



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی بتنی توخالی

یوسف حق‌گو

اساتید راهنما :

دکتر وحیدرضا کلات جاری

دکتر بهروز حسنی

استاد مشاور :

دکتر علی کیهانی

شهریور ۱۳۹۱

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

گروه عمران

بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی بتنی توخالی

دانشجو: یوسف حق‌گو

اساتید راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات جاری

دکتر بهروز حسنی

استاد مشاور:

دکتر علی کیهانی

پایان‌نامه ارشد

شهریور ۱۳۹۱

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای یوسف حق گو
تحت عنوان: بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی بتنی توخالی

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	علی کیهانی		وحیدرضا کلات جاری
			بهروز حسنی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :

مشکر و قدردانی

به شمر رسیدن این تحقیق مرهون الطاف بی‌کران الهی است، خداوند را شاکرم که این منت را بر من نهاد.

بانهایت سپاس از راهنمایی‌ها و زحمات بی‌شائبه اساتید راهنمای ارجمند جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جاری و جناب آقای دکتر بهروز حسنی و استاد مشاور گرامی جناب آقای دکتر علی‌کهیانی که وقت پر ارزش خود را در طی این تحقیق در اختیار اینجانب گذاشته و همواره با روی گشاده مرا یاری فرمودند.

و با تشکر از دکتر احمد پهلوان یلی که در زمینه آموزش نرم افزار و ساخت مدل‌های رایانه‌ای به بنده کمک بسیاری مبذول داشتند.

دانشجو تأیید می‌نماید که مطالب مندرج در این پایان‌نامه نتیجه تحقیقات خودش می‌باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران مرجع آن را ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات، آزمایشات و نوآوری ناشی از تحقیق موضوع این پایان‌نامه متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد.

شهریور ۱۳۹۱

چکیده

رشد جمعیت و کمبود فضای شهری از جمله عواملی هستند که ساخت سازه‌های بلند مرتبه را توجیه می‌کنند. به نسبت ارتفاع ساختمان میزان بار جانبی وارد شده به آن هم افزایش می‌یابد. دیوار برشی بتنی یکی از سیستم‌های سازه‌ای مناسب برای تحمل بارهای جانبی می‌باشد. در این تحقیق ابتدا ۹ مدل با (سیستم قاب خمشی) و دیوار برشی توپر ساخته شده، سپس ۹ مدل دیگر با سیستم قاب خمشی و این بار با دیوارهای برشی توخالی ساخته شده است. سپس به کمک نرم‌افزار (PERFORM-3D) مدل‌های غیرخطی ساخته شده و براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-356، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. در نهایت، به محاسبه مولفه‌های لرزه‌ای این سازه‌ها از قبیل تغییرمکان هدف، زمان تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون بار پرداخته شده است. همچنین تاثیر عواملی همچون تعداد طبقات، خروج از مرکزیت، جهت بارگذاری جانبی، نوع الگوی بارگذاری جانبی، نوع الگوی بارگذاری ثقلی و توپر و توخالی بودن دیوارها را بر روی مولفه‌های لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است.

نتایج نشان می‌دهد که، به‌طور کلی، در حالت دیوار توخالی، مولفه‌های لرزه‌ای بهبود می‌یابند. کلمات کلیدی: دیوار برشی توخالی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب رفتار، ضریب مقاومت افزون، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری، مدل‌سازی رشته‌ای، الگوی بار جانبی، منحنی ظرفیت، زمان تناوب موثر سازه

فصل اول: کلیات و آشنایی با سیستم های قاب خمشی و دیوار برشی

۱-۱- مقدمه.....	۲
۲-۱- ضرورت انجام این پایان نامه.....	۳
۳-۱- عملکرد سیستم قاب خمشی و دیوار برشی.....	۴
۴-۱- مدهای خرابی دیوار برشی.....	۶
۱-۴-۱- خرابی در خمش.....	۶
۲-۴-۱- خرابی در برش.....	۷
۳-۴-۱- خرابی در لغزش.....	۸
۴-۴-۱- ضعف در شالوده.....	۸

فصل دوم: تاریخچه انجام شده بر روی ساختمان های دارای دیوار برشی توخالی

۱-۲- تاریخچه انجام شده بر روی ساختمان های دارای دیوار برشی توخالی.....	۱۰
------------------------------------------------------------------------	----

فصل سوم: معرفی و روش های تعیین ضریب رفتار در سازه ها

۱-۳- مقدمه.....	۱۳
۲-۳- اجزای ضریب رفتار.....	۱۶
۱-۲-۳- شکل پذیری.....	۱۷
۱-۲-۳-۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه.....	۱۷
۲-۳-۱-۲- ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری.....	۱۷
۲-۲-۳- مقاومت افزون.....	۲۲
۱-۲-۲-۳- عوامل مؤثر بر مقاومت افزون.....	۲۴

- ۲۵.....۲-۲-۲-۳- تعیین ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون.....
- ۲۶.....۳-۳- روش‌های محاسبه ضرایب رفتار.....
- ۲۶.....۱-۳-۳- روش‌های آمریکایی.....
- ۲۶.....۱-۱-۳-۳- روش طیف ظرفیت فریمن.....
- ۲۸.....۲-۱-۳-۳- روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ.....
- ۳۳.....۲-۳-۳- روش‌های اروپایی.....
- ۳۳.....۱-۲-۳-۳- روش تئوری شکل‌پذیری.....
- ۳۴.....۲-۲-۳-۳- روش انرژی.....
- ۳۵.....۴-۳- مقایسه روش‌های محاسبه ضریب رفتار.....
- ۳۵.....۵-۳- روش محاسبه ضریب رفتار در این پژوهش.....

فصل چهارم: طراحی بر اساس عملکرد

- ۳۷.....۱-۴- مقدمه.....
- ۳۸.....۲-۴- رفتار اجزای سازه.....
- ۴۰.....۳-۴- مقاومت مصالح.....
- ۴۰.....۴-۴- ظرفیت اجزای سازه.....
- ۴۰.....۵-۴- سطوح عملکرد کل ساختمان.....
- ۴۱.....۶-۴- تحلیل خطر و طیف طراحی.....
- ۴۲.....۱-۶-۴- طیف طرح ارتجاعی استاندارد.....
- ۴۳.....۲-۶-۴- طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه.....
- ۴۳.....۷-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی.....
- ۴۴.....۱-۷-۴- روش انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی.....

- ۴۴-۲-۷-۴ ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی.....
- ۴۵-۳-۷-۴ الگوی توزیع بار جانبی.....
- ۴۵-۱-۳-۷-۴ الگوی توزیع نوع اول.....
- ۴۶-۲-۳-۷-۴ الگوی توزیع نوع دوم.....
- ۴۶-۸-۴ مدل ساده شده نیرو - تغییر مکان سازه (مدل دو خطی).....
- ۴۷-۹-۴ زمان تناوب اصلی مؤثر (T_e).....
- ۴۸-۱۰-۴ تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب.....
- ۵۲-۱۱-۴ معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی.....
- ۵۲-۱-۱۱-۴ کنترل شونده توسط تغییر شکل.....
- ۵۳-۲-۱۱-۴ در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو.....
- ۵۴-۱۲-۴ محاسبه تغییر مکان هدف از روی طیف ظرفیت به روش FEMA356.....

فصل پنجم: آشنایی با مدل‌های مورد مطالعه و طراحی آن‌ها

- ۵۸-۱-۵ مقدمه.....
- ۵۸-۲-۵ کلیات مدل‌سازی.....
- ۶۱-۳-۵ مدل ۴ طبقه توپر و توخالی با پلان مربعی ۱۲×۱۲ متر.....
- ۶۳-۴-۵ مدل ۸ طبقه توپر و توخالی با پلان مربعی ۱۲×۱۲ متر.....
- ۶۶-۵-۵ مدل ۱۲ طبقه توپر و توخالی با پلان ۱۲×۱۲ متر.....
- ۶۹-۶-۵ مدل ۸ طبقه توپر و توخالی با خروج از مرکزیت ۱۰٪ برای پلان ۱۲×۱۲ متر.....
- ۷۰-۷-۵ مدل ۸ طبقه توپر و توخالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪ برای پلان ۱۲×۱۲ متر.....

فصل ششم: مدل‌سازی غیرخطی

- ۷۲-۱-۶ مقدمه.....

- ۷۲-۶-۲- نرم افزارهای مربوط به انجام تحلیل های غیرخطی
- ۷۳-۶-۳- ویژگی های نرم افزار PERFORM-3D.....
- ۷۴-۶-۳-۱- مدل سازی.....
- ۷۴-۶-۳-۲- تحلیل های غیرخطی.....
- ۷۵-۶-۳-۳- عملکرد بر اساس ارزیابی.....
- ۷۵-۶-۳-۴- خروجی ها.....
- ۷۶-۶-۴- مدل سازی سیستم دوگانه قاب خمشی همراه با دیوار برشی
- ۷۶-۶-۴-۱- فرضیات مدل سازی.....
- ۷۷-۶-۴-۲- ایجاد مدل سه بعدی، تکیه گاه های سازه، اختصاص جرم سازه و ایجاد کف صلب.....
- ۷۹-۶-۴-۳- رفتار واقعی عناصر و روابط F-D در PERFORM-3D.....
- ۸۱-۶-۵- انواع مدل کردن تیر.....
- ۸۳-۶-۵-۱- مدل دوران وتیری
- ۸۴-۶-۵-۲- مدل مفصل پلاستیک.....
- ۸۵-۶-۵-۳- مدل ناحیه پلاستیک.....
- ۸۶-۶-۶- مدل کردن تیرهای بتن مسلح در PERFORM-3D.....
- ۸۶-۶-۶-۱- تعریف سطح مقطع تیر.....
- ۸۷-۶-۶-۲- تعریف رابطه F-D برای تیر.....
- ۸۷-۶-۶-۳- افت مقاومت.....
- ۸۸-۶-۶-۴- معیارهای پذیرش برای نسبت های نیاز - ظرفیت.....
- ۸۹-۶-۶-۵- ترکیب اجزا برای ساخت تیر.....

- ۹۰.....۶-۶-۶ اختصاص دادن مدل ساخته شده به عضو تیر در سازه.
- ۹۰.....۷-۶-۶ بارگذاری اعضا
- ۹۱.....۸-۶-۶ حالت‌های حدی و نسبت‌های کاربردی.....
- ۹۲.....۷-۶-۶ انواع مدل کردن ستون‌ها.....
- ۹۲.....۱-۷-۶ مدل دوران و تری.....
- ۹۲.....۲-۷-۶ مدل ستون با استفاده از مفهوم مفصل چرخشی.....
- ۹۴.....۸-۶-۶ مدل کردن ستون‌های بتن مسلح در PERFORM-3D
- ۹۵.....۹-۶-۶ مدل‌سازی غیرخطی دیوارهای برشی در PERFORM-3D.....
- ۹۵.....۱-۹-۶ لایه‌های خمشی و برشی در المان‌های دیوار برشی.....
- ۹۶.....۱-۱-۹-۶ لایه خمشی - محوری قائم.....
- ۹۶.....۲-۱-۹-۶ لایه خمشی - محوری افقی.....
- ۹۶.....۳-۱-۹-۶ لایه برشی متداول.....
- ۹۷.....۲-۹-۶ مشخصات و رفتار دیوار برشی.....
- ۹۸.....۳-۹-۶ اندازه گیرهای تغییر شکل در المان دیوار برشی
- ۹۸.....۴-۹-۶ طول المان در ناحیه مفصلی.....
- ۹۹.....۵-۹-۶ بارهای المان دیوار برشی.....
- ۹۹.....۶-۹-۶ آثار غیر خطی هندسی.....
- ۱۰۰.....۱۰-۶-۶ ساخت دیوار برشی غیرالاستیک ساختمان ۸ طبقه در PERFORM-3D.....
- ۱۰۰.....۱-۱۰-۶-۶ تعریف مصالح برای مقاطع رشته‌ای.....

- ۱۰۳-۱۰-۶-۲- ساخت سطح مقطع برای دیوار برشی غیرالاستیک.....
- ۱۰۴-۱۰-۶-۳- ترکیب اجزای ساخته شده دیوار برشی.....
- ۱۰۵-۱۰-۶-۴- معیارهای پذیرش دیوار بتنی.....
- ۱۰۶-۱۰-۶-۵- حالت‌های حدی و نسبت‌های کاربرد.....
- ۱۰۶-۱۱-۶- الگوهای بارگذاری جانبی سازه.....
- ۱۰۸-۱۲-۶- ساخت بارهای ثقلی و جانبی برای تحلیل.....
- ۱۰۹-۱۳-۶- انجام تحلیل بر روی سازه.....
- ۱۱۰-۱۴-۶- پیدا کردن تغییر مکان هدف از منحنی ظرفیت سازه.....

فصل هفتم: بررسی نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی

- ۱۱۴-۱-۷- مقدمه.....
- ۱۱۴-۲-۷- معرفی مدل‌های مورد مطالعه و تحلیل‌های غیرخطی آن‌ها.....
- ۱۲۲-۳-۷- مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه.....
- ۱۲۶-۴-۷- بررسی تغییر مکان هدف.....
- ۱۲۶-۵-۷- بررسی زمان تناوب مدل‌ها.....
- ۱۲۷-۶-۷- بررسی نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها.....
- ۱۳۰-۷-۷- بررسی ضرایب شکل‌پذیری مدل‌ها.....
- ۱۳۳-۸-۷- بررسی ضرایب مقاومت افزون مدل‌ها.....
- ۱۳۸-۹-۷- بررسی ضرایب رفتار مدل‌ها.....

فصل هشتم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۴۴.....	۱-۸- مقدمه.....
۱۴۵.....	۲-۸- نتیجه‌گیری.....
۱۴۷.....	۳-۸- پیشنهادات.....
۱۴۸.....	فهرست منابع.....

- شکل ۱-۱-۱- اندرکنش قاب-دیوار برشی: الف- دیوار در مود خمشی؛ ب- قاب در مود برشی؛ ج- تقابل قاب و دیوار..... ۵
- شکل ۱-۲- مودهای خرابی در دیوار کنسول..... ۶
- شکل ۱-۳- منحنی هسترسیس برای یک دیوار برشی کنسول با گسیختگی خمشی..... ۷
- شکل ۱-۴- منحنی هسترسیس برای یک دیوار برشی با گسیختگی برشی..... ۷
- شکل ۳-۱- رفتار لرزه‌ای ساختمان در دو قلمرو ارتجاعی و غیرارتجاعی..... ۱۴
- شکل ۳-۲- رفتار نرم یا شکل پذیر ساختمان..... ۱۵
- شکل ۳-۳- تغییرات نیاز شکل‌پذیری تغییرمکانی با تغییر در مقاومت جانبی سیستم..... ۱۸
- شکل ۳-۴- طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل‌پذیری ثابت..... ۱۹
- شکل ۳-۵- مقایسه ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری..... ۲۲
- شکل ۳-۶- تغییرات ضریب مقاومت افزون برای سیستم‌های با زمان تناوب مختلف..... ۲۳
- شکل ۳-۷- منحنی پاسخ کلی واقعی و ایده‌آل شده سازه..... ۲۶
- شکل ۳-۸- طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی..... ۲۸
- شکل ۳-۹- رفتار کلی یک سازه متعارف..... ۲۸
- شکل ۳-۱۰- مدل ساده شده برای سیستم یک درجه آزادی..... ۳۴
- شکل ۴-۱- منحنی رفتار اعضای شکل‌پذیر..... ۳۹
- شکل ۴-۲- منحنی رفتار عضو نیمه شکل‌پذیر..... ۳۹
- شکل ۴-۳- طیف پاسخ شتاب (زلزله سان‌فرناندو ۱۹۷۱) و طیف طرح نمونه برای خاک‌های مختلف..... ۴۳
- شکل ۴-۴- منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان..... ۴۷
- شکل ۴-۵- معیارهای پذیرفته شده برای اعضای اصلی و غیراصلی..... ۵۴
- شکل ۴-۶- اعمال بارهای ثقلی و جانبی به مدل ساخته شده..... ۵۴

- شکل ۴-۷- رسم منحنی ظرفیت سازه..... ۵۵
- شکل ۴-۸- تخمین تغییر مکان هدف از روی منحنی ظرفیت..... ۵۶
- شکل ۴-۹- طیف طرح ارتجاعی استاندارد..... ۵۶
- شکل ۵-۱- شکل سه بعدی، نما و پلان در سازه ۴ طبقه توپر با پلان 12×12 متر..... ۶۲
- شکل ۵-۲- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱ و ۲ از مدل های ۴ طبقه..... ۶۲
- شکل ۵-۳- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۳ و ۴ از مدل های ۴ طبقه..... ۶۲
- شکل ۵-۴- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱ و ۲ از مدل های ۴ طبقه..... ۶۲
- شکل ۵-۵- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۳ و ۴ از مدل های ۴ طبقه..... ۶۳
- شکل ۵-۶- سطح مقطع ستون های پیرامونی، داخلی و کلیه تیرهای مدل های ۴ طبقه..... ۶۳
- شکل ۵-۷- شکل سه بعدی، نما و پلان در سازه ۸ طبقه توپر با پلان 12×12 متر..... ۶۳
- شکل ۵-۸- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱ و ۲ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۴
- شکل ۵-۹- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱ و ۲ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۴
- شکل ۵-۱۰- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۳، ۴ و ۵ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۴
- شکل ۵-۱۱- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۳، ۴ و ۵ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۴
- شکل ۵-۱۲- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۶، ۷ و ۸ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۴
- شکل ۵-۱۳- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۶، ۷ و ۸ از مدل های ۸ طبقه..... ۶۵
- شکل ۵-۱۴- سطح مقطع ستون ها در مدل های ۸ طبقه..... ۶۵
- شکل ۵-۱۵- سطح مقطع تیرها در مدل های ۸ طبقه..... ۶۵
- شکل ۵-۱۶- شکل سه بعدی، نما و پلان در سازه ۸ طبقه توپر با پلان 12×12 متر..... ۶۶
- شکل ۵-۱۷- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقه ۱ از مدل های ۱۲ طبقه..... ۶۶
- شکل ۵-۱۸- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقه ۱ از مدل های ۱۲ طبقه..... ۶۶
- شکل ۵-۱۹- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۲ و ۳ از مدل های ۱۲ طبقه..... ۶۷
- شکل ۵-۲۰- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۲ و ۳ از مدل های ۱۲ طبقه..... ۶۷

- شکل ۵-۲۱- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۴، ۵ و ۶ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۷
- شکل ۵-۲۲- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۴، ۵ و ۶ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۷
- شکل ۵-۲۳- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۷، ۸ و ۹ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۷
- شکل ۵-۲۴- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۷، ۸ و ۹ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۸
- شکل ۵-۲۵- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱۰، ۱۱ و ۱۲ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۸
- شکل ۵-۲۶- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱۰، ۱۱ و ۱۲ از مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۸
- شکل ۵-۲۷- سطح مقطع ستون‌ها در مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۸
- شکل ۵-۲۸- سطح مقطع تیرها در مدل‌های ۱۲ طبقه..... ۶۸
- شکل ۵-۲۹- پلان و نمای سازه مورد مطالعه با خروج از مرکزیت ۱۰٪..... ۶۹
- شکل ۵-۳۰- پلان و نمای سازه مورد مطالعه با خروج از مرکزیت ۲۰٪..... ۷۰
- شکل ۶-۱- نمای سه‌بعدی سازه ۸ طبقه با تکیه‌گاه‌های گیردار..... ۷۸
- شکل ۶-۲- نحوه اعمال جرم طبقات و صلب کردن سقف طبقات در مدل‌های سه‌بعدی..... ۷۹
- شکل ۶-۳- رابطه سه‌خطی با افت مقاومت..... ۸۰
- شکل ۶-۴- قرارداد علامت‌ها در تیرها..... ۸۱
- شکل ۶-۵- مفصل پلاستیک صلب..... ۸۲
- شکل ۶-۶- مفصل پلاستیک انحنایی..... ۸۲
- شکل ۶-۷- سهم تغییرشکل پلاستیک تیر از کل تغییرشکل تیر..... ۸۳
- شکل ۶-۸- مدل دوران وتری..... ۸۳
- شکل ۶-۹- مدل دوران وتری در PERFORM-3D..... ۸۴
- شکل ۶-۱۰- مدل مفصل پلاستیک..... ۸۴
- شکل ۶-۱۱- اختصاص سطح مقطع و محاسبه مشخصات سختی..... ۸۶
- شکل ۶-۱۲- رابطه بار - تغییرشکل کلی برای اجزای بتنی..... ۸۷
- شکل ۶-۱۳- رابطه F-D برای تیر..... ۸۷
- شکل ۶-۱۴- افت مقاومت در تیر..... ۸۸
- شکل ۶-۱۵- تفاوت افت مقاومت با PERFORM با FEMA356..... ۸۸

- شکل ۶-۱۶- معیارهای پذیرش برای تیر در نمودار F-D..... ۸۹
- شکل ۶-۱۷- معیارهای پذیرش در تیر..... ۸۹
- شکل ۶-۱۸- ترکیب اجزا برای ساخت تیر غیرخطی..... ۸۹
- شکل ۶-۱۹- اختصاص مختصات محلی به یک گروه تیر..... ۹۰
- شکل ۶-۲۰- بارگذاری اعضا..... ۹۱
- شکل ۶-۲۱- اختصاص حالت‌های حدی و نسبت‌های کاربردی..... ۹۱
- شکل ۶-۲۲- سطح اندرکنش P-M-M در مقاطع بتنی..... ۹۳
- شکل ۶-۲۳- اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی..... ۹۴
- شکل ۶-۲۴- محاسبه سختی ستون از سطح مقطع..... ۹۴
- شکل ۶-۲۵- رابطه F-D برای ستون..... ۹۴
- شکل ۶-۲۶- معیارهای پذیرش برای ستون..... ۹۴
- شکل ۶-۲۷- لایه‌های موازی برای ساخت دیوار برشی..... ۹۵
- شکل ۶-۲۸- تغییر شکل‌های درون صفحه‌ای المان‌های دیوار برشی..... ۹۷
- شکل ۶-۲۹- مشخصات مصالح بتنی غیرخطی..... ۱۰۰
- شکل ۶-۳۰- نمودار تنش- کرنش و معیارهای پذیرش در بتن..... ۱۰۱
- شکل ۶-۳۱- مشخصات مصالح فولاد غیرخطی بدون کمانش..... ۱۰۱
- شکل ۶-۳۲- نمودار تنش- کرنش و معیارهای پذیرش در فولاد..... ۱۰۱
- شکل ۶-۳۳- مشخصات مصالح برشی خطی..... ۱۰۲
- شکل ۶-۳۴- معادل‌سازی سطح مقطع با المان‌های رشته‌ای..... ۱۰۳
- شکل ۶-۳۵- سطح مقطع دیوار طبقه اول..... ۱۰۳
- شکل ۶-۳۶- ساخت سطح مقطع دیوار برشی با مقاطع رشته‌ای..... ۱۰۴
- شکل ۶-۳۷- ترکیب اجزا ساخته شده برای دیوار برشی..... ۱۰۴
- شکل ۶-۳۸- شکل معیارهای پذیرش دیوار برشی..... ۱۰۵
- شکل ۶-۳۹- نحوه اختصاص دادن کرنش سنج‌ها به دیوار برشی..... ۱۰۵
- شکل ۶-۴۰- تعریف حالت حدی و نسبت نیاز - ظرفیت برای دیوار برشی..... ۱۰۶

- شکل ۶-۴۱- طیف ۲۸۰۰ برای الگوی بار طیفی..... ۱۰۷
- شکل ۶-۴۲- مقایسه شکل الگوی بار جانبی در مدل ۸ طبقه..... ۱۰۷
- شکل ۶-۴۳- تعریف الگوی بار مودی با سه مود اول..... ۱۰۸
- شکل ۶-۴۴- کران بالای بارهای ثقیلی برای تحلیل..... ۱۰۸
- شکل ۶-۴۵- ایجاد بارگذاری مثلثی برای پوش سازه..... ۱۰۹
- شکل ۶-۴۶- ساخت یک سری تحلیل برای سازه..... ۱۰۹
- شکل ۶-۴۷- اعمال میرایی به سازه..... ۱۱۰
- شکل ۶-۴۸- ترتیب مراحل بارگذاری برای تحلیل..... ۱۱۰
- شکل ۶-۴۹- معرفی طیف نیاز با میرایی‌های مختلف..... ۱۱۱
- شکل ۶-۵۰- تعیین تغییرمکان هدف بر روی منحنی ظرفیت سازه..... ۱۱۲
- شکل ۶-۵۱- ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییرمکان هدف..... ۱۱۲
- شکل ۷-۱- منحنی ظرفیت مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی..... ۱۱۶
- شکل ۷-۲- منحنی ظرفیت مدل‌های دارای دیوار برشی توپر..... ۱۱۶
- شکل ۷-۳- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر در الگوی بار 1,2-UNI..... ۱۱۶
- شکل ۷-۴- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر در الگوی بار 1,2-TRI..... ۱۱۶
- شکل ۷-۵- منحنی ظرفیت دیوار برشی توخالی در الگوی بار 1,2-UNI..... ۱۱۶
- شکل ۷-۶- منحنی ظرفیت دیوار برشی توخالی در الگوی بار 1,2-TRI..... ۱۱۶
- شکل ۷-۷- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر و توخالی در الگوی بار NIU..... ۱۱۷
- شکل ۷-۸- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر و توخالی در الگوی بار TRI..... ۱۱۷
- شکل ۷-۹- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 20% H1 TRI..... ۱۱۷
- شکل ۷-۱۰- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 10% H1 TRI..... ۱۱۷
- شکل ۷-۱۱- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 20% H2 TRI..... ۱۱۷
- شکل ۷-۱۲- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 10% H2 TRI..... ۱۱۷
- شکل ۷-۱۳- منحنی ظرفیت، مدل توپر و توخالی با الگوی 20% H1 UNI..... ۱۱۸
- شکل ۷-۱۴- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 10% H1 UNI..... ۱۱۸

- شکل ۷-۱۵- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 UNI 20%..... ۱۱۸
- شکل ۷-۱۶- منحنی ظرفیت، مدل توپر و توخالی با الگوی H2 UNI 10%..... ۱۱۸
- شکل ۷-۱۷- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 20%..... ۱۱۸
- شکل ۷-۱۸- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 10%..... ۱۱۸
- شکل ۷-۱۹- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی UNI-1 20%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۰- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی UNI-1 10%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۱- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 20%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۲- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 10%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۳- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی UNI-1 20%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۴- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی UNI-1 10%..... ۱۱۹
- شکل ۷-۲۵- مقایسه تغییر مکان هدف برای مدل با دیوار توپر و توخالی..... ۱۲۶
- شکل ۷-۲۶- مقایسه زمان تناوب مدل دیوار توپر با دیوار توخالی در H2..... ۱۲۷
- شکل ۷-۲۷- مقایسه زمان تناوب مدل دیوار توپر با دیوار توخالی در H1..... ۱۲۷
- شکل ۷-۲۸- محاسبه نسبت شکل پذیری از روی منحنی دوخطی..... ۱۲۸
- شکل ۷-۲۹- نمودار نسبت شکل پذیری کران پایین و الگوی مثلثی در H1..... ۱۲۸
- شکل ۷-۳۰- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی مثلثی در H1..... ۱۲۸
- شکل ۷-۳۱- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی یکنواخت در H1..... ۱۲۹
- شکل ۷-۳۲- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی مثلثی در H2..... ۱۲۹
- شکل ۷-۳۳- میانگین نسبت‌های شکل پذیری..... ۱۲۹
- شکل ۷-۳۴- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی یکنواخت در H2..... ۱۲۹
- شکل ۷-۳۵- نمودار ضریب شکل پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 TRI..... ۱۳۱
- شکل ۷-۳۶- نمودار ضریب شکل پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 TRI..... ۱۳۱
- شکل ۷-۳۷- نمودار ضریب شکل پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 UNI..... ۱۳۱
- شکل ۷-۳۸- نمودار ضریب شکل پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 UNI..... ۱۳۱
- شکل ۷-۳۹- نمودار میانگین ضریب شکل پذیری، مدل با دیوار توخالی..... ۱۳۱

- شکل ۷-۴۰- نمودار میانگین ضریب شکل پذیری، مدل با دیوار توپر..... ۱۳۱
- شکل ۷-۴۱- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H1 TRI -2..... ۱۳۳
- شکل ۷-۴۲- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H1 TRI -1..... ۱۳۳
- شکل ۷-۴۳- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H2 TRI -2..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۴- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H2 TRI -1..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۵- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H1 UNI -2..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۶- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H1 UNI -1..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۷- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H2 UNI -2..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۸- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل های H2 UNI -1..... ۱۳۴
- شکل ۷-۴۹- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل های با الگوی f -2..... ۱۳۵
- شکل ۷-۵۰- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل های با الگوی f -1..... ۱۳۵
- شکل ۷-۵۱- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل های با الگوی h -2..... ۱۳۵
- شکل ۷-۵۲- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل های با الگوی h -1..... ۱۳۵
- شکل ۷-۵۳- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H1 TRI -2..... ۱۳۸
- شکل ۷-۵۴- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H1 TRI -1..... ۱۳۸
- شکل ۷-۵۵- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H2 TRI -2..... ۱۳۸
- شکل ۷-۵۶- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H2 TRI -1..... ۱۳۸
- شکل ۷-۵۷- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H1 UNI -2..... ۱۳۹
- شکل ۷-۵۸- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H1 UNI -1..... ۱۳۹
- شکل ۷-۵۹- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H2 UN -2..... ۱۳۹
- شکل ۷-۶۰- نمودار ضریب رفتار برای مدل های H2 UNI -1..... ۱۳۹
- شکل ۷-۶۱- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل های با الگوی f -2..... ۱۳۹
- شکل ۷-۶۲- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل های با الگوی f -1..... ۱۳۹
- شکل ۷-۶۳- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل های با الگوی h -2..... ۱۴۰
- شکل ۷-۶۴- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل های با الگوی h -1..... ۱۴۰

فهرست جدول‌ها

صفحه

جدول ۳-۱- ضرایب پیشنهادی کراوینکلر و نصر برای محاسبه.....	۲۰
جدول ۴-۱- مقدار تقریبی ضریب اصلاح سیستم C_0	۴۸
جدول ۴-۲- تعیین T_0 و T_s	۴۹
جدول ۴-۳- مقادیر ضریب جرم موثر C_m	۵۰
جدول ۴-۴- تعیین A براساس جدول ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰.....	۵۱
جدول ۴-۵- مقادیر ضریب C_2	۵۱
جدول ۴-۶- ضریب آگاهی.....	۵۳
جدول ۵-۱- مشخصات مصالح به کار رفته در مدل‌های مورد مطالعه.....	۶۱
جدول ۷-۱- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۴ طبقه با دیوار توپر.....	۱۲۳
جدول ۷-۲- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۴ طبقه با دیوار توخالی.....	۱۲۳
جدول ۷-۳- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۸ طبقه با دیوار توپر.....	۱۲۴
جدول ۷-۴- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۸ طبقه با دیوار توخالی.....	۱۲۴
جدول ۷-۵- مولفه‌های لرزه‌ای برای مدل ۱۲ طبقه توپر.....	۱۲۵
جدول ۷-۶- مولفه‌های لرزه‌ای برای مدل ۱۲ طبقه توخالی.....	۱۲۵
جدول ۷-۷- میانگین ضریب شکل‌پذیری برای دیوار برشی توپر و توخالی.....	۱۳۳
جدول ۷-۸- میانگین ضریب مقاومت افزون برای دیوار برشی توپر و توخالی.....	۱۳۷
جدول ۷-۹- میانگین ضریب رفتار برای دیوار برشی توپر و توخالی.....	۱۴۲

فصل اول

کلیات و آشنایی با سیستم های قاب خمشی و دیوار

۱-۱- مقدمه

رشد جمعیت و کمبود فضای شهری از جمله عواملی هستند که ساخت سازه‌های بلند مرتبه را توجیه می‌کنند. به نسبت ارتفاع ساختمان میزان بار جانبی وارد شده به آن هم افزایش می‌یابد. دیوار برشی بتنی یکی از سیستم‌های سازه‌ای مناسب برای تحمل بارهای جانبی می‌باشد. با این‌که سازه‌های دیوار برشی در گذشته، از فولاد کمتر از مقدار توصیه شده توسط آئین‌نامه‌های فعلی آمریکا برخوردار بوده‌اند، اما در برابر زلزله‌های پیشامده به خوبی مقاومت کرده‌اند. البته این دلیل بر عدم مقاومت سازه‌های قابی طرح شده به روش‌های جدید، در برابر زلزله نمی‌باشد، بلکه هدف نمایش قابلیت بالای دیوارهای برشی حتی در صورت آرماتورگذاری با شیوه‌های قدیمی و غیر علمی است. از معایب دیوار برشی بتنی می‌توان به امکان شکست برشی در صورت عدم طراحی مناسب، درجات نامعینی کم و شکل‌پذیری کم در صورت عدم طراحی ویژه اشاره کرد [۱].

با تغییر در هندسه دیوار برشی و مجوف کردن آن با همان حجم بتن می‌توان به دیوار برشی دست یافت که تا حدودی بعضی از این ضعف‌ها را بر طرف کند علاوه بر آن که مقاومت پیچشی و عایق بودن آن در مقابل صدا و حرارت هم افزایش یافته می‌یابد [۲]. در این پایان‌نامه با استفاده از نرم‌افزار ETABS مدل‌های ۴ طبقه، ۸ طبقه و ۱۲ طبقه را براساس آئین‌نامه‌های موجود طراحی می‌کنیم و به عنوان مدل اولیه برای تحلیل غیرخطی در نرم‌افزار قدرتمند PERFORM-3D که امکان

تحلیل غیرخطی دیوار برشی و قاب خمشی را می‌دهد، در نظر می‌گیریم. مدل‌های سه‌بعدی ساخته شده را سپس با تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover) پوش می‌دهیم و مؤلفه‌های لرزه‌ای مدل‌های توپر با الگوهای بارگذاری جانبی و ثقلی مختلف را با مدل‌های دیوار برشی توخالی شده با همان حجم بتن را مقایسه می‌کنیم. سیستم سازه‌ای مدل‌ها، سیستم قاب خمشی با دیوار برشی است که در آن دیوارهای برشی بارهای ثقلی را هم تحمل می‌کنند. سیستم باربری کف هم از نوع دال دو طرفه است. از امتیازات این پایان‌نامه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- استفاده از نرم افزار قدرتمند PERFORM-3D برای طراحی براساس عملکرد
- مدل‌سازی دیوار برشی به همراه تیر و ستون
- استفاده از چهار الگوی بارگذاری به جای دو الگوی بارگذاری
- تحلیل پوش آور مودال با سه مود اول برای در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر سازه
- بررسی لرزه‌ای کامل دیوار برشی توخالی برای اولین بار
- تعیین ضریب رفتار قاب خمشی متوسط با دیوار برشی و مقایسه آن با دیوار برشی تو خالی

۲-۱- ضرورت انجام این پایان‌نامه

در تهیه مقررات لرزه‌ای ساختمان‌ها مهمترین و بحث برانگیزترین بخش، در اختیار داشتن ضرایب رفتار است. این ضرایب با وجود وظیفه یکسان در آیین‌نامه‌ها و مقررات ساختمانی مختلف، با نام‌ها و مقادیر عددی متفاوتی شناخته می‌شوند. ضرایب رفتار موجود در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده و دارای کاستی‌هایی است که برخی از آنها به شرح زیر است [۳]:

- برای سیستم‌های سازه‌ای، از یک نوع با ارتفاع‌ها و زمان‌های تناوب ارتعاش متفاوت، از ضرایب رفتار متفاوتی استفاده شده است.

- در ضریب رفتار (R)، تاثیر شکل‌پذیری، مقاومت افزون به صراحت نیامده است.
- اثر لرزه‌خیزی در R لحاظ نشده است.
- اثر شرایط خاک در R لحاظ نشده است.

با وجود این که ضریب رفتار تعیین شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در بر گیرنده رفتار هیسترتیک، شکل‌پذیری، مقاومت افزون، میرایی و ظرفیت استهلاک انرژی است، مقادیر این ضرایب در آیین‌نامه‌های زلزله، اصولاً براساس مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف، در زلزله‌های قوی گذشته، بر مبنای قضاوت مهندسی است. بر این اساس، پژوهشگران زیادی نگرانی خود را از بابت فقدان وجود ضرایب رفتار معقول و مبتنی بر مطالعات تحقیقاتی و پشتوانه محاسباتی در آیین‌نامه‌های زلزله، بیان داشتند و بر اصلاح این ضرایب براساس مطالعات علمی، تاکید کردند [۳].

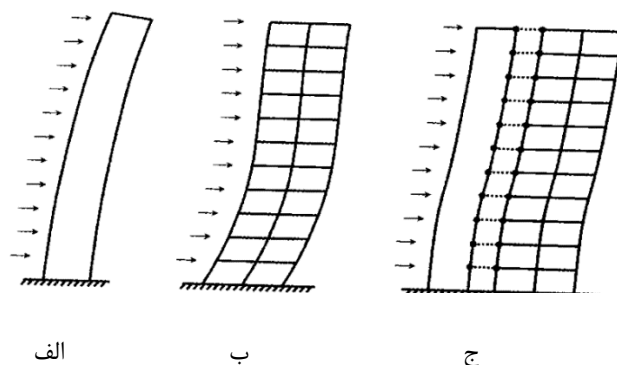
هدف از این پایان‌نامه، پیدا کردن مولفه‌های لرزه‌ای سازه‌های دارای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی متوسط با دیوار برشی بتنی است، که با ثابت ماندن محل دیوار برشی در پلان، ارتفاع سازه تغییر می‌کند. در کنار این، برای این که دیوارهای برشی سختی فوق‌العاده زیادی دارند و در صورت رعایت نکردن ضوابط شکل‌پذیری باعث رفتار تردی در سازه می‌شوند، مقداری از بتن میانی دیوار را برمی‌داریم و به همان مقدار به ابتدا و انتها دیوار اضافه می‌کنیم و با همان مقدار آرماتورگذاری، مولفه‌های لرزه‌ای را برای این سازه جدید محاسبه می‌کنیم.

۱-۳- عملکرد سیستم قاب خمشی و دیوار برشی

دیوار برشی به صورت یک تیر کنسول عمل می‌کند و با ایجاد تغییر شکل‌های برشی خمشی تحمل برش می‌کند. سازه با دیوار برشی برای ساختمان‌های بین ۳۰ تا ۴۰ طبقه، اقتصادی به نظر می‌رسد. در ساختمان‌های بلندتر تنش‌های ناشی از بار باد و زلزله باعث می‌شود که ضخامت دیوار بسیار زیاد شود و این کارایی و اقتصادی بودن سیستم را کاهش می‌دهد. علاوه بر دیوار برشی از

سیستم‌های «قاب خمشی» و سیستم دوگانه «قاب خمشی و دیوار برشی» نیز برای مقابله با نیروهای جانبی مؤثر بر یک سازه بتن مسلح استفاده می‌شود [۴]. استفاده از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در برابر نیروهای جانبی، به خصوص اگر در اثر زلزله باشد نیاز به رعایت جزئیات خاصی دارد تا شکل‌پذیری کافی، قاب را تأمین کند. در صورت ترکیب قاب خمشی با دیوار برشی مؤثرترین عنصر مقاوم در برابر نیروهای زلزله بدست می‌آید. در این حالت، می‌توان از کارایی قاب برای جذب بارهای قائم و از کارایی دیوار برشی برای جذب نیروی جانبی زلزله با انتقال جانبی ناچیز استفاده کرد [۲].

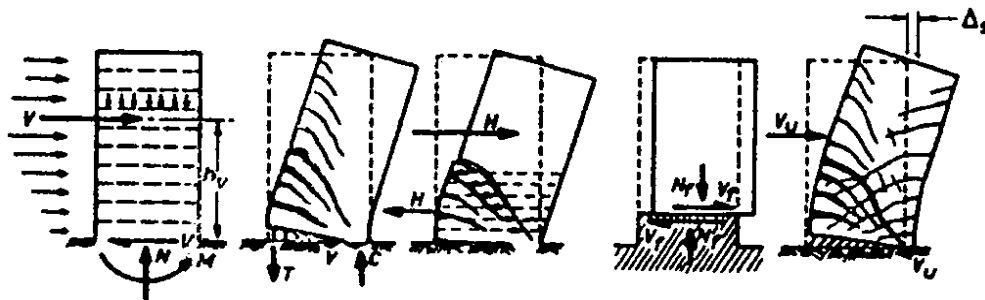
استاندارد ۲۸۰۰ ایران، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و دیوار برشی را تا حداکثر ۲۰۰ متر و سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیوار برشی را تا حداکثر ۷۰ متر برای مناطق با خطر نسبی زیاد زلزله محدود می‌کند. هنگامی که قاب و دیوار برشی با هم در تحمل نیروهای جانبی نقش دارند دیوار در بالا تغییرمکان بیشتری نسبت به قاب دارد و برای همین قاب در بالا، مانع از آن است که دیوار تغییرمکان زیادی بدهد و عکس این رفتار در پایین سازه رخ می‌دهد یعنی دیوار با اعمال نیرو به قاب مانع از تغییرشکل زیاد آن می‌شود. این امر باعث می‌شود که در طبقات پایین اکثر نیروی برشی توسط دیوار برشی و در طبقات بالا اکثر نیروی برشی توسط قاب تحمل می‌شود. به‌طور کلی، قاب در مود برشی تغییرشکل می‌دهد و دیوار برشی بر خلاف اسمش در مود خمشی تغییرشکل می‌دهد [۲].



شکل ۱-۱- اندرکنش قاب-دیوار برشی: الف- دیوار در مود خمشی؛ ب- قاب در مود برشی؛ ج- تقابل قاب و دیوار [۲]

۴-۱- مدهای خرابی دیوار برشی

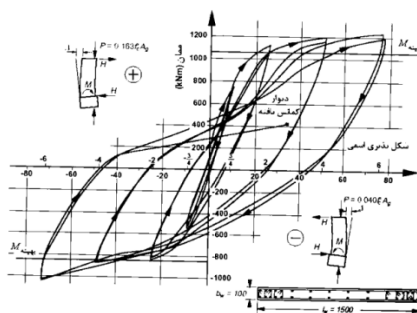
حالات خرابی دیوارهای برشی عبارت است از خرابی در خمش، خرابی در برش، خرابی در لغزش و ضعف در شالوده. در طراحی دیوارهای برشی شکل‌پذیر باید به این نکته توجه کرد، که تسلیم خمشی در ناحیه مفصل پلاستیک، مقاومت و تغییر شکل ارتجاعی و استهلاک انرژی را در سازه کنترل کند و نباید اجازه داده شود که مکانیزم‌های خرابی ترد یا با شکل‌پذیری محدود در دیوار تشکیل شود [۱].



شکل ۱-۲- مدهای خرابی در دیوار کنسول [۱]

۴-۱-۱- خرابی در خمش

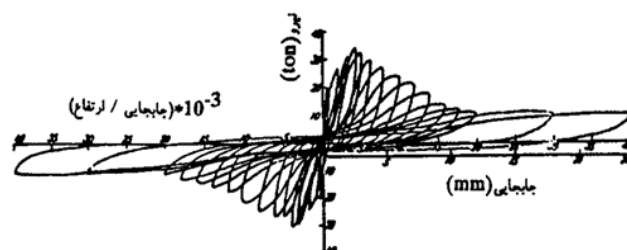
در این حالت عکس‌العمل دینامیکی در برابر زلزله بیشتر با عامل لنگر خمشی است و نیروهای جانبی در امتداد پهنای بلند (بعد بزرگ پلان) عمل می‌کنند و مفصل پلاستیک در مقطع پای دیوار تشکیل می‌شود. نکته قابل توجه این‌که، مقطع بحرانی مفصل پلاستیک محل برش حداکثر هم است. ارتفاعی از دیوار که در آن جاری شدن اتفاق می‌افتد (مقطع مفصل پلاستیک)، در حدود یک تا یک و نیم برابر پهنای دیوار است، که باید به عنوان مقطع بحرانی به خوبی فولادگذاری شود، مخصوصاً فولادگذاری برشی کافی در آن موجود باشد [۱].



شکل ۳-۱- منحنی هسترسیس برای یک دیوار برشی کنسول با گسیختگی خمشی [۱]

۱-۴-۲- خرابی در برش

دیواری که برای لنگر خمشی طراحی شده در حالت بحرانی شدیداً به مقدار برش موجود در مقطع پلاستیک بستگی دارد. بارهای جانبی تعیین شده توسط آیین نامه‌های محاسباتی که به صورت استاتیکی داده می‌شوند، برآورد خرابی ناشی از نیروی برشی نبوده و تضمین کافی برای جلوگیری از خرابی برشی در زلزله‌های شدید نمی‌باشد. چون اصل بر این است که خرابی برشی زودتر از خرابی خمشی به وجود نیاید. در حالت بحرانی حداکثر ظرفیت خمشی در مقطع پای دیوار به کار گرفته می‌شود و در همین مقطع نیروی برشی نظیر هم اثر می‌کند. نیروی برشی نظیر تابعی از ارتفاع نقطه اثر منته‌نیروهای اینرسی جانبی می‌باشد. آیین نامه‌های محاسباتی برای این نیروها شکل توزیع مثلی را در ارتفاع ساختمان توصیه می‌کنند، که در واقع عبارت است از فرض تغییرات خطی برای شتاب طبقات بر حسب ارتفاع آن‌ها تا پای ساختمان [۱].



شکل ۴-۱- منحنی هسترسیس برای یک دیوار برشی با گسیختگی برشی [۱]

۱-۴-۳- خرابی در لغزش

در دیوارهای برشی طره‌ای شکل، این نوع خرابی ممکن است در دو محل رخ دهد. یکی در محاذات درزهای افقی که خود تابع عوامل اجرایی عملیاتی است، که در آماده ساختن فصل مشترک درز در بتن ریزی به عمل آمده است و دیگری در منطقه مفصل پلاستیک است، که معمولاً بلافاصله در بالای شالوده قرار می‌گیرد (در ارتفاعی معمولاً نصف طول دیوار برشی). احتمال لغزش برشی غالباً وقتی مطرح است که بارهای محوری فشاری حاصل از ثقل روی دیوار سبک باشد. برای جلوگیری از لغزش در محاذات درزهای ساخت باید از فولاد دوجت هم استفاده کرد [۱].

۱-۴-۴- ضعف در شالوده

باید دقت کرد که لنگر واژگونی منتقل شده از دیوار برشی به شالوده باعث اشکالاتی در شالوده نشود. چنین حالتی خود اشکالات دیگری را در ادامه ایجاد خواهد کرد و باید با تجدید نظر در طرح اولیه، ابعاد سازه و پراکندگی دیوارهای برشی آن را رفع کرد. یکی از راه‌های بالارانش که معمولاً به عنوان آخرین راه در نظر گرفته می‌شود، استفاده از چاه کششی (شمع) زیر فنداسیون است [۱].

فصل دوم

تاریخچه انجام شده بر روی ساختمان های
دارای دیوار برشی توخالی

۲-۱- تاریخچه انجام شده بر روی ساختمان‌های دارای دیوار برشی توخالی

یکی از مشکلات دیوارهای برشی بتنی عدم شکل‌پذیری مناسب است. اگر بتوان با همان حجم بتن دیوار توپر، یک دیوار برشی تو خالی ساخت، که دارای ممان اینرسی بیشتری باشد، لنگر خمشی بیشتری را در هر دو جهت تحمل می‌کند، که منجر به تحمل درصد بیشتری از بارهای جانبی عمود وارد بر دیوار می‌شود. اگر شکل‌پذیری این دیوارها بیشتر شود، خود منجر به افزایش ضریب رفتار سازه خواهد شد. همچنین، توخالی بودن آن یک مقطع قوطی پدید می‌آورد که در مقابل پیچش، مقاومت خیلی بیشتری خواهد داشت [۲].

به علت جدید بودن این شیوه تاکنون تحقیقات چندانی بر روی آن انجام نگرفته است، و امکان کار زیادی بر روی آن وجود دارد. تنها تحقیق صورت گرفته در این مورد، توسط نرم‌اشیری، قلعه‌نوی و اژدری مقدم در سال ۱۳۸۸ و در دانشگاه کرمان صورت گرفته است. دیوار برشی توپر مورد مطالعه، به طول و عرض ۴۰۰ سانتی‌متر و به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر بوده است، برای مدل توخالی، دو دیوار ۱۰ سانتی‌متری به فاصله ۱۰ سانتی‌متری از هم قرار گرفته‌اند. در اطراف دیوار برشی، تیر و ستون بتنی وجود داشته است [۲].

آن‌ها، علاوه بر دیوار برشی توخالی، دیوار برشی توخالی با سخت‌کننده‌های عرضی و طولی را هم درست کردند، تا تاثیر سخت‌کننده‌ها را بر مولفه‌های لرزه‌ای محاسبه کنند. جهت ساخت مدل

رایانه‌ای، از المان‌های صلب سه‌بعدی در نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. سپس ارتعاش آزاد و تحلیل طیفی تعدادی از مدل‌های توپر و توخالی مورد مطالعه قرار گرفته و زمان تناوب و تغییر شکل‌های دیوار بر روی آن‌ها با هم مقایسه شده است [۲].

فصل سوم

معرفی و روش‌های تعیین ضریب رفتار در سازه‌ها

۳-۱- مقدمه

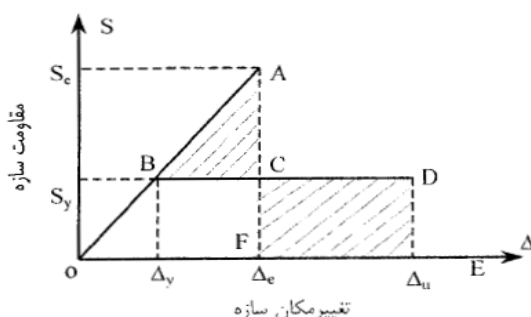
هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر این مبناست که رفتار ساختمان در برابر نیروهای ناشی از زلزله‌های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی مانده، و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله‌های شدید، ضمن حفظ پایداری خود خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه‌ای که در آیین‌نامه‌های طراحی در برابر زلزله مورد نظر است، عموماً کمتر و در خیلی موارد، خیلی کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، در یک زلزله شدید است [۳].

بنابراین، رفتار سازه‌ها هنگام رخدادن زلزله‌های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شود و برای آن‌ها نیاز به یک تحلیل غیرخطی است، ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش و عدم گستردگی برنامه‌های غیرخطی و از سوی دیگر به دلیل سهولت روش خطی، روش‌های تحلیل و طراحی متداول، براساس تحلیل خطی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می‌گیرد. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی مورد نیاز عموماً با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت انجام می‌گیرد. بدین منظور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با شیوه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای برای طراحی ارتجاعی، ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است، به دست می‌آورند و برای ملحوظ کردن اثر غیرارتجاعی و اتلاف

انرژی بر اثر رفتار هیسترتیک، میرایی و مقاوت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند [۳].

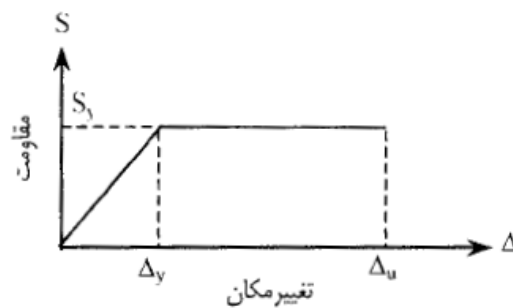
در تفسیر مقررات NEHRP مربوط به سال‌های ۱۹۹۷ و ۲۰۰۰ (FEMA 303, FEMA 369)، بر تجربی بودن ضرایب کاهش نیرو تأکید شده است [۳]. در اغلب آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، مطلبی ناظر بر محاسبه این ضرایب و مقادیر ارائه شده در آن‌ها نیز بر مبنای قضاوت مهندسی، تجربه و مشاهده عملکرد ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته و چشم‌پوشی از تراز مقاومت افزون آن‌ها استوار است [۵]. از این رو، و با توجه به مطالب فوق، ارزیابی ضرایب رفتار و بررسی ارتباط بین پارامترهای مؤثر در آن برای سازه‌هایی که مطابق آیین‌نامه‌ها طراحی می‌شوند، اهمیت ویژه‌ای دارد. گرایش آیین‌نامه‌ها در سال‌های اخیر، بر شفاف سازی میزان تأثیر عوامل یاد شده در ضریب رفتار دارد [۳].

اگر اثر عوامل یا پدیده‌های رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها به صورت کمی شناسایی و در روش تحلیل به کار برده شود، دقت روش تحلیل و تطبیق آن با آنچه که هنگام زلزله رخ می‌دهد، بیشتر خواهد بود. یکی از این عوامل، رفتار ساختمان است. به جزء در موارد استثنایی که رفتار کاملاً ارتجاعی سازه‌ای هدف طراحی است، در سایر موارد چنین رفتاری موجب می‌شود که طرح ساختمان غیراقتصادی شده و ابعاد و اندازه‌های اعضای سازه‌ای بیش از اندازه بزرگ شود. به این خاطر رفتار چنین ساختمانی را با شکل زیر تشریح می‌کنیم [۴].



شکل ۳-۱- رفتار لرزه‌ای ساختمان در دو قلمرو ارتجاعی و غیرارتجاعی [۴]

طبق شکل (۱-۳) و منحنی خطی OA مقاومت ساختمان در قلمرو ارتجاعی S_e و تغییر مکان نظیر آن Δ_e می‌باشد. طراح باید سازه را طوری طراحی کند تا مقاومت آن هنگام رخداد زلزله کمتر از مقاومت مورد نیاز باشد، اما در عوض با پذیرش تغییر شکل و تغییر مکان‌های نسبی، با ورود رفتار خود به قلمرو غیرارتجاعی قادر باشد، بخش قبل توجهی از انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک نماید، اگر سازه چنین رفتار شکل‌پذیری داشته باشد، سازه رفتار نرمی دارد. این شکل‌پذیری یک رفتار کیفی است، با ضریبی به نام ضریب شکل‌پذیری تفسیر می‌کنند، که در شکل زیر نشان داده شده است [۴].



شکل ۳-۲- رفتار نرم یا شکل‌پذیر ساختمان [۴]

با توجه به شکل (۲-۳)، نسبت حداکثر تغییر مکان ساختمان Δ_u در تراز مقاومت S_y به تغییر مکان نظیر آن یعنی Δ_y را ضریب شکل‌پذیری می‌گویند.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۱-۳)$$

نسبت مقاومت S_e به S_y را ضریب کاهش مقاومت یا ضریب رفتار می‌گویند.

$$R_s = \frac{S_e}{S_y} \quad (۲-۳)$$

تردیدی نیست که باید بین دو کمیت ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری رابطه‌ای که ناشی از عملکرد ساختمان است برقرار باشد. اما بحث فوق برای ساختمانی صادق است که اولاً به صورت یک سیستم یک درجه آزاد باشد و ثانیاً خواص دینامیکی آن در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی تحت

زلزله خاص بدست آمده باشد. به عبارت دیگر رابطه بین R و μ ، برای یک ساختمان معین، تحت زلزله‌های مختلف، متفاوت خواهد بود، زیرا خواص دینامیکی در این پدیده مهم رفتاری، دخالت خواهند داشت. پس می‌توان گفت که زمان تناوب در یک ساختمان بتن مسلح، تابعی از زمان تناوب طبیعی، میرایی ساختمان، درجات نامعینی، شکل‌پذیری و خواص مهندسی مصالح به‌کار رفته در ساختمان می‌باشد. پس هر قدر نقش این خواص دینامیکی به صورت کمی در مقدار ضریب رفتار (R) مشخص و معین باشد، به همان میزان ضریب زلزله (C) و نیروی برش پایه از دقت بیشتری برخوردار خواهد بود و اطمینان از روش استاتیکی معادل بیشتر می‌شود [۴].

۳-۲- اجزای ضریب رفتار

نتیجه پژوهش‌های زیادی که در اوایل دهه ۱۹۸۰ انجام شد، منجر به تجزیه R به عوامل تشکیل دهنده آن گردید. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به کارهای فریمن و یوانگ^۱ در ATC-19 [۶] و ATC-34 [۷] اشاره کرد. پژوهشگران در ATC-19 فرمول‌بندی جدید زیر را برای R پیشنهاد کردند [۶]:

$$R = (R_S R_\mu) R_R \quad (۳-۳)$$

در این رابطه، R_S ضریب مقاومت افزون وابسته به زمان تناوب، R_μ ضریب شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب و R_R ضریب درجه نامعینی است، که به عنوان بخشی از پروژه ATC-34 توسعه یافته، به منظور کمی کردن قابلیت اعتماد سیستم‌های قاب لرزه‌ای که از ردیف‌های متعدد قاب لرزه‌ای قائم در هر یک از جهت‌های اصلی ساختمان بهره می‌گیرند، پیشنهاد شده است [۸].

۱. Uang

۳-۲-۱- شکل‌پذیری

۳-۲-۱-۱- ضریب شکل‌پذیری کلی سازه

بهتر است مقدار ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s) را که نمایانگر ظرفیت استهلاک انرژی اجزاء یا کل سازه است، از روش‌های آزمایشگاهی تعیین نمود. رفتار کلی سازه که در شکل (۳-۲) نشان داده شده است، تنها مربوط به سیستم‌هایی است که می‌توانند انرژی را با یک رفتار پایدار مستهلک کنند، مانند قاب‌های مقاوم خمشی شکل‌پذیر ویژه و قاب‌های دارای مهاربندی خارج از مرکز. برای سیستم‌های دیگر، که کاهش شدید سختی و مقاومت دارند، تعریف تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان حداکثر در رابطه (۳-۱) می‌تواند، نادرست باشد. تعیین ضریب μ_s به خصوص برای سازه‌های بلندتر از یک طبقه کار پیچیده‌ای است. برای محاسبه این ضریب غالباً تغییر مکان نسبی طبقه بام به عنوان معیار تغییر مکان استفاده می‌شود [۳].

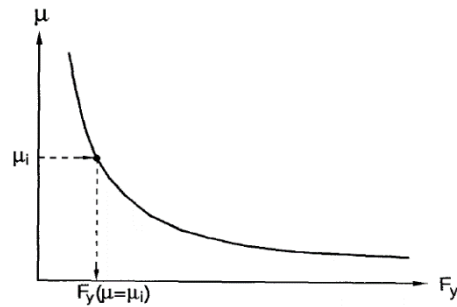
۳-۲-۱-۲- ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از نیروی زلزله را با رفتار هیسترتیک مستهلک می‌کنند، که این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. شکل‌پذیری کلی سازه باید به گونه‌ای باشد، که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور، هنگام طراحی لازم است حداقل مقاومت سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل، محدود می‌کند، مشخص شود [۹]. ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری (R_μ)، با نسبت مقاومت ارتجاعی مورد نیاز به مقاومت غیرارتجاعی مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (۳-۴)$$

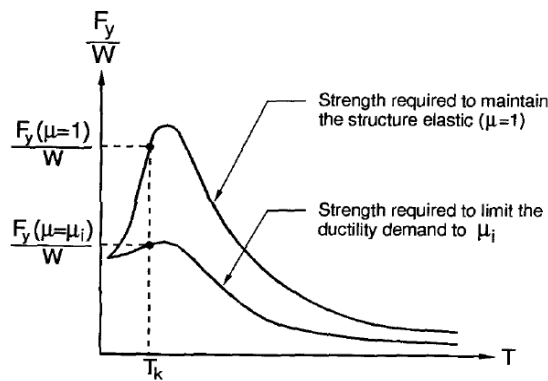
که در این رابطه $F_y(\mu = 1)$ مقاومت جانبی مورد نیاز، برای جلوگیری از تسلیم سیستم بر اثر یک زلزله مشخص و $F_y(\mu = \mu_i)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری

سازه (هدف یا μ_i) وقتی که سیستم در معرض همان زلزله قرار گیرد، می‌باشد. به‌طور کلی، در ساختمان‌هایی که در هنگام زلزله رفتار غیرارتجاعی دارند، تغییر شکل‌های غیرارتجاعی با کاهش مقاومت جانبی تسلیم سازه (یا با افزایش ضریب R_{μ})، افزایش می‌یابند [۹].



شکل ۳-۳- تغییرات نیاز شکل‌پذیری تغییرمکانی با تغییر در مقاومت جانبی سیستم [۹]

برای یک زلزله مشخص و یک ضریب μ_i معین، مشکل اساسی محاسبه حداقل ظرفیت مقاومت جانبی $F_y(\mu = \mu_i)$ است که باید در سازه به منظور جلوگیری از به وجود آمدن نیازهای شکل‌پذیری بزرگتر از μ_i ، تأمین گردد. در نتیجه محاسبه $F_y(\mu = \mu_i)$ برای هر زمان تناوب و هر شکل‌پذیری هدف، شامل عملیاتی تکراری است. بدین صورت که، مقاومت جانبی تسلیم (F_y) برای سیستم در نظر گرفته و سیستم تحلیل می‌شود، این کار، تا زمانی که ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده (μ) با یک تفرانس مشخص، برابر ضریب شکل‌پذیری کلی هدف (μ_i) گردد و آن‌گاه مقاومت جانبی متناظر با این ضریب شکل‌پذیری، $F_y(\mu = \mu_i)$ نامیده می‌شود. برای تعیین ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، مقاومت جانبی ارتجاعی ($F_y(\mu = 1)$) و غیرارتجاعی ($F_y(\mu = \mu_i)$) که برای یک سیستم با زمان تناوب مشخص بدست آمده، این مقادیر به سیستم، نرمال می‌شوند. این نیروها برای زمان‌های تناوب مختلف سازه بدست می‌آید و با توجه به آن، طیف خطی و غیرخطی با ضریب شکل‌پذیری (μ_i) محاسبه می‌شود. از تقسیم طیف خطی به طیف غیرخطی، مقدار ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری برای آن زلزله بخصوص و ضریب شکل‌پذیری هدف، بدست می‌آید [۹].



شکل ۳-۴- طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل‌پذیری ثابت [۹]

یافتن رابطه بین μ_s و R_μ برای سیستم‌های یک درجه آزاد موضوع پژوهش‌های فراوانی در سال‌های اخیر بوده است. روابطی که از همه معروف‌ترند و در اکثر پژوهش‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند عبارتند از: نیومارک - هال^۱، کراوینکلر - نصر^۲ و میراندا - برترو^۳ [۳].

• نیومارک و هال

نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲، رابطه‌ای را پیشنهاد دادند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) را برای سیستم‌های ارتجاعی - خمیری یک درجه آزاد، به صورت زیر برآورد کرد [۱۰].

برای زمان تناوب کمتر از ۰/۳ ثانیه (فرکانس‌های بالای ۳۳ هرتز)

$$R_\mu = 1 \quad (۳-۵)$$

برای زمان تناوب بین ۰/۱۲ ثانیه و ۰/۵ ثانیه (فرکانس‌های بین ۲ و ۸ هرتز)

۱. Newmark & Hall

۲. Krawinkler & Nassar

۳. Miranda & Bertero

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (6-3)$$

برای زمان تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه (فرکانس‌های کوچکتر از ۱ هرتز)

$$R_{\mu} = \mu \quad (7-3)$$

برآورد R_{μ} در زمان تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با درونیابی خطی

بین مقادیر حدی که در رابطه‌های فوق آمده است، انجام می‌شود.

• کراوینکلر و نصر

کراوینکلر و نصر در سال ۱۹۹۲، رابطه‌ای را برای سیستم‌های یک درجه آزاد بر روی زمین‌های صخره‌ای یا خاک سخت توسعه دادند. آن‌ها نتایج مطالعات آماری را بر پایه ۱۵ نگاهت حرکت زمین در غرب آمریکا، برای زلزله‌هایی در محدوده بزرگی ۵/۷ تا ۷/۷، مورد استفاده قرار دادند. رابطه آن‌ها با فرض میرایی ۵٪ میرایی بحرانی به صورت رابطه (۸-۳) است [۱۱]:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (8-3)$$

که مقدار c از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (9-3)$$

در این رابطه α سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود. a و b مولفه‌های برازش (رگرسیون) هستند برای مقادیر مختلف از α جدول زیر بدست می‌آیند.

جدول ۳-۲- ضرایب پیشنهادی کراوینکلر و نصر برای محاسبه [۱۱]

b	a	α
۰/۴۲	۱/۰۰	۰/۰۰
۰/۳۷	۱/۰۰	۰/۰۲
۰/۲۹	۰/۸۰	۰/۱۰

به‌طور کلی، ضریب رفتار با افزایش نسبت شکل‌پذیری هدف افزایش می‌یابد و با افزایش سختی کرنش کاهش می‌یابد. برای ساختمان‌هایی که زمان تناوب اصلی آن‌ها از ۰/۷۵ ثانیه تجاوز می‌کند، در صورتی که نسبت‌های شکل‌پذیری هدف ثابت نگه‌داشته شوند، آثار موده‌های بالا، افزایشی در مقاومت جانبی طراحی را ایجاد می‌کند [۱۱].

• میراندا و برترو

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴، با مرور رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر، از جمله نیومارک و هال (۱۹۸۲)، ریدل و نیومارک (۱۹۷۹) و کراوینکلر و نصر (۱۹۹۲)، رابطه‌های $R_{\mu} - \mu - T$ را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم با استفاده از ۱۲۴ نگاشت حرکت زمین، توسعه دادند. رابطه‌های ارائه شده توسط این محققان برای ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری به صورت رابطه (۱۰-۳) است [۱۲]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (10-3)$$

که در این رابطه:

برای زمین‌های سنگی

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2\mu} e^{-1.5(\ln(T) - 0.6)^2} \quad (11-3)$$

برای زمین‌های رسوبی

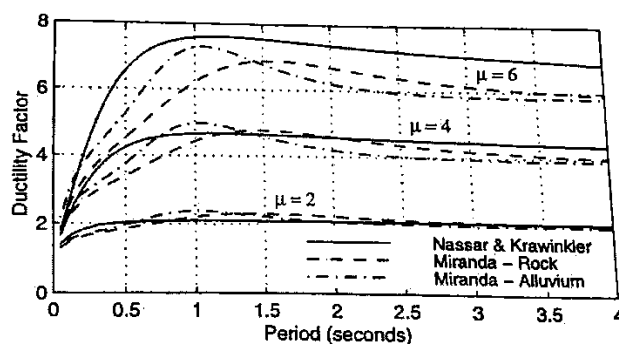
$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5\mu} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (12-3)$$

برای زمین‌های با خاک نرم

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3 \left[\ln \left(\frac{T}{T_g} \right) - 0.25 \right]^2} \quad (13-3)$$

که T_g زمان تناوب غالب زلزله است.

در مقایسه‌ای که بین رابطه‌های ارائه شده توسط میراندا - برترو و کراوینکلر - نصر برای زمین‌های سنگی و رسوبی صورت گرفته است، تفاوت اندکی بین آن‌ها وجود داشت و برای مقاصد مهندسی می‌توان از این اختلاف چشم‌پوشی کرد.



شکل ۳-۵- مقایسه ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری [۶]

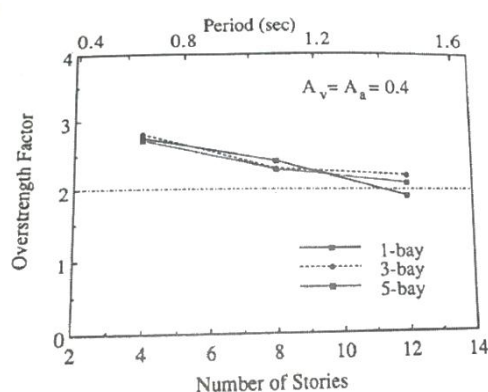
۳-۲-۲- مقاومت افزون

هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم برسد و اصطلاحاً در آن مفصل خمیری به وجود آمده باشد، مقاومت سازه از دید طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد، ولی در حالت طراحی انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیرارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. با تشکیل مفاصل خمیری، به تدریج سختی سازه با کاهش درجه نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد، ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی که نیروی خارجی باز هم افزایش یابد، روند تشکیل مفاصل خمیری هم ادامه می‌یابد تا آنجا که سازه از استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نخواهد داشت. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل خمیری تا مرحله ناپایداری (مکانیزم) از خود بروز می‌دهد مقاومت افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت

افزون آن‌ها کاهش می‌دهند. برای این منظور، مقدار ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود تا مقاومت مورد نیاز کاهش یافته، محاسبه گردد [۱۳].

سال‌هاست که پژوهشگران اهمیت مقاومت افزون را در جلوگیری از خراب شدن برخی سازه‌ها به هنگام زلزله‌های شدید شناخته‌اند. برای مثال، در زلزله سال ۱۹۸۵ مکزیک، وجود مقاومت افزون عامل بسیار مؤثری در جلوگیری از خرابی ساختمان‌ها بوده است. همچنین در زلزله سال ۱۳۶۹ (ه. ش) رودبار و منجیل بسیاری از ساختمان‌های ۷-۸ طبقه در شهر رشت که دارای اتصالات خرچینی و شکل پذیری ناچیز بودند، بر اثر وجود مقاومت افزون (که عمدتاً به علت وجود عناصر غیر سازه‌ای، پارتیشن‌ها و نما ایجاد شده بود) از فرو ریختن کامل آن‌ها جلوگیری شد [۱۴].

اهمیت ضریب مقاومت افزون به ویژه برای ساختمان‌های با زمان تناوب کوتاه بیشتر است، زیرا در زمان‌های تناوب کوتاه، ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل‌پذیری (R_{μ}) حتی با ضرایب شکل‌پذیری (μ_s) بزرگ، کمتر از ساختمان‌های با زمان تناوب بلند است. برای سازه‌های با زمان تناوب کوتاه، مقدار ضریب مقاومت افزون زیاد بوده و با افزایش زمان تناوب، مقدار این ضریب کاهش می‌یابد. علت این امر آن است که در سازه‌های کوتاه، نیروهای ثقلی بر طراحی حاکم هستند و در سازه‌های بلند نیروهای جانبی زلزله بر طراحی حاکم می‌شوند [۱۵].



شکل ۳-۶- تغییرات ضریب مقاومت افزون برای سیستم‌های با زمان تناوب مختلف [۱۵]

۳-۲-۱- عوامل مؤثر بر مقاومت افزون

مقاومت افزون یک سازه در واقع مقدار مقاومتی است که بر اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره

شده و انهدام آن را به تأخیر می‌اندازد. بعضی از این عوامل به شرح زیر هستند [۱۶]:

۱. بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح از مقاومت اسمی آن‌ها
۲. بزرگتر بودن ابعاد اعضاء و مقادیر میلگرد از مقادیر مورد نیاز در طراحی
۳. استفاده از مدل‌های ریاضی ساده شده و محافظه کارانه در تحلیل‌ها
۴. ترکیب‌های مختلف بار
۵. مقاومت اعضاء غیرسازه‌ای (نظیر دیوارهای میان‌قاب) و اعضاء سازه‌ای (نظیر دال‌ها) که در برآورد ظرفیت مقاومت جانبی به حساب نمی‌آیند
۶. افزایش مقاومت ناشی از محصورشدگی بتن
۷. رعایت حداقل الزامات آیین‌نامه‌های طراحی در مورد محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی، تغییر شکل اعضاء، ابعاد مقاطع، عناصر تسلیح و فاصله خاموت‌ها
۸. استفاده از روش معادل استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها
۹. باز توزیع نیروهای داخلی در محدوده غیرارتجاعی بر اثر نامعینی سازه
۱۰. صرف‌نظر از اثر بعد سوم در تحلیل‌های دو بعدی
۱۱. افزایش مقاومت اعضاء بتنی بر اثر سرعت بارگذاری (اثر نرخ کرنش)
۱۲. نوع سیستم سازه‌ای
۱۳. هندسه سازه و آرایش پلان
۱۴. ارتفاع سازه (زمان تناوب ارتعاش)
۱۵. آیین‌نامه طراحی

۱۶. لرزه‌خیزی منطقه (نسبت بارهای جانبی به بارهای قائم)

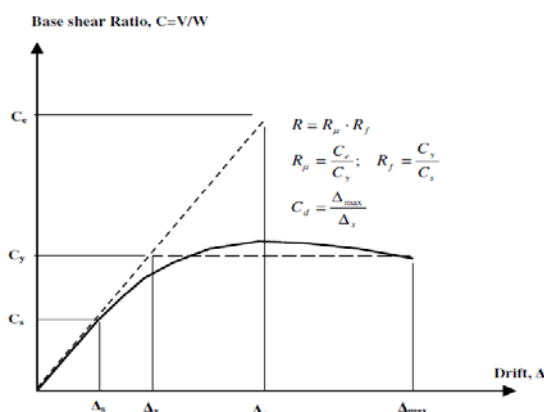
۱۷. ملاحظات معماری

۱۸. سطح فرهنگ و تکنولوژی ساخت

۳-۲-۲-۲- تعیین ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون

به دست آوردن مقادیر مقاومت افزون با در نظر گرفتن سهم تمام عوامل یاد شده، بسیار پیچیده بوده و نمی‌تواند در طراحی سازه‌ای، قابل اعتماد باشد. از این رو لازم است پاره‌ای از عوامل کیفی ثابت در نظر گرفته شود و عوامل کمی نیز دسته‌بندی شده و به عوامل مهمتر توجه گردد، سهم سایر عوامل نیز در ظرفیت سازه لحاظ شود [۱۷]. برای تعیین مقدار ضریب مقاومت افزون می‌توان علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی، از روش‌های تحلیلی نیز استفاده نمود. بدین منظور می‌توان از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی^۱ (مانند روش تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده، یا روش طیف ظرفیت)، استفاده کرد. برای تعیین مقاومت افزون یک سازه، بدین صورت عمل می‌شود که نیروهای ثقلی بر سازه اعمال شده و مقدار نیروهای جانبی سازه با یک الگوی خاص (مثلاً الگوی مثلثی آیین‌نامه) به طور یکنواخت افزایش داده می‌شود و مقدار برش پایه و تغییرمکان بام به طور مدام ثبت می‌گردد. این عمل تا آن‌جا که اولین عضو سازه، جاری شده و در آن مفصل خمیری به وجود آید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضا شده و سازه قادر به تحمل نیروی بیشتری می‌شود. نیروی جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود، تا در اعضا دیگری نیز مفصل خمیری ایجاد شود و در صورتی تحلیل متوقف می‌شود که سازه ناپایدار گردد. در این حالت، از تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط سازه به نیروی حد جاری شدن اولین عضو در سازه (تشکیل اولین مفصل خمیری)، ضریب مقاومت افزون بدست می‌آید [۳].

۱. Pushover



شکل ۳-۷- منحنی پاسخ کلی واقعی و ایده‌آل شده سازه [۳]

۳-۳- روش‌های محاسبه ضرایب رفتار

تاکنون پژوهشگران زیادی با ملیت‌های مختلف برای محاسبه ضرایب رفتار، روش‌های متفاوتی را پیشنهاد داده‌اند. با مقایسه این روش‌ها می‌توان آن‌ها را در دو گروه کلی تقسیم‌بندی کرد. یکی روش پژوهشگران آمریکایی و دیگری پژوهشگران اروپایی. عموماً روش‌های آمریکایی مبانی تئوری ساده‌تری دارند و کاربردی‌تر هستند، در حالی که روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده‌تری بوده و استفاده از آن‌ها در عمل دشوار است [۳].

۳-۳-۱- روش‌های آمریکایی

در این گروه، دو روش شاخص‌تر از بقیه وجود دارد و روش‌های دیگر با کمی تفاوت عمدتاً شبیه به این دو روش هستند. روش اول که به «طیف ظرفیت» شهرت دارد حاصل کار فریمن [۱۸] می‌باشد. روش دوم که به روش «ضریب شکل‌پذیری» مشهور است، دستاورد پژوهش‌های یوانگ است [۱۵].

۳-۳-۱-۱- روش طیف ظرفیت فریمن

فریمن یک روش تحلیلی برای بدست آوردن مقدار R که تحت تأثیر مؤلفه‌های زیادی قرار دارد، به صورت زیر ارائه می‌کند [۱۸]:

$$R = R_i \times R_j \times R_k \times \dots \times R_n \quad (۱۴-۳)$$

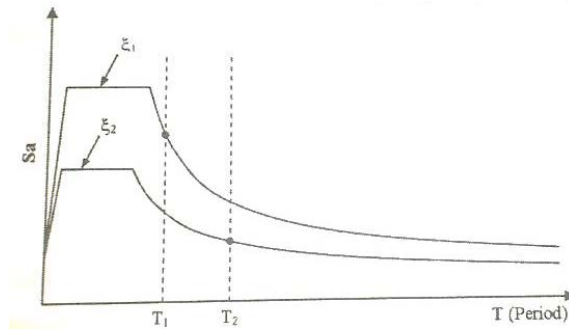
که هر یک از مؤلفه‌ها جانشین عواملی از قبیل آرایش قاب‌ها، سیستم سازه‌ای، ترکیب بارها، درجه نامعینی، میرایی، ویژگی‌های رفتار غیرخطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد ساختمان مکانیزم خرابی و عوامل مؤثر دیگر می‌باشند. به جای آن که تمامی عوامل مؤثر یاد شده در ضریب رفتار وارد گردند، شایسته‌تر است که تنها عواملی که نقش اساسی‌تری دارند دخالت داده شوند. در این روش دو عامل اصلی ظرفیت سازه و نیروهای ناشی از زلزله، در نظر گرفته می‌شوند. سپس عواملی که ظرفیت را افزایش و نیروهای لرزه‌ای را کاهش می‌دهند مشخص می‌شوند. در این روش، ظرفیت افزایش یافته R_c نامیده می‌شود. پاره‌ای از عوامل مؤثر در R_c عبارتند از: ضرایب بار و ضرایب کاهش مقاومت مصالح (مانند برای بتن)، طراحی دست بالای اعضا، سختی کرنشی، نامعینی سازه، شکل‌پذیری سازه و ظرفیت اضافه‌ای که از لحظه جاری شدن اولین تار کششی یا فشاری مقطع تا تشکیل مفصل خمیری کامل در یک عضو قابل دستیابی است [۱۸].

هنگام زلزله‌های متوسط و شدید انتظار نمی‌رود که سازه در حالت ارتجاعی باقی بماند. هر چه سازه از حد ارتجاعی فراتر رود، سختی آن کاهش یافته و میرایی افزایش می‌یابد. کاهش سختی باعث بالا رفتن زمان تناوب و افزایش میرایی باعث استهلاک بیشتر انرژی می‌شود. با بالاتر رفتن زمان تناوب و میرایی، نیروهای لرزه‌ای وارد به سازه (نیازهای لرزه‌ای) کاهش می‌یابند. با توجه به طیف‌های پاسخ در شکل (۳-۸)، مقدار متناظر با T_1 و ζ_1 به متناظر با T_2 و ζ_2 می‌رسد. در این حالت، نسبت نیروهای ارتجاعی به نیروهای غیرارتجاعی (کاهش یافته بر اثر نرم‌تر شدن سازه و افزایش استهلاک انرژی)، به عنوان R_D تعریف می‌شود.

حال با مشخص شدن مقدار R_D و R_C ، ضریب رفتار (R) از رابطه زیر بدست می‌آید [۱۸]:

$$R = R_C \cdot R_D \quad (۱۵-۳)$$

از آن‌جا که R_D و R_C برای هر ساختمان مقادیر منحصر به فردی دارند، ضریب رفتار هر ساختمان نیز مقداری منحصر به فرد است.



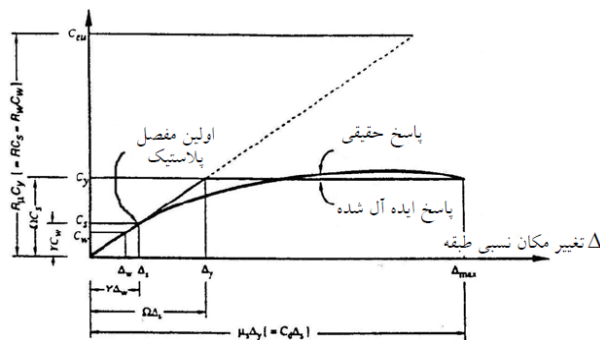
شکل ۳-۸- طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی [۱۸]

۳-۱-۲-۳- روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ

با در نظر گرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که برحسب ضریب برش پایه (C_{eu}) تعریف شده عبارت است از [۱۵]:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (3-16)$$

در رابطه، W وزن مؤثر سازه و V_e حداکثر برش پایه است، اگر سازه کلاً در محدوده ارتجاعی باقی بماند.



شکل ۳-۹- رفتار کلی یک سازه متعارف [۱۵]

معمولاً طراحی یک سازه تا حدود قابل قبول منجر به شکل‌پذیری شدن آن می‌شود. و در این حالت، سازه می‌تواند به حداکثر مقاومت خود ($C_y W$) برسد. حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی ایجاد

شده در طبقه برابر با، Δ_{max} است. از آنجا که مقدار $C_y W$ با مقاومت حد خمیری سازه یا مقاومت نهایی به هنگام ایجاد مکانیزم گسیختگی متناظر بود و نیاز به تحلیل غیرخطی دارد، مقدار آن با رابطه مشخصی بیان نشده است [۱۵].

برای مقاصد طراحی، بعضی آیین‌نامه‌ها مقدار C_y را به C_s که نمایانگر تشکیل اولین مفصل خمیری در مجموعه سازه است، تقلیل می‌دهند. این مقدار نیرو، تراز است که در آن پاسخ کلی سازه به مقدار قابل توجهی از قلمرو ارتجاعی خارج می‌شود. این تراز نیرو، به روش برخورد آیین‌نامه‌های با روش طراحی بر مبنای مقاومت، بستگی دارد. در طراحی مقاطع برای این مقدار نیروی وارد، می‌توان از روش‌هایی مانند، روش بار نهایی در بتن (آیین‌نامه بتن ایران، آیین‌نامه ACI-318 و آیین‌نامه CEB)، و روش طراحی با ضرایب بار و مقاومت، در فولاد (AISC-LRFDF)، استفاده نمود. اختلاف بین مقدار نیروی وارد $C_y W$ و $C_s W$ را اصطلاحاً مقاومت افزون می‌نامند [۱۴].

• ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s)

با ایده آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی ارتجاعی-خمیری کامل^۱ ضریب شکل‌پذیری کلی سازه به صورت خارج قسمت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (Δ_{max}) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود [۳]:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۱۷-۳)$$

• ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری (R_μ)

بر اثر شکل‌پذیری ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی خواهد داشت. به همین دلیل نیروی طراحی ارتجاعی (C_{eu}) را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم (C_y) کاهش داد. از این رو، ضریب کاهش بر

۱. Elastic-Perfectly Plastic

اثر شکل‌پذیری عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارد به سازه (C_{eu}) (در صورتی که رفتار ارتجاعی باقی بماند)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام مکانیزم خرابی (C_y) [۳].

$$R_{\mu} = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (۱۸-۳)$$

• ضریب مقاومت افزون (Ω)

مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز تسلیم کلی سازه (C_y) و تراز اولین تسلیم (C_s) وجود دارد، به عنوان مقاومت افزون شناخته می‌شود. یعنی، ضریب مقاومت افزون، عبارت است از خارج‌قسمت نیروی حد تسلیم کلی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (C_y)، به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه (C_s) [۴].

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (۱۹-۳)$$

• ضریب تنش مجاز (Y)

این ضریب، بر اساس نحوه برخورد آیین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (بار مجاز یا بار نهایی) تعیین و مقدار آن از تقسیم نیرو در حد تشکیل اولین مفصل خمیری (C_s)، به نیرو در حد تنش‌های مجاز (C_w)، حاصل می‌شود. [۳].

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (۲۰-۳)$$

این ضریب در حدود $1/4$ تا $1/5$ می‌باشد. این ضریب بر اساس روش تنش مجاز آیین‌نامه

AISC-ASD 1989 به صورت زیر برآورد می‌شود [۱۴]:

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S \left(0.6F_y \frac{4}{3} \right)} = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (۲۱-۳)$$

در رابطه فوق Z و S به ترتیب اساس مقطع خمیری و ارتجاعی بوده و ضریب اضافه تنش مجاز به هنگام اثر نیروهای زلزله است و نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل می‌گویند^۱، برای مقاطع بال پهن در حدود $1/15$ است. ضریب بار $1/4$ برای بارگذاری لرزه‌ای در ACI-318 نیز در واقع مشابه Y در رابطه فوق است [۳].

• فرمول‌بندی ضریب رفتار

با توجه به تعریف‌های ارائه شده و شکل (۳-۱) می‌توان رابطه‌های زیر را بدست آورد [۳] (برای حالت‌هایی مانند آیین‌نامه‌های (NEHRP-2000, IBC-2000, UBC-1997):

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \Omega \quad (22-3)$$

در طراحی با تنش‌های مجاز [۳] (مانند آیین‌نامه‌های UBC-1994, UBC-1988 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران):

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y \quad (23-3)$$

با توجه به شکل (۳-۹):

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{C_y}{C_s} = \Omega \quad (24-3)$$

$$\frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{C_s}{C_w} = Y \quad (25-3)$$

برای ضریب تشدید تغییر مکان جانبی (ضریبی که تغییر مکان واقعی را از تغییر مکان ارتجاعی برآورد می‌کند):

۱. Shape factor

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu_s \Omega \quad (26-3)$$

وقتی که ضریب افزایش تغییر مکان جانبی متناظر با حد مجاز تنش‌ها مدنظر باشد (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) [۳]:

$$C_{dw} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \cdot \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu_s \Omega Y \quad (27-3)$$

از روابط فوق چنین برمی‌آید که:

۱- به طور کلی نادرست است که ضرایب کاهش R یا R_w را ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری (یا ضرایب شکل‌پذیری) نامید، زیرا آثار مقاومت افزون می‌تواند در حد ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری عمل کند [۱۵].

۲- به نظر می‌رسد، ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، با ضریب رفتار R_w در آیین‌نامه UBC-1988 و UBC-1994، مشابه است، نه با ضریب رفتار R بر اساس آیین‌نامه NEHRP-2000، NEHRP-1988 یا q بر اساس آیین‌نامه اروپایی EC8 [۱۴].

۳- برای تعیین مقادیر R_w ، R ، C_d ، C_{dw} و μ_s ، لازم است موارد زیر برای سازه‌ها و سیستم‌ها و شکل‌پذیری‌های متفاوت تعیین شود:

الف) مقدار ضریب مقاومت افزون

ب) مقدار ضریب شکل‌پذیری کلی سازه یا ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

ج) رابطه بین ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری و زمان تناوب سیستم

۳-۳-۲- روش‌های اروپایی

در سال‌های اخیر پژوهشگران اروپایی نیز همگام با محققان آمریکایی به تحقیق در مورد برآورد ضرایب رفتار سازه‌ها پرداخته‌اند. روش‌های اروپایی به دو گروه تقسیم می‌شوند [۳]: روش‌های متکی بر تئوری ضریب شکل‌پذیری و روش‌های انرژی.

۳-۳-۲-۱- روش تئوری شکل‌پذیری

این روش اولین بار توسط کنسنزا^۱ و همکاران در سال ۱۹۸۶ معرفی شده است، در این روش، ضریب رفتار (q) با توجه به شکل زیر بدست می‌آید [۱۹]:

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha_c \left[\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (28-3)$$

در این رابطه، α ضریب ارتجاعی بحرانی برای بارهای قائم و β پارامتر وابسته به زمان تناوب ارتعاش سازه است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (29-3)$$

با توجه به دو رابطه اخیر مقدار q را از رابطه زیر می‌توان بدست آورد:

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta') \alpha_c + \beta'] \quad (30-3)$$

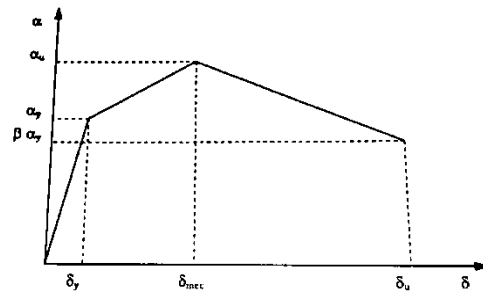
جهت تکمیل روش فوق، در سال ۱۹۹۶، مازولانی^۲ با استفاده از نتایج حاصل از پاسخ سیستم‌های یک درجه آزاد، رابطه زیر را برای β' پیشنهاد کرده است [۲۰]:

۱. Consenza

۲. Mazzolani

$$\beta' = 1 - T \quad , \quad \beta' > 0.5 \text{ sec} \quad (31-3)$$

از این رو برای زمان‌های تناوب بزرگتر از 0.5 ثانیه، q دارای مقداری ثابت و برای $T < 0.5$ یک تابع خطی از زمان تناوب است.



شکل ۳-۱۰- مدل ساده شده برای سیستم یک درجه آزادی [۱۹]

۳-۲-۲-۳- روش انرژی

این روش بر این فرض استوار است که حداکثر انرژی جنبشی ناشی از یک زلزله شدید با حداکثر انرژی که یک سازه قادر است جذب نماید، برابر است. معادله تعادل انرژی در یک سازه به صورت رابطه زیر است [۳]:

$$E_{ku} = W_o + D_u - E_{2u} \quad (32-3)$$

در این رابطه، E_{ku} حداکثر انرژی جنبشی قابل استهلاک سازه، W_o انرژی ذخیره شده در سازه در مرحله تغییر شکل ارتجاعی، D_u انرژی ذخیره شده طی تغییر شکل‌های غیرارتجاعی سازه و E_{2u} کار انجام شده توسط نیروهای قائم، در کل روند تغییر شکل سازه می‌باشد. روش‌های تحلیلی مفصل و پیچیده‌ای برای حل معادله فوق و استخراج ضرایب رفتار از آن وجود دارد.

۳-۴- مقایسه روش‌های محاسبه ضریب رفتار

با توجه به مطالب مطرح در دو روش آمریکایی فریمن و یوانگ، چنین به نظر می‌رسد که تعریف Ω در روش یوانگ، مانند تعریف R_C در روش فریمن است. اختلاف این دو ماهیت ضرایب R_D و R_μ است. فریمن با قبول مقداری تقریب R_D را برای سازه‌های با درجات آزادی مختلف مستقیماً از مقایسه طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی محاسبه می‌کند، در حالی که در روش یوانگ، μ_s محاسبه شده و از رابطه‌هایی که μ_s را به R_μ (برای سازه‌های یک درجه آزاد) مرتبط می‌کند، R_μ سازه‌های با چند درجه آزادی را مقداری تقریب، محاسبه می‌گردد. همچنین با بررسی اجمالی کلیه روش‌های طرح شده برای محاسبه ضریب رفتار می‌توان دریافت که روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ از روش‌های آمریکایی و روش تئوری شکل‌پذیری از روش‌های اروپایی، مشابهت‌های زیادی با هم دارند و هر دو بر اساس نتایج تحقیقات نیومارک برای سیستم‌های یک درجه آزاد، استوارند. روش انرژی هم روشی تئوری بوده و کاربرد عملی آن دشوار و مهجور است [۱۰].

۳-۵- روش محاسبه ضریب رفتار در این پژوهش

در این پژوهش در بخش محاسبه ضریب رفتار با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی فزاینده، از روش یوانگ استفاده شده است.

فصل چهارم

طراحی بر اساس عملکرد

۴-۱- مقدمه

در سال‌های اخیر روش‌های سنتی طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله در بسیاری از کشورها به دلایل مختلف مورد تجدید نظر و ارزیابی مجدد قرار گرفته است. محور اصلی این تجدید نظر، تغییر تمرکز از موضوع مقاومت به موضوع عملکرد است. در ۷۰ سال گذشته که با روش‌های طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله توسط آیین‌نامه بیان شده، مقاومت و عملکرد عموماً به یک معنی به کار برده شده و در ۲۵ سال اخیر با شناخت این موضوع که افزایش مقاومت لزوماً به افزایش ایمنی سازه‌ها و یا کاهش خسارت منجر نمی‌شود، این طرز فکر تغییر کرده است. افزایش اطلاعات هندسی در مورد پدیده زلزله و رفتار سازه‌ها یکی از دلایل تجدید نظر در روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای می‌باشد. ضربه اقتصادی عظیم ناشی از خسارت وارد از زلزله که پس از زمین لرزه‌ای شدید در آمریکا و ژاپن به اثبات رسید نیز یکی از این دلایل می‌باشد. اما مهمترین دلیلی که باعث تغییر روش‌های سنتی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله شد، درک این موضوع بود که روش‌های مبتنی بر آیین‌نامه‌های فعلی، اغلب قادر نیستند به طور کامل و مناسب اصول اولیه زیر را برآورد کنند [۲۱]:

الف) نیاز طراح به توصیف منطقی و قابل استفاده از نحوه عمل و رفتار زلزله

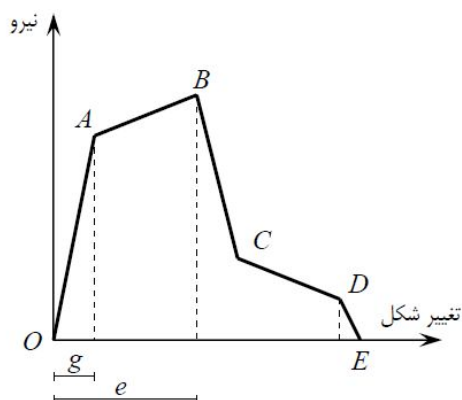
ب) نیاز کارفرما به ارائه ارزیابی صحیح هزینه و سود حاصله از ایمن‌سازی در برابر زلزله

ج) تصمیم‌گیری آگاهانه در مورد نحوه ارتباط نیاز لرزه‌ای و ظرفیت لرزه‌ای ساختمان‌های موجود یا ساختمان‌های نوساز

از نظر مفهومی، طراحی بر اساس عملکرد برای کارفرمایان و مسئولان، امکان انتخاب هدف‌های عملکردی وسیع را فراهم می‌آورد و طراح را وادار می‌سازد که هدف‌های انتخاب شده را طراحی نماید. یعنی روش طراحی بر اساس عملکرد، ابزار بسیار مناسبی برای ارتباط کارفرما و طراح فراهم می‌آورد. از این رو از اواسط دهه نود روش جدیدی به نام طراحی عملکردی برای طراحی لرزه‌ای مطرح شد. در این روش برای سازه امکان تسلیم در زلزله فراهم شده و سازه باید در محدوده تسلیم، تاب تحمل تغییر شکل‌های ایجاد شده را بیاورد [۲۱].

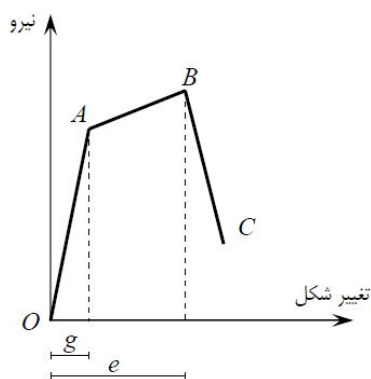
۴-۲- رفتار اجزای سازه

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو - تغییرشکل حاصل به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل یا کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. در رفتار شکل‌پذیر، منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل زیر دارای چهار قسمت است. شاخه OA رفتار ارتجاعی خطی، شاخه AB رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی مجدد، شاخه BC افت شدید مقاومت و شاخه CD دارای رفتار مجدداً خمیری اما نرم‌شونده می‌باشد. برای آن که اعضای اصلی، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب شوند باید نسبت تغییرشکل متناظر با آستانه کاهش مقاومت به تغییرشکل حد خطی ($\frac{\epsilon}{g}$) بزرگتر از ۲ باشد، اما اعضای غیراصلی با هر نسبت ($\frac{\epsilon}{g}$) کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شوند [۲۲].



شکل ۴-۱- منحنی رفتار اعضای شکل پذیر [۱۲]

در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل زیر دارای سه قسمت است. شاخه OA رفتار ارتجاعی خطی، شاخه AB رفتار خمیر کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی مجدد و در شاخه BC که مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می‌رسد. برای آن که اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتار فوق، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند، باید تغییر شکل نظیر آستانه کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی یا به عبارت دیگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد [۲۲].



شکل ۴-۲- منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر [۱۲]

۴-۳- مقاومت مصالح

الف) کرانه پایین مقاومت مصالح: برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر مقاومت می باشد.

ب) مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک فنی: در سطح اطلاعات حداقل، می تواند برابر مقاومت کرانه پایین اختیار شود. مگر در فصل های ۵ یا ۶ آیین نامه بهسازی مقادیر دیگری پیشنهاد شده باشد.

ج) مقاومت مورد انتظار مصالح: برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش تعریف می شود. برای محاسبه این مقاومت می توان از ضرب مقادیر کرانه پایین مقاومت مصالح در ضرایب تبدیل بیان شده در فصل های ۵ یا ۶ آیین نامه بهسازی استفاده نمود [۲۲].

۴-۴- ظرفیت اجزای سازه

الف) ظرفیت مورد انتظار اجزا (Q_{CE}) که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح بدست می آید.

ب) کرانه پایین ظرفیت اجزا (Q_{CL}) که با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می شود [۲۲].

۴-۵- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطوح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شود سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مبنای مطلوب و ویژه به کار می رود مطابق یکی از موارد زیر است [۲۲]:

الف) سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (A-1): ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت رسانی بی وقفه) باشند.

ب) سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (B-1): ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده بی‌وقفه) باشند.

ج) سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3): ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیر سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

د) سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (E-5): ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه فرو ریزش است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه فرو ریزش) باشند و محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای آن وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ نشده).

۴-۶- تحلیل خطر و طیف طراحی

به طور کلی طیف طرح یک زلزله عبارتست از یک منحنی که تابع آن مؤلفه‌های پاسخ (شتاب، سرعت و تغییر مکان) و متغیر آن زمان تناوب طبیعی یک سیستم یک درجه آزاد می‌باشد [۴].

برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین در سطح زمین برای سطوح خطر مختلف با یکی از دو روش «طیف طرح استاندارد» و «طیف طرح ویژه ساختگاه» صورت می‌پذیرد. استفاده از روش اول برای مقاصد بهسازی محدود و مبنا و مطلوب بلامانع است. برای بهسازی ویژه استفاده از روش دوم الزامی است. دستورالعمل عمومی این بخش می‌تواند برای تعیین طیف طرح شتاب در مورد هر یک از سطوح خطر زلزله‌ی زیر استفاده شود [۲۲]:

الف) سطح خطر-۱: این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نام دارد.

ب) سطح خطر-۲: این سطح خطر بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دور ه بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۲ به عنوان «بیشینه زلزله‌ی متحمل» (MPE) نام دارد.

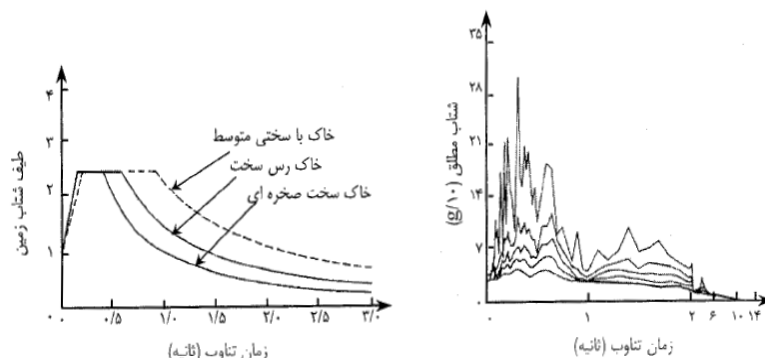
ج) سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در هر ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه، مناسب است.

پس از طیف طرح شتاب در سطح خطر مورد نظر می‌توان شتاب طیفی را از طیف قرائت کرد. شتاب طیفی مقدار حاصل از طیف طرح ارتجاعی استاندارد یا طیف ارتجاعی ویژه ساختگاه در یک زمان تناوب مشخص و برای یک نسبت میرایی خاص، مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه و برای و برای میرایی ۵٪ را با S_1 و مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه (۰/۱ ثانیه) و برای میرایی ۵٪ را با S_s نشان می‌دهند [۲۲].

۴-۶-۱- طیف طرح ارتجاعی استاندارد

طیف طرح ارتجاعی استاندارد ایران از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B)، شتاب مبنای طرح (A) و ضریب اهمیت ساختمان (I) حاصل می‌شود [۴].

برای بدست آوردن شتاب مبنای طرح می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه شتاب زمین برای دوره‌های بازگشت مختلف ارائه شده است، استفاده نمود. میزان شتاب مربوط به زلزله "سطح خطر-۱" با استفاده از نقشه‌ی 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" در صورت نبود نقشه‌های پهنه‌بندی شتاب معتبر بایستی با انجام مطالعات لازم و تحلیل خطر ساختگاه میزان شتاب مبنای طرح برآورد شود. طیف ضریب بازتاب برای زلزله "سطح خطر-۱" مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای میرایی ۵٪ تعیین می‌شود [۲۲].



شکل ۴-۳- طیف پاسخ شتاب (زلزله سان فرناندو ۱۹۷۱) و طیف طرح نمونه برای خاک‌های مختلف [۱۲]

۴-۶-۲- طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه

طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه برای محاسبات مربوط به سطوح خطری که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران وجود ندارد یا مطالعات ویژه ساختگاهی لازم باشد، طبق تحلیل خطر و شرایط ویژه ساختگاه انجام می‌شود [۲۲].

۴-۷- تحلیل استاتیکی غیرخطی

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده یا به عبارتی تحلیل مود فرو ریزش یکی از تکنیک‌های ساده، موثر و پذیرفته شده برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای قبل از تحلیل‌های دینامیکی است. با این تحلیل می‌توان توالی تسلیم اعضاء، ظرفیت شکل‌پذیری بالقوه و کفایت مقاومت جانبی سازه را مشخص کرد. در این نوع تحلیل، سازه تحت یک توزیع بار جانبی مشخص به صورت نموی، افزایشی یا فزاینده، مورد تحلیل غیرخطی قرار می‌گیرد. دستگاه معادلاتی که در این روش حل می‌شود به صورت زیر است [۳]

$$[K_t]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} + C_{corr}\{\Delta F_{err}\} \quad (1-4)$$

که در این رابطه، $[K_t]$ ماتریس سختی مماسی سازه، $\{\Delta u\}$ بردار نموی تغییر مکان‌های جانبی،

$\{\Delta F\}$ بردار نموی بار جانبی، C_{corr} ضریب تصحیح (که معمولاً مساوی یک گرفته می‌شود) و $\{\Delta F_{err}\}$ بردار نیروهای نامتعادل در سازه است.

۴-۷-۱- روش انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی

این بار جانبی تا آنجا ادامه می‌یابد که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا سازه فرو ریزد. آیین‌نامه‌های FEMA و ATC روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را جهت مطالعه رفتار سازه در حوزه رفتار غیرخطی پیشنهاد می‌دهد، این روش در عین سادگی از دقت بالایی برخوردار است. در این تحلیل مرکز جرم بام (نه خرپشته) به عنوان نقطه کنترل انتخاب می‌شود. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است، با این تفاوت که رفتار غیرخطی تمام اعضاء و اجزای سازه در تحلیل وارد می‌شود، هم‌چنین اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر اساس تغییر مکان برآورد می‌شود. این تحلیل به دو روش زیر انجام می‌شود [۲۱]:

۱. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی کامل:

در این روش تمام اعضاء اصلی و غیراصلی در مدل سازه در نظر گرفته می‌شوند. منحنی تلاش- تغییر شکل اعضاء باید تا حد امکان نزدیک به واقعیت در نظر گرفته شود

۲. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده:

در این روش فقط اعضاء اصلی مدل می‌شوند. منحنی تلاش - تغییر شکل اعضاء به صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شود. در هنگام ارزیابی، چنانچه تعداد کمی از اعضاء فوق جوابگو نباشند، می‌توان آن‌ها را به عنوان اعضاء غیراصلی منظور و از مدل حذف نمود و تحلیل را بدون حضور آن‌ها تکرار کرد.

۴-۷-۲- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود [۲۲]، که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر براساس استاندارد ۵۱۹ [۳۳] می‌باشد.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۲-۴)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۳-۴)$$

۴-۷-۳- الگوی توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، باید یک الگوی بار را از توزیع نوع اول و دیگری را از توزیع نوع دوم انتخاب کرد و در ارزیابی سازه از حداکثر مقادیر نتایج تحلیل تحت این دو الگوی بار استفاده کرد [۲۲].

۴-۷-۳-۱- الگوی توزیع نوع اول

بار جانبی باید به یکی از سه روش زیر محاسبه شود. برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه فقط می‌توان از روش سوم استفاده کرد [۲۲]:

- توزیع متناسب با بار جانبی در ارتفاع سازه طبق رابطه زیر در روش استاتیکی خطی از این توزیع فقط وقتی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود اول ارتعاش، در جهت مورد نظر شرکت داشته باشد. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V \quad (۴-۴)$$

- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش سازه در جهت مورد نظر

از این نوع توزیع نیز فقط وقتی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود اول ارتعاش، در جهت مورد نظر شرکت داشته باشد.

- توزیع متناسب با جرم و شتاب (نیروهای اینرسی) طبقات

حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی. برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شوند که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۴-۷-۳-۲- الگوی توزیع نوع دوم

در این حالت باید توزیع بار جانبی به یکی از دو روش زیر باشد [۲۲]:

- توزیع یکنواخت

که در آن بار جانبی، متناسب با وزن هر طبقه توزیع می‌شود.

- توزیع متغیر

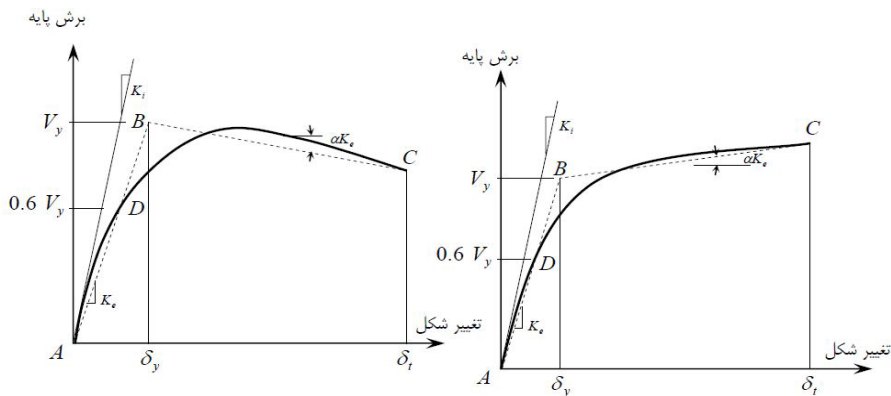
که در آن توزیع بار جانبی، در هر گام افزایش بار، متناسب با مشخصات دینامیکی جدید سازه در اثر رفتار غیر خطی با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی انتخاب شده از هر یک از دو نوع توزیع باید به‌طور جداگانه و در هر دو جهت مثبت و منفی در راستای زلزله بر سازه وارد شود و رابطه برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل تا حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. با اینکه ارزیابی سازه در تغییر مکان هدف صورت می‌گیرد، ولی به دلیل این که طراح، عملکرد سازه را در تغییر شکل‌های بیش از تغییر مکان هدف بشناسد، آگاهی از رفتار سازه تا ۱/۵ برابر تغییر مکان مفید و در جهت احتیاط خواهد بود [۲۱].

۴-۸- مدل ساده شده نیرو - تغییر مکان سازه (مدل دو خطی)

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۴-۵) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی با سطح مدل دوخطی برابر شود و هم‌چنین طول

پاره‌خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه B، برش تسلیم مؤثر (V_e) بوده و سختی مؤثر (K_e) برابر شیب خط AB خواهد بود. طبق شکل سختی مؤثر همان شیب وتر منحنی رفتار غیرخطی به ازای برش پایه‌ای برابر $0.6V_y$ است. در مدل ساده شده نباید از حداکثر برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی بیشتر شود. نقطه C، برش پایه نظیر تغییر مکان هدف است [۲۲].



شکل ۴-۴- منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان [۱۲]

در شکل فوق نمودار سمت راست مربوط به سازه‌هایی است که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند. به عبارت دیگر $\alpha > 0$ است و نمودار سمت چپ مربوط به سازه‌هایی است که پس از تسلیم دارای سختی منفی و به عبارت دیگر $\alpha < 0$ هستند.

۴-۹- زمان تناوب اصلی مؤثر (T_e)

زمان تناوب اصلی مؤثر سازه در امتداد مورد بررسی، براساس رفتار دوخطی معادل، از رابطه (۴-۵)

بدست می‌آید [۲۴]:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۴-۵)$$

T_i : زمان تناوب اصلی ساختمان است که از روش‌های تحلیلی بدست می‌آید.

K_i : سختی جانبی ارتجاعی ساختمان در شروع تحلیل

K_e : سختی جانبی مؤثر سازه در شاخه اول نمودار دوخطی

۴-۱۰- تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب

محاسبه تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی بر اساس زمان تناوب اصلی مؤثر خواهد بود و خصوصیات نمودار دوخطی معادل منحنی واقعی رفتار غیرخطی سازه انجام می‌گیرد [۲۱]. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه (۴-۶) بدست آورد [۲۲]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۴-۶)$$

C_0 : ضریب اصلاح سیستم برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام

سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود [۲۲]:

- ضریب مشارکت مود اول
- مقادیر تقریبی جدول (۴-۱)

جدول ۴-۱- مقدار تقریبی ضریب اصلاح سیستم C_0 [۲۲]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول	توزیع بار یکنواخت	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

□ منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه زیرین باشد.

C_1 : ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به بیشینه تغییر مکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه، این ضریب برابر است با [۲۲]:

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0 \quad (۷-۴)$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \max \left[1 \text{ \& } \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \right] \quad (۸-۴)$$

هم‌چنین مقدار C_1 لازم نیست از مقدار روبه‌رو بیشتر باشد

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad (۹-۴)$$

T_s : زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح است و برای

زلزله سطح خطر-۱ مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ براساس جدول (۲-۴) است [۲۲].

جدول ۲-۴- تعیین T_0 و T_s [۱۲]

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	خطر نسبی کم و متوسط	T_s	T_0	نوع زمین
S	S			
۱/۵	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱/۵	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۷۵	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

T : زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه، از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}} \quad (۱۰-۴)$$

مقدار ضریب α با توجه به نوع سیستم‌های مختلف سازه‌ای برابر است با:

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

H: ارتفاع ساختمان بر حسب متر

R: نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به ضریب مقاومت تسلیم محاسبه شده

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \times C_m \quad (11-4)$$

W: وزن بار مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

V_y : مقاومت تسلیم بدست آمده از مدل دوخطی منحنی نیرو - تغییر مکان

C_m : ضریب جرم مؤثر، براساس جدول زیر و همچنین می‌تواند برابر جرم مؤثر مود اصلی مدل که از

یک تحلیل Eigenvalue بدست می‌آید، باشد. اگر T بزرگتر از یک ثانیه باشد، C_m باید برابر یک باشد.

جدول ۳-۴- مقادیر ضریب جرم مؤثر C_m [۱۲]

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

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر. در زلزله سطح خطر-۱ براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۲۵]

برابر است با [۲۴]:

$$S_a = AB \quad (12-4)$$

$$0 \leq T_e \leq T_0 \rightarrow B = 1 + S \left(\frac{T_e}{T_0} \right) k \quad (13-4)$$

$$T_0 \leq T_e \leq T_s \rightarrow B = 1 + S \quad (14-4)$$

$$T_e \geq T_s \rightarrow B = 1 + S \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (15-4)$$

T_0 و T_s با توجه به نوع زمین مقادیر و از جدول ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ بدست می آیند.

جدول ۴-۴- تعیین A براساس جدول ۲ آیین نامه ۲۸۰۰ [۲۵]

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

C_2 : این ضریب اثر افزایش تغییر شکل ها را در رابطه مربوط، منظور می کند. برای سازه هایی که دارای حلقه های هیسترتیک کامل و پایدار هستند، C_2 برابر واحد منظور می گردد و برای سازه هایی حلقه های هیسترتیک خوب نباشند، بزرگ تر از واحد در نظر گرفته شده و از جدول زیر بدست می آید [۲۱].

جدول ۴-۵- مقادیر ضریب C_2 [۲۱]

$T \geq T_s$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده بی وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فروریزش

در جدول فوق قاب‌های نوع یک، سیستم‌های سازه‌ای هستند که در هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و مقاومت از خود نشان داده و در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بار جانبی، توسط سیستم‌های با شکل‌پذیر کم تحمل می‌شود. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های با اتصالات نیمه صلب، قاب‌های با مهاربندی لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، قاب‌های مهاربندی شده همگرا، دیوار بنایی غیر مسلح و دیوار برشی غیر شکل‌پذیر یا ترکیبی از آن‌ها، از این نوع هستند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی بدست می‌آید [۲۱].

C_3 : این ضریب برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ در محدوده رفتار غیر خطی مصالح به کار می‌رود. اثر $P - \Delta$ در محدوده رفتار خطی مصالح برآورد می‌شود. اگر سختی جانبی در طبقه‌ای از ساختمان پس از تسلیم، منفی شود ($\alpha < 0$)، اثر $P - \Delta$ قابل توجه شده و تغییر مکان هدف را افزایش می‌دهد و مقدار افزایش آن به زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان (T_i)، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی مؤثر (α)، نسبت مقاومت (R)، رفتار هسیترتیک هر طبقه، مشخصات فرکانسی ارتعاش زمین و مدت زمان ارتعاش شدید زمین بستگی دارد و از رابطه زیر بدست می‌آید [۲۱]:

$$\alpha \geq 0 \rightarrow C_3 = 1.0 \quad (۱۶-۴)$$

$$\alpha < 0 \rightarrow C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{1.5}}{T_e} \leq \begin{cases} \theta < 0.1 \rightarrow 1.0 \\ \theta > 0.1 \rightarrow 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} \end{cases} \quad (۱۷-۴)$$

θ : بزرگترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف بوده و با سعی و خطا بدست می‌آید.

۴-۱۱- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و کنترل‌شونده توسط نیرو

۴-۱۱-۱- کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییرشکل اعضاء باید با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شود، بر اساس فصل‌های ۵ و ۶ آیین‌نامه بهسازی برآورد می‌شود. در این حالت برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (V_t) نباید کم‌تر از ۸۰٪ برش تسلیم مؤثر سازه (V_y) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر، معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است. اما در صورتی که از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد، به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی طبق جدول زیر، به تغییرشکل‌های حاصل اعمال شوند [۲۲].

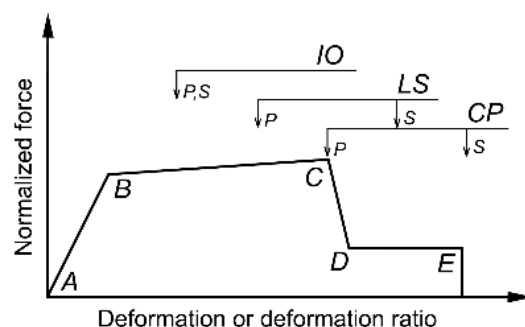
جدول ۴-۶- ضریب آگاهی [۱۲]

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

۴-۱۱-۲- در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو

باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه پایین مقاومت اعضا، با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند، باشد. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی به کرانه پایین

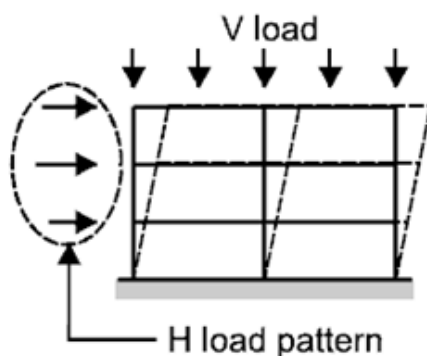
مقاومت اعمال شود. در شکل زیر معیارهای پذیرش اعضای اصلی (P) و اعضای غیراصلی (S) با توجه به سطوح عملکرد در منحنی نیرو - تغییرشکل نشان داده شده است [۲۲].



شکل ۴-۵- معیارهای پذیرفته شده برای اعضای اصلی و غیراصلی [۲۶]

۴-۱۲- محاسبه تغییرمکان هدف از روی طیف ظرفیت به روش FEMA356

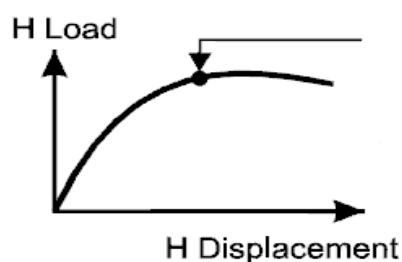
۱. ابتدا یک مدل از سازه تهیه شده و بارهای ثقلی به آن اعمال می‌شود. تمام اعضایی که در تعیین جرم، سختی، ظرفیت باربری و پایداری سازه اثر قابل ملاحظه‌ای دارند، باید در این مدل لحاظ شوند. پس از اعمال بارهای ثقلی، بار جانبی به مجموعه بارهای وارد به مدل اضافه می‌شود. علت هم‌زمانی اعمال بارهای ثقلی و جانبی این است که در تحلیل غیرخطی، اصل جمع آثار قوا معتبر نیست.



۱- اعمال بارهای ثقلی و جانبی به سازه

شکل ۴-۶- اعمال بارهای ثقلی و جانبی به مدل ساخته شده [۲۷]

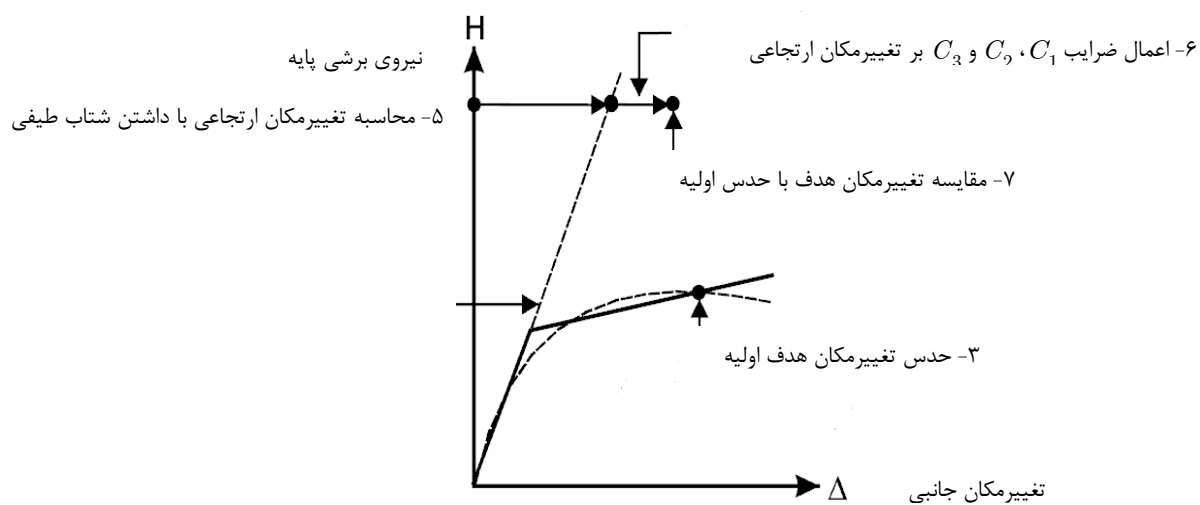
۲. ضمن افزایش تدریجی بار جانبی، تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می‌شوند، تا وقتی که مصالح یکی از اعضا، به دلیل تغییرشکل زیاد تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. پس از اصلاح سختی عضو تسلیم شده، بار جانبی تا آن جا ادامه می‌یابد که تغییر مکان نقطه کنترل که معمولاً مرکز جرم بام است، از تغییرمکان هدف فرضی اولیه برای بدست آوردن منحنی ظرفیت بیشتر شود یا قبل از آن سازه ناپایدار شود. با این کار، منحنی تغییرمکان نقطه کنترل، بر حسب نیروی برش پایه ترسیم می‌شود و به منحنی ظرفیت از آن یاد می‌شود و سطح عملکرد سازه بر روی آن مشخص می‌شود.



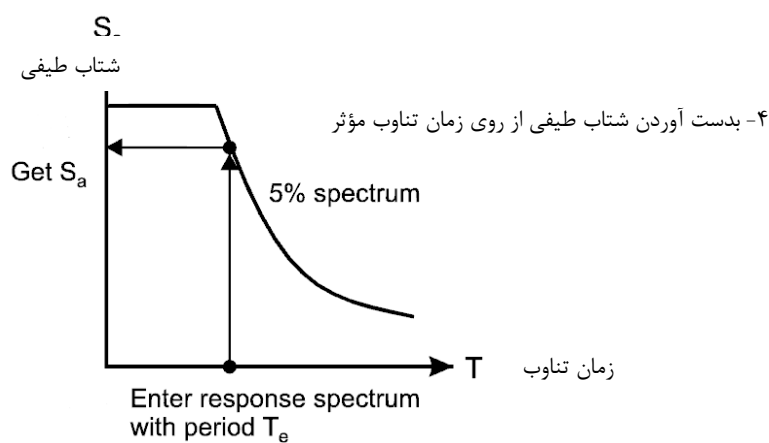
۲-رسم منحنی ظرفیت سازه

شکل ۴-۷-رسم منحنی ظرفیت سازه [۲۷]

۳. تخمین تغییرمکان هدف از روی منحنی ظرفیت، و حدس نمودار دوخطی با شرایط گفته شده و بدست آوردن سختی مؤثر (K_e)، زمان تناوب مؤثر (T_e) و نسبت شکل‌پذیری (μ)
۴. قرار دادن زمان تناوب مؤثر در طیف طرح ارتجاعی استاندارد و پیدا کردن شتاب طیفی سازه
۵. بدست آوردن تغییرمکان ارتجاعی سازه با داشتن شتاب طیفی.
۶. اعمال ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 بر روی تغییرمکان ارتجاعی و محاسبه تغییرمکان هدف.
۷. مقایسه تغییرمکان هدف اولیه با تغییرمکان هدف محاسبه شده و تکرار این کار تا جایی که اختلافشان اندک باشد [۲۷].



شکل ۴-۸- تخمین تغییرمکان هدف از روی منحنی ظرفیت [۲۷]



شکل ۴-۹- طیف طرح ارتجاعی استاندارد [۲۷]

فصل پنجم

آشنایی با مدل های مورد مطالعه و طراحی آن ها

۵-۱- مقدمه

قبل از طراحی براساس عملکرد به کمک نرم‌افزار (PERFORM-3D) [۲۸]، و بدست آوردن مؤلفه‌های لرزه‌ای، به منظور داشتن مقاطع اولیه و طراحی بهینه، یک بار مدل‌ها را در یک نرم‌افزار تحلیل خطی مدل‌سازی، تحلیل و طراحی کرد. در این تحقیق از نرم‌افزار ETABS (Version 9.7.2) Nonlinear برای این کار استفاده می‌کنیم. هم‌چنین لازم است مرکز جرم، جرم سازه، توزیع بار و توزیع مثلی و توزیع یکنواخت را از تحلیل خطی بدست بیاوریم، چون (PERFORM-3D) این قابلیت را هنوز ندارد.

تمامی بارهای وارد بر سازه براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با عنوان «بارهای وارد بر ساختمان» [۲۳]، تعیین می‌شوند. این بارها شامل بارهای زنده و مرده می‌شوند. طراحی براساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۲۵] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۲۹]، انجام شده است. طراحی دیوارهای برشی براساس آیین‌نامه ACI ویرایش سال ۲۰۰۵ [۴۰]، انجام شده است.

۵-۲- کلیات مدل‌سازی

یکی از سیستم‌های رایج در ساختمان‌های بتنی، سیستم دوگانه دیوار برشی به اضافه قاب خمشی است. در این تحقیق ما از سیستم دوگانه با شکل‌پذیری متوسط استفاده می‌کنیم. محل سازه تهران، خاک منطقه از نوع تیپ II و کاربری ساختمان هم مسکونی است.

هدف از این تحقیق یافتن مؤلفه‌های لرزه‌ای سیستم دوگانه متوسط است، در حالی که یک بار از دیوارهای برشی توپر استفاده کرده و بار دیگر همان سازه را با دیوارهای برشی توخالی انجام می‌دهیم. سپس نتایج را با هم مقایسه می‌کنیم. مقطع دیوارهای برشی طوری انتخاب شده است که تقریباً با همان حجم از بتن دیوار برشی توپر یک مقطع جعبه‌ای شکل بدست آورده می‌شود. البته محدودیت‌های نرم‌افزار را باید در نظر گرفت، چون در perform-3D به کاربر اجازه داده نمی‌شود که گره‌ها از مقدار ۵ سانتی‌متر به یکدیگر نزدیک‌تر باشند [۳۱].

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ سازه طوری طراحی شده که قاب خمشی به تنهایی قادر به تحمل ۲۵٪ بار جانبی باشد. سقف طبقات از نوع دال دوطرفه به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر می‌باشد. داخل دیوارها، تیر تعبیه نشده است. دیوارها به طور پیوسته از پی شروع شده و تا طبقه آخر ادامه می‌یابند. آرایش میلگردها حتی‌الامکان سعی شده ثابت بماند. اثرات $P - \Delta$ در طراحی لحاظ شده است. برای مدل‌سازی دال‌ها از المان‌های پوسته‌ای غشایی استفاده می‌شود، تا برنامه پخش بار ثقلی را به صورت دوزنقه انجام دهد. برای مدل‌سازی دیوارهای برشی از رفتار کامل پوسته‌ای (Shell) استفاده می‌شود. اما برای این‌که دیوارهای برشی تنها رفتار درون صفحه‌ای داشته باشند، ضرایب کاهش در سختی خمشی خارج از صفحه آنها ضرب خواهد شد.

هر کدام از سازه‌ها در طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه ساخته می‌شوند. برای در نظر گرفتن اثر نامنظمی و پیچش بر مؤلفه‌های لرزه‌ای هر طبقه برای خروج از مرکزیت ۱۰٪ و ۲۰٪ طراحی شده است. ارتفاع کلیه طبقات در کلیه مدل‌ها ۳ متر می‌باشد. از مدل کردن لایه پلی‌استایرن بین دو دیوار برشی صرف‌نظر شده است.

براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۳]، بار مرده طبقات $۵۶۰ \frac{kg}{m^2}$ ، بار زنده طبقات $۲۰۰ \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده طبقه بام $۱۵۰ \frac{kg}{m^2}$ می‌باشد. بار مرده دیوار پیرامونی نیز $۳۴۰ \frac{kg}{m^2}$ و بار ناشی از دیوار داخلی $۱۱۰ \frac{kg}{m^2}$ است.

جهت بارگذاری زلزله نیز از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۲۵]، استفاده شده است. سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده است. بنابراین شتاب مبنای طرح $A=۰/۳۵$ است، و چون خاک ساختگاه از نوع II می‌باشد، داریم:

$$T_0=۱/۵ \quad , \quad T_s=۰/۱ \quad , \quad S=۰/۵$$

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۲۵]، ضریب رفتار برای سیستم دوگانه قاب خمشی به همراه دیوار برشی با شکل‌پذیری متوسط ۸ در نظر گرفته شده است. ضریب اهمیت ساختمان به دلیل مسکونی بودن، برابر ۱ می‌شود.

زمان تناوب اصلی سازه نیز برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، براساس رابطه (۱-۵) مطابق زیر محاسبه می‌شود [۲۵].

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} \Rightarrow \begin{cases} T_{4st} = 0.05(12)^{\frac{3}{4}} = 0.322 \\ T_{8st} = 0.05(24)^{\frac{3}{4}} = 0.542 \\ T_{12st} = 0.05(36)^{\frac{3}{4}} = 0.735 \end{cases} \quad (۱-۵)$$

ضریب بازتاب این ساختمان‌ها براساس رابطه (۲-۵)، به شکل زیر است [۲۵].

$$B = \begin{cases} T_0 < T_{4st} < T_s \Rightarrow B_{4st} = 1 + S = 2.5 \\ T_{8st} > T_s \Rightarrow B_{8st} = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.37 \\ T_{12st} > T_s \Rightarrow B_{12st} = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.93 \end{cases} \quad (۲-۵)$$

در نتیجه ضریب زلزله (C) برای این ساختمان‌ها، به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$A=0.3, \quad I=1, \quad R=8 \Rightarrow C = \frac{ABI}{R} \Rightarrow \begin{cases} C_{4st} = \frac{0.35 \times 2.50 \times 1}{8} = 0.1094 \\ C_{8st} = \frac{0.35 \times 2.37 \times 1}{8} = 0.1037 \\ C_{12st} = \frac{0.35 \times 1.93 \times 1}{8} = 0.0844 \end{cases}$$

اتصال تیر به ستون، تیر به دیوار برشی و ستون به پی گیردار فرض شده است. مشخصات مربوط به مصالح به کار رفته در سازه به صورت جدول (۱-۵) می‌باشد. مدول الاستیسیته بتن معمولی از رابطه (۳-۵) بدست می‌آیند [۲۹]:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{210} = 220000 \frac{kg}{cm^2} \quad (3-5)$$

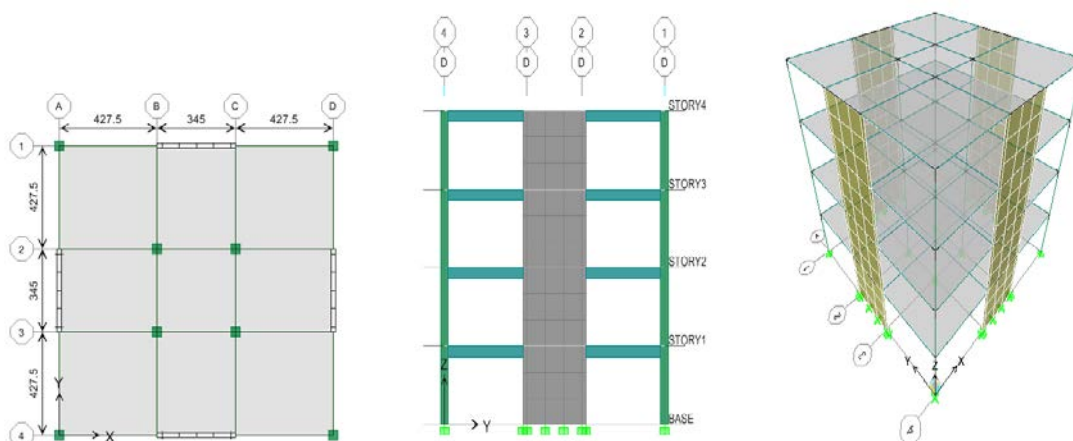
جدول ۱-۵- مشخصات مصالح به کار رفته در مدل‌های مورد مطالعه

$2500 \frac{kg}{m^3}$	وزن واحد حجم بتن، w
$2000000 \frac{kg}{cm^2}$	مدول ارتجاعی فولاد، E_s
$220000 \frac{kg}{cm^2}$	مدول ارتجاعی بتن، E_c
۰.۲۰	ضریب پواسون بتن، ν_c
$4000 \frac{kg}{cm^2}$	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y
$4000 \frac{kg}{cm^2}$	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_{ys}

۳-۵- مدل ۴ طبقه توپیر و توخالی با پلان مربعی ۱۲×۱۲ متر

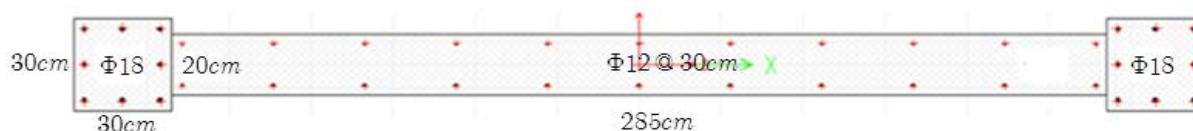
همان‌طور که در شکل (۱-۵) مشاهده می‌شود، در هر مدل ۴ دیوار وجود دارد. در تمام دیوارها از دو ردیف لایه آرماتوربندی در دو جهت طولی و عرضی استفاده شده است. سقف سازه از نوع دال

دوطرفه و به صورت صلب در نظر گرفته شده است. برای آرماتورهای عرضی با رعایت ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۱]، از حداقل نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن، که مقدار 0.025 می‌باشد، استفاده شده است.

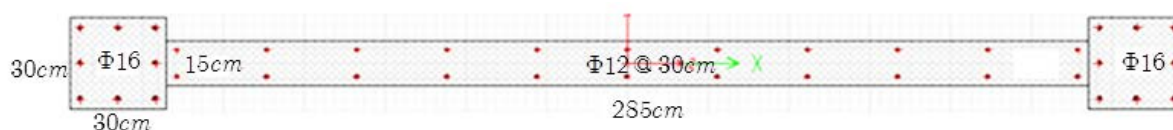


شکل ۵-۱- شکل سه‌بعدی، نما و پلان در سازه ۴ طبقه توپر با پلان 12×12 متر

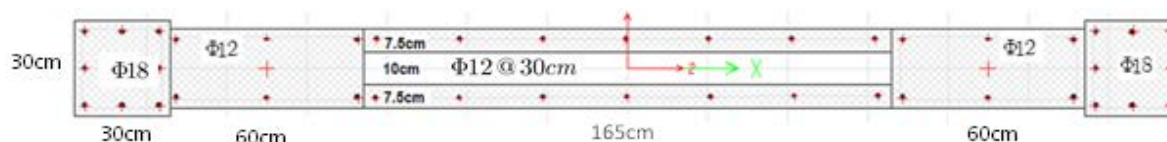
جزئیات دیوارها در شکل‌های زیر نشان داده شده است. پس از طراحی بر طبق استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نشود.



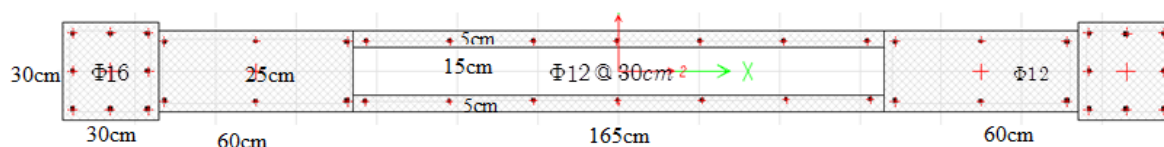
شکل ۶-۲- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱ و ۲ از مدل‌های ۴ طبقه



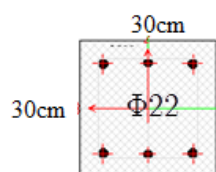
شکل ۵-۳- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۳ و ۴ از مدل‌های ۴ طبقه



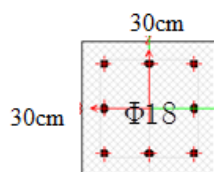
شکل ۵-۴- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱ و ۲ از مدل‌های ۴ طبقه



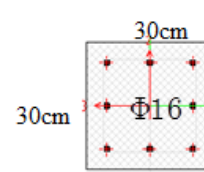
شکل ۵-۵- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۳ و ۴ از مدل‌های ۴ طبقه



مقطع کلیه تیرها



مقطع کلیه ستون‌های داخلی



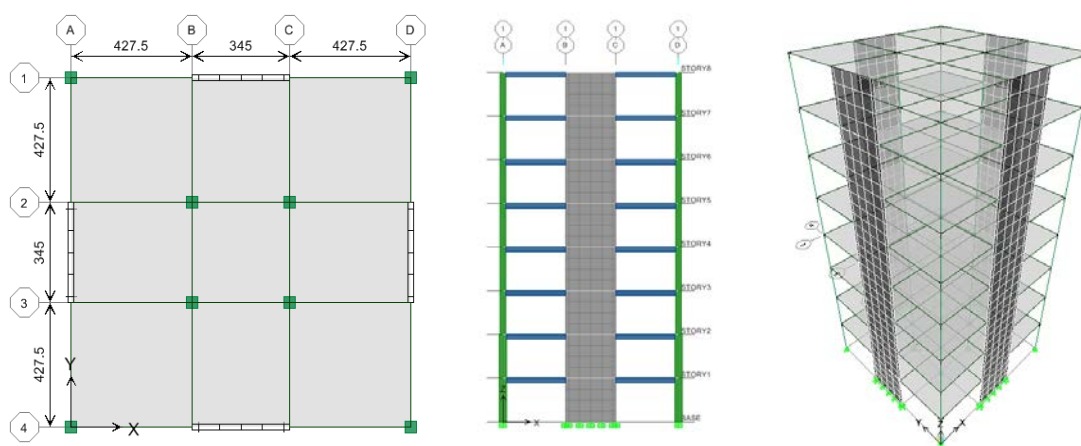
مقطع کلیه ستون‌های پیرامونی

شکل ۵-۶- سطح مقطع ستون‌های پیرامونی، داخلی و کلیه تیرهای مدل‌های ۴ طبقه

۵-۴- مدل ۸ طبقه توپر و توخالی با پلان مربعی ۱۲×۱۲ متر

همان‌طور که در شکل (۷-۵) مشاهده می‌شود، در هر مدل ۴ دیوار وجود دارد برای آرماتورهای

عرضی با رعایت ضوابط میحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۵]، استفاده شده است.

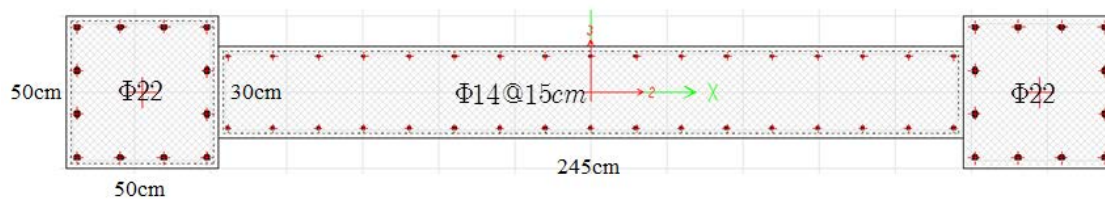


شکل ۷-۵- شکل سه‌بعدی، نما و پلان در سازه ۸ طبقه توپر با پلان ۱۲ × ۱۲ متر

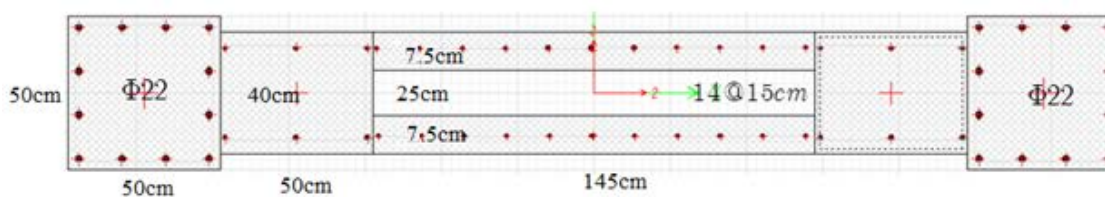
جزئیات دیوارها در شکل‌های زیر نشان داده شده است. پس از طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰،

تغییر مکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نشود. این مدل تمام

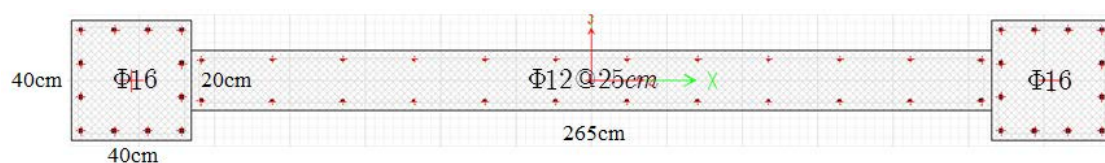
ضوابط این بند را ارضا می‌کند.



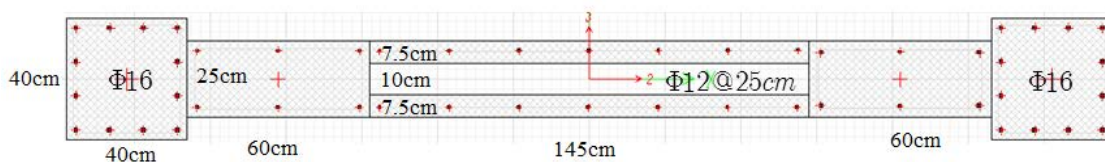
شکل ۵-۸- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱ و ۲ از مدل‌های ۸ طبقه



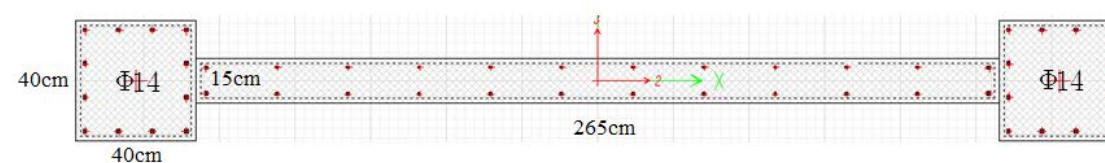
شکل ۵-۹- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱ و ۲ از مدل‌های ۸ طبقه



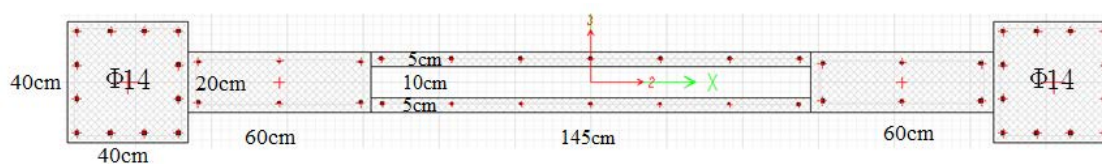
شکل ۵-۱۰- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۳، ۴ و ۵ از مدل‌های ۸ طبقه



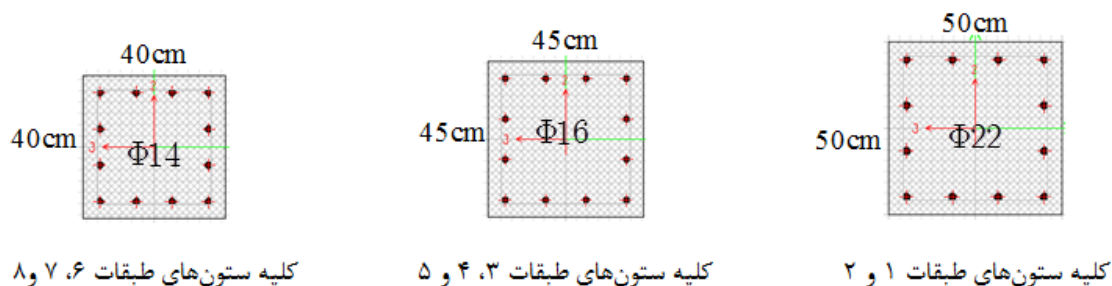
شکل ۵-۱۱- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۳، ۴ و ۵ از مدل‌های ۸ طبقه



شکل ۵-۱۲- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۶، ۷ و ۸ از مدل‌های ۸ طبقه



شکل ۵-۱۳- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۶، ۷ و ۸ از مدل‌های ۸ طبقه

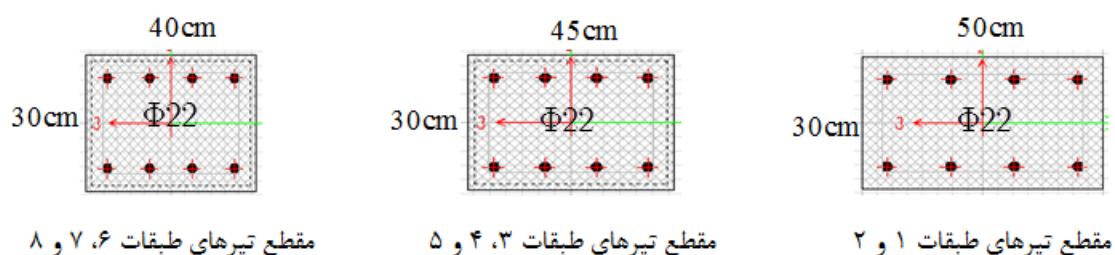


کلیه ستون‌های طبقات ۶، ۷ و ۸

کلیه ستون‌های طبقات ۳، ۴ و ۵

کلیه ستون‌های طبقات ۱ و ۲

شکل ۵-۱۴- سطح مقطع ستون‌ها در مدل‌های ۸ طبقه



مقطع تیرهای طبقات ۶، ۷ و ۸

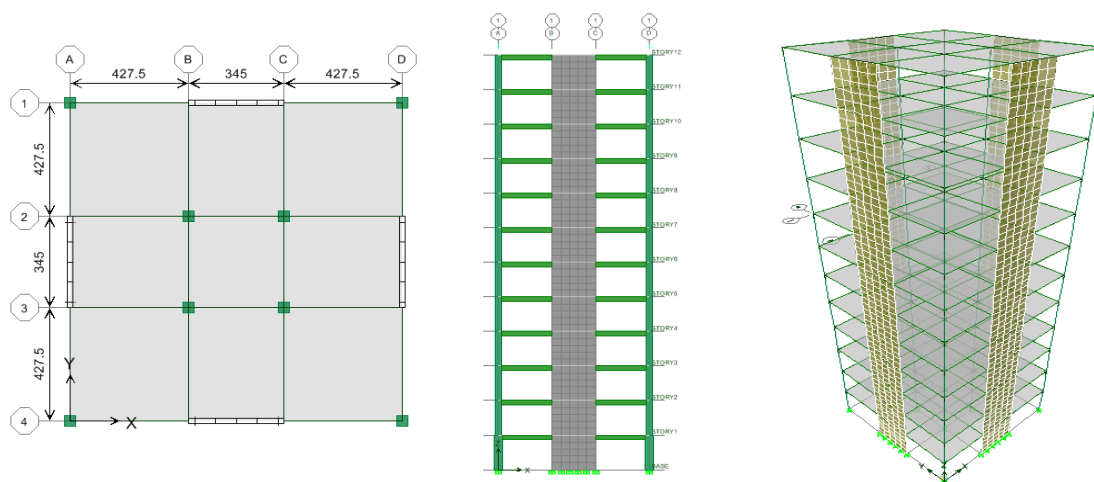
مقطع تیرهای طبقات ۳، ۴ و ۵

مقطع تیرهای طبقات ۱ و ۲

شکل ۵-۱۵- سطح مقطع تیرها در مدل‌های ۸ طبقه

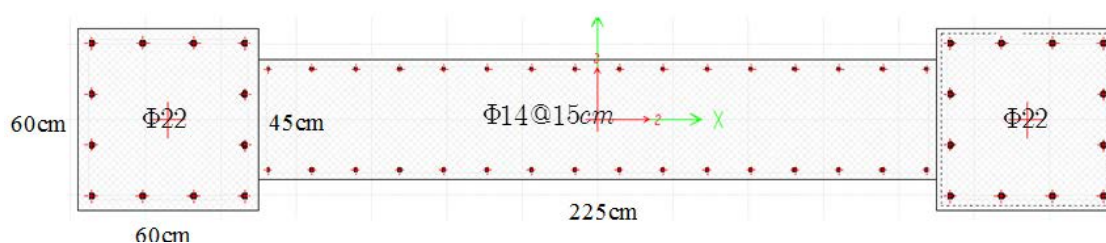
۵-۵- مدل ۱۲ طبقه توپر و توخالی با پلان 12×12 متر

همان‌طور که در شکل (۵-۱۶) مشاهده می‌شود، در هر مدل ۴ دیوار وجود دارد. در تمام دیوارها از دو ردیف لایه آرماتوربندی در دو جهت طولی و عرضی استفاده شده است. سقف سازه از نوع دال دو طرفه و به صورت صلب در نظر گرفته شده است. برای آرماتورهای عرضی با رعایت ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، از حداقل نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن، که مقدار 0.025 می‌باشد، استفاده شده است.

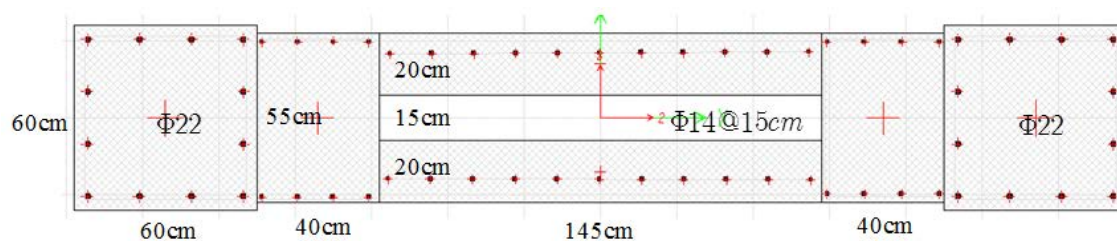


شکل ۵-۱۶- شکل سه‌بعدی، نما و پلان در سازه ۸ طبقه توپر با پلان 12×12 متر

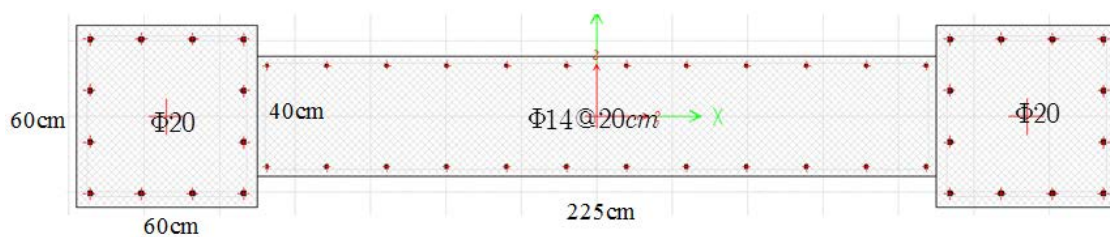
جزئیات دیوارها در شکل‌های زیر نشان داده شده است. پس از طراحی بر طبق استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نشود. این مدل تمام ضوابط این بند را ارضا می‌کند.



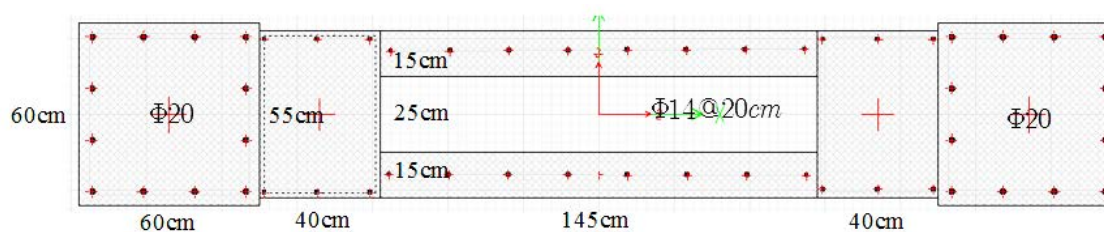
شکل ۵-۱۷- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقه ۱ از مدل‌های ۱۲ طبقه



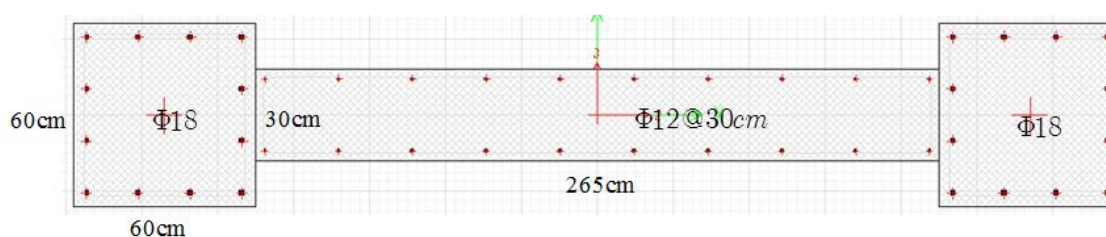
شکل ۵-۱۸- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقه ۱ از مدل‌های ۱۲ طبقه



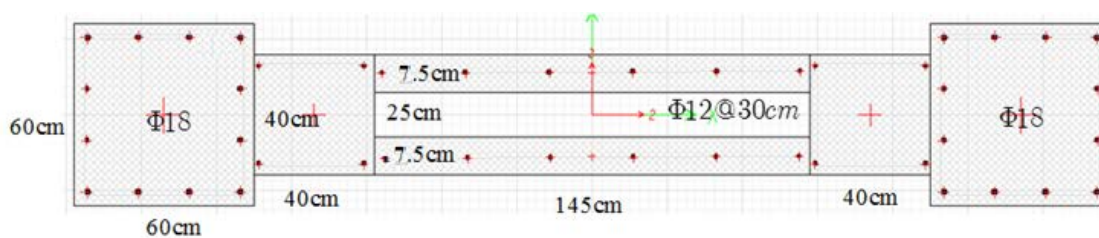
شکل ۵-۱۹- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۲ و ۳ از مدل‌های ۱۲ طبقه



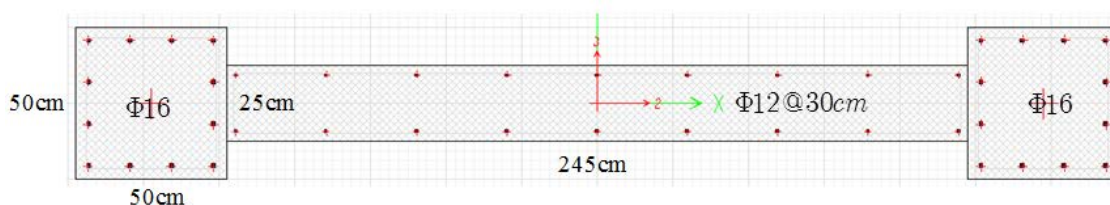
شکل ۵-۲۰- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۲ و ۳ از مدل‌های ۱۲ طبقه



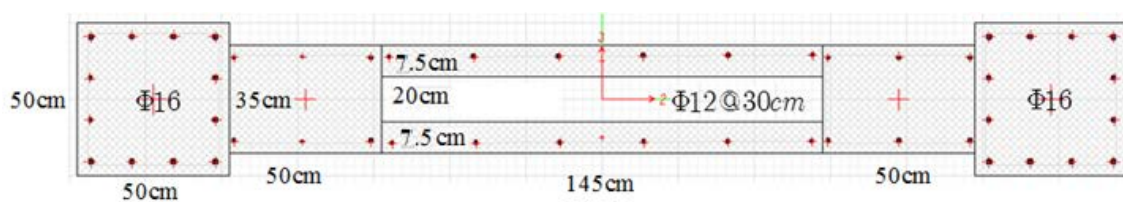
شکل ۵-۲۱- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۴، ۵ و ۶ از مدل‌های ۱۲ طبقه



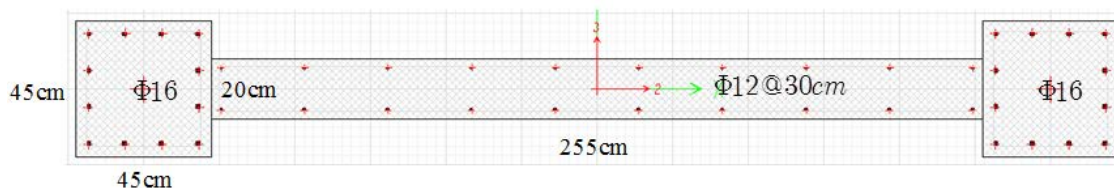
شکل ۵-۲۲- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۴، ۵ و ۶ از مدل‌های ۱۲ طبقه



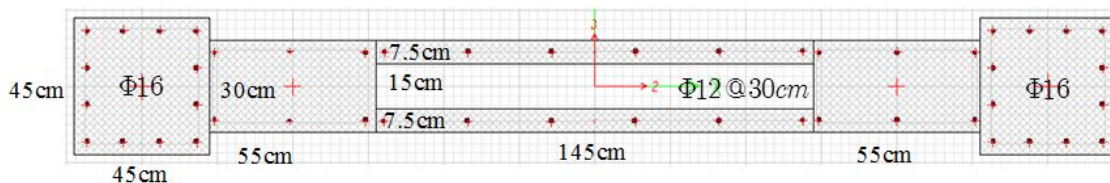
شکل ۵-۲۳- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۷، ۸ و ۹ از مدل‌های ۱۲ طبقه



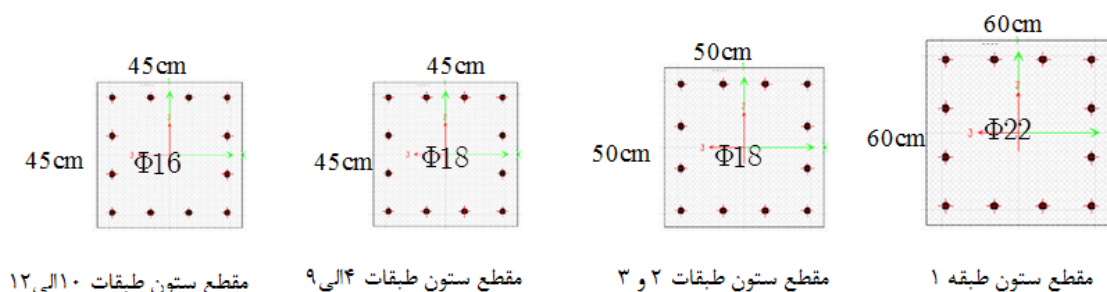
شکل ۵-۲۴- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۷، ۸ و ۹ از مدل‌های ۱۲ طبقه



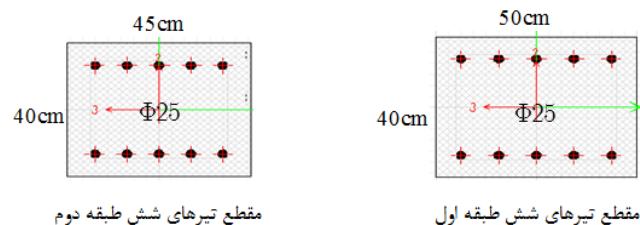
شکل ۵-۲۵- سطح مقطع دیوار برشی توپر در طبقات ۱۰، ۱۱ و ۱۲ از مدل‌های ۱۲ طبقه



شکل ۵-۲۶- سطح مقطع دیوار برشی توخالی در طبقات ۱۰، ۱۱ و ۱۲ از مدل‌های ۱۲ طبقه



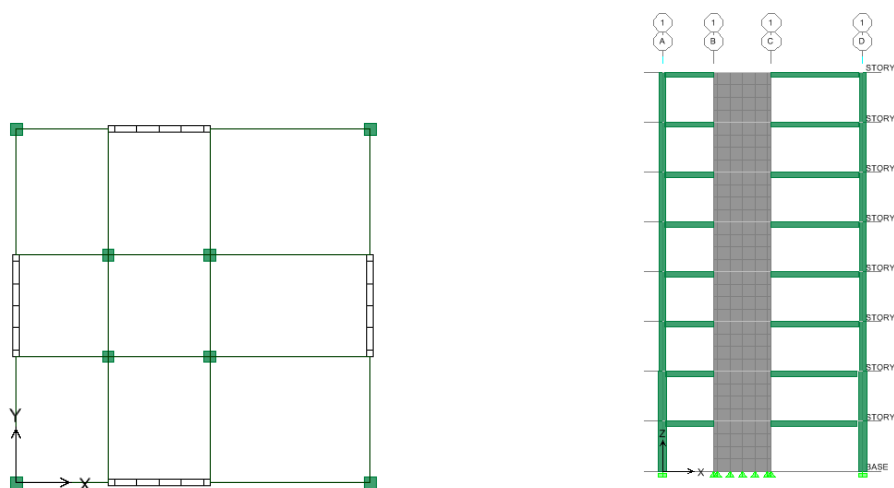
شکل ۵-۲۷- سطح مقطع ستون‌ها در مدل‌های ۱۲ طبقه



شکل ۵-۲۸- سطح مقطع تیرها در مدل‌های ۱۲ طبقه

۵-۶- مدل ۸ طبقه توپر و تو خالی با خروج از مرکزیت ۱۰٪ برای پلان ۱۲×۱۲ متر

برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(1/2 \times 12 = 1/2m)$ ، همان طوری که در پلان و نمای شکل (۵-۲۹) مشاهده می‌کنید، طول یکی از تیرهای متصل به دیوار را به مقدار $1/2m$ کم کرده و همین مقدار به طول تیر دیگر متصل به دیوار اضافه می‌کنیم. با این کار دیوارها $1/2m$ جابه‌جا شده و به تبع آن مرکز سختی سازه هم $1/2m$ با مرکز جرم فاصله پیدا می‌کند. این را برای یک جهت انجام می‌دهیم و جهت دیگر خروج از مرکزیت ندارد. سایر جزئیات دیوارها، تیرها و ستون‌ها مانند بخش (۵-۴) است.

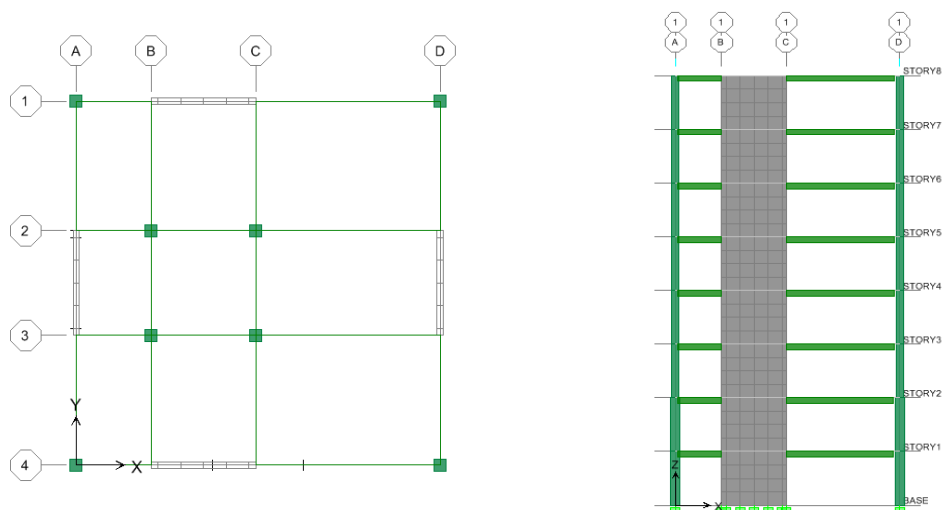


شکل ۵-۲۹- پلان و نمای سازه مورد مطالعه با خروج از مرکزیت ۱۰٪

۵-۷- مدل ۸ طبقه توپر و تو خالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪ برای پلان ۱۲×۱۲ متر

برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(2/4 \times 12 = 2/4m)$ ، همان طوری که در پلان و نمای شکل (۵-۳۰) مشاهده می‌کنید، طول یکی از تیرهای متصل به دیوار را به مقدار $2/4m$ کم کرده و همین مقدار به طول تیر دیگر متصل به دیوار اضافه می‌کنیم. با این کار

مرکز سختی سازه $2/4m$ با مرکز جرم فاصله پیدا می‌کند. این را برای یک جهت انجام می‌دهیم و جهت دیگر خروج از مرکزیت ندارد. سایر جزئیات دیوارها، تیرها و ستون‌ها مانند بخش (۵-۴) است.



شکل ۵-۳۰- پلان و نمای سازه مورد مطالعه با خروج از مرکزیت ۲۰٪

فصل هشتم

مدل سازی غیرخطی

۶-۱- مقدمه

در این فصل، ابتدا به معرفی چند نرم افزار که دارای قابلیت تحلیل غیرخطی می باشند، می پردازیم و امتیازات و محدودیت های هر کدام را در غیرخطی مدل نمودن سازه ها مخصوصاً دیوارهای برشی را بیان می کنیم. هم چنین نحوه مدل کردن، تحلیل و طراحی براساس عملکرد، توسط نرم افزار PERFORM-3D (Ver 4.0.3)، برای اعضای غیرخطی بیان می شود.

۶-۲- نرم افزارهای مربوط به انجام تحلیل های غیرخطی

امروزه برای انجام تحلیل های غیرخطی، نرم افزارهای کاربردی گوناگونی با قابلیت ها و محدودیت های مختلف در دسترس است. نحوه مدل سازی خصوصاً در سازه های دارای دیوار برشی اهمیت ویژه ای دارد. برخی از نرم افزارها امکان تحلیل غیرخطی دیوار را به صورت مستقیم داشته و برای نرم افزارهای فاقد این ویژگی، می توان از روش های تقریبی مدل سازی استفاده نمود. نرم افزارهای SAP، ETABS و PERFORM-3D از جمله نرم افزارهای موجود برای تحلیل های غیرخطی می باشند. مدل های تحلیلی مختلفی برای نمایش پاسخ لرزه ای غیرخطی سازه های دارای دیوار برشی بتنی ارائه شده، که رفتار خمشی دیوارها را با درجات مختلفی از اطمینان نمایش می دهد. یک مدل کارآمد، لازم است که نمایش دقیقی از رفتار برشی و خمشی این دیوارها داشته باشد. این مدل، باید به طور مناسب ظرفیت تغییرشکل، سختی و مقاومت دیوار برشی را مدل سازی نماید. برنامه های متداول تحلیل سازه ها مانند ETABS و SAP امکان مدل سازی غیرخطی المان های Shell را به طور مستقیم

ندارند، بنابراین شیوه متداول، مدل کردن بخش‌های دیوار برشی به کار بردن المان‌های تیر - ستون الاستیک خطی است، که خصوصیات مقطع خمشی و برشی را در بر بگیرند. نرم‌افزار PERFORM-3D شرکت CSI امکان مدل سازی مستقیم غیرخطی دیوار را با استفاده از المان‌های دیوار فراهم می‌آورد و نیاز به المان‌های قاب را برای مدل کردن بخش‌های دیوار حذف می‌کند، این المان به کمک تعدادی Fiber در طول دیوار که مدل مصالح غیرخطی به آن اختصاص داده شده است تعریف می‌گردد. در کل با وجود موثر بودن اغلب نرم‌افزارها برای تحلیل سازه‌های قابی، محدودیت‌هایی که در مدل سازی غیرخطی دیوارها در نرم‌افزارهایی مانند SAP و ETABS به ویژه در زمینه عملکرد دیوارهای متصل و عمود بر هم و عملکرد دال و دیوار در سیستم‌های فاقد تیر و ستون، وجود دارد، هم‌چنین پیچیده و زمان بر بودن مدل‌های دقیق اجزای محدود سبب کارآمدتر شدن مدل‌های Fiber نسبت به سایر مدل سازی‌ها شده است. با در نظرگیری این موضوع، لزوم توجه آیین نامه‌ها و بسته‌های نرم‌افزاری به رویکرد Fiber بیش‌تر احساس می‌شود [۳۲].

با توجه به لزوم مدل سازی و تحلیل دقیق دیوارهای برشی به صورت غیرخطی در این پروژه و موارد ذکر شده در بالا در این پروژه از نرم‌افزار قدرتمند PERFORM-3D (Ver 4.0.3) استفاده شده است. از دیگر مزیت‌های این نرم‌افزار نسبت به ETABS و SAP سرعت بالاتر آن می‌باشد [۳۳].

۳-۶- ویژگی‌های نرم‌افزار PERFORM-3D

نرم‌افزار PERFORM-3D برنامه‌ای قدرتمند برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌هاست و به کمک آن می‌توان سازه‌های پیچیده‌ای مانند دیوارهای برشی را به طور غیرخطی مدل کرد. اصول کلی این نرم‌افزار مطابق با گزارشات FEMA می‌باشد. این برنامه در واقع تکمیل یافته برنامه Drain است که در محیط ویندوز قابل اجرا می‌باشد. نرم افزار PERFORM توسط پروفیسور Graham H. Powell از دانشگاه برکلی تهیه شده است. نسخه چهارم PERFORM-3D کامل‌ترین ویرایش مجموعه برنامه‌های

PERFORM است، که محیط گرافیکی مناسب، دقت تحلیل بی نظیر و قابلیت های فراوان مدل سازی انواع اجزای سازه ای است. علاوه بر این ها کارایی زیادی در طراحی براساس سطح عملکرد دارد و می تواند نسبت های ظرفیت نیاز را برای تمام اجزاء و حالات حدی محاسبه کند و در آن ارزیابی عملکرد بر اساس ACT-40 [۳۴] و FEMA356 [۳۵]، به طور خودکار انجام می شود. یکی از امتیازات آن در مقایسه با SAP و ETABS استفاده از مدل اجزای محدود گره و المان در مدل سازی است. توانایی های این برنامه به طور مختصر به قرار زیر است [۳۶]:

۶-۳-۱- مدل سازی

۱. المان های خطی و غیرخطی
۲. لینک های برشی و panel zone
۳. دیوارهای برشی پیچیده با بازشوهای متعدد
۴. اتصالات شکننده (جوشی)، اتصالات نیمه صلب و پیچی
۵. میراگرهای سیال
۶. جداسازهای اصطکاکی
۷. مفاصل پلاستیک با اندرکنش P-M-M

۶-۳-۲- تحلیل های غیرخطی

۱. تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت سه بعدی (pushover)
۲. تحلیل تاریخچه زمانی به صورت سه بعدی
۳. استفاده از سطح مقطع های فایبر (مقاطع مسلح به الیاف)، برای مصالح مختلف
۴. تعیین ظرفیت های غیرخطی با استفاده از تغییرشکل و یا مقاومت
۵. در نظر گرفتن منحنی نیرو - تغییرشکل سه خطی

۶. انتخاب اختیاری افت مقاومت شکننده و کاهش سختی

۷. محاسبه اتلاف انرژی

۸. بارگذاری تحت چندین زلزله

۹. موتور تحلیل کارا برای سازه‌های بزرگ

۶-۳-۳- عملکرد بر اساس ارزیابی

۱. تحلیل استاتیکی غیرخطی بر اساس ACT-40 و FEMA356

۲. حالت‌های حدی براساس تغییرشکل، مقاومت و یا تغییرمکان نسبی

۳. نسبت‌های نیاز به ظرفیت

۴. تعیین ظرفیت‌های تغییرشکل یا مقاومت برای انواع المان‌ها

۶-۳-۴- خروجی‌ها

۱. نمودارهای پوش‌آور برای ACT-40 و FEMA356

۲. نمودارهای تاریخچه زمانی مربوط به تغییرمکان‌ها، تغییرمکان‌های نسبی و نیروها

۳. نمایش تاریخچه زمانی نیروها برای گروهی از المان‌ها

۴. دیاگرام‌های لنگر و برش

۵. نمایش هندسه تغییرشکل یافته به صورت متحرک

۶. نمایش اشکال مودی به صورت متحرک

۷. نمایش نمودار بالانس انرژی

اولین سازه بزرگ دارای دیوار برشی که به عنوان یک سازه واقعی در این نرم‌افزار مدل شد،

دارای ۵۰ طبقه با ۱۶۷۰۰ گره و ۴۸۰۰۰ درجه آزادی و با ۱۲۵۰۰ المان غیرخطی و ۹۴۰۰ المان تیر

غیرخطی بوده است، و برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی آن، گام در ۰/۰۲ ثانیه در نظر گرفته شد. انجام این تحلیل غیرخطی دینامیکی برای پاسخ یک زلزله متوسط روی یک رایانه شخصی ۲G مدت سه روز به طول انجامیده است [۳۳].

۴-۶- مدل سازی سیستم دوگانه قاب خمشی همراه با دیوار برشی

پس از انجام طراحی های اولیه مدل های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با پلان ۱۲×۱۲ متر، و نیز مدل های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با پلان ۱۲×۱۲ متر با خروج از مرکزیت (فاصله مرکز جرم و مرکز سختی) برابر با ۱۰٪ و ۲۰٪ بعد پلان، وارد بحث تحلیل غیرخطی این سیستم می شویم.

جزئیات مدل سازی غیرخطی در نرم افزار PERFORM-3D به صورت سه بعدی انجام می شود. اگرچه مدل سازی در برنامه بسیار وقت گیر بوده و نیازمند تسلط به روش های تحلیل غیرخطی است و گرافیک چندان قدرتمندی هم در ساختن مدل سه بعدی ندارد، با این حال، اطلاعات جامع خروجی نرم افزار، سختی مدل سازی را جبران می کند، چون این نرم افزار مخصوص طراحی براساس عمکرد ساخته شده است [۳۳].

۶-۴-۱- فرضیات مدل سازی

فرضیات در نظر گرفته شده برای مدل سازی غیرخطی سازه تشکیل شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی به همراه دیوار برشی به صورت زیر است:

۱. در مدل کردن این سازه، دیافراگم سقف طبقات، صلب در نظر گرفته می شود.
۲. اندرکنش پی و سازه در نظر گرفته نشده است.
۳. در مدل کردن دیوار برشی توخالی از لایه پلی استرن صرف نظر شده است.
۴. اعضای غیراصلی در سازه مدل نشده است.
۵. از اثر هم زمانی مولفه های زلزله در دو امتداد متعامد افقی صرف نظر شده است.

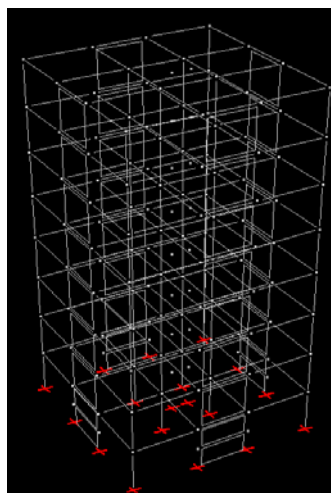
۶. سازه برای سطح خطر-۱ و عملکرد ایمنی جانی طراحی می شود.

۷. از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است.

برای مدل سازی در PERFORM-3D ابتدا باید سازه را به کمک گره های مورد نیاز به صورت سه بعدی برای نرم افزار تعریف کنیم. برای صلب کردن سقف باید گره های آن را انتخاب و به آن ها دیافراگم صلب را اختصاص دهیم. در ادامه المان های مورد نیاز برای نرم افزار تعریف می شوند. برای این کار باید ابتدا سطح مقطع المان ها را مشخص کنیم و بعد خصوصیات مصالح و ویژگی های خطی و غیرخطی آن ها را اختصاص می دهیم. هنگامی که المان ها در سازه در گروه های خود قرار گرفتند، نوبت به بارگذاری ثقلی سازه می رسد. بارگذاری ثقلی در PERFORM-3D چندان قوی نیست و باید طراح خود مرکز جرم و وزن موثر در زلزله را با توجه به آیین نامه های موجود بدست آورد و در سازه قرار دهد. نرم افزار، وزن المان ها را در تحلیل به حساب می آورد، پس کافی است، بارهای زنده و مرده را به المان ها اختصاص دهیم. برای بارگذاری جانبی از سه روش تغییر مکانی، نیرویی و مودی می توان استفاده کرد، که ما از روش نیرویی استفاده می کنیم. در ادامه محدودیت های نیاز به ظرفیت را برای المان ها تعریف کرده و به آن ها اختصاص می دهیم. حالا سازه آماده طراحی غیرخطی است. پس از جواب گو بودن سازه برای عملکرد طراحی، از منحنی ظرفیت سازه با توجه به آیین نامه FEMA356، ضریب رفتار سازه بدست می آید، در ادامه تمامی این مراحل را بر روی سازه ۸ طبقه نشان می دهیم.

۶-۴-۲- ایجاد مدل سه بعدی، تکیه گاه های سازه، اختصاص جرم سازه و ایجاد کف صلب

یک مدل تحلیلی در PERFORM-3D از تعدادی گره تشکیل شده که توسط المان هایی به هم مربوط هستند. برای ایجاد تکیه گاه صلب دیوارها و ستون ها با پی سازه، ابتدا باید همه آن ها را انتخاب کرده و سپس همه قیدهای جابه جایی و دوران را انتخاب کنیم [۲۷]. در شکل (۶-۱) نمونه سه بعدی سازه ۸ طبقه و تکیه گاه های گیردار را برای آن نشان می دهد.



شکل ۱-۶- نمای سه بعدی سازه ۸ طبقه با تکیه‌گاه‌های گیردار

در نسخه PERFORM-3D، تمام جرم‌ها باید همانند مشخصات گرهی توسط طراح مشخص شوند. در این برنامه کاربر می‌تواند از شش الگوی جرم برای توزیع جرم سازه استفاده کند. هر یک از این الگوها باید با نام‌های متفاوتی نسبت به یکدیگر به برنامه معرفی شوند. با این کار، طراح فقط به یک توزیع جرم محدود نمی‌شود. در مرحله تحلیل^۱، این الگوهای بار باید به طور خطی با یکدیگر ترکیب شوند تا یک جرم واحد برای سازه در تحلیل در نظر گرفته شود [۲۷]. در این پروژه ما از ترکیب بار مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، برای دو الگوی بار مرده (DL) و زنده (LL) در مرحله تحلیل استفاده کردیم که مطابق زیر می‌باشد:

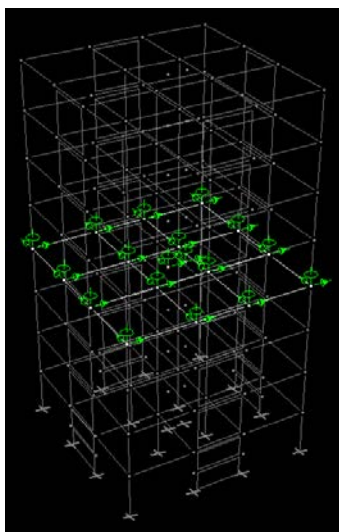
$$DL + 0.2LL \quad (۱-۶)$$

هر محدودیتی^۲ شامل مجموعه‌ای از قیدهاست که باید حداقل در دو گره اثر کند. در یک مجموعه محدودیت کف صلب، تمام گره‌ها در جهت V (قائم) باید مختصات یکسان داشته باشند، به

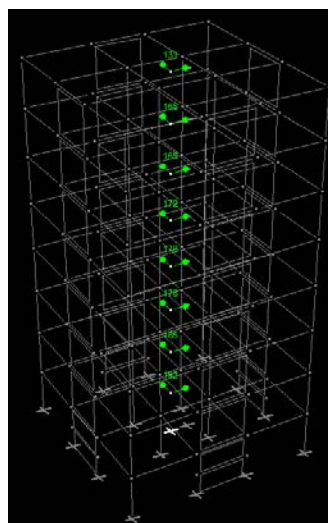
۱. Analysis phase

۲. Constraint

عبارت دیگر کف طبقه باید در یک سطح باشد. این محدودیت باعث می شود که تغییر مکان در جهت های H1 و H2 و دوران حول محور V برای تمام گره ها یکسان شود. با این کار هیچ یک از المان های تیر در کف صلب تغییر شکل محوری چندانی نخواهند داشت و تمام تیرها دارای نیروی محوری صفر خواهند بود. شکل زیر اختصاص جرم طبقات و اعمال محدودیت را به سقف طبقه برای صلب شدن نشان می دهد:



اعمال قیود برای سقف طبقات



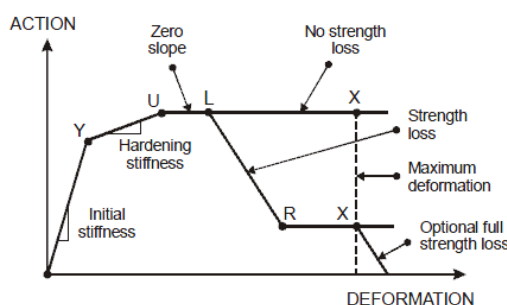
اختصاص جرم طبقات

شکل ۶-۲- نحوه اعمال جرم طبقات و صلب کردن سقف طبقات در مدل های سه بعدی

۶-۴-۳- رفتار واقعی عناصر و روابط F-D در *PERFORM-3D*

رفتار واقعی عناصر در یک سازه حقیقی معمولاً با عدم قطعیت های بیشماری همراه است. در بیشتر مواقع بهترین راهکار این است که فقط از قسمت هایی از یک رفتار غیرخطی استفاده کنیم که بیشترین تاثیر را در نتایج تحلیل دارند. با وجود این که تفاوت های بسیار کم در رفتار غیرخطی عناصر، ممکن است تاثیر زیادی بر نتایج تحلیل بگذارند، با این وجود ساده سازی نیز بسیار مهم است، چون طراحی یک سازه غیرخطی فرآیند پیچیده ای است و اگر ما سعی کنیم مدل های تحلیلی بسیار دقیقی درست کنیم، این فرآیند بسیار پیچیده تر از پیش خواهد شد [۲۱].

برای هر ماده و هر جزء اصلی سازه‌ای روابط F-D (تلاش - تغییرشکل) را خواهیم داشت. در یک جزء سازه این رابطه ممکن است به صورت رابطه تنش - کنش باشد، یا برای یک مفصل پلاستیک به صورت رابطه لنگر خمشی - چرخش مفصل درآید. در حالت کلی به این گونه روابط دوتایی، رابطه F-D گفته می‌شود. بیشتر اجزای غیرخطی در FERFORM-3D برای روابط F-D، شکل کلی مشابهی را به صورت یک رابطه سه خطی با افت مقاومت اختیاری مطابق شکل (۳-۶) را نشان می‌دهد [۲۱].



شکل ۳-۶- رابطه سه خطی با افت مقاومت [۲۱]

نقطه Y: نخستین نقطه تسلیم می‌باشد که بعد از آن مهمترین بخش رفتار غیرخطی شروع می‌شود.

نقطه U: نقطه مقاومت نهایی، بیشترین مقاومتی که ماده به آن دست پیدا می‌کند.

نقطه L: نقطه حد شکل پذیری، که بعد از آن افت مقاومت قابل توجه است.

نقطه R: نقطه مقاومت باقی مانده که در کمترین مقاومت وجود دارد.

نقطه X: در این نقطه معمولاً تغییرشکل‌های بزرگی رخ می‌دهد، بنابراین بعد از این نقطه در تحلیل،

نقطه دیگری وجود ندارد و تحلیل را می‌توان در صورت تمایل بعد از این نقطه نیز ادامه داد ولی معمولاً

در نقطه تحلیل متوقف می‌شود.

برای بیشتر اجزای یک رابطه الاستو پلاستیک کامل (e-p-p)، نسبت به یک رابطه سه خطی

مناسب تر به نظر می‌رسد. در این حالت نقطه Y و U در یک تراز قرار می‌گیرند. برای بدست آوردن یک

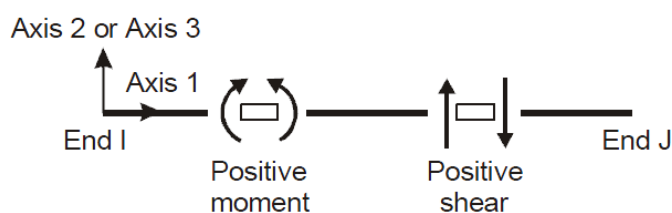
رابطه دوخطی بدون افت مقاومت، باید مقدار بزرگی را برای تغییرشکل در نقطه U تعیین کرد.

همچنین برای برای بدست آوردن یک رابطه دوخطی همراه با افت مقاومت، تغییرشکل در نقطه U را

اندکی کوچک تر از تغییر شکل نقطه L در نظر می گیریم. در نرم افزار PERFORM-3D مشخص کردن افت مقاومت اختیاری است و در حالت کلی فقط زمانی که ضروری باشد آن را تعریف می کنیم. معمولاً تغییر شکل غیرخطی بیش از نقطه L جایز نیست، به عبارت دیگر ظرفیت تغییر شکل معمولاً کوچک تر از تغییر شکل نقطه L می شود. برای مثال FEMA 356 فقط برای اعضای غیراصلی و آن هم در سطح عملکرد آستانه فروریزش اجازه تغییر شکل بیشتر از نقطه L را داده است. بنابراین هر چه که بعد از نقطه L رخ دهد، بحث های علمی است که در عمل با آن مواجه نخواهیم شد [۲۱].

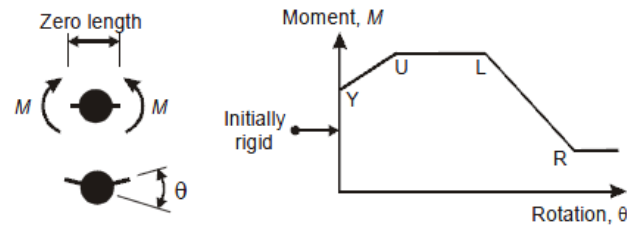
۵-۶- انواع مدل کردن تیر

تیرها معمولاً نیروی محوری کمی دارند و نیازی به محاسبه اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ندارند. چون در تیرها معمولاً خمش حول محور قوی سطح مقطع اتفاق می افتد، ضرورتی برای در نظر گرفتن خمش دومحوره یا برش دومحوره در آنها نیست. هر المان تیر دو گره را به هم متصل می کند و شامل یک جز مرکب قابی است. بر روی تیرها می توان بارهای بارهای ثقلی متمرکز و گسترده را قرار داد. قرارداد علامت ها در تیرها به شکل زیر است [۲۱].



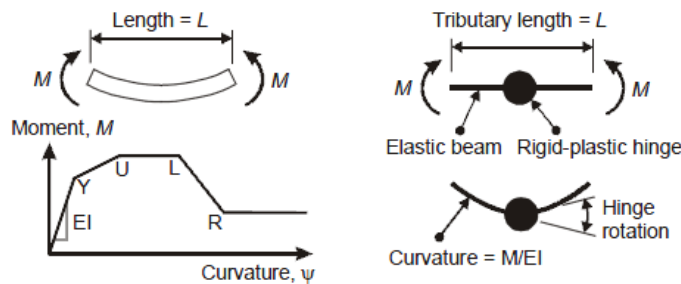
شکل ۴-۶- قرارداد علامت ها در تیرها [۲۷]

برای مدل غیرخطی می توان از مفصل پلاستیک استفاده کرد. در PERFORM-3D این مفصل می تواند، مفصل چرخشی (Moment rotation) یا مفصل انحنایی (Moment curvature) باشد. مفصل چرخشی یک مفصل پلاستیک صلب است. شکل (۵-۶) یک مفصل پلاستیک و رابطه بین ممان و چرخش را در آن نشان می دهد [۲۱].



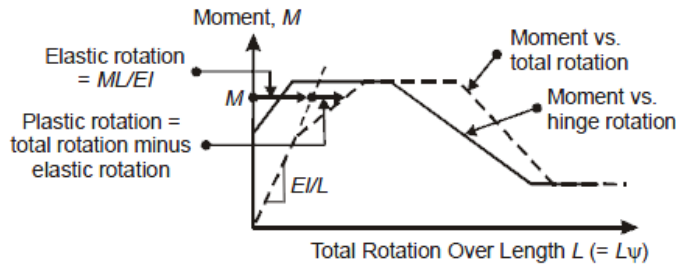
شکل ۶-۵- مفصل پلاستیک صلب [۲۷]

این مفصل در ابتدا صلب می‌باشد و زمانی که ممان به حد تسلیم برسد چرخش مفصل فوق شروع می‌شود. مفصل انحنایی نیز مانند مفصل چرخشی است و اختلاف این دو در تغییر شکل‌هاست، که در این نوع به شکل انحنا خواهد بود. شکل (۶-۶) یک مفصل انحنایی را نشان می‌دهد.



شکل ۶-۶- مفصل پلاستیک انحنایی [۲۷]

در شکل سمت چپ، طول معادل از یک تیر نشان داده شده است، که شامل بخش الاستیک و مفصل پلاستیک است. سختی تیر الاستیک همان سختی تیر اولیه است، و تغییر شکل این قسمت از تیر به‌عنوان تغییر شکل الاستیک تیر می‌باشد. هم‌چنین تغییر شکل مفصل پلاستیک سهم تغییر شکل پلاستیک تیر بوده و تغییر شکل نیاز مفصل برابر با تفریق تغییر شکل الاستیک از تغییر شکل کل می‌باشد، در شکل (۶-۷) نشان داده شده است [۲۱].

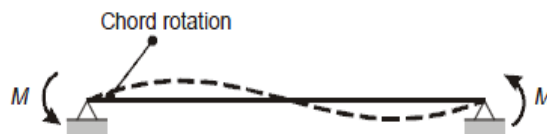


شکل ۶-۷- سهم تغییرشکل پلاستیک تیر از کل تغییرشکل تیر [۲۱]

خط نقطه چین در شکل فوق رابطه بین ممان و چرخش در طول کل L است و با توجه به این که چرخش الاستیک تیر تحت ممان M برابر $\frac{ML}{EI}$ می باشد، با کاهش این قسمت از چرخش کل، چرخش مفصل تعیین می شود. برای مفصل چرخشی معیار تغییرشکل برای محاسبه نیاز به ظرفیت، چرخش مفصل بوده و برای مفصل انحنایی معیار تغییرشکل، انحنا می باشد. برای نتایج خروجی و محاسبه نسبت نیاز به ظرفیت انحنا، این نرم افزار چرخش را به انحنا تبدیل می کند [۲۱].

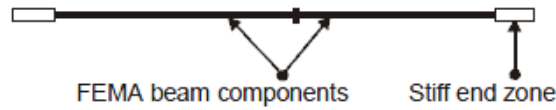
۶-۵-۱- مدل دوران وتری

این مدل ساده ترین گزینه با بیشترین محدودیت، برای مدل کردن تیرهاست که مدل اولیه آن در شکل (۶-۸) نشان داده شده است [۲۱].



شکل ۶-۸- مدل دوران وتری [۲۷]

در این مدل یک تیر ساده با دو ممان انتهایی مخالف و بارگذاری در دهانه در نظر گرفته شده است. برای استفاده از این مدل باید، رابطه غیرخطی بین ممان های انتهایی و دوران تعریف شود. دوران انتها ناشی از خمش می باشد، که به صورت دوران جسم صلب در نظر گرفته می شود. شکل (۶-۹) نمونه ای از مدل PERFORM-3D برای مدل دوران وتری می باشد [۲۱].



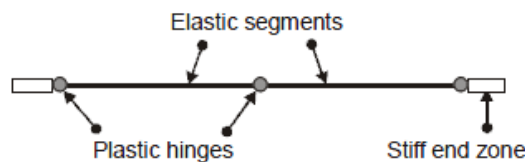
شکل ۶-۹- مدل دوران وتری در PERFORM-3D [۲۷]

این مدل شامل اعضایی با طول محدود و رفتار غیرخطی است و حاوی دو بخش می باشد، که به کاربر اجازه می دهد برای یک تیر دو بخش با خصوصیات و رفتار مختلف تعریف کرد. طول گسترش هر مفصل $\frac{1}{3}$ طول هر مولفه FEMA، یعنی $\frac{1}{6}$ دهانه خالص می باشد. در این نرم افزار از مولفه های زیر جهت ایجاد مدل دوران وتری برای تیرها استفاده می شود [۲۱]:

۱. تیرهای فلزی FEMA (FEMA steel beam): برای تیرهای فلزی، ظرفیت چرخش انتهایی به صورت ضربی از چرخش تسلیم داده شده است.
۲. تیرهای بتنی FEMA (FEMA concrete beam): برای تیرهای بتنی، ظرفیت چرخش انتهایی به صورت چرخش پلاستیک داده شده است.

۶-۵-۲- مدل مفصل پلاستیک

با به کارگیری مدل دوران وتری به طور غیرمستقیم از مفاصل پلاستیک استفاده می شود. نرم افزار PERFORM-3D این امکان را می دهد، تا مدل را به طور مستقیم از مفاصل بسازیم. به طور مثال اگر تیری چنان تحت بارگذاری قرار گیرد که امکان تشکیل مفصل پلاستیک، علاوه بر دو سر آن در وسط تیر هم باشد، از مدلی مثل شکل (۶-۱۰) می توان استفاده کرد [۲۱].



شکل ۶-۱۰- مدل مفصل پلاستیک [۲۷]

مدل مفصل پلاستیک، یک مدل با مشخصه پلاستیسیته متمرکز^۱ می باشد. در این مدل فرض شده که تمام تغییرشکل های غیرخطی، در مفاصل پلاستیک تمرکز دارند و تیر الاستیک است. با وجود تقریب زیاد، این مدل برای مقاصد کاربردی به واقع روش مناسبی می باشد [۲۱].

۶-۵-۳- مدل ناحیه پلاستیک

برخلاف مدل مفصل پلاستیک که طول تغییرشکل های پلاستیک در آن ناحیه ای به طول صفر متمرکز است، در مدل ناحیه پلاستیک این تغییرشکل ها در طول معینی از تیر توزیع می شوند و می توان طولی را برای ناحیه پلاستیک مشخص کرد. در این مدل باید به نکات زیر توجه کرد [۲۱]:

۱. برای تعریف این مدل باید از مفاصل ممان - انحنای، یا از مقاطع رشته ای استفاده شود.
۲. رابطه بین ممان و انحنای در تیر اصلی و مدل تعریف شده باید یکسان باشند و رابطه در نظر گرفته شده باید توسط نتایج واقعی کالیبره شود.
۳. ناحیه پلاستیک باید یک طول ثابت داشته باشد، اما در تیرهای واقعی طول جاری شدگی می تواند با تغییرات بارگذاری تغییر کند.

سخت ترین مرحله کار در این مدل تعیین طول ناحیه پلاستیک است. برای این کار می توان از روش های مختلفی استفاده کرد، که ساده ترین آنها تعیین ناحیه پلاستیک به صورت درصدی از طول تیر می باشد. برای اغلب تیرها و ستون ها از رابطه () که در آن D عمق مقطع است، برای طول ناحیه پلاستیک استفاده کرد [۲۱]:

$$L_p = 0.5D \quad (2-6)$$

۱. Lumped plasticity

۶-۶- مدل کردن تیرهای بتن مسلح در PERFORM-3D

در این پروژه از مدل دوران وتری استفاده شده است. برای مثال مراحل ساخت یکی از تیرهای داخلی بین ستون‌ها با این روش به صورت زیر است:

۶-۶-۱- تعریف سطح مقطع تیر

در یک برنامه رایانه‌ای برای تحلیل خطی معمولاً مشخصات یک المان با اختصاص یک سطح مقطع و یک ماده الاستیک مشخص می‌شود، که در بیشتر موارد خواص المان بعد از این مرحله به طور کامل اختصاص می‌یابد. اما این کار در تحلیل غیرخطی به دلیل نیاز به مشخصات بیشتر، خیلی ساده نیست. چون علاوه بر داشتن مشخصات سختی عضو به مشخصات مقاومتی هم نیازمندیم. از سطح مقطع برای اختصاص ابعاد به اجزای اصلی در یک جز مرکب، برای تعیین مشخصات چشمه‌های اتصال^۱ و برای اختصاص ابعاد به ناحیه صلب انتهایی در المان‌های تیر و ستون استفاده می‌شود. برنامه از روی سطح مقطع مشخصات سختی را به‌طور خودکار محاسبه می‌کند [۲۱]. در شکل (۶-۱۱) نحوه اختصاص سطح مقطع $B30 \times 40$ و مشخصات سختی آن نشان داده شده است.

The screenshot shows the 'Shape and Dimensions' panel with 'Rectangle' selected as the section shape. Dimensions are B=40 and D=30. A diagram shows a rectangle with axes 2 and 3. Below is a 'Calculate' button. The 'Section Stiffness' panel shows calculated values: Axial Area (12000), Torsional Inertia (209980), Shear Area along Axis 2 (999.96), Bending Inertia about Axis 2 (160000), Shear Area along Axis 3 (999.96), and Bending Inertia about Axis 3 (90000). The 'Material Stiffness' panel shows Young's Modulus (220000), Poisson's Ratio (0.2), and Shear Modulus (91667).

Section Stiffness	
Axial Area	12000
Torsional Inertia	209980
Shear Area along Axis 2	999.96
Bending Inertia about Axis 2	160000
Shear Area along Axis 3	999.96
Bending Inertia about Axis 3	90000

Material Stiffness		
Young's Modulus	220000	Poisson's Ratio
		0.2
Shear Modulus =	91667	

شکل ۶-۱۱- اختصاص سطح مقطع و محاسبه مشخصات سختی

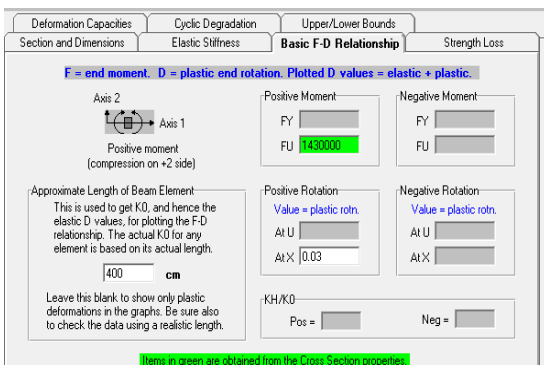
۱. Connection panel zone

۶-۶-۲- تعریف رابطه F-D برای تیر

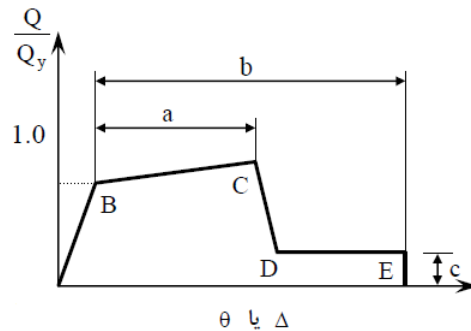
برای تعریف مفصل پلاستیک باید لنگر مقاوم نهایی تیر را به کمک آیین‌نامه‌های طراحی موجود بدست بیاوریم. سختی اولیه را برنامه از روی سطح مقطع به‌طور خودکار محاسبه می‌کند، فقط لازم است که طول تقریبی تیر را به برنامه بدهیم. چون تیر متقارن است، فقط لنگر مثبت را وارد می‌کنیم. البته برای اعضای بتنی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، از مقاومت مورد انتظار مصالح طبق رابطه (۶) استفاده می‌شود.

$$\left\{ \begin{array}{l} (f'_c)_{CE} = 1.25f'_c \\ (F_y)_{CE} = F_{ye} = 1.15F \end{array} \right\} \quad (۶-۳)$$

منظور از atX در برنامه همان b در آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای و FEMA356 می‌باشد، که در شکل (۶-۱۲) نشان داده شده است و مقدار آن از جدول (۶-۷) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بدست می‌آید، در شکل (۶-۱۳) رابطه F-D برای تیر $B30 \times 40$ مشخص است.



شکل ۶-۱۳- رابطه F-D برای تیر

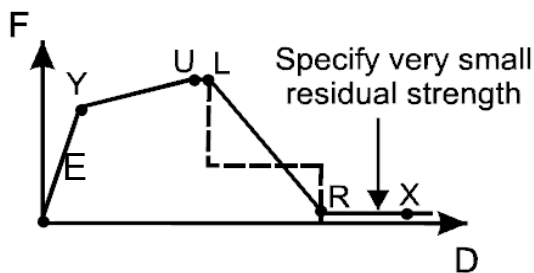


شکل ۶-۱۲- رابطه بار - تغییرشکل کلی برای اجزای بتنی [۲۷]

۶-۶-۳- افت مقاومت

در FEMA356 یک افت مقاومت ناگهانی در نقطه L و یک افت مقاومت کلی در نقطه E رخ می‌دهد، ولی در PERFORM-3D افت مقاومت از نقطه L هم می‌تواند به‌طور ناگهانی، و هم می‌تواند تدریجی باشد. ولی افت مقاومت تدریجی واقع‌بینانه‌تر است، به‌عنوان یک قانون کلی باید از افت‌های

مقاومت ناگهانی اجتناب کرد [۲۱]. در شکل (۶-۱۴) افت مقاومت در تیر نشان داده شده و در شکل (۶-۱۵) تفاوت افت مقاومت در PERFORM-3D با FEMA356 را نشان می‌دهد. خط نقطه‌چین مربوط به FEMA356 می‌باشد. در این برنامه DL همان مقدار a در جدول (۶-۷) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد. DR برای شیب افت تدریجی می‌باشد و با سعی و خطا بدست می‌آید. مقدار $\frac{FR}{FU}$ نشان دهنده مقاومت باقی‌مانده در تیر است.



Deformation Capacities	Cyclic Degradation	Upper/Lower Bounds
Section and Dimensions	Elastic Stiffness	Basic F-D Relationship
Strength Loss		
Deformation values = plastic rotations		
Specify the DR value such that the total (elastic + plastic) DR is larger than the total DL.		
Positive Rotations:	Negative Rotations:	Strength Loss Interaction
DL: 0.02	DL: []	Interaction Factor Min = 0, Max = 1
DR: 0.025	DR: []	0 = no interaction. Strength loss in one direction has no effect on the strength in the other direction.
FR/FU: 0.2	FR/FU: []	1 = full interaction. Strength loss in one direction causes an equivalent loss in the other direction.
Total Strength Loss at Point X:		
<input checked="" type="radio"/> No <input type="radio"/> Yes		
For the "Yes" option, if Point X is reached, in either the positive or negative direction, the strength and stiffness suddenly reduce to zero.		

شکل ۶-۱۵-تفاوت افت مقاومت با PERFORM با FEMA356 [۲۷]

شکل ۶-۱۴- افت مقاومت در تیر

۶-۶-۴- معیارهای پذیرش برای نسبت‌های نیاز - ظرفیت

برای انجام این قسمت ابتدا باید یکبار تحلیل را انجام بدهیم با مقادیر فرضی یا مقادیری که قبلاً بدست آورده‌ایم از تحلیل خطی، سپس با توجه به مقادیر خروجی برای مدل غیرخطی این مقادیر را از جدول (۶-۷) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد، بدست می‌آوریم. شماره‌های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب نشان دهنده سطح عملکردی IO، LS و CP می‌باشند. با توجه به تقارن تیر فقط مقادیر مثبت برای معیارهای پذیرش کفایت می‌کند. شکل (۶-۱۶) معیارهای پذیرش را روی نمودار F-D نشان می‌دهد.

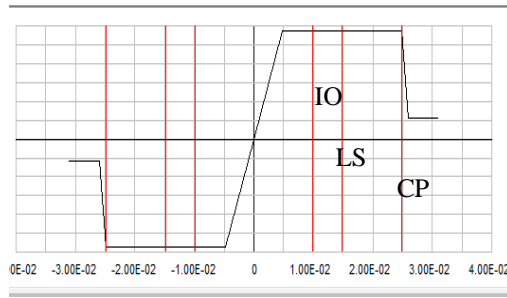
Section and Dimensions Elastic Stiffness Basic F-D Relationship Strength Loss

Deformation Capacities Cyclic Degradation Upper/Lower Bounds

Capacity values = plastic rotations

Dependent on Shear (V) Force?
 No Yes Upper V Lower V

Capacities at Upper V			Capacities at Lower V		
Level	Pos. Capacity	Neg. Capacity	Level	Pos. Capacity	Neg. Capacity
1	0.005		1		
2	0.01		2		
3	0.02		3		
4			4		
5			5		



شکل ۶-۱۷- معیارهای پذیرش در تیر

شکل ۶-۱۶- معیارهای پذیرش برای تیر در نمودار F-D

۶-۶-۵- ترکیب اجزا برای ساخت تیر

در این مرحله باید اجزایی را که در مراحل قبل برای تیر ساختیم با هم ترکیب کنیم. برای این منظور ابتدا نواحی صلب انتهایی را انتخاب می‌کنیم، برنامه با توجه به سطح مقطع تیر و ستون محاسبات لازم را به طور خودکار انجام می‌دهد. چون تیر متقارن است هر قسمت جز غیرخطی نصف طول تیر را تشکیل می‌دهد. در شکل (۶-۱۸) این موضوع نشان داده شده است.

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

Basic Components Strength Sections Self Weight

COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED

Component Type: End Zone for a Beam or Column

Component Name: Default End Zone

Text for filter: Filter

Length Type: Based on adjacent beam or column size Length Value:

Add Insert Replace Delete

COMPONENT LIST (MAX: 12) Click to highlight. Double click to select. Show Properties

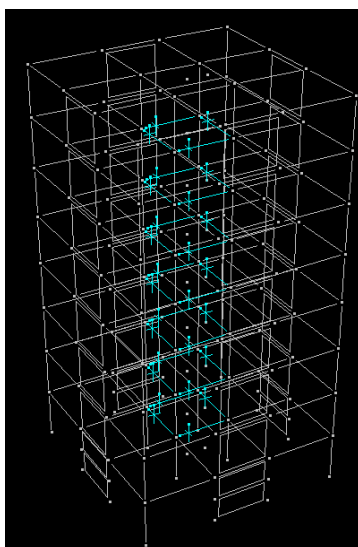
No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	FEIMA Beam, Concrete Type	B30X40	0.5	
3	FEIMA Beam, Concrete Type	B30X40	0.5	
4	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

شکل ۶-۱۸- ترکیب اجزا برای ساخت تیر غیرخطی

ضمناً در این مرحله وزن تیر را می‌توانیم وارد کنیم. برای این کار باید بعد از انتخاب گزینه Self weight وزن ۱ متر از تیر را وارد کنیم، برنامه با توجه به طول تیر، وزن کل تیر را حساب می‌کند.

۶-۶-۶- اختصاص دادن مدل ساخته شده به عضو تیر در سازه

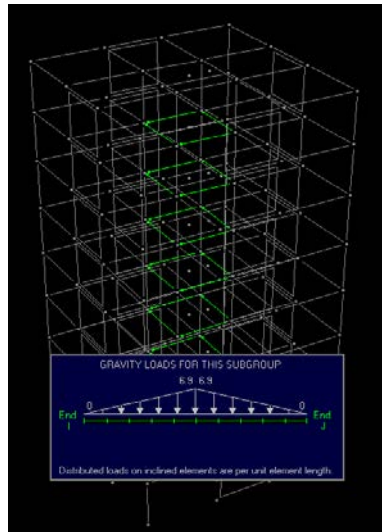
در این قسمت باید تیرهایی را که خصوصیات یکسانی دارند، در یک گروه قرار داد و جهت گیری مختصات تیرها مشخص شود، این مسئله برای تیرهایی که هندسه و بارگذاری مقارنی ندارند خیلی مهم است، ولی در این نرم افزار به علت ضعیف بودن گرافیک و نشان ندادن حجم اعضای سازه کمی مشکل است. بعد از این قسمت باید تیر ساخته شده در مرحله ۵ را به گروه تیر انتخاب شده اختصاص دهیم. شکل (۶-۱۹) نحوه قرار گرفتن تیرها در یک گروه و جهت گیری آنها را نشان می دهد.



شکل ۶-۱۹- اختصاص مختصات محلی به یک گروه تیر

۶-۶-۷- بارگذاری اعضا

در این مرحله بارهای زنده و مرده به گروه های از قبل مشخص شده اعمال می شود. شکل (۶-۲۰) نحوه اختصاص بار زنده را به یک گروه تیر نشان می دهد.



شکل ۶-۲۰- بارگذاری اعضا

۶-۶-۸- حالت های حدی و نسبت های کاربردی

در تحلیل غیرخطی حجم زیادی از نتایج تحلیل ایجاد می شود، با استفاده از حالت های حدی^۱، می توان نتایج را به صورت تعداد کمی نسبت های کاربردی^۲ خلاصه کرد و هنگامی که تغییر مکان هدف پیدا شد، به ما نشان می دهند، آیا سازه توانسته نیازهای عملکردی را ارضا کند یا خیر. شکل (۶-۲۱) تیر را برای حالت حدی ایمنی جانی و نسبت نیاز به ظرفیت برابر یک نشان می دهد.

LIMIT STATES

Type: Deformation

Name: beam-IN-LS

Status: Saved

Buttons: Save, Save As, Delete, UnChange

Deformation Conditions

CONDITION TO BE ADDED

Element Group: in

Element Type: Beam

Component Type: FEMA Column, Steel Type

Deformation Type: Column End Rotation

Performance Level: 2

Limit on D/C Ratio: 1.0

Be careful when you specify the limit state conditions, to make sure that you choose the correct element group, component type, deformation type and performance level.

LIST OF CONDITIONS (max. 20) Click to highlight for Insert, etc. Double click to select for editing.

No.	Element Group	Element Type	Component Type	Deformation Type	Level	D/C Limit
1	in	Beam	FEMA Beam, Concrete Type	End Rotation, Pos or Neg	2	1

شکل ۶-۲۱- اختصاص حالت های حدی و نسبت های کاربردی

۱. Limit states

۲. Usage ratio

۶-۷- انواع مدل کردن ستون ها

ستون ها به طور کلی نیروی محوری بزرگی دارند. بنابراین در نظر گرفتن اندرکنش P-M برای آن ها ضروری است. معمولاً در ستون ها خمش حول هر دو محور سطح مقطع رخ می دهد، در نتیجه در نظر گرفتن خمش و برش دو محوره برای آن ها لازم است. هر ستون از ارتباط دو گره به وجود می آید و شامل یک جز قابی است. روش های مدل سازی برای ستون های غیرخطی علاوه بر تمام روش های گفته شده برای تیرها چند روش دیگر را هم شامل می شود. دو روش مدل دوران و تری و مدل مفصل خمشی را به طور مختصر توضیح می دهیم [۲۱].

۶-۷-۱- مدل دوران و تری

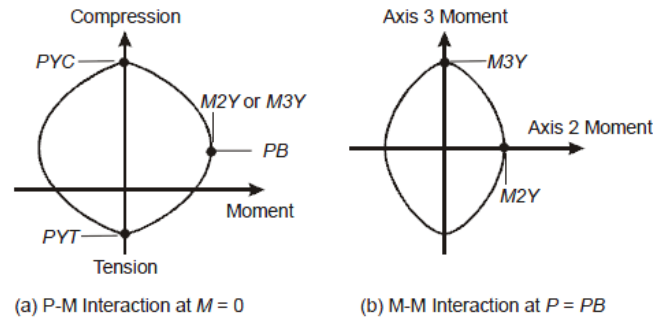
این مدل شامل ستون بتنی FEMA (FEMA concrete column) می باشد که مشخصات و تعاریف آن مشابه تیرهاست. اگر ستون در تمام طول خودش دارای مقاومت محوری ثابت و یکنواخت باشد و تحت نیروی خالص قرار گیرد، در تمام طولش به طور محوری جاری می شود. در این حالت طول مفصل پلاستیک، ارتفاع ستون می باشد. این مدل نسبت به مدل های دیگر مناسب تر است [۲۱].

۶-۷-۲- مدل ستون با استفاده از مفهوم مفصل چرخشی

در این مدل ستون بر پایه اندرکنش نیروی محوری، لنگرهای خمشی و سطوح تسلیم المان ستون مدل سازی می شود. مفصل پلاستیک تعریف شده، مشابه مفصل پلاستیک ناشی از خمش می باشد، ولی با تفاوت ها زیر:

- ۱- در مفصل P-M-M برای آگاهی از مشخصات پس از تسلیم، نیاز به تعریف یک سطح تسلیم است.
- ۲- زمانی که یک مفصل جاری می شود علاوه بر چرخش، به صورت محوری نیز تغییر شکل می دهد.
- ۳- برای یک مفصل چرخشی تغییر شکل خمشی، چرخش و تغییر شکل محوری، جابه جایی محوری می باشد ولی برای یک مفصل انحنایی تغییر شکل خمشی، انحنای تغییر شکل محوری، کرنش است.

شکل (۶-۲۲) سطح تسلیمی را نشان می‌دهد که PERFORM-3D برای یک سطح تسلیم P-M-M در مقاطع بتنی استفاده می‌کند.



شکل ۶-۲۲- سطح اندرکنش P-M-M در مقاطع بتنی [۲۷]

معادلات این سطح تسلیم به صورت رابطه (۶-۴) است.

$$f_{PM} = \left(\frac{P - P_B}{P_{YO} - P_B} \right)^\alpha + \left(\frac{M}{M_{YB}} \right)^\beta \quad (۶-۴)$$

f_{PM} = مقدار عملکرد تسلیم است، در حالت تسلیم مقدار این مولفه برابر یک می‌شود، P = نیروی محوری، P_B = نیروی محوری در نقطه تعادل (فرض شده که در هر دو صفحه، P-M یکسان باشد)، M = لنگر خمشی، P_{YO} = نیروی تسلیم در $M = 0$ و M_{YB} = لنگر تسلیم در $P = P_B$ است.

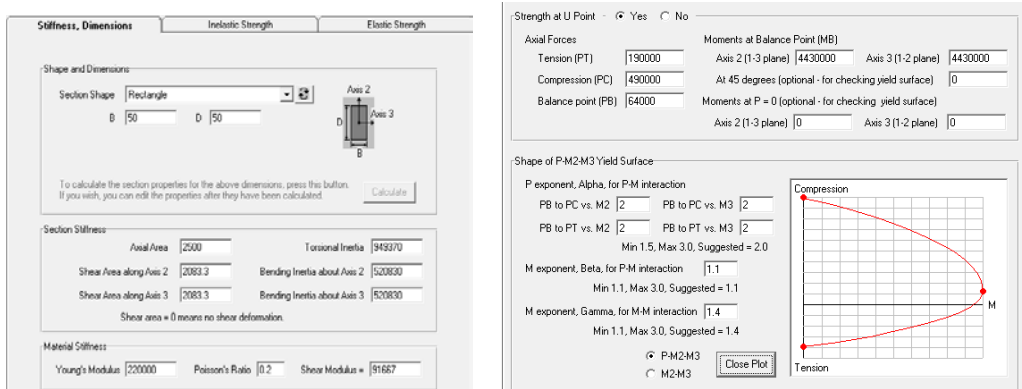
برای مولفه α و نیروی تسلیم P_{YO} در کشش و فشار می‌توان مقادیر متفاوتی را تعیین کرد. از مقادیر متفاوت مولفه α می‌توان برای تعریف سطح $P - M2$ و $P - M3$ نیز استفاده کرد. Deierlein و EL Tawill از مقدار $\beta = 1$ استفاده می‌کنند، ولی PERFORM-3D به یک مقدار بزرگتر از یک نیاز دارد. برای هر مقدار P ، معادله بالا مقادیر M در زمان تسلیم را برای هر دو صفحه $P - M2$ و $P - M3$ تعریف می‌کند (مقدار f_{PM} را یک قرار قرار می‌دهد و معادله را برای بدست آوردن M حل می‌کند). با این کار عملکرد تسلیمی در صفحه $M2 - M3$ به صورت معادله (۶-۵)، درمی‌آید [۲۱].

$$f_{MM} = \left(\frac{M_2}{M_{YP2}} \right)^\gamma + \left(\frac{M_S}{M_{YPS}} \right)^\gamma \quad (5-6)$$

برنامه برای سخت‌شدگی کرنشی در رفتار سه‌خطی از تئوری Mroz استفاده می‌کند.

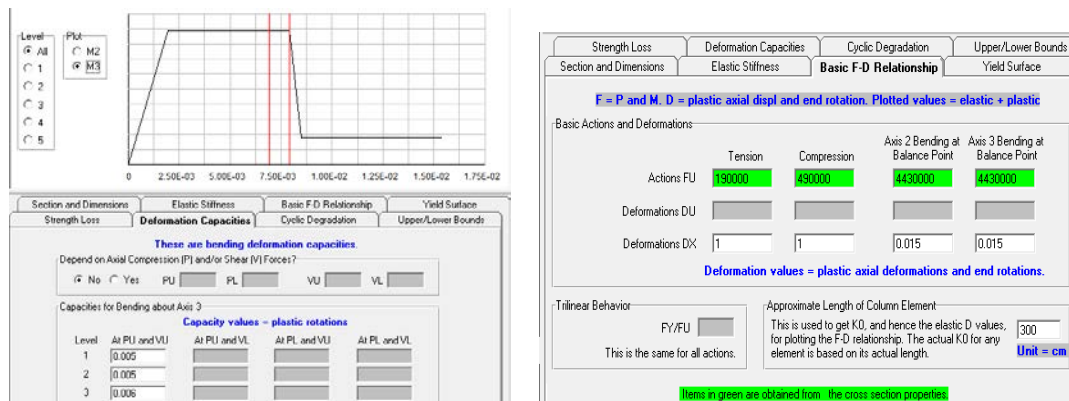
۶-۸- مدل کردن ستون‌های بتن مسلح در PERFORM-3D

برای این پروژه از مدل دوران وتری برای رفتار غیرخطی ستون‌ها استفاده شده است. اکثر مراحل برای ساخت ستون‌ها مانند تیرهاست. برای ستون‌ها از مدل دوخطی همراه با افت مقاومت استفاده شده است. مراحل ساخت این مدل برای ستون طبقه اول ساختمان ۸ طبقه در اشکال زیر آمده است.



شکل ۶-۲۴- محاسبه سختی ستون از سطح مقطع

شکل ۶-۲۳- اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی



شکل ۶-۲۶- معیارهای پذیرش برای ستون

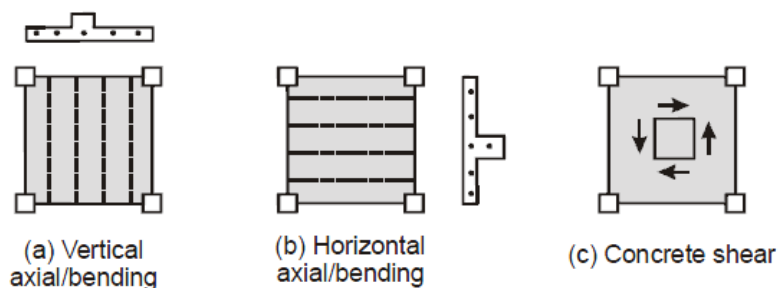
شکل ۶-۲۵- رابطه F-D برای ستون

۹-۶- مدل سازی غیرخطی دیوارهای برشی در *PERFORM-3D*

نرم افزار *PERFORM-3D* شرکت *CSI* امکان مدل سازی غیرخطی دیوار را با استفاده از المان های دیوار فراهم می آورد و نیاز به المان های قاب را برای مدل کردن بخش های دیوار حذف می کند، این المان به کمک تعدادی *Fiber* در طول دیوار که مدل مصالح غیرخطی به آن اختصاص داده شده است، تعریف می گردد. المان های دیوار برشی شامل هر دوی روابط نیروی محوری- تغییرشکل محوری و لنگر- انحنا خواهد بود. مدل مصالح غیرخطی می تواند به صورت الاستیک- پلاستیک کامل یا رابطه تنش - کرنش سه خطی تعریف گردد. این برنامه توانایی ترکیب کردن روابط نیروی برشی - تغییرشکل غیرخطی یا الاستیک را دارد. می توان از المان های *Fiber* غیرخطی در کل ارتفاع ساختمان استفاده نمود. برای کاهش زمان محاسباتی می توان در طبقات بالاتر تعداد *Fiber* ها را کاهش داد. برای هر المان دیوار برشی باید یک جزء مرکب دیوار برشی اختصاص داده و برای هر جزء مرکب هم باید مشخصات برشی و مشخصات خمشی - محوری را تعیین کرد [۳۲].

۹-۶-۱- لایه های خمشی و برشی در المان های دیوار برشی

برای مدل سازی رفتارهای خمشی و برشی در دیوارهای برشی باید از یک المان که به صورت ترکیبی از دو لایه خمشی و برشی است، استفاده کرد. این لایه ها در گره های المان ها به یکدیگر متصل شده و به صورت المان های موازی با هم عمل می کنند [۳۳].



شکل ۹-۶-۲۷- لایه های موازی برای ساخت دیوار برشی [۳۱]

این لایه‌ها که در شکل (۶-۲۷) نمایش داده شده‌اند، عبارتند از:

۶-۹-۱-۱- لایه خمشی - محوری قائم^۱

این لایه در شکل (۶-۲۷-a) نمایش داده شده است. سطح مقطع این لایه به صورت مقطع الیافی^۲ است، که این الیاف از نوع بتنی و فولادی هستند. استفاده از این لایه باعث می‌شود تا در صورت ایجاد ترک در یک مقطع بتنی، تار خنثی بتواند در امتداد مورد نظر در مقطع حرکت کند. با استفاده از این لایه ضخامت دیوار در طول آن می‌تواند تغییر کند.

۶-۹-۱-۲- لایه خمشی - محوری افقی

این لایه در شکل (۶-۲۷-b) نمایش داده شده است، در المان‌های دیوار برشی نمی‌توان از دو لایه خمشی - محوری افقی و عمودی به‌طور هم‌زمان استفاده کرد. در واقع لایه خمشی - محوری افقی همان لایه خمشی - محوری عمودی است، که چرخش معادل ۹۰ درجه داشته است.

۶-۹-۱-۳- لایه برشی متداول^۳

این لایه در شکل (۶-۲۷-c) نمایش داده شده است. در این لایه تنش برشی و ضخامت دیوار در تمام طول المان دیوار ثابت فرض می‌شود. ضخامت این لایه که رفتاری صرفاً برشی دارد، مبتنی به نقش بتن در تامین مقاومت برشی مقطع است و به‌همین دلیل لایه برشی بتن^۴ نیز خوانده می‌شود. هر یک از لایه‌ها رفتار متفاوتی با سایر لایه‌ها دارد. لایه‌ها به علت اتصال به یکدیگر در گره‌های یک

۱. Vertical axial-bending layer

۲. Fiber section

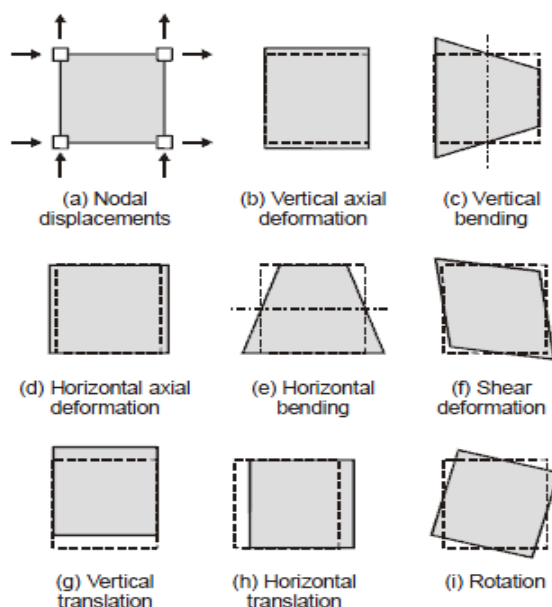
۳. Conventional shear layer

۴. Concrete shear layer

المان با هم اندرکنش خواهند داشت، که ترکیب رفتار لایه‌ها با هم نشان‌گر رفتار کلی المان دیوار برشی خواهد بود [۴۳].

۶-۹-۲- مشخصات و رفتار دیوار برشی

هر المان دیوار چهار گره را به هم متصل می‌کند و دارای ۲۴ درجه آزادی است. ۸ درجه آزادی از این ۲۴ درجه مربوط به تغییرشکل‌های درون صفحه‌ای بوده که در شکل (۶-۲۸) دیده می‌شود. تغییرشکل مذکور مهم‌ترین مدهای تغییرشکل در المان‌های دیوار محسوب می‌شوند. درجات آزادی مربوط به تغییرشکل‌های خمشی خارج از صفحه نیز جز این ۲۴ درجه آزادی محسوب می‌شوند که در مقابل سایر درجات آزادی از اهمیت کمتری برخوردارند. ۸ مود تغییرشکل درون صفحه‌ای به صورت ۵ مود تغییرشکل و ۳ مود جسم صلب به ترتیب در شکل‌های (۶-۲۸-b) تا (۶-۲۸-f) و (۶-۲۸-g) تا (۶-۲۸-i) به نمایش درآمده است. این اشکال نشان دهنده تغییرمکان‌های مثبت در المان‌های دیوار نیز می‌باشند [۳۳].



شکل ۶-۲۸- تغییرشکل‌های درون صفحه‌ای المان‌های دیوار برشی [۳۱]

رفتار طولی در صفحه معمولاً بسیار مهم‌تر از رفتار عرضی (معمولاً افقی) است. المان در جهت طولی می‌تواند در خمش یا برش غیرالاستیک باشد. رفتار عرضی درون صفحه‌ای و خمش خارج صفحه حالت فرعی است و می‌تواند الاستیک فرض شود. برای محاسبه سختی المان، فرض می‌شود که عمق سطح مقطع در طول المان بر اساس پهنای المان در نقطه وسطی ارتفاع، ثابت باشد. یک جنبه کلیدی رفتار بتن مسلح دیوار برشی این است که، بتن در کشش ترک بخورد و محور خنثی به سمت ناحیه فشاری حرکت کند، به این خاطر اندرکنشی بین اثرات خمشی و محوری وجود دارد و هنگامی - که دیوار تحت خمش باشد، نیروی محوری وجود خواهد داشت. این ویژگی در حالت الاستیک وجود نخواهد داشت و برای دیوار برشی فلزی یا دیوار برشی بتنی که دارای نیروی محوری کافی برای جلوگیری از ترک خوردگی است خوب است، ولی برای حالتی که تسلیم اتفاق افتد یا ترک ایجاد شود، جابه‌جایی محور خنثی می‌تواند تاثیرات مهمی روی رفتار مدل داشته باشد [۲۱].

۶-۹-۳- اندازه گیرهای تغییر شکل در المان دیوار برشی^۱

از المان‌های سنجش تغییر شکل می‌توان برای سنجش کرنش فایبرهای monitored، دوران‌های مفصل و تغییر شکل‌های برشی استفاده کرد. از مزیت‌های اندازه‌گیرها قابل بسط بودن روی چندین المان و محاسبه میانگین تغییر شکل‌ها، به جای اندازه‌گیری تغییر شکل‌های موضعی می‌باشد. همچنین FEMA356، مقادیر ظرفیت دورانی و تغییر شکل‌های برشی در دیوارها را به ما می‌دهد [۳۱].

۶-۹-۴- طول المان در ناحیه مفصلی

طراحی دیوار برشی طوری است که، در پای آن مفصل تشکیل شود و باقی دیوار الاستیک بماند. در این حالت، ممکن است استفاده از یک المان دیوار برشی با مقاطع فایبر غیرالاستیک، برای مدل

۱. deformation gages

کردن دیوار در ناحیه مفصلی و المان‌هایی با مقاطع فایبر الاستیک برای بقیه دیوار منطقی باشد [۲۱].
پاولی^۱ و پرستلی (طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی و بنایی مسلح ۱۹۹۲) رابطه (۶-۶) را برای طول مفصل یک دیوار پیشنهاد کرده‌اند [۳۷]:

$$L_p = 0.2D_w + 0.044h_e \quad (۶-۶)$$

که در آن L_p طول مفصل، D_w عمق سطح مقطع دیوار و h_e ارتفاع موثر دیوار است، یعنی ارتفاع یک دیوار طره‌ای با یک بار تکی در بالا و با همان و برش در مفصل همانند دیوار واقعی. FEMA356 توصیه می‌کند که، طول مفصل برابر با کوچکترین دو مقدار زیر باشد [۲۱]:

الف) نصف عمق سطح مقطع

ب) ارتفاع طبقه

۶-۹-۵- بارهای المان دیوار برشی

PERFORM اجازه بارگذاری را در المان‌های دیوار برشی نمی‌دهد. ولی می‌توان وزن دیوار را با استفاده از بارگذاری به روش Self wight اعمال کرد [۲۱].

۶-۹-۶- آثار غیرخطی هندسی

آثار $P - \Delta$ برای هر دو اثر درون صفحه‌ای و خارج از صفحه‌ای (خمش صفحه‌ای) در نظر گرفته می‌شود. در صورت تعیین اثر $P - \Delta$ نباید ضخامت خمش صفحه‌ای را خیلی کوچک در نظر گرفت ولی برای تنها برش درون صفحه‌ای ضخامت خیلی کوچک اشکالی ندارد. به هر حال در نظر گرفتن ضخامت خیلی کم به معنای پذیرفتن احتمال کمانش خواهد بود. توصیه شده که مقدار ضخامت دیوار

^۱ Pauly

را واقع‌گرایانه تعیین شود. مقدار نیروی برشی مقاوم ناشی از خمش صفحه‌ای به احتمال زیاد بخش کوچکی از نیروی برشی کل خواهد بود [۲۱].

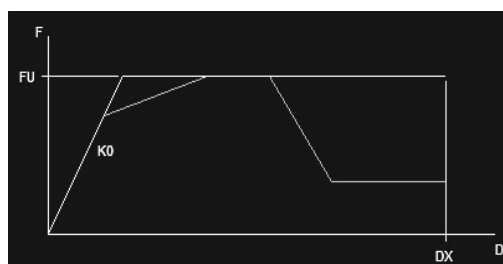
۱۰-۶- ساخت دیوار برشی غیرالاستیک ساختمان ۸ طبقه در *PERFORM-3D*

در این جا ساخت یکی از دیوارهای غیرالاستیک را به‌طور کامل در *PERFORM-3D* نشان خواهیم داد. ساخت دیوار الاستیک هم فرق چندانی با این نوع دیوار ندارد

۱۰-۶-۱- تعریف مصالح برای مقاطع رشته‌ای

- الیاف بتنی

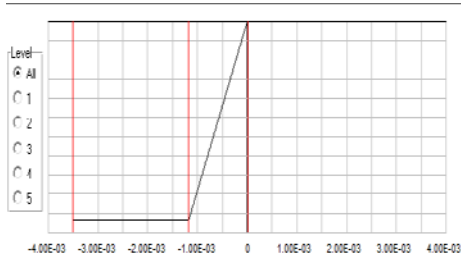
برای ساخت مصالح بتنی دیوار از مدل دو خطی استفاده می‌کنیم. با توجه به این‌که دیوارهای برشی شرایط محصورشدگی مرزی را طبق آیین‌نامه FEMA356 را ارضاء نکرده‌اند، از حالت فاقد شرایط محصورشدگی^۱ برای دیوارهای برشی استفاده می‌کنیم. مصالح بتنی مورد استفاده، دارای مقاومت فشاری $210 \frac{kg}{cm^2}$ ، ضریب پواسون 0.2 و مدول ارتجاعی $220000 \frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد. جزئیات مصالح بتنی غیرخطی جهت ایجاد لایه خمشی - محوری در شکل (۶-۲۹) نمایش داده شده است.



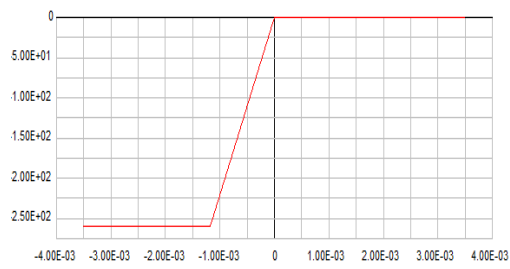
شکل ۶-۲۹- مشخصات مصالح بتنی غیرخطی

نمودار تنش-کرنش فشاری بتن و معیارهای پذیرش در شکل (۶-۳۰) نشان داده می‌شود.

۱. Nonconforming



معیارهای پذیرش روی بتن



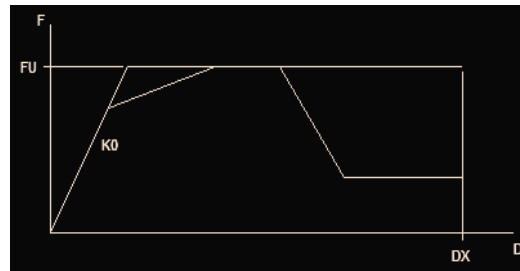
نمودار تنش - کرنش بتن

شکل ۶-۳۰- نمودار تنش- کرنش و معیارهای پذیرش در بتن

• الیاف فولاد

برای ساخت الیاف فولادی، از مصالح فولادی غیرخطی کمانش ناپذیر با منحنی تنش - کرنش

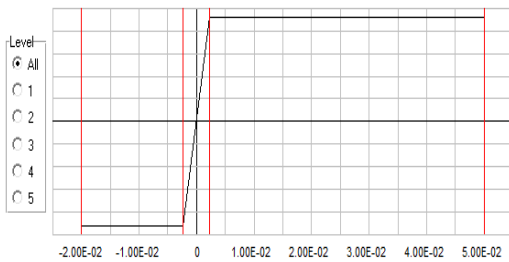
دوخطی استفاده شده است. تنش تسلیم میلگرد طولی $4000 \frac{kg}{cm^2}$ و مدول ارتجاعی فولاد برابر $\frac{kg}{cm^2}$ می باشد.



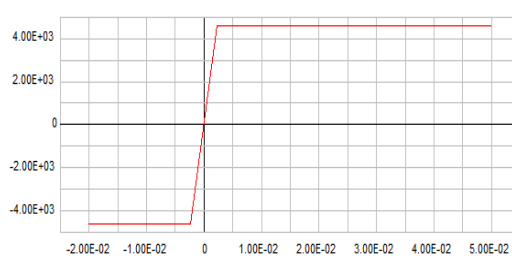
شکل ۶-۳۱- مشخصات مصالح فولاد غیرخطی بدون کمانش

در نهایت نمودار تنش - الیاف فولادی مورد استفاده در لایه خمشی - محوری و معیارهای

پذیرش مورد استفاده در شکل (۶-۳۲) نشان داده می شود.



معیار پذیرش برای الیاف فولادی



نمودار تنش - الیاف فولادی

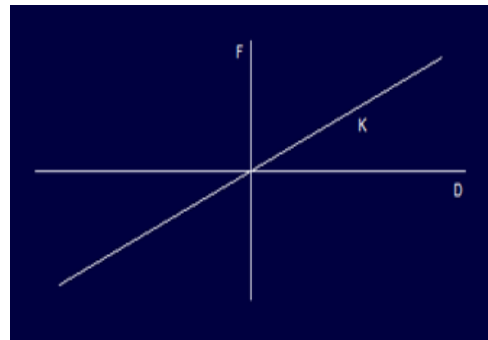
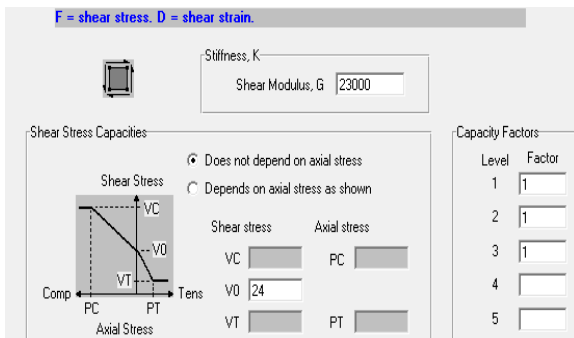
شکل ۶-۳۲- نمودار تنش- کرنش و معیارهای پذیرش در فولاد

• ساخت لایه برشی بتن

این لایه فاقد الیاف و برای مدل سازی رفتار برشی در بتن بوده و در این مقاله رفتار برشی در دیوارها به صورت غیرخطی فرض می شود. برای ساخت این لایه از دو مولفه مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می شود. در تعیین ظرفیت برشی با توجه به آیین نامه بتن ایران (آبا)، مقدار تنش برشی مقاوم در این لایه $24 \frac{kg}{cm^2}$ بدست آمده است. برای تعیین مدول برشی الاستیک، با فرض $\nu = 0.2$ ، با استفاده از رابطه زیر داریم:

$$G_e = \frac{E}{2(1 + \nu)} \Rightarrow G_e = 0.4166E = 0.4166 \times 220000 \simeq 92000 \frac{kg}{cm^2} \quad (7-6)$$

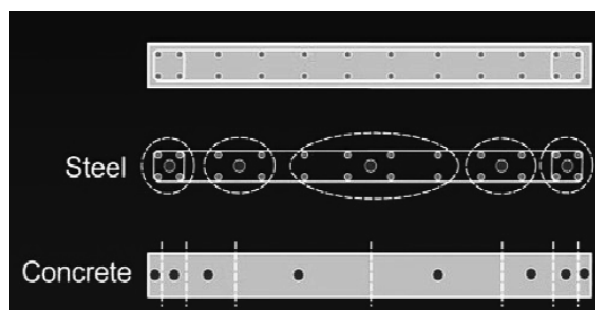
این مقدار برای بتن ترک نخورده قابل قبول می باشد، ولی برای بتن ترک نخورده قابل قبول نیست. برای رفع این مشکل به طور تخمینی، مقدار ۲۵٪ از G_e را برای مدول برشی بتن در نظر می گیرند، یعنی $G_e = 23000 \frac{kg}{cm^2}$. مشخصات مصالح برشی غیرخطی مانند شکل (۶-۳۳) خواهد بود.



شکل ۶-۳۳- مشخصات مصالح برشی خطی

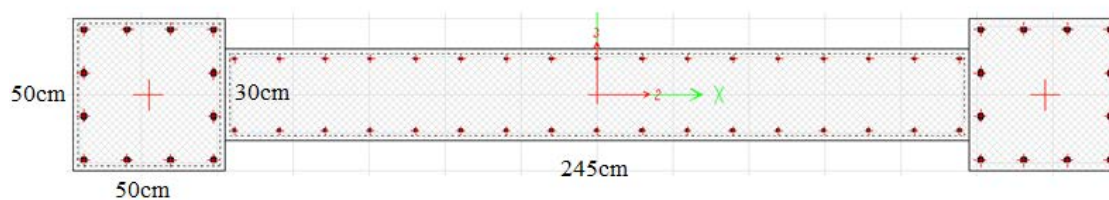
۶-۱۰-۲- ساخت سطح مقطع برای دیوار برشی غیرالاستیک

برای ساخت دیوار برشی حتما باید یک سطح مقطع تعریف کنیم. برای این کار، سطح مقطع موجود را به قسمت‌های دلخواه تقسیم می‌کنیم، تعداد این قسمت‌ها اختیاری است، معمولا برای هر کدام از مصالح بتن و فولاد حداقل برابر با ۲ می‌باشد. لازم نیست که تعداد این قسمت‌ها زیاد باشد. هر قسمت از یک رشته بتنی، فولادی یا هر دو تشکیل شده است. مقدار فولاد و بتن موجود در هر قسمت را باید به صورت متمرکز در مرکز آن قرار داد. در شکل (۶-۴۶) این موضوع نشان داده شده است.



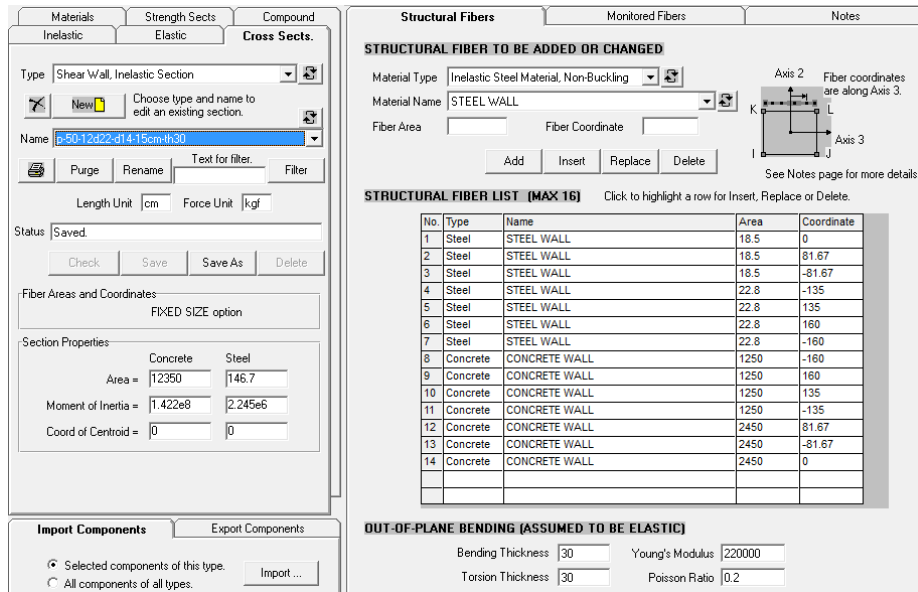
شکل ۶-۳۴- معادل سازی سطح مقطع با المان‌های رشته‌ای [۳۲]

در شکل (۶-۳۶) نحوه تبدیل سطح مقطع دیوار طبقه اول که در شکل (۶-۳۵) نشان داده شده، به المان‌های رشته‌ای نشان داده شده است.



شکل ۶-۳۵- شکل سطح مقطع دیوار طبقه اول

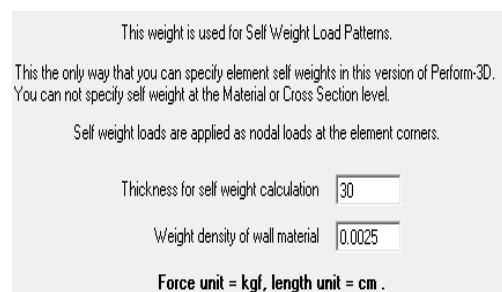
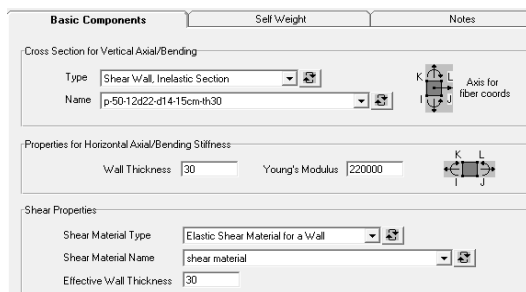
برای ساخت این مدل سطح مقطع را به ۷ قسمت بتنی و ۷ قسمت فولادی تقسیم کرده‌ایم و از روش Fixed size استفاده شده است. البته این تعداد را می‌توان با ۲ یا ۳ قسمت هم به راحتی انجام داد و مشکلی پیش نمی‌آید.



شکل ۶-۳۶- ساخت سطح مقطع دیوار برشی با مقاطع رشته‌ای

۶-۱۰-۳- ترکیب اجزای ساخته شده دیوار برشی

در این قسمت باید سطح مقطع ساخته شده را به لایه خمشی - محوری قائم اختصاص دهیم. برای لایه خمشی - محوری افقی فقط کافی است، ضخامت و مدول الاستیسیته بتن را وارد کنیم، زیرا این لایه به صورت الاستیک مدل می‌شود. برای لایه برشی بتن هم باید مصالح برشی را که قبلاً تعریف کردیم به همراه ضخامت دیوار وارد کنیم. در این قسمت وزن واحد حجم بتن، را هم در صورت نیاز می‌توان وارد کرد. مراحل ساخت این قسمت‌ها در شکل (۶-۳۷) نشان داده شده است.



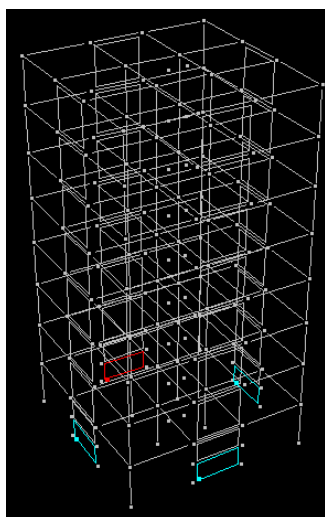
شکل ۶-۳۷- ترکیب اجزا ساخته شده برای دیوار برشی

۶-۱۰-۴- معیارهای پذیرش دیوار بتنی

Fema356 برای دیوارهای بتنی، معیارهای پذیرشی براساس کرنش برای نسبت‌های نیاز - ظرفیت تعریف کرده است. برای استفاده از آن، ابتدا باید کرنش‌سنج‌ها را ساخت و روی چهارگوشه المان دیوار نصب کرد. برای این کار از منوی Elastic, گزینه (4-node), Rotation Gage, Wall Type را انتخاب می‌کنیم و طبق ضوابط FEMA356 مقادیر لازم را قرار می‌دهیم. برای اعمال این کرنش‌سنج‌ها به دیوار برشی، باید در قسمت ELEMENTS پس از انتخاب المان Deformation Gage کرنش‌سنج ساخته شده را به آن اختصاص دهیم، سپس المان ساخته شده را بر روی دیوار قرار می‌دهیم. شکل (۶-۳۸) ساخت کرنش‌سنج و شکل (۶-۳۹) نحوه اعمال آن را به دیوار نشان می‌دهد.

Deformation Capacities		
Level	Positive	Negative
1	0.002	0.002
2	0.004	0.004
3	0.008	0.008
4		
5		

شکل ۶-۳۸- معیارهای پذیرش دیوار برشی



شکل ۶-۳۹- نحوه اختصاص دادن کرنش‌سنج‌ها به دیوار برشی

۵-۱۰-۶- حالت های حدی و نسبت های کاربرد

برای این که بدانیم دیوارها مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های [۱۲] موجود هستند یا نه، باید حالت های حدی را تعریف کنیم و برای آن ها نسبت مورد نیاز را قرار دهیم. در شکل زیر برای دیوار برشی، حالت حدی ایمنی جانی (LS) با نسبت نیاز - ظرفیت برابر یک را قرار داده ایم.

No.	Element Group	Element Type	Component Type	Deformation Type	Level	D/C Limit
1	gauge	Deformation Gauge	Rotation Gauge, Wall Type (4-node)	Rotation, Pos or Neg	2	1

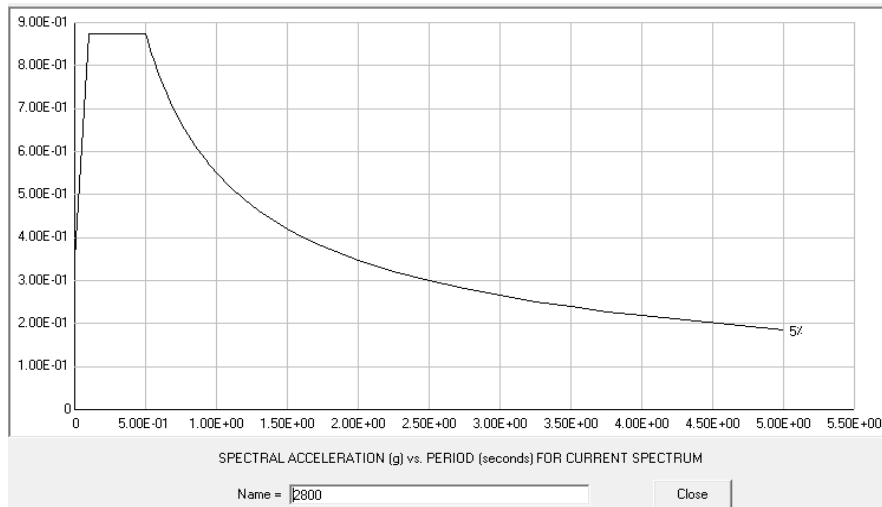
شکل ۶-۴۰- تعریف حالت حدی و نسبت نیاز - ظرفیت برای دیوار برشی

۶-۱۱- الگوهای بارگذاری جانبی سازه

برای یک سازه دو حالت بارگذاری کافی است. الگوی بار توزیع مثلثی^۱ و توزیع یکنواخت^۲ از شایع ترین الگوهای بارجانبی می باشد، که در این پروژه علاوه بر آن ها از الگوی بار طیفی و مودال هم استفاده شده است. برای الگوی بار طیفی باید همه مقاطع را برش بزنییم و مقدار برش در هر طبقه را بدست آوریم. برای الگوی بارجانبی مودال از سه مود اول سازه به جای یک مود اول سازه استفاده شده است. برای بارگذاری طیفی باید ابتدا طیف را مطابق طیف ۲۸۰۰ زلزله به برنامه معرفی کنیم. شکل زیر این طیف را در PERFORM-3D نشان می دهد.

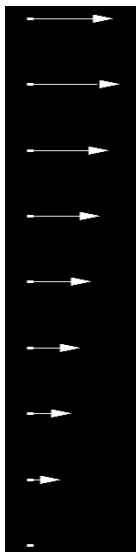
۱. Triangular Pattern

۲. Uniform Pattern

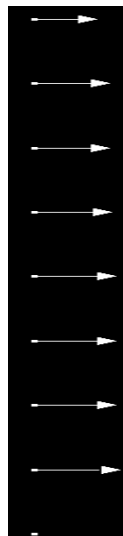


شکل ۶-۴۱- طیف ۲۸۰۰ برای الگوی بار طیفی

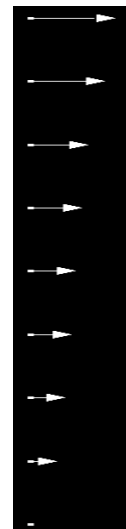
در شکل (۶-۴۲) سه الگوی بار جانبی از لحاظ شکل الگوی بار طبقه نشان داده است.



الگوی بار مثلی



الگوی بار یکنواخت



الگوی بار طیفی

شکل ۶-۴۲- مقایسه شکل الگوی بار جانبی در مدل ۸ طبقه

برای الگوی مودی باید یکبار تحلیل انجام شده باشد، تا اشکال مودی، زمان تناوب هر مود و زاویه هر مود با محور H1 مشخص شده باشد. برای بیشتر کردن اثر مودهای بالاتر از یک مقیاس استفاده می

کند. این مقیاس به زمان تناوب مود و طیف پاسخ بستگی دارد [۲۸]. شکل (۶-۴۳) الگوی مودی را برای ساختمان ۸ طبقه نشان می دهد.

Before you use this option you must calculate and examine the mode shapes.

Angle from H1 Axis to Push-Over Direction (degrees)

MODAL LOAD LIST Click to highlight

No.	Base Shear Direction	Factor
1	Positive D	0.63
3	Positive D	1
5	Positive D	1

MODAL LOAD TO BE ADDED OR CHANGED

Mode Number Base Shear Direction: Positive D Negative D

Scale Factor Scale factor depends on mode period and response spectrum.

Shape of response spectrum

Scale factor

Mode Period

Add Insert Replace Delete

شکل ۶-۴۳- تعریف الگوی بار مودی با سه مود اول

در این جا مرحله مدل سازی تمام می شود و وارد مرحله تحلیل می شویم.

۶-۱۲- ساخت بارهای ثقلی و جانبی برای تحلیل

از روی بارهای مرده و زنده باید دو ترکیب بارگذاری کران بالا و کران پایین موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود را برای بدست آوردن بحرانی ترین حالت بارگذاری به سازه اعمال کنیم. در شکل (۶-۴۴) نحوه ساخت کران بالای بارگذاری بر سازه نمایش داده شده است. تحلیل بارهای ثقلی خطی فرض شده است.

Gravity Load Patterns for this Load Case

LOAD PATTERN TO BE ADDED OR CHANGED

Load Type Nodal Element Self Weight

Pattern Name

Scale Factor

LOAD PATTERN LIST

Click to highlight for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Factor
1	Elem	DL	1.1
2	Elem	LL	1.1
3	Self	self weight	1.1

شکل ۶-۴۴- کران بالای بارهای ثقلی برای تحلیل

برای پوش سازه نیاز به یک نقطه مرجع است، معمولاً مرکز جرم طبقه بام برای این کار انتخاب می‌شود و درصدی از ارتفاع سازه را برای کنترل تغییرمکان در نظر می‌گیرند. سپس باید تعداد گام‌های پوش سازه را مشخص کنیم. در شکل (۶-۴۵) این مراحل را برای بارگذاری نوع مثلثی می‌توان دید.

شکل ۶-۴۵- ایجاد بارگذاری مثلثی برای پوش سازه

۶-۱۳- انجام تحلیل بر روی سازه

در این مرحله می‌توانیم چند نوع تحلیل، با اعمال جرم سازه متفاوت، میرایی‌های مختلف و اعمال کردن یا نکردن $P - \Delta$ را ساخت و هم‌زمان برای تحلیل به سازه اعمال کرد. تیرانس تحلیل و تعداد مودهای سازه هم در این مرحله در نظر گرفته می‌شود. برای سازه‌های معمولی تیرانس یک درصد مناسب می‌باشد. شکل (۶-۴۶) مراحل را برای سازه ۸ طبقه نشان می‌دهد.

شکل ۶-۴۶- ساخت یک سری تحلیل برای سازه

مطابق شکل (۶-۴۷) میرایی برای کل سازه ۵٪ در نظر گرفته شده است.

شکل ۶-۴۷- اعمال میرایی به سازه

قبل از تحلیل، باید مشخص کنیم کدام تحلیل‌ها باید همزمان انجام شوند، شکل (۶-۴۸) این موضوع را نشان می‌دهد، که در آن الگوی بار طیفی یک‌بار با کران بالا و بار دیگر با کران پایین بار ثقلی انجام شده است.

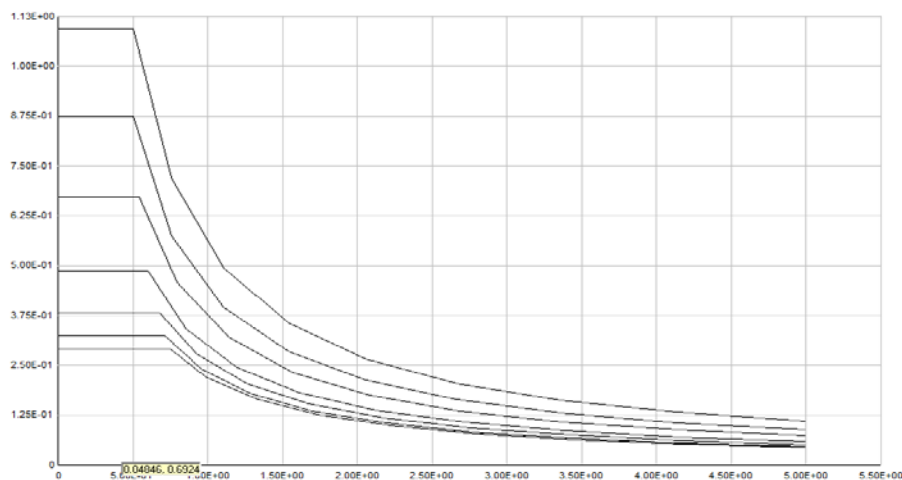
No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name	Status
1	Gravity	[0] + 1.1(DL+LL)	All load applied
2	Gravity	[0] + 0.9(DL)	All load applied
3	Push-over	[1] + spectra 2800-2	All load applied
4	Push-over	[2] + spectra 2800-2	All load applied

شکل ۶-۴۸- ترتیب مراحل بارگذاری برای تحلیل

۶-۱۴- پیدا کردن تغییرمکان هدف از منحنی ظرفیت سازه

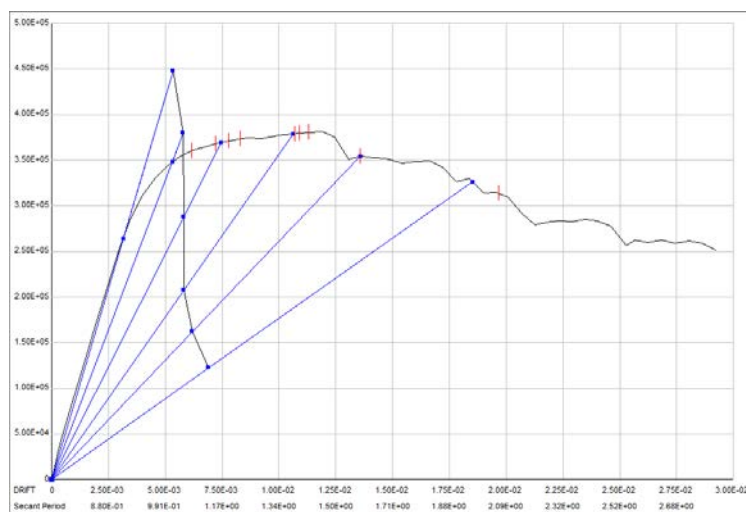
بعد از انجام تحلیل، برنامه برای هر تعداد تحلیل تعریف شده منحنی ظرفیت سازه را می‌دهد. در PERFORM-3D دو روش برای پیدا کردن تغییرمکان هدف وجود دارد، که ما از روش دقیق‌تر استفاده می‌کنیم.

ابتدا باید یک طیف نیاز برای سازه معرفی کنیم، سپس میرایی مورد نیاز را وارد کرده و بقیه موارد را مطابق با FEMA356 قرار می‌دهیم تا برنامه به‌طور خودکار از آن استفاده کند. در شکل (۶-۴۹) طیف معرفی شده با میرایی‌های مختلف را نشان می‌دهد.



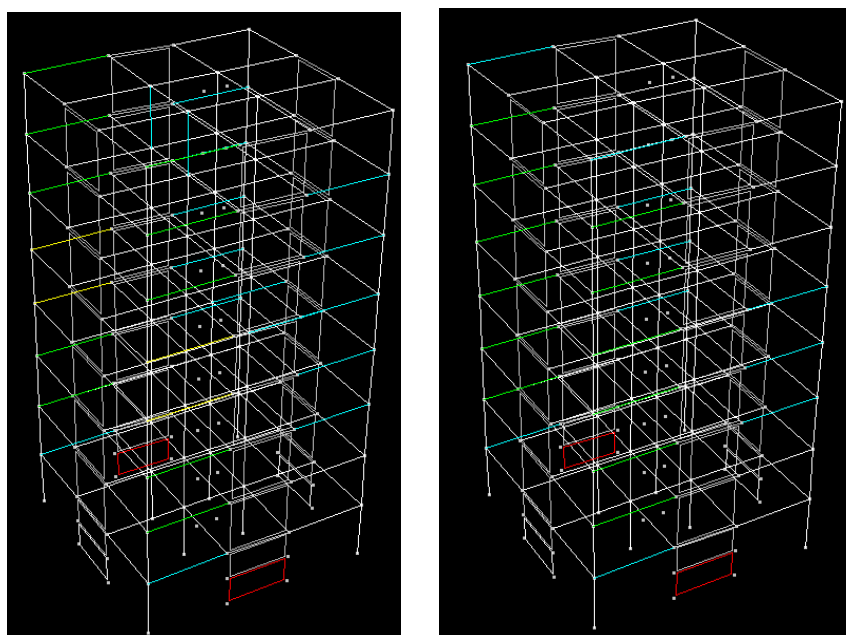
شکل ۶-۴۹- معرفی طیف نیاز با میرایی‌های مختلف

سپس تعدادی نقطه را که حداکثر شش عدد می‌باشند بر روی منحنی ظرفیت انتخاب می‌کنیم. برنامه با سعی و خطا تغییرمکان هدف را پیدا خواهد کرد، به شرط آن‌که تغییرمکان هدف بین آن نقاط فرضی باشد، در غیر این صورت باید نقاط دیگری را انتخاب کنیم. شکل (۶-۵۰) نحوه انجام این کار را نشان می‌دهد.



شکل ۶-۵۰- تعیین تغییرمکان هدف بر روی منحنی ظرفیت سازه

همان طور که در شکل بالا مشخص است، سازه تمام نسبت‌های نیاز به ظرفیت را رعایت کرده است و در سطح عملکرد ایمنی جانی، پذیرفته می‌شود، و کار طراحی در این جا به پایان می‌رسد. شکل زیر ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا را در تغییرمکان هدف نشان میدهد.



مفاصل پلاستیک در مدل 8st-1 f H1 UNI مفاصل پلاستیک در مدل 8st-1 f H1 TRI

شکل ۶-۵۱- ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییرمکان هدف

فصل، پنجم

بررسی نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی

۷-۱- مقدمه

در این فصل، منحنی ظرفیت تمام منحنی ظرفیت تمام مدل‌های ذکر شده، تحت تمام الگوهای بارگذاری ثقیلی و جانبی برای هر دو سازه دارای دیوار برشی توپر و توخالی، و برای تمام سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بدست آمده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند. سپس تمام منحنی‌های ظرفیت، دوخطی شده و پس از یافتن مولفه‌های مورد نیاز، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون سازه بدست آمده و به روش یوانگ، ضریب رفتار سازه‌ها محاسبه شده است. برای تمام منحنی‌های ظرفیت، دوره تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار سازه بدست آمده و مقایسه‌های مورد نیاز صورت گرفته است. همچنین تاثیر خروج از مرکزیت هر یک از این ضرایب بررسی خواهد شد. لازم به ذکر است، به علت خروجی‌های زیاد، از نمودار همه الگوهای بار برای مقایسه مولفه‌های لرزه‌ای استفاده نشده است، ولی مقادیر عددی آن‌ها در جداول مربوط به خروجی‌های مولفه‌های لرزه‌ای به‌طور کامل وارد شده است. مقادیر بدست آمده برای الگوی بار مثلثی و الگوی بار یکنواخت، به ترتیب شباهت زیادی با الگوی بار طیفی و الگوی بار مودال از خود نشان می‌دهد، البته آیین‌نامه‌های موجود هم این را تایید می‌کنند.

۷-۲- معرفی مدل‌های مورد مطالعه و تحلیل‌های غیرخطی آن‌ها

جهت تحلیل غیرخطی، برای بارگذاری ثقیلی، از دو الگوی کران بالا و کران پایین استفاده می‌شود. برای بارگذاری جانبی نیز، چهار الگوی بارگذاری مثلثی، یکنواخت، طیفی و مودال، در دو جهت به‌کار رفته است. زمانی که سازه خروج از مرکزیت نداشته باشد، چون سازه در پلان و ارتفاع منظم است و

دال از نوع دوطرفه می‌باشد، بارگذاری در هر جهت یکسان است. پلان همه نمونه‌ها 12×12 متر است. در مدل‌های با خروج از مرکزیت، خروج از مرکزیت در جهت H1 است، یعنی با بارگذاری سازه در جهت H2، در سازه پیچش به وجود می‌آید. به علت تعداد زیاد مدل‌ها، نام‌گذاری سازه‌ها با تعدادی حروف و عدد مشخص شده است. این نام‌گذاری بدین صورت می‌باشد:

۱- ابتدا تعداد طبقات سازه مشخص می‌شود. مثل 4st، 8st و 12st که به ترتیب نشان دهنده سازه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد.

۲- نوع بار ثقلی کران بالا یا کران پایین مشخص می‌شود. برای این کار از شماره 1 برای کران بالا و از شماره 2 برای کران پایین بار ثقلی استفاده شده است.

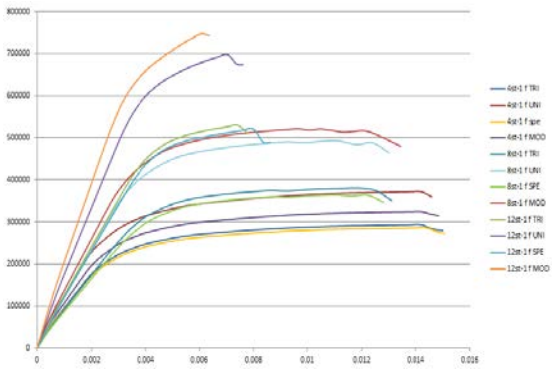
۳- سازه با ۱۰ درصد و ۲۰ درصد خروج از مرکزیت را به ترتیب با 10% و 20% نشان می‌دهیم. برای سازه بدون خروج از مرکزیت چیزی نمی‌نویسیم.

۴- برای تعیین توپر یا توخالی بودن دیوارهای برشی به ترتیب از حروف f و h استفاده شده است.

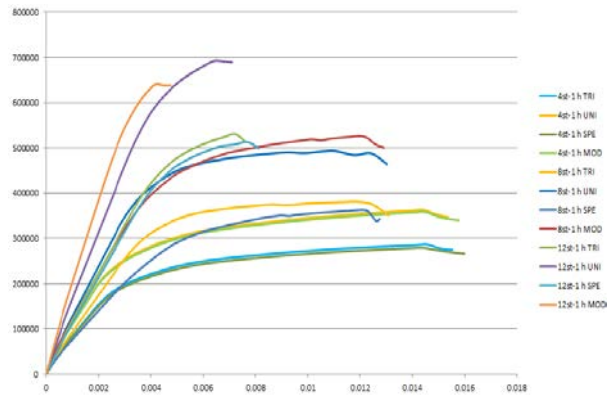
۵- جهت بارگذاری جانبی را با H1 و H2 نشان می‌دهند. این کار برای سازه‌های دارای خروج از مرکزیت می‌باشد. اگر سازه‌های H1 و H2 را نداشت، یعنی سازه منظم است.

۶- در آخر نوع بارگذاری جانبی مشخص می‌شود. برای بارگذاری مثلثی، یکنواخت، طیفی و مودال از TRI، UNI، SPE و MOD که مخفف این کلمات می‌باشند، استفاده می‌کنیم.

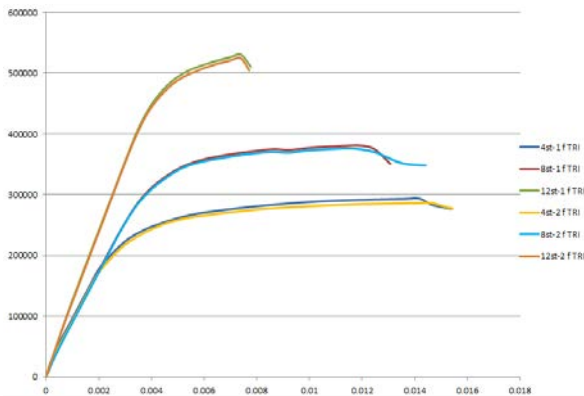
مثلا عبارت 4st-1 f MOD به معنای مدل ۴ طبقه با کران بالای بارثقلی و دیوار توپر با بارگذاری جانبی مودال می‌باشد، یا عبارت 12st-2 10% h UNI به معنای مدل ۱۲ طبقه با کران پایین بار ثقلی و دارای خروج از مرکزیت ۱۰٪ با دیوار توخالی و بارگذاری جانبی یکنواخت می‌باشد. در تمام نمودارهای زیر، محور افقی، تغییر مکان نسبی نقطه کنترل (مرکز جرم بام) و محور قائم، برش پایه مدل برحسب کیلوگرم است.



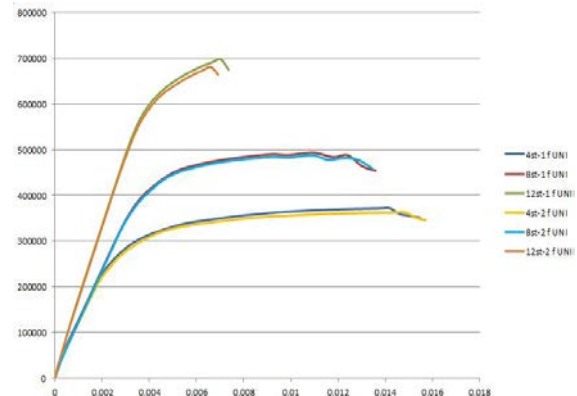
شکل ۷-۲- منحنی ظرفیت مدل‌های دارای دیوار برشی توپر



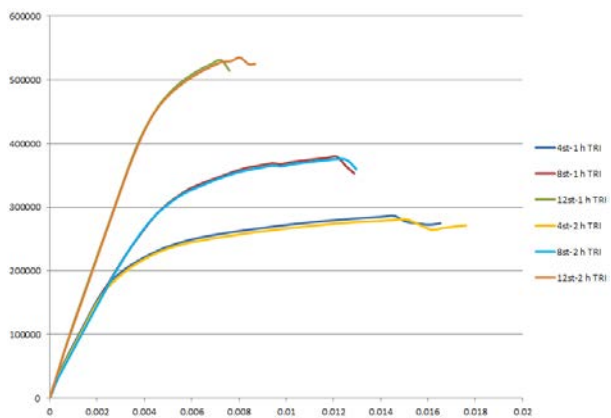
شکل ۷-۱- منحنی ظرفیت مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی



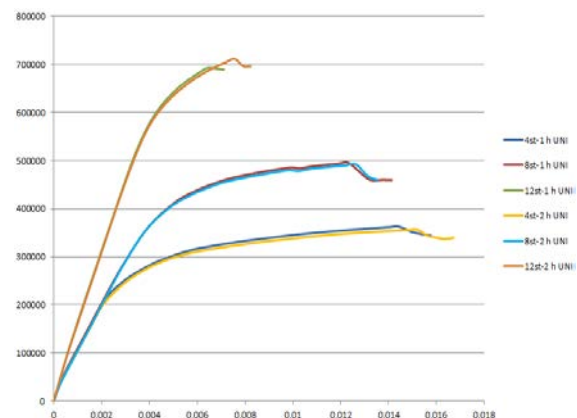
شکل ۷-۴- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر در الگوی بار 1,2-TRI



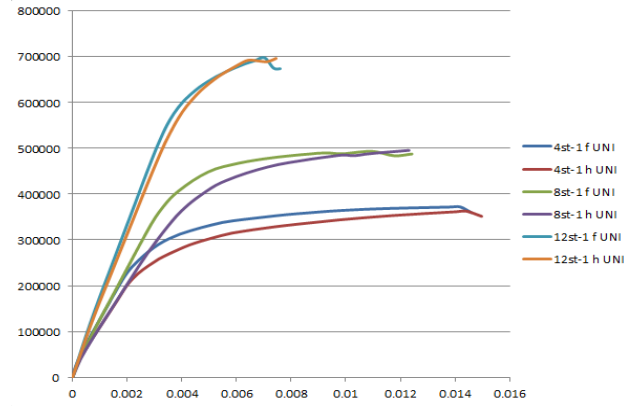
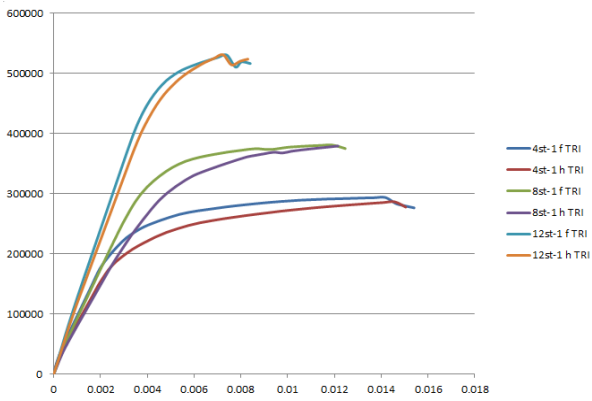
شکل ۷-۳- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر در الگوی بار 1,2-UNI



شکل ۷-۶- منحنی ظرفیت دیوار برشی توخالی در الگوی بار 1,2-TRI

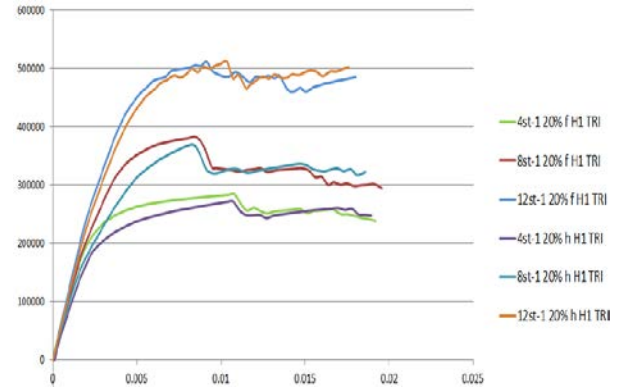
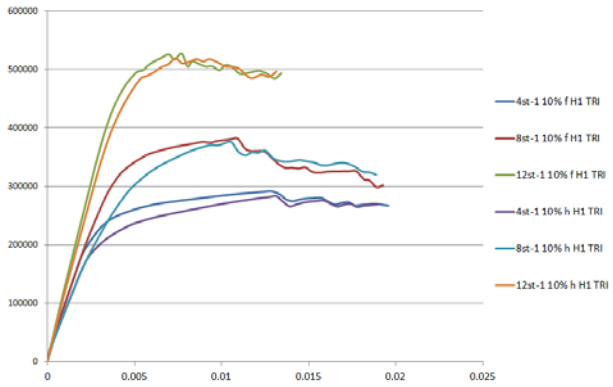


شکل ۷-۵- منحنی ظرفیت دیوار برشی توخالی در الگوی بار 1,2-UNI



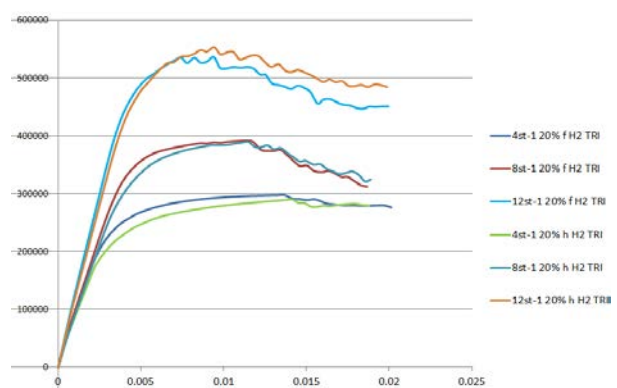
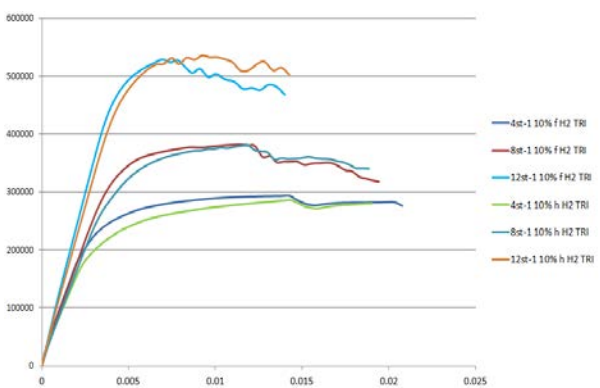
شکل ۷-۸- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر و توخالی در الگوی بار TRI

شکل ۷-۷- منحنی ظرفیت دیوار برشی توپر و توخالی در الگوی بار UNI



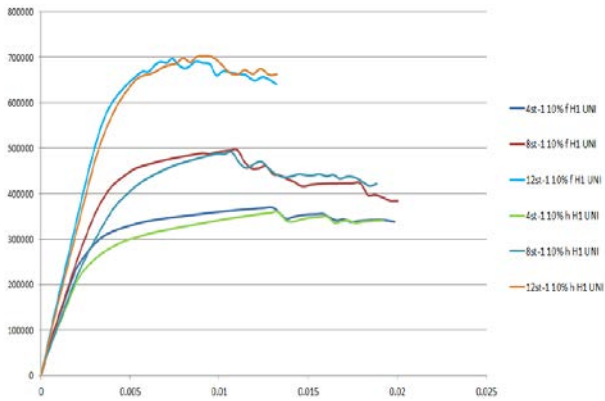
شکل ۷-۱۰- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 TRI 10%

شکل ۷-۹- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 TRI 20%

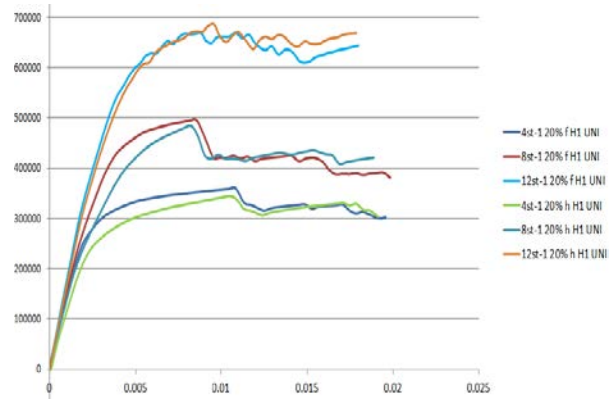


شکل ۷-۱۲- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 TRI 10%

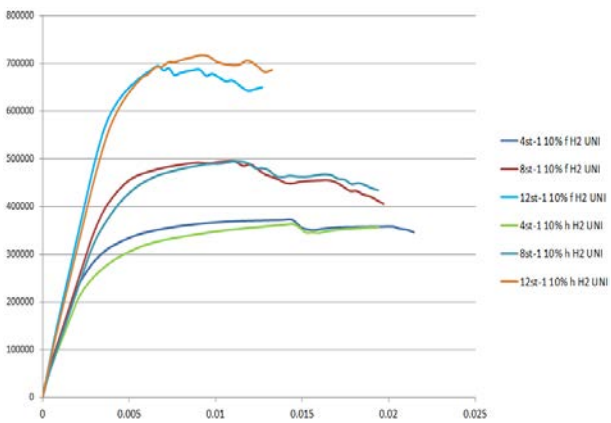
شکل ۷-۱۱- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 TRI 20%



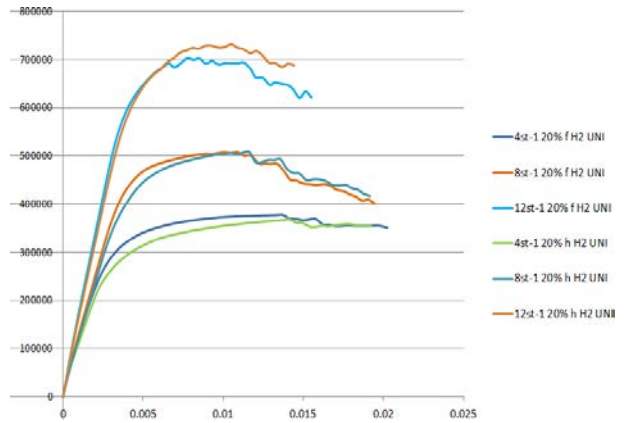
شکل ۷-۱۴- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 10% H1 UNI



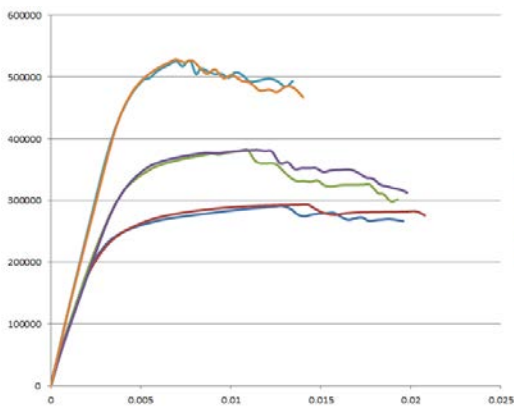
شکل ۷-۱۳- منحنی ظرفیت، مدل توپر و توخالی با الگوی 20% H1 UNI



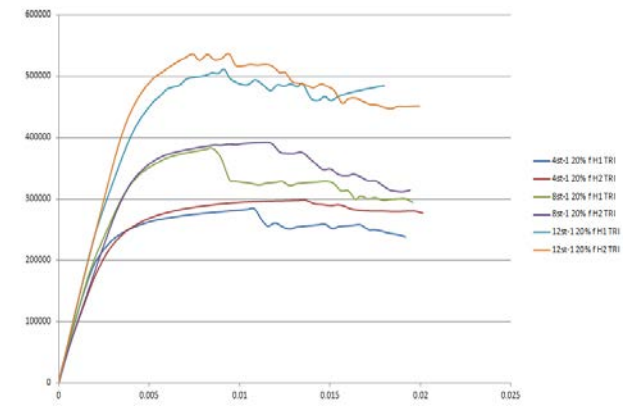
شکل ۷-۱۶- منحنی ظرفیت، مدل توپر و توخالی با الگوی 10% H2 UNI



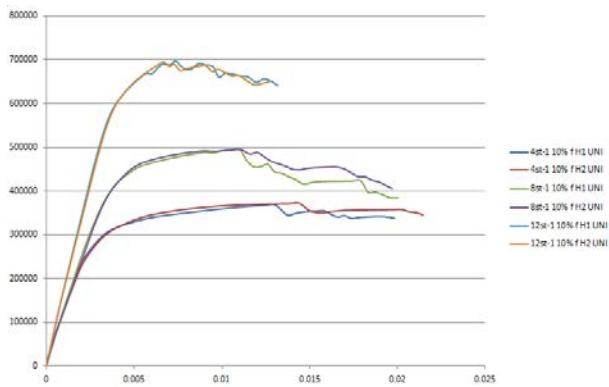
شکل ۷-۱۵- منحنی ظرفیت، دیوار توپر و توخالی با الگوی 20% H2 UNI



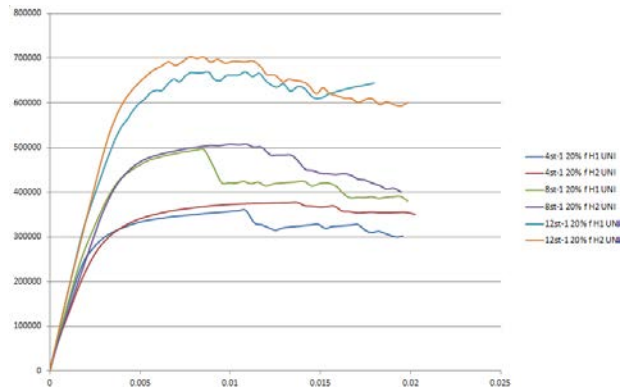
شکل ۷-۱۸- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 10%



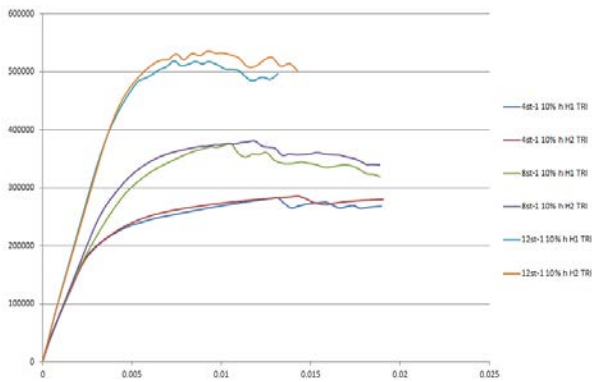
شکل ۷-۱۷- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی TRI-1 20%



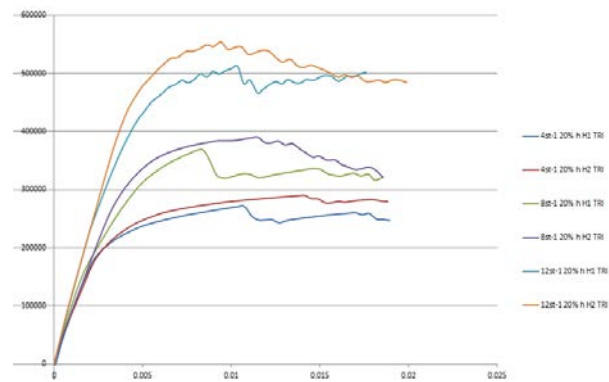
شکل ۷-۲۰- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی 10% UNI-1



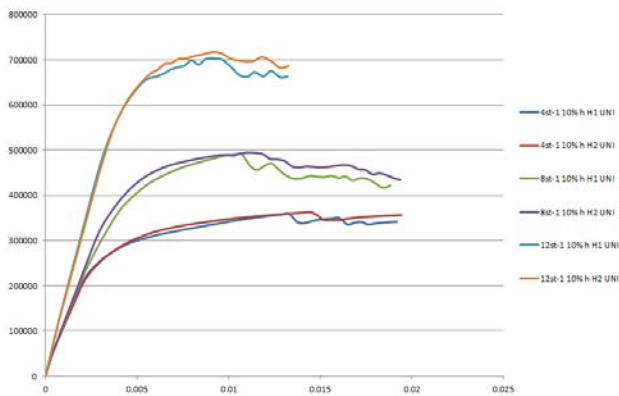
شکل ۷-۱۹- ظرفیت دیوار توپر در جهت H1 و H2 با الگوی 20% UNI-1



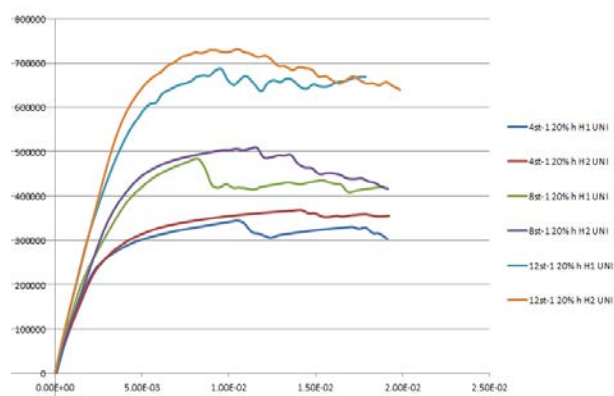
شکل ۷-۲۲- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی 10% TRI-1



شکل ۷-۲۱- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی 20% TRI-1



شکل ۷-۲۴- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی 10% UNI-1



شکل ۷-۲۳- ظرفیت دیوار توخالی در جهت H1 و H2 با الگوی 20% UNI-1

به‌طور کلی از روی منحنی‌های ظرفیت شکل‌های (۱-۷) و (۲-۷)، مربوط به مدل‌های دارای دیوار برشی توپر و توخالی، با الگوهای بار جانبی مختلف مشخص است، که منحنی ظرفیت الگوهای بار جانبی مثلثی و یکنواخت به ترتیب با منحنی ظرفیت الگوهای مربوط به بار جانبی طیفی و مودال شبیه است. دلیل این امر هم نحوه انتخاب الگوی بار جانبی است، چون در این پروژه برای اکثر مدل‌ها با کمی اغماض می‌شد از الگوی بار مثلثی و به تبع آن از الگوی بار جانبی یکنواخت استفاده کرد. در این صورت دیگر نیازی به الگوی بار طیفی و مودال نبود، ولی برای اطمینان بیشتر و اثبات این موضوع این کار انجام شد. همچنین مشخص است، که برش پایه فقط برای مدل‌های ۴ طبقه در الگوی بار یکنواخت بیشتر از الگوی بار مودال است و در بقیه مدل‌ها، الگوی بار مودال برش پایه بیشتری را نتیجه می‌دهد. در ضمن الگوی بار مثلثی در همه موارد از الگوی بار طیفی، برش پایه بیشتری را به وجود آورده است.

با توجه به شکل‌های (۳-۷) الی (۶-۷)، کاملاً مشخص است که برش پایه در هر دو حالت بارگذاری ثقلی تقریباً برابر است. این مسئله شاید به دلیل سختی زیاد سازه دارای دیوار برشی باشد، که مقدار بارهای ثقلی وارده بر آن تاثیر زیادی بر روی منحنی ظرفیت سازه نمی‌گذارد. با این حال، در مدل‌های دارای دیوارهای توخالی و توپر در هر دو حالت بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، برش پایه برای کران بالای بارگذاری ثقلی کمی بیشتر است. از روی شکل‌های (۱-۷) الی (۶-۷) کاملاً مشخص است، که همیشه با الگوی بار یکنواخت، برش پایه بیشتری در مقایسه با الگوی بار مثلثی، به سازه وارد می‌شود. به علاوه، با افزایش ارتفاع ساختمان، برش پایه بیشتر شده و شکل‌پذیری سازه کاهش یافته است، چون سختی خمشی سازه افزایش پیدا کرده است.

در شکل‌های (۷-۷) و (۱۸-۷)، منحنی ظرفیت سازه در دو حالت، مدل‌های با دیوار توپر و مدل‌های با دیوار توخالی و دو نوع بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، با هم مقایسه شده‌اند. از روی

منحنی ظرفیت این شکل‌ها معلوم می‌شود که مدل‌های با دیوار برشی توخالی همیشه شیب اولیه کمتری دارند، یعنی برش پایه آنها در ابتدا کمتر است. با افزایش تغییرمکان نسبی بام، کم‌کم برش پایه برای هر دو مدل با دیوار برشی توپر و توخالی برابر می‌شود، و نوع بارگذاری جانبی تاثیری ندارد. با مشاهده شکل‌های (۷-۱۹) الی (۷-۲۴)، مربوط به منحنی ظرفیت مدل‌ها در جهات H1 و H2 برای دیوارهای توپر و توخالی موارد زیر مشخص می‌شود.

برای مدل با دیوار توپر و خروج از مرکزیت ۱۰٪، برش پایه در جهات H1 و H2 تا تغییرمکان‌های زیادی تقریباً یکسان است، ولی بعد از آن در مدل‌های ۴ و ۸ طبقه شاهد افت مقاومت در جهت H1 هستیم و در مدل ۱۲ طبقه افت زیادی رخ نمی‌دهد. بعد از افت مقاومت، برش پایه در جهات H1 و H2 به هم نزدیک‌تر می‌شود.

برای مدل با دیوار توپر و خروج از مرکزیت ۲۰٪، برش پایه در جهات H1 و H2 تا تغییرمکان‌های کمتری یکسان هستند. به طور کلی، برای مدل ۴ طبقه و ۸ طبقه، برش پایه در جهت H1 در تغییرمکان کمتری نسبت به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰٪، دچار افت مقاومت بیشتری می‌شود. در صورتی که، سازه در جهت H2 برش پایه بیشتری را تحمل می‌کند. دلیل این امر، شاید این باشد که در جهت H1، افزایش بار ثقلی در تغییرمکان‌های بالا باعث خرابی همزمان چند المان شده و افت مقاومت ناگهانی را به دنبال داشته است. در جهت H2 به علت پیچش بیشتر وارد به سازه، برش پایه بزرگتری را شاهد هستیم.

برای مدل با دیوار توخالی و خروج از مرکزیت ۱۰٪، برش پایه در جهات H1 و H2 تا تغییرمکان‌های کمتری نسبت به حالت توپر، تقریباً یکسان است، بعد از آن در مدل‌های ۴ و ۸ طبقه شاهد افت مقاومت در جهت H1 هستیم و در مدل ۱۲ طبقه افت زیادی رخ نمی‌دهد، اما افت مقاومت از حالت توپر کمتر است. بعد از افت مقاومت، برش پایه در جهات H1 و H2 به هم نزدیک‌تر می‌شود.

برای مدل با دیوار توخالی و خروج از مرکزیت ۲۰٪، برش پایه در جهت H2 بیشتر شده، ولی افت مقاومت هم نسبت به مدل ۱۰٪ در جهت H1 بیشتر است.

به طور کلی در مدل‌های توخالی، برش پایه در جهت H1، تقریباً برابر است با مدل‌های توپر، ولی در جهت H2 برش پایه بیشتر شده است. این افزایش برش پایه در جهت H2 شاید به دلیل افزایش سختی ناشی از دیوارهای توخالی باشد.

تغییر مکان هدف در هر دو حالت بارگذاری ثقلی تقریباً یکسان است، در عوض در الگوی بار جانبی مثلثی همیشه تغییر مکان هدف بیشتر از الگوی بار جانبی یکنواخت است، ولی با افزایش ارتفاع ساختمان این اختلاف تغییر مکان از نظم مشخصی پیروی نمی‌کند. به طور کلی تغییر مکان هدف، برای سازه با دیوارهای برشی توخالی، بزرگتر از سازه با دیوارهای برشی توپر است، که این نشان دهنده نرم‌تر شدن سازه، در سازه با دیوار برشی توخالی می‌باشد.

۷-۳- مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه

در این بخش ابتدا پارامترهای مدل‌های ساخته شده، به صورت کامل در جدول‌های (۷-۱) الی (۷-۶) نشان داده می‌شود، سپس به طور جداگانه و با رسم نمودار، مقایسه‌های مورد نیاز روی آنها صورت می‌گیرد. پارامترهای لرزه‌ای شامل تغییر مکان هدف، زمان تناوب موثر، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار سازه می‌باشد.

جدول ۷-۱- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۴ طبقه با دیوار توپر

	D	T _e	μ _u	V _s	V _y	V _u	R _μ	R _s	R
4st-1 f TRI	0.005	0.402	2.19	23800	211100	260500	1.84	8.87	16.32
4st-2 f TRI	0.0052	0.409	2.24	18230	208800	260100	1.87	11.45	21.42
4st-1 10% f H1 TRI	0.005	0.396	2.19	20430	216500	260000	1.84	10.6	19.5
4ST-1 10% f H2 TRI	0.0051	0.401	2.2	28120	213000	263600	1.84	7.57	13.94
4st-2 10% f H1 TRI	0.005	0.401	2.2	16400	211400	258900	1.84	12.89	23.72
4ST-2 10% f H2 TRI	0.0051	0.408	2.22	21390	208200	261500	1.85	9.73	18
4st-1 20% f H1 TRI	0.0045	0.37	2.36	18360	209800	259500	1.93	11.43	22.1
4st-2 20% f H1 TRI	0.0047	0.38	2.37	14360	208700	260700	1.93	14.53	28.05
4st-1 20% f H2 TRI	0.0051	0.4	2.16	17560	216400	268900	1.82	12.32	22.45
4st-2 20% f H2 TRI	0.0052	0.41	2.16	13510	211700	266600	1.82	15.67	28.52
4st-1 f UNI	0.0037	0.41	1.87	29510	242600	306500	1.66	8.22	13.65
4st-2 f UNI	0.0038	0.41	1.9	22790	237000	303500	1.67	10.4	17.37
4st-1 10% f H1 UNI	0.0036	0.4	1.84	25800	250000	309000	1.64	9.7	15.89
4ST-1 10% f H2 UNI	0.0037	0.41	1.88	28120	242000	307000	1.66	8.6	14.29
4st-2 10% f H1 UNI	0.0037	0.41	1.84	19540	244200	304800	1.64	12.5	20.5
4ST-2 10% f H2 UNI	0.0038	0.41	1.91	21160	235600	303500	1.68	11.3	18.7
4st-1 20% f H1 UNI	0.0033	0.38	1.94	22210	246900	306300	1.7	11.12	18.87
4ST-1 20% f H2 UNI	0.0037	0.41	1.88	21630	242100	313700	1.66	11.93	19.82
4st-2 20% f H1 UNI	0.0034	0.38	1.96	17910	241300	308600	1.71	13.47	23.02
4ST-2 20% f H2 UNI	0.0038	0.42	1.91	16890	237800	311700	1.68	14.08	23.64
4st-1 f spe	0.0052	0.4	2.22	23460	207600	256700	1.85	8.85	16.37
4st-2 f spe	0.0053	0.41	2.25	17880	204900	254200	1.87	11.46	21.43
4st-1 10% f H1 spe	0.005	0.4	2.21	20260	213100	254800	1.85	10.52	19.46
4ST-1 10% f H2 spe	0.0052	0.4	2.23	21250	209800	260000	1.85	9.87	18.26
4st-2 10% f H1 spe	0.0052	0.4	2.24	15540	208700	253300	1.86	13.43	24.97
4ST-2 10% f H2 spe	0.0053	0.41	2.24	16510	203800	257500	1.86	12.34	22.96
4st-1 f MOD	0.0043	0.4	2	26520	226400	280200	1.73	8.54	14.77
4st-2 f MOD	0.0045	0.41	2.06	20070	217500	279000	1.77	10.83	19.18
4st-1 10% f H1 MOD	0.0036	0.4	1.83	25040	250000	305100	1.63	9.98	16.27
4ST-1 10% f H2 MOD	0.0037	0.41	1.88	26940	239200	306300	1.66	8.88	14.74
4st-2 10% f H1 MOD	0.0037	0.41	1.86	19270	241300	302900	1.65	12.51	20.64
4ST-2 10% f H2 MOD	0.0038	0.41	1.93	20690	234200	304200	1.69	11.32	19.14

جدول ۷-۲- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۴ طبقه با دیوار توخالی

	D	T _e	μ _u	V _s	V _y	V _u	R _μ	R _s	R
4st-1 h TRI	0.0056	0.433	2.32	22160	193300	245500	1.91	8.72	16.67
4st-2 h TRI	0.0058	0.442	2.31	17100	192300	244200	1.9	11.25	21.37
4st-1 10% h H1 TRI	0.0055	0.43	2.34	17730	194500	242200	1.92	10.97	21.06
4ST-1 10% h H2 TRI	0.0056	0.433	2.32	20900	193900	247600	1.91	9.28	17.71
4st-2 10% h H1 TRI	0.0056	0.434	2.34	14360	192300	240200	1.92	13.39	25.69
4ST-2 10% h H2 TRI	0.0057	0.44	2.3	16260	191700	245200	1.89	11.79	22.37
4st-1 20% h H1 TRI	0.0061	0.33	2.74	16150	193900	246600	2.12	12	25.44
4st-2 20% h H1 TRI	0.0052	0.4	2.57	12840	185700	242300	2.03	14.46	29.36
4st-1 20% h H2 TRI	0.0058	0.4	2.35	17100	204000	256900	1.92	11.93	22.91
4st-2 20% h H2 TRI	0.0056	0.43	2.5	15440	168800	251000	2	12.88	25.75
4st-1 h UNI	0.0042	0.44	1.96	22720	224100	286500	1.71	8.22	14.05
4st-2 h UNI	0.0043	0.45	1.96	21130	222200	284600	1.71	11.52	17.98
4st-1 10% h H1 UNI	0.0041	0.43	1.93	21900	229200	284400	1.69	10.47	17.7
4ST-1 10% h H2 UNI	0.0042	0.44	1.95	25250	227000	286500	1.71	8.99	15.37
4st-2 10% h H1 UNI	0.0042	0.44	1.94	17300	226700	283900	1.7	13.1	22.33
4ST-2 10% h H2 UNI	0.0043	0.45	1.97	19590	223300	287100	1.71	11.4	19.41
4st-1 20% h H1 UNI	0.0046	0.33	2.29	18400	228700	296600	1.89	12.23	23.5
4ST-1 20% h H2 UNI	0.0043	0.39	1.98	22770	236600	301600	1.72	5.72	17.78
4st-2 20% h H1 UNI	0.0038	0.41	2.12	15000	218600	284000	1.8	14.57	26.22
4ST-2 20% h H2 UNI	0.0042	0.44	1.91	19300	230600	294100	1.68	11.94	20.05
4st-1 h spe	0.0058	0.43	2.36	22140	189500	238800	1.93	8.56	16.52
4st-2 h spe	0.0059	0.44	2.35	17400	189500	266200	1.92	10.89	20.91
4st-1 10% h H1 spe	0.0057	0.43	2.38	18030	191200	237800	1.93	10.6	20.46
4ST-1 10% h H2 spe	0.0058	0.43	2.36	20620	190100	243600	1.93	9.23	17.78
4st-2 10% h H1 spe	0.0058	0.43	2.39	14470	189000	235600	1.93	13.03	25.13
4ST-2 10% h H2 spe	0.0059	0.44	2.34	15560	190100	240900	1.92	12.22	23.44
4st-1 h MOD	0.0042	0.44	1.96	27180	224900	283300	1.71	8.27	14.15
4st-2 h MOD	0.0043	0.45	1.97	20870	220600	282000	1.71	10.57	18.07
4st-1 10% h H1 MOD	0.0041	0.43	1.96	21450	227400	283300	1.7	10.6	18.02
4ST-1 10% h H2 MOD	0.0042	0.44	1.97	25410	224900	285200	1.71	8.85	15.13
4st-2 10% h H1 MOD	0.0042	0.44	1.97	17400	223300	280800	1.71	12.83	21.95
4ST-2 10% h H2 MOD	0.0043	0.45	1.97	19410	219900	283900	1.71	11.33	19.43

جدول ۷-۳- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۸ طبقه با دیوار توپر

	D	T _e	μ _u	V _s	V _y	V _u	R _μ	R _s	R
8st-1 f TRI	0.0058	0.866	1.68	39950	298800	355900	1.66	7.55	12.53
8st-2 f TRI	0.0058	0.872	1.66	30120	300000	353500	1.64	9.96	16.35
8st-1 10% f H1 TRI	0.0056	0.839	1.87	36690	279900	352600	1.85	7.63	14.11
8ST-1 10% f H2 TRI	0.0058	0.857	1.68	38040	304100	360100	1.64	7.99	13.11
8st-2 10% f H1 TRI	0.0057	0.843	1.86	28170	281400	350400	1.79	9.99	17.88
8st-2 10% f H2 TRI	0.0058	0.869	1.66	29020	303700	355900	1.62	10.47	16.95
8st-1 20% f H1 TRI	0.0052	0.78	2.26	33240	250300	356800	2.09	7.53	15.74
8ST-2 20% f H1 TRI	0.0053	0.78	2.21	27370	254800	356800	2.05	9.31	19.1
8st-2 20% f H2 TRI	0.0057	0.84	1.67	34660	312500	370500	1.61	9.02	14.52
8st-2 20% f H2 TRI	0.0057	0.85	1.66	27410	310200	367700	1.61	11.32	18.22
8st-1 f UNI	0.0042	0.87	1.41	49430	359000	420400	1.4	7.26	10.16
8st-2 f UNI	0.0043	0.88	1.4	37310	358300	416600	1.39	9.6	13.34
8st-1 10% f H1 UNI	0.004	0.84	1.63	45410	320500	421200	1.59	7.06	11.22
8ST-1 10% f H2 UNI	0.0042	0.87	1.39	46710	364000	425100	1.39	7.79	10.68
8st-2 10% f H1 UNI	0.0041	0.85	1.57	34900	327600	416100	1.54	9.39	14.46
8st-2 10% f H2 UNI	0.0043	0.88	1.4	36080	361000	424000	1.39	10.01	13.91
8st-1 20% f H1 UNI	0.0037	0.78	2.1	38390	273000	421300	2.03	7.1	14.43
8ST-1 20% f H2 UNI	0.0041	0.85	1.41	41260	365100	432200	1.4	8.85	12.39
8st-2 20% f H1 UNI	0.0038	0.78	2	31800	280100	423200	1.94	8.81	17.09
8st-2 20% f H2 UNI	0.0041	0.86	1.4	32200	367100	432500	1.39	11.4	15.85
8st-1 f spe	0.0062	0.86	1.74	38530	292200	345800	1.72	7.59	13.05
8st-2 f spe	0.0062	0.87	1.72	29020	292900	342800	1.7	10.07	17.11
8st-1 10% f H1 spe	0.006	0.84	1.93	35730	272200	341600	1.87	7.62	14.25
8ST-1 10% f H2 spe	0.006	0.84	1.93	35650	272200	342400	1.87	7.64	14.28
8st-2 10% f H1 spe	0.006	0.84	1.9	27460	275700	341600	1.83	10.04	18.37
8st-2 10% f H2 spe	0.006	0.84	1.89	27610	275000	341600	1.82	9.96	18.13
8st-1 f MOD	0.0038	0.87	1.31	49760	380200	430600	1.3	7.64	9.93
8st-2 f MOD	0.0038	0.88	1.33	38850	374300	426900	1.31	9.63	12.62
8st-1 10% f H1 MOD	0.004	0.84	1.57	45030	331700	424100	1.53	7.36	11.26
8ST-1 10% f H2 MOD	0.004	0.87	1.36	45030	339800	418500	1.35	7.24	9.78
8st-2 10% f H1 MOD	0.004	0.85	1.51	46920	368100	428700	1.48	11.51	15.55
8st-2 10% f H2 MOD	0.004	0.88	1.37	46920	363000	424100	1.36	10.09	13.73

جدول ۷-۴- مقادیر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های ۸ طبقه با دیوار توخالی

	D	T _e	μ _u	V _s	V _y	V _u	R _μ	R _s	R
8st-1 h TRI	0.0063	0.928	1.8	32880	261700	336800	1.78	7.96	14.17
8st-2 h TRI	0.0063	0.95	1.7	24800	270000	332400	1.68	10.89	18.29
8st-1 10% h H1 TRI	0.006	0.9	2.23	29430	218400	326200	2.16	7.42	16.03
8st-1 10% h H2 TRI	0.0059	0.89	1.78	32070	273000	344400	1.74	8.5	14.81
8st-2 10% h H1 TRI	0.006	0.91	2.12	22410	224900	328500	2.06	10.03	20.67
8st-2 10% h H2 TRI	0.0059	0.9	1.75	24060	274300	341700	1.72	11.4	19.61
8st-1 20% h H1 TRI	0.0054	0.81	2.91	24960	186100	324500	2.67	7.46	19.91
8st-2 20% h H1 TRI	0.0055	0.82	2.81	20710	191200	328800	2.61	9.23	24.1
8st-1 20% h H2 TRI	0.0058	0.86	1.76	29400	285900	355900	1.7	8.81	16.53
8st-2 20% h H2 TRI	0.0058	0.88	1.74	22630	285200	350900	1.69	12.6	21.3
8st-1 h UNI	0.0042	0.94	1.54	40200	296300	387000	1.53	7.37	11.61
8st-2 h UNI	0.0043	0.96	1.39	30100	324600	390600	1.38	10.78	14.88
8st-1 10% h H1 UNI	0.0043	0.9	2	35920	239600	375900	1.95	6.67	13.01
8st-1 10% h H2 UNI	0.0042	0.9	1.47	38790	325600	399100	1.45	8.39	12.17
8st-2 10% h H1 UNI	0.0043	0.91	1.88	27160	255800	378700	1.84	9.42	17.33
8st-2 10% h H2 UNI	0.0043	0.91	1.47	29180	324600	398100	1.45	11.12	16.13
8st-1 20% h H1 UNI	0.0039	0.81	2.54	30560	213600	374500	2.44	6.99	17.06
8st-1 20% h H2 UNI	0.0042	0.88	1.48	35600	335700	413900	1.46	9.23	13.48
8st-2 20% h H1 UNI	0.0039	0.82	2.46	24480	217300	376200	2.37	8.88	21.05
8st-2 20% h H2 UNI	0.0042	0.89	1.47	26040	337700	410400	1.46	12.97	18.93
8st-1 h spe	0.0067	0.93	1.84	31710	253500	324500	1.81	7.79	14.04
8st-2 h spe	0.0068	0.94	1.77	24180	259300	324400	1.76	10.72	18.86
8st-1 10% h H1 spe	0.0064	0.89	2.29	28650	214800	320900	2.2	7.5	16.49
8st-1 10% h H2 spe	0.0063	0.89	2.84	31000	266400	335700	1.8	8.59	15.47
8st-2 10% h H1 spe	0.0065	0.89	2.19	21910	222000	320800	2.11	10.13	21.37
8st-2 10% h H2 spe	0.0064	0.89	1.83	23230	267100	333700	1.79	11.5	20.58
8st-1 h MOD	0.0045	0.94	1.5	40930	335700	420400	1.49	8.2	12.2
8st-2 h MOD	0.0045	0.97	1.4	29570	356000	421300	1.39	12.04	16.74
8st-1 10% h H1 MOD	0.0041	0.9	1.94	35830	247700	380500	1.89	6.91	13.06
8st-1 10% h H2 MOD	0.0041	0.9	1.47	38870	329600	402800	1.45	8.52	12.35
8st-2 10% h H1 MOD	0.0041	0.92	1.82	26920	257800	382400	1.79	9.58	17.14
8st-2 10% h H2 MOD	0.0041	0.91	1.46	29150	326600	400000	1.45	11.2	16.25

جدول ۷-۵- مولفه‌های لرزه‌ای برای مدل ۱۲ طبقه توپر

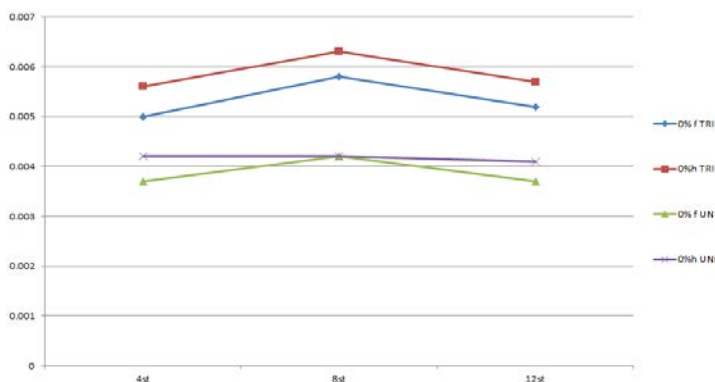
	D	T_e	μ_u	V_s	V_y	V_u	R_μ	R_s	R
12st-1 f TRI	0.0052	1.21	1.43	70100	439300	505700	1.43	6.27	8.97
12st-2 f TRI	0.0052	1.21	1.44	52150	437100	498600	1.44	8.38	12.07
12st-1 10% f H1 TRI	0.0053	1.15	1.53	65580	426800	496300	1.53	6.51	9.95
12st-1 10% f H2 TRI	0.0054	1.17	1.47	71070	438900	506200	1.47	6.18	9.08
12st-2 10% f H1 TRI	0.0053	1.16	1.59	50620	409600	485400	1.59	8.09	12.87
12st-2 10% f H2 TRI	0.0054	1.18	1.48	53360	431800	496600	1.48	8.1	11.98
12st-1 20% f H1 TRI	0.0053	1.14	2.12	60300	311400	459400	2.12	5.16	10.95
12st-2 20% f H1 TRI	0.0053	1.14	2.28	47880	282100	460200	2.28	5.89	13.43
12st-1 20% f H2 TRI	0.0053	1.17	1.53	68400	421800	500600	1.53	6.17	9.44
12st-2 20% f H2 TRI	0.0053	1.18	1.54	51050	418700	492300	1.54	8.2	12.63
12st-1 f UNI	0.0037	1.18	1.28	83420	494100	585900	1.28	5.92	7.58
12st-2 f UNI	0.0037	1.19	1.27	63350	495200	580500	1.27	7.82	9.93
12st-1 10% f H1 UNI	0.0038	1.16	1.34	83600	487100	585600	1.34	5.83	7.81
12st-1 10% f H2 UNI	0.0037	1.18	1.33	85470	470900	576700	1.33	5.51	7.33
12st-2 10% f H1 UNI	0.0037	1.18	1.41	61280	460100	568600	1.41	7.51	10.57
12st-2 10% f H2 UNI	0.0038	1.2	1.29	64890	487100	574500	1.29	7.51	9.68
12st-1 20% f H1 UNI	0.0037	1.14	1.98	78110	495200	525700	1.98	6.34	12.55
12st-1 20% f H2 UNI	0.0037	1.7	1.41	86170	454700	576700	1.41	5.28	7.44
12st-2 20% f H1 UNI	0.0037	1.15	2.19	62170	512700	515400	2.19	8.25	18.06
12st-2 20% f H2 UNI	0.0038	1.9	1.36	64280	452000	536300	1.36	7.03	9.56
12st-1 f spe	0.0058	1.21	1.52	71810	439000	494000	1.52	6.1	9.27
12st-2 f spe	0.0058	1.21	1.51	54100	440000	494600	1.51	8.15	12.3
12st-1 10% f H1 spe	0.0055	1.15	1.54	66330	424800	487600	1.54	6.41	9.88
12st-1 10% f H2 spe	0.0056	1.17	1.48	69380	435900	494600	1.48	6.28	9.3
12st-2 10% f H1 spe	0.0055	1.16	1.63	50620	400500	484300	1.63	7.92	12.9
12st-2 10% f H2 spe	0.0056	1.18	1.49	52300	429800	489500	1.49	8.22	12.24
12st-1 f MOD	0.0037	1.15	1.34	88360	547600	639600	1.34	6.2	8.3
12st-2 f MOD	0.0038	1.16	1.38	70100	532800	635500	1.38	7.61	10.51
12st-1 10% f H1 MOD	0.0032	1.17	1.39	82000	461100	591000	1.39	5.62	7.82
12st-1 10% f H2 MOD	0.0031	1.14	1.41	84700	468300	582900	1.41	5.53	7.8
12st-2 10% f H1 MOD	0.0033	1.18	1.32	62610	482700	576700	1.32	7.71	10.25
12st-2 10% f H2 MOD	0.0031	1.21	1.3	65770	475500	578800	1.3	7.23	9.4

جدول ۷-۶- مولفه‌های لرزه‌ای برای مدل ۱۲ طبقه توخالی

	D	T_e	μ_u	V_s	V_y	V_u	R_μ	R_s	R
12st-1 h TRI	0.0057	1.24	1.48	66200	427800	501700	1.48	6.46	9.56
12st-2 h TRI	0.0058	1.25	1.47	47540	429500	499600	1.47	9.05	13.3
12st-1 10% h H1 TRI	0.0056	1.22	1.58	54930	403500	488700	1.58	7.35	11.6
12st-1 10% h H2 TRI	0.0057	1.24	1.47	63080	430800	502700	1.47	6.83	10.04
12st-2 10% h H1 TRI	0.0057	1.22	1.58	38240	403500	477700	1.58	10.55	16.67
12st-2 10% h H2 TRI	0.0058	1.25	1.49	48400	425100	499600	1.49	8.73	13
12st-1 20% h H1 TRI	0.0056	1.2	2.15	42700	297300	450300	2.15	6.96	14.97
12st-2 20% h H1 TRI	0.0056	1.2	2.22	30650	288200	456600	2.22	9.4	20.87
12st-1 20% h H2 TRI	0.0056	1.22	1.54	64550	422900	500700	1.54	6.55	10.15
12st-2 20% h H2 TRI	0.0057	1.23	1.55	47000	416300	496600	1.55	8.86	13.73
12st-1 h UNI	0.0041	1.22	1.31	93130	492700	588100	1.31	5.29	6.93
12st-2 h UNI	0.0043	1.23	1.32	68930	500600	590600	1.32	7.26	9.59
12st-1 10% h H1 UNI	0.0041	1.2	1.38	88200	481700	583100	1.38	5.46	7.54
12st-1 10% h H2 UNI	0.0042	1.22	1.32	74500	501900	594400	1.32	6.74	8.89
12st-2 10% h H1 UNI	0.0042	1.22	1.46	66800	458800	579200	1.46	6.87	10.03
12st-2 10% h H2 UNI	0.0043	1.23	1.34	55000	492700	589400	1.34	8.96	12
12st-1 20% h H1 UNI	0.004	1.18	1.98	87360	334700	529900	1.98	3.83	7.95
12st-1 20% h H2 UNI	0.0042	1.21	1.36	80310	495600	595700	1.36	6.17	8.39
12st-2 20% h H1 UNI	0.0041	1.18	2.15	67900	314400	528700	2.15	4.63	9.96
12st-2 20% h H2 UNI	0.0042	1.21	1.38	61090	485500	585900	1.38	7.95	10.97
12st-1 h spe	0.0059	1.24	1.48	76000	420700	489500	1.48	5.54	8.19
12st-2 h spe	0.006	1.24	1.49	58000	421700	486500	1.48	7.27	10.76
12st-1 10% h H1 spe	0.0058	1.22	1.61	72800	393400	476400	1.61	5.4	8.7
12st-1 10% h H2 spe	0.006	1.24	1.48	61800	423700	490800	1.48	6.86	10.15
12st-2 10% h H1 spe	0.0059	1.22	1.6	55400	396400	463200	1.6	7.16	11.45
12st-2 10% h H2 spe	0.006	1.25	1.5	46600	420700	486500	1.5	9.03	13.54
12st-1 h MOD	0.0033	1.21	1.43	88630	450700	579200	1.43	5.09	7.27
12st-2 h MOD	0.0034	1.22	1.36	69330	484400	578800	1.36	6.97	9.5
12st-1 10% h H1 MOD	0.0027	1.08	1.5	88400	435300	584200	1.5	4.92	7.39
12st-1 10% h H2 MOD	0.0037	1.2	1.35	69500	442700	530800	1.35	7.4	8.6
12st-2 10% h H1 MOD	0.0027	1.1	1.35	66800	484100	584200	1.35	7.25	9.79
12st-2 10% h H2 MOD	0.0037	1.21	1.33	53000	447700	529600	1.33	8.45	11.23

۷-۴- بررسی تغییرمکان هدف

با توجه به جداول (۷-۱) الی (۷-۶)، متوجه می‌شویم که نوع بارگذاری ثقلی و خروج از مرکزیت تاثیر محسوسی بر تغییرمکان هدف ندارند، ولی به‌طور کلی تغییرمکان هدف با افزایش بار ثقلی و خروج از مرکزیت، کمتر می‌شود. علاوه بر آن، مشخص می‌شود که، موثرترین مولفه بر روی تغییرمکان هدف، نوع الگوی بار جانبی است. تقریباً تغییرمکان هدف برای الگوی بار مثلثی و یکنواخت، به ترتیب با تغییرمکان هدف با الگوی بار طیفی و مودال برابر است و در نمودارها وارد نشده است. مولفه‌های موثر در تغییرمکان هدف، پس از نوع الگوی بار جانبی، ارتفاع ساختمان و توپر یا توخالی بودن دیوارها می‌باشند. در مجموع، مدل با الگوی بار جانبی مثلثی، تغییرمکان هدف بزرگتری را به وجود می‌آورد. با افزایش ارتفاع ساختمان، تغییرمکان هدف روند مشخصی را دنبال نمی‌کند

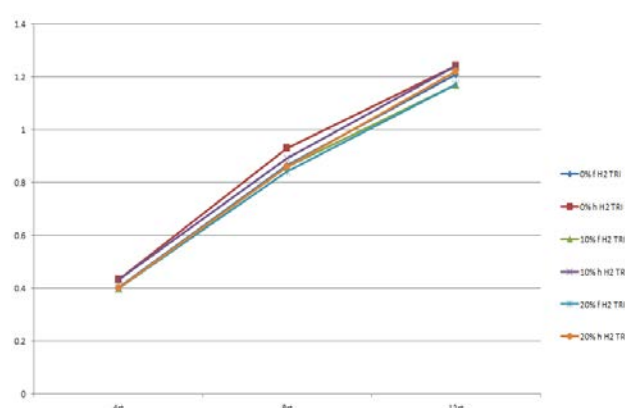
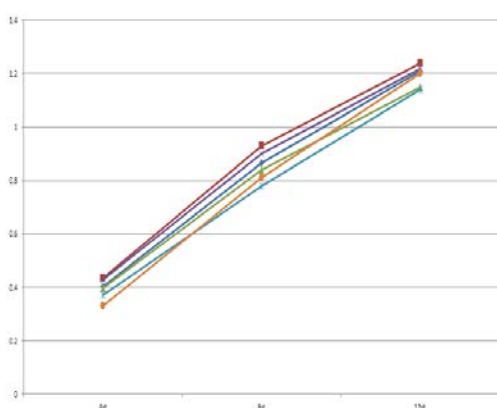


شکل ۷-۲۵- مقایسه تغییرمکان هدف برای مدل با دیوار توپر و توخالی

۷-۵- بررسی زمان تناوب مدل‌ها

با توجه جداول (۷-۱) الی (۷-۶)، مشاهده می‌شود که کمترین زمان تناوب ۰/۳۳ ثانیه و بیشترین زمان تناوب ۱/۲۵ ثانیه می‌باشد. واضح است که نوع بارگذاری ثقلی و بارگذاری جانبی را در زمان تناوب می‌توان با تقریب خوبی بی‌اثر دانست. همچنین به‌طور آشکار مشخص است که، مهم‌ترین

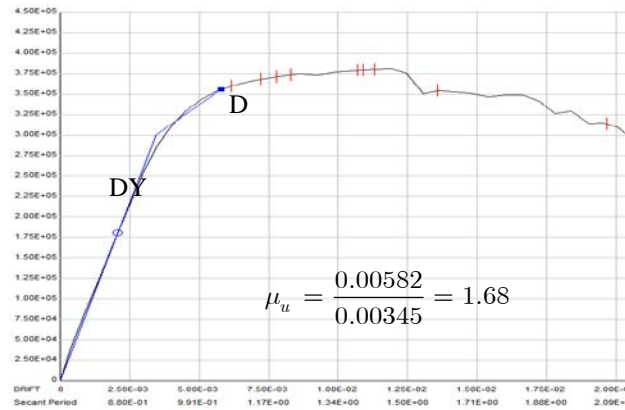
مولفه در زمان تناوب مدل‌ها، ارتفاع ساختمان می‌باشد. بعد از ارتفاع ساختمان، توپر یا توخالی بودن و جهت بارگذاری جانبی، بیشترین نقش را در زمان تناوب ایفا می‌کنند. همچنین مشخص است که، ایجاد نامنظمی در سازه باعث کاهش زمان تناوب سازه می‌شود، و هر چه خروج از مرکزیت بیشتر باشد، زمان تناوب بیشتر کاهش می‌یابد. به طور کلی زمان تناوب در مدل‌های با دیوار برشی توخالی، از زمان تناوب مدل‌های با دیوار توپر بیشتر است.



شکل ۷-۲۶- مقایسه زمان تناوب مدل دیوار توپر با دیوار توخالی در H2 شکل ۷-۲۷- مقایسه زمان تناوب مدل دیوار توپر با دیوار توخالی در H1

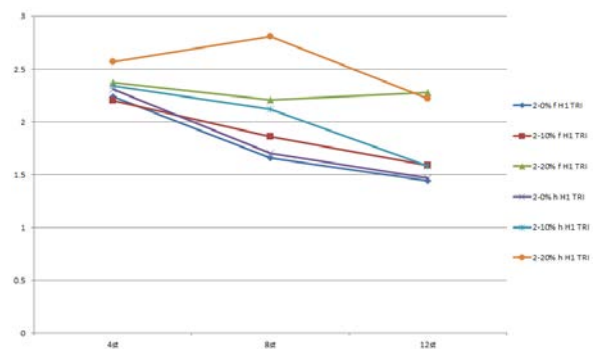
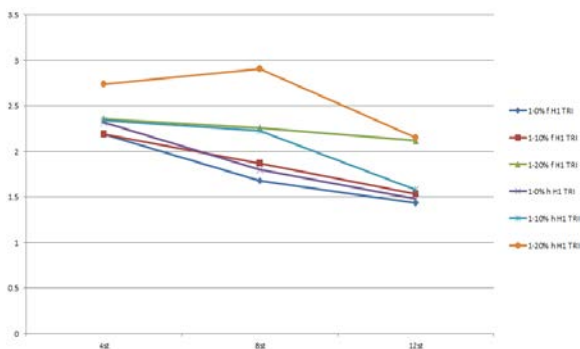
۷-۶- بررسی نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها

نسبت شکل‌پذیری، از روی نمودار دوخطی بدست می‌آید. برای این کار، باید مقدار تغییرمکان هدف را به نسبت جابه‌جایی نسبی در نقطه جاری شدن سازه، تقسیم کنیم. شکل (۷-۲۸)، این کار را برای سازه ۸ طبقه بدون خروج از مرکزیت و با دیوارهای توپر برای کران بالای بار ثقلی و بار جانبی مثلثی نشان می‌دهد.



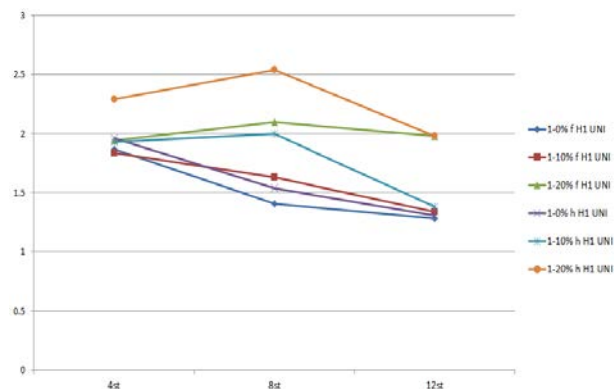
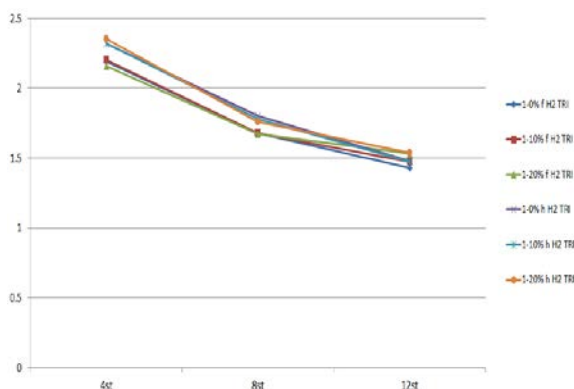
شکل ۷-۲۸- محاسبه نسبت شکل پذیری از روی منحنی دوخطی

در اشکال (۷-۲۹) تا (۷-۳۴)، نمودار نسبت شکل پذیری مدل‌ها در جهات H1 و H2، برای مدل‌های با دیوار توپر و توخالی و برای الگوهای بارگذاری مثلثی و یکنواخت نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های (۷-۲۹) و (۷-۳۰)، مشخص است که نسبت شکل پذیری برای کران بالا و کران پایین بارگذاری ثقلی تقریباً برابر است، از این رو برای مدل‌های دیگر فقط از کران بالای بارگذاری استفاده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، نسبت شکل پذیری (μ) است.



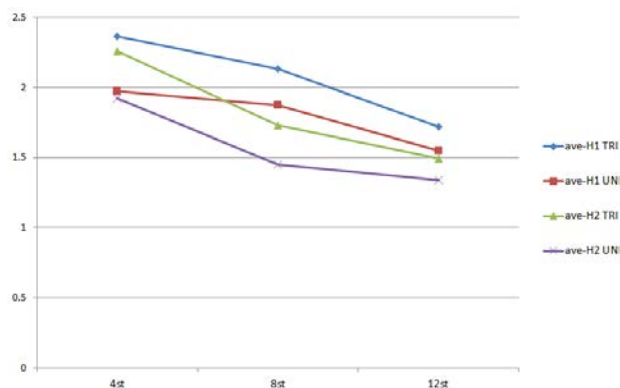
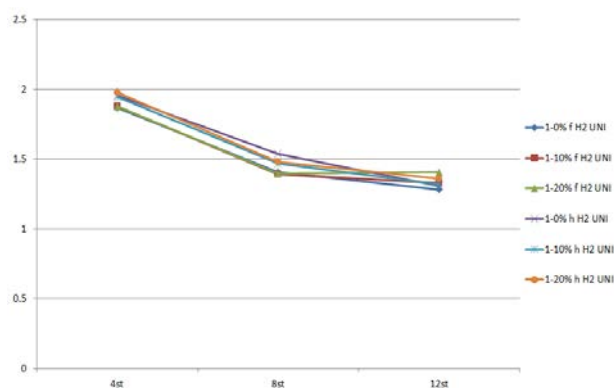
شکل ۷-۳۰- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی مثلثی در H1

شکل ۷-۲۹- نمودار نسبت شکل پذیری کران پایین و الگوی مثلثی در H1



شکل ۷-۳۲- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی مثلثی در H2

شکل ۷-۳۱- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی یکنواخت در H1



شکل ۷-۳۴- نمودار نسبت شکل پذیری کران بالا و الگوی یکنواخت در H2

شکل ۷-۳۳- میانگین نسبت‌های شکل پذیری

با توجه به جداول (۷-۱) تا (۷-۶)، مشخص است که نسبت شکل پذیری مدل‌ها، در محدوده بین

۱/۲۷ تا ۲/۹۱ می‌باشد.

به طور کلی، با توجه به نمودار (۷-۲۹)، برای تمام مدل‌های با الگوی H1 TRI، با افزایش خروج

از مرکزیت، نسبت شکل پذیری افزایش یافته، علت این امر احتمالاً کاهش سختی سازه و زودتر جاری

شدن مدل است. همین‌طور، آشکار است که با افزایش ارتفاع سازه، نسبت شکل پذیری کاهش می‌یابد.

نسبت شکل پذیری برای مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی بیشتر است. از نمودار (۷-۳۲) مشاهده

می‌شود که، برای مدل‌های با الگوی H2 TRI، با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت شکل پذیری افزایش

یافته و با افزایش ارتفاع مدل‌ها، نسبت شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. شدت افزایش و کاهش نسبت شکل‌پذیری در جهت H2 نسبت به H1 کمتر است، علت این امر شاید مربوط به این است که، سختی مدل‌ها در جهت H2 تغییر نیافته است. همچنین نسبت شکل‌پذیری برای مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی بیشتر است. در مجموع با توجه به نمودار (۷-۳۱)، برای تمام مدل‌های با الگوی UNI H1، با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت شکل‌پذیری افزایش یافته، ولی شدت افزایش آن کمتر از حالت بارگذاری مثلثی است. به طور کلی، نسبت شکل‌پذیری در بارگذاری جانبی مثلثی، بیشتر از بارگذاری یکنواخت است، چون تغییر مکان هدف و به تبع آن، DY کاهش می‌یابد. ولی حالت بارگذاری یکنواخت در جهت H1، به طور کلی از روال کاهش شکل‌پذیری در اثر افزایش ارتفاع پیروی نمی‌کند. نسبت شکل‌پذیری برای مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی بیشتر است.

از نمودار (۷-۳۴) مشاهده می‌شود که اغلب برای مدل‌های با الگوی UNI H2، با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت شکل‌پذیری افزایش یافته و با افزایش ارتفاع مدل‌ها، نسبت شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. همچنین نسبت شکل‌پذیری برای مدل‌های دارای دیوار برشی توخالی بیشتر است.

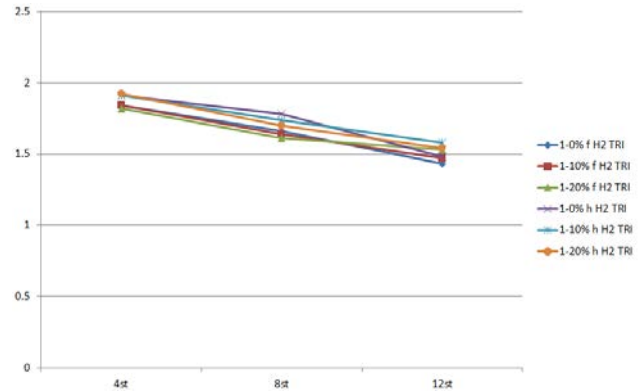
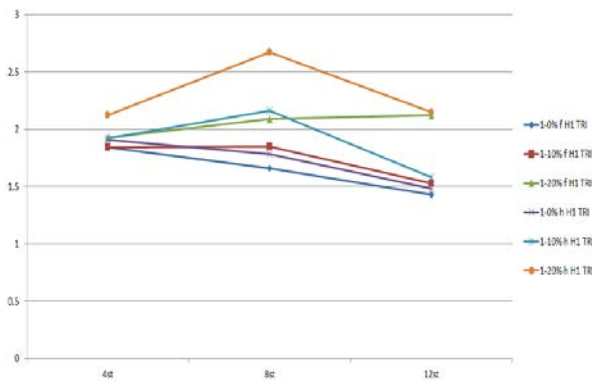
در کل، کمترین نسبت شکل‌پذیری مربوط به مدل 12st-2 f UNI، و بیشترین نسبت شکل‌پذیری مربوط به مدل H1 TRI 20% h 8st-1 می‌باشد. از روی نمودار (۷-۳۳)، مربوط به میانگین نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها، مشخص است که با افزایش ارتفاع همیشه نسبت شکل‌پذیری کاهش می‌یابد، ولی برای جهت H1 شدت کاهش در مدل ۴ طبقه به ۸ طبقه اتفاق می‌افتد، برای جهت H2 این کاهش از مدل ۸ طبقه به ۱۲ طبقه اتفاق افتاده است.

۷-۷- بررسی ضرایب شکل‌پذیری مدل‌ها

در اشکال (۷-۳۵) الی (۷-۳۸)، نمودار ضرایب شکل‌پذیری دیوارهای توپر و توخالی به تفکیک برای جهات H1 و H2 و الگوهای بار جانبی مثلثی و یکنواخت نشان داده شده است. اشکال (۷-۳۹) و

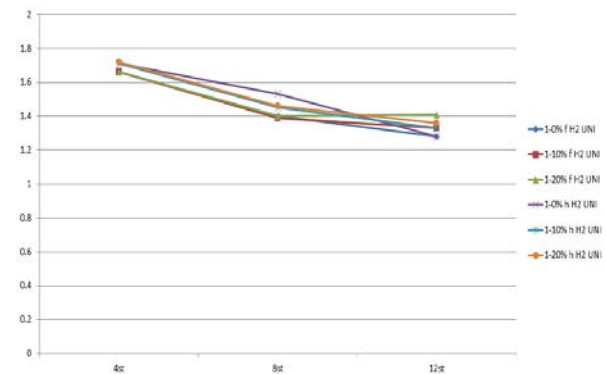
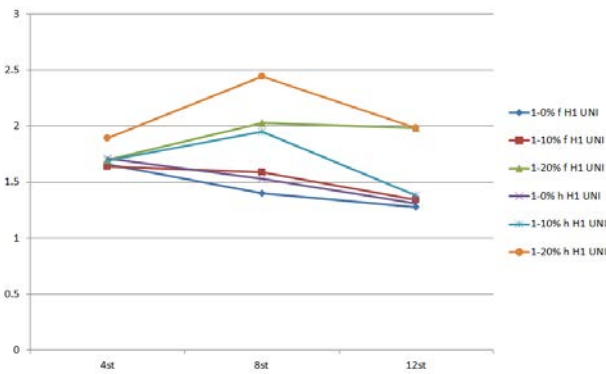
(۷-۴۰)، به ترتیب میانگین ضریب رفتار مدل با دیوار توپر و دیوار توخالی است. در تمام این نمودارها،

محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، ضریب شکل پذیری آن (R_{μ}) می‌باشد.



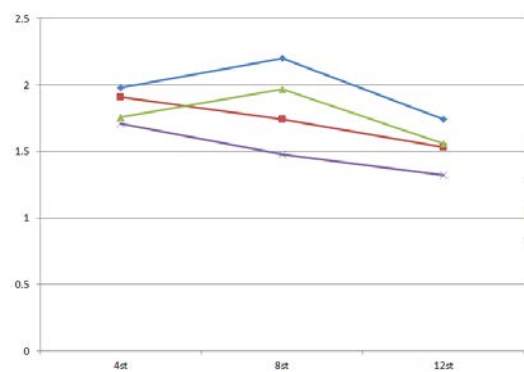
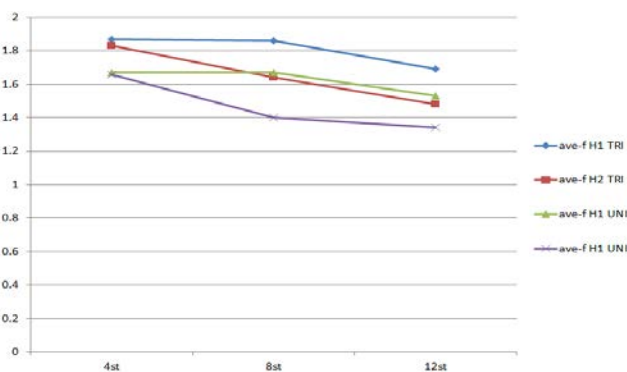
شکل ۷-۳۶- نمودار ضریب شکل‌پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 TRI

شکل ۷-۳۵- نمودار ضریب شکل‌پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 TRI



شکل ۷-۳۸- نمودار ضریب شکل‌پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H1 UNI

شکل ۷-۳۷- نمودار ضریب شکل‌پذیری دیوار توپر و توخالی با الگوی H2 UNI



شکل ۷-۴۰- نمودار میانگین ضریب شکل‌پذیری، مدل با دیوار توپر

شکل ۷-۳۹- نمودار میانگین ضریب شکل‌پذیری، مدل با دیوار توخالی

در این جا، برای سازه ۴ طبقه ضریب شکل پذیری نسبت به نسبت شکل پذیری، کاهش یافته است. در مدل های ۸ طبقه هم کاهش ضریب شکل پذیری نسبت به نسبت شکل پذیری رخ می دهد، ولی شدت آن خیلی کمتر است. در مورد مدل های ۱۲ طبقه، ضریب شکل پذیری با نسبت شکل پذیری برابر می شود. علت این اختلاف در رفتار ضریب شکل پذیری مدل ها، ناشی از بیشتر شدن زمان تناوب با افزایش ارتفاع است، چون علاوه بر این که، شکل پذیری رابطه مستقیمی با نسبت شکل پذیری دارد، مولفه تاثیرگذار دیگر زمان تناوب سازه می باشد. همان طور که در قسمت قبل مشخص شد، کران بالا و پایین بارگذاری ثقلی تاثیر مهمی بر نسبت شکل پذیری ندارد، در این قسمت فقط از کران بالای بارگذاری ثقلی استفاده شده است.

با مقایسه الگوهای بارگذاری جانبی در هر مدل، مشخص است که ضریب شکل پذیری برای بارگذاری مثلثی از بارگذاری یکنواخت بیشتر است. به طور کلی، با افزایش خروج از مرکزیت سازه، ضریب شکل پذیری افزایش می یابد. ضریب شکل پذیری با افزایش ارتفاع ساختمان اغلب کاهش می یابد، ولی این اختلاف کاهش، از میزان کاهش نسبت شکل پذیری در اثر ارتفاع کمتر است. کمترین میزان ضریب شکل پذیری مربوط به مدل با الگوی 12st-2 f UNI با مقدار ۱/۲۷، و بیشترین مقدار ضریب شکل پذیری با ۲/۶۷ به مدل با الگوی 8st-1 20% h H TRI اختصاص دارد.

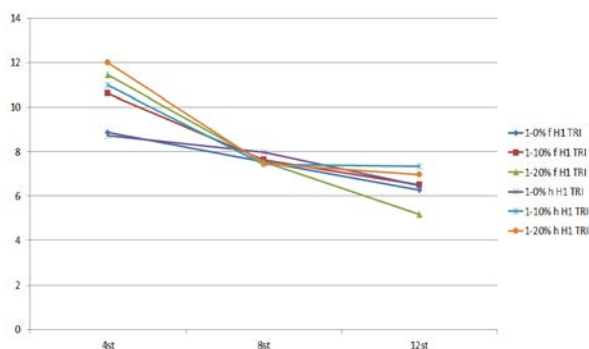
از روی نمودارهای مربوط به میانگین ضریب شکل پذیری مشخص است که در این جا هم مانند میانگین نسبت شکل پذیری، میانگین ضریب شکل پذیری با افزایش ارتفاع ساختمان کاهش یافته، ولی شدت کاهش آن کمتر شده است. هم چنین، ضریب شکل پذیری در مدل با دیوار توخالی بیشتر است. برای این که مقدار کاهش یا افزایش را به طور بهتر درک کنیم، میانگین تمام مدل های توپر و توخالی را با الگوهای مشابه بار جانبی برای تمام طبقات با هم مقایسه کرده ایم و نتایج در جدول (۷-۷)، نشان داده شده است.

جدول ۷-۷- میانگین ضریب شکل پذیری برای دیوار برشی توپر و توخالی

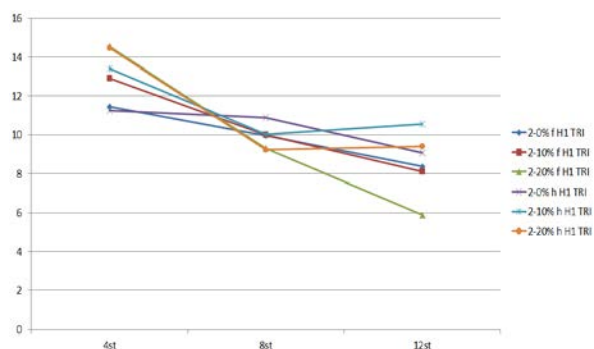
12st	8st	4st		
۱/۶۴	۱/۷۶	۱/۸۶	دیوار توپر	الگوی بار مثلثی
۱/۶۵	۱/۹۸	۱/۹۵	دیوار توخالی	
۱/۴۹	۱/۵۵	۱/۶۷	دیوار توپر	الگوی بار یکنواخت
۱/۵	۱/۷۳	۱/۷۳	دیوار توخالی	

۷-۸- بررسی ضرایب مقاومت افزون مدل‌ها

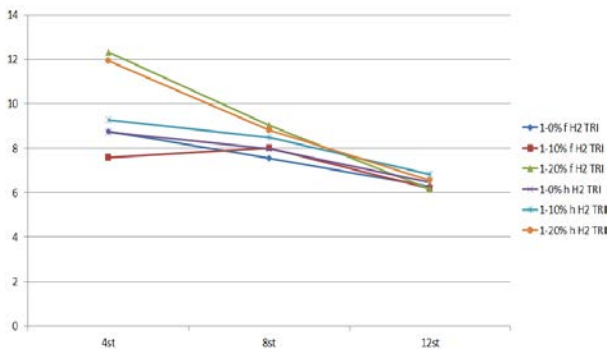
در اشکال (۷-۴۱) الی (۷-۴۸)، نمودار ضرایب مقاومت افزون مدل‌های با دیوار توپر و توخالی، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، الگوهای کران بالا و کران پایین بارگذاری ثقلی و جهت اعمال بار جانبی، با هم مقایسه شده است. در اشکال (۷-۴۹) الی (۷-۵۲)، میانگین ضرایب رفتار برای کلیه مدل‌ها به تفکیک نوع بارگذاری ثقلی، توپر یا توخالی بودن دیوارها و نوع بارگذاری جانبی نشان داده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، ضریب مقاومت افزون می‌باشد.



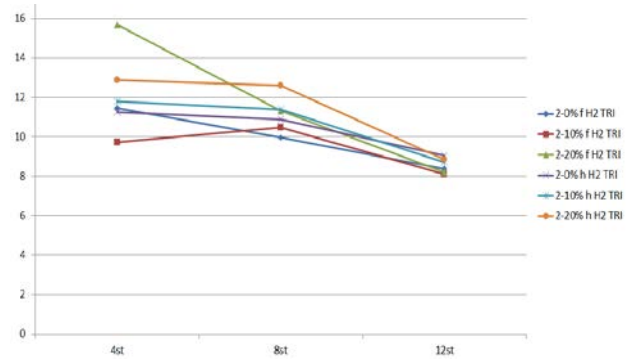
شکل ۷-۴۲- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H1 TRI 1-



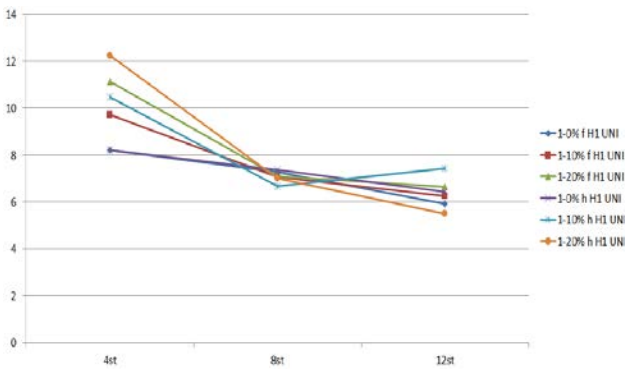
شکل ۷-۴۱- نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H1 TRI 2-



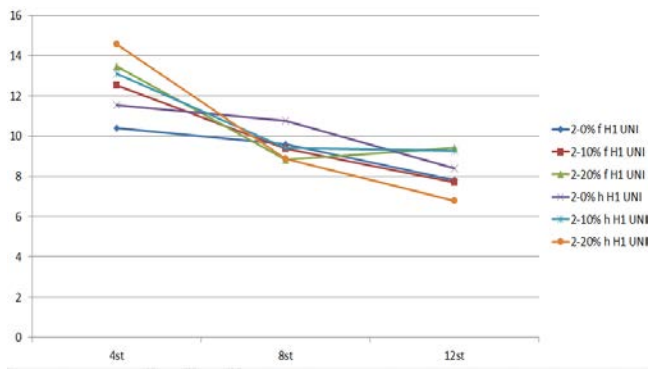
شکل ۷-۴۴-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H2 TRI-1



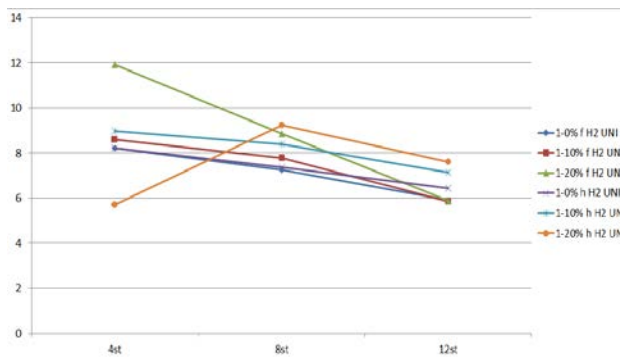
شکل ۷-۴۳-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H2 TRI-2



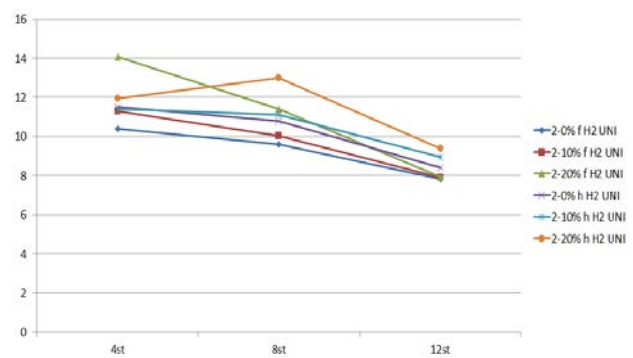
شکل ۷-۴۶-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H1 UNI-1



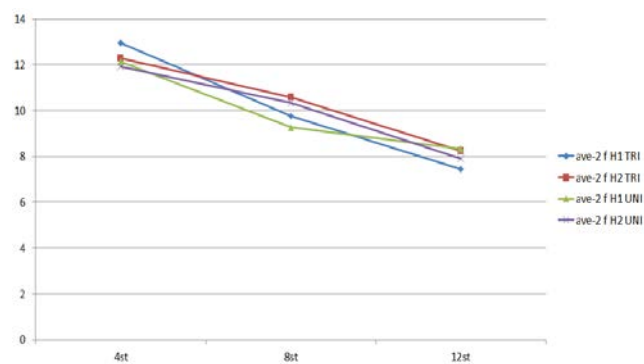
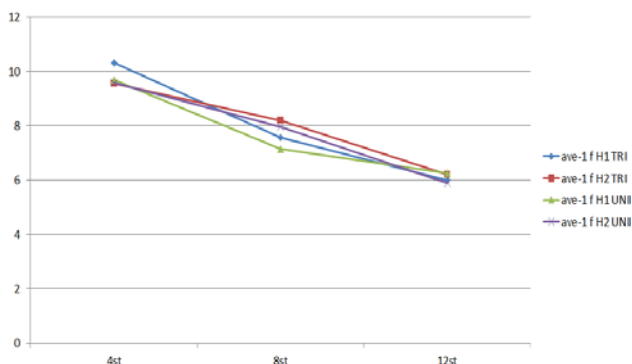
شکل ۷-۴۵-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H1 UNI-2



شکل ۷-۴۸-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H2 UNI-1

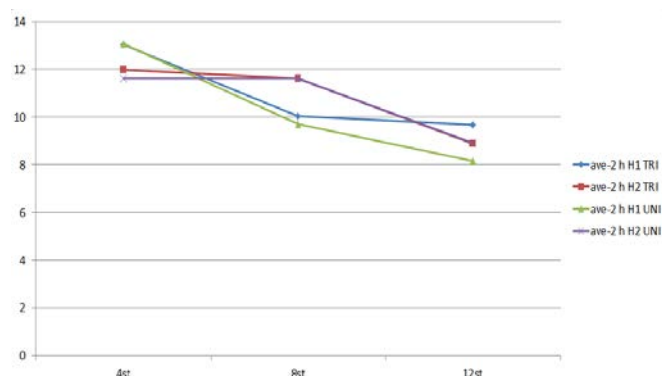
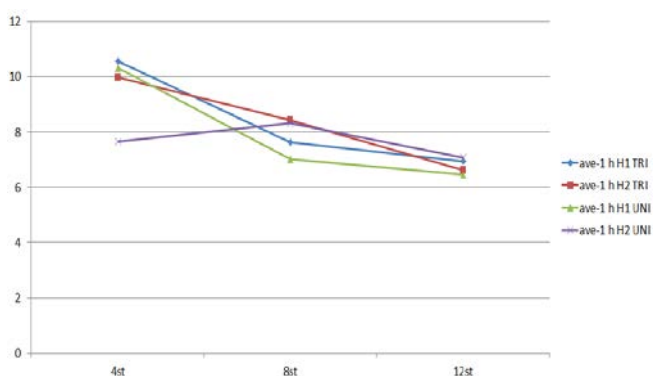


شکل ۷-۴۷-نمودار ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های H2 UNI-2



شکل ۷-۵۰- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل‌های با الگوی 1-f

شکل ۷-۴۹- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل‌های با الگوی 2-f



شکل ۷-۵۲- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل‌های با الگوی 1-h

شکل ۷-۵۱- نمودار میانگین ضریب مقاومت افزون مدل‌های با الگوی 2-h

به طور کلی، از نمودارهای میانگین ضریب مقاومت افزون به طور آشکار مشخص است که با افزایش تعداد طبقات (افزایش ارتفاع سازه)، ضریب مقاومت افزون سازه کاهش می‌یابد. همچنین، مشخص است که ضریب مقاومت افزون برای کران پایین بارگذاری ثقلی از کران بالای بارگذاری ثقلی بیشتر است، زیرا نیروی برشی کمتری برای غلبه بر نیروی فشاری اعمالی به سازه برای رسیدن به برش اولین تسلیم در سازه نیاز دارد و این منجر به افزایش ضریب مقاومت افزون می‌شود.

در مجموع، مقدار ضریب مقاومت افزون با خروج از مرکزیت ۱۰٪ بیشتر می‌شود ولی برای ۲۰٪ از قانون مشخصی پیروی نمی‌کند، چون در خروج از مرکزیت ۱۰٪، کاهش سختی سازه، مقدار پیچش

و اضافه بار ناشی از تغییر ابعاد کفها، به کاهش زیاد برش جاری شدن منجر نمی‌شود، اما برای خروج از مرکزیت ۲۰٪ مقدار برش حد جاری شدن کاهش زیادی پیدا می‌کند.

با توجه به جداول (۷-۱) تا (۷-۶)، مشخص است که، کمترین و بیشترین مقدار برای ضرایب مقاومت افزون مقادیر ۴/۹۲ و ۱۵/۶۷ می‌باشد و به ترتیب برای مدل‌های 12st-1 10% h H1 MOD و 4st-2 20% f H2 TRI رخ می‌دهد. در کل، خروج از مرکزیت برای سازه‌های بلندتر دارای اهمیت بیشتر است، زیرا مقدار بار اضافه شده بر روی المان‌ها در جهت H1 و افزایش نیروی برشی ناشی از پیچش، در آن‌ها بیشتر است. به‌طور کلی، ضریب مقاومت افزون برای مدل‌هایی که الگوی بارگذاری جانبی مثلثی دارند، بیشتر از مدل‌هایی است که دارای بارگذاری جانبی یکنواخت هستند. مقادیر ضریب مقاومت افزون، یک نسبت است و این مقادیر را باید علاوه بر کمیت از لحاظ کیفی هم مورد توجه قرار دهیم تا درک روشن‌تری از آن برای ما متصور باشد. بدین صورت که، اگر در مدلی برش جاری شدن بالا یا پایین شود لزوماً به معنای بیشتر یا کمتر شدن ضریب مقاومت افزون نیست و باید مقدار برش برای تشکیل اولین مفصل را هم داشته باشیم و نسبت این دو را حساب کنیم.

هنگامی که سازه در جهت H1 و با خروج از مرکزیت ۱۰٪ را پوش می‌دهیم در مدل‌های ۴ طبقه مقدار برش جاری شدن کمی از حالت بدون خروج از مرکزیت بیشتر است، چون در جهت H1 بار اعمالی به سازه بیشتر شده و از طرفی سازه به خوبی قادر به تحمل آن می‌باشد. اما در مدل‌های ۸ طبقه این مقدار خروج از مرکزیت هم باعث کاهش سختی سازه شده و برش پایه را کم می‌کند، در مدل‌های ۱۲ طبقه هم برش پایه کم می‌شود ولی شدت آن از مدل‌های ۸ طبقه کمتر است. برای خروج از مرکزیت ۲۰٪ در جهت H1 همیشه شاهد افت زیاد مقدار برش سطح جاری شدن و برش اولین تسلیم هستیم و برآیند این دو کاهش، گاهی باعث افزایش ضریب مقاومت افزون و گاهی هم باعث ایجاد کاهش آن می‌شود.

بارگذاری در جهت H2 باعث به وجود آمدن پیچش در مدل‌های با خروج از مرکزیت می‌شود، همین‌طور خروج از مرکزیت باعث کاهش بار ثقلی روی المان‌های جهت H2 شده است. هنگامی‌که، اثر پیچش، از اثر مقدار بار ثقلی کاهش یافته بیشتر باشد، سازه در مقدار برش بیشتری به حد جاری شدن می‌رسد، البته سازه هم باید قادر به تحمل این برش اضافی به وجود آمده باشد، در غیر این صورت برش حد جاری شدن کمتر از حالت بدون خروج از مرکزیت می‌شود. به‌طور کلی، پیچش باعث می‌شود که سازه زودتر به برش اولین تسلیم برسد. به غیر از مدل ۴ طبقه توپر با بارگذاری جانبی مثلثی، بقیه مدل‌های با خروج از مرکزیت در برش کمتری اولین تسلیم را تجربه می‌کنند. از مقایسه مقدار ضریب مقاومت افزون در دو جهت H1 و H2 به این نتیجه می‌رسیم که، از نظم مشخصی پیروی نمی‌کند.

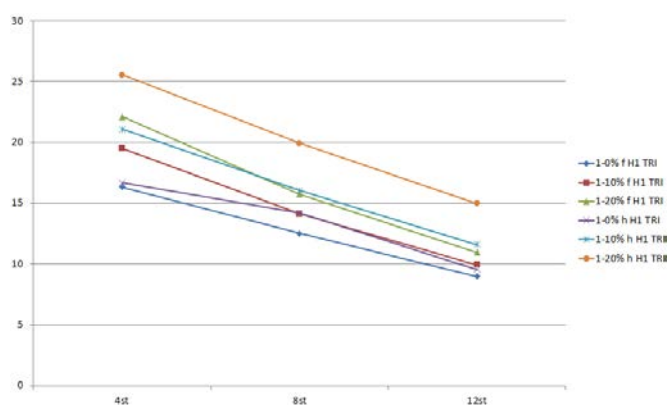
به‌طور کلی، برای مدل‌های ۴ طبقه، ضریب مقاومت افزون مدل‌های با دیوارهای توپر از دیوارهای توخالی بیشتر است. برای مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه، ضریب مقاومت مدل‌های با دیوار توخالی از مدل‌های توپر بیشتر است. برای این‌که مقدار این کاهش یا افزایش را به‌طور بهتر درک کنیم، میانگین تمام مدل‌های توپر و توخالی را با الگوهای مشابه بار جانبی برای تمام طبقات با هم مقایسه کرده‌ایم و نتایج در جدول (۷-۸)، نشان داده شده است.

جدول ۷-۸- میانگین ضریب مقاومت افزون برای دیوار برشی توپر و توخالی

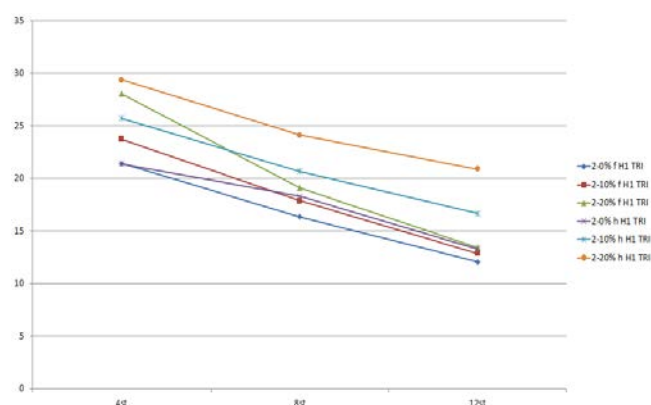
12st	8st	4st		
۶/۹۰	۹/۰۸	۱۱/۵۰	دیوار توپر	الگوی بار مثلثی
۸/۰۷	۹/۴۳	۱۱/۶۷	دیوار توخالی	
۷/۱۳	۸/۷۳	۱۱/۱۳	دیوار توپر	الگوی بار یکنواخت
۷/۶۹	۹/۱۸	۱۰/۸۶	دیوار توخالی	

۷-۹- بررسی ضرایب رفتار مدل‌ها

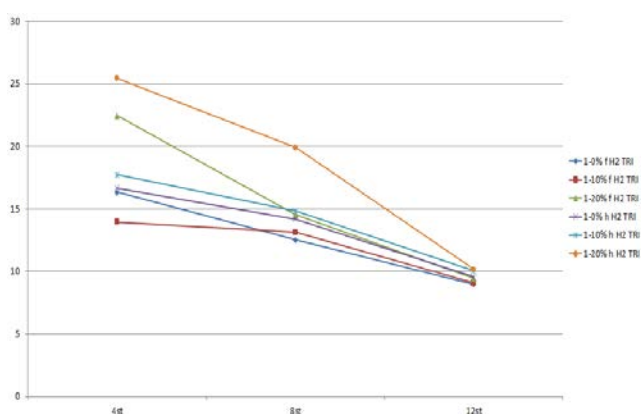
در اشکال (۷-۵۳) الی (۷-۶۰)، نمودار ضرایب رفتار مدل‌های با دیوار توپر و توخالی، به تفکیک الگوی بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، الگوی کران بالا و کران پایین بارگذاری ثقلی و جهت اعمال بار جانبی، با هم مقایسه شده است. اشکال (۷-۶۱) الی (۷-۶۴)، میانگین ضرایب رفتار برای کلیه مدل‌ها به تفکیک نوع بارگذاری ثقلی، توپر یا توخالی بودن دیوارها و نوع بارگذاری جانبی مشخص شده است. در تمام نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات و محور قائم، ضریب رفتار می‌باشد.



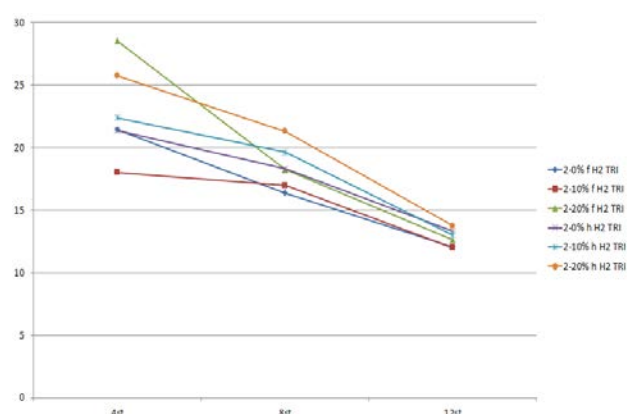
شکل ۷-۵۴- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H1 TRI 1-



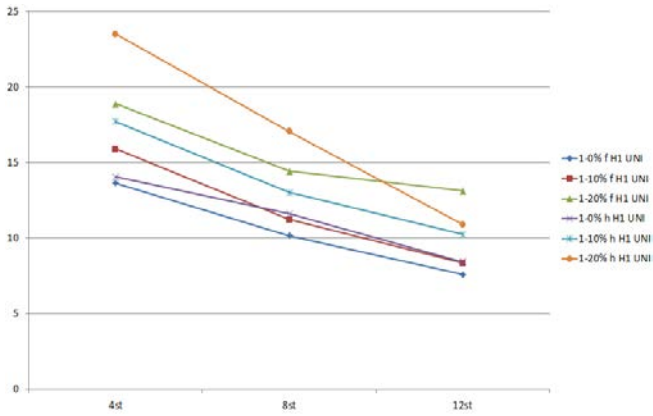
شکل ۷-۵۳- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H1 TRI 2-



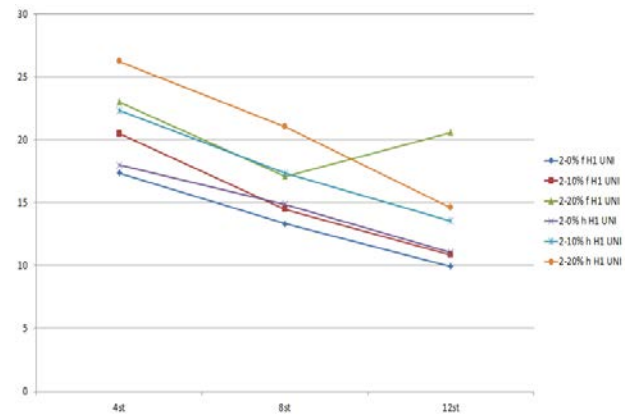
شکل ۷-۵۶- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H2 TRI 1-



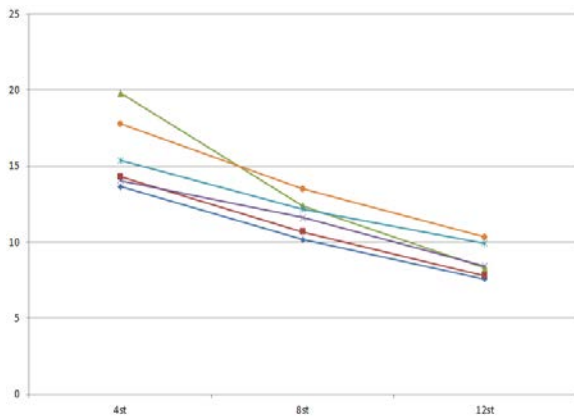
شکل ۷-۵۵- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H2 TRI 2-



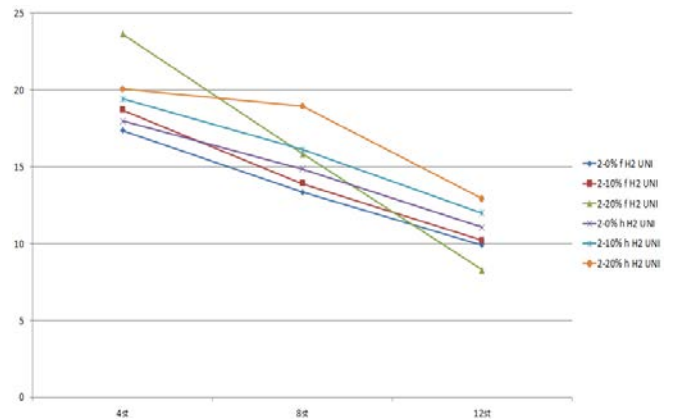
شکل ۷-۵۸- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H1 UNI



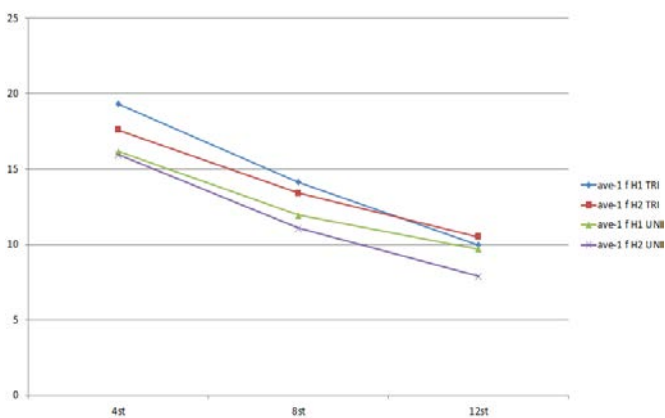
شکل ۷-۵۷- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H1 UNI



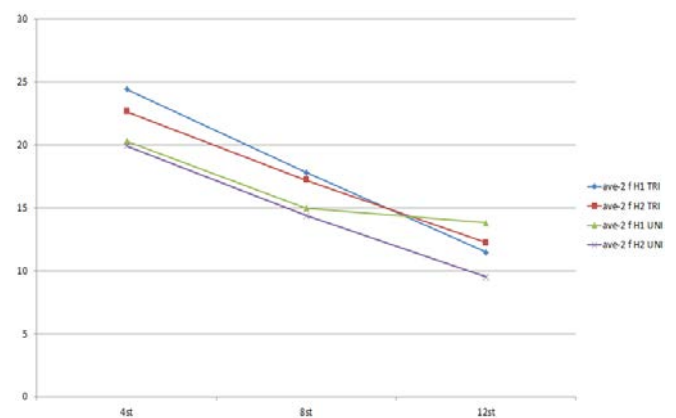
شکل ۷-۶۰- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H2 UNI



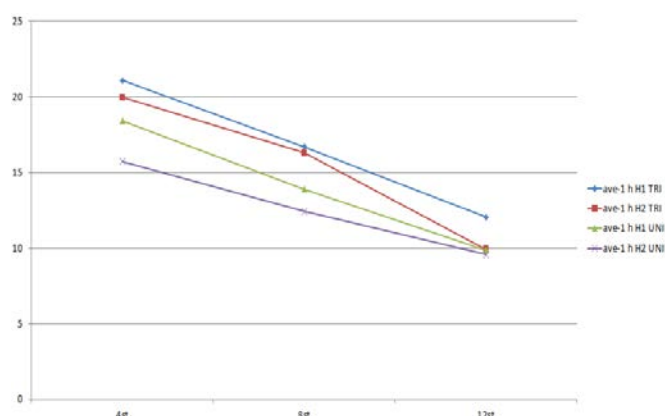
شکل ۷-۵۹- نمودار ضریب رفتار برای مدل‌های H2 UN



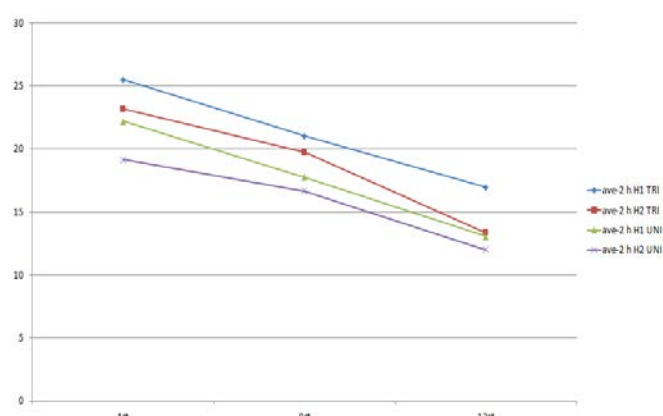
شکل ۷-۶۲- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل‌های با الگوی f-1



شکل ۷-۶۱- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل‌های با الگوی f-2



شکل ۷-۶۴- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل‌های با الگوی 1-h



شکل ۷-۶۳- نمودار میانگین ضریب رفتار مدل‌های با الگوی 2-h

به طور کلی از منحنی‌های میانگین ضریب رفتار که در اشکال (۷-۶۱) تا (۷-۶۴)، نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که ضریب رفتار سازه با افزایش طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد. با اینکه نسبت ضریب شکل‌پذیری برای مدل‌های بلندتر بیشتر شده است ولی باز هم مقدار ضریب شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات سازه، کاهش می‌یابد، از طرفی با افزایش ارتفاع سازه، ضریب مقاومت افزون سازه هم کاهش می‌یابد. علاوه بر این، روشن است که ضریب رفتار برای کران پایین بار ثقلی بیشتر است، چون ضریب شکل‌پذیری برای کران پایین شکل‌پذیری کمی بیشتر از حالت کران بالای بار ثقلی است، ولی دلیل اصلی این موضوع، بیشتر بودن ضریب مقاومت بار افزون برای کران پایین بارگذاری ثقلی است. همچنین، ضریب رفتار برای بارگذاری جانبی مثلثی از بارگذاری جانبی یکنواخت بیشتر است. دلیل این امر، به خاطر بیشتر بودن ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون بار مدل‌های با بارگذاری جانبی مثلثی نسبت به بارگذاری جانبی یکنواخت است. به طور کلی، ضریب رفتار در جهت H1 بیشتر از ضریب رفتار در جهت H2 است، زیرا با وجود این که ضریب مقاومت افزون بار در جهت H1 و H2 از الگوی خاصی پیروی نمی‌کند، ولی ضریب شکل‌پذیری اغلب در جهت H1 بزرگ‌تر از جهت H2 است. با افزایش خروج از مرکزیت در مدل‌ها، اغلب ضریب رفتار در مدل‌ها بیشتر

می‌شود، چون هم ضریب شکل‌پذیری و هم ضریب مقاومت افزون بار، با افزایش خروج از مرکزیت بیشتر شده است.

کمترین ضریب رفتار در مدل‌ها با ۷/۲۷ مربوط به مدل با الگوی 12st-1 h MOD است و بیشترین مقدار ضریب رفتار با ۲۹/۳۶ مربوط به مدل با الگوی 4st-2 20% h H1 TRI می‌باشد.

در منحنی‌های مربوط به الگوی بار جانبی مثلثی در جهت H1 (اشکال)، برای همه طبقات کمترین ضریب رفتار مربوط به مدل‌های توپر با خروج از مرکزیت ۱۰٪، و بیشترین ضریب رفتار مربوط به مدل‌های توخالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪ می‌باشد. ضریب رفتار این مدل‌ها تقریباً با یک شیب ثابت، با افزایش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد. در منحنی‌های مربوط به الگوی بار جانبی مثلثی در جهت H2 (اشکال)، در مدل‌های ۴ طبقه برای هر دو حالت بار ثقیلی کمترین مقدار ضریب رفتار مربوط به مدل توپر با خروج از مرکزیت ۱۰٪ می‌باشد، و حداکثر ضریب رفتار برای کران بالای بار ثقیلی مربوط است به مدل توخالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪، اما برای کران پایین بار ثقیلی، حداکثر ضریب رفتار به مدل توپر با خروج از مرکزیت ۲۰٪ تعلق دارد. در مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه بیشترین ضریب رفتار به مدل توخالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪، و کمترین ضریب رفتار به مدل‌های توپر بدون خروج از مرکزیت تعلق دارد. ضریب رفتار در جهت H2 با بالا رفتن تعداد طبقات کم می‌شود، ولی دارای نظم مشخصی نیست، ولی به طور کلی اختلاف حداکثر و حداقل ضریب رفتار با بالا رفتن تعداد طبقات در مدل‌ها کم می‌شود.

در منحنی‌های مربوط به الگوی بار جانبی یکنواخت در جهت H1 (اشکال)، برای همه طبقات کمترین ضریب رفتار مربوط به مدل‌های توپر بدون خروج از مرکزیت است و بیشترین ضریب رفتار مدل‌های ۴ و ۸ طبقه، مربوط به مدل‌های توخالی با خروج از مرکزیت ۲۰٪ می‌باشد، اما برای مدل‌های ۱۲ طبقه، بیشترین ضریب رفتار برای مدل‌های توپر با خروج از مرکزیت ۲۰٪ می‌باشد. به

جز مدل توپر ۱۲ طبقه با خروج از مرکزیت ۲۰٪، همیشه با افزایش ارتفاع ساختمان ضریب رفتار مدل‌ها کاهش یافته است. در منحنی‌های مربوط به الگوی بار جانبی یکنواخت در جهت H2 (اشکال)، در مدل‌های ۴ طبقه برای حالت بار ثقلی کران بالا، کمترین مقدار ضریب رفتار مربوط به مدل توپر بدون خروج از مرکزیت می‌باشد، و حداکثر ضریب رفتار برای کران بالای بار ثقلی ۴ طبقه مربوط است به مدل توپر با خروج از مرکزیت ۲۰٪، و برای ۸ و ۱۲ طبقه، به مدل‌های توخالی با ۲۰٪ خروج از مرکزیت تعلق دارد. با افزایش تعداد طبقات، ضریب رفتار کاهش یافته است. اما برای کران پایین بار ثقلی، کمترین ضریب رفتار مدل‌های ۴ و ۸ طبقه به مدل‌های توپر بدون خروج از مرکز، و برای مدل‌های ۱۲ طبقه به مدل‌های توپر و با خروج از مرکزیت ۲۰٪ تعلق دارد. حداکثر ضریب رفتار برای مدل‌های ۴ طبقه به مدل‌های توپر با خروج از مرکزیت ۲۰٪ اختصاص دارد و برای مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه حداکثر ضریب رفتار به مدل‌های توخالی با ۲۰٪ خروج از مرکزیت تعلق دارد. با افزایش تعداد طبقات سازه، ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد. از نمودارهای مربوط به میانگین ضریب رفتار مدل‌ها مشخص است که ضریب رفتار سازه برای مدل‌های با دیوارهای توخالی از مدل‌های با دیوارهای توپر بیشتر است. برای این که مقدار این افزایش را به طور بهتر درک کنیم، میانگین تمام مدل‌های توپر و توخالی را با الگوهای مشابه بار جانبی برای تمام طبقات، در جدول (۷-۹)، نشان داده شده است.

جدول ۷-۹- میانگین ضریب رفتار برای دیوار برشی توپر و توخالی

12st	8st	4st		
۱۱/۱۳	۱۵/۸۵	۲۱/۴۰	دیوار توپر	الگوی بار مثلثی
۱۳/۳۹	۱۸/۵۴	۲۲/۸۳	دیوار توخالی	
۱۰/۷۶	۱۳/۳۵	۱۸/۵۸	دیوار توپر	الگوی بار یکنواخت
۱۱/۴۰	۱۵/۵۶	۱۹/۴۴	دیوار توخالی	

فصل هشتم

نتیجہ گیری و پیشہ داری

۸-۱- مقدمه

در این تحقیق ابتدا ۹ مدل خطی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی توپر ساخته شده و سپس ۹ مدل خطی دیگر با همین سیستم و این بار با دیوارهای برشی توخالی ساخته می‌شود. پلان همه این مدل‌ها، 12×12 متر و ارتفاع تمام طبقات ۳ متر می‌باشد. ۳ مدل بدون خروج از مرکزیت، ۳ مدل با خروج از مرکزیت ۱۰٪ و ۳ مدل دیگر هم با خروج از مرکزیت ۲۰٪، برای هر دو نوع دیوار توپر و توخالی با استفاده از نرم‌افزار ETABS Nonlinear (Version 9.7.2) ساخته شده و براساس آیین‌نامه‌های آبا، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تحلیل و طراحی آن‌ها انجام شده است. طراحی دیوارهای برشی براساس آیین‌نامه ACI ویرایش سال ۲۰۰۵ انجام شده است. سپس مدل‌های غیرخطی فوق به کمک نرم‌افزار (PERFORM-3D) ساخته شده و براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-356، تحلیل استاتیکی غیرخطی گردیده است. در نهایت به محاسبه ضرایب رفتار سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از روش یوانگ، و نیز محاسبه برخی از مولفه‌های لرزه‌ای این سازه‌ها از قبیل تغییرمکان هدف، زمان تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون بار پرداخته شده است. همچنین تاثیر عواملی همچون تعداد طبقات، خروج از مرکزیت، جهت بارگذاری جانبی، نوع الگوی بارگذاری جانبی، نوع الگوی بارگذاری ثقلی و توپر و توخالی بودن دیوارها را بر روی مولفه‌های لرزه‌ای بررسی کرده‌ایم.

لازم به ذکر است که، دیوارهای برشی توخالی برای اولین بار در این پایان‌نامه به صورت غیرخطی مدل شده و مولفه‌های لرزه‌ای آن در کنار مدل‌های با دیوار برشی توپر مقایسه شده است، تا تاثیر توخالی کردن دیوارها بر روی مولفه‌های لرزه‌ای بهتر قابل درک و نتیجه‌گیری باشد. این یکی از ویژگی‌های مهم این پایان‌نامه در مقایسه با نمونه‌های مشابه در مورد بررسی لرزه‌ای مدل‌ها می‌باشد.

۸-۲- نتیجه‌گیری

- ۱- الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب با الگوهای بارگذاری جانبی طیفی و مودال، تقریباً در نتایج حاصل از مولفه‌های لرزه‌ای برابرند.
- ۲- مدل‌های با دیوار برشی توخالی نسبت به مدل‌های دارای دیوار برشی توپر، دارای تغییرمکان هدف بزرگتری هستند، زیرا سختی سازه با دیوار برشی توخالی از سختی سازه با دیوار برشی توپر کمتر است.
- ۳- نوع الگوی بار ثقلی و خروج از مرکزیت، تاثیر چندانی بر تغییرمکان هدف ندارد.
- ۴- تغییرمکان هدف برای الگوی بار جانبی مثلثی از الگوی بار جانبی یکنواخت بیشتر است. با افزایش ارتفاع مدل‌ها، تغییرمکان هدف از الگوی مشخصی پیروی نمی‌کند.
- ۵- زمان تناوب موثر سازه، در مدل‌های توخالی همیشه از مدل‌های توپر بیشتر است.
- ۶- با افزایش ارتفاع سازه، زمان تناوب موثر سازه افزایش می‌یابد.
- ۷- به طور کلی، با ایجاد بی‌نظمی در سازه، زمان تناوب موثر کمتر می‌شود، ولی نوع الگوی بارگذاری ثقلی و جانبی تاثیر خیلی کمی بر روی زمان تناوب موثر دارند.
- ۸- با افزایش ارتفاع سازه، سطح زیر منحنی ظرفیت سازه، که نشان دهنده میزان استهلاک انرژی در اثر اعمال بار جانبی است، کاهش می‌یابد.

- ۹- نسبت شکل‌پذیری سازه، به طور کلی، با افزایش ارتفاع مدل‌ها کاهش می‌یابد. ضریب شکل‌پذیری سازه، با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد، ولی میزان کاهش آن از مقدار کاهش نسبت شکل‌پذیری کمتر است.
- ۱۰- به‌طور کلی، نسبت شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری، برای مدل با دیوار برشی توخالی، بیشتر از مدل با دیوار برشی توپر است.
- ۱۱- به‌طور کلی، نسبت شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری، در جهت H1، بیشتر و در جهت H2، کمتر از مدل‌های بدون خروج از مرکزیت هستند.
- ۱۲- به‌طور کلی، نسبت شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری، در الگوی بار مثلثی بیشتر از الگوی بار یکنواخت است.
- ۱۳- نسبت شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری، تقریباً برای هر دو الگوی بار ثقلی یکسان است.
- ۱۴- به‌طور کلی، با افزایش ارتفاع مدل‌ها، ضریب مقاومت افزون بار کاهش می‌یابد.
- ۱۵- به‌طور کلی، ضریب مقاومت افزون مدل‌های توپر در مدل‌های ۴ طبقه بیشتر از مدل‌های توخالی است، ولی در مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه، این ضریب در مدل توخالی بیشتر است.
- ۱۶- ضریب مقاومت افزون، برای بارگذاری کران پایین ثقلی، بیشتر از کران بالای ثقلی است، اما نوع بارگذاری جانبی تاثیر چندانی بر آن ندارد.
- ۱۷- ضریب مقاومت افزون، برای مدل‌های با خروج از مرکزیت ۱۰٪، افزایش می‌یابد ولی برای خروج از مرکزیت ۲۰٪، از الگوی مشخصی پیروی نمی‌کند.
- ۱۸- ضریب مقاومت افزون، در جهات H1 و H2 از الگوی مشخصی پیروی نمی‌کند.
- ۱۹- به‌طور کلی، ضریب رفتار مدل‌ها با افزایش ارتفاع کم می‌شود.

- ۲۰- ضریب رفتار مدل‌های دارای کران پایین بارگذاری ثقلی، بیشتر از مدل‌های با کران بالای بارگذاری ثقلی است.
- ۲۱- به‌طور کلی، ضریب رفتار مدل‌های دارای دیوار توخالی، بیشتر از مدل‌های با دیوار توپر است.
- ۲۲- در مدل‌های با الگوی بار جانبی مثلثی، ضریب رفتار، بیشتر از الگوی بار جانبی یکنواخت است.
- ۲۳- به‌طور کلی، ضریب رفتار در جهت H1، بیشتر از ضریب رفتار در جهت H2 است.
- ۲۴- در اکثر مواقع، خروج از مرکزیت باعث افزایش ضریب رفتار مدل‌ها می‌شود.
- ۲۵- به‌نظر می‌رسد، طرح لرزه‌ای با استفاده از ضرایب رفتار فهرست شده در آیین‌نامه‌ها، به یک سطح یکنواخت ایمنی برای کلیه مدل‌ها منجر نمی‌شود.

۸-۳- پیشنهادات

- ۱- توصیه می‌شود، برای دقت بیشتر در مدل کردن سازه‌ها، میان‌قاب‌ها هم مدل شوند.
- ۲- برای در نظر گرفتن تاثیر اندازه پلان‌ها در مولفه‌های لرزه‌ای، مدل‌هایی با پلان‌ها و طبقات دیگر هم ساخته شود.
- ۳- توصیه می‌شود، برهم‌کنش خاک و پی، در مدل‌ها دیده شود.
- ۴- توصیه می‌شود، ضریب رفتار سازه با روش‌های موجود دیگر هم محاسبه شود.
- ۵- مولفه‌های لرزه‌ای برای تمام انواع خاک‌های محل احداث ساختمان و تمام سطوح شکل‌پذیری، محاسبه شود.
- ۶- مولفه‌های لرزه‌ای برای نواحی با خطر لرزه‌خیزی مختلف، محاسبه شود.
- ۷- اثر تغییر حفره دیوار برشی توخالی، بر مولفه‌های لرزه‌ای محاسبه شود.
- ۸- میزان تاثیر سخت‌کننده‌های عرضی و طولی بر مولفه‌های لرزه‌ای مدل‌های با دیوار برشی توخالی محاسبه شود.

منابع

- ۱- خیرالدین علی، (۱۳۸۸)، "آنالیز و طراحی دیوارهای برشی"، چاپ دوم، دانشگاه سمنان.
- ۲- نرمایشیری کامبیز، قلعه نوی منصور و اژدری مقدم مهدی، (۱۳۸۶) "بررسی عملکرد دیوارهای برشی بتنی تو خالی"، سومین کنگره بین‌المللی عمران، دانشگاه تبریز.
- ۳- تسنیمی، ع و معصومی، ع، (۱۳۸۵) "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح" چاپ اول، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- ۴- تسنیمی، ع، (۱۳۸۸) "رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح" جلد اول، چاپ سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- 5- Mwafy, A.M. and Elnashai, A. S. (2000), "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", journal of Earthquake Engineering, 6(2), 239-273
- 6- ATC, (1995), "Structural Response Modification Factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- 7- ATC, (1995), "A Critical Review of Current Approches to Erthquake-Resistant Design", ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- 8- Whittaker, A., Hart, G. and Rojahn, C. (1999), "Seismic Response Modification Factors." Journal of Structural Engineering. ASCE, *125*(4), 438-444.
- 9- Miranda, E. and Bertero, V. V. (1994), "Evaluation of Strength Reducation Factors for Earthquake-Resistant Design" Earthquake Spectra, *10*(2), 357-379
- 10- Newmark, N. M. and Hall, W. J. (1982), "Earthquake Spectra and Design" Earthquake Engineering. Res. Inst., El Cerrito, Calif.
- 11- Krawinkler, H. and Nassar, A. A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demend and Capacity." Nonlinear Seismic Analysis and

Design of Reinforced Concrete Buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Elsevier Applied Science, New York.

12- Wang, C.-H. and Wen, Y. K. (2000), "Evaluation of Pre-Northridge Low-Rise Steel Buildings. II: Reliability" Journal of Structural Engineering, ASCE **126**(10), 1169-1176.

۱۳- محمودی صاحبی موسی، (۱۳۷۷)، رساله دکتری: " اثر زمان تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌ای - غیرارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح "، دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس.

۱۴- طاهری علی، بهبهانی اصغر، (۱۳۷۶)، "نگرشی فلسفی به ضوابط محاسباتی ساختمان‌ها در برابر زلزله" جلد ۲، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

15- Uang, C. M. (1992), "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provision", ASCE, 117 (1), 19-28

16- Tasnimi, A. A. and Mahmoudi, M. (1998), "Prediction of Overstrength of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Using Non-Linear Inelastic Analysis." Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, CD.

۱۷- تسنیمی عباسعلی و معصومی علی، (۱۳۸۲)، "مقاومت افزون در قاب‌های خمشی بتن مسلح کوتاه و متوسط" مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

18- Freeman S.A., (1990), "On the Correlation of Code Force to Earthquake Demands" Proceeding of 4th U.S-Japan workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practice (ATC 15-3)

19- Consenza E., Luco A.D., Fealla C. & Mazzolani F.M.(1996), "On a simple Structure Coefficients in Steel", 8th European Conference on Earthquake Engineering , Lisbon Portugal , September 1996.

20- Mazzolani F.M. & Piluso V., (1996), "Theory and Design of Resistant Steel Frame", E and FN.spon.

۲۱- زرین قلم یاشار، (۱۳۸۹) "تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد سازه‌های سه بعدی"، چاپ اول، موسسه فرهنگی هنری انتشارات دیباگران تهران.

۲۲- دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵)، " دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)"

۲۳- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۰)، "مبحث ششم - بارهای وارد بر ساختمان".

۲۴- تقی‌نژاد ر، (۱۳۸۹) "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور *SAP2000 - ETABS*" چاپ دوم، نشر کتاب دانشگاهی، تهران.

۲۵- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴)، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم.

26- FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentry for the seismic design of building", prepared by American Society of Civil Engineering, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

27- Computers and Structures, CSI, (2006), "USER GUIDE OF PERFORM-3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D structures", University Ave.Berkely, USA.

28- Computers and Structures , Inc (2006) , " PERFORM 3D (Ver 4.0.3), Nonlinear Analisys And Performance Assessment for Building " , Building Siesmic Safety Council, Washington DC.

۲۹- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان ، (۱۳۸۵)، "مبحث نهم مقررات ملی ساختمان-آئین-نامه طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه".

30- ACI Committee 318. 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05).

31- Computers and Structures, CSI, (2006), "PERFORM COMPONENTS AND ELEMENTS FOR PERFORM-3D AND PERFORM-COLLAPSE", University Ave. Berkely, USA.

۳۲- تهرانی‌زاده محسن و عزیززاده شیما، (۱۳۸۸) "مقایسه برخی از روش‌های مختلف مدل‌سازی سازه‌های دارای دیوار برشی بتنی برای انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی"، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران اردیبهشت ، شیراز.

۳۳- قلی‌پور م، (۱۳۸۹)، پایان‌نامه ارشد: "تعیین ضریب رفتار سازه‌های پانل ساندویچی"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

34- ATC 40 (Applied Technology council), (1996), "Evaluation of Existing Building in seismic Zone".

35- FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic design of buildings", prepared by American Society of Civil Engineering, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

۳۶- صادقی‌قادی حسین، (۱۳۸۹) "مرجع جامع نرم‌افزار *PERFPRM3D* برای تحلیل‌های غیرخطی و طراحی بر مبنای سطح عملکرد"، چاپ اول، انتشارات علوم رایانه ، بابل.

37- Paulay, T., and Priestly, M.I.N "Seismic design of reinforced concrete and masonry buidings", J. Wily & Suns, New Yourk, 1992.

Abstract

Population growth and urban space are among the factors that would justify the construction of high-rise structures. The ratio of building height to lateral load increases entered. A concrete shear wall structural system is adequate to withstand lateral loads. In this research 9 models was made with reinforced moment resisting frames system and filled shear walls, and then 9 other models made with reinforced moment resisting frames system and hollowed shear walls. Then by PERFORM-3D software and base on instruction FEMA-356, nonlinear static analysis is performed. Finally, the seismic components of these structures such as displacement target, period, ductility ratio, ductility factor and over strength load factor, is calculated.

The impact of factors such as the number of strata, leaving the center for lateral load, lateral load pattern, this pattern of gravity, filled and hollow walls on seismic component has been studied. The results show that, in general, in the case of a hollow wall, seismic components are improved.

Key words: *hollow shear wall, pushover analysis, response modification factor, over strength factor, ductility factor system, ductility factor, fiber modeling, Lateral load, capacity curve, natural period*



Shahrood University of Technology

Civil Engineering Faculty

Investigation on the seismic behavior of hollow concrete shear walls

Yousef Haghgoo

*Supervisors:
Vahid Reza Kalat Jari
Behrouz Hasani*

Sep 2012