جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد

ضابطه شماره ۸۱۶

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

Nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

http://bhrc.ac.ir

سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی

معاونت برنامه‌ریزی و مهندسی

www.cobi.gov.ir

۱۳۹۹

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:**	**۹۹/۷۲۶۳۵**
	تاریخ:	**۱۳۹۹/۰۲/۲۲**

موضوع: دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد

در چارچوب ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور موضوع نظام فنی و اجرایی یکپارچه، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، به پیوست ضابطه شماره ۸۱۶ امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران با عنوان «دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد » از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۹/۰۴/۰۱ الزامی است.

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

محمد باقر نوبخت

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

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

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

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

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

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

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

باسمه تعالی

پیشگفتار

کشور ایران در زمره مناطق دارای خطر لرزه‌ای بالا محسوب می‌شود و با شدت یافتن روند توسعه کشور، گسترش شهرها و تمرکز جمعیت، اهمیت و لزوم کاهش آسیب‌پذیری سرمایه‌های مادی و معنوی در این پهنه لرزه‌خیز، بیش از پیش مورد توجه قرار گرفته‌است. در این راستا، بیمارستان‌ها جزء ساختمان‌های ضروری هستند که باید بتوانند پس از وقوع زلزله با حفظ ایستایی خود، ایمنی کارکنان و بیماران را تامین کنند و بدون وقفه خدمات پزشکی را به سانحه دیدگان ارائه نمایند. لذا طراحی این مراکز نیازمند توجه بیشتری بوده و ضروری است که ساختمان آن‌ها بر اساس روش‌های مبتنی بر عملکرد طراحی شود تا بتواند سطح عملکرد لازم و ایمنی ساکنان را حاصل نموده و پاسخگوی عملکرد مورد انتظار باشد.

با توجه به موارد فوق، ضابطه شماره ۸۱۶ با عنوان «دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد» توسط مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و با حمایت و هماهنگی سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی تهیه و برای تایید و ابلاغ به عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی کشور به این معاونت ارسال شد که پس از بررسی، براساس نظاف فنی اجرایی یکپارچه، موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران تصویب و ابلاغ گردید.

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

حمیدرضا عدل

معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی

بهار ۱۳۹۹

تهیه و کنترل « دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد»

[ضابطه شماره ۸۱۶]

اعضای گروه تهیه‌کننده:

علی‌اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
تیمور هنربخش	مهندسین مشاور سرزمین	فوق‌لیسانس مهندسی عمران
محمدرضا ذوالفقاری	دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	دکترای مهندسی زلزله
مسعود سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
سید رسول میرقادری	دانشکده فنی دانشگاه تهران	دکترای مهندسی عمران
سید سهیل مجیدزمانی	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
مهدی خوش‌کردار	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران

اعضای گروه نظارت:

مصطفی خانزادی	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران
غلامرضا قدرتی امیری	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران
فواد مهاجری	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران

اعضای گروه تایید کننده (کمیته تخصصی):

محمد جعفر علیزاده	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی	کارشناس ارشد مهندسی عمران
محمد شکرچی‌زاده	دانشگاه تهران – مرکز تحقیقات راه ، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
رضا اخباری	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی	کارشناس مهندسی عمران
رحیم بادامیان	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی	کارشناس ارشد مهندسی عمران
حمیدرضا یحیایی	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی	کارشناس ارشد مهندسی عمران
قاسم قربانعلی‌زاده	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی	کارشناس ارشد مهندسی عمران

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

علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
فرزاد پارسا	رئیس گروه امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

پیشگفتار ..... أ

فصل اول دستورالعمل طراحی لرزه‌ای اجزای سازه‌ای بیمارستان بر اساس عملکرد

۱-۱- کلیات ۳

۱-۱-۱- مقدمه ۳

۱-۱-۲- حدود کاربرد ۳

۱-۱-۳- تقسیم‌بندی مراکز درمانی ۳

۱-۱-۴- تحلیل خطر لرزه‌ای ۴

۱-۱-۴-۱- سطوح خطر زلزله ۵

۱-۱-۴-۲- طیف طرح ارتجاعی استاندارد ۵

۱-۱-۴-۳- طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه ۵

۱-۱-۴-۴-شتاب‌نگاشت‌ها ۵

۱-۱-۵- گروه‌بندی ساختمان‌ها و تعیین اهداف عملکردی ۶

۱-۱-۵-۱-سطوح عملکردی اجزاء سازه ۶

۱-۱-۵-۲- اهداف عملکردی ساختمان ۷

۱-۲- طراحی سازه‌های متداول بر اساس عملکرد ۷

۱-۲-۱- مقدمه ۷

۱-۲-۲- دامنه کاربرد ۷

۱-۲-۳- مطالعات ژئوتکنیکی ۸

۱-۲-۴- ضوابط کلی طراحی سازه ۸

۱-۲-۴-۱- ساختمان‌های فولادی ۸

۱-۲-۴-۲- ساختمان‌های بتن مسلح ۸

۱-۲-۴-۳- اعضای غیرسازه‌ای و میانقاب‌ها ۹

۴-۴-۲-۱- رفتار غیرخطی ۹
.۵-۲-۱- برآورد ظرفیت اجزاء سازه ۱۰
۱-۵-۲-۱- رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ۱۰
۲-۵-۲-۱- رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو ۱۰
۶-۲-۱- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۱ ..... ۱۱
۱-۶-۲-۱- مدل سازه‌ای ۱۱
۲-۶-۲-۱- روش تحلیل ۱۱
۳-۶-۲-۱- ترکیبات بارگذاری ۱۱
۴-۶-۲-۱- بار زلزله ۱۱
۵-۶-۲-۱- توزیع بار زلزله در ارتفاع ۱۲
۶-۶-۲-۱- معیارهای پذیرش ۱۲
۷-۶-۲-۱- معیارهای پذیرش پی ۱۳
۱-۷-۶-۲-۱- برکنش ۱۳
۲-۷-۶-۲-۱- تنش تسلیم خاک و طراحی سازه پی ۱۳
۷-۲-۱- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۲ ..... ۱۴
۱-۷-۲-۱- مدل سازه‌ای ۱۴
۲-۷-۲-۱- روش تحلیل ۱۴
۳-۷-۲-۱-ترکیبات بارگذاری ۱۶
۴-۷-۲-۱- توزیع بار زلزله در ارتفاع ۱۶
۵-۷-۲-۱- منحنی ظرفیت ۱۶
۶-۷-۲-۱- زمان تناوب اصلی موثر ساختمان ۱۷
۷-۷-۲-۱- تغییرمکان هدف ۱۷
۸-۷-۲-۱- اثرات پیچش ۱۸
۹-۷-۲-۱- معیارهای پذیرش ۱۹

۱-۲-۷-۱۰- پی ۲۰
۱-۲-۷-۱۱- روش تحلیل دینامیکی غیر خطی ۲۰
۱-۲-۷-۱۱-۱- معیارهای پذیرش ۲۱
۱-۲-۷-۱۱-۲- تایید طراحی سازه ۲۱
۱-۳- استفاده از جداساز لرزه‌ای ۲۱
۱-۳-۱- مقدمه ۲۱
۱-۳-۲- ضوابط عمومی ۲۱
۱-۳-۲-۱- سامانه جداساز ۲۱
۱-۳-۲-۱-۱- شرایط محیطی ۲۱
۱-۳-۲-۱-۲- نیروهای باد ۲۲
۱-۳-۲-۱-۴- مقاومت در برابر آتش‌سوزی ۲۲
۱-۳-۲-۱-۵- نیروی جانبی بازگرداننده ۲۲
۱-۳-۲-۱-۶- قید تغییرمکان ۲۲
۱-۳-۲-۱-۷- پایداری در برابر بارهای قائم ۲۲
۱-۳-۲-۱-۸- واژگونی ۲۲
۱-۳-۲-۱-۹- بازرسی و جایگزینی ۲۳
۱-۳-۲-۲- سیستم سازه‌ای ۲۳
۱-۳-۲-۲-۱- توزیع افقی نیرو ۲۳
۱-۳-۲-۲-۲- درزهای انقطاع ۲۳
۱-۳-۲-۳- اجزای متقاطع با تراز جداسازی ۲۳
۱-۳-۳- تحلیل و طراحی سازه در برابر زلزله سطح خطر ۱ ..... ۲۴
۱-۳-۳-۱- کلیات ۲۴
۱-۳-۳-۲- مدل‌سازی ۲۴
۱-۳-۳-۲-۱- مدل‌سازی سامانه جداساز ۲۴

۲-۲-۳-۳-۱- مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی ۲۴
۳-۳-۳-۱- روش تحلیل دینامیکی طیفی ۲۵
۱-۳-۳-۳-۱- حرکت زمین ۲۵
۲-۳-۳-۳-۱- میرایی مودی ۲۵
۳-۳-۳-۳-۱- ترکیب مولفه‌های زلزله ۲۵
۴-۳-۳-۳-۱- کنترل سامانه جداساز واجزای سازه واقع در زیر آن ۲۵
۴-۳-۳-۱- حداقل تغییر مکان‌های جانبی در سامانه جداساز ۲۵
۲-۴-۳-۳-۳-۱- مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل ۲۷
۵-۳-۳-۳-۱- کنترل اجزای سازه واقع در بالای سامانه جداساز ۲۷
۱-۵-۳-۳-۳-۱- حداقل نیروی جانبی برای سامانه جداساز و اجزای سازه ۲۷
۲-۵-۳-۳-۳-۱- مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل ۲۸
۳-۵-۳-۳-۳-۱- محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات ۲۸
۴-۳-۳-۱- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ۲۸
۱-۴-۳-۳-۱-حرکت زمین ۲۸
۲-۴-۳-۳-۱- میرایی ۲۸
۳-۴-۳-۳-۱- کنترل سامانه جداساز و اجزای سازه زیر آن ۲۸
۴-۴-۳-۳-۱- کنترل سازه بالای سامانه جداساز ۲۸
۴-۳-۱- ضوابط عمومی تحلیل سازه در برابر سطح خطر ۲ ..... ۲۹
۱-۴-۳-۱- کلیات ۲۹
۲-۴-۳-۱- مدل‌سازی ۲۹
۳-۴-۳-۱- حرکت زمین ۲۹
۴-۴-۳-۱- کنترل سامانه جداساز و اجزای سازه واقع در زیر آن ۲۹
۵-۴-۳-۱- کنترل اجزای سازه واقع در بالای سامانه جداساز ۳۱
۵-۳-۱- مشخصات لازم برای طراحی و آزمایش سامانه جداساز ۳۱

۱-۵-۳-۱-کلیات ۳۱
۲-۵-۳-۱- آزمایش‌های نمونه اصلی ۳۱
۱-۲-۵-۳-۱- ثبت نتایج ۳۱
۲-۲-۵-۳-۱-ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری ۳۱
۳-۲-۵-۳-۱- جداسازهای تحمل‌کننده بار قائم ۳۲
۴-۲-۵-۳-۱- جداسازهای با خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری ۳۲
۵-۲-۵-۳-۱- جداسازهای با خصوصیات وابسته به بارگذاری در دو امتداد ۳۲
۶-۲-۵-۳-۱- سامانه‌های محدودکننده تغییرمکان در برابر باد ۳۳
۷-۲-۵-۳-۱- آزمایش روی واحدهای مشابه ۳۳
۳-۵-۳-۱- تعیین خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان ۳۳
۴-۵-۳-۱- کفایت نمونه‌های آزمایشی ۳۴
۵-۵-۳-۱- مشخصات طراحی سامانه جداساز ۳۴
۱-۵-۵-۳-۱- حداکثر و حداقل سختی موثر ۳۴
۲-۵-۵-۳-۱- میرایی موثر ۳۵
۶-۳-۱- بازبینی طرح ۳۵
۱-۶-۳-۱-کلیات ۳۵
۲-۶-۳-۱- سامانه جداساز ۳۵
۳-۶-۳-۱- آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید سامانه جداساز ۳۶
۴-۱- استفاده از میراگرهای انرژی ۳۷
۱-۴-۱- مقدمه ۳۷
۲-۴-۱- ضوابط عمومی ۳۷
۱-۲-۴-۱- اثر دما ۳۷
۲-۲-۴-۱- شرایط محیطی ۳۷
۳-۲-۴-۱- نیروی باد ۳۷

۴-۲-۴-۱- بازرسی و جایگزینی ۳۷
۵-۲-۴-۱- نگهداری ۳۷
۳-۴-۱- دسته‌بندی وسایل اتلاف انرژی ۳۸
۴-۴-۱- تحلیل و طراحی سازه در برابر زلزله سطح خطر ۱ ۳۸
۱-۴-۴-۱- کلیات ۳۸
۲-۴-۴-۱- مدل‌سازی سازه و میراگرها ۳۸
۱-۲-۴-۴-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان ۳۸
۲-۲-۴-۴-۱- وسایل وابسته به سرعت ۳۹
۳-۴-۴-۱- روش تحلیل دینامیکی طیفی ۳۹
۱-۳-۴-۴-۱- حرکت زمین ۳۹
۲-۳-۴-۴-۱- میرایی موثر ۳۹
۱-۲-۳-۴-۴-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان ۴۰
۲-۲-۳-۴-۴-۱- وسایل وابسته به سرعت ۴۰
۳-۳-۴-۴-۱-کنترل اجزای سازه ۴۰
۱-۳-۳-۴-۴-۱- حداقل نیروی جانبی ۴۰
۴-۳-۴-۴-۱- نیروهای سامانه میراگر ۴۱
۴-۴-۴-۱-روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ۴۲
۱-۴-۴-۴-۱- حرکت زمین ۴۲
۲-۴-۴-۴-۱-میرایی ۴۲
۳-۴-۴-۴-۱- کنترل اجزای سازه و سامانه میراگر ۴۲
۵-۴-۱- تحلیل سازه در برابر زلزله سطح خطر ۲ ۴۲
۱-۵-۴-۱- کلیات ۴۲
۲-۵-۴-۱- مدل‌سازی ۴۲
۱-۲-۵-۴-۱-وسایل وابسته به تغییر مکان ۴۳

۲-۲-۵-۴-۱-وسایل وابسته به سرعت ۴۳
۳-۵-۴-۱-حرکت زمین ۴۴
۴-۵-۴-۱- کنترل اجزای سازه ۴۴
۵-۵-۴-۱-کنترل سامانه میراگر ۴۵
۶-۴-۱- آزمایش‌های لازم برای میراگرهای انرژی ۴۵
۱-۶-۴-۱- کلیات ۴۵
۲-۶-۴-۱- آزمایش نمونه‌های اصلی ۴۵
۱-۲-۶-۴-۱- ثبت داده‌ها ۴۵
۲-۲-۶-۴-۱- ترتیب و دوره‌های آزمایش ۴۶
۳-۲-۶-۴-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان در دو امتداد ۴۶
۴-۲-۶-۴-۱- آزمایش وسایل مشابه ۴۷
۳-۶-۴-۱- تعیین مشخصات منحنی نیرو- سرعت-تغییر مکان ۴۷
۴-۶-۴-۱- کفایت سامانه ۴۷
۷-۴-۱- بازبینی طرح ۴۸
۱-۷-۴-۱- کلیات ۴۸
۲-۷-۴-۱-طرح سازه مجهز به میراگر ۴۸
۳-۷-۴-۱- آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید میراگرها ۴۹
فصل دوم - دستورالعمل کنترل طراحی لرزه‌ای اجزا سازه‌ای بیمارستان بر اساس عملکرد
۱-۲-کلیات ۵۳
۲-۲- کنترل طرح سازه بیمارستان‌ها ۵۳
۱-۲-۲- هدف ۵۳
۲-۲-۲- رویکرد استفاده شده ۵۳
۳-۲-۲- جمع‌آوری اطلاعات ۵۳
۴-۲-۲- برآورد ظرفیت اجزاء سازه ۵۴

۵-۲-۲- تکمیل فرم‌های ارزیابی اولیه و شناخت سیستم باربر جانبی ساختمان ۵۵
۶-۲-۲- ارزیابی طرح لرزه‌ای سازه در سطح خطر ۱ ..... ۶۰
۱-۶-۲-۲- روش استاتیکی خطی ۶۰
۱-۱-۶-۲-۲- برش پایه ۶۱
۲-۱-۶-۲-۲- زمان تناوب ۶۱
۳-۱-۶-۲-۲- توزیع بار جانبی در ارتفاع ۶۱
۴-۱-۶-۲-۲- دیافراگم‌ها ۶۲
۲-۶-۲-۲- روش دینامیکی خطی ۶۲
۱-۲-۶-۲-۲- تحلیل مودال سازه ۶۳
۲-۲-۶-۲-۲- اصلاح مقادیر پاسخ ۶۳
۳-۲-۶-۲-۲-دیافراگم‌ها ۶۳
۳-۶-۲-۲- مدل ریاضی برای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۶۳
۱-۳-۶-۲-۲- فرضیات پایه ۶۳
۲-۳-۶-۲-۲- پیچش افقی ۶۳
۳-۳-۶-۲-۲- اعضاء اصلی و غیر اصلی ۶۴
۴-۳-۶-۲-۲- دیافراگم‌ها ۶۵
۵-۳-۶-۲-۲- تحریک در راستاهای متعامد ۶۵
۶-۳-۶-۲-۲- شتاب قائم ۶۵
۷-۳-۶-۲-۲- میانقاب‌ها ۶۵
۴-۶-۲-۲- ترکیبات بارگذاری ۶۵
۵-۶-۲-۲-معیارهای پذیرش ۶۶
۱-۵-۶-۲-۲- اتصالات ۶۶
۲-۵-۶-۲-۲- برکنش ۶۶
۳-۵-۶-۲-۲-تنش تسلیم خاک و طراحی سازه پی ۶۶

۷-۲-۲- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۲ ۶۹
۱-۷-۲-۲-مدل سازه‌ای ۶۹
۲-۷-۲-۲- روش تحلیل ۶۹
۳-۷-۲-۲- ترکیبات بارگذاری ۷۰
۴-۷-۲-۲- توزیع بار زلزله در ارتفاع ۷۱
۵-۷-۲-۲- منحنی ظرفیت ۷۱
۶-۷-۲-۲- زمان تناوب اصلی موثر ساختمان ۷۲
۷-۷-۲-۲- تغییرمکان هدف ۷۲
۸-۷-۲-۲- اثرات پیچش ۷۳
۹-۷-۲-۲- معیارهای پذیرش ۷۳
۱-۹-۷-۲-۲- اتصالات ۷۴
۲-۹-۷-۲-۲- پی ۷۴
۱۰-۷-۲-۲-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ۷۴
۱-۱۰-۷-۲-۲- معیارهای پذیرش ۷۵
۲-۱۰-۷-۲-۲- تایید طراحی سازه ۷۵
فصل سوم - دستورالعمل طراحی و کنترل لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان بر اساس عملکرد
۱-۳- مقدمه ۸۷
۲-۳- ملاحظات کلی در طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای ۸۷
۳-۳- تعاریف ۸۹
۱-۳-۳- اجزای غیرسازه‌ای ۸۹
۲-۳-۳- سطوح خطر زلزله و سطوح عملکرد ۸۹
۳-۳-۳- اهداف عملکردی ۹۰
۴-۳- دامنه کاربرد ۹۱
۵-۳- رده‌بندی رفتاری اجزاء ۹۱

۳-۵-۱-اجزای مقید به شتاب ۹۱
۳-۵-۲-اجزا مقید به تغییر مکان ۹۱
۳-۵-۳-اجزاء مقید به شتاب و تغییر مکان ۹۲
۳-۶-ضریب اهمیت جزء ۹۲
۳-۷-ضوابط طراحی اجزاء غیرسازه‌ای، نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال ۹۲
۳-۸- مدل‌سازی ۹۲
۳-۸-۱- در ساختمان‌های با سیستم باربر جانبی متعارف؛ ۹۳
۳-۸-۲- در ساختمان‌های دارای سیستم جداساز لرزه‌ای ۹۳
۳-۹- روش‌های طراحی ۹۳
۳-۹-۱- روش تجویزی ۹۳
۳-۹-۲- روش تحلیلی ۹۴
۳-۹-۲-۱- نیروی افقی لرزه‌ای ۹۴
۳-۹-۲-۲- نیروی قائم لرزه‌ای ۹۶
۳-۹-۲-۳- محاسبه تغییرشکل ۹۶
۳-۹-۲-۴- روش‌های دیگر ۹۷
۳-۱۰- ترکیبات بارگذاری ۹۷
۳-۱۱- معیارهای کنترل ۹۷
۳-۱۲- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش ۱۰۵
۳-۱۲-۱-سفت‌کاری دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها (میانقاب‌ها) ۱۰۵
۳-۱۲-۱-۱-تعریف و محدوده کاربرد ۱۰۵
۳-۱۲-۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۰۵
۳-۱۲-۲-۱- نمای چسبانده‌شده ۱۰۷
۳-۱۲-۲-۱-۱-تعریف و محدوده‌ی کاربرد ۱۰۷
۳-۱۲-۲-۱-۲-رفتار جزء و روش طراحی ۱۰۷

۳-۱-۲-۱۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۰۷
۲-۲-۱۲-۳- نمای دوخته‌شده ۱۰۷
۱-۲-۲-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد ۱۰۷
۲-۲-۲-۱۲-۳- رفتار جزء و روش‌های طراحی ۱۰۸
۳-۲-۲-۱۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۰۸
۳-۲-۱۲-۳- نمای آجر شیشه‌ای ۱۰۸
۱-۳-۲-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد ۱۰۸
۲-۳-۲-۱۲-۳- رفتار جزء و روش‌های طراحی ۱۰۸
۳-۳-۲-۱۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۰۸
۴-۲-۱۲-۳- پانل‌های پیش‌ساخته ۱۰۹
۱-۴-۲-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد ۱۰۹
۲-۴-۲-۱۲-۳- رفتار جزء و روش‌های بهسازی ۱۰۹
۳-۴-۲-۱۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۰۹
۵-۲-۱۲-۳- نمای شیشه‌ای ۱۰۹
۱-۵-۲-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد ۱۰۹
۲-۵-۲-۱۲-۳-رفتار جزء و روش طراحی ۱۱۰
۳-۵-۲-۱۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۱۰
۳-۱۲-۳-نازک‌کاری دیوارهای داخلی ۱۱۱
۱-۳-۱۲-۳-گچ و خاک ۱۱۱
۴-۱۲-۳- سنگ ۱۱۱
۱-۴-۱۲-۳-تعریف و محدوده کاربرد ۱۱۱
۲-۴-۱۲-۳- رفتار جزء و روش طراحی ۱۱۱
۳-۴-۱۲-۳-معیارهای پذیرش ۱۱۱
۵-۱۲-۳-چوب ۱۱۲

۱-۵-۱۲-۳-تعریف و محدوده‌ی کاربرد..... ۱۱۲
۲-۵-۱۲-۳- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۲
۳-۵-۱۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۲
۶-۱۲-۳- آینه..... ۱۱۲
۱-۶-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۲
۲-۶-۱۲-۳-رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۲
۳-۶-۱۲-۳-معیارهای پذیرش..... ۱۱۲
۷-۱۲-۳- کاشی و سرامیک..... ۱۱۳
۱-۷-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۳
۸-۱۲-۳- سقف‌های کاذب..... ۱۱۳
۱-۸-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۳
۲-۸-۱۲-۳-رفتار جزء و روش‌های بهسازی..... ۱۱۳
۳-۸-۱۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۳
۹-۱۲-۳- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره‌ای..... ۱۱۴
۱-۹-۱۲-۳-تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۴
۲-۹-۱۲-۳- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۴
۳-۹-۱۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۵
۱۰-۱۲-۳- دودکش‌های ساختمانی..... ۱۱۵
۱-۱۰-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۵
۱۰-۱۲-۳- ۲- رفتار جزء و روش‌های طراحی..... ۱۱۵
۳-۱۰-۱۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۵
۱۱-۱۲-۳- راه‌پله‌ها..... ۱۱۵
۱-۱۱-۱۲-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۵
۲-۱۱-۱۲-۳-رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۶

۳-۱۱-۱۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۶
۳-۱۳- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش..... ۱۱۶
۳-۱۳-۱- تجهیزات مکانیکی..... ۱۱۶
۳-۱-۱۳-۳- تعریف و محدوده‌ی کاربرد..... ۱۱۶
۳-۱-۱۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۷
۳-۱-۱۳-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۷
۳-۱۳-۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها..... ۱۱۷
۳-۲-۱۳-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۷
۳-۲-۱۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۷
۳-۲-۱۳-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۸
۳-۱۳-۳- لوله‌ها..... ۱۱۸
۳-۳-۱۳-۳- لوله‌های محتوی مواد خطرناک..... ۱۱۸
۳-۱-۳-۱۳-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۸
۳-۱-۳-۱۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۸
۳-۱-۳-۱۳-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۸
۳-۳-۱۳-۲- لوله‌های تحت فشار..... ۱۱۹
۳-۲-۳-۱۳-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۹
۳-۲-۳-۱۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۹
۳-۲-۳-۱۳-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۹
۳-۳-۱۳-۳- لوله‌کشی‌های بدون فشار..... ۱۱۹
۳-۳-۳-۱۳-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۱۹
۳-۳-۳-۱۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی..... ۱۱۹
۳-۳-۳-۱۳-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۲۰
۳-۴-۱۳-۳- تعریف و محدوده کاربرد..... ۱۲۰

۳-۱۳-۴-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۰
۳-۱۳-۴-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۰
۳-۱۳-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۱
۳-۱۳-۵-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۱
۳-۱۳-۵-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۱
۳-۱۳-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۱
۳-۱۳-۶-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۱
۳-۱۳-۶-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۲
۳-۱۳-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۲
۳-۱۳-۷-۲- رفتار جزء و روش‌طراحی ۱۲۲
۳-۱۳-۷-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۲
۳-۱۳-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۳
۳-۱۳-۸-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۳
۳-۱۳-۸-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۳
۳-۱۳-۹-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۳
۳-۱۳-۹-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۳
۳-۱۳-۹-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۴
۳-۱۳-۱۰-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۴
۳-۱۳-۱۰-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۴
۳-۱۳-۱۰-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۴
۳-۱۳-۱۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد ۱۲۴
۳-۱۳-۱۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی ۱۲۵
۳-۱۳-۱۱-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۵
۳-۱۴- چند مثال طراحی ۱۲۵

فصل چهارم - دستورالعمل تحلیل خطر زلزله در ساختگاه بیمارستان

۴-۱- مقدمه ۱۶۷

۴-۲- اهداف ۱۶۷

۴-۳- دامنه کاربرد ۱۶۷

۴-۴- نحوه کاربرد این دستورالعمل ۱۶۸

۴-۵- خطرات لرزه‌ای مورد نظر ۱۶۸

۴-۶- روش‌های تحلیل خطر جنبش قوی زمین ۱۶۸

۴-۶-۱- روش تعینی تحلیل خطر زلزله (DSHA) ۱۶۸

۴-۶-۲- روش احتمالی تحلیل خطر زلزله (PSHA) ۱۶۸

۴-۷- خروجی‌های مطالعات تحلیل احتمالی خطر لرزه‌ای ۱۶۹

۴-۸- دامنه داده‌های مورد نیاز و محدوده بررسی‌ها جهت تشکیل بانک اطلاعات ۱۶۹

۴-۹- شرایط لزوم انجام مطالعات تحلیل خطر ساختگاه ۱۷۰

۴-۱۰- لزوم تحلیل عدم‌قطعیت‌ها در مطالعات تحلیل خطر زلزله ۱۷۰

۴-۱۱- صحت سنجی مطالعات تحلیل خطر و مستندسازی ۱۷۱

۴-۱۲- توصیه‌های اجرایی در برآورد خطر زلزله ۱۷۲

۴-۱۲-۱- مقدمه ۱۷۲

۴-۱۲-۲- منابع عمده عدم‌قطعیت‌ها در مطالعات تحلیل خطر زلزله ۱۷۲

۴-۱۲-۳- توصیه‌های کاربردی در مدل‌سازی خطر زلزله ۱۷۳

۴-۱۲-۴- مدل‌سازی منابع و سرچشمه‌های لرزه‌ای ۱۷۳

۴-۱۲-۵- استفاده از آمار زلزله‌های گذشته (کاتالوگ زلزله) ۱۷۵

۴-۱۲-۶- توابع بزرگی- فراوانی ۱۷۵

۴-۱۲-۷- مدل‌های تخمین جنبش قوی زمین ۱۷۷

۴-۱۲-۸- ابزار و روش‌های محاسبه خطر زلزله ۱۷۹

۴-۱۲-۹- محاسبه طیف پاسخ ساختگاه ۱۸۰

۴-۱۲-۱۰- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه ۱۸۲
۴-۱۳- مدل‌سازی منابع و سرچشمه‌های لرزه‌ای ۱۸۲
۴-۱۳-۱- مقدمه ۱۸۲
۴-۱۳-۲- روش‌ها مدل‌سازی منابع لرزه‌ای ۱۸۳
۴-۱۳-۳- سرچشمه‌های گسلی ۱۸۳
۴-۱۳-۴- سرچشمه‌های ناحیه‌ای ۱۸۴
۴-۱۳-۵- نقش قضاوت تخصصی در مدل‌سازی منابع لرزه‌ای ۱۸۵
۴-۱۳-۱۱-۱- تعاریف ۱۸۹
۴-۱۳-۱۱-۲- منابع اطلاعاتی زلزله‌های قابل استفاده در ایران ۱۹۰
۴-۱۳-۱۱-۳- پایگاه‌های ملی لرزه‌نگاری کشور ۱۹۰
۴-۱۳-۱۱-۴- پایگاه‌های بین‌المللی تهیه کاتالوگ زلزله ۱۹۱
۴-۱۳-۱۱-۵- تهیه کاتالوگ زلزله‌های همگون ۱۹۲
۴-۱۳-۱۱-۶- همگون‌سازی کاتالوگ از منظر واحد بزرگا ۱۹۲
۴-۴-۱۱-۷- توزیع زلزله در زمان و آزمون کامل بودن کاتالوگ ۱۹۴
۴-۱۳-۱۱-۸- زلزله‌های وابسته ۱۹۴
۴-۱۳-۱۱-۹- توزیع مکانی زلزله‌های گذشته ۱۹۵
۴-۱۴- تخمین پارامترهای رژیم لرزه‌خیزی ۱۹۶
۴-۱۴-۱- مقدمه ۱۹۶
۴-۱۴-۲- توابع فراوانی- بزرگی ۱۹۶
۴-۱۴-۳- برازش تابع بزرگی-فراوانی ۱۹۷
۴-۱۴-۴- توابع زلزله‌های مشخصه ۱۹۸
۴-۱۴-۵- وابستگی پارامترهای a و b روابط بزرگی-فراوانی در اعمال عدم‌قطعیت ۱۹۸
۴-۱۴-۶- تخمین بزرگی حداکثر از زلزله‌های تاریخی ۱۹۹
۴-۱۴-۷- تخمین بزرگی حداکثر از مشخصات گسل‌ها ۲۰۰

۴-۱۴-۸- عدم‌قطعیت بزرگی حداکثر ۲۰۰
۴-۱۴-۹- بزرگی کمینه ۲۰۱
۴-۱۴-۱۰- تحلیل حساسیت ۲۰۲
۴-۱۴-۱۱- مدل‌های تصادفی وقوع زلزله‌ها و کاربرد آنها در ایران ۲۰۲
۴-۱۵- لرزه زمین‌ساخت ایران و خاورمیانه ۲۰۳
۴-۱۵-۱- لزوم انجام مطالعات لرزه زمین‌ساخت ۲۰۳
۴-۱۵-۲- انتظارات مطالعات لرزه زمین‌ساخت ۲۰۳
۴-۱۵-۳- محدوده مطالعات لرزه زمین‌ساخت ۲۰۳
۴-۱۵-۴- لرزه زمین‌ساخت عمومی ایران ۲۰۳
۴-۱۵-۵- لرزه زمین‌ساخت زاگرس ۲۰۴
۴-۱۵-۶- لرزه زمین‌ساخت مکران ۲۰۵
۴-۱۶- مدل‌های تخمین جنبش قوی زمین ۲۰۶
۴-۱۶-۱- کلیات ۲۰۶
۴-۱۶-۲- تعاریف متغیر فاصله در توابع کاهندگی ۲۰۷
۴-۱۶-۲-۱- برآورد عمق تا بالای صفحه گسیختگی (ZTOR)، فاصله Rx و فاصله گسیختگی Rrup ۲۰۸
۴-۱۶-۳- تنوع زمین‌ساخت ایران در انتخاب توابع کاهندگی ۲۰۹
۴-۱۶-۴- توابع کاهندگی توسعه داده شده در ایران ۲۰۹
۴-۱۶-۵- رتبه‌بندی معادلات کاهندگی مناسب برای وزندهی درخت منطقی ۲۱۰
۴-۱۶-۶- تخمین میزان مولفه عمودی شتاب طیفی طراحی ۲۱۱
۴-۱۶-۷- توابع کاهندگی نسل جدید ۲۱۲
۴-۱۶-۸- جزئیات و حدود متغیرهای توابع کاهندگی ۲۱۳
۴-۱۶-۹- مدل‌سازی عدم‌قطعیت‌های تصادفی توابع کاهندگی ۲۱۳
۴-۱۶-۱۰-۱-اثرات فرادیواره ۲۱۵
۴-۱۶-۱۰-۲- اثر جهت پذیری ۲۱۶

۴-۱۷- ابزار و روش‌های محاسبه خطر زلزله ۲۱۷
۴-۱۷-۱- کلیات ۲۱۷
۴-۱۸- محاسبه طیف پاسخ ساختگاه ۲۲۵
۴-۱۸-۱- روش استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۲۲۵
۴-۱۸-۲- روش مبتنی بر شکل طیف دستورالعمل بهسازی ۲۲۶
۴-۱۸-۳- روش استفاده از طیف با خطر ثابت حاصل از مطالعات تحلیل خطر ۲۲۷
۴-۱۸-۴- روش تخمین طیف پاسخ با خطر ثابت برای سنگ بستر و تحلیل دینامیکی ساختگاه ۲۲۸
۴-۱۸-۵- روش‌های انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه برای تحلیل دینامیکی ساختگاه ۲۳۰
مراجع ۲۳۳

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

شکل ۱-۱- منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضاء ۱۴

شکل ۱-۲- چند خطی کردن منحنی ظرفیت ۱۶

شکل ۲-۱- منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضاء ۶۶

شکل ۲-۲- چند خطی کردن منحنی ظرفیت ۶۸

شکل ۳-۱- مراحل کنترل کفایت سازه‌ای میانقاب در برابر نیروی ناشی از زلزله ۱۰۵

شکل ۳-۲- نسبت ابعادی جان پناه ۱۱۳

شکل ۳-۳- میانقاب مثال شماره ۱ ۱۲۴

شکل ۳-۴- چیلر مثال شماره ۲ ۱۲۶

شکل ۳-۵- جزئیات جداسازی دیوارهای مصالح بنایی تیپ های (۱) و (۲) ۱۲۸

شکل ۳-۶- تسلیح دیوارهای بنایی با روش فولاد بستر ۱۲۹

شکل ۳-۷- جزئیات جداسازی دیوارهای مصالح بنایی تیپ (۳) ۱۳۰

شکل ۳-۸- جزئیات جداسازی دیوارهای سبک از قاب بسته به موقعیت دیوار نسبت به ستون ۱۳۱

شکل ۳-۹- جزئیات اجرایی تیغه‌های سبک کارخانه‌ای مانند کناف و مشابه آن ۱۳۲

شکل ۳-۱۰- جزئیات تقویت اطراف بازشوها در دیوارهای بنائی ۱۳۳

شکل ۳-۱۱- جزئیات اتصال آجر نما به دیوار/ بدنه آجری یا بتنی ۱۳۴

شکل ۳-۱۲- جزئیات مهار نما به دیوار یا سازه ۱۳۵

شکل ۳-۱۳- جزئیات مهار دیوار جان پناه ۱۳۶

شکل ۳-۱۴- جزئیات شیشه در قاب آن ۱۳۷

شکل ۳-۱۵- جزئیات مهاربندی سقف کاذب معلق ۱۳۸

شکل ۳-۱۶- جزئیات اتصال سقف کاذب معلق با مهار جانبی ۱۳۹

شکل ۳-۱۷- جزئیات اتصال سقف کاذب معلق با مهار جانبی ۱۴۰

شکل ۳-۱۸-جزئیات مهار تیرهای اصلی و فرعی سقف کاذب معلق ۱۴۱

شکل ۳-۱۹- جزئیات مهار کف های کاذب ۱۴۲

شکل ۳-۲۰- جزئیات اتصال چیلر با ظرفیت تا ۱۰۰ تن ۱۴۳

شکل ۳-۲۱- جزئیات اتصال دیگ آب گرم ۱۴۴

شکل ۳-۲۲- جزئیات اتصال منبع ایستاده به کف ۱۴۵

شکل ۳-۲۳- جزئیات اتصال تابلوهای برق خود ایستا ۱۴۶

شکل ۳-۲۴- جزئیات مهار ریل‌های راهنمای کابین آسانسور ۱۴۷
شکل ۳-۲۵- جزئیات مهار باطری‌ها ۱۴۸
شکل ۳-۲۶- جزئیات مهار نگهدارندهای لوله‌های تاسیساتی وسینی کابل برای وزن تاسیسات تا ۵۰۰ کیلوگرم ... ۱۴۹
شکل ۳-۲۷- جزئیات مهار کابلی و صلب لوله‌های متکی بر تکیه‌گاه‌های آویزان ۱۵۰
شکل ۳-۲۸- جزئیات مهار کابلی و صلب تجهیزات آویزان ۱۵۱
شکل ۳-۲۹- جزئیات مهار لوله‌های تاسیساتی بر روی پایه‌های فلزی ۱۵۲
شکل ۳-۳۰- جزئیات مهار تک لوله تاسیساتی آویزان ۱۵۳
شکل ۳-۳۱- جزئیات مهار صلب تک لوله تاسیساتی آویزان ۱۵۴
شکل ۳-۳۲- جزئیات اتصال لوله/ لوله‌های قائم به دیوار بتنی/ بنائی ۱۵۵
شکل ۳-۳۳- جزئیات نگهدارنده لوله قائم در بام ۱۵۶
شکل ۳-۳۴- جزئیات مهار اجزای کامپیوتر و تجهیزات مشابه آن ۱۵۷
شکل ۳-۳۵- جزئیات مهار تجهیز به روی پیشخوان یا میز ۱۵۸
شکل ۳-۳۶- مهارهای اتصال کشوها به دیوار و کف ۱۵۹
شکل ۳-۳۷- مهارهای قفسه‌های کتاب به دیوار و کف ۱۶۰
شکل ۳-۳۸- جزئیات پوشش محافظ مهارهای فوقانی قفسه‌های کتابخانه/ اجناس از معرض دید ۱۶۱
شکل ۴-۱- مدل‌های هندسی قابل استفاده برای مدل‌سازی منابع لرزه‌ای ۱۸۰
شکل ۴-۲- اطلاعات مورد نیاز جهت مدل‌سازی سه بعدی شاخص‌های مختلف فاصله ۱۸۱
شکل ۴-۳- نمونه‌ای از تقسیم‌بندی منطقه لرزه‌خیز به سرچشمه‌های سطحی لرزه‌ای ۱۸۲
شکل ۴-۴- ناحیه‌بندی لرزه‌ای توسط گروه ۱ ..... ۱۸۳
شکل ۴-۵- ناحیه‌بندی لرزه‌ای توسط گروه۲ ..... ۱۸۳
شکل ۴-۶- تاثیر مستقیم مرزهای انتخاب شده برای سرچشمه‌های لرزه‌ای در پهنه‌بندی خطر احتمالی زلزله ۱۸۴
شکل ۴-۷- نمونه‌ای از تلاش در انطباق مرزهای چشمه‌های لرزه‌خیز با سایر عوارض جغرافیایی و زمین ساختی . ۱۸۵
شکل ۴-۸- لرزه‌خیزی خاورمیانه ۱۸۷
شکل ۴-۹- رابطه بین بزرگی گشتاوری و سایر مقیاس‌های بزرگی ۱۹۰
شکل ۴-۱۰- روش Stepp (۱۹۷۲) جهت تعیین دوره‌های زمانی completeness داده‌های زلزله ۱۹۱
شکل ۴-۱۱- مدل‌های هموارسازی لرزه‌خیزی با استفاده از تابع توزیع نرمال ۱۹۳
شکل ۴-۱۲- توزیع بیکران و کراندار تابع گوتنبرگ-ریشتر ۱۹۵
شکل ۴-۱۳- فرم کلی توزیع فراوانی زلزله‌ها با استفاده از مدل زلزله‌های ویژه ۱۹۶
شکل ۴-۱۴- ایالت‌های لرزه‌ای پیشنهاد شده توسط Berberian (1981). ۲۰۲

شکل ۴-۱۵- لرزه‌خیزی حوزه زاگرس ۲۰۳
شکل ۴-۱۶- لرزه‌خیزی حوزه مکران ۲۰۴
شکل ۴-۱۷- تعاریف مختلف فاصله منبع تا سایت به‌کار رفته در روابط کاهندگی ۲۰۶
شکل ۴-۱۸- نمایش گرافیکی فاصله جوینر-بور، فاصله گسیختگی و فاصله مختصاتی Rx ۲۰۶
شکل ۴-۱۹-نحوه اعمال عدم‌قطعیت توابع کاهندگی در فرآیند تجمیع احتمالات خطر زلزله ۲۱۲
شکل ۴-۲۰- هموار شدن تغییرات لرزه‌خیزی در مرز سرچشمه‌های لرزه‌ای ۲۱۷
شکل ۴-۲۱- روند عملکرد برنامه OPEN SHA ۲۲۰
شکل ۴-۲۲- روند محاسباتی برنامه OpenQuake ۲۲۱
شکل ۴-۲۳- انواع روشهای مدل‌سازی گسلها در نرم افزار OpenQuake ۲۲۲
شکل ۴-۲۴- طیف طراحی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۲۲۵
شکل ۴-۲۵- منحنی‌های طیف پاسخ با خطر ثابت (زمان بازگشت ۴۷۵ سال) در سنگ بستر حاصل از پنج رابطه کاهندگی و ترکیب‌شده وزنی آنها توسط درخت منطقی ۲۲۷
شکل ۴-۲۶- مقایسه طیفهای پاسخ یک درجه آزادی رکوردهای انتخابی و طیف پاسخ طراحی ۲۲۷
شکل ۴-۲۷- مقایسه رکورد انتخابی و تطبیق یافته با طیف طراحی در حوزه شتاب، سرعت و تغییر مکان برای رکورد San Simeon-US-2003 ..... ۲۲۹

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ۱-۱- نواحی مستعد رفتار غیر خطی در سیستم‌های مختلف سازه‌ای ۸

جدول ۱-۲- ضرایب تبدیل مقاوم مشخصه به مقاوم مورد انتظار ۹

جدول ۱-۳- مقادیر ضریب Cm ۱۱

جدول ۱-۴- معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۱ ..... ۱۲

جدول ۱-۵- ضریب نوع زمین ۱۷

جدول ۱-۶- پارامترهای مدل‌سازی معیار پذیریش اعضاء در سطح خطر ۲ ..... ۱۸

جدول ۱-۷- ضرایب B1 برحسب درصد میرایی مورد نظر (β) ۲۵

جدول ۱-۸- ضرایبB۱ برحسب درصد میرایی مورد نظر (β) ۳۸

جدول ۲-۱- ضرایب تبدیل مقاومت مشخصه به مقاومت مورد انتظار ۵۱

جدول ۲-۲- فرم ارزیابی اولیه و شناخت سیستم باربرجانبی ساختمان ۵۲

جدول ۲-۳- مقادیر ضریب Cm ۵۸

جدول ۲-۴- مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مجاز برای اعضاء فولادی ۶۳

ادامه جدول ۲-۴- مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مجاز برای اعضاء بتن مسلح ۶۵

جدول ۲-۵- ضریب نوع زمین ۷۰

جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی -اجزای سازه فولادی ۷۲

ادامه جدول۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی -اجزای سازه فولادی ۷۴

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی -اجزای سازه فولادی ۷۵

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی -اجزای سازه فولادی ۷۶

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی -اجزای سازه فولادی ۷۷

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی ۷۷

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح ۷۸

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح ۷۹

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح ۸۰

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، اتصالات تیر- ستون ۸۱

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، اتصالات تیر- ستون ۸۲

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، دیوارهای برشی بتن مسلح ۸۲

جدول ۲-۷- شرایط ستون‌های بتن مسلح بر اساس جزئیات آرماتور عرض ۸۴

جدول۳-۱- ضرایب لرزه‌ای اجزای معماری، دیوارهای غیرباربر و راه‌پله‌ها براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد.....۹۶
ادامه جدول ۳-۱- ضرایب لرزه‌ای اجزای معماری، دیوارهای غیرباربر و راه‌پله‌ها براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد ۹۸
جدول ۳-۲- ضرایب لرزه‌ای اجزای مکانیکی– برقی و تجهیزات داخلی براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد..... ۱۰۰
ادامه جدول ۳-۲- ضرایب لرزه‌ای اجزای مکانیکی– برقی و تجهیزات داخلی براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد ۱۰۲
جدول ۴-۱- روابط تبدیل بزرگی‌های مختلف به بزرگی گشتاوری ۱۹۱
جدول ۴-۲- پنجره زمانی و مکانی Gardner-Knopoff جهت حذف پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها..... ۱۹۲
جدول ۴-۳- روش‌های قابل استفاده برای تخمین بزرگی حداکثر برای منابع لرزه‌ای ۱۹۸
جدول ۴-۴- برخی از روابط تجربی ارائه شده بین پارامترهای گسیختگی گسل با بزرگی زلزله..... ۱۹۹
جدول ۴-۵- مقادیر F_a بر حسب نوع خاک و مقدار S_s..... ۲۲۴
جدول ۴-۶- مقادیر Fv بر حسب نوع خاک و مقدار S_1 ..... ۲۲۴

فصل

دستورالعمل طراحی لرزه‌ای اجزای سازه‌ای بیمارستان بر اساس عملکرد

۱-۱- کلیات

۱-۱-۱- مقدمه

بیمارستان‌ها از جمله مراکز مهم در مدیریت بحران در هنگام وقوع زلزله هستند، که پس از وقوع زلزله نیز باید قادر به خدمت‌رسانی باشند. برای طراحی سازه بیمارستان‌ها رعایت مباحث مختلف مقررات ملی ساختمان از جمله مبحث ششم الزامی است. بر طبق این مبحث برای طراحی این نوع سازه‌ها در برابر زلزله، ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ باید رعایت شود. گرچه رعایت این ضوابط به طور کامل، متضمن تامین رفتار نسبتا مناسب سازه بیمارستان‌ها در برابر زلزله‌های طرح و بهره‌برداری استاندارد مذکور است، لیکن این استاندارد به طور کلی بر پایه اصول مهندسی زلزله بر اساس عملکرد تنظیم نشده است. دستورالعمل حاضر با هدف ارائه ضوابطی در این زمینه تهیه شده است تا در طراحی سازه بیمارستان‌های جدید مورد استفاده قرار گیرد.

۱-۱-۲- حدود کاربرد

دامنه کاربرد این دستورالعمل به طرح و محاسبه سازه بیمارستان‌ها مطابق تعریف بند (۱-۱-۳) محدود می‌شود. این نوع سازه‌ها می‌توانند از نوع فولادی و یا بتن مسلح باشند. سازه‌های چوبی و یا مصالح بنایی خارج از دامنه کاربرد این دستورالعمل می‌باشد. سازه های مشمول این دستورالعمل می توانند از نوع سازه های متداول یا متکی بر جدا ساز های لرزه ای یا مجهز به میرا گرهای انرژی طراحی شوند. ضوابط مربوط به طراحی در سه حالت مذکور به ترتیب در بخش‌های ۲، ۳ و ۴ این فصل ارائه شده است.

۱-۱-۳- تقسیم‌بندی مراکز درمانی

واحدهای درمانی را از جهات مختلف می‌توان دسته‌بندی نمود. یکی از انواع این دسته‌بندی‌ها، ناظر به نوع خدماتی است که این مراکز ارائه می‌دهند. در این تقسیم‌بندی، واحدهای درمانی را می‌توان به بیمارستان‌ها، مراکز جراحی محدود و سرپایی (دی‌کلینیک)، درمانگاه‌ها (کلینیک‌ها)، ساختمان پزشکان و مطب‌ها تقسیم‌بندی نمود. در تقسیم‌بندی دیگری که نظام خدمات درمانی بستری و تخصصی کشور انجام داده است، بیمارستان‌ها به شش سطح زیر تقسیم‌بندی شده‌اند:

سطح ۱: مراکز درمان بستر

این مراکز از یک مرکز بهداشتی درمانی، مرکز تسهیلات زایمان، آزمایشگاه و رادیولوژی، داروخانه و کلینیک تخصصی دوره‌ای تشکیل شده است.

سطح ۲: بیمارستان شهرستان

اولین سطح دسترسی افراد به خدمات بستری می‌باشد و حداقل شامل چهار بخش تخصصی اصلی (داخلی، جراحی، اطفال و زنان-زایمان) می‌باشد.

سطح ۳: بیمارستان ناحیه‌ای

علاوه بر اینکه دارای چهار تخصص اصلی بیمارستان عمومی می‌باشد از مجموع تخت‌های بیمارستان‌های شهرستان‌های حوزه آن ناحیه که تعداد تخت هر کدام به تنهایی به محدوده ایجاد بخش مستقل نرسیده است، تشکیل شده است.

سطح ۴: بیمارستان منطقه‌ای

خود دارای تمام مشخصات یک بیمارستان عمومی و ناحیه‌ای بوده و علاوه بر آن از تخت‌های بخش‌هایی که در هیچ یک از نواحی تحت پوشش به نصاب نرسیده تشکیل شده است. معمولاً این بیمارستان‌ها در مراکز استان‌ها تاسیس می‌شوند.

سطح ۵: بیمارستان‌های قطبی

بیمارستان‌های قطبی، بیمارستان‌های فوق‌تخصصی دانشگاهی در تعدادی از دانشگاه‌های بزرگ کشور بوده که دارای خدمات فوق تخصصی بوده و مسئول ارائه خدمات و پذیرش بیماران ارجاع شده از چند استان مجاور می‌باشند.

سطح ۶: بیمارستان‌های کشوری

مراکز فوق تخصصی و ویژه کشور بوده که ارائه کننده خدمات منحصر به فرد و نادر تخصصی کشور می‌باشد.

۱-۱-۴- تحلیل خطر لرزه‌ای

برای طراحی سازه یک ساختمان، وجود اطلاعات در مورد حرکات زمین ناشی از زلزله ضروری است. برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین برای سطوح خطر مختلف به یکی از دو روش استفاده از «طیف طرح استاندارد» و «طیف طرح ویژه ساختگاه» صورت می‌پذیرد. با توجه به اینکه ساختمان‌های جدیدالاحداث بیمارستان‌ها، از نوع ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد محسوب می‌شوند، لازم است که برای آنها «طیف طرح ویژه ساختگاه» تهیه شود. تنها در مورد ساختمان بیمارستان‌هایی که از نظر تقسیم‌بندی نظام خدمات درمانی و تخصصی کشور در زمره بیمارستان‌های قطبی و کشوری محسوب نمی‌شوند و ضمنا تعداد طبقات آنها از تراز پایه حداکثر ۴ طبقه باشد، استفاده از طیف طرح استاندارد مجاز است.

۱-۱-۴-۱- سطوح خطر زلزله

سطح خطر لرزه‌ای عبارت است از سطحی از حرکات قوی زمین ناشی از زلزله که دارای احتمال معینی از فراگذشت در یک بازه زمانی موردنظر باشد.

سطح خطر ۱: این سطح خطر به سطحی از حرکات قوی زمین اطلاق می‌شود که احتمال فراگذشت از آن در ۵۰ سال ۱۰٪ باشد. دوره بازگشت چنین زلزله‌ای ۴۷۵ سال است. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سطح خطر ۱ به‌عنوان «زلزله طرح» (DBE) نامیده می‌شود.

سطح خطر ۲: این سطح خطر به سطحی از حرکات قوی زمین اطلاق می‌شود که احتمال فراگذشت از آن در ۵۰ سال ۲٪ باشد. دوره بازگشت چنین زلزله ای ۲۴۷۵ سال است. این سطح خطر به‌عنوان «بیشینه زلزله مدنظر» (MCE) نامیده می‌شود.

۱-۱-۴-۲- طیف طرح ارتجاعی استاندارد

طیف طرح ارتجاعی استاندارد از حاصل‌ضرب مقدارهای طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل می‌شود. برای به دست آوردن شتاب مبنای طرح (A) از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای، که در آن میزان بیشینه شتاب زمین برای دوره‌های بازگشت مختلف ارائه شده است، استفاده می‌شود. میزان شتاب مربوط به زلزله "سطح خطر ۱" با استفاده از نقشه پهنه‌بندی شتاب موجود که در آن دوره بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال) درج شده باشد، تعیین می‌شود. برای زلزله "سطح خطر ۲"، لازم است میزان شتاب برمبنای دستورالعمل معتبر به دست آید. طیف ضریب بازتاب برای زلزله "سطح خطر ۱" در استاندارد ۲۸۰۰ ایران ارائه شده است.

۱-۱-۴-۳- طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه

طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه، براساس تحلیل خطر و شرایط ویژه ساختگاه تهیه می‌شود. به منظور انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه، پس از شناسائی گسل‌های اطراف ساختگاه، تعیین پارامترهای لرزه‌خیزی، و انتخاب رابطه‌های کاهندگی مناسب برای محل مورد مطالعه، برآورد خطر انجام می‌شود. گام‌های تحلیل خطر ویژه ساختگاه و تهیه طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه در دستورالعمل جداگانه‌ای تشریح می‌شود.

۱-۱-۴-۴-شتابنگاشت‌ها

برای انجام تحلیل‌های خطی یا غیرخطی دینامیکی سازه‌ها در برابر زلزله، ضروری است از شتاب‌نگاشت‌های متناسب با سطح خطر مورد نظر استفاده شود. در انتخاب شتابنگاشت‌ها، باید درنظر داشت که ویژگی جنبش شدید زمین هم بر اساس مشخصات زمین‌ساختی ساختگاه و هم بر اساس موقعیت و مشخصات خاک محل ساختگاه می‌تواند تحت تأثیر قرار گیرد. بنابراین، شتابنگاشت‌هایی که برای طراحی انتخاب می‌شوند باید از نظر محتوای فرکانسی و پاسخ

طیفی و دوام (مدت زمان) جنبش شدید زمین، مشابه جنبش‌های شدیدی از زمین باشند که امکان رویداد آن‌ها در منطقه مورد مطالعه وجود دارد. به عنوان نمونه، تاریخچه‌های زمانی توسعه داده شده برای ساختگاه‌هایی که در ۱۵ کیلومتری هر سرچشمه لرزه‌ای (مثلاً گسل) فعال قرار می‌گیرند، باید به سرشت سرچشمه‌های نزدیک شبیه باشد. با توجه به اینکه جنبش حوزه نزدیک می‌تواند موجب پالس‌های پریود بلند شود، این جنبش می‌تواند اثرات مهمی بر ساختمان‌های با پریود بلند داشته باشد. همچنین باید توجه داشت که بر روی ساختگاه‌های سنگی، فرکانس جنبش بالاتر خواهد بود (و هرچه ساختگاه سخت‌تر باشد این ویژگی فرکانس بالا بیشتر خواهد شد). جنبش نیز با بزرگا و فاصله از سرچشمه زمین ساختگاه مربوط است.

برای تحلیل‌های غیرخطی، تاریخچه زمانی موردنیاز نسبت به تحلیل‌های خطی دارای اهمیت بیشتری است؛ چرا که پاسخ‌های غیرخطی ساختمان، بیش از پاسخ‌های خطی به ویژگی‌های جنبش زمین و ویژگی‌های محتوای طیفی پاسخ حساس است. بنابراین، پاسخ‌های غیرخطی می‌تواند تحت تأثیر دوام، ویژگی‌های فازی شدن و توالی پالس‌های جنبش شدید زمین قرار گیرد.

شتابنگاشت‌هایی که دارای طیف‌های پاسخ هماهنگ با طیف طرح برای ساختگاه باشند، شتابنگاشت سازگار با طیف طرح نامیده می‌شوند و برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۱-۱-۵- گروه‌بندی ساختمان‌ها و تعیین اهداف عملکردی

تمام ساختمان‌های موضوع بحث این دستورالعمل از دیدگاه تقسیم‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران در گروه ۱ یعنی "ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد" قرار می‌گیرند. لذا در طرح اولیه این سازه‌ها بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، رعایت ضوابط لرزه‌ای خاص این گروه الزامی است.

در اعمال ضوابط لرزه‌ای این دستورالعمل، ساختمان‌های بیمارستانی از نظر اهداف عملکردی به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند:

گروه الف: بیمارستان‌های قطبی و کشوری مطابق با تعاریف نظام خدمات درمانی بستری و تخصصی کشور.

گروه ب: سایر بیمارستان‌های مشمول ضوابط این دستورالعمل.

۱-۱-۵-۱-سطوح عملکردی اجزاء سازه

در این دستورالعمل سطوح عملکردی زیر برای اجزاء سازه‌ای ساختمان‌ها تعریف می‌شود:

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی می‌شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

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

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

۱-۱-۵-۲- اهداف عملکردی ساختمان

بسته به نوع ساختمان‌های مشمول این دستورالعمل، سطوح عملکردی زیر به عنوان اهداف عملکردی ساختمان‌ها تحت اثر زلزله منظور می‌شود و انتظار بر آن است با رعایت ضوابط خاص مندرج در این دستورالعمل، این اهداف تامین شود.

در سطح خطر ۱، اجزاء سازه‌ای تمام ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل در محدوده عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه قرار گیرند.

در سطح خطر ۲، برای ساختمان‌های گروه الف، مطابق با گروه‌بندی ذکر شده در بند فوق این دستورالعمل، اجزاء سازه در محدوده عملکردی خرابی محدود و برای ساختمان‌های گروه ب، در محدوده عملکردی ایمنی جانی قرار گیرند.

۱-۲- طراحی سازه‌های متداول بر اساس عملکرد

۱-۲-۱- مقدمه

هدف این فصل ارائه ضوابط و مقررات اضافی نسبت به ضوابط و مقررات موجود، برای طراحی سازه‌های متداول ساختمان‌های مورد بحث این دستورالعمل است و انتظار می‌رود با رعایت آن، ضمن افزایش حاشیه اطمینان در فراهم شدن شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی این نوع سازه‌ها تحت حداقل بارهای وارده مطابق با آیین‌نامه‌ها و مقررات موجود، امکان دستیابی به اهداف عمکردی مورد اشاره در این دستورالعمل میسر شود.

۱-۲-۲- دامنه کاربرد

دامنه کاربرد این فصل به طرح و محاسبه سازه‌های فولادی و یا بتن مسلح محدود می‌شود. سازه‌های چوبی و یا مصالح بنایی خارج از دامنه کاربرد این دستورالعمل می‌باشد.

ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل و کلیه اعضاء آنها، باید به گونه‌ای طرح، محاسبه و اجرا شوند که ضمن رعایت ضوابط خاص ذکر شده در این دستورالعمل، تمام ضوابط عمومی موجود و مقررات ملی لازم الاجرا در طراحی، محاسبه و ارائه جزئیات اجرایی آنها از جمله مباحث مقررات ملی ساختمان (شامل مباحث پنجم، ششم،

هفتم، نهم و دهم) و استاندارد ۲۸۰۰ ایران رعایت شده باشد. لذا بررسی، کنترل و رعایت ضوابط اضافی مندرج در این فصل، پس از طراحی اولیه سازه مطابق با ضوابط موجود صورت می‌گیرد.

به منظور حصول حاشیه اطمینان بالاتر برای عملکرد قابل قبول و از پیش تعیین شده سازه بیمارستان‌ها؛ در این دستورالعمل، رویکرد طراحی بر مبنای عملکرد، اساس ضوابط طراحی ارائه شده قرار گرفته است. لذا در اعمال ضوابط این دستورالعمل لازم است ترکیبات بارگذاری، ضرایب ایمنی جزیی و روش تحلیل و طراحی مورد اشاره در این دستورالعمل ملاک عمل قرار گیرد.

۱-۲-۳- مطالعات ژئوتکنیکی

برای تمام ساختمان‌های موضوع بحث این دستورالعمل، مطالعات ژئوتکنیکی و بررسی مخاطرات ساختگاهی الزامی است.

۱-۲-۴- ضوابط کلی طراحی سازه

۱-۲-۴-۱- ساختمان‌های فولادی

- در طرح سازه‌ای ساختمان‌های فولادی، طراحی اولیه سازه باید بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی" صورت گرفته و برای ضوابط اضافی مندرج در این دستورالعمل مورد کنترل قرار گیرد.
- رعایت ضوابط وجزئیات اجرایی مربوط به شکل‌پذیری ویژه، مطابق با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در طرح لرزه‌ای اعضا فولادی که در باربری جانبی ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل نقش دارند الزامی است.
- در ساختمان‌هایی که سیستم باربر جانبی آنها قاب خمشی فولادی است، طراحی باید به نحوی صورت گیرد که ستون‌ها دیرتر از تیرها وارد محدوده غیرخطی شوند.

۱-۲-۴-۲- ساختمان‌های بتن مسلح

- در طرح سازه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح، طراحی اولیه سازه باید بر مبنای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه" صورت گرفته و برای ضوابط اضافی مندرج در این دستورالعمل مورد کنترل قرار گیرد.
- رعایت ضوابط وجزئیات اجرایی مربوط به شکل‌پذیری ویژه (شکل‌پذیری زیاد)، مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، در طرح لرزه‌ای اعضاء بتنی که در باربری جانبی ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل نقش دارند، الزامی است.

- در ساختمان‌هایی که سیستم باربر جانبی آنها قاب خمشی بتن مسلح می‌باشد، طراحی باید به نحوی صورت گیرد که ستون‌ها دیرتر از تیرها وارد محدوده غیرخطی شوند.

۱-۲-۴-۳- اعضای غیر سازه‌ای و میانقاب‌ها

اعضا غیرسازه‌ای و میانقاب‌ها باید به گونه‌ای اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای رفتار اعضای سازه‌ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، لازم است اثر موضعی و کلی این اعضا بر عملکرد سازه، به نحو مناسبی در تحلیل سازه در نظر گرفته شود. پایداری اعضا غیرسازه‌ای و میانقاب‌ها تحت بار زلزله باید مطابق با ضوابط خاص مندرج در فصل سوم دستورالعمل تامین شود.

۱-۲-۴-۴- رفتار غیرخطی

به طور کلی سازه یک ساختمان موقعی رفتار غیرخطی از پیش تعیین شده و قابل قبولی خواهد داشت که رفتار غیرخطی و شکل‌پذیری اعضا به وضوح در مرحله طراحی شناخته شده باشد و این رفتارهای غیرخطی صرفاً در اعضائی مجاز دانسته شده باشد که با جزئیات اجرایی مناسب، شکل‌پذیری لازم را داشته باشند. محدود نمودن وقوع رفتارهای غیرخطی در نواحی مشخص و از پیش تعیین شده ضامن رفتار مناسب سازه‌ها تحت زلزله‌های شدید است که باید در مرحله طراحی منظور شود. نواحی دیگر سازه باید به گونه‌ای طراحی شوند که در حین زلزله وارد محدوده غیرخطی شدید نشوند. در جدول (۱-۱) نواحی مستعد رفتار غیر خطی که می‌بایست با ضوابط مناسب اجرایی و محاسباتی، شکل‌پذیری آنها تامین شود ذکر شده است.

جدول ۱-۱- نواحی مستعد رفتار غیر خطی در سیستم‌های مختلف سازه‌ای

سیستم سازه‌ای	نواحی مستعد رفتار غیرخطی و نوع رفتار
قاب‌های خمشی فولادی یا بتن مسلح ویژه	• تسلیم خمشی در انتهای تیرها • برش در نواحی چشمه اتصال • تسلیم تحت ترکیب خمش و نیروی محوری در پای ستون‌ها
قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه فولادی	• مهاربندها (تسلیم در کشش و کمانش در فشار) • تسلیم تحت ترکیب خمش و نیروی محوری در پای ستون‌ها
قاب‌های مهاربندی واگرای ویژه فولادی	• تیر پیوند (تسلیم برشی در این ناحیه ارجح است هرچند ترکیب تسلیم خمشی و برشی نیز مجاز می‌باشد.) • تسلیم تحت ترکیب خمش و نیروی محوری در پای ستون‌ها
دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	• تسلیم تحت ترکیب نیروی محوری و خمش در پای دیوار یا در محل‌های از پیش تعیین شده که جزئیات اجرایی مناسب برای تشکیل و رشد مفاصل پلاستیک با شکل‌پذیری لازم تامین شده باشد.
پی	• بلندشدگی محدود • نشست محدود

۱-۲-۵- برآورد ظرفیت اجزاء سازه

به طور کلی رفتار اعضاء سازه به دو گروه کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و کنترل‌شونده توسط نیرو تقسیم می‌شود. رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، خاص اعضایی است که بعد از ورود به ناحیه تسلیم و عبور از تغییرشکل‌های متناظر با مقاومت باربری عضو، رفتاری شکل‌پذیر با میزان شکل‌پذیری بالای ۲ از خود نشان می‌دهند. برای اعضاء غیر شکل‌پذیر و یا با شکل‌پذیری محدود (میزان شکل‌پذیری کمتر از ۲) رفتار از نوع کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود. طراح با اعمال جزئیات اجرایی مناسب می‌تواند رفتارهای غیرخطی با نیاز شکل‌پذیری بالا را در نواحی خاصی از سازه متمرکز کند در این خصوص جدول (۱-۱) این دستورالعمل می‌تواند ملاک عمل قرار گیرد.

۱-۲-۵-۱- رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

ظرفیت اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در اعضاء بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضاء مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی و در اعضاء فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضاء به روش LRFD مبحث ۱۰ مقررات ملی تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها تمام ضرایب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱ در نظر گرفته شده و از مقاومت مورد انتظار مصالح که از ضرب مقاومت مشخصه در اعداد ذکر شده در جدول (۱-۲) بدست می‌آید، استفاده می‌شود. در تعیین ظرفیت اعضاء اندرکنش تلاش‌های مختلف اعمالی به اعضاء مانند اندرکنش نیروی محوری و خمش باید در نظر گرفته شود.

جدول ۱-۲- ضرایب تبدیل مقاومت مشخصه به مقاومت مورد انتظار

مشخصات مصالح	ضریب تبدیل
تنش تسلیم ورق و پروفیل‌های فولادی	۱/۱
مقاومت فشاری مشخصه بتن	۱/۲۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱/۱۵
تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی (مثل میل مهارها)	۱/۲۵

۱-۲-۵-۲- رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو

ظرفیت اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو در اعضاء بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضاء مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی و در اعضاء فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضاء به روش LRFD مبحث ۱۰ مقررات ملی تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها که کران پایین مقاومت نامیده می‌شود تمام ضرایب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱ درنظر گرفته شده و از مقاومت مشخصه مصالح مطابق با طرح اولیه سازه استفاده می‌شود.

۱-۲-۶- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۱

مطابق با بند (۱-۱-۵-۲)، سازه بیمارستان‌ها در سطح خطر ۱ باید به گونه‌ای عمل کند که عملکردی در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته باشد. هدف از این ارزیابی اطمینان از امکان بهره‌برداری و استفاده بی‌وقفه از بیمارستان‌ها پس از وقوع زلزله‌ای متناظر با زلزله سطح خطر ۱ می‌باشد.

۱-۲-۶-۱- مدل سازه‌ای

در تحلیل سازه باید از یک مدل عددی سه بعدی به صورتی که توزیع جرم و سختی در سازه را به نحو مناسبی نمایش دهد، استفاده شود. مشخصات سختی و جرم تمام اعضاء باید با دقت مناسب شبیه‌سازی شود تا نسبت به برآورد صورت گرفته در خصوص مشخصات دینامیکی و پریودهای نوسانی سازه اطمینان حاصل شود. در تعیین مقاومت اعضاء شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط تغییرشکل) از مقدار مورد انتظار ظرفیت اعضاء استفاده می‌شود و در اعضاء غیرشکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط نیرو) مقاومت مشخصه اعضاء معیار ارزیابی عضو می‌باشد.

۱-۲-۶-۲- روش تحلیل

تحلیل سازه تحت بار زلزله، به روش استاتیکی یا دینامیکی خطی (طیفی) صورت می‌گیرد. در تحلیل سازه لازم است اثر P-Delta و پیچش تصادفی و اثر همزمان مولفه‌های زلزله مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ منظور گردند.

۱-۲-۶-۳- ترکیبات بارگذاری

در طرح و محاسبه سازه ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل، علاوه بر لزوم طراحی ساختمان تحت ترکیبات بارگذاری‌های مندرج در مباحث مقررات ملی ساختمان، لازم است ساختمان در سطح خطر ۱ و تحت ترکیبات بارگذاری زیر مورد ارزیابی قرار گیرد.

$$1.1D + 1.1L_{exp} + 1.0E \qquad (۱-۱)$$

$$0.9D + 1.0E \qquad (۱-۲)$$

که در آن D بار مرده و Lexp بار موثر زنده مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان می‌باشد. E بار زلزله است که بر طبق بند (۱-۲-۶-۴) محاسبه می‌شود.

۱-۲-۶-۴- بار زلزله

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

$$V=C_mS_aW \qquad (۳-۱)$$

که در آن:

W: وزن لرزه‌ای ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

Sa: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی ساختمان است. زمان تناوب ساختمان برمبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران تعیین می‌شود.

Cm: ضریبی است برای اعمال اثر مودهای بالاتر و از جدول (۱-۳) قابل تعیین است.

جدول۱-۳- مقادیر ضریب Cm

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیر متقاری	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 تحلیل دینامیکی خطی به روش طیفی لازم است تعداد مدهای نوسان به گونه‌ای در نظر گرفته شود که مجموع جرم‌های موثر آنها بیش از ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد. در این روش از طیف طرح در سطح خطر ۱ استفاده می‌شود و هیچ ضریب اصلاحی در تعیین مقادیر نیرو و تغییرمکان‌ها لحاظ نمی‌شود (ضریب Cm برابر ۱ است).

۱-۲-۶-۵- توزیع بار زلزله در ارتفاع

توزیع بار جانبی زلزله در ارتفاع در روش تحلیل استاتیکی خطی مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

۱-۲-۶-۶- معیارهای پذیرش

در این بند معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۱ معرفی شده است، در صورت عدم ارضاء معیارهای پذیرش لازم است به گونه‌ای نسبت به تغییر مشخصات طرح عمل شود که معیارهای پذیرش ارضاء گردند.

سازه در صورتی معیارهای پذیرش در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه را ارضا می‌کند که نسبت نیرو به ظرفیت نهایی اعضاء از مقادیر زیر تجاوز نکند.

برای رفتارهای کنترل‌شونده توسط نیرو همانند برش، پیچش و نیروی محوری فشاری از ۱ کمتر باشد.

برای رفتارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل همانند خمش و کشش از مقادیر ارائه شده در جدول (۱-۴) کمتر باشد.

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی و اتصالات مهاربندی کنترل‌شونده توسط نیرو بوده و باید به گونه‌ای طراحی شوند که دارای ظرفیتی بیش از ظرفیت مورد انتظار عضو متصل شونده باشند.

جدول ۱-۴- معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۱

مصالح عضو	رفتار عضو	مقادیر مجاز نسبت نیرو به ظرفیت
اعضاء فولادی	خمش در تیرها	۲
	خمش در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۲	۲
	خمش در ستون‌های با نسبت نیرو محوری به ظرفیت محوری بیشتر از ۰/۲ و کمتر از ۰/۵	۱/۲۵
	برش در چشمه اتصال	۱/۵
	تیرهای پیوند در مهاربندهای برون محور	۱/۷
	مهاربندها	۱/۲۵
	دیوارهای برشی فولادی	۱/۵
	تیر و ستون تحت کشش	۱/۲۵
اعضاء بتن مسلح	خمش در تیرها	۲
	ترکیب خمش و نیروی محوری در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۱	۲
	ترکیب خمش و نیروی محوری در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۶ و بیشتر از ۰/۱	۱/۲۵
	دیوارهای برشی	۲
	تیرکوپله دیوارهای برشی	۲

۱-۲-۶-۷- معیارهای پذیرش پی

۱-۲-۶-۷-۱- برکنش

نیروهای عکس‌العملی به ازای دو سوم برش پایه رابطه (۱-۳) به مدل سازه و خاک پی اعمال و به ازای این نیروها، هیچ یک از نقاط سازه پی در نقاط تکیه گاهی سازه (پای ستون‌ها، دیوارهای برشی و غیره) از خاک جدا نشود.

۱-۲-۶-۷-۲- تنش تسلیم خاک و طراحی سازه پی

نیروهای عکس‌العملی به ازای کل برش پایه ذکر شده در این بند به مدل سازه پی و خاک زیر آن اعمال و به ازای این نیروها و با حدف فنرهای کششی، تنش اعمالی به خاک نباید از ظرفیت نهایی خاک (برابر با ۳ برابر تنش تسلیم خاک) بیشتر شود، سازه پی بر اساس نیروهای داخلی اعمالی طرح می‌شود. ظرفیت کران پایین سازه پی که بر اساس بند (۱-۲-۵) محاسبه می‌شود باید از مقدار نیروهای داخلی بیشتر باشد.

۱-۲-۷- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۲

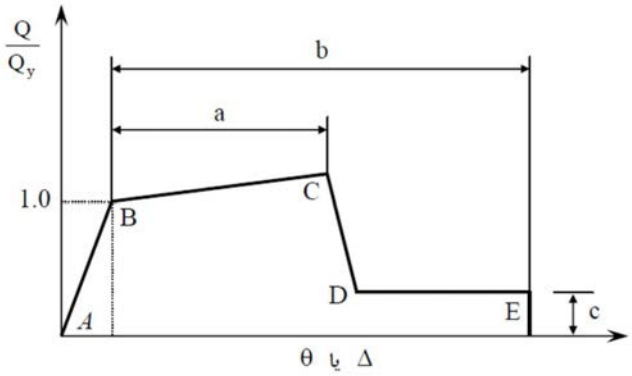
مطابق با بند (۱-۱-۵-۲) در سطح خطر ۲ برای سازه ساختمان‌های گروه الف، باید اجزاء سازه در محدوده عملکردی خرابی محدود و برای ساختمان‌های گروه ب، در محدوده عملکردی ایمنی جانی قرار گیرند. هدف از این ارزیابی حصول اطمینان از عملکرد بیمارستان‌های موضوع این دستورالعمل پس از وقوع زلزله‌ای متناظر با زلزله سطح خطر ۲ می‌باشد.

۱-۲-۷-۱- مدل سازه‌ای

در تحلیل سازه باید از یک مدل عددی سه بعدی به صورتی که توزیع جرم و سختی در سازه را به نحو مناسبی نمایش دهد، استفاده شود. تمام اعضاء باربر جانبی سازه باید در مدل سازه منظور شوند. با توجه به نوع تحلیل در تمام نقاط مدل سازه که پتانسیل رفتار غیرخطی و تشکیل مفصل پلاستیک دارند، باید رفتارها به نحو مناسب شبیه‌سازی گردند.

۱-۲-۷-۲- روش تحلیل

تحلیل سازه تحت بار زلزله، به روش استاتیکی غیرخطی صورت می‌گیرد، لذا رابطه نیرو-تغییرشکل اجزا به صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند. در حالتی که مشخص باشد که تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نمی‌افتد در این حالت می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. جهت شبیه‌سازی رفتار غیرخطی می‌توان از منحنی نیرو-تغییرشکل داده شده در شکل (۱-۱) به همراه پارامترهای مدل‌سازی ذکر شده در جدول (۱-۵) استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی با درنظر گرفتن شیبی برابر با ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضاء فولادی و ۵ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضاء بتن مسلح در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۱-۱) پارامترهای Q و Qy به ترتیب عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو و θ و Δ معرف چرخش و تغییر شکل عضو می‌باشند. برای تعیین مقاومت اعضاء شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط تغییرشکل) از مقدار مورد انتظار ظرفیت اعضاء استفاده می‌شود و در اعضاء غیر شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط نیرو) مقاومت کران پایین اعضاء معیار ارزیابی عضو می‌باشد.



شکل ۱-۱- منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضاء

تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. اثرات $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود.

از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آنها اثرات مودهای بالا عمده نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم باید تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگتر است، این امر به معنی عمده بودن اثرات مودهای بالای سازه است. در صورتیکه با توجه به ضابطه فوق استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مجاز نباشد لازم است از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی عملکرد سازه در سطح خطر ۲ برطبق ضوابط بند (۱-۲-۷-۱۱) ارزیابی و کنترل شود.

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال شود و بحرانی ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده ملاک طراحی و کنترل اعضا قرار گیرد.

در مورد ساختمان‌های منظم می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی بطور مستقل انجام داد، مگر آن دسته از ساختمان‌ها که باید ضوابط پاراگراف بعدی در مورد آنها رعایت شود .

در مورد ساختمان‌های نامنظم باید از مدلهای سه بعدی در تحلیل استفاده کرد. اثرات دو مولفه افقی زلزله نیز باید ملحوظ شود. برای در نظر گرفتن این اثرات در مورد این ساختمان‌ها و نیز آن دسته از ساختمان‌های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد، در تحلیل

استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰ ٪ تغییرمکان در امتداد عمود برآن درنظرگرفته شود.

۱-۲-۷-۳-ترکیبات بارگذاری

در طرح و محاسبه سازه ساختمان‌ها در سطح خطر ۲ لازم است ابتدا سازه تحت بار ثقلی مطابق با ترکیبات بارگذاری زیر تحلیل شده و سپس تحلیل غیر خطی سازه روی سازه بارگذاری شده صورت گیرد. پس از بارگذاری جانبی سازه و رسیدن به تغییرمکان هدف لازم است کفایت باربری ثقلی سازه پس از حذف باربرداری جانبی مجددا کنترل شود.

$$1.1D + 1.1L_{exp} \qquad (۴-۱)$$

$$0.9D \qquad (۵-۱)$$

که در آن D بار مرده و L_{exp} بار موثر زنده مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

۱-۲-۷-۴- توزیع بار زلزله در ارتفاع

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، الگوی بار جانبی در ارتفاع به صورت توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با در نظر گرفتن مود اول ارتعاش جانبی سازه در جهت مورد نظر، منظور می‌شود.

۱-۲-۷-۵- منحنی ظرفیت

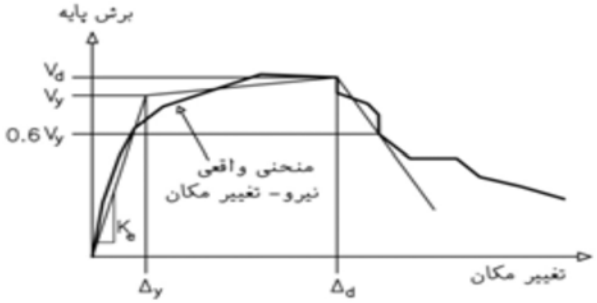
منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ۱۵۰٪ تغییرمکان هدف تعیین شود.

مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار شود. بام خرپشته را نباید بعنوان نقطهٔ کنترل در نظر گرفت.

منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چندخطی شود تا برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y و تغییرمکان نظیر آن Δ_y تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی موثر T_e استفاده شود.

چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (۱-۲) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی موثر K_e رسم می‌شود. سختی جانبی موثر K_e برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر۶۰٪ برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y در منحنی ظرفیت می‌باشد. برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (Δ_d و V_d) باشد. (Δ_d و V_d) نقطه‌ای روی منحنی نیرو-تغییرمکان در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان متناظر با حداکثر نیروی برشی است. خط سوم نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شیب مثبت در منحنی ظرفیت (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ برش پایه جاری شدن موثر سازه نزول می‌کند می‌گذرد.



شکل ۱-۲- چند خطی کردن منحنی ظرفیت

۱-۲-۷-۶- زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

زمان تناوب اصلی موثر ساختمان، T_e با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱-۶)$$

که در آن T_i (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعی است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_i سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدا) در جهت موردنظر و K_e سختی جانبی موثر سازه در جهت مورد نظر می‌باشد شکل (۱-۲).

۱-۲-۷-۷- تغییرمکان هدف

مقدار تغییرمکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روشهای معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۱-۷)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان برای امتداد موردنظر، g شتاب ثقل و S_a شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی موثر می‌باشد.

ضریب C_0 با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}^2} \quad (۸-۱)$$

که در آن wi و $\phi_{1,i}$ به ترتیب وزن موثر لرزه‌ای و مولفه بردار شکل مد اول در تراز i می‌باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مولفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می‌باشد.

ضریب C_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \le 0.2 \quad \rightarrow C_1 = 1 + 25\frac{(R_d - 1)}{a} \quad (۹-۱)$$

$$0.2 < T_e < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{(R_d - 1)}{a T_e^2}$$

$$T_e \ge 1 \quad \rightarrow C_1 = 1$$

در این رابطه a ضریب نوع زمین است که از جدول (۱-۱) به دست می‌آید و R_d نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (۱۰-۱)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e در زلزله سطح خطر ۲ و W وزن موثر لرزه‌ای است. ضریب C_m از جدول (۱-۵) قابل تعیین است.

جدول ۱-۵- ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	۱۳۰	۹۰	۶۰

۱-۲-۷-۸- اثرات پیچش

افزایش نیروها و تغییر مکانها ناشی از پیچش واقعی و تصادفی باید در تحلیل غیرخطی منظور شود. در مورد ساختمانهای «انعطاف‌پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییر مکانها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمانهایی تغییر مکانهای سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمانهای متعادل پیچشی افزایش یابد. درصورتیکه از ضریب بزرگنمایی برای تغییر مکانهای سمت سخت (مقاوم) استفاده شود، شرایط مورد نظر این بند را می‌توان اقناع شده فرض نمود. این ضریب بزرگنمایی می تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به دست آید.

برون مرکزی تصادفی برای تعیین پیچش تصادفی در هر دو جهت برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار می‌شود. هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

۱-۲-۷-۹- معیارهای پذیرش

در این بند معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۲ معرفی شده است در صورت عدم ارضاء معیارهای پذیرش لازم است به گونه‌ای نسبت به تغییر مشخصات طرح عمل شود که معیارهای پذیرش ارضاء گردند.

سازه در صورتی معیارهای پذیرش در سطح عملکردی مورد نظر را ارضا می‌کند که:

نیروی وارد شده به اعضاء با رفتارهای کنترل شونده توسط نیرو از ظرفیت کران پایین این اعضاء کمتر باشد.

مقدار تغییرشکل خمیری تحمیل شده به اعضاء با رفتارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل از مقادیر ارائه شده در جدول (۱-۶) کمتر باشد. دراین جدول θ_y چرخش حد تسلیم، Δ_c تغییرمکان حد کمانش و Δ_T تغییرمکان حد تسلیم عضو می‌باشند.

جدول ۱-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۲

مصالح عضو	رفتار عضو	پارامترهای مدل‌سازی			معیار پذیرش	
		تغییرشکل خمیری		نسبت مقاومت پسماند	تغییرشکل خمیری	
		a	b	c	ساختمان‌های گروه الف	ساختمان‌های گروه ب
اعضاء فولادی	خمش در تیرها	$9\theta_y$	$11\theta_y$	۰/۶	$5\theta_y$	$9\theta_y$
	خمش در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۲	$9\ \theta_y$	$11\ \theta_y$	۰/۶	$5\ \theta_y$	$9\ \theta_y$
	خمش در ستون‌های با نسبت نیرو محوری به ظرفیت محوری بیشتر از ۰/۲ و کمتر از ۰/۵	$11(1-(5/3)(P/PCL)\theta_y$	$17(1-(5/3)(P/PCL)\theta_y$	۰/۲	$8(1-(5/3)(P/PCL)\theta_y$	$14(1-(5/3)(P/PCL)\theta_y$
	برش در چشمه اتصال	$12\theta_y$	$12\theta_y$	۱	$7\theta_y$	$12\theta_y$
	تیرهای پیوند در مهاربندهای برون محور با رفتار خمشی	$9\theta_y$	$11\theta_y$	۰/۶	$5\theta_y$	$9\theta_y$
	تیرهای پیوند در مهاربندهای برون محور با رفتار برشی	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۸	۰/۰۷	۰/۱۴
	مهاربندهای متقارب در فشار	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	۰/۵	$4\Delta_c$	$7\Delta_c$
	مهاربندهای متقارب در کشش	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	۰/۸	$6\Delta_T$	$11\Delta_T$
	دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده	$11\theta_y$	$16\theta_y$	۰/۷	$7\theta_y$	$13\theta_y$
	تیر و ستون تحت کشش	$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	۱	$1/5\Delta_T$	$3\Delta_T$
c۰	خمش در تیرها	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲

	ترکیب خمش و نیروی محوری در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۱	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۴۵	۰/۰۳
	ترکیب خمش و نیروی محوری در ستون‌های با نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری کمتر از ۰/۶و بیشتر از ۰/۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵
	دیوارهای برشی	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۷۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۲
	تیرکوپله دیوارهای برشی	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۷۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲

۱-۲-۷-۱۰- پی

سازه و خاک پی تحت نیروهای عکس‌العملی اعمالی از سازه در برش پایه متناظر با تغییرمکان هدف باید ضوابط زیر را ارضاء نمایند:

- تنش اعمالی به خاک پی از ظرفیت نهایی خاک (۳ برابر تنش مجاز) بیشتر نشود.
- نیروهای داخلی اعمالی به سازه پی از ظرفیت کران پایین آن بیشتر نباشد.

۱-۲-۷-۱۱- روش تحلیل دینامیکی غیر خطی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور باید با توجه به ضوابط بندهای (۱-۲-۷-۱) و (۱-۲-۷-۲) تهیه شده باشد. مشخصات غیرخطی اعضا سازه در مدلسازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد و در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییر شکل آن اعضا در نظر گرفته شود. در مدل سازه لازم است فرضهای مناسب در خصوص سختی و ظر فیت باربری پی با توجه ویژگی‌های خاک و در نظر گرفتن تکیه گاه انعطاف پذیر برای سازه صورت گیرد.

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که متناسب با سطح خطر ۲ باشند، انتخاب گردند.

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمنا لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز مطابق بند (۱-۲-۷-۳) به مدل سازه اعمال شود. اثرات $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود.

در تحلیل تاریخچه زمانی بازتاب نهایی سازه شامل تلاشهای ایجاد شده در اعضا، تغییرشکل اعضا و تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه

می‌باشد. در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

۱-۲-۷-۱۱-۱- معیارهای پذیرش

ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام می‌شود. در این روش معیارهای پذیرش می‌تواند مشابه معیارهای پذیرش مذکور در بند (۱-۲-۷-۹) اختیار شود.

۱-۲-۷-۱۱-۲- تایید طراحی سازه

سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تایید شخص حقوقی مستقل با صلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- شتابنگاشت‌های به کار گرفته شده در تحلیل،

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،

پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

۱-۳- استفاده از جداساز لرزه‌ای

۱-۳-۱- مقدمه

برای نیل به اهداف عملکردی سازه بیمارستان‌ها مندرج در بند (۱-۱-۵) این دستورالعمل، می‌توان از جداسازهای لرزه‌ای استفاده نمود. ضوابط استفاده از این جداسازها و تحلیل و طراحی سازه‌های جداسازی شده در این فصل ارائه می‌شود.

۱-۳-۲- ضوابط عمومی

سامانه جداساز و سامانه سازه‌ای باید ضوابط زیر را به طور کامل تأمین کنند.

۱-۳-۲-۱- سامانه جداساز

۱-۳-۲-۱-۱- شرایط محیطی

سامانه جداساز علاوه بر تحمل بارهای قائم و جانبی ناشی از باد و زلزله، باید در برابر شرایط محیطی دیگر مانند آثار گذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد زیان‌آور مقاوم باشد.

۱-۳-۲-۱-۲- نیروهای باد

ساختمان‌های جداسازی شده باید نیروهای طراحی باد را در تمام طبقات بالای سامانه جداساز تحمل کند. ضمناً لازم است در محل سامانه جداساز، سامانه‌ای برای محدود نمودن تغییرمکان جانبی ناشی از باد در سامانه جداساز در حد تغییرمکان بین طبقه‌ای سازه فوقانی مطابق بند (۱-۳-۳-۳-۵-۳) در نظر گرفته شود.

۱-۳-۲-۱-۴- مقاومت در برابر آتش‌سوزی

سامانه جداساز باید در برابر آتش‌سوزی، مشابه سایر اعضا ساختمان که بارهای قائم ثقلی را تحمل می‌کنند، مقاوم باشد.

۱-۳-۲-۱-۵- نیروی جانبی بازگرداننده

سامانه جداساز باید طوری طراحی شود که بتواند در تغییرمکانی برابر با تغییرمکان کل طرح نیروی بازگرداننده‌ای حداقل ۰/۰۲۵W بزرگتر از همین نیرو در ۵۰٪ تغییر مکان کل طرح تأمین نماید. W وزن ساختمان واقع در بالای سامانه جداساز می‌باشد.

۱-۳-۲-۱-۶- قید تغییرمکان

سامانه جداساز نباید دارای قید تغییرمکانی کوچکتر از تغییرمکان جانبی ناشی از زلزله سطح خطر ۲ (تغییرمکان کل حداکثر که بر طبق بند (۱-۳-۴) به دست می‌آید) باشد.

۱-۳-۲-۱-۷- پایداری در برابر بارهای قائم

هر جزء از سامانه جداساز باید طوری طراحی شود که زمانی که در معرض تغییرمکان کل حداکثر قرار می‌گیرد تحت اثر بار قائم حداکثر، یعنی $1.2Q_D+Q_L+|Q_E|$ و نیز تحت اثر بار قائم حداقل، یعنی $0.8Q_D-|Q_E|$، پایدار بماند. بار قائم ناشی از زلزله روی هر واحد جداساز در این محاسبه، Q_E، باید براساس حداکثر نیرو ناشی از اثر زلزل سطح خطر ۲ بر طبق ضوابط بند (۱-۳-۴) محاسبه شود.

۱-۳-۲-۱-۸- واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی کلی سازه حول سطح تماس با سامانه جداساز نباید کم‌تر از یک باشد. تمام شرایط محتمل برای بارهای ثقلی و زلزله باید در نظر گرفته شود. نیروهای زلزله در محاسبه واژگونی باید براساس زلزله سطح خطر ۲ محاسبه شود و نیروی مقاوم قائم باید با به کارگیری وزن ساختمان، واقع در بالای سامانه جداساز، W، به دست آید. ایجاد نیروی برکنش موضعی در اجزا و اعضا سامانه به شرطی مجاز است که تغییرشکل‌های حاصل، منجر به بروز تنش‌های زیاد یا ناپایداری در واحدهای سامانه جداساز یا سایر اجزای سامانه

نشود. استفاده از مهار برای محدود کردن برکنش موضعی در هر یک از اجزا و اعضای سامانه به این شرط مجاز است که ساختمان جداسازی شده طبق معیارهای زیر طراحی شود.

الف- واکنش ساختمان به زلزله سطح خطر ۲ مطابق با ضوابط بند (۱-۳-۴) محاسبه شده و در آن خصوصیات غیر خطی سامانه جداساز و سازه فوقانی نیز در نظر گرفته شود.

ب- ظرفیت نهایی مهار باید از نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله سطح خطر ۲ بیش‌تر باشند.

پ- در طراحی سامانه جداساز که با نتایج آزمایش هم باید مورد تایید قرار گیرد، باید از پایداری سامانه مطابق بند (۱-۳-۵-۲-۳) در مقابل بارهای ناشی از زلزله‌ی سطح خطر ۲ و بار قائم اضافی ناشی از وجود مهار اطمینان حاصل نمود.

۱-۳-۲-۱-۹- بازرسی و جایگزینی

لازم است امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هریک از اجزای سامانه جداساز تامین شود.

۱-۳-۲-۲- سیستم سازه‌ای

۱-۳-۲-۲-۱- توزیع افقی نیرو

پیوستگی سازه در تراز روی سامانه جداساز باید به وسیله دیافراگم افقی یا اجزای سازه‌ای دیگر تامین شود. این دیافراگم یا اجزای سازه‌ای باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای انتقال نیروها (در اثر حرکت غیر یکنواخت زمین) از یک بخش از ساختمان به بخش دیگر آن بوده و سختی کافی برای رفتار به‌صورت دیافراگم صلب در این تراز را داشته باشند.

۱-۳-۲-۲-۲- درزهای انقطاع

عرض درزهای انقطاع موجود بین ساختمان جداسازی شده و دیوارهای حائل اطراف آن یا سایر موانع ثابت دیگر نباید کم‌تر از تغییرمکان کل حداکثر باشد.

۱-۳-۲-۳- اجزای متقاطع با تراز جداسازی

اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که تراز جداسازی را قطع می‌کنند باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند تغییرمکان کل حداکثر را تحمل نمایند.

۱-۳-۳- تحلیل و طراحی سازه در برابر زلزله سطح خطر ۱

۱-۳-۳-۱- کلیات

تحلیل سازه جداسازی شده در برابر زلزله سطح خطر ۱ با استفاده از روش‌های دینامیکی طیفی یا تاریخچه زمانی خطی انجام می‌شود.

استفاده از روش دینامیکی طیفی در صورتی مجاز است که:

الف- ساختمان بر روی زمین نوع I یا II یا III قرار گرفته باشد.

ب- سختی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان طرح بزرگتر از ۱/۳ سختی موثر آن در ۲۰٪ تغییرمکان طرح باشد.

۱-۳-۳-۲- مدل‌سازی

مدل‌سازی ساختمان‌هایی که در آن‌ها از جداساز لرزه‌ای استفاده شده شامل سامانه جداساز، لرزه‌بر جانبی، دیگر اجزا و اعضا سازه‌ای و اتصالات بین سامانه جداساز و سازه فوقانی و زیرین آن باید ضوابط زیر را تامین نماید.

۱-۳-۳-۲-۱- مدل‌سازی سامانه جداساز

سامانه جداساز باید با استفاده از مشخصه تغییرشکل حاصل از نتایج آزمایش‌های بند (۱-۳-۵-۲) چنان مدل‌سازی شود که:

الف- نحوه توزیع جداسازها در نظر گرفته شود؛

ب- حرکات جانبی و پیچشی سازه فوقانی با درنظر گرفتن بدترین وضعیت خروج از محوری جرم محاسبه شود؛

پ- نیروهای واژگونی و برکنش هر یک از جداسازها برآورد شود؛

ت- اثرات بار قائم، بار جانبی (در هر دو جهت) و سرعت بارگذاری، در صورتی که منحنی نیرو- تغییرشکل سامانه جداساز به عوامل مزبور بستگی داشته باشد، درنظر گرفته شود؛

ث- نیروهای ناشی از آثار $P\text{-}\Delta$ برآورد شود؛

۱-۳-۳-۲-۲- مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی

استفاده از مدل‌های خطی برای محاسبه نیروها و تغییرمکان‌های طراحی اجزای اصلی سامانه باربر جانبی سازه فوقانی در صورتی مجاز است که هر دو ضابطه زیر تامین شوند.

الف- منحنی نیرو-تغییرمکان خطی معادل برای اجزای غیرخطی سامانه جداساز بر مبنای حداکثر سختی موثر این سامانه تعیین شود.

ب- سامانه باربر جانبی سازه در مقابل زلزله سطح خطر ۱ ضوابط بند (۱-۳-۳-۳-۵) را اقناع نماید.

۱-۳-۳-۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

در این روش پاسخ سازه مدل‌سازی شده در مودهای مختلف محاسبه شده و سپس با استفاده از روش‌های آماری با هم ترکیب می‌شود تا پاسخ نهایی سازه تحت اثر حرکت زمین متناظر با سطح خطر ۱ تعیین شود.

۱-۳-۳-۳-۱- حرکت زمین

در تحلیل دینامیکی طیفی، طیف طرح ارتجاعی زلزله سطح خطر ۱ برای محاسبه تغییرمکان کل طرح در سامانه جداساز، نیروها و تغییر مکان‌های جانبی سازه فوقانی به‌کار برده می‌شود.

۱-۳-۳-۳-۲- میرایی مودی

در تحلیل طیفی مقدار میرایی برای مود اول در امتداد مورد نظر باید کمترین دو مقدار میرایی موثر سامانه جداسازی شده یا ۳۰٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شود. میرایی در مودهای بالاتر باید متناسب با نوع مصالح و تراز تنش سازه فوقانی در نظر گرفته شود. برای محاسبه میرایی موثر، β_{eff}، از سطح محصور شده توسط چرخه نیرو- تغییر مکان طبق رابطه (۱-۱۶) استفاده می‌شود.

۱-۳-۳-۳-۳- ترکیب مولفه‌های زلزله

در تحلیل طیفی برای محاسبه تغییر مکان طراحی کل باید آثار تحریک همزمان مدل به صورت ۱۰۰٪ حرکت زمین در امتداد بحرانی آن به علاوه‌ی حداقل ۳۰٪ در امتداد متعامد در نظر گرفته شود. تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز از ترکیب‌برداری دو مولفه متعامد به دست می‌آید.

۱-۳-۳-۳-۴- کنترل سامانه جداساز واجزای سازه واقع در زیر آن

نیروها و تغییرشکل‌های ایجاد شده در سامانه جداساز واجزای سازه واقع در زیر آن باید از تحلیل طیفی بدست آمده و با روش زیر مقیاس و کنترل شود.

۱-۳-۳-۴- حداقل تغییر مکان‌های جانبی در سامانه جداساز

تغییرمکان کل طرح ایجاد شده در سامانه جداساز که باید شامل اثرات پیچش تصادفی نیز باشد، با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی طیفی و طی مراحل زیر به دست آمده و به روش زیر مقیاس و کنترل شود.

تغییرمکان طرح

حداقل تغییر مکان طرح، D_D، در سامانه جداساز در دو امتداد اصلی سازه طبق رابطه (۱-۱۱) تعیین می‌شود.

(۱-۱۱)

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\frac{S_{x1}T_D}{B_1}$$

که در آن S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله‌ی سطح خطر ۱ می‌باشد و B_1 با توجه به جدول (۱-۷) برای میرایی موثر β، برابر β_D در رابطه (۱-۲۳) تعیین می‌شود.

جدول ۱-۷- ضرایب B_1 برحسب درصد میرایی مورد نظر (β)

β (درصد)	B_1
$\leq$ ۲	۰/۸
۵	۱/۰
۱۰	۱/۲
۲۰	۱/۵
۳۰	۱/۷
۴۰	۱/۹

زمان تناوب موثر در تغییر مکان طرح

زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی شده در تغییر مکان طرح، T_D، با استفاده از مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز طبق رابطه (۱-۱۲) محاسبه می‌شود.

(۱-۱۲)

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{D\,min}g}}$$

که در آن W وزن موثر لرزه‌ای سازه واقع در بالای سامانه جداساز، K_{Dmin} سختی موثر حداقل سامانه جداساز در تغییر مکان طراحی و در امتداد جانبی مورد نظر است.

تغییر مکان کل طرح

تغییر مکان کل طرح، D_{TD}، در اجزای سامانه جداساز باید تغییر مکان اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی را نیز شامل باشد. آثار پیچش با در نظر گرفتن توزیع مکانی سختی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان و بحرانی‌ترین حالت خروج از محوری جرم محاسبه می‌شود.

حداقل تغییرمکان کل طرح، D_{TD}، اجزای یک سامانه جداساز با توزیع یکنواخت مکانی از رابطه (۱-۱۳) به دست می‌آید.

(۱-۱۳)

$$D_{TD} = D_D\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right]$$

که در رابطه فوق d و b ابعاد پلان ساختمان، e بیانگر خروج از محوری واقعی یا اتفاقی مرکز جرم‌سازه فوقانی نسبت به مرکز سختی سامانه جداساز و y فاصله‌ی مرکز جزء مورد نظر تا مرکز سختی سامانه جداساز، اندازه‌گیری شده در جهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی مورد نظر می‌باشد.

۱-۳-۳-۳-۴-۲- مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل

سیستم جداساز، پی و تمام اجزای سازه زیر تراز جداسازی باید برای تغییر مکان‌ها و نیروهای حاصل از تحلیل مشابه یک سازه جداسازی نشده کنترل شوند. ولی نیروهای جانبی نباید از ۹۰٪ مقدار V_b که با استفاده از رابطه (۱-۱۵) به دست می‌آید کمتر باشد. همچنین تغییرمکان کل طرح در سامانه جداساز که با استفاده از نتایج تحلیل به دست می‌آید نباید از ۹۰٪ مقدار D_{TD}، که از رابطه (۱-۱۳) به دست می‌آید، کمتر در نظر گرفته شود. البته برای کنترل این ضابطه می‌توان در رابطه (۱-۱۳) به جای D_D از D'_D ، که از رابطه زیر محاسبه می‌شود، استفاده نمود.

(۱۴-۱)

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^2}}$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه واقع در بالای سامانه جداساز است که با فرض پایه‌گیردار به دست آمده باشد.

۱-۳-۳-۳-۵- کنترل اجزای سازه واقع در بالای سامانه جداساز

نیروها و تغییر شکل‌های طراحی در اجرای سازه واقع در بالای سامانه جداساز باید از تحلیل طیفی بدست آمده و با روش زیر مقیاس و کنترل شود. پس از مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل بر طبق بند (۱-۳-۳-۳-۵-۳) نسبت نیاز به ظرفیت در تمام اجزای روسازه باید تمام ضوابط بند (۱-۲-۶-۶) را اقناع نماید تا عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه از سازه در سطح خطر۱ تامین شود.

۱-۳-۳-۳-۵-۱- حداقل نیروی جانبی برای سامانه جداساز و اجزای سازه

حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای (V_b) در سامانه جداساز و تمام اجزای واقع در زیر سامانه، از جمله پی، باید طبق رابطه (۱-۱۵) محاسبه شود.

(۱۵-۱)

$$V_b = K_{Dmax} D_D$$

که در آن K_{Dmax} سختی موثر حداکثر سامانه جداساز در تغییر مکان طراحی و در جهت جانبی مورد نظر می‌باشد.

حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای V_S برای اجزای واقع در بالای سامانه جداساز برابر با ۰/۸ V_b در نظر گرفته می‌شود. ضمنا مقدار V_s نباید کم‌تر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود.

الف- برش پایه مساوی با نیروی طراحی باد؛

ب- ۱/۵ برابر نیروی جانبی لازم برای فعال نمودن کامل سامانه جداساز

۱-۳-۳-۳-۵-۲- مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل

چنانچه سازه واقع در بالای سامانه جداساز بر طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران منظم باشد در صورتیکه نیروی برش حاصل از تحلیل دینامیکی در سازه بالای سامانه جداساز کمتر $۰/۸V_s$ باشد، تمام مقادیر پاسخ باید تا این مقدار مقیاس شود. ولی چنانچه این سازه نامنظم باشد و نیروی برش حاصل از تحلیل دینامیکی در سازه بالای سامانه جداساز کمتر از V_s باشد ، مقادیر پاسخ باید به V_s مقیاس شود.

۱-۳-۳-۳-۵-۳- محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات

مقادیر تغییرمکان نسبی ایجاد شده در طبقات سازه بالاتر از تراز جداسازی پس از مقیاس کردن نتایج نباید از ۰/۰۱ ارتفاع طبقه بیشتر باشد.

۱-۳-۳-۴- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

۱-۳-۳-۴-۱-حرکت زمین

در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در سطح خطر ۱، حرکت زمین با استفاده از حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت سازگار با طیف الاستیک طرح در این سطح خطر شبیه‌سازی می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت همزمان به مدل سازه اعمال می‌شود. در این حالت بیشینه پاسخ برای هریک از پارامترهای مورد نظر حاصل از این تحلیلها مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار می‌گیرد. چنانچه از ۷ زوج شتاب‌نگاشت یا بیشتر برای انجام تحلیل‌ها استفاده شود، بیشینه پاسخ تحت اثر هر زوج شتاب‌نگاشت از تحلیل‌ها به دست آمده و پاسخ نهایی می‌تواند با متوسط‌گیری از این مقادیر محاسبه شده و مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار گیرد.

۱-۳-۳-۴-۲- میرایی

در این تحلیل میرایی در سیستم مشابه ضوابط بند (۱-۳-۳-۳-۲) در نظر گرفته می‌شود.

۱-۳-۳-۴-۳- کنترل سامانه جداساز و اجزای سازه زیر آن

تغییرمکان‌های ایجاد شده در سامانه جداساز، نیروهای ایجاد شده در اجزای سازه واقع در زیر سامانه جداساز آن باید بر طبق ضوابط بندهای (۱-۳-۳-۳-۴-۲) مقیاس شده و سپس کنترل شود.

۱-۳-۳-۴-۴- کنترل سازه بالای سامانه جداساز

نسبت نیاز به ظرفیت اجزای سازه بالای سامانه جداساز پس از مقیاس شدن نتایج باید ضوابط بند (۱-۳-۳-۳-۵) این دستورالعمل را اقناع کند تا عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه آن تضمین شود.

۱-۳-۴- ضوابط عمومی تحلیل سازه در برابر سطح خطر ۲

۱-۳-۴-۱- کلیات

تحلیل سازه جداسازی شده در برابر زلزله سطح خطر ۲ با استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی انجام می‌شود.

۱-۳-۴-۲- مدل‌سازی

ارزیابی سازه‌های جداسازی شده با استفاده از روش تحلیل غیرخطی باید براساس مدل‌های سه بعدی انجام گیرد به طوری که مشخصات غیرخطی سامانه جداساز و سازه واقع در بالای آن، هر دو در نظر گرفته شوند. در این روش باید منحنی نیرو-تغییرشکل جداسازها مورد استفاده قرار گیرد. میرایی مورد استفاده در تحلیل غیر ارتجاعی جداسازها باید فقط شامل میرایی چرخه‌ای باشد. استفاده از میرایی لزج در مدل غیرخطی مجاز نیست مگر اینکه با انجام آزمایش جداسازها و در نظرگرفتن سرعت بارگذاری وجود آن تایید شود. در مدل‌سازی سازه در بخش بالای جداساز نیز اجرای سازه باید با توجه به رفتار آنها بر طبق ضوابط بخش (۱-۲-۷-۱۱) این دستورالعمل مدل‌سازی شوند.

۱-۳-۴-۳- حرکت زمین

حرکت زمین در این تحلیل با استفاده از حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت سازگار با طیف طرح در زلزله سطح خطر ۲ شبیه‌سازی می‌شود. هر زوج شتاب نگاشت باید به صورت همزمان به مدل سازه اعمال شده و پاسخ سازه با انجام تحلیل محاسبه شود. در این حالت بیشینه پاسخ برای هریک از پارامترهای مورد نظر حاصل از این تحلیل‌ها مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار می‌گیرد. چنانچه از ۷ زوج شتاب‌نگاشت برای انجام این تحلیل‌ها استفاده شود بیشینه پاسخ سازه تحت اثر هر زوج شتاب‌نگاشت از تحلیل‌ها به دست آمده و پاسخ نهایی سازه می‌تواند با متوسط‌گیری از این مقادیر محاسبه شده و مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار گیرد.

۱-۳-۴-۴- کنترل سامانه جداساز و اجزای سازه واقع در زیر آن

تغییرمکان‌های ایجاد شده در سامانه جداساز و نیروهای ایجاد شده در اجزای سازه واقع در زیر آن باید کنترل شود. تغییرمکان کل حداکثر ایجاد شده در سامانه جداساز که باید شامل اثرات پیچش تصادفی نیز باشد باید از تحلیل به‌دست آمده و به روش زیر مقیاس و کنترل شود.

تغییرمکان حداکثر

تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز، D_M، در بحرانی‌ترین امتداد پاسخ جانبی از رابطه (۱-۱۶) محاسبه می‌شود.

(۱۶-۱)

$$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\frac{S'_{x1}T_M}{B_1}$$

که در آن S'_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله سطح خطر ۲ می‌باشد و B_1 با توجه به جدول (۱-۱) و برای β برابر β_M طبق رابطه (۱-۲۵) محاسبه می‌شود.

زمان تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر

زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر، T_M، از مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز طبق رابطه (۱-۱۷) محاسبه می‌شود.

(۱۷-۱)

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{M\,min}g}}$$

که در آن K_{Mmin} سختی موثر حداقل سامانه جداساز در تغییرمکان حداکثر و در امتداد جانبی مورد نظر می‌باشد.

تغییرمکان کل حداکثر

تغییرمکان کل حداکثر، D_{TM}، اجزای سامانه جداساز مقدار حاصل از رابطه (۱-۱۸) در نظر گرفته می‌شود.

(۱۸-۱)

$$D_{TM} = D_M\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right]$$

که در رابطه فوق d و b ابعاد پلان ساختمان، e بیانگر خروج از محوری واقعی یا اتفاقی مرکز جرم‌سازه فوقانی نسبت به مرکز سختی سامانه جداساز و y فاصله مرکز جزء مورد نظر تا مرکز سختی سامانه جداساز، اندازه‌گیری شده در جهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی مورد نظر می‌باشد.

تغییرمکان کل حداکثر در سامانه جداساز که با استفاده از نتایج تحلیل در سطح خطر ۲ به دست می‌آید نباید از ۹۰٪ مقدار D_{TM}، که از رابطه (۱-۱۸) به دست می‌آید، کمتر در نظر گرفته شود. البته برای کنترل این ضابطه می‌توان در رابطه (۱-۱۸) به جای D_M از D'_M ، که از رابطه زیر محاسبه می‌شود، استفاده نمود.

(۱۹-۱)

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}}$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه واقع در بالای سامانه جداساز است که با فرض پایه‌گیردار به دست آمده باشد.

۱-۳-۴-۵- کنترل اجزای سازه واقع در بالای سامانه جداساز

نیروها و تغییرشکل‌های طراحی در اجرای سازه واقع در بالای سامانه جداساز باید از تحلیل به‌دست آمده وکنترل شود. نیروهای ایجاد شده در اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییرشکل‌های ایجاد شده در اجزای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل باید تمام ضوابط بند (۱-۲-۷-۹) را اقناع نماید تا عملکرد سازه در سطح خطر۲ تامین شود.

۱-۳-۵- مشخصات لازم برای طراحی و آزمایش سامانه جداساز

۱-۳-۵-۱-کلیات

خصوصیات تغییرشکل و مقادیر میرایی سامانه جداساز که در تحلیل و طراحی سازه‌های جداسازی شده به کار می‌رود باید براساس انجام آزمایش‌های زیر روی نمونه‌های منتخبی از اجزا، باشد.

اجزایی از سامانه جداساز که تحت آزمایش قرار می‌گیرند باید شامل سامانه محدود کننده تغییرمکان ناشی از باد و وسایل اتلاف انرژی تکمیلی (نظیر میراگرها) اگر در طرح موجود باشند، نیز باشد.

با انجام آزمایش‌های مشخص شده در این بند تنها مشخصات سامانه جداساز برای طراحی تعیین می‌شود و نباید آن‌ها را جایگزین آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید تصریح شده در بند (۱-۳-۶-۳) دانست.

۱-۳-۵-۲- آزمایش‌های نمونه اصلی

آزمایش‌های نمونه اصلی باید به طور جداگانه روی دو نمونه با مقیاس واقعی برای هر نوع و اندازه از جداساز، که در سامانه موجود باشد، انجام گیرد. نمونه‌های اصلی آزمایش شده را نباید در ساختمان مورد نظر به کار برد.

۱-۳-۵-۲-۱- ثبت نتایج

در هر چرخه‌ای بارگذاری، منحنی نیرو- تغییرشکل و رفتار چرخه‌ای نمونه مورد آزمایش باید ثبت شود.

۱-۳-۵-۲-۲-ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری

مراحل زیر باید به ترتیب در آزمایش جداسازها انجام شود و در هر مرحله ضمن اعمال بار قائمی برابر میانگین $Q_D+0.5Q_L$، تعداد مشخص شده از چرخه‌های بارگذاری جانبی باید به جداساز وارد شود.

الف- بیست چرخه کامل رفت و برگشتی تحت بار جانبی مساوی با نیروی طراحی باد.

ب- سه چرخه کامل رفت و برگشتی بارگذاری برای هریک از تغییر مکان‌های: D_D ،۰/۲۵ D_D، ۰/۵ D_D و D_M

پ- سه چرخه کامل رفت و برگشتی بارگذاری برای هریک از تغییر مکان حداکثر، D_{TM}.

ت- تعداد $\frac{30\ x1}{S_{xs}B_1}$ چرخه کامل رفت و برگشتی بارگذاری تا تغییر مکان طراحی D_D، که البته نباید کم‌تر از ۱۰ چرخه نباشد. مقادیر S_{Xl} و S_{xs} باید مربوط به زلزله طرح باشند.

۱-۳-۵-۲-۳- جداسازهای تحمل کننده بار قائم

اگر یک جداساز لرزه‌ای وظیفه تحمل بارهای قائم ناشی از زلزله را نیز به عهده داشته باشد، آنگاه مورد ب مراحل بارگذاری چرخه‌ای ذکر شده در بند (۱-۳-۵-۲-۲) باید برای دو حالت اضافی دیگر از ترکیبات بار قائم نیز انجام شود که عبارتند از:

ب-۱- $1.2Q_D + 0.5Q_L + |Q_E|$

ب-۲- $0.8Q_D - |Q_E|$

در این حالت بار قائم وارد بر جداساز، Q_E، باید شامل بار قائم ناشی از بار واژگونی تحت بار زلزله سطح خطر ۲ باشد. مقدار این بار باید برابر یا بزرگتر از حداکثر نیروی زلزله قائم متناظر با تغییرمکان آزمایش باشد.

در این آزمایش‌ها، بار قائم حاصل از ترکیبات این بار باید برابر با میانگین نیروی رو به پایین وارد بر جداسازهای از یک نوع و اندازه باشد.

۱-۳-۵-۲-۴- جداسازهای با خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری

اگر خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان جداسازها وابسته به نرخ بارگذاری باشند، آنگاه هر سری از آزمایش‌های مشخص شده در بندهای (۱-۳-۵-۲-۲) و (۱-۳-۵-۲-۳) باید به طور دینامیکی در فرکانسی برابر معکوس زمان تناوب موثر T_D سازه جداسازی شده انجام گیرد.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته یعنی کوچک‌تر از نمونه واقعی برای اندازه‌گیری خصوصیات وابسته به نرخ‌بارگذاری جداسازها استفاده شود، این نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته باید از همان مصالح نمونه‌های واقعی و تحت روند و کیفیتی مشابه ساخته شده و باید در فرکانسی آزمایش شوند که نشان دهنده‌ی نرخ‌بارگذاری نمونه واقعی باشد.

خصوصیات منحنی نیرو- تغییر مکان یک جداساز زمانی وابسته به نرخ بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. که در دو حالت زیر بیش از ۱۰٪± اختلاف در سختی موثر یا میرایی موثر یک جداساز (در تغییر مکان طراحی) وجود داشته باشد،

الف- وقتی جداساز در فرکانسی برابر معکوس زمان تناوب سازه جداسازی شده آزمایش شود؛

ب- وقتی جداساز در فرکانسی بین ۰/۱ تا ۲ برابر معکوس زمان تناوب موثر سازه جداسازی آزمایش شود.

۱-۳-۵-۲-۵- جداسازهای با خصوصیات وابسته به بارگذاری در دو امتداد

اگر خصوصیات منحنی نیرو-تغییرمکان جداسازها وابسته به بارگذاری در دو امتداد باشد، آنگاه هرمقدار آزمایش‌های ذکر شده در بندهای (۱-۳-۵-۲-۲) و (۱-۳-۵-۲-۳) باید به نحو زیر انجام شود.

دریک امتداد، بارگذاری متناظر با کل تغییر مکان طراحی همان امتداد و از امتداد دیگر بارهایی متناظر با ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ برابر کل تغییرمکان طراحی امتداد دیگر باید به ترتیب اعمال شود.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته برای اندازه‌گیری خصوصیات وابسته به بارگذاری در دو امتداد استفاده شود، آنگاه این نمونه‌های مقیاس شده باید از همان مصالح و تحت روند و کیفیتی مشابه با نمونه‌های واقعی ساخته شده باشند.

خصوصیات منحنی نیرو-تغییرمکان جداساز زمانی باید وابسته به بارگذاری در دو امتداد منظور شود که در بررسی منحنی نیرو-تغییرمکان در دو امتداد و در یک امتداد، بیش از ۰/۱۵± اختلاف در سختی مؤثر نظیر تغییرمکان طراحی مشاهده شود.

۱-۳-۵-۲-۶- سامانه‌های محدود کننده تغییرمکان در برابر باد

اگر یک سامانه محدود کننده تغییرمکان در برابر باد در سامانه جداساز موجود باشد، ظرفیت نهایی باید با انجام آزمایش طبق ضوابط این بند تعیین شود.

۱-۳-۵-۲-۷- آزمایش روی واحدهای مشابه

آزمایش بر روی نمونه جداساز در حالتی که نمونه‌ای مشابه با نمونه مورد نظر قبلا آزمایش شده و در آن شرایط زیر نیز برقرار باشد لازم نیست.

الف- دارای ابعاد مشابهی باشد؛

ب- از همان نوع و مصالح باشد؛

پ- به همان روش ساخته شده و کنترل کیفیت شده باشد.

در این حالت از اطلاعات حاصل از آزمایش‌های قبلی می‌توان در طراحی استفاده نمود.

۱-۳-۵-۳- تعیین خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان

خصوصیات منحنی نیرو-تغییرمکان سامانه جداساز باید براساس آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های جداساز مشخص شده در بند (۱-۳-۵-۲-۲) صورت گیرد.

سختی موثر هر واحد جداساز، K_{eff}، در هر چرخه تغییرشکلی باید توسط معادله (۱-۲۰) محاسبه شود.

(۱-۲۰)

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|}$$

در رابطه فوق F^+ و F^- نیرو در سامانه جداساز در تغییرمکان‌های نظیر Δ^+ و Δ^- می‌باشد.

میرایی موثر هر واحد جداساز، β_{eff} باید برای هر چرخه تغییرشکلی از معادله (۱-۲۱) محاسبه شود.

(۱-۲۱)

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{E_{loop}}{K_{eff}[|\Delta^+| + |\Delta^-|]^2}\right]$$

در رابطه فوق E_{loop} عبارت است از انرژی تلف شده در هر چرخه و K_{eff} سختی موثر می‌باشد. این مقادیر برای تغییر مکان‌های اعمال شده در آزمایش برابر Δ^+ و Δ^- محاسبه می‌شوند.

۱-۳-۵-۴- کفایت نمونه‌های آزمایشی

عملکرد نمونه‌های آزمایشی در صورت برآورده شدن شرایط زیر کافی تلقی می‌شود.

الف- منحنی نیرو-تغییرمکان در تمامی آزمایش‌های مشخص شده در بند (۱-۳-۵-۲-۲) نشان دهنده نمو غیرمنفی در ظرفیت باربری باشد.

ب- در هر نمو تغییرمکان در آزمایش مشخص شده در بند (۱-۳-۵-۲-۲)، ردیف ب و به ازای هر حالت ترکیب بار قائم ذکر شده در بند (۱-۳-۵-۲-۳)، معیارهای زیر برآورده شود.

ب-۱- اختلافی بیش از ۱۵٪± بین سختی‌های موثر در هریک از سه چرخه آزمایش در مقدار متوسط سختی موثر هر نمونه آزمایشی موجود نباشد.

ب-۲- اختلافی بیش از ۱۵٪± در میانگین سختی موثر در دو نمونه آزمایشی یک واحد جداساز از یک نوع و اندازه در سه چرخه لازم آزمایش موجود نباشد.

پ- سختی موثر اولیه هر نمونه آزمایشی در تعداد چرخه‌های ردیف ت از بند (۱-۳-۵-۲-۲) بیش از ۲۰٪± تغییر ننماید.

ت- میرایی موثر اولیه نمونه در تعداد چرخه‌های ردیف ت از بند (۱-۳-۵-۲-۲) بیشتر از ۲۰٪ کاهش نیابد.

ث- تمام نمونه‌های مربوط به اجزای باربر قائم سامانه جداساز به ازای کل تغییرمکان حداکثر تحت بار استاتیکی ذکر شده در بند (۱-۳-۵-۲-۳) پایدار بمانند.

۱-۳-۵-۵- مشخصات طراحی سامانه جداساز

۱-۳-۵-۵-۱- حداکثر و حداقل سختی موثر

حداکثر و حداقل سختی موثر سامانه جداساز به ازای تغییر مکان طرح، K_{Dmax} و K_{Dmin} باید بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای مذکور در ردیف ب بند (۱-۳-۵-۲-۲) و طبق روابط (۱-۲۲) و (۱-۲۳) محاسبه شود.

(۱-۲۲)

$$K_{Dmax} = \frac{\sum|F_D^+|_{max} + \sum|F_D^-|_{max}}{2D_D}$$

(۱-۲۳)

$$K_{Dmin} = \frac{\sum|F_D^+|_{min} + \sum|F_D^-|_{min}}{2D_D}$$

در تراز تغییرمکان حداکثر، بیش‌ترین و کم‌ترین سختی موثر سامانه جداساز باید بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ب بند (۱-۳-۵-۲-۲) و روابط (۱-۲۴) و (۱-۲۵) محاسبه شود.

(۱-۲۴)

$$K_{Mmax} = \frac{\sum|F_M^+|_{max} + \sum|F_M^-|_{max}}{2D_M}$$

(۲۵-۱)

$$K_{Mmin} = \frac{\sum|F_M^+|_{min} + \sum|F_M^-|_{min}}{2D_M}$$

۱-۳-۵-۵-۲- میرایی موثر

میرایی موثر سامانه جداساز در تراز تغییرمکان طرح، β_D باید بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ب بند (۱-۳-۵-۲-۲) و با استفاده از رابطه (۱-۲۶) محاسبه شود.

(۲۶-۱)

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_D}{K_{Dmax}D_D^2}\right]$$

در رابطه (۱-۲۶) کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز در هر چرخه تغییر مکانی، ΣE_D، باید برابر مجموع انرژی تلف شده در تمامی جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در Δ^+ و Δ^- برابر با تغییرمکان طرح D_D گرفته شده است به‌دست آید.

میرایی موثر سامانه جداساز در تغییرمکانی برابر تغییرمکان حداثر، β_M باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ب بند (۱-۳-۵-۲-۲) و طبق رابطه (۱-۲۷) محاسبه شود.

(۲۷-۱)

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_M}{K_{Mmax}D_M^2}\right]$$

در رابطه (۱-۲۷) کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز در هر چرخه تغییر مکانی، ΣE_M، باید برابر با مجموع انرژی تلف شده در تمام جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در آن Δ^+ و Δ^-، برابر با تغییرمکان حداکثر D_M گرفته شده است، به‌دست آید.

۱-۳-۶- بازبینی طرح

۱-۳-۶-۱-کلیات

لازم است بازبینی طرح سامانه جداساز و برنامه آزمایش‌های مربوط توسط یک تیم مهندسی مستقل با صلاحیت صورت پذیرد. این تیم باید شامل افراد صاحب تجربه در روش‌ها و مبانی تئوری و تحلیل لرزه‌ای و کاربرد جداسازی لرزه‌ای باشد.

۱-۳-۶-۲- سامانه جداساز

بازبینی طرح سامانه جداساز باید شامل مرور موارد زیر باشد:

الف- معیارهای لرزه‌ای ساختگاهی، شامل طیف و تاریخچه زمانی زلزله ویژه ساختگاه و تمام معیارهای طراحی دیگری که به طور خاص برای پروژه‌ی مورد نظر ملحوظ شده است؛

ب- طراحی اولیه، شامل تعیین تغییرمکان کل طراحی و تغییرمکان کل حداکثر سامانه جداساز و تراز نیروی جانبی؛

پ- آزمایش نمونه‌هایی از سامانه جداساز طبق بند (۱-۳-۵-۲-۲)؛

ت- طرح نهایی ساختمان جداسازی شده و مدارک تحلیلی مربوط؛

ث- آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید سامانه جداساز طبق بند (۱-۳-۶-۳).

۱-۳-۶-۳- آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید سامانه جداساز

آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید سامانه جداساز باید توسط مهندس طراح ارائه شده و حداقل شامل موارد زیر باشد:

الف- آزمایش‌های مربوط به مصالح مورد استفاده در واحدهای جداساز

ب- آزمایش‌های چرخه‌ای مربوط به هر نوع واحد جداساز که در ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد.

آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید سامانه جداساز باید در هنگام تولید واحدهای مورد نظر برای استفاده در ساختمان مورد نظر و قبل از انجام عملیات ساختمانی انجام شده و توسط یک بازرس مستقل گواهی شود.

۱-۴- استفاده از میراگرهای انرژی

۱-۴-۱- مقدمه

برای نیل به اهداف عملکردی سازه بیمارستانی مندرج در بند (۱-۱-۵) این دستورالعمل، می‌توان از میراگرهای انرژی استفاده نمود. ضوابط استفاده از این میراگرها و تحلیل و طراحی سازه‌های مجهز به این میراگرها در این فصل ارائه می‌شود.

۱-۴-۲- ضوابط عمومی

سامانه‌های اتلاف انرژی که به صورت وابسته به تغییر مکان، وابسته به سرعت یا صورت‌های دیگر طبق بند (۱-۴-۳) دسته‌بندی می‌شوند، باید با ضوابط این بخش سازگار باشند.

۱-۴-۲-۱- اثر دما

در تحلیل یک ساختمان مجهز به میراگر باید تغییرات منحنی نیرو- تغییر مکان وسایل اتلاف انرژی ناشی از تغییر دمای محیط و افزایش دمای حاصل از ارتعاشات چرخه‌ای در زلزله در نظر گرفته شود. تحلیل باید چند بار انجام شود تا حدود بالا و پایین مقادیر پاسخ ساختمان در طی زلزله سطوح مختلف خطر مشخص شده و نیز حدود پاسخ قابل قبول وسایل و نمونه‌های آزمایشی آن‌ها تعریف شود.

۱-۴-۲-۲- شرایط محیطی

میراگرهای انرژی علاوه بر تحمل بارهای قائم و جانبی ناشی از باد و زلزله، باید در برابر شرایط محیطی دیگر مانند آثار گذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد زیان‌آور مقاوم باشند.

۱-۴-۲-۳- نیروی باد

عمر خستگی میراگرهای انرژی و اجزای آن‌ها شامل آب‌بندها در یک وسیله لزج مایع، باید بررسی شده و نشان داده شود که حداقل به میزان عمر مفید طراحی وسایل می‌باشد. وسایلی که در معرض خرابی در اثر خستگی دامنه کم هستند باید نیروهای باد را با رفتار ارتجاعی خطی تحمل نمایند.

۱-۴-۲-۴- بازرسی و جایگزینی

لازم است امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هریک از اجزای میراگرهای انرژی تامین شود.

۱-۴-۲-۵- نگهداری

طراح باید برنامه زمان‌بندی بازرسی و آزمایش وسایل اتلاف انرژی را برای تضمین قابلیت اعتماد کارکرد آنها در طول دوره عمر مفید خود تهیه نماید.

۱-۴-۳- دسته‌بندی وسایل اتلاف انرژی

میراگرهای وابسته به تغییرمکان مشتمل بر وسایلی هستند که رفتار چرخه‌ای صلب- خمیری (وسایل اصطکاکی)، دو خطی (وسایل فلزی جاری شونده)، یا سه خطی از خود نشان دهند. پاسخ میراگرهای وابسته به تغییر مکان عمدتا تابعی از تغییر مکان نسبی بین دو انتهای میراگر و مستقل از سرعت نسبی آنها و فرکانس ارتعاش است. میراگرهای وابسته به سرعت مشتمل بر وسایل لزج- ارتجاعی جامد، لزج-ارتجاعی مایع و وسایل لزج مایع می‌شوند. پاسخ میراگرهای وابسته به سرعت عمدتا تابعی از سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر است. وسایلی که نه در رده وسایل وابسته به تغییر مکان و نه در رده وسایل وابسته به سرعت قرار می‌گیرند، در رده «سایر وسایل» خواهند بود.

۱-۴-۴- تحلیل و طراحی سازه در برابر زلزله سطح خطر ۱

۱-۴-۴-۱- کلیات

تحلیل سازه مجهز به میراگر انرژی در برابر زلزله در سطح خطر ۱ با استفاده از روش‌های دینامیکی طیفی یا تاریخچه زمانی انجام می‌شود.

استفاده از روش دینامیکی طیفی در صورتی مجاز است که

الف- ساختمان بر روی زمین نوع I و II یا III بر طبق طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران قرار گرفته باشد.

ب- میرایی موثر در مود اصلی سازه در هر امتداد اصلی از ۳۰٪ مقدار بحرانی تجاوز نکند.

پ- در هر راستای سازه حداقل دو میراگر در هر طبقه در طرفین مرکز سختی سازه برای مقابله با پیچش موجود باشد.

۱-۴-۴-۲- مدل‌سازی سازه و میراگرها

در مدل سازه‌های مجهز به میراگر باید سختی اجزای سازه‌ای که بخشی از مسیر انتقال بار بین میراگر انرژی و زمین هستند و انعطاف‌پذیری آن‌ها بر عملکرد سامانه اتلاف انرژی تاثیر می‌گذارد، شامل اجزای پی، مهاربندهایی که با میراگرها به صورت سری کار می‌کنند و اتصالات بین آنها، در نظر گرفته شود.

۱-۴-۴-۲-۱- وسایل وابسته به تغییرمکان

برای مدل‌سازی واکنش یک میراگر وابسته به تغییر مکان براساس اطلاعات آزمایشگاهی، نیروی موجود در آن باید از رابطه (۱-۲۸) محاسبه شود.

$$F = K_{eff} D \qquad (۱-۲۸)$$

که در آن D مقدار تغییرمکان ایجاد شده در میراگر در زلزله سطح خطر ۱ و K_{eff} سختی موثر وسیله است که از رابطه (۱-۲۹) به‌دست می‌آید.

$$K_{eff} = \frac{|F^+|+|F^-|}{|D^+|+|D^-|} \qquad (۱-۲۹)$$

نیروهای موجود در این رابطه که F^+ و F^- می‌باشند، باید به ترتیب به ازای تغییر مکان‌های D^+ و D^- در آزمایشات به‌دست آمده باشند.

۱-۴-۴-۲-۲- وسایل وابسته به سرعت

در مدل‌سازی یک میراگر وابسته به سرعت که دارای سختی وابسته به تغییر مکان نیز می‌باشد سختی موثر وسیله براساس اطلاعات آزمایشگاهی باید در نظر گرفته شود.

۱-۴-۴-۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

۱-۴-۴-۳-۱- حرکت زمین

در تحلیل دینامیکی طیفی، طیف طرح ارتجاعی زلزله سطح خطر ۱ به کار برده می‌شود. در این روش تحلیل، اصلاح طیف طرح زلزله سطح خطر ۱ که با فرض ۵٪ میرایی بحرانی تهیه شده است، برای احتساب میرایی تامین شده توسط میراگر انرژی مجاز می‌باشد. مقادیر طیف شتاب با ۵٪ میرایی باید توسط ضریب اصلاح برای میرایی مودی B مساوی B_S یا B_1 برای زمان تناوب‌های واقع در محدوده مود مورد بررسی کاهش داده شود که مقدار B در هر مود ارتعاشی متفاوت خواهد بود. ضریب اصلاح برای میرایی در هر مود مهم باید استفاده از جدول (۱-۸) و میرایی موثر محاسبه شده در آن مود تعیین شود. در این مورد هرگاه زمان تناوب مود مورد نظر کمتر از T_s باشد، مقدار B برابر B_s منظور می‌شود و اگر زمان تناوب مورد نظر از T_s بزرگتر باشد، مقدار آن برابر B_1 خواهد بود. T_s زمان تناوبی است که در آن طیف شتاب طرح از مقداری ثابت شروع به کاهش می‌نماید. هرگاه زمان تناوب مود مورد نظر کمتر از T_s باشد، مقدار B_s با درون‌یابی خطی بین مقدار ۱ به ازای زمان تناوب صفر و مقدار B_1 به ازای زمان تناوب T_s به دست می‌آید. میرایی موثر در هر مود باید با استفاده از روش مذکور در بند (۱-۴-۴-۳-۲) محاسبه شود.

جدول ۱-۸- ضرایب B_1 برحسب درصد میرایی مورد نظر (β)

B_1	β (درصد)
۰/۸	$\leq$ ۲
۱/۰	۵
۱/۲	۱۰
۱/۵	۲۰
۱/۷	۳۰
۱/۹	۴۰
۲/۰	۵۰$\geq$

۱-۴-۴-۳-۲- میرایی موثر

میرایی موثر در مود m– اُم ارتعاش ($\beta_{\text{eff-m}}$) برای سازه مجهز به میراگر باید طبق رابطه (۱-۳۰) تعیین شود.

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \qquad (۳۰-۱)$$

که در آن β_m عبارت است از میرایی ذاتی مود m–اُم در سازه، W_{mj} کار انجام شده توسط میراگر j در یک چرخه کامل تحت تغییر مکان‌های مودال طبقات W_{mk}, δ_{mi} حداکثر انرژی کرنشی سازه در مود m–اُم است که توسط رابطه (۱-۳۱) تعیین می‌شود.

$$W_{mk} = \frac{1}{2}\sum_i F_{mi}\,\delta_{mi} \qquad (۳۱-۱)$$

که در آن F_{mi} و δ_{mi} به ترتیب نیروی اینرسی افقی و تغییرمکان افقی مورد m– اُم در تراز کف i–اُم می‌باشد.

۱-۴-۴-۳-۲-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان

در سازه‌های مجهز به میراگرهای وابسته به تغییر مکان، W_{mj} کار انجام شده توسط میراگر j در یک چرخه کامل تحت تغییر مکان‌های مودال طبقات δ_{mi}، با استفاده از نتایج آزمایش‌ها روی نمونه اصلی به دست می‌آید.

۱-۴-۴-۳-۲-۲- وسایل وابسته به سرعت

در سازه‌های مجهز به میراگرهای وابسته به سرعت، W_{mj} کار انجام شده توسط میراگر لزج خطی j در یک چرخه کامل بارگذاری در مورد m- اُم را می‌توان از رابطه (۱-۳۲) محاسبه نمود.

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mrj}^2 \qquad (۳۲-۱)$$

که در آن T_m زمان تناوب مورد m–اُم ساختمان است که در محاسبه آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز منظور گردیده است. C_j ثابت میرایی وسیله j–اُم و δ_{mrj} تغییر مکان نسبی مود m –اُم بین دو انتهای وسیله j در امتداد محور وسیله j- اُم می‌باشد.

۱-۴-۴-۳-۳-کنترل اجزای سازه

نیروها و تغییرشکل‌های طراحی در اجرای سازه باید از تحلیل طیفی به‌دست آمده و با روش زیر مقیاس و کنترل شود. پس از مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل بر طبق بند (۱-۴-۴-۳-۳-۱) نسبت نیاز به ظرفیت در تمام اجزای سازه باید تمام ضوابط بند (۱-۴-۶-۶) را اقناع نماید تا عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه از سازه در سطح خطر۱ تامین شود.

۱-۴-۴-۳-۳-۱- حداقل نیروی جانبی

حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای (V_{min}) در سازه باید بزرگترین مقدار حاصل از روابط (۱-۳۳) و (۱-۳۴) درنظر گرفته شود.

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \qquad (۳۳-۱)$$

$$V_{min} = 0.75V \qquad (۳۴-۱)$$

در این روابط (V) نیروی جانبی ناشی از زلزله در روش استاتیکی خطی است که با استفاده از رابطه (۲- ۳) تعیین می‌شود. ضمنا B_{V+1} ضریب اصلاح برای میرایی موثر در مود اول است که با محاسبه میرایی موثر براساس بند (۱-۴-۴-۳-۲) و با استفاده از جدول (۱-۸) به‌دست می‌آید.

چنانچه سازه بر طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران منظم باشد و نیروی برش پایه محاسبه شده توسط تحلیل دینامیکی کم‌تر از ۸۰٪ حداقل نیروی جانبی V_{min} باشد، نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شوند به طوری که برش پایه حاصل به ۸۰٪ این مقدار برسد. ولی چنانچه این سازه نامنظم باشد و نیروی برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی در سازه کمتر از حداقل نیروی جانبی V_{min} باشد، نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شوند به طوری که برش پایه حاصل به این مقدار برسد.

۱-۴-۴-۳-۴- نیروهای سامانه میراگر

نیروهای داخلی برای طراحی سیستم میراگر و اجزای سازه متصل به آن باید بر اساس نوع وسیله اتلاف انرژی، به ترتیب زیر محاسبه می‌شوند.

الف- برای وسایل وابسته به تغییرمکان در مرحله حداکثر تغییرمکان نسبی

ب- برای وسایل وابسته به سرعت در مرحله سرعت حداکثر و تغییرمکان نسبی صفر: مؤلفه لزجی نیرو در هر وسیله اتلاف انرژی باید با استفاده از روابط (۱-۳۵) یا (۱-۳۶) محاسبه شود.

نیروی یک وسیله لزج-ارتجاعی باید از رابطه (۱-۳۵) محاسبه شود.

$$F = K_{eff}D + C\dot{D} \qquad (۳۵-۱)$$

که در آن C ضریب میرایی وسیله لزج- ارتجاعی، D تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله، $\dot{D}$ سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله و K_{eff} سختی موثر وسیله است. سرعت نسبی $\dot{D}$ را می‌توان برابر$2\pi f_1 D$ در مرحله حداکثر تغییر مکان نسبی در نظر گرفت. f_1 فرکانس مود اول سازه مجهز به دمیراگر است.

نیروی یک میراگر لزج مایع را باید از رابطه (۱-۳۶) به دست آورد.

$$F = C_0\left|\dot{D}\right|^{\alpha} sgn\left[\dot{D}\right] \qquad (۳۶-۱)$$

که در آن C_0 ضریب میرایی وسیله، α توان عددی سرعت وسیله، $\dot{D}$ سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله، و sgn تابع علامت است که در اینجا علامت جمله سرعت نسبی را نشان می‌دهد. مقدار سرعت نسبی $\dot{D}$ را می‌توان برابر $2\pi f_1 D$ در مرحله حداکثر تغییرمکان نسبی در نظر گرفت. توان α در رابطه (۱-۳۶) تابع ویژگی‌های دینامیکی میراگر است که توسط سازنده و مراجع صدور گواهی فنی اعلام و کنترل می‌شود. در صورتی که میراگر لزج، رفتار خطی داشته باشد ، α مساوی ۱ خواهد بود.

پ- در مرحله ایجاد حداکثر شتاب در کف

۱-۴-۴-۴-روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

۱-۴-۴-۴-۱- حرکت زمین

در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در سطح خطر ۱، حرکت زمین با استفاده از حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت سازگار با طیف الاستیک طرح در این سطح خطر، قبل از هرگونه اصلاح به واسطه وجود میراگرها، شبیه‌سازی می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت همزمان به مدل سازه اعمال می‌شود. در این حالت بیشینه پاسخ برای هریک از پارامترهای مورد نظر حاصل از این تحلیلها مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار می‌گیرد. چنانچه از ۷ زوج شتاب‌نگاشت یا بیشتر برای انجام تحلیل‌ها استفاده شود، بیشینه پاسخ تحت اثر هر زوج شتاب‌نگاشت از تحلیل‌ها به دست آمده و پاسخ نهایی می‌تواند با متوسط‌گیری از این مقادیر محاسبه شده و مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار گیرد.

۱-۴-۴-۴-۲-میرایی

در تحلیل سازه‌های مجهز به میراگرهای وابسته به تغییرمکان، میرایی در سیستم مشابه ضوابط بند (۱-۴-۴-۲-۲-۱) درنظر گرفته می‌شود. در تحلیل سازه‌های مجهز به میراگرهای وابسته به سرعت، رفتار میرگر باید صریحا مدل‌سازی شده و اثر میرایی وابسته به سرعت در تحلیل‌ها در نظر گرفته شود.

۱-۴-۴-۴-۳- کنترل اجزای سازه و سامانه میراگر

نیروها و تغییر شکل‌های طراحی در اجزای سازه باید از تحلیل بدست آمده و با روش مذکور در بند (۱-۴-۴-۳-۳-۱) مقیاس شود. پس از مقیاس کردن نتایج حاصل از تحلیل، نسبت نیاز به ظرفیت در تمام اجزای سازه باید تمام ضوابط بند (۱-۲-۶-۶) را اقناع نماید تا عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه از سازه در سطح خطر۱ تامین شود. ضمنا نیروهای داخلی در سامانه میراگر نیز باید بر اساس ضوابط بند (۱-۴-۴-۳-۴) تعیین شده و عملکرد این سامانه کنترل شود. در مورد میراگرهای وابسته به سرعت مقادیر سرعت حداکثر حاصل از تحلیل باید مبنای محاسبات مربوط به نیروهای ایجاد شده در میراگر باشد.

۱-۴-۵- تحلیل سازه در برابر زلزله سطح خطر ۲

۱-۴-۵-۱- کلیات

تحلیل سازه مجهز به میراگر در برابر زلزله سطح خطر ۲ با استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی انجام می‌شود.

۱-۴-۵-۲- مدل‌سازی

ارزیابی سازه مجهز به میراگر با استفاده از روش تحلیل غیرخطی باید براساس مدل‌های سه بعدی انجام گیرد به طوری که مشخصات غیرخطی سازه و میراگرهای انرژی، هر دو درنظر گرفته شوند. در این روش باید منحنی نیرو-

تغییرشکل میراگرها مورد استفاده قرار گیرد. میرایی مورد استفاده در تحلیل غیر ارتجاعی باید فقط شامل میرایی چرخه‌ای باشد. استفاده از میرایی لزج در مدل غیرخطی مجاز نیست مگر اینکه با انجام آزمایش وجود آن تایید شود. در مدل‌سازی سازه، اجزای سازه باید با توجه به رفتار آنها بر طبق ضوابط بخش (۱-۲-۷-۱۱) این دستورالعمل مدل‌سازی شوند.

در مدل تحلیلی باید توزیع وسایل اتلاف انرژی هم در پلان و هم در ارتفاع ساختمان درنظر گرفته شود. اگر مشخصات وسایل اتلاف انرژی به فرکانس ارتعاش، دمای کاری (شامل افزایش حرارت ناشی از ارتعاش)، تغییر شکل (یا کرنش)، سرعت، بارهای وارده و در دو امتداد بودن بارها بستگی داشته باشد، این وابستگی باید با فرض مقادیر حدی بالا دست و پایین دست مشخصات مربوط برای یافتن حدود نتایج در تحلیل درنظر گرفته شود.

در مدل‌سازی باید سختی اجزای سازه‌ای که بخشی از مسیر انتقال بار بین میراگر انرژی و زمین هستند و انعطاف‌پذیری آن‌ها بر عملکرد سامانه اتلاف انرژی تاثیر می‌گذارد، شامل اجزای پی، مهاربندهایی که با میراگرها به صورت سری کار می‌کنند و اتصالات بین آنها، در نظر گرفته شود.

نیروهای لزجی در وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت باید در محاسبه نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های طراحی باید در نظر گرفته شود. جایگزینی آثار لزجی در وسایل اتلاف انرژی با میرایی کلی سازه در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مجاز نمی‌باشد.

۱-۴-۵-۲-۱-وسایل وابسته به تغییر مکان

وسایل وابسته به تغییر مکان باید با جزییات کافی مدل‌سازی شوند به طوری که منحنی نیرو-تغییرمکان آن‌ها به طور کامل درنظر گرفته شود و نیز درصورت لزوم اندرکنش نیروی محوری با برش و خمش یا وجود تغییر شکل دو طرفه به‌حساب آید.

۱-۴-۵-۲-۲-وسایل وابسته به سرعت

وسایل لزج- ارتجاعی جامد

وسایل لزج – ارتجاعی جامد باید با استفاده از یک فنر و میراگر موازی (مدل کلوین) مدل‌سازی شوند. وابستگی ثابت‌های فنر و میرایی وسیله به فرکانس و دما باید با در نظر گرفتن فرکانس اصلی ساختمان (f_1) و حدود دمای کاری وسیله، محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله لزج-ارتجاعی جامد را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت‌های فنر و میراگر به‌دست آورد، پاسخ ساختمان را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالا دست و پایین دست ثابت‌های فنر و میراگر تخمین زد.

وسایل لزج- ارتجاعی مایع

وسایل لزج- ارتجاعی مایع باید استفاده از یک فنر و میراگر سری (مدل ماکسول) مدل‌سازی شوند. وابستگی‌های ثابت‌های فنر و میرایی وسیله به فرکانس و دما باید در نظر گرفتن فرکانس اصلی ساختمان (f_1) و حدود دمای کاری وسیله، محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی مایع را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت‌های فنر و میراگر به دست آورد، پاسخ ساختمان را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالا دست و پایین دست ثابت فنر و میراگر تخمین زد.

وسایل لزج مایع

میراگرهای خطی لزج مایع که در محدوده فرکانسی $0.5f_1$ تا $2f_1$ سختی از خود نشان می‌دهند، باید وسیله لزج– ارتجاعی مایع به حساب آیند. اگر این وسایل در محدوده فرکانسی $0.5f_1$ تا $2f_1$ فاقد سختی باشند به صورت لزج مایع رفتار کرده و نیروی آن‌ها را باید از رابطه (۱-۳۶) به دست آورد.

سایر انواع وسایل

وسایل اتلاف انرژی که نه در رده وسایل وابسته به تغییر مکان و نه در رده وسایل وابسته به سرعت قرار گیرند را باید با استفاده از روش‌های مورد تایید مدل‌سازی نمود. در چنین مدل‌هایی باید منحنی‌های نیرو- سرعت- تغییر مکان در اثر تمامی عوامل بارگذاری شامل آثار ثقلی، لرزه‌ای و حرارتی به دقت تعریف شود.

۱-۴-۵-۳-حرکت زمین

حرکت زمین در این تحلیل با استفاده از حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت سازگار با طیف طرح در زلزله سطح خطر ۲، قبل از هر گونه اصلاح به واسطه وجود میراگرها، شبیه‌سازی می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت باید به صورت همزمان به مدل سازه اعمال شده و پاسخ سازه با انجام تحلیل محاسبه شود. در این حالت بیشینه پاسخ برای هر یک از پارامترهای مورد نظر حاصل از این تحلیل‌ها مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار می‌گیرد. چنانچه از ۷ زوج شتاب‌نگاشت برای انجام این تحلیل‌ها استفاده شود بیشینه پاسخ سازه تحت اثر هر زوج شتاب‌نگاشت از تحلیل‌ها به دست آمده و پاسخ نهایی سازه می‌تواند با متوسط‌گیری از این مقادیر محاسبه شده و مبنای ارزیابی و کنترل سازه قرار گیرد.

۱-۴-۵-۴- کنترل اجزای سازه

نیروها و تغییرشکل‌های طراحی در اجرای سازه باید از تحلیل بدست آمده وکنترل شود. نیروهای ایجاد شده در اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییرشکلهای ایجاد شده در اجزای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل باید تمام ضوابط بند (۱-۲-۷-۹) را اقناع نماید تا عملکرد سازه در سطح خطر۲ تامین شود.

۱-۴-۵-۵-کنترل سامانه میراگر

رفتار سیستم میراگر باید بر اساس نوع وسیله اتلاف انرژی، به ترتیب زیر کنترل شود.

الف- برای وسایل وابسته به تغییر مکان در مرحله حداکثر تغییر مکان نسبی

ب- برای وسایل وابسته به سرعت در مرحله سرعت حداکثر

۱-۴-۶- آزمایش‌های لازم برای میراگرهای انرژی

۱-۴-۶-۱- کلیات

روابط نیرو-تغییرمکان و مقادیر میرایی که در تحلیل و طراحی سازه‌های مجهز به میراگرهای انرژی به‌کار می‌رود باید بر اساس انجام آزمایش‌های زیر روی نمونه‌های منتخبی از اجزا، باشد.

آزمایش‌های مشخص شده در این بند باید به این منظور انجام شود که:

الف- منحنی نیرو-تغییرمکان و یا نیرو-سرعت فرض شده برای وسایل اتلاف انرژی در طراحی را تعیین نماید؛

ب- توانایی هر یک از وسایل را در تحمل ارتعاشات شدید ناشی از زلزله نشان دهد.

با انجام آزمایش‌های مشخص شده در این بند تنها مشخصات سامانه‌های اتلاف انرژی برای طراحی تعیین می‌شود و نباید آنها را جایگزین برنامه کنترل کیفیت تولید این وسایل طبق بند (۱-۴-۷-۳) نمود.

روش‌های ساخت و کنترل کیفیت به کار گرفته شده برای تمام نمونه‌های اصلی و تولیدی باید یکسان باشد. این روش‌ها باید توسط طراح پیش از ساخت نمونه‌های اصلی تصویب شود.

۱-۴-۶-۲- آزمایش نمونه‌های اصلی

آزمایش‌های زیر باید به طور جداگانه روی دو نمونه در ابعاد واقعی از هر میراگر با هر نوع و اندازه‌ای که در طرح به‌کار رفته انجام گیرد.

به شرط تایید طراح، برگزیدن نمونه‌هایی با ابعاد و اندازه‌های مقیاس شده برای انجام آزمایش روی نمونه‌ها مجاز می‌باشد. اگر نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته برای تعیین کمیت خواص وسایل اتلاف انرژی به کار گرفته شوند، این نمونه‌ها باید از همان نوع و مصالح و تولید شده با همان روند تولید و روش کنترل کیفیتی باشند که در مورد نمونه‌های با مقیاس واقعی به کار می‌رود و تحت تغییرمکان‌های مقیاس شده‌ای آزمایش شوند که نماینده تغییر مکان‌های در مقیاس واقعی باشند.

نمونه‌های آزمایش شده را نباید در سازه اصلی به‌کار برد.

۱-۴-۶-۲-۱- ثبت داده‌ها

رابطه نیرو – تغییرمکان در هر چرخه از هر آزمایش باید ثبت شود.

۱-۴-۶-۲-۲- ترتیب و دوره‌های آزمایش

آزمایش‌های ذکر شده در زیر حداقل تعداد لازم بوده و در طی انجام آنها هر میراگر انرژی باید تحت بارهای ثقلی وارد بر وسیله، مشابه آنچه که هنگامی که در ساختمان نصب شده است، و نیز درجه حرارت محیطی مورد انتظار بوده و سپس به صورت چرخه‌ای بارگذاری شود.

الف- هریک از میراگرها باید به تعداد چرخه‌ای بارگذاری شود که در هنگام وقوع بار ناشی از توفان طرح (حداکثر باد محتمل در محل) مورد انتظار است. اما این تعداد نباید کم‌تر از ۲۰۰۰ چرخه کامل بار تحت دامنه مورد انتظار در توفان طرح بوده و باید با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان ، (f_1) ، به نمونه اعمال شود.

چنانچه میراگرها در معرض نیروها یا تغییر مکان‌های ناشی از باد نباشند، ویا تحلیل‌ها نشان دهند آنها تحت اثر طوفان طرح دچار تغییر شکل‌های ارتجاعی نمی‌شوند نیازی به انجام آزمایش‌های ذکر شده در این بند نمی‌باشد.

ب- هر میراگر باید تحت ۲۰ چرخه کامل رفت و برگشتی تحت تغییر مکانی برابر با تغییر مکان وسیله اتلاف انرژی در زلزله سطح خطر ۱ و با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان مجهز به میراگر (f_1) قرار داده شود.

پ- هر میراگر باید تحت ۵ چرخه کامل رفت و برگشتی تحت تغییر مکانی برابر با تغییر مکان وسیله اتلاف انرژی در زلزله سطح خطر ۲ و با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان مجهز به میراگر(f_1) قرار داده شود.

اگر مشخصات میراگر وابسته به درجه حرارت باشد، این آزمایش باید حداقل در ۳ درجه حرارت مختلف که شامل حداقل، حداکثر و مقدار عادی محیطی باشد انجام شود.

ت- اگر مشخصات میراگر در هر تراز تغییر مکان مذکور در بندهای ب و پ، تحت فرکانس‌های بین f_1 و $2.5f_1$ بیش از ۱۵٪ تغییر نماید، این آزمایشها باید حداقل در دو فرکانس برابر f_1 و $2.5f_1$ انجام شود.

انجام آزمایش روی وسایل اتلاف انرژی به روش‌هایی به جز آنچه در بالا ذکر شده با حفظ شرایط زیر مجاز می‌باشد.

- معادل بودن روش پیشنهادی با روش آزمایش چرخه‌ای نشان داده شود؛
- روش پیشنهادی وابستگی وسیله اتلاف انرژی به دمای محیط، فرکانس بارگذاری و افزایش درجه حرارت در حین آزمایش را دربرگیرد؛
- روش پیشنهادی توسط طراح تایید شود.

۱-۴-۶-۲-۳- وسایل وابسته به تغییر مکان در دو امتداد

اگر وسایل اتلاف انرژی تحت تغییر شکل در دو امتداد قرار داشته باشد، آزمایش‌های متوالی باید هم در تغییر مکان دو امتداد صفر و هم در تغییر مکان جانبی حداکثری تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ انجام گیرد.

۱-۴-۶-۴-۲- آزمایش وسایل مشابه

وسایل اتلاف انرژی که با اندازه و مصالح مشابه و تحت روند تولید و روش کنترل کیفیت یکسانی ساخته شده و قبلا توسط آزمایشگاه مستقلی تحت سلسله مراتب ذکر شده در بالا آزمایش شده باشند، در صورت وجود شرایط زیر نیازی به آزمایش مجدد ندارند:

۱- تمامی اطلاعات آزمایش‌های مربوط در دسترس طراح قرار داده شده و توسط طراح تایید شوند؛

۲- سازنده بتواند مشابهت وسایل آزمایش شده قبلی را با وسایل مورد نظر فعلی برای طراح اثبات نماید؛

در این حالت استفاده از اطلاعات مربوط به آزمایش‌های قبلی در طراحی مجاز است.

۱-۴-۶-۴-۳- تعیین مشخصات منحنی نیرو- سرعت-تغییر مکان

مشخصات منحنی نیرو- سرعت- تغییر مکان یک وسیله اتلاف انرژی باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای بار و تغییر مکان وسایل نمونه‌ای اصلی ذکر شده در بند (۱-۴-۶-۲-۲) تعیین شود.

سختی موثر (K_{eff}) یک میراگر انرژی دارای سختی، در هر چرخه از تغییر شکل طبق رابطه (۱-۳۷) محاسبه می‌شود.

$$K_{eff} = \frac{|F^+|+|F^-|}{|\Delta^+|+|\Delta^-|} \qquad (۱-۳۷)$$

که در آن نیروهای F^- و F^+ باید به ترتیب در تغییر مکان‌های Δ^- و Δ^+ محاسبه شوند.

میرایی لزج معادل برای هر میراگر انرژی (β_{eff}) دارای سختی، برای هر چرخه از تغییر شکل طبق رابطه (۱-۳۸) محاسبه می‌شود.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi}\frac{W_D}{K_{eff}\Delta_{ave}^2} \qquad (۱-۳۸)$$

که در آن K_{eff} باید طبق رابطه (۱-۳۷) تعیین شده و W_D سطح محصور شده توسط یک چرخه کامل منحنی نیرو-تغییرمکان در میراگر به ازای تغییر مکان نمونه اصلی در آزمایش به میزان Δ_{ave} برابر با میانگین مقادیر مطلق تغییر مکان‌های Δ^- و Δ^+ می‌باشد.

۱-۴-۶-۴- کفایت سامانه

اگر تمامی شرایط زیر برآورد شوند، عملکرد یک نمونه اصلی را می‌توان مناسب دانست.

الف- منحنی‌های نیرو-تغییرمکان در آزمایش‌های بند الف (۱-۴-۶-۲-۲) دارای نمو غیرمنفی در ظرفیت باربری باشند.

ضمنا در میراگرهای انرژی که رفتاری وابسته به تغییر مکان را به نمایش می‌گذارند، نباید هیچ نشانه‌ای از تسلیم مشاهده شود در میراگرهای انرژی که رفتاری وابسته به سرعت را به نمایش می‌گذارند کنترل ضابطه بالا لازم نیست ولی در آنها نباید هیچ نشانه‌ای از آسیب یا نشت مشاهده شود.

ب- در هر آزمایش از آزمایش‌های بندهای ب و پ (۱-۴-۶-۲-۲)، سختی موثر، K_{eff}، نمونه اصلی در هر چرخه

به میزانی بیش از ۱۵٪ ± نسبت به سختی موثر میانگین محاسبه شده از تمام چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

کنترل این ضابطه در میراگرهای انرژی لزج مایع و سایر وسایلی که دارای سختی موثری نیستند، لازم نیست.

پ- در هر یک از آزمایش‌های بندهای ب و پ (۱-۴-۶-۲-۲)، حداکثر نیرو و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر در یک نمونه اصلی در هر چرخه به میزانی بیش از ۱۵٪ ± نسبت به نیروهای میانگین حداکثر و حداقلی که از تمام چرخه‌های آن آزمایش محاسبه شده تفاوت ننماید.

ت- در هر یک از آزمایش‌های بندهای ب و پ (۱-۴-۶-۲-۲)، مساحت چرخه (W_D) یک وسیله اتلاف انرژی وابسته به سرعت در هر چرخه به میزانی بیش از ۱۵٪ ± نسبت به میانگین مساحت زیر منحنی چرخه محاسبه شده از تمام چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

ث- در مورد وسایل وابسته به تغییر مکان، سختی موثر میانگین، میانگین حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر، میانگین سطح چرخه (W_D) که برای هر یک از سلسله آزمایش‌های توصیف شده در بندهای ب و پ (۱-۴-۶-۲-۲) محاسبه شده، باید بین حدود تعیین شده توسط طراح در مشخصات فنی طرح قرار گیرد. سطح چرخه در انتهای آزمایش چرخه‌ای نباید به میزانی بیش از ۱۵٪ ± نسبت به سطح میانگین ۲۰ چرخه آزمایش تفاوت داشته باشد.

ج- در مورد وسایل وابسته به سرعت، نیروی میانگین حداکثر و حداقل در تغییر مکان صفر، سختی موثر (فقط در مورد وسایل لزج – ارتجاعی) و میانگین چرخه (W_D) که برای هریک از سلسله آزمایش‌های ذکر شده در بندهای ب و پ (۱-۴-۶-۲-۲) محاسبه شده باید بین حدود تعیین شده توسط طراح در مشخصات فنی طرح قرار گیرد.

۱-۴-۷- بازبینی طرح

۱-۴-۷-۱- کلیات

لازم است بازبینی طراحی سازه مجهز به سامانه اتلاف انرژی و برنامه‌های آزمایش‌های مربوط توسط یک تیم مهندسی مستقل صورت گیرد. این گروه باید متشکل از افراد دارای تجربه در زمینه تحلیل لرزه‌ای و کاربرد روش‌های اتلاف انرژی باشد.

۱-۴-۷-۲-طرح سازه مجهز به میراگر

موارد زیر باید در بازبینی طرح سازه کنترل شود.

الف- طرح اولیه شامل تعیین ابعاد وسایل؛

ب- آزمایش نمونه‌ها که طبق بند (۱-۴-۶-۲-۲) انجام شده است؛

پ- طرح نهایی ساختمان و تحلیل‌های مربوط؛

ت- برنامه کنترل کیفیت تولید وسایل اتلاف انرژی طبق بند ۱-۴-۷-۳.

۱-۴-۷-۳- آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید میراگرها

آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید میراگرها باید توسط مهندس طراح ارائه شده و حداقل شامل موارد زیر باشد.

الف- آزمایش‌های مربوط به مصالح مورد استفاده در میراگرها

ب- آزمایش‌های چرخه‌ای مربوط به هر نوع میراگر که در ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد

آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید میراگر باید در هنگام تولید واحدهای مورد نظر برای استفاده در ساختمان مورد نظر و قبل از انجام عملیات ساختمانی انجام شده و توسط یک بازرس مستقل گواهی شود.

طراح باید معیارهای پذیرش مشخصی را برای مقادیر سختی و میرایی موثر حاصل از آزمایش نمونه‌های تولید تهیه نماید. این معیارها باید منعکس‌کننده مقادیر مفروض در طراحی بوده و تغییرات احتمالی در خواص مصالح را ملحوظ نماید و مقادیر حدی واکنش را که در ورای آن‌ها وسایل مربوط مردود اعلام می‌شوند مشخص کنند. نتایج آزمایش نمونه‌های اصلی باید مبنای معیارهای پذیرش مربوط به آزمایش نمونه‌های تولیدی قرار گیرد.

فصل

دستورالعمل کنترل طراحی لرزه‌ای اجزا سازه‌ای بیمارستان بر اساس عملکرد

۲-۱-کلیات

سازه ساختمان‌ها نقش اصلی را در تعیین عملکرد یک ساختمان در هنگام وقوع زلزله ایفا می‌نماید. با توجه به این که در حال حاضر بیمارستان‌هایی در کشور طراحی شده و یا در مرحله اجرا می‌باشند که ممکن است بر اساس نسخ قدیمی آیین‌نامه‌ها طراحی شده باشند و تطابق طرح آنها با آیین‌نامه‌های موجود مورد تردید باشد و یا ممکن است میزان رعایت آیین‌نامه‌ها و مقررات ملی در طراحی و اجرای آنها مشخص نباشد و یا نتوانند اهداف عملکردی که از سازه این بیمارستان‌ها انتظار می‌رود را برآورده نمایند، لازم است به نحو مناسبی وضعیت این سازه‌ها، یا طرح موجود، مورد ارزیابی قرار گیرد و در صورت لزوم اصلاحاتی روی طرح و یا جزئیات اجزا صورت گیرد.

۲-۲- کنترل طرح سازه بیمارستان‌ها

۲-۲-۱- هدف

هدف از این فصل ارائه ضوابط ارزیابی سازه ساختمان‌های مورد بحث بند (۲-۱) است و انتظار می‌رود با انجام مراحل ذکر شده در این فصل، ضعف‌های سازه این ساختمان‌ها تعیین و با ارائه راهکارهای مناسب، ارتقاء سطح ایمنی و امکان دستیابی به اهداف عملکردی مورد اشاره در این دستورالعمل میسر گردد.

۲-۲-۲- رویکرد استفاده شده

در این دستورالعمل، به منظور شناخت و تعیین نواقص طرح سازه ساختمان‌های مشمول این دستورالعمل و ارتقاء طرح برای دستیابی به عملکرد مورد نظر؛ رویکرد طراحی بر مبنای عملکرد اساس ضوابط ارائه شده برای کنترل طرح‌های موجود قرار گرفته است. لذا در اعمال ضوابط این فصل لازم است ترکیبات بارگذاری، ضرایب ایمنی جزیی و روش تحلیل و طراحی مورد اشاره در این دستورالعمل ملاک عمل قرار گیرد.

۲-۲-۳- جمع‌آوری اطلاعات

اطلاعاتی که از گزارش‌های محاسباتی و نقشه‌های موجود در دسترس است و اطلاعاتی که برای ساختمان‌هایی که در مرحله اجراست و طی مراحل بازدید جمع‌آوری می‌شوند، باید به اندازه‌ای کافی باشند که بر اساس آن وضعیت ژئوتکنیکی و سطح خطر لرزه‌ای ساختگاه و سیستم باربر ثقلی و جانبی قابل تعیین باشد و امکان تحلیل و ارزیابی سازه مطابق بندهای (۲-۲-۶) و (۲-۲-۷) فراهم شود.

در مورد ساختمان‌های در حال اجرا، لازم است نقشه‌ها و دیگر مدارک موجود، به نحو مناسبی با وضعیت فعلی ساختمان مطابقت داده شده و صحت اعتبار مدارک به اثبات برسد. در صورت عدم تطابق مدارک موجود با وضعیت فعلی اجرا شده، لازم است برنامه سونداژ و انجام آزمایش‌های مخرب (یا غیر مخرب به صورت محدود و پس از کالیبره کردن با نتایج آزمایش‌های

غیر مخرب) در دستورکار قرارگیرد و بر اساس آن نقشه‌های چون ساخت در فرایند ارزیابی طرح مورد استفاده قرار گیرد. برای المان‌های موجود نتایج آزمایش‌های حین ساخت می‌توانند برای تعیین مقاومت مصالح موجود مورد استفاده قرار گیرند.

۲-۲-۴- برآورد ظرفیت اجزاء سازه

به طور کلی رفتار اعضاء سازه به دو گروه کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و کنترل‌شونده توسط نیرو تقسیم می‌شود. رفتارکنترل‌شونده توسط تغییرشکل، خاص اعضایی است که بعد از ورود به ناحیه تسلیم و عبور از تغییرشکل‌های متناظر با مقاومت باربری عضو، رفتاری شکل‌پذیر با میزان شکل‌پذیری بالای ۲ از خود نشان می‌دهند و برای اعضاء غیر شکل‌پذیر و یا با شکل‌پذیری محدود (میزان شکل‌پذیری کمتر از ۲) رفتار از نوع کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود.

رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

ظرفیت اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در اعضاء بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضاء مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی و در اعضاء فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضاء به روش LRFD مبحث ۱۰ مقررات ملی تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها تمام ضرایب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱ در نظر گرفته شده و از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود. مقاومت مورد انتظار مصالح از ضرب مقاومت مشخصه در اعداد ذکر شده در جدول (۲-۱) به‌دست می‌آید، استفاده می‌شود. برای قسمت‌های بتنی اعضاء اجرا شده، مقاومت مورد انتظار از مقدار میانگین نتایج آزمایشگاهی (نمونه‌های اخذ شده از اعضاء ساخته شده و یا آزمایش‌های حین ساخت) محاسبه می‌شود. در تعیین ظرفیت اعضاء اندرکنش تلاش‌های مختلف اعمالی به اعضاء مانند اندرکنش نیروی محوری و خمش باید درنظر گرفته شود.

جدول ۲-۱- ضرایب تبدیل مقاومت مشخصه به مقاومت مورد انتظار

مشخصات مصالح	ضریب تبدیل
تنش تسلیم ورق و پروفیل‌های فولادی	۱/۱
مقاومت فشاری مشخصه بتن	۱/۲۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱/۱۵
تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی (مثل میل مهارها)	۱/۲۵

رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو

ظرفیت اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو در اعضاء بتنی بر مبنا ظرفیت حد نهایی اعضاء مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی و در اعضاء فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضاء به روش LRFD مبحث ۱۰ مقررات ملی تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها که کران پایین مقاومت نامیده می‌شود تمام ضرایب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱ در نظر گرفته شده و از مقاومت مشخصه مصالح مطابق با طرح اولیه سازه استفاده می‌شود. برای قسمت‌های بتنی اعضاء اجرا شده، مقاومت مورد انتظار از مقدار میانگین منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایشگاهی (نمونه‌های اخذ شده از اعضاء ساخته شده و یا آزمایش‌های حین ساخت) محاسبه می‌شود.

۲-۲-۵- تکمیل فرم‌های ارزیابی اولیه و شناخت سیستم باربر جانبی ساختمان

نتیجه بررسی طرح، بازدید و شناسایی سازه باید در قالب فرم ارزیابی جدول (۲-۲)، گزارش شوند. در این جدول "م" معرف وضعیت مناسب، "ن" معرف وضعیت نامناسب و "غ" معرف غیر مرتبط بودن موضوع با ساختمان تحت بررسی می‌باشد. در صورت تشخیص نامناسب بودن سازه ساختمان در یکی از ردیف‌های این جدول لازم است اثر آن مطابق با توضیحات ستون سوم این جدول در انتخاب روش تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه منظور شود.

جدول۲-۲- فرم ارزیابی اولیه و شناخت سیستم باربر جانبی ساختمان

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
دامنه کاربرد و آیین‌نامه مرجع: طرح سازه باید بر اساس آخرین نسخ آیین‌نامه‌ها در زمان طرح صورت گرفته باشد.	☐	☐	☐	ساختمان‌هایی که بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و آخرین نسخ مقررات ملی طراحی شده‌اند و یا ضوابط این آیین‌نامه‌ها را به طور کامل ارضا نمایند، می‌توانند بر اساس این دستورالعمل ارزیابی شوند.
مسیر بار: سازه باید شامل حداقل یک مسیر کامل بار برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله از دیافراگم‌های ساختمان تا پی باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود مسیر بار ساختمان تحت بار لرزه‌ای به شدت آسیب‌پذیر می‌باشد. لازم است در هر دو سطح خطر ۱ و ۲ به روش غیرخطی ارزیابی شود.
ساختمانهای مجاور: فاصله آزاد بین ساختمان تحت بررسی و ساختمانهای مجاور مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم رعایت آن در طرح اولیه لازم است نسبت به اصلاح طرح اقدام نمود.
نیم طبقه‌ها: نیم طبقه‌ها باید یا به صورت مجزا دارای سیستم باربر جانبی باشند و یا به نحو مناسبی به سیستم باربر جانبی ساختمان متصل باشند.	☐	☐	☐	باید مسیر انتقال بار از نیم طبقات به سیستم باربر سازه تشخیص داده شده و اثرات نیروی منتقل شده در ارزیابی سازه منظور شود.
طبقه ضعیف: مقاومت سیستم باربر جانبی در هر طبقه نباید از ۸۰ درصد مقاومت طبقات مجاور (فوقانی یا تحتانی) کمتر باشد.	☐	☐	☐	لازم است نسبت به اصلاح طرح اقدام شود.
طبقه نرم: سختی سیستم باربر جانبی در هر طبقه نباید کمتر از ۷۰ درصد سختی طبقه فوقانی یا تحتانی آن باشد و یا از ۸۰ درصد سختی متوسط سه طبقه فوقانی یا تحتانی کمتر باشد.	☐	☐	☐	استفاده از روش استاتیکی خطی مجاز نیست.
نامنظمی هندسه: نباید ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در یک طبقه نسبت به طبقات مجاور بیش از ۳۰ درصد تغییرکند به غیر از خرپشته و نیم طبقات.	☐	☐	☐	استفاده از روش استاتیکی خطی مجاز نیست.
انقطاع در سیستم باربر: سیستم باربر جانبی باید تا محل پی پیوسته باشد.	☐	☐	☐	در صورت وجود انقطاع در سیستم باربر جانبی باید دیافراگم قادر به تحمل نیروهای اعمالی مطابق با محاسبات بند (۲-۲-۶-۱-۴) یا (۲-۲-۶-۲-۳) باشد.
توزیع نامناسب جرم: جرم موثر یک طبقه نباید بیش از ۵۰ درصد با طبقات مجاور متفاوت باشد. سقف‌های سبک، خرپشته و نیم طبقات مستثنی هستند.	☐	☐	☐	استفاده از روش استاتیکی خطی مجاز نیست.

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
پیچش: فاصله مرکز سختی و مرکز جرم یک طبقه باید کمتر از ۲۰ درصد عرض ساختمان در هر جهت باشد.	☐	☐	☐	در صورت وجود مود پیچشی، اثر آن باید در سطح خطر ۱ با انجام تحلیل دینامیکی خطی و اعمال مولفه‌های متعامد زلزله در ارزیابی اولیه سازه منظور شود.
اضمحلال فولاد: نباید در المان‌های اجرا شده فولادی سازه که در باربری ثقلی یا جانبی نقش دارند پوسته شدگی، خوردگی، ترک خوردگی یا موارد دیگر آسیب‌دیدگی مشهود وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	هرگونه آسیب‌دیدگی در المان‌های اجرا شده فولادی ساختمان باید با دقت تشخیص و گزارش شود و اثرات آن در مشخصات مصالح و اعضاء ساختمان منظور گردد.
اضمحلال بتن: نباید در بتن اجرا شده یا آرماتورهای فولادی آنها که در باربری ثقلی یا جانبی نقش دارند خوردگی، ترک‌خوردگی یا موارد دیگر آسیب‌دیدگی مشهود وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	هرگونه آسیب‌دیدگی در المان‌های اجرا شده بتن مسلح ساختمان باید با دقت تشخیص و گزارش شود و اثرات آن در مشخصات مصالح و اعضاء ساختمان منظور شود.
اضمحلال مصالح بنایی: نباید ترک‌خوردگی یا موارد دیگر آسیب‌دیدگی مشهود در مصالح بنایی اجرا شده سازه که در باربری ثقلی یا جانبی نقش دارند وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	هرگونه آسیب‌دیدگی در المان‌های بنایی اجرا شده ساختمان باید با دقت تشخیص و گزارش شود و اثرات آن در مشخصات مصالح و اعضاء ساختمان منظور شود.
درجات نامعینی: تعداد محورهای باربر ساختمان در هر راستای اصلی باید بیشتر از ۲ و تعداد دهانه‌های آن بیشتر از ۳ باشد.	☐	☐	☐	اثرات در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی منظور می‌شود.
دیوارهای پرکننده: دیوارهای بنایی پرکننده در ساختمان باید به نحو مناسب از قاب پیرامونی جدا باشند تعداد محورهای باربر ساختمان در هر راستای اصلی باید بیشتر از ۲ و تعداد دهانه‌های آن بیشتر از ۳ باشد.	☐	☐	☐	در صورت تداخل رفتاری میانقاب‌ها با قاب‌های ساختمان لازم است میانقاب‌ها در مدل سازه‌ای به نحو مناسب منظور شده و اثرات میانقاب بر عملکرد قاب و قاب بر عملکرد میانقاب در نتیجه ارزیابی دیده شود.
تغییرمکان نسبی: میزان تغییرمکان نسبی طبقات ساختمان باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا نماید.	☐	☐	☐	در صورت کنترل معیارهای پذیرش المان‌های سازه‌ای نیاز به کنترل مجزای تغییرمکان‌های نسبی نیست.
اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی: دیافراگم‌ها باید به نحو مناسبی به سیستم باربر جانبی اتصال داشته باشد و اتصالات مذکور دارای ظرفیتی بیش از ظرفیت دیافراگم یا سیستم باربر جانبی (هرکدام کمتر است) باشد.	☐	☐	☐	ظرفیت اتصال دیافراگم باید مطابق محاسبات این فصل مورد ارزیابی قرار گیرد.
اتصال ستون‌ها: ستون‌ها باید به نحو مناسبی به شالوده متصل باشد و دارای ظرفیتی حداقل برابر با ظرفیت کششی ستون، ظرفیت کششی پایین‌ترین اتصال ستون به ستون یا ظرفیت برکنش شالوده (هرکدام کمتر است) باشد.	☐	☐	☐	ظرفیت اتصال باید مطابق محاسبات این فصل مورد ارزیابی قرار گیرد.
اتصالات قاب‌های خمشی فولادی: تمام اتصالات در قاب‌های خمشی فولادی باید قادر به تحمل حداکثر نیرو و لنگرهای اعمالی به اعضاء یا چشمه اتصال (با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اعضاء) باشند.	☐	☐	☐	کنترل اعضاء و اتصالات قاب‌های خمشی فولادی با در نظر گرفتن ضرایب نسبت نیاز به ظرفیت مندرج در جدول (۲-۳) صورت می‌گیرد.

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
چشمه اتصال در قاب‌های خمشی فولادی: تمام چشمه‌های اتصال باید دارای ظرفیت برشی و شکل‌پذیری لازم مطابق با ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی را داشته باشند.	☐	☐	☐	می‌توان از روش خطی بند (۲-۲-۶) برای تعیین میزان نیروی اعمالی به چشمه اتصال استفاده نمود و با اعمال ضرایب ضرایب نسبت نیاز به ظرفیت مندرج در جدول (۲-۴) عملکرد آن کنترل شود.
وصله ستون‌های فولادی: وصله ستون‌ها باید هم روی بال‌ها و هم روی جان صورت گرفته باشد و دارای ظرفیتی حداقل برابر با ظرفیت ستون باشد.	☐	☐	☐	در صورتی که وصله دارای ظرفیت بیشتر از ستون نباشد باید تحلیل سازه تحت اثر بار ثقلی و زلزله صورت گیرد و نشان داده شود ظرفیت وصله از حداکثر نیروهای اعمالی واقعی به ستون بیشتر است.
فشردگی مقاطع در قاب‌های فولادی: در قاب‌های فولادی تمام اعضاء باربر جانبی باید دارای مشخصات فشردگی لرزه‌ای مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان باشند.	☐	☐	☐	اثر فشردگی مقاطع در تعیین ضریب نسبت نیاز به ظرفیت وارد می‌شود.
ورق‌های پیوستگی در اتصالات خمشی: در تمام اتصالات خمشی باید ورق‌های پیوستگی وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود ورق پیوستگی کفایت بال ستون برای انتقال نیروهای تیر به چشمه اتصال باید کنترل شود.
ورق‌های پیوستگی در اتصالات خمشی: در تمام اتصالات خمشی باید ورق‌های پیوستگی وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود ورق پیوستگی کفایت بال ستون برای انتقال نیروهای تیر به چشمه اتصال باید کنترل شود.
ورق‌های پیوستگی در اتصالات خمشی: در تمام اتصالات خمشی باید ورق‌های پیوستگی وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود ورق پیوستگی کفایت بال ستون برای انتقال نیروهای تیر به چشمه اتصال باید کنترل شود.
مهار خارج از صفحه اتصالات خمشی: اتصالات تیر به ستون باید در خارج از صفحه خود به نحو مناسبی مهار شوند.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود مهار خارج از صفحه در محل اتصالات، مقدار نیروی اعمالی به ستون مورد نظر با استفاده از روش استاتیکی خطی بند (۲-۲-۶) مورد محاسبه قرار گرفته و مقاومت کمانشی ستون در حد فاصل بین تکیه‌گاه‌های جانبی ستون برای تحمل نیرویی برابر با ۶ درصد نیروی فشاری بال که به محل اتصال وارد می‌شود در ترکیب با بار محوری ستون کنترل می‌شود.
مهار خارج از صفحه بال تحتانی تیرهای خمشی: بال تحتانی تیرها در قاب‌های خمشی باید در راستای خارج از صفحه مهار شوند.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود مهار جانبی بال در تعیین ظرفیت خمشی تیرها باید اثر کمانش پیچشی جانبی به نحو مناسبی منظور شود.
لاغری مهاربندها: تمام المان‌های مهاربندی که تحت فشار قرار می‌گیرند باید دارای لاغری کمتر از ۱۲۰ باشند.	☐	☐	☐	در محاسبات بند (۲-۲-۶)، مهاربندهای با لاغری زیر ۲۰۰ می‌توانند به عنوان عضو باربر لرزه‌ای منظور شوند. هرچند اثر لاغری باید در تعیین ظرفیت کمانشی اعضاء به نحو مناسب منظور شود. توصیه می‌شود مشخصات مهاربندی تغییر یابد.
اتصالات مهاربندها: اتصالات مهاربندی باید دارای ظرفیتی بیش از حد تسلیم عضو مهاربندی باشند.	☐	☐	☐	ظرفیت مهاربند واتصال باید به نحو مناسب تعیین شود. در صورتی که ظرفیت اتصال کمتر از ظرفیت مهاربند باشد. ظرفیت اتصال معرف ظرفیت مهاربند بوده و رفتاری غیر شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط نیرو) برای آن متصور خواهد بود. در این حالت باید نسبت به تغییر طرح اقدام نمود.

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
مهار خارج از صفحه اتصالات مهاربندی: در صورتی که اتصال مهاربندی در نقطه‌ای دور از محل اتصال تیر به ستون و به بال پایینی تیر باشد لازم است در راستای خارج از صفحه به نحو مناسب مهار شود.	☐	☐	☐	در صورت عدم وجود مهار خارج از صفحه در محل اتصالات، تیر مهاربندی باید برای مقدار نیروهای اعمالی که با استفاده از روش استاتیکی خطی بند (۲-۲-۶) مورد محاسبه قرار گرفته به علاوه لنگر ناشی از اعمال بار متمرکزی برابر با ۲ درصد نیروی فشاری مهاربند که به بال پایینی تیر اعمال می‌شود. مورد ارزیابی قرار گیرد.
مهاربندیK: این سیستم مهاربندی مجاز نیست.	☐	☐	☐	لازم است طرح تغییر یابد. در صورت عدم امکان تغییر طرح لازم است ستون‌های سازه علاوه بر نیروهای محاسبه شده از تحلیل سازه برای نیروی نامتعادل اعمالی ناشی از اختلاف نیروی مهاربند کششی و فشاری مورد کنترل قرار گیرد.
مهاربندهای صرفاً کششی: مهاربندهای کششی درساختمانهای بیش از دو طبقه نباید بیشتر از ۷۰ درصد ظرفیت باربری سازه را شامل شوند.	☐	☐	☐	باید نسبت به اصلاح طرح اقدام نمود
مهاربندی شورن: وجود مهاربندهای شورن که بر مبنای اصول صحیح طراحی نشده باشند یا تیرهای آنها برای نیروی متمرکز اعمالی به آنها طراحی نشده باشند، عملکرد نامناسب سیستم را در پی خواهد داشت.	☐	☐	☐	لازم است تیرهای سازه علاوه بر نیروهای محاسبه شده از تحلیل سازه برای نیروی نامتعادل اعمالی ناشی از اختلاف نیروی مهاربند کششی و فشاری مورد کنترل قرار گیرند.
عدم خرابی برشی در اعضاء قاب خمشی بتنی: ظرفیت برشی اعضاء بتن مسلح باید به گونه‌ای باشد که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای آن قبل از خرابی برشی وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	با فرض تشکیل مفصل خمشی در دو سر عضو قاب بتن مسلح (حالت حدی)، مقدار برش اعمالی به عضو قابل تعیین است. مقدار برش اعمالی باید از ظرفیت برشی اسمی عضو کمتر باشد. در غیاب نیروی محوری می‌توان رفتار برشی را کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با ضریب نسبت نیاز به ظرفیت برابر با ۱/۵ فرض نمود.
ستون قوی/تیر ضعیف در قابهای فولادی: مجموع ظرفیت خمشی ستون‌ها باید ۵۰ درصد بیشتر از ظرفیت خمشی تیرها در محل اتصالات باشد.	☐	☐	☐	در صورتی که ظرفیت برشی طبقه‌ای از سازه که دارای ستون‌های ضعیف‌تر نسبت به تیر می‌باشد از نصف برش پایه کل ساختمان بیشتر باشد، وجود ستون ضعیف قابل قبول است در غیر این صورت مقدار ضریب نسبت نیاز به ظرفیت در رفتار خمشی ستون‌ها نباید بیش از ۲ منظور شود.
ستون قوی/تیر ضعیف در قاب‌های بتن مسلح: مجموع ظرفیت خمشی ستون‌ها باید ۲۰ درصد بیشتر از ظرفیت خمشی تیرها در محل اتصالات باشد.	☐	☐	☐	در صورتی که ظرفیت برشی طبقه‌ای از سازه که دارای ستون‌های ضعیف تر نسبت به تیر می‌باشد از نصف برش پایه کل ساختمان بیشتر باشد، وجود ستون ضعیف قابل قبول است در غیر این صورت مقدار ضریب نسبت نیاز به ظرفیت در رفتار خمشی ستون‌ها نباید بیش از ۲ منظور شود.
میلگردهای تیرهای بتن مسلح در قاب‌های خمشی: حداقل ۲ میلگرد در بالا و ۲ میلگرد در پایین به صورت پیوسته در طول تیر وجود داشته باشد و حداقل ۲۵ درصد میگردهای محل اتصال تیر به ستون که لنگر خمشی مثبت یا منفی را تحمل می‌کنند در طول اعضاء باید پیوسته باشد.	☐	☐	☐	در صورتی عدم ارضاء این بند لازم است مقدار ضریب نسبت نیاز به ظرفیت برای تیرها برابر با ۱ منظور شود.

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
وصله میلگردهای ستون در قاب‌های بتن مسلح: وصله تمام میلگردهای ستون‌های بتن مسلح باید طولی بیشتر از ۵۰ برابر قطر میلگرد داشته باشند و داخل تنگ‌های بسته با فاصله کمتر از ۸ برابر قطر آرماتور قرار گیرند. در صورت استفاده از اتصالات مکانیکی، ظرفیت این اتصالات باید از ۱/۲۵ برابر مقاومت اسمی میلگردهای وصله شده بیشتر باشد.	☐	☐	☐	در صورت عدم رعایت این بند لازم است در محاسبه ظرفیت ستون‌ها، ظرفیت آرماتورها به نسبت طول مهاری تامین شده به طول مهاری لازم کاهش داده شده و به عنوان ستون غیر شکل‌پذیر در جدول (۲-۴) ارزیابی شود.
وصله میلگردهای تیر در قاب‌های بتن مسلح: وصله میلگردهای تیرهای بتن مسلح نباید در فاصله یک چهارم دهانه از بر اتصال و همچنین محل تشکیل مقاصل پلاستیک قرار گیرد.	☐	☐	☐	در صورت عدم رعایت این بند لازم است به عنوان تیر غیر شکل‌پذیر در جدول (۲-۴) ارزیابی شود.
فاصله تنگ ستون‌ها در قاب‌های بتن مسلح: فاصله تنگ‌های ستون باید کمتر از یک چهارم عرض موثر مقطع ستون باشد و در محل تشکیل مقاصل پلاستیک از ۸ برابر قطر آرماتورها کمتر باشد.	☐	☐	☐	در تحلیل‌های کمی این اثر باید در تعیین ضریب نسبت نیاز به ظرفیت مطابق با جدول (۲-۴) منظور شود.
فاصله خاموت تیرها در قاب‌های بتن مسلح: فاصله خاموت‌های تیر باید کمتر از نصف عرض موثر مقطع تیر باشد و در محل تشکیل مقاصل پلاستیک از ۸ برابر قطر آرماتورها یا یک چهارم عرض موثر تیر کمتر باشد.	☐	☐	☐	در تحلیل‌های کمی این اثر باید در تعیین ضریب نسبت نیاز به ظرفیت مطابق با جدول (۲-۴) منظور شود.
آرماتوربندی در محل اتصال تیر به ستون قاب‌های بتن مسلح: اتصال تیر به ستون قاب‌های بتن مسلح باید با تنگ‌هایی به فاصله کمتر از ۸ برابر قطر آرماتور تسلیح شده باشد.	☐	☐	☐	با توجه به مقدار برش حدی اعمالی به اتصال تیر به ستون که با فرض تسلیم عناصر متصل‌شونده بدست می‌آید لازم است اتصال به عنوان عضو کنترل‌شونده توسط نیرو مورد کنترل قرار گیرد. برای تعیین ظرفیت برشی اتصال می‌توان از ضوابط نشریه ۳۶۰ استفاده نمود.
خروج از مرکزیت اعضاء در محل اتصال تیر به ستون: نباید خروج از مرکزیت بیش ار ۲۰ درصد کوچکترین بعد افقی ستون بین تیر و ستون وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	در صورت وجود خروج از مرکزیت بیشتر لازم است اثر پیچش اعمالی به اتصال در کنترل برشی اتصال تیر به ستون منظور شود.
قلاب تنگ‌ها و خاموت‌ها: خاموت تیرها و تنگ ستون‌ها باید به سمت هسته مقطع با قلاب ۱۳۵ درجه یا بیشتر مهار شوند.	☐	☐	☐	در تحلیل‌های کمی این اثر باید در تعیین ضریب نسبت نیاز به ظرفیت مطابق با جدول (۲-۴) منظور شود.
تیرهای پیوند دیوارهای برشی بتن مسلح: خاموت‌های تیر پیوند باید با فواصل کمتر از نصف عمق موثر قرار گرفته و به داخل هسته مقطع با قلاب ۱۳۵ درجه یا بیشتر مهار شوند و دارای ظرفیت برشی لازم ناشی از برکنش دیوارهای برشی کناری باشند.	☐	☐	☐	در صورت عدم تامین این بند لازم است عملکرد ساختمان همچنین بدون در نظر گرفتن اثر تیر پیوند و مستقل فرض کردن دیوارهای برشی مورد ارزیابی قرار گیرد.

موضوع بررسی	نتیجه بررسی			اثردهی در محاسبات
	م	ن	غ	
آرماتورهای محصورکننده در دیوارهای برشی **بتن مسلح:** برای دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول بیش از ۲ لازم است المان‌های مرزی با تنگ یا خاموت‌های مارپیچ با فواصل کمتر از ۸ برابر قطر آرماتورهای طولی محصور شود.	☐	☐	☐	در صورت عدم تامین این بند مقدار ضریب نسبت نیاز به ظرفیت به ۲ محدود می‌شود.
اثر نامنظمی پلان بر دیافراگم‌ها: دیافراگم‌ها باید دارای ظرفیت کششی لازم در محل گوشه‌ها یا محل‌های دارای تمرکز نیرو باشند.	☐	☐	☐	با تحلیل دیافراگم مطابق با بند (۲-۴) مقادیر نیروهای داخلی دیافراگم تعیین و مورد کنترل قرار می‌گیرد.

۲-۲-۶- ارزیابی طرح لرزه‌ای سازه در سطح خطر ۱

مطابق با بند (۱-۵-۱)، سازه بیمارستان‌ها در سطح خطر ۱ باید به گونه‌ای عمل کند که عملکردی در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته باشد. هدف از این ارزیابی اطمینان از امکان بهره‌برداری و استفاده بی‌وقفه از بیمارستان‌ها پس از وقوع زلزله‌ای متناظر با زلزله سطح خطر ۱ می‌باشد.

تحلیل سازه تحت بار زلزله، به روش استاتیکی یا دینامیکی خطی (طیفی) صورت می‌گیرد. در تحلیل سازه لازم است اثر P-Delta و پیچش تصادفی و اثر همزمان مولفه‌های زلزله مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ منظور گردند.

روش استاتیکی خطی برای ارزیابی در سطح خطر ۱ تمام ساختمان‌ها به غیر از آنهایی که لازم است به روش دینامیکی خطی ارزیابی شوند قابل استفاده است. استفاده از روش دینامیکی خطی برای ساختمان‌های زیر الزامی است.

- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر.
- ساختمان‌های با طبقه نرم: ساختمان‌هایی که سختی سیستم باربر جانبی در یک طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی طبقه فوقانی یا تحتانی آن باشد و یا از ۸۰ درصد سختی متوسط سه طبقه فوقانی یا تحتانی کمتر باشد.
- ساختمان‌های با هندسه نامنظم: ساختمان‌هایی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در یک طبقه نسبت به طبقات مجاور بیش از ۳۰ درصد تغییرکند به غیر از خرپشته و نیم طبقات.
- ساختمان‌های با توزیع نامناسب جرم: ساختمان‌هایی که جرم موثر یک طبقه بیش از ۵۰ درصد با طبقات مجاور متفاوت باشد. سقف‌های سبک، خرپشته و نیم طبقات مستثنی هستند.

۲-۲-۶-۱- روش استاتیکی خطی

ارزیابی سازه به روش استاتیکی خطی شامل مراحل زیراست:

- تهیه مدل ریاضی سازه مطابق با بند (۲-۲-۶-۳)
- محاسبه برش پایه مطابق با بند (۲-۲-۶-۱-۱)
- توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان مطابق با بند (۲-۲-۶-۱-۳)
- محاسبه نیرو و تغییرمکان‌های اعمالی به اعضاء باربر جانبی ساختمان مطابق با بند (۲-۲-۶-۳)

- محاسبه نیروهای اعمالی به دیافراگم‌های سازه مطابق با بند (۲-۲-۶-۱-۳)
- کنترل معیارهای پذیرش مطابق با بند (۲-۲-۶-۵)

۲-۲-۶-۱-۱- برش پایه

مقدار برش پایه در هر یک از راستاهای اصلی ساختمان با استفاده از رابطه (۲-۱) تعیین می‌شود:

$$V=C_m S_a W \qquad (۱-۲)$$

که در آن:

V= برش پایه معادل استاتیکی.

S_a= مقدار شتاب طیفی سطح خطر ۱ در زمان تناوب متناظر با مود اصلی سازه در راستای مورد نظر (بند ۲-۶-۱-۲).

W= وزن موثر لرزه‌ای ساختمان شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

C_m: ضریبی است برای اعمال اثر مودهای بالاتر و از جدول (۲-۳) قابل تعیین است.

جدول۲-۳- مقادیر ضریب C_m

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

۲-۲-۶-۱-۲- زمان تناوب

زمان تناوب ساختمان بر مبنای بند (۳-۳-۳) استاندارد ۲۸۰۰ ایران تعیین می‌شود. در صورتی که از تحلیل مودال مدل عددی برای تعیین زمان تناوب ساختمان استفاده می‌شود لازم است تمام اعضایی که سختی آنها در سختی کل سازه موثر است از جمله میانقاب‌های بنایی در مدل سازه منظور شود.

۲-۲-۶-۱-۳- توزیع بار جانبی در ارتفاع

توزیع بار جانبی در ارتفاع ساختمان با استفاده از رابطه (۲-۲) و (۲-۳) صورت می‌گیرد.

$$F_x = C_{vx} V \qquad (۲-۲)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \qquad (۳-۲)$$

که در آن:

k = ۱ برای T<0.5 (ثانیه) و =۲ برای T>2.5 (ثانیه)، مقدار k برای دوره تناوب در بازه مذکور با درون‌یابی خطی بدست می‌آید.

w_i: قسمتی از وزن موثر ساختمان که در تراز i ام قرار دارد.

w_x: قسمتی از وزن موثر ساختمان که در تراز x ام قرار دارد.

h_i: ارتفاع تراز i ام از تراز پایه.

h_x: ارتفاع تراز x ام از تراز پایه.

۲-۲-۶-۱-۴- دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها باید قادر به تحمل اثرات ترکیبی ناشی از نیروی اینرسی اعمالی F_{px} که بر مبنای رابطه (۲-۴) محاسبه می‌شود و نیروهای افقی ناشی از تغییر موقعیت یا تغییرات سختی اعضاء باربر جانبی بالا و پایین دیافراگم، باشند. نیروهای افقی ناشی از تغییر موقعیت یا تغییرات سختی اعضاء باربر جانبی بالا و پایین دیافراگم بر مبنای رابطه (۲-۲) محاسبه و مستقیماً با نیروهای اینرسی اعمالی به دیافراگم رابطه (۲-۴) جمع می‌شود.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} w_i} w_x \qquad (۴-۲)$$

در رابطه (۲-۴):

F_{px}: نیروی اینرسی اعمالی به دیافراگم

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i که بر اساس رابطه (۲-۲) محاسبه می‌شود.

w_i و w_x: قسمتی از وزن موثر ساختمان مطابق با تعریف ذکر شده در ذیل رابطه (۲-۳).

نیروی لرزه‌ای اعمالی بر دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر باید در طول دهانه دیافراگم بر حسب شکل تغییرشکل یافته مورد انتظار توزیع شود.

دیافراگم‌هایی که نیروهای جانبی را از اعضاء بار بر جانبی دریافت می‌کنند که در تراز آن دیافراگم دارای انقطاع هستند، باید به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو منظور شوند. تلاش‌های اعمالی بر انواع دیگر دیافراگم‌ها به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو یا تغییرشکل می‌باشند.

۲-۲-۶-۲- روش دینامیکی خطی

ارزیابی اولیه سازه به روش دینامیکی خطی شامل مراحل زیراست:

- تهیه مدل ریاضی سازه مطابق با بند (۲-۲-۶-۳).
- تعیین طیف پاسخ طرح.
- تحلیل دینامیکی طیفی مدل سازه مطابق با بند (۲-۲-۶-۲-۱).
- اصلاح مقادیر نیرو و تغییرمکان‌های اعضاء مطابق با بند (۲-۲-۶-۲-۲).

- محاسبه نیروهای اعمالی به دیافراگم‌های سازه مطابق با بند (۲-۲-۶-۲-۳).
- کنترل معیارهای پذیرش مطابق با بند (۲-۲-۶-۵).

۲-۲-۶-۲-۱- تحلیل مودال سازه

در تحلیل دینامیکی خطی به روش طیفی لازم است تعداد مدهای نوسان به گونه‌ای در نظر گرفته شود که مجموع جرم‌های موثر آنها بیش از ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد.

۲-۲-۶-۲-۲- اصلاح مقادیر پاسخ

در این روش از طیف طرح در سطح خطر ۱ استفاده می‌شود و هیچ ضریب اصلاحی در تعیین مقادیر نیرو و تغییرمکان‌ها لحاظ نمی‌شود (ضریب C_m برابر ۱ است).

۲-۲-۶-۲-۳-دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها باید تحت حاصل جمع نیروهای لرزه‌ای که از تحلیل دینامیکی طیفی سازه بدست می‌آید (که البته باید از ۸۵ درصد نیروهایی که از رابطه (۲-۴) بدست می‌آید بیشتر باشد) و نیروهای افقی ناشی از تغییر موقعیت یا تغییرات سختی اعضاء باربر جانبی بالا و پایین دیافراگم تحلیل و ارزیابی شود.

۲-۲-۶-۳- مدل ریاضی برای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

۲-۲-۶-۳-۱- فرضیات پایه

در تحلیل سازه باید از یک مدل عددی سه بعدی به صورتی که توزیع جرم و سختی در سازه را به نحو مناسبی نمایش دهد، استفاده شود. مشخصات سختی و جرم تمام اعضاء باید با دقت مناسب شبیه‌سازی شود تا نسبت به برآورد صورت گرفته در خصوص مشخصات دینامیکی و پریودهای نوسانی سازه اطمینان حاصل شود. لازم است به نحو مناسبی اثرات انعطاف‌پذیری دیافراگم در مدل سازه منظور شود. تعیین میزان صلبیت دیافراگم می‌تواند براساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ انجام شود.

۲-۲-۶-۳-۲- پیچش افقی

در هر طبقه از ساختمان اثرات ناشی از پیچش ساختمان ناشی از دو عامل زیر باید منظور شود.

- پیچش واقعی ناشی از تفاوت موقعیت مراکز جرم و سختی طبقه مورد نظر و تمام طبقات بالای آن.

- پیچش تصادفی که با تغییر مرکز جرم طبقه مورد نظر و تمام طبقات بالای آن به میزان حداقل ۵ درصد بعد افقی طبقه مورد بررسی و عمود بر راستای بار اعمالی اندازه‌گیری می‌شود. اثرات پیچش تصادفی نباید کاهش‌دهنده نیروها و تغییرمکان اعضاء باشد.

یک ساختمان دارای نامنظمی پیچشی است اگر دارای دیافراگم صلب بوده و نسبت $\eta=\delta_{max}/\delta_{avg}$ ناشی از کل پیچش از ۱٫۲ بیشتر باشد. در چنین ساختمان‌هایی اثرات ناشی از پیچش تصادفی باید در ضریب A_x مطابق با رابطه (۲-۵) ضرب شوند.

$$A_x = (\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}}) \qquad (۵-۲)$$

که در آن:

$\delta_{\max}$: بیشینه تغییرمکان دیافراگم در تراز x

δ_{avg}: میانگین جبری تغییرمکان‌های گوشه‌های دیافراگم در تراز x

A_x: مقدار A_x بزرگتر یا مساوی ۱ است و به مقدار ۳ محدود می‌شود.

در صورتی که مقدار η از ۱٫۵ بیشتر باشد، مدل‌سازی سه بعدی ساختمان الزامی است. در صورتی که η کمتر از ۱٫۵ باشد و از مدل ۲ بعدی در تحلیل استفاده شود لازم است مقادیر نیروها و تغییرمکان‌های تمام اعضاء سازه در بیشینه ضریب η ساختمان ضرب شوند.

۲-۲-۶-۳-۳- اعضاء اصلی و غیر اصلی

اعضاء ساختمان به دو گروه اعضاء اصلی و غیر اصلی تقسیم می‌شوند. عضو اصلی عضوی است که در باربری جانبی ساختمان و دستیابی آن به سطح عملکرد مورد نظر نقش اصلی را دارد. عضو غیر اصلی عضوی است که اگر چه ممکن است قسمتی از بار جانبی به آن وارد شود اما لزومی به تحمل این بار برای تامین سطح عملکرد مورد نظر ساختمان نیست. در صورتی که خرابی در یک عضو غیر اصلی منجر به خرابی یک عضو اصلی شود باید به عنوان عضو اصلی در مدل سازه منظور شوند. صرفاً اعضاء اصلی لازم است در مدل سازه منظور شوند مگر آن که وجود اعضاء غیر اصلی منجر به کاهش سطح عملکرد کلی ساختمان شود که در این صورت باید اثرات مخرب اعضاء غیر اصلی در تحلیل سازه منظور شوند. تمام اعضاء غیر اصلی باید نقش باربری ثقلی خود را پس از زلزله با تحمل تغییرمکان‌هایی که به آنها تحمیل می‌شود حفظ نمایند. در صورتی که سختی جانبی کل اعضاء غیر اصلی از ۲۵ درصد سختی کل اعضاء اصلی در یک تراز ساختمان بیشتر باشد لازم است تعدادی از اعضاء غیر اصلی به عنوان اعضاء اصلی طبقه‌بندی شده به گونه‌ای که این نسبت در تراز مذکور به زیر ۲۵ درصد کاهش یابد.

۲-۲-۶-۳-۴- دیافراگم‌ها

مدل ریاضی ساختمان‌های با دیافراگم‌های نیمه صلب باید به گونه‌ای باشد که اثرات سختی دیافراگم در آن به نحو مناسب منظور شود. در ساختمان‌های با دیافراگم صلب، اثرات صلبیت سقف باید در مدل سازه منظور شود و در ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر هر یک از محورهای ساختمان باید قادر به تحمل نیروهای اینرسی اعمالی به جرم متناظر آن محور باشند.

تغییرشکل دیافراگم‌ها بر اساس توزیع داخل صفحه نیروهای جانبی متناظر با توزیع جرم در سطح دیافراگم به علاوه نیروهای داخل صفحه ناشی از تغییر موقعیت یا تغییرات سختی اعضاء باربر جانبی بالا و پایین دیافراگم تعیین می‌شود.

۲-۲-۶-۳-۵- تحریک در راستاهای متعامد

تغییرشکلها و نیروها تحت یک مولفه افقی زلزله در راستای اصلی افقی ساختمان می‌تواند مستقل از تغییرشکلها و نیروها تحت مولفه زلزله عمود برآن منظور شود مگر آن که ساختمان دارای نامنظمی پیچشی مطابق با بند (۲-۲-۶-۳-۲) باشد و یا تعدادی از اعضاء در باربری جانبی تحت اثر هر دو مولفه افقی زلزله نقش داشته باشند. در صورت نیاز به اعمال اثرات هم‌زمانی مولفه‌های زلزله، لازم است اثرات ناشی از ۱۰۰ درصد نیروهای زلزله در یک راستا به همراه ۳۰ درصد نیروهای زلزله در راستای عمود بر آن در ارزیابی سازه مورد توجه قرار گیرد.

۲-۲-۶-۳-۶- شتاب قائم

لازم است اثرات ناشی از تحریک در راستای قائم در ارزیابی لرزه‌ای تیرهای طره و اعضاء پیش تنیده مورد توجه قرار گیرد. طیف پاسخ مولفه قائم زلزله از ضرب مقادیر طیف پاسخ افقی در ضریب ۰/۶۷ بدست می‌آید.

۲-۲-۶-۳-۷- میانقاب‌ها

در صورتی که میانقاب‌های موجود ساختمان از قاب پیرامونی جدا نشده‌اند لازم است مطابق با فصل هفتم نشریه ۳۶۰ در مدل سازه منظور شوند.

۲-۲-۶-۴- ترکیبات بارگذاری

سازه ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل در سطح خطر ۱ تحت ترکیبات بارگذاری زیر مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

$$1.1D + 1.1Lexp + 1.0E \quad (۲-۶)$$

$$0.9D + 1.0E \quad (۲-۷)$$

که در آن D بار مرده، L_{exp} بار موثر زنده مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان و E بار زلزله در روش خطی است.

۲-۲-۶-۵-معیارهای پذیرش

در این بند معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۱ معرفی شده است، در صورت عدم ارضاء معیارهای پذیرش لازم است به گونه‌ای نسبت به تغییر مشخصات طرح عمل شود که معیارهای پذیرش ارضاء گردند.

سازه در صورتی معیارهای پذیرش در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه را ارضا می‌کند که در تحلیل به روش خطی نسبت نیاز نیرویی به ظرفیت نهایی اعضاء از مقادیر زیر تجاوز نکند.

- برای رفتارهای کنترل‌شونده توسط نیرو همانند برش، پیچش و نیروی محوری فشاری از ۱٫۲ کمتر باشد.
- برای رفتارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل همانند خمش و کشش از مقادیر ارائه شده در جدول (۲-۴) کمتر باشد.

۲-۲-۶-۵-۱- اتصالات

تمام اتصالات ساختمان به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو ارزیابی می‌شوند. لذا لازم است ظرفیتی بیش از حداکثر نیروی اعمالی از عضو متصل شده به آن داشته باشند.

۲-۲-۶-۵-۲- برکنش

نیروهای عکس‌العملی به ازای دو سوم برش پایه (رابطه ۲-۱) به مدل سازه و خاک پی اعمال و به ازای این نیروها، هیچ یک از نقاط سازه پی در نقاط تکیه‌گاهی سازه (پای ستون‌ها، دیوارهای برشی و غیره) از خاک جدا نشود.

۲-۲-۶-۵-۳-تنش تسلیم خاک و طراحی سازه پی

نیروهای عکس‌العملی به ازای کل برش پایه ذکر شده در این فصل به مدل سازه و خاک پی اعمال و به ازای این نیروها و با حدف فنرهای کششی، تنش اعمالی به خاک نباید از ظرفیت نهایی خاک (برابر با ۳ برابر تنش تسلیم خاک) بیشتر شود، سازه پی بر اساس نیروهای داخلی اعمالی طرح می‌شود. ظرفیت کران پایین سازه پی باید از مقدار نیروهای داخلی بیشتر باشد.

جدول۲-۴- مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مجاز برای اعضاء فولادی

عضو	نسبت مجاز نیاز به ظرفیت
قاب‌های خمشی	
تیرها[1]	
$\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\ ,\ \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲
$3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱٫۲۵

عضو	نسبت مجاز نیاز به ظرفیت
مقادیر بین مقادیر داده شده در فوق	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل
$\frac{h}{t_w} \geq 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\ ,\ \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل
ستون‌ها ($P^{(2)}<0.2P_y$)	
$\frac{h}{t_w} \leq 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\ ,\ \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲
$2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱٫۲۵
مقادیر بین مقادیر داده شده در فوق	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل
$\frac{h}{t_w} \geq 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\ ,\ \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل
ستون‌ها($0.2P_y <P<0.5P_y$)	۱,۲۵
ستون‌ها ($P>0.5\ P_y$)	کنترل‌شونده توسط نیرو
تیرها و ستون‌ها در کشش	۱/۲۵
چشمه اتصال	۱٫۵
قاب‌های مهاربندی شده	
ستون‌ها	مشابه قاب‌های خمشی
مهاربندهای در فشار	۱٫۲۵
مهاربندهای در کشش	۱٫۲۵
قاب‌های مهاربندهای واگرها	
تیر پیوند	مشابه قاب‌های خمشی
مهاربندها و ستون‌ها	کنترل‌شونده توسط نیرو
اجزای دیافراگم	۱٫۲۵

(۱) در صورتی که طول مهارنشده تیر از حداقل مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان بیشتر باشد کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شود.

(۲) نیروی محوری ناشی از بار ثقلی و زلزله که بر مبنای ترکیب بار اعضاء کنترل شونده توسط نیرو تعیین می‌شود.

ادامه جدول ۲-۴: مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مجاز برای اعضاء بتن مسلح

عضو	نسبت مجاز نیاز به ظرفیت
-تیرها (خمشی) با شکل‌پذیری بالا (۱)	
$v < 24\sqrt{f'c}$ و $(\rho - \rho')/\rho_{bal} < 0.5$	۳
بقیه حالات	۲
-تیرهای فاقد ضوابط شکل‌پذیری بالا یا کنترل‌شونده توسط برش	۱٫۲۵
ستون‌ها	
با شکل‌پذیری بالا (۱)	
$\frac{P^{(4)}}{A_g f'_c} \le 0.1$	۲
$\frac{P}{A_g f'_c} \ge 0.6$	۱٫۲۵
ستون‌های فاقد ضوابط شکل‌پذیری بالا یا کنترل‌شونده توسط برش	
$\frac{P}{A_g f'_c} \le 0.1$	۱٫۲۵
$\frac{P}{A_g f'_c} \ge 0.6$	۱/۰
اتصال تیر به ستون	کنترل‌شونده توسط نیرو
دیوارهای برشی با رفتار حاکم خمشی	
با اعضاء مرزی محصور شده (۲)	
$a < 0.1$	۲
$a \ge 0.25$	۱٫۲۵
بدون اعضاء مرزی محصور شده	
$a < 0.1$	۱٫۵
$a \ge 0.25$	۱٫۲۵
تیرهای هم‌بند	۱٫۵
دیوارهای برشی بار فتار حاکم برشی	۲
$a < 0.1$	۲
$a \ge 0.25$	۱٫۲۵
دیافراگم‌ها	۱٫۵

(۱) تیرها و ستون‌های شکل‌پذیر باید الف) در ناحیه مفاصل پلاستیک از تنگ‌های بسته استفاده شده باشد ب) خاموت‌ها حداقل سه چهارم کل برش اعمالی را بتوانند تحمل کنند. ج) وصله آرماتورها در ناحیه مفصل پلاستیک نباشد. د) ظرفیت خمشی ستون از ظرفیت خمشی تیر بیشتر باشد.

(۲) $a = \lfloor (As - A's) f_y + P \rfloor / A_w f'c$

۲-۲-۷- ارزیابی و طرح سازه در سطح خطر ۲

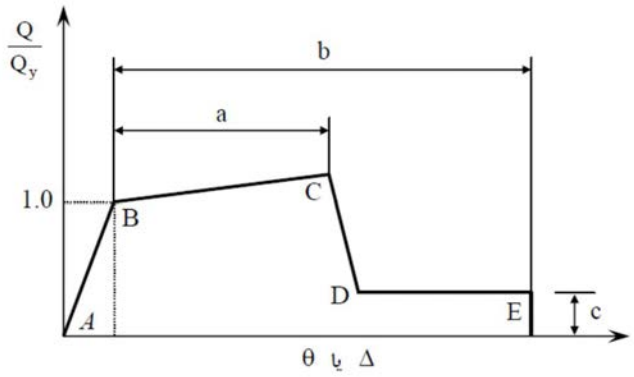
مطابق با بند (۱-۱-۵-۲) در سطح خطر ۲ برای سازه ساختمان‌های گروه الف، باید اجزاء سازه در محدوده عملکردی خرابی محدود و برای ساختمان‌های گروه ب، در محدوده عملکردی ایمنی جانی قرار گیرند. هدف از این ارزیابی حصول اطمینان از عملکرد بیمارستان‌های موضوع این دستورالعمل پس از وقوع زلزله‌ای متناظر با زلزله سطح خطر ۲ می‌باشد.

۲-۲-۷-۱-مدل سازه‌ای

در تحلیل سازه باید از یک مدل عددی سه بعدی به صورتی که توزیع جرم و سختی در سازه را به نحو مناسبی نمایش دهد، استفاده شود. تمام اعضاء باربر جانبی سازه باید در مدل سازه منظور شوند. با توجه به نوع تحلیل در تمام نقاط مدل سازه که پتانسیل رفتار غیرخطی و تشکیل مفصل پلاستیک دارند باید رفتارها به نحو مناسب شبیه‌سازی گردند.

۲-۲-۷-۲- روش تحلیل

تحلیل سازه تحت بار زلزله، به روش استاتیکی غیرخطی صورت می‌گیرد، لذا رابطه نیرو-تغییرشکل اجزا به صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند. در حالتی که مشخص باشد که تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نمی‌افتد در این حالت می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. جهت شبیه‌سازی رفتار غیرخطی می‌توان از منحنی نیرو-تغییرشکل داده شده در شکل (۲-۱) به همراه پارامترهای مدل‌سازی ذکر شده در جدول (۲-۵) استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی با درنظر گرفتن شیبی برابر با ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضاء فولادی و ۵ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضاء بتن مسلح در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۲-۱) پارامترهای Q و Q_y به ترتیب عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو و θ و Δ معرف چرخش و تغییر شکل عضو می‌باشند. برای تعیین مقاومت اعضاء شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط تغییرشکل) از مقدار مورد انتظار ظرفیت اعضاء استفاده می‌شود و در اعضاء غیر شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط نیرو) مقاومت کران پایین اعضاء معیار ارزیابی عضو می‌باشد.



شکل ۲-۱- منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضاء

تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. اثرات $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود.

از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آنها اثرات مودهای بالا عمده نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگتر است، این امر به معنی عمده بودن اثرات مودهای بالای سازه است. در صورتیکه با توجه به ضابطه فوق استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مجاز نباشد لازم است از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، عملکرد سازه در سطح خطر ۲ ارزیابی و کنترل شود.

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال شود و بحرانی‌ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده ملاک طراحی و کنترل اعضا قرار گیرد.

در مورد ساختمان‌های منظم می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی بطور مستقل انجام داد، مگر آن دسته از ساختمان‌ها که باید ضوابط پاراگراف بعدی در مورد آنها رعایت شود .

در مورد ساختمان‌های نامنظم باید از مدل‌های سه بعدی در تحلیل استفاده کرد. اثرات دو مولفه افقی زلزله نیز باید ملحوظ شود. برای در نظر گرفتن این اثرات در مورد این ساختمان‌ها و نیز آن دسته از ساختمان‌های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰ ٪ تغییرمکان در امتداد عمود برآن درنظرگرفته شود.

۲-۲-۷-۳- ترکیبات بارگذاری

در طرح و محاسبه سازه ساختمان‌ها در سطح خطر ۲ لازم است ابتدا سازه تحت بار ثقلی مطابق با ترکیبات بارگذاری زیر تحلیل شده و سپس تحلیل غیر خطی سازه روی سازه بارگذاری شده صورت گیرد. پس از بارگذاری جانبی سازه و رسیدن به تغییرمکان هدف لازم است کفایت باربری ثقلی سازه پس از حذف بار برداری جانبی مجددا کنترل شود.

$$1.1D + 1.1Lexp \qquad (۸-۲)$$

$$0.9D \qquad (۹-۲)$$

که در آن D بار مرده و L_{exp} بار موثر زنده مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

۲-۲-۷-۴- توزیع بار زلزله در ارتفاع

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، الگوی بار جانبی در ارتفاع توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند، در نظر گرفته می‌شود.

۲-۲-۷-۵- منحنی ظرفیت

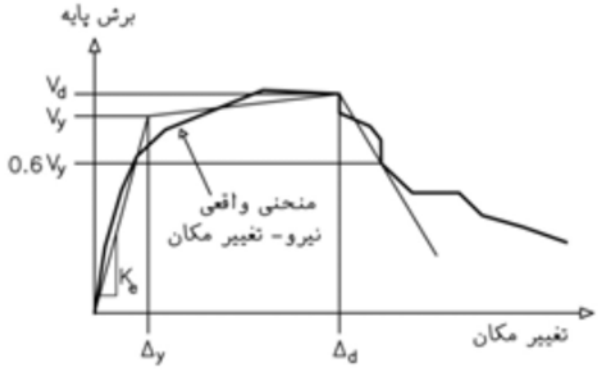
منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ۱۵۰٪ تغییرمکان هدف تعیین شود.

مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار شود. بام خرپشته را نباید بعنوان نقطهٔ کنترل در نظر گرفت.

منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چندخطی شود تا برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y و تغییرمکان نظیر آن Δ_y تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی موثر T_e استفاده شود.

چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (۲-۲) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی موثر K_e رسم می‌شود. سختی جانبی موثر K_e برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر۶۰٪ برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y در منحنی ظرفیت می‌باشد. برش پایه جاری شدن موثر سازه V_y نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (Δ_d و V_d) باشد. (Δ_d و V_d) نقطه‌ای روی منحنی نیرو-تغییرمکان در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان متناظر با حداکثر نیروی برشی است. خط سوم نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شیب مثبت در منحنی ظرفیت (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ پایه جاری شدن موثر سازه نزول می‌کند می‌گذرد.



شکل ۲-۲- چند خطی کردن منحنی ظرفیت

۲-۲-۷-۶- زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

زمان تناوب اصلی موثر ساختمان، T_e با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱۰-۲)$$

که در آن T_i (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعی است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_i سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدا) در جهت مورد نظر و K_e سختی جانبی موثر سازه در جهت مورد نظر می‌باشد (شکل ۲-۲).

۲-۲-۷-۷- تغییرمکان هدف

مقدار تغییرمکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۱۱-۲)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان برای امتداد مورد نظر، g شتاب ثقل و S_a شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی موثر می‌باشد.

ضریب C_0 با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}^2} \qquad (۱۲-۲)$$

که در آن w_i و $\phi_{1,i}$ به ترتیب وزن موثر لرزه‌ای و مولفه بردار شکل مد اول در تراز i می‌باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مولفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می‌باشد.

ضریب C_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \le 0.2 \qquad \rightarrow C_1 = 1 + 25 \frac{(R_d - 1)}{a} \qquad (۱۳-۲)$$

$$0.2 < T_e < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{(R_d - 1)}{a T_e^2}$$

$$T_e \ge 1 \qquad \rightarrow C_1 = 1$$

در این رابطه a ضریب نوع زمین است که از جدول (۲-۵) به دست می‌آید و R_d نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \qquad (۱۴-۲)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e در زلزله سطح خطر ۲ و W وزن موثر لرزه‌ای است. ضریب C_m از جدول (۲-۱) قابل تعیین است.

جدول ۲-۵- ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	۱۳۰	۹۰	۶۰

۲-۲-۷-۸- اثرات پیچش

افزایش نیروها و تغییرمکانها ناشی از پیچش واقعی و تصادفی باید در تحلیل غیرخطی منظور شود. در مورد ساختمان‌های «انعطاف‌پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییرمکانها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمان‌هایی تغییرمکانهای سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی افزایش یابد. در صورتیکه از ضریب بزرگنمایی برای تغییرمکانهای سمت سخت (مقاوم) استفاده شود، شرایط مورد نظر این بند را می‌توان اقناع شده فرض نمود. این ضریب بزرگنمایی می‌تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به دست آید.

برون مرکزی تصادفی برای تعیین پیچش تصادفی در هر دو جهت برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار می‌شود. هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

۲-۲-۷-۹- معیارهای پذیرش

در این بند معیارهای پذیرش اعضاء در سطح خطر ۲ معرفی شده است در صورت عدم ارضاء معیارهای پذیرش لازم است به گونه‌ای نسبت به تغییر مشخصات طرح عمل شود که معیارهای پذیرش ارضاء گردند.

سازه در صورتی معیارهای پذیرش در سطح عملکردی مورد نظر را ارضا می‌کند که:

- نیروی وارد شده به اعضاء با رفتارهای کنترل‌شونده توسط نیرو از ظرفیت کران پایین این اعضاء کمتر باشد.
- مقدار تغییرشکل خمیری تحمیل شده به اعضاء با رفتارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل از مقادیر ارائه شده در جدول (۲-۶) کمتر باشد. دراین جدول θ_y چرخش حد تسلیم، Δ_C تغییرمکان حد کمانش و Δ_T تغییرمکان حد تسلیم عضو می‌باشند.

۲-۲-۷-۹-۱- اتصالات

تمام اتصالات ساختمان به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو ارزیابی می‌شوند. لذا لازم است ظرفیتی بیش از حداکثر نیروی اعمالی از عضو متصل شده به آن داشته باشند و در غیر این صورت لازم است نسبت به اصلاح طرح اقدام نمود. در اتصالات خمشی قاب‌های فولادی در صورت عدم ارضا این بند، می‌توان اثرات نیمه‌گیرداری اتصالات را در تحلیل سازه مطابق با ضوابط نشریه ۳۶۰ منظور نموده و مشخصات مفاصل پلاستیک را بر اساس موارد مندرج در جدول (۲-۶) اعمال و بررسی نمود.

۲-۲-۷-۹-۲- پی

سازه و خاک پی تحت نیروهای عکس‌العملی اعمالی از سازه در برش پایه متناظر با تغییرمکان هدف باید ضوابط زیر را ارضاء نمایند:

- تنش اعمالی به خاک پی از ظرفیت نهایی خاک (۳ برابر تنش مجاز) بیشتر نشود.
- نیروهای داخلی اعمالی به سازه پی از ظرفیت کران پایین آن بیشتر نباشد.

۲-۲-۷-۱۰-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور باید با توجه به ضوابط بند (۲-۲-۷-۱) تهیه شده باشد. مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدل‌سازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد و در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییرشکل آن اعضا در نظر گرفته شود. در مدل سازه لازم است فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه ویژگی‌های خاک و در نظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه صورت گیرد.

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مولفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که متناسب با سطح خطر ۲ باشند، انتخاب گردند.

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمنا لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز مطابق بند (۲-۲-۷-۳) به مدل سازه اعمال شود. اثرات $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود.

در تحلیل تاریخچه زمانی بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، تغییرشکل اعضا و تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد. در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

۲-۲-۷-۱۰-۱- معیارهای پذیرش

ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکلها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام می‌شود. در این روش معیارهای پذیرش می‌تواند مشابه معیارهای پذیرش مذکور در بند (۲-۲-۷-۹) اختیار شود.

۲-۲-۷-۱۰-۲- تایید طراحی سازه

سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تایید شخص حقوقی مستقل با صلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- شتاب‌نگاشت‌های به کار گرفته شده در تحلیل،

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،

پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضا سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش		
	زاویه چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان		
				تمام اعضا		
	a	B	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
تیرها – در خمش						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	۰/۶	θ_y	$5\theta_y$	$9\theta_y$
ب: $3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	۰/۲	$0.25\theta_y$	$1.5\theta_y$	$3\theta_y$
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					
ت $\frac{h}{t_w} \ge 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیرو کنترل					
ستون‌ها –در خمش حول محور با مصالح[۱و۲]						
برای PUF/PCL ≤ 0.2						

الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76 \ , \ \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۹θ_y	۱۱θ_y	۰/۶	θ_y	۵θ_y	۹θ_y
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۴θ_y	۶θ_y	۰/۲	۰/۲۵θ_y	۱/۵θ_y	۳θ_y
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصل برای m					
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \ , \ \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیرو کنترل					
برای 0.2<PUF/PCL ≤0. 5						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \ , \ \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$10(1-1.7P/P_{CL})\ \theta_y$	$15(1-1.7P/P_{CL})\ \theta_y$	۰/۲	۰/۲۵θ_y	$6(1-1.7P/P_{CL})\ \theta_y$	$12(1-1.7P/P_{CL})\ \theta_y$
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	θ_y	۱/۵θ_y	۰/۲	۰/۲۵θ_y	۰/۷θ_y	۱/۲θ_y
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصل برای m					
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \ , \ \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیرو کنترل					
برای PUF/PCL >0.5	رفتار نیرو کنترل					
ستونهای مرکب با بست افقی در خمش حول محور بدون مصالح						
برای PUF/PCL ≤0.2						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76 \ , \ \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲/۶θ_y	۴/۲θ_y	۰/۶	۰/۲۵θ_y	۱/۳θ_y	۲/۶θ_y
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$	رفتار نیرو کنترل					
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					

برای 0.2<PUF/PCL ≤0. 5						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$3.5(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	$5.7(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	۰/۶	۰/۱θ_y	$2.2(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	$4.4(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$	رفتار نیرو کنترل					
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					
برای PUF/PCL >0.5	رفتار نیرو کنترل					
ستون‌های مرکب با بست مورب در خمش حول محور بدون مصالح						
برای PUF/PCL ≤0.2						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳/۷θ_y	۵θ_y	۰/۶	۰/۴θ_y	۱/۹θ_y	۳/۷θ_y
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$	رفتار نیرو کنترل					
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					
برای 0.2<PUF/PCL ≤0. 5						
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$5(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	$6.7(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	۰/۶	۰/۱θ_y	$2.4(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$	$4.7(1-1.3P/P_{CL})\ \theta_y$
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$	رفتار نیرو کنترل					
پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$	برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					
برای PUF/PCL >0.5	رفتار نیرو کنترل					

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش		
	زاویه چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان		
	a	B	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
چشمه اتصال - برش	$۱۲\theta_y$	$۱۲\theta_y$	۱/۰	θ_y	$۶/۵\theta_y$	$۱۲\theta_y$
اتصالات صلب[۳]						
اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون (اتصال مستقیم)[۴]	۰/۰۵۱-۰/۰۰۰۵۱d	۰/۰۴۳-۰/۰۰۰۲۴d	۰/۲	۰/۰-۰۲۶/۰۰۰۲۵d	۰/۰-۰۲۹/۰۰۰۱۸d	۰/۰-۰۳۲۳/۰۰۰۲d
ماهیچه جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم با دال مختلط	۰/۰۲۶	۰/۰۳۶	۰/۲	۰/۰۰۶۵	۰/۰۱۶۷	۰/۰۲۷۰
ماهیچه جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم بدون دال مختلط	۰/۰۱۸	۰/۰۲۳	۰/۲	۰/۰۰۶۵	۰/۰۱۲۲	۰/۰۱۸۰
ورق جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم[۴]	۰/۰۵۶-۰/۰۰۰۴۳d	۰/۰۵۶-۰/۰۰۰۴۳d	۰/۲	۰/۰-۰۲۸/۰۰۰۲۴d	۰/۰-۰۳۵/۰۰۰۲۷d	۰/۰-۰۴۲/۰۰۰۳۱d
اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده[۴]	۰/۰۲۱-۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۵۰-۰/۰۰۰۲۴d	۰/۲	۰/۰-۰۱/۰۰۰۰۶d	۰/۰-۰۲۴/۰۰۰۱۳d	۰/۰-۰۳۷۵/۰۰۰۲d
اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان جوش شده	۰/۰۴۱	۰/۰۵۴	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۰۴۱
بال جدا شده از جان[۴]	۰/۰۶۷-۰/۰۰۰۴۷d	۰/۰۹۴-۰/۰۰۰۶۳d	۰/۲	۰/۰-۰۳۴/۰۰۰۲۴d	۰/۰-۰۵۲/۰۰۰۳۸d	۰/۰-۰۷۰۵/۰۰۰۴۷d
تیر با مقطع کاهش یافته[۴]	۰/۰۵-۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۷-۰/۰۰۰۱۲d	۰/۲	۰/۰-۰۲۵/۰۰۰۰۸d	۰/۰-۰۳۹/۰۰۰۰۸d	۰/۰-۰۵۲۵/۰۰۰۸d
ورق اتصال بال جوش شده						

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدلسازی			معیارهای پذیرش		
	زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		
	a	b	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
الف : در مقطع خالص ورق	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۳۰	۰/۰۴۵۰
ب : حالات دیگر حدی	کنترل‌شونده توسط نیرو					
اتصال ماهیچه‌ای بال پایین تیر با جوش نفوذی کامل	۰/۰۲۷	۰/۰۴۷	۰/۲	۰/۰۱۴	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵۳
اتصال ماهیچه‌ای بال بالا و پایین با جوش نفوذی کامل	۰/۰۲۸	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۱۴	۰/۰۲۵	۰/۰۳۶۰

اتصال با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون	۰/۰۳۱	۰/۰۳۱	۰/۲	۰/۰۱۶	۰/۰۲۰	۰/۰۲۳۳
اتصالات نیمه صلب						
نبشی بالا و پایین[۵]						
الف: شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱)[۶]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۱۹	۰/۰۳۰
ب: شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی۲)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۰
پ: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۳)[۶]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۵	۱/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰
ت: شکست خمشی نبشی(حالت حدی۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۵
اتصال با سپری[۵]						
الف: شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی ۱)						
شکست برشی در پیچ یا پرچ[۶]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۱۹	۰/۰۳۰
شکست در جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۰
ب: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۲)[۶]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰
پ : شکست کششی در جان سپری (حالت حدی۳)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۰

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	**پارامترهای مدل‌سازی**			**معیارهای پذیرش**		
	زاویه چرخش خمیری، رادیان		**نسبت تنش پسماند**	**زاویه چرخش خمیری، رادیان**		
	a	b	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
ت: شکست خمشی بال‌های سپری (حالت حدی ۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۵
ورق اتصال بال پیچ شده[۵]						
الف: شکست در سطح مقطع موثر و یا برش در پیچ یا پرچ[۶]	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴	۰/۰۲۰
ب: شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر و یا بال ستون و همچنین شکست کششی در سطح مقطع کل ورق	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۰
ورق انتهایی پیچ شده						
الف: تسلیم ورق انتهایی	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۸	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۵
ب: تسلیم پیچ‌ها	۰/۰۱۸	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴	۰/۰۲۰

پ: تسلیم جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۹	۰/۰۱۵
تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین[5]						
الف: شکست دال مسطح	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۰۲۰
ب: تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۴	۰/۰۰۸	۰/۰۱۷	۰/۰۲۵
پ: تسلیم بال نبشی پایین	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۱۷	۰/۰۲۵
ت : تسلیم کششی پیچ‌ها یا پرچ‌ها در بال ستون	۰/۰۱۵	۰/۰۲۲	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱۳
ث: تسلیم برشی اتصالات بال تیر	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۴	۰/۰۱۸
اتصال برشی با دال[4]	/۰۲۹-۰/۰۰۰۸d_{bg}	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}	۰/۲	/۰۱۴-۰/۰۰۰۴d	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}
اتصال برشی بدون دال[4]	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}	۰/۲	/۰۷۵-۰/۰۰۰۳۳d	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}	۰/۰-۱۵/۰۰۰۱۴d_{bg}

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش		
	زاویه چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان		
	a	b	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
تیر پیوند EBF[7و8]						
الف: $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۷	۰/۱۴
ب: $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه مقادیر در تیرها					
پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود					
تیرها و ستون‌ها در کشش به استثنای تیرها و ستون‌های (EBF)	۵Δ_T	۷Δ_T	۱/۰	۰/۲۵Δ_T	۳/۱Δ_T	۶Δ_T
مهاربند فشاری به استثنای مهاربندهای EBF						
۱: اعضاء لاغر $\frac{Kl}{r} \ge 4.2\sqrt{E/FY}$						
الف: زوج نبشی، زوج ناودانی ، I شکل (کمانش	۰/۵Δ_c	۱۰Δ_c	۰/۳	۰/۲۵Δ_c	۴/۱ Δ_c	۸Δ_c

داخل صفحه)						
ب: زوج نبشی، زوج ناودانی ، I شکل (کمانش خارج صفحه)	$۰/۵\Delta_c$	$۹\Delta_c$	۰/۳	$۰/۲۵\Delta_c$	$۳/۶\ \Delta_c$	$۷\Delta_c$
پ: مقاطع تو خالی، قوطی و لوله‌ای شکل	$۰/۵\Delta_c$	$۹\Delta_c$	۰/۳	$۰/۲۵\Delta_c$	$۳/۶\ \Delta_c$	$۷\Delta_c$
۲: اعضاء با لاغری کم $\frac{Kl}{r} \le 4.2\sqrt{E/FY}$						
الف: زوج نبشی، زوج ناودانی ، I شکل (کمانش داخل صفحه)	$۹\Delta_c$	$۸\Delta_c$	۰/۵	$۰/۲۵\Delta_c$	$۳/۶\Delta_c$	$۷\Delta_c$

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش		
	زاویه چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان		
	a	b	c	قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
ب: زوج نبشی، زوج ناودانی ، I شکل (کمانش خارج صفحه)	Δ_c	$۷\Delta_c$	۰/۵	$۰/۲۵\Delta_c$	$۳/۱\Delta_c$	$۶\Delta_c$
پ: مقاطع تو خالی، قوطی و لوله‌ای شکل	Δ_c	$۷\Delta_c$	۰/۵	$۰/۲۵\Delta_c$	$۳/۱\Delta_c$	$۶\Delta_c$
۲: اعضاء با لاغری بین ردیف‌های ۱ و ۲ فوق	با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر فوق محاسبه می‌شود.					
مهاربندی کششی به استثنای مهاربندی‌های EBF	$^{۱۰}۱۱\Delta_T$	$۱۴\Delta_T$	۰/۸	$۰/۲۵\Delta_T$	$۵/۶\Delta_T$	$۱۱\Delta_T$
دیوارهای برشی فولادی[11]	$۱۴\theta_y$	$۱۶\theta_y$	۰/۷	$۰/۵\theta_y$	$۶/۷\theta_y$	$۱۳\theta_y$

۱- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهارشده می‌توانند بر اساس حداکثر نیروی متحمل در اعضا متصل شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $b_f/2t_f$ با نسبت b_f/t_f و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت h/t_w نیز حذف شود.

۲- ستون‌های با نسبت $P_{UF}/P_{CL} > 0.2$ کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

۳- رجوع شود به ردیف ۴ بند (۵-۴-۲-۴-۲) نشریه ۳۶۰.

۴- d عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتیمتر d_{bg} عمق تیر برحسب سانتی‌متر.

۵- ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده جهت تحمل برش بررسی می‌شوند. بدون اتصال برشی تلاش‌ها نباید غیراصلی منظور شوند و باید مقادیر m در اعضا اصلی را برای آن‌ها به کار برد. هرگاه عمق تیر d_b بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر جدول باید در عدد $45/d_b$ ضرب شوند.

۶- برای پیچ‌های با مقاومت بالا اعداد داده شده در جدول نصف شوند.

۷-مقادیر داده شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت‌کننده قایم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده قایمی به کار نرفته باشد، مقادیرداده شده باید نصف شوند. ولی انتخاب کمتر از۱٫۲۵ نیاز نمی‌باشد. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده قایم رفتار با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیرداده شده برای سه سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل محاسبه می‌باشند.

۸- تغییرشکل عبارت از زاویه دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از پیوند یا ستون.

۹- Δ_c تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.

۱۰- Δ_T تغییرشکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می‌باشد.

۱۱- در صورت وجود سخت‌کننده‌های ممانعت‌کننده از کمانش کاربرد دارند.

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی – تیرهای بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش		
	زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیا		
	a	b	c	سطح عملکرد		
				قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
الف: تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند.						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی[2]	$\frac{2V}{V_c}$[3]				
۰ ≤ ۰/۰	C	۳ ≤	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۰۲
۰ ≤ ۰/۰	C	۶ ≥	۰/۰۲۰	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۲
۰ ≥ ۰/۵	C	۳ ≤	۰/۰۲۰	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۲
۰ ≥ ۰/۵	C	۶ ≥	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
۰ ≤ ۰/۰	NC	۳ ≤	۰/۰۲۰	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۲
۰ ≤ ۰/۰	NC	۶ ≥	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۶	۰/۰۱
۰ ≥ ۰/۵	NC	۳ ≤	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷۵	۰/۰۱
۰ ≥ ۰/۵	NC	۶ ≥	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵
ب: تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند.								
فاصله ی خاموتها ≤ d / 2			۰/۰۰۳	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۶	۰/۰۱
فاصله ی خاموتها > d / 2			۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵

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

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

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی – ستون‌های بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش[4]		
	زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیان		
	a	b	c	سطح عملکرد		
				قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
الف: ستون با جزئیات آرماتور عرضی i[2و3]						
$\frac{P}{A_g f_c'}$[4]	$\rho_w = \frac{A_V}{B_w s}$					
۰ ≤/۱	۰ ≥/۰۰۶	۰/۰۳۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵
۰ ≥/۶	۰ ≥/۰۰۶	۰/۰۱۰	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹
۰ ≤/۱	۰ ≤/۰۰۲	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۶	۰/۰۲۷
۰ ≥/۶	۰ ≤/۰۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴
ب: ستون با جزئیات آرماتور عرضی ii.[2و3]						
$\frac{P}{A_g f_c'}$[4]	$\rho_w = \frac{A_V}{B_w s}$	$\frac{V}{V_c}$				
۰ ≤/۱	۰ ≥/۰۰۶	۳ ≤	۰/۰۳۲	۰/۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵
۰ ≤/۱	۰ ≥/۰۰۶	۶ ≥	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵
۰ ≥/۶	۰ ≥/۰۰۶	۳ ≤	۰/۰۱۰	۰/۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹
۰ ≥/۶	۰ ≥/۰۰۶	۶ ≥	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷
۰ ≤/۱	۰/۰۰۰۵ ≤	۳ ≤	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۱
۰ ≤/۱	۰/۰۰۰۵ ≤	۶ ≥	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۵
۰ ≥/۶	۰/۰۰۰۵ ≤	۳ ≤	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۳
۰ ≥/۶	۰/۰۰۰۵ ≤	۶ ≥	۰/۰	۰/ ۰	۰/ ۰	۰/ ۰	۰/ ۰

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی – ستون‌های بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش		
	زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیان		
	a	b	c	سطح عملکرد		
				قابلیت استفاده بی وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
ج: ستون با جزئیات آرماتور عرضی iii.[2و3]						
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [4]	$\rho_w = \frac{A_V}{B_w s}$					
۰ ≤ ۰/۱	۰ ≥ ۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰۴۵	۰/۰۴۵
۰ ≥ ۰/۶	۰ ≥ ۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷
۰ ≤ ۰/۱	۰ ≤ ۰/۰۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵
۰ ≥ ۰/۶	۰ ≤ ۰/۰۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

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

۲-جزئیات آرماتور عرضی i و ii و iii در جدول (۲-۷) ارائه شده است.

۳- در صورتیکه برای یک عضو بیش از یک مورد از مواد (الف)، (ب) ، (ج) صادق باشد، از کمترین مقدار داده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۴- در صورتی که $P>0.7Agf'c$ عضو کنترل‌شونده توسط نیرو است مگر آن که آرماتورهای عرشی با قلاب‌های ۱۳۵ درجه و با فاصله کمتر از d/3 تسلیح شده باشد و مقاومت تامین شده توسط تنگ‌ها (Vs) لااقل برابر با ¾ برش طراحی باشد. P نیروی طراحی روی عضو است که می‌تواند با یک تحلیل حدی نیر تعیین شود.

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، اتصالات تیر – ستون بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش		
	زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیان		
	a	b	c	سطح عملکرد		
				قابلیت استفاده بی وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
الف: اتصالات داخلی						
$\frac{P}{A_g f_c'}$[3]	آرماتور عرضی[2]	$\frac{V}{V_n}$[4]				
۰ ≤ ۰/۱	C	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۲
۰ ≤ ۰/۱	C	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰ ≥ ۰/۴	C	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰ ≥ ۰/۴	C	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰ ≤ ۰/۱	NC	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰ ≤ ۰/۱	NC	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱
۰ ≥ ۰/۴	NC	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱
۰ ≥ ۰/۴	NC	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱
ب: سایر اتصالات						
$\frac{P}{A_g f_c'}$[3]	آرماتور عرضی[2]	$\frac{V}{V_n}$[4]				
۰ ≤ ۰/۱	C	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۲
۰ ≤ ۰/۱	C	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱
۰ ≥ ۰/۴	C	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰ ≥ ۰/۴	C	۱ ≥ ۰/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱
۰ ≤ ۰/۱	NC	۱ ≤ ۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۰۷۵

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، اتصالات تیر – ستون بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش		
			زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیان		
			a	b	c	سطح عملکرد		
						قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
۰ ≤ ۱/	NC	۱ ≥ ۵/	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۰۷۵
۰ ≥ ۴/	NC	۱ ≤ ۲/	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۰۵
۰ ≥ ۴/	NC	۱ ≥ ۵/	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۰۵

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

۲- عبارات «C» و «NC» بیانگر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محل اتصال فاصله تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $h_c/2$ باشد عضو واجد شرایط C می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط NC فرض می‌شود.

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

۴- V نیروی برشی اعمالی و V_n ظرفیت برشی اتصال می‌باشد.

ادامه جدول ۲-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی، دیوارهای برشی بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش		
			زاویه دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری، رادیان		
			a	b	c	سطح عملکرد		
						قابلیت استفاده بی‌وقفه	آسیب محدود	ایمنی جانی
الف: دیوارهای برشی که با خمش کنترل می‌شوند.								
$\frac{[A_s - \acute{A}_s]f_y}{t_w l_w \sqrt{\acute{f}_c}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{\acute{f}_c}}$	محصورشدگی مرزی[2]						
۰ ≤ ۱/	۴ ≤	بله	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۷۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
۰ ≤ ۱/	۶ ≥	بله	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۱
۰ ≥ ۲۵/	۴ ≤	بله	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۶	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹
۰ ≥ ۲۵/	۶ ≥	بله	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۳	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵
۰ ≤ ۱/	۴ ≤	خیر	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵	۰/۶	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸
۰ ≤ ۱/	۶ ≥	خیر	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰	۰/۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶
۰ ≥ ۲۵/	۴ ≤	خیر	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۲۵	۰/۰۰۱	۰/ ۰۰۲	۰/۰۰۳

۰/۰۰۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۱	۰/۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲	خیر	۶≥	۰ ≥/۲۵
ب: تیرهای کوپله‌کننده دیوارهای برشی[۴]								
						$\leq 7\sqrt{\frac{f'_c}{t_w l_w}}$	آرماتور طولی و عرضی[۳]	
۰/۰۲۵	۰/۰۱۸	۰/۰۱	۰/۷۵	۰/۰۵	۰/۰۲۵	۳≤	آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	
۰/۰۲۰	۰/۰۱۲۵	۰/۰۰۵	۰/۵	۰/۰۴	۰/۰۲۰	۶≥		
۰/۰۲۰	۰/۰۱۳	۰/۰۰۶	۰/۵	۰/۰۳۵	۰/۰۲۰	۳≤	آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	
۰/۰۱۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵	۰/۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰۱۰	۶≥		
۰/۰۳۰	۰/۰۱۸	۰/۰۰۶	۰/۸	۰/۰۵	۰/۰۳۰	---	آرماتور قطری	

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

۲- المان‌های مرزی باید توسط آرماتورهای عرضی برابر با حداقل ۷۵٪ مقدار ارائه شده در آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن مسلح محصور شده باشند و فاصله آنها از ۸ برابر قطر آرماتور کمتر باشد. در صورتی که ۵۰٪ آرماتورهای عرضی آیین‌نامه‌ای تامین شده باشد و فاصله آنها از ۸ برابر قطر آرماتور کمتر باشد باید ۸۰ درصد مقادیر ذکر شده در جدول مورد استفاده قرار گیرد. در غیر این صورت المان‌های مرزی محصور نشده منظور می‌شوند.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله کمتر یا مساوی با d/3 باشد و ب) مقاومت تامین شده توسط خاموت‌های بسته (Vs) لااقل برابر با ¾ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم تر از۲٫۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

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

جدول ۲-۷- شرایط ستون‌های بتن مسلح بر اساس جزئیات آرماتور عرضی

	جزئیات آرماتور عرضی		
	با جزئیات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵ درجه	تنگ بسته با خم ۹۰ درجه	سایرحالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$0.6\frac{V_p}{V_n} =$	i*	ii	ii
$0.61 < \frac{V_p}{V_n} \leq$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{V_n} > 1$	iii	iii	iii

*در ستون‌ها با شرایط i، نسبت $s/d \leq 0/5$ و $p" > 0/002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این‌صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌شود.

Vp: ظرفیت برشی پلاستیک (نیاز برش در محل مفاصل پلاستیک ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک خمشی)

فصل سوم

دستورالعمل طراحی و کنترل لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان براساس عملکرد

۳-۱- مقدمه

اجزاء غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها مجموعه گسترده‌ای از اجزاء معماری، تأسیسات مکانیکی و برقی و تجهیزات را شامل می‌شود. اجزاء معماری و تأسیسات مکانیکی و برقی در هر ساختمان بخش عمده‌ای از هزینه احداث کل ساختمان را در بردارند. در بیمارستان‌ها سهم تأسیسات مکانیکی و برقی از ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری بیشتر است و در صورتی‌که هزینه تأمین تجهیزات و وسایل پزشکی نیز مدنظر قرار گیرد، ملاحظه می‌شود که سهم اجزاء غیرسازه‌ای ساختمان در کل سرمایه‌گذاری یک بیمارستان چشمگیر است. از زمان انتشار ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ایران تا به امروز که ویرایش چهارم منتشر شده است طراحی و اجرای سازه ساختمان‌ها روز به روز تکامل یافته است، به نحوی که اگر سازه ساختمان طبق آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی و توسط مجری ذیصلاح تحت نظارت اصولی مطابق با مشخصات فنی پروژه و مقررات ملی ساختمانی ایران احداث شود، قادر خواهد بود جنبش‌های قوی زلزله را بدون آسیب عمده تحمل نماید. در مورد اجزاء غیرسازه‌ای معماری ساختمان با رعایت موارد مندرج در پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ تلفات جانی ساکنین بدلیل خرابی‌های انفجاری و یا غیر انفجاری تیغه‌ها و تلفات جانی عابرین از کنار ساختمان بدلیل پرتاب و یا ریزش نماسازی، جان پناه و یا شیشه‌های پنجره‌ها و نظایر آن به حداقل می‌رسد.

دربیمارستان‌ها که ساکنین آنها بصورت شبانه‌روزی شامل بیماران، پرستاران، پزشکان، پرسنل اداری و خدماتی و مراجعین هستند و همچنین در زمان وقوع زلزله نقش امدادرسانی را نیر باید عهده‌دار باشند، به طریق اولی تأمین شرایط پایداری و کارائی اجزاء غیرسازه‌ای معماری و تاسیساتی کاملاً ضروری است. به عبارت دیگر در تکان‌های شدیدی که سازه تحمل می‌نماید باید قطعات الحاقی ساختمان نیز از ظرفیت لازم برای تحمل نیروهای وارده و پذیرش تغییر مکان‌های نسبی وارده برخوردار باشند تا اهداف عملکردی ساختمان بیمارستان از جمله قابلیت استفاده بی‌وقفه قابل دستیابی باشند. از این رو و با هدف ارائه ضوابط خاص برای طراحی و اجرای اجزاء غیرسازه ای در بیمارستانها، فصل سوم از دستورالعمل حاضر به این موضوع اختصاص داده شده است. مواردیکه در خصوص اجزاء غیرسازه ای معماری در این فصل ارائه شده است، مکمل موارد مندرج در فصل چهارم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. در هر حال، روشهای طراحی و اجرای انتخابی برای اجزاء غیرسازه ای در بیمارستانها، نباید در مغایرت با اصول مهندسی ارائه شده در فصل چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باشد. همچنین با عنایت به ابلاغ پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ با عنوان طراحی لرزه‌ای و اجرای اجزاء غیرسازه‌ای معماری، رعایت ضوابط ارائه شده در این پیوست الزامی بوده و درصورت تناقض با موارد ارائه شده در دستورالعمل حاضر، اولویت با ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

۳-۲- ملاحظات کلی در طراحی لرزه ای اجزاء غیر سازه‌ای

در طراحی ساختمان بیمارستان با توجه به اینکه استفاده بی‌وقفه مورد نظر است، علاوه بر توجه به طراحی سازه، حفظ عملکرد اجزای غیرسازه‌ای پس از زلزله نیز بسیار حائز اهمیت می‌باشد. در بیمارستان‌های بلند مرتبه صدمه دیدن نماها، شیشه، جان پناه ها و نظایر آن نیز اهمیت بیشتری می‌یابند.

برای حصول اهداف طرح ساختمان بیمارستان باید اقدامات زیر انجام پذیرد؛

۱- مهندس طراح باید جزئیات مناسب مهارجزء غیرسازه‌ای را تشخیص دهد. رویکرد این دستورالعمل توجه کارفرما و طراح به هر بخشی از اجزاء غیرسازه‌ای و هماهنگی بین تخصص‌های مختلف برای انجام طراحی یکپارچه است.

۲- انتخاب سیستم سازه‌ای

سیستم سازه‌ای ساختمان می‌تواند بر عملکرد لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای و محتویات آن اثر بگذارد. خسارت زلزله بر روی اجزاء غیرسازه‌ای ناشی از دریفت بین طبقه‌ای و شتاب طبقه و یا هر دو می‌باشد و این کمیت‌ها بستگی به پاسخ سازه ساختمان به تکان‌ها و نیروهای وارد از زلزله بر آن دارد.

- سیستم‌های سازه با پاسخ طیف شتاب طبقه‌ای و دریفت بین طبقه‌ای کاهش یافته، کاراترین سیستم جهت دستیابی به عملکرد بالای لرزه‌ای می‌باشند.

متأسفانه دستیابی همزمان به کاهش هر دو کمیت با سیستم‌های متعارف موجود، کاری مشکل و یا حتی غیر عملی است.

با مطالعه مقایسه‌ای عملکرد لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای در سیستم‌های سازه‌ای مختلف، نشان داده شده است که جداسازهای لرزه‌ای بهترین عملکرد را با حاشیه اطمینان زیاد و سیستم‌های با میراگر ویسکوز عملکرد بمراتب بهتری از سیستم‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی دارند، به این دلیل در ساختمان‌هائی که استفاده بی‌وقفه مورد نظر است استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و یا میراگر راهکاری مناسب می‌تواند باشد و در ساختمان‌های بسیاری از جداساز لرزه‌ای استفاده شده است.

- موضوع مهم دیگر اثر اندرکنش اجزاء غیرسازه‌ای در رفتار سازه است. اجزاء غیرسازه‌ای صلب که از سازه جداسازی نشده باشند، از جمله اجزاء غیرسازه‌ای هستند که در رفتار سازه اثر می‌گذارند و می‌توانند باعث خرابی و یا حتی فروریزش ساختمان گردند.

یک نمونه از این دست پدیده ستون‌های کوتاه در سازه‌های بتنی است که می‌تواند بدلیل حضور اجزاء غیرسازه‌ای نظیر دیوارهای آجری کم ارتفاع متصل به ستون‌ها و کاهش طول مؤثر ستون ایجاد شود. این امر می‌تواند ناشی از حضور نرده صلب و یا حتی قاب پنجره‌ای فلزی سنگین نیز رخ دهد. لذا پتانسیل اندرکنش میان سازه و اجزاء غیرسازه‌ای نیز در طراحی سازه ساختمان بیمارستان باید با کنترل هم‌سازی تغییر شکل میان سازه و اجزاء غیرسازه‌ای متصل به آن مورد بررسی قرار گیرد.

۳- کنترل مشخصات تجهیزات

در طراحی بیمارستان‌ها، چون انتظار می‌رود که تجهیزات و تأسیسات در اثر تکان‌های زلزله و نیروهای وارده قابلیت عملکرد خود را حفظ نمایند، لذا علاوه بر طراحی مهار آنها برای حفظ موقعیت تجهیزات باید از قابلیت عملکرد تجهیز نیز اطمینان حاصل شود. تأیید عملکرد هر یک از تجهیزات از طریق انجام آزمایش عملکرد لرزه‌ای میسر است.

۳-۳- تعاریف

۳-۳-۱- اجزای غیرسازه‌ای

اجزای غیرسازه‌ای به اجزائی اطلاق می‌شود که به ساختمان یا سازه آن متصل و یا جزئی از آن محسوب می‌شوند لیکن نقشی در رسیدن سازه به سطح عملکرد مورد نظر تحت بار زلزله مورد نظر ندارند. این اجزاء و اتصالات آنها بسته به نوع رفتار آنها باید تحمل نیروهای وارده ناشی از زلزله یا پذیرش تغییر مکان‌های نسبی حادث در اثر زلزله و یا هر دو ظرفیت را دارا باشند.

اجزاء غیرسازه‌ای در بیمارستان‌ها شامل اجزای معماری، تجهیزات و تأسیسات پزشکی، تأسیسات و تجهیزات مکانیکی و برقی، قفسه‌ها و کابینت‌های بانک خون و داروخانه و ملزومات اداری می‌باشند.

۳-۳-۲- سطوح خطر زلزله و سطوح عملکرد

برای تعیین طیف طرح شتاب سطوح خطر زلزله بصورت زیر تعریف می‌شود::

سطح خطر(۱) : زلزله‌ای که دوره بازگشت آن ۴۷۵ سال پیش بینی می‌شود.

سطح خطر(۲) : زلزله‌ای که دوره بازگشت آن ۲۴۷۵ سال پیش‌بینی می‌شود.

سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای در هنگام زلزله و پس از آن به شرح ذیل تعریف می‌گردند:

سطح عملکرد قابلیت خدمت‌رسانی بی‌وقفه (N-A):

در موقع زلزله و پس از آن؛

۱- اجزای غیرسازه‌ای قابلیت تأمین گردشگاه مطلوب ساختمان را دارند. اگر چه ممکن است دچار خرابی بسیار جزئی شوند.

۲- کلیه سیستم‌های لازم برای بهره‌برداری متعارف قابل بهره‌برداری می‌باشند. اگر چه ترمیم و تعمیر جزئی ممکن است مورد نیاز باشد.

۳- تجهیزات برقی و مکانیکی، تجهیزات وسیستم‌های پزشکی، تجهیزات و سیستم‌های اضطراری و سایر اقلام غیرسازه‌ای عملکرد خود را حفظ نموده‌اند.

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (N-B):

۱- صدمات جزئی در ساختمان ایجاد می‌شود.

۲- راه‌های دسترسی اصلی و سیستم‌های ایمنی مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها، روشنائی، خروج اضطراری، سیستم اعلام و اطفاء حریق قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ کرده‌اند.

۳- شکستن شیشه‌ها و برخی اجزای غیرسازه‌ای رخ می‌دهد.

۴- اگرچه ایمنی سازه‌ای وجود دارد ولی ممکن است بهره‌برداری مختل شود.

۵- تجهیزات برقی و مکانیکی آسیب نمی‌بیند ولی ممکن است برق، آب، گاز و خطوط تلفن قطع شود.

۶- خطر آسیب‌های جانی تهدید کننده زندگی ناشی از اجزاء غیرسازه‌ای کم است.

سطح عملکرد ایمنی جانی(N-C):

۱- به اجزائی غیرسازه‌ای صدمات قابل توجه وارد می‌شود ولی فرو نمی‌ریزند و البته تعمیر آنها پر هزینه است.

۲- راه‌های خروج اضطراری مسدود نمی‌شود و لیکن با آوار سبک اشتغال می‌شود.

۳- امکان آسیب دیدن و از کار افتادن تأسیسات و تجهیزات وجود دارد.

۴- آسیب‌های جانی کم است وخطر جدی برای جان ساکنین بوجود نمی‌آید.

۳-۳-۳- اهداف عملکردی

در اعمال ضوابط لرزه‌ای این دستورالعمل، ساختمان‌های بیمارستانی از نظر اهداف عملکردی به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند:

گروه الف :بیمارستان‌های قطبی و کشوری مطابق با تعاریف نظام خدمات درمانی بستری و تخصصی کشور.

گروه ب :سایر بیمارستان‌های مشمول ضوابط این دستورالعمل.

بسته به نوع ساختمان‌های مشمول این دستورالعمل، سطوح عملکردی زیر به عنوان اهداف عملکردی اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها تحت اثر زلزله منظور می‌شود:

در سطح خطر ۱، اجزاء غیرسازه‌ای تمام ساختمان‌های مورد بحث در این دستورالعمل در محدوده عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه قرار گیرند.

در سطح خطر ۲، برای ساختمان‌های گروه الف، اجزاء غیرسازه‌ای در محدوده عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و برای ساختمان‌های گروه ب، در محدوده عملکردی ایمنی جانی قرار گیرند.

تبصره: هرچند در این دستورالعمل سعی شده است که معیارهای پذیرش عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختمانی تا حد خدمت‌رسانی بی‌وقفه بیان شود، اما تأمین شرایط خدمت‌رسانی بی‌وقفه (N-A) در واقع مستلزم عملکرد تمام سیستم‌ها، تأسیسات و تجهیزات مکانیکی و برقی ساختمان و دستگاه‌های مختلف با شرایط و حساسیت‌های متفاوت در حین وقوع زلزله می‌باشد که موضوعی خارج از حیطه صرف مهندسی سازه می‌باشد و مستلزم دارا بودن ظرفیت عملکردی دستگاه‌ها و سیستم‌ها برای جنبش‌های قوی زلزله نیز است. بنابراین با رعایت مندرجات این دستورالعمل بطورکلی عملکرد اجزای غیرسازه‌ای در حد استفاده بدون وقفه کاملا قابل انتظار است ولی تامین سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه نیازمند ارضای شرایط خاصی برای اجزای غیرسازه‌ای غیر ساختمانی است که ممکن است در همه ساختمان های بیمارستانی مورد نیاز نباشد. لیکن هرگاه چنین عملکردی برای محل و دستگاه خاصی در بیمارستان ضرورت یابد، لازم است مهندس سازه با سازنده تجهیز هماهنگی‌های لازم برای تأمین شرایط وامکانات لازم در تجهیز یا سیستم را برای ادامه کار در جنبش شدید مورد انتظار، به عمل آورد و خود شرایط تکیه گاهی مناسب را

برای تجهیز یا سیستم فراهم سازد. تجهیزاتی که برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه در نظر گرفته می‌شوند باید آزمایش‌های لرزه‌ای لازم را بر اساس استانداردهای معتبر با موفقیت طی کرده باشند.

۳-۴- دامنه کاربرد

دستورالعمل حاضر در ساختمان‌هائی ازمجموعه ساختمان‌های بیمارستان که عملکرد درمان، مراقبت و پشتیبانی پزشکی و تأسیساتی دارند، لازم الاجرا است. در سایر ساختمان‌های بیمارستان شامل بخش‌های اداری، نگهبانی و نظایر آن که بصورت ساختمان مجزا و یا با سازه‌ای جدا شده با درز انقطاع لرزه‌ای از ساختمان اصلی طراحی شده‌اند، باید ضوابط فصل چهارم استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش (۴) رعایت شود.

۳-۵- رده‌بندی رفتاری اجزاء

اجزاء غیرسازه‌ای بسته به ماهیت و نوع رفتار محل نصب و جزئیات اتصال‌شان، بهنگام وقوع زلزله تحت تأثیر شتاب یا تغییر مکان ناشی از زلزله و یا هر دو مشخصه قرار می‌گیرند و به ترتیب به آنها اجزای مقید به شتاب، اجزای مقید به تغییر شکل و یا اجزای مقید به شتاب و تغییر شکل اطلاق می‌شود.

۳-۵-۱-اجزای مقید به شتاب

این رده شامل اجزائی است که با توجه به ماهیت محل و نوع اتصال آنها نیروی‌های اینرسی ناشی از زلزله به آنها وارد می‌شود و خسارات وارد برآن‌ها نیز ناشی از این نیروها می‌باشد. این اجزاء واتصالات آنها باید برای نیروهای لرزه‌ای طبق بند (۳-۹-۲-۱) و (۳-۹-۲-۲) طراحی و کنترل شوند.

برخی از شرایطی که جزء مقید به شتاب می‌شود به شرح زیر است؛

- تکیه‌گاه یا تکیه‌گاه‌های جزء روی یک کف صلب قرار داشته باشد.
- جزء به یک سقف صلب اتصال گیردار داشته باشد. لذا اجزائی که اتصال آنها به سقف از نوع آویزی می‌باشد، متحمل شتاب سقف نگهدارنده‌شان نمی شوند.
- جزء در یک محل با اتصال گیردار به دیوار متصل باشد.

تبصره: چهار پایه یا سه پایه متحرک نگهدارنده وسایل و تجهیزات باید در محل ایستگاهی با دو میله غیر موازی به دیوار یا تخت بیمار متصل شوند.

۳-۵-۲-اجزا مقید به تغییر مکان

این رده شامل اجزائی است که نیروهای وارد بر آنها ناشی از تغییر مکان نسبی تکیه‌گاه‌های متصل شان به سازه می‌باشد و خسارات وارد بر آنها نیز ناشی از این نیروها است. این اجزاء و اتصالات آنها باید طبق بند (۳-۹-۲-۳) طراحی و کنترل شوند.

برخی از شرایطی که جزء مقید به تغییر مکان می‌شود به شرح زیر است؛

- هرگاه تمام تکیه‌گاه‌های جزء روی یک سقف و یا یک کف یک سازه قرار نداشته باشند و یا تکیه‌گاههای جزء متصل به دو ساختمان با سازه مجزا از یکدیگر باشد.
- جزء بیشتر از یک تکیه‌گاه مفصلی یا گیردار به کف یا سقف انعطاف‌پذیر داشته باشد.
- تکیه‌گاه‌های جزء روی دیوار در یک تراز نباشند.

دراین مورد برای مثال می‌توان به طراحی سازه نگهدارنده نمای خشک، که تکیه‌گاه ستونک‌های نگهدارنده نما به تیر هر طبقه متصل می‌شود، اشاره نمود. در چنین حالتی لازمست در طراحی ستونک، تغییر مکان نسبی طبقات سازه اصلی در بارگذاری زلزله، بعنوان یک حالت بارگذاری در نظر گرفته شود تا اثر تغییر طول ستونک واقع بین دو تکیه‌گاه متوالی در طراحی مقطع آن ملحوظ شود.

۳-۵-۳-اجزاء مقید به شتاب و تغییر مکان

این رده شامل اجزائی است که تحت تأثیر نیروهای اینرسی و تغییر شکلهای ناشی از تغییر مکان نسبی تکیه‌گاه‌های خود قرار می‌گیرند و خسارت وارده بر آنها ناشی از نیروها و تغییر شکل‌های وارده می‌باشد. این اجزاء برای نیروهای اینرسی طبق بند (۳-۹-۲-۱) و (۳-۹-۲-۲) و برای تغییر شکل نسبی طبق بند (۳-۹-۲-۳) طراحی و کنترل می‌شوند.

برخی از اجزاء این رده به شرح زیر است؛

- دیوارها و تیغه‌های متصل به کف و سقف یک طبقه
- جزء متصل به کف یا سقف انعطاف‌پذیر با بیشتر از یک تکیه‌گاه
- قطعه متصل کننده لوله و کانال به یک تجهیز یا مخزن

۳-۶-ضریب اهمیت جزء

ضریب اهمیت اجزا غیرسازه‌ای که برای سطح عملکرد ایمنی جانی $I_P = ۱/۰$ و در سطح عملکرد استفاده بدون وقفه $I_P = ۱/۴$ می‌باشد.

۳-۷-ضوابط طراحی اجزاء غیرسازه‌ای، نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال

اجزاء غیرسازه‌ای باید ضوابط این دستورالعمل را اقناع نمایند. در طراحی اجزاء نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها باید مقاومت و انعطاف‌پذیری آنها مدنظر باشد. همچنین اندرکنش عملکردی و فیزیکی اجزاء نیز باید در طراحی ملحوظ شود تا خرابی هر جزء غیرسازه‌ای باعث آسیب دیدن هیچ جزء غیرسازه‌ای دیگری نشود.

۳-۸- مدل‌سازی

اجزای غیرسازه‌ای در مدل ریاضی سازه منظور نمی‌شوند جزء در موارد زیر؛

۳-۸-۱- ساختمان‌های با سیستم باربر جانبی متعارف؛

- در تحلیل‌های خطی؛ چنانچه سختی جانبی اجزاء غیرسازه‌ای، با توجه به جزئیات اتصال آنها به سازه ساختمان از ۲۵٪ جمع سختی جانبی سازه تجاوز نماید، باید تعدادی از آنها را جزو سازه محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کمتر از ۲۵٪ شود.

همچنین در صورتیکه در نظر گرفتن یک جزء غیرسازه‌ای در مدل سبب افزایش نیرو یا تغییر شکل و یا هر دو مشخصه در یک عضو سازه شود، باید آن جزء بعنوان یک عضو سازه‌ای در مدل منظور شود.

- در تحلیل‌های غیرخطی؛ هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیرسازه‌ای بیشتر از ۱۰٪ سختی جانبی کل در هر طبقه باشد، باید اثرآنها در مدل ریاضی سازه در نظر گرفته شود.

۳-۸-۲- ساختمان‌های دارای سیستم جداساز لرزه‌ای

در ساختمان‌های دارای جداساز لرزه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای که در تراز سیستم جداساز و یا در سازه فوقانی قرار دارند باید ضوابط بند (۳-۸-۲-۱) را برآورده سازند.

اجزاء غیرسازه‌ای که فصل مشترک جداسازها و سازه را قطع می‌کنند باید ضوابط بند (۳-۸-۲-۲) را برآورده کنند.

۳-۸-۲-۱-

اجزاء غیرسازه‌ای که در تراز سیستم جداساز و یا در سازه فوقانی قرار دارند باید برای تحمل نیروی جانبی یا تغییر مکان نسبی و یا هر دو مشخصه تحت حداکثر پاسخ دینامیکی محل (محل‌های) تکیه‌گاهی آنها طراحی شوند.

۳-۸-۲-۲-

اجزاء غیرسازه‌ای که از تراز سیستم جدا ساز عبور می‌کنند باید برای تحمل حداکثر تغییر مکان‌های افقی و قائم سیستم جداساز طراحی شوند. این اجزاء نباید قیدی برای تغییر مکان ساختمان جداسازی شده بوجود آورند و یا محدودیتی در تأمین عملکرد مورد نظر ساختمان تحت زلزله طرح ایجاد نمایند.

۳-۹- روش‌های طراحی

طراحی اجزای غیرسازه‌ای و اتصالات آنها به دو روش زیر انجام می‌پذیرد.

۱-روش تجویزی

۲- روش تحلیلی

۳-۹-۱- روش تجویزی

استفاده از این روش زمانی مجاز است که جزء یا اجزای غیرسازه‌ای توسط سازندگان معتبر و آشنا به مسائل لرزه‌ای طبق ضوابط فنی برای سطح (سطح‌های) خطر مورد نظر طراحی و ساخته شده و معیارهای کنترلی مربوطه را ارضاء

نموده باشد و یا تحت آزمایش میز لرزه با شتاب‌های مورد نظر قرار گرفته و توسط مرجع ذیصلاح نتایج در زلزله(های) طرح برای عملکرد(های) مورد نظر به تأیید رسیده باشد.

۳-۹-۲- روش تحلیلی

روش تحلیلی باید براساس رده‌بندی رفتاری اجزاء طبق بندهای (۳-۹-۲-۱) یا (۳-۹-۲-۲) به شرح زیر انجام پذیرد.

۱- اگر رده‌بندی رفتاری جزء حساس به شتاب باشد، بسته به سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای، نیروهای طراحی باید طبق بندهای (۳-۹-۲-۱) و (۳-۹-۲-۲) محاسبه شود.

۲- اگر رده‌بندی رفتاری جزء حساس به تغییر شکل باشد، نسبت‌های تغییر مکان نسبی باید طبق بند (۳-۹-۲-۳) محاسبه شود.

۳-۹-۲-۱- نیروی افقی لرزه‌ای

الف- سطح عملکرد ایمنی جانی

نیروی لرزه‌ای از رابطه (۳-۱) محاسبه می‌شود.

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_{xs} I_P W_P \left[1 + \frac{2X}{h}\right]}{R_P} \qquad (۳-۱)$$

نیروی F_P محاسبه‌شده از رابطه (۳-۱) نباید بیشتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۳-۲) و کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۳-۳) باشد.

$$F_{P(max)} = 1.6\, S_{XS} \mathrm{I_P} W_P \qquad (۳-۲)$$

$$F_{P\,(\min)} = 0.3 S_{xs} I_P W_P \qquad (۳-۳)$$

در روابط فوق:

F_P: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال و براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

S_{xs}: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر موردنظر

$\mathrm{a_p}$: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۳-۱) یا (۳-۲)

X: ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

h: ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه ساختمان.

$\mathrm{R_P}$: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۳-۱) یا (۳-۲).

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر با ۱/۰ می‌باشد.

W_P: وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری.

ب- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه

نیروی لرزه‌ای طرح برای اجزای غیرسازه‌ای در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه باید با در نظر گرفتن رفتار دینامیکی سازه و جزء غیرسازه‌ای تعیین شود. زمان تناوب اصلی ارتعاش جزء غیرسازه‌ای (T_P) در هر امتداد از رابطه (۳-۴) محاسبه می‌شود.

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۳-۴)$$

در این رابطه:

T_p: زمان تناوب اصلی جزء

W_p: وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری

g: شتاب ثقل

K_p: سختی تکیه‌گاه جزء (سختی مهاربند و اتصالات براساس اعمال بار واحد در مرکز جرم جزء مورد نظر)

نیروی طراحی لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$F_p = \frac{I_p a_p A_x W_p}{R_p} \qquad (۳-۵)$$

در این رابطه:

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه برابر با ۱/۴ می‌باشد.

a_p: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۳-۱) یا (۳-۲)

R_P: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۳-۱) یا (۳-۲).

A_x: شتاب طبقه در تراز X براساس تحلیل دینامیکی خطی ساختمان. به جای استفاده از تحلیل دینامیکی خطی می‌توان مقدار A_x را با استفاده از معادله (۳-۶) تعیین نمود.

$$A_x = 0.4 S_{xs}\left(1+\frac{2x}{h}\right) \qquad (۳-۶)$$

در این رابطه:

h: میانگین ارتفاع تراز بام سازه نسبت به تراز پایه

x: ارتفاع تراز مرکز جرم جزء مورد بررسی نسبت به تراز پایه

۳-۹-۲-۲- نیروی قائم لرزه‌ای

نیروی قائم لرزه‌ای طبق رابطه (۳-۷) محاسبه می‌شود.

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_p S_{xs} I_P W_P}{R_P} \quad (۳-۷)$$

F_{PV} محاسبه‌شده از رابطه (۳-۷) نباید بیشتر از مقدار محاسبه شده طبق رابطه (۲-۸) و کمتر از مقدار محاسبه شده طبق رابطه (۳-۹) باشد.

$$F_{PV(max)} = \mp\frac{2}{3} F_p \quad (۳-۸)$$

$$F_{PV(min)} = \pm 0.2 S_{xs} I_P W_P \quad (۳-۹)$$

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۱ و برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه برابر با ۱/۴ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۹-۲-۳- محاسبه تغییرشکل

مقادیر تغییرمکان نسبی (D_P) و نسبت‌های تغییرمکان نسبی (D_r) باید براساس روابط این بند محاسبه شوند. اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه واقع در ترازهای X و Y در یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای را به هم متصل نماید باید از رابطه (۳-۱۰) و اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه هم تراز در دو ساختمان یا سیستم سازه‌ای مستقل را به هم وصل نماید باید از رابطه (۳-۱۱) استفاده شود.

$$D_r = \frac{\delta_{XA} - \delta_{YA}}{X - Y} \quad (۳-۱۰)$$

$$D_P = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (۳-۱۱)$$

در این روابط :

D_P: تغییرمکان نسبی لرزه‌ای.

D_r: نسبت تغییرمکان نسبی.

X: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (ترازX) نسبت به تراز پایه.

Y: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز Y) نسبت به تراز پایه.

δ_{XA}: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز X

δ_{YA}: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز Y

δ_{XB}: تغییرمکان جانبی ساختمان B در تراز X

تاثیرات تغییرمکان‌های نسبی لرزه‌ای باید در ترکیب با تغییرمکان‌های ناشی از دیگر بارها به صورت مناسب درنظرگرفته شوند. تغییر مکان جانبی ساختمان در زلزله از تحلیل سازه بر اساس عملکرد مذکور در فصل اول این نشریه به‌دست می‌آید.

۳-۹-۲-۴- روش‌های دیگر

به‌کارگیری سایر روش‌های معتبر برای تعیین حداکثر شتاب ساختمان در تکیه‌گاه هریک از اجزا و حداکثر نسبت‌های تغییرمکان نسبی و یا تغییرمکان‌های نسبی بین دو تکیه‌گاه هر یک از اجزا مجاز می‌باشد.

همچنین در صورتی‌که در طراحی از نیروی زلزله تراز روش مقاومت مجاز استفاده شود، درترکیبات بار شامل بار زلزله نیروی حاصل از روابط (۳-۱) تا (۳-۹) در ضریب ۰/۷ باید ضرب شود. در هر روش بکار رفته جزء مورد نظر باید تغییرمکان نسبی بند (۳-۹-۲-۳) را پذیرا باشد.

۳-۱۰- ترکیبات بارگذاری

بسته به روش طراحی، ترکیبات بارگذاری و ضرایب بار طبق مقررات مربوطه می‌باشد.

۳-۱۱- معیارهای کنترل

معیارهای کنترل طراحی به شرح زیر است؛

- کنترل لغزش (ضریب اطمینان برابر با ۱/۵ می‌باشد.)
- کنترل واژگونی (ضریب اطمینان برابر با ۱/۵ می‌باشد.)
- کنترل مقاومت
- کنترل تغییر شکل / تغییر زاویه
- کنترل میزان جابجائی / جابجائی نسبی
- کنترل ارتعاش (در تجهیزات حساس به میزان ارتعاش)

جدول۳-۱- ضرایب لرزه‌ای اجزای معماری، دیوارهای غیر باربر و راه‌پله‌ها بر اساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم		لرزه‌خیزی متوسط		لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد		رده‌بندی رفتاری	روش طراحی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p[5]	ضریب اصلاح پاسخ R_p[6]
		ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
الف- اجزا معماری											
۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی (۳-۱۲-۱)	مصالح بنایی غیرمسلح	-	+	+	+	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
	انواع دیگر	-	+	+	+	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲/۵

۲- سفت‌کاری دیوارهای داخلی	سبک	–	–	–	+	+	+	–	–	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲٫۵
	سنگین	–	+	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱٫۵
۳- نمای خارجی	چسبانده شده	–	–	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱٫۵
	دوخته شده	–	–	–	+	+	–	–	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲٫۵
	پانل‌های پیش‌ساخته	–	+	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲ ۳
	آجر شیشه‌ای	–	+	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۲٫۵
	نمای شیشه‌ای	–	+	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲٫۵
	ادوات اتصال	–	+	+	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تغییرمکانی	۱/۲۵	۱٫۰
۴- نازک‌کاری داخلی دیوارها	گچ و خاک و رابیتس	–	–	–	–	–	–	–	–	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۱٫۵
	سنگ	–	–	–	+	+	+	–	–	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱٫۵
	چوب	–	–	–	–	–	–	+	+	ش/ ت	نیرویی-	۱	۱٫۵

									تغییرمکانی		
	آینه	–	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۲
	کاشی و سرامیک	–	–	–	–	–	–	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۱/۵

ادامه جدول ۳-۱: ضرایب لرزه‌ای اجزای معماری، دیوارهای غیر باربر و راه‌پله‌ها بر اساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم		لرزه‌خیزی متوسط		لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد		رده‌بندی رفتاری	روش طراحی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p[5]	ضریب اصلاح پاسخ R_p[6]
		ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
۵- سقف‌های کاذب	شبکه‌های متصل به سازه اصلی	–	–	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۱/۵
	گچ و خاک و رابیتس	–	–	–	–	–	–	ش	نیرویی	۱	۱/۵
	پانل‌های سبک	–	–	– ۱	+	+	+	ش ۴	نیرویی	۱	۲/۵
	سنگین	–	+	+	+	+	+	ش ۴	نیرویی	۱	۱/۵
۶- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره‌ای	مهار از بالا	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۲/۵[7]
	مهار از پایین									۲/۵	
۷- دودکش‌های ساختمانی[4]	مهار از بالا	–	–	–	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۲/۵[7]
	مهار از پایین									۲/۵	
۸- راه‌پله‌ها (بند ۳-۱۲-۱۱)	دست‌انداز ها	–	–	–	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳

	دال پله طاق‌ضربی	–	+	+	+	+	+	ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳
	سایر انواع دال پله	–	–	–	–	+	+	ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳

راهنمای جدول:

+ : طراحی به روش تحلیلی مذکور در بند (۳-۹-۲) ضرورت دارد.

- : طراحی به روش تحلیلی ضرورت ندارد.

ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.

ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.

۱- در صورتی‌که وزن پانل‌ها بیش از ۱۰ کیلوگرم بر مترمربع بوده و یا هدف بهسازی ویژه مدنظر باشد بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی باید منظور شود.

۲- این مقدار در صورتی‌که جزء متصل شده با مصالح شکل‌پذیر طراحی و ساخته شده باشد به‌کار می‌رود وگرنه باید مقدار ۱٫۵ به‌کار رود.

۳- آن قسمت از دودکش که بالاتر از تراز بام قرار بگیرد موردنظر می‌باشد. بخش داخلی دودکش مطابق با سفت‌کاری دیوارهای داخلی سنگین یا دیوارهای خارجی، بسته به مورد بررسی شود.

۴- در مواردی که بین سقف کاذب و دیوارها اتصال وجود دارد سقف کاذب حساس به تغییرشکل قلمداد می‌شود

۵- مقدار کم‌تری برای a_p می‌تواند بر اساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هرحال مقدار آن نباید کم‌تر از ۱ باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تامین شده باشد مقدار a_p برای نیمه میانی دهانه برابر ۲٫۰ درنظرگرفته می‌شود. مقدار $a_p = ۱$ عموما برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب نیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار $a_p = ۲/۵$ برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.

۶- اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجا کارگذاشته شده کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تامین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقادیر R_p بزرگتر از ۱٫۵ برابر با ۱٫۵ درنظرگرفته شود.

۷- مقادیر R_p برای اتصالات نباید از ۱٫۵ بیشتر اختیار شود، مگر آنکه مولفه‌های مهاری از فولاد شکل‌پذیر باشد که در این صورت می‌توان مقدار آن را ۲٫۵ اختیار کرد.

جدول ۳-۲- ضرایب لرزه اجزای مکانیکی– برقی و تجهیزات داخلی بر اساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم		لرزه‌خیزی متوسط		لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد		رده‌بندی رفتاری	روش طراحی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p[5]	ضریب اصلاح پاسخ R_p[6]
		ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
الف- اجزای مکانیکی											
۱-تجهیزات مکانیکی	برج خنک‌کن، مهار شده در تراز بالاتر از مرکز ثقل خود	+	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	برج خنک‌کن، مهار شده در تراز پایین‌تر از مرکز ثقل خود	+	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۲٫۵	۳
	دستگاه‌های مرکزی مانند دیگ‌ها، کوره‌ها، پمپ‌ها، چیلرها و غیره	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	ملحقات مانند رادیاتورها، فن کویل‌ها و غیره	–	–	–	–	–	+	ش	نیرویی	۱	۳
	تجهیزات مکانیکی با جداساز ارتعاشی	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۲٫۵	۲
۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها	تحت فشار و پایه‌دار	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تجویزی	۲٫۵	۲٫۵
	تحت فشار و بدون پایه	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۲٫۵
	فشار اتمسفری	–	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۲٫۵

۳- لوله‌ها	محتوی مواد خطرناک	+	+	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۲/۵	۱
	تحت فشار	-	-	-	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییر مکانی- تجویزی	۲/۵	۶
	بدون فشار	-	-	-	-	-	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۲/۵	۶
	کانال‌کشی	-	-	+	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی -	۲/۵	۶
	فاضلاب	—	—	—	—	—	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی -	۱	۲/۵
ب- اجزای برقی و مخابراتی											
۱- تجهیزات برقی و مخابراتی	از هر نوع	-	-	- [۱]	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
۲- لوله و سیم‌کشی و کابل‌کشی و سینی کابل	از هر نوع	-	-	- [۲]	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییر مکانی- تجویزی	۱	۳
۳- چراغ‌ها و اجزای روشنایی	توکار و روکار	-	-	-	-	-	-	ش	تجویزی	۱	۱/۵
	لوسترها و چلچراغ‌ها	-	-	- [۳]	+	+	+	ش	نیرویی- تجویزی	۱	۱/۵
	سیستم‌های نورپردازی	-	+	+	+	+	+	ش	تجویزی	۱	۱/۵

ادامه جدول۳- ۲- ضرایب لرزه‌ای اجزای مکانیکی– برقی و تجهیزات داخلی بر اساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم		لرزه‌خیزی متوسط		لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد		رده‌بندی رفتاری	روش طراحی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p [5]	ضریب اصلاح پاسخ R_p [6]
		ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
پ- تجهیزات داخلی											
۱- قفسه‌ها	مواد خطرناک	-	-	+	+	+	+	ش	نیرویی تجویزی	۲/۵	۱
	تجهیزات مخابراتی و رایانه‌ای	-	+	-	+	+	+	ش	نیرویی- تجویزی	۲/۵	۶
	قفسه کتاب‌ها	-	-	-	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	سایر مواد	-	-	-	+	+[4]	+	ش	نیرویی- تجویزی	۲/۵	۴
۲- کف‌های کاذب	از هر نوع	-	-	-	+	-	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۳
۳- آسانسورها	از هر نوع	-	-	-	+	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۳
۴- پله‌های برقی و نقاله‌ها	از هر نوع	-	-	-	-	-	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۲/۵	۳

راهنمای جدول:

+ : طراحی به روش تحلیلی مذکور در بند (۳-۹-۲) ضرورت دارد.

- : طراحی به روش تحلیلی ضرورت ندارد.

ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.

ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.

۱-طراحی به روش تحلیلی در سطح عملکرد ایمنی جانی در موارد زیر ضروری است:

- ارتفاع تجهیزات ۱۸۰ سانتی‌متر یا بیش‌تر باشد.
- وزن تجهیزات بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد.
- تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشند.

۲-طراحی به روش تحلیلی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشد ضروری است.

۳-طراحی به روش تحلیلی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که وزن متصل به هر اتصال بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد ضروری است.

۴-طراحی به روش تحلیلی در قفسه‌بندی‌های موجود در فضاهایی که به ندرت افراد در آن‌ها حضور دارند ضروری نیست.

۵-مقدار کم‌تری برای a_p می‌تواند براساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هر حال مقدار آن نباید کم‌تر از ۱ باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تأمین شده باشد مقدار a_p برای نیمه میانی دهانه برابر ۲/۰ درنظرگرفته می‌شود. مقدار $a_p = ۱$ عموما برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب نیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار $a_p = ۲/۵$ برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.

۶-اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجا کار گذاشته شده کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تامین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیر شکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقادیر R_p بزرگتر از ۱/۵ برابر با ۱/۵ در نظر گرفته شود.

۳-۱۲- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در این بخش ابتدا در مورد تمام اجزا تعریف و محدوده کاربرد و سپس نوع رفتار مشخص گردیده و سپس معیارهای پذیرش براساس سطوح عملکرد مختلف تعیین شده است. جزء یا اتصال آن تحت اثر نیروهای اینرسی برون صفحه‌ای و بسته به مورد، سیستم سازه‌ای نگهدارنده جزء برای تغییرشکل باید کنترل شود.

۳-۱۲-۱-سفت‌کاری دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها (میانقاب‌ها)

۳-۱۲-۱-۱-تعریف و محدوده کاربرد

ضوابط این بند قابل کاربرد در مورد سفت کاری دیوارهای خارجی و داخلی با مصالح بنائی، اعم از آجرفشاری، آجر سفال، بلوک‌های سیمانی یا گچی است که با انواع ملات ساخته شده باشند.

۳-۱۲-۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی

دردیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها، بدلیل ماهیت وجودی شان، نوع اتصال آنها به اعضاء سازه پیرامونی باید با انجام بررسی لازم تعیین شود تا رفتار سازه در زلزله با آنچه در مدل‌سازی و محاسبات فرض گردیده تطبیق قابل قبول داشته باشد و همچنین در حین زلزله، نیروهای اضافی پیش‌بینی نشده به دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها نیز وارد نشود.

این اجزاء مانند هر جزء غیرسازه‌ای دیگر در زلزله تحت تأثیر دو مولفه افقی و یک مولفه قائم رفت و برگشتی ناشی از زلزله قرار می‌گیرند و لذا جزء و اتصالات آن به سازه باید برای نیروهای وارده طراحی شوند.

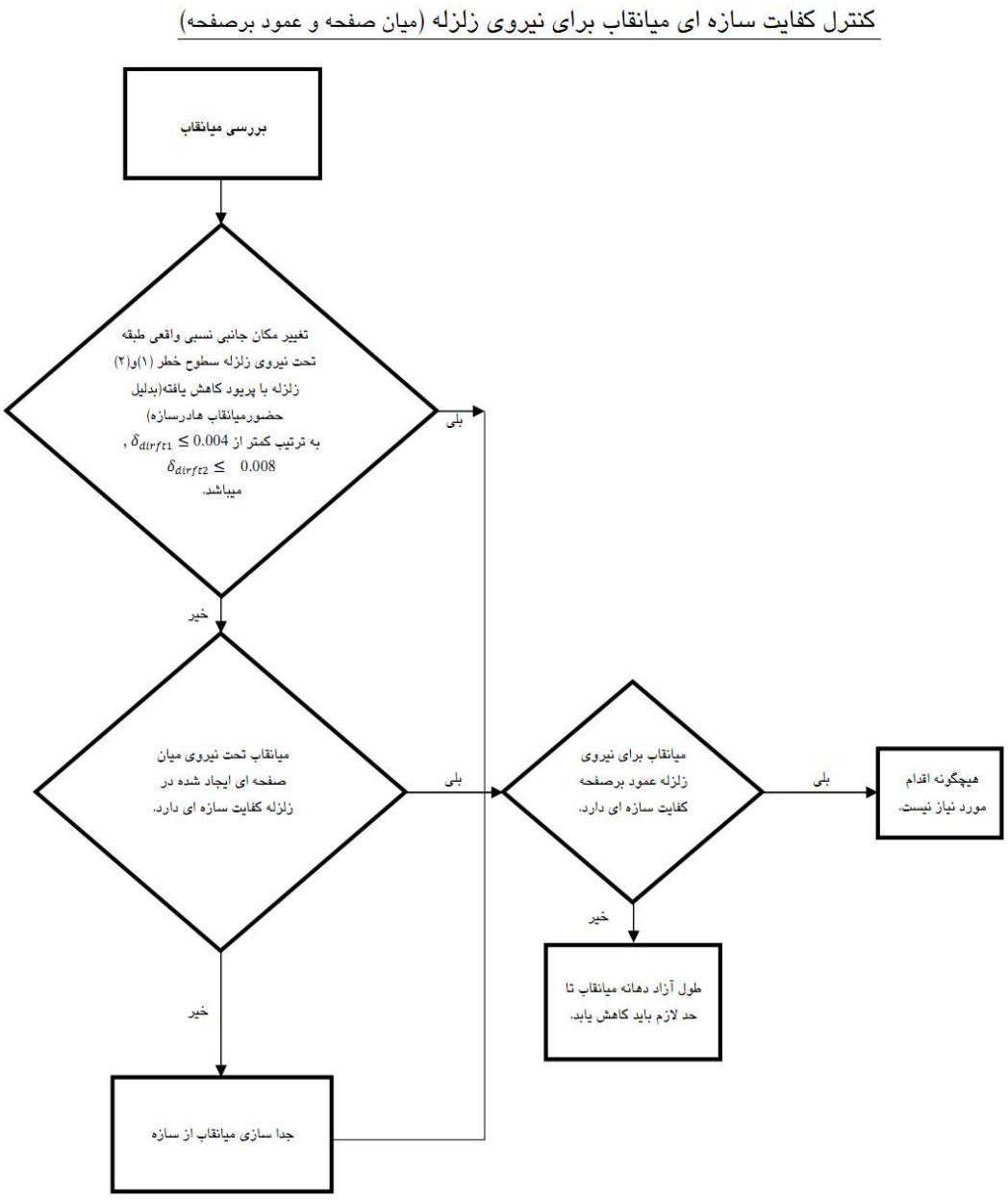
در صورتیکه دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها به قاب ساختمان (سازه) متصل باشند، در رفتار لرزه‌ای ساختمان اثر می‌گذارند و نیروهای میان صفحه‌ای در آنها ایجاد می‌شود.

در صورتی‌که شرایط بند (۳-۸-۱) وجود داشته باشد، لازمست این اجزاء در مدل ریاضی سازه ملحوظ شوند و کفایت سازه‌ای آنها برای نیروهای داخل صفحه و همچنین نیروهای زلزله عمود بر صفحه و قائم برای معیارهای پذیرش کنترل شود.

در قاب‌های مهاربندی شده و یا با دیوارهای برشی، با توجه به اینکه معمولاً سختی میانقاب‌ها نسبت به سختی سیستم باربر جانبی اصلی ناچیز است، نیروهای میان صفحه‌ای قابل ملاحظه‌ای در میانقاب‌ها ایجاد نمی‌شود و در صورتیکه تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه در زلزله سطح خطر ۱ مساوی و یا کمتر از ۰/۰۰۴ و در سطح خطر ۲ مساوی و یا کمتر از ۰/۰۰۸ باشد، نیازی به جداسازی میانقاب از سازه نیست و صرفاً کفایت سازه‌ای آنها باید برای مؤلفه‌های عمود بر صفحه و قائم زلزله کنترل شود.

مراحل بررسی میانقاب‌ها در برابر نیروی ناشی از زلزله در شکل (۳-۱) نشان داده شده است.

تبصره: تیغه‌های سبک باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای محاسبه شده و طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه حداکثر باید به ۰/۰۱ و در عملکرد ایمنی جانی به ۰/۰۱۵ محدود شود.



شکل ۳-۱- مراحل کنترل کفایت سازه‌ای میانقاب در برابر نیروی ناشی از زلزله

۳-۱۲-۲- نمای خارجی

۳-۱۲-۲-۱- نمای چسبانده‌شده

۳-۱۲-۲-۱-۱-تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نوع نما می‌تواند روی مصالح بنایی، بتن، اندود سیمان، یا به قاب سازه‌ای با کمک چسب یا دیگر موارد مشابه نگه‌داشته شود. چند نوع معمول این نوع نما عبارتند از:

۱- کاشی، آجر و سنگ با ضخامت متعارف ۲/۵ سانتی‌متر؛

۲- موزاییک‌های شیشه‌ای با اندازه‌های متعارف ۵×۵×۱ سانتی‌متر؛

۳- قطعات سرامیکی؛

۴- اندودخارجی .

۳-۱۲-۲-۱-۲-رفتار جزء و روش طراحی

مصالح و اجزای چسبانده شده، حساس به تغییرشکل محسوب می‌شود و باید معیار پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۲-۱-۳) را ارضاء نماید.

۳-۱۲-۲-۱-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۳-۱۲-۲-۲- نمای دوخته‌شده

۳-۱۲-۲-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل آجرکاری یا سنگ‌کاری می‌شود که به صورت مکانیکی به سازه نگهدارنده متصل می‌شوند. سه نوع متداول این نما عبارتند از:

۱- آجرکاری و سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ سانتی‌متر.

۲- سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ تا ۲۵ سانتی‌متر.

۳- قواره‌های سنگی بزرگ با ضخامت اسمی متعارف ۵ سانتی‌متر.

تمهیدات این بخش برای قطعاتی که در ارتفاع حداقل ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف مجاور قرار گرفته‌اند الزامی هستند.

۳-۱۲-۲-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های طراحی

نمای دوخته شده، حساس به تغییرشکل و شتاب، محسوب می‌شود و باید معیارهای پذیرش مطابق بند (۲-۱۲-۲-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۲-۲-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ است.

۳-۱۲-۲-۳- نمای آجر شیشه‌ای

۳-۱۲-۲-۳-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل آجرهای شیشه‌ای بوده که با مقاومت ذاتی خود می‌توانند بارهای قائم استاتیکی را تحمل نمایند. اجزای این نما توسط ملات به یکدیگر متصل بوده و از سازه پیرامون خود جدا می‌باشند.

۳-۱۲-۲-۳-۲- رفتار جزء و روش‌های طراحی

نمای آجر شیشه‌ای حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شود.

طراحی دیوارهای مجزای کمتر از ۱۳/۵ مترمربع یا با ابعاد حداکثر ۴/۵ متر در هر یک از امتدادها با استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) مجاز می‌باشد. برای دیوارهای بزرگتر از این ابعاد، باید از روش تحلیلی استفاده شود.

۳-۱۲-۲-۳-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: نمای آجرهای شیشه‌ای متشکل از آجر شیشه‌ای و قاب پیرامون آنها، باید قادر به تحمل هر دو نیروی درون صفحه و برون صفحه لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باید حداکثر برابر ۰/۰۲ باشد.

۲-سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: نمای آجرهای شیشه‌ای متشکل از آجر شیشه‌ای و قاب پیرامون آنها، باید قادر به تحمل هر دو نیروی درون صفحه و برون صفحه لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باید حداکثر برابر با ۰/۰۱ باشد.

۳-۱۲-۲-۴- پانل‌های پیش‌ساخته

۳-۱۲-۲-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل پانل‌های پیش‌ساخته‌ای است که با مقاومت سازه‌ای مناسب ذاتی خودشان می‌توانند نیروهای باد و زلزله و دیگر نیروها را تحمل نمایند. این قطعات معمولاً در پیرامون خود به عناصر سازه اصلی متصل می‌شوند. چند نوع معمول این پانل‌ها عبارتند از:

۱- پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، و پانل‌های بتنی با نمای سنگی متصل به آن.

۲- پانل‌های با نمای فلزی.

۳- پانل‌های با پشت بندهای فلزی (قاب فلزی) با نمای عایق در برابر نفوذ آب، یا سنگی دوخته شده به آن.

۳-۱۲-۲-۴-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

پانل‌های پیش‌ساخته، حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش مطابق بند (۳-۱۲-۲-۴-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۲-۴-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای درون‌صفحه‌ای و برون‌صفحه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۳-۱۲-۲-۵- نمای شیشه‌ای

۳-۱۲-۲-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نوع نما از جنس شیشه بوده و شامل انواع زیر می‌باشد:

۱- دیوارهای شیشه‌ای که خارج از لبه دال‌های سازه‌ای طبقات اجرا می‌شوند.

۲- پوشش‌های شیشه‌ای که مابین کف سازه‌ای طبقات قرار گرفته و به آن‌ها متصل می‌شوند.

۳- دیوارهای شیشه‌ای که در آن‌ها از مواد سیلیکونی برای درزبندی شیشه در بازشو و همچنین انتقال بارها از شیشه به قاب پیرامونی استفاده می‌شود.

۳-۱۲-۲-۵-۲-رفتار جزء و روش طراحی

نماهای شیشه‌ای، حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۲-۵-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۲-۵-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: دیوارهای شیشه‌ای و قاب تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند.

اجزایی از این سیستم باید یکی از معیارهای زیر را برآورده سازند.

۱-۱- جزء شیشه‌ای باید از قاب دارای فاصله کافی جهت تحمل تغییر مکان نسبی لرزه‌ای، D_c، مطابق رابطه (۳-۱۲) باشد.

$$D_c \geq 1.25 D_P \qquad (۱۲-۳)$$

$$D_c = 2c_1\left(1+\frac{h_P c_2}{b_P c_1}\right)$$

که در آن:

h_p: ارتفاع شیشه مستطیلی

b_p: عرض شیشه مستطیلی

c_1: فاصله بین لبه‌های قائم شیشه و قاب

c_2: فاصله بین لبه‌های افقی شیشه و قاب

D_P: تغییر شکل لرزه‌ای نسبی که عضو باید با آن سازگاری داشته باشد. مقدار این پارامتر براساس رابطه (۳-۱۱) و ارتفاع جزء شیشه‌ای تعیین می‌شود.

۱-۲- جزء شیشه‌ای باید تغییر شکل نسبی حاصل از رابطه (۳-۱۳) را برآورده کند:

$$\Delta_f \geq \max(1.25 D_P, 13mm) \qquad (۱۳-۳)$$

Δ_f تغییرمکان لرزه‌ای نسبی که باعث پرتاب شدن شیشه از قاب شود. این تغییر مکان باید با استفاده از روش تحلیلی معتبر تعیین شود.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: دیوارهای شیشه‌ای خارجی و قاب تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد.

اجزای این سیستم که یکی از معیارهای زیر را برآورده سازند نیاز به طراحی در این سطح عملکرد ندارند.

۲-۱- جزء شیشه‌ای باید از قاب دارای فاصله کافی جهت تحمل تغییرمکان نسبی لرزه‌ای مطابق رابطه (۳-۱۲) باشد.

۲-۲- جزء شیشه‌ای که تغییر شکل نسبی حاصل از رابطه (۳-۱۴) را برآورده کند:

$$\Delta_f \geq \max(1.5 \times 1.25 D_P, 13mm) \quad (۱۴-۳)$$

۳-۱۲-۳-نازک‌کاری دیوارهای داخلی

۳-۱۲-۳-۱-گچ و خاک

گچ و خاک معمولاً به علت خاصیت چسبندگی بالا به سفت‌کاری دیوارهای داخلی متصل می‌شوند. لذا بررسی رفتار جزء و روش‌های بهسازی و همچنین معیارهای پذیرش مستقل نداشته و می‌توانند با سفت‌کاری دیوارهای داخلی تواماً بررسی شوند.

۳-۱۲-۴- سنگ

۳-۱۲-۴-۱-تعریف و محدوده کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف طبقه واقع شده‌اند.

۳-۱۲-۴-۲- رفتار جزء و روش طراحی

نماهای داخلی، حساس به تغییرشکل، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۴-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۴-۳-معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم جدول (۳-۲) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) برابر با حداکثر ۰/۰۱ است.

۳-۱۲-۵-چوب

۳-۱۲-۵-۱-تعریف و محدوده‌ی کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متری کف طبقه واقع شده‌اند.

۳-۱۲-۵-۲- رفتار جزء و روش طراحی

نماهای چوبی دیوارهای داخلی، حساس به تغییرشکل، محسوب می‌شود. و باید ضوابط بند (۳-۱۲-۵-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۵-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: این نماها برای سطح عملکرد ایمنی جانی نیازی به طراحی به روش تحلیلی ندارند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: وسایل نگهدارنده نما در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر ۰/۰۱ می‌باشد.

۳-۱۲-۶- آینه

۳-۱۲-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متری کف طبقه واقع شده‌اند.

۳-۱۲-۶-۲-رفتار جزء و روش طراحی

نماهای دیوارهای داخلی آینه‌کاری‌شده، حساس به تغییرشکل، محسوب می‌شود و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۶-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۶-۳-معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۳-۱۲-۷- کاشی و سرامیک

۳-۱۲-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد

بررسی رفتار جزء و همچنین معیارهای پذیرش برای این نوع نما به صورت مستقل ضرورت نداشته و می‌تواند به همراه سفت‌کاری دیوارهای داخلی بررسی شود.

۳-۱۲-۸- سقف‌های کاذب

۳-۱۲-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد

سقف‌های کاذب شامل قسمت‌های افقی یا شیب‌دار می‌باشند که متصل به سازه و یا آویخته به آن هستند و یا توسط سازه مستقلی نگهداری می‌شوند. سقف‌های کاذب به صورت زیر دسته‌بندی می‌شوند.

الف: پوشش گچ و خاک و رابیتس؛

ب: پوشش با پانل‌های سبک؛

پ: پوشش با پانل‌های سنگین.

تبصره: استفاده از سقف‌های کاذب شیشه‌ای بدون تمهیدات خاص مجاز نمی‌باشد.

۳-۱۲-۸-۲-رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سقف‌های کاذب، حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۸-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۸-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. همچنین سقف‌های کاذب باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. همچنین سقف‌های کاذب باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باشند.

۳-۱۲-۹- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره‌ای

۳-۱۲-۹-۱-تعریف و محدوده کاربرد

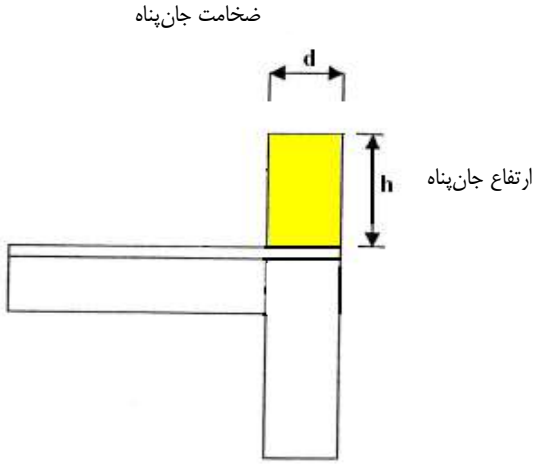
جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها اجزائی هستند که نسبت به بام ساختمان یا نمای آن بیرون زده‌اند. جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها فقط در موارد زیر نیاز به طراحی به روش تحلیلی دارند:

۱- جان‌پناه‌های بنایی غیرمسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۱/۵(شکل ۳-۱).

۲- جان‌پناه‌های بنایی مسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۳/۰ (شکل ۳-۱).

۳- سایه‌بان‌های ساخته شده از سنگ، یا آجر، مگر اینکه با یک سازه فولادی یا بتنی مسلح نگهداری‌شده باشند.

۴- سایه‌بان‌های دارای قاب بدون تمهیدات لازم جهت مقاومت دربرابر بار جانبی.



شکل۳-۲- نسبت ابعادی جان‌پناه

۳-۱۲-۹-۲- رفتار جزء و روش طراحی

جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۹-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۹-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند.

۳-۱۲-۱۰- دودکش‌های ساختمانی

۳-۱۲-۱۰-۱- تعریف و محدوده کاربرد

دودکش‌ها که به صورت طره‌ای بر بام ساختمان‌ها قرار می‌گیرند باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند. دودکش‌های ساخته شده از ورق نازک گالوانیزه نیاز به طراحی به روش تحلیلی ندارند.

۳-۱۲-۱۰- ۲- رفتار جزء و روش‌های طراحی

دودکش‌ها، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۲-۱۰-۳) این اجزاء را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۱۰-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند.

۳-۱۲-۱۱- راه‌پله‌ها

۳-۱۲-۱۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

راه‌پله‌ها شامل کلیه اجزای تشکیل دهنده راه عبور بین دو طبقه می‌باشند. دست اندازها، درها و پنجره‌ها و بخش‌های ضد آتش مربوطه نیز جزیی از راه‌پله‌ها محسوب می‌شوند.

۳-۱۲-۱۱-۲-رفتار جزء و روش طراحی

هریک از اجزای راه پله براساس رفتار حاکم آن‌ها حساس به شتاب یا تغییر شکل، محسوب می‌شوند. اجزایی که به کف‌های مجاور یا متوالی یا به قاب طبقه متصل هستند حساس به تغییرشکل محسوب می‌شوند. دیگر اجزای راه پله حساس به شتاب محسوب می‌گردند.

راه‌پله‌ها باید ضوابط بند (۳-۱۲-۱۱-۳) را ارضاء نمایند.

۳-۱۲-۱۱-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. همچنین راه‌پله‌ها باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۲) باشند. همچنین راه‌پله‌ها باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) باشند.

۳-۱۳-اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در این بخش ابتدا تعریف اجزا و محدوده کاربرد و سپس نوع رفتار و روش طراحی آنها مشخص گردیده و سپس معیارهای پذیرش براساس سطوح عملکرد مختلف ارائه شده است. علاوه برآن در اجزای حساس به تغییرشکل، کنترل سیستم سازه‌ای نگهدارنده جزء نیز برای تغییرشکل ضرورت دارد.

۳-۱۳-۱-تجهیزات مکانیکی

۳-۱۳-۱-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند قابل اعمال به تاسیسات سرمایش و گرمایش به‌جز مخازن مایعات، آبگرمکن‌ها و لوله‌ها (که در بندهای بعدی ارائه می‌شوند) می‌باشد. تاسیسات سرمایش و گرمایش مشمول این بند که یکی از معیارهای زیر را برآورده سازند باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند.

۱- تمام تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۲- تجهیزات مهارنشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی تحت اثر بارهای طراحی، محاسبه شده، طبق بند (۳-۹-۲-۱) کم‌تر از ۱/۵ باشد.

۳- تجهیزاتی که دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم باشند و به سقف، دیوار یا تکیه‌گاهی در ارتفاع بیش از ۱/۲۰متر بالای کف طبقه متصل‌شده باشند.

۴- تمام تجهیزات زیر:

۴-۱- برج خنک‌کننده؛

۴-۲- دستگاه‌های مرکزی مانند دیگ‌ها وکوره‌ها؛

۴-۳- سیستم تهویه مطبوع با جداساز ارتعاشی؛

۴-۴- سیستم تهویه مطبوع بدون جداساز ارتعاشی؛

۴-۵- سیستم تهویه مطبوع مستقر بر مسیر کانال‌کشی؛

۳-۱۳-۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی

تجهیزات مکانیکی، حساس به شتاب، و اتصالات و ادوات آنها باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۳-۱-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۱-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اجزای مهاری تجهیزات در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای مهاری تجهیزات در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد.

۳-۱۳-۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها

۳-۱۳-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

آبگرمکن‌ها و مخازنی که محتوی مایعات هستند مشمول این بند می‌باشند و به دو دسته‌ی زیر تقسیم می‌شوند:

۱- مخازنی که کل محتوای آن‌ها توسط سازه نگهداری می‌شود و بدنه آن‌ها متکی بر پایه‌ها یا یک دیواره محیطی نگهدارنده می‌باشند.

۲- مخازن دارای کف مسطح که در آن‌ها وزن محتویات توسط کف، سقف، یا یک عرشه سازه‌ای نگهداری می‌شود.

۳-۱۳-۲-۲- رفتار جزء و روش طراحی

مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها اعم از دسته ۱ یا ۲، حساس به شتاب، باید معیارهای پذیرش بند (۲-۱۳-۲-۳) را برآورده سازند.

۳-۱۳-۲-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: این تجهیزات و سیستم تکیه‌گاهی آنها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. آبگرمکن‌های با ظرفیت کم‌تر از ۴۰۰ لیتر را می‌توان با روش تجویزی مطابق بند (۳-۹-۱) طراحی نمود.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: این تجهیزات و سیستم تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. آبگرمکن‌های با ظرفیت کم‌تر از ۴۰۰ لیتر را می‌توان با روش تجویزی مطابق بند (۳-۹-۱) طراحی نمود.

۳-۱۳-۳- لوله‌ها

۳-۱۳-۳-۱- لوله‌های محتوی مواد خطرناک

۳-۱۳-۳-۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

در این بند لوله‌های محتوی مواد خطرناک و مایعات آتش‌گیر که به خاطر ویژگی ذاتی‌شان به محض تماس با افراد، ایمنی جانی را به خطر می‌اندازند مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۱۳-۳-۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی

لوله‌های محتوی مواد خطرناک، حساس به شتاب، لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند، حساس به تغییرشکل نیز محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۳-۱-۳) را برآورده سازند.

۳-۱۳-۳-۱-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی این لوله‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۳-۹-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۳-۹-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۳-۲- لوله‌های تحت فشار

۳-۱۳-۳-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

ملزومات این بخش باید برای لوله‌هایی که مایع حمل‌شونده توسط آن‌ها، در حالت بخار فشاری معادل با یک اتمسفر یا بیش‌تر را نشان دهد، به‌کار برده شود.

۳-۱۳-۳-۲-۲- رفتار جزء و روش طراحی

لوله‌های تحت فشار، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند. لوله‌های گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع نیز حساس به تغییرشکل محسوب می‌شوند. این لوله‌ها باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۳-۲-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۳-۲-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۳-۹-۲-۱) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۳-۹-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۳-۹-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۳-۳- لوله‌کشی‌های بدون فشار

۳-۱۳-۳-۳-۱- تعریف و محدوده کاربرد

لوله‌هایی که مایعات را به صورت ثقلی یا تحت فشار جو انتقال می‌دهند، از جمله لوله‌های فاضلاب، لوله‌های تهویه، لوله‌های آب گرم و سرد سیستم گرمایش و سرمایش و سایر لوله‌های مشابه باید ملزومات این بند را برآورد سازند. این لوله‌ها محتوی موادی هستند که در صورت آسیب‌دیدن لوله‌ها تنها خسارات غیرجانی را به‌دنبال دارند.

۳-۱۳-۳-۳-۲- رفتار جزء و روش طراحی

لوله‌کشی مایعات بدون فشار، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۳-۳-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: لوله‌هایی که تحت اثر مایعات بدون فشار می‌باشند لازم نیست برای سطح عملکرد ایمنی جانی برای بهسازی کنترل شوند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی‌های این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشد. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۳-۹-۲-۳) را نیز تامین نماید. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۴- کانال کشی

۳-۱۳-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

کانال‌کشی شامل کانال‌های سیستم‌های تهویه مطبوع و تعویض هوا می‌باشد. برای کانال‌هایی که حامل مواد خطرناک نبوده و شرایط زیر را برآورده سازند، بست‌های لرزه‌ای الزامی نمی‌باشد.

۱- کانال‌های تهویه مطبوعی که با آویزهای ۳۰ سانتیمتری یا کم‌تر از آن به تکیه‌گاه‌های سازه‌ای آویزان می‌باشند.

۲- آویزها باید به مرکز ثقل کانال و بدون خروج از مرکزیت نسبت به مرکز ثقل آن متصل باشند.

۳- کانال‌های تهویه مطبوعی که مساحت مقطع آنها کم‌تر از ۰/۵۵ مترمربع باشد.

۳-۱۳-۴-۲- رفتار جزء و روش طراحی

کانال‌های تهویه مطبوع، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند. کانال‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز محسوب می‌شوند. کانال‌ها باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۴-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۴-۳- معیارهای پذیرش

در سطح عملکرد ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه، کانال‌کشی باید الزامات روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) را تامین نماید.

۳-۱۳-۵- تجهیزات برقی و مخابراتی

۳-۱۳-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

سیستم‌های نگهدارنده تمام تجهیزات برقی و مخابراتی، شامل پانل‌های کنترل و تابلوهای برق، باطری، تجهیزات مراکز کنترل، کلیدهای برق و دیگر اجزای ثابت واقع در اتاق‌های برق و موتورخانه‌ها در ساختمان که دارای شرایط زیر باشند باید برای نیروهای ناشی از زلزله طراحی شوند.

۱- تمام تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۲- تجهیزات مهارنشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی محاسبه شده با نیروهای طراحی لرزه‌ای بند (۳-۹-۲-۱) کم‌تر از ۱/۵ باشد.

۳- تجهیزات دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم که به سقف، دیوار، یا تکیه‌گاه در ارتفاع بیش از ۱/۲۰ متر از کف متصل باشند.

۳-۱۳-۵-۲- رفتار جزء و روش طراحی

تجهیزات برقی، حساس به شتاب محسوب می‌شوند و باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۴-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۵-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۳-۹-۲-۱) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۳-۹-۱) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۶- سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها

۳-۱۳-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد

تمام تجهیزات انتقال، مجاری و کابل‌های برقی و مخابراتی و تکیه‌گاه‌های آن‌ها باید با ملزومات این بند سازگار باشند.

۳-۱۳-۶-۲- رفتار جزء و روش طراحی

تجهیزات انتقال برق، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند. سیم‌کشی‌ها و مجاری گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع، حساس به تغییرشکل نیز محسوب می‌شوند. تجهیزات باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۳-۶-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۶-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) را رعایت نمایند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) را رعایت نمایند.

۳-۱۳-۷- چراغ‌ها و اجزای روشنایی

۳-۱۳-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد

چراغ‌ها و اجزای روشنایی شامل انواع زیر می‌باشند:

۱- توکار و روکار

۲- لوسترها و چلچراغ‌ها

۳- سیستم‌های نورپردازی

۳-۱۳-۷-۲- رفتار جزء و روش‌طراحی

اجزای تثبیت چراغ‌ها باید معیارهای بند (۳-۱۳-۷-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۷-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی:

نوع ۱: اتصال به سقف یا دیوار باید بدون هیچ نشانه‌ای از لق‌شدگی باشد.

نوع ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیش از ۱۰کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی به یکدیگر وصل شوند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل‌پذیر باشد. جزء باید برای تاب‌خوردن بدون برخورد به موانع اطراف آزاد باشد.

نوع ۳: مهاربندی سیستم و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) را رعایت نمایند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه:

نوع ۱: جزئیات اتصال به سقف یا دیوار باید بدون بروز لق‌شدن باشد.

نوع ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی به یکدیگر وصل شوند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل‌پذیر باشد و جزء باید برای تاب خوردن بدون برخورد به موانع اطراف آزاد باشد.

نوع ۳: مهاربندی سیستم و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۲-۳) را رعایت نمایند.

۳-۱۳-۸ – قفسه‌ها

۳-۱۳-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد

قفسه‌ها بسته به نوع مواد نگهداری شده در روی آن‌ها به چهار نوع تقسیم می‌شوند.

۱- قفسه داروها، مواد و وسایل پزشکی و آزمایشگاهی؛

۲- قفسه تجهیزات مخابراتی و رایانه‌ای؛

۳- قفسه کتاب‌ها؛

۴- قفسه سایر مواد.

۳-۱۳-۸-۲- رفتار جزء و روش طراحی

قفسه‌ها، حساس به شتاب، محسوب می‌شوند. این قفسه‌ها باید معیارهای پذیرش بند (۳-۱۳-۸-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۸-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. در مورد قفسه‌های نوع ۲ در صورت کاربرد روش تجویزی باید ملزومات این روش مطابق بند (۳-۹-۱) رعایت شود.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. در مورد قفسه‌های نوع ۲ در صورت کاربرد روش تجویزی باید ملزومات این روش مطابق بند (۳-۹-۱) رعایت شود.

۳-۱۳-۹- کف‌های کاذب

۳-۱۳-۹-۱- تعریف و محدوده کاربرد

کف‌های کاذب پانل‌بندی‌شده که جهت دسترسی به سیم‌ها یا فیبرهای نوری و دیگر تجهیزات مربوط به رایانه و یا وسایل الکترونیکی طراحی شده‌اند مشمول این بند می‌باشند.

۳-۱۳-۹-۲- رفتار جزء و روش طراحی

کف‌های کاذب، حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شوند. کف‌های کاذب باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۳-۹-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۹-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: کف‌های کاذب در سطح عملکرد ایمنی جانی نیاز به طراحی ندارند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: کف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای مطابق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۳-۹-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۱۰- آسانسورها

۳-۱۳-۱۰-۱- تعریف و محدوده کاربرد

آسانسور شامل اتاقک، شفت و تجهیزات برای بهره‌برداری آن از قبیل بالابر، وزنه‌های تعادل، کابل‌ها، کنترل‌کننده‌ها و اتاق تجهیزات می‌باشد.

۳-۱۳-۱۰-۲- رفتار جزء و روش طراحی

اجزای آسانسور، حساس به شتاب محسوب می‌شود. شفت و ریل‌های بالابر که در طبقات متعدد ادامه می‌یابند، حساس به شتاب و تغییرشکل محسوب می‌شوند. این اجزاء باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۳-۱۰-۳) را ارضا نمایند.

۳-۱۳-۱۰-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اجزای آسانسور در موارد لزوم طبق جدول (۳-۳) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. شفت و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۳-۹-۲-۳) را نیز برآورده نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای آسانسور باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. شفت و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۳-۹-۲-۳) را نیز برآورده نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این اجزاء مجاز می‌باشد.

۳-۱۳-۱۱-پله های برقی و نقاله‌ها

۳-۱۳-۱۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

پله‌های برقی و نقاله‌ها شامل انتقال‌دهنده‌های مواد و مصالح با تمام ماشین‌آلات و کنترل‌کننده‌های لازم برای بهره‌برداری از آنها می‌باشد.

۳-۱۳-۱۱-۲- رفتار جزء و روش طراحی

پله‌های برقی و نقاله‌ها، حساس به شتاب و تغییرشکل، محسوب می‌شوند. این اجزا باید معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۱۳-۱۱-۳) را ارضا نمایند.

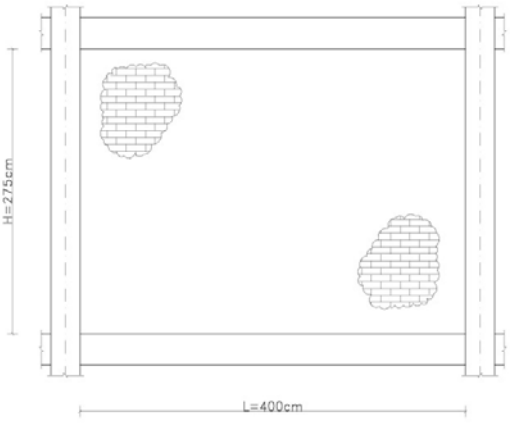
۳-۱۳-۱۱-۳- معیارهای پذیرش

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: برای این سطح عملکرد، طراحی نقاله‌ها به روش تحلیلی ضروری نیست.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: نقاله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۳-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۳-۹-۲-۱) باشند. همچنین این نقاله‌ها باید تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۳-۹-۲-۳) را تحمل نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۳-۹-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۳-۱۴- چند مثال طراحی

۱- رفتار لرزه‌ای میانقابی به ابعاد ۱۵×۲۷۵×۴۰۰ سانتی‌متر، که با آجر سفالی و ملات ماسه و سیمان ساخته شده و در طبقه چهاردهم ساختمان بیمارستان پانزده طبقه‌ای با سازه اسکلت فلزی با سیستم قاب خمشی قرارداد، تحت مؤلفه‌های قائم و عمود بر سطح دیوار مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل ۳-۳- میانقاب مثال شماره ۱

بیمارستان در منطقه‌ای که نسبت شتاب زمین در زلزله سطح خطر ۲ به سطح خطر ۱ برابر با ۱/۴ و نوع زمین III می باشد، قرار دارد. ارتفاع کل ساختمان ۴۵ متر و ارتفاع مرکز میانقاب تا پای ساختمان ۴۰/۵ متر است.

ضخامت آجر سفال ۱۰ سانتیمتر و دو طرف میانقاب به ضخامت ۲/۵ سانتیمتر با گچ و خاک اندود شده است.

محاسبات به روش تنش‌های مجاز انجام می‌پذیرد.

الف) کنترل تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقه

$$T = 0.08\,(H)^{3/4}$$

$$H = 45^{m}$$

$$T = 1.28\ sec$$

$$0.8\times T = 1.027\ \text{sec} > 0.7\ \text{sec}$$

با فرض اینکه طراحی سازه با کنترل مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی انجام پذیرفته است، $\delta = 0.02 > 0.008$ می‌باشد و لذا میانقاب باید از ستون‌های طرفین و تیر فوقانی سازه جدا شود.

ب) کنترل کفایت سازه‌ای میانقاب برای مولفه‌های عمود بر صفحه و قائم زلزله

w_p = وزن هر متر مربع میانقاب $= 850 \times 0.10 + 2 \times 0.025 \times 1500 = 160\ \mathrm{kg/m^2}$

تنش‌های مجاز میانقاب:

با فرض تنش مجاز آجر کاری برابر با $3\ kg/cm^2$ در فشار و $0.7\ kg/cm^2$ در کشش؛

مقدار تنش مجاز فشاری با احتساب ضریب ۱/۳۳ در زلزله برابر است با:

$$\sigma_{ca} = 1.33 \times 3 = 4\ kg/cm^2$$

مقدار تنش مجاز کششی با احتساب ضریب ۱/۳۳ در زلزله برابر است با:

$$\sigma_{ta} = 0.7 \times 1.33 = 1\ kg/cm^2$$

طبق روابط شماره (۳-۱) و (۳-۹) ؛

$$0.3S_{Ds}W_p\,I_P \le F_P = \frac{0.4 \times a_p\ \ S_{DS}\,W_P\ \ I_P}{R_P}\left(1 + 2\frac{Z}{h}\right) \le 1.6S_{DS}\,I_P W_P$$

$$F_{PV} = \pm 0.2 S_{DS} W_P I_P$$

$a_p = 1.0$ از جدول شماره (۳-۱)

$R_p = 2.5$ از جدول شماره (۳-۱)

$I_p = 1.0$ برای اجزاء غیرسازه‌ای بیمارستان گروه "ب" در زلزله سطح خطر " ۲"

Z=40.5 m

H=45 m

$$S_{Ds} = A\ (S + 1\ ) = \ 0.35 \times 1.4(1.75 + 1) = 1.3475$$

$$\mathrm{m}M_1 = \frac{q_L L^2}{8} = \frac{0.18(0.7F_p)\times 400^2}{8} = 2520F_p\ kg/cm.$$

$$\mathrm{m} \qquad \sigma_{1t} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{2520\ p}{16.67t^2} = 151.2\frac{F_p}{t^2}\ kg/cm^2.$$

$W_1 =$ مدول مقطع میانقاب برای عرض 1 متر $= \frac{100\times t^2}{6}$

$$.\mathrm{m}M_2 = \frac{q_H H^2}{8} = \frac{0.82(0.7F_p)\times 275^2}{8} = 5426F_p\ \ kg/cm$$

$$\sigma_{2c} = 325.5\frac{F_p}{t^2} + 1.375\frac{F_{pV}}{t} + 1.375\frac{W_p}{t}$$

$$\sigma_{2t} = -325.5\frac{F_p}{t^2} - 1.375\frac{F_{pV}}{t} + 1.375\frac{W_p}{t}$$

با جایگزینی مقادیر در روابط فوق،

$$\text{N.G. } \sigma_{1t}\ = 1.46\frac{kg}{cm^2} > 1\ kg/cm^2$$

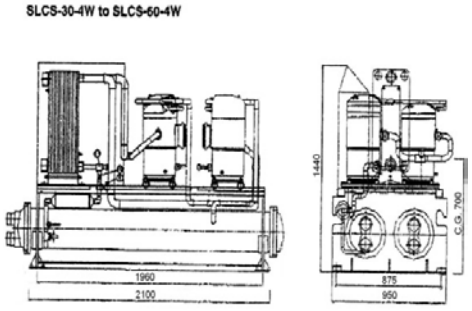
$$\text{O.K.}\sigma_{2c}\ = 3.42\ kg/cm^2 < 4\quad kg/cm^2$$

$$\text{N.G.}\sigma_{2t}\ = 2.98\frac{kg}{cm^2} > 1\ kg/cm^2$$

با تکرار محاسبات ملاحظه می‌شود که طول دهانه در صورتی که به یک سوم تقلیل یابد، کفایت سازه‌ای میانقاب تامین خواهد گردید. بنابراین باید از جزئیات TYP. 2 در شکل (۳-۵) استفاده شود .

۲- طراحی مهار تکیه گاه چیلر ۵۰ تنی Water Cooled Scroll

طراحی در ساختمان بیمارستانی که باید قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته باشد، انجام می‌شود. بیمارستان در منطقه‌ای واقع است که نسبت شتاب زلزله سطح خطر ۲ به سطح خطر ۱ برابر با ۱/۴ و نوع زمین IV می‌باشد.



شکل ۳-۴ . چیلر مثال شماره ۲

$I_p = 1$ (بیمارستان گروه ب در سطح خطر ۲)

A= 0.35
S=1.75

$a_p = 1$ و $R_p = 2.5$ ؛ از جدول شماره (۳-۲)

$$0.3S_{DS}W_p\,I_P \le F_P = \frac{0.4\times a_p\ S_{DS}\,W_P\ \ I_P}{R_P}\left(1+2\frac{Z}{h}\right) \le 1.6S_{DS}\,I_P W_P$$

طبق روابط (۳-۱) و (۳-۹)؛

$$F_{PV} = \pm 0.2 S_{DS} W_P I_P$$

$$S_{Ds} = A\,(1+S) = 0.35 \times 1.4\,(1+1.75) = 1.3475$$

موتورخانه در طبقه زیرزمین قراردارد. لذا ؛ Z=0

پس ؛ $0.40W_p \le F_p = 0.22W_p \le 2.2W_p$

$$F_{pV} = \pm 0.27\,W_p$$

بنابراین،

$$\begin{cases} F_p = 0.40W_p \\ F_{pV} = \pm 0.27W_p \end{cases}$$

W_p = وزن تجهیز در حال بهره‌برداری =1400 kg

$$\Rightarrow \begin{cases} F_p = 560\ kg \\ F_{pV} = \pm 380\ kg \end{cases}$$

نظر به اینکه طراحی به روش تنش مجاز انجام می‌پذیرد، لذا مقادیر نیروهای F_p و F_{pV} باید در ضریب ۰/۷ ضرب شود. همچنین نظر به اینکه هدف محاسبه مهار تکیه‌گاهی فولادی است، لازمست به مقادیر فوق الذکر ضریب ۱/۳ اعمال شود. بنابراین طراحی مهارهای تکیه‌گاهی باید برای نیروهای همزمان به شرح زیر محاسبه شوند؛

$$\begin{cases} F_p = 560 \times 0.7 \times 1.3 = 510\ kg \\ F_{pV} = \pm 360 \times 0.7 \times 1.3 = \pm 345\ kg \\ W_{\mathrm{p}} = 1400\ \mathrm{kg} \\ F_p = 510\ kg \end{cases}$$

$F_{pV} = \pm 345\ kg$

$1 = 2N$ تعداد انکربولت در امتداد طول شالوده

$a = 1960\ mm$ فاصله انکربولت ها از یکدیگر $= 77.2\ in$

$2 = 2N$ تعداد انکربولت در امتداد عرض شالوده

$b = 875\ mm$ فاصله انکربولت ها از یکدیگر $= 34.4\ in$

$\mathrm{c.g.} = 705\ mmH$ ارتفاع مرکزثقل تجهیز $= 27.8\ in$

$\mathrm{B} = N1 + N2 = 4N$

$-1[(N2 \times a)/(N1 \times b)]\theta = Tan$

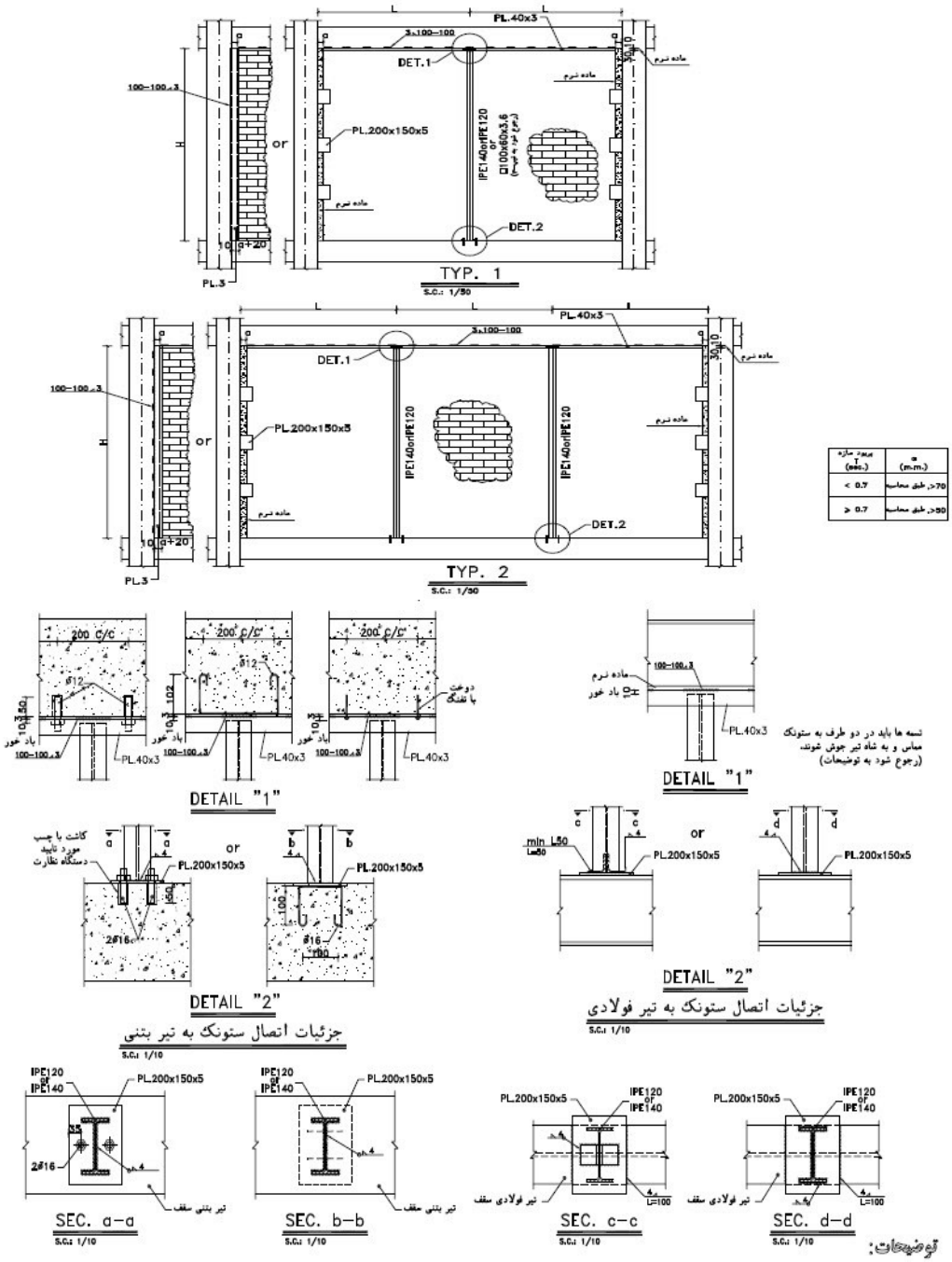
$\theta = 66°$

$\mathrm{WP} + F\mathrm{PV})/N\mathrm{B} + F\mathrm{P} \times H\mathrm{c.g.}[Cos\theta/N2 \times a + Sin\theta/N1 \times b] = -84\ lbT = (-$

$\mathrm{P}/N\mathrm{b} = 1122/4 = 281lb = 127.5kgV = F$

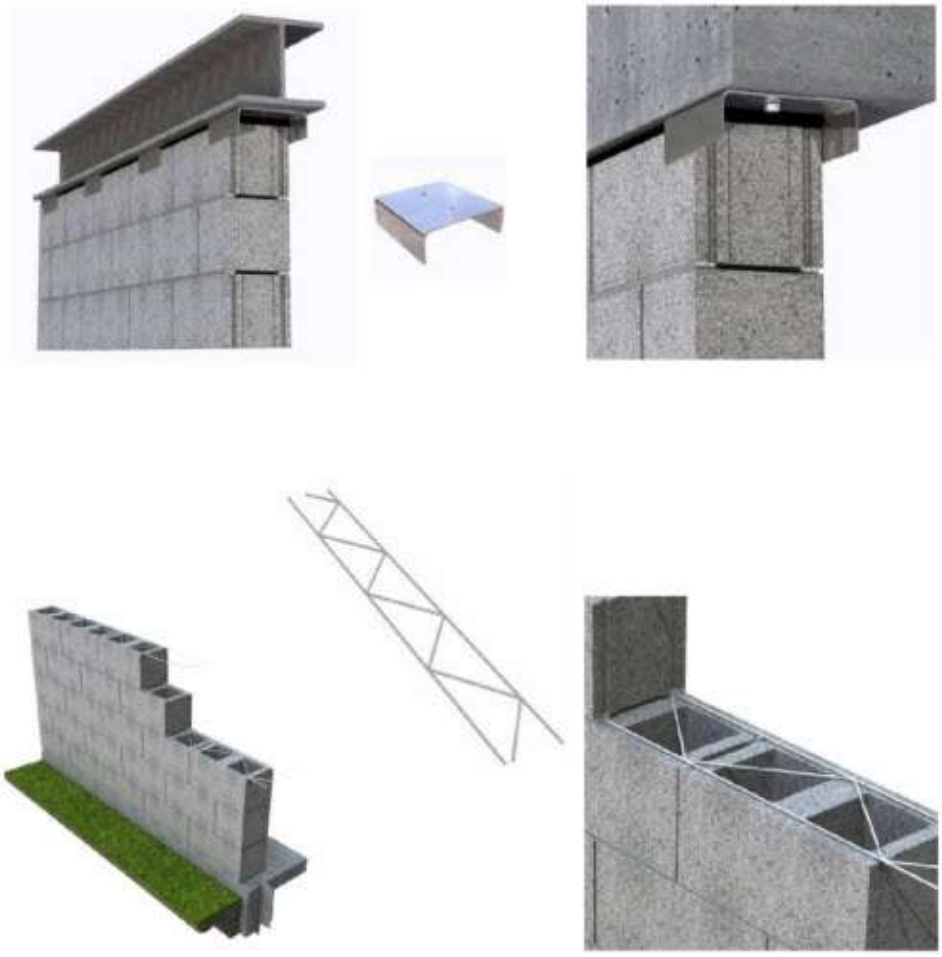
$\mathrm{As} = 281/980 \times 1.33 = 0.22Cm2 \rightarrow \Phi 6 \rightarrow Use\Phi 16$

بنا به ملاحظات اجرائی قطر مهار حداقل $\Phi 16$ انتخاب می‌شود. البته لازم نیست که طول مهاری بر اساس $\Phi 16$ منظور شود. از جزئیات شکل (۳-۲۰) استفاده می‌شود.

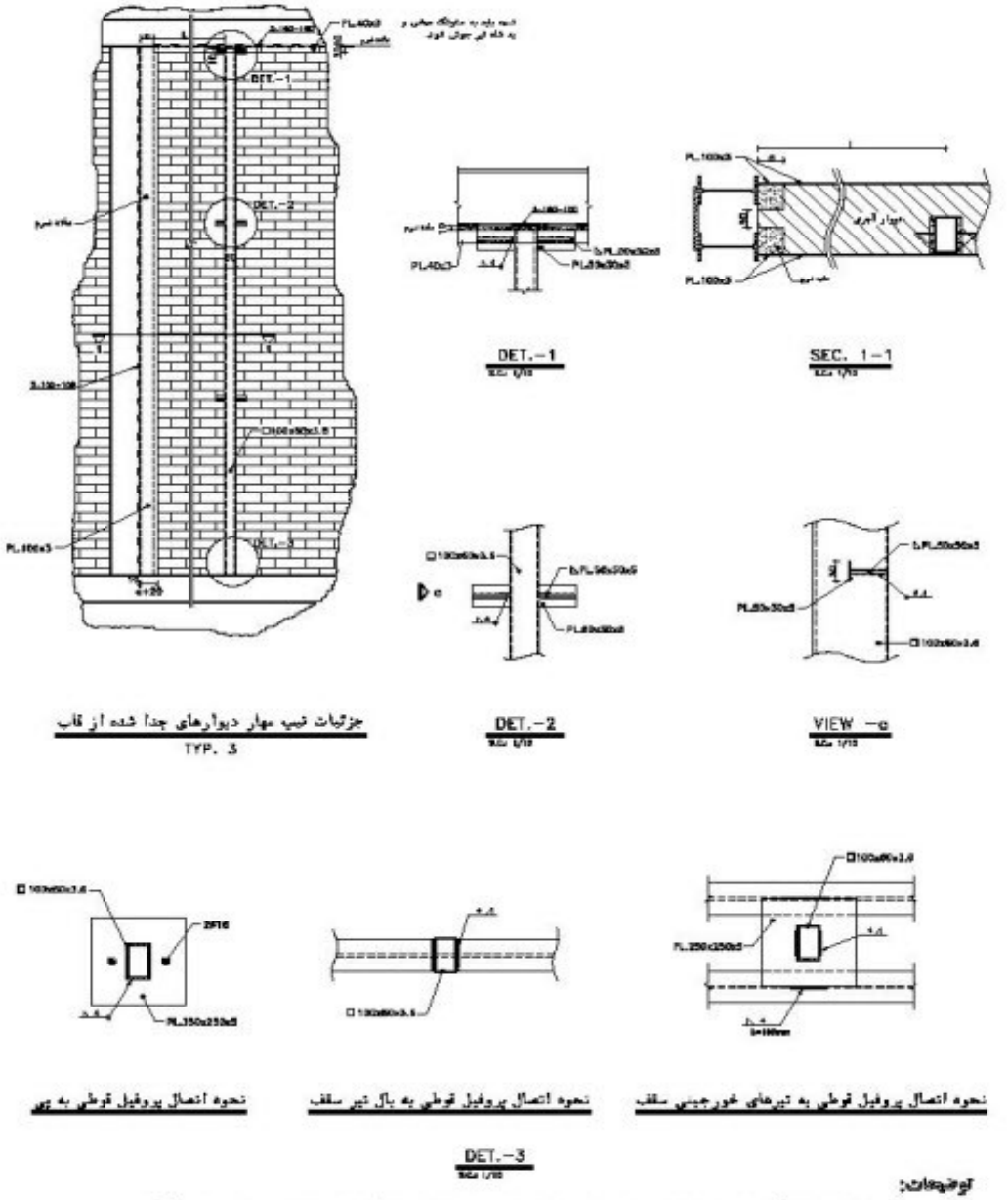


- برای دیوارهای دو جداره از CastIPE140 استفاده شود. در این حالت ابعاد ورق اتصال 250x150x5 میلیمتر خواهد بود.
- در صورت امکان، اتصال مستقیم ستونکها به شاه‌تیر پایینی با استفاده از جوش گوشه ۴ میلیمتر در مرز دو بال انجام شود و چنانچه اتصال مستقیم ستونک به شاه‌تیر ممکن نباشد، طبق جزئیات اقدام گردد.
- ماده نرم باید بتواند تحت فشار به ۲۰ درصد طول اولیه کاهش یابد و تحت کشش حداقل به میزان حداکثر دریفت طبقات ساختمان ازدیاد طول یابد.
- تسمه باید با ماده ای که مانع از زنگ زدگی و بروز جوش سرد می شود و امکان لغزش را برای تیر طبقه تسهیل می‌نماید، پوشش داده شود.
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

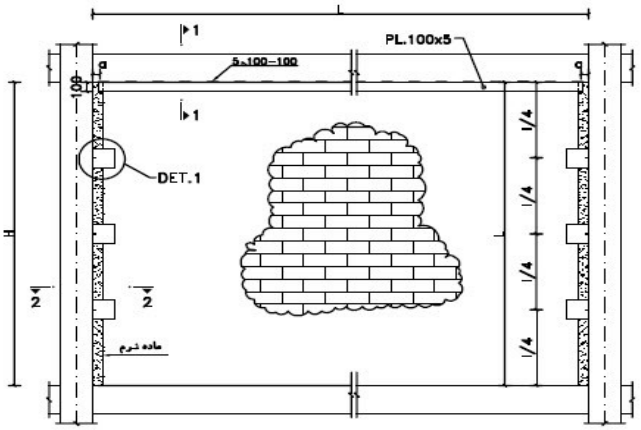
شکل ۳-۵- جزئیات جداسازی دیوارهای مصالح بنایی تیپ های (۱) و (۲)



شکل ۳-۶- تسلیح دیوارهای بنایی با روش فولاد بستر

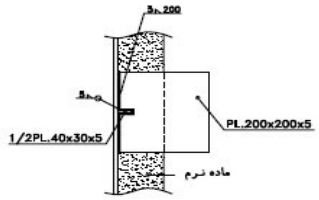


شکل ۳-۷- جزئیات جداسازی دیوارهای مصالح بنایی تیپ (۳)

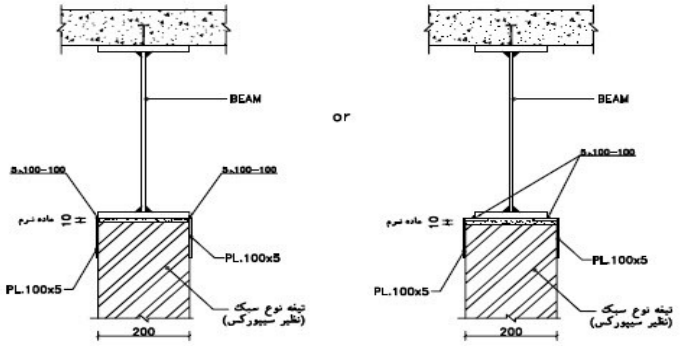


پریود سازه T (sec.)	a (m.m.)
< 0.7	70، طبق محاسبه
≥ 0.7	50، طبق محاسبه

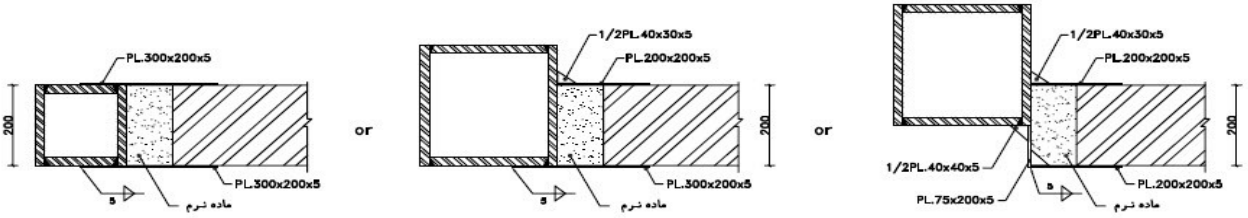
تیغه نوع سبک (نظیر سیپورکس)
S.C.: 1/50 TYP. 4



DETAIL "1"
S.C.: 1/10

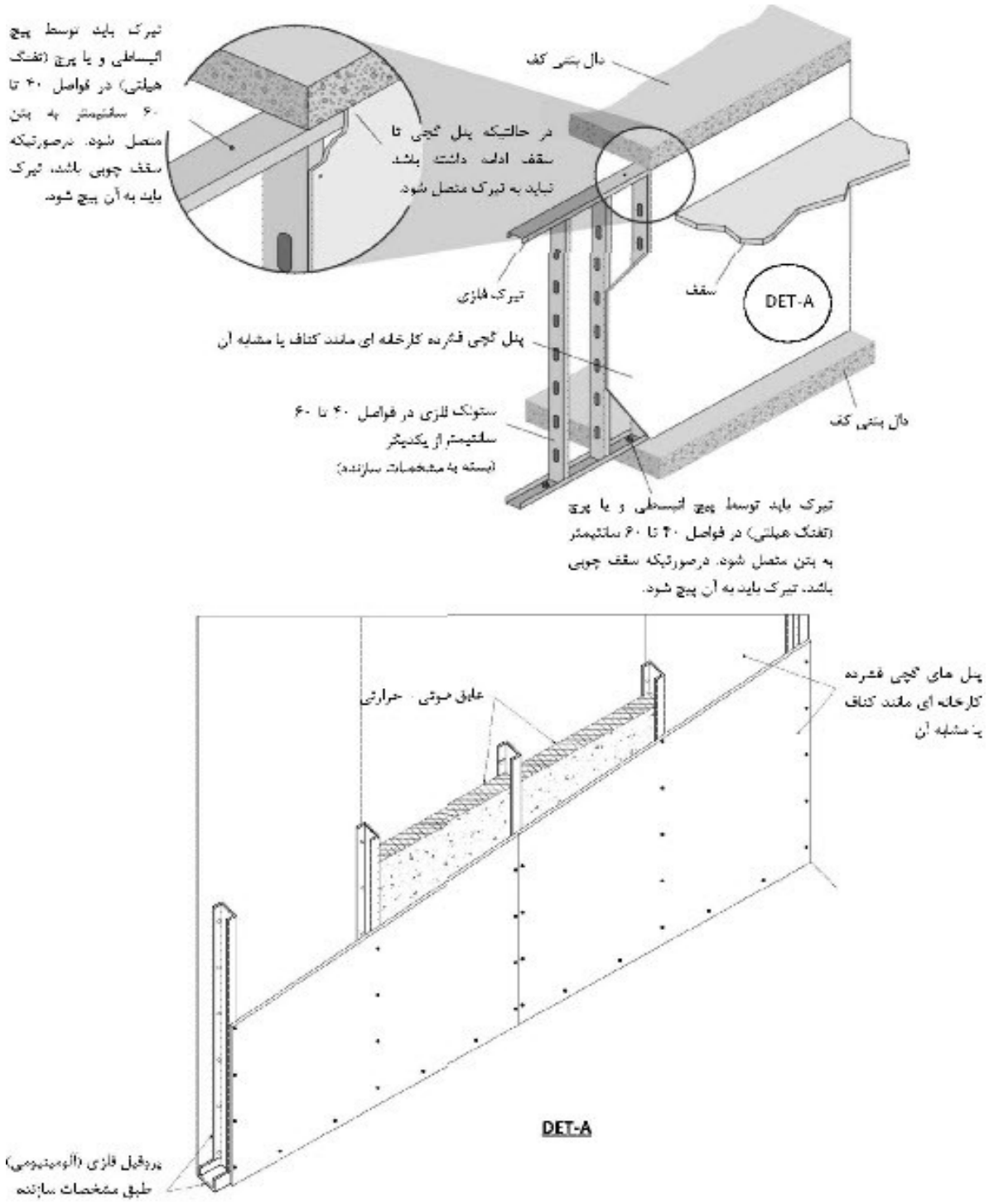


SEC. 1-1
S.C.: 1/10

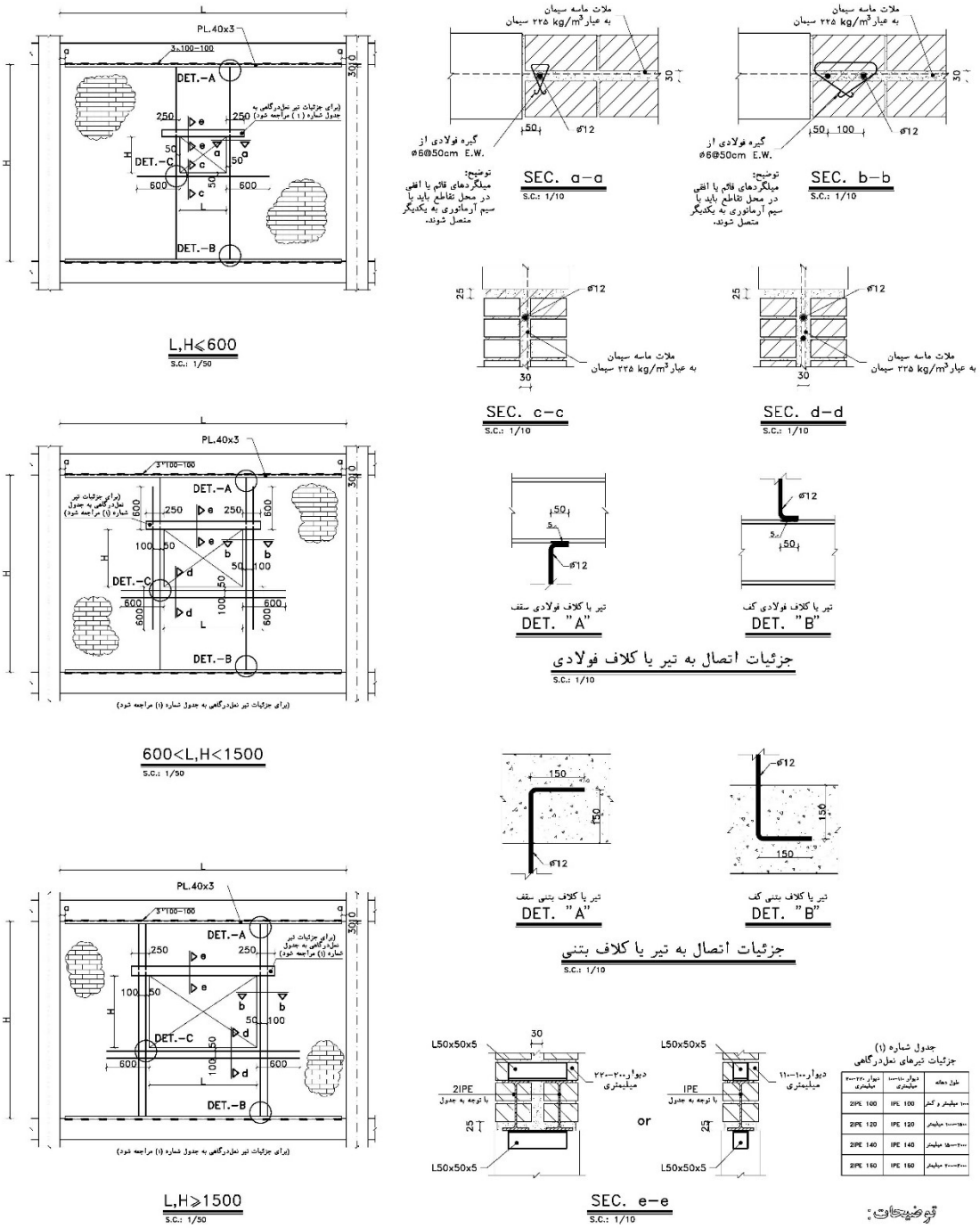


SEC. 2-2
S.C.: 1/10

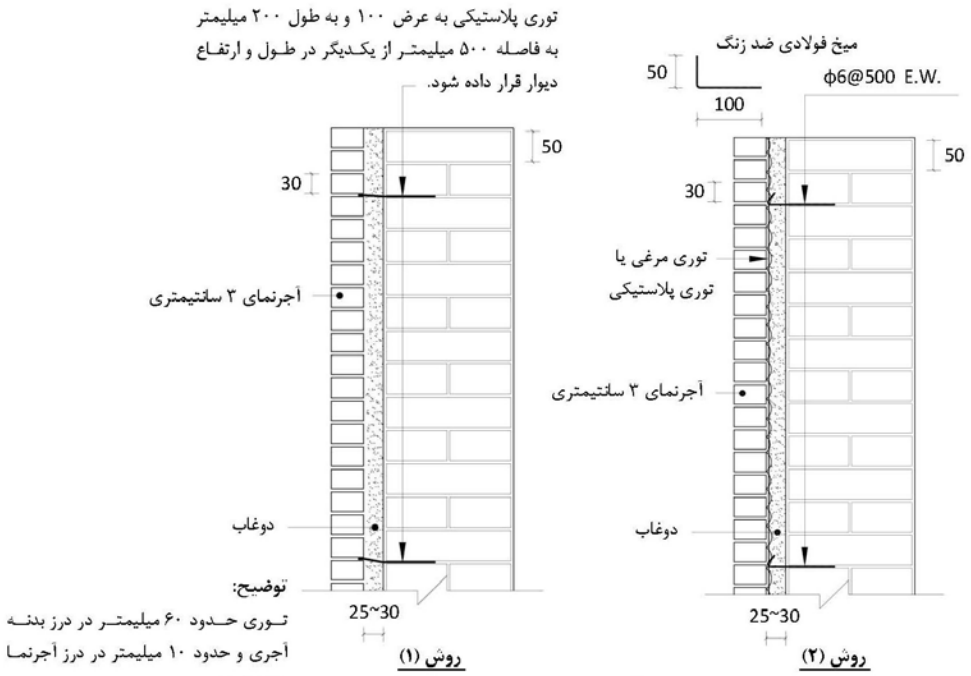
شکل ۳-۸- جزئیات جداسازی دیوارهای سبک از قاب بسته به موقعیت دیوار نسبت به ستون



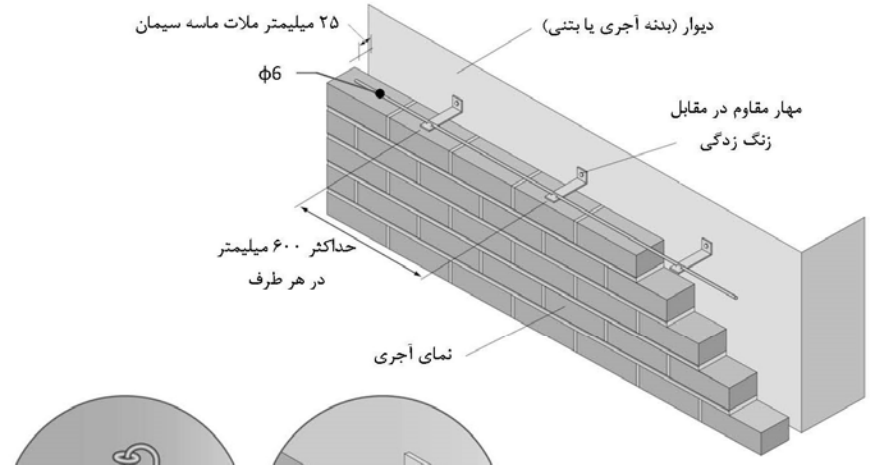
شکل ۳-۹- جزئیات اجرایی تیغه‌های سبک کارخانه‌ای مانند کناف و مشابه آن

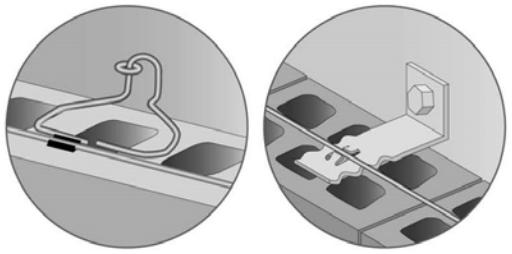


شکل ۳-۱۰- جزئیات تقویت اطراف بازشوها در دیوارهای بنائی



نحوه اتصال آجرنمای ۳ سانتیمتری به دیوار آجری

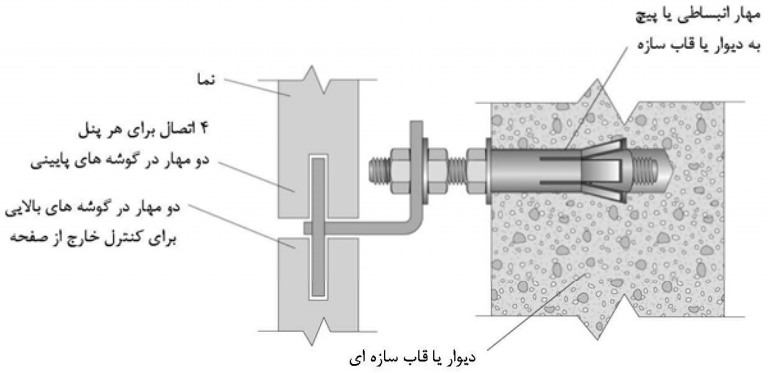




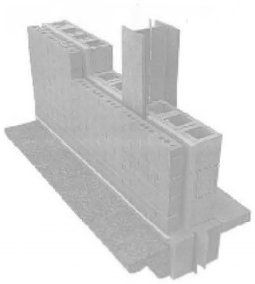
روش (۳) اتصال آجرنما به بدنه آجری یا بتنی

توضیح:
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

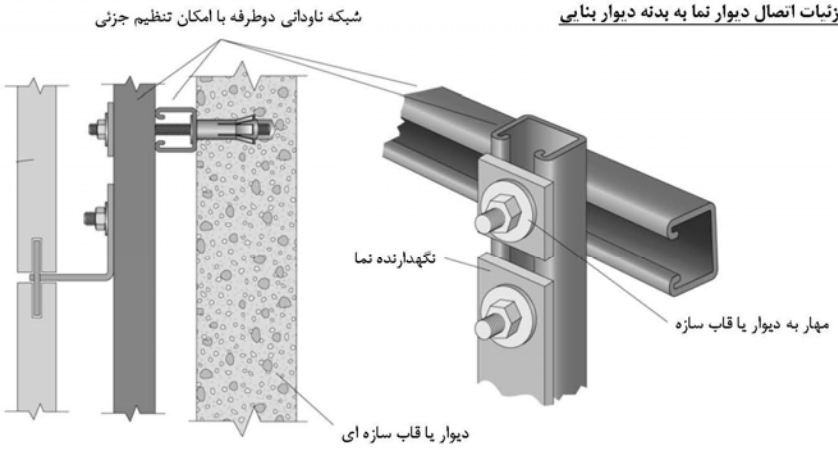
شکل ۳-۱۱- جزئیات اتصال آجر نما به دیوار/ بدنه آجری یا بتنی



نمونه مهار مستقیم نما به دیوار یا سازه

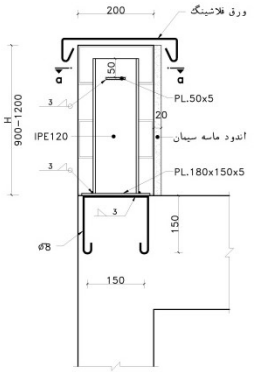


جزئیات اتصال دیوار نما به بدنه دیوار بنایی

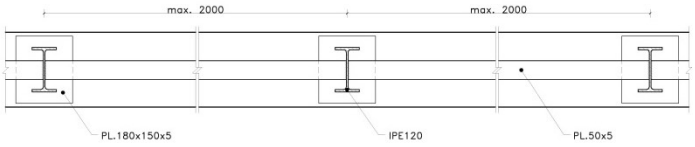


مهار با شبکه ناودانی دوطرفه

شکل ۳-۱۲- جزئیات مهار نما به دیوار یا سازه

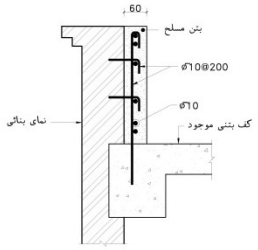


جزئیات جان پناه با مصالح بنائی
S.C.: 1/10



پروفیل‌های قائم با تسمه 50x5 به یکدیگر متصل شده‌اند.

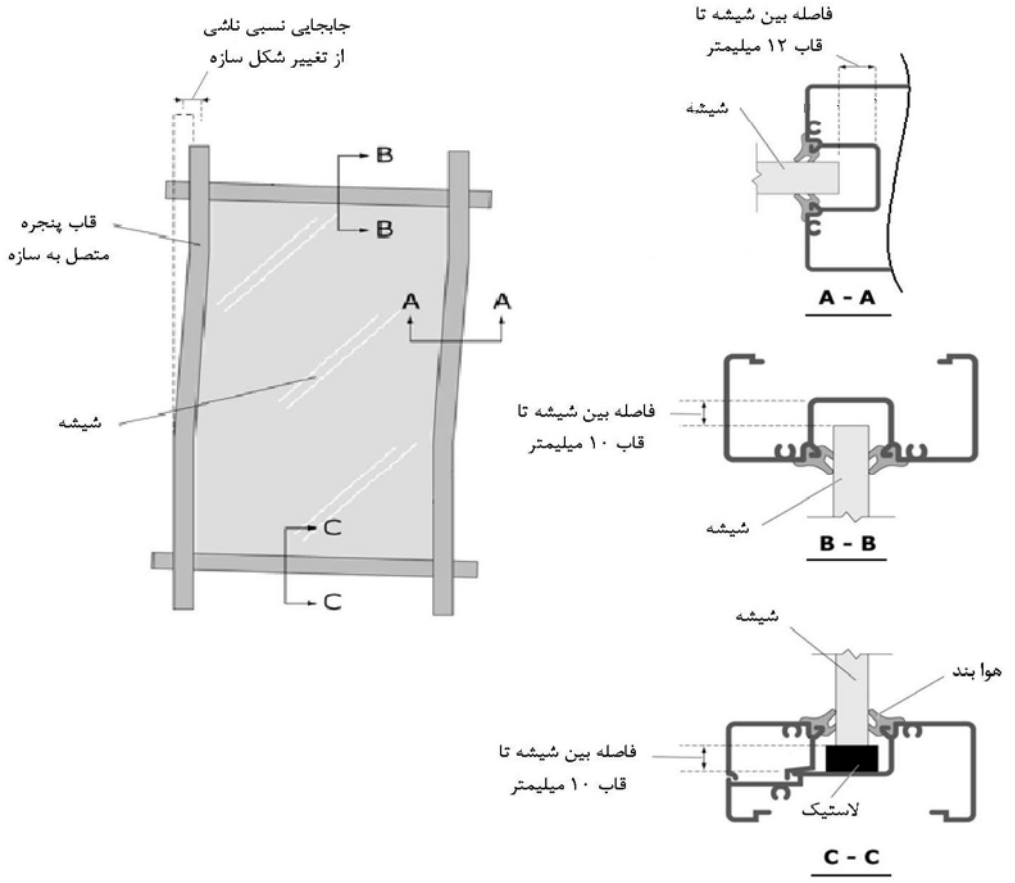
SEC. a-a
S.C.: 1/20



جزئیات مهار دیوار جان پناه بتن مسلح
S.C.: 1/10

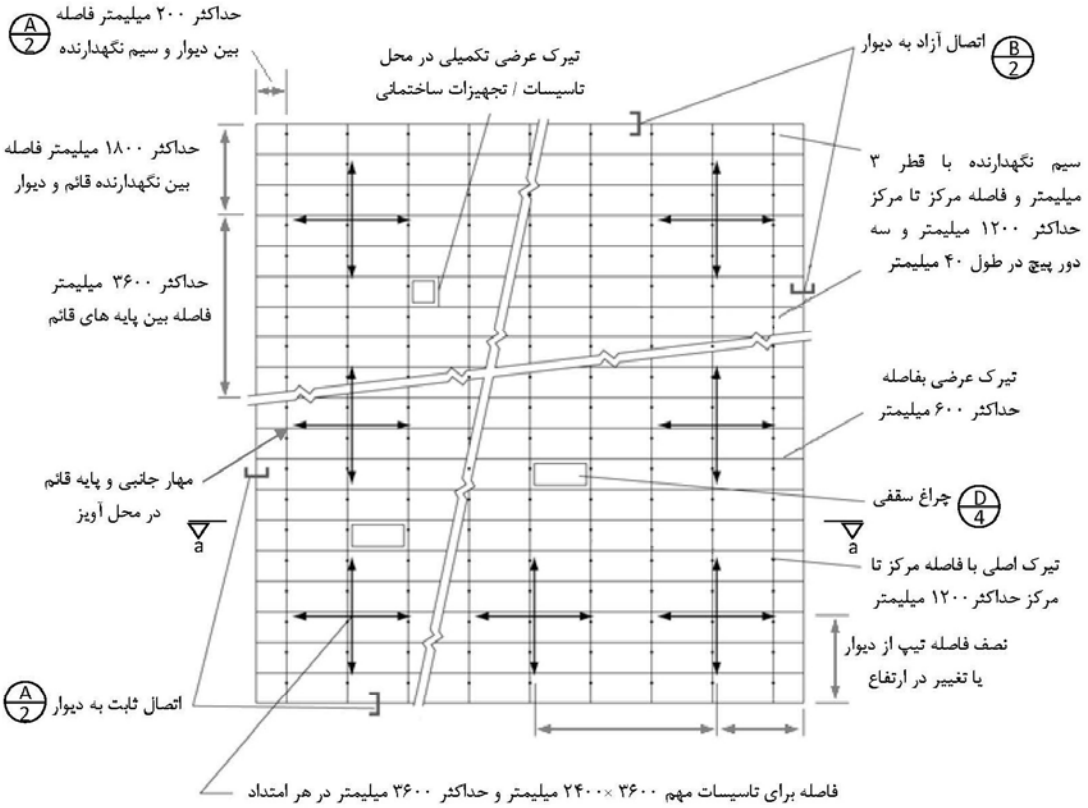
توضیح:
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

شکل ۳-۱۳- جزئیات مهار دیوار جان پناه

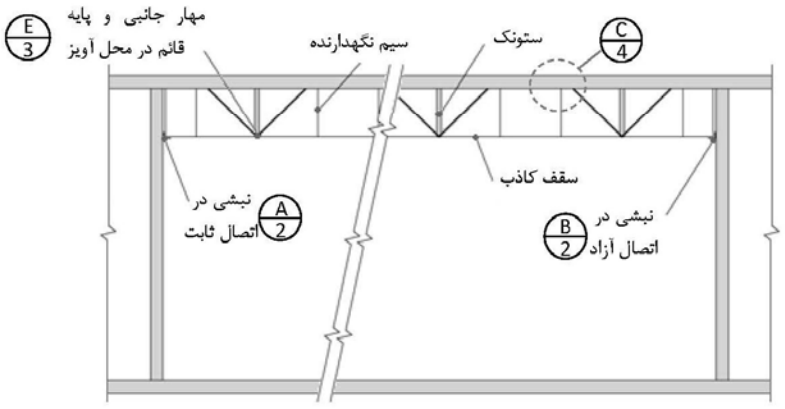


توضیح:
فاصله های جام شیشه تا قاب، برای شیشه به ابعاد ۱۰۰×۲۰۰ سانتیمتر
در ساختمان با T > 0.7 Sec. محاسبه شده است.

شکل ۳-۱۴- جزئیات شیشه در قاب آن

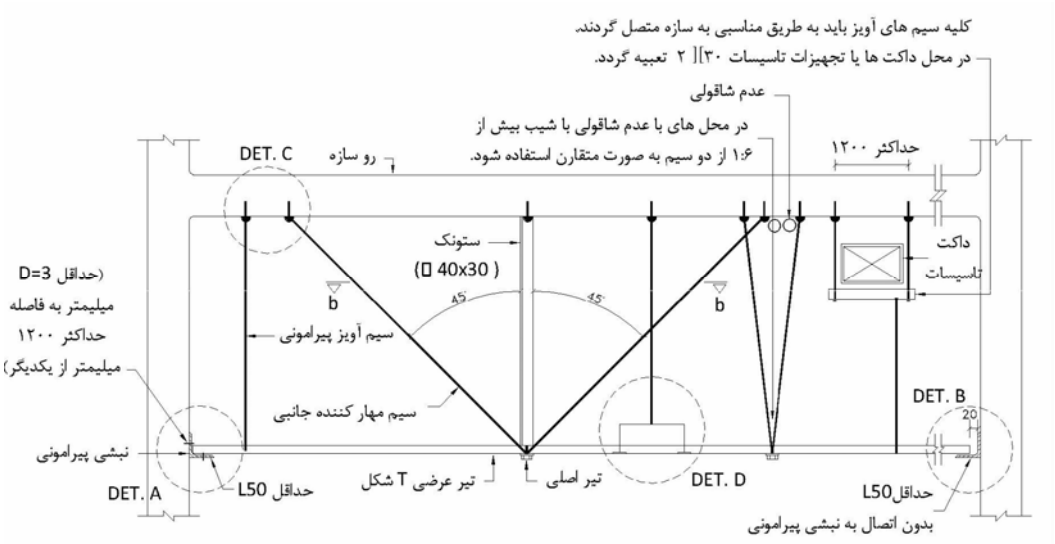


پلان سقف کاذب



SEC. a-a

شکل ۳-۱۵- جزئیات مهاربندی سقف کاذب معلق



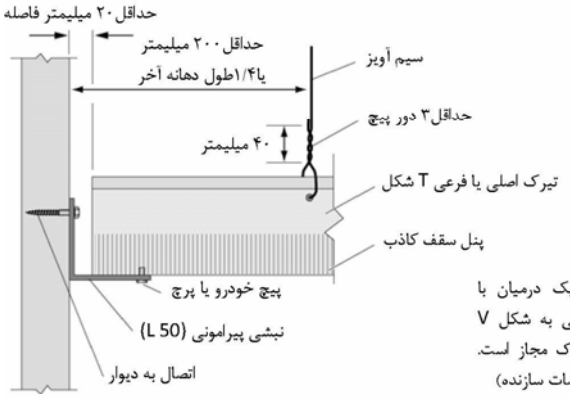
سقف کاذب معلق با مهار جانبی (مقطع عرضی)

توضیح:

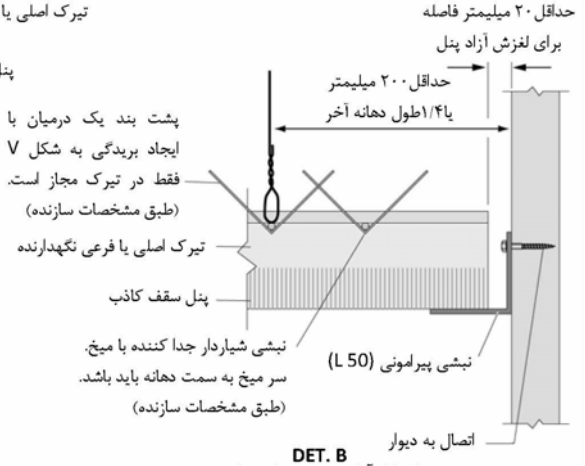
۱- در هر امتداد، تیر در یک سر باید به نبشی پیرامونی متصل و در سر دیگر بصورت آزاد بفاصله ۲۰ میلیمتر از انتهای نبشی پیرامونی نصب شود.

۲- برای ملاحظه مقطع b-b به نقشه شماره ۳ رجوع شود.

۳- برای ملاحظه جزئیات (C) و (D) به نقشه شماره ۴ رجوع شود.

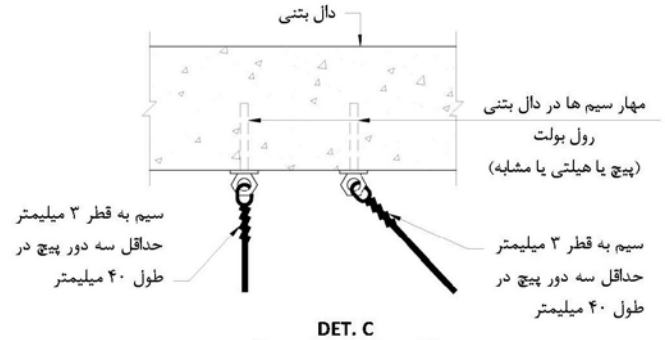


DET. A
اتصال ثابت به دو دیوار مجاور

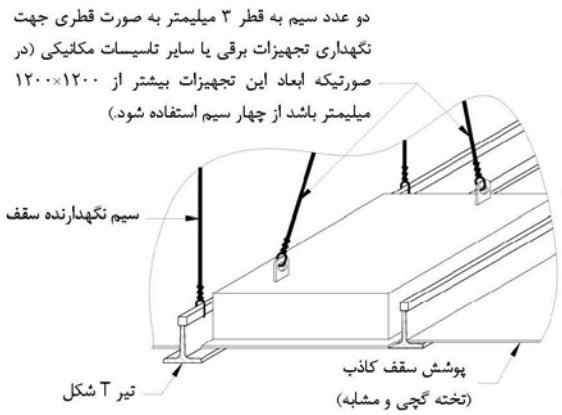


DET. B
اتصال آزاد به دو دیوار مجاور

شکل ۳-۱۶- جزئیات اتصال سقف کاذب معلق با مهار جانبی

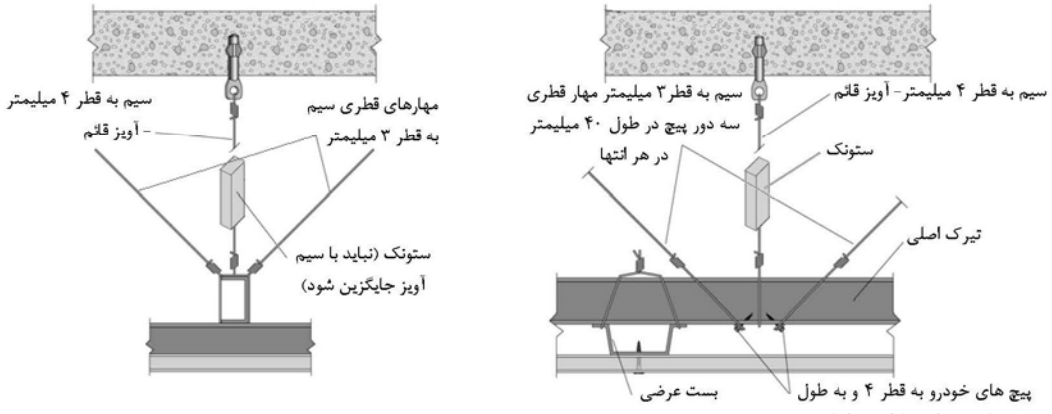


DET. C
جزئیات مهار سیم ها در سقف



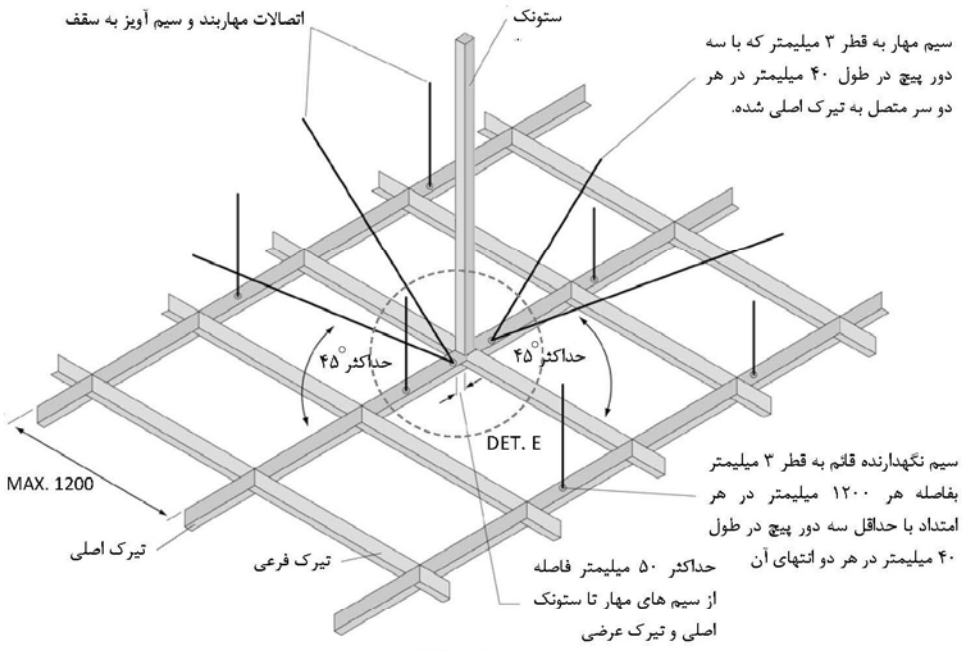
* توضیح:
این جزئیات فقط برای نگهداری تجهیزات با وزن حداکثر ۲۰ کیلوگرم می باشد.
برای سایر موارد با مهندس طراح تماس گرفته شود.

DET. D
جزئیات نگهداری چراغ سقفی و یا هر تجهیز مکانیکی و برقی سبک



جزئیات مهار عرضی برای پنل های گچی سقف های کاذب

شکل ۳-۱۷- جزئیات اتصال سقف کاذب معلق با مهار جانبی

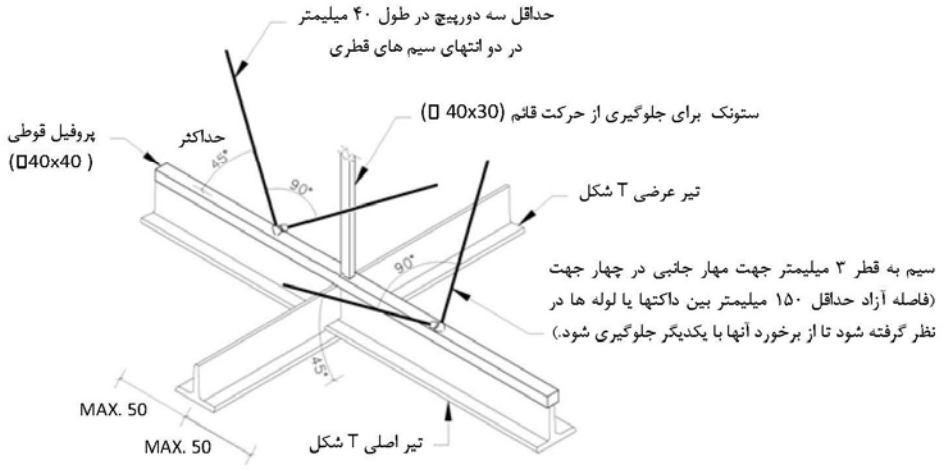


SEC. b-b

* توضیح:

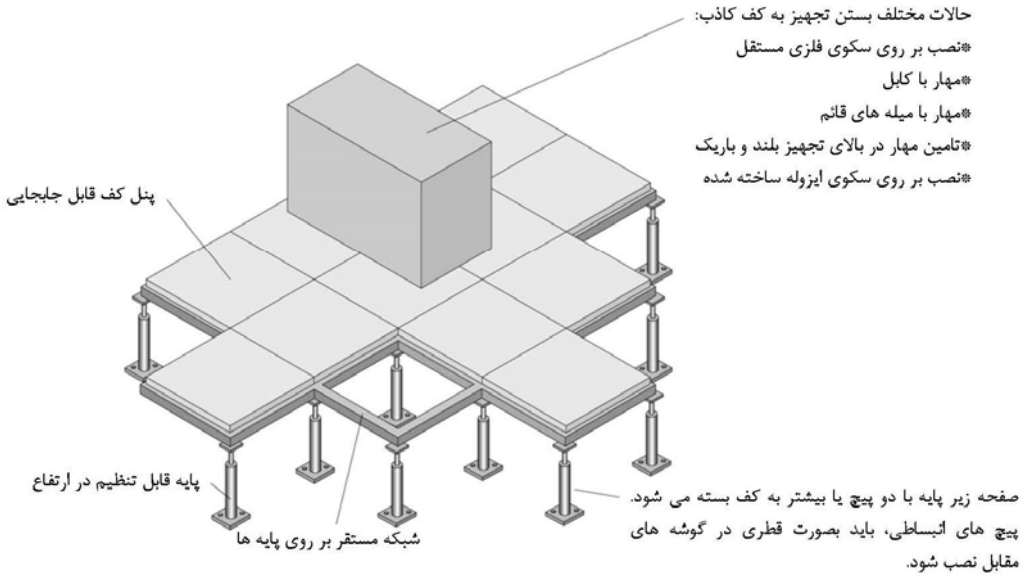
ستونک نباید با سیم آویز جایگزین شود. این ستونک از نوع پروفیل فولادی باید باشد که به تیرک اصلی با حداقل پیچ انبساطی به قطر ۶ میلیمتر به سازه متصل شود. ابعاد ستونک به فاصله بین سقف و سازه بستگی دارد و شرط لاغری (l/r<200) باید رعایت شود.

کاندوئیت به قطر ۲۵ میلیمتر می تواند برای فاصله تا ۱۸۰۰ میلیمتر بکار رود و ستونک فلزی از پروفیل قوطی به ابعاد ۳۰ × ۴۰ میلیمتر می تواند برای فاصله تا ۳۰۰۰ میلیمتر بکار رود.

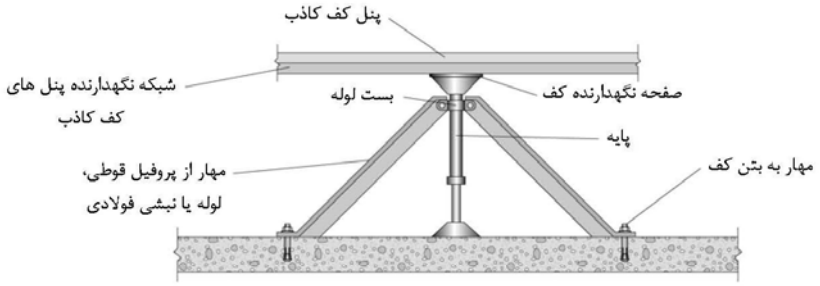


DET.E

شکل ۳-۱۸- جزئیات مهار تیرهای اصلی و فرعی سقف کاذب معلق



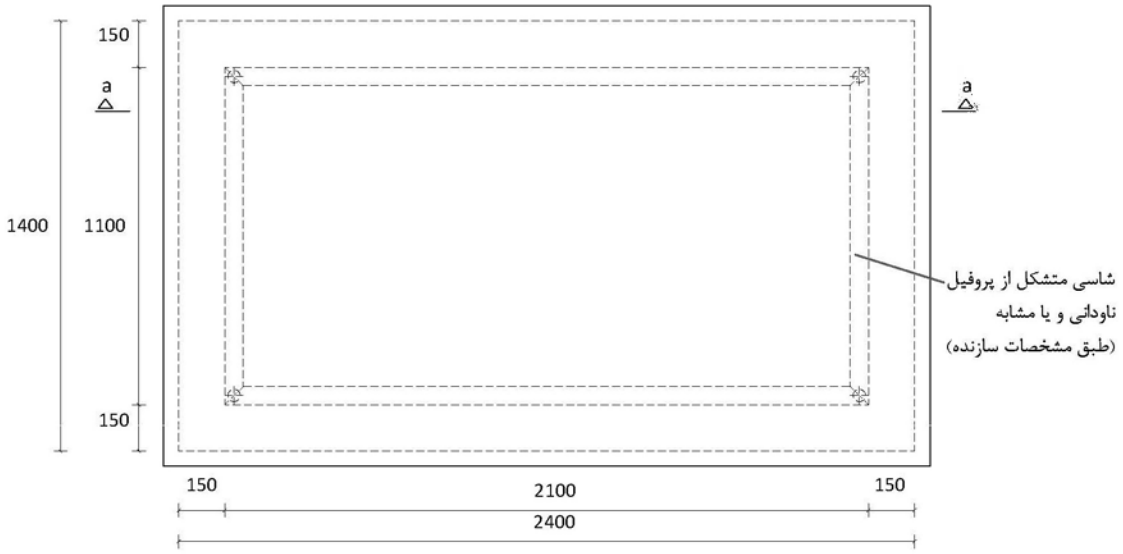
پایه های کنسولی کف کاذب



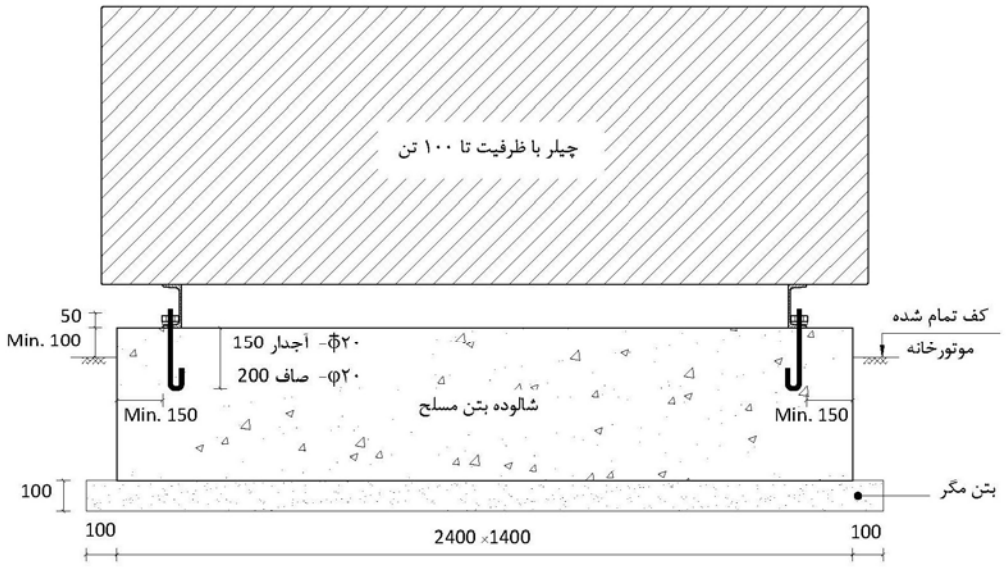
پایه مهار شده کف کاذب

(برای کف های مرتفع یا پایه هائیکه به اندازه کافی در مقابل زلزله مقاوم نیستند)

شکل ۳-۱۹- جزئیات مهار کف‌های کاذب



پلان

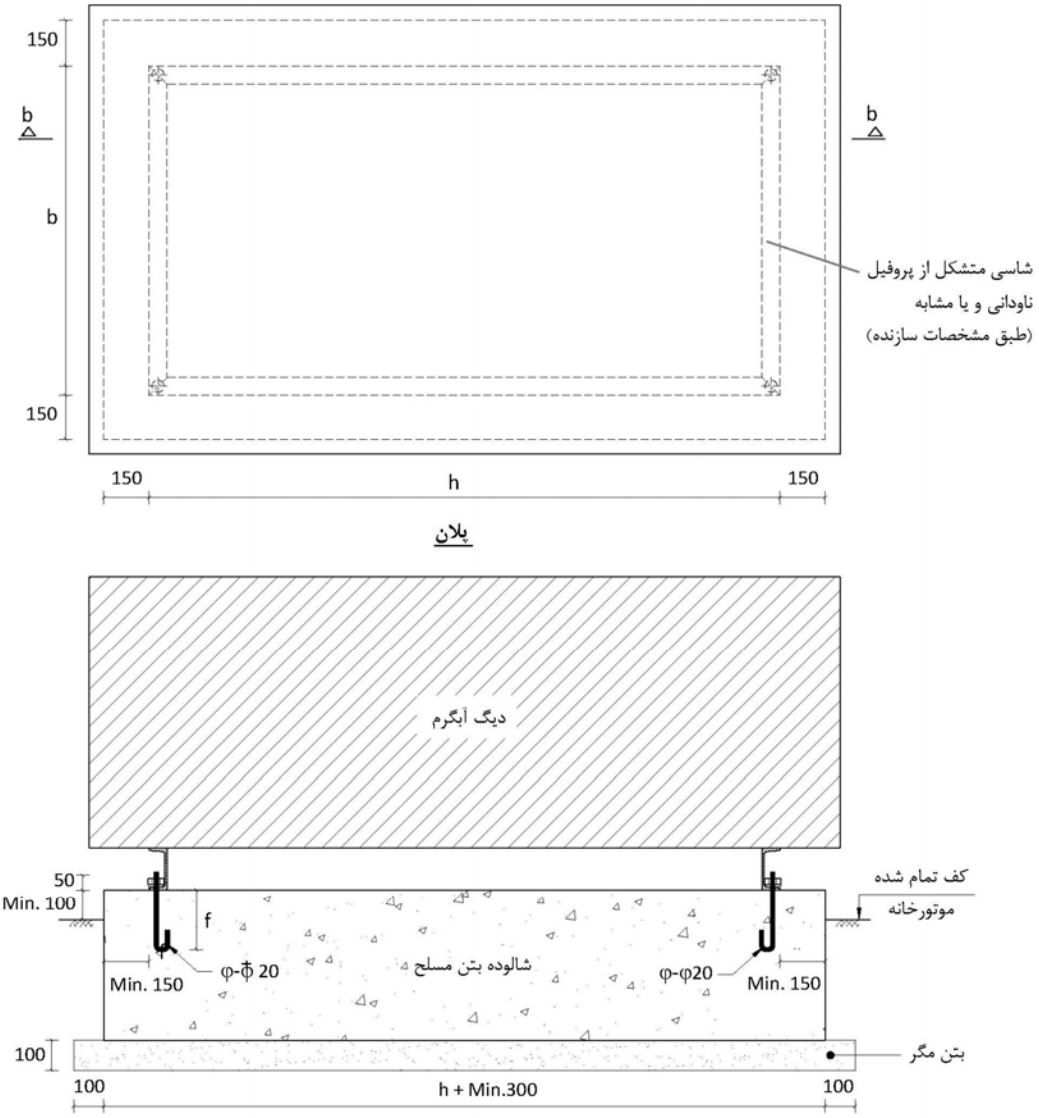


SEC. a-a

توضیح:

کلیه ابعاد به میلیمتر است.

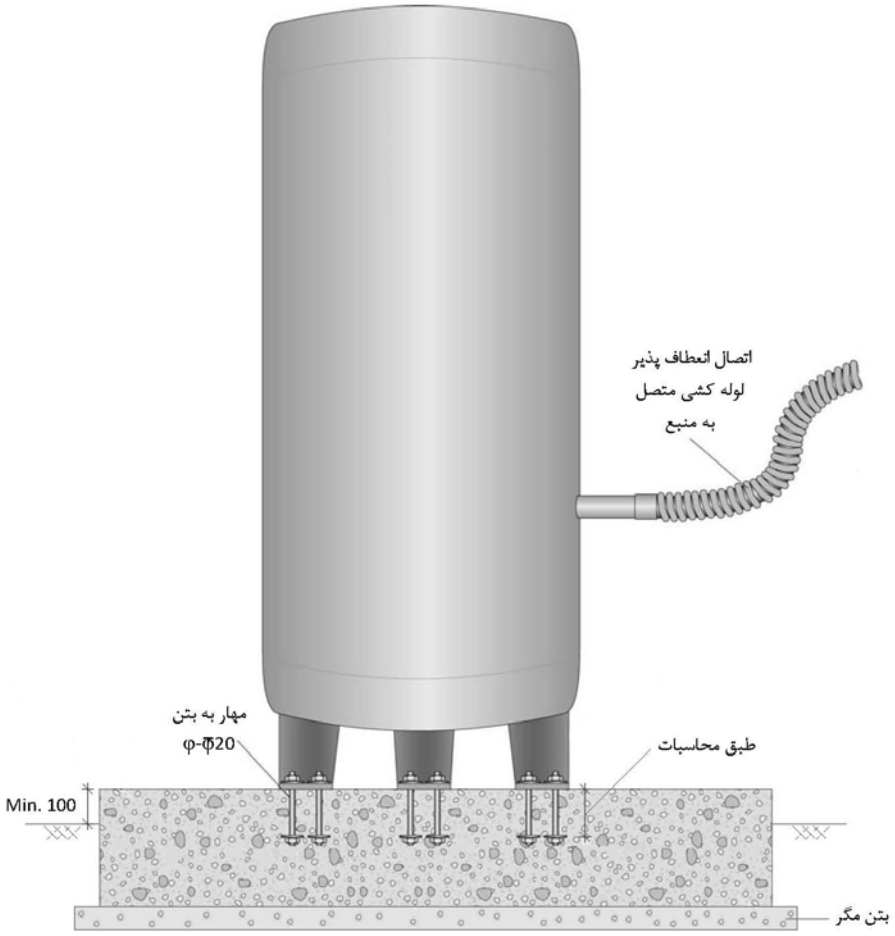
شکل ۳-۲۰- جزئیات اتصال چیلر با ظرفیت تا ۱۰۰ تن



وزن تجهیز در حالت بهره برداری (t)	h mm	b mm	f mm	
			صاف	آجدار
Wp ≤ 2	1000	950	200	150
2 ≤ wp ≤ 6	2000	1500	400	300
6 ≤ wp ≤ 9	2500	1750	550	450

توضیح:
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

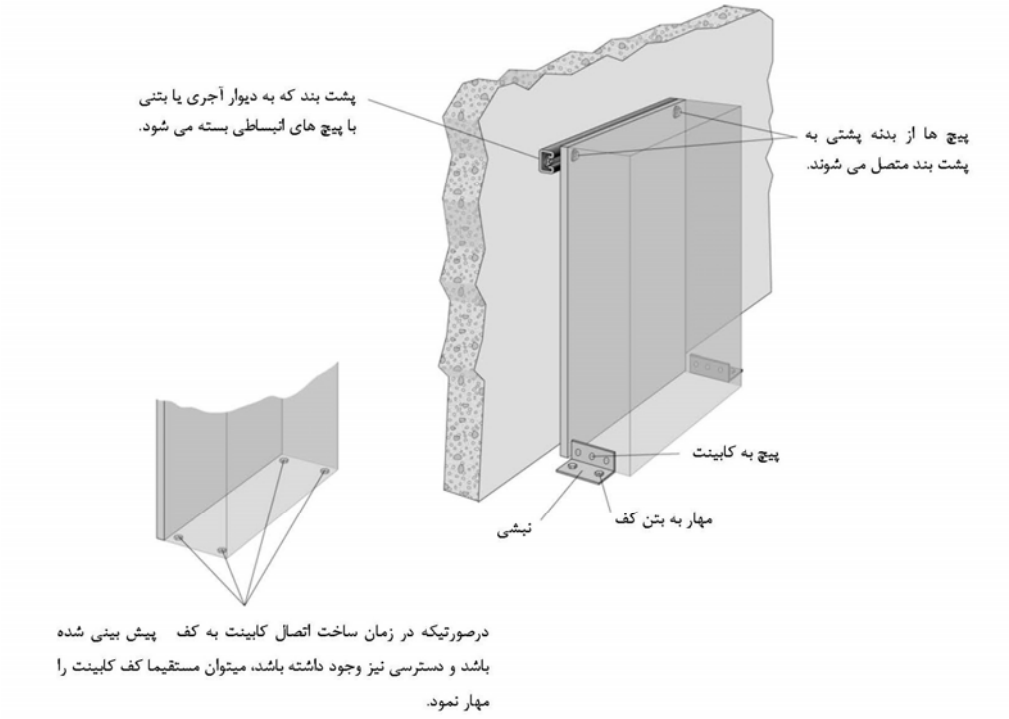
شکل ۳-۲۱- جزئیات اتصال دیگ آب گرم



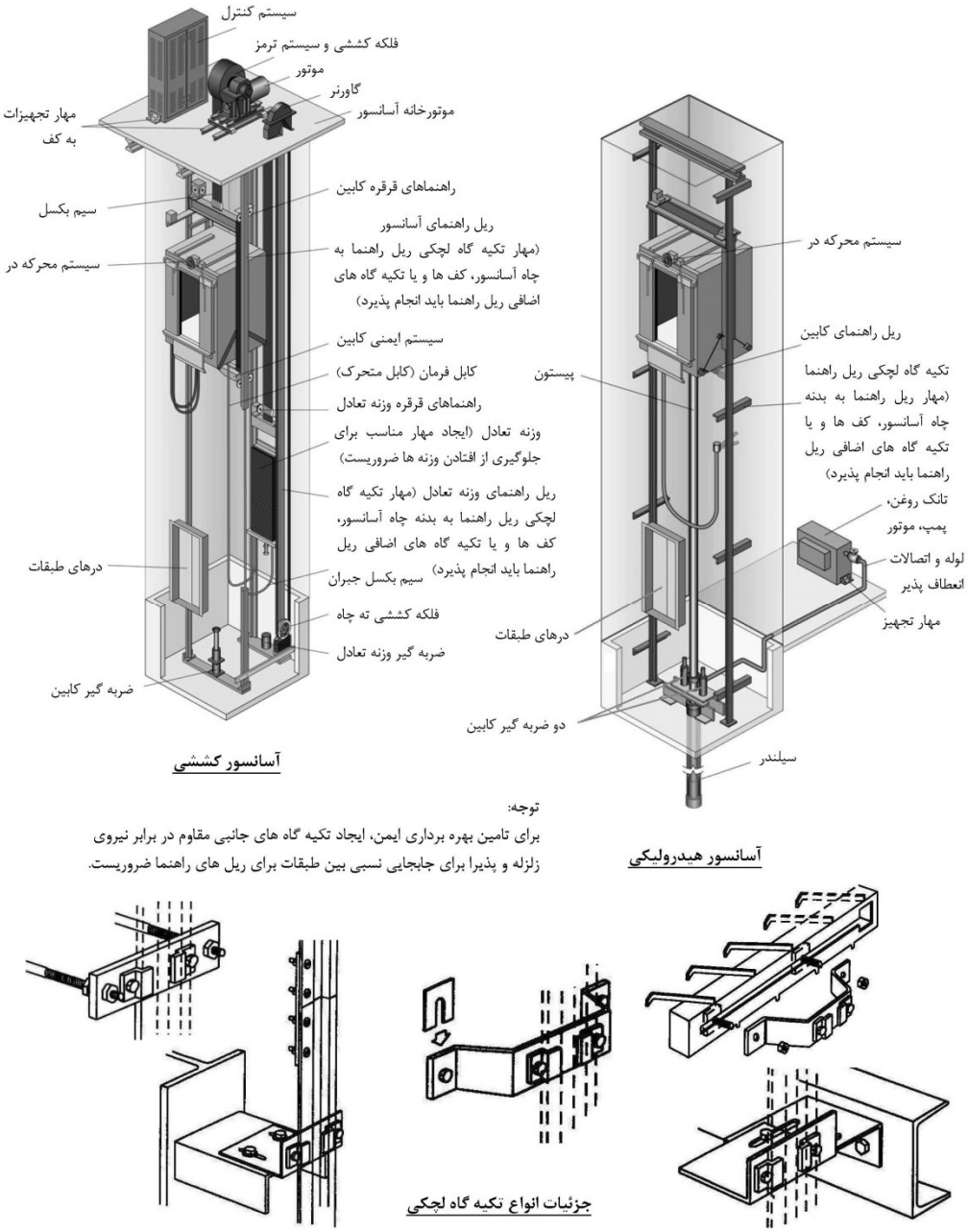
توضیح:

- ابعاد شالوده بتنی باید به اندازه ای باشد که در مقابل نیروی واژگونی پایداری نماید و ضخامت آن نیز برای طول مهاری پیچ ها کافی باشد.
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

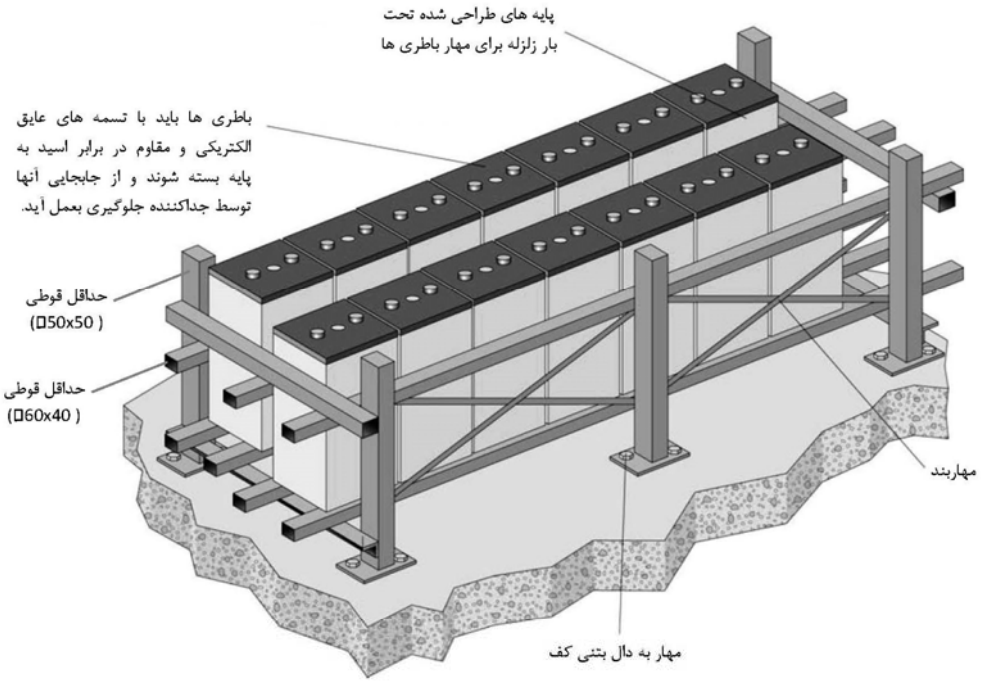
شکل ۳-۲۲- جزئیات اتصال منبع ایستاده به کف



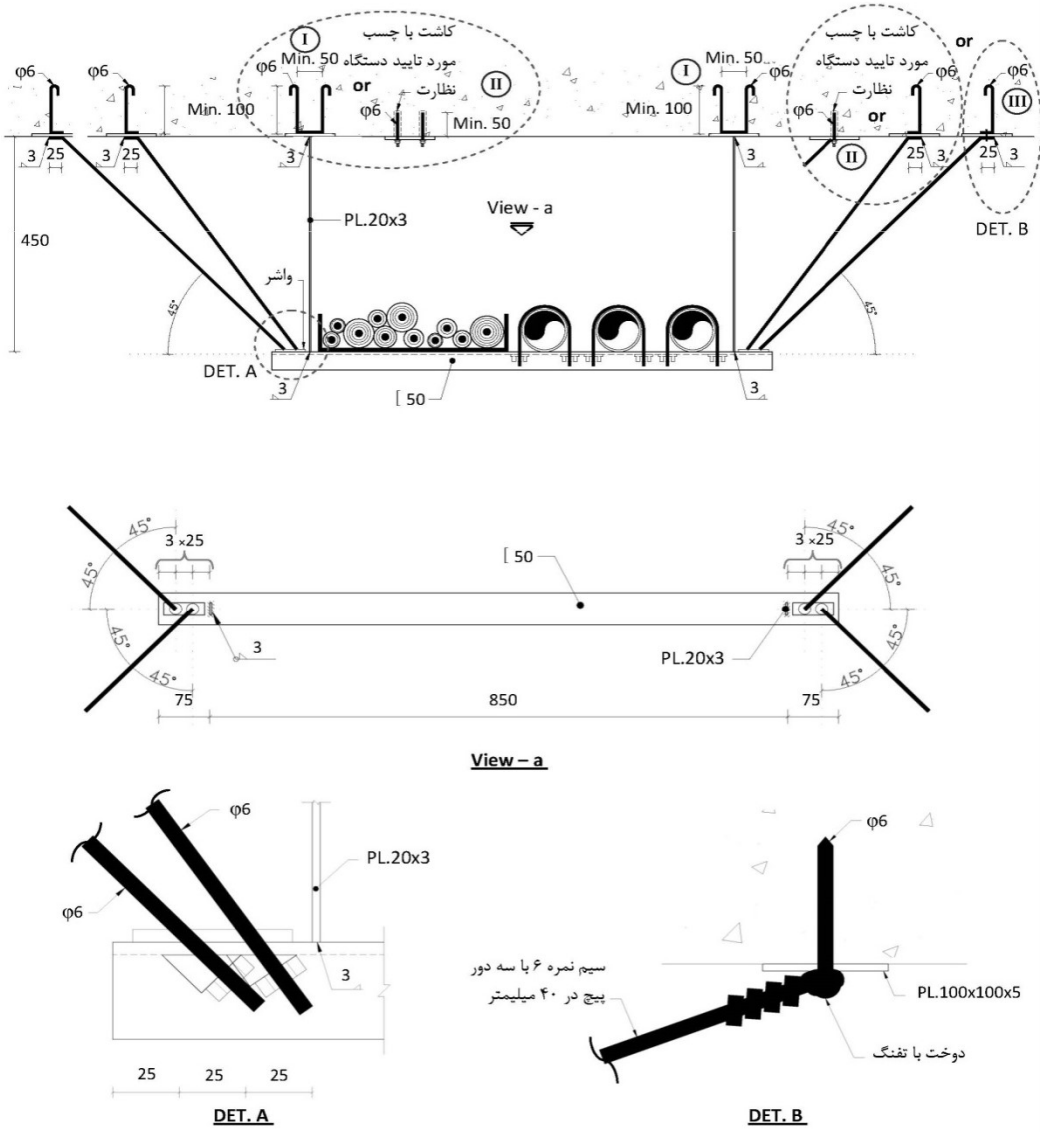
شکل ۳-۲۳- جزئیات اتصال تابلوهای برق خود ایستا



شکل ۳-۲۴- جزئیات مهار ریل‌های راهنمای کابین آسانسور



شکل ۳-۲۵- جزئیات مهار باطری‌ها



View – a

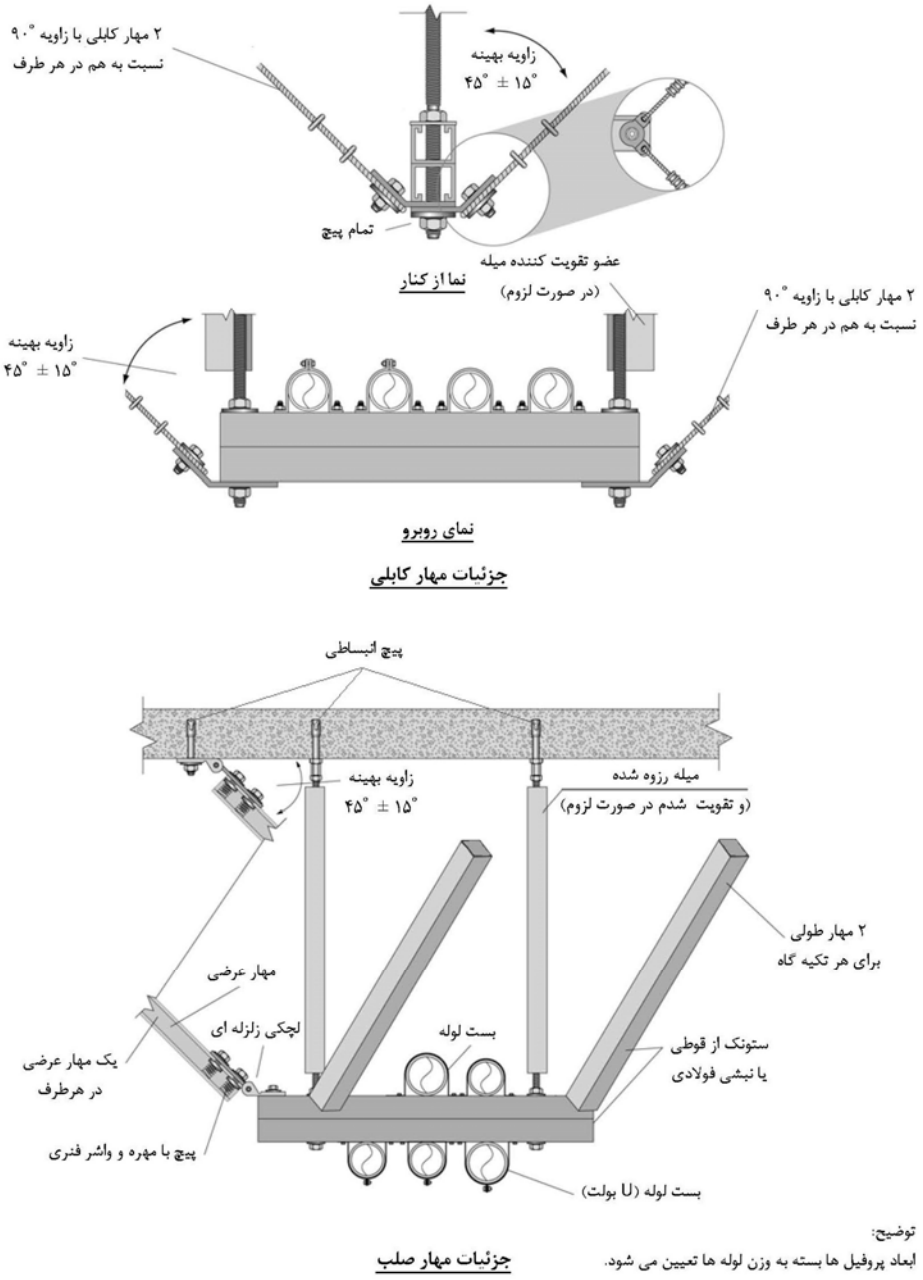
DET. A

DET. B

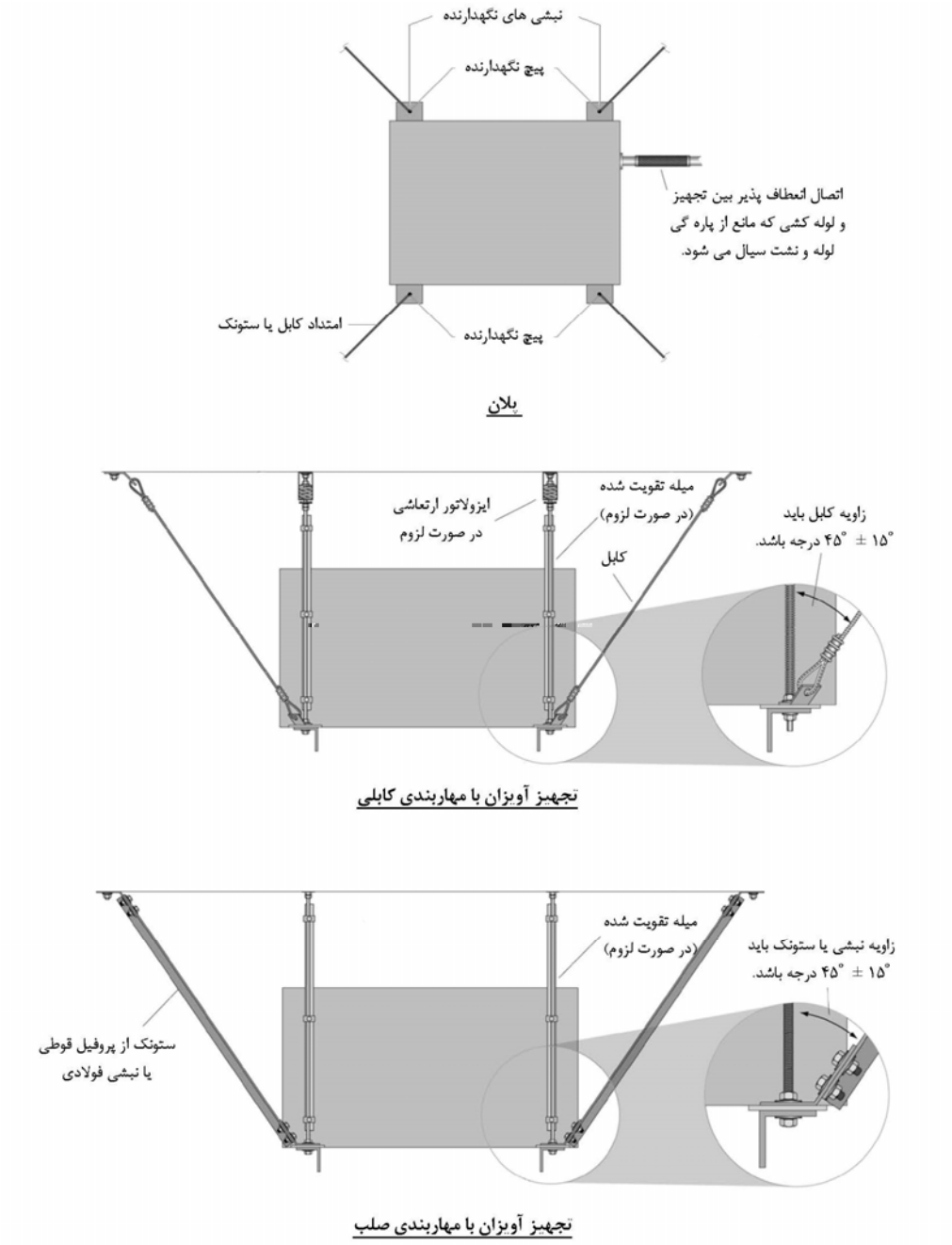
توضیح:

- اتصال مهار به سقف سازه بسته به شرایط می تواند به یکی از روش های I (پیش بینی ورق اتصال در قالب بندی) ، II (کاشت با استفاده از چسب مورد تایید دستگاه نظارت) و یا III (دوخت ورق به دال سقف با تفنگ هیلتی) انجام پذیرد.
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

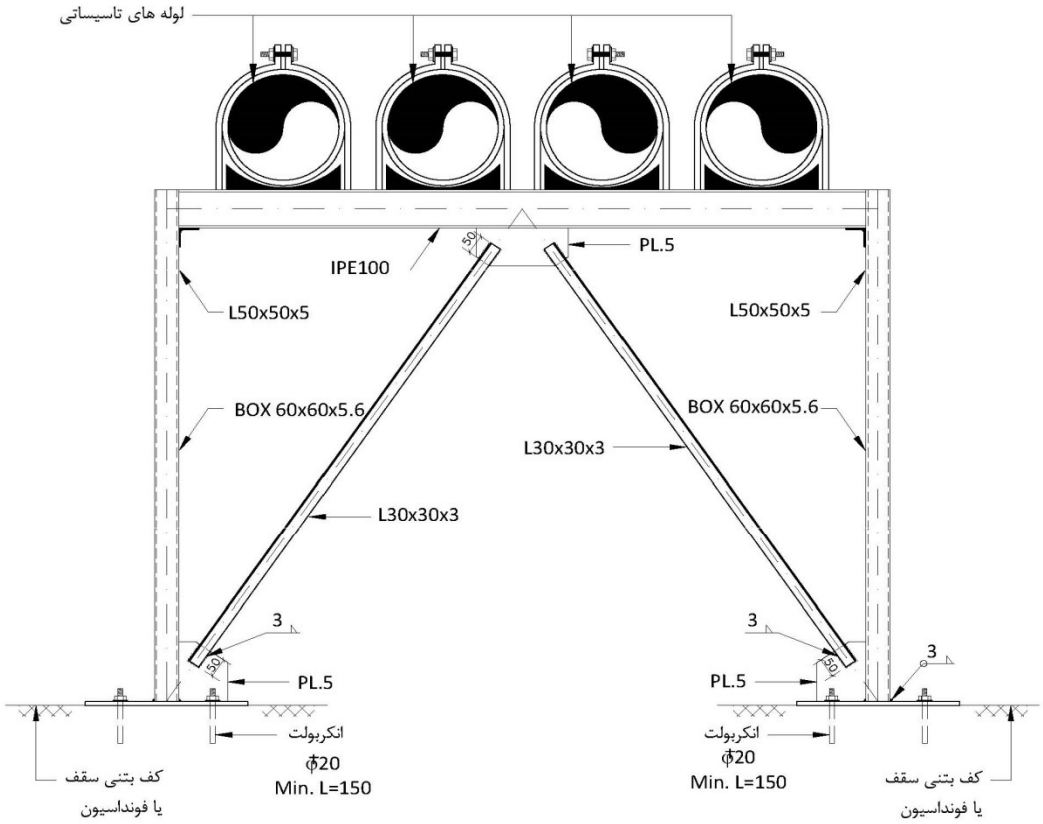
شکل ۳-۲۶- جزئیات مهار نگهدارنده‌های لوله‌های تاسیساتی و سینی کابل برای وزن تاسیسات تا ۵۰۰ کیلوگرم



شکل ۳-۲۷- جزئیات مهار کابلی و صلب لوله‌های متکی بر تکیه‌گاه‌های آویزان



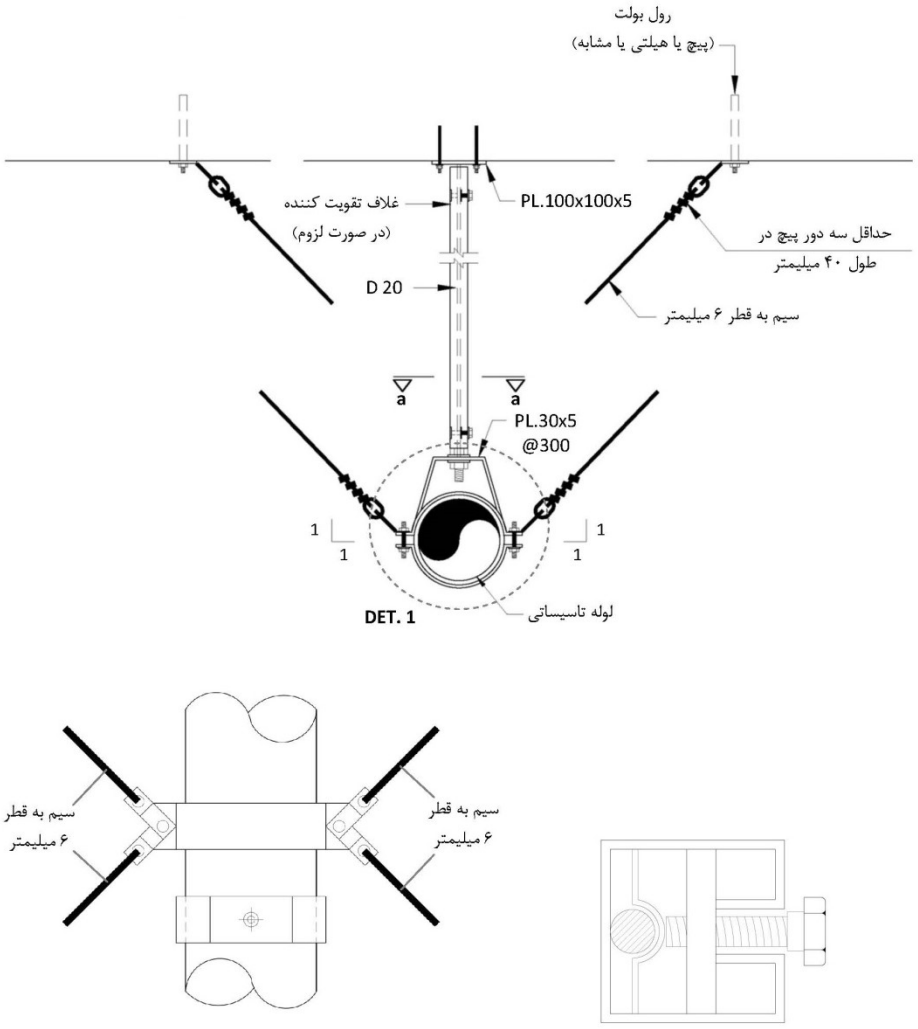
شکل ۳-۲۸- جزئیات مهار کابلی و صلب تجهیزات آویزان



توضیح:

- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

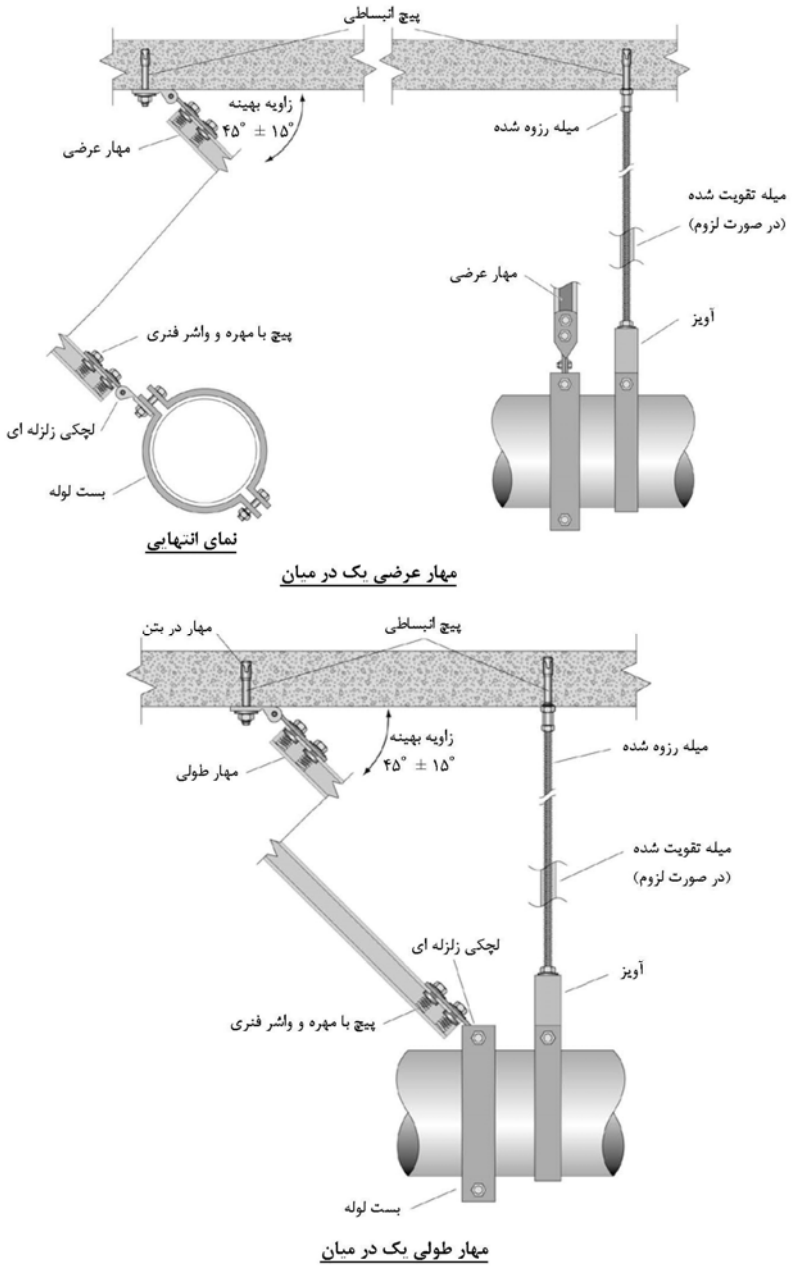
شکل ۳-۲۹- جزئیات مهار لوله‌های تاسیساتی بر روی پایه‌های فلزی



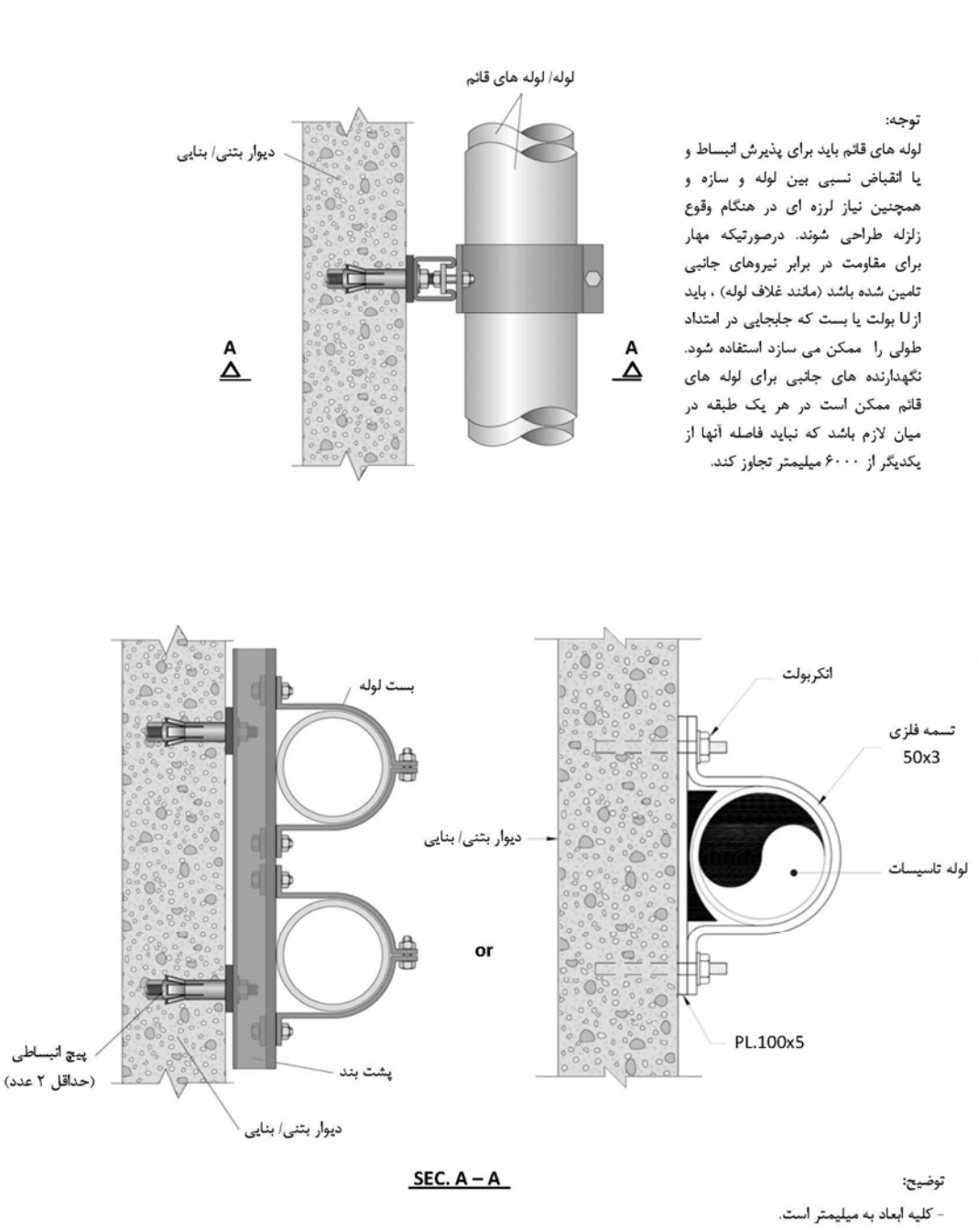
توضیح:

- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

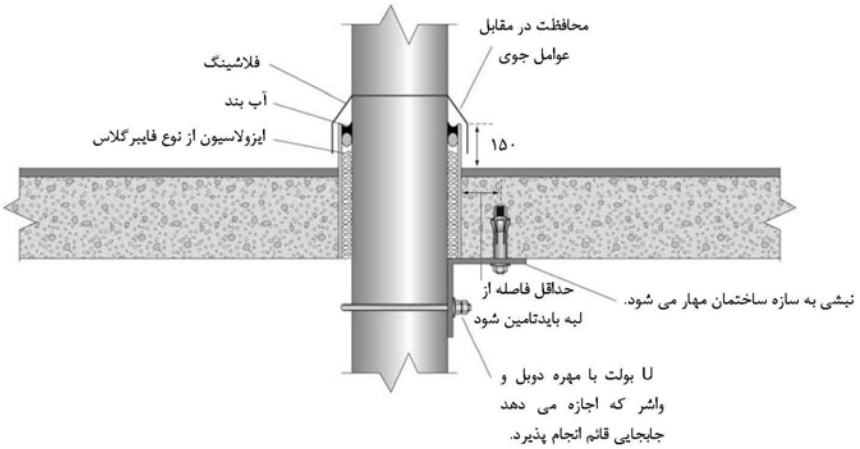
شکل ۳-۳۰- جزئیات مهار تک لوله تاسیساتی آویزان

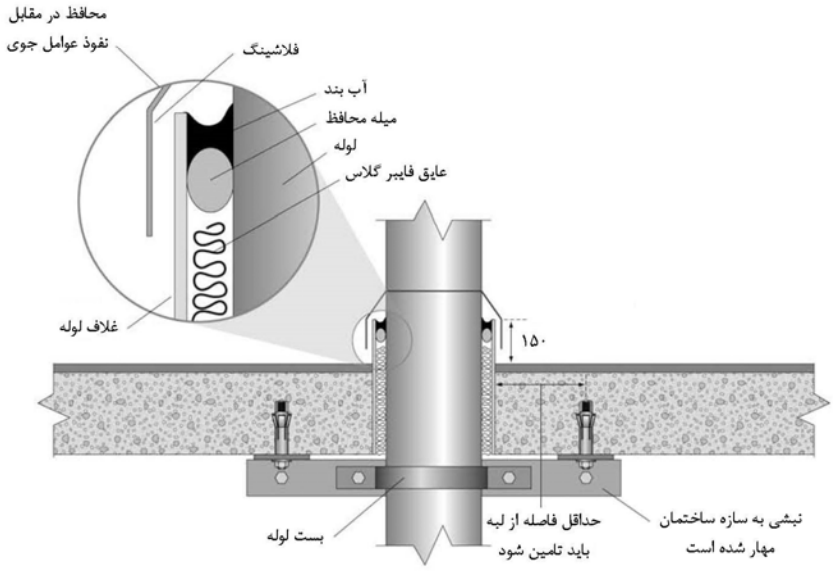


شکل ۳-۳۱- جزئیات مهار صلب تک لوله تاسیساتی آویزان



شکل ۳-۳۲- جزئیات اتصال لوله/ لوله‌های قائم به دیوار بتنی/ بنائی

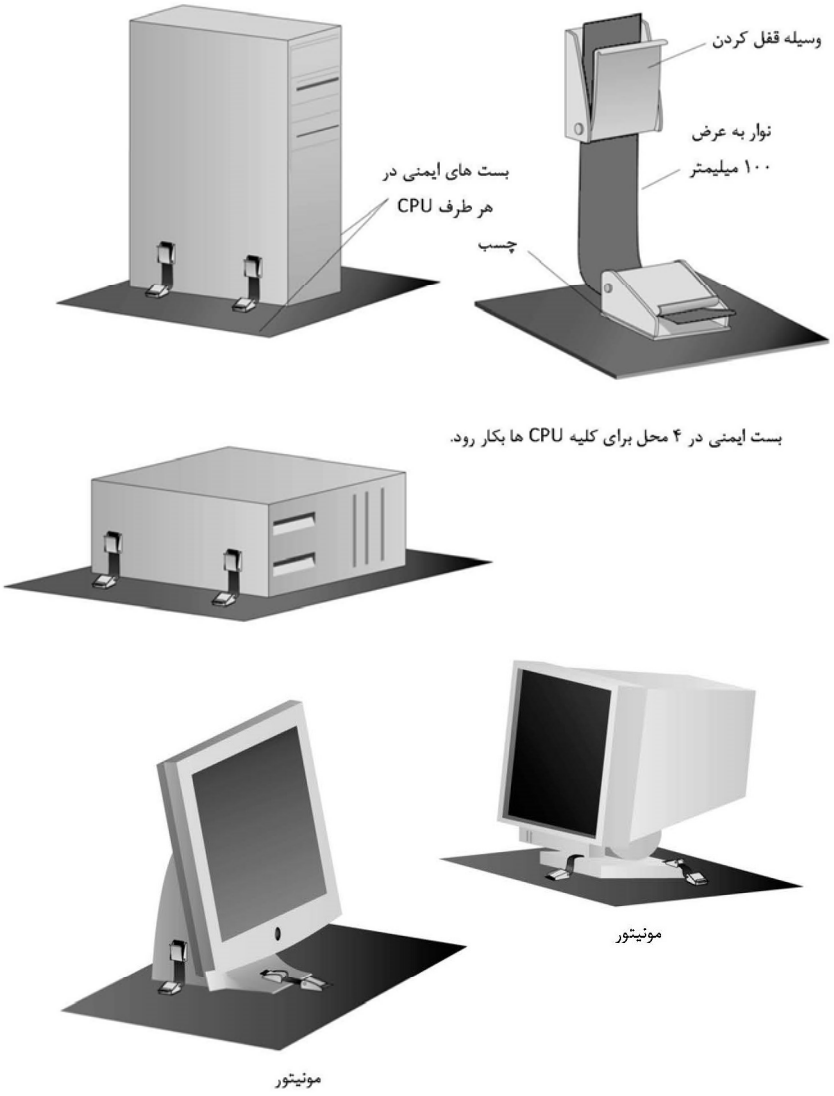




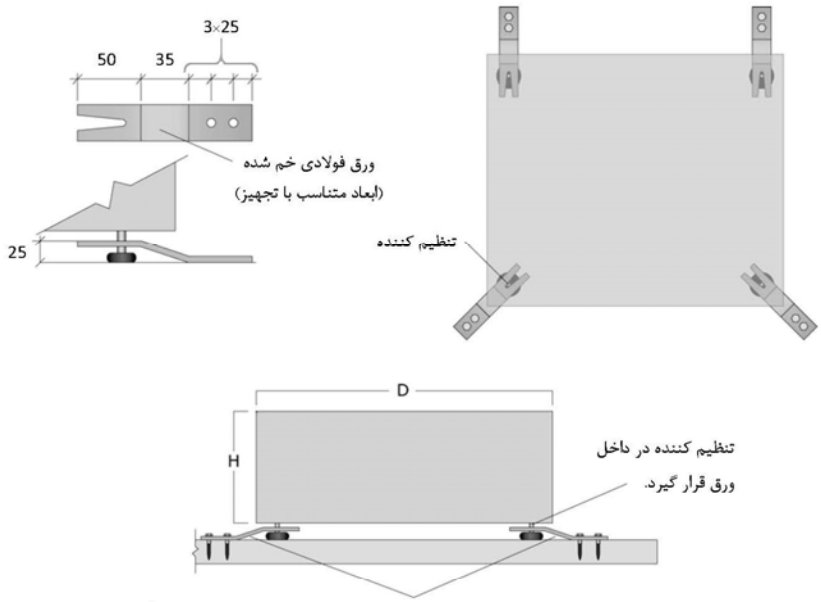
توضیح:

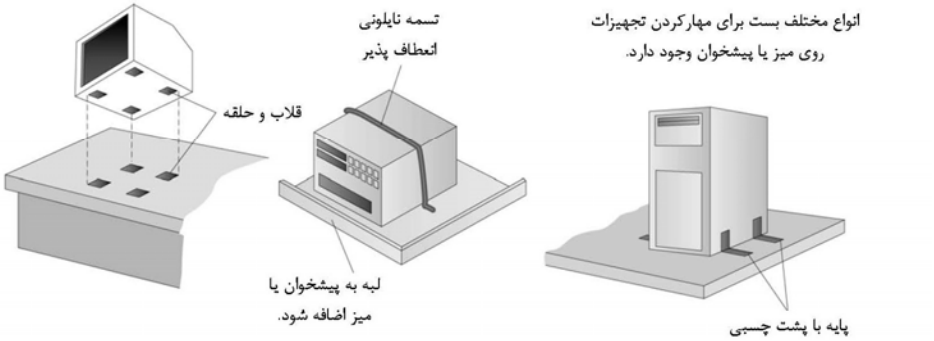
- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

شکل ۳-۳۳- جزئیات نگهدارنده لوله قائم در بام



شکل ۳-۳۴- جزئیات مهار اجزای کامپیوتر و تجهیزات مشابه آن

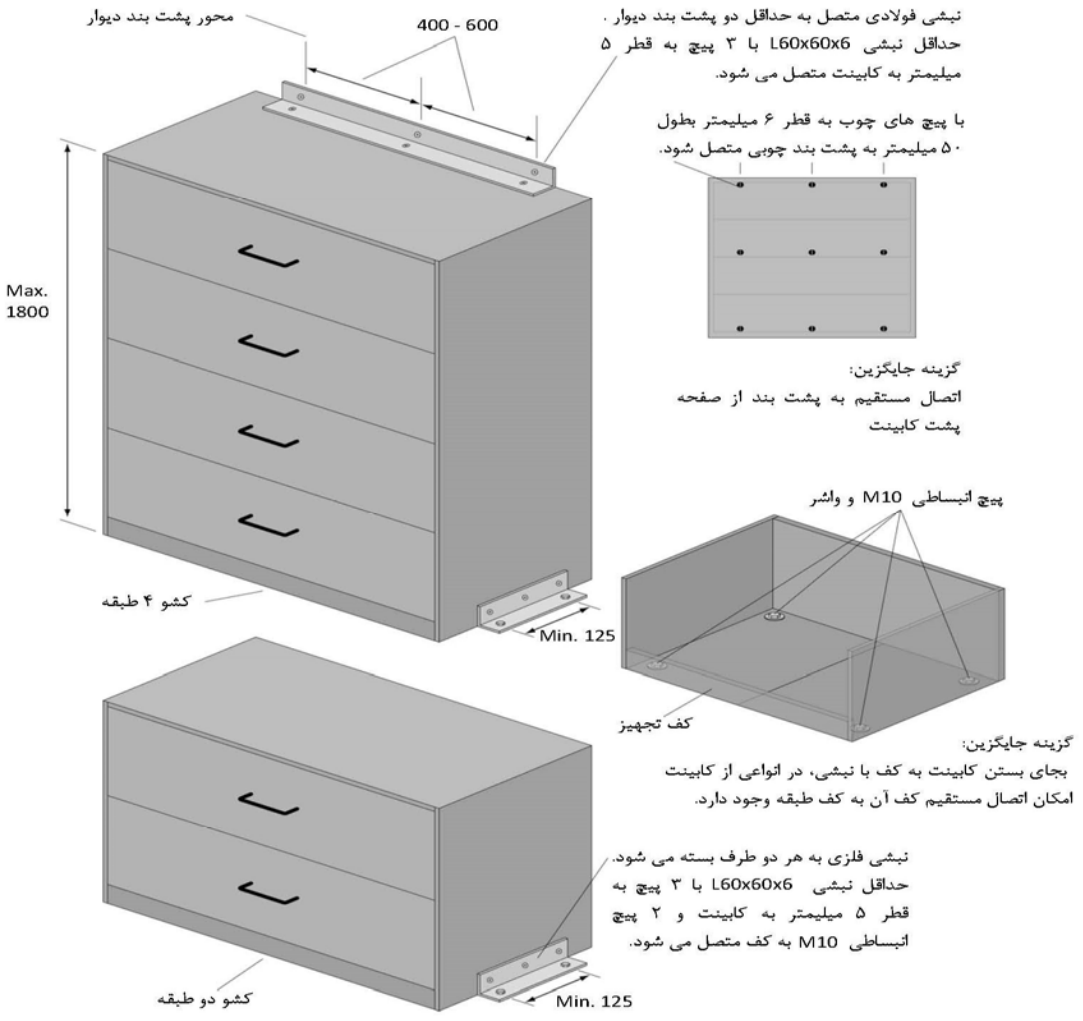




توضیح:

- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

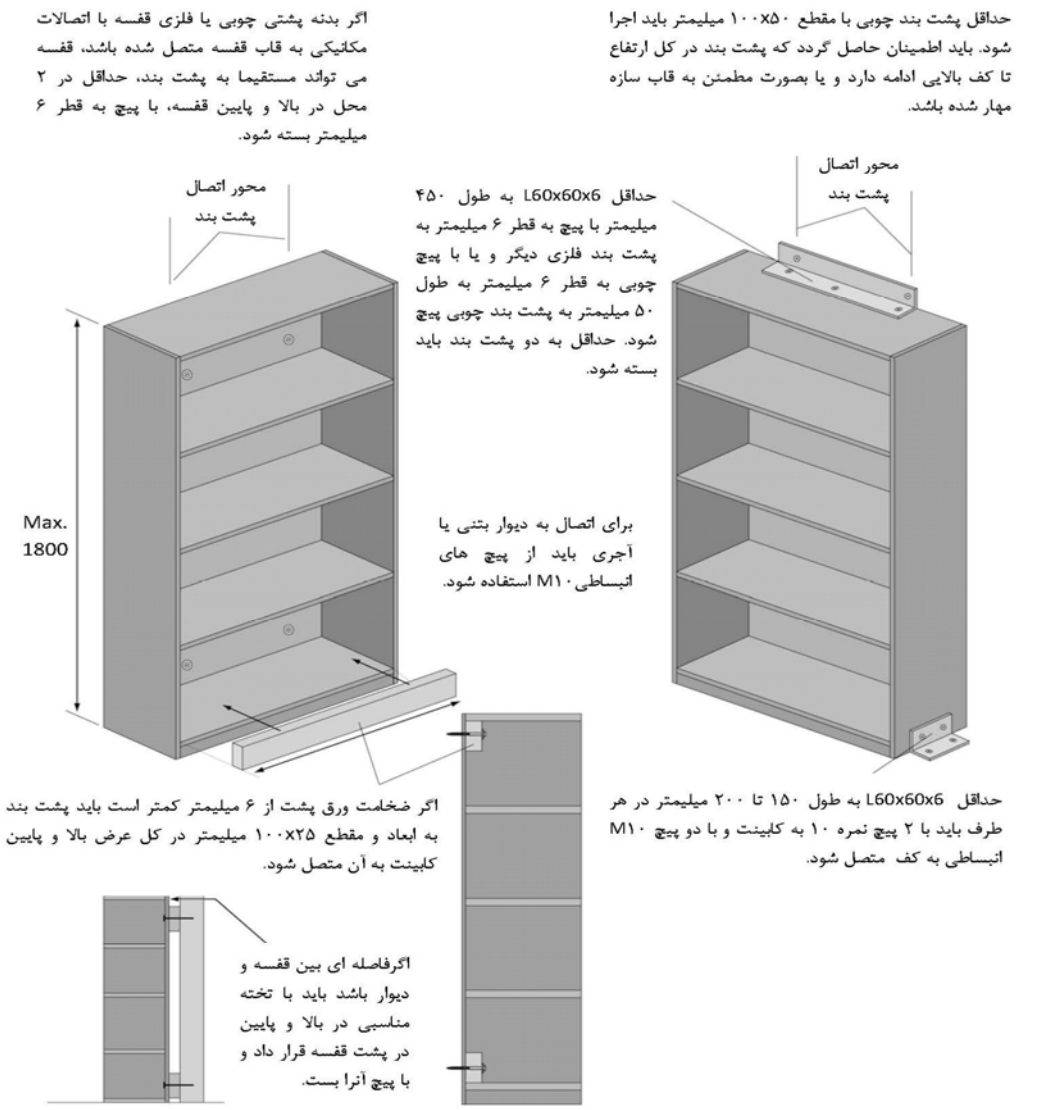
شکل ۳-۳۵- جزئیات مهار تجهیز به روی پیشخوان یا میز



توضیح:

- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

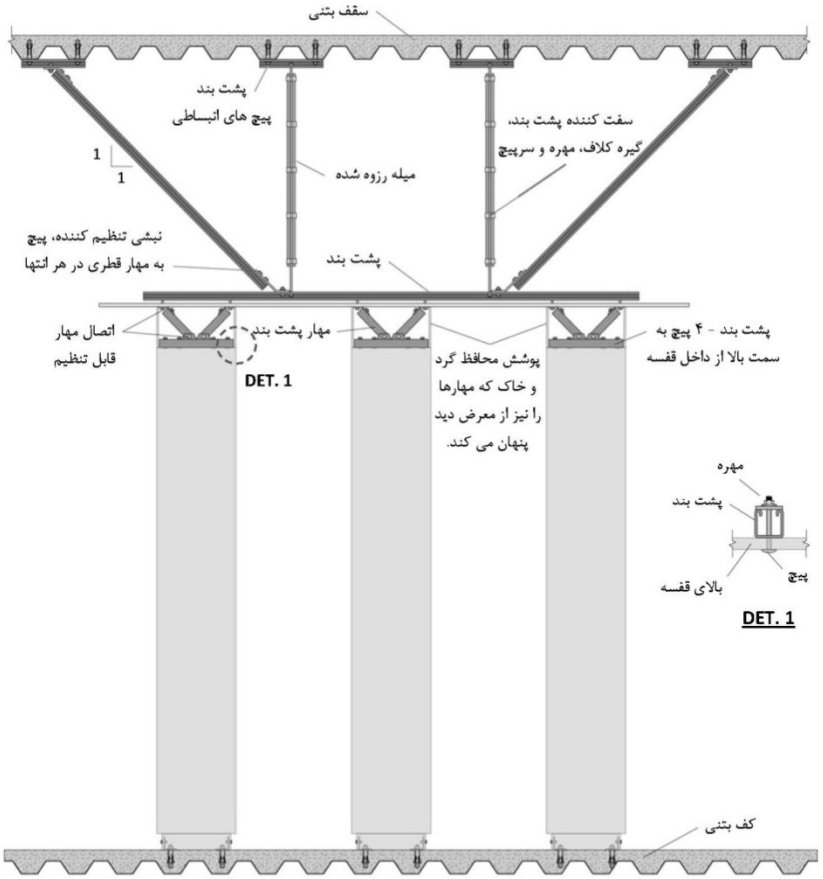
شکل ۳-۳۶- مهارهای اتصال کشوها به دیوار و کف



توضیح:

- کلیه ابعاد به میلیمتر است.

شکل ۳-۳۷- مهارهای قفسه‌های کتاب به دیوار و کف



شکل ۳-۳۸- جزئیات پوشش محافظ مهارهای فوقانی قفسه‌های کتابخانه/ اجناس از معرض دید

فصل چهارم

دستورالعمل تحلیل خطر زلزله در ساختگاه بیمارستان

۴-۱- مقدمه

با توجه به عدم‌قطعیت‌های موجود در فرآیند تحلیل خطر زلزله، انجام تحلیل خطر زلزله همواره با تفرق نتایج و ناهماهنگی‌هایی همراه بوده است. تفرق زیاد در تعیین مقادیر خطر زلزله اگر منجر به محافظه کاری زیاد شود، سبب هدر رفتن سرمایه و بعضا غیر اقتصادی شدن بعضی طرح‌های عمرانی می‌شود. از طرفی برآورد دست پایین این مقادیر سبب قرارگرفتن سرمایه و جان انسان‌ها در معرض تهدید زلزله‌های آتی خواهد شد. این موضوع مخصوصاً در رابطه با ساختمان‌ها و تأسیسات با عملکرد بی‌وقفه، نظیر بیمارستان‌ها و مراکز امدادی اهمیت بیشتری پیدا خواهد نمود از این منظر که عدم ایفای عملکرد مورد نظر طی زلزله توسط این ساختمان‌ها نه تنها خسارات اقتصادی زیادی به‌جا خواهد گذاشت بلکه به‌دلیل وابسته بودن سلامت و نجات انسان‌ها به عملکرد آنها سبب نارسایی در امر کمک‌رسانی و نجات آسیب‌دیدگان زلزله خواهد شد. در این راستا ساماندهی و هماهنگ‌سازی تلاش‌های مطالعات تحلیل خطر به منظور کاهش تفرق مشاهده شده در نتایج چنین مطالعاتی از اهداف این دستورالعمل می‌باشد.

۴-۲- اهداف

این فصل با هدف ایجاد وحدت رویه در انجام مطالعات تحلیل خطر جنبش قوی زمین و محاسبات طیف پاسخ ساختگاه جهت طراحی سازه‌های جدیدالتاسیس و یا طرح‌های بهسازی ساختمان‌های بیمارستانی تدوین شده است. اگرچه هدف اصلی این پیوست برای سازه‌های بیمارستانی بوده ولی همچنین می‌توان از آن برای سایر مطالعات تحلیل خطر سازه‌های خاص و با اهمیت بالا استفاده نمود. این فصل سعی نموده تا چارچوبی برای هماهنگی در موارد زیر را ارائه نماید:

- رویه انجام مطالعات تحلیل خطر زلزله و پاسخ ساختگاه برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد، متوسط و کم
- چگونگی انجام فرآیند داوری و راستی آزمایی پروژه‌های مطالعات تحلیل خطر
- تعریف شرح خدمات مطالعات تحلیل خطر

۴-۳- دامنه کاربرد

در مواردی که بر اساس مقررات ملی ساختمان و یا شرایط خصوصی طرح، انجام مطالعات تحلیل خطر و پاسخ ساختگاه به‌صورت اختصاصی برای سازه‌های بیمارستانی الزام داشته باشد، استفاده از این فصل اجباری می‌باشد.

۴-۴- نحوه کاربرد این دستورالعمل

مطالب ارائه شده در این فصل علاوه بر موارد الزام شده توسط آیین‌نامه ۲۸۰۰ بوده و در مواردی که این دستورالعمل به آن اشاره نمی‌کند، الزامات آیین‌نامه ۲۸۰۰ جاری می‌باشد. در هر صورت توصیه‌های آیین‌نامه ۲۸۰۰ حداقل‌های مورد نیاز در مباحث مورد طرح در این دستورالعمل می‌باشد.

۴-۵- خطرات لرزه‌ای مورد نظر

در حین زلزله عوامل مختلفی می‌توانند سبب ایجاد عواقب ناگوار در ساختمان‌ها و تاسیسات شوند. منظور از خطر زلزله تعیین احتمال فراگذشت شدت جنبش زمین در دوره‌های زمانی مشخص بوده و سایر خطرات ناشی از زلزله را در بر نمی‌گیرد.

۴-۶- روش‌های تحلیل خطر جنبش قوی زمین

در برآورد مقادیر پارامترهای جنبش قوی زمین ناشی از زلزله دو رویکرد اصلی قابل تشخیص است که تفاوت آنها در چگونگی استفاده از داده‌های لرزه زمین‌ساختی و عدم‌قطعیت‌های حاکم در ایجاد جنبش قوی زمین می‌باشد:

- تحلیل خطر تعینی زمین‌لرزه (DSHA)[1]
- تحلیل خطر احتمالی زمین‌لرزه (PSHA)[2]

۴-۶-۱- روش تعینی تحلیل خطر زلزله (DSHA)

این روش که به‌دنبال بدترین سناریوی ممکن می‌باشد، خطر زلزله را بر اساس پارامترهای زلزله‌ای که بزرگ‌ترین جنبش زمین در سایت را موجب می‌شود، تخمین می‌زند. در این روش اثر عدم‌قطعیت‌ها جهت تعیین مشخصه‌های جنبش زمین، در نظر گرفته نمی‌شود. در حالت کلی DSHA شامل چهار مرحله زیر است:

- تشخیص سرچشمه‌های لرزه‌ای که می‌توانند در محل سایت منجر به جنبش‌های خسارت بار شوند
- تعیین بیشینه بزرگی قابل وقوع در هر یک از سرچشمه‌ها
- انتخاب رابطه میرایی جنبش‌های زمین که باید بر اساس خصوصیات منطقه انتخاب شوند
- محاسبه جنبش‌های زمین در محل سایت براساس زلزله‌های سرچشمه‌های مختلف

۴-۶-۲- روش احتمالی تحلیل خطر زلزله (PSHA)

روش PSHA امکان تعیین احتمال وقوع دامنه جنبش‌های زمین بزرگتر از یک مقدار مشخص در یک دوره زمانی مشخص را فراهم می‌سازد. مزیت روش‌های احتمالی تحلیل خطر لرزه‌ای یک منطقه نسبت به تحلیل خطر

[1] Deterministic Seismic Hazard Analysis
[2] Probabilistic Seismic Hazard Analysis

قطعی در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها به‌صورتی طبیعی در روند آنالیز و در نتیجه در نظر گرفتن پتانسیل لرزه‌ای منطقه، طبیعت تصادفی بودن وقوع زمین‌لرزه‌ها، طبیعت تصادفی بودن جنبش‌های ایجاد شده ناشی از زمین‌لرزه‌ها، و در نظر گرفتن تمامی عدم قطعیت‌ها در همه مراحل ورودی و آنالیز داده‌ها می‌باشد. مراحل کلی این روش در چهار مرحله خلاصه شده است [۴]:

۱. تعریف سرچشمه‌های لرزه‌ای: تفکیک مناطق با لرزه‌خیزی متفاوت به صورت سرچشمه‌های لرزه‌ای از نوع گسل و یا محدوده‌های لرزه‌زا
۲. تعیین روابط فراوانی- بزرگی زلزله‌ها: انجام مطالعات آماری بر زلزله‌های گذشته و تعیین پارمترهای روابط تجربی فراوانی-بزرگی برای هر منبع لرزه‌زا
۳. انتخاب روابط پیش‌بینی جنبش‌های قوی زمین (روابط کاهندگی)
۴. محاسبات احتمالی خطر زلزله: تجمیع احتمالات ناشی از عدم‌قطعیت‌های ناشی از پراکندگی زلزله‌ها در زمان و مکان و عدم‌قطعیت‌های فرایند تولید جنبش قوی زمین که نیازمند استفاده از الگوریتم‌ها و تحلیل‌های عددی برای انجام محاسبات تجمیع احتمالات می‌باشد.

۴-۷- خروجی‌های مطالعات تحلیل احتمالی خطر لرزه‌ای

انواع نتایج حاصل از مطالعات احتمال خطر لرزه‌ای را می‌توان به‌صورت زیر خلاصه کرد:

۱. منحنی خطر (Seismic Hazard Curve): نشان دهنده نرخ متوسط سالانه فراگذشت بیشینه شتاب زمین و یا سایر مولفه‌های جنبش قوی زمین
۲. طیف با خطر ثابت (Uniform Hazard Spectra) : نشان‌دهنده مقادیر شتاب طیفی با خطر ثابت برای پریودهای مختلف
۳. نقشه پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای (Seismic Hazard map) : ارائه کننده مقادیر شتاب زمین در پهنه‌های جغرافیایی
۴. تجزیه خطر (Hazard Disaggregation): ارائه کننده نقش وقوع زلزله‌ها با بزرگی و فاصله متفاوت در ایجاد مقادیر شتاب‌های طراحی

۴-۸- دامنه داده‌های مورد نیاز و محدوده بررسی‌ها جهت تشکیل بانک اطلاعات

یکی از مولفه‌های اصلی در قابلیت اعتماد یک مطالعه تحلیل خطر کیفیت و کمیت داده‌های استفاده شده می‌باشد.

ازآنجا که پیش‌بینی می‌شود، بودجه اختصاص یافته به انجام مطالعات تحلیل خطر برای پروژه‌های بیمارستانی، گنجایش انجام مطالعات خاص و با هدف تولید اطلاعات جدید را نداشته باشد، فصل حاضر بنا را بر وجود اطلاعات

در منابع علمی داوری شده و در دسترس می‌گذارد، و استفاده از اطلاعات شخصی و یا انحصاری که قابلیت داوری علمی را نداشته باشد، مجاز نمی‌داند.

۴-۹- شرایط لزوم انجام مطالعات تحلیل خطر ساختگاه

بدیهی است آیین‌نامه ۲۸۰۰ مبانی و حداقل‌های لازم جهت طراحی لرزه‌ای گونه‌های مختلف ساختمانی از جمله بیمارستان‌ها را تعیین نموده است. لذا با توجه به عمومیت اعمال شده در تعیین مقادیر خطر زلزله در پهنه‌بندی آیین‌نامه و از طرفی نیاز طراحی سازه‌های بیمارستانی در سایر سطوح خطر، انجام مطالعات خاص تحلیل خطر و تخمین طیف ساختگاه برای سازه‌های بیمارستانی ضروری است. عوامل زیر را می‌توان دلایلی مبنی بر لزوم انجام مطالعات تحلیل خطر خاص ساختگاه پروژه‌های خاص از جمله بیمارستان‌ها دانست:

- شرایط و اهمیت خاص پروژه در فرآیند امداد و نجات و یا بروز بحران‌های ثانوی
- استفاده از منابع اطلاعاتی به روز شده از کلیه المان‌های تاثیر گذار در برآورد خطر
- برآورد قابل اطمینان از پاسخ صحیح خاک و شرایط ویژه ساختگاه
- ارزیابی خطر در سایر سطوح خطر مورد استفاده در مقاصد طراحی و کنترل‌های عملکردی لازم
- ارزیابی اثرات حوزه نزدیک با توجه به مطالعات تجزیه خطر
- برآورد دقیق طیف پاسخ ساختگاه و ضرایب بزرگ‌نمایی در پریودهای حائز اهمیت سازه
- امکان شبیه‌سازی و یا انتخاب و مقیاس سازی رکوردهای جنبش قوی زمین برای مقاصد طراحی و یا کنترل‌های سازه‌ای
- امکان برآورد سایر مولفه‌های جنبش قوی زمین نظیر سرعت و تغییرمکان و یا مولفه‌های قائم جنبش زمین

۴-۱۰- لزوم تحلیل عدم‌قطعیت‌ها در مطالعات تحلیل خطر زلزله

عدم‌قطعیت‌های موجود در دانش بشری راجع به فرآیند وقوع زلزله و جنبش قوی ناشی از آن به همراه تفاسیر و قضاوت‌های صورت گرفته توسط متخصصین تحلیل خطر زلزله، منشأ تفرق قابل توجه نتایج چنین مطالعاتی گشته است. یکی از مهمترین توصیه‌ها در انجام تحلیل خطر توجه به منابع عدم‌قطعیت و مدل‌سازی درست آنها در فرآیند مطالعات تحلیل خطر زلزله می‌باشد. بعضی از این عدم‌قطعیت‌ها از طریق توزیع های احتمالی در فرآیند تجمیع احتمالات و بعضی نیز از طریق روش‌های دیگر مدل‌سازی نظیر درخت منطقی و یا شبیه‌سازی مونتی‌کارلو قابل مدل‌سازی می‌باشند. آنچه مسلم است، مطالعه تحلیل خطر باید به صورت شفاف به منابع عدم‌قطعیت نظیر هندسه و آرایش منبع لرزه‌ای-پارامترهای لرزه‌خیزی – بزرگی حداکثر و انتخاب توابع کاهندگی و انحراف معیار آنها اشاره نموده و حساسیت نتایج را ارائه نماید.

۴-۱۱- صحت سنجی مطالعات تحلیل خطر و مستندسازی

امکان صحت سنجی نتایج، شبیه آن‌چه در سایر علوم مهندسی مقدور می‌باشد، در تحلیل خطر چندان میسر نیست، چرا که این مطالعات وقوع پدیده‌ای در آینده‌ای دور و آن هم به‌صورت احتمالی را پیش‌بینی می‌نماید. بنابراین بخش قابل توجهی از فرایند صحت سنجی و داوری اینگونه مطالعات و نتایج آن مبتنی بر صحت و دقت انجام مطالعات، تجزیه و تحلیل‌ها و تفسیرهای صورت گرفته می‌باشد. این دستورالعمل مراحل کنترل کیفیت و صحت مطالعات تحلیل خطر زلزله را به کیفیت و کمیت داده‌ها و اطلاعات مورد استفاده، تخصص‌ها و توانایی‌های استفاده شده و فرآیند تجزیه تحلیل داده‌ها و نتایج مرتبط می‌داند. بنابراین جهت انجام چنین کنترل‌هایی، نحوه مستندسازی داده‌ها، مراحل، فرضیات و نتایج تحلیل به نحوی که کاملا توسط افراد دیگر قابل داوری و مرور باشد نیز از دیگر مولفه‌های یک تحلیل خطر مناسب می‌باشد. آنالیز حساسیت و اشاره به کلیه شاخصه‌های معرف عدم‌قطعیت‌های موجود و ارائه مقادیر احتمالی با صدک‌های متفاوت از ابزاری است که فرایند داوری را شفاف‌تر می‌سازد.

مطالعات تحلیل خطر زلزله بنا بر طبیعت اطلاعات به‌کار برده شده و همچنین عدم آگاهی کامل از فرایندهایی که منجر به وقوع زلزله و جنبش‌های حاصل از آن می‌شود، حاوی عدم‌قطعیت‌های متعددی می‌باشد. بخش قابل توجهی از فرایند صحت سنجی و داوری مطالعات تحلیل خطر و نتایج آن معطوف به صحت و دقت انجام مطالعات و تحلیل و تفسیرهای صورت گرفته می‌باشد. بنا براین جهت انجام چنین کنترل‌هایی نحوه مستندسازی داده‌ها، مراحل، فرضیات و نتایج تحلیل به نحوی که کاملا توسط افراد دیگر قابل داوری و مرور باشد نیز، از دیگر مولفه‌های یک تحلیل خطر مناسب می‌باشد. مستندسازی شفاف با قابلیت رجوع به منابع مورد استفاده و ارائه مراحل اجرایی تحلیل خطر از دیگر ملزومات فرایند تحلیل خطر می‌باشد. لذا گزارش‌دهی شفاف در رابطه با نحوه تجزیه و تحلیل داده‌ها با توجه به موارد زیر توصیه می‌شود:

- استفاده از تمامی تفسیرهای فنی قابل انجام با توجه به اطلاعات موجود
- مستندسازی فرآیند و نتایج حاصل از مطالعه خطر
- تعیین و تحلیل درست عدم‌قطعیت‌ها و تحلیل‌های حساسیت
- منابع اطلاعاتی مورد استفاده در مدل‌سازی
- ابزار و نرم افزارهای استفاده شده برای تحلیل
- امکان انجام داوری
- شفافیت در معرفی افراد یا گروه انجام دهنده تحلیل و مسئولیت‌پذیری در پاسخ به نظرات داوری

هر مرحله از مراحل مطالعه خطر باید مستندسازی شود به گونه‌ای که خواننده بتواند مراحل انجام کار را کاملا پی‌گیری نماید. اگر چنانچه در ارائه نتایج تحلیل خطر جهت مدل‌سازی عدم قطعیت‌های ناشی از قضاوت

مهندسی نیاز به تلفیق گزینه‌های مختلف از طریق درخت منطقی و یا سایر روش‌ها باشد، نتایج هرگزینه قبل از تلفیق نتایج به همراه مقایسه آن با نتیجه تلفیق شده باید جهت بازنگری مستند شود.

۴-۱۲- توصیه‌های اجرایی در برآورد خطر زلزله

۴-۱۲-۱- مقدمه

هدف از ارزیابی خطر زلزله، به‌دست آوردن معیاری برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، تدوین آیین‌نامه‌های زلزله، برنامه‌ریزی برای مدیریت بحران، انجام مطالعات مربوط به طراحی و اجرای پروژه‌های حساس نظیر بیمارستان‌ها، نیروگاه‌های هسته‌ای، سدها و برآورد تحلیل ریسک و خسارات احتمالی ناشی از وقوع زلزله می‌باشد. جزئیات مطالعات قابل انجام در بر آورد خطر زلزله به سطح عملکرد قابل انتظار از سازه و تاسیسات در حال ساخت، شرایط زمین‌شناسی، زمین‌ساختی و لرزه‌خیزی منطقه مورد مطالعه و همچنین شرایط خاک ساختگاه مورد نظر بستگی دارد.

ارتباط این عوامل و چگونگی مدل‌سازی آنها در جهت تخمین خطر زلزله طی تحقیقاتی زیادی در سال‌های اخیر مورد بررسی قرار گرفته که منجر به توصیه روش‌های عملی و تهیه نرم‌افزارها و ابزار خاص جهت تحلیل خطر زلزله گردیده است. جزئیات بیشتر این روش‌ها و نکات حائز اهمیت در مدل‌سازی المان‌های مربوطه در بخش (۴-۱۷) به تفصیل شرح داده شده‌اند.

۴-۱۲-۲- منابع عمده عدم‌قطعیت‌ها در مطالعات تحلیل خطر زلزله

عدم‌قطعیت‌های موجود در دانش بشری راجع به فرآیند وقوع زلزله و جنبش قوی ناشی از آن به همراه تفاسیر و قضاوت‌های صورت گرفته توسط متخصصین مطالعات تحلیل خطر زلزله منشاء تفرق قابل توجه نتایج جنین مطالعاتی گشته است. در حالت کلی، در بسیاری از مطالعات تحلیل عدم‌قطعیت‌ها سعی در تقسیم‌بندی عدم‌قطعیت‌ها به دو نوع عدم‌قطعیت ذاتی[3] (تصادفی) و عدم‌قطعیت شناختی[4] می‌شود. عدم‌قطعیت‌های ذاتی مربوط به پارامترهایی هستند که از طریق یک مدل خاص پیش‌بینی می‌شوند با این فرض که مدل مورد نظر درست کار می‌کند. به عنوان مثال، تعیین مقدار انحراف معیار برای روابط کاهندگی جنبش‌های زمین نمونه‌ای از عدم‌قطعیت‌های ذاتی است. در رابطه با عدم‌قطعیت‌ها و تحلیل خطر زلزله لازم است به دو موضوع زیر به درستی رسیدگی شود:

- **کاهش عدم‌قطعیت‌ها:** در بسیاری از موارد این امکان وجود داشته که از طریق جمع‌آوری اطلاعات بیشتر به کاهش پراکندگی و در نتیجه کاهش عدم‌قطعیت‌های عوامل دخیل در فرآیند تحلیل خطر کمک نمود. به

[3] aleatory
[4] epistemic

عنوان مثال اطلاعات بیشتر و دقیقتر در رابطه با کاتالوگ زلزله، فعالیت و موقعیت گسل‌ها و پراکندگی و مشخصات جنبش‌های قوی زمین می‌تواند در جهت کاهش عدم قطعیت‌های این عوامل کمک نماید.

- **تحلیل درست عدم قطعیت‌ها و انعکاس آنها در نتایج:** پیشرفت‌های بشر در شناخت و تجزیه و تحلیل وقایع پیرامون خود نقش به سزایی در کاستن عدم قطعیت‌ها داشته ولی کماکان بخش قابل توجه‌ای از وقایع پیرامونی از جمله وقایع منجر به خطرات زلزله به طور مطلق و تعیینی قابل بررسی و یا پیش‌بینی نمی‌باشد. آنچه که مسلم است در حال حاضر پراکندگی و عدم‌قطعیت قابل توجه‌ای با این عوامل همراه می‌باشد و فرایند تحلیل خطر باید بتواند با استفاده از علوم و تحلیل‌های آماری و احتمالی تاثیر ترکیبی این عدم‌قطعیت‌ها را در نتایج نهایی منعکس نماید.

۴-۱۲-۳- توصیه‌های کاربردی در مدل‌سازی خطر زلزله

همانگونه که در بخش قبل اشاره شده و همجنین به تفصیل در بخش (۴-۱۵) شرح داده شده است، جهت تحلیل خطر زلزله منابع لرزه‌ای و رژیم لرزه‌خیزی حاکم بر آنها ابتدا باید مدل شده و سپس با استفاده از توابع تجربی پیش‌بینی جنبش قوی زمین (توابع کاهندگی) احتمال فراگذشت مقادیر مختلف جنبش قوی زمین برآورد شود. در این راستا تفرق مشاهده شده در مطالعات و نتایج تحلیل خطر زلزله می‌توانند متاثر از عوامل مختلفی باشد که اهم انها به شرح زیر می‌باشند:

- کمیت و کیفیت داده‌های لرزه‌شناسی، زمین‌ساختی و ژئوتکنیکی استفاده شده در فرآیند تحلیل
- تجزیه و تحلیل و فرضیات در تفسیر داده‌های ورودی برای مدل‌سازی مولفه‌های تحلیل خطر
- روش‌ها و ابزار به‌کار برده شده
- تخصص‌ها و افراد ذی‌صلاح در انجام مطالعات تحلیل خطر
- منابع مالی و انسانی در دسترس برای انجام مطالعات

بر این اساس و به منظور ارائه توصیه‌های کاربردی و ایجاد وحدت رویه در انجام مطالعات تحلیل خطر، در این فصل سعی شده است که حتی الامکان روش‌های کاربردی و قابل استفاده برای هر یک از این مراحل ارائه و توصیه‌های کاربردی در جهت افزایش قابلیت اعتماد نتایج پیشنهاد شود.

۴-۱۲-۴- مدل‌سازی منابع و سرچشمه‌های لرزه‌ای

- نظر به قرارگیری بیشتر نقاط کشور در مرزهای فعال زمین‌ساختی متفاوت و از طرفی تفاوت رژیم لرزه‌خیزی در این مناطق، استفاده از روش‌های مبتنی بر تحلیل فضایی و ریاضی آمار زلزله‌های گذشته بدون توجه به ایالت‌های زمین‌ساختی می‌تواند منجر به خطا در برآورد خطر زلزله گشته و بهتر است ابتدا منابع لرزه‌ای (چه بصورت گسلی و یا منطقه‌ای) تعیین و رژیم لرزه‌خیزی آنها تخمین زده شود.

- استفاده از منابع لرزه‌ای گسلی مستلزم شناسایی و تفکیک گسل‌ها و چگونگی فعالیت آنها می‌باشد. چنانچه گسل‌های یک منطقه به عنوان منابع لرزه‌ای استفاده شوند لازم است تا محقق نحوه تخمین بزرگی‌های محتمل و زمان بازگشت آنها را بطور مشخص ارائه نماید.
- در تعیین لرزه‌خیزی گسل‌های فعال در مناطقی که با نواحی لرزه‌خیز نیز مدل شده‌اند حدود بزرگی و نرخ زلزله‌های هر نوع منبع لرزه‌ای باید به صورت جداگانه مشخص شود.
- چنانچه از مدل‌های زلزله‌های ویژه[5]برای مدل کردن توابع فراوانی- بزرگی زلزله‌های منابع گسلی استفاده شود، لازم است نحوه تخمین بزرگی و نرخ زلزله‌های ویژه منعکس شود.
- لازم است نحوه محاسبه پارامترهای مورد استفاده برای تخمین فاصله منبع تا سایت در مواقعی که از منابع گسلی استفاده می‌شود به وضوح اعلام شود.
- تعیین سرچشمه‌های سطحی باید حاصل تفسیر تواما داده‌های لرزه‌خیزی و زمین‌ساختی بوده و بتواند در برگیرنده تغییرشکل‌های زمین‌ساختی (شواهد دراز مدت زمین‌ساختی) و تاریخ لرزه‌خیزی (شواهد کوتاه مدت ناشی از تغییرشکل‌های زمین‌ساختی) باشد.
- اتخاذ منابع لرزه‌ای به‌صورت دایره‌ای با مرکزیت سایت مورد مطالعه، در اغلب اوقات سبب ترکیب زلزله‌ها با لرزه زمین‌ساخت متفاوت در یک منبع می‌گردد که توصیه نمی‌شود و در اغلب موارد حاکی از عدم توانایی مجری اینگونه مطالعات در برداشت صحیح و علمی از لرزه‌زمین‌ساخت منطقه می‌باشد.
- استفاده از نتایج حاصل از مطالعات زمین‌ساختی، نقشه‌های توپوگرافی، زمین‌شناسی، تصاویر ماهواره‌ای در کنار اطلاعات گسل‌های منطقه به همراه کاتالوگ جامعی از زلزله‌های تاریخی و دستگاهی در تعیین چشمه‌های لرزه‌ای توصیه می‌شود.
- در مواقعی که از منابع ناحیه‌ای برای مدل کردن منبع زلزله استفاده می‌شود لازم است تا پهنه‌بندی این منابع در ارتباط با زمین‌ساخت و لرزه‌خیزی منطقه به تصویر کشیده شوند.
- چنانچه هر منبع ناحیه‌ای بیش از ۳۰٪ در ایجاد شتاب طراحی نقش داشته باشد بهتر است تا مطالعه خطر در شرایطی که منبع به منابع ریزتر نیز تقسیم شده باشد مورد بررسی قرار گیرد.
- ابعاد منابع لرزه‌ای ناحیه‌ای باید متناسب با ایالتهای زمین‌ساختی بوده و نباید خیلی بزرگ باشند مخصوصا زمانی که پوشش دهنده مناطق با طبیعت زمین‌ساختی متفاوت، رژیم و فعالیت لرزه‌ای متفاوت و یا بزرگی حداکثر متفاوت می‌باشند.
- منابع لرزه‌ای باید در شعاع تاثیر کافی مدل شوند. این شعاع با توجه به رژیم لرزه‌خیزی ایران و حدود جنبش‌های قوی حائز اهمیت در طراحی برای اکثر نقاط ایران حدود ۲۰۰ کیلومتر می‌باشد. در جنوب

[5] Characteristic Earthquakes

شرق ایران که لرزه‌خیزی می‌تواند موثر از زلزله‌های بزرگ منطقه فرورانش مکران باشد این شعاع بهتر است تا حداقل ۳۵۰ کیلومتر در نظر گرفته شود.

- زلزله‌های ایران عمدتاً زلزله‌های درون پوسته‌ای بوده و غالبا عمق کمتر از ۲۵ کیلومتر دارند. لیکن در بخش‌هایی از کشور از جمله منطقه فرو رانش مکران علاوه بر زلزله‌های عمیق مرتبط با فرایند فرو رانش، زلزله‌های کم عمق پوسته‌ای نیز به وقوع می‌پیوندند که در مدل‌سازی انها باید به این موضوع توجه داشت.

۴-۱۲-۵- استفاده از آمار زلزله‌های گذشته (کاتالوگ زلزله)

- منابع داده‌های مورد استفاده برای زلزله‌های تاریخی و دستگاهی باید بصورت مشخص اعلام شود.
- بزرگی استفاده شده برای همه زلزله‌ها باید بر مبنای بزرگای گشتاوری اعلام و در صورت نیاز برای زلزله‌های با سایر بزرگی‌ها تبدیل بزرگی انجام شود، ضمن اینکه روابط استفاده شده برای تبدیل بزرگی با ذکر مرجع اعلام گردند.
- لازم است کاتالوگ استفاده شده از نظر زلزله‌های وابسته مورد بررسی قرار گرفته و چنانچه از ابزار و نرم افزارهای خاصی برای این منظور استفاده می‌شود، پارامترهای مرتبط با پنچره‌های زمانی و مکانی مشخص شود.
- لازم است کاتالوگ زلزله مورد استفاده برای تخمین رژیم لرزه‌خیزی از حیث کفایت داده‌ها در دوره‌های زمانی و بازه‌های بزرگی مختلف و در نواحی مختلف مورد آزمون قرار گیرد.

۴-۱۲-۶- توابع بزرگی- فراوانی

- لازم است رابطه بزرگی فراوانی مشهور به رابطه گوتنبرگ-ریشتر برای هر منبع لرزه‌ای بصورت جداگانه تخمین زده شود. بدین منظور لازم است ابعاد منابع لرزه‌ای متناسب با لرزه‌خیزی منطقه به نوعی اتخاذ گردد که دارای زلزله‌های کافی برای تخمین ثابت‌های این رابطه از طریق برازش باشد.
- منحنی‌های برازش شده بر توابع بزرگی – فراوانی لازم است بصورت گرافیک به نمایش گذاشته شود.
- لازم است جهت تحلیل خطر از فرم نرمال شده تابع بزرگی-فراوانی برای مقادیر حداقل و حداکثر بزرگی استفاده شود.

$$N(M) = N(M_{\min})\frac{e^{-\beta(M-M_{\min})} - e^{-\beta(M_{\max}-M_{\min})}}{1-e^{-\beta(M_{\max}-M_{\min})}} \qquad M_{min} \le M \le M_{max}$$

- جهت انجام فرایند برازش توصیه می‌شود از روش حداقل مربعات و یا روش احتمال ماکزیمم استفاده شود.
- جهت امکان مقایسه توابع بزرگی-فراوانی منابع لرزه‌ای، لازم است تعداد زلزله‌های هر منبع به مساحت منبع نرمالایز شود.

- اگرچه دامنه تغییرات ضریب b بین ۰/۵ و ۱/۵ می‌باشد ولی برای بیشتر مناطق قرار گرفته در زمین‌ساخت ایران این ضریب بین ۰/۸ تا ۱/۱ می‌باشد. لذا تخمین مقادیر خارج از این حدود و دلایل آن باید در گزارش مستند شود.
- مواقعی که از منابع لرزه‌ای گسلی و یا منابع سطحی که تحت تاثیر گسل‌های فعال می‌باشند استفاده می‌شود، باید قابلیت استفاده از مدل زلزله‌های ویژه نیز بررسی شود.
- بدلیل وابستگی مقادیر ضرایب a و b تابع بزرگی- فراوانی که تواما از طریق برازش بدست می‌آیند، اعمال عدم قطعیت بصورت مستقل و یا تغییرات مجزای آنها می‌تواند سبب انحراف منحنی گوتنبرگ-ریشتر از روند زلزله‌های تاریخی شود.
- انتخاب بزرگی حداکثر هر منبع می‌تواند در صورت وجود تاریخچه کافی از زلزله‌های گذشته و بر اساس لرزه‌خیزی منطقه صورت پذیرد. معمولاً کسری از بزرگی به بزرگترین زلزله تاریخی اضافه شده و به عنوان بزرگی حداکثر در نظر گرفته می‌شود. در چنین شرایطی در انتخاب کسر بزرگی باید به ممان لرزه‌ای تولید شده در منبع توسط زلزله‌های مدل شده توجه نموده و در صورت نیاز در تصحیح این مقدار اقدام نمود. آنچه مسلم است بزرگی حداکثر نسبت داده شده به هر منبع سطحی باید از نظر توان ایجاد گشتاور لرزه‌ای با تاریخچه لرزه‌خیزی و ساختار تکتونیکی و اندازه گسل‌های منطقه هماهنگی داشته باشد.
- انتخاب بزرگی حداکثر در شرایطی که از منابع گسلی برای مدل‌سازی لرزه‌خیزی استفاده شده و یا منبع سطحی حاوی گسل فعالی با ابعاد هندسی مشخص باشد، می‌تواند بر اساس روابط تجربی ارائه کننده بزرگی بر مبنای تابعی از ابعاد گسل انتخاب شود. در این صورت نیز لازم بوده که بودجه گشتاور لرزه‌ای گسل (حاصل تخمین گشتاور لرزه‌ای به عنوان تابعی از نرخ لغزش و ابعاد هندسی گسل) با گشتاور حاصل از زلزله‌های حداکثر مدل شده بر روی گسل مقایسه شود.
- بزرگی کمینه (M_{min}) که در تخمین ضرایب a و b تابع گوتنبرگ-ریشتر، معرف کوچکترین زلزله‌ای است که در فرایند برازش آماری استفاده شد باید برای هر منبع لرزه‌ای اعلام شود.
- همچنین حداقل بزرگی در نظر گرفته شده M_{min} در فرایند تجمیع احتمالات شرطی باید بصورت مشخص اعلام شود. این موضوع به‌خصوص باید متناسب با حدود اعتبار توابع کاهندگی مورد استفاده باشد. استفاده از مقادیر خیلی کوچک به عنوان کرانه پایین، به‌دلیل فراوانی نسبتا زیادتر آنها نسبت به زلزله‌های بزرگتر می‌تواند به‌صورت مجازی سبب تخمین دست بالای شتاب در زمان بازگشت‌های کوتاه تا متوسط شود.
- در انتخاب بزرگی کمینه همچنین باید توجه نمود که بیشتر روابط کاهندگی استفاده شده در فرآیند تحلیل خطر نیز برای مقادیر کوچک‌تر از ۵ یا ۴/۵ ریشتر صادق نمی‌باشد.

- جهت کنترل حساسیت نتایج تحلیل خطر به پارامترهای منبع توصیه می‌شود که با انجام تحلیل‌های تجزیه خطر اقدام به تعیین موثرترین منابع لرزه‌ای در ایجاد شتاب طراحی کرده و عدم‌قطعیت‌های پارامترهای این منبع با دقت بهتری انتخاب و تحلیل خطر مجددا صورت پذیرد.

۴-۱۲-۷- مدل‌های تخمین جنبش قوی زمین

- مدل‌های تجربی تخمین جنبش قوی زمین یا به اختصار روابط کاهندگی که حاصل انجام محاسبات برازش بر آمار داده‌های شتابنگاری ناشی از زلزله‌های چند دهه اخیر در دنیا می‌باشد باید بصورت مشخص در مطالعه تحلیل خطر معرفی گردند.
- در سال‌های اخیر توسعه این توابع با تجمیع داده‌های شتابنگاری حاصل از کلیه زلزله‌های اتفاق افتاده و با هدف دخیل نمودن پارامترهای متغیر بیشتری صورت پذیرفته که در قالب نسل بعدی روابط کاهندگی مرسوم شده است.
- لرزه زمین‌ساخت ایران تحت تاثیر میدان همگرایی، بیشتر ناشی از گسل‌های فشاری حوزه زاگرس، البرز، گوپه داغ و مکران بوده که در بعضی نواحی توازن نرخ همگرایی‌های متفاوت منجر به ایجاد گسل‌های انتقالی امتداد لغز نیز گشته است. براین مبنا و در جهت انتخاب توابع کاهندگی از مناطق مشابه دنیا می‌توان زمین‌ساخت نواحی کشور را در چهار نوع زیر تقسیم‌بندی نمود:
  - مناطق پوسته‌های فعال کم عمق (شبیه زاگرس، البرز، کوپه داغ)[۶]
  - صفحات قاره‌ای پایدار (فلات مرکزی ایران)[۷]
  - مناطق فرورانش – صفحات اندرکنش اصلی (مکران)[۸]
  - مناطق فرورانش – فعالیت درون صفحه‌ای (مکران)[۹]
- روش‌های معمول در تحلیل خطر لرزه‌ای به منظور در نظر گرفتن عدم‌قطعیت شناختی در انتخاب روابط کاهندگی، استفاده از بیش از یک رابطه کاهندگی در تحلیل خطر لرزه‌ای و ادغام این روابط در قالب پروسه درخت منطقی را پیشنهاد می‌نمایند. توصیه می‌شود برای شفافیت بیشتر درخت منطقی نشان‌دهنده شاخه‌های مربوط به توابع کاهندگی و سایر عدم‌قطعیت‌های مدل شده به‌صورت گرافیک ارائه شود.
- توصیه می‌شود توابع کاهندگی استفاده شده در تحلیل خطر ابتدا معرفی شده و ابعاد و حدود مجاز (کمینه و بیشینه) متغیرهای به‌کار گرفته شده مثل فاصله، بزرگی، متغیر خاک، و سایر متغیرها عنوان گشته و این که این حدود چگونه در خلال تحلیل خطر رعایت می‌شوند.

---

[6] Active Shallow Crust
[7] Stable Continental Crust
[8] Subduction Interface
[9] Subduction Intraslab

- در روابط مختلف کاهندگی از تعاریف مختلفی از فاصله منبع زلزله تا محل سایت[۱۰] استفاده شده است که اهم انها به شرح زیر می‌باشد:
  - فاصله سایت تا کانون سطحی زلزله[۱۱]
  - فاصله سایت تا کانون عمقی زلزله[۱۲]
  - نزدیکترین فاصله افقی سایت تا خط گسل[۱۳]
  - نزدیکترین فاصله تا سطح گسل بریده شده[۱۴]
  - نزدیکترین فاصله تا تصویر افقی سطح گسل بریده شده[۱۵]
- در ارتباط با تعاریف قابل استفاده برای محاسبه فاصله، لازم است مجری موارد زیر را به وضوح در مطالعات مشخص نماید:
  - نحوه مدل‌سازی منبع زلزله (نقطه، خط گسل و یا صفحه گسیختگی)
  - تطابق توابع کاهندگی بکار برده شده با هر یک از این تعاریف فاصله
  - نحوه محاسبه فاصله در نرم افزار مورد کاربرد
  - متغیرهای مورد نیاز و داده‌های موجود برای محاسبه فاصله
  - کمینه و بیشینه فاصله معتبر در تابع کاهندگی بکار برده شده
- در صورت استفاده از روابط کاهندگی نسل جدید، چگونگی اعمال هندسه و مکانیزم گسل در خلال محاسبات باید اشاره شود. از آنجایی‌که اغلب نرم افزارها و ابزار به‌کار گرفته شده برای تحلیل خطر در جهت سادگی، منبع زلزله را به نقاطی به عنوان کانون زلزله‌های محتمل تبدیل نموده و فاصله تا سایت را به‌دست می‌آورند، محاسبه سایر فواصل استفاده شده در توابع کاهندگی که نیازمند هندسه سه بعدی گسل می‌باشد معمولا قابل محاسبه نبوده و بدین لحاظ استفاده از نرم افزارهایی که توانایی محاسبه فواصل تا گسل را مقدور می‌سازند توصیه می‌شوند.
- روابط کاهندگی بنا بر طبیعت تجربی آنها، توام با عدم‌قطعیت‌هایی می‌باشد که معمولاً توسط مقدار انحراف معیار (σ) معرفی می‌شود که از یک رابطه به رابطه دیگر متفاوت خواهد بود. در فرایند تخمین خطر زلزله در نظر گرفتن این عدم‌قطعیت‌ها و چگونگی مدل‌سازی آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در اغلب مطالعات خطر زلزله به‌دلیل عدم آشنایی تحلیل‌گران با مبانی زلزله‌شناسی مهندسی و تحلیل‌های احتمالی، این عدم‌قطعیت‌ها نادیده گرفته شده که منجر به نتایج دست‌پایین و نادرست شتاب طراحی

---

[10] Source-to-site Distance
[11] Epicentral Distance
[12] Hypocentral Distance
[13] Closest Surface Distance to Fault Line
[14] Closest Distance to Rupture Surface
[15] Closest Distance to the Surface Projection of Rupture

می‌شود. از آنجایی‌که عدم‌قطعیت تصادفی ارائه شده در روابط کاهندگی ناشی از وجود پراکندگی شتاب در حوالی مقادیر میانی می‌باشد، محدود نمودن ε (انحراف معیار استاندارد توزیع نرمال) به مقادیر کمتر از سه به‌دلیل نامعتبر ساختن مطالعات تحلیل خطراحتمالی مردود بوده و این موضوع به‌روشنی در تحقیقات مربوط به این حرفه تاکید شده است (برای مثال Bommer & Abrahamson, 2006) بنابراین ابزار و فرضیات به‌کار برده شده در تحلیل خطر باید قادر به پوشش کل دامنه توزیع‌های مربوطه بوده و این موضوع باید به روشنی در گزارش مستند شود.

۴-۱۲-۸- ابزار و روش‌های محاسبه خطر زلزله

- هرکدام از نرم‌افزارهای تجاری و یا آزاد (Open Source) تخمین خطر زلزله، بنابه روش‌ها و فرضیات استفاده شده دارای مزایا و معایب متعددی هستند. به‌خصوص نرم‌افزارهایی که در کشور ما استفاده می‌شوند، سال‌های زیادی است که به روز نشده‌اند و از پیشرفت‌های سال‌های اخیر در مدل‌های تحلیل خطر زلزله و محیط‌های برنامه‌نویسی بی‌بهره هستند.
- تمام نرم‌افزارهای تحلیل خطر در بهترین حالت، تحلیل‌گر اطلاعات ورودی تهیه شده توسط کاربر بوده و نیازمند اطلاعات ورودی می‌باشند که معرف توزیع زلزله‌ها در مکان، زمان و بزرگی بوده که خود حاصل تجزیه و تحلیل داده‌های لرزه-زمین‌ساخت منطقه می‌باشد.
- قابلیت اعتماد مطالعات تحلیل خطر قبل از اینکه به توانایی‌های نرم افزار بستگی داشته باشد، به کیفیت و کمیت داده‌های زمین‌ساختی و سایر اطلاعات بکار برده شده و همچنین توانایی و تخصص مجری مطالعات تحلیل خطر در جمع‌آوری، پردازش و تجزیه و تحلیل داده‌های ورودی ارتباط دارد. به عبارت دیگر صرف استفاده از یک نرم‌افزار به‌روز و کارآمد نمی‌تواند دلیل قابلیت اعتماد نتایج خروجی باشد.
- نرم افزارهای جدید و توانمند تحلیل خطر امکان مدل‌سازی منابع بیشتری از عدم‌قطعیت‌ها را فراهم می‌سازد، لکن تعیین حدود کرانه‌ها و احتملات متناظر آنها از وظایف مجری تحلیل خطر بوده و ارتباطی با توانمندی نرم‌افزار ندارد.
- بعضی از نرم‌افزارهای مورد استفاد در تحلیل خطر در ایران نگاه کاملا تحلیلی (ریاضی) به مفهوم تحلیل خطر داشته و تقریبا تماماً بر اساس پردازش‌های آماری و ریاضی زلزله‌های گذشته می‌باشد. این ابزار نیاز به تفکیک منطقه به منابع لرزه‌ای متفاوت نداشته و در اصل تمام وزن مدل‌سازی خطر زلزله بر الگوی زلزله‌های گذشته قرار داده شده و استفاده‌ای از سایر داده‌های زمین‌ساختی در تعیین منابع لرزه‌ای نمی‌کند. استفاده از چنین ابزاری که جایگاه تجزیه و تحلیل داده‌های زمین‌ساختی و اثر انها را کم اثر می‌نماید توصیه نمی‌شود چرا که زلزله پدیده کاملا تصادفی در زمان و مکان نبوده که بتوان با آن صرفاً با نگاه ریاضی برخورد نمود.

- داده‌های ورودی نرم‌افزار مورد استفاده و چگونگی تخمین چنین داده‌هایی باید بصورت مشخص در گزارش مطرح گردند.
- ترجیحاً نرم‌افزار باید توانایی استفاده از ترکیب متفاوت توابع کاهندگی را در مناطق مختلف تحت پوشش منابع لرزه‌ای داشته باشد.
- نرم افزار استفاده شده باید قابلیت اعمال و مدل‌سازی احتمالی عدم‌قطعیت ذاتی تابع کاهندگی که تاثیر به‌سزایی در نتایج تحلیل خطر دارد را داشته باشد.
- نرم‌افزارهای استفاده شده باید قابلیت اعمال تاثیر عدم‌قطعیت در منابع لرزه‌ای، رژیم لرزه‌خیزی و انتخاب توابع کاهندگی را از طریق درخت منطقی و یا سایر روشهای احتمالی داشته باشد.
- نظر به نیاز اکثر مطالعات تحلیل خطر به معرفی دامنه بزرگی و فاصله تاثیر گذار در ایجاد شتاب طراحی، لازم است نرم‌افزار استفاده شده قابلیت فرایند تفکیک (De-aggregation) خطر را نیز داشته باشد.
- در مواردی که منابع لرزه‌ای بصورت گسل‌های سه بعدی مدل‌سازی می‌شوند لازم است چگونگی معرفی انها به نرم‌افزار مورد استفاده به تفصیل توضیح داده شود.
- بعضی از نرم‌افزارهای توانمند تحلیل خطر امکان مدل‌سازی گسل‌های مجازی برای زلزله‌های مدل شده را دارا می‌باشند که در صورت اسفاده از این قابلیت لازم است داده‌های بکار برده شده برای این قابلیت ارائه گردند.
- در حال حاضر از میان نرم‌افزارهای قابل دسترس در ایران می‌توان به نرم‌افزار OpenQuake اشاره نمود که یکی از کامل‌ترین مجموعه‌های نرم‌افزاری تحلیل خطر می‌باشد که توسط گروه Global Earthquake Model توسعه داده شده است ودارای توانایی بالایی در انجام محاسبات مرتبط با منحنی‌های خطر، نقشه‌های خطر منطقه، طیف با خطر یکسان و تفکیک خطر لرزه‌ای بوده و قادر است مدل‌سازی سه بعدی گسل‌ها با قابلیت در نظر گیری شرایط پیچیده هندسه گسل‌ها را اجرا نماید. کتابخانه توابع کاهندگی این ابزار در برگیرنده بیشتر توابع کاهندگی نسل جدید می‌باشد.

۴-۱۲-۹- محاسبه طیف پاسخ ساختگاه

- آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای شرایط خاک ساختگاهی مختلف، طیف‌های استاندارد ارائه می‌نماید که استفاده از آنها مستلزم داشتن مقادیر طرح شتاب بیشنه زمین در سنگ بستر می‌باشد که می‌توان از مقادیر توصیه شده آئین‌نامه برای پهنه‌های مختلف کشور و یا مقادیر بدست آمده از تحلیل احتمال خطر زلزله استفاده نمود. نشریه شماره ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور نیز مشابه آئین نامه ۲۸۰۰ از طیف‌های استاندارد استفاده نموده با این تفاوت که برای ساختن طیف ساختگاه از شتاب‌های طیفی سنگ بستر در پریودهای ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه استفاده نموده و اثرات ساختگاهی را طبق روابط و جداول پیشنهادی ضرایب اثرات

ساختگاهی بر اساس نوع خاک و سطح شتاب‌های طیفی کوتاه و بلند اعمال می‌نماید. در کنار سادگی و کم هزینه بودن این روش‌ها، اشکالاتی برای استفاده در سازه‌های مهم و از جمله بیمارستانی وجود داشته که اهم آنها به شرح زیر می‌باشد:

- عدم ارائه شکل طیف پاسخ متاثر از رژیم لرزه‌خیزی منطقه و شرایط خاک ساختگاه پروژه
- تقریبی بودن طیف طراحی برای سایر سطوح خطر از جمله سطح ۲ به دلیل استفاده از ضرایب ثابت (مثلا ۱/۵ برای سطح خطر ۲) برای کل کشور
- عدم امکان تخمین واقع‌بینانه مقادیر شتاب طیف برای سایر سطوح خطر از جمله ۹۷۵ و ۲۴۷۵ ساله
- عدم امکان درنظر گرفتن شرایط خاص ژئوتکنیکی ساختگاه پروژه مخصوصاً در خاک‌های با لایه‌بندی‌های متعدد و خاک‌های سست
- در مواردی که جهت مباحث طراحی سازه‌ای به مقادیر شتاب طیف نیاز باشد، توصیه می‌شود که از طریق تحلیل احتمالی، طیف‌های خطر برای دوره‌های بازگشت متفاوت ارائه گردند. مطالعات تحلیل خطر علاوه بر بیشینه شتاب زمین قادر به ارائه مقادیر طیفی شتاب با خطر ثابت یا به عبارت دیگر طیف پاسخ با خطر ثابت برای شرایط مختلف ساختگاهی نیز می‌باشد. برای ملحوظ کردن اثرات ساختگاهی خاک در طیف پاسخ حاصل از مطالعات تحلیل خطر می‌توان به یک از دو طریق زیر عمل نمود:
- از طریق لحاظ کردن شرایط خاک ساختگاه در روابط کاهندگی مورد استفاده در تحلیل خطر زلزله که مستلزم این است که توابع کاهندگی استفاده شده در فرآیند تحلیل خطر بتوانند مقادیر شتاب طیفی را ارائه نموده و همچنین عبارت‌هایی در رابطه برای ملحوظ کردن شرایط خاک ساختگاه را داشته باشند. بیشتر روابط کاهندگی به‌کار برده شده در تحلیل خطر زلزله از پارامتر $\overline{v_s}30$ استفاده نموده که معرف متوسط وزنی سرعت موج برشی در حد فاصل تراز زیرین فنداسیون سازه تا عمق ۳۰ متر می‌باشد.
- در مواقعی که شرایط ژئوتکنیکی ویژه در ساختگاه بر قرار باشد توصیه می‌شود تا با انجام مدل‌سازی رفتار دینامیکی خاک اقدام به تعیین طیف پاسخ و ضرایب بزرگنمایی برای شرایط ساختگاهی پروژه شود. در این روش با انجام تحلیل‌های آماری بر روی طیف‌های حاصل از نمونه‌هایی از شتاب‌نگاشت‌های انتخابی اقدام به تعیین طیف طراحی می‌شود. استفاده از این روش در مواقعی که اطلاعات کافی در اختیار باشد توصیه گشته ولی طبق آئین‌نامه ۲۸۰۰ در مواقعی که حداقل یکی از شرایط زیر برقرار باشد استفاده از این روش الزامی می‌باشد:
  - خاک‌های سست و مستعد برای فروریزش و یا گسیختگی تحت بارهای لرزه‌ای مانند خاک‌های با قابلیت روانگرایی بالا، رس‌های بسیار حساس
  - خاک‌های دستی و یا خاک‌های متشکل از مواد آلی با عمق بیش از ۳ متر
  - رس‌های بسیار خمیری با اندیس خمیری $PI> 75$ و عمق بیش از ۸ متر

- وجود لایه‌ای با ضخامت بیش از ۴۰ متر از رس نرم یا با سختی متوسط

- چنانچه مقادیر شتاب طیفی محاسبه شده کوچکتر از مقادیر توصیه شده آیین‌نامه ۲۸۰۰ باشد، طبق ویرایش چهارم استفاده از حداقل ۸۰٪ مقادیر ارائه شده آیین‌نامه ۲۸۰۰ الزامی می‌باشد.

۴-۱۲-۱۰- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه

- در مواردی که برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی خاک و یا تحلیل‌های دینامیکی سازه نیازمند استفاده از شتاب‌نگاشت‌های نمونه می‌باشد، نتایج تحلیل خطر باید در انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه بکار گرفته شوند.
- لازم است با انجام آنالیز تفکیک لرزه‌ای، زلزله‌های کنترل‌کننده مقادیر شتاب متناسب با سطح خطر مورد نظر (بزرگی و فاصله تا منبع) تعیین گشته و در انتخاب رکوردهای نمونه بکار گرفته شوند.
- شتاب‌نگاشت‌های منتخب باید سازگار با شرایط ساز و کار گسل زلزله‌های کنترل‌کننده، و شرایط ژئوتکنیکی ساختگاه و یا سنگ بستر باشند.
- جهت همپایه کردن شتاب‌نگاشت‌های انتخابی توصیه می‌شود از طیف پاسخ با خطر ثابت حاصل از مطالعات تحلیل خطر برای شرایط ساختگاه یا سنگ بستر استفاده شود. به‌همین دلیل توصیه می‌شود در انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه به ویژگی‌های طیف طراحی حاصل از تحلیل خطر توجه شده و سعی شود شتاب‌نگاشت‌هایی انتخاب گردد که طیف آنها تطابق بیشتری با طیف طراحی داشته باشند.
- در صورت استفاده از نرم‌افزارهای تطبیق‌دهنده شتاب‌نگاشت به طیف طراحی، باید به تغییرات اعمال شده در شتاب‌نگاشت‌های تطبیق‌یافته مخصوصاً در حوزه سرعت و تغییر مکان و طیف‌های آنها توجه شود.

۴-۱۳- مدل‌سازی منابع و سرچشمه‌های لرزه‌ای

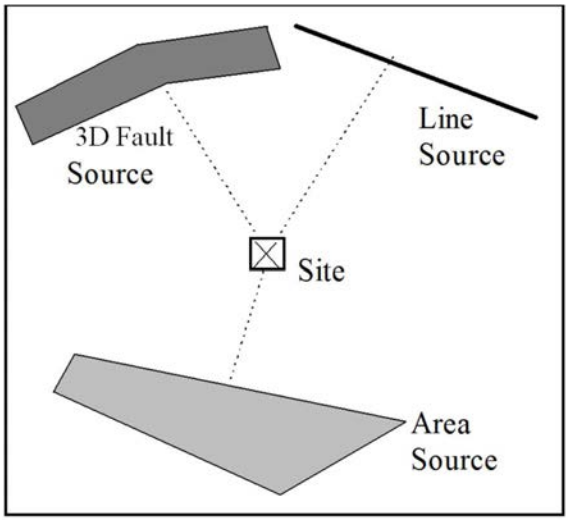
۴-۱۳-۱- مقدمه

یکی از مراحل اساسی در تحلیل خطر زمین‌لرزه، تعریف چشمه‌های زمین‌لرزه‌ای است. تعیین منابع لرزه‌ای به فرآیندی اشاره می‌کند که طی آن محل، فراوانی و بزرگی زلزله‌های آینده همراه با توزیع احتمالی حاکم بر آنها برآورد می‌شود. تعیین منابع لرزه‌ای یک بخش بین شاخه‌ای است که تخصص‌های مختلفی از لرزه‌شناسی، زمین‌شناسی و ژئوفیزیک را دربر می‌گیرد. منابع لرزه‌ای مدل شده برای یک مطالعه خطر از خصوصیات فیزیکی یک منطقه نبوده بلکه به نوعی ساده‌سازی انجام شده از یک پدیده طبیعی همراه با عدم‌قطعیت فراوان می‌باشد که در آن قضاوت تخصصی نقش به‌سزایی دارد. شناخت و تفکیک چشمه‌های لرزه‌ای، در مرحله نخست، از دیدگاه تاریخچه زمین‌شناسی، زمین‌ساخت منطقه‌ای و محلی و گسل‌های محصورکننده منطقه مورد بررسی قرار

می‌گیرند. در مرحله دوم اطلاعات لرزه‌خیزی منطقه و ویژگی‌های آماری آن جمع‌آوری و با مطالعه گسل‌های آن ناحیه، کمی نمودن لرزه‌خیزی گستره آن منطقه و با استفاده از روش‌های تجربی، احتمالاتی و آماری، شناسه‌هایی برای تفکیک چشمه‌ها، تدوین می‌گردند. بدین منظور با پردازش و توجه به آمار زمین‌لرزه‌ها و پتانسیل‌های لرزه‌زا، سیمای لرزه زمین‌ساخت منطقه و منابع لرزه‌زا معرفی می‌شوند.

۴-۱۳-۲- روش‌ها مدل‌سازی منابع لرزه‌ای

مدل‌سازی منابع لرزه‌ای می‌تواند توسط منابع گسلی[۶] و یا سرچشمه‌های سطحی[۷] (ناحیه‌ای) صورت پذیرد. در مواقعی که اطلاعات مربوط به موقعیت مکانی گسل‌های فعال، هندسه آنها، توان لرزه‌ای و فعالیت آنها در دسترس باشد، سعی می‌شود برای مدل‌سازی سرچشمه‌های زلزله‌های محتمل آینده از مدل‌سازی گسل استفاده نمود. در سایر مواقع و در شرایط که به هر دلیل نتوان زلزله‌ها را بروی گسل‌ها مسبب آنها مدل نمود از منابع لرزه‌ای ناحیه‌ای و یا سطحی استفاده می‌شود.



شکل ۴-۱- مدل‌های هندسی قابل استفاده برای مدل‌سازی منابع لرزه‌ای

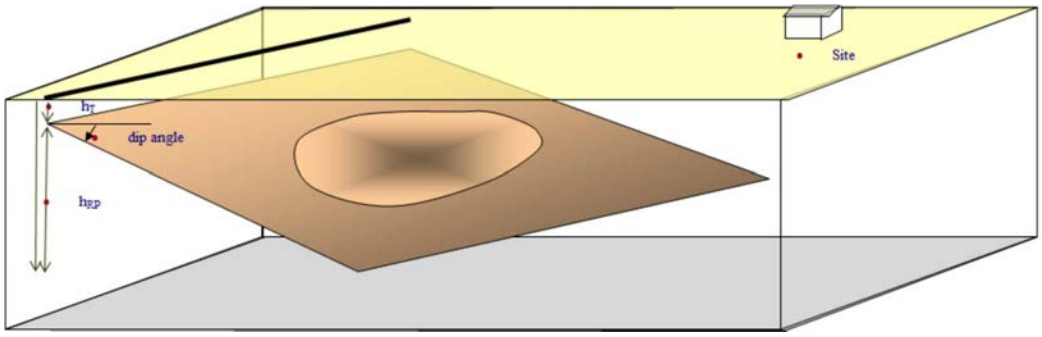
۴-۱۳-۳- سرچشمه‌های گسلی

در مناطق لرزه‌خیز که گسل‌های فعال شناخته شده و اصلی وجود دارد، بهتر است که جهت تخمین خطرات زلزله، منابع لرزه‌ای به صورت گسل‌های واحد یا زون‌های گسلی مدل شوند. از آنجایی‌که محل آزاد سازی انرژی سطوح مشترک بلوک‌های درگیر در سطح گسل می‌باشند، منظور از مدل‌سازی سرچشمه‌های گسلی تعیین سه بعدی این سطوح می‌باشد. این سطوح توسط متغیرهای زیر تعیین می‌شوند:

[16] Fault Source
[17] Area Seismic Source

- امتداد[۱۸] طول قسمت بریده شده از سرچشمه گسلی
- زاویه صفحه لغزش[۱۹]
- عمق تا بالا و پاین گسل[۲۰]
- ضخامت لایه لرزه‌خیز [۲۱]

این متغیرها امکان محاسبه متغیرهایی که در توابع کاهندگی استفاده شده‌اند نظیر فاصله سایت تا قسمت‌های مختلف سطح گسل و یا موقعیت سایت در فرا[۲۲] یا فرو[۲۳]دیواره را فراهم می‌سازد. استفاده از اطلاعاتی نظیر نرخ لغزش[۲۴] به همرا مدول برشی[۲۵]گسل امکان تعیین بزرگی و فراوانی زلزله‌های محتمل در سرچشمه‌های گسلی را فراهم می‌سازد. مدل‌سازی سه‌بعدی گسل‌ها امروزه یکی از رایج‌ترین زمینه‌های تحقیق می‌باشد، زیرا هم از لحاظ تئوری و هم کاربردی بسیار با اهمیت می‌باشد. ساخت صحیح مدل سه‌بعدی هندسی گسل یکی از مشکلات اصلی در مدل‌سازی و تجسم فرآیندهای زمین‌شناختی به‌صورت سه‌بعدی است. در مواردی که اطلاعات مربوط به هندسه سه‌بعدی گسل موجود نباشد، گسل‌های فعال به‌صورت خطی و بر اساس رخنمون آنها در سطح زمین مدل می‌شوند.



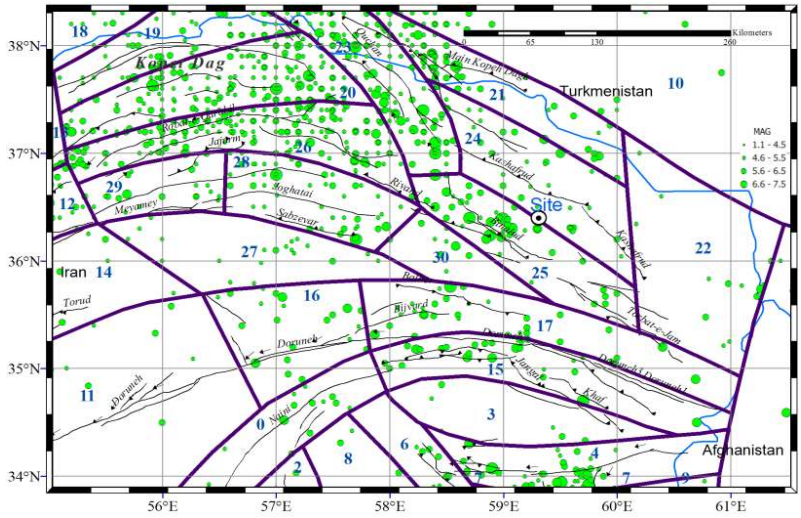
شکل ۴-۲- اطلاعات مورد نیاز جهت مدل‌سازی سه بعدی شاخص‌های مختلف فاصله

۴-۱۳-۴- سرچشمه‌های ناحیه‌ای

مدل‌سازی سرچشمه‌های گسلی همیشه امکان‌پذیر نبوده چرا که در مواقعی یا گسل‌های منطقه کاملا شناخته شده نیستند و یا این‌که اصولا لرزه‌خیزی منطقه ناشی از گسل‌های ریز و پراکنده بوده و یا این‌که گسل‌ها به‌دلیل

[18] Strike Angle
[19] Dip Angle
[20] Depth to Top
[21] Seismogenic Layer Depth
[22] Foot Walll
[23] Hanging Wall
[24] Slip Rate
[25] Shear Modulose

مدفون شدن با لایه‌های رسوبی نرم دارای رخنمون نمی‌باشند. در این صورت مدل‌سازی سرچشمه‌های لرزه‌ای توسط نواحی سطحی که معرف مناطقی با توان لرزه‌خیزی می‌باشند مدل می‌شوند. به‌طور کلی سرچشمه‌های سطحی زمانی به‌کار می‌روند که شناخت کافی از گسل‌ها و ساختار تکتونیکی منطقه در دست نباشد. سرچشمه‌های سطحی باید تفکیک‌کننده مناطق با رژیم لرزه‌خیزی متفاوت بوده به نحوی که مناطق با زمین‌ساخت متفاوت (ایالت‌های زمین‌ساختی)[2] و لرزه‌خیزی متفاوت از هم تفکیک شوند. در بسیاری از مطالعات تحلیل خطر فرض بر این است که منابع لرزه‌ای معرف مناطقی با لرزه‌خیزی یکنواخت بوده به نحوی که مقادیر پارامترهای معرف رژیم لرزه‌خیز دارای توزیع یکنواخت در سطح منبع می‌باشند.

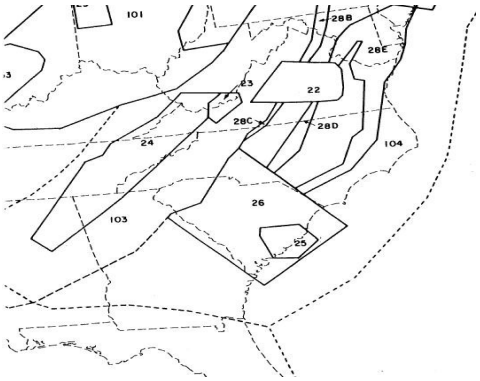


شکل ۴-۳- نمونه‌ای از تقسیم‌بندی منطقه لرزه‌خیز به سرچشمه‌های سطحی لرزه‌ای

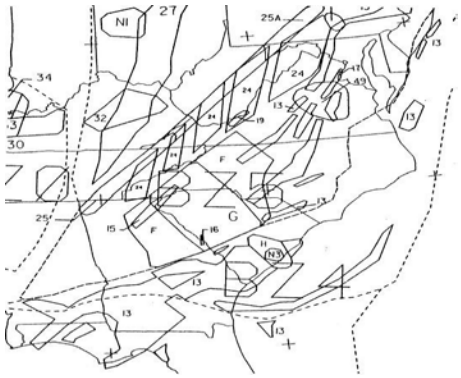
۴-۱۳-۵- نقش قضاوت تخصصی در مدل‌سازی منابع لرزه‌ای

اختلاف زیاد در هندسه منابع لرزه‌ای ارائه شده در مطالعات تحلیل خطر حاکی از تفرق زیاد در قضاوت تخصصی و عدم‌قطعیت موجود در این مرحله از مطالعات تحلیل خطر می‌باشد. به عبارت دیگر آرایش ارائه شده برای منابع لرزه‌ای در اصل یک المان تعیینی است که وارد مطالعات احتمالی خطر زلزله می‌شود و می‌تواند نتایج را وابسته به تصمیم گرفته شده در هندسه منبع نماید. یکی از روش‌های به‌کار گرفته شده برای کاهش وابستگی نتایج تحلیل خطر به قضاوت‌های مهندسی در تعیین منابع استفاده از بیش از یک آرایش هندسی برای منابع لرزه‌ای و ترکیب آنها به‌صورت وزنی از طریق درخت منطقی می‌باشد. این آرایش‌ها معمولاً بر اساس لرزه‌خیزی صرف و یا زمین‌ساخت صرف و یا ترکیبی از آنها تعریف شده و بر اساس پارامترهای تاثیرگذار مثل عمق یا جهت لغزش زلزله‌ها تعریف می‌شوند.

[2] Tectonic Provines



شکل ۴-۴- ناحیه‌بندی لرزه‌ای توسط گروه ۱



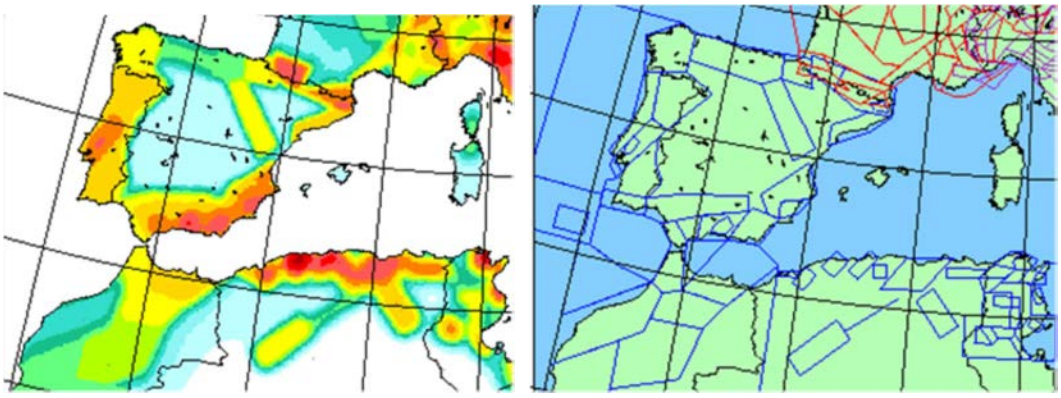
شکل ۴-۵- ناحیه‌بندی لرزه‌ای توسط گروه۲

۴-۱۳-۶- توزیع یکنواخت لرزه‌خیزی در منابع لرزه‌ای

فرضیه لرزه‌خیزی یکنواخت[۷] بیشتر از آنکه خاصیت طبیعت باشد فرضیات ساده کننده موضوع بوده چراکه بدین صورت پارامترهای کمتری و بالطبع آن داده‌های کمتری نیاز می‌باشد. فرضیه توزیع یکنواخت لرزه‌خیزی در منبع دو نتیجه خیلی مهم را متصور می‌سازد: اول اینکه تمامی نقاط قرار گرفته در داخل چنین منابع لرزه‌ای، از خطر یکنواختی ناشی از لرزه‌خیزی این منابع برخوردار بوده، بگونه‌ای که چنانچه نقشه‌های خطر به‌دست آمده بر این مبنا را مشاهده کنیم، خطوط کنتور هم شتاب شباهت زیادی به شاکله منابع لرزه‌ای دارد. به عبارت دیگر تحلیل‌های خطر انجام شده در گذشته نشان داده‌اند که شکل نهایی نقشه تحلیل خطر از الگویی پیروی می‌کند که در تعریف نواحی لرزه‌ای استفاده شده است. این موضوع بیانگر میزان تاثیر قضاوت مهندسی و نظر تحلیل‌گر در نتایج است. مورد دیگر اینکه به‌دلیل این‌که تمامی زلزله‌های موجود در سطح منبع برای تخمین مقدار b-value رابطه گوتنبرگ-ریشتراستفاده شده است، عدم‌قطعیت کمتری از زمانی که منابع لرزه‌ای کوچکتری مدل سازی شود به‌دست می‌آید. این دو موضوع موقعی مخصوصا مهم می‌شوند که منبع لرزه‌ای سطح بزرگی داشته باشد. به‌هر صورت آنچه مسلم است در هر مطالعه خطری نیاز بوده که‌این فرضیه توجیه گشته و یا اینکه فرضیات و گزینه‌های دیگر نیز مورد توجه قرار گیرد. به عنوان مثال چنانچه هر منبع نقش به‌سزایی (بیشتراز ۳۰ درصد NTJREG) در ایجاد شتاب طراحی داشته باشد، بهتر است مطالعه خطر در شرایطی که آن منبع به منابع ریزتر نیز تقسیم شده است مورد بررسی قرارگیرد. روش دیگر برای مقابله با توزیع یکنواخت لرزه‌خیزی استفاده از لرزه‌خیزی هموار شده[۸]است.

---

[2] Uniform Seismicity [7]
[2] Smoothed Seismcity [8]



شکل ۴-۶- تاثیر مستقیم مرزهای انتخاب شده برای سرچشمه‌های لرزه‌ای در پهنه‌بندی خطر احتمالی زلزله (GSHAP[29])

۴-۱۳-۷- اندازه منابع لرزه‌ای

سرچشمه‌های سطحی مدل شده نباید خیلی بزرگ باشند مخصوصاً زمانی که پوشش‌دهنده مناطق با طبیعت زمین‌ساختی متفاوت، رژیم و فعالیت لرزه‌ای متفاوت و یا بزرگی حداکثر متفاوت می‌باشند. از طرفی تقسیم منطقه به سرچشمه‌های خیلی کوچک توصیه نمی‌شود مخصوصا زمانی که لرزه‌خیزی کم بوده و یا کاتالوگ زلزله کفایت کافی را ارائه نمی‌نماید چرا که این امر سبب اعمال عدم‌قطعیت زیاد در فرایند تخمین پارامترهای لرزه‌ای[30] خواهد شد.

۴-۱۳-۸- وسعت تاثیر منابع لرزه‌ای

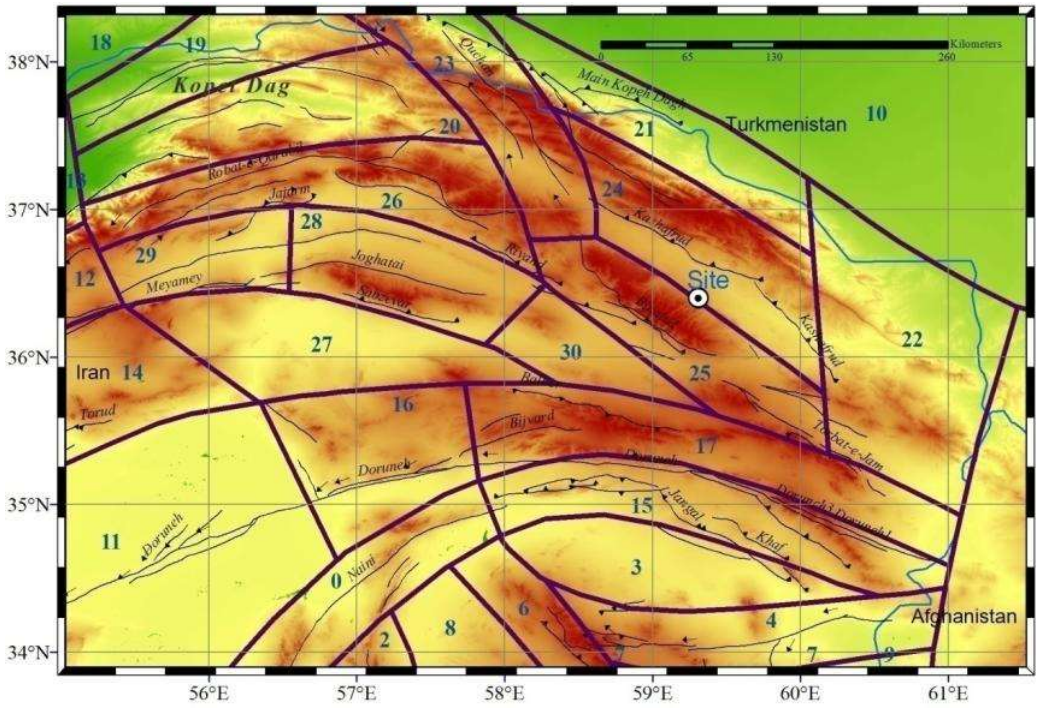
در مطالعات تحلیل خطر، منابع تولید کننده زلزله می‌بایست در شعاع قابل تاثیر مورد مطالعه و مدل‌سازی شوند. این شعاع با توجه به رژیم لرزه‌خیزی ایران و حدود جنبش‌های قوی حائز اهمیت در طراحی برای اکثر نقاط ایران حدود ۲۰۰ کیلومتر می‌باشد. در جنوب شرق ایران که لرزه‌خیزی می‌تواند متاثر از زلزله‌های بزرگ منطقه فرورانش مکران باشد این شعاع تا حدود ۳۵۰ کیلومتر در نظر گرفته می‌شود.

۴-۱۳-۹- جایگاه مطالعات زمین‌ساخت در مدل‌سازی منابع لرزه‌ای

هر مطالعه تحلیل خطر باید دربرگیرنده بخشی برای مرور مطالعات کتابخانه‌ای لرزه زمین‌ساخت و مخصوصاً نتایج مطالعات بر گسل‌های فعال و برآورد نرخ لغزش حاصل از مطالعات ژئودتیک باشد. لرزه‌خیزی ایران حاصل فعالیت بین صفحه‌ای و زمین‌ساخت فعال نوار لرزه‌خیزی آلپ-هیمالیا می‌باشد و بنابراین تعیین سرچشمه‌های

[29] Global Sesismic Hazard Assessment Program
[30] Sesimogenic Parameters

سطحی باید حاصل تفسیر تواماً داده‌های لرزه‌خیزی و زمین‌ساختی بوده و بتواند در برگیرنده تغییرشکل‌های زمین‌ساختی (شواهد دراز مدت زمین‌ساختی) و تاریخ لرزه‌خیزی (شواهد کوتاه مدت ناشی از تغییرشکل‌های زمین‌ساختی) باشد. بر این اساس اتخاذ منابع لرزه‌ای به‌صورت دایره‌ای با مرکزیت سایت مورد مطالعه، ساده‌سازی این موضوع بوده و در اغلب اوقات سبب ترکیب زلزله‌ها با لرزه زمین‌ساخت متفاوت در یک منبع می‌گردد که توصیه نمی‌شود و در اغلب موارد حاکی از عدم توانایی مجری اینگونه مطالعات در برداشت صحیح و علمی از لرزه زمین‌ساخت منطقه می‌باشد. استفاده از نتایج حاصل از مطالعات زمین‌ساختی، نقشه‌های توپوگرافی، زمین‌شناسی، تصاویر ماهواره‌ای در کنار اطلاعات گسل‌های منطقه به همراه کاتالوگ جامعی از زلزله‌های تاریخی و دستگاهی در تعیین چشمه‌های لرزه‌ای توصیه می‌شود.



شکل ۴-۷- نمونه‌ای از تلاش در انطباق مرزهای چشمه‌های لرزه‌خیز با سایر عوارض جغرافیایی و زمین ساختی

۴-۱۳-۱۰- جایگاه آمار لرزه‌خیزی در مدل‌سازی منابع لرزه‌ای

زلزله‌های گذشته نمونه‌ای از فعالیت لرزه‌ای منابع لرزه‌ای مستعد لرزه‌خیزی در یک منطقه بوده و استفاده از این آمار نقش به‌سزایی در تعیین هندسه و همچنین رژیم لرزه‌خیزی منابع لرزه‌ای دارد. توزیع مکانی زلزله‌های گذشته به همراه اطلاعات حاصل از مطالعات زمین‌ساخت منطقه اصلی‌ترین اطلاعات در مدل‌سازی مرزهای منابع لرزه‌خیز داشته که نیاز به توانایی ترکیب و تفسیر اطلاعات به‌صورت همزمان را دارد.

۴-۱۳-۱۱- استفاده از کاتالوگ زلزله‌های گذشته

۴-۱۳-۱۱-۱- تعاریف

یکی از منابع اطلاعات حائز اهمیت در تحلیل خطر بانک اطلاعاتی زلزله‌های گذشته منطقه تحت عنوان کاتالوگ زلزله[1]می‌باشد که از نظر کمیت و کیفیت زلزله‌های تحت پوشش به سه دوره تفسیم می‌شوند. داده‌های تاریخی شامل زلزله‌های قبل از سال ۱۹۰۰میلادی می‌باشند که حاصل مطالعات مه‌لرزه‌ای[2]با استفاده از منابع تاریخی می‌باشد. محققین بسیاری نظیر بربریان (۱۹۷۳، ۱۹۹۵)، نبوی (۱۹۷۸) و امبرسیز و ملویل (۱۹۸۲) به‌طور گسترده در این زمینه تحقیق کرده‌اند. داده‌های دوره ۱۹۰۰ تا ۱۹۶۳ مربوط به اطلاعات دستگاهی و بعضاً ترکیبی با اطلاعات لرزه‌ای می‌باشد. با توجه به استقرار دستگاه‌های لرزه‌نگاری در ایران از سال ۱۹۵۰ به بعد، تنها زمین‌لرزه‌هایی که بزرگای بالایی داشته و دارای تخریب و گسلش سطحی بودند شناسایی شدند. زلزله‌های این دو دوره عمدتاً توسط بزرگی امواج سطحی اندازه‌گذاری شده‌اند. دوره بعد از ۱۹۶۳ و پس از استقرار شبکه لرزه‌نگاری استاندارد جهانی (WWSSN) هم از نظر کمیت و هم کیفیت در دسته داده‌های دستگاهی مدرن قرار می‌گیرند. تکمیل‌ترین بانک اطلاعاتی مربوط به این دوره توسط مرکز لرزه‌شناسی بین المللی(ISC)[3]جمع آوری می‌شود که با حدود دو سال تأخیر تهیه و قابل استفاده است. برای اغلب زلزله‌ها بزرگی امواج حجمی و برای زلزله‌های متوسط به بالا بزرگی امواج سطحی و برای زلزله‌های بزرگ بزرگی گشتاوری توسط ISC ارائه می‌شوند. کاتالوگ‌های زلزله معمولاً به دلایل زیر ناهمگون هستند:

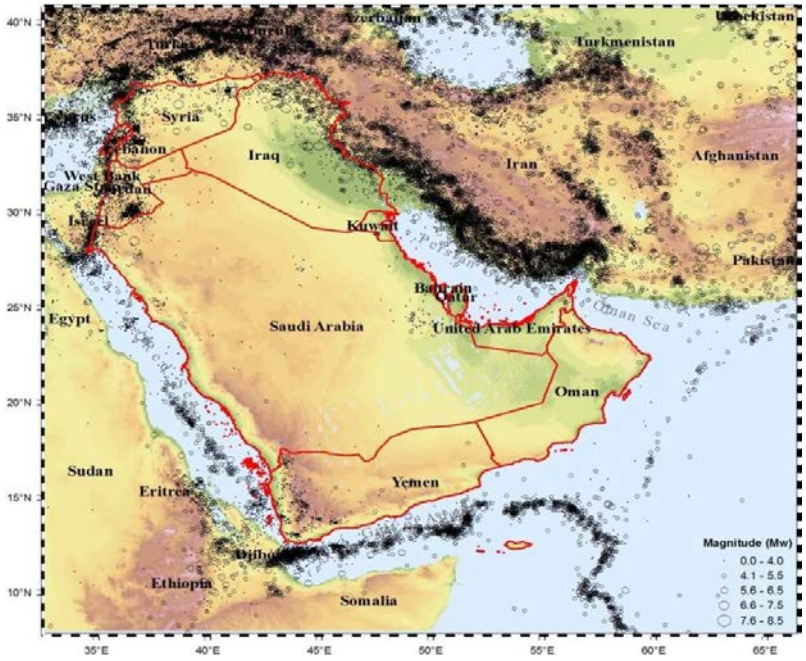
- برای بزرگی‌های مختلف طول دورهٔ آماری متفاوت است
- بزرگی‌های زلزله در یک واحد اندازه‌گیری نشده‌اند
- زلزله‌های اصلی از پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها تفکیک نشده‌اند

∩ کاتالوگ ممکن است حاوی زلزله‌هایی باشد که بیش از یک بار ثبت شده‌اند

™ ممکن است دارای زلزله‌های مصنوعی و القائی باشد که منشا زمین‌ساختی نداشته و یا طبیعی نمی‌باشند.

---

[1] Earthquake Catalogue
[2] Macroseismic
[3] International Seismological Centre



شکل ۴-۸- لرزه‌خیزی خاورمیانه

۴-۱۳-۱۱-۲- منابع اطلاعاتی زلزله‌های قابل استفاده در ایران

دو منبع اصلی اطلاعات زلزله‌های تاریخی ایران مطالعات Ambraseys and Melville (1982). و Berberian (1994) می‌باشد. Ambraseys and Melville (1982) منبع مناسبی از اطلاعات زلزله‌های این دوره می‌باشد که برخی از این اطلاعات مجددا توسط Ambraseys (2001) ارزیابی شد. Nowroozi (1971, 1976) موقعیت ۶۰۰ رویداد را که در خلال سال‌های ۱۹۲۰ تا ۱۹۷۲ رخ دادند مجددا محاسبه کرد. داده‌های دستگاهی زلزله با استخراج و ترکیب کاتالوگ زلزله‌های ایران از پایگاه‌های مختلف ملی و بین المللی تهیه می‌شود. استفاده از کاتالوگ پایگاه‌های معتبرتر عدم قطعیت نتایج حاصل از تحلیل خطر را کاهش می‌دهند. هرچه تعداد کاتالوگ‌های جمع‌آوری شده بیشتر باشد کاتالوگ نهایی مورد استفاده در تحلیل خطر غنی‌تر خواهد شد.

۴-۱۳-۱۱-۳- پایگاه‌های ملی لرزه‌نگاری کشور

مرکز لرزه‌نگاری ایران (IRSC)[1] متعلق به موسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران متولی بزرگ‌ترین شبکه لرزه‌نگاری در ایران است که از سال ۱۹۵۷ تاسیس شد و کاتالوگ آن از سال ۲۰۰۶ بر مبنای بزرگای MN در وبسایت http://irsc.ut.ac.ir در دسترس است. علاوه بر ان موسسه بین المللی مهندسی زلزله و لرزه شناسی (IIEES)[2]

1 Iranian Seismological Center [IRSC]
2 International Institute of Earthquake Engineering and Seismology [IIEES]

نیز دارای شبکه ملی لرزه‌گاری باند پهن می‌باشد که از سال ۲۰۰۰ مشغول به فعالیت است و بزرگای ML را برای زلزله ها گزارش بصورت آنلاین می‌دهد.

۴-۱۳-۱۱-۴- پایگاه‌های بین‌المللی تهیه کاتالوگ زلزله

یکی از معتبرترین پایگاه‌های بین‌المللی داده زلزله‌های دستگاهی، پایگاه داده‌های لرزه‌خیزی دانشگاه هاروارد (GCMT) [1]است که از سال ۱۹۷۶ تا کنون مشغول به فعالیت می‌باشد. این پایگاه بزرگای گشتاوری Mw را برای اکثر زلزله‌ها با بزرگای بیش از ۵/۵ به همراه مشخصات صفحات گسلی اصلی و فرعی (زاویه امتداد، شیب و لغزش دو صفحه گسلی) ارائه داده که با استفاده از آن می‌توان مکانیزم گسلش زلزله‌ی مربوطه را نیزاستخراج کرد.

مرکز لرزه شناسی بین المللی (ISC) [2]به جمع‌آوری و محاسبه مجدد موقعیت کانون زلزله‌ها بر اساس اطلاعات پایگاه‌های محلی و ملی می‌پردازد و شامل زلزله‌های سال ۱۹۰۰ به بعد می‌شود. بانک اطلاعاتی این مرکز با حدود دو سال تاخیر بدلیل زمان مورد نیاز برای جمع‌آوری و پردازش داده‌ها، کامل‌ترین منبع زلزله‌های دستگاهی حداقل از ۱۹۶۴ به بعد می‌باشد. اطلاعات ارائه شده توسط این مرکز شامل بزرگی امواج حجمی (mb) برای تمامی زلزله‌ها و برای زلزله‌های متوسط به بالا بزرگی امواج سطحی (Ms) بوده و برای زلزله‌های بزرگ بزرگی گشتاوری می‌باشند.

کاتالوگ لرزه‌ای تهیه شده توسط Engdahl et al (1998) رومرکز و عمق کانونی زلزله‌ها را با استفاده از الگوی مشخصی دقیق‌تر برآورد می‌کند. این کاتالوگ شامل مجموعه‌ای از زلزله‌های از سال ۱۹۶۰ تا ۲۰۰۶ می‌باشد که با بزرگی Ms و mb گزارش شدند. این کاتالوگ در وبسایت ISC نیز موجود است.

کاتالوگ "برآورد اولیه رومرکز" (PDE[3]) مرکز NEIC [4]شامل زلزله‌های ثبت شده از سال ۱۹۷۳ تا کنون می‌باشد. این اطلاعات در وبسایت USGS در دسترس است.

از دیگر پایگاه‌های بین‌المللی که به ثبت رخدادهای لرزه‌ای دنیا می‌پردازند می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- Swiss Seismological Service at the ETH Zurich (SED/ETH)
- European–Mediterranean Seismological Centre (EMSC)
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)

Karimi Paridari et al (2012) نیز کاتالوگ از زلزله‌های ایران با بزرگای گشتاوری ۳/۵ تا ۷/۹ تهیه کرده‌اند. این کاتالوگ شامل زلزله‌های تاریخی و دستگاهی از هزاره سوم قبل از میلاد تا سال ۲۰۱۰ می‌باشد. همچنین، Shahvar et al (2013) کاتالوگ لرزه‌ای را برای ایران تهیه کردند که شامل زلزله‌های دستگاهی از سال

1 Harvard Global Centroid Moment Tensor (GCMT)
2 International Seismological Centre (ISC) , UK
3 Preliminary Determinations of Epicenter
4 National Earthquake Information Center (NEIC)

۱۹۰۰ تا ۲۰۱۱ با بزرگای گشتاوری بیشتر از ۴ می‌شود. این کاتالوگ با استفاده از دو کاتالوگ محلی و هفت پایگاه بین‌المللی که هر یک بازه خاصی از بزرگا را پوشش دادند تشکیل شد.

۴-۱۳-۱۱-۵- تهیه کاتالوگ زلزله‌های همگون

جمع‌آوری اطلاعات موجود تاریخی و دستگاهی زلزله‌های منطقه تحت مطالعه یکی از مهمترین مراحل تحلیل خطر می‌باشد. کاتالوگ زلزله‌های گذشته قبل از اینکه بتوانند در فرایند تحلیل خطر زلزله بکار برده شوند لازم است از جوانب متعددی مورد تجزیه و تحلیل و در صورت نیاز اصلاح قرار گیرند. از جمله این موارد می‌توان به ناهمگونی‌های مشاهده شده در کاتالوگ لرزه‌ای اشاره کرد که اهم انها عبارتند از:

- برای بزرگی‌های مختلف طول دوره آماری متفاوت است
- بزرگی‌های زلزله در یک واحد اندازه‌گیری نشده‌اند
- زلزله‌های اصلی از پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها تفکیک نشده‌اند
- کاتالوگ ممکن است حاوی زلزله‌هایی باشد که بیش از یک بار ثبت شده‌اند
- ممکن است دارای زلزله‌های مصنوعی و القائی باشد که منشا زمین‌ساختی نداشته و یا طبیعی نمی‌باشند.

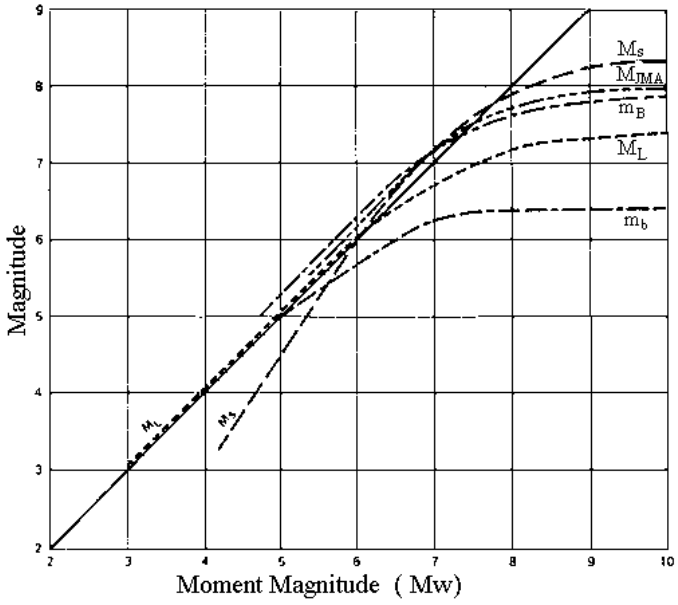
تحلیل خطر در نواحی مرزهای بین‌المللی بعضا نیازمند مطالعه زمین‌لرزه‌های متعلق به سایر کشورها بوده که عدم توجه به آن می‌تواند نتایج تحلیل خطر را دچار نقصان نماید. شکل (۴-۸) نمونه‌ای از کاتالوگ تهیه شده حاصل از کاتالوگ‌های چند کشور در خاورمیانه را نشان می‌دهد.

۴-۱۳-۱۱-۶- همگون‌سازی کاتالوگ از منظر واحد بزرگا

با توجه به دقت و عدم اشباع بزرگی گشتاوری[1](Mw) و از طرفی تطابق آن با عمده توابع کاهندگی قابل استفاده در تحلیل خطر، کاتالوگ زلزله باید از نظر معیار بزرگی همسان‌سازی شود. برای این منظور نیاز می‌باشد که سایر بزرگی‌ها به بزرگی گشتاوری تبدیل گردند. تبدیل سایر بزرگی‌ها به بزرگی گشتاوری از طریق روابط تجربی صورت می‌پذیرد که حاصل برازش آماری می‌باشند. بهترین همبستگی بین بزرگی Ms و Mw در حدود بزرگی بین ۵/۵ تا ۷/۵ وجود داشته که شامل بخش قابل توجه‌ای از زلزله‌های تاریخی و دوره دستگاهی می‌شود. تبدیل بزرگی Ms و mb به Mw در مقادیر کوچکتر از ۵ با عدم‌قطعیت زیاد همراه بوده و به‌دلیل فراوانی بیشتر این زلزله‌ها در مقایسه با زلزله‌های بزرگتر می‌تواند به‌طور سیستماتیک خطر زلزله در زمان بازگشت‌های کوتاه و متوسط را تحت تاثیر قرار دهد. مرکز لرزه‌شناسی دانشگاه هاروارد برای تمام زلزله‌های بعد از سال ۱۹۷۷ و عمدتاً بزرگتر از ۵/۵ ریشتر اقدام به ارائه داده‌های CMT[2] نموده که نتایج محاسبه گشتاور لرزه‌ای و بزرگی گشتاوری به

[1] Moment Magnitude
[2] Global Centroid-Moment-Tensor

همراه سایر پارامترهای هندسه و مگانیزم گسلش را ارائه می‌نماید که استفاده از مقادیر بزرگای گشتاوری ارائه شده توسط این مرکز توصیه می‌شود. همچنین می‌توان از این کاتالوگ برای به‌دست آوردن روابط تجربی بین بزرگی‌های مختلف استفاده کرد.



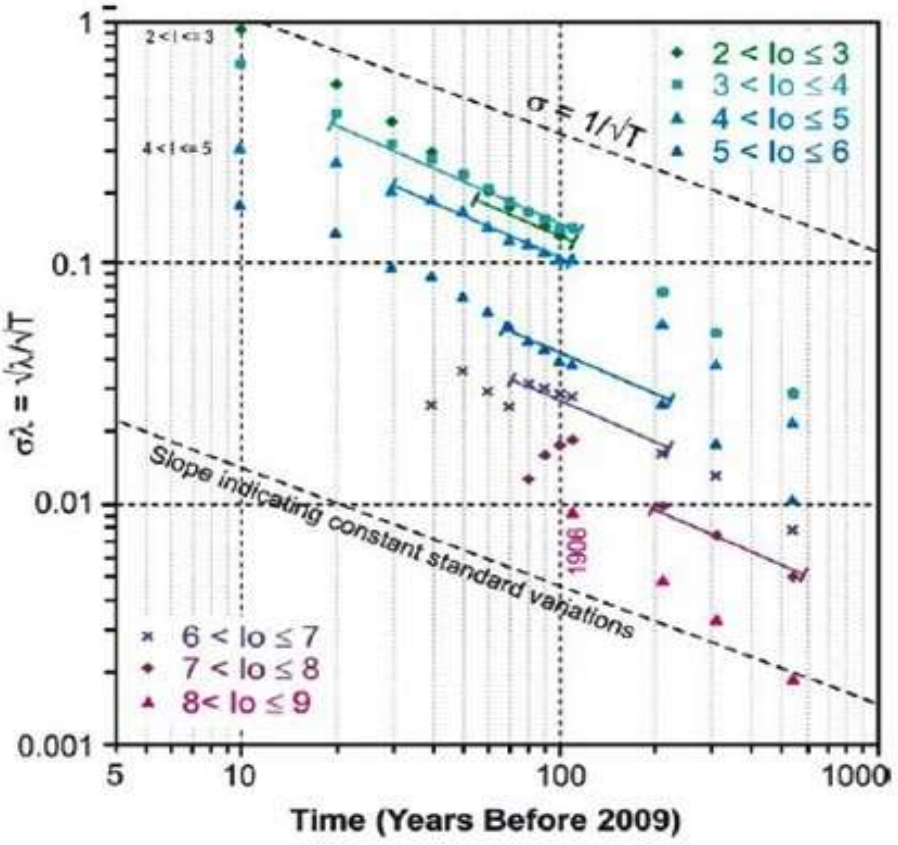
شکل ۴-۹- رابطه بین بزرگی گشتاوری و سایر مقیاس‌های بزرگی

جدول ۴-۱- روابط تبدیل بزرگی‌های مختلف به بزرگی گشتاوری (Mc Guire, 2004)[۲]

نوع بزرگی	بزرگی معلوم		M_W	
	بزرگی	محدوده	M_W	محدوده
Local	$M_L < 6$ $6 \le M_L \le 6.8$ $6.8 < M_L$	σ_L σ_L σ_L	M_L $\frac{M_L - 6}{0.8} + 6$ 8	σ_L $\frac{\sigma_L}{0.8}$ 1.5
Surface-Wave	$M_S < 6$ $6 \le M_S \le 8$ $8 < M_S$	σ_S σ_S σ_S	$0.7M_S + 1.8$ M_s 9.0	σ_S σ_S 1.0
Body-Wave	$m_b < 5$ $5 \le m_b \le 6.2$ $6.2 < m_b$	σ_b σ_b σ_b	m_b $\frac{m_b - 5}{0.6} + 5$ 8	$\frac{\sigma_b}{0.6}$ $\frac{\sigma_b}{0.6}$ 1.5
Duration	DR	σ_{DR}	DR	$2\sigma_{DR}$
Other	$M_o < 6$ $6 \le M_o \le 6.8$ $6.8 < M_o$	σ_o σ_o σ_o	M_o $\frac{M_o - 6}{0.8} + 6$ 8	$1.2\sigma_o$ $1.2\frac{\sigma_o}{0.8}$ 1.8

۴-۴-۱۱-۷- توزیع زلزله در زمان و آزمون کامل بودن کاتالوگ

کاتالوگ زلزله در مناطق مختلف ممکن است برای دوره‌هایی از طول کاتالوگ از کفایت کافی برای تمام بزرگی‌های زلزله برخوردار نباشد. این موضوع بخصوص در رابطه با زلزله‌های کوچک تا متوسط و مربوط به دوره‌های قدیمی‌تر صادق می‌باشد. بنابراین مطالعه خطر باید نحوه اصلاح نرخ بازگشت زلزله‌های با دوره کفایت کوتاه‌تر از طول کاتالوگ را به‌صورت کاملاً مشخص ارائه نماید. یکی از روش‌های آماری معمول برای ارزیابی دوره‌های Completeness روش Stepp (۱۹۷۲) بوده که بر اساس آنالیز آماری میانگین زمان بازگشت زلزله برای پنجره‌های زمانی مختلف با توزیع پوآسون و نرخ ثابت می‌باشد. این روش بر مبنای فرضیه نرخ ثابت کاتالوگ Decluster شده می‌باشد.



شکل ۴-۱۰- روش Stepp (۱۹۷۲) جهت تعیین دوره‌های زمانی completeness داده‌های زلزله[۱۶]

۴-۴-۱۱-۸- زلزله‌های وابسته

در تهیه مدل لرزه‌خیزی برای سرچشمه‌های لرزه‌ای فرض شده است که زلزله‌های موجود در کاتالوگ، رخدادهای مستقلی هستند و وقوع یک زلزله به وقوع زلزله‌های دیگر در زمان و مکان وابسته نیست. اما در

[1] Completeness Test

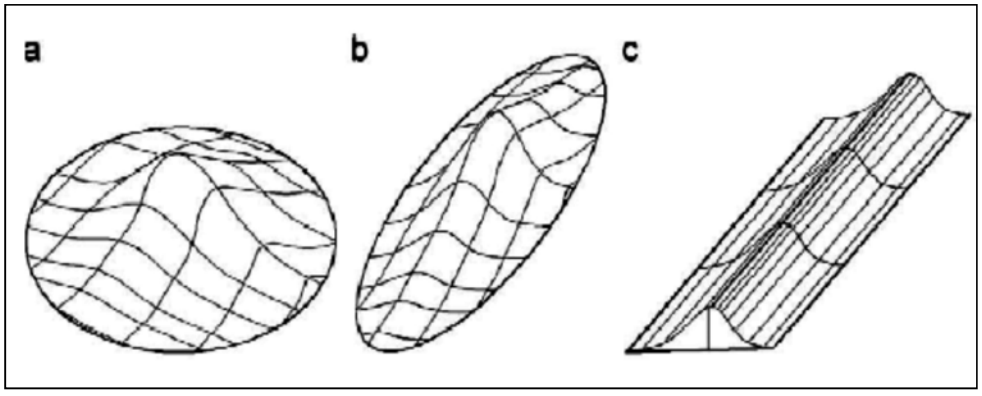
حقیقت پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها از این فرض تجاوز می‌کنند، چرا که این قبیل زلزله‌ها، به‌دلیل وقوع زلزله اصلی، اتفاق می‌افتند و وابسته به زلزله اصلی می‌باشند و خارج نکردن آنها از کاتالوگ زلزله موجب افزایش فراوانی وقوع زمین‌لرزه کوچک تا متوسط شده و موجب انحراف روابط بزرگا-فراوانی می‌شوند. بنابراین آنها باید قبل از هر تحلیل آماری از کاتالوگ زلزله حذف شوند. از جمله روش‌های حذف پس‌لرزه و پیش‌لرزه استفاده از روش Gardner J.K. & Knopoff L (۱۹۷۴) [۱۱] می‌باشد. همانطور که در جدول زیر مشاهده می‌شود با افزایش بزرگای زلزله، پنجره زمانی و مکانی وقوع زلزله افزایش می‌یابد. نحوه اصلاح کاتالوگ در رابطه با زلزله‌های وابسته (پیش و پس لرزه) باید به‌صورت مشخص ارائه شود. در صورتی که از ابزار یا نرم‌افزار خاصی برای این منظور استفاده می‌شود متغیرهای مربوط به پنجره‌های مکانی و زمانی باید به‌صورت مشخص ارائه گردند.

جدول ۴-۲- پنجره زمانی و مکانی Gardner-Knopoff جهت حذف پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها [۱۱]

Magnitude	Radius[Km]	Time[days]
3	22.5	11.5
4	30	42
5	40	155
6	50	510
7	70	915
8	94	985

۴-۱۳-۱۱-۹- توزیع مکانی زلزله‌های گذشته

استفاده از نقشه‌های پهنه‌بندی نحوه توزیع ممان لرزه‌ای و یا فراوانی هموار شده زلزله‌های گذشته برای تصویر بهتر پراکندگی کاتالوگ زلزله توصیه می‌شود. با توجه به اینکه نقشه رومرکز زلزله‌ها محدوده واقعی منبع زلزله و الگوی انرژی آزاد شده در طول گسل‌ها و عارضه‌های تکتونیکی را منفصل می‌سازد، بهتر است برای به تصویر کشیدن دامنه لرزه‌خیزی، بر روی کاتالوگ زلزله عملیات هموارسازی صورت گیرد.



شکل ۴-۱۱- مدل‌های هموارسازی لرزه‌خیزی با استفاده از تابع توزیع نرمال؛ (a) مدل دایروی، (b) توزیع نامتقارن با پراکندگی بالاتر در طول گسلش، (c) توزیع نرمال در عرض گسلش و توزیع یکنواخت در جهت طول گسلش [۱۴]

۴-۱۴- تخمین پارامترهای رژیم لرزه‌خیزی

۴-۱۴-۱- مقدمه

منابع لرزه‌ای مدل شده صرف نظر از اینکه بصورت گسلی و یا سطحی مدل شده باشند تنها تعیین‌کننده توزیع زلزله‌ها در مکان بوده و برای استفاده در تحلیل خطر نیازمند تعیین پارامترهای توزیع زلزله‌ها در زمان و بزرگی نیز می‌باشند. بر این اساس لازم است تا با استفاده از روش‌های آماری بر روی کاتالوگ‌های لرزه‌ای و یا تحلیل‌های زمین‌ساختی، پارامترهای لرزه‌خیزی و یا به عبارت دیگر رژیم لرزه‌خیزی هر منبع مشخص شود.

۴-۱۴-۲- توابع فراوانی- بزرگی

برای مدل‌سازی رژیم لرزه‌خیزی منابع ناحیه‌ای از توابع تجربی بزرگی-فراوانی گوتنبرگ –ریشتر[2] که تعداد تجمعی زلزله‌های به‌وقوع پیوسته برای هر منبع را به عنوان تابعی از بزرگی تعریف می‌کند استفاده می‌شود.

$$\log_{10} N(m) = a - bm$$
$$N(m) = 10^{a} 10^{-bm}$$

رابطه (۴-۱)

که در آن N(m) تعداد زلزله‌های با بزرگی m و یا بزرگتر در واحد زمان و a و b ضرایب ثابت هستند. مقادیر این ضرایب پس از تعیین هندسه هر منبع توسط انجام تحلیل‌های برازش بر روی زلزله‌های درون هر منبع تخمین زده می‌شوند. این رابطه به صورت زیر نیز نوشته می‌شود:

$$N(m) = N(m_0) e^{-\beta m} \quad , \quad 0 < m < \infty$$

رابطه (۴-۲)

که در آن N(mo)=10a تعداد زلزله‌ها در واحد زمان و با بزرگی m≥0 و $\beta = b \times \ln(10) \approx 2.3b$ می‌باشد.

شکل کراندار شده تابع فراوانی-بزرگی

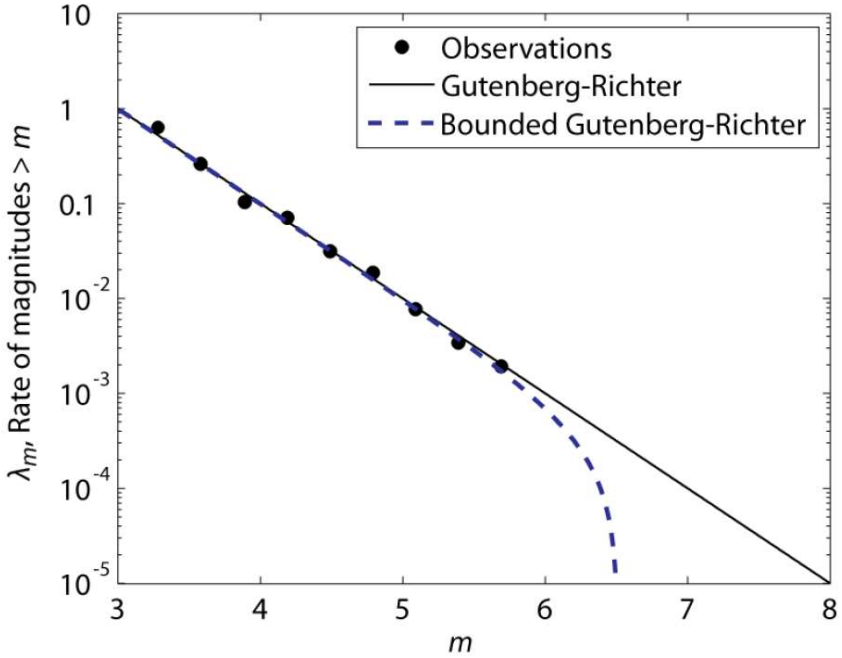
در استفاده از تابع گوتنبرگ-ریشتر مقدار بزرگی حداکثر هر منبع به عنوان بزرگترین زلزله‌ای که در منبع قابل ایجاد می‌باشد، در نظر گفته شده به نوعی که نرخ وقوع زلزله بزرگتر از آن صفر در نظر گرفته می‌شود. فرم اصلاح شده (نرمالیزه شده) این رابطه با در نظر گرفتن بزرگی زلزله‌های حداقل(M_{min}) و حداکثر(M_{max}) به صورت تابع ترکیبی نمائی زیر در خواهد آمد که در آن M_{min} و M_{max} معرف بزرگی حداقل و حداکثر بوده و $N(M_{min})$ معرف تعداد زلزله‌های با بزرگی برابر یا بزرگتر از M_{min} در واحد سال می‌باشد. بنابراین توصیه می‌شود که در انجام فرآیند برازش برای به‌دست آوردن مقادیر ضرایب تابع بزرگی-فراوانی شکل نرمالایز شده این تابع استفاده شود. شکل نهایی رابطه به‌صورت زیر حاصل می‌شود:

$$N(M) = N(M_{min}) \frac{e^{-\beta(M - M_{min})} - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}} \qquad M_{min} \le M \le M_{max}$$

رابطه (۴-۳)

[2] Gutenberg-Richter Frequency-Magnitude Relationship

رابطه (۴-۳) معمول‌ترین شکل تابع توزیع نمایی بزرگی است که برای سرچشمه‌های لرزه‌ای نوشته می‌شود (شکل ۴-۱۱). حد پایین بزرگی، M_{min}، حداقل بزرگی زلزله‌ای است که باعث ایجاد خسارت می‌شود و باید در مطالعات خطر زلزله لحاظ شود. غیر از مقدار M_{min}، مقادیر $\beta=N(M_{min})$ ،1 و M_{max} نیز باید تخمین زده شوند. مقدار M_{max} برای هر منبع از مشخصات لرزه زمین‌ساخت هر منبع انتخاب شده و فرآیند برازش مقادیر 1 و β را ارائه می‌نماید.



شکل ۴-۱۲- توزیع بیکران و کران‌دار تابع گوتنبرگ-ریشتر

۴-۱۴-۳- برازش تابع بزرگی-فراوانی

مقادیر ضرایب تابع گوتنبرگ-ریشتر از برازش شکل خطی و یا نرمالیزه شده رابطه بر داده‌های زلزله‌های موجود در هر منبع به‌دست می‌آید. برای تخمین مقادیر 1 و β از داده‌های لرزه‌ای هر منبع، یکی از سه روش زیر استفاده می‌شود:

- استفاده از روش حداقل مربعات برای برازش رابطه خطی(۴-۱) بر زلزله‌های هر منبع و به‌دست آوردن مقادیر ضرایب a و b
- استفاده از روش حداقل مربعات برای برازش رابطه (۴-۳) بر زلزله‌های هر منبع و به‌دست آوردن مقادیر ضرایب 1 و β
- استفاده از روش احتمال ماکزیمم برای به‌دست آوردن ضرایب 1 و β

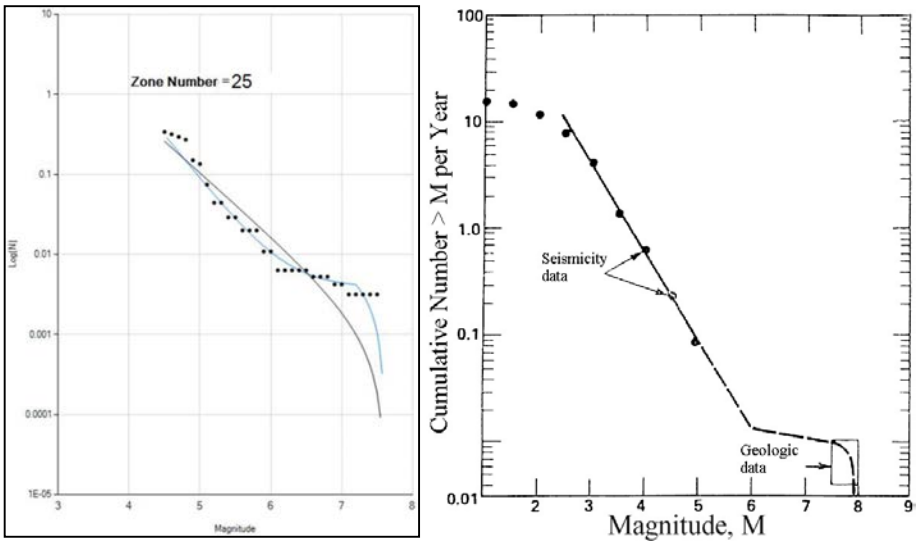
۴-۱۴-۴- توابع زلزله‌های مشخصه

برای منابع با لرزه‌خیزی متاثر از فعالیت یک یا چند گسل بزرگ و اصلی توصیه می‌شود از رابطه معروف به مدل زلزله‌های ویژه[3] استفاده شود (Coppersmith& Schwartz 1984) . طبق این مدل، فراوانی زلزله‌های بزرگ روند نمائی رابطه گوتنبرگ-ریشتر را تبعیت نمی‌نمایند. به عبارت دیگر تمایل گسل‌های بزرگ در آزادسازی انرژی، تنها طی زلزله‌های بزرگ (ویژه)، به صورت منحنی با شیب کمتر در انتهای رابطه فراوانی-بزرگی دیده می‌شوند. رابطه زیر فرم اصلاح شده رابطه گوتنبرگ-ریشتر را به صورت تابع ترکیبی نمائی برای زلزله‌های کوچک‌تر از زلزله ویژه و زلزله‌های بزرگ‌تر و یا برابر زلزله‌های ویژه ارائه می‌نماید (Zolfaghari, 2009b):

$$N(M)=\begin{cases} N_e\dfrac{e^{-\beta(M-M_{\min})}-e^{-\beta(M_{\max}-M_{\min})}}{1-e^{-\beta(M_{\max}-\Delta M-M_{\min})}} & M_{\min}\le M<M_c \\ N_c\dfrac{M_{\max}-M}{\Delta M} & M_c\le M<M_{\max} \end{cases}$$

رابطه (۴-۴)

در این رابطه M_c و M_{max} به‌ترتیب حدپایینی و حدبالایی زلزله‌های ویژه در روی گسل می‌باشند. نمونه‌ای از مدل فرآوانی-بزرگی زلزله‌های ویژه برای دو منبع لرزه‌ای منطقه در شکل‌های (۴-۱۳) نمایش داده شده است.



(After Youngs and Coppersmith, 1985).

شکل ۴-۱۳- فرم کلی توزیع فراوانی زلزله‌ها با استفاده از مدل زلزله‌های ویژه .(Coppersmith and Youngs, 1989)

۴-۱۴-۵- وابستگی پارامترهای a و b روابط بزرگی-فراوانی در اعمال عدم‌قطعیت

در مواردی که عدم‌قطعیت مقادیر ضرایب a و b در مطالعات تحلیل خطر منظور می‌گردد، باید به این نکته توجه داشت که این دو پارامتر به هم وابسته بوده و اعمال عدم‌قطعیت به‌صورت مستقل در این دو ضریب، موجب نتایج غیرقابل قبول می‌شود. به عبارت دیگر مقادیر این دو ضریب تواما طی انجام برازش بر زلزله‌های گذشته

[3] Characteristic Earthquakes

به‌دست آمده و منحنی گوتنبرگ-ریشتر به‌دست آمده از برازش تنها در صورت استفاده توام ضرایب a و b نماینده موجه‌ترین منحنی بر زلزله‌های گذشته بوده و استفاده و یا تغییرات مجزای آنها می‌تواند منجر به منحنی شود که کاملا از روند آماری زلزله‌های گذشته خارج باشد.

۴-۱۴-۶- تخمین بزرگی حداکثر از زلزله‌های تاریخی

به بزرگی بزرگترین زلزله‌ای که سرچشمه لرزه‌ای می‌تواند ایجاد کند، بزرگی بیشینه (M_{max}) گفته می‌شود. بزرگی حداکثر نسبت داده شده به هر منبع لرزه‌ای تاثیر قابل توجه‌ای در شتاب‌های با زمان بازگشت متوسط تا طولانی دارد. انتخاب این مقدار می‌تواند در صورت وجود تاریخچه کافی از زلزله‌های گذشته بر اساس لرزه‌خیزی منطقه صورت پذیرد. معمولاً بزرگترین زلزله اتفاق افتاده در منبع سطحی به عنوان کمیته‌ای برای بزرگی حداکثر در نظر گرفته می‌شود. در این صورت کسری از بزرگی به این مقدار اضافه شده و به عنوان بزرگی حداکثر درنظر گرفته می‌شود. در چنین شرایطی در انتخاب کسر بزرگی باید به ممان لرزه‌ای تولید شده در منبع توسط زلزله‌های مدل شده توجه نموده و در صورت نیاز در تصحیح این مقدار اقدام نمود. آنچه مسلم است بزرگی حداکثر نسبت داده شده به هر منبع سطحی باید از نظر توان ایجاد گشتاور لرزه‌ای با تاریخچه لرزه‌خیزی و ساختار تکتونیکی منطقه هماهنگی داشته باشد. یکی از کنترل‌های قابل انجام در انتخاب کسر اضافه شده در مقایسه مجموعه گشتاور لرزه‌ای آزاد شده توسط زلزله‌های به‌وقوع پیوسته طی یک بازه زمانی که دربر گیرنده چند تکرار زلزله‌های بزرگ باشد با گشتاور حاصله از زلزله با بزرگی حداکثر می‌باشد.

جدول۴-۳- روش‌های قابل استفاده برای تخمین بزرگی حداکثر برای منابع لرزه‌ای (After Coppersmith and Youngs, 1989).

ردیف	روش	اطلاعات وداده‌های مورد نیاز	محدودیت‌ها
۱	افزایس بزرگی بزرگترین زلزله تاریخی (به مقدار ۱/۴ تا ۱/۲ واحد)	• داده‌های زلزله‌های تاریخی • اطمینان از ارتباط لرزه خیزی با منابع لرزه‌ای	• کوتاه بودن دوره زلزله‌های تاریخی • عدم قطعیت در زمان بازگشت و بزرگی زلزله تاریخی
۲	برون نمایی تابع بزرگی-فراوانی	• زمان بازگشت زلزله‌های دستگاهی و تاریخی • تعیین محدوده و اندازه منابع سطحی	• وابستگی به اطلاعات تاریخی • قابل استفاده در موارد محدود
۳	استفاده از روش‌های آماری بر داده‌های زلزله نظیر روش کراندار	• کاتالوگ زلزله • مدل تصادفی استفاده شده (نظیر پواسون، نمایی، ...)	• ضعف روش‌های آماری در زلزله‌های تاریخی برای تخمین زلزله‌های بزرگ
۴	نرخ لغزش / نرخ گشتاور لرزه‌ای	• اطلاعات مرتبط با نرخ لغزش در منطقه یا منبع لرزه‌ای • روابط بزرگی-فراوانی	• قابلیت اعتماد نرخ لغزش در مناطق پوسته‌ای • وابستگی تابع بزرگی-فراوانی به زلزله‌های دوره کوتاه
۵	حداکثر ابعاد منبع لرزه‌ای	• ابعاد منبع از داده‌های لرزه شناسی • ایر اطلاعات برای تخمین ابعا منبع (زمین شناسی، نرخ لغزش، ...)	• خطای زیاد در تخمین ابعد منبع در مناطق پوسته ای پایدار • خطای زیاد روابط تجربی تخمین بزرگی از ابعاد منبع
۶	تشابه با سایر مناطق لرزه‌خیز مشابه	• بانک اطلاعاتی زلزله‌های بزرگ در سطح جهان • ارتباط اندازه زلزله با مشخصات منابع لرزه‌ای	• مشخصات منبع باید با توجه به مشخصات موجو در منابع اطلاعاتی تعیین گردد

۴-۱۴-۷- تخمین بزرگی حداکثر از مشخصات گسل‌ها

روش‌های تخمین بزرگی بیشینه برای گسل‌ها با قابلیت اعتماد بهتری نسبت به سرچشمه‌های سطحی صورت می‌پذیرد. در شرایطی که از منابع گسلی برای مدل‌سازی لرزه‌خیزی استفاده شده و یا منبع سطحی حاوی گسل فعالی با ابعاد هندسی مشخص باشد، انتخاب بزرگی حداکثر می‌تواند بر اساس روابط تجربی ارائه کننده بزرگی بر مبنای تابعی از ابعاد گسل انتخاب شود. یکی از پارامترهای گسیختگی گسل که در این ارتباط کاربرد وسیعی دارد، طول گسیخته شده گسل است. نمونه‌ای از این توابع در زیر داده شده است. در این صورت نیز لازم بوده که بودجه گشتاور لرزه‌ای گسل (حاصل تخمین گشتاور لرزه‌ای به عنوان تابعی از نرخ لغزش و ابعاد هندسی گسل) با گشتاور حاصل از زلزله‌های حداکثر مدل شده بر روی گسل مقایسه شود.

۴-۱۴-۸- عدم‌قطعیت بزرگی حداکثر

جهت اعمال عدم‌قطعیت‌های حاکم بر تخمین بزرگی حداکثر توصیه می‌شود که از چارچوب درخت منطقی و اختصاص اوزان مشخص به چند گزینه منطقی برای این مقدار استفاده شود. در انتخاب سایر گزینه‌های بزرگی

حداکثر برای تشکیل درخت منطقی باز توصیه می‌شود که شرایط فیزیکی حاکم بر منبع و منطقی بودن مقادیر انتخابی و تطابق آن با اصل بقای گشتاور لرزه‌ای حاکم باشد.

جدول ۴-۴- برخی از روابط تجربی ارائه شده بین پارامترهای گسیختگی گسل با بزرگی زلزله[۲]

داده بکار رفته	نوع گسل	رابطه	انحراف معیار	مرجع
جهانی	Strike-Slip	$Log\,RL = -3.55 + 0.74M$	$\sigma_{LogRL} = 0.23$	1994-Wells & Coppersmith
جهانی	Reverse	$Log\,RL = -2.86 + 0.63M$	$\sigma_{LogRL} = 0.23$	1994-Wells & Coppersmith
جهانی	Strike-Slip	$Log\,RL = -4.10 + 0.80M_S$	$\sigma_{LogRL} = 0.20$	1984-Bonilla et al.
جهانی	Reverse	$Log\,RL = -1.96 + 0.50M_S$	$\sigma_{LogRL} = 0.20$	1984-Bonilla et al.
جهانی	Strike-Slip	$Log\,AD = -6.32 + 0.90M$	$\sigma_{LogAD} = 0.28$	1994-Wells & Coppersmith
جهانی	All	$Log\,AD = -4.80 + 0.69M$	$\sigma_{LogAd} = 0.36$	1994-Wells & Coppersmith
جهانی	Strike-Slip	$Log\,MD = -3.90 + 0.48M_S$	$\sigma_{LogMD} = 0.26$	1984-Bonilla et al.
جهانی	Strike-Slip	$M = Log\,A + 3.98$ $for\ A \le 537\,km^2$ $M = 1.33\,Log\,A + 3.07$ $for\ A > 537\,km^2$	$\sigma_M = 0.03$ $\sigma_M = 0.04$	2002-Hanks & Bakun
نکته: RL طول گسیخته شده سطحی (km)، AD میانگین تغییرمکان در سطح زمین (m)، MD بیشینه تغییرمکان در سطح زمین (m)، A سطح گسیخته شده (km^2)، لگاریتم‌ها بر پایه ۱۰ هستند. این روابط برای مناطق subduction قابل استفاده نیست.				

۴-۱۴-۹- بزرگی کمینه

در فرآیند تحلیل خطر معمولا در دو جایگاه صحبت از بزرگی کمینه (M_{min}) می‌شود. اول اینکه برای تخمین ضرایب a و b تابع گوتنبرگ-ریشتر، M_{min} معرف حداقل بزرگی درنظر گرفته شده برای استفاده از زلزله‌ها در فرآیند برازش می‌باشد که کوچک‌تر از آن کاتالوگ زلزله از کفایت کافی برخوردار نیست. به عبارت دیگر دخیل کردن زلزله‌های کوچک‌تر از این کمینه در فرآیند برازش سبب خروج رابطه گوتنبرگ-ریشتر از حالت خطی خواهد شد. این کمینه برای بیشتر نقاط ایران حدود ۴ تا ۴/۵ ریشتر می‌باشد. جایگاه دیگر M_{min} به عنوان کرانه پایین بزرگی در انتگرال تجمیع احتمالات شرطی محاسبات خطر می‌باشد. در انتخاب این کرانه معمولا حداقل بزرگی زلزله‌ای در نظر گرفته می‌شود که وقوع آن در منبع لرزه‌ای نتواند شتابی با پتانسیل ایجاد خسارت برای ساخته‌های بشری ایجاد کند. این مقدار با توجه به نوع ساخت و سازه‌ها در بیشتر نقاط ایران حدود ۴/۵ ریشتر می‌باشد. استفاده از مقادیر کوچکتر از ۴ ریشتر به عنوان کرانه پایین، به‌دلیل فراوانی نسبتا زیادتر آنها نسبت به زلزله‌های بزرگتر می‌تواند به‌صورت مجازی سبب تخمین دست بالای شتاب در زمان بازگشت‌های کوتاه تا متوسط گردد. همچنین لازم به ذکر است که بیشتر روابط کاهندگی استفاده شده در فرآیند تحلیل خطر نیز برای مقادیر کوچک‌تر از ۴ یا ۴/۵ ریشتر صادق نمی‌باشد.

۴-۱۴-۱۰- تحلیل حساسیت

جهت کنترل حساسیت نتایج تحلیل خطر به پارامترهای منبع توصیه می‌شود که با انجام تحلیل‌های تجزیه خطر اقدام به تعیین موثرترین منابع لرزه‌ای در ایجاد شتاب طراحی کرده و عدم‌قطعیت‌های پارامترهای این منبع با دقت بهتری انتخاب و تحلیل خطر مجددا صورت پذیرد.

۴-۱۴-۱۱- مدل‌های تصادفی[4]وقوع زلزله‌ها و کاربرد آنها در ایران

در روش‌های متعارف تحلیل احتمالی خطر زلزله فرض می‌شود که وقوع زلزله در محدوده زمان فرایندی تصادفی و با توزیع یکنواخت[5]و بدون حافظه[6]است. بر همین اساس در اغلب مطالعات تحلیل خطر از توزیع پواسون[7]برای تخمین احتمال فراگذشت جنبش زمین از یک سطح مشخص و در دوره زمانی مشخصی، طبق رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$P(a > A) = 1 - e^{-N(a>A)T}$$ رابطه (۴-۵)

که در آن P(a>A) احتمال فراگذشت جنبش زمین از مقدار A در دوره زمانی T بوده با فرض اینکه N(a>A) نرخ متوسط سالانه فراگذشت جنبش زمین از A را ارائه نماید. استفاده از چنین توزیعی بدین معنی است که توزیع زلزله‌ها در بازه زمانی توزیع کاملا یکنواخت و بدون حافظه‌ای داشته و وقوع یک زلزله تاثیری در بزرگی و محل زلزله‌های آینده نخواهد داشت. حذف زلزله‌ها وابسته از کاتالوگ زلزله نیز بر همین مبنا می‌باشد.

از طرفی دانسته‌های بشر مبتنی بر علوم زمین‌ساخت و تئوری آزاد شدن انرژی کرنشی زمین[8]حاکی از وابستگی زمانی و مکانی وقوع زلزله‌ها به همدیگر می‌باشند. این موضوع مخصوصا برای زلزله‌های بزرگ که آزادکننده بخش قابل توجه‌ای از انرژی کرنشی زمین می‌باشند حائز اهمیت است. در نظر گرفتن چنین رویه‌ای برای مناطقی که اخیرا زلزله بزرگی را تجربه کرده‌اند منجر به تخمین احتمال کمتر از آنچه توزیع پواسون ارائه می‌کند می‌شود. متعاقبا مدل وابسته به زمان برای مناطقی که زمان سپری شده از آخرین زلزله بزرگ انها نزدیک به زمان بازگشت متوسط می‌باشد، احتمال تخمینی بیشتر از معادل آن توسط توزیع پواسون می‌باشد. با این حال مدل کردن چنین فرایند وابسته به زمانی نیازمند داشتن اطلاعات کافی از زمان متوسط وقوع زلزله‌های بزرگ هر قسمت از گسل مسبب می‌باشد. متاسفانه چنین اطلاعاتی برای تعداد محدودی گسل امتداد-لغز در دنیا نظیر گسل سان اندرس در کالیفرنیا و گسل اناتولی شمالی در ترکیه موجود می‌باشد. برای سایر گسل‌های فعال اعمال مدلهای وابسته به زمان منجر به استفاده از اطلاعات یقینی ناکافی در تحلیل‌های احتمالی گشته که خود سبب می‌شود نتایج تحلیل خطر احتمالی متاثر از قضاوت‌های یقینی شود.

---

[4] Earthquake Recurrence Model
[5] Staionery
[6] Memoryless
[7] Poison Model
[8] Elastic Rebound Theory

۴-۱۵- لرزه -زمین‌ساخت ایران و خاورمیانه

۴-۱۵-۱- لزوم انجام مطالعات لرزه زمین‌ساخت

مطالعات زمین‌ساخت و بررسی شرایط لرزه زمین‌ساخت منطقه با رویکرد شناخت حرکات کلی و ایالت‌های زمین‌ساختی و همچنین ارزیابی کمی فعالیت زمین‌ساختی در مقیاس بزرگ‌تر از ملزومات مطالعه خطر زلزله می‌باشد. بر این اساس گزارش تحلیل خطر باید بتواند تصویری از زمین‌ساخت منطقه در مقیاس منطقه‌ای و همچنین محلی فراهم سازد. هدف از انجام مطالعات تکتونیکی ارائه چارچوبی برای تعیین منابع لرزه‌ای منطقه و درک بهتر روند ایجاد زمین‌لرزه‌هاست.

۴-۱۵-۲- انتظارات مطالعات لرزه زمین‌ساخت

با توجه به منابع انسانی و مالی قابل استطاعت برای مطالعات تحلیل خطر خاص پروژه‌های متعارف و از جمله سازه‌های بیمارستانی، مدل‌سازی و تعیین پارامترهای منابع لرزه‌ای غالبا از نوع مطالعات دفتری و بر مبنای اطلاعات و داده‌های قابل دسترس از منابع علمی و تحقیقاتی منتشر شده می‌باشد. به عبارت دیگر انجام تحقیقات و مطالعات میدانی به منظور کشف و یا ارزیابی منابع لرزه‌ای و گسل‌های جدید به‌دلیل محدود بودن منابع مالی عموما از اهداف چنین مطالعاتی خارج می‌باشد. بدیهی است چنین مطالعاتی برای سازه‌های خیلی مهم نظیر سد و نیروگاه‌های هسته‌ای حائز اهمیت بوده و در صورت نیاز، منابع مالی و انسانی آن نیز پیش‌بینی می‌شود. این موضوع همچنین باید در فرایند داوری و انتظارات پیش‌بینی شده از مجری مطالعات تحلیل خطر در نظر گرفته شده و به صراحت در شرح خدمات پروژه ذکر شود.

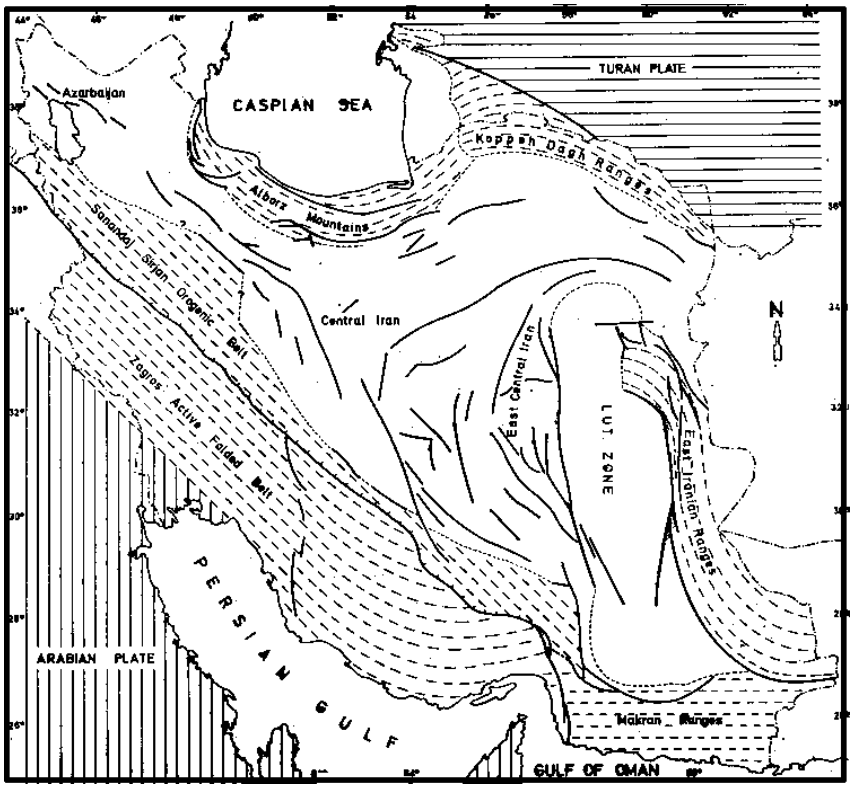
۴-۱۵-۳- محدوده مطالعات لرزه زمین‌ساخت

گزارش مطالعه خطر باید پوشش‌دهنده آخرین مطالعات در حیطه مطالعات لرزه زمین‌ساخت و شناخت ایالت‌های لرزه‌ای و یافته‌های اخیر مخصوصاً در رابطه با شناخت گسل‌های جدید و فعالیت آنها، نرخ لغزش گسل‌ها و مطالعات ژئودتیک باشد. روابط بین لرزه‌شناسی منطقه و پروسه‌های بزرگ مقیاس زمین‌شناسی و تکتونیک، همانند چین‌خوردگی و گسلش، برای تعیین منابع لرزه‌ای در زلزله‌های آینده مورد بررسی قرار گیرند. گزارش باید به صورت کامل، تمام مراجع استفاده شده در مطالعات زمین‌ساخت را اشاره نماید.

۴-۱۵-۴- لرزه زمین‌ساخت عمومی ایران

کشور ایران به لحاظ موقعیت زمین‌ساختی در یک منطقه عمدتاً فشاری قرار گرفته که بیشتر لرزه‌خیزی آن توسط گسل‌های عمدتا فشاری و در بعضی موارد امتداد لغز ایجاد می‌شود. از این منظر ایران قابل تقسیم به چندین ناحیه جداگانه است. این تقسیم‌بندی بر اساس تغییرات در ساختار زمین‌شناسی مناطق مختلف ایران است. بر طبق نظر بربریان (۱۹۸۱)، مناطق لرزه‌خیز ایران به پنج قسمت قابل تقسیم‌بندی است : ۱. کمربند

چین‌خوردگی زاگرس، ۲. رشته کوه‌های البرز، ۳. مرز چین‌خوردگی کپه داغ ۴. منطقه مرکزی ایران ۵. منطقه مکران. این نواحی از منظر رژیم لرزه‌خیزی کاملا با هم متفاوت بوده و لازم می‌باشد که در مدل‌سازی سرچشمه‌های لرزه‌خیز منظور گردند. این موضوع همچنین در خصوص انتخاب توابع کاهندگی حائز اهمیت بوده مخصوصا در حوزه مکران که وقوع زلزله‌های بزرگ ناشی از فرورانش[9] محتمل می‌باشد و همچنین فلات مرکزی ایران که تقریبا رژیم لرزه‌ای میان صفحه‌ای[10] حاکم می‌باشد.

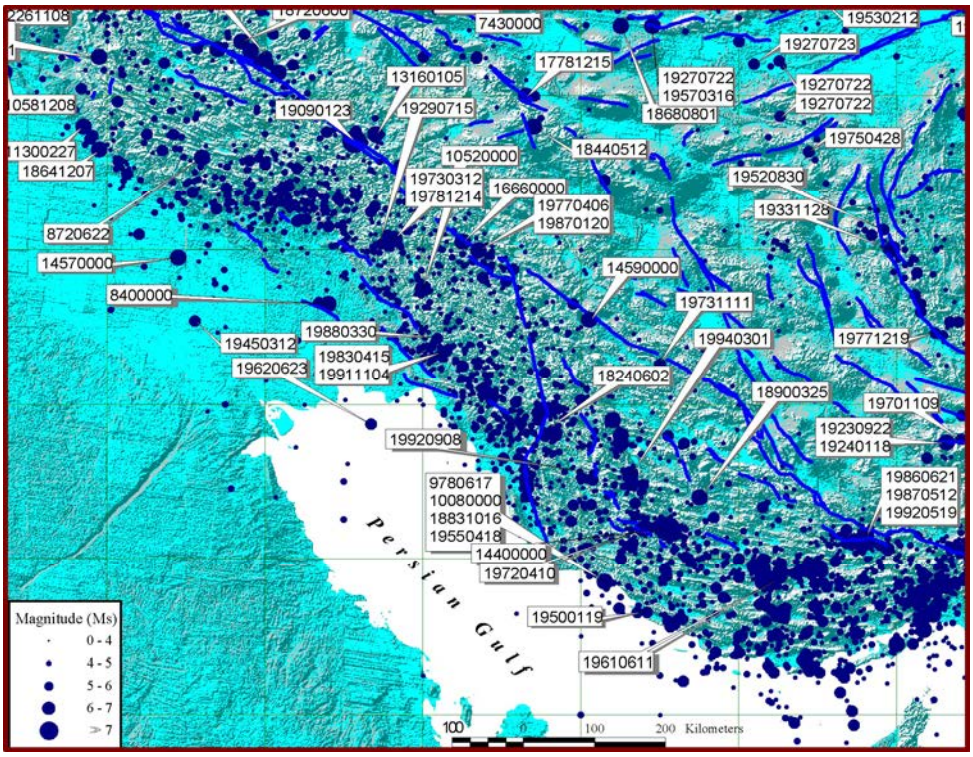


شکل ۴-۱۴-ایالت‌های لرزه‌ای پیشنهاد شده توسط Berberian (1981).

۴-۱۵-۵- لرزه زمین‌ساخت زاگرس

بنا بر شرایط زمین‌ساختی منطقه زاگرس و مدفون بودن بخش قابل توجه‌ای از گسل‌های مسبب زلزله‌های این منطقه، مدل‌سازی منابع لرزه‌ای مبتنی بر گسل‌های فعال، در این منطقه امکان‌پذیر نمی‌باشد. بسیاری از گسلش‌های معکوس در منطقه زاگرس به وسیله رسوبات سطحی پوشیده شده است و به همین علت اغلب زمین‌لرزه‌ها در زاگرس بدون گسلش سطحی می‌باشند. حتی زمین‌لرزه‌های بزرگ نیز توانایی برش این رسوب‌ها را ندارند. بنابراین در این منطقه گسلش‌های سطحی رابطه‌ای چندانی با زمین‌لرزه‌ها ندارند و استفاده از مطالعات زمین‌شناسی برای تعیین محل وقوع زمین‌لرزه‌های آینده چندان قابل استفاده نیست.

[9] Subduction Earthquakes
[10] Intraplate Earthquakes

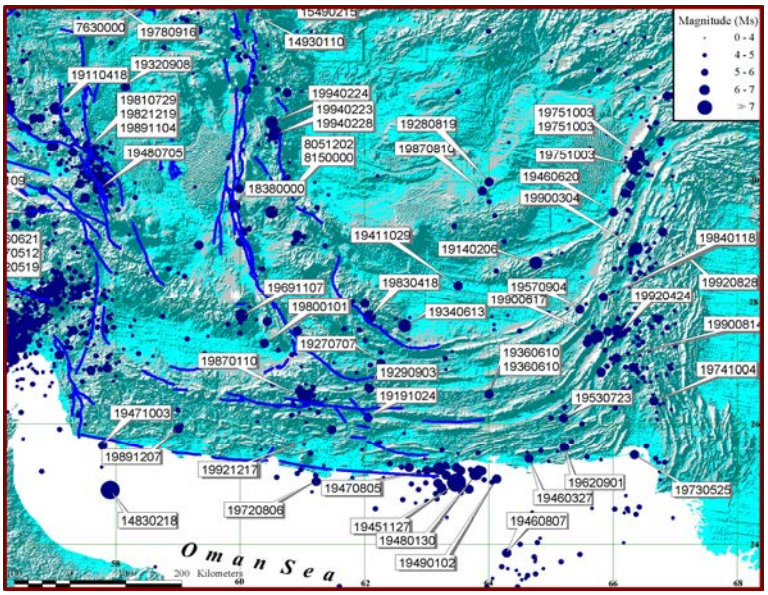


شکل ۴-۱۵- لرزه‌خیزی حوزه زاگرس

۴-۱۵-۶- لرزه زمین‌ساخت مکران

مدل‌سازی خطر زلزله در منطقه جنوب شرقی ایران که تحت تاثیر لرزه‌خیزی منطقه فرورانش مکران می‌باشد، نیاز به توجه خاص به مورد زیر دارد:

- مکانیزم لغزش و چگونگی ارتباط زلزله‌های این منطقه با نواحی مختلف درگیر در مناطق فرورانش
- لرزه‌خیزی این منطقه و تقسیم‌بندی توان لرزه‌ای در قسمت‌های مختلف آن
- احتمال وقوع زلزله‌های خیلی بزرگ
- عمق زلزله‌ها و نیاز مدل‌سازی منابع لرزه‌ای در حداقل دو سطح زلزله‌های سطحی و عمیق
- استفاده از توابع بزرگی-فرآوانی مناسب زلزله‌های مشخصه گسل‌ها
- درنظر گرفتن نرخ لغزش منطقه در تعیین بزرگی و نرخ وقوع زلزله‌ها
- انتخاب مدل کاهندگی مناسب با مناطق فرورانش



شکل ۴-۱۶- لرزه‌خیزی حوزه مکران

۴-۱۶- مدل‌های تخمین جنبش قوی زمین

۴-۱۶-۱- کلیات

تخمین شتاب ناشی از وقوع زلزله‌ها نیازمند استفاده از مدل‌ها و یا ابزاری است که بتواند نحوه تولید و توزیع انرژی لرزه‌ای ناشی از وقوع زلزله را مدل‌سازی نماید. تلاش‌های گسترده‌ای در سال‌های اخیر در راستای مدل‌سازی فیزیکی و مبتنی بر شرایط مرزی نواحی لرزه‌خیز و مخصوصا در کالیفرنیا صورت گرفته است. این ابراز امکان مدل‌سازی نحوه برش گسل و آزاد سازی انرژی لرزه‌ای و همچنین گسترش و تاثیر لایه‌های محیط را مدل نموده و قادر به تعیین تاریخچه جنبش قوی زمین در هر نقطه می‌باشد. استفاده از این ابزار علاو بر اینکه به اطلاعات بسیار گسترده از شرایط محیطی و مرزی منطقه نیاز داشته، احتیاج به نرم‌افزارها و سخت‌افزارهای بسیار قوی و سریع دارد که هنوز استفاده از آنها را بصورت کاربردی برای سایر نقاط دنیا غیرعملی ساخته است. بدین دلیل کماکان استفاده از مدل‌های تجربی تخمین جنبش قوی زمین[1] یا به اختصار روابط کاهندگی[2] که حاصل انجام محاسبات برازش بر آمار داده‌های شتابنگاری ناشی از زلزله‌های چند دهه اخیر در دنیا می‌باشد مرسوم است. این روابط شتاب حداکثر زمین یا مقادیر طیفی شتاب را به‌عنوان تابعی تجربی از بزرگی زلزله و فاصله تا منبع زلزله بیان می‌کنند. روابط متعددی از این دست برای مناطق لرزه‌خیز دنیا تهیه شده و در سال‌های اخیر توسعه

[1] Emperical Ground Motion Prediction Equation (EGMPE)
[1] Attenuation Relationship [2]

این توابع با تجمیع داده‌های شتابنگاری حاصل از کلیه زلزله‌های اتفاق افتاده و با هدف دخیل نمودن پارامترهای متغیر بیشتری صورت پذیرفته که در قالب نسل بعدی روابط کاهندگی[۳]رسوم شده است.

۴-۱۶-۲- تعاریف متغیر فاصله در توابع کاهندگی

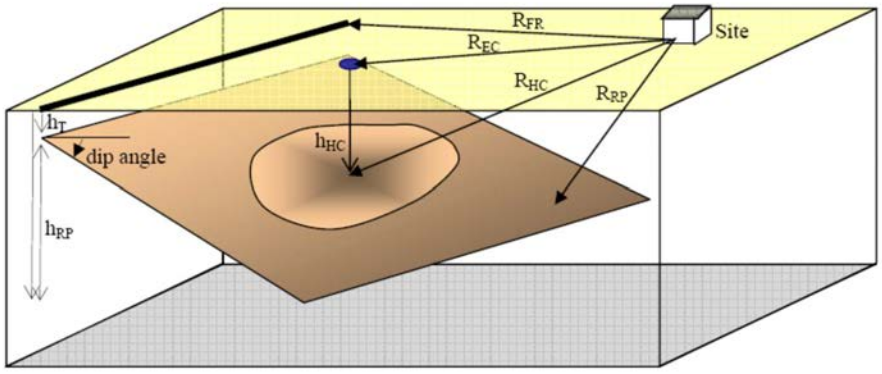
در روابط مختلف کاهندگی از تعاریف مختلفی از فاصله منبع زلزله تا محل سایت[۴]استفاده شده است اما این فاصله‌ها در حالت کلی می‌توانند در یکی از چند گروه زیر قرار گیرند:

- فاصله سایت تا کانون سطحی زلزله[۱۵]
- فاصله سایت تا کانون عمقی زلزله[۱۶]
- نزدیکترین فاصله افقی سایت تا خط گسل[۱۷]
- فاصله سطحی سایت تا مرکز منطقه بریده شده[۱۸]
- فاصله سایت تا مرکز منطقه بریده شده[۱۹]
- نزدیکترین فاصله تا سطح گسل بریده شده[۲۰]
- کوتاه‌ترین فاصله تا صفحه گسل [۲۱]

مطالعه خطر باید به‌صورت شفاف نحوه مدل‌سازی منبع زلزله و استفاده از هر یک از این فاصله‌ها را نشان دهد. بدیهی است در صورت استفاده از روابط نسل جدید که در آنها متغیر فاصله معرف فاصله تا مشخصه‌ای از هندسه سه بعدی گسل مخصوصا برای زلزله بزرگ می‌باشد، استفاده از فاصله‌های نقطه‌ای می‌تواند سبب کاهش خطر محاسبه شده شود. متداول‌ترین عنوان استفاده شده برای فاصله در روابط کاهندگی نسل قدیم فاصله تا مرکز سطحی و یا مرکز عمقی زلزله و یا نزدیکترین فاصله افقی تا خط گسل بوده و در روابط نسل جدید نزدیکترین فاصله تا صفحه گسل و در بیشتر مواقع فاصله جوینر و بور (Rjb)که فاصله سایت تا نزدیکترین تصویر سطحی از گسل است، می‌باشد.

---

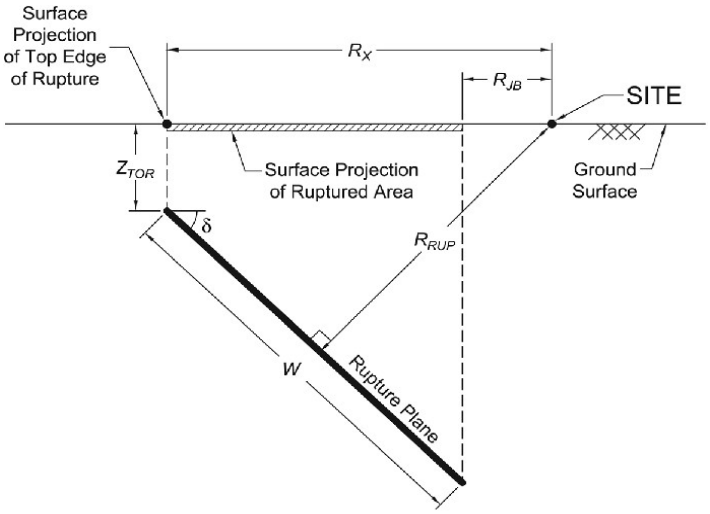
[1] Next Generation Attenaution (NGA)
[1] Source-to-site Distance [4]
[1] Epicentral Distance [5]
[1] Hypocentral Distance [6]
[1] Closest Surface Distance to Fault Line [7]
[1] Surface Distance to Energy Centre [8]
[1] Distance to Energy Distance [9]
[2] Closest Distance to Rupture Surface [0]
[2] Closest Surface Distance to Earthqauke Rupture [1]



۴-۱۷- تعاریف مختلف فاصله منبع تا سایت به‌کار رفته در روابط کاهندگی (ذوالفقاری، ۲۰۰۹)

۴-۱۶-۲-۱- برآورد عمق تا بالای صفحه گسیختگی (ZTOR)، فاصله Rx و فاصله گسیختگی Rrup

فاصله عمود بر تصویر لبه فوقانی صفحه گسلی(Rx̌) پارامتر جدیدی از فاصله چشمه-تا- سایت است که در مطالعات NGA -West2 (۲۰۱۴) مورد استفاده قرار گرفت. Kaklamanos et al (2011) با تعریف زاویه چشمه تا سایت (α)، فاصله جوینر و بور (فاصله افقی تا تصویر افقی صفحه گسیختگی) و پارامترهای چشمه نظیر عرض صفحه گسیختگی، زاویه شیب (dip) و همچنین عمق تا بالای صفحه گسیختگی (ZTOR) توانستند الگوریتمی جهت محاسبه ساده Rx ارائه دهند و در پی آن با دانستن Rx، به برآورد فاصله سایت تا صفحه گسیختگی (فاصله گسیختگی، Rrup) پرداختند.



شکل ۴-۱۸- نمایش گرافیکی فاصله جوینر-بور، فاصله گسیختگی و فاصله مختصاتی Rx ((۲۰۱۱) Kaklamanos et al)

[22] Horizontal distance to top edge of rupture measured perpendicular to the strike (site coordinate)

۴-۱۶-۳- تنوع زمین‌ساخت ایران در انتخاب توابع کاهندگی

لرزه زمین‌ساخت ایران تحت تاثیر میدان هم‌گرایی، بیشتر ناشی از گسل‌های فشاری حوزه زاگرس، البرز، گوپه داغ و مکران بوده که در بعضی نواحی توازن نرخ همگرایی‌های متفاوت منجر به ایجاد گسل‌های انتقالی امتداد لغز نیز گشته است. بر این مبنا و در جهت انتخاب توابع کاهندگی از مناطق مشابه دنیا می‌توان زمین‌ساخت نواحی کشور را در چهار نوع زیر تقسیم‌بندی نمود:

- مناطق پوسته‌های فعال کم عمق (شبیه زاگرس، البرز، کوپه داغ)[۲۳]
- صفحات قاره‌ای پایدار (فلات مرکزی ایران)[۲۴]
- مناطق فرورانش – صفحات اندرکنش اصلی (مکران)[۲۵]
- مناطق فرورانش – فعالیت درون صفحه‌ای (مکران)[۲۶]

۴-۱۶-۴- توابع کاهندگی توسعه داده شده در ایران

از جمله اولین روابط کاهندگی که بر اساس داده‌های شتاب‌نگاری موجود ایران ارائه شدند عبارت از Ramazi & Schenk (1994) و Zare et al (1999) و Nowroozi (2005) می‌باشند. این روابط بر مبنای تعداد بسیار محدودی داده از زلزله‌های ایران توسعه یافتند و لذا بر مبنای ساده‌ترین پارامترهای لرزه‌ای توسعه یافتند. در سال‌های اخیر لرزه‌خیزی بالای کشور در کنار سابقه نسبتا خوب فعالیت شتاب‌نگاری امکان توسعه توابع کاهندگی منطقه‌ای را فراهم ساخته است که در بخش زیر به چند نمونه از آن اشاره می‌کنیم.

باید توجه داشت که در برخی مطالعات صورت گرفته در ایران، روابط کاهندگی جداگانه‌ای برای دو گروه البرز-ایران مرکزی و زاگرس پیشنهاد شده است. Zare et al (1999)، Ghodrati et al (2010)، و Saffari et al (2012) از این جمله‌اند. همچنین بعضی محققان معتقدند که در یک چارچوب بزرگ منطقه‌ای، کل ایران می‌تواند بصورت یک واحد رفتار کند. در این راستا مطالعاتی نظیر Zaferani et al (2017) و Ghasemi et al (2009) یک رابطه کاهندگی برای کل ایران استخراج کردند. Darzi & Zolfaghari (2017) با استفاده از آنالیز واریانس (Douglas, 2004) به بررسی وابستگی منطقه‌ای میان جنبش‌های قوی زمین در سه منطقه زمین‌ساختی البرز-آذربایجان، ایران مرکزی و زاگرس پرداختند. آنها دریافتند که با توجه به داده‌های موجود جنبش‌های قوی زمین در ایران تفاوت میان بیشینه شتاب زمین و شتاب‌های طیفی جنبش‌های زمین در مناطق مختلف تکتونیکی ایران قابل چشم پوشی و اغماض است.

---

[2] Active Shallow Crust [3]
[2] Stable Continental Crust [4]
[2] Subduction Interface [5]
[2] Subduction Intraslab [6]

در رابطه کاهندگی ارائه شده توسط Ghodrati et al (2010) شتاب طیفی از بزرگای موج برشی M_S و فاصله کانونی تخمین زده می‌شود. Ghasemi et al (2009) مدل طیف پاسخ جنبش زمین با میرایی ۵٪ را برای ایران با ترکیب داده‌های ایران (۷۱۶ رکورد) و رکوردهای اوراسیای غربی و کوبه (۱۷۷ رکورد) ارائه دادند. این رابطه برای بزرگای گشتاوری ۵ تا ۷٫۴ و فاصله گسلش ۰٫۵ تا ۱۰۰ کیلومتر و دو گروه ساختگاه سنگ و خاک که با $V_{S30} = 760\,m/s$ از یکدیگر تفکیک داده شدند برآورد شد. در این مطالعه زلزله‌های با بزرگی $M_W<5$ به علت عدم قطعیت زیاد در تعیین موقعیت رومرکز زلزله‌ها درنظرگرفته نشدند.

Saffari et al (2012) مدل طیف پاسخ جنبش زمین با میرایی ۵٪ را برای ایران برای بزرگای گشتاوری ۵ تا ۷٫۴ و فاصله گسلش ۵ تا ۲۰۰ کیلومتر و برای دو گروه ساختگاه سنگ و خاک پیشنهاد دادند.

در سال‌های گذشته به علت کمبود اطلاعات مکانیزم گسلش در صفحه ایران این ترم در روابط کاهندگی لحاظ نمی‌شد. از جمله روابطی که اخیرا به تکمیل این ترم پرداخته رابطه Zaferani et al (2017) برای کل ایران و سقراط و ضیاعی‌فر (۲۰۱۶) برای منطقه شمال ایران می‌باشد.

تعداد بسیاری از رکوردهای ثبت شده دارای خصوصیات مشخص و دقیقی نمی‌باشند، از جمله این خصوصیات می‌توان به فاصله، شرایط ساختگاه، خصوصیات هندسی گسل لرزه‌زا و نرخ فعالیت آن اشاره کرد. با این حال با افزایش داده‌های مورد استفاده در برازش، می‌توان رابطه کاهندگی طیفی را با عدم قطعیت کمتر و قابل استفاده در بازه وسیع‌تری از بزرگای گشتاوری، فاصله منبع-تا- سایت و پریود طیفی استخراج کرد. لذا توصیه می‌شود در فرآیند تحلیل خطر زلزله از روابط تجربی به‌روز استفاده شود.

در این بخش به مثال‌های از معادلات پیش‌بینی جنبش زمین که با استفاده از روش‌های غیرتجربی بدست آمدند می‌پردازیم. به عنوان مثال Soghrat et al (2012) با استفاده از روش‌های تصادفی و بر اساس مدل حائل‌های ویژه به ترتیب به ارائه روابطی برای کل ایران و ناحیه شمال ایران پرداختند. فرم کلی رابطه ارائه شده بصورت زیر می‌باشد:

$$Y(M_0,r,f) = E(M_0,f).P(r,f).G(f).I(f)$$ رابطه (۴-۶)

در این رابطه r بیانگر فاصله، M_0 ممان لرزه‌ای و f فرکانس است. پارامتر Y مقدار PGA برحسب cm/s^2 است. توابع $E(M_0,f)$، $P(r,f)$، $G(f)$ و $I(f)$ به ترتیب نشان‌دهنده اثر طیف چشمه لرزه‌ای، اثرات مسیر انتشار، اثر سایت و اثر نوع حرکت (شتاب، سرعت، تغییرمکان) می‌باشد.

۴-۱۶-۵- رتبه‌بندی معادلات کاهندگی مناسب برای وزن‌دهی درخت منطقی

جهت وزن‌دهی توابع کاهندگی مختلف در آنالیزهای درخت منطقی نیاز به معیار سنجشی متناسب با خصوصیات آماری داده‌های ثبت شده در منطقه مورد نظر برای انجام تحلیل خطر زلزله می‌باشد. لذا از جمله

مرسوم‌ترین روش‌ها جهت ارزیابی عملکرد روابط کاهندگی مختلف و تعیین وزن هر تابع در درخت منطقی برای انجام تحلیل خطر لرزه‌ای در منطقه مورد نظر عبارتند از:

۱. تست LH : این روش برای آزمودن میزان پیروی مقادیر باقی مانده از توزیع نرمال استاندارد ارائه شده است که بر اساس مفهوم احتمال[۲۷]اولین بار توسط Scherbaum et al (2004) ارائه شد. این روش با تعداد محدودی داده نیز به خوبی پاسخگو است. در این روش فرض می‌شود که باقی‌مانده‌های مدل تخمینی با توزیع لوگ-نرمال توزیع شدند و احتمال فراگذشت از باقی‌مانده به‌عنوان مقادیر LH محاسبه می‌شوند. روش LH باقی‌مانده‌های نرمالیزه شده را برای یک مجموعه داده مشاهده شده و تخمین زده شده (با استفاده از مدل کاهندگی) محاسبه می‌کند. مناسب بودن توابع کاهندگی انتخابی از طریق میانه LH که بعنوان شاخص LH مشخص می‌شود توصیف می‌شود.

۲. روش لوگ-احتمال[۲۸](LLH): این روش که توسط Scherbaum et al (2009) پیشنهاد شد، وقوع داده مشاهده شده را با استفاده از توزیع احتمالی (میانگین لوگ-احتمال) مدل کاهندگی انتخابی محاسبه می‌کند. موسوی و همکاران (۲۰۱۲) برای انتخاب مناسب‌ترین تابع کاهندگی برای منطقه زاگرس از این روش‌ها استفاده کردند و دریافتند که مدل‌های محلی (برای مثال Ghasemi et al (2009) جنبش زمین تطابق مناسب‌تری نسبت به مدلهای NGA (۲۰۰۸) دارند.

۳. روش فاصله اقلیدسی[۲۹](EDR): این روش توسط Kale & Akkar (2013) پیشنهاد شد. فاصله اقلیدسی یک شاخص آماری است که از مجذور مجموع مربعات تفاضل بین N جفت داده جنبش زمین مشاهده شده و تخمین زده محاسبه می‌شود.

لازم به ذکر است که گردآوری داده‌های جنبش زمین از زلزله‌های رخ داده در منطقه مورد مطالعه برای انجام چنین تست‌های آماری مورد نیاز می‌باشد.

۴-۱۶-۶- تخمین میزان مولفه عمودی شتاب طیفی طراحی

در سال‌های اخیر اثرات قابل توجه مولفه عمودی جنبش‌های زمین بر طراحی سازه‌های حیاتی به‌ویژه با پریود کوتاه و سیستم‌های شریان حیاتی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در آیین‌نامه طراحی سازه ها در ایران (استاندارد ۲۸۰۰) طیف طراحی مولفه عمودی[۳۰]بطور بسیار ساده‌سازی شده و با نسبت $\frac{۲}{۳}$ از طیف طراحی مولفه افقی در نظر گرفته می‌شود. این نسبت در تمام پریودهای محدوده مدنظر مهندسی ثابت درنظر گرفته شده است. این درحالی است که مطالعات اخیر بر روی ویژگی‌های مولفه‌های افقی و عمودی شتاب و نسبت آنها با یکدیگر

27 Likelihood-based testing and ranking techniques
28 Log-likelihood
29 EuclideanDistance-Based Ranking
30 Vertical design spectrum

(Gülerce & Abrahamson, 2011)، حاکی از فراگذشت این نسبت طیفی از مقدار $\frac{۲}{۳}$ در پریودهای کوتاه می‌باشد (Bozorgnia & Campbell, 2004). علاوه براین باید توجه داشت که هرچه فاصله تا صفحه گسلش (منبع زلزله) کمتر باشد و یا برای زلزله‌های بزرگتر، نسبت طیف پاسخ قائم به افقی از مقدار فرض شده $\frac{۲}{۳}$ در پریودهای کوتاه تجاوز می‌کند. این در حالی است که برای پریودهای بلند، نسبت $\frac{۲}{۳}$ بسیار محافظه کارانه می‌باشد.

در نتیجه بهتر است تا با استفاده از روش‌های نوین به برآورد دقیق‌تری از مولفه‌های عمودی مورد نیاز طراحی به‌ویژه در سازه‌های حیاتی نظیر بیمارستان‌ها دست یابیم. مولفه عمودی بیشینه شتاب زمین و شتاب‌های طیفی از سه طریق زیر قابل محاسبه هستند:

۱. استفاده از طیف‌های طراحی ارائه شده در آیین‌نامه‌ها که مدل ساده شده‌ای از مدل پیش‌بینی نسبت طیفی عمودی به افقی و یا مدل پیش‌بینی مولفه عمودی جنبش زمین می‌باشد. به عنوان مثال، آیین‌نامه NEHRP[۳۱] (Building Seismic Safety Council , 2009) به ارائه یک طیف عمودی مستقل بر مبنای یک مدل نسبت طیفی عمودی به افقی و طیف طراحی مولفه عمودی که توسط Bozorgnia & Atkinson (2004) پیشنهاد شده بود، پرداختند.

۲. استفاده از معادلات پیش‌بینی مولفه عمودی جنبش زمین که بطور مستقیم از مولفه‌های عمودی ثبت شده از رکوردهای شتاب‌نگاری بدست آمدند.

۳. با استفاده از مدل‌های پیش‌بینی نسبت عمودی به افقی جنبش زمین[۳۲]و مقیاس کردن مولفه افقی بیشینه شتاب زمین و شتاب طیفی می‌توان به مقدار طراحی مولفه عمودی دست یافت. در سال‌های اخیر محققانی نظیر Darzi et al (2017)، Zaferani et al (2017) و Soghrat & Ziyaeifar (2016) به ارائه مدل‌های پیش‌بینی نسبت طیفی عمودی به افقی جنبش‌های زمین با استفاده از داده‌های محلی ثبت شده در ایران پرداختند.

باید توجه داشت که نسبت طیفی عمودی به افقی یک تابع قوی از پریود طیفی، اثرات ساختگاه و فاصله سایت تا منبع می‌باشد و همچنین به میزان کمتری به بزرگای زلزله و مکانیزم گسلش وابسته است.

۴-۱۶-۷- توابع کاهندگی نسل جدید

در صورت استفاده از روابط کاهندگی نسل جدید، چگونگی اعمال هندسه و مکانیزم گسل در خلال محاسبات باید اشاره شود. از آنجایی‌که اغلب نرم افزارها و ابزار به‌کار گرفته شده برای تحلیل خطر در جهت سادگی، منبع زلزله را به نقاطی به عنوان کانون زلزله‌های محتمل تبدیل نموده و فاصله تا سایت را به‌دست می‌آورند، محاسبه سایر فواصل استفاده شده در توابع کاهندگی که نیازمند هندسه سه بعدی گسل می‌باشد معمولا قابل محاسبه

[3] National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Seismic Provisions
[3] Vertical-to-horizontal ratio (V/H) ground-motion models

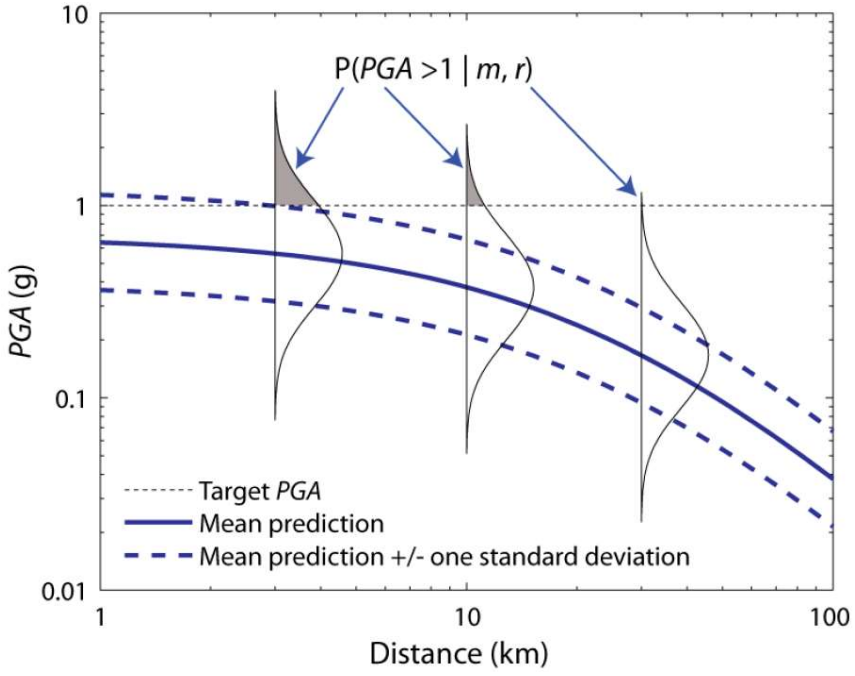
نبوده و بدین لحاظ استفاده از نرم‌افزارهایی که توانایی محاسبه فواصل تا گسل را مقدور می‌سازند توصیه می‌شوند.

۴-۱۶-۸- جزئیات و حدود متغیرهای توابع کاهندگی

توصیه می‌شود توابع کاهندگی استفاده شده در تحلیل خطر ابتدا معرفی شده و ابعاد و حدود مجاز (کمینه و بیشینه) متغیرهای به‌کار گرفته شده مثل فاصله، بزرگی، متغیر خاک، و سایر متغیرها عنوان گشته و این که این حدود چگونه در خلال تحلیل خطر رعایت می‌شوند.

۴-۱۶-۹- مدل‌سازی عدم‌قطعیت‌های تصادفی توابع کاهندگی

روابط کاهندگی بنا بر طبیعت تجربی آنها، توام با عدم‌قطعیت‌هایی می‌باشد که معمولا توسط مقدار انحراف معیار (σ) معرفی می‌شود که از یک رابطه به رابطه دیگر متفاوت خواهد بود. این مقدار همچنین در بعضی از روابط کاهندگی خود تابعی از بزرگی و یا فاصله بوده و مقدار ثابتی ندارد. به همین دلیل در فرایند تخمین خطر زلزله درنظر گرفتن این عدم‌قطعیت‌ها و چگونگی مدل‌سازی آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در اغلب مطالعات خطر زلزله به‌دلیل عدم آشنایی تحلیل‌گران با مبانی زلزله‌شناسی مهندسی و تحلیل‌های احتمالی، این عدم‌قطعیت‌ها نادیده گرفته شده که منجر به نتایج دست پایین و نادرست شتاب طراحی می‌شود. در فرایند محاسبات تحلیل خطر مقدار فراگذشت شتاب طراحی از مقادیر میانه حاصله از توابع کاهندگی توسط پارامتر ε تعیین می‌شود. بنابر تبعیت پراکندگی شتاب از توزیع لاگ نرمال (نرمال در صورت استفاده از لگاریتم شتاب)، برای مقادیر $\varepsilon = ۱$ شتاب با صدک ۸۴، برای $\varepsilon = ۲$ شتاب با صدک ۹۷ و برای $\varepsilon = ۳$ شتاب با صدک ۹۹/۹۹ به‌دست می‌آید. اعمال مقادیر $\varepsilon > ۳$ تغییری در مقادیر شتاب مخصوصاً در حدود زمان بازگشت‌های زیر ۱۰۰۰۰ سال نخواهد داشت. تئوری تجمیع احتمالات استفاده شده در تحلیل احتمالی خطر این امکان را فراهم می‌سازد که این توزیع با توزیع‌های مکانی و زمانی زلزله‌ها ترکیب شده تا توزیع احتمالی جنبش قوی زمین را مدل سازد. از آنجایی‌که عدم‌قطعیت تصادفی ارائه شده در روابط کاهندگی ناشی از وجود پراکندگی شتاب در حوالی مقادیر میانی می‌باشد، محدود نمودن ε به مقادیر کمتر از سه به‌دلیل نامعتبر ساختن مطالعات تحلیل خطر احتمالی مردود بوده و این موضوع به‌روشنی در تحقیقات مربوط به این حرفه تاکید شده است (برای مثال Bommer & Abrahamson, 2006). بنابراین ابزار و فرضیات به‌کار برده شده در تحلیل خطر باید قادر به پوشش کل دامنه توزیع‌های مربوطه بوده و این موضوع باید به‌خوبی در گزارش ارائه شود.



شکل ۴-۱۹- نحوه اعمال عدم‌قطعیت توابع کاهندگی در فرآیند تجمیع احتمالات خطر زلزله Baker, 2008

۴-۱۶-۱۰- اثرات حوزه نزدیک

اثرات حوزه نزدیک گسل شامل اثرات فرادیواره، اثرات جهت‌پذیری، اثرات تغییرمکان ماندگار، سبب محتوای فرکانسی بالا و اثرات روی شتاب قائم می‌شود. عموماً، معادلات تجربی پیش‌بینی جنبش زمین که بر مبنای داده‌های واقعی بنا شدند، مشخصات ذاتی جنبش زمین مخصوصا در مناطق حوزه نزدیک را بخوبی در بردارند. از سوی دیگر، مدل‌های پیش‌بینی جنبش زمین که از روش‌های تصادفی بدست آمدند، ممکن است فاقد مشخصات واقعی حوزه نزدیک، مخصوصا ویژگی اشباع شدگی بزرگا باشند. لذا برای طراحی سازه‌های حیاتی واقع در نزدیک گسل فعال مسبب شتاب طراحی توصیه می‌شود از روابط کاهندگی که بر مبنای تعداد کافی از داده‌های حوزه نزدیک توسعه یافتند استفاده شود. در این محدوده همچنین لازم است به طراحی بر مبنای مولفه عمودی جنبش زمین توجه ویژه شود. برای توضیحات بیشتر به بخش (۴-۱۶-۶) تخمین میزان مولفه عمودی شتاب طیفی طراحی مراجعه شود.

در مطالعات تحلیل خطر تعینی، مجاورت ساختگاه پروژه در نزدیکی یک گسل فعال می‌تواند به منزله تاثیرپذیری آن از حوزه نزدیک باشد چراکه صرف‌نظر از زمان بازگشت و یا احتمال وقوع زلزله در گسل مربوطه، چنین اتفاقی می‌تواند شرایط حوزه نزدیک را بر ساختگاه تحمیل نماید. این موضوع در فرآیند تحلیل خطر احتمالی متفاوت بوده چرا که شتاب طراحی بدست آمده از چنین مطالعاتی ممکن است لزوما متاثر از لرزه‌خیزی گسل‌های حوزه نزدیک نبوده باشد. به عبارت دیگر قرارگیری سایت در حوزه نزدیک بستگی به نرخ لرزه‌خیزی

گسل‌های نزدیک و همچنین سطح خطر مورد نظر خواهد داشت که توسط مطالعات تفکیک لرزه‌ای قابل بررسی خواهد بود.

۴-۱۶-۱۰-۱-اثرات فرادیواره

فرادیواره قسمتی از یک سطح گسل غیرقائم است که در قسمت فوقانی و به سمت بالا قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه فاصله سایتی که بر روی فرادیواره قرار دارد از محل انتشار امواج زلزله در عمق کمتر از سایتی است که بر روی فرودیواره قرار گرفته، در نتیجه جنبش زمین بر محلی بر روی فرادیواره نسبت به محل مشابه آن بر روی فرودیواره، بیشتر خواهد بود. این اثر تاثیر قابل توجهی را در پریودهای کوتاه طیف پاسخ شتاب در پیش‌بینی زلزله‌های حوزه نزدیک ایجاد می‌کند. در نسل جدید روابط کاهندگی (NGA)، برای وارد کردن اثر این پارامتر در محاسبه جنبش زمین، از پارامترهای فاصله، بزرگا، میانگین شیب صفحه گسیختگی و رسیدن و یا نرسیدن گسلش به سطح زمین استفاده شده است. باتوجه به اینکه با کاهش بزرگا، عرض گسل نیز کاهش می‌یابد، در نتیجه شاهد کاهش اثر فرادیواره هستیم. Abrahamson & Silva (2014) از ترم زیر برای بیان اثرات فرادیواره استفاده کردند:

$$F_{HW}.f_4(R_{jb},R_{rup},R_x,W,\delta,Z_{TOR},M)=F_{HW}.a_{14}T_1(R_{jb})T_2(R_x,W,\delta)T_3(R_x,Z_{TOR})T_4(M)T_5(\delta)$$ رابطه(۴-۷)

در رابطه فوق از Z_{TOR}، عمق تا بالا گسیختگی، δ، شیب گسل بر حسب زاویه وW، عرض گسیختگی پایین شیب وR_X، فاصله افقی از لبه فوقانی گسیختگی که عمود بر راستای گسل اندازه‌گیری می‌شود و R_{jb}، نزدیکترین فاصله افقی تا تصویر صفحه گسلش، برای مدلسازی اثرات فرادیواره بکار رفتند. عبارات فوق که از تعاریف فاصله استفاده کردند عبارتند از:

وقتی سایت از تصویر سطحی صفحه گسیختگی دور می‌شود، اثر فرادیواره بصورت زیرکاهش می‌یابد. فاصله جوینر و بور میزان دور بودن سایت از صفحه بالای فرادیواره را نشان می‌دهد:

$$T_1(R_{jb})=\begin{cases}1-\dfrac{R_{jb}}{30} & \text{for } R_{jb}<30km\\ 0 & \text{for } R_{jb}\geq 30km\end{cases}$$ رابطه (۴-۸)

عرض ۳۰ کیلومتر بر اساس تمایل در شبیه‌سازی سنگ یک بعدی و باقی‌مانده‌های جنبش‌های اصلی زلزله چی‌چی (تایوان، ۱۹۹۹) و جنبش‌های اصلی زلزله نورتریج (آمریکا ۱۹۹۴) تعریف شد.

هنگامیکه سایت از بالای لبه پایین شیب گسیختگی به سمت بالای لبه بالای شیب گسیختگی حرکت می‌کند، اثر فرادیواره کاهش می‌یابد. بر اساس باقی‌مانده‌های رکوردهای چی‌چی و نتایج شبیه‌سازی‌ها، اثر فرادیواره در بالای لبه بالای گسیختگی نصف اثر فرادیواره در بالای لبه پایینی گسیختگی لحاظ شد.R_X فاصله افقی (روی فرادیواره) از بالای گسیختگی تا سایت که عمود بر راستای گسل اندازه‌گیری شده می‌باشد.

$W\cos\delta$ فاصله افقی از بالای گسیختگی تا پایین گسیختگی که همچنین عمود بر راستای گسل اندازه‌گیری شده است.

$$T_2(R_x, W, \delta) = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{R_x}{2W\cos\delta} & for \quad R_x \le W\cos\delta \\ 1 & for \quad R_x > W\cos\delta \ or \ \delta = 90^\circ \end{cases}$$

رابطه (۴-۹)

برای یک عرض پایین شیب نامتناهی R_X بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_x = \begin{cases} \dfrac{R_{rup}}{\sin\delta} - \dfrac{Z_{top}}{\tan\delta} & for \quad \theta_A = 90 \\ R_{JB}\tan(\theta_A) & for \quad 0 \le \theta_A < 90 \end{cases}$$

رابطه (۴-۱۰)

که θ_A راستای سایت تا منبع (تعریف شده در NGA) می‌باشد. برای سایت‌هایی که در طول گسیختگی بر روی فرادیواره قرار گرفته‌اند، $\theta_A = 90$ است. سوم، برای سایت‌هایی که در نزدیکی بالای گسیختگی گسل‌های مدفون قرار گرفته‌اند، اثر فرادیواره به‌صورت زیر لحاظ می‌شود:

$$T_3(R_x, Z_{TOR}) = \begin{cases} 1 & for \quad R_x \ge Z_{TOR} \\ \dfrac{R_x}{Z_{TOR}} & for \quad R_x < Z_{TOR} \end{cases}$$

رابطه (۴-۱۱)

اگر گسیختگی به سطح برسد، عبارت زیر واحد می‌شود. اگر گسیختگی مدفون باشد، اثر فرادیواره از فرودیواره به فرادیواره کاهش می‌یابد. اثر فرادیواره در حدود بزرگای ۶ ریشتر، مقداری نزدیک صفر می‌شود و برای بزرگای بیشتر از ۷ تقریبا ثابت می‌شود.

$$T_4(M) = \begin{cases} 0 & M \le 6 \\ (M - 6.0) & 6 < M < 7 \\ 1 & M \ge 7 \end{cases}$$

رابطه (۴-۱۲)

در باقی‌مانده‌ها وابستگی زیادی به شیب وجود ندارد اما با افزایش شیب به ۹۰ درجه، مدل باید به اثر فرادیواره صفر انتقال یابد. عبارت زیر با شیب ۷۰ درجه (اثر کامل) به ۹۰ درجه شیب (اثر صفر) تعریف شد:

$$T_5(\delta) = \begin{cases} 1 - \dfrac{\delta - 70}{20} & \delta \ge 70 \\ 1 & \delta < 70 \end{cases}$$

رابطه (۴-۱۳)

۴-۱۶-۱۰-۲- اثر جهت‌پذیری

اثرات جهت‌پذیری گسیختگی در مقادیر پاسخ طیفی پریود بلند بدین صورت است که برای گسیختگی که به سمت سایت می‌آید مولفه افقی میانگین افزایش می‌یابد و برای گسیختگی‌ای که از سایت دور می‌شود مولفه افقی

میانگین کاهش می‌یابد. همچنین باید توجه داشت هنگامی که دو مولفه افقی جنبش در جهت موازی یا عمود بر راستای گسل قرار دارند، تفاوت سیستماتیکی در آنها وجود دارد. در پریود بلند، مولفه نرمال (متعامد) گسل بیشتر از مولفه موازی گسل است. در روابط نسل جدید کاهندگی برای بزرگای کمتر از ۶ و فواصل گسیختگی بیشتر از ۶۰ کیلومتر، اثر جهت‌پذیری رو به صفر میل می‌کند. معمولا به علت کمبود داده‌های مورد نیاز و همچنین نامعلوم بودن جهت برش گسل حین زلزله، اثر جهت‌پذیری در برآورد جنبش زمین درنظر گرفته نمی‌شود.

۴-۱۷- ابزار و روش‌های محاسبه خطر زلزله

۴-۱۷-۱- کلیات

در روش احتمالی تخمین خطر زلزله انتگرال دوگانه احتمالات وقوع زلزله و فراگذشت شتاب به شرط وقوع زلزله تجمیع گشته تا نرخ متوسط سالانه فراگذشت شتاب از مقادیر مورد نظر به‌دست آید. بر این اساس، اثر و احتمال وقوع همهٔ زلزله‌های قابل وقوع در سرچشمه‌های لرزه‌ای محدوده سایت مورد نظر در محاسبه نرخ فراگذشت جنبش قوی زمین ملحوظ می‌گردند. با چنین فرضی، نرخ سالانه فراگذشت سطح جنبش قوی زمین از سطح مشخصی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$N(a>A)=\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\int_{m_0}^{m_u}\int_{r=0}^{r=\infty}f_i(m)f_i(r)P(a>A\mid m,r)drdm \qquad \text{رابطه(۴-۱۴)}$$

که در آن N (a>A) تعداد دفعاتی است که پارامتر جنبش زمین از مقدار A، در دوره زمانی t، تجاوز می‌کند، α_i نرخ میانگین وقوع زلزله‌هایی است که در ناحیه i اتفاق می‌افتند و بزرگی آنها بین حد بالا و پایین بزرگی (m_0 و m_u) است. $f_i(m)$ تابع توزیع چگالی بزرگی زلزله‌ها در ناحیه i ، $f_i(r)$ تابع توزیع چگالی فاصله محل زلزله (یا سرچشمه‌های لرزه‌ای) از نقاط مختلف داخل سرچشمه تا محل سایت و P(Z>z|m,r) برابر با احتمال تجاوز پارامتر جنبش زمین از یک مقدار مشخص است، به شرطی که یک زلزله با بزرگی m و در فاصله r از محل سایت اتفاق بیافتد.

نرم‌افزارهایی برای انجام چنین محاسباتی به‌صورت عددی نیاز بوده که بنا به روش‌ها و فرضیات استفاده شده، نرم‌افزارهای متفاوتی تاکنون ارائه و مورد استفاده قرار گرفته است. تعدادی ازاین نرم‌افزارها با رویکرد تجاری و تعدادی به‌صورت آزاد، قابل استفاده توسط متخصصین می‌باشد. هرکدام از این نرم‌افزارها دارای مزایا و معایب متعددی هستند. به‌خصوص نرم‌افزارهایی که در کشور ما استفاده می‌شوند، سال‌های زیادی است که به‌روز نشده‌اند و از پیشرفت‌های سال‌های اخیر در مدل‌های تحلیل خطر زلزله و محیط‌های برنامه‌نویسی بی‌بهره هستند. در ادامه تعدادی از این نرم‌افزارها و خلاصه‌ای در رابطه با هرکدام ارائه می‌شود.

۱) EQRISK

این نرم‌افزار در سال ۱۹۷۶ و بر اساس روش Cornell و توسط McGuire توسعه داده شده است. این برنامه به منظور تخمین خطر زلزله در یک ناحیه خاص ایجاد گردید و از آن به بعد در بسیاری از آنالیزهای خطر لرزه‌ای استفاده شد. نحوه مدل‌سازی منابع لرزه‌ای در این نرم‌افزار به‌صورت نواحی چند ضلعی صورت گرفته که توسط مختصات جغرافیایی گوشه‌های آنها به نرم‌افزار معرفی می‌شوند. این نرم‌افزار به زبان فرترن نوشته شده و تا حداقل دو دهه قبل به‌صورت گسترده در بسیاری از مطالعات تحلیل خطر پروژه‌های عمرانی و زیرساختی استفاده شده است. از این نرم‌افزار امروزه به‌دلیل عدم انعطاف کافی در مدل‌سازی منابع لرزه‌ای و هندسه سه بعدی گسل‌ها کمتر استفاده می‌شود.

۲) FRISK88M [۲]

این نرم‌افزار شباهت‌های زیادی با EQRISK داشته و مهم‌ترین برتری آن قابلیت مدل‌سازی عدم‌قطعیت‌های ذاتی[۳] و شناختی[۴] فرآیند تحلیل خطر زلزله می‌باشد. FRISK88M امکان استفاده از درخت منطقی برای اعمال عدم‌قطعیت‌ها را فراهم می‌کند. پارامترها و مدل‌هایی که می‌توان عدم‌قطعیت آنها را درنظر گرفت عباتند از:

- روابط کاهندگی
- آرایش سرچشمه‌های لرزه‌ای
- پارامترهای سرچشمه‌های لرزه‌ای (مثل شیب گسل‌ها[۵] عمق زلزله‌ها و غیره)
- پارامترهای لرزه‌خیزی نظیر بزرگی بیشینه، نرخ بازگشت[۶] پارامتر b یا Beta
- معایب نرم‌افزار FRISK88M عبارتند از:
- ورودی‌های برنامه باید به‌صورت فایل متنی آماده شود
- نتایج در فرمت متنی ذخیره می‌شود
- امکان استفاده از روابط کاهندگی برای نواحی مختلف را ندارد
- تحت DOS اجراء می‌شود.

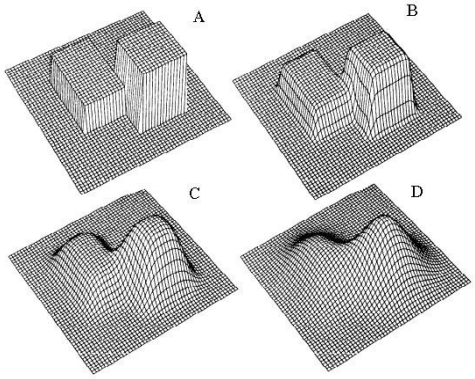
۳) SEISRISK III

این نرم‌افزار نیز شباهت‌های زیادی با EQRISK دارد. نرم افزار SEISRISK III ارتقاء یافته برنامه SEISRISK II می‌باشد که توسط Bender و همکاران تهیه و یکی از مهمترین ویژگی‌های آن امکان هموار کردن مرز سرچشمه‌های لرزه‌ای می‌باشد. در مدل‌های تحلیل خطر فرض بر این است که لرزه‌خیزی تمام نقاط داخل یک سرچشمه لرزه‌ای یکسان است. این فرض منجر به این نتیجه می‌شود که یک زلزله با بزرگی مشخص برای

---

3 Aleatory Uncertainty
3 Epistemic Uncertainty
3 Fault Dip Angles
3 Recurrence
3
4
5
6

وقوع در هر نقطه‌ای در داخل سرچشمه لرزه‌ای شانس یکسانی داشته باشد. مشکلی که به این طریق ایجاد می‌شود این است که در مرز بین دو سرچشمه لرزه‌ای مقدار پارامترهای لرزه‌خیزی به طور ناگهانی تغییر می‌کند. این تغییرات حتی می‌تواند نتایج را تحت تاثیر قرار دهد، بطوریکه اگر برای محاسبه نقشه پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای از یک آرایش سرچشمه‌های لرزه‌ای استفاده شود، ممکن است شکل نقشه محاسبه شده، از الگوی سرچشمه‌های لرزه‌ای تبعیت کند. در SEISRISK III این امکان وجود دارد که با اختصاص عدم‌قطعیت در محل زلزله، تغییر ناگهانی پارامترهای لرزه‌خیزی هموار شده و این مشکل حل شود. این مساله را می‌توان در شکل (۴-۲۰) ملاحظه کرد.



شکل ۴-۲۰- هموار شدن تغییرات لرزه‌خیزی در مرز سرچشمه‌های لرزه‌ای A: σ = 0، B: σ = 10 km، C: σ = 25 km، D: σ = 50 km

چند نمونه از معایب SEISRISK III را می‌توان به صورت زیر ذکر کرد:

- برنامه قدیمی بوده و برخی از پیشرفت‌های اخیر در زمینه تحلیل خطر زلزله در آن دیده نشده است
- قادر به Disaggregation نمی‌باشد
- برنامه تحت DOS اجراء می‌شود که وقتی حجم داده‌های زیاد باشد، علاوه بر سختی کار، امکان بروز اشتباه هم بالا می‌رود
- امکان استفاده کامل از روش‌های احتمالی وجود ندارد
- نتایج برنامه به صورت فایل متنی بوده و احتیاج به پردازش اضافی دارد.

۴) (Kijko) [۱۳]

این نرم‌افزار توسط توسط Kijko و Graham در سال ۱۹۹۸ در محیط MATLAB طراحی شده که قادر به محاسبه منحنی خطر زلزله و طیف شتاب از روش Parametric-Historic می‌باشد. در این روش مستقیما از کاتالوگ زلزله‌های گذشته استفاده شده و در فرآیند تحلیل خطر سعی می‌کند که مشکل عدم کفایت زلزله‌های

گذشته را نیز کنترل نماید. در این روش همچنین نیازی به تعیین منابع لرزه‌ای وجود نداشته چرا که مستقیما بر مبنای نرخ حاصل از زلزله‌ها گذشته، لرزه‌خیزی هر نقطه به‌دست می‌آید. بدین لحاظ این نرم‌افزار قابلیت ارائه منحنی و طیف خطر با استفاده از کاتالوگ زلزله‌های گذشته و توابع کاهندگی را داشته و به‌دلیل عدم نیاز به تفسیر و تحلیل سایر داده‌های زمین‌ساختی، روشی آسان برای تحلیل خطر زلزله می‌باشد. شاید به همین علت نیز باشد که ازا ین نرم افزار به‌صورت گسترده‌ای در مطالعات تحلیل خطر در ایران استفاده شده است.

معایب برنامه:

- از روش استاندارد تحلیل خطر زلزله استفاده نمی‌کند
- این روش نیاز به تفکیک منطقه به منابع لرزه‌ای متفاوت نداشته و در اصل تمام وزن مدل‌سازی خطر زلزله بر الگوی زلزله‌ای گذشته قرار داده شده و استفاده‌ای از سایر داده‌های زمین‌ساختی در تعیین منابع لرزه‌ای نمی‌کند.
- عدم‌قطعیت تابع کاهندگی که تاثیر به‌سزایی در نتایج تحلیل خطر دارد نادیده گرفته می‌شود
- این نرم‌افزار نگاه کاملا تحلیل (ریاضی) به مفهوم تحلیل خطر داشته و تقریبا تماما بر اساس پردازش‌های آماری و ریاضی بر زلزله‌های گذشته می‌باشد.

۵) EZ-FRISK

این نرم‌افزار محصول شرکت RiskEng است که در اصل متعلق با آقای McGuire تهیه کننده برنامه EQRISK می‌باشد. این نرم‌افزار که بعد تجاری داشته و حقوق استفاده از آن باید خریداری شود، توانایی انجام تحلیل خطر زلزله و تولید محصولات مختلف تحلیل خطر زلزله را دارد. بیشتر استفاده‌کنندگان از این نرم‌افزار را شرکت‌های مشاوره‌ای در قاره آمریکا تشکیل می‌دهند. نرم‌افزار توانایی استفاده از کتابخانه منابع لرزه‌ای و توابع کاهندگی ذخیره شده در بانک اطلاعاتی خود را دارد. این نرم‌افزار همچنین قادر به تحلیل پاسخ ساختگاه و محاسبه جنبش‌های زمین در سطح خاک با داشتن مقادیر این جنبش‌ها در سطح سنگ بستر با استفاده از الگوریتم برنامه +Shake91 می‌باشد. از دیگر قابلیت‌های این نرم‌افزار دارا بودن قابلیت‌های ویژوال، کتابخانه مشخصات گسل‌های مهم، کتابخانه روابط کاهندگی که توسط شرکت مربوطه به‌روزرسانی شده و روابط جدید به آن اضافه می‌شود، کتابخانه مشخصات دینامیکی خاک برای مناطقی از جهان که همواره به‌روز می‌باشد.

۶) CRISIS

این نرم‌افزار ابتدا در سال ۱۹۹۹ و ویرایش آخر آن در سال ۲۰۰۷ با زبان پایه Fortran تهیه گردید که از ویژگی‌های نسخه ۲۰۰۷ نرم‌افزار اجرا در محیط سیستم عامل ویندوز بود. CRISIS می‌تواند منابع لرزه‌ای را به

صورت نقطه‌ای، خطی و ناحیه‌ای مدل کند. این نرم‌افزار خروجی‌هایی چون نقشه خطر، منحنی خطر، طیف خطر یکسان و تفکیک لرزه‌ای را به صورت جداگانه به ازای منابع مختلف در اختیار کاربر می‌گذارد.

۷) EQRM

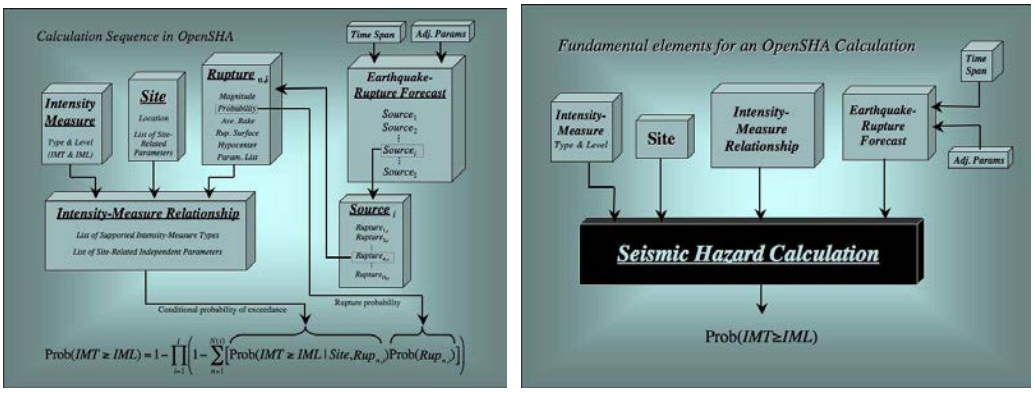
نرم‌افزار EQRM توسط سازمان زمین‌شناسی کشور استرالیا و به‌منظور تخمین خطر و ریسک لرزه‌ای ایجاد گردید. اساس این نرم‌افزار بر استفاده از روش کلاسیک PSHA می‌باشد. EQRM توانایی تعریف مواردی چون هندسه، لرزه‌خیزی، و پارامترهای مرتبط به بزرگی، طول و ناحیه گسیختگی مربوط به منابع لرزه‌ای را دارد. خروجی‌های برنامه EQRM مواردی چون نقشه خطر، منحنی خطر و طیف خطر یکسان می‌باشد.

۸) MoCaHAZ

این نرم‌افزار ارزیابی خطر لرزه‌ای را بر اساس شبیه‌سازی مونت کارلو انجام می‌دهد که در محیط Matlab توسعه داده شده است. این مجموعه توسط Stefan Wiemer و به‌منظور تخمین نقشه‌های خطر کشور سوییس در سال ۲۰۰۴ ایجاد گردید. یکی از معایب این برنامه عدم توانایی در مدل‌سازی انواع مختلفی از منابع لرزه‌خیزی در ناحیه مورد بررسی می‌باشد. MoCaHAZ تنها می‌تواند منابع لرزه‌ای ناحیه‌ای را مدل کند که آن هم بر اساس طول و عرض رئوس منبع لرزه‌ای و عمق میانگین آن می‌باشد. خروجی‌های این نرم‌افزار نیز مواردی چون نقشه خطر، منحنی خطر، طیف با خطر ثابت و تفکیک لرزه‌ای می‌باشد.

۹) OPEN SHA

نرم‌افزار OPEN SHA جز نرم‌افزارهای منبع باز می‌باشد که با همکاری سازمان زمین‌شناسی ایالات متحده امریکا توسعه داده شده است. مطالعات اولیه این نرم‌افزار به منظور بررسی خطر لرزه‌ای ایالت کالیفرنیا ایجاد گردید و از آن در تهیه نقشه خطر آمریکا که هر شش سال به‌روز می‌شود استفاده شده است. امروزه از نرم‌افزار OPEN SHA در سطوح گسترده‌تر و بین‌المللی استفاده می‌شود. در طول ۱۰ سال گذشته بسیاری از صاحب نظران، کاربران و دانشمندان درصدد گسترش و بهبود OPEN SHA در زمینه‌های لرزه‌شناسی، علوم کامپیوتری مرتبط به آن و اصول مهندسی زلزله مرتبط به آن برآمده‌اند. در شکل زیر می‌توان روند کلی عملکرد مجموعه OPEN SHA را مشاهده کرد.



شکل ۴-۲۱- روند عملکرد برنامه OPEN SHA

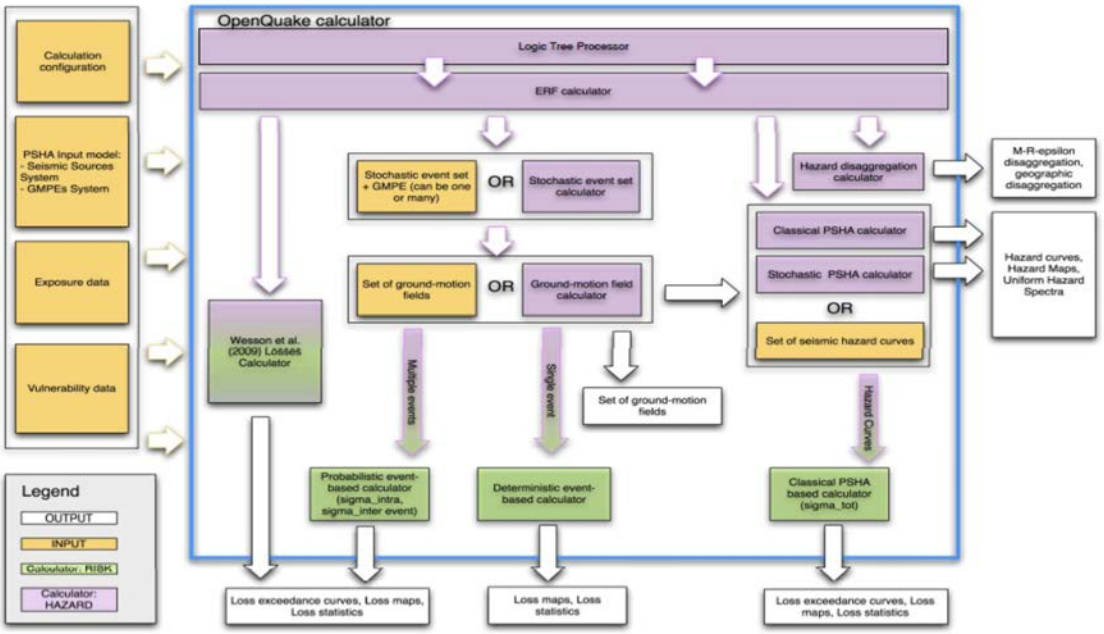
۱۰) SHAP

نرم‌افزار SHAP با شناسایی محدودیت‌های دیگر نرم‌افزارها و در جهت رفع آنها توسعه داده شده است. اساس و رویکرد استفاده شده در این نرم‌افزار بر اساس سیستم Cell-based ارائه شده توسط Zolfaghari (۲۰۰۹) می‌باشد. برخی از قابلیت‌های نرم‌افزار SHAP را می‌توان به‌صورت زیر خلاصه کرد:

- محیط GIS برنامه و امکان ارتباط با نرم‌افزارهای دیگر GIS
- مدل‌سازی سه بعدی گسل‌ها
- انجام فرآیندهای Smoothing و Declastering بر روی کاتالوگ زلزله
- امکان تولید کاتالوگ مصنوعی به روش شبیه‌سازی مونت کارلو
- امکان انجام تمام مراحل تحلیل خطر زلزله در داخل برنامه از جمله تعیین پارامترهای گوتنبرگ-ریشتر و توزیع زلزله مشخصه
- تحلیل خطر زلزله به‌صورت احتمالی با محاسبه منحنی خطر لرزه‌ای، طیف شتاب، نقشه پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای
- امکان انجام آنالیز تفکیک لررزه‌ای
- قابلیت اعمال عدم‌قطعیت‌ها در تمام سطوح و کلیه پارامترهای مدل‌سازی با استفاده از روش درخت منطقی

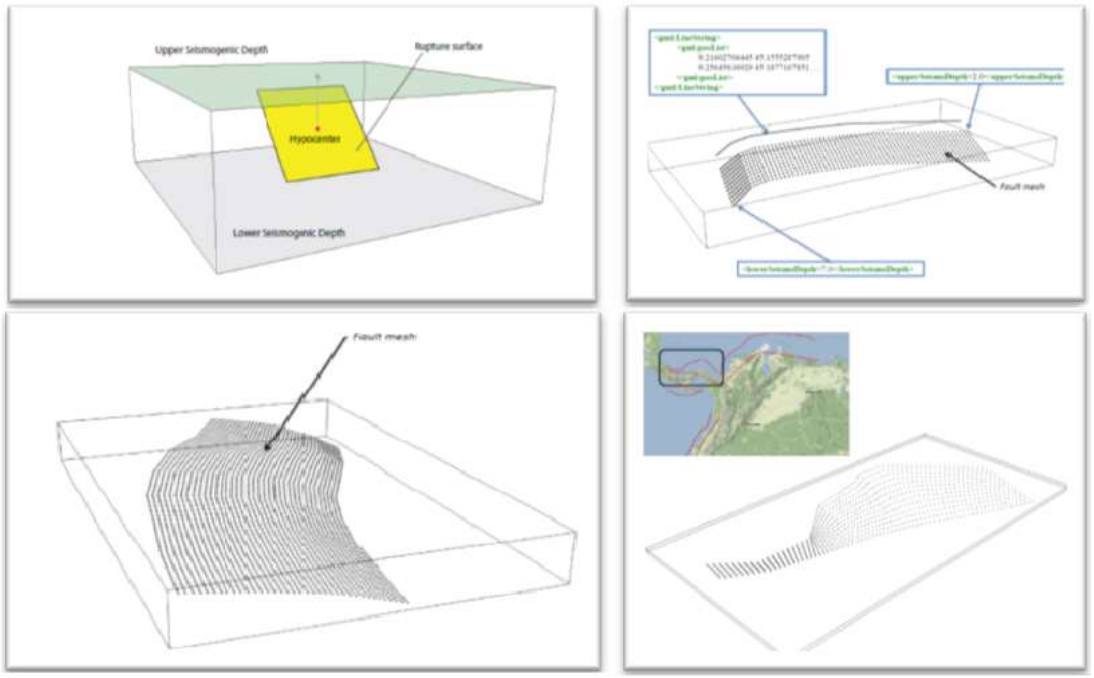
۱۱) OPEN QUAKE

نرم‌افزار کامپیوتری OPEN QUAKE یکی از آخرین و در عین حال کامل‌ترین مجموعه برنامه کامپیوتری تحلیل خطر است که توسط گروه Global Earthquake Model در تابستان ۲۰۱۰ ایجاد گردید و از آن زمان تا به امروز این مجموعه به‌وسیله تلفیقی از زیرساخت زبان‌های Python و Java تحت گسترش قرار گرفته است. از مزیت‌های این نرم‌افزار می‌توان به منبع باز بودن و رایگان بودن این برنامه اشاره کرد. در شکل زیر می‌توان روند محاسباتی برنامه OpenQuake را مشاهده کرد.



شکل ۴-۲۲- روند محاسباتی برنامه OpenQuake

در بعد تحلیل خطر این برنامه توانایی بالایی در انجام محاسبات مرتبط با منحنی‌های خطر، نقشه‌های خطر منطقه، طیف با خطر یکسان و تفکیک خطر را دارد. از دیگر قابلیت‌های این نرم‌افزار توانایی ادغام شاخه‌های مختلف درخت منطقی در اعمال عدم‌قطعیت‌های منابع لرزه‌ای، پارامترهای لرزه‌خیزی، توابع کاهندگی و مشخصات هندسی گسل‌ها می‌باشد. مدل‌سازی سه بعدی گسل‌ها با قابلیت در نظرگیری شرایط پیچیده هندسه گسل‌ها از دیگر قابلیت‌های این نرم‌افزار می‌باشد. این نرم‌افزار فاقد ابزار گرافیکی بوده و کلیه داده‌های ورودی و نتایج خروجی آن توسط فایل‌های متنی تهیه می‌گردند که از این بعد استفاده از آن را تا حدودی مشکل می‌سازد. OpenQuake قادر به انجام آنالیز یقینی خطر لرزه‌ای، تحلیل خطر از طریق روش‌های کلاسیک PSHA و تحلیل خطر از طریق شبیه‌سازی تصادفی زلزله‌ها نیز می‌باشد.



شکل ۴-۲۳- انواع روش‌های مدل‌سازی گسل‌ها در نرم‌افزار OpenQuake

۴-۱۷-۲- تاثیر توانمندی نرم‌افزار در کیفیت مطالعات تحلیل خطر

نرم‌افزارهای تحلیل خطر همانگونه که در مقدمه نیز ذکر گردید وظیفه پردازش عددی معادله انتگرال تجمیع احتمالات منابع لرزه‌ای و توابع کاهندگی را به‌عهده دارند. نرم‌افزارهای قدیمی این کار را با انعطاف‌پذیری کمتر و بدون امکان اعمال همه عدم‌قطعیت‌های تصادفی و معرفتی انجام داده و با مرور زمان و توسعه نرم‌افزارهای پیشرفته‌تر این امکان فراهم گشته که بخش بیشتری از این عدم‌قطعیت‌ها در فرآیند تحلیل خطر وارد شوند. بدین لحاظ چنانچه بخواهیم تاثیر توانایی‌های این نرم‌افزارها را در چگونگی کیفیت نتایج خروجی مطالعات تحلیل خطر بررسی کنیم، دو نکته قابل تامل و بررسی می‌باشند.

- تمامی این نرم‌افزارها در بهترین حالت، تحلیل‌گر اطلاعات ورودی تهیه شده توسط کاربر بوده و نیازمند اطلاعات ورودی می‌باشند که معرف توزیع زلزله‌ها در مکان، زمان و بزرگی بوده که خود حاصل تجزیه و تحلیل داده‌های لرزه زمین‌ساخت منطقه می‌باشد. در نتیجه، این‌که مجری مطالعات تحلیل خطر چگونه و بر اساس چه داده‌های ورودی و با چه کیفیتی اقدام به تهیه این توزیع‌ها می‌نماید، ارتباطی با توانایی‌های نرم افزار ندارد. به عبارت دیگر صرف استفاده از یک نرم‌افزار به‌روز و بسیار کارآمد نمی‌تواند دلیل قابلیت اعتماد نتایج خروجی باشد. نرم افزارهای جدید و توانمند تحلیل خطر امکان مدل‌سازی منابع بیشتری از عدم‌قطعیت‌ها را فراهم می‌سازد، لکن تعیین حدود کرانه‌ها و احتمالات متناظر آنها از وظایف مجری تحلیل خطر بوده و ارتباطی با توانمندی نرم‌افزار ندارد.

- از طرفی نرم‌افزارهایی که ادعا در انجام تحلیل خطر صرفا بر مبنای انجام پردازش‌های آماری بـر روی کاتـالوگ زلزله را دارند، به‌این دلیل که امکان تجزیه و تحلیل داده‌های لرزه زمین‌ساخت را صـلب کرده‌انـد نیـز مـردود می‌باشد چرا که زلزله پدیده کاملا تصادفی در زمان و مکان نبوده که بتوان با آن صرفا با نگاه ریاضی برخـورد نمود.

۴-۱۸- محاسبه طیف پاسخ ساختگاه

در مواردی که جهت مباحث طراحی سازه‌ای به مقادیر شتاب طیف نیاز باشـد، لازم اسـت تـا از طریـق تحلیـل احتمالی، طیف‌های خطر برای دوره‌های بازگشت متفاوت ارائـه گردنـد. در ایـن دسـتورالعمل جهـت ارائـه مقـادیر طیفی شتاب چندین روش بنا به شرح خدمات پـروژه و شـرایط سـاختگاه و مشخصـات پـروژه سـاختمانی توصـیه می‌شود. در تمامی این موارد چنانچه مقادیر شتاب طیفـی ارائـه شـده کـوچکتر از مقـادیر توصـیه شـده آیین‌نامـه ۲۸۰۰ باشد، طبق ویرایش چهارم استفاده از حداقل ۸۰٪ مقادیر ارائه شده آیین‌نامه ۲۸۰۰ الزامی می‌باشد.

۴-۱۸-۱- روش استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰

در این روش با استفاده از شتاب بیشینه زمین در سنگ بستر و مقیـاس نمـودن طیـف اسـتاندارد ۲۸۰۰ بـرای شرایط خاک مورد نظر، طیف طراحی به‌دست می‌آید. مقدار شتاب در سنگ بستر ممکن است بـه یکـی از دو روش زیر به‌دست آید:

- مقادیر شتاب مبنای طرح توصیه شده توسط آیین‌نامه برای پهنه‌های مختلف کشور
- شتاب طرح به‌دست آمده از مطالعات تحلیل خطر احتمالی برای سطوح خطر مختلف

در کنار سـادگی و کـم هزینـه بـودن ایـن روش، اشـکالاتی بـرای اسـتفاده در سـازه‌های مهـم و از جملـه بیمارستانی داشته که اهم آنها به شرح زیر می‌باشد:

- عدم ارائه شکل طیف پاسخ متاثر از رژیم لرزه‌خیزی منطقه و شرایط خاک ساختگاه پروژه
- تقریبی بودن طیف طراحی برای سایر سطوح خطر از جمله سطح ۲ به‌دلیل استفاده از ضرایب ثابـت (مـثلا ۱/۵ برای سطح خطر ۲) برای کل کشور
- عدم امکان تخمین واقع بینانه مقادیر شتاب طیف برای سایر سطوح خطر از جمله ۹۷۵ و ۲۴۷۵ ساله
- عدم امکان درنظر گرفتن شرایط خاص ژئوتکنیکی ساختگاه پروژه مخصوصا در خاک‌های با لایه‌بنـدی‌های متعدد و خاک‌های سست

۴-۱۸-۲- روش مبتنی بر شکل طیف دستور العمل بهسازی

در این روش ابتدا لازم است که با انجام تحلیل خطر ساختگاه مقادیر شتاب طیفی در سنگ بستر و برای پریودهای ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه برای سطح خطر مورد نظر به‌دست آیند. جهت اعمال اثرات ساختگاهی از روابط زیر می‌توان استفاده نمود:

$$S_{XS} = F_a . S_S$$ رابطه (۴-۱۵)

$$S_{X1} = F_v . S_1$$ رابطه (۴-۱۶)

مقادیر ضرایب اثرات ساختگاهی F_a و F_v بر اساس نوع خاک و سطح شتاب‌های طیفی در پریودهای کوتاه و بلند به ترتیب از جداول (۴-۵) و (۴-۶) به‌دست می‌آیند.

جدول ۴-۵- مقادیر F_a برحسب نوع خاک و مقدار S_s

خاک	S_s مقدار شتاب طیفی در پریود کوتاه				
	S_S <0.25	S_S =0.50	S_S =0.75	S_S =1.00	S_S >1.25
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
4	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

جدول ۴-۶- مقادیر F_v بر حسب نوع خاک و مقدار S_1

خاک	S_1 ، مقدار شتاب طیفی در پریود بلند				
	S_1 <0.1	S_1 =0.20	S_1 =0.3	S_1 =0.4	S_1 >0.50
1	1	1	1	1	1
2	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
3	2.4	2	1.8	1.6	1.5
4	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

$$S_a = S_{xs}\left[\left(\frac{5}{B} - 2\right)\frac{T}{T_s} + 0.4\right] \qquad 0 < T < T_0$$ (۴-۱۷)

$$S_a = \frac{S_{xs}}{B} \qquad 0 < T < T_0$$ (۴-۱۸)

$$S_a = \frac{S_{x1}}{BT} \qquad T > T_s \qquad (۱۹-۴)$$

که در این روابط T_0 و T_s عبارتند از:

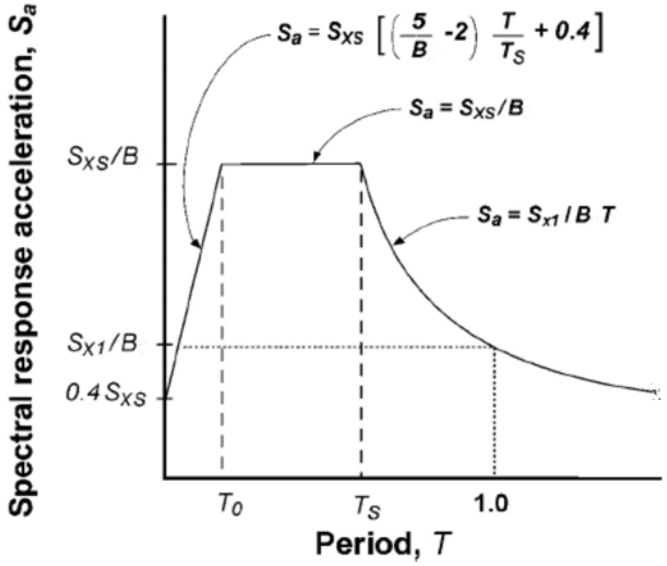
$$T_0 = 0.2T_s \qquad (۲۰-۴)$$

$$T_s = S_{x1}/S_{xs} \qquad (۲۱-۴)$$

همچنین ضریب B به صورت تابعی از نسبت میرایی موثر، β، بیان می شود:

$$B = 4/[5.6 - \ln(100\beta)] \qquad (۲۲-۴)$$

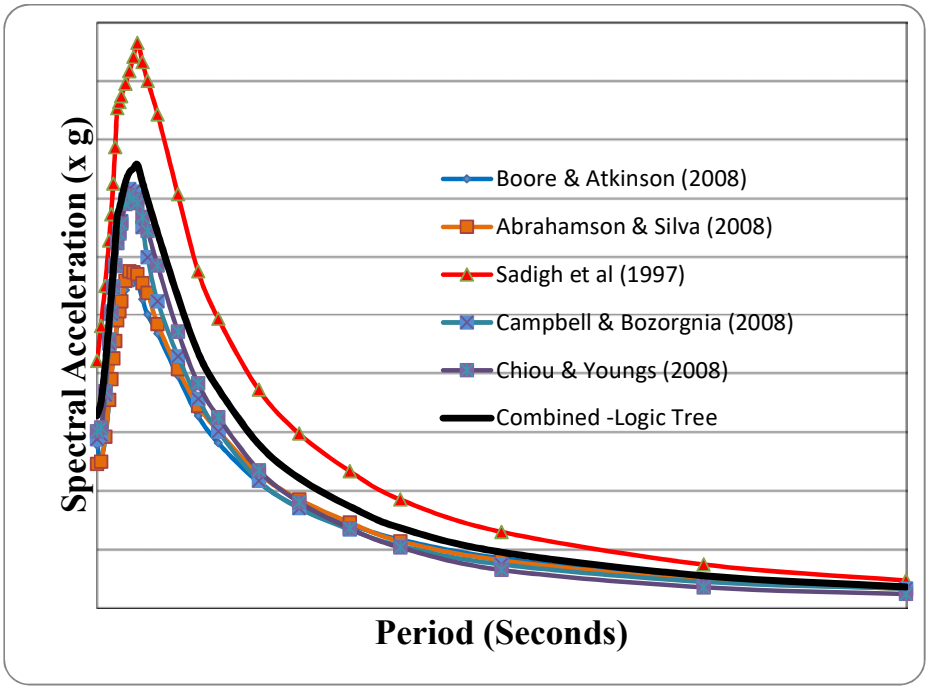
برای نسبت میرایی ۰/۰۵ مقدار B واحد است.



شکل ۴-۲۴- طیف طراحی مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۴-۱۸-۳- روش استفاده از طیف با خطر ثابت حاصل از مطالعات تحلیل خطر

مطالعات تحلیل خطر علاوه بر بیشنه شتاب زمین قادر به ارائه مقادیر طیفی شتاب با خطر ثابت یا به عبارت دیگر طیف پاسخ با خطر ثابت برای شرایط مختلف ساختگاهی نیز می‌باشد. برای ملحوظ کردن اثرات ساختگاهی خاک در طیف پاسخ حاصل از مطالعات تحلیل خطر می‌توان از طریق لحاظ کردن شرایط خاک ساختگاه در روابط کاهندگی مورد استفاده در تحلیل خطر زلزله اقدام به تخمین طیف پاسخ برای سطوح مختلف خطر نمود. این امر مستلزم این است که توابع کاهندگی استفاده شده در فرآیند تحلیل خطر بتوانند مقادیر شتاب طیفی را ارائه نموده و همچنین عبارت‌هایی در رابطه برای ملحوظ کردن شرایط خاک ساختگاه را داشته باشند. بیشتر روابط کاهندگی به‌کار برده شده در تحلیل خطر زلزله از پارامتر V_{S30} استفاده نموده که معرف متوسط وزنی سرعت موج برشی در ۳۰ متر تحتانی تراز فنداسیون سازه می‌باشد.



شکل ۴-۲۵- منحنی‌های طیف پاسخ با خطر ثابت (زمان بازگشت ۴۷۵ سال) در سنگ بستر حاصل از پنج رابطه کاهندگی و ترکیب‌شده وزنی آنها توسط درخت منطقی

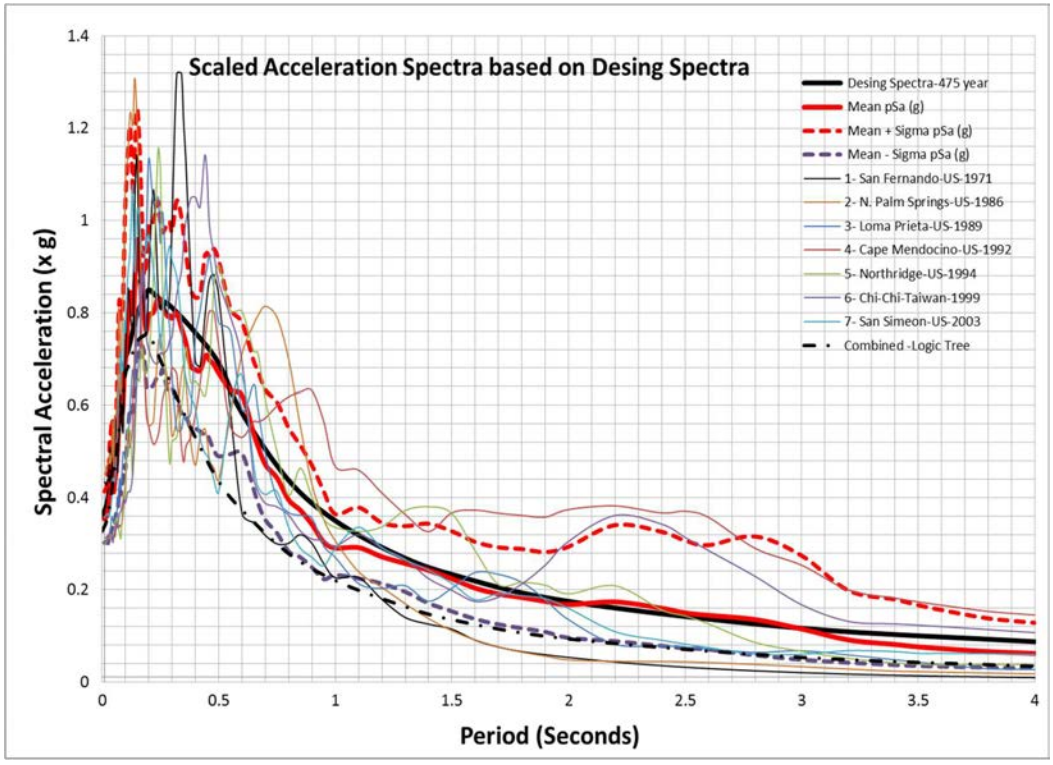
۴-۱۸-۴- روش تخمین طیف پاسخ با خطر ثابت برای سنگ بستر و تحلیل دینامیکی ساختگاه

در این روش با انجام مدل‌سازی رفتار دینامیکی خاک اقدام به تعیین طیف پاسخ و ضرایب بزرگ‌نمایی برای شرایط ساختگاهی پروژه می‌شود. با انجام تحلیل‌های آماری بر روی طیف‌های حاصل از نمونه‌هایی از شتاب‌نگاشت‌های انتخابی اقدام به تعیین طیف طراحی می‌شود. استفاده از این روش در مواقعی که اطلاعات کافی در اختیار باشد توصیه گشته ولی در مواقعی که شرایط ژئوتکنیکی ویژه در ساختگاه بر قرار باشد و حداقل یکی از شرایط زیر برقرار باشد استفاده از این روش الزامی می‌باشد:

- خاک‌های سست و مستعد برای فروریزش و یا گسیختگی تحت بارهای لرزه‌ای مانند خاک‌های با قابلیت روانگرایی بالا، رس‌های بسیار حساس
- خاک‌های دستی و یا خاک‌های متشکل از مواد آلی با عمق بیش از ۳ متر
- رس‌های بسیار خمیری با اندیس خمیری $PI > 75$ و عمق بیش از ۸ متر
- وجود لایه‌ای با ضخامت بیش از ۴۰ متر از رس نرم یا با سختی متوسط
- نکته قابل توجه در این روش نحوه انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه می‌باشد. برای این منظور اقدامات زیر توصیه می‌شوند:

- انجام آنالیز تفکیک لرزه‌ای جهت تعیین زلزله‌های کنترل‌کننده مقادیر شتاب متناسب با سطح خطر مورد نظر (بزرگی و فاصله تا منبع)
- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب با زلزله‌های کنترل‌کننده، شرایط ساز و کار گسل زلزله‌های کنترل‌کننده، و شرایط سنگ بستر
- مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها برای حداکثر دامنه شتاب به‌دست آمده از تحلیل خطر و سطح خطر مربوطه
- تهیه طیف پاسخ برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده برای میرایی ۵٪ و یا سایر مقادیر میرایی مورد نظر
- انجام محاسبات آماری برروی طیف‌های پاسخ به‌دست آمده برای به‌دست آوردن مقادیر میانگین و انحراف معیار طیف‌های پاسخ تجمیع شده

گزینه دیگر برای همپایه کردن شتابنگاشت زلزله‌های انتخابی، استفاده از طیف پاسخ با خطر ثابت حاصل از مطالعات تحلیل خطر برای سنگ بستر می‌باشد. در این شرایط توصیه می‌شود که طیف سنگ بستر برای سطح خطر مورد نیاز طرح ابتدا از طریق مطالعات تحلیل خطر به‌دست آید.



شکل ۴-۲۶-مقایسه طیف‌های پاسخ یک درجه آزادی رکوردهای انتخابی و طیف پاسخ طراحی. مقادیر میانه و صدک ۱۶ و ۸۴ نیز در این شکل نشان داده شده است

۴-۱۸-۵- روش‌های انتخاب شتاب‌نگاشت‌های نمونه برای تحلیل دینامیکی ساختگاه

بهترین روش برای انتخاب شتاب‌نگاشت نمونه بر اساس میزان تشابه پارامترهای موثر در جنبش زمین و در عین حال تشابه طیفی بر مبنای طیف خطر یکنواخت[۳۷]می‌باشد. در این روش ابتدا مقادیر مورد نظر از بزرگا و فاصله منبع تا ساختگاه از طریق مطالعات تفکیک خطر لرزه‌ای بدست می‌آیند و با درنظر گرفتن شرایط خاک ساختگاه، رکوردهایی که دارای مشخصات مشابه با مقادیر پارامترهای موثر در جنبش قوی زمین دارند انتخاب می‌شوند. بدیهی است به علت محدود بودن مؤلفه‌های استفاده شده در این روش، تعداد زیادی رکورد جهت برآورد دقیق لازم است. جهت تطابق طیف پاسخ رکوردهای انتخابی با مولفه‌های فرکانسی غالب خطر لرزه‌ای منطقه، همچنین می‌بایست طیف طرح با خطر یکنواخت برای منطقه مورد مطالعه در دسترس باشد. این طیف برای سازه‌هایی نظیر بیمارستان‌ها بهتر است با مطالعات ویژه ساختگاهی محاسبه شود و از ضوابط آیین‌نامه‌ای به تنهایی استفاده نشود. رکوردهایی که در محدوده پریودهای ۰/۲T تا ۱/۵T شباهت قابل قبولی میان طیف پاسخ هر یک با طیف طرح در این محدوده می‌باشند انتخاب می‌شوند. شتاب طیفی در پریود اصلی سازه مورد تحلیل (T) نیز برآورد می‌شود. به‌عنوان مثال نسبت مساحت زیر منحنی طیف پاسخ رکورد به طیف طرح در محدوده فوق‌الذکر به عنوان معیار مناسب جهت مقایسه میزان شباهت طیف‌ها درنظر گرفته می‌شود. هرچه این نسبت به یک نزدیکتر باشد بیانگر شباهت بیشتر طیف رکورد انتخابی به طیف طرح می‌باشد. درصورتیکه از برآیند طیف‌های پاسخ دو مولفه افقی عمود برهم برای طیف پاسخ واحد برای رکورد استفاده شود، ۱/۴ برابر بودن مساحت زیر منحنی طیف طرح میزان مقایسه قرار می‌گیرد. عموما طیف خطر یکنواخت به‌طور محافظه‌کارانه دارای مقادیری بالاتر از طیف حاصل از یک زلزله دارد.

روش دیگر بر اساس میانگین طیفی شرطی[۳۸](CMS) می‌باشد که آن میزان مشابهت طیف پاسخ رکورد با طیف میانگین شرطی در محدوده پریودی ۰/۲T تا ۱/۵T سنجیده می‌شود. جهت تهیه طیف میانگین شرطی (Baker, 2011) می‌بایست شتاب طیفی هدف به همراه ضریب ε که بیانگر انحراف معیار استاندارد مقادیر طیفی است در پریود مورد نظر مشخص شود که مطابق زیر محاسبه شود:

$$\varepsilon(T) = \frac{\ln n_{Sa}(T) - \mu_{LnSa}(M,R,T)}{\sigma_{\ln Sa}(M,R,T)}$$

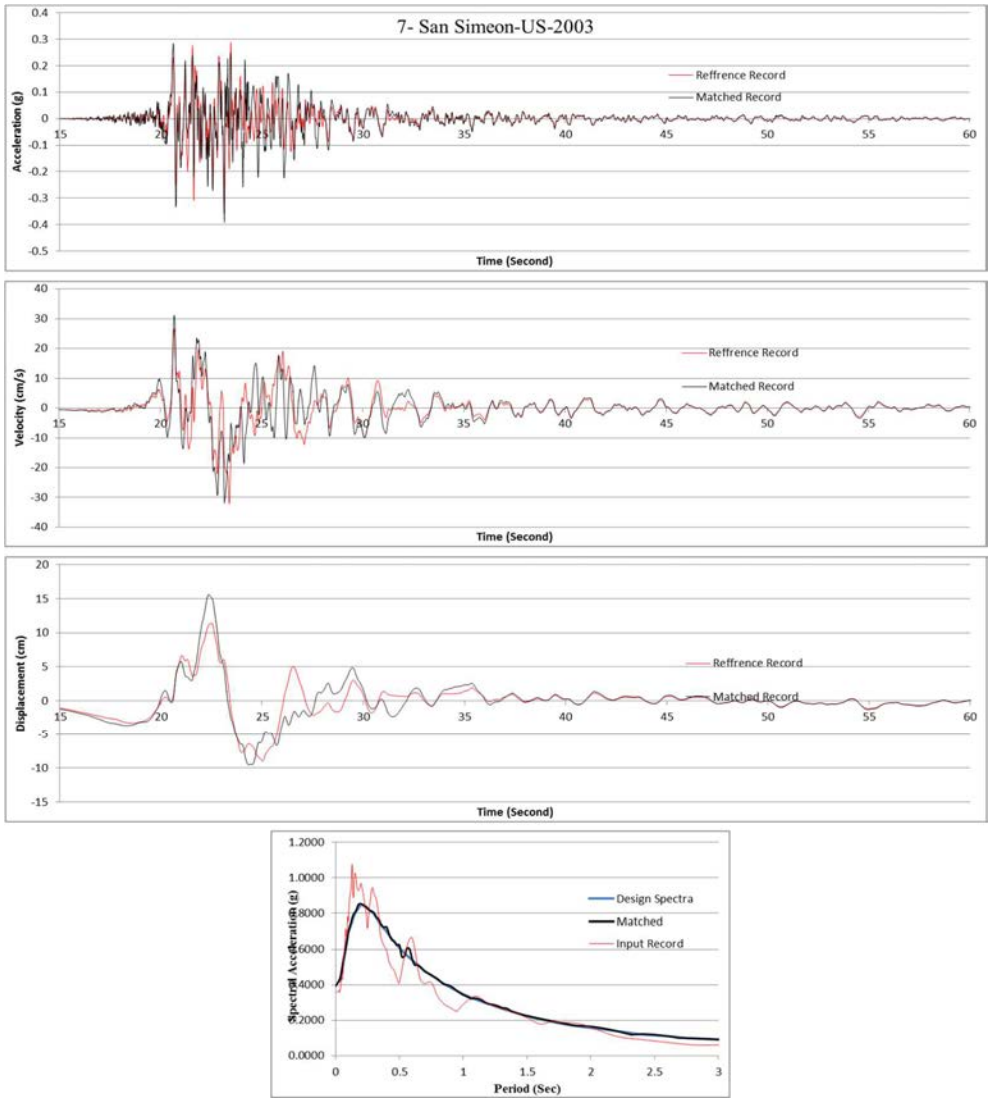
رابطه(۴-۲۳)

که در آن $\mu_{LnSa}(M,R,T)$ و σlnSa میانگین و انحراف معیار شتاب طیفی شتاب‌نگاشت مورد بررسی است. هر چه ε به صفر نزدیکتر باشد بیانگر مطابقت بیشتر طیف پاسخ شتاب‌نگاشت مورد بررسی و طیف میانگین شرطی در پریود مشخص است.

---

[3] Uniform Hazard Spectrum (ŰHS)
[3] Conditional Mean Spectrum[8]

مجموع مربع‌های خطاها (SSE) و ضریب مقیاس (SF) دو معیار سنجش مناسب برای برآورد نسبت شباهت دو طیف می‌باشد. SSE مجموع مربعات تفاضل لگاریتم شتاب طیفی (CMS) و لگاریتم شتاب طیفی رکورد مدنظر در پریود مشخص می‌باشد که هر چه به صفر نزدیکتر باشد بیانگر تشابه بیشتر است. ضریب مقیاس از نسبت مجموع شتاب‌های طیفی CMS به شتاب‌های طیفی رکورد مدنظر در پریود مشخص که عموما پریود مود اول سازه می‌باشد بدست می‌آید که هرچه این مقدار به یک نزدیکتر باشد بیانگر تطابق بهتر طیف پاسخ زلزله و طیف میانگین شرطی در منطقه ساختگاهی مورد مطالعه ما است.



شکل ۴-۲۶- مقایسه رکورد انتخابی و تطبیق یافته با طیف طراحی در حوزه شتاب، سرعت و تغییر مکان برای رکورد San Simeon-US-2003

مراجع فصل چهارم

[1] Abrahamson NA, Silva W (2007) NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters, Pacific Earthquake Engineering Research Center, July 9, 2007.
[2] Abrahamson, N A, Walter J. Silva, and Ronnie Kamai (2014) Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions. Earthquake Spectra: August 2014, Vol. 30, No. 3, pp. 1025-1055.
[3] Ambraseys, N.N. and Melville, C.P. (1982). A History of Persian earthquakes. Cambridge University Press, Cambridge, 219 pps.
[4] Ambraseys, N. (2001). Reassessment of earthquakes, 1900–1999, in the eastern Mediterranean and the Middle East, Geophys. J. Int. 145, 471–485.
[5] Berberian, M., (1981), Tectono-plutonic episodes in Iran. In: Gupta, H.K., Delany, F.M. (Eds.), Zagros Hindukush, Himalaya Geodynamic Evolution. American Geophysical Union, Washington, DC, pp. 5–32.
[6] Berberian, M. (1994). Natural hazards and the first earthquake catalogue of Iran, historical hazard in Iran prior to 1900. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES) 1, 620 pps.
[7] Baker J. W. (2011), Conditional Mean Spectrum: A Tool for Ground Motion Selection, Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 3, pp. 322-331.
[8] Boore, D.M., Watson-Lamprey, J. & Abrahamson, N.A., 2006. Orientation-independent measures of ground motion, Bull. Seism. Soc. Am. 96, 1502–1511.
[9] Boore, D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of radiated spectra,BSSA,73, 1865-1894
[10] Boore, D., 2002. Prediction of ground motion using the stochastic method. Pure Appl Geophys., 160:635-76.
[11] Boore D.M., Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5%-Damped PSA for shallow crustal earthquakes.,Earthq Spectra 30(3):1057–1085
[12] Bozorgnia, Y., and Campbell, K.W. (2004). The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and the vertical design spectra. J Earthq Eng, 8(2):175_207.
[13] Building Seismic Safety Council (2009), NEHRP National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C
[14] Campbell Kenneth W. and Yousef Bozorgnia (2014) NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. Earthquake Spectra: August 2014, Vol. 30, No. 3, pp. 1087-1115.
[15] Coppersmith, K. J., and Youngs, R. R, (1992), Modeling fault rupture hazard for the proposed repository at Yucca Mountain, Nevada, Proceedings of the Third International Conference on High Level Radioactive Waste Management, Las Vegas, Nevada, April 12-16, 1, 1142-1150
[16] Cornell, C. A. (1968) Engineering seismic risk analysis, Bull. Seis. Soc Amer. 58, 1583-1606.
[17] Darzi, A. and Zolfaghari, M.R. (2017), An investigation on regional dependency of ground motion in Iran and California using analysis of variance, bese, , in Persian, under review).
[18] Darzi, A., Zolfaghari, M.R., Cauzzi, C. (2017). Ground-Motion Models for the Vertical-to-Horizontal Spectral Ratios of PGA, PGV and 5%-damped response spectral accelerations for Iran. Bull Earthq. Eng., 2017. Under review.
[19] Douglas, J. (2004). An investigation of analysis of variance as a tool for exploring regional differences in strong ground motions, Journal of Seismology.
[20] Douglas, J., (2017). Ground-motion prediction equations 1964–2016.
[21] Engdahl, E. R., R. van der Hilst, and R. Buland (1998). Global teleseismic earthquake relocation with improved travel times and Procedure

[22] Gardner, J.K. & Knopoff, L. (1974). Is the sequence of earthquakes in Southern California, with aftershocks removed, Poissonian? Bull Seismol Soc Am 64 1363-1367
[23] Ghasemi H, Zare M, Fukushima Y, Koketsu K. (2009).An empirical spectral ground-motion model for Iran. J Seism 13(4): 499–515
[24] Ghodrati Amiri, G., M. Khorasani, M. Mirza Hessabi, and S. A. Razavian Amrei (2010). Ground-motion prediction equations of spectral ordinates and Arias intensity for Iran, J. Earthq. Eng. 14, no. 1, 1–29.
[25] Gülerce, Z., and Abrahamson, N. A. (2011). Site-specific spectra for vertical ground motion, Earthq. Spectra, 27, no. 4.ground motion, Earthq. Spectra, 27, no. 4.
[26] Hartzell, S., Harmsen, S., Frankel, A., and Larsen, S., (1999). Calculation of broad band timehistories of ground motion: comparison of methods and validastion using strong ground-motion from 1994 Northridge earthquake, BSSA, 89, pp.1484-1504.
[27] Kaklamanos J, Baise LG, Boore DM (2011) Estimating unknown input parameters when implementing the NGA ground-motion prediction equations in engineering practice. Earthq Spectra 27:1219–1235.
[28] Kale Ö. and Akkar S., (2013), A New Procedure for Selecting and Ranking Ground-Motion Prediction Equations (GMPEs): The Euclidean Distance-Based Ranking (EDR) Method , Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 103, No. 2A, pp. 1069–1084,
[29] Kammerer Annie M. and Jon P. Ake, (2012) Practical Implementation Guidelines for SSHAC Level 3 and 4 Hazard Studies (NUREG-2117, Revision 1), Office of Nuclear Regulatory Research U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC 20555-0001
[30] Karimiparidari, S., M. Zare, H. Memarian and A. Kijko (2013). Iranian earthquakes, a uniform catalog with moment magnitudes, J. Seismol., 17, 897-911.
[31] Mc Guire, R K., (2004), Seismic Hazard and Risk Analysis , EERI, USA
[32] Motazedian D. & Atkinson G., (2005), Ground-motion Relations for Puerto Rico, Final Technical Report: 01HQGR0025,
[33] NAGRA (2004), Probabilsitic Seismic hazard analysis for Swiss Nuclear Power Plant Sites, (PEGASOS),http://www.swissnuclear.ch/upload/cms/user/PEGASOSProjectReportVolume1-new.pdf
[34] Nowroozi, A. (1971). Seismotectonics of the Persian plateau, eastern Turkey, Caucasus and Hindu Kush regions, Bull. Seismol. Soc. Am. 61, 317–342.
[35] Nowroozi, A. (1976). Seismotectonic provinces of Iran, Bull. Seismol. Soc. Am. 66, 1249–1276.
[36] Nowroozi, A. A. (2005). Attenuation relations for peak horizontal and vertical accelerations of earthquake ground motion in Iran: A preliminary analysis, J. Seismol. Earthq. Eng. 7, no. 2, 109–128.
[37] Pezeshk, Sh., Zandieh, A., and Tavakoli B., (2011). Hybrid Empirical Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America Using NGA Models and Updated Seismological Parameters , Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 101, No. 4, pp. 1859–1870.
[38] Ramazi, H. R. and Schenk, (1994) V. preliminary results obtained from strong ground motion analzses [sic] of Iranian earthquakes , proceedings of the XXIV general assembly of the ESC, vol 3, pp.1762-1770.
[39] Saffari H, Kuwata Y, Takada S, Mahdavian A (2012) Updated PGA, PGV, and spectral acceleration attenuation relations for Iran. Earthq Spectra 28(1):257–276
[40] Scherbaum, F., F. Cotton, and P. Smit (2004). On the use of response spectral-reference data for the selection and ranking of groundmotion models for seismic-hazard analysis in regions of moderate seismicity: The case of rock motion, Bull. Seismol. Soc. Am. 94, 2164–2185.
[41] Scherbaum, F., E. Delavaud, and C. Riggelsen (2009). Model selection in seismic hazard analysis: an information-theoretic perspective, Bull. Seismol. Soc. Am. 99, 3234–3247.
[42] Shahvar MP, Zare M, Castellaro S (2013) A unified seismic catalog for the Iranian plateau (1900–2011). Seismol Res Lett 84(2):233–249
[43] Soghrat, M. R., N. Khaji, and H. Zafarani (2012). Simulation of strong ground motion in northern Iran using the specific barrier model, Geophys. J. Int. 188, 645–679.

[44] Soghrat MR, Ziyaeifar M (2016) A predictive equation for vertical-to-horizontal response spectral ratios in Northern Iran. Bull Seis Soc Am 106:123–140

[45] Stepp, J. C, (1972). Analysis of completeness of earthquake sample in the Puget Sound area and its effect on statistical estimates of earthquake hazard. National Oceanic & Atmospheric Administration Environmental Research Laboratories.

[46] Zafarani, H., Luzi L., Lanzano G., & Soghrat M. R., (2017). Empirical equations for the prediction of PGA and pseudo spectral accelerations using Iranian strong-motion data, J seismol, 1383-4649

[47] Zolfaghari M.R, (2009), Use of raster-based data layers to model spatial variation of seismotectonic data in probabilistic seismic hazard assessment , Computer & Geoscience, 35 1460-1469,

[48] Zare M., Ghafory-Ashtiany M., and Bard P. Y., (1999), Attenuation law for the strong motions in Iran , proceeding of the third international conference on seismology and earthquake engineering, Tehran, Iran, vol 1. PP. 345-354.

Guidelines for Performance Based Design of Structure and Non-structural Elements of Hospital Buildings [No.816]

Authors & Contributors Committee:

A A Aghakouchak	Tarbiat Modares University.	PhD. Structural Engineering
T Honarbakhsh	Sarzamin Consulting Engineers	MSc. Structural Engineering
M R Zolfaghari	Khaje Nasir Toosi University	PhD. Earthquake Engineering
R Mirghaderi	University of Tehran	PhD. Structural Engineering
S Majid Zamani	R.H.UD Research Center	PhD. Structural Engineering
M.Khoshkerdar	R.H.UD Research Center	PhD. Structural Engineering

Supervisory Committee:

M Khanzadi	Iran Univ. of Science & Engineering	PhD. Structural Engineering
G Ghodrati Amiri	Iran Univ. of Science & Engineering	PhD. Structural Engineering
F Mohajeri	Iran Univ. of Science & Engineering	PhD. Structural Engineering

Confirmation Committee:

M J Alizadeh	Organization for Construction of Government Facilities	MSc. Civil Engineering
M Shekarchizadeh	University of Tehran - R.H.UD Research Center	PhD. Structural Engineering
R Akhbari	Organization for Construction of Government Facilities	BSc. Civil Engineering
R Badamian	Organization for Construction of Government Facilities	MSc. Civil Engineering
H R Yahyaei	Organization for Construction of Government Facilities	MSc. Civil Engineering
G Ghorban alizadeh	Organization for Construction of Government Facilities	MSc. Civil Engineering

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Guidelines for Performance Based Design of Structure and Non-structural Elements of Hospital Buildings

No. 816

Deputy of Technical, Infrastructure and Production Affairs	Ministry of Road and urban Development	Executive Organization for Public and Government Buildings and Infrastructure
Department of Technical & Executive Affairs, Consultants and Contractors	Road,housing& Urban Development research center	Deputy for Planning and Engineering
Nezamfanni.ir	**http://bhrc.ac.ir**	**www.cobi.gov.ir**

2020

خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از چهل سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هفتصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی **nezamfanni.ir** قابل دستیابی می‌باشد.