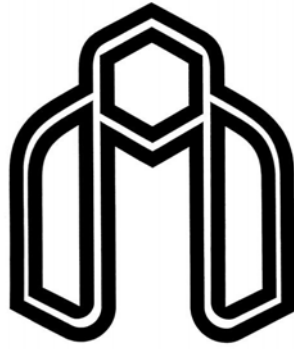


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه عمران - سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی الزامات تعیین ضریب رفتار سازه‌های بتنی با دیوار پرکننده آجری

کمیل کریمی

اساتید راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات جاری

دکتر محمدرضا تابش پور

استاد مشاور:

مهندس محمدی

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

تابستان ۱۳۹۰

سر آغاز

به نام خدای که نام او راحت روح است و پیغام او مفتاح فتوح
است و سلام او وقت صباح مؤمنان را صبح است و ذکر او مرهم دل
مجروح است و مهر او بلانشینان را کشتی نوح است.
ای کریمی که بخشنده عطایی و ای حکیمی که پوشنده خطایی و
ای صمدی که از ادراک خلق جدایی و ای احدی که در ذات و صفات،
بی‌همتایی و ای خالق که راهنمایی و ای قادری که خدایی را سزایی،
جان ما را صفای خود ده و دل ما را هوای خود ده و چشم ما را ضیای
خود ده و ما را آن ده که آن به و مگذار ما را به که و مه.
الهی، عذر ما را بپذیر؛ بر عیب‌های ما مگیر. الهی در دل‌های ما جز
تخم محبت خود مکار و بر تن و جان‌های ما جز الطاف و مرحمت خود
منگار و بر کشته‌های ما جز باران رحمت خود مبار.

(یکی از مناجات‌های خواجه عبدالله انصاری)

تقدیم به:

پدر و مادر عزیزتر از جانم

آنانی که با راهنمایی‌ها و زحمات بی‌دریغشان
مسیر پیشرفت و خوشبختی را آشکار ساخته،

دعای خالصانه شان بدرقه راه

و وجودشان دلگرمی وجودم است.

آنانی که کوشیدند تا بدانم هدف غایی وجود این است

که هستی را پروردگار یست بی‌مانند.

قدردانی

حال که به لطف و رحمت لایتناهی حضرت حق، مراحل این پایان‌نامه رو به اتمام نهاده، برخود لازم دانسته تا از همه دوستانی که در پیشبرد اهداف این پایان‌نامه اینجانب را مساعدت و یاری نموده‌اند، سپاس و قدردانی به‌عمل آورم.

ابتدا برخود لازم می‌دانم تا از زحمات و پشتیبانی بی‌دریغ و بی‌شائبه استاد محترم، جناب آقای دکتر محمدرضا تابش‌پور که راهنمایی این تحقیق را بر عهده داشته و از هرگونه راهنمایی و مساعدت مضایقه نکردند، تشکر و قدردانی ویژه‌ای داشته باشم. بی‌شک بدون حمایت و پشتیبانی ایشان انجام این تحقیق مقدور نمی‌بود.

هم‌چنین از جناب آقای دکتر وحیدرضا کلات جاری که به عنوان استاد راهنما، نقشی ارزنده و مکمل در انجام این پایان‌نامه داشتند سپاس‌گزاری کرده و موفقیت ایشان در مراحل زندگی را از خداوند متعال مسألت دارم.

از جناب آقای دکتر احمد احمدی ریاست محترم دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود به جهت مساعدت‌هایشان در طی دوره کارشناسی ارشد قدردانی می‌نمایم.

در انتها از خانم‌ها مهندس افسانه سادات موسوی و مهندس سمیرا علمدار و آقایان مهندس امیر آزاد و مهندس یونس کماچی و مهندس هادی کنارنگی که مرا برای پیمودن این راه دشوار همراهی نمودند و رهنمودهای آنها روشنگر این مسیر گردید سپاس‌گزارم.

پیشگفتار.....	۳
۱-۱- مقدمه.....	۴
۲-۱- تاریخچه.....	۹
۱-۲-۱- مدل سازی دیوار پرکننده آجری.....	۹
۲-۲-۱- اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری.....	۱۱
۳-۲-۱- شکست طبقه نرم (یا ضعیف).....	۱۲
۴-۲-۱- شکست پیچشی.....	۱۳
۵-۲-۱- شکست ستون کوتاه.....	۱۵
۳-۳-۱- تاریخچه‌ی مدل سازی دیوار آجری پرکننده و قاب.....	۱۹
۱-۳-۱- مدل های پایه‌ای (میکرو).....	۲۰
۲-۳-۱- مدل های ساده (ماکرو).....	۲۳
۳-۳-۱- مدول یانگ مصالح بنایی.....	۲۶
۴-۱- ملاحظات آیین‌نامه‌ای مربوط به اثر دیوار پرکننده آجری.....	۲۷
۱-۴-۱- بند "۱-۸-۲" آیین‌نامه ۲۸۰۰: منظم بودن در ارتفاع.....	۲۸
۲-۴-۱- بند "۲-۳-۶" آیین‌نامه ۲۸۰۰: زمان تناوب اصلی نوسان (T).....	۲۸
۵-۱- روش تحقیق.....	۲۹
معیارهای سنجش رفتار لرزه‌ای سازه.....	۳۱
۱-۲- مقدمه.....	۳۲
۲-۲- تاریخچه.....	۳۲
۳-۲- روش‌های محاسبه ضریب رفتار.....	۳۵
۱-۳-۲- روش‌های کاربردی.....	۳۶
۱-۱-۳-۲- تعیین ضرایب اصلاح پاسخ سازه‌ای توسط روش پیشنهادی (ATC-19).....	۳۷
۱-۱-۱-۳-۲- تأثیر ضریب R روی طراحی.....	۳۷
۲-۱-۱-۳-۲- اجزای تشکیل دهنده R	۳۷
۳-۱-۱-۳-۲- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه‌ها.....	۳۸
۴-۱-۱-۳-۲- اجزای کلیدی R	۴۰
۱-۴-۱-۱-۳-۲- ضریب مقاومت: R_S	۴۱
۲-۴-۱-۱-۳-۲- ضریب شکل پذیری: R_μ	۴۲
۳-۴-۱-۱-۳-۲- ضریب قید اضافی: R_R	۴۸
۵-۱-۱-۳-۲- نتایج روش ATC-19.....	۴۹
۲-۱-۳-۲- روش ضریب شکل پذیری یانگ.....	۵۰
۱-۲-۱-۳-۲- ضریب کاهش در اثر شکل پذیری (R_μ) و مروری بر تحقیقات انجام شده.....	۵۶
۲-۲-۱-۳-۲- نتایج روش پیشنهادی یانگ.....	۶۴
نتایج تحلیل الاستیک.....	۴۶
۱-۲- مدل سازی.....	۶۷
۱-۱-۳- طراحی سازه‌های مورد مطالعه و فرضیات.....	۶۷
۱-۱-۱-۳- طراحی سازه ۳ طبقه.....	۷۱
۲-۱-۱-۳- طراحی سازه ۵ طبقه.....	۷۲
۳-۱-۱-۳- طراحی سازه ۹ طبقه.....	۷۳
۲-۳- توزیع نیروهای محوری، برشی و خمشی در قاب ۱ دهانه ۱ طبقه.....	۷۵
۳-۳- اثر دیوار روی پریود سازه.....	۷۹
۱-۳-۳- بررسی تطبیقی آیین‌نامه‌های مختلف دنیا در مورد اثر دیوار پرکننده‌ی آجری.....	۷۹
۱-۱-۳-۳- مقایسه‌ی آیین‌نامه‌ی کشورهای مختلف.....	۷۹

۸۲.....	۳-۱-۲- روابط تجربی برای پرود طبیعی.....
۸۶.....	۳-۳-۲- قاب ۳ طبقه.....
۸۹.....	۳-۳-۳- قاب ۵ طبقه.....
۹۲.....	۳-۴-۳- قاب ۹ طبقه.....
۱۰۱.....	۳-۴-۴- تعیین سهم قاب و دیوار از بار جانبی.....
۱۰۳.....	۳-۵-۲- جابه‌جایی نسبی جانبی.....
۱۰۵.....	۳-۵-۱- قاب ۳ طبقه.....
۱۰۶.....	۳-۵-۲- قاب ۵ طبقه.....
۱۰۷.....	۳-۵-۳- قاب ۹ طبقه.....
۱۰۹.....	۳-۵-۴- نتیجه‌گیری.....
۱۱۰.....	بررسی مبانی تئوری گسیختگی برشی.....
۱۱۱.....	۴-۱- مقدمه.....
۱۱۲.....	۴-۱-۱- گسیختگی مؤلفه‌هایی موثر در فروریزش.....
۱۱۲.....	۴-۱-۱-۱- گسیختگی ستون.....
۱۱۳.....	۴-۱-۱-۲- گسیختگی اتصالات تیر-ستون.....
۱۱۴.....	۴-۱-۱-۳- ساخت یکپارچه که در چند دهه اخیر رایج شده.....
۱۱۴.....	۴-۲- ظرفیت تغییر شکل ستون‌های سازه‌های قدیمی تر.....
۱۱۴.....	۴-۲-۱- دسته‌بندی ستون‌ها.....
۱۱۵.....	۴-۲-۲- مدهای گسیختگی.....
۱۱۶.....	۴-۲-۲-۱- مد گسیختگی خمشی.....
۱۱۶.....	۴-۲-۲-۲- مد گسیختگی برشی.....
۱۱۶.....	۴-۲-۲-۳- مد گسیختگی برشی - خمشی.....
۱۱۶.....	۴-۳- مدل‌های ظرفیت جابجایی نسبی پیشنهادی.....
۱۱۹.....	۴-۳-۱- مدل گسیختگی محوری.....
۱۱۹.....	۴-۳-۱-۱- رخداد‌های تجربی.....
۱۲۱.....	۴-۳-۲- مدل اصطکاک - برش.....
۱۲۳.....	۴-۳-۱-۲- زاویه ترک بحرانی.....
۱۲۴.....	۴-۳-۳- ظرفیت جابجایی نسبی در گسیختگی محوری.....
۱۲۴.....	۴-۴- بررسی برش در آیین‌نامه‌های مختلف.....
۱۲۴.....	۴-۴-۱- مقدمه.....
۱۲۵.....	۴-۴-۲- ترک‌های برشی جان.....
۱۲۵.....	۴-۴-۳- ترک‌های خمشی - برشی.....
۱۲۶.....	۴-۴-۴- ترک‌های خمشی.....
۱۲۶.....	۴-۴-۳- حالت‌های شکست عضو بتنی.....
۱۲۷.....	۴-۴-۱- شکست خمشی.....
۱۲۷.....	۴-۴-۲- شکست قطری کششی.....
۱۲۷.....	۴-۴-۳- شکست برشی فشاری و شکست برشی کششی.....
۱۲۸.....	۴-۴- بررسی معادلات مقاومت برشی پیشنهادی.....
۱۲۸.....	۴-۴-۱- آشتو.....
۱۲۹.....	۴-۴-۲- کمیته ASCE-ACI (1973-1977).....
۱۳۱.....	۴-۴-۳- پیشنهادات SEAOC (1973).....
۱۳۲.....	۴-۴-۴- پیشنهادات Aschheim and Moehle (1999).....
۱۳۳.....	۴-۴-۵- پیشنهادات Caltrans (1995).....
۱۳۳.....	۴-۴-۶- Pristly (1994).....

۱۳۶.....	۴-۷- (1997) Kowalski
۱۳۷.....	۴-۸- (1996) Konwinski
۱۳۷.....	۴-۹- FEMA 273 (1997)
۱۳۸.....	۴-۱۰- مدل مقاومت برشی جایگزین.....
۱۴۰.....	۴-۱۱- رابطه پیشنهادی Moehle و Sezen
۱۴۰.....	۴-۱۲- ATC/MCEER
۱۴۱.....	۴-۱۳- ATC-32
۱۴۲.....	۴-۱۴- استاندارد نیوزیلند.....
۱۴۲.....	۴-۱۲- FEMA 356

تحلیل استاتیکی افزاینده..... ۱۴۵

۱۴۶.....	۵-۱- مقدمه
۱۴۷.....	۵-۲- روش های تحلیل
۱۴۸.....	۵-۲-۱- روش های تحلیل خطی
۱۴۸.....	۵-۲-۲- روش های تحلیل غیر خطی
۱۴۹.....	۵-۲-۱-۱- روش استاتیکی غیر خطی
۱۴۹.....	۵-۲-۲-۲- روش دینامیکی غیر خطی
۱۴۹.....	۵-۳- آنالیزهای استاتیکی غیر خطی
۱۴۹.....	۵-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی
۱۵۱.....	۵-۳-۲- روش ضرایب FEMA 356
۱۵۴.....	۵-۳-۳- مدل رفتار دوخطی نیرو - تغییر مکان در استاندارد FEMA 356
۱۵۵.....	۵-۴- سطح عملکرد
۱۵۵.....	۵-۴-۱- سطح عملکرد ساختمان
۱۵۵.....	۵-۴-۲- سطوح و محدوده های عملکرد لرزه ای
۱۵۶.....	۵-۴-۳- سطوح و محدوده های عملکرد اجزای سازه ای
۱۵۸.....	۵-۶- مقایسه اصول طراحی بر اساس مقاومت و طراحی بر اساس عملکرد
۱۵۸.....	۵-۵- تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی
۱۵۹.....	۵-۶- تعیین نقطه عملکرد
۱۵۹.....	۵-۶-۱- روش طیف ظرفیت
۱۶۳.....	۵-۶-۲- روش ضریب تغییر مکان
۱۶۴.....	۵-۷- ارزیابی عملکرد
۱۶۵.....	۵-۹- مقایسه آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و دستورالعمل بهسازی لرزه ای
۱۶۵.....	۵-۹- مدل کردن رفتار غیر خطی اعضا
۱۶۶.....	۵-۱۰- نرم افزارهای تحلیل غیر خطی سازه ها
۱۶۸.....	۵-۱۱- نمودارهای پوش اور مربوط به حالت های مختلف وجود دیوار
۱۶۸.....	۵-۱۱-۱- قاب ۱ طبقه
۱۶۹.....	۵-۱۱-۲- قاب ۳ طبقه
۱۷۴.....	۵-۱۱-۳- قاب ۵ طبقه

معرفی نرم افزار OpenSees و نحوه مدل سازی در آن..... ۱۷۹

۱۸۰.....	۶-۱- معرفی نرم افزار OpenSees
۱۸۱.....	۶-۱-۱- ساخت مدل (Model-Building)
۱۸۱.....	۶-۱-۱-۱- انواع مدل های مصالح تک محوره
۱۸۲.....	۶-۱-۱-۲- انواع مدل های مقاطع
۱۸۲.....	۶-۱-۱-۳- انواع المان (اعضاء)
۱۸۳.....	۶-۲- فرضیات مدل سازی در OpenSees

۱۸۴.....	۱-۲-۶- تعریف المان‌های سازه‌ای
۱۸۶.....	۲-۲-۶- مدل‌های مصالح تک محوره مورد استفاده در OpenSees
۱۸۸.....	۳-۲-۶- مدل کردن ستون:.....
۱۸۹.....	۴-۲-۶- سیستم فنر برشی:.....
۱۹۰.....	۵-۲-۶- سیستم فنر محوری:.....
۱۹۵.....	۳-۶- مدل‌های مورد بررسی در نرم‌افزار OpenSees
۱۹۵.....	۱-۳-۶- قاب ۱ دهانه ۱ طبقه
۱۹۶.....	۲-۳-۶- قاب ۲ دهانه ۱ طبقه
۱۹۷.....	۳-۳-۶- قاب ۳ دهانه ۳ طبقه
۱۹۸.....	۴-۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

لیست جداول

جدول ۱-۱	اثرات مثبت و منفی دیوار پرکننده آجری در قاب فولادی یا بتنی	۸
جدول ۲-۱	روابط مختلف برای پهنای مؤثر بادبند معادل دیوار پرکننده آجری	۲۶
جدول ۳-۱	روابط مختلف برای مدول یانگ دیوار آجری	۲۷
جدول ۱-۲	پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه مثال	۴۴
جدول ۲-۲	مقادیر مختلف ضریب قید اضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه (ATC-19)	۴۹
جدول ۳-۲	ضرایب رابطه لای و بیگز	۵۸
جدول ۴-۲	ضرایب رابطه ریدل، هیدالگو و کروز	۶۱
جدول ۱-۳	جزئیات مقاطع قاب ۳ طبقه	۷۱
جدول ۲-۳	جزئیات مقاطع قاب ۵ طبقه	۷۳
جدول ۳-۳	جزئیات مقاطع قاب ۹ طبقه	۷۴
جدول ۴-۳	فهرست آیین‌نامه‌ی کشورهای مختلف	۸۱
جدول ۵-۳	اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه	۸۶
جدول ۶-۳	اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه	۸۹
جدول ۷-۳	اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه	۹۲
جدول ۸-۳	روابط تجربی پریود در آیین‌نامه‌های مختلف	۹۵
جدول ۹-۳	جدول پیشنهاد برای اتصال یا عدم اتصال دیوار به قاب	۱۰۸
جدول ۱-۴	مقایسه روابط پیشنهاد شده برای برش	۱۴۴
جدول ۱-۵	مقادیر ضریب C_0	۱۵۲
جدول ۲-۵	مقادیر ضریب C_2	۱۵۳
جدول ۳-۵	شرایط عمومی قابل پذیرش در آئین نامه ATC 40	۱۶۵

لیست شکل‌ها

- شکل ۱-۱ زلزله‌های اخیر در ایران..... ۴
- شکل ۲-۱ دیوار مجزا از قاب بوسیله درز انقطاع..... ۷
- شکل ۳-۱ رفتار ترکیبی دیوار و قاب..... ۹
- شکل ۴-۱ مدل‌سازی دیوار به صورت دستک فشاری..... ۹
- شکل ۵-۱ تبدیل کنش خمشی به کنش محوری به علت وجود دیوار..... ۱۰
- شکل ۶-۱ مدل تیر به تیر برای بادبندمعاذل..... ۱۱
- شکل ۷-۱ معادل‌سازی دیوار پرکننده با دو میله‌ی فشاری گره به گره..... ۱۱
- شکل ۸-۱ مدل ستون به ستون برای بادبند معادل..... ۱۱
- شکل ۹-۱ شکست برشی ستون به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری با بلوک سفالی..... ۱۲
- شکل ۱۰-۱ شکست برشی تیر بتن مسلح به علت اندرکنش با دیوار پرکننده آجری..... ۱۲
- شکل ۱۱-۱ پتانسیل ایجاد طبقه‌ی نرم به علت فقدان دیوارهای پرکننده..... ۱۲
- شکل ۱۲-۱ ایجاد مکانیزم طبقه در ساختمان در حال احداث و آستانه‌ی فرو ریزش (ایتالیا ۱۹۷۶)..... ۱۲
- شکل ۱۳-۱ ایجاد طبقه نرم در طبقات فوقانی..... ۱۳
- شکل ۱۴-۱ شکست طبقه‌ی نرم..... ۱۳
- شکل ۱۵-۱ چیدمان نامتقارن دیوار در پلان..... ۱۴
- شکل ۱۶-۱ ترکیب طبقه نرم و پیچش..... ۱۴
- شکل ۱۷-۱ شکست برشی به دلیل عدم در نظر گرفتن اثر دیوار پرکننده (کوبه، ۱۹۹۵)..... ۱۵
- شکل ۱۸-۱ شکست برشی به دلیل عدم در نظر گرفتن اثر دیوار پرکننده (زلزله بم، ۱۳۸۲)..... ۱۵
- شکل ۱۹-۱ جذب نیروی زیاد در ستون کوتاه..... ۱۶
- شکل ۲۰-۱ شکست ستون کوتاه..... ۱۷
- شکل ۲۱-۱ شکست خمشی ستون کوتاه..... ۱۷
- شکل ۲۲-۱ ستون کوتاه به علت هندسه‌ی معماری و وجود دیوارها..... ۱۸
- شکل ۲۳-۱ ایجاد شکست ترد برشی در ستون به علت پدیده ستون کوتاه و اندرکنش دیوار با قاب..... ۱۹
- شکل ۲۴-۱ مدل المان محدودی قاب و دیوار پرکننده‌ی آجری..... ۲۰
- شکل ۲۵-۱ مودهای شکست قاب پر شده با دیوار..... ۲۲
- شکل ۲۶-۱ بارگذاری قطری در سیستم قاب و دیوار..... ۲۴
- شکل ۲۷-۱ مدل دارای شش میله..... ۲۵
- شکل ۲۸-۱ اهداف تحقیق به صورت شماتیک..... ۳۰
- شکل ۱-۲ استفاده از ضرایب R به منظور کاهش مطلوب طیف کشسان به سطح نیروی طراحی..... ۳۸
- شکل ۲-۲ رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام..... ۳۹
- شکل ۳-۲ تقریب‌های دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان..... ۴۰
- شکل ۴-۲ تعریف اصطلاحات برای دو قاب یک طبقه..... ۴۳
- شکل ۵-۲ روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال..... ۴۵
- شکل ۶-۲ روابط $R_{\mu} - \mu - T$ کراوینکلر و نسا..... ۴۶
- شکل ۷-۲ مقایسه ضریب شکل پذیری..... ۴۷
- شکل ۸-۲ سیستم‌های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای..... ۴۸
- شکل ۹-۲ منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل کلی سازه..... ۵۱
- شکل ۱۰-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق لای و بیگز..... ۵۹
- شکل ۱۱-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق ریدل و نیومارک..... ۵۹
- شکل ۱۲-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق محرز و القادامسی..... ۶۱
- شکل ۱۳-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق ریدل، هیدالگو و کروز..... ۶۱
- شکل ۱۴-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق آرایز و هیدالگو..... ۶۳
- شکل ۱۵-۲ ضریب R_{μ} در تحقیق ویدیک، فایرفرویشینگر..... ۶۳

شکل ۳-۱ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری با وجود درز در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری.....	۶۸
شکل ۳-۲ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در تمام دهانه‌ها در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری.....	۶۸
شکل ۳-۳ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در دهانه وسطی در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری.....	۶۸
شکل ۳-۴ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در تمام دهانه‌ها در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری در حالت طبقه نرم.....	۶۹
شکل ۳-۵ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در دهانه وسطی در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری در حالت طبقه نرم.....	۶۹
شکل ۳-۶ نمای سازه ۳ طبقه.....	۶۹
شکل ۳-۷ نمای سازه ۵ طبقه.....	۶۹
شکل ۳-۸ نمای سازه ۹ طبقه.....	۷۰
شکل ۳-۹ پلان تمام سازه‌ها.....	۷۰
شکل ۳-۱۰ نیروی محوری تحت بار ثقل در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۵
شکل ۳-۱۱ نیروی محوری تحت بار ثقل در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۵
شکل ۳-۱۲ نیروی برشی تحت بار ثقل در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۵
شکل ۳-۱۳ نیروی برشی تحت بار ثقل در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۵
شکل ۳-۱۴ لنگرهای خمشی تحت بار ثقل در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۶
شکل ۳-۱۵ لنگرهای خمشی تحت بار ثقل در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۶
شکل ۳-۱۶ نیروی محوری تحت بار جانبی در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۶
شکل ۳-۱۷ نیروی محوری تحت بار جانبی در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۶
شکل ۳-۱۸ نیروی برشی تحت بار جانبی در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۷
شکل ۳-۱۹ نیروی برشی تحت بار جانبی در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۷
شکل ۳-۲۰ لنگرهای خمشی تحت بار جانبی در حالت عدم اتصال دیوار با قاب.....	۷۷
شکل ۳-۲۱ لنگرهای خمشی تحت بار جانبی در حالت اتصال دیوار با قاب.....	۷۷
شکل ۳-۲۲ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار SAP (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۸۷
شکل ۳-۲۳ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۸۸
شکل ۳-۲۴ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۸۸
شکل ۳-۲۵ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۰
شکل ۳-۲۶ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۱
شکل ۳-۲۷ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۱
شکل ۳-۲۸ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۳
شکل ۳-۲۹ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۴
شکل ۳-۳۰ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی).....	۹۵
شکل ۳-۳۱ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۳ طبقه.....	۹۷
شکل ۳-۳۲ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۵ طبقه.....	۹۸
شکل ۳-۳۳ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۵ طبقه.....	۹۸
شکل ۳-۳۴ میزان تاثیر دیوار در پریود سازه ۳ طبقه بتنی.....	۹۹
شکل ۳-۳۵ میزان تاثیر دیوار در پریود سازه ۵ طبقه بتنی.....	۱۰۰
شکل ۳-۳۶ میزان تاثیر دیوار در پریود سازه ۹ طبقه بتنی.....	۱۰۰
۳-۳۱ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۳ طبقه.....	۱۰۵
۳-۳۲ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۵ طبقه.....	۱۰۶
۳-۳۳ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۵ طبقه.....	۱۰۷
شکل ۴-۱ آمار خرابی ۴ زلزله.....	۱۱۲
شکل ۴-۲ گسیختگی برشی و محوری ستون، زلزله Kokaeli (۱۹۹۹).....	۱۱۳
شکل ۴-۳ گسیختگی متناظر با فروریزش اتصال تیر-ستون.....	۱۱۳
شکل ۴-۴ تعریف تصویری از مدهای گسیختگی ستون.....	۱۱۵

- شکل ۴-۵ تاثیر پارامترهای کلیدی در جابجایی نسبی گسیختگی برشی ۱۱۷
- شکل ۴-۶ مقایسه جابجایی نسبی محاسبه شده در گسیختگی برشی با توجه به معادله ۴-۲ ۱۱۸
- شکل ۴-۷ محاسبه جابجایی نسبی در گسیختگی برشی ۱۱۹
- شکل ۴-۸ جابجایی نسبی به عنوان تابعی از بار محوری برای ستون‌های بتنی ۱۲۰
- شکل ۴-۹ ستون گسیخته شده در زلزله kokaali در سال ۱۹۹۹ ۱۲۲
- شکل ۴-۱۰ دیاگرام جسم آزاد ستون پس از گسیختگی برشی ۱۲۳
- شکل ۴-۱۱ ارتباط بین زاویه مشاهده شده ترک بحرانی و بار محوری ۱۲۴
- شکل ۴-۱۲ کاهش مقاومت برشی بتن با افزایش شکل‌پذیری ۱۳۴
- شکل ۴-۱۳ سهم بار محوری در مقاومت برشی ۱۳۵
- شکل ۴-۱۴ کاهش مقاومت برشی با افزایش شکل‌پذیری ۱۳۶
- شکل ۴-۱۵ پارامتر k ۱۳۹
- شکل ۵-۱ روش ضرائب برای تعیین جابجایی هدف ۱۵۱
- شکل ۵-۲ منحنی ساده شده نیرو تغییر مکان ۱۵۴
- شکل ۵-۳ الف- تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی ب- تقریب منحنی ظرفیت دندانه‌ای ۱۵۹
- شکل ۵-۴ تعیین نقطه عملکرد با استفاده از روش ATC-40 ۱۶۰
- شکل ۵-۵ الف- منحنی شتاب در دستگاه استاندارد ب- طیف شتاب در دستگاه ADRS ۱۶۱
- شکل ۵-۶ الف- منحنی ظرفیت در دستگاه استاندارد ب- طیف ظرفیت در دستگاه ADRS ۱۶۲
- شکل ۵-۷ منحنی رفتار اعضای سازه و پارامترهای مدلسازی ۱۶۶
- شکل ۵-۸ قاب خالی ۱ طبقه ۱۶۸
- شکل ۵-۹ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۱ طبقه ۱۶۸
- شکل ۵-۱۰ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب خالی ۳ طبقه ۱۶۹
- شکل ۵-۱۱ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها ۱۶۹
- شکل ۵-۱۲ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها ۱۷۰
- شکل ۵-۱۳ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی ۱۷۰
- شکل ۵-۱۴ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی ۱۷۱
- شکل ۵-۱۵ منحنی‌های پوش‌آور قاب‌های ۳ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار ۱۷۱
- شکل ۵-۱۶ منحنی‌های پوش‌آور قاب‌های ۳ طبقه در حالت ۳ دهانه دیوار ۱۷۲
- شکل ۵-۱۷ منحنی‌های پوش‌آور تمام قاب‌های ۳ طبقه ۱۷۳
- شکل ۵-۱۸ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب خالی ۵ طبقه ۱۷۴
- شکل ۵-۱۹ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها ۱۷۴
- شکل ۵-۲۰ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها ۱۷۵
- شکل ۵-۲۱ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی ۱۷۵
- شکل ۵-۲۲ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی ۱۷۶
- شکل ۵-۲۳ منحنی‌های پوش‌آور قاب‌های ۵ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار ۱۷۶
- شکل ۵-۲۴ منحنی‌های پوش‌آور قاب‌های ۵ طبقه در حالت ۳ دهانه دیوار ۱۷۷
- شکل ۵-۲۵ منحنی‌های پوش‌آور تمام قاب‌های ۵ طبقه ۱۷۷
- شکل ۶-۱ عضو با مقاطع فایبر ۱۸۴
- شکل ۶-۲ استفاده از دستور Layer برای ساخت مقطع فایبر ۱۸۵
- شکل ۶-۳ استفاده از دستور Patch برای ساخت مقطع فایبر ۱۸۵
- شکل ۶-۴ نمونه یک مقطع فایبر ساخته شده با دستورات Patch و Layer ۱۸۵
- شکل ۶-۵ روابط بین مصالح و المان‌ها در OpenSees ۱۸۷
- شکل ۶-۶ مصالح تک محوره هیسترتیک ۱۸۷
- شکل ۶-۷ فنر برشی در مدل مصالح هیسترتیک ۱۸۹
- شکل ۶-۸ فنر برشی در مدل استفاده شده برای مصالح حالت حدی ۱۸۹
- شکل ۶-۹ تعریف شیب نزولی، K_{deg} ۱۹۱

۱۹۲.....	شکل ۱۰-۶ فنر محوری در مدل.....
۱۹۲.....	شکل ۱۱-۶ فنر ترکیبی برشی - محوری بعد از گسیختگی محوری مدل نشان داده شده در شکل ۱۰-۶.....
۱۹۳.....	شکل ۱۲-۶ جزئیات افت بار محوری شکل ۱۱-۶.....
۱۹۳.....	شکل ۱۳-۶ تعریف پارامترهای Backbone مربوط به مصالح هیسترتیک.....
۱۹۳.....	شکل ۱۴-۶ تعریف پارامترهای باربرداری در مصالح هیسترتیک.....
۱۹۴.....	شکل ۱۵-۶ روند تعریف مراحل انجام کار در OpenSees.....
۱۹۵.....	شکل ۱۶-۶ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۱ طبقه.....
۱۹۶.....	شکل ۱۷-۶ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۱ طبقه ۲ دهانه.....
۱۹۷.....	شکل ۱۸-۶ منحنی‌های پوش‌آور برای قاب ۳ طبقه ۳ دهانه.....
۲۰۲.....	شکل ۱۹-۶ نتایج کارهای انجام شده.....

چکیده

در دهه‌های گذشته محققین و مهندسين زيادي روي اثرات ديوارهاي آجري پرکننده‌ي درون قاب‌هاي سازه‌اي، تحقيق و پژوهش نموده‌اند و همواره اثراتي که ديوارهاي آجري پرکننده مي‌توانند بر روي رفتار سازه داشته باشند يکي از دغدغه‌هاي مهندسين بوده است. از آن جا که مصالح مورد استفاده و در نتيجه مقاومت و سختي اين ديوارها تا حد بسيار زيادي به محل ساخت و مصالح در دسترس وابسته است، اکثر کشورها با توجه به شرايط اقليمي موجود خود ضوابطي را براي در نظر گرفتن اثرات ديوارهاي آجري پرکننده، در طراحي‌ها و آيين‌نامه‌هاي خود وارد کرده‌اند. کشور ما ايران هم از اين قاعده مستثني نبوده است و در طی سال‌هاي گذشته شاهد بوديم که در بعضي از بندهاي آيين‌نامه ۲۸۰۰ اثر وجود ديوار پرکننده آجري در رفتار ساختمان لحاظ شده است. يکي از اين بندها که وجود ديوار در ساختمان روي آن تاثير مي‌گذارد بند ۱-۵-۶ آيين‌نامه ۲۸۰۰ مي‌باشد که مطابق اين بند اگر اعضای غيرسازه‌اي مزاحمتي براي حرکت اعضای سازه‌اي در زمان وقوع زلزله ايجاد کنند، بايد اثر اندرکنش اين اعضا با سيتم سازه را در تحليل در نظر گرفت.

در ايران به دليل عدم شناخت کافي مهندسين از چگونگي رفتار ديوار پرکننده آجري در زلزله از مدل‌سازي ديوار پرکننده پرهيز مي‌کنند و هم‌چنين اثرات مثبت و منفي ديوار پرکننده بر روي

رفتار سازه را نادیده می گیرند.

هدف اصلی این تحقیق بررسی الزامات تعیین ضریب رفتار سازه های بتنی با دیوار پرکننده آجری می باشد که چندی از این الزامات عبارتند از:

- بررسی اندرکنش بین دیوار پرکننده آجری و ستون قاب بتنی
 - تأثیر دیوار پرکننده آجری بر پریود سازه های بتنی
 - تأثیر دیوار پرکننده آجری بر مقاومت و سختی اولیه سازه
 - چگونگی پخش نیرو در حالات خطی و غیرخطی بین دیوار پرکننده آجری و قاب بتنی
 - تأثیر دیوار پرکننده آجری بر جابجایی نسبی سازه (دریافت)
- در این تحقیق با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش اور) اندرکنش بین ستون بتنی و دیوار پرکننده آجری و همچنین تأثیر دیوار بر پریود سازه های بتنی و جابجایی نسبی (دریافت) طبقات تعیین شده است.

- کلمات کلیدی: ۱- اندرکنش بین دیوار پرکننده آجری و ستون بتنی ۲- دیوار پرکننده آجری
- ۳- پریود سازه ۴- جابجایی نسبی

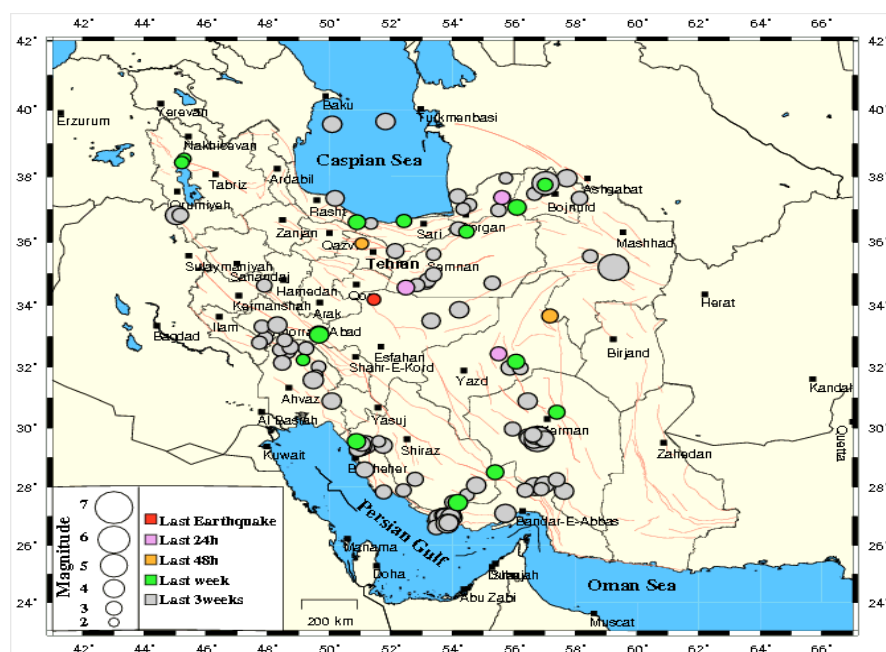
فصل ۱

پیشگفتار

۱-۱- مقدمه

زلزله به عنوان یک پدیده مخرب در اغلب مناطق دنیا ایمنی سازه‌ها و زندگی ساکنان آن را در معرض تهدید قرار داده است، بطوری‌که کاهش خسارات جبران‌ناپذیر پدیده زلزله همواره هدف نهایی محققین و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده است و عامل زلزله موجب اهمیت طراحی سازه‌ها در کشورهای لرزه‌خیز می‌باشد. ایران نیز به دلیل قرارگیری بر روی کمربند زلزله آلپ - هیمالیا جزو کشورهای لرزه‌خیز محسوب می‌شود و هر چند سال یکبار شاهد زلزله‌ای ویرانگر در نقاط مختلف کشور هستیم. وقوع ۲۱۸ زلزله با بزرگی بیشتر از ۴ ریشتر در سال‌های ۱۳۸۵ و نشان‌دهنده وجود یک خطر دائمی است.

در شکل ۱-۱ هم زلزله‌های اخیر را که توسط شبکه لرزه‌نگاری کشور ثبت شده است نشان داده شده است.



شکل ۱-۱ زلزله‌های اخیر در ایران

در دهه‌های گذشته محققین و مهندسين زيادی روی اثرات ديوارهای آجری پرکننده درون

قاب‌های ساختمانی، تحقیق و پژوهش نموده‌اند و همواره اثراتی که دیوارهای آجری پرکننده می‌توانند بر روی رفتار سازه داشته باشند یکی از دغدغه‌های مهندسين بوده است. از آن‌جا که مصالح مورد استفاده و در نتیجه مقاومت و سختی این دیوارها تا حد بسیار زیادی به محل ساخت و مصالح در دسترس وابسته است، اکثر کشورها با توجه به شرایط اقلیمی موجود خود ضوابطی را برای در نظر گرفتن اثرات دیوارهای آجری پرکننده، در طراحی‌ها و آیین‌نامه‌های خود وارد کرده‌اند. کشور ما ایران هم از این قاعده مستثنی نبوده است و در طی سال‌های گذشته شاهد بودیم که در بعضی از بندهای آیین‌نامه اثر وجود دیوار پرکننده آجری در رفتار ساختمان لحاظ شده است و همچنین برگزاری سمینارها و کنفرانس‌های در این رابطه نشان دهنده اهمیت این موضوع در بین مهندسين و محققين کشور بوده است چنان‌چه در ۳۰ و ۳۱ خرداد ماه سال ۱۳۸۹ جمع کثیری از مهندسين برتر و اساتید برتر کشور در سمیناری ۲ روزه با نام بررسی سازه‌ای دیوارهای جداکننده به بحث و گفت‌وگو در این زمینه پرداخته‌اند.

در بسیاری از ساختمان‌ها، دیوارهای آجری به دلایل معماری (جدا کردن فضاهای داخلی) ساخته می‌شوند لیکن بدلیل پیچیده بودن مسئله و عدم وجود مدل تحلیلی منطقی و در عین حال ساده، ترکیب دیوارهای پرکننده آجری اغلب در تحلیل سازه‌های ساختمانی صرفنظر می‌شود. این فرض ممکن است باعث کاهش دقت در تخمین سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری سازه شود. تحقیق بر روی عملکرد دیوارهای پرکننده موضوع جدیدی نیست، مطالعات اولیه در حدود ۵۰ سال پیش آغاز شده است. علیرغم تداوم مطالعات در سال‌های اخیر بعضی از آیین‌نامه‌های ساختمانی هنوز به طور دقیق نحوه طراحی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار پرکننده و نحوه ارزیابی خسارت را در این سیستم‌ها مشخص نکرده‌اند. علت امر دو نکته زیر است:

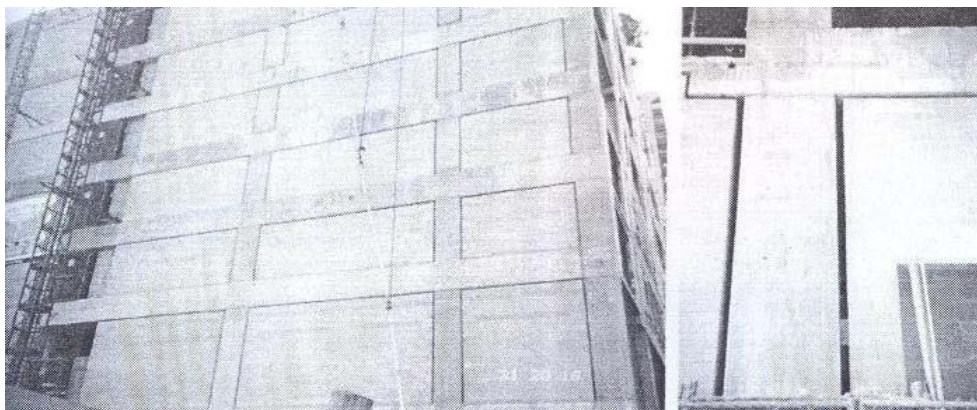
- دیوارهای آجری از زمان گذشته تا کنون همواره به عنوان المان‌های غیر سازه‌ای شناسایی شده‌اند بنابراین در آیین‌نامه‌های ساختمانی جزییات طراحی برای آن‌ها ذکر نشده است.

- اندرکنش بین دیوارهای پرکننده آجری و مصالح سازه‌ای ساخته شده از فولاد و بتن مسلح نه تنها از دیدگاه مکانیک سازه‌ای پیچیده است بلکه وارد کردن مصالح بنایی در آیین‌نامه‌های فولاد و بتن مسلح بدلیل عدم سنخیت این مصالح با فولاد و بتن خالی از اشکال نیست.

دیوارهای پرکننده آجری در بسیاری از قاب‌های ساختمانی کشور ما وجود دارند ولی نقش آن‌ها در مقاوم‌سازی و تحکیم سازه توسط طراحان صرف‌نظر می‌شود. از حدود سال‌های ۱۹۵۰ تحقیق و مطالعه بر روی رفتار قاب‌های دارای دیوار پرکننده شروع شده است. از آن زمان تا کنون آزمایشات بارگذاری جانبی استاتیکی بر روی مدل‌های با مقیاس کوچک و بزرگ در سیستم‌های متشکل از دیوارهای پرکننده انجام شده است. مصالح قاب از جنس فولاد و بتن مسلح و مصالح دیوار پرکننده از نوع آجر، بلوک‌های بتنی (مسلح و غیر مسلح) و یا بتن مسلح ساخته می‌شوند. پارامترهای اصلی تأثیرگذار بر روی رفتار و مودهای گسیختگی قاب‌های دارای دیوار پرکننده عبارتند از: مقاومت، سختی، خصوصیات جذب انرژی پسماند، شرایط مرزی دیوار پرکننده، نحوه توزیع تنش‌ها و کرنش‌ها در داخل پانل دیوار پرکننده، نیروهای وارده بر روی قاب، وجود بازشوها و نحوه ساخت و اجرا. به دلیل وجود پارامترهای اندرکنش متفاوت، عدم وجود مبنای طراحی واحد در آیین‌نامه‌های غیرمطالعات وسیع در دهه‌های گذشته، موضوع تعجب برانگیزی نیست. به منظور طراحی لرزه‌ای دو روش جهت در نظرگیری اثر دیوارهای پرکننده در قاب اصلی قابل بررسی است:

الف) دیوار پرکننده به صورت مجزا از قاب فرض شود و از مشارکت آن در رفتار سازه‌ای صرف‌نظر

شود که در شکل ۱-۲ نشان داده شده است [۱].



شکل ۱-۲ دیوار مجزا از قاب بوسیله درز انقطاع

ب) دیوار پرکننده در داخل قاب و متصل به قاب فرض می‌شود و اندرکنش بین قاب اصلی و دیوار پرکننده در نظر گرفته شود.

اگر دیوار پرکننده به قاب بچسبد این امکان وجود دارد که در حین وقوع زلزله دیوار پرکننده به قاب ضربه وارد کند و باعث ایجاد نیروهای برشی و ممان‌های خمشی بزرگی در ستون‌ها و تشکیل مکانیزم ستون کوتاه شود. در این حالت گسیختگی برشی به خصوص در سازه‌های بتنی اجتناب‌ناپذیر خواهد بود. سختی و مقاومت اضافی به دلیل وجود دیوارهای پرکننده در حین اعمال بارگذاری دینامیکی عمدتاً رفتار سازه‌ای را تغییر خواهد داد. در حین تحریک لرزه‌ای افزایش سختی باعث کاهش پریود ارتعاش می‌شود که به تبع آن نیروهای وارده به سازه بزرگتر می‌شود. از سوی دیگر ظرفیت مقاومت افزایش یافته و تقاضای شکل‌پذیری المان‌های سازه تغییر خواهد کرد.

در ایران معمولاً ساختمان‌ها بدون در نظر گرفتن اثرات دیوارهای پرکننده بر رفتار لرزه‌ای سازه طراحی می‌شوند. این در حالی است که مشاهدات انجام شده در طی زلزله‌های گذشته و همچنین تحقیقات صورت پذیرفته در سال‌های اخیر نشان‌دهنده آن است که قاب‌های میان‌پر باعث افزایش سختی و مقاومت سازه شده و در نتیجه موجب تغییر در پاسخ لرزه‌ای سازه می‌شوند [۲]. با توجه به اهمیت این موضوع لازم است تا ضمن بررسی چگونگی تغییرات مزبور، تأثیرات مطلوب و یا نامطلوب دیوارهای پرکننده بر عملکرد سازه را مشخص نمود. دیوارهای پرکننده آجری دارای اثرات مثبت و

منفی هستند. چه بسا سازه‌هایی که از نظر اسکلت وضعیت خوبی دارند ولی به علت عدم توجه به دیوارهای پرکننده در فرایند طراحی ساختمان‌ها آسیب جدی دیده‌اند. مهمترین اثرات منفی دیوارهای آجری در سازه‌ها عبارت‌اند از:

- شکست طبقه‌ی نرم (نامنظمی در ارتفاع)

- پیچش (نامنظمی در پلان)

- ستون کوتاه (سازه‌های بتنی)

- اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده (سازه‌های بتنی)

به علت سختی و مقاومت قابل ملاحظه دیوارهای پرکننده وجود دیوارها ممکن است باعث نامنظمی شدید در سختی و مقاومت در نما و پلان شود [۳]. اثرات مختلف دیوارپرکننده آجری مطابق جدول ۱-۱ است که از صفحه‌ی ۴ دستنامه ۱۸ آورده شده است: [۱]

جدول ۱-۱ اثرات مثبت و منفی دیوار پرکننده آجری در قاب فولادی یا بتنی [۱]

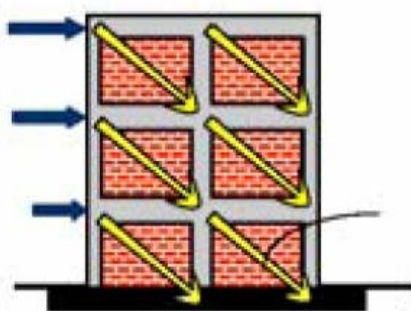
ردیف	اثرات منفی	اثرات مثبت
۱	نامنظمی سختی در ارتفاع (طبقه‌ی نرم)	افزایش سختی و کاهش تغییرمکان
۲	نامنظمی مقاومت در ارتفاع (طبقه‌ی ضعیف)	افزایش مقاومت
۳	نامنظمی سختی در پلان (پیچش)	کاهش شکل‌پذیری نیاز
۴	توزیع نامناسب نیرو بین ستون‌های یک قاب بتنی (ستون کوتاه بتنی)	بالا آمدن تراز پایه در شرایط خاص
۵	توزیع نامناسب نیرو در پلان (ستون کوتاه فولادی)	شکست برشی شکل‌پذیر در ستون کوتاه فولادی
۶	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش پیرو	طرح قاب برای نیروی جانبی اندک
۷	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش ضریب رفتار سیستم توأم	ایجاد سیستم دوگانه با کنش محوری قاب

چهار سازه‌هایی که از نظر طراحی اسکلت شرایط قابل قبولی برای زلزله‌ای که رخ داده است نداشته‌اند ولی به علت اثرات مثبت افزایش سختی و مقاومت دیوارهای پرکننده (و عدم ایجاد نامنظمی در ارتفاع و پلان) ساختمان رفتار بسیار مناسبی از خود نشان داده است. به این ترتیب در زلزله‌های گذشته برخی از ساختمان‌ها که توسط مهندسين طراحی و اجرا شده‌اند به علت عدم توجه به اثرات منفی دیوارها آسیب جدی دیده‌اند ولی برخی از سازه‌ها که توسط افراد غیر متخصص ساخته شده است به علت اثرات مثبت دیوارها کاملاً پایدار مانده‌اند [۱].

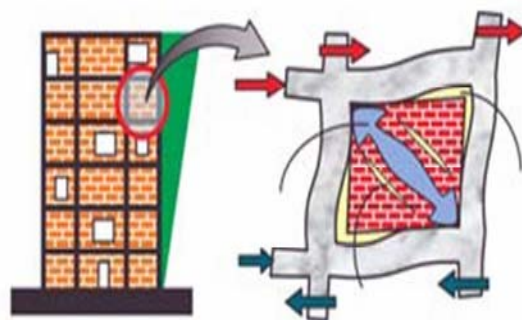
۲-۱- تاریخچه

۱-۲-۱- مدل‌سازی دیوار پرکننده آجری

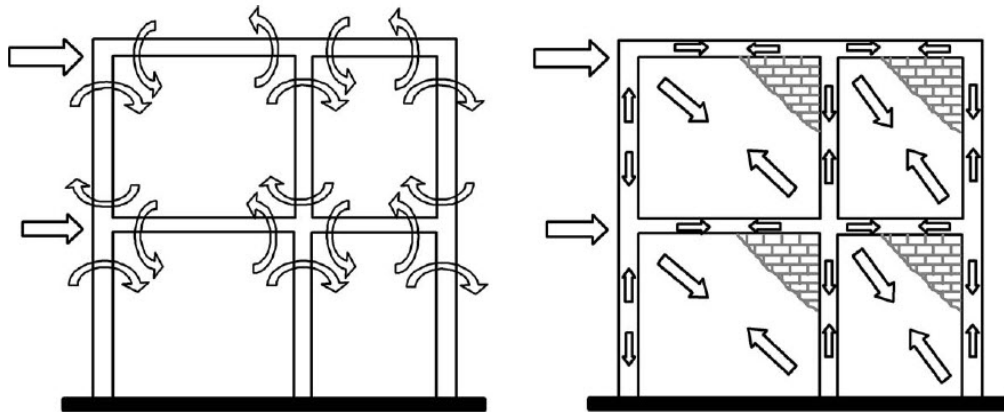
رفتار ترکیبی دیوار پرکننده و قاب سازه‌ای طوری است که می‌توان دیوار را مطابق شکل ۳-۱ به صورت عضو میله‌ای فشاری مدل‌سازی کرد. به این ترتیب می‌توان دیوارهای پرکننده را مطابق شکل ۴-۱ با بادبندهای فشاری مدل‌سازی کرد. چنان‌که از شکل ۵-۱ بدست می‌آید وجود دیوارهای پرکننده باعث می‌شود که رفتار سازه‌ای از کنش خمشی به کنش محوری تبدیل شود [۲].



شکل ۴-۱ مدل‌سازی دیوار به صورت دستک فشاری



شکل ۳-۱ رفتار ترکیبی دیوار و قاب



شکل ۵-۱ تبدیل کنش خمشی به کنش محوری به علت وجود دیوار

مزایای تبدیل کنش خمشی به کنش محوری:

- سهم اندک قاب در باربری جانبی و کفایت طرح آن برای بار ثقلی به علاوه اندکی از بار جانبی
- محدود شدن تغییر شکل‌های جانبی

معایب تبدیل کنش خمشی به کنش محوری:

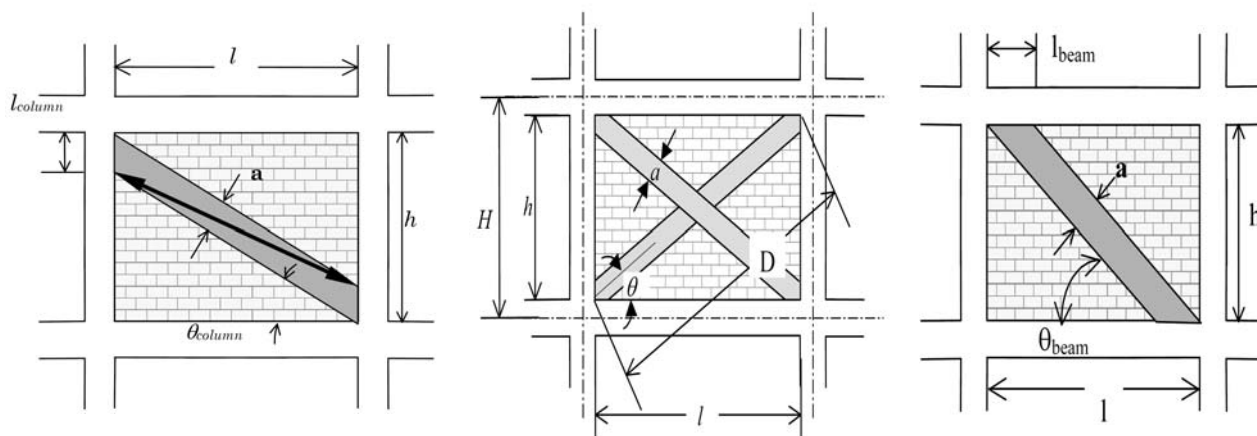
- افزایش نیروی محوری در ستون و پی
- ایجاد برش‌های متمرکز در بالا و پایین ستون
- ایجاد برش‌های متمرکز در ابتدا و انتهای تیر
- ایجاد برش‌های بزرگ در روی پی

ممکن است بادیبند معادل دیوار پرکننده آجری به ۳ صورت تیر به تیر شکل ۱-۶، گره به گره

شکل ۱-۷ و یا ستون به ستون شکل ۱-۸ مدل شود. اگر مطابق شکل ۱-۸ به صورت ستون به ستون

عمل کند، در این صورت در طول تماس موثر بین دیوار و ستون (l_{column}) نیروهای بین دیوار و ستون

ردوبدل می‌شود. این قسمت از ستون را اصطلاحاً ستون کوتاه می‌نامند [۵].



شکل ۸-۱ مدل ستون به ستون برای بادبند معادل

شکل ۷-۱ معادل سازی دیوار پرکننده با دو میله فشاری گره به گره

شکل ۶-۱ مدل تیر به تیر برای بادبند معادل

۲-۲-۱- اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری

در شکل ۹-۱ نمونه‌ای از اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده و ستون بتنی نشان داده شده است چنان‌که ملاحظه می‌شود به علت عدم یکپارچگی بین بتن ستون و تیر و همچنین عدم کفایت مقاومت برشی ستون در قسمت فوقانی چنین شکستی رخ داده است. مطابق شکل مشاهده می‌شود که حتی در صورت وجود دیوار پرکننده با بلوک سفالی غیر ضخیم نیز در ستون شکست برشی شدید ایجاد می‌شود [۶]. چنان‌که توضیح داده شد ممکن است رفتار بادبند معادل دیوار مطابق شکل ۶-۱ به صورت تیر به تیر باشد در این صورت شکست برشی متمرکز در لبه‌ی تیر رخ می‌دهد. شکل ۱۰-۱ نمونه‌ای از این شکست را نشان می‌دهد [۷].



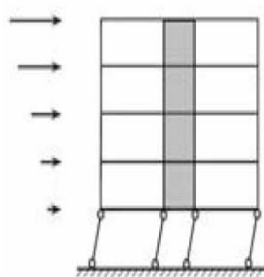
شکل ۱-۱۰ شکست برشی تیر بتن مسلح به علت
اندرکنش با دیوار پرکننده آجری



شکل ۱-۹ شکست برشی ستون به علت تقابل با دیوار
پرکننده آجری با بلوک سفالی

۱-۲-۳- شکست طبقه نرم (یا ضعیف)

یکی از دلایل مهم شکست ساختمان‌ها در زلزله انقطاع سیستم باربر جانبی نظیر بادبند یا دیوار برشی و دیوار پرکننده‌ی آجری مطابق شکل ۱-۱۱ در طبقه‌ی هم‌کف است. بنابراین طبقه‌ی هم‌کف به صورت طبقه‌ی نرم عمل می‌کند. در این حالت ستون‌ها تحت تغییرشکل‌های بزرگی قرار می‌گیرند و معمولاً در آن‌ها مفصل پلاستیک در نقاط بالایی و پایینی به وجود می‌آید. این حالت مکانیزم طبقه (جابجایی نسبی شدید طبقه) نامیده می‌شود. معمولاً در این حالت ساختمان فرو ریخته یا تا آستانه‌ی فرو ریزش پیش می‌رود. طبقه فوقانی دارای دیوارهای پرکننده‌ی زیادی است و در نتیجه سختی آن طبقات در مقایسه با طبقه‌ی زیرین بیشتر است [۱].



شکل ۱-۱۲ ایجاد مکانیزم طبقه در ساختمان در حال احداث
و آستانه‌ی فرو ریزش (ایتالیا ۱۹۷۶)

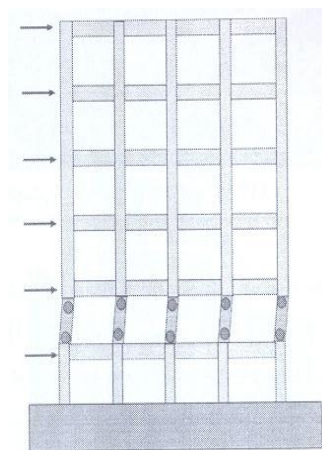


شکل ۱-۱۱ پتانسیل ایجاد طبقه‌ی نرم به علت
فقدان دیوارهای پرکننده

در صورت فقدان دیوار پرکننده در یکی از طبقات در زلزله شکست طبقه‌ی نرم رخ خواهد داد. در شکل ۱۲-۱ نمونه‌ای از شکست طبقه‌ی نرم مشاهده می‌شود. در طبقات فوقانی برخی از دیوارهای آجری پرکننده دارای بازشوهای بزرگی هستند. با وجود این به علت افزایش سختی طبقات فوقانی، در طبقه اول، شکست طبقه نرم رخ داده است. توجه شود که شکست طبقه‌ی نرم به ایجاد مفصل پلاستیک در بالا و پایین ستون‌های آن طبقه مربوط است. در صورت ضعیف بودن یا حذف بادبند یا دیواربرشی و دیوار پرکننده آجری در هر یک از طبقات فوقانی مقاومت آن طبقه شدیداً کاهش می‌یابد و ممکن است مشابهی شکل ۱۳-۱ طبقه‌ی نرم رخ دهد. این مکانیزم شکست نیز بسیار خطرناک است. در شکل ۱۴-۱ نیز نمونه‌ی دیگری از شکست طبقه نرم مشاهده می‌شود [۱].



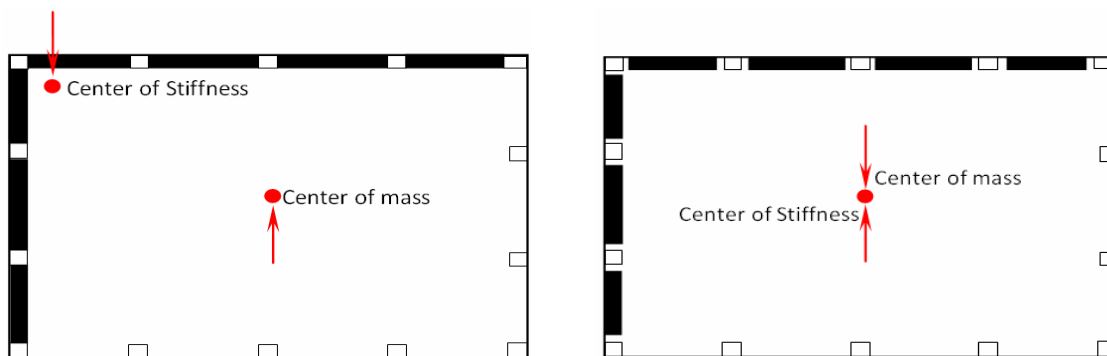
شکل ۱۴-۰ شکست طبقه‌ی نرم



شکل ۱۳-۰ ایجاد طبقه نرم در طبقات فوقانی

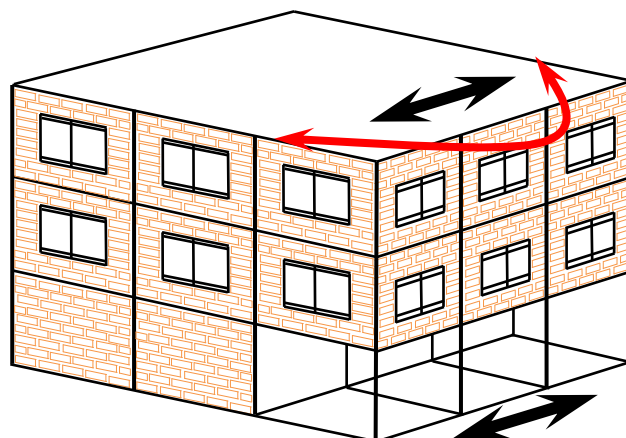
۴-۲-۱- شکست پیچشی

یکی دیگر از نکات بسیار مهم در خصوص دیوارهای پرکننده‌ی آجری، چیدمان آن‌ها در پلان است. در صورت چیدمان نامتقارن دیوارهای پرکننده‌ی آجری در پلان، فاصله‌ی بین مرکز جرم تا مرکز سختی، افزایش می‌یابد و منجر به پیچش شدیدی تحت بار جانبی می‌شود. به عنوان مثال، ممکن است رفتار پیچشی مطابق شکل ۱۵-۱ رخ دهد [۸-۹].



شکل ۱۵-۱ چیدمان نامتقارن دیوار در پلان

همچنین ممکن است مطابق شکل ۱۶-۱ پیچش و طبقه‌ی نرم به طور همزمان رخ دهد. معمولاً در این حالت شکست طبقه به صورت انهدام کامل است.



شکل ۱۶-۱ ترکیب طبقه نرم و پیچش

در شکل‌های ۱۷-۱ و ۱۸-۱ شکست‌هایی از سازه به دلیل بوجود آمدن پیچش در سازه مشاهده می‌شود.



شکل ۱-۱۷ شکست برشی به دلیل عدم در نظر گرفتن اثر دیوار پرکننده (کوبه، ۱۹۹۵)

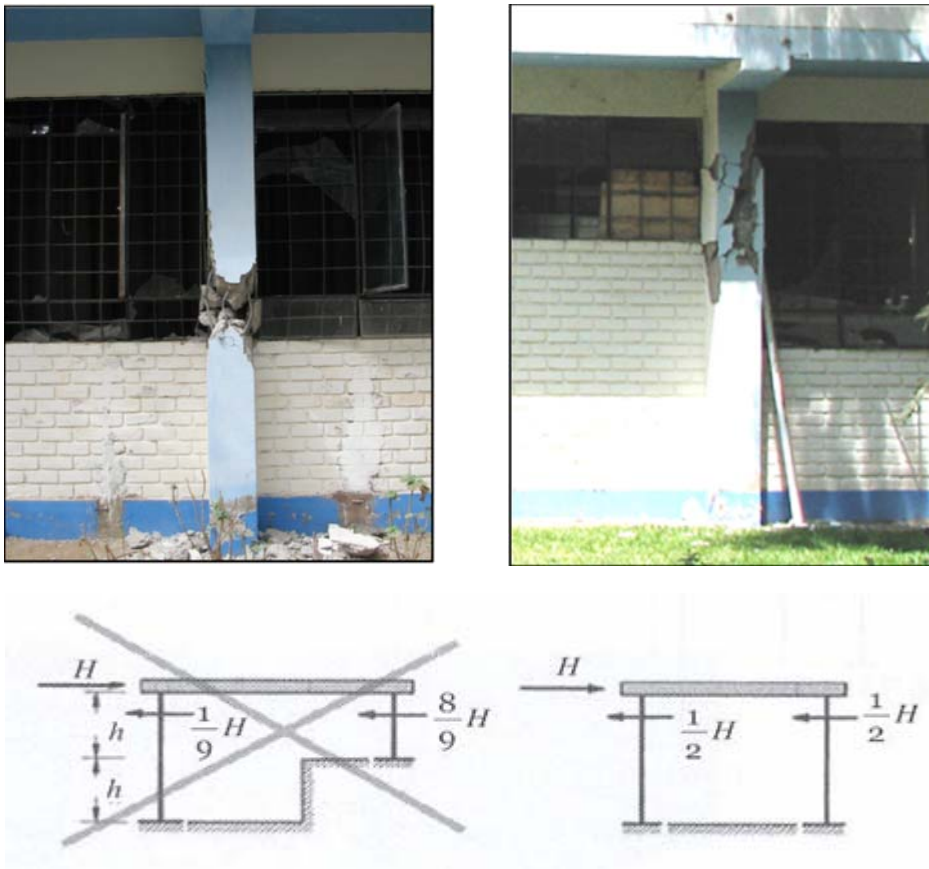


شکل ۱-۱۸ شکست برشی به دلیل عدم در نظر گرفتن اثر دیوار پرکننده (زلزله بم، ۱۳۸۲)

۱-۲-۵- شکست ستون کوتاه

یکی از نکات مهم در رفتار لرزه ای سازه‌ها توجه به پدیده ستون کوتاه است. این پدیده می‌تواند باعث نامنظمی شدید در توزیع نیرو در ستون‌های طبقه شود و همچنین ممکن است منجر به پیچش گردد. در مورد ستون‌های بتنی به علت جذب نیروی زیاد، ستون در برش شکست شدیدی می‌بیند. در

شکل ۱-۱۹ دو حالت مختلف برای ارتفاع ستون‌ها نشان داده شده است [۱۰].



شکل ۱-۱۹ جذب نیروی زیاد در ستون کوتاه

اگر هر دو طرف ستون کوتاه توسط دیوار مهار شود تا حد زیادی مانع شکست ستون کوتاه می‌شود. اما اگر طول این دیوارها کافی نباشد یا مطابق شکل ۱-۱۹ فقط دیوار در یک طرف ستون تا بالا امتداد یابد، باز هم شکست ستون کوتاه رخ خواهد داد. همچنین در صورت کافی نبودن خاموت محصورکننده‌ی قسمت ستون کوتاه، در ستون شکست برشی ایجاد می‌شود.



شکل ۲۰-۱ شکست ستون کوتاه

اگر ارتفاع ستون کوتاه، بسیار کم (قابل مقایسه با ابعاد مقطع ستون) باشد، شکست برشی که منجر به ترک‌های قطری و یا خرد شدگی شدید بتن می‌شود مانند شکل ۲۰-۱ رخ خواهد داد و در صورتی که ستون، باریک باشد و یا ارتفاع دیوار زیاد نباشد، شکست ایجاد شده به صورت خمشی خواهد بود.



شکل ۲۱-۱ شکست خمشی ستون کوتاه

شکل ۱-۲۱ تعداد قابل ملاحظه‌ای از ساختمان‌های بتنی که امروزه در شهرهای مختلف ایران ساخته می‌شود، پتانسیل شکست ستون کوتاه را دارند. به عنوان مثال در شکل ۱-۲۲ که نماهای مختلف از یک ساختمان بتنی در تهران را نشان می‌دهد، پتانسیل شکست ستون کوتاه به علت وجود بازشو، به دلیل نیروی متمرکز در قسمت میانی ستون، مشاهده می‌شود [۱۱].



شکل ۱-۲۲ ستون کوتاه به علت هندسه ی معماری و وجود دیوارها

در شکل ۱-۲۳ دهانه سمت چپ دارای دیوار آجری پرکننده و دهانه سمت راست دارای بازشوی طویل است که ستون کوتاه ایجاد کرده است. در حرکت سازه به سمت راست، ستون میانی به صورت ستون کوتاه عمل می‌کند و در حرکت سازه به سمت چپ، ستون سمت راست به صورت ستون کوتاه است و ستون میانی به همراه ستون سمت چپ و دیوار بین آنها تشکیل یک دهانه با دیوار پرکننده می‌دهند. به علت نیروی محوری فشاری در راستای قطر دیوار پر کننده نیروی برشی متمرکزی، در پایین سمت چپ وارد شده و منجر به خرابی برشی شده است.



شکل ۱-۲۳ ایجاد شکست ترد برشی در ستون به علت پدیده ستون کوتاه و اندرکنش دیوار با قاب

۱-۳- تاریخچه‌ی مدل‌سازی دیوار آجری پرکننده و قاب

مدل‌سازی المان محدودی دیوار پرکننده‌ی آجری به علت وجود پارامترهای متعدد نظیر: مشخصات آجر، خصوصیات ملات، تقابل بین آجر و ملات، تقابل بین دیوار و نیز به علت وجود عدم قطعیت‌های زیاد در مورد این پارامترها، می‌توان گفت که کار بسیار پیچیده و در عین حال غیر قابل اطمینان است. مباحث مهم ممکن در این زمینه عبارتند از:

الف- از نقطه نظر تکنیک‌های شبیه‌سازی مدل‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی زیر تقسیم کرد:

- مدل‌های پایه‌ای (میکرو)

- مدل‌های ساده (ماکرو)

دسته‌ی اول بر اساس ارائه‌ی المان محدودی پانل دیوار پرکننده است و در آن از روش‌های متداول در تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته استفاده می‌شود. در دسته‌ی دوم درک فیزیکی از رفتار کل دیوار پرکننده مورد نظر است، در این حالت برای مدل‌سازی دیوار پرکننده می‌توان از یک یا چند عضو سازه‌ای استفاده کرد.

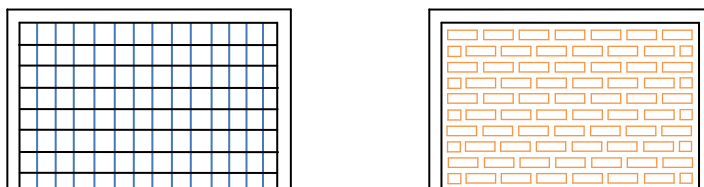
ب- دومین مقوله‌ی مهم مربوط است به ظرفیت مدل به نحوی که برخی یا همه‌ی پدیده‌های غیرخطی مرتبط را در نظر بگیرد. برای مثال برخی از مدل‌ها توجه چندانی به سختی واقعی (و در نتیجه فرکانس‌ها و مودهای ارتعاشی) در محدوده‌ی الاستیک ندارند. بر عکس سایر مدل‌ها با دقت زیادی به سختی و کاهندگی آن و نیز زوال مقاومت توجه ویژه‌ای دارند. به این صورت می‌توان رفتار سازه را تا لحظه‌ی شکست مورد بررسی قرار داد.

ج- مقوله‌ی دیگر عبارت است از بررسی اثرات بارگذاری یک جهته و سیکلی بر رفتار و خصوصیات سیستم.

د- مبحث دیگر به بررسی تقابل بین رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار و رفتار درون صفحه‌ی دیوار به صورت توأم می‌پردازد. این قسمت برگرفته از فصل ۲ صفحه‌ی ۴۹ دستنامه ۱۸ می‌باشد [۱].

۱-۳-۱- مدل‌های پایه‌ای (میکرو) [۱]

تمام مدل‌های مورد بحث در این جا بر اساس روش المان محدود است و عموماً ۳ نوع المان برای ارائه دیوار پرکننده‌ی آجری، قاب و تقابل بین آن دو استفاده شده است. در اغلب موارد توجه خاصی به المان‌های تماسی بین قاب و دیوار شده است سپس معلوم شده است که شبیه‌سازی عددی خود دیوار پرکننده، دارای اهمیت زیادی است و پدیده‌های غیرخطی آن باید با دقت بالایی مدل شوند. تحقیق در این زمینه شدیداً در وابستگی با توسعه‌ی المان‌های مورد استفاده در سازه‌های بنایی است [۱].



شکل ۱-۲۴ مدل المان محدودی قاب و دیوار پرکننده‌ی آجری

مالیک و سورن (Mallick and Severn, 1967) مطابق شکل ۱-۲۴ به مسئله‌ی تماس بین

دیوار و قاب توجه خاصی داشتند. پانل‌های پرکننده‌ی آجری به صورت المان‌های مستطیلی الاستیک خطی مدل شده و در هر گوشه دارای ۲ درجه آزادی بودند. همچنین قاب با استفاده از المان‌های تیر بدون تغییرشکل محوری مدل شد. در این مدل لغزش بین قاب و دیوار نیز به همراه اصطکاک بین آن‌ها در نظر گرفته شد. آن‌ها نتایج تحلیل‌ها را با کارهای آزمایشگاهی مقایسه کردند و به ارائه‌ی دقیقی از سختی توجه خاص کردند [۱۲].

گودمن و همکاران (Goodman et al, 1968) یک المان را برای شبیه‌سازی اندرکنش بین قاب و دیوار توسعه دادند. المان مستطیلی کرنش مسطح با ۴ گره و ۲ درجه آزادی انتقالی در هر گره طوری اصلاح شد که شرایط تماسی را به نحو مناسبی در نظر بگیرد. مقاومت برشی المان به چسبندگی و اصطکاک بستگی دارد. در این مطالعه مدل بینابینی بین دیوار و قاب با یک طول معلوم و پهنای اولیه‌ی صفر پیشنهاد شد [۱۳].

تحقیقات مالیک و گارگ (Malik and Garg, 1971): آن‌ها اثر وجود برش‌گیر بین قاب و دیوار را نیز مدل کردند. مانند روش فوق‌الذکر از المان مستطیلی کرنش مسطح برای دیوار استفاده کردند. همچنین آن‌ها پیشنهاد دادند که در مدل عضو تیر برای قاب، درجه‌ی آزادی چرخشی لحاظ نشود، یعنی قاب فقط تحت برش و نیروی محوری تغییرشکل دهد. این مدل برای بررسی ۲ مسئله مورد استفاده قرار گرفت: اثر بازشوهای موجود در پانل دیوار و اثر وجود برش‌گیرها بین قاب و پانل دیوار. برای بررسی صحت نتایج مطالعات آزمایشگاهی مربوطه نیز انجام شد [۱۴].

کاست و همکاران (Koset et al, 1974) مشاهده کردند که ترک بین پانل دیوار و قاب پیرامونی حتی در مقادیر اندک نیروی جانبی نیز ایجاد شده و توسعه می‌یابد. این امر به علت مقاومت کششی اندک در سطح تماس دیوار و قاب است. در نتیجه برای شبیه‌سازی پاسخ سیستم تحت بار جانبی باید باز و بسته شدن گپ‌های بین قاب و دیوار در نظر گرفته شود [۱۵].

کینگ و پاندی (King and Pandey, 1978) از المان پیشنهاد شده توسط گودمن و همکاران

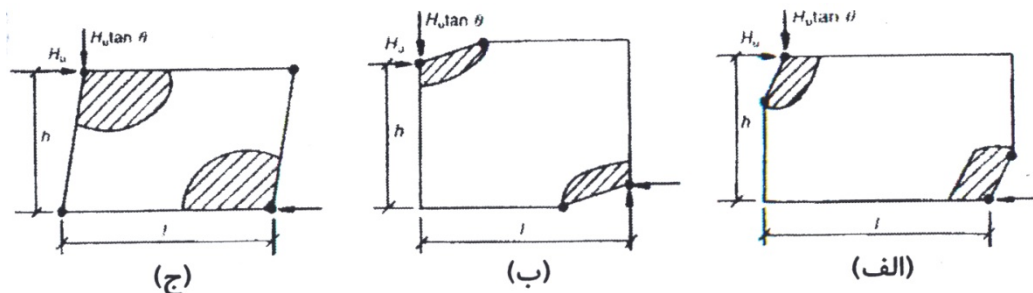
استفاده کردند. آزمایش‌های اولیه نشان داد که منحنی‌های تنش برشی بر حسب جابجایی نسبی مماسی در محل تماس المان‌ها به صورت الاستو پلاستیک بود. خصوصیات سختی مماسی K_s و K_n المان‌های بینابینی تعریف شدند که این مقادیر به صورت تابعی از شرایط بین المان‌ها انتخاب شدند. بدین صورت لغزش اصطکاکی اتصال یا جدایش بین المان‌های قاب و دیوار بررسی شد. آن‌ها همان مدل‌هایی را که توسط مالیک و سورن مورد آزمایش قرار گرفته بود تحلیل کردند و نتایج بسیار خوبی گرفتند [۱۶].

لیا و کوان (Liau and Kwan, 1984) یک تئوری پلاستیک را پیشنهاد دادند که در آن ۳ مد شکست امکان ایجاد داشت. بر حسب مقاومت نسبی ستون‌ها و تیرها و دیوار پرکننده آجری از ۳ حالت زیر مطابق شکل ۱-۲۵ رخ خواهد داد [۱ و ۱۷-۲۱].

الف- لهیدگی گوشه‌های دیوار و ایجاد شکست در ستون‌ها

ب- لهیدگی گوشه‌های دیوار و ایجاد شکست در تیرها

ج- شکست قطری دیوار پرکننده آجری



شکل ۱-۲۵ مودهای شکست قاب پر شده با دیوار

ریور و والکر (Rivero and Walker, 1984) یک مدل غیرخطی را برای شبیه‌سازی پاسخ سیستم قاب پر شده با دیوار و تحت تحریک زلزله، توسعه دادند. برای شبیه‌سازی سطح بین قاب و دیوار ۲ نوع المان توسعه یافت: المان گپ و المان اتصال. المان گپ برای نشان دادن فاصله‌ی بین قاب و دیوار در شرایط غیرتماسی و المان اتصال برای مدل‌سازی حالت تماس مورد استفاده قرار گرفت.

روند ایجاد ترک و توسعه آن با دقت خوبی بررسی شد [۲۲].

شینگ و همکاران (Shing et al, 1992) با استفاده از تئوری پلاستیسیته رفتار غیر خطی المان‌های دیوار آجری را شبیه‌سازی کردند. ترک‌های بین آجرها و درز ملات و همچنین ترک‌های بین درز ملات با اعضای قاب بتن مسلح مدل شد و مورد بررسی قرار گرفت. در این مدل رفتار کلی سیستم مرکب قبل از ترک‌خوردن به صورت همگن و ایزوتروپیک در نظر گرفته شد. رفتار مصالح به صورت الاستوپلاستیک بر اساس معیار تسلیم فون مایز به همراه کشش از نوع رانکین در نظر گرفته شد. پس از کالیبره کردن مدل با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی مدل المان محدودی توانست به طور مناسبی رفتار سیستم واقعی را شبیه‌سازی کند [۲۳-۲۷].

۱-۳-۲- مدل‌های ساده (ماکرو) [۱]

این ایده که از یک عضو ساده برای شبیه‌سازی دیوار داخل قاب استفاده شود همواره جذاب و مورد توجه بوده است زیرا دارای مزایای زیادی در امر فرایند تحلیل و طراحی است. در همان اوایل کار مشخص شد که یک میله‌ی قطری با خواص مکانیکی مناسب می‌تواند جایگزین خوبی برای دیوار باشد. با استفاده از مدل میله‌ی قطری معادل می‌توان موارد زیر را وارد مدل کرد:

- سختی برشی دیوار پرکننده

- مقاومت کششی و برشی اندک ستون در محل تماس دیوار با قاب

البته این روش ساده نمی‌تواند پیچیدگی‌های زیر را در مدل لحاظ کند:

- کاهندگی سختی و زوال مقاومت تحت بارهای رفت و برگشتی

- رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار پس از ایجاد ترک‌های قطری

- لغزش برشی در طول درزها که تقریباً در وسط ارتفاع دیوار رخ می‌دهد

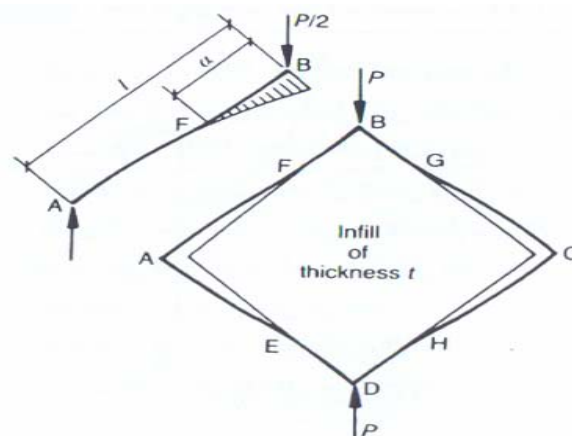
البته بعدها تاحدی این اشکالات در مدل میله‌ی معادل رفع شد. به عنوان مثال کلینگر و برترو

(۱۹۷۶) [۲۸-۳۰] دیوار را با دو میله‌ی معادل مدل‌سازی کردند و اثرات کاهندگی سختی را در نظر

گرفتند. پولیاکف (۱۹۵۶) [۳۱] تنش‌های نرمال و برشی در وسط پانل دیوار را با استفاده از روش حساب تغییرات مطالعه کرد و با مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی روشی را برای تخمین تحلیلی نیرویی که باعث ترک قطری می‌شود ارائه کرد.

هولمز (۱۹۶۱) [۳۲ و ۳۳] برای اولین بار رابطه‌ای برای میله‌ی قطری معادل ارائه کرد. او فرض کرد که پهنای میله‌ی معادل برابر است با یک- سوم طول قطر. از آن به بعد مطالعات زیادی برای تعیین پهنای میله‌ی معادل انجام گرفت.

استافورد اسمیت (Stafford Smith, 1966, 1968) [۳۴-۳۷] مشاهده کرد که میله‌ی قطری معادل دارای ساده سازی بسیار زیادی است و باید اصلاحاتی برای پهنای معادل آن صورت گیرد. او با استفاده از ایده‌ی تیر در بستر ارتجاعی فرض کرد که توزیع نیروی اندرکنش بین قاب و دیوار به صورت مثلثی است (شکل ۱-۲۶). این ایده دارای دقت بسیار بالایی است و هنوز هم مورد استفاده قرار می‌گیرد. بر اساس طول تماس دیوار با قاب پیشنهادات دیگری برای تعیین پهنای معادل عضو قطری توسط ماینستن (Mainstone, 1971) [۳۸] و کادیر (Kadir, 1971) [۳۹] ارائه شد.

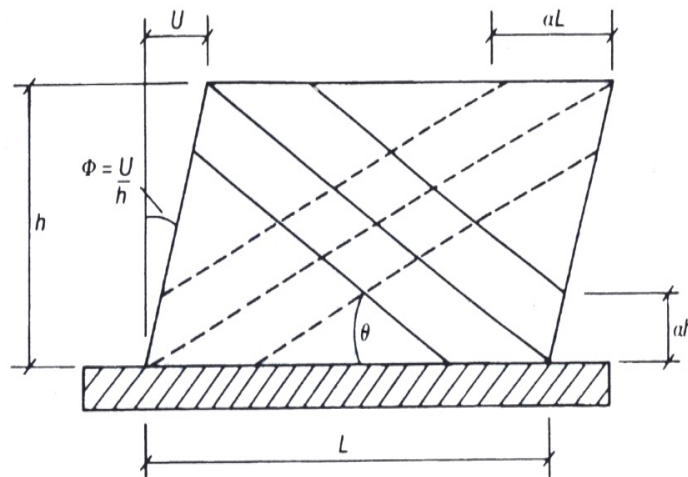


شکل ۱-۲۶ بارگذاری قطری در سیستم قاب و دیوار

کلینگر و برترو (Klinger and Bertero, 1976) اولین عضو قطری با رفتار چرخه‌ای که قادر بود رفتار کاهندگی سختی را در مدل‌سازی لحاظ کند پیشنهاد دادند.

کریسوستومو (Chrysostomou, 1991) [۴۰] رفتار سیستم قاب و دیوار پرکننده را تحت

بارگذاری زلزله با در نظر گرفتن اثرات کاهندگی سختی و زوال مقاومت دیوار بررسی کرد. او دیوار را در هر جهت قطری با سه میله مطابق شکل ۲۷-۱ مدل سازی کرد. طول αL برابر طول مفصل پلاستیک در تیر یا ستون است. در هر زلزله در تحلیل فقط ۳ عدد از این شش میله فعال هستند. این اعضا فقط به صورت فشاری عمل می کنند.



شکل ۲۷-۱ مدل دارای شش میله

همچنین پهنای مؤثر بادبند معادل دیوار پرکننده که توسط محققین مختلف پیشنهاد شده شدیداً دارای پراکندگی است و بین ۱۰٪ تا ۳۵٪ در تغییر است. در جدول ۲-۱ روابط مختلف برای پهنای مؤثر بادبند معادل دیوار پرکننده آجری و پیشنهاد دکتر تابش پور در دستنامه ۱۸ در صفحه ۶۵ نیز نشان داده شده است [۱].

جدول ۲-۱ روابط مختلف برای پهنای مؤثر بابدند معادل دیوار پرکننده آجری [۱]

محقق	پهنای مؤثر b_w	$h\lambda$	$b_w, d_w=500 \text{ cm}$
هولمز (۱۹۶۱) [۲۶]	$[0.33]d_w$	-	170
مایستون (۱۹۷۱) [۳۲]	$[0.16(\lambda h)^{-0.3}]d_w$	5	50
کلینگنر و برترو (۱۹۶۹) [۲۳]	$[0.175(\lambda h)^{-0.4}]d_w$	5	45
لیاو و کوان (۱۹۸۴) [۱۱]	$[0.95(\lambda h)^{-0.5} \cos\theta]h_w$	5	90
پاولی و پرستلی	$[0.25]d_w$	-	125
دکانینی و فانتین (۱۹۸۶)	منحنی	5	80 ترک خورده 115 ترک نخورده
حد بالا (اثرات منفی)	$[0.2]d_w$	-	100
حد پایین (اثرات مثبت)	$[0.1]d_w$	-	50

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{l}\right)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}}$$

۳-۳-۱- مدول یانگ مصالح بنایی

یک نکته مهم در خصوص مدول یانگ مصالح بنایی پراکندگی مقادیر حاصل از روابط ارائه شده توسط محققین مختلف است. این امر به ماهیت رفتار مصالح بنایی مربوط است. در جدول ۳-۱ روابط پیشنهادی توسط برخی از محققین و مقدار مدول یانگ برای مقاومت فشاری ۱۵ کیلو گرم بر سانتی متر مربع ارائه شده است [۱].

جدول ۳-۱ روابط مختلف برای مدول یانگ دیوار آجری

1100	$E_m = 750 f_m$	ساهلین (۱۹۷۱)
1100	$E_m = 750 f_m$	پاولی و پرستلی (۱۹۹۲)
7500 (min)	$E_m = 500 f_m$	سانبارتولومه (۱۹۹۰)
16000	$E_m = 1180 f_m$	سینها و پدرشچی (۱۹۸۳)
25000 (max)	$E_m = 2116 f_m$	هندری (۱۹۹۰)
15000	$E_m = 1000 f_m$	برخی دیگر از محققین
12000	$E_m = 800 f_m$	اثرات منفی (طبقه‌ی نرم، طبقه‌ی ضعیف، پیچش)
9000	$E_m = 600 f_m$	اثرات مثبت

۴-۱- ملاحظات آیین‌نامه‌ای مربوط به اثر دیوار پرکننده آجری

در این فصل به طور مختصر به بندهایی از آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۴۱] که به اثر دیوار پرکننده‌ی آجری مربوط است، پرداخته می‌شود. توجه شود که اثر دیوار پرکننده‌ی آجری بر بخش عظیمی از آیین‌نامه سایه افکنده است و بدون در نظر گرفتن اثر آن برخی از طرح‌ها به طور ناخواسته دست بالا یا دست پایین می‌شوند [۷].

این بندها عبارت‌اند از:

۳-۵-۱ و ۶-۵-۱ و ۷-۵-۱ و ۲-۱-۸-۱ و ۴-۱-۲ و ۶-۳-۲ و ۸-۳-۲ و ۹-۸-۳-۲ و ۳-۱۰-۳-۲ و ۲-۴-۲ و ۳-۳-۴-۲ و ۵-۲ و ۸-۲ و ۱۰-۲

در این جا به توضیح بعضی از این بندها می‌پردازیم. (توضیح کامل بندها در دست‌نامه ۲۰ موجود می‌باشد).

۴-۱-۱- بند "۲-۱-۸-۱" آیین‌نامه ۲۸۰۰: منظم بودن در ارتفاع

الف- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به

استثنای بام و خر پشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

ب- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه (نرم) نامیده می‌شود.

پ- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند. طبقه‌ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه (ضعیف) نامیده می‌شود.

توضیح: بدون اثر دیوار نمی‌توان نامنظمی در ارتفاع و پلان را کنترل کرد زیرا با اضافه کردن دیوار در یک طبقه، سختی و مقاومت آن طبقه تغییر خواهد کرد.

۱-۴-۲- بند "۲-۳-۶" آیین‌نامه ۲۸۰۰: زمان تناوب اصلی نوسان (T)

زمان تناوب اصلی نوسان با توجه به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه برابر است با:

الف - برای ساختمان با سیستم قاب خمشی

۱- در صورتی که دیوار پرکننده آجری برای حرکت قاب‌ها مانعی به وجود نیاورند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \quad (۱-۱)$$

- در قاب‌های بتنی

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \quad (۲-۱)$$

۲- در صورتی که دیوار پرکننده آجری برای حرکت قاب‌ها مانعی به وجود آورند:

مقدار T را باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفت.

۱-۵- روش تحقیق

هدف اصلی این پایان‌نامه بررسی میزان تاثیر دیوار پرکننده آجری بر مقاومت، سختی، پریود و جابجایی نسبی سازه‌های بتنی و همچنین بررسی اندرکنش بین قاب بتنی و دیوار پرکننده آجری می‌باشد. این‌ها همان الزامات تعیین ضریب رفتار سازه دارای دیوار پرکننده می‌باشند.

در مدل‌سازی، دیوار را با میله‌ی فشاری معادل، مدل‌سازی می‌کنیم و اثر آن را روی مقاومت، سختی، پریود و جابجایی نسبی سازه‌های بتنی بررسی می‌کنیم تا نوع تحلیل مورد نیاز را بیابیم سپس با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی خطی و غیرخطی در نرم افزارهای OpenSees [۴۲] و SAP2000 [۴۳] مدل‌سازی چند سازه را انجام می‌دهیم و با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌ها راهکارهایی ارائه می‌دهیم.

در شکل ۱-۲۸ اهداف این تحقیق به صورت شماتیک در یک چارت آورده شده است.

فصل ۲

معیارهای سنجش رفتار لرزه‌ای سازه

بدلیل پیچیده بودن ماهیت زلزله و رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در برابر این پدیده طبیعی، اصولاً معیارهای سنجش رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه ای بیشتر کیفی هستند. ولی برای ارزیابی و بیان کمی مناسب بودن رفتار یک سیستم و اطمینان از ایمن بودن آن در هنگام زلزله، پارامترهای مختلفی معرفی شده‌اند که به نام پارامترهای لرزه‌ای شناخته می‌شوند. معمولاً برای بیان مقبولیت رفتار یک سیستم از این پارامترها استفاده می‌شود و مقدار نیروی زلزله ارتباط خوبی با این پارامترها دارد. در این فصل برخی از مهمترین این پارامترها معرفی می‌شود.

امروزه در اکثر کارهای تحقیقاتی و آیین‌نامه‌ها استفاده از عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها به منظور جذب قسمتی از انرژی ناشی از زلزله مجاز شمرده شده است زیرا طراحی ارتجاعی در مقابل زلزله‌های شدید غیراقتصادی می‌باشد و علاوه بر آن ابعاد بزرگ اعضای (تیرها و ستون‌ها) سازه‌ها، عملکرد معماری در طبقات پایین را مختل می‌سازد. برای در نظر گرفتن عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها به تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی است، که بسیار پیچیده و وقت‌گیر می‌باشد. در بسیاری از مقالات تحقیقاتی و همچنین آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای به منظور پرهیز از تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی روشی وجود دارد که به کمک آن می‌توان بدون انجام تحلیل غیرارتجاعی، عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها را در تحلیل و طراحی سازه‌ها اعمال نمود و آن استفاده از ضریبی به نام ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو می‌باشد که با R نشان داده می‌شود.

۲-۲- تاریخچه

تا چند دهه قبل مفهومی به نام‌های کلی "ضریب رفتار"، "ضریب اصلاح پاسخ"، "ضریب کاهش نیرو"، و یا "ضریب کاهش مقاومت سازه" در تاریخچه سازه‌ها وجود نداشت و برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها این گونه عمل می‌شد که درصدی از وزن ساختمان به صورت بار افقی معادل بار

زلزله به ساختمان اثر داده می‌شد و ساختمان برای آن طراحی می‌شد. به عبارت دیگر نیروی معادل افقی به صورت $V = C_1 W$ محاسبه می‌شد، که در آن W وزن ساختمان و C_1 ضریب زلزله است و در دهه‌های اخیر برای تعدیل نیروی برشی پایه و در نظر گرفتن پارامترهای موثر بر نیروی زلزله ضرایب دیگری به رابطه فوق اضافه شد. این ضرایب به طور مستقیم در ضریب C_1 ضرب و تعدیل صورت می‌گرفت. ($V = ZIKC_0SW = KC_1W$) دستیابی به این ضریب برای سیستم‌های گوناگون سازه‌ای اغلب بر اساس قضاوت و درک مهندسی تهیه‌کنندگان آئین‌نامه‌ها و بر پایه مشاهدات تجربی از رفتار مشترک سیستم‌های سازه‌ای در طی زمین لرزه‌ها (که گاهی تطابق کامل با واقعیت نداشت) صورت می‌گرفت. مفهوم اخیر مورد استفاده بود تا اینکه K جای خود را به ضریب رفتار R داد. در واقع همه مسائل در مورد R با تکمیل پروژه انجمن فن آوری کاربردی امریکا (ATC 3-06, 1978) آغاز شد. وجود گسل بزرگ سان‌اندریاس به موازات ساحل غربی آمریکا که مسبب زلزله‌های مخرب فراوانی در قرن حاضر بوده است موجب توجه روزافزون آمریکاییان به ویژه اهالی کالیفرنیا به مساله زلزله شده است. در دهه هفتاد، انجمن مهندسان ساختمان کالیفرنیا (SEAOC)^۱ کمیته‌ای به نام ATC ^۲ را مأمور بازنگری آیین‌نامه زلزله و تهیه پیش‌نویس یک آیین‌نامه جدید نمود. حاصل تلاش این کمیته در سال ۱۹۷۸ منتشر شد. در این اثر برای اولین بار ایده‌های جدیدی چون نیروی ارتجاعی زلزله، جابجایی غیرارتجاعی زلزله و ضریب اصلاح پاسخ مطرح شده بود. ضوابط ATC خیلی زود مورد اقتباس سایر کشورها قرار گرفت. در آیین‌نامه اروپا^۳ ضریب اصلاح پاسخ با پارامتر q ظاهر شد و در ایران آیین‌نامه با اقتباس از ATC جانشین بخش زلزله آیین‌نامه قدیمی ۵۱۹ شد. در خود ایالات متحده، آیین‌نامه UBC ^۴ تا سال ۱۹۸۵ میل چندان به تغییر بنیادی ضوابط از خود نشان نداد لیکن در سال ۱۹۸۸ ضوابط جدید خود را با اقتباس از ATC منتشر ساخت که به ضوابط سیاک شبیه

1- SEAOC (Structural Engineers Association of California).

2- ATC (Applied Technology Council)

1- Euro code -8

2- UBC (Uniform Building Code)

است. از سوی دیگر برنامه ملی کاهش خطر زلزله^۱ در آمریکا ضوابطی را در سال ۱۹۸۵^۲ منتشر نمود که به ضوابط ATC شباهت بسیار دارد. آیین‌نامه‌های فعلی آمریکا همگی براساس پیشنهاد ATC ایده نیروی ارتجاعی زلزله و ضریب رفتار را پذیرفته‌اند و به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند:

۱- ضوابط ATC و NEHRP-85-۲ ضوابط UBC-88 و SEAOC

طی مراحل اولیه پروژه ATC پیشنهادهایی برای ایجاد دو روش طرح لرزه‌ای سازه‌ها در دو سطح طراحی حدی و طراحی بهره‌برداری مطرح شد. چون این راه‌حل‌ها برای حرفه مهندسی دشوار به نظر می‌رسید، مقرر شد طراحی در یک مرحله و به صورت استاتیکی خطی انجام شود، با این حال تغییراتی نیز از جمله پذیرش روش طراحی بر اساس مقاومت نهایی به جای تنش مجاز و نیز جایگزینی K به وسیله R به وجود آمد. اما برخی از آیین‌نامه‌ها همچنان طراحی بر مبنای تنش مجاز را اساس کار خود قرار داده و به این ترتیب ضریب رفتار جدید R_w بر مبنای تنش مجاز به جای R بر مبنای تنش نهایی (تسلیم) در آنها پدید آمد. در بخش‌های بعدی این فصل مفاهیم R و R_w به شکل مفصل‌تری مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت. لازم به یادآوری است که در تغییر ضریب K به R_w مقادیر اولیه‌ای که برای R_w پیشنهاد شده برای ضریب (R و R_w) نیز تنها بر تجارت محدود و قضاوت مهندسی استوار بود. قابل ذکر است که تا حدود دو دهه پیش هیچ روش تحلیلی یا عددی جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها که نمادی از یک واقعیت فیزیکی باشد ارائه نشده بود. هر چند محققین تا حدی به عوامل موثر در افزایش یا کاهش مقدار ضریب در انواع سیستم‌های سازه‌ای آگاهی داشته و حتی روش‌هایی نیز جهت تخمین مقدار تقریبی آن برای انواع سیستم‌های ساختمانی در اختیار داشتند، لیکن در سال‌های اخیر کوشش‌هایی جهت بدست آوردن دقیق‌تر مقدار تحلیلی این ضریب صورت گرفته است که مهمترین هدف در این کارهای پژوهشی ارائه روابطی است که برای بدست آوردن و تخمین ضریب رفتار از دقت و سهولت کافی برخوردار باشند.

3- NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program)

4- NERP -85

اولین تلاش‌هایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به عمل آمد مربوط به کارهای نیومارک از دانشگاه ایلینوی می‌باشد. وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ همراه با هال منتشر کرد روشی جهت ساختن طیف غیرخطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه کرد. هر چند این روش برای سازه‌های با یک درجه آزادی تدوین شده بود اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها به حساب می‌آمد. از اواخر دهه هشتاد میلادی دو گروه از محققان در آمریکا و اروپا به طور جداگانه به تحقیق در مورد ضریب رفتار، عوامل موثر بر آن و روش‌های محاسبه آن پرداختند. دو تن از شاخص‌ترین افراد، پرفسور فریمن از محققان ارشد شورای فن‌آوری کاربردی آمریکا و پرفسور یوانگ از اعضای برجسته انجمن مهندسين ساختمان آمریکا و استاد دانشگاه نورث امیتون هستند که هر یک روشی را جهت محاسبه مقدار R ابداع نمودند که این دو روش تحت عنوان روش‌های کاربردی در این فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت. در بین محققان اروپائی پرفسور مازولانی استاد برجسته دانشگاه ناپل و دیگر محققان، هم‌چون کوسنزا، گمو، جیانینی و کاتو تلاش‌های زیادی در راستای ابداع روش‌های تحلیلی مختلف جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمان به انجام رسانده‌اند. همچنین پرفسور آکیاها استاد دانشگاه توکیو نیز در تکمیل روش‌های انرژی گام‌های بلندی را برداشته است. سه روشی که تحت عنوان روش‌های تحلیلی در این فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت از این مراجع اقتباس شده است.

۲-۳- روش‌های محاسبه ضریب رفتار

اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی است که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌نماید. روش‌هایی را که در مقالات و منابع موجود جهت محاسبه R وجود دارد، می‌توان به دو گروه کلی تقسیم نمود:

(۱) روش‌های محققان آمریکایی

(۲) روش‌های محققان اروپایی

روش‌های آمریکایی عموماً از مبانی تئوری ساده‌تری برخوردار بوده و در عین حال کاربردی‌تر هستند. در حالی که روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده‌ای بوده و استفاده از آنها در عمل و برای قاب‌های واقعی ساختمان مشکل و در بعضی موارد غیر عملی است. در واقع می‌توان روش‌های محققان آمریکایی را روش‌های کاربردی و روش‌های محققان اروپایی را روش‌های تحلیلی نامید. در ذیل روش‌های دو گروه مورد بحث قرار گرفته است.

روش محققان آمریکایی (روش‌های کاربردی) شامل ۳ روش زیر می‌باشد:

(۱) روش‌های پیشنهادی (ATC-19)

(۲) روش ضریب شکل‌پذیری

(۳) روش طیف ظرفیت

و همچنین روش محققان اروپایی (روش‌های تحلیلی) شامل ۳ روش زیر می‌باشد:

(۱) روش‌های تئوری ضریب شکل‌پذیری

(۲) روش‌های پاسخ دینامیکی غیرالاستیک سیستم‌های یک درجه آزادی

(۳) روش‌های انرژی

۲-۳-۱- روش‌های کاربردی:

در این گروه سه روش شاخص‌تر از بقیه بوده و دیگر روش‌ها نیز عمدتاً شبیه به این سه روش و احیاناً دارای کمی اختلاف هستند. یکی از این روش‌ها روش پیشنهادی (ATC-19) می‌باشد [۴۴]. و روش دوم که به روش ضریب شکل‌پذیری مشهور است دست آورد تحقیقات پرفسور یوانگ می‌باشد [۴۵]. و روش سوم نیز که به روش طیف ظرفیت معروف است، نتایج تحقیقات فریمن می‌باشد که در ذیل به معرفی کامل سه روش پرداخته شده است.

۲-۳-۱-۱- تعیین ضرایب اصلاح پاسخ سازه‌ای توسط روش پیشنهادی (ATC-19) [۴۴]

تفسیر قواعد NEHRP ضریب R را به عنوان یک ضریب اصلاح (کاهش) پاسخ برای به حساب آوردن هر دو عامل میرایی و شکل‌پذیری ذاتی در یک سیستم سازه‌ای در تغییرمکان‌های بزرگ به منظور رسیدن به حداکثر تغییرمکان سیستم تعریف می‌کند.

۲-۳-۱-۱-۱- اجزای تشکیل دهنده R می‌توانند به چندین روش تعریف شوند که هر یک از روش‌ها به سطح کارایی مورد بررسی، بستگی دارند. در این بخش، فقط کارایی ایمنی جانی (اطمینان از زنده ماندن) مورد بررسی قرار گرفته است.

۲-۳-۱-۱-۲- تأثیر ضریب R روی طراحی:

اثر ضریب R روی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها با مقایسه معادلات برش پایه طراحی برای پاسخ غیرکشسان (معادله ۱-۲) و معادله برش پایه برای پاسخ کشسان (معادله ۲-۲) به وضوح مشاهده می‌شود.

$$V = \frac{2.5A_a}{R}W \quad (1-2)$$

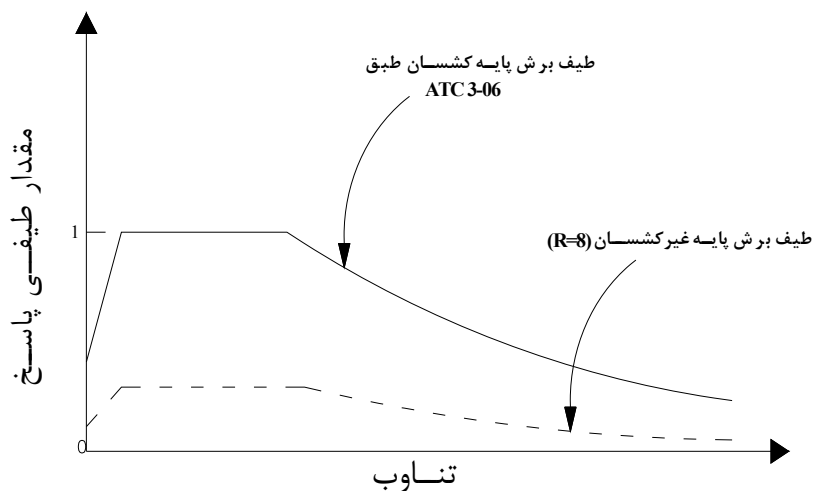
$$V_e = S_{e,5}W \quad (2-2)$$

در معادله (۱-۲)، V نیروی برش پایه لرزه‌ای، A_a حداکثر شتاب موثر مربوط به تکان زمین طراحی (که به عنوان تابعی از g بیان می‌شود)، R ضریب اصلاح پاسخ و W وزن موثر نهایی می‌باشند. همچنین در معادله (۲-۲)، $S_{e,5}$ مقدار طیفی پاسخ کشسان شبه شتاب با میرایی ۵٪ است که در پی‌یود اصلی ساختمان محاسبه شده است و W وزن موثر است که برابر است با حاصلضرب جرم در g یعنی mg . باید دقت شود که W وزن موثر نهایی است و وزن موثر در مود اصلی نمی‌باشد.

مقدار طیفی پاسخ کشسان در معادله (۲-۲) معادل است با قسمت $2.5A_a$ در معادله (۱-۲)، بنابراین اگر ضریب اصلاح پاسخ (R) در معادله (۱-۲) برابر با واحد باشد، معادلات (۱-۲) و (۲-۲) با

هم یکسان هستند.

در عمل، برش پایه طراحی (برای پاسخ غیرکشسان) از تقسیم برش پایه برای پاسخ کشسان بر ضریب اصلاح پاسخ R محاسبه می‌شود، که این ضریب اصلاح پاسخ عموماً بین ۴ تا ۸ تغییر می‌کند. تفاوت اساسی بین مقادیر طیفی برش پایه کشسان و طراحی به وضوح در شکل ۱-۲ مشاهده می‌شود.



شکل ۱-۲ استفاده از ضرایب R به منظور کاهش مطلوب طیف کشسان به سطح نیروی طراحی [۴۴].

۳-۱-۱-۳-۲ - تغییر مکان سازه‌ها:

یک ارتباط کلی نیرو - تغییر مکان برای یک قاب سازه‌ای در شکل ۲-۲ نشان داده شده است. این رابطه پاسخ قاب سازه‌ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکان‌ها تشریح می‌کند. برای هدف طراحی، این رابطه غیر خطی اغلب توسط یک رابطه دو خطی ایده‌آل تقریب زده می‌شود. دو نوع تقریب دو خطی بطور گسترده برای برآورد نیروها و تغییر مکان‌های گسیختگی می‌توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستم‌های قابی شکل‌پذیر بدست می‌دهند.

اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه‌های رابطه بار - تغییر مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح (پائولی و پریستلی، ۱۹۹۲) [۴۶]، یک مقاومت گسیختگی برای قاب (V_y) فرض می‌کند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو - تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با ($0.75V_y$) به دست می‌آید.

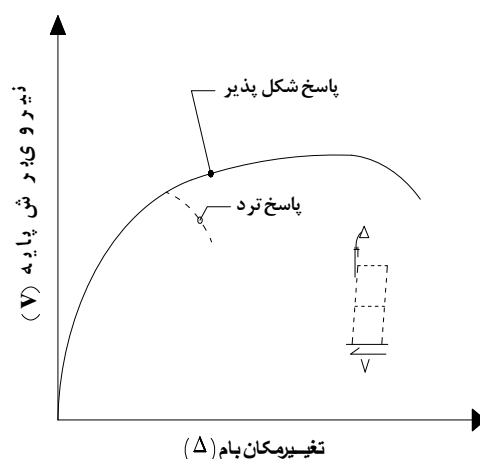
تخمین سختی کشسان (K) در شکل ۲-۲۴ الف نشان داده شده است.

روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو - تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می‌باشد. این روش فرض می‌کند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. این تقریب دوخطی در شکل ۲-۳ ب نشان داده شده است. منحنی غیرخطی که در شکل ۲-۳ مشاهده شده توسط موارد زیر تشریح می‌شود:

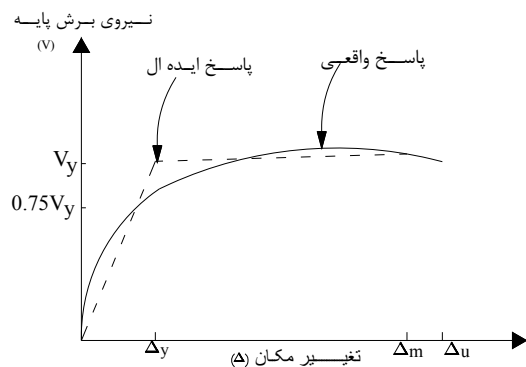
نیروی گسیختگی یا جاری شدن (V_y)، تغییر مکان گسیختگی (Δ_y)، نیروی حداکثر (V_0)، تغییر مکان مطابق با حالت حدی (Δ_m)، تغییر مکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی (Δ_u)، تغییر مکان‌های Δ_m و Δ_u در سیستم‌های قابی شکل‌پذیر از تغییر مکان گسیختگی خیلی بیشترند. سختی کشسان (k_0) از تقسیم نیروی گسیختگی بر تغییر مکان گسیختگی بدست می‌آید. سختی در ناحیه بعد از گسیختگی (k_1) بطور عمومی به صورت ضربی از سختی کشسان $\alpha(k_0)$ مطابق زیر تعریف می‌شود:

$$k_1 = \alpha k_0 = \frac{V_0 - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (2-3)$$

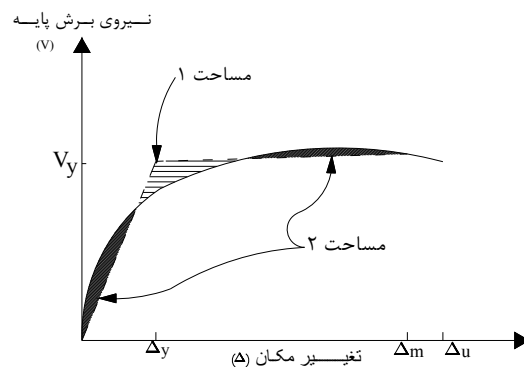
که تمام پارامترهای این معادله در فوق تعریف شده‌اند.



شکل ۲-۲ رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام [۴۴]



الف: پائولی و پریستلی



ب: روش انرژی معادل

شکل ۲-۳ تقریب های دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان [۴۴]

شکل پذیری با توجه به توانایی یک قاب سازه‌ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیرارتجاعی، تشکیل می‌شود. شکل پذیری تغییر مکانی در حد فاصل بین Δ_m و Δ_y تعریف می‌شود که حداکثر شکل پذیری تغییر مکانی اختلاف بین Δ_y و Δ_u می‌باشد و نسبت شکل پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت Δ_m به Δ_y تعریف می‌شود:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۴-۲)$$

که Δ_m همیشه از Δ_y بزرگتر است. روابط نیرو - تغییر مکان یک سازه می‌توانند بصورت آزمایشی یا تحلیلی برآورد شوند. نرم افزار تحلیل اجزاء محدود غیرخطی یک ابزار تحلیلی موثر در هزینه‌ها می‌باشد که توسط حرفه‌ای‌ها در طراحی برای برآورد روابط نیرو - تغییر مکان سازه‌ها استفاده می‌شود.

۲-۳-۱-۱-۴- اجزای کلیدی R:

تحقیقات گسترده‌تری پس از طرح اولین فرمول R انجام شد. مطالعات اخیر، در راهنمای ATC-34 یک فرمول جدید برای R ارائه کرد که در آن R به عنوان حاصلضرب سه ضریب به

صورت زیر بیان شده است:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (5-2)$$

که در آن: R_S ضریب مقاومت وابسته به پیوند و R_μ ضریب شکل پذیری وابسته به پیوند، R_R ضریب قیود اضافی (درجه افزونگی) می باشد. این فرمول با در نظر گرفتن ضریب قید اضافی، شبیه به فرمول طرح شده توسط محققان برکلی و فریمن ۱۹۹۰ است. ضریب قید اضافی، به عنوان قسمتی از پروژه $ATC-34$ توسعه یافت و در گزارش $ATC-19$ برای اولین بار طرح شد. تابع این ضریب برای کمیت دادن به افزایش درجه اطمینان در سیستم های لرزه ای است که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند. یکی از مقاصد گزارش $ATC-19$ این بود که خواننده با استفاده از اطلاعات مربوط به ضرایب کلیدی، تأثیر مقادیر عددی اختصاص یافته به R در آمریکا را به دست آورد. فرمول R در معادله (۵-۲) یک چارچوب برای ارزیابی نسبی این پارامترها فراهم می کند. هر ارزیابی از اجزای کلیدی R باید این حقیقت را نشان دهد که اجزای R به یکدیگر وابسته نیستند. فرمول طرح شده اثرات نامنظمی در پلان و ارتفاع سیستم های قابی را در نظر نمی گیرد. نامنظمی و بی قاعدگی می تواند توسط کاهش ضریب اصلاح پاسخ به وسیله یک ضریب نامنظمی مشخص شود شبیه به آنچه در طراحی لرزه ای سطح II در BSL ژاپن ۱۹۸۱ مطرح شده است.

۲-۳-۱-۱-۴-۱- ضریب مقاومت: R_S

آنچه در گزارش $ATC-19$ بیان شده است این است که جهت یافتن مقاومت یک سازه یا قاب سازه ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) می توان استفاده نمود. روش به کار برده شده جهت برآورد مقاومت یک سازه نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخ های حدی کلی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای و حداکثر چرخش مفاصل پلاستیک می باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر است:

۱- با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، رابطه برش پایه - تغییرمکان بام را برای یک ساختمان بدست می‌آوریم.

۲- در تغییرمکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه V_0 در ساختمان محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده ساختمان متناسب است با اختلاف بین برش پایه طراحی V_d و V_0

۳- ضریب مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

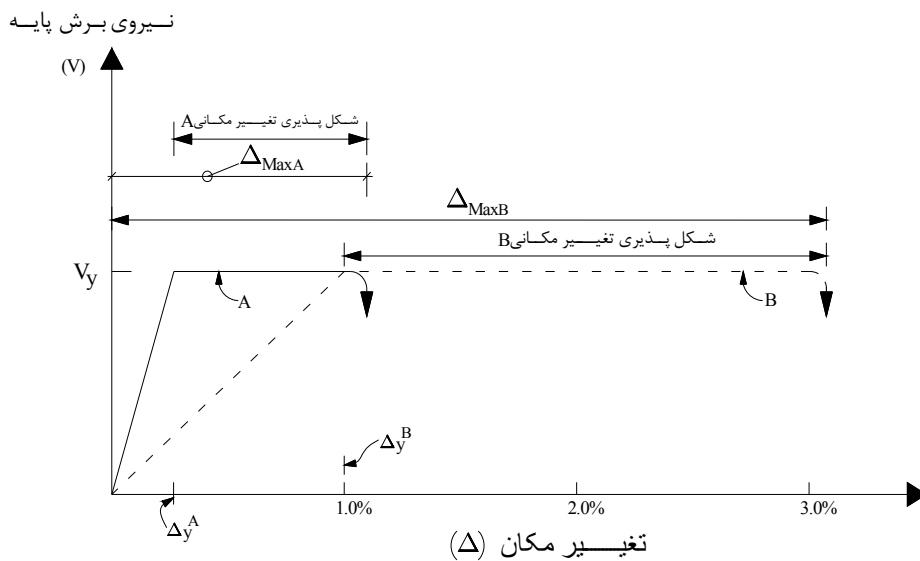
$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \quad (۶-۲)$$

این روش ارزیابی ضریب مقاومت، توسط برخی از محققین استفاده شده است.

۲-۳-۱-۱-۲-۴-۲- ضریب شکل‌پذیری: R_μ

پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ظرفیت تغییرمکانی، شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری بطور نزدیکی با هم در ارتباط هستند، اما غالباً این پارامترها گنجانده‌اند. به عنوان مثال، یک قاب با ظرفیت تغییرمکانی بزرگ، ممکن است شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری کوچکی داشته باشد، و یک قاب با ظرفیت تغییرمکانی کوچک ممکن است شکل‌پذیری کوچک ولی نسبت شکل‌پذیری بزرگی داشته باشد.

روابط نیرو - تغییرمکان برای دو قاب سازه‌ای یک طبقه نشان داده شده در شکل ۲-۴ را ملاحظه کنید. روابط نیرو - تغییر مکان به صورت کشسان - مومسان ایده‌آل‌سازی می‌شوند. نسبت‌های تغییرمکان تسلیم فرض می‌شوند که برای قاب A ، 0.2 درصد و برای قاب B ، 1 درصد باشند، و حداکثر نسبت‌های تغییرمکان بین طبقه‌ای برای قاب A ، $1/2$ درصد و برای قاب B ، 3 درصد فرض می‌شوند.



شکل ۲-۴ تعریف اصطلاحات برای دو قاب یک طبقه [۴۴]

پارامترهای کلیدی پاسخ لرزه‌ای در جدول ۱-۲ لیست شده‌اند. مقادیر پارامترهای پاسخ توسط جابجایی بین طبقه‌ای حدی ۱/۵ درصد محدود می‌شوند که این مقدار با مقدار حدی جابجایی داده شده در UBC سازگار است. مقادیر جابجایی در جدول ۱-۲ بصورت درصدی از ارتفاع طبقه بیان می‌شوند. این اطلاعات اهمیت تعریف پارامترهای پاسخ را با در نظر گرفتن حالت‌های حدی ویژه روشن می‌کنند. با محدود کردن تغییرمکان‌ها به ۱/۵ درصد، قاب سخت‌تر (قاب A) شکل‌پذیرتر است و نسبت شکل‌پذیری بزرگتری از قاب انعطاف‌پذیرتر (قاب B) دارد. هرچند، اگر حالت حدی جابجایی از بین برود، قاب انعطاف‌پذیرتر اساساً شکل‌پذیری بیشتری (برابر با ۲ درصد) از قاب سخت‌تر دارد.

نسبت‌های شکل‌پذیری μ می‌توانند در سطوح سیستم، طبقه و عضو محاسبه شوند. در سطوح سیستم و طبقه، نسبت شکل‌پذیری بطور معمول در فرم نسبت شکل‌پذیری تغییرمکانی بیان می‌شود، در سطح عضو، نسبت شکل‌پذیری بازگو کننده نسبت شکل‌پذیری کرنشی، انحنایی و یا چرخشی آن می‌باشد. با توجه به مقوله مورد بحث آنچه از نسبت شکل‌پذیری در نظر داریم شکل‌پذیری تغییرمکانی است که در سازه‌های مورد بحث ارزیابی می‌شود.

این موضوع مشخص می‌کند که ضریب شکل‌پذیری یک اندازه از پاسخ غیرخطی سیستم قابی

کامل است نه اجزای سیستم قابی. با مشخص شدن نسبت شکل پذیری μ طبق رابطه (۵-۲) هم‌اکنون بدنبال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل پذیری تغییر مکانی و ضریب شکل پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل پذیری یکی از موضوعاتی بوده است که در سال‌های اخیر محققین مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده، توصیه $ATC-19$ مبتنی بر روابط گسترش یافته نیومارک - هال، کراوینکلر - نثار و میراندا - برترو تشریح می‌شد.

جدول ۱-۲ پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه مثال [۴۴]

پارامتر پاسخ	قاب A	قاب B
تغییر مکان تسلیم	0.2%	1.0%
ظرفیت تغییر مکانی	1.2%	1.5%
شکل پذیری تغییر مکانی	1.0%	0.5%
نسبت شکل پذیری تغییر مکانی	6	1.5

نیومارک و هال با توجه به زمان‌های تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان - مومسان به شکل زیر معرفی می‌کنند: [۴۷ و ۴۸]

برای فرکانس‌های بیشتر از ۳۳ هرتز (پریودهای کمتر از ۰/۰۳ ثانیه):

$$R_{\mu} = 1 \quad T < 0.03_{Sec} \quad (۷-۲)$$

برای فرکانس‌های بین ۲ هرتز و ۸ هرتز (پریودهای بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه):

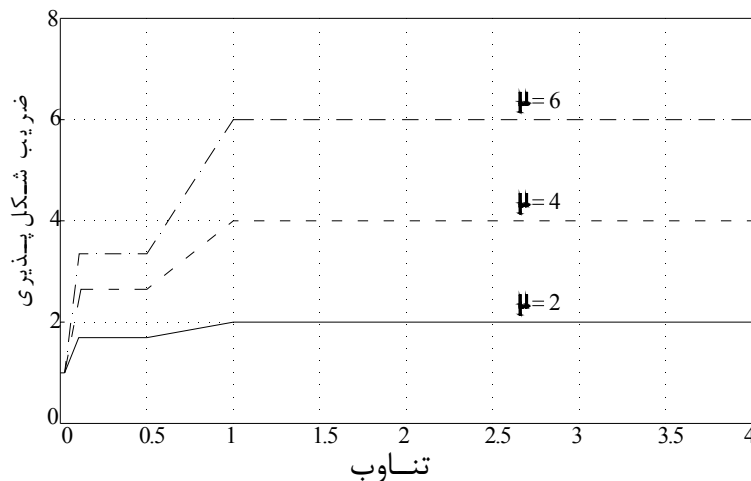
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 < T < 0.5_{Sec} \quad (۸-۲)$$

برای فرکانس‌های کمتر از ۱ هرتز (پریودهای بزرگتر از ۱ ثانیه):

$$R_{\mu} = \mu \quad T > 1_{sec} \quad (۹-۲)$$

شکل ۵-۲ روابط نیومارک و هال را برای نسبت‌های شکل پذیری تغییر مکانی ۲، ۴ و ۶ به تصویر

می‌کشد. برآوردهای مربوط به R_μ برای پریودهای بین 0.03 ثانیه تا 0.12 و همچنین بین 0.5 ثانیه تا 1 ثانیه با استفاده از درونیابی خطی بین مقادیر حدی داده شده توسط معادلات (۲-۷) و (۲-۸) بدست می‌آیند.



شکل ۲-۵ روابط $R_\mu - \mu - T$ نیومارک و هال [۴۴]

کراوینکلر و نثار یک رابطه $R_\mu - \mu - T$ را برای سیستم‌های یک درجه آزادی روی زمین‌های سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند. [۴۳ و ۴۷] آنها از نتایج یک مطالعه استاتیکی بر روی ۱۵ زمین لرزه ثبت شده در غرب آمریکا با زلزله‌هایی در محدوده شدت ۵/۷ تا ۷/۷ استفاده کردند. میرایی فرض شده در این روابط برابر با میرایی بحرانی ۵٪ است. آنها رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری ارائه دادند که برحسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو - تغییر مکان در قسمت ثانویه (α) تغییر می‌کند.

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (۲-۱۰)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (۲-۱۱)$$

پارامترهای a و b برای نسبت‌های سخت‌شوندگی کرنشی متفاوت (α) به طریق زیر بدست می‌آیند:

$$\alpha = 0\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.42$$

$$\alpha = 2\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.37$$

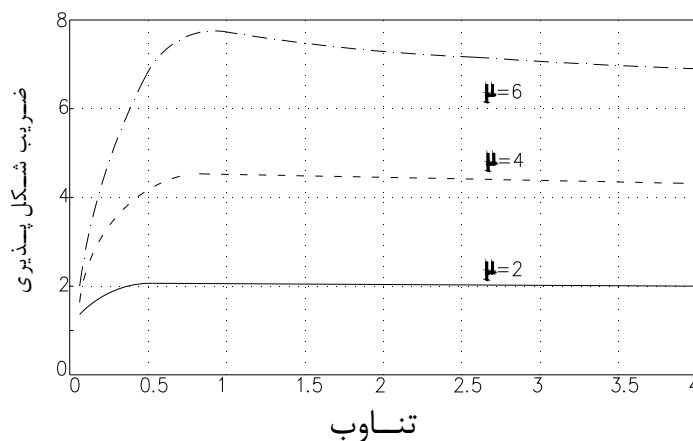
$$\alpha = 10\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.29$$

توجه شود که $\alpha = 0\%$ مطابق است با یک سیستم کشسان - مومسان .

برای مقادیر مختلف α از درونیابی خطی استفاده می‌شود. روابط بین R_μ و T برای

نسبت‌های شکل‌پذیری تغییرمکانی ۲، ۴ و ۶ برای یک نسبت سخت شوندگی کرنشی ۱۰ درصد

($\alpha = 10\%$) در شکل ۶-۲ نشان داده شده است.



شکل ۶-۲ روابط $R_\mu - \mu - T$ کراونیکلر و نثار [۴۴]

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ روابط $R_\mu - \mu - T$ گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از

جمله: نیومارک و هال (۱۹۸۲)، ریدل و نیومارک (۱۹۷۹) و کراونیکلر و نثار (۱۹۹۲) را خلاصه‌سازی

کردند. [۴۴ و ۴۸] به علاوه معادلات عمومی $R_\mu - \mu - T$ را برای زمین‌های سنگی، رسوبی (آبرفتی)

و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدیدتر می‌باشد و طبق توصیه

ATC-19 در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است.

معادلات میراندا و برترو که در زیر نشان داده شده‌اند، با استفاده از ۱۲۴ زمین لرزه ثبت شده

در محدوده وسیعی از شرایط خاک گسترش یافتند. میرایی بحرانی ۵ درصد فرض شده است. فرمول

محاسبه ضریب شکل‌پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرارگیری ساختمان مورد نظر به صورت زیر است:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (12-2)$$

برای زمینهای سنگی $\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{2}{3} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (13-2)$

برای زمینهای رسوبی $\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (14-2)$

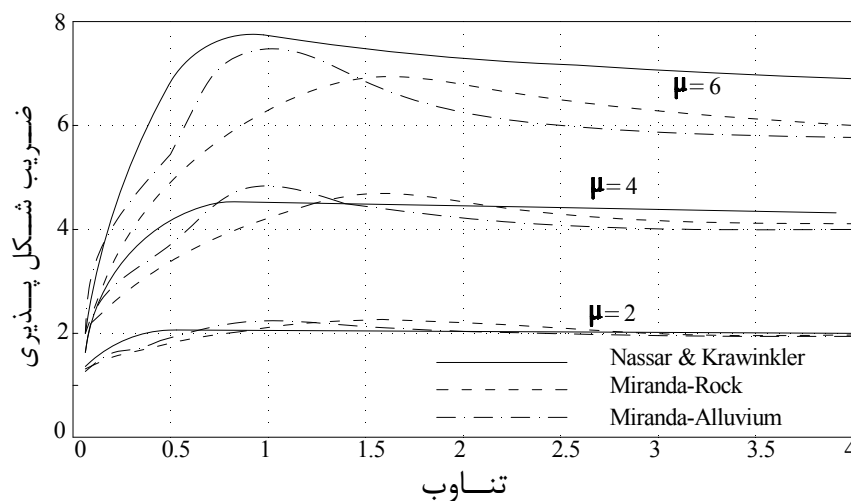
برای زمینهای با خاک نرم $\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (15-2)$

در رابطه اخیر: T_g پریود غالب زمین لرزه می‌باشد.

یک مقایسه بین روابط $R_{\mu} - \mu - T$ کراوینکلر و نثار و میراندا و برترو برای زمینهای سنگی و

رسوبی در شکل ۷-۲ نشان داده شده است، با توجه به این که اختلافهای بین این روابط نسبتاً

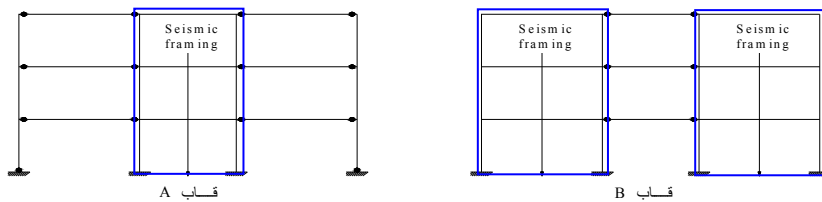
کوچک می‌باشند، می‌توان از این اختلافها در هدفهای مهندسی چشم‌پوشی نمود.



شکل ۷-۲ مقایسه ضریب شکل‌پذیری [۴۴]

۲-۳-۱-۱-۳-۴-۳- ضریب قید اضافی: R_R

یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قاب‌های مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. ضریب قید اضافی، افزایش درجه اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند منعکس می‌سازد. جهت روشن شدن مطلب دو سیستم قاب A و B را مطابق شکل ۲-۸ در نظر می‌گیریم، در قاب A یک پانل مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای موجود است در حالیکه در قاب B دو پانل مقاوم وجود دارد.



شکل ۲-۸ سیستم‌های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای [۴۴ و ۴۹]

اگر لنگر پلاستیک مربوط به اعضای پانل مقاوم در قاب A ، ۲۰۰ واحد و لنگر پلاستیک در اعضای پانل‌های مقاوم در قاب B ، ۱۰۰ واحد باشد، هم‌اکنون با انجام یک تحلیل بارافزون برای هر دو قاب تا رسیدن به حالت حد نهایی ملاحظه می‌شود در قاب A هشت مفصل پلاستیک ایجاد گشته است و این در حالی است که در قاب B شانزده مفصل پلاستیک بوجود آمده است. با استفاده از یک روش مطابق آنچه توسط موسز در سال ۱۹۷۴ برای سیستم‌های قابی سازه‌های بادی طرح شد، نسبت مقاومت خمشی اسمی (M_p) تیرها در قاب A و قاب B برابر است با:

$$\frac{M_p^A}{M_p^B} = \frac{1/\sqrt{8}}{1/\sqrt{16}} \cong 1.4 \quad (۲-۱۶)$$

نتایج تحقیقات روی این مقوله نشان می‌دهد جهت دستیابی به یک سطح اطمینان در هر دوقاب، مقاومت مورد نیاز طراحی در قاب A باید ۴۰ درصد بیشتر از مقاومت مورد نیاز در قاب B

باشد. خاطر نشان می‌شود تا کنون راه‌حل دقیقی برای محاسبه ضریب قیداضافی ارائه نشده است، ولی آنچه در (ATC-19) توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب برحسب پانل‌های مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که در جدول ۲-۲ ارائه شده است.

جدول ۲-۲ مقادیر مختلف ضریب قید اضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه (ATC-19) [۴۴ و ۴۹]

تعداد پانل‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب قیداضافی (R_R)
2	0.71
3	0.86
4	1

۲-۳-۱-۱-۵- نتایج روش ATC-19

موضوع گزارش ATC-19 مرور نقش ضرایب اصلاح پاسخ (R) در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در آمریکا بود که نشان داد مقادیر R و R_w می‌توانند بطور مستقیم به جای ضریب نیروی افقی (K) در نظر گرفته شوند. ضریب K در ابتدا در آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا در سال ۱۹۵۹ مورد استفاده قرار می‌گرفت.

نتایج بررسی‌های ATC-19 به قرار زیر است:

هیچ پایه و اساس ریاضی برای ضرایب اصلاح پاسخ (R) جدول‌بندی شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید آمریکا وجود ندارد.

در نظر گرفتن یک مقدار مشخص R برای تمامی ساختمان‌ها که دارای یک نوع قاب هستند، بدون توجه به پلان و هندسه قائم، قابل توجیه نمی‌باشد.

به منظور اطمینان از سطوح سازگار خرابی، مقادیر R باید به هر دو مقدار پی‌یود اصلی سازه و نوع خاکی که سازه بر روی آن بنا شده است، وابسته باشند.

مقادیر کنونی تخصیص داده شده به R برای سیستم‌های قابی مختلف احتمالاً به سطوح یکنواخت ریسک برای تمام سازه‌ها منتج نمی‌شوند.

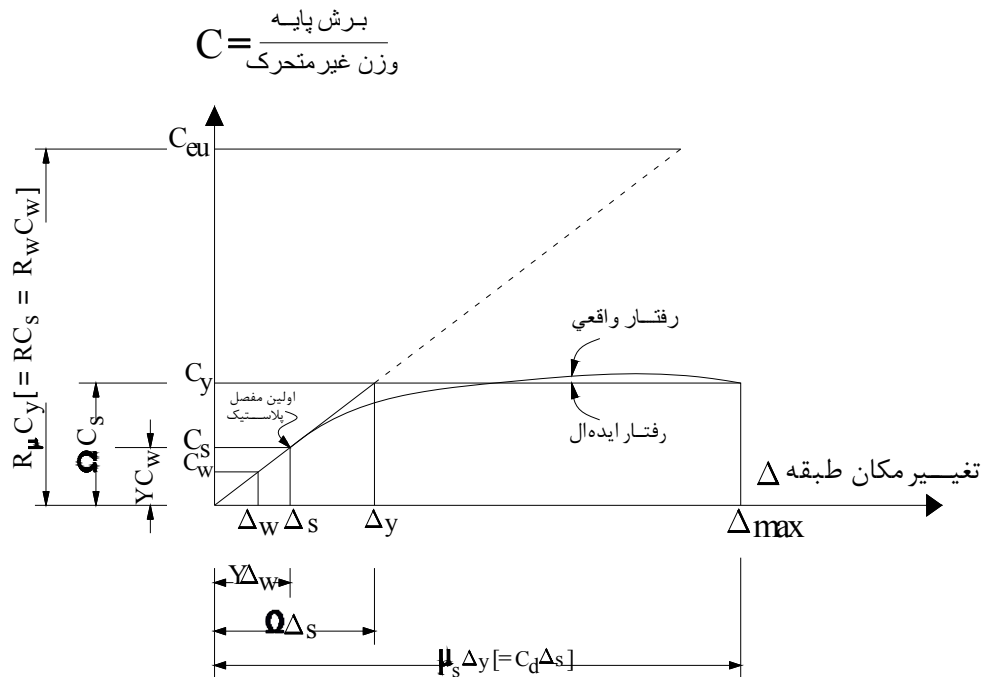
مقادیر اختصاص یافته به R برای سیستم‌های قابی مشخص شده باید بین مناطق لرزه‌ای تغییرکنند زیرا ذخیره مقاومت در یک سیستم قابی احتمالاً تابعی از نسبت بارهای ثقلی به بارهای لرزه‌ای خواهد بود، همچنین، جزئیات مورد نیاز در هر نقطه تغییر می‌کند.

۲-۳-۱-۲- روش ضریب شکل‌پذیری یانگ [۴۵]

رفتار کلی یک سازه متعارف را در نظر بگیرید شکل ۲-۹ مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز را که برحسب ضریب برش پایه (C_{eu}) تعریف شده به شرح زیر بیان می‌نماید:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۱۷-۲)$$

در رابطه فوق W وزن موثر و V_e حداکثر برش پایه در صورتی است که سازه کلاً در محدوده الاستیک باقی بماند. در یک سازه با طراحی مناسب به دلیل وجود مقدار شکل‌پذیری و به منظور کاهش مصالح، سازه را می‌توان به نحوی طراحی نمود که قادر باشد با رفتار غیرالاستیک مناسب (منحنی رفتار واقعی غیرخطی سازه و منحنی رفتار ایده‌آل شده الاستیک - پلاستیک کامل معادل آن در شکل (۲-۹) به مقاومت حداکثر $C_y W$ برسد.



شکل ۹-۲ منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل کلی سازه [۴۵ و ۴۹]

که در این صورت یک ساختمان می‌تواند به صورت اقتصادی برای یک حداکثر مقاومت واقعی $C_y W$ طراحی شود. حداکثر تغییر شکل مطلوب مطابق که در فرم تغییر مکان طبقه Δ بیان می‌شود، برابر Δ_{max} است. محاسبه $C_y W$ که مطابق با مکانیزم سازه‌ای یا مقاومت تسلیم است و همچنین محاسبه Δ_{max} مستلزم تحلیل‌های غیرخطی هستند، به همین دلیل این مقادیر عموماً در یک روش صریح مشخص نمی‌شوند.

به منظور هدف طراحی، $NEHRP$ سطح C_y را به سطح C_s که مطابق است با تشکیل اولین مفصل پلاستیک، کاهش می‌دهد. این سطح عموماً اولین تسلیم قابل توجه نامیده می‌شود که در بالای این سطح پاسخ کلی سازه‌ای شروع به انحراف به اندازه قابل توجهی از پاسخ کشسان می‌کند. به منظور سازگاری با آیین‌نامه‌های مصالح که از روش‌های تنش مجاز (یا عملی) استفاده می‌کنند، از قبیل طراحی تنش مجاز ASD [۵۰] و UBC [۵۱]، سطح C_s را به سطح بار سرویس C_w کاهش می‌دهند. مزیت مشخص کردن C_s یا C_w به عنوان سطح طراحی در این است که طراحان فقط به

انجام یک تحلیل سازه‌ای کشسان نیاز دارند تا با استفاده از آیین‌نامه‌های جاری مصالح (بتن و فولاد)، ابعاد قطعات و جزئیات اجرایی را تعیین نماید.

مضرات استفاده از آنالیز الاستیک برای نیرو در سطوح C_s و یا C_w در آن است که:

۱- محاسب قادر نخواهد بود مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. در صورتی که مقدار اضافه مقاومتی که بطور تلویحی در آیین‌نامه زلزله در مقدار ضریب کاهش فرض شده است در سازه موجود نباشد رفتار سازه در زلزله شدید رضایت‌بخش نخواهد بود.

۲- مقادیر تغییر مکان‌های غیرالاستیک را نمی‌توان با یک آنالیز الاستیک خطی محاسبه نمود.

با توجه به شکل ۲-۹ می‌توان تعاریف زیر را بیان نمود.

۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s) عبارت است از خارج قسمت تغییر شکل جانبی نسبی

حداکثر (Δ_{MAX}) به تغییر شکل جانبی نسبی (Δ_y)

$$\mu_s = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_y} \quad (۱۸-۲)$$

۲- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R_μ) عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارده به

سازه (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند) C_{eu} ، به نیروی متناظر به حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، C_y

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (۱۹-۲)$$

۳- ضریب اضافه مقاومت (Ω) عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر، حد تسلیم کلی

سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، C_y به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه (C_s)

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (۲۰-۲)$$

که این ضریب بستگی به پارامترهای متفاوتی دارد.

۴- ضریب تنش مجاز (Y) عبارت است از ضریبی که بر اساس نحوه برخورد آئین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (بار مجاز و یا بار نهایی) تعیین می‌شود و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری C_s به نیرو در حد تنشهای مجاز (C_w)

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (21-2)$$

ضریب فوق در حدود ۱,۴ و ۱,۵ می‌باشد. مثلاً این ضریب بر اساس آئین نامه ($AICS - ASD$) به صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S \left(0.6F_y \times \frac{4}{3} \right)} \quad (22-2)$$

در رابطه فوق Z و S به ترتیب مدول‌های پلاستیک و الاستیک مقطع هستند و $\frac{4}{3}$ اضافه تنش مجاز هنگامی که نیروهای زلزله وجود داشته باشند می‌باشد. نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل ($Shape factor$) نیز گفته می‌شود برای قطعات بال پهن در حدود ۱,۱۵ است در این حالت:

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (23-2)$$

باید توجه داشت که در حالت‌هایی که طراحی در مرحله بار نهایی انجام می‌شود در صورتی که از نیروی زلزله در سطح متناظر با بار مجاز استفاده می‌شود مقادیر نیروی زلزله را باید با ضریب Y افزایش داد و در صورتی که از نیروی زلزله در سطح متناظر با بار نهایی استفاده می‌شود، مقادیر نیروی زلزله را باید با منظور نمودن ضریب Y برابر با واحد ($C_w = C_s$) منظور نمود، همین‌طور در صورتی که طراحی در محدوده بار مجاز انجام می‌شود و نیروی زلزله از سطح متناظر با بار مجاز به دست می‌آید. ضریب Y برابر با واحد و در صورتی که در این حالت نیروی زلزله از سطح متناظر با بار نهایی (C_s) به دست می‌آید، باید نیروی زلزله را به ضریب Y (۱,۴ و ۱,۵) تقسیم و در طراحی

منظور نمود با توجه به تعاریف فوق می‌توان روابط زیر را به دست آورد.

با توجه به شکل ۹-۲، ضریب کاهش نیروی نهایی (یا ضریب اصلاح پاسخ نرپ R) مطابق با

قالب طراحی مقاومت می‌تواند به صورت زیر نتیجه گرفته شود:

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \Omega \quad (24-2)$$

ضریب کاهش نیروی نهایی مطابق با قالب تنش مجاز UBC برابر است با:

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y \quad (25-2)$$

همچنین ضریب تشدید تغییرمکان نرپ C_d که نسبت بین $\Delta_{\max}$ و Δ_s است،

می‌تواند با توجه به شکل ۹-۲ به طریق زیر نتیجه گرفته شود:

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (26-2 \text{ الف})$$

که $\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y}$ برابر است با ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای (μ_s) و $\frac{\Delta_y}{\Delta_s}$ با توجه به شکل ۹-۲ برابر

است با:

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{C_y}{C_s} = \Omega \quad (26-2 \text{ ب})$$

بنابراین معادله (۲۷-۲-الف) می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$C_d = \mu_s \Omega \quad (27-2)$$

از این نتایج، چنین مشاهده می‌شود که هر دو ضریب R (یا R_w) و C_d توابعی از ضریب

افزایش مقاومت سازه‌ای، ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای و نسبت میرایی هستند. (اثر میرایی عموماً در

ضریب کاهش شکل‌پذیری R_μ در نظر گرفته می‌شود).

به علاوه، معادلات (۲۴-۲) و (۲۵-۲) نشان می‌دهند که این مساله گمراه کننده است که R یا

R_w را ضریب کاهش شکل‌پذیری بنامیم، زیرا افزایش مقاومت سازه‌ای می‌تواند نقش تقریباً مهمی را

برای شکل‌پذیری در این ضرایب ایفا کند.

یانگ فرمول پایه‌ای را برای برقرار کردن ضریب اصلاح پاسخ R و ضریب تشدید تغییرمکان C_d مورد استفاده در برنامه ملی کاهش خطر زلزله ($NEHRP$) به دست آورد [۵۲]. همچنین ضریب کارایی سیستم R_w مورد استفاده در $UBC1988$ را نتیجه گرفت. ضریب کاهش نیرو، که توسط یک ضریب اصلاح پاسخ R در $NEHRP$ و یا یک ضریب کارایی سیستم R_w در UBC و $SEAOC$ بیان می‌شود، به منظور کاهش طیف پاسخ طراحی کشسان خطی استفاده می‌شود، و ضریب تشدید تغییرمکان C_d در $NEHRP$ برای محاسبه حداکثر تغییرمکان مورد انتظار غیرکشسان از تغییرمکان کشسان به دست آمده از نیروهای لرزه‌ای طراحی استفاده می‌شود.

– ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s)

اگر چه ضرایب افزایش مقاومت می‌توانند توسط روش‌های تحلیلی برآورد شوند، لیکن منطقی‌تر است که ظرفیت‌های شکل‌پذیری (یا اتلاف انرژی) اعضای سازه‌ای سیستم‌های سازه‌ای با استفاده از ابزار و امکانات آزمایشی بدست آید. پاسخ سازه‌ای نشان داده شده در شکل ۲-۹ فقط مربوط به سیستم‌هایی است که می‌تواند انرژی را با یک رفتار پایدار مستهلک کنند مانند قاب‌های مقاوم خمشی با شکل‌پذیری ویژه و قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز. برای سیستم‌های دیگر که کاهش شدید و زوال سختی و مقاومت دارند تعریف تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان حداکثر در معادله $\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$ می‌تواند نادرست باشد.

همچنین در سازه‌های با چند درجه آزادی، تعریف یک شکل‌پذیری مشخص و تعیین این ضریب برای کل سیستم کار پیچیده‌ای می‌باشد و هنوز یک رابطه دقیق و مشخص برای این منظور به دست نیامده است و تحقیقات در این زمینه ادامه دارد. در نتیجه یکی از تعاریف برای محاسبه این ضریب در سازه‌های با چند درجه آزادی می‌تواند تغییرمکان نسبی طبقه (شکل‌پذیری طبقه‌ای) باشد. به این صورت که برای هر طبقه یک درجه آزادی تعریف کرد [۵۳].

۲-۳-۱-۲-۱- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R_μ) و مروری بر تحقیقات انجام

شده

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. این شکل‌پذیری کلی باید به گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه برای کسب شکل‌پذیری مطلوب مشخص شود. ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R_μ) با نسبت مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_\mu = \frac{F_Y(\mu=1)}{F_Y(\mu=\mu_i)} \quad (2-28)$$

که $F_Y(\mu=1)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم در سیستم در اثر یک زلزله مشخص می‌باشد و $F_Y(\mu=\mu_i)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s) به مقداری کمتر و یا برابر با ضریب شکل‌پذیری کلی از پیش تعیین شده هدف (μ_i) وقتی که سیستم در معرض همان زلزله قرارگیرد، می‌باشد. به طور کلی، در ساختمان‌هایی که در هنگام زلزله به طور غیرخطی رفتار می‌کنند، تغییرشکل‌های غیرخطی با کاهش مقاومت جانبی تسلیم سازه (یا با افزایش ضریب R_μ)، افزایش می‌یابند.

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 سازه‌ها به منظور جلوگیری از ضریب شکل‌پذیری بزرگتر از μ_i تامین شود. در نتیجه محاسبه $F_Y(\mu=\mu_i)$ برای هر پریود و هر شکل‌پذیری هدف، شامل عملیاتی تکراری می‌باشد، بدین صورت که یک مقاومت جانبی تسلیم F_Y برای سیستم در نظر گرفته

و سیستم را تحلیل می‌کنند، این را تا زمانی ادامه می‌دهند که ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده μ با یک تلورانس مشخص، برابر ضریب شکل‌پذیری کلی هدف (μ_i) شود. آنگاه آن مقاومت جانبی در نظر گرفته شده که با آن به این ضریب شکل‌پذیری رسیدیم را $F_Y = (\mu = \mu_i)$ نامند.

برای تعیین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری (R_μ) روش کار به این صورت است که مقاومت جانبی الاستیک ($F_Y = (\mu = 1)$) و غیرالاستیک با ضریب شکل‌پذیری μ_i ، $F_Y = (\mu = \mu_i)$ برای هر سیستم با پیوند مشخص بدست آورده سپس این نیروها را با وزن سیستم نرمال می‌کنند. این نیروها را برای پیوندهای مختلف سازه به دست می‌آوردند که با این کار طیف خطی $\mu=1$ و طیف غیرخطی $m = m_i$ با ضریب شکل‌پذیری m_i به دست می‌آیند. از تقسیم طیف خطی به طیف غیرخطی مقدار ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری برای آن زلزله بخصوص و ضریب شکل‌پذیری هدف، به دست می‌آید.

در قسمت‌های بعدی مطالعاتی را که روی ضریب R_m انجام گرفته مرور کرده و روابط ارائه شده توسط محققین برای محاسبه R_m بیان می‌شود.

- نیومارک و هال^۱

در مطالعه آنان بر اساس طیف‌های خطی و غیرخطی حاصل از مولفه شمالی - جنوبی زلزله آل سنترو و رکوردهای دیگر این نتیجه به دست آمد که ۱- در نواحی طیفی با فرکانس پایین و متوسط یک سیستم خطی و یک سیستم غیرخطی تقریباً حداکثر تغییرمکان یکسان دارند. ۲- در ناحیه طیفی با فرکانس خیلی بالا یک سیستم خطی و یک سیستم غیرخطی نیروی یکسانی دارند. ۳- در ناحیه طیفی با فرکانس بالا، از اصل بقای انرژی استفاده کرد به این صورت که دیاگرام نیرو - تغییرمکان یک سیستم الاستیک تا حداکثر تغییرمکان، مانند دیاگرام نیرو - تغییرمکان یک

1- Newmark and Hall

سیستم الاستیک - کاملاً پلاستیک است که در معرض همان تحریک قرار گرفته باشد. این یافته‌ها به پیشنهاد یک روش برای ساخت طیف غیرخطی از طیف خطی منجر شد. این روش شامل کاهش طیف خطی به وسیله ضرایب مختلف برای هر ناحیه طیفی می‌باشد. ضرایب کاهش در اثر شکل‌پذیری R_m این دو محقق قبلاً ارائه شده است [۴۷].

- لایی و بیگز^۱

طیف پاسخ غیرخطی طراحی توسط این دو محقق بر اساس متوسط طیف غیرخطی محاسبه شده برای ۲۰ زلزله مصنوعی که طیف پاسخ الاستیک آنها با طیف طرح الاستیک نیومارک - هال مطابقت داشت، ارائه شد. تحلیل‌ها برای ۵۰ پیروید طبیعی با فواصل مساوی از یکدیگر بین ۰/۱ تا ۱۰ ثانیه و در مقیاس لگاریتمی انجام شد. دو مقدار میرایی و چهار نسبت شکل‌پذیری در نظر گرفته شد و مطالعات صورت گرفته برای سیستم الاستوپلاستیک منتهی به ضریب R_m با فرمول زیر شد.

$$R_\mu = a + b(\log T) \quad (2-29)$$

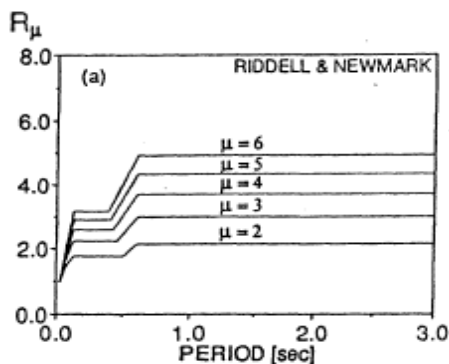
ضرایب a و b در جدول ۲-۳ نشان داده شده است. همچنین ضرایب R_m محاسبه شده با این فرمول در شکل (۲-۱۰) ترسیم شده است [۴۹].

جدول ۲-۳ ضرایب رابطه لای و بیگز [۴۹]

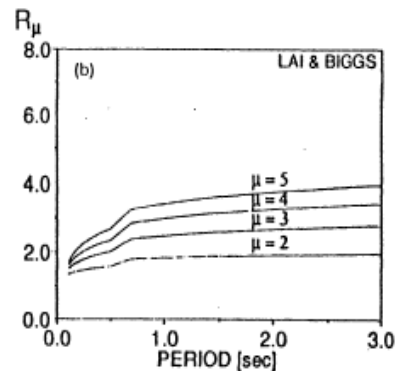
زمان تناوب	ضریب	$\mu=4$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	1.57	2.229	2.66	3.11
	β	0.329	0.7296	1.058	1.43
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	2.033	2.7722	3.37	3.83
	β	1.51	2.53	3.42	3.8223
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	1.8409	2.48	2.98	3.42
	β	0.2642	0.6605	0.938	1.15

- ریدل و نیومارک^۱

ضرایب R_μ برای سیستم‌های الاستوپلاستیک با ۲، ۵ و ۱۰ درصد میرایی و برای سیستم‌های افت سختی و دو خطی با ۵ درصد میرایی برای مقادیر شکل‌پذیری از ۱ تا ۱۰ ارائه شده است. از مطالعات چنین نتیجه‌گیری می‌شود که پاسخ ماکزیمم الاستوپلاستیک، دوخطی و افت سختی خیلی مشابه هستند و اینکه استفاده از یک طیف الاستوپلاستیک برای تحلیل غیرخطی عموماً محافظه کارانه است. همچنین این مطالعه اولین مطالعه‌ای بود که از ۱۰ نگاشت مختلف که در سنگ و آبرفت ثبت شده بود استفاده می‌کرد. در مقایسه با ضرایب R_μ نیومارک - هال، در این تحقیق ضرایب R_μ ارائه شده به نسبت میرایی b نیز بستگی دارند. در شکل ۲-۱۱ نتایج به دست آمده برای میرایی ۵ درصد و برای شکل‌پذیری‌های مختلف نشان داده شده است [۴۷].



شکل ۲-۱۱ ضریب R_μ در تحقیق ریدل و نیومارک [۴۷]



شکل ۲-۱۰ ضریب R_μ در تحقیق لای و بیگز [۴۹]

- اقا دامسی و محرز^۲

این اولین مطالعه در مورد اثر خاک بر روی ضریب R_μ توسط آنان انجام شد. در این مطالعه

1- Riddell and Newmark

2- Elghadamsi and Mohraz

طیف پاسخ غیرخطی برای سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار الاستیک - پلاستیک و تحت اثر ۵۰ حرکت افقی زمین ثبت شده در رسوب و ۲۶ حرکت افقی زمین ثبت شده در سنگ، به دست آمد. نامبردگان بر اساس تحلیل‌های آماری، روشی جدید برای تخمین طیف بازتاب غیرالاستیک پیشنهاد کردند. در این روش طیف غیرالاستیک را به وسیله درونیابی از دو محدوده طیفی صاف شده تهیه نمودند که این دو محدوده طیفی منطبق بر طیف‌های الاستیک و غیرالاستیک برای سطح تسلیم $0.05 \sin$ بودند. با استفاده از طیف غیرالاستیک درونیابی شده، ضرایب کاهش برای خاک‌های آبرفتی و سخت محاسبه شدند. این تحقیق نشان داد که ضرایب R_{μ} در زمین‌های رسوبی و سنگی تقریباً مشابه هستند. ضرایب R_{μ} پیشنهاد شده توسط این دو محقق در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است [۴۹].

- ریدل، هیدالگو و کروز^۱

طیف غیرخطی در این مطالعه با استفاده از چهارگروه زلزله ثبت شده و برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک هیستریزیس و ۵ درصد میرایی، محاسبه شدند. ضرایب R_{μ} بر اساس متوسط ضرایب R_{μ} تقریبی ارائه شدند. متوسط ضرایب R_{μ} تنها تقریبی از متوسط ضرایب R_{μ} دقیق هستند زیرا آن‌ها به صورت نسبت متوسط طیف مقاومت الاستیک مورد نیاز به طیف مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز محاسبه شدند و به صورت متوسط نسبت طیف مقاومت الاستیک مورد نیاز به طیف مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز تعیین نشدند. ضرایب R_{μ} ارائه شده در این تحقیق عبارتند از:

$$\text{For } 0 \leq T \leq T^* \quad R_m = 1 + \frac{R^*}{T} T \quad (30-2)$$

$$\text{For } 0 \geq T^* \quad R_m = R^* \quad (31-2)$$

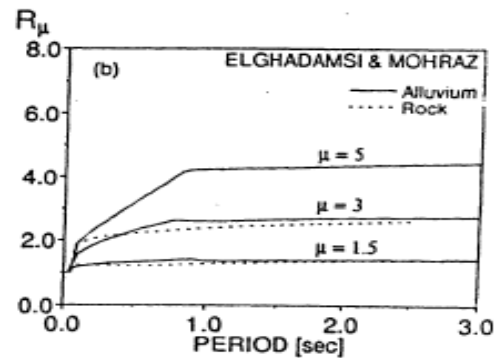
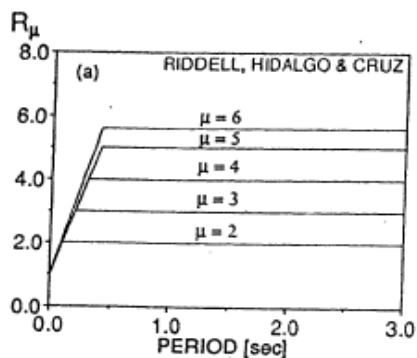
که مقادیر T^* و R^* در جدول ۲-۴ نشان داده شده‌اند. همچنین ضرایب R_m محاسبه شده با

1- Riddell , Hidalgo and Cruz

روابط فوق در شکل ۱۳-۲ ترسیم شده‌اند [۴۹].

جدول ۴-۲ ضرایب رابطه ریدل، هیدالگو و کروز [۴۹]

پارامتر	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2	3	4	5	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4



شکل ۱۳-۲ ضرایب R_μ در تحقیق ریدل، هیدالگو و کروز [۴۹]

شکل ۱۲-۲ ضرایب R_μ در تحقیق محرز و القادامسی [۴۹]

- آرایز و هیدالگو^۱

بر اساس میانگین تقریبی متوسط ضرایب R_μ محاسبه شده توسط ریدل، هیدالگو و کروز، در این مطالعه یک فرمول برای محاسبه ضرایب R_μ شامل یک منحنی غیرخطی، ارائه شده که در تمام محدوده‌های پریود قابل استفاده می‌باشد. فرمول ارائه شده عبارتست از:

$$R = 1 + \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (۳۲-۲)$$

در رابطه فوق فاکتور KT_0 برای گروه‌های مختلف حرکت‌های زمین (زمین لرزه‌ها) متفاوت است.

این رابطه در پیش نویس آیین‌نامه شیلی با $K=0/1$ توصیه شده است.

ضرایب R_m محاسبه شده، با رابطه فوق با فرض $T_0=0/2$ ثانیه در شکل ۱۴-۲ ترسیم شده‌اند [۴۹].

- ناسار و کراوینکلر^۱

این مطالعه پاسخ سیستم‌های غیرخطی یک درجه آزادی را تحت اثر ۱۵ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی، مورد توجه قرار دارد. زلزله‌هایی که مورد استفاده قرار گرفتند در زمین‌های رسوبی و هم در زمین‌های سنگی بودند. هرچند که تاثیر خاک در این مطالعه به وضوح مورد بررسی قرار نگرفت، اما حساسیت ضریب R_{μ} نسبت به فاصله مرکز سطحی زمین‌لرزه و پارامترهای سیستم ساختمانی مانند پریرود، تراز تسلیم، نسبت سخت شوندگی کرنشی و نوع رفتار غیرخطی مصالح، مورد بررسی قرار گرفت. از این مطالعه این نتیجه به دست آمده که فاصله مرکز سطحی زلزله و افت سختی بر ضریب R_{μ} اثر ناچیزی دارند. که روابط قبلا ارایه شده است [۴۹].

- ویدیک، فایفر و فیشینگر^۲

بر اساس متوسط ضرایب R_{μ} محاسبه شده برای ۲۰ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی و زلزله ۱۹۷۹ مونته‌نگرو^۳ یوگسلاوی فرمول‌های ساده شده‌ای برای محاسبه ضریب R_{μ} ارائه شد. در این مطالعه سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار هیستریزیس دو خطی و افت سختی (مدل Q) و با میرایی ویسکوز متناسب با جرم و سختی لحظه‌ای سیستم در نظر گرفته شدند. رابطه پیشنهادی نامبردگان از دو قسمت خطی تشکیل می‌شود. در قسمت اول که به ناحیه زمان تناوب‌های کوتاه مربوط است R_{μ} به صورت خطی با افزایش زمان تناوب، از $R_{\mu}=1$ تا مقداری برابر با نسبت شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. در قسمت دوم ضریب کاهش شکل‌پذیری دارای مقدار ثابتی برابر با ضریب شکل‌پذیری است. برای سیستم‌های با رفتار هیستریزیس مدل Q و ۵ درصد میرایی متناسب با جرم فرمول‌های زیر ارائه شدند:

2- Nassar and Krawinkler

1- Vidic, Fajfar and Fishinger

2- Montenegro

$$\text{For } T \leq T_0 \quad R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad (33-2)$$

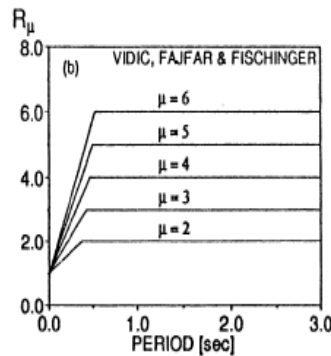
$$\text{For } T \geq T_0 \quad R_\mu = \mu \quad (34-2)$$

$$T_0 = 0.66 \mu^{0.3} T_i \quad (35-2)$$

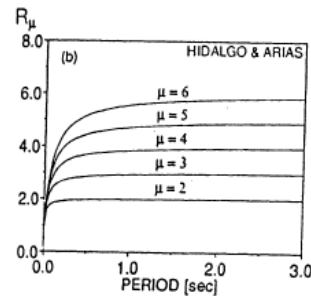
$$T_i = 2\pi \frac{\Phi_{ev} \nu}{\Phi_{ea} A} \quad (36-2)$$

ضرایب R_μ محاسبه شده با استفاده از متوسط ضرایب بزرگنمایی Φ_{ev} و Φ_{ea} برای ۲۰ زلزله

در نظر گرفته شد. در این مطالعه (یعنی $\Phi_{ev} = 2$ و $\Phi_{ea} = 2/5$) در شکل ۲-۱۵ ترسیم شده‌اند [۴۹].



شکل ۲-۱۵ ضریب R_μ در تحقیق ویدیک، فایفروفیشینگر [۴۹]



شکل ۲-۱۴ ضریب R_μ در تحقیق آرایز وهیدالگو [۴۹]

- میراندا^۱

در این مطالعه سعی شد تعداد نسبتاً زیادی از زلزله‌های ثبت شده به منظور بررسی اثر شرایط

خاک محل بر ضرایب R_μ در نظر گرفته شود. به همین منظور ۱۲۴ زلزله ثبت شده در محدوده

وسیعی از شرایط خاک، در هنگام زلزله‌های گوناگون در نظر گرفته شد. بر اساس شرایط محلی خاک

در ایستگاه ثبت کننده زلزله‌ها به سه گروه تقسیم شدند.

زلزله‌های ثبت شده در سنگ، زلزله‌های ثبت شده در رسوب و زلزله‌های ثبت شده در خاک خیلی نرم که به وسیله سرعت پایین امواج برشی در آن مشخص می‌شود. که قبلاً روابط ارائه شده است [۴۹].

۲-۳-۱-۲- نتایج روش پیشنهادی یانگ

نتایج اصلی این روش عبارتند از:

۱- توسط معادلات (۱۹-۲) و (۲۲-۲) فرمول‌های مشخصی برای ضریب اصلاح پاسخ R و ضریب تشدید تغییرمکان C_d برای قواعد لرزه‌ای $NEHRP$ نشان داده شد. همچنین معادله (۲۷-۲)، ضریب کارایی سیستم R_w مورد استفاده در UBC (که یک آیین نامه طراحی تنش مجاز است) را نشان داد. این ضرایب توابعی از ضریب افزایش مقاومت سازه‌ای Ω ، ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای μ_s و نسبت میرایی ویسکوز معادل می‌باشند. (اثر میرایی عموماً در ضریب کاهش شکل‌پذیری R_μ در نظر گرفته می‌شود).

۲- استفاده از یک مقدار ثابت R یا C_d ، سطح یکنواختی از اطمینان در برابر خرابی را برای تمام ساختمان‌ها به وجود نمی‌آورد. برای سازه‌های با قيود اضافی کم، افزایش مقاومت سازه‌ای که توسط شرایط طراحی لرزه‌ای کنونی مشخص می‌شود، ممکن است کافی نباشد و ضروری است که در ارایه روابط طراحی روشی برای مشخص کردن افزایش مقاومت سازه‌ای مشخص شود. این افزایش مقاومت نباید کمتر از مقداری باشد که در برقراری ضرایب R و C_d فرض می‌شوند.

۳- مقادیر R و C_d پیشنهاد شده توسط $NEHRP$ برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف سازگار نیستند. این مقادیر بایستی در یک روش منطقی‌تر ارزیابی مجدد شوند. فرمول اساسی بدست آمده در این روش می‌تواند به منظور رسیدن به این هدف به کار گرفته شود.

۴- تعریف شکل‌پذیری سازه‌ای برای سازه‌های چند طبقه که زوال سختی و مقاومت قابل توجهی دارند، هنوز یک مانع مهم و عمده برای برقراری ضرایب R و C_d می‌باشد [۴۵].

برای مطالعه بیشتر در مورد ضریب رفتار به پایان‌نامه آقای محسن ابراهیمیان تحت عنوان "

تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی "مراجعه شود [۵۴].

فصل ۳

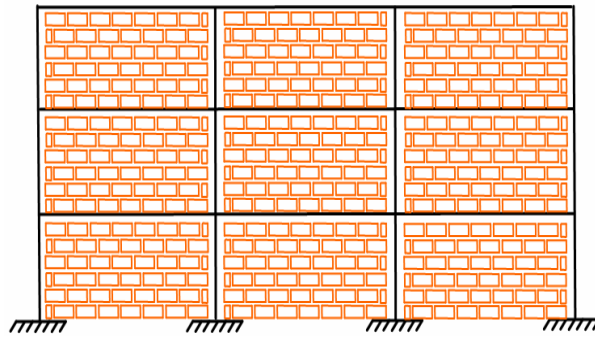
نتایج تحلیل الاستیک

۳-۱-۱- مدل سازی

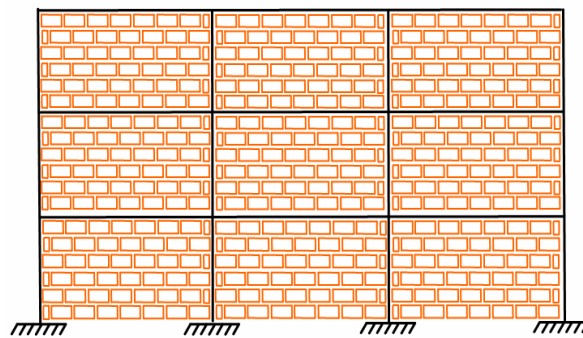
۳-۱-۱- طراحی سازه‌های مورد مطالعه و فرضیات

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق، قاب‌های ۳ طبقه ۳ دهانه، ۵ طبقه ۳ دهانه، ۹ طبقه ۳ دهانه می‌باشند. طول دهانه‌ها برابر ۵,۵ متر و ارتفاع طبقه اول ۳,۵ متر و ارتفاع طبقات دیگر ۳ متر می‌باشد. چیدمان دیوار هم به ۵ حالت: وجود دیوار بدون اتصال به قاب، هر ۳ دهانه، ۱ دهانه وسط با ۲ حالت کلی و طبقه نرم می‌باشد. در شکل ۳-۱ تا ۳-۵ حالت‌های مختلف قرارگیری دیوار برای سازه ۳ طبقه با دیوار ۱۷ سانتی متری نشان داده شده است. سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط بوده و خاک منطقه نوع ۲ در نظر گرفته شد.

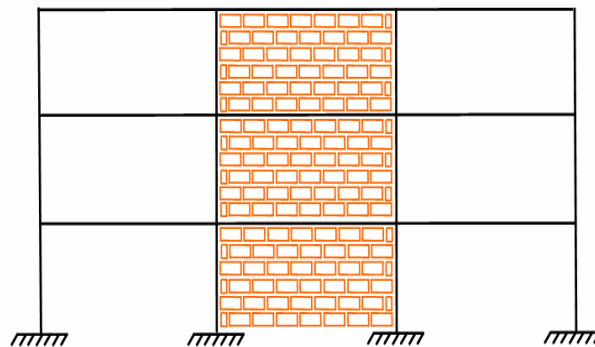
به جهت آنکه هدف بررسی اثر دیوار پرکننده آجری بر رفتار سازه می‌باشد، قاب‌های مذکور طبق روال موجود در طراحی بدون هرگونه دیوار پرکننده بر اساس آخرین استانداردهای موجود در ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند. طراحی سازه‌ها با نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است. برای بارگذاری ثقلی قاب‌ها از مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم (آیین‌نامه ۵۱۹ بارهای وارد بر ساختمان) و برای بارگذاری لرزه‌ای از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم استفاده شده است. بار مرده بر واحد سطح در بام ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و در طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده در بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و در طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شد. بار مرده دیوار ۱۷ سانتی‌متری ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع دیوار و بار مرده دیوار ۲۳ سانتی‌متری ۱۳۳ کیلوگرم بر مترمربع دیوار در نظر گرفته شد.



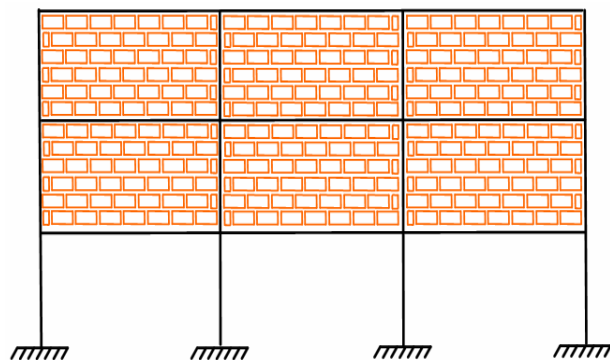
شکل ۱-۳ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری با وجود درز در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری



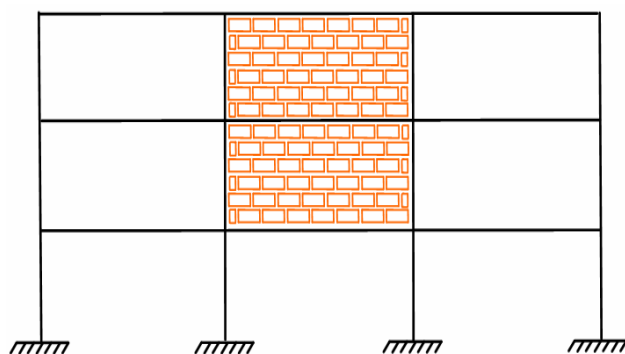
شکل ۲-۳ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در تمام دهانه‌ها در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری



شکل ۳-۳ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در دهانه وسطی در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی متری

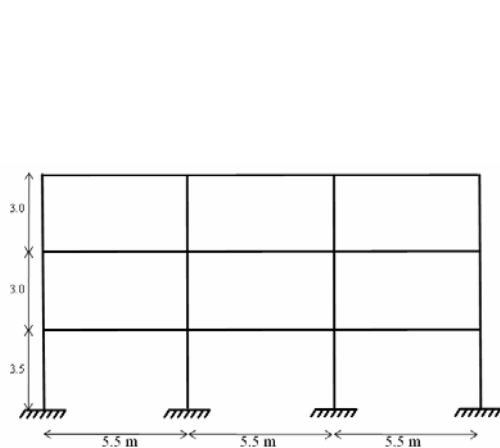


شکل ۳-۴ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در تمام دهانه‌ها در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی‌متری در حالت طبقه نرم

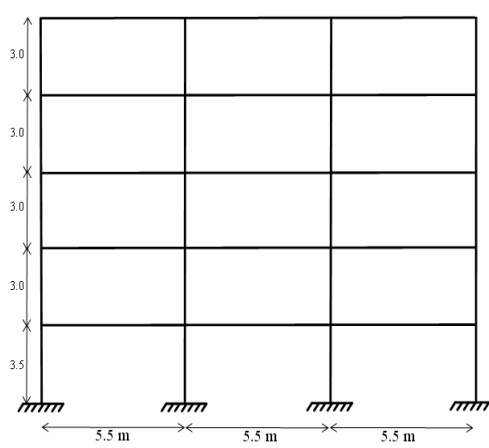


شکل ۳-۵ الگوهای قرارگیری دیوار پرکننده آجری متصل با قاب در دهانه وسطی در ساختمان ۳ طبقه برای دیوار ۱۷ سانتی‌متری در حالت طبقه نرم

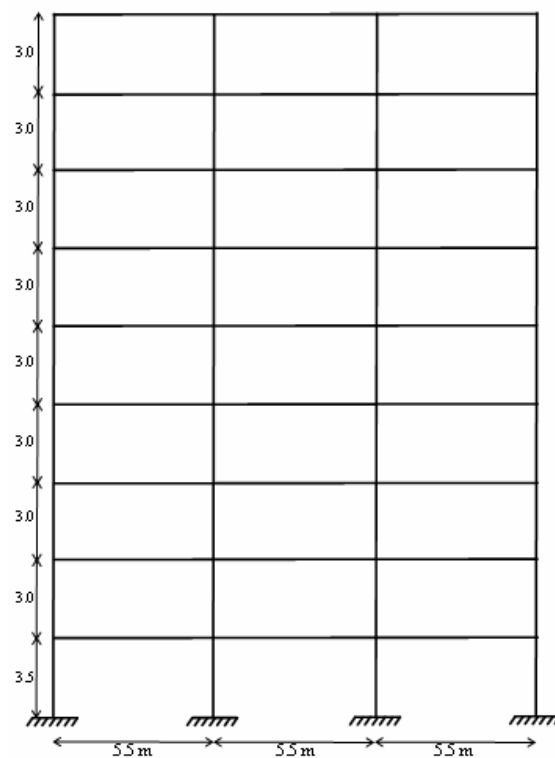
در شکل‌های ۳-۶ تا ۳-۸ نمای سازه‌ها مشخص شده است.



شکل ۳-۶ نمای سازه ۳ طبقه

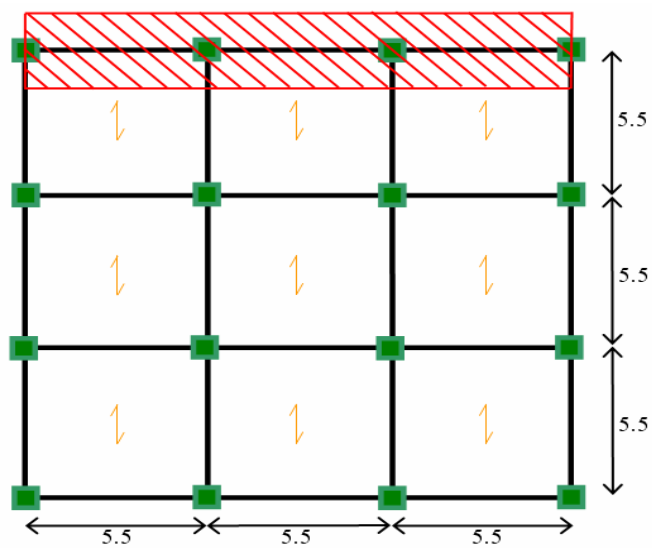


شکل ۳-۷ نمای سازه ۵ طبقه



شکل ۳-۸ نمای سازه ۹ طبقه

پلان سازه‌های مورد بررسی به صورت زیر می‌باشد.



شکل ۳-۹ پلان تمام سازه‌ها

۳-۱-۱-۱- طراحی سازه ۳ طبقه

وزن قاب با در نظر گرفتن بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بار زنده، بعنوان بار موثر لرزه‌ای برابر با ۲۰۷,۳۱۳ تن خواهد بود. محاسبات نیروی جانبی ناشی از زمین‌لرزه با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر می‌باشد:

$$A = 0.3$$

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.07 \times (9.5)^{\frac{3}{4}} = 0.378$$

$$T_0 < T < T_s \rightarrow B = S + 1 = 2.5$$

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$C = \frac{ABI}{R} = 0.107$$

$$V = CW = 0.107 \times 207313 = 22212.16 \text{ Kg} = 22.2 \text{ Ton}$$

برش پایه محاسبه شده یعنی ۲۲,۲ تن، سهم قاب محور ۱ خواهد بود. با در نظر گرفتن بارگذاری فوق و فرضیات بیان شده جزئیات مقاطع طراحی شده در جدول ۳-۱ خلاصه شده است.

جدول ۳-۱ جزئیات مقاطع قاب ۳ طبقه

طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد †	آرماتور ‡	ابعاد	آرماتور فوقانی / آرماتور تحتانی
۱	۴۵ × ۴۵	۱۲ # ۲۵	۴۵ × ۴۰	۴ # ۲۰ / ۲ # ۲۰
۲	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۱۸	۴۰ × ۳۵	۶ # ۲۰ / ۲ # ۲۰
۳	۳۵ × ۳۵	۱۲ # ۱۸	۳۵ × ۳۵	۳ # ۲۰ / ۲ # ۲۰

† ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

‡ قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

۳-۱-۱-۲- طراحی سازه ۵ طبقه

وزن قاب با در نظر گرفتن بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بار زنده، بعنوان بار موثر لرزه‌ای برابر با ۳۷۰,۶۵۷ تن خواهد بود. محاسبات نیروی جانبی ناشی از زمین‌لرزه با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر می‌باشد:

$$A = 0.3$$

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.07 \times (15.5)^{\frac{3}{4}} = 0.5468$$

$$T > T_s \rightarrow B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \left(\frac{0.5}{0.5468} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.3552$$

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$C = \frac{ABI}{R} = 0.1$$

$$V = CW = 0.1 \times 370657 = 37065.7Kg = 37.06Ton$$

برش پایه محاسبه شده یعنی ۳۷,۰۶ تن، سهم قاب محور ۱ خواهد بود. با در نظر گرفتن بارگذاری فوق و فرضیات بیان شده جزئیات مقاطع طراحی شده در جدول ۳-۲ خلاصه شده است.

جدول ۳-۲ جزئیات مقاطع قاب ۵ طبقه

تیر			ستون		طبقه
آرماتور تحتانی	آرماتور فوقانی	ابعاد	آرماتور †	ابعاد †	
۲ # ۲۰	۶ # ۲۰	۵۰ × ۴۰	۱۶ # ۲۵	۵۵ × ۵۵	۱
۴ # ۲۰	۶ # ۲۰	۵۰ × ۴۰	۱۶ # ۲۰	۵۰ × ۵۰	۲
۴ # ۲۰	۶ # ۲۰	۴۵ × ۴۰	۱۲ # ۲۰	۴۵ × ۴۵	۳
۲ # ۲۰	۵ # ۲۰	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۲۰	۴۰ × ۴۰	۴
۲ # ۲۰	۳ # ۲۰	۳۵ × ۳۵	۱۲ # ۲۰	۳۵ × ۳۵	۵

† ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

† قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

۳-۱-۱-۳- طراحی سازه ۹ طبقه

وزن قاب با در نظر گرفتن بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بار زنده، بعنوان بار موثر لرزه‌ای برابر با ۸۰۴،۱۷۴ تن خواهد بود. محاسبات نیروی جانبی ناشی از زمین‌لرزه با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر می‌باشد:

$$A = 0.3$$

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.07 \times (27.5)^{\frac{3}{4}} = 0.8406$$

$$T > T_s \rightarrow B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \left(\frac{0.5}{0.8406} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.76816$$

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$C = \frac{ABI}{R} = 0.0754$$

$$V = CW = 0.0754 \times 804174.5 = 60634.7573 \text{ Kg} = 60.63 \text{ Ton}$$

برش پایه محاسبه شده یعنی ۶۰،۶۳ تن، سهم قاب محور ۱ خواهد بود. با در نظر گرفتن

بارگذاری فوق و فرضیات بیان شده جزئیات مقاطع طراحی شده در جدول ۳-۳ مشاهده می‌شود.

جدول ۳-۳ جزئیات مقاطع قاب ۹ طبقه

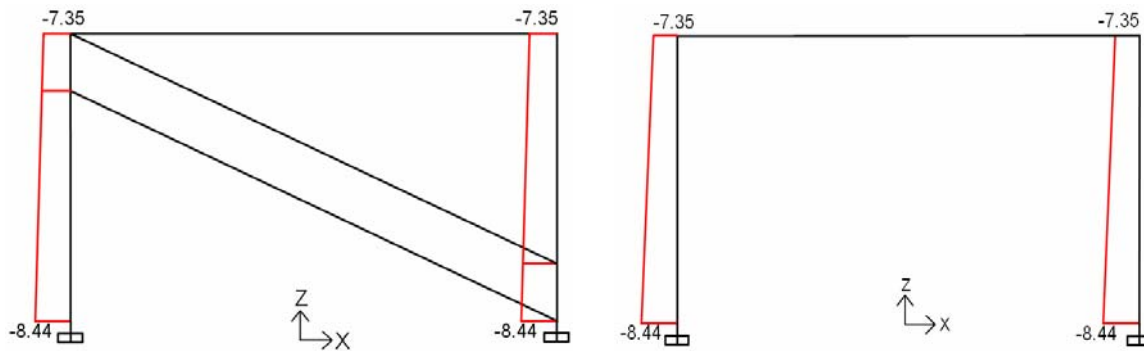
تیر			ستون		طبقه
آرماتور تحتانی	آرماتور فوقانی	ابعاد	آرماتور ∇	ابعاد ∇	
۳ # ۲۰	۶ # ۲۰	۶۵ × ۴۵	۱۲ # ۲۲	۶۵ × ۶۵	۱
۴ # ۲۰	۷ # ۲۰	۶۵ × ۴۵	۱۲ # ۲۲	۶۵ × ۶۵	۲
۴ # ۲۰	۷ # ۲۰	۵۵ × ۴۵	۱۲ # ۱۸	۵۵ × ۵۵	۳
۴ # ۲۰	۷ # ۲۰	۵۵ × ۴۵	۱۲ # ۱۸	۵۵ × ۵۵	۴
۴ # ۲۰	۷ # ۲۰	۵۵ × ۴۵	۱۲ # ۱۸	۵۵ × ۵۵	۵
۳ # ۲۰	۶ # ۲۰	۵۰ × ۴۵	۱۲ # ۱۸	۵۰ × ۵۰	۶
۲ # ۲۰	۶ # ۲۰	۴۵ × ۴۰	۱۲ # ۱۸	۴۵ × ۴۵	۷
۲ # ۲۰	۵ # ۲۰	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۱۸	۴۰ × ۴۰	۸
۲ # ۲۰	۴ # ۲۰	۳۵ × ۳۵	۱۲ # ۱۸	۳۵ × ۳۵	۹

∇ ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

∇ قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

۳-۲- توزیع نیروهای محوری، برشی و خمشی در قاب ۱ دهانه ۱ طبقه

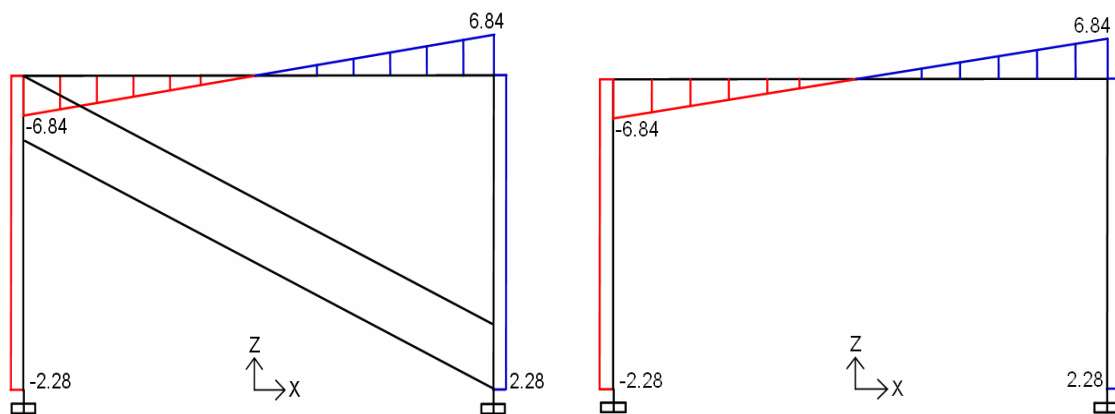
نیروهای محوری در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار ثقل در شکل ۳-۱۰ و ۳-۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۱ نیروی محوری تحت بار ثقل در حالت اتصال دیوار با قاب

شکل ۳-۱۰ نیروی محوری تحت بار ثقل در حالت عدم اتصال دیوار با قاب

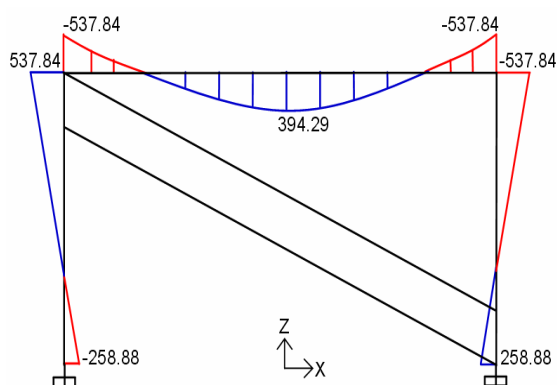
نیروهای برشی در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار ثقل در شکل ۳-۱۲ و ۳-۱۳ نشان داده شده است.



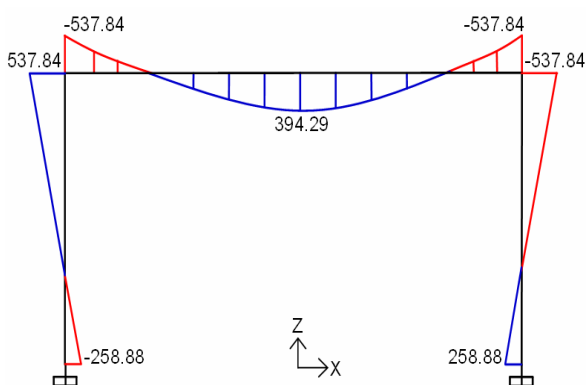
شکل ۳-۱۳ نیروی برشی تحت بار ثقل در حالت اتصال دیوار با قاب

شکل ۳-۱۲ نیروی برشی تحت بار ثقل در حالت عدم اتصال دیوار با قاب

لنگرهای خمشی در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار ثقل در شکل ۳-۱۴ و ۳-۱۵ نشان داده شده است

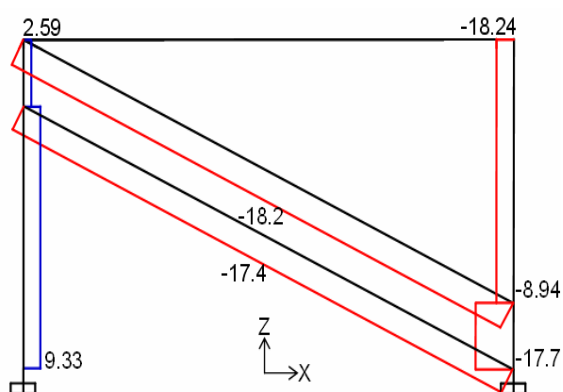


شکل ۳-۱۵ لنگرهای خمشی تحت بار ثقل در حالت
اتصال دیوار با قاب



شکل ۳-۱۴ لنگرهای خمشی تحت بار ثقل در حالت عدم
اتصال دیوار با قاب

نیروهای محوری در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار جانبی در مرحله قبل از شکست ستون بتنی در شکل ۳-۱۶ و ۳-۱۷ نشان داده شده است.

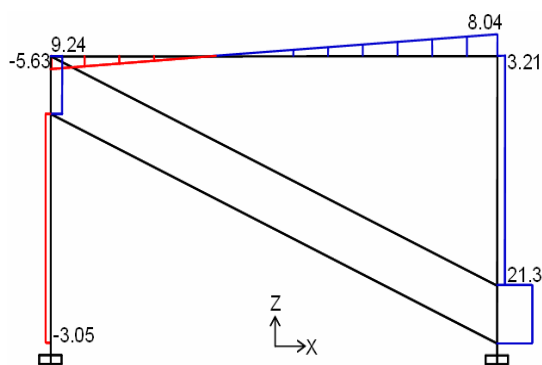


شکل ۳-۱۷ نیروی محوری تحت بار جانبی در حالت اتصال
دیوار با قاب

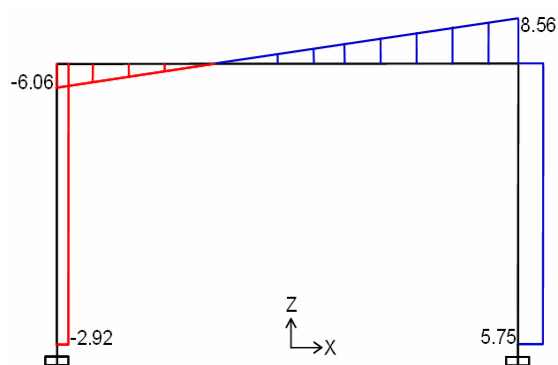


شکل ۳-۱۶ نیروی محوری تحت بار جانبی در حالت عدم
اتصال دیوار با قاب

نیروهای برشی در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار جانبی در مرحله قبل از شکست ستون بتنی در شکل ۳-۱۸ و ۳-۱۹ نشان داده شده است.



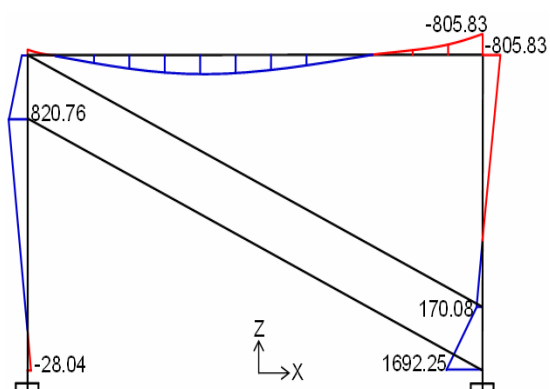
شکل ۳-۱۹ نیروی برشی تحت بار جانبی در حالت اتصال دیوار با قاب



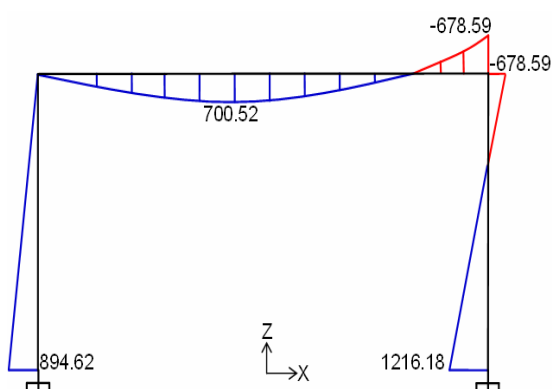
شکل ۳-۱۸ نیروی برشی تحت بار جانبی در حالت عدم اتصال دیوار با قاب

همانطور که در شکل ۳-۱۸ مشاهده می‌شود در حالت عدم وجود دیوار پرکننده برش‌ها به صورت یکنواخت در طول ستون پخش شده است، در صورتی که در شکل ۳-۱۹ مشاهده می‌شود در حالت وجود دیوار نیروهای برشی در محل اتصال دیوار با قاب بتنی افزایش قابل توجهی یافته است که این افزایش ناشی از کاهش طول مؤثر ستون می‌باشد که نتیجه آن افزایش سختی و جذب نیروی بیشتر خواهد بود.

لنگرهای خمشی در حالت قاب بدون در نظر گرفتن اتصال دیوار با قاب بتنی و همچنین در حالت اتصال دیوار پرکننده با قاب بتنی تحت بار جانبی در مرحله قبل از شکست ستون بتنی در شکل ۳-۲۰ و ۳-۲۱ نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۱ لنگرهای خمشی تحت بار جانبی در حالت اتصال دیوار با قاب



شکل ۳-۲۰ لنگرهای خمشی تحت بار جانبی در حالت عدم اتصال دیوار با قاب

همانطور که در شکل ۳-۲۰ مشاهده می‌شود در حالت عدم وجود دیوار پرکننده لنگرهای خمشی به صورت تقریباً مثلثی پخش شده است، در صورتی که در شکل ۳-۲۱ مشاهده می‌شود در حالت وجود دیوار لنگرهای خمشی در محل اتصال دیوار با قاب بتنی افزایش قابل توجهی یافته است که این افزایش ناشی از کاهش طول مؤثر ستون می‌باشد که نتیجه آن افزایش سختی و جذب نیروی بیشتر خواهد بود.

۳-۳- اثر دیوار روی پریود سازه

پریود اصلی سازه یکی از خصوصیات اصلی ساختمان است. پریود، نشان دهنده‌ی نسبت جرم به سختی سازه است. در محاسبات طراحی برای یک زلزله با شدت مشخص، پریود سازه، مهمترین عامل تعیین نیروی استاتیکی معادل است.

در فرایند طراحی، مصالح ساختمان دارای رفتار خطی الاستیک فرض می‌شوند. از اثرات اجزای غیر سازه‌ای (مانند تیغه‌بندی و غیره) صرف نظر می‌شود. همچنین شکل ساده‌ای برای مود اصلی ارتعاش سازه در نظر گرفته می‌شود، در حالی که وجود دیوار می‌تواند پریود را تا نصف کاهش دهد. در این‌جا با محاسبه‌ی پریود سازه در حالت‌های مختلف وجود دیوار و مقایسه آن‌ها با حالت قاب خالی اثر دیوار روی پریود سازه را بررسی می‌کنیم. اثر ترک‌خوردگی نیز با وارد کردن بار ثقلی و سپس محاسبه‌ی پریود در نظر گرفته شده است.

همچنین اثر بار ثقلی را در ترک‌خوردگی و زیاده‌تر شدن پریود سازه بررسی می‌کنیم و نشان می‌دهیم که گفته‌ی آیین‌نامه (تبصره ۲ بند ۲-۳-۶) در این مورد که اثر ترک‌خوردگی روی پریود را در سازه‌های بتنی با در نظر گرفتن ممان اینرسی مقاطع تیرها برابر $0.5I_g$ و ممان اینرسی مقاطع ستون‌ها برابر I_g وارد می‌کند، درست می‌باشد.

۳-۳-۱- بررسی تطبیقی آیین‌نامه‌های مختلف دنیا در مورد اثر دیوار پرکننده‌ی

آجری

۳-۳-۱-۱- مقایسه‌ی آیین‌نامه‌ی کشورهای مختلف:

در یک دسته‌بندی کلی می‌توان گفت که آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کشورهای مختلف دنیا در دو گروه جای می‌گیرند. برخی از آن‌ها اثرات دیوار را در طراحی سازه لحاظ می‌کنند و برخی دیگر نیز این اثر را در نظر نمی‌گیرند. تعداد محدودی از آیین‌نامه‌ها به‌طور مشخص توصیه می‌کنند که دیوارهای بنایی از قاب‌ها ایزوله شوند تا تأثیری در سختی و مقاومت ساختمان نداشته باشند

(نیوزلند 1996 SNIP-II-7-81، روسیه 1995 NZS-3101) در صورتی که دیوارها از قاب ایزوله شوند در فرآیند تحلیل و طراحی نیز لحاظ نمی‌شوند. در این صورت هرچند از آثار منفی تماس دیوار با قاب، جلوگیری می‌شود ولی از اثرات مثبت آن نیز نمی‌توان استفاده کرد.

برخی از آیین‌نامه‌ها نیز ترجیح می‌دهند از مزایای دیوار آجری در افزایش سختی اولیه و مقاومت جانبی ساختمان استفاده کنند. در این صورت باید اثر وجود دیوار در فرایند تحلیل و طراحی ساختمان موردنظر قرار گیرد به عبارت دیگر این آیین‌نامه‌ها تمایل دارند که از تمام پتانسیل دیوارهای پرکننده به‌عنوان اولین خط دفاعی در مقابل زلزله استفاده کنند.

در جدول ۳-۴ فهرست آیین‌نامه‌ی کشورهای مورد بحث ارائه شده است. مشاهده می‌شود که برخی از آیین‌نامه‌ها شباهت زیادی به یکدیگر دارند. زیرا معمولاً کمیته‌های تدوین هر آیین‌نامه، با آیین‌نامه‌ی سایر کشورها نیز به خوبی آشنا هستند.

IBC (ICC 2003) سیستم‌های متعددی به همراه قاب بتن مسلح و مصالح بنایی برای سازه‌های جدید ارائه داده است. ولی استفاده از دیوار پرکننده‌ی بنایی غیرمسلح را مجاز نمی‌داند.

جدول ۳-۴ فهرست آیین‌نامه‌ی کشورهای مختلف [۶]

کشور (آیین‌نامه)	D^1	T_a^2	قاب	دیوار	پلان	نما	K^3	جابه‌جایی	σ_i^4	K_i^5	O^6	خارج از صفحه
آلبانی (۱۹۸۹)	Y	Y	×	×	×	×	1.2 – 1.5	×	×	×	×	×
الجزایر (۱۹۸۸)	Y	Y	25	×	×	×	1.42	×	×	×	×	×
بلغارستان (۱۹۸۷)	Y	×	×	×	×	Y	1.5 – 3.0 ^v	×	×	×	×	×
چین (۱۹۸۹) (GBJ-11-89)	Y	×	×	×	×	×	×	Y	×	×	×	×
کلمبیا (۱۹۸۸)	Y	Y	25	10 0	×	×	×	Y	×	×	×	×
کاستاریکا (۱۹۸۶)	Y	Y	×	×	Y	Y	×	Y	×	×	×	×
مصر (۱۹۸۸)	Y	Y	25	10 0	×	×	2	×	×	×	×	×
اتیوپی (۱۹۸۳) (ESCP-1)	Y	Y	25	10 0	×	×	1.25	×	×	×	×	×
یوروکد ۸ (۲۰۰۳)	Y	Y	50-60	×	Y	Y	1.2	Y	×	×	Y	Y
فرانسه (۱۹۹۰) (AFPS-90)	Y	Y	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
آمریکا (IBC-2003)	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
هند (۲۰۰۲) (IS-1893)	Y	Y	×	×	×	Y	×	×	×	×	×	×
نپال (۱۹۹۵) (NBC-105)	Y	Y	25	×	Y	Y	2.0	Y	Y	×	Y	Y
فیلیپین (۱۹۹۲) (NSCP)	Y	Y	×	×	×	×	1.5	×	×	×	×	×
ونزوئلا (۱۹۸۸)	Y	Y	25	×	×	×	×	×	×	×	×	×
FEMA-306 [^]	Y	×	×	×	×	×	×	×	Y	Y	Y	Y

^۱ باید برای ساختمان‌های نامنظم، سازه‌های بلند، ساختمان‌های مهم و سازه‌های واقع در نواحی با لرزه‌خیزی بالا مورد تحلیل دینامیکی قرار گیرند.

^۲ T_a عبارت است از پریود اصلی ارتعاش برای قاب‌های بتنی دارای دیوار پرکننده‌ی آجری

^۳ K عبارت است از نسبت نیروهای طرح لرزه‌ای برای قاب‌های بتن مسلح دارای دیوار پرکننده‌ی آجری به قاب‌های بتن مسلح بدون

دیوار به علت تفاوت در ضریب کاهش پاسخ

^۴ σ_i عبارت است از مقاومت دیوار پرکننده‌ی آجری

^۵ K_i عبارت است از سختی دیوار پرکننده‌ی آجری

^۶ O بازشوها در دیوار پرکننده‌ی آجری

^۷ ضریب پاسخ برای ساختمان‌های با طبقه‌ی نرم باید به اندازه‌ی دو برابر مقدار مربوط به ساختمان‌های منظم دارای دیوار پرکننده و سه برابر مقدار مربوط به ساختمان‌های بدون دیوار پرکننده افزایش یابد.

۳-۱-۳-۲- روابط تجربی برای پریود طبیعی [۳]

توجه شود که وجود دیوار آجری در ساختمان باعث افزایش جرم و سختی می‌شود ولی تأثیر آن در افزایش سختی، دارای اهمیت بیشتری است. به‌علت افزایش سختی، پریود ساختمان‌های دارای دیوار آجری، کمتر از حالت بدون دیوار است. در نتیجه نیروهای طراحی در حالت وجود دیوار، عموماً بیشتر از حالت قاب بدون دیوار است. با این وجود تعداد اندکی از آیین‌نامه‌ها اثر وجود دیوار آجری را مستقیماً در کاهش پریود طبیعی ساختمان، منظور می‌کنند.

آیین‌نامه‌های متعددی نظیر هند (2002) IS-1893، کلمبیا (1998) NSR-98، آیین‌نامه‌ی مصر (۱۹۸۸)، آیین‌نامه‌ی ونزئلا (۱۹۸۸)، اتیوپی (1983) ESCP-1، آلبانی (۱۹۸۹) و تایلند رابطه‌ی زیر را برای تعیین پریود طبیعی ساختمان‌های بتنی دارای دیوار آجری پیشنهاد می‌دهند:

$$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}} \text{ units} \left\{ \begin{matrix} T_a & : & s \\ h, d & : & m \end{matrix} \right\} \quad (1-3)$$

که در آن h ارتفاع ساختمان و d بعد ساختمان در جهت نیروی زلزله است.

برای تخمین T_a ، آیین‌نامه‌ی فرانسه (AFPS-90 1990) رابطه‌ی زیر را برای تعیین پریود این ساختمان‌ها پیشنهاد می‌کند:

$$T_a = 0.06 \frac{h}{\sqrt{d}} \sqrt{\frac{h}{2d+h}} \text{ units: } \{T : s\} \quad (2-3)$$

آیین‌نامه‌ی کاستاریکا (۱۹۸۶) برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی دارای دیوار آجری، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T_a = 0.08 N \quad (3-3)$$

که در آن N تعداد طبقات ساختمان است. کاهش ۲۰ درصدی در مقدار پریود در مقایسه با $T_a = 0.1N$ برای در نظر گرفتن سختی دیوارها است.

آیین‌نامه‌ی الجزیره (۱۹۸۸)، برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی با و بدون دیوار آجری، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T_a = C_t h_N^{0.75} \quad (۴-۳)$$

عدم وجود دیوار پرکننده:

$$C_t = 0.075 \quad (۵-۳)$$

در صورت وجود دیوار پرکننده:

$$C_t = 0.05 \quad (۶-۳)$$

با دقت در روابط (۱-۳) تا (۳-۳) از آیین‌نامه‌های مختلف مشاهده می‌شود که T_a ، تابعی از مقدار دیوار در طبقات مختلف و توزیع آن در ارتفاع نیست. برخی از آیین‌نامه‌ها نظیر EC8 2003، کلمبیا 1998 NSR-98، فیلیپین 1992 NSCP، روش‌های واقع‌بینانه‌ترینی برای تعیین T_a پیشنهاد داده‌اند.

EC8 استفاده از رابطه‌ی زیر را برای ساختمان‌هایی با ارتفاع ۴۰ متر یا کمتر پیشنهاد می‌کند:

$$T_a = C_t h^{0.75} \quad (۷-۳)$$

که در آن

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (۸-۳)$$

و

$$A_c = \sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h} \right); \frac{l_{wi}}{h} \leq 0.9 \quad \text{units:} \begin{cases} A_c, A_i & \text{in } m^2 \\ l_{wi} & \text{in } m \end{cases} \quad (۹-۳)$$

که در آن C_t ضریب تصحیح برای دیوار آجری است. A_c اثر وجود دیوار آجری در طبقه‌ی اول

را لحاظ می‌کند. A_i سطح مقطع مؤثر دیوار i در طبقه‌ی اول و l_{wi} طول دیوار i در طبقه‌ی اول در جهت موردنظر است.

ویرایش قدیمی آیین‌نامه‌ی کلمبیا (NSR-84 1984) معادله‌ی (۳-۱) را برای تعیین T_a پیشنهاد کرده است که در آن d شامل اثر توزیع دیوار آجری در قاب است:

$$d = d_{s \max} \sum_{s=1}^{N_s} \left(\frac{d_s}{d_{s \max}} \right)^2 \quad \text{units: } \{d, d_s, d_{s \max} \text{ in } m\} \quad (۳-۱۰)$$

که در آن d_s طول قطعه دیوار، $d_{s \max}$ طول بزرگترین قطعه دیوار و N_s تعداد قطعات دیوار در جهت موردنظر است. انتظار می‌رود که با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۰)، مقدار T_a در مقایسه با معادله‌ی (۳-۱) دارای دقت بیشتری است. در نسخه‌ی بعدی آیین‌نامه‌ی کلمبیا (NSR-98 1998)، معادلات (۳-۷) و (۳-۸) برای تعیین T_a و C_t پیشنهاد شده است با این تفاوت که مقدار حد بالای C_t به $۰/۰۷$ محدود شده و رابطه‌ی جدیدی برای تعیین A_c پیشنهاد شده است:

$$A_c = \sum A_i \left(0.02 + \left(\frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \right); \quad \frac{l_{wi}}{h} \leq 0.9 \quad (۳-۱۱)$$

$$C_t \leq 0.07$$

آیین‌نامه‌های بنگلادش و السالوادور، برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهند:

$$T = C_v h^{0.75} \quad (۳-۱۲)$$

$$C_v = 0.073 \quad (۳-۱۳)$$

آیین‌نامه‌ی نپال، برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T = 0.06 h^{0.75} \quad (۳-۱۴)$$

آیین‌نامه‌ی سوریه، برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T = \gamma_t h^{0.75} \quad (۱۵-۳)$$

$$\gamma_t = 0.0731 \quad (۱۶-۳)$$

آیین‌نامه‌ی آمریکا، برای تعیین پریود ساختمان‌های بتنی رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T_a = C_t h^x \quad (۱۷-۳)$$

$$\gamma_t = 0.055 \quad , \quad x = 0.75 \quad (۱۸-۳)$$

۳-۳-۲- قاب ۳ طبقه:

نتایج محاسبه‌ی پریود در حالات مختلف در جداول زیر نشان داده شده است:

جدول ۳-۵ اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه

23 cm infill wall		17 cm infill wall		Infill
3 bay	1 bay	3 bay	1 bay	No. of Infill
0.3788	0.3788	0.3788	0.3788	T1 2800
0.303	0.303	0.303	0.303	T1 2800+Masonry
0.66891	0.66891	0.66891	0.6689	Sap 0.5Ig, Ig(Bare Frame)
0.26719	0.53304	0.29924	0.54406	T1 sap + strut
0.506613	0.506613	0.506613	0.506613	OpenSees befor gravity load
0.661279	0.661279	0.661279	0.661279	T1 OpenSees bare frame
0.240211	0.493998	0.270353	0.519768	T1 Op + strut
0.9375	0.3125	0.9375	0.3125	Masonry area %
0.8	0.8	0.8	0.8	T Coefficient 2800
0.39944	0.75247	0.44735	0.81335	T Coefficient Sap
0.36325	0.74703	0.40833	0.766	T Coefficient OpenSees

در این جداول (T₁ 2800) از رابطه ۳-۱۹ که همان رابطه (۲-۶) آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد

به‌دست می‌آید و (T₁ 2800+Masonry) از رابطه ۳-۲۰ بدست می‌آید.

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \quad (۱۹-۳)$$

$$T = 0.056H^{\frac{3}{4}} \quad (۲۰-۳)$$

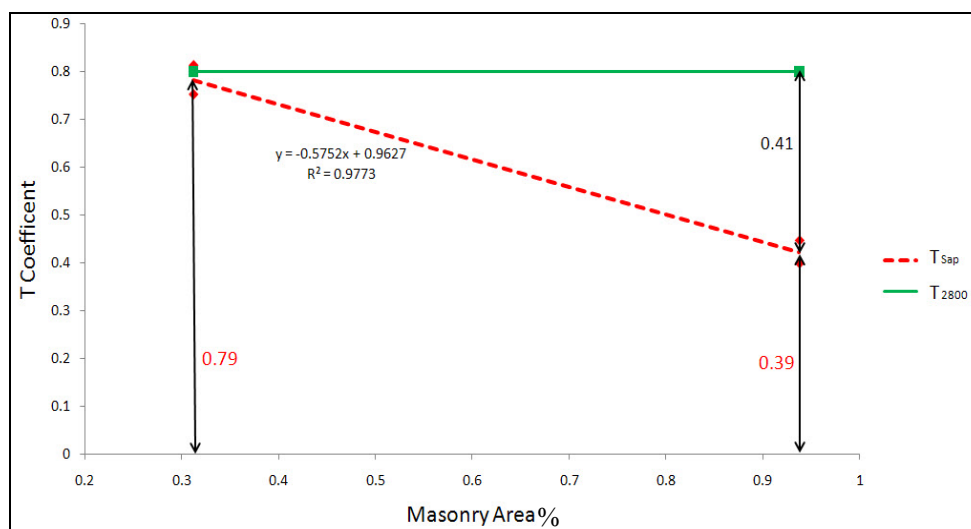
همان‌طور که در جدول ۳-۵ دیده می‌شود پریود مود اول در قاب خالی در نرم‌افزار Sap با در

نظر گرفتن ممان اینرسی مقاطع تیرها برابر $0.5I_g$ و ممان اینرسی مقاطع ستون‌ها برابر I_g برابر

۰/۶۶۸۹۱ می باشد و با عدد ۰/۶۶۱۲۷ که پریود مود اول در نرم افزار OpenSees بعد از اعمال بار ثقلی

است تقریباً یکی می باشد، که این تصدیق تبصره ۲ بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد.

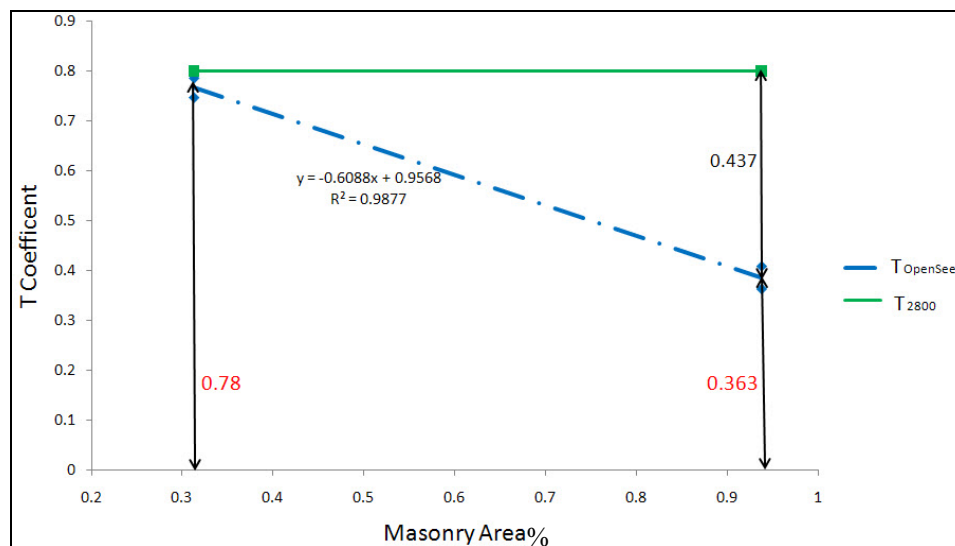
در جدول ذکر شده مشاهده می شود که در حالت های وجود دیوار پریود سازه کمتر می شود که بیانگر این مطلب است که سازه سخت تر می شود. در شکل ۲۲-۳ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم افزار SAP سنجیده شده است. این نسبت در آیین نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود دیوار برابر ۰/۸ معرفی شده است در حالی که در بعضی حالات به عدد ۰/۴ هم می رسد، که این نشان می دهد آیین نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است زیرا با کمتر شدن پریود نیروی برش پایه ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می شود در حالی که به اشتباه سازه برای برش پایه ای کوچکتری طراحی شده است.



شکل ۲۲-۳ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار SAP (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

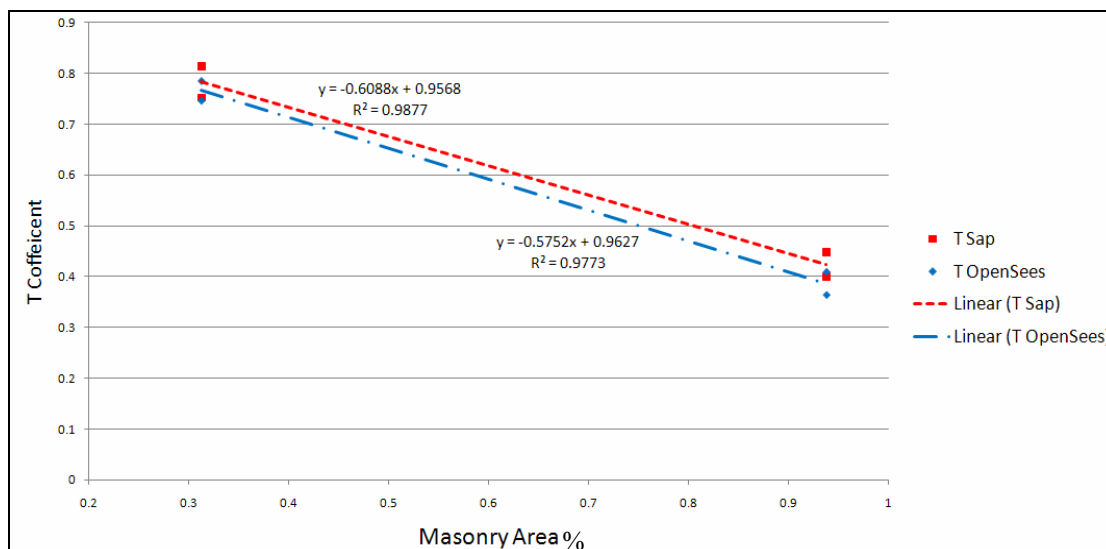
در شکل ۲۳-۳ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم افزار OpenSees سنجیده شده است. این نسبت در آیین نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود دیوار برابر ۰/۸ معرفی شده است در حالی که در بعضی حالات به عدد ۰/۳۶۳ هم می رسد، که این نشان می دهد آیین نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است زیرا با کمتر

شدن پریود نیروی برش پایه‌ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می‌شود در حالی که به اشتباه سازه برای برش پایه‌ی کوچکتری طراحی شده است.



شکل ۳-۲۳ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

در شکل ۳-۲۴ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در دو نرم‌افزار OpenSees و Sap مقایسه شده است.



شکل ۳-۲۴ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

همانطور که در شکل مشاهده می‌شود اختلاف اندکی بین دو نرم‌افزار وجود دارد که این اختلاف ناشی از عدم در نظر گرفتن میلگردها در محاسبه سختی در نرم‌افزار Sap می‌باشد.

۳-۳-۳- قاب ۵ طبقه

نتایج محاسبه‌ی پریود در حالات مختلف در جداول زیر نشان داده شده است:

جدول ۳-۶ اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه

23 cm infill wall		17 cm infill wall		Infill
3 bay	1 bay	3 bay	1 bay	No. of Infill
0.5468	0.5468	0.5468	0.5468	T1 2800
0.4374	0.4374	0.4374	0.4374	T1 2800+Masonry
1.1049	1.1049	1.1049	1.1049	sap 0.5 Ig , Ig(Bare Frame)
0.41915	0.7442	0.46651	0.79643	T1 sap + strut
0.6878	0.6878	0.6878	0.6878	opensees before gravity load
0.9907	0.9907	0.9907	0.9907	T1 opensees bare frame
0.3625	0.6590	0.3955	0.7131	T1 op + strut
0.9375	0.3125	0.9375	0.3125	Masonry area %
0.8	0.8	0.8	0.8	T Coefficient 2800
0.3793	0.6735	0.4222	0.7208	T Coefficient Sap
0.3659	0.6651	0.3992	0.7197	T Coefficient OpenSees

در این جداول (T₁ 2800) از رابطه ۳-۲۱ که همان رابطه (۲-۶) آیین‌نامه ۲۸۰۰ می باشد

به‌دست می‌آید و (T₁ 2800+Masonry) از رابطه ۳-۲۲ بدست می‌آید.

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۲۱)$$

$$T = 0.056H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۲۲)$$

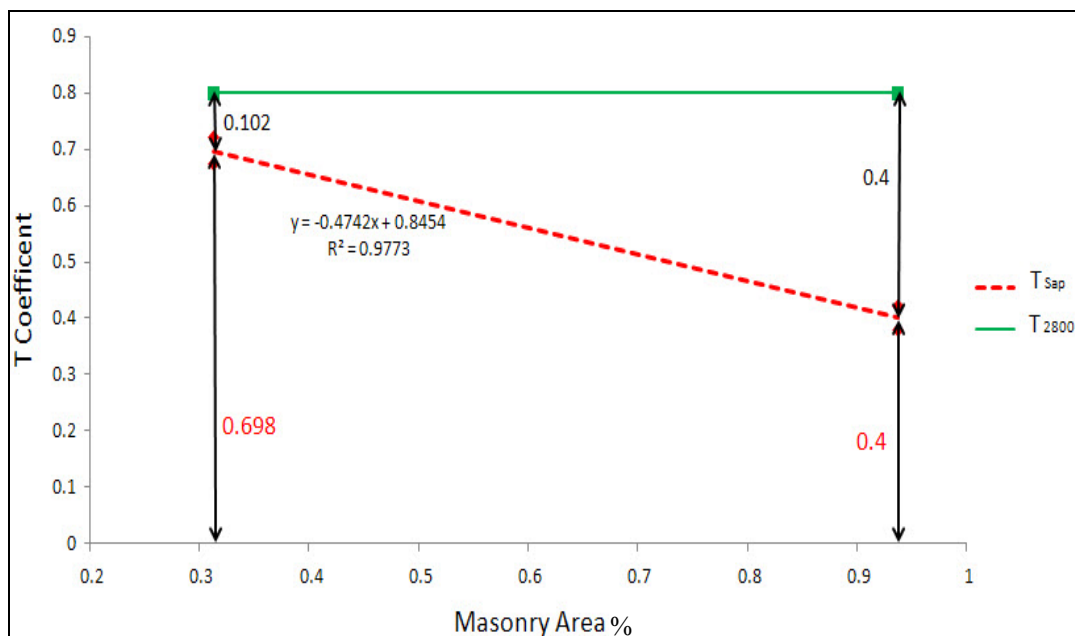
همان‌طور که در جدول ۳-۶ دیده می‌شود پریود مود اول در قاب خالی در نرم‌افزار Sap با در

نظر گرفتن ممان اینرسی مقاطع تیرها برابر $0.5I_g$ و ممان اینرسی مقاطع ستون‌ها برابر I_g برابر

۱/۱۰۴۹ می‌باشد و به عدد ۰/۹۹۰۷ که پریود مود اول در نرم‌افزار OpenSees بعد از اعمال بار ثقلی

است خیلی نزدیک می‌باشد، که این تصدیق تبصره ۲ بند ۲-۳-۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

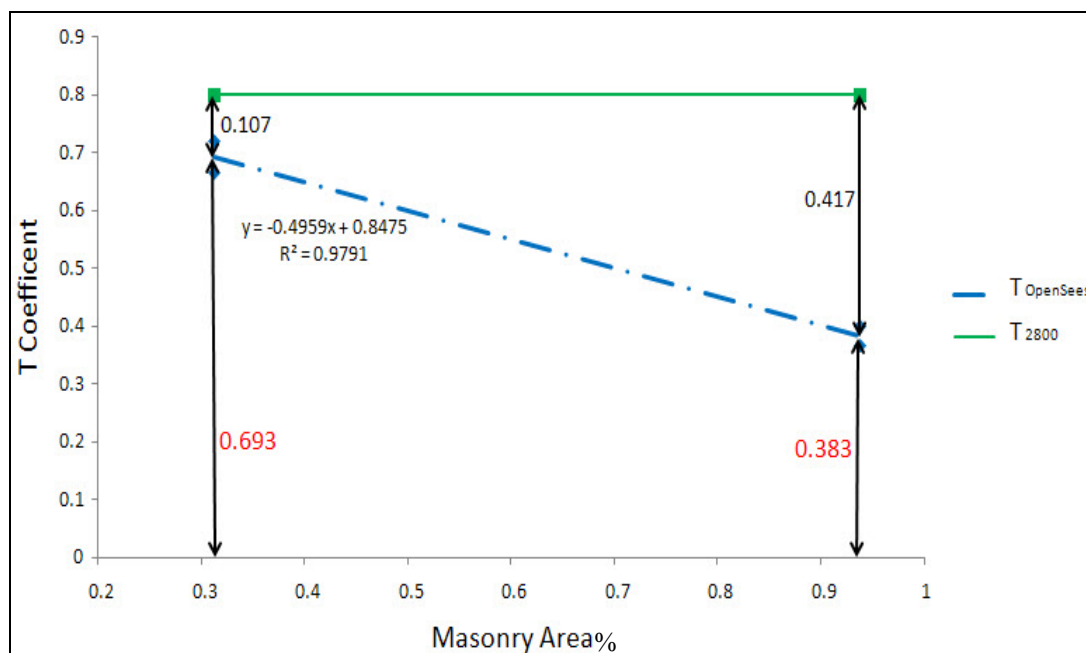
در جدول مذکور مشاهده می‌شود که در حالت‌های وجود دیوار پریود سازه کمتر می‌شود که بیان‌گر این مطلب است که سازه سخت‌تر می‌شود. در شکل ۳-۲۵ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم‌افزار SAP سنجیده شده است. این نسبت در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود دیوار برابر ۰/۸ معرفی شده است در حالیکه در بعضی حالات به عدد ۰/۳۷۹ هم می‌رسد که این نشان می‌دهد آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است، زیرا با کمتر شدن پریود نیروی برش پایه‌ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می‌شود در حالی که به اشتباه سازه برای برش پایه‌ی کوچکتری طراحی شده است.



شکل ۳-۲۵ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

در شکل ۳-۲۶ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم‌افزار OpenSees سنجیده شده است. این نسبت در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود دیوار برابر ۰/۸ معرفی شده است در حالیکه در بعضی حالات به عدد ۰/۳۶۵ هم می‌رسد که این نشان می‌دهد آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است، زیرا با کمتر شدن پریود نیروی برش پایه‌ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می‌شود در حالی که به اشتباه سازه

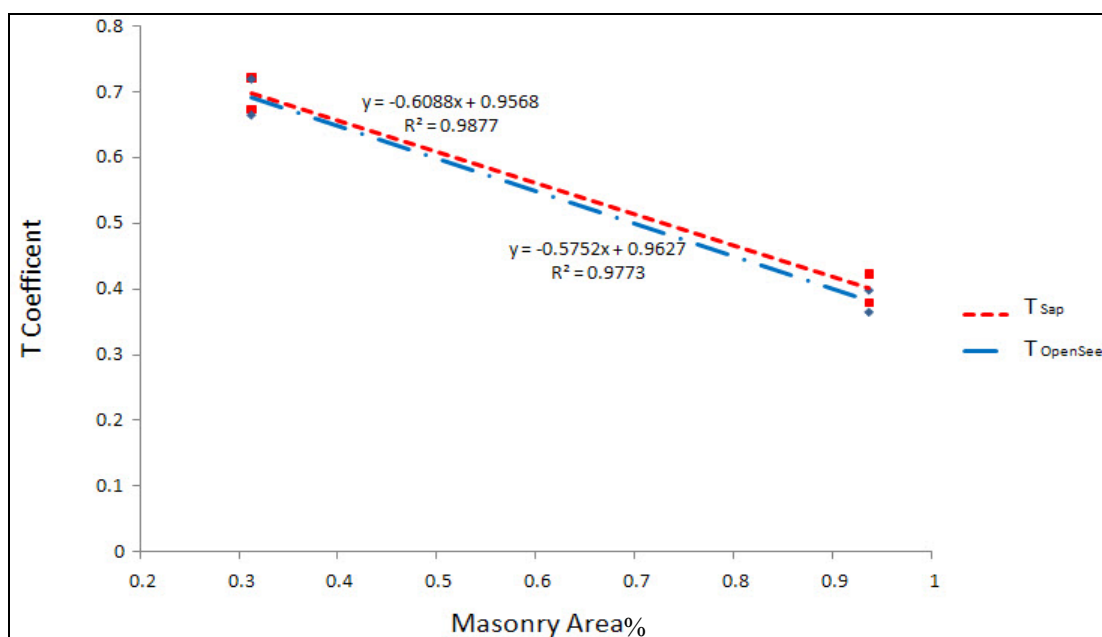
برای برش پایه‌ی کوچکتري طراحی شده است.



شکل ۳-۲۶ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

در شکل ۳-۲۷ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی

در دو نرم‌افزار OpenSees و Sap مقایسه شده است.



شکل ۳-۲۷ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

همانطور که در شکل مشاهده می‌شود اختلاف اندکی بین دو نرم‌افزار وجود دارد که این اختلاف ناشی از عدم در نظر گرفتن میلگردها در محاسبه سختی در نرم‌افزار Sap می‌باشد.

۳-۳-۴- قاب ۹ طبقه

نتایج محاسبه‌ی پریود در حالات مختلف در جداول زیر نشان داده شده است:

جدول ۳-۷ اثر دیوار ۱۷ و ۲۳ سانتی‌متری روی پریود سازه

23 cm infill wall		17 cm infill wall		Infill
3 bay	1 bay	3 bay	1 bay	No. of Infill
0.84062	0.84062	0.8406	0.8406	T1 2800
0.6725	0.6725	0.6725	0.6725	T1 2800+Masonry
1.2974	1.2974	1.2974	1.2974	sap 0.5 Ig , Ig(Bare Frame)
0.6107	0.9012	0.6779	0.9446	T1 sap + strut
0.9358	0.9358	0.9358	0.9358	opensees before gravity load
1.2477	1.2477	1.2477	1.2477	T1 opensees bare frame
0.5608	0.8439	0.6201	0.8827	T1 op + strut
0.9375	0.3125	0.9375	0.3125	Masonry area %
0.8	0.8	0.8	0.8	T Coefficient 2800
0.4707	0.6946	0.5225	0.728	T Coefficient Sap
0.4494	0.6763	0.4969	0.7074	T Coefficient OpenSees

در این جداول (T₁ 2800) از رابطه ۳-۲۳ که همان رابطه (۲-۶) آیین‌نامه ۲۸۰۰ می باشد به-

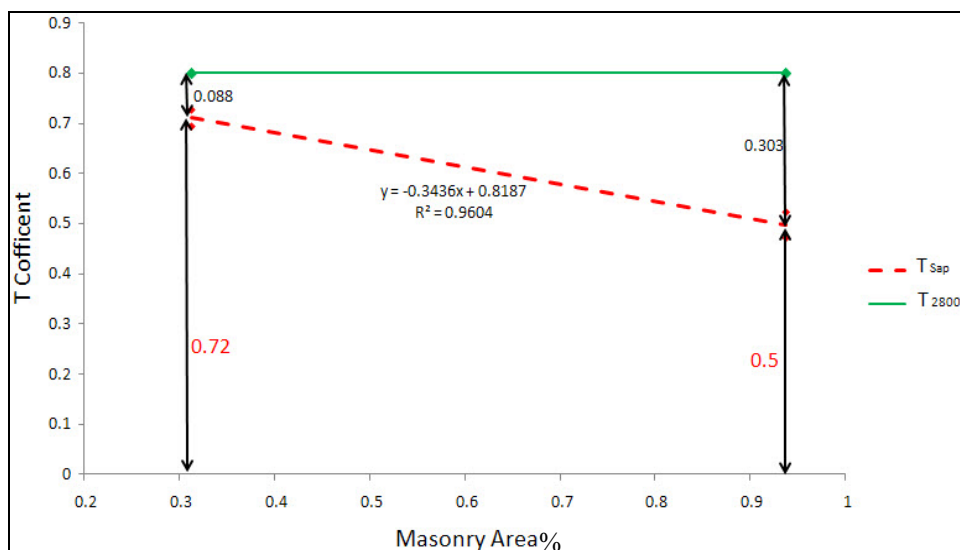
دست می‌آید و (T₁ 2800+Masonry) از رابطه ۳-۲۴ بدست می‌آید.

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۲۳)$$

$$T = 0.056H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۲۴)$$

همان‌طور که در جدول ۳-۷ دیده می‌شود پریود مود اول در قاب خالی در نرم‌افزار Sap با در نظر گرفتن ممان اینرسی مقاطع تیرها برابر $0.5 I_g$ و ممان اینرسی مقاطع ستون‌ها برابر I_g برابر $1/2974$ می‌باشد و به عدد $1/2477$ که پریود مود اول در نرم‌افزار OpenSees بعد از اعمال بار ثقلی است خیلی نزدیک می‌باشد، که این تصدیق تبصره ۲ بند ۲-۳-۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

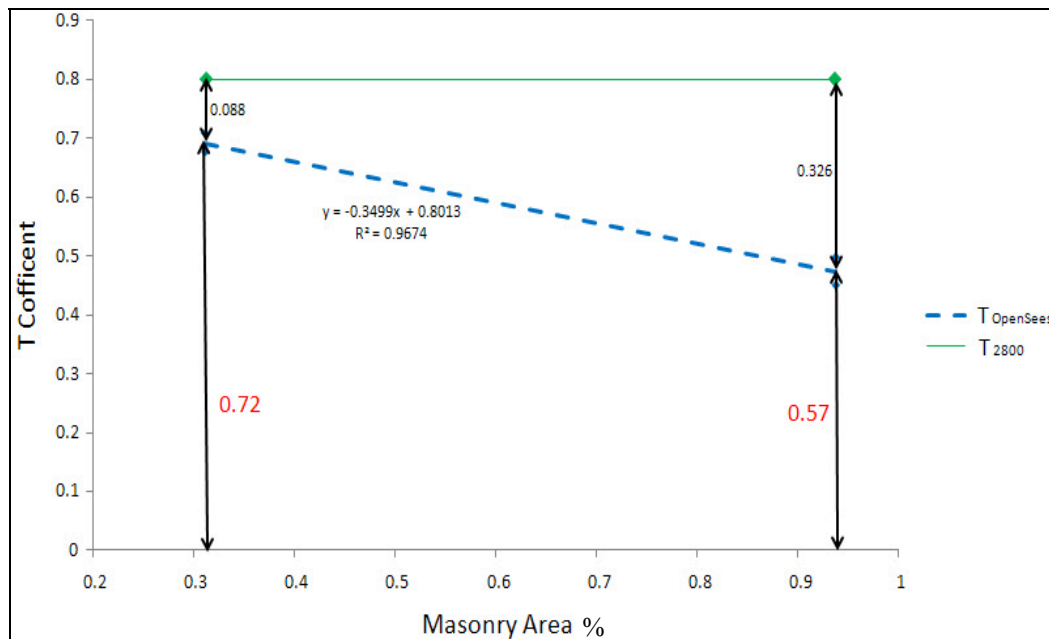
در جدول مذکور مشاهده می‌شود که در حالت‌های وجود دیوار پریود سازه کمتر می‌شود که بیان‌گر این مطلب است که سازه سخت‌تر می‌شود. در شکل ۳-۲۸ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم‌افزار SAP سنجیده شده است. این نسبت در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود دیوار برابر 0.8 معرفی شده است در حالیکه در بعضی حالات به عدد 0.47 هم می‌رسد که این نشان می‌دهد آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است زیرا با کمتر شدن پریود نیروی برش پایه‌ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می‌شود در حالی که به اشتباه سازه برای برش پایه‌ای کوچکتری طراحی شده است



شکل ۳-۲۸ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

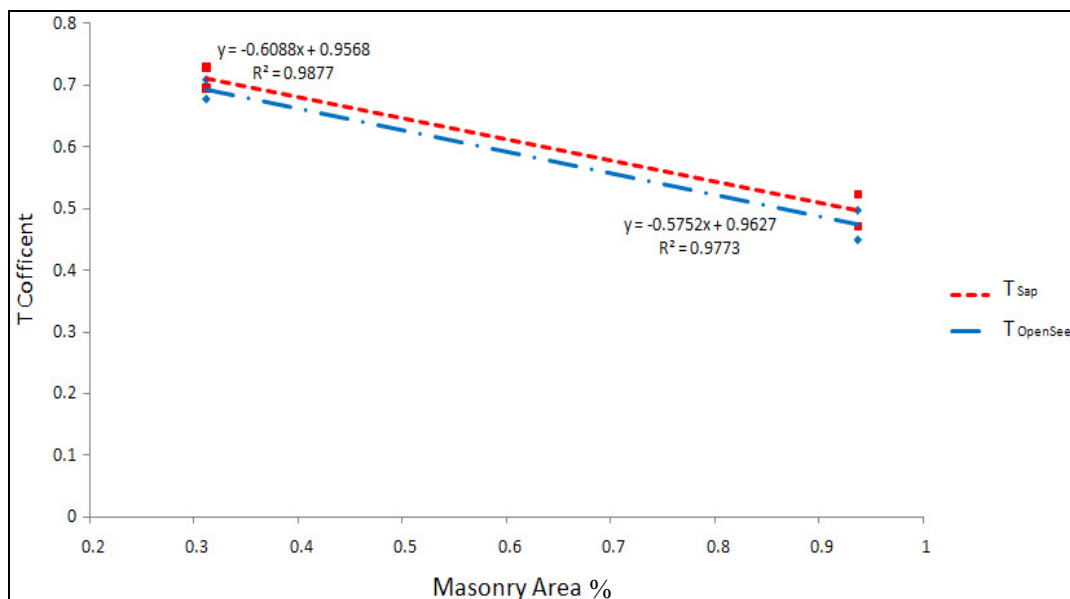
در شکل ۳-۲۹ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در نرم‌افزار OpenSees سنجیده شده است. این نسبت در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای تمامی حالات وجود

دیوار برابر ۰/۸ معرفی شده است در حالیکه در بعضی حالات به عدد ۰/۴۴۹ هم می‌رسد که این نشان می‌دهد آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این قسمت در خلاف جهت اطمینان کار کرده است، زیرا با کمتر شدن پریود نیروی برش پایه‌ای که باید در طراحی لحاظ شود بزرگتر می‌شود در حالی که به اشتباه سازه برای برش پایه‌ی کوچکتری طراحی شده است.



شکل ۳-۲۹ اثر دیوار در پریود سازه در نرم‌افزار OpenSees (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

در شکل ۳-۳۰ میزان تغییر در پریود سازه در حالتی که دیوار داریم نسبت به پریود قاب خالی در دو نرم‌افزار OpenSees و Sap مقایسه شده است.



شکل ۳-۳۰ اثر دیوار در پریود سازه در نرم افزار OpenSees و Sap (نسبت پریود قاب با دیوار به پریود قاب خالی)

همانطور که در شکل مشاهده می شود اختلاف اندکی بین دو نرم افزار وجود دارد که این اختلاف ناشی از عدم در نظر گرفتن میلگردها در محاسبه سختی در نرم افزار Sap می باشد.

در جدول ۳-۸ روابط تجربی پریود در آیین نامه های مختلف برای مدل های مورد بررسی آورده

شده است:

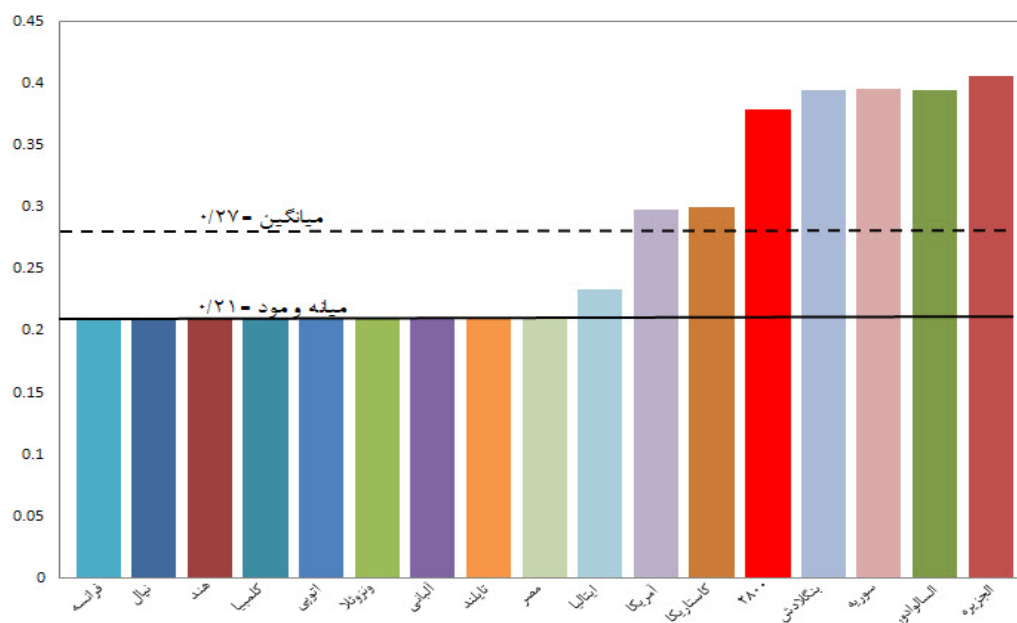
جدول ۳-۸ روابط تجربی پریود در آیین نامه های مختلف

آیین نامه	T					
	۳ طبقه (Bare)	۳ طبقه (Infill)	۵ طبقه (Bare)	۵ طبقه (Infill)	۹ طبقه (Bare)	۹ طبقه (Infill)
هند (2002) IS-1893	0.21048	0.21048	0.34342	0.34342	0.609	0.609
السالوادور	0.395	0.395	0.5702	0.5702	0.8766	0.8766
کلمبیا (NSR-98 1998)	0.21048	0.21048	0.34342	0.34342	0.609	0.609

×	0.9	×	0.5	×	0.3	$T = 0.1N$	قاب خالی	کاستاریکا (۱۹۸۶)
0.72	×	0.4	×	0.24	×	$T = 0.08N$	قاب با دیوار	
0.609	0.609	0.34342	0.34342	0.21048	0.21048	$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$		اتیوپی (ESCP-1 1983)
0.7205	0.7205	0.4687	0.4687	0.3246	0.3246	$T = 0.06h^{0.75}$		نیپال (1995) NBC-105
×	0.9	×	0.5858	×	0.4058	$T_a = 0.075 h_N^{0.75}$	قاب خالی	الجزیره (۱۹۸۸)
0.6004	×	0.3905	×	0.2705	×	$T_a = 0.05 h_N^{0.75}$	قاب با دیوار	
0.609	0.609	0.34342	0.34342	0.21048	0.21048	$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$		ونزئلا (۱۹۸۸)
0.609	0.609	0.34342	0.34342	0.21048	0.21048	$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$		آلبانی (۱۹۸۹)
×	0.609	×	0.3434	×	0.21	$T_a = 0.09 \frac{h}{\sqrt{d}}$	قاب خالی	فرانسه (AFPS-90 1990)
0.2738	×	0.1294	×	0.0663	×	$T_a = 0.06 \frac{h}{\sqrt{d}} \sqrt{\frac{h}{2d+h}}$	قاب با دیوار	
0.609	0.609	0.34342	0.34342	0.21048	0.21048	$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$		تایلند
0.8766	0.8766	0.5702	0.5702	0.395	0.395	$T = 0.073h^{0.75}$		بنگلادش
0.8778	0.8778	0.571	0.571	0.39555	0.39555	$T = 0.0731h^{0.75}$		سوریه
0.609	0.609	0.34342	0.34342	0.21048	0.21048	$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$		مصر (۱۹۸۸)

0.6604	0.6604	0.4296	0.4296	0.2976	0.2976	$T = 0.055h^{0.75}$	آمریکا
0.677	0.677	0.3815	0.3815	0.2338	0.2338	$T_a = \frac{0.1h}{\sqrt{d}}$	ایتالیا

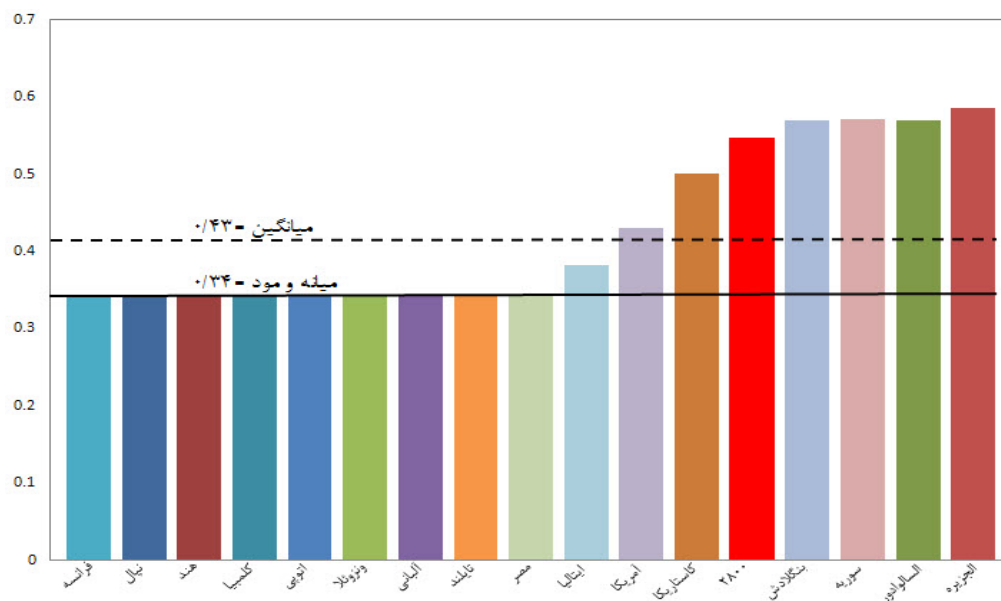
در شکل ۳-۳۱ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۳ طبقه با ارتفاع ۹,۵ متر آورده شده است.



شکل ۳-۳۱ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۳ طبقه

آیین‌نامه ۲۸۰۰ با رنگ قرمز در شکل نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار پریود هم از مقدار میانگین ۱۷ آیین‌نامه و همچنین از مقدار مود در این آیین‌نامه‌ها بیشتر می‌باشد.

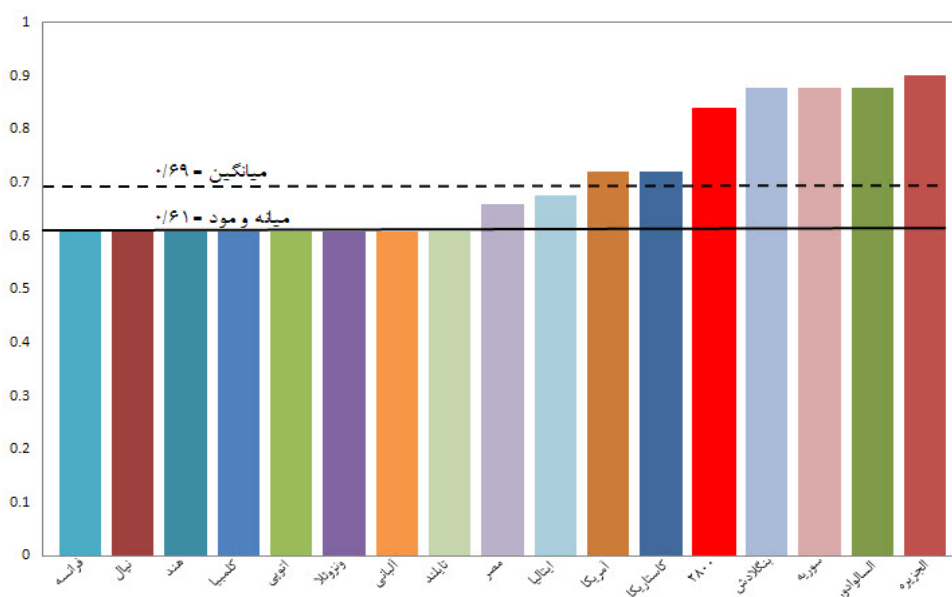
در شکل ۳-۳۲ مقادیر پریود در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۵ طبقه با ارتفاع ۱۵,۵ متر آورده شده است.



شکل ۳-۳۲ مقادیر پروژه در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۵ طبقه

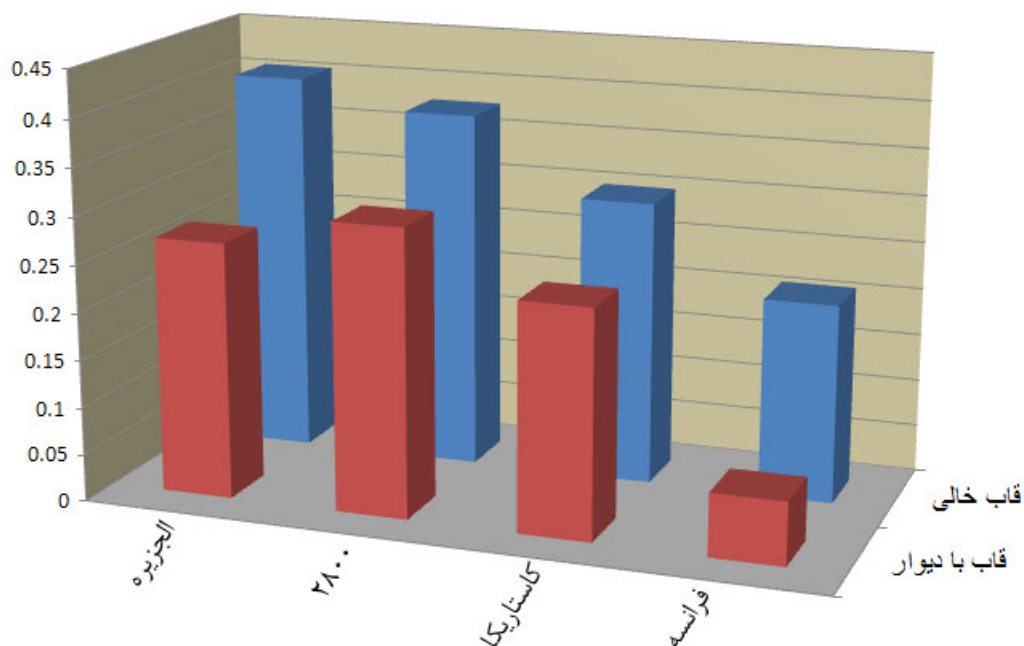
نتایج بیان‌گر این موضوع است که آیین‌نامه ۲۸۰۰ پروژه بیشتری را نسبت به ۱۷ آیین‌نامه بررسی شده برای سازه‌های بتنی در نظر می‌گیرد که این مساله نشان دهنده طراحی سازه برای برش پایه کمتری می‌باشد که در خلاف جهت اطمینان می‌باشد.

در شکل ۳-۳۳ مقادیر پروژه در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۹ طبقه با ارتفاع ۲۷,۵ متر آورده شده است.



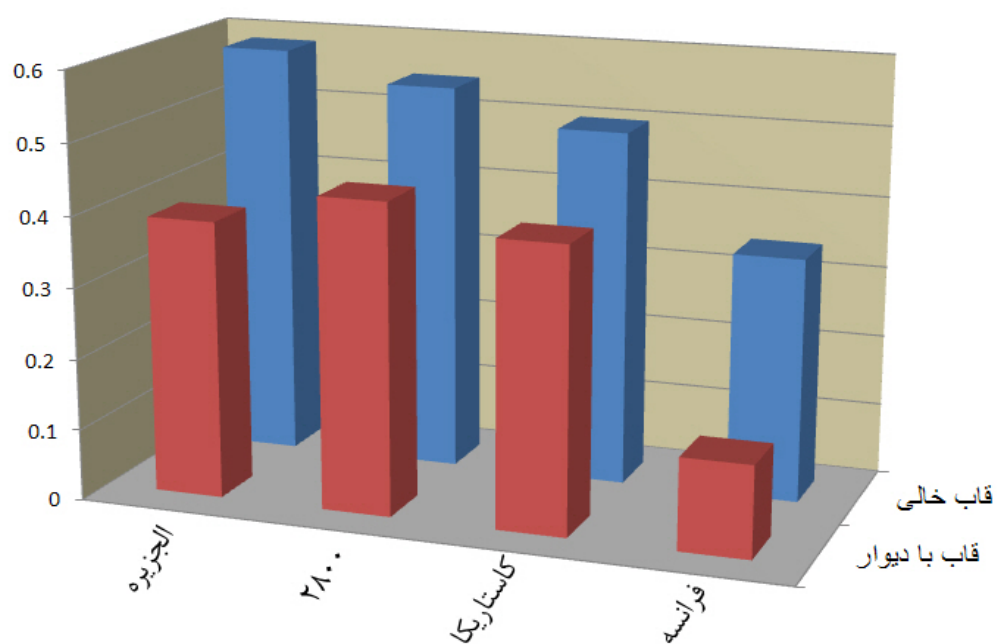
شکل ۳-۳۳ مقادیر پروژه در آیین‌نامه‌های مختلف دنیا برای ساختمان ۵ طبقه

اما هدف از بررسی این آیین‌نامه‌ها بررسی این موضوع می‌باشد که کدام کشورها تاثیر دیوار پرکننده آجری را در آیین‌نامه خود وارد کرده‌اند. کشورهایی از قبیل الجزیره، کاستاریکا، فرانسه و ایران تاثیر دیوار را در پریود سازه لحاظ کرده‌اند. در شکل ۳-۳۴ میزان این تاثیر در سازه ۳ طبقه بتنی مشخص شده است.



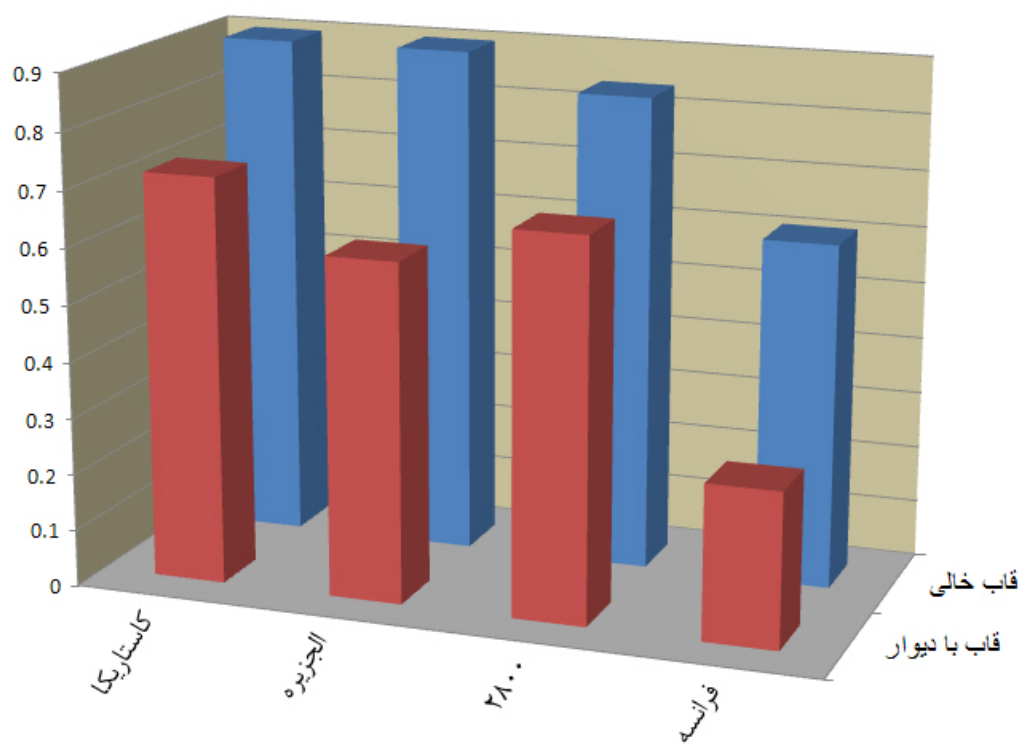
شکل ۳-۳۴ میزان تاثیر دیوار در پریود سازه ۳ طبقه بتنی

در شکل ۳-۳۵ میزان تاثیر دیوار در پریود سازه ۵ طبقه بتنی مشخص شده است.



شکل ۳-۳۵ میزان تاثیر دیوار در پرپود سازه ۵ طبقه بتنی

در شکل ۳-۳۶ میزان تاثیر دیوار در پرپود سازه ۹ طبقه بتنی مشخص شده است.



شکل ۳-۳۶ میزان تاثیر دیوار در پرپود سازه ۹ طبقه بتنی

همامطور که در شکل‌های ۳-۳۴ الی ۳-۳۶ مشاهده می‌شود آیین‌نامه ۲۸۰۰ تاثیر دیوار پرکننده آجری را در پریود سازه کم در نظر می‌گیرد. آیین‌نامه الجزیره و فرانسه تاثیر دیوار را به خوبی در پریود سازه در نظر می‌گیرند.

۳-۴- تعیین سهم قاب و دیوار از بار جانبی

در یک قاب دارای دیوار پرکننده آجری، نیروی جانبی زلزله به نسبت سختی جانبی بین قاب و دیوارهای پرکننده آجری توزیع می‌شود. از آنجا که دیوارهای آجری دارای سختی اولیه‌ی زیاد هستند، اغلب بار جانبی را جذب می‌کنند. اما پس از ایجاد شکست در این دیوارها، سهم بار آنها به قاب منتقل می‌شود. در چنین مواردی قاب‌های بتنی باید مقاومت پشته‌ی کافی برای جلوگیری از فروریزش ساختمان داشته باشد. EC8 مقرر می‌دارد که قاب‌های بتنی تمام بار قائم و حداقل ۵۰٪ تا ۶۵٪ کل بار جانبی را تحمل کنند.

آیین‌نامه‌ی کلمبیا (NSR-98 1998)، مصر (۱۹۸۸)، اتیوپی (ESCP-1 1983) مقرر می‌دارند که دیوارهای پرکننده آجری باید بتوانند بدون مشارکت قاب بتنی، تمام بار جانبی را تحمل کنند. در چنین مواردی باید دیوارها به‌نحو مناسبی به قاب متصل شوند. آیین‌نامه‌ی الجزیره (۱۹۸۸) بیان می‌دارد که دیوارهای پرکننده آجری حداکثر ۲۰٪ کل بارهای قائم را تحمل کنند.

براساس اغلب آیین‌نامه‌ها، انتظار نمی‌رود که پرکننده‌های آجری هیچ سهمی از بارهای قائم را غیر از وزن خودشان تحمل کنند. برای طراحی ایمن باید قاب بتنی علاوه بر بارهای ثقیل حداقل ۲۵٪ بار جانبی زلزله را نیز تحمل کنند [۵].

برای مدل ۱ دهانه ۱ طبقه چگونگی بازپخش نیرو در محدوده‌ی الاستیک که برطبق سختی می‌باشد در زیر آورده شده است.

سختی ستون بتنی از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$K_C = \frac{12EI}{L^3} \quad (25-3)$$

با فرض صلبیت سقف سختی قاب بتنی برابر مجموع سختی ستون‌ها می‌باشد.

سختی دیوار پرکننده آجری از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{infill} = 0.175 \left[\frac{\sin 2\theta}{4E_{Fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{-0.1} h_{col}^{-0.4} (t_{inf} E_{me})^{0.9} \cos^2 \theta \quad (26-3)$$

انجام محاسبات نشان‌گر این است که سهم دیوار از نیروی زلزله ۷۲٪ و سهم قاب از نیروی

زلزله ۲۸٪ درصد می‌باشد.

برای مدل ۱ دهانه ۱ طبقه چگونگی بازپخش نیرو در محدوده‌ی پلاستیک که برطبق مقاومت

برشی می‌باشد در زیر آورده شده است.

مقاومت برشی ستون بتنی از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$V_C = \left[\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{\frac{a}{d}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right] 0.8 A_g \quad (27-3)$$

$$V_S = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \quad (28-3)$$

$$V_n = V_C + V_S \quad (29-3)$$

مقاومت برشی دیوار پرکننده آجری از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{infill} = A f'_m \cos \theta \quad (30-3)$$

انجام محاسبات نشان‌گر این است که سهم دیوار از نیروی زلزله ۶۲٪ و سهم قاب از نیروی

زلزله ۳۸٪ درصد می‌باشد. اما برای طراحی در جهت اطمینان همان‌طور که در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای

سیستم دوگانه دیوار برشی به‌علاوه قاب خمشی طراحی دیوار برشی برای ۱۰۰٪ درصد نیروی زلزله و

قاب خمشی برای ۲۵٪ درصد نیروی زلزله پیشنهاد شده، به دلیل ترد بودن دیوار پرکننده آجری و شکست زود هنگام دیوار در زلزله پیشنهاد می‌شود دیوار برای ۶۲٪ درصد نیروی زلزله و قاب بتنی برای ۶۰٪ تا ۷۰٪ نیروی زلزله طراحی شود.

۳-۵- جابه‌جایی نسبی جانبی

جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای در ترازهای مختلف ساختمان بتنی دارای دیوار پرکننده، به توزیع این دیوارها در ساختمان بستگی دارد. هرچه دیوارها در قسمت پایین ساختمان متمرکز شده باشند، توزیع تغییر مکان جانبی مطلوب‌تر خواهد بود.

آیین‌نامه‌ی چین (GBJ-11-89 1989) برای کنترل تغییر شکل جانبی قاب‌های بتنی دارای دیوار پرکننده، ضوابطی ارائه کرده است. جابه‌جایی الاستیک نسبی طبقه، ΔU_e تحت زلزله‌ای که احتمال رخداد آن زیاد است، نباید از حد داده شده در معادله‌ی زیر تجاوز کند:

$$\Delta U_e \leq (\theta_e)H \quad \text{units:} \left\{ \begin{array}{ll} \Delta U_e, H & \text{in } m \\ \theta_e & \text{in } rad \end{array} \right\} \quad (3-31)$$

که در آن H ارتفاع طبقه، θ_e دریفت الاستیک و برابر $\frac{1}{550}$ با در نظر گرفتن سختی دیوارها است. تغییر مکان جانبی واقعی غیر خطی، ΔU_p در تمامی طبقات باید از حد ارائه شده در معادله زیر کمتر باشد:

$$\Delta U_p \leq (\theta_p)H_w \quad \text{units:} \left\{ \begin{array}{ll} \Delta U_p, H_w & \text{in } m \\ \theta_p & \text{in } rad \end{array} \right\} \quad (3-32)$$

که در آن θ_p دریفت در زلزله طرح و برابر $\frac{1}{50}$ است. در صورتی که ستون‌ها شکل‌پذیر باشند این مقدار ۲۰٪ افزایش می‌یابد. H_w ارتفاع طبقه است. چنین ساختمان‌هایی نباید دارای تغییرات

شدید در سختی طبقات بوده و تعداد طبقات نیز نباید بیشتر از ۱۲ باشد.

تعداد اندکی از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند EC8، 1995، NBC-105، 1998، NSR-98 و آیین‌نامه‌ی کاستاریکا (۱۹۸۶) مقدار جابه‌جایی نسبی مجاز (در ساختمان‌های بتنی دارای پرکننده‌ی آجری) تحت زلزله طراحی را به ۱٪ ارتفاع طبقه محدود کرده‌اند.

(ATC 1999) FEMA 306 مقادیر زیر را برای دریافت ساختمان دارای پرکننده‌ی آجری

پیشنهاد می‌کند:

- دیوار آجری: ۱٪

- بلوک بتنی تزریق شده: ۲٪

- بلوک بتنی تزریق نشده: ۲/۵٪

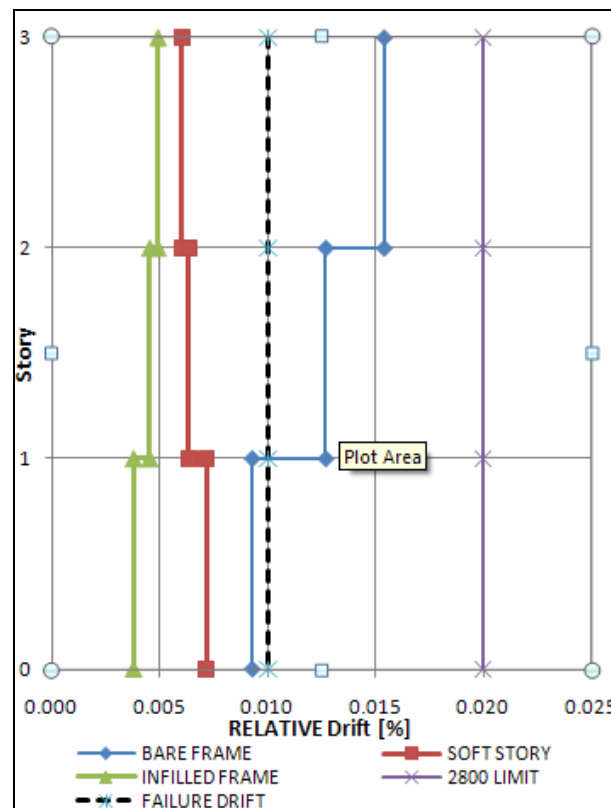
البته این نگرانی وجود دارد که این مقادیر، بسیار بزرگ باشد و نیاز به آزمایش‌های بیشتری

است [۵].

در ادامه نتایج مدل‌های ۳-۳، ۳-۵ و ۳-۹ در حالت وجود دیوار در تمام دهانه‌ها، در حالت

طبقه نرم و قاب خالی با فرض کرنش شکست جانبی ۱٪ برای دیوار آورده شده است.

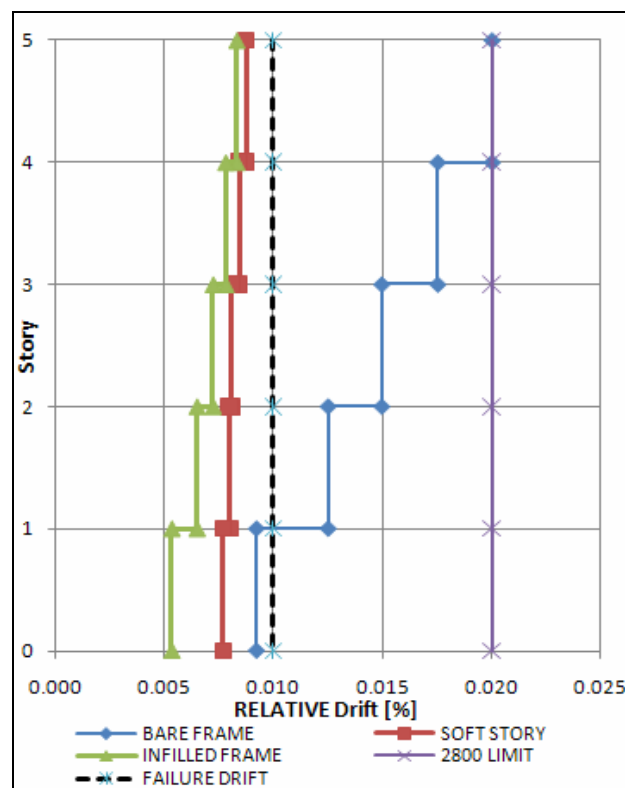
۳-۵-۱- قاب ۳ طبقه:



۳-۳۱ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۳ طبقه

همانطور که در شکل ۳-۳۱ مشاهده می‌شود دیوار پرکننده آجری باعث افزایش سختی سازه در محدوده الاستیک شده و متناظر با آن جابجایی نسبی پیش‌بینی شده سازه‌ها کاهش قابل یافته‌اند. کرنش شکست دیوار پرکننده آجری حدوداً برابر $\frac{1}{3}\%$ می‌باشد که این مقدار کرنش فشاری شکست دیوار در راستای قطری دیوار می‌باشد که معادل آن در راستای جانبی برابر 1% می‌باشد که در شکل ۳-۳۱ با خط‌چین مشکی مشخص شده است. جابجایی نسبی قاب خالی از محدوده مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برابر $\frac{0.2}{7}$ برای سازه‌هایی با پریود کمتر از $\frac{0.7}{7}$ ثانیه می‌باشد که با رنگ بنفش مشخص شده تجاوز نکرده است. با در نظر گرفتن تاثیر دیوار پرکننده آجری در سازه مشخص می‌شود که جابجایی نسبی سازه ۳ طبقه از این محدوده تجاوز نکرده و می‌توان از اثرات مثبت دیوار در افزایش سختی و کاهش شکل‌پذیری بهره برد.

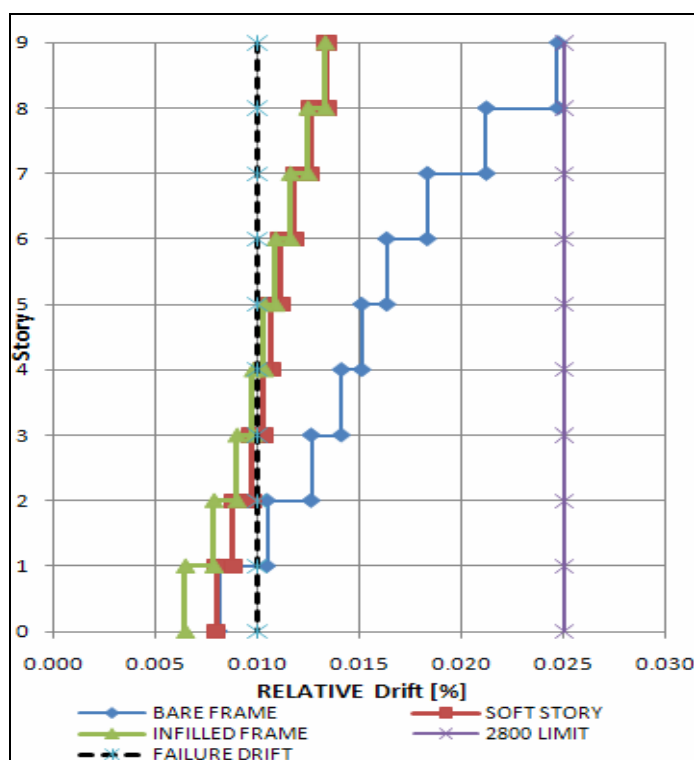
۳-۵-۲- قاب ۵ طبقه:



۳-۳ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۵ طبقه

همانطور که در شکل ۳-۳ مشاهده می‌شود دیوار پرکننده آجری باعث افزایش سختی سازه در محدوده الاستیک شده و متناظر با آن جابجایی نسبی پیش‌بینی شده سازه‌ها کاهش قابل یافته‌اند. کرنش شکست دیوار پرکننده آجری حدوداً برابر $1/3\%$ می‌باشد که این مقدار کرنش فشاری شکست دیوار در راستای قطری دیوار می‌باشد که معادل آن در راستای جانبی برابر 1% می‌باشد که در شکل ۳-۳ با خط‌چین مشکی مشخص شده است. جابجایی نسبی سازه از محدوده مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برابر $0/2\%$ برای سازه‌هایی با پرپود کمتر از $0/7$ ثانیه می‌باشد که با رنگ بنفش مشخص شده تجاوز نکرده است. با در نظر گرفتن تاثیر دیوار پرکننده آجری در سازه مشخص می‌شود که جابجایی نسبی سازه ۵ طبقه از این محدوده تجاوز نکرده و می‌توان از اثرات مثبت دیوار در افزایش سختی و کاهش شکل‌پذیری بهره برد

۳-۵-۳- قاب ۹ طبقه:



۳-۳ جابجایی نسبی مربوط به ساختمان ۵ طبقه

همانطور که در شکل ۳-۳ مشاهده می‌شود دیوار پرکننده آجری باعث افزایش سختی سازه در محدوده الاستیک شده و متناظر با آن جابجایی نسبی پیش‌بینی شده سازه‌ها کاهش قابل یافته‌اند. کرنش شکست دیوار پرکننده آجری حدوداً برابر $1/3\%$ می‌باشد که این مقدار کرنش فشاری شکست دیوار در راستای قطری دیوار می‌باشد که معادل آن در راستای جانبی برابر 1% می‌باشد که در شکل ۳-۳ با خط‌چین مشکی مشخص شده است. جابجایی نسبی سازه از محدوده مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برابر $0/25\%$ برای سازه‌هایی با پی‌ود بیشتر از $0/7$ ثانیه می‌باشد که با رنگ بنفش مشخص شده تجاوز نکرده است. با در نظر گرفتن تاثیر دیوار پرکننده آجری در سازه‌ها مشخص می‌شود که جابجایی نسبی سازه ۹ طبقه از این محدوده تجاوز کرده و نمی‌توان از اثرات مثبت دیوار در افزایش سختی و کاهش شکل‌پذیری بهره برد و نباید دیوار به قاب بتنی متصل باشد.

در جدول زیر پیشنهادات برای اتصال یا عدم اتصال دیوار به قاب برای مدل‌های مورد بررسی آورده شده است.

جدول ۳-۹ جدول پیشنهاد برای اتصال یا عدم اتصال دیوار به قاب

پیشنهاد برای اتصال یا عدم اتصال	کرنش شکست دیوار (EC8)	جابجایی نسبی (دریافت)	پریود	طبقه	
×	۱٪	۲,۴۶٪	۰,۷۴۹۸	قاب خالی	۹
خیر	۱٪	۱,۳٪	۰,۴۶۳	قاب با دیوار	
خیر	۱٪	۱,۳۲٪	۰,۵۵	طبقه نرم	
×	۱٪	۲,۰٪	۱,۰۰	قاب خالی	۵
بله	۱٪	۰,۸۳٪	۰,۶۵۹۸	قاب با دیوار	
بله	۱٪	۰,۸۷٪	۰,۷۱۳۷	قاب با دیوار	
×	۱٪	۱,۵۳٪	۱,۳۳۵۶	قاب خالی	۳
بله	۱٪	۰,۴۹٪	۱,۰۳۳	قاب با دیوار	
بله	۱٪	۰,۶۳٪	۱,۰۵۷	طبقه نرم	

۳-۵-۴- نتیجه گیری

نتایج بیان گر این است که دیوار پرکننده آجری باعث افزایش سختی سازه در محدوده الاستیک شده و متناظر با آن جابجایی نسبی پیش‌بینی شده سازه‌ها کاهش قابل توجهی یافته‌اند. کرنش شکست دیوار پرکننده آجری حدوداً برابر $1/3\%$ می‌باشد که این مقدار کرنش فشاری شکست دیوار در راستای قطری دیوار می‌باشد که معادل آن در راستای جانبی برابر 1% می‌باشد که در شکل‌های ۳-۳۱، ۳-۳۲ و ۳-۳۳ با خط‌چین مشکی مشخص شده است. جابجایی نسبی سازه‌ها از محدوده مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برابر $0/02$ برای سازه‌هایی با پی‌ریز کمتر از $0/7$ ثانیه و $0/25$ برای سازه‌هایی با پی‌ریز بیشتر از $0/7$ ثانیه می‌باشد که با رنگ بنفش مشخص شده تجاوز نکرده است. با در نظر گرفتن تاثیر دیوار پرکننده آجری در سازه‌ها مشخص می‌شود که جابجایی نسبی سازه در حالت ۳ و ۵ طبقه از این محدوده تجاوز نکرده و می‌توان از اثرات مثبت دیوار در افزایش سختی و کاهش شکل‌پذیری بهره برد، اما در سازه‌های بلندتر از ۵ طبقه جابجایی نسبی سازه از مقدار مجاز کرنش شکست دیوار تجاوز کرده و پیشنهاد می‌شود که در این سازه‌ها دیوار به قاب متصل نشود. نکته دیگر این است که با افزایش تعداد طبقات به علت افزایش سختی سازه میزان تاثیر دیوارهای پرکننده بر رفتار سازه کاهش می‌یابد.

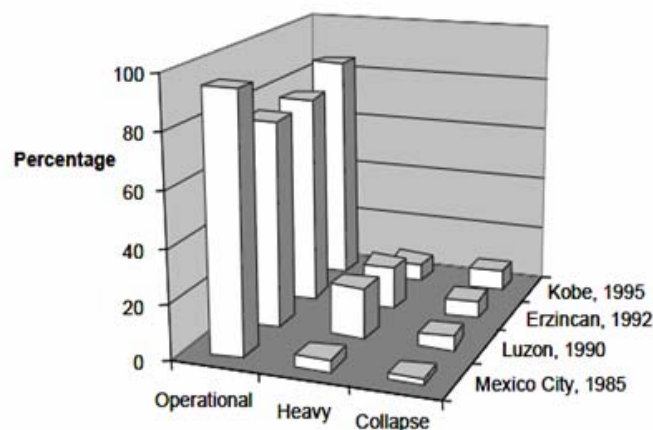
فصل ۴

بررسی مبانی تئوری گسیختگی برشی

۴-۱- مقدمه

گسیختگی سازه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح قدیمی‌تر در طی زلزله بسیار رایج و عمومی است. بنابراین گزارشات عادی تحقیقات زلزله به عنوان یک قانون منجر به این نتیجه می‌شوند که ساختمان‌های بتنی خطرناک هستند. گزارشات otani (۱۹۹۹) آمارهای خرابی ساختمانهای بتنی مسلح را از زلزله های Mexico، Lzon (Philippin)، Erzincan، Hyogoken ارائه می‌دهد. گزارشات otani بررسی گروه های ژاپنی در مناطق مختلف است. او خرابی ها را در سه دسته گزارش کرده است:

- ۱- خرابی عملکردی (خرابی سبک یا کوچک): ستون‌ها یا دیوارهای سازه‌ای به تدریج در خمش خراب می‌شوند و ترک‌های برشی در دیوارهای غیرسازه‌ای ممکن است مشاهده شود.
 - ۲- خرابی‌های سنگین (خرابی متوسط یا بزرگ): پوسته‌شدن یا خردشدن بتن، کمانش آرماتورها یا گسیختگی برشی ستون‌ها مشاهده شد و مقاومت جانبی دیوارهای جانبی با ترک خوردگی برشی، ممکن است کاهش یابد.
 - ۳- فروریزش (قسمتی یا تمام ساختمان): ساختمان‌هایی هستند که به هنگام بررسی کاملاً فروریخته‌اند.
- شکل ۴-۱ توزیع خرابی را در زلزله‌های عنوان شده بر مبنای گزارشات otani نشان می‌دهد و نتایج شکل ۴-۱ نشان می‌دهد خوشبختانه حتی در مناطق با بالاترین خرابی در زلزله‌های مشهور سرعت فروریزش ساختمان‌های بتنی مسلح نسبتاً پایین است.



شکل ۴-۱ آمار خرابی ۴ زلزله

۴-۱-۱- گسیختگی مؤلفه‌هایی موثر در فروریزش

مرحله اول ارزیابی لرزه‌ای یک سازه، آزمایش کردن مقاومت و شکل‌پذیری مؤلفه‌هاست. سه مؤلفه‌ای که گسیختگی آن‌ها منجر به گسیختگی ساختمان بتن مسلح می‌شود در زیر شرح داده شده‌اند:

۴-۱-۱-۱- گسیختگی ستون

این نوع گسیختگی رایج‌ترین دلیل فروریزش ساختمان در طی زلزله است. شکل ۴-۲ مثالی از زلزله Kokaeli در سال ۱۹۹۹ را نشان می‌دهد. در این مثال آشکار است گسیختگی برشی قسمت نسبتاً کوتاه که بین دو کف مجاور قرار دارد، منجر به خرد شدن ستون و افت ظرفیت باربری در جهت قائم می‌شود. گسیختگی ستون‌ها به دلیل چند نقیصه رخ می‌دهد. اگر مقاومت برشی کمتر از ظرفیت نیاز^۱ ستون در زلزله باشد گسیختگی برشی رخ خواهد داد و منجر به افت ظرفیت باربری در جهت قائم می‌شود. گسیختگی فشاری - خمشی برای ستون‌های با فواصل زیاد تسلیح عرضی ممکن است رخ دهد. به ویژه برای ستون‌های خارجی و گوشه‌ای که اثرات معکوس شدن زلزله منجر به فشار محوری بزرگی می‌شود. گسیختگی پیوستگی که به دلیل نیازمندی‌های پیوستگی خمشی یا طول

^۱ Demand

گیرایی ناکافی اتصالات آرماتورهای طولی نیز مشاهده شده است.



شکل ۲-۴ گسیختگی برشی و محوری ستون، زلزله Kokaeli (۱۹۹۹)

۴-۱-۱-۲- گسیختگی اتصالات تیر-ستون

اتصالات تیر - ستون ممکن است به شدت تحت تنش قرار گیرد و در نتیجه به دلایل ترک خوردگی قطری بتن در اتصال و تنزل مکانیزم‌های باربری دچار گسیختگی شود. تقریباً بررسی زلزله‌ها هیچ مثالی از ارتباط مستقیم فروریزش ساختمان با دلیل مشکلات اتصالات تیر - ستون داخلی مشاهده نشده است و گاهی بعضی از مثال‌های گسیختگی اتصال تیر-ستون خارجی به عنوان علت اولیه گسیختگی ساختمان ذکر شده است (شکل ۳-۴).



شکل ۳-۴ گسیختگی متناظر با فروریزش اتصال تیر-ستون

۴-۱-۳- ساخت یکپارچه که در چند دهه اخیر رایج شده

حتی هنگامی که این نوع به عنوان بخشی از سیستم مقاوم بار جانبی طراحی نشده باشد، تغییرشکل‌های خرابی در نتیجه خستگی سازه در زلزله و تاب‌خوردن آن گسترش می‌یابد. ترکیب نیروهای خمشی و برشی در دال اطراف ستون می‌تواند تنش زیادی را سبب شود و در نتیجه گسیختگی برشی پانچینگ را خواهد داشت، مگر اینکه تسلیح کافی برای تحمل پانچینگ وجود داشته باشد، ظرفیت باربری قائم اتصال افت می‌کند که منجر به انتقال بار قائم به اتصالات مجاور می‌شود. اگر آن اتصالات متعاقباً دچار تنش‌های بسیار بالا شود، افت خواهند کرد.

۴-۲- ظرفیت تغییرشکل ستون‌های سازه‌های قدیمی‌تر

اولین گام تعیین ظرفیت تغییرشکل ستون مشخص نمودن معیارهای خمشی، برشی، خمشی - برشی آن می‌باشد. ستون‌هایی که در آن‌ها معیار خمش بحرانی است، در خمش تسلیم می‌شوند و برش متناظر با مقاومت برشی آنها بیشتر از برش متناظر با مقاومت خمشی است، بنابراین گسیختگی برشی رخ نمی‌دهد. ستون بحرانی در برش قبل از تسلیم خمشی در برش گسیخته می‌شود. ستون بحرانی در خمش - برش ابتدا در خمش تسلیم می‌شود اما در برش به دلیل تنزل چرخه‌ای گسیخته می‌شود. این دسته‌بندی با تعریف نسبت $\frac{V_p}{V_n}$ آغاز می‌شود، که $V_p = \frac{2M_n}{L_c}$ ، M_n مقاومت خمشی و L_c ارتفاع مشخص ستون است، V_n مقاومت برشی اسمی ستون تحت بارگذاری استاتیکی است که براساس آیین نامه ACI تعریف می‌شود.

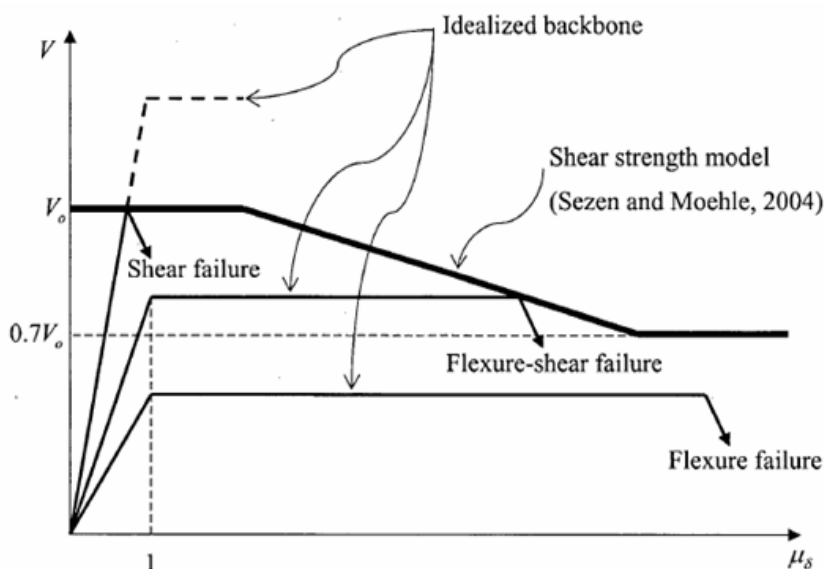
۴-۲-۱ دسته‌بندی ستون‌ها

به منظور کمک به مهندسين برای درک بهتر رفتار ستون‌های بتنی مسلح و برای انتخاب یک مدل مناسب تخمین ظرفیت ستون دسته‌بندی ستون‌ها مورد نیاز است. مدل‌های ظرفیت دریافت

موجود برای مد گسیختگی ستون مورد نظر یا رفتار ستون ارتقا داده می‌شوند. برای مثال Elwood و Moehle مدل ظرفیت محوری مشخص برای ستون‌ها را ارتقا دادند که انتظار تجربه تسلیم خمشی قبل از گسیختگی برشی از آن‌ها می‌رود. از این رو ظرفیت دررفت قابلیت‌ها و محدودیت‌های خاص خود را دارد. مدهای گسیختگی ستون باید با بکارگیری پیشرفته از مدل‌های ظرفیت دررفت تعیین شوند. هنگامی که دسته‌بندی ستون کامل شود، مدل ظرفیت دررفت مناسب انتخاب می‌شود. به‌علاوه، اطلاعات مد گسیختگی ستون مورد انتظار (یا پاسخ ستون) برای مهندسین در زمینه بهسازی ساختمان‌های بتن مسلح مفید است.

۲-۲-۴- مدهای گسیختگی

فرض می‌شود شروع گسیختگی ستون با افت ۲۰ درصدی مقاومت جانبی آغاز شود و سپس سه مد گسیختگی ستون مورد بررسی قرار می‌گیرد (گسیختگی برشی، خمشی، برشی - خمشی). تعریف سه مد گسیختگی به صورت نموداری در شکل ۴-۴ شرح داده شده است.



شکل ۴-۴ تعریف تصویری از مدهای گسیختگی ستون

۴-۲-۱- مد گسیختگی خمشی

تنزل ظرفیت بار جانبی بعد از تسلیم تسلیح طولی به دلیل خرابی که با تغییر مکان خمشی ارتباط دارد رخ می‌دهد که از نشانه‌های آن پوسته شدن بتن، کمانش آرماتورها و خرد شدن بتن می‌باشد. در این نوع گسیختگی ستون، نیروی جانبی بیشینه از مقاومت برشی کمتر است.

۴-۲-۲- مد گسیختگی برشی

تنزل ظرفیت بار جانبی قبل از تسلیم تسلیح طولی به دلیل ضعف برشی ستون رخ می‌دهد. در این نوع گسیختگی جابجایی جانبی ستون کمتر از جابجایی تسلیم ستون است.

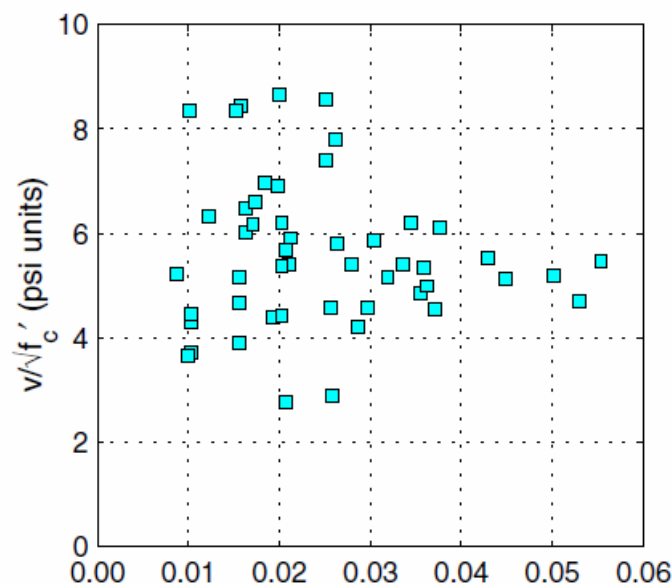
۴-۲-۳- مد گسیختگی برشی - خمشی

تنزل ظرفیت بار جانبی بعد از تسلیم طولی به دلیل ضعف برشی ستون رخ می‌دهد. گسیختگی خمشی - برشی ستون‌ها سطح مشخص شکل‌پذیری را قبل از گسیختگی نهایی خواهند داشت.

۴-۳- مدل‌های ظرفیت جابجایی نسبی پیشنهادی

ستون‌های بتن مسلح موجود با تسلیح عرضی کم در برابر گسیختگی برشی در طی پاسخ زلزله آسیب‌پذیرند. این مدل مقاومت برشی، که تنزل مقاومت برشی را با افزایش نیاز شکل‌پذیری جابجایی مدل می‌کند، به طور گسترده برای محاسبه ظرفیت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای چنین ستون‌هایی استفاده می‌شود. برای تعیین مدل ظرفیت جابجایی نسبی ۵۰ مدل پایه آزمایش شده است. این مدل ظرفیت جابجایی نسبی بر مبنای حالت بحرانی ستون تخمین بهتری از جابجایی نسبی بین طبقه‌ای گسیختگی برشی را ارائه می‌دهد. این مدل ظرفیت پارامترهای بحرانی که بر ظرفیت جابجایی نسبی مؤثرند را در نظر می‌گیرد که از آن جمله می‌توان به موارد نسبت تسلیح عرضی، نیاز تنش برشی، نسبت بار محوری اشاره کرد.

در ادامه این مدل کاربردی بر مبنای مشاهدات داده‌های آزمایشگاهی معرفی می‌شود. هدف از ارائه این مدل بدست آوردن روابط ساده‌ای است که پارامترهای بحرانی تاثیرگذار بر جابجایی نسبی در گسیختگی برشی ستون‌های ساختمانی که معیار برش حاکم است را تعیین می‌کند.



شکل ۴-۵ تاثیر پارامترهای کلیدی در جابجایی نسبی گسیختگی برشی

بر اساس این مشاهدات رابطه پیشنهادی برای جابجایی نسبی در گسیختگی برشی عبارت است

از:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{1}{30} + 5\rho'' - \frac{4}{1000} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} \geq \frac{1}{100} \quad (۱-۴)$$

تاثیر بار محوری در جابجایی نسبی گسیختگی برشی با توجه به داده‌های آزمایشگاهی عبارت

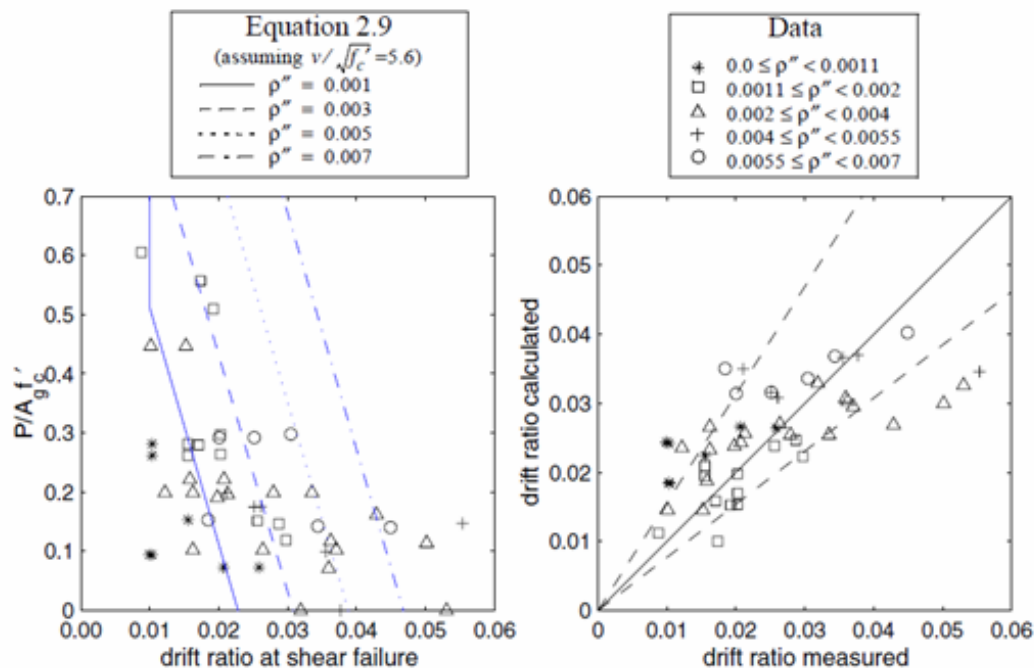
است از:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (۲-۴)$$

شکل ۴-۶ معادله ۲-۴ را با نتایج داده‌های آزمایشگاهی مقایسه می‌کند. شکل ۴-۶ سمت چپ

معادله ۲-۴ را با استفاده از مقدار میانگین $\frac{v}{\sqrt{f'_c}}$ داده‌های آزمایشگاهی با بار محوری و نسبت تسلیح

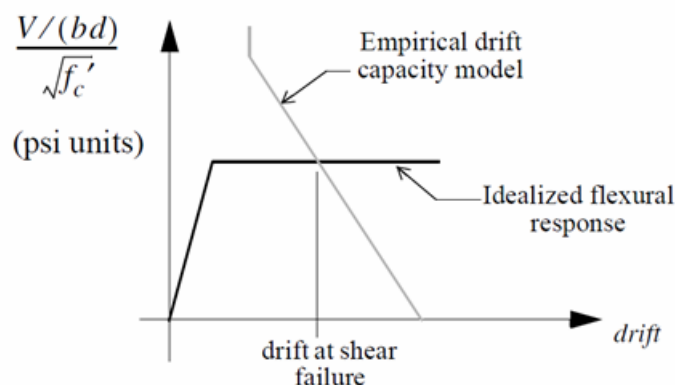
عرضی هر ستون مقایسه می‌کند. نتایج داده‌ها پیشنهاد می‌کند که برای ستون‌های با تسلیح عرضی کم، $\rho'' \leq 0.004$ افزایش نسبت بار محوری منجر به کاهش جابجایی نسبی در گسیختگی برشی می‌شود. برای ستون‌های با $\rho'' \geq 0.004$ ارتباط بین نسبت بار محوری و جابجایی نسبی کاملاً واضح نیست و پیشنهاد می‌شود معادله ۱-۴ که از تاثیر بار محوری صرف‌نظر کرده است برای چنین ستون‌هایی استفاده شود [۵۵].



شکل ۴-۶ مقایسه جابجایی نسبی محاسبه شده در گسیختگی برشی با توجه به معادله ۲-۴

معادلات ۱-۴ و ۲-۴ باید برای ستون‌هایی استفاده شوند که ظرفیت برشی تعریف شده توسط مدل مقاومت برشی (معادله ۱ sezen2002) از نیاز برشی محاسبه شده براساس روند تحلیلی تجاوز کند. معادلات ۱-۴ و ۲-۴ سطح حالت حدی را برای تعیین نقطه گسیختگی برشی ستون تعریف می‌کند. همانطور که در شکل ۷-۴ نشان داده شده است پاسخ خمشی پیش‌بینی شده ستون می‌تواند در امتداد خط تعریف شده با معادله ۱-۴ و یا ۲-۴ رسم شود و نقطه تقاطع تخمینی از نقطه

گسیختگی برشی ستون است. بررسی زلزله‌ها نشان می‌دهد که ستون‌هایی که در ساختمان‌های بتنی مسلح تا قبل از سال ۱۹۷۰ ساخته شده‌اند یعنی قبل از بیان جزئیات اجرایی لرزه‌ای، در گسیختگی برشی آسیب‌پذیرند. این ستون‌ها تنش برشی ماکزیمم بزرگتر از $2\sqrt{f'_c}$ را تحمل می‌کنند و نسبت تسلیم عرضی آنها کمتر از ۰,۰۲ است. معادلات ۴-۱ و ۴-۲ جابجایی نسبی گسیختگی برشی برای ستون‌هایی را بیان می‌کند که دامنه‌شان از ۰/۱ تا ۰/۳۵ است.



شکل ۴-۷ محاسبه جابجایی نسبی در گسیختگی برشی

۴-۳-۱- مدل گسیختگی محوری

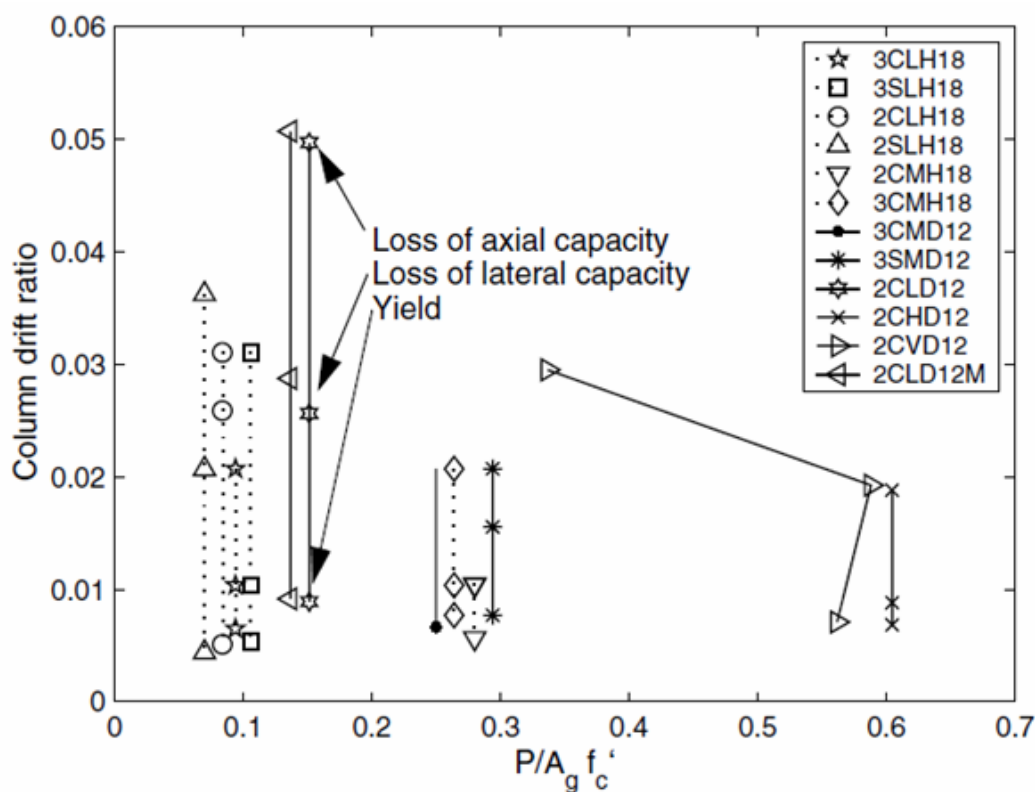
در این قسمت روش محاسبه ظرفیت محوری ستون که در مرحله قبلی تحت برش گسیخته شده است بیان می‌شود. با توجه به چنین مدلی، مهندسین در زمینه مقاوم‌سازی لرزه‌ای قادر به درک بهتر این مطلب خواهند بود که آیا المان بحرانی در برابر برش که نمی‌تواند تغییرشکل جانبی اعمالی را بدون گسیختگی برشی تحمل کند قادر خواهد بود بارهای ثقل را تحمل نماید یا خیر. چنین مدلی میزان بار ثقلی را که باید به المان‌های همسایه مجاور پس از گسیختگی برشی ستون انتقال یابد را مشخص می‌نماید.

۴-۳-۱-۱- رخدادهای تجربی

آزمایش ستون‌های بتن مسلح تحت بار لرزه‌ای نشان می‌دهند که این ستون‌ها اندکی پس از

دست دادن ظرفیت بار جانبی ستون نیز مقاومت خواهند کرد. برای سازه‌های موجود که یا محاسبات مقاومت لرزه‌ای در آن‌ها انجام شده است و یا مقاوم‌سازی لرزه‌ای شده‌اند، روند محافظه‌کارانه کمتری در جنبه‌های اقتصادی و عملی مدنظر قرار می‌گیرد. نکته مهم اینجاست که اگر یک ستون بتواند بار ثقلی را پس از آنکه تنزل مقاومت جانبی‌اش آغاز شد تحمل کند آنگاه قطعاً این ستون به عنوان یک المان ثانویه محسوب خواهد شد.

شکل ۴-۸ نسبت دریافت متناظر با رخدادهای خاص برای ۱۲ ستون گزارش شده توسط Lynn و Sezen را نشان می‌دهد. برای ستون‌هایی که بارهای محوری کمتری دارند تمایل به رخداد گسیختگی بار محوری در جابجایی‌های نسبی بزرگ وجود دارد صرف‌نظر از اینکه گسیختگی برشی در جابجایی نسبی کمتری رخ داده است. برای ستون‌هایی با بارهای محوری بزرگتر، گسیختگی بار محوری تمایل به رخداد در جابجایی نسبی کمتر را دارد و ممکن است حتی بلافاصله پس از افت ظرفیت بار جانبی رخ دهد [۵۶].



شکل ۴-۸ جابجایی نسبی به عنوان تابعی از بار محوری برای ستون‌های بتنی

شکل ۴-۸ جابجایی نسبی به عنوان تابعی از بار محوری برای ستون‌هایی که توسط Lynn و Sezen در سال‌های ۲۰۰۱ و ۲۰۰۲ آزمایش شدند را نشان می‌دهد. خطوط نقطه‌چین و توپر به ترتیب ستون‌های با تسلیم عرضی ۰,۰۱۸ و ۰,۰۱۲ را نشان می‌دهند.

۴-۳-۲- مدل اصطکاک - برش

ستون نشان داده شده در شکل ۴-۹ در زلزله kokaeli در سال ۱۹۹۹ فروریخته است. بارهای محوری که توسط این ستون تخریب شده تحمل می‌شوند باید در سطح گسیختگی برشی انتقال یابند. چنین انتقال باری توسط مکانیسم اصطکاک - برش مدل می‌شود. مدل‌های اصطکاک - برش تنش برشی را که در طول ترک انتقال می‌یابد به عنوان تابعی از تنش نرمال روی سطح ترک محاسبه می‌کند و تنش نرمال از افزایش طول تسلیم در عرض ترک و یا نیروهای اعمالی قائم بر سطح ترک نتیجه می‌شود. برای ستونی که در شکل ۴-۹ نشان داده شده است، تسلیم عرضی سطح گسیختگی برشی و بار محوری تحمل شده توسط ستون ترکیب می‌شوند تا نیروی نرمالی را تولید کنند و از این‌رو برش در سطح گسیختگی برشی انتقال می‌یابد. شکل ۴-۱۰ دیاگرام جسم آزاد را برای قسمت بالایی ستون شکل ۴-۹ نشان می‌دهد. نیروی برشی خارجی V برابر صفر در نظر گرفته می‌شود، به این دلیل که ستون تقریباً تمام مقاومت بار جانبی‌اش را در گسیختگی برشی از دست می‌دهد. فرض می‌شود سطح آزاد مورب قسمت پایینی دیاگرام جسم آزاد همان سطح ترک معادل با سطح ترک برشی را داشته باشد. در تحقیق صورت گرفته ترک بحرانی بر اساس مدل ایده‌آل در حالت گسیختگی بار محوری حاصل می‌شود یعنی نیاز اصطکاک - برش از مقاومت اصطکاک - برش در طول ترک فراتر می‌رود. نیروهای دوگانه تسلیم عرضی در بدست آوردن این روابط صرف نظر می‌شود. معادلات تعادل نیروهای نشان داده شده در دیاگرام جسم آزاد به صورت زیر است:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = N \sin \theta + V_{sf} \sin \theta + 2P_s \quad ۴-۳$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N \sin \theta = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_{sw} f_y h \tan \theta}{s} + 2V_d \quad ۴-۴$$

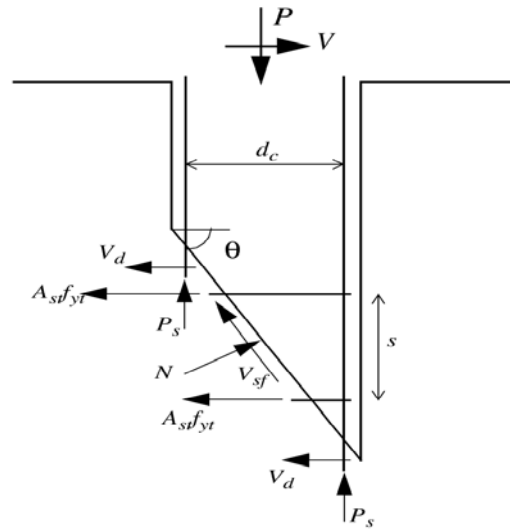
حرکت نسبی سطح گسیختگی برشی تمایل به فشردن تسلیح طولی دارد و به دلیل تمایل به کمانش به ویژه در حالت حدی، ظرفیت نیروی محوری تسلیح طولی فرض می‌شود که برابر صفر باشد. بنابراین معادلات ۳-۴ و ۴-۴ به صورت زیر در می‌آید:

$$P = N \cos \theta + V_{sf} \sin \theta \quad (۵-۴)$$

$$N \sin \theta = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_v f_y h \tan \theta}{s} \quad (۶-۴)$$



شکل ۹-۴ ستون گسیخته شده در زلزله kokaali در سال ۱۹۹۹



شکل ۱۰-۴ دیاگرام جسم آزاد ستون پس از گسیختگی برشی

۴-۳-۱- زاویه ترک بحرانی

مدل‌های قابل اعتماد کمی برای تخمین θ سطح مورب گسیختگی وجود دارد. مسیر پایه‌ای برای تعریف این زاویه عبارت است از: تعیین تنش کششی اسمی هنگامی که به ظرفیت کششی بتن تحت ترکیب برش و بار محوری می‌رسد با استفاده از دایره موهر که موقعیت تنش را نشان می‌دهد. مدل پیشنهاد شده توسط Kim Mander [۵۷] زاویه ترک بر اساس کمینه کردن کار خارجی نسبت به نیروی برشی واحد بدست می‌آید. برای ستون‌هایی که توسط Lynn و Sezen تست شده‌اند زاویه این ترک بین ۶۵ تا ۷۱ درجه تخمین زده شده است. شکل ۱۱-۴ زاویه میانگین مشاهده شده ترک‌های برشی بحرانی را نشان می‌دهد. این زاویه می‌تواند تقریباً ۶۵ درجه نسبت به افق تخمین زده شود یا از رابطه زیر به دست آید:

$$\theta = 55 + 35 \frac{P}{P_0} \quad (۷-۴)$$

P_0 ظرفیت محوری ستون خراب نشده است که:

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_{yt} A_{st} \quad (۸-۴)$$

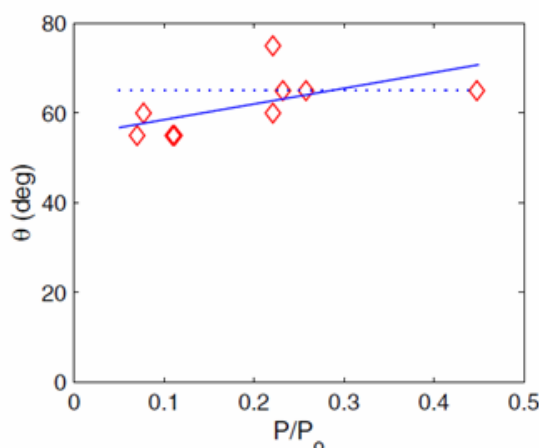
f'_c مقاومت فشاری بتن، A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی، A_g سطح مقطع ناخالص بتن،
 f_{yl} مقاومت تسلیم تسلیم طولی.

۳-۳-۴- ظرفیت جابجایی نسبی در گسیختگی محوری

این قسمت شرحی برای تعیین نسبت دریافت در گسیختگی محوری دارد که وابسته به پارامترهای بار محوری، تسلیم عرضی و تسلیم طولی تعریف می‌باشد که به صورت زیر است:

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (9-4)$$

در این رابطه فرض می‌شود θ برابر ۶۵ درجه باشد.



شکل ۴-۱۱ ارتباط بین زاویه مشاهده شده ترک بحرانی و بار محوری [۵۵]

۴-۴- بررسی برش در آیین‌نامه‌های مختلف

۴-۴-۱- مقدمه

اعضای خمشی معمولاً علاوه بر خمش، تحت تاثیر برش نیز قرار می‌گیرد. در هر ناحیه‌ای از عضو که تغییرات لنگر خمشی وجود داشته باشد، برش هم وجود خواهد داشت. چرا که در حقیقت برش به صورت مشتق لنگر خمشی در طول عضو ظاهر می‌شود ($V = dM/dx$). شکست برشی در

یک مقطع بتن آرمه به صورت ناگهانی و بدون هشدار قبلی و یا با ظهور اندک آثار شکست زودرس رخ می‌دهد. به همین دلیل معمولاً با انتخاب ضرایب اطمینان بزرگ‌تر در برش نسبت به خمش این المان‌ها را طوری طراحی می‌کنند که در خمش تحت بارهای کم‌تری نسبت به بارهایی که باعث شکست برشی می‌شوند به حد گسیختگی برسند.

از آنجا که ضعف بتن در مقاومت کششی آن است اولین آثار گسیختگی مقطع به صورت ترک‌خوردگی ناشی از تنش‌های کششی اصلی و در راستای عمود بر آن تنش‌ها ظاهر می‌شود. بدین ترتیب مشکلی که برش برای یک عضو بتنی ایجاد می‌کند آن است که تنش‌های برشی به صورت خالص و یا در ترکیب با تنش‌های خمشی در راستایی که با افق زاویه‌ای بین صفر تا ۴۵ درجه می‌دهد، تنش‌های کششی قطری ایجاد می‌کنند که این تنش‌ها در حقیقت همان تنش‌های اصلی بوده و بیشترین تنش کششی ممکن در نقطه‌ای مربوطه هستند. بدیهی است که تنش‌های کششی اصلی تا حد مقاومت کششی بتن، توسط مقطع تحمل شده و از آن به بعد مقطع با ترک‌خوردگی روبرو خواهد شد. بر اساس توضیحات قبلی در یک عضو بتنی با رفتار الاستیک، در اثر عمل توام برش و خمش سه نوع ترک‌خوردگی محتمل رخ خواهد داد.

۴-۴-۲- ترک‌های برشی جان

این ترک‌ها در ناحیه‌ای از عضو رخ می‌دهد که تنش برشی تقریباً خالص وجود داشته باشد. نواحی نزدیک تکیه‌گاه‌ها در تیرهای دو سر ساده، نواحی مستعدی برای وقوع این نوع ترک هستند. این ترک‌ها با زاویه‌ای ۴۵ درجه و در عمق جان مقطع تشکیل شده و از پایین یا بالای مقطع قابل مشاهده نیستند.

۴-۲-۳- ترک‌های خمشی - برشی

این ترک‌ها در ناحیه‌ای به وقوع می‌پیوندند که هر دو تنش‌های برشی و خمشی قابل توجه

باشند. این نوع ترک ابتدا در ناحیه‌ی لنگر مثبت، تحت تاثیر تنش کششی خالص که از خمش ناشی می‌شود، آغاز شده و با رسیدن به موقعیت فولادهای خمشی به تدریج تحت تاثیر توام برش و خمش تورب پیدا می‌کند، تا آن که در محدوده‌ی تار خنثی تحت تاثیر تنش برشی خالص زاویه‌ی ۴۵ درجه با محور خنثی تشکیل دهد.

۴-۲-۴- ترک‌های خمشی

این ترک‌ها در ناحیه‌ای از تیر که برش ناچیز بوده و فقط تنش خمشی وجود دارد (نظیر وسط یک تیر دو سر ساده) اتفاق می‌افتد. این ترک‌ها به صورت تقریباً قائم بالا رفته و تا محور خنثی نفوذ می‌کند. بدیهی است که فولادهای خمشی تعبیه شده در مقطع اثر این ترک‌ها را جبران کرده و یک مقطع بتن‌آرمه را به صورت پایدار باقی نگه می‌دارد.

۴-۳- حالت‌های شکست عضو بتنی

همان‌طور که می‌دانیم مقدار و جهت تنش کششی حداکثر که همان تنش اصلی بوده و مهم‌ترین عامل تاثیرگذار در ایجاد و توسعه‌ی ترک‌های ناشی از عمل توام برش و خمش است. به نسبت تنش خمشی به تنش برشی $\left(\frac{f}{v}\right)$ وابسته است. به صورت تقریبی می‌توان تنش خمشی را متناسب با نسبت $\left(\frac{M}{bd^2}\right)$ و تنش برشی را متناسب با نسبت $\left(\frac{V}{bd}\right)$ فرض نمود، بدین ترتیب نسبت تنش خمشی به تنش برشی به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{f}{v} = k \frac{M}{Vd} \quad (۴-۱۰)$$

K ضریب است. رابطه‌ی بالا نشان می‌دهد که متغیر بدون بعد $\frac{M}{Vd}$ بر شدت تنش کششی

قطری حداکثر و جهت آن تاثیرگذار است. از طرفی برای المان‌هایی تحت بارهای متمرکز نسبت $\frac{M}{V}$

در ناحیه‌ای که در آن برش قابل توجه وجود دارد و بین بار متمرکز و تکیه‌گاه، برابر فاصله‌ی بار متمرکز از تکیه‌گاه است. این فاصله معمولاً به نام "دهانه برش" خوانده شده و با a نشان داده می‌شود. بدین ترتیب نسبت تنش خمشی به تنش برشی با نسبت دهانه برشی به عمق مؤثر $\frac{a}{d}$ متناسب خواهد بود. (برای دهانه‌های تحت بار گسترده می‌توان دهانه برش را برابر با دهانه‌ی آزاد l_c در نظر گرفت).

۴-۳-۱- شکست خمشی

مربوط به بار متمرکز $\frac{a}{d} \geq 5.5$

مربوط به بار گسترده $\frac{l_c}{d} \geq 16$

۴-۳-۲- شکست قطری کششی

مربوط به بار متمرکز $2.5 < \frac{a}{d} < 5.5$

مربوط به بار گسترده $11 < \frac{l_c}{d} < 16$

۴-۳-۳- شکست برشی فشاری و شکست برشی کششی

این حالت از شکست ممکن است برای تیرهای نسبتاً عمیق تحت بار متمرکز با $1 < \frac{a}{d} < 2.5$ و

یا تحت بار گسترده با $1 < \frac{l_c}{d} < 5$ اتفاق بیافتد. در این حالت نیز ابتدا چندین ترک خمشی ظریف در

وسط دهانه ایجاد می‌شود و با از بین رفتن چسبندگی بین میلگردها و بتن اطراف آن‌ها در ناحیه‌ی

تکیه‌گاه، پیش‌روی ترک‌های خمشی متوقف می‌شود. سپس ناگهان یک ترک مورب با شیب تندتر از

آنچه که در شکست قطری کششی اتفاق می‌افتد، ایجاد شده و به طرف محور خنثی جلو می‌رود.

هم‌زمان با خرد شدن بتن در تارهای فشاری بالای مقطع، بازتوزیع تنش در ناحیه‌ی فشاری به وقوع

پیوسته و پیش‌روی ترک مورب به طرف بالا کندتر می‌شود. سرانجام با اتصال ترک مورب به ناحیه‌ی

بتن خرد شده، شکست برشی فشاری به صور ناگهانی رخ می‌دهد.

لازم به ذکر است که شکست برشی فشاری اگرچه یک شکست ترد محسوب می‌شود، اما به دلیل باز توزیع محدود تنش در ناحیه فشاری نسبت به شکست قطری کششی با تردی کمتری تلقی می‌شود. این شکست به میزان محدودی با هشدار قبلی همراه می‌باشد. در محدوده‌ی نسبت دهانه برشی به عمق مؤثر ذکر شده، همچنین ممکن است قبل از اینکه هرگونه خردشدگی در ناحیه‌ی فشاری بتن اتفاق بیافتد، شکست مقطع با از بین رفتن کامل چسبندگی بین فولاد کششی و بتن تا تکیه‌گاه و جداسدن بتن رخ دهد. این شکست مقطع تحت عنوان شکست برشی کششی خوانده می‌شود.

۴-۴- بررسی معادلات مقاومت برشی پیشنهادی [۵۵-۷۱]

در طی سالیان اخیر، مدل‌های مقاومت برشی متفاوتی پیشنهاد شده‌اند و برای طراحی و محاسبه ستون‌های بتنی مسلح استفاده شده‌اند. بر اساس این مدل‌ها، مقاومت برشی به صورت مجموع مقاومت برشی بتن و تسلیح برشی می‌باشد. تاثیر پارامترهای مختلف از قبیل بار محوری، شکل‌پذیری و پارامترهای نسبی در بعضی از این مدل‌ها نشان داده شده‌اند. تعدادی از این تحقیقات تجربی در این قسمت آورده شده است. تمام واحدها بر اساس i_b, i_n, ψ می‌باشد.

۴-۴-۱- آشتو

استاندارد آشتو معادلات زیر را بر مبنای فرض مدل خرابی ۴۵ درجه ارائه داده است:

$$V_n = V_c + V_s \quad (۴-۱۱)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{P}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \lambda b_w d \quad (۴-۱۲)$$

$$V_c = \left(\sqrt{\frac{f'_c}{6}} \right) \quad (۴-۱۳)$$

$$V_c = \left(\frac{10P}{f_c' A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6(b_w d)} \quad (14-4)$$

$$\frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (15-4)$$

$$d = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (16-4)$$

که A_v سطح مقطع عرضی فولاد عرضی، f_{yt} مقاومت تسلیم فولاد عرضی، D قطر ستون، D_r قطر دایره عبوری از مرکز فولادهای طولی، s فاصله عمودی بین حلقه‌های عرضی.

برای طراحی غیرلرزه‌ای، معادلات ۱۲-۴ یا ۱۳-۴ برای توزیع مقاومت برشی بتن استفاده می‌شود، بسته به تاثیر بار محوری، معادلات ۱۲-۴ یا ۱۳-۴ همچنین در نواحی مفصل پلاستیک برای بتن استفاده می‌شود. با این حال اگر نسبت بار محوری کمتر از ۰/۱ باشد V_c به صورت خطی از معادله ۱۲-۴ یا معادله ۱۳-۴ به صفر کاهش می‌یابد و در این حالت معادله ۱۴-۴ استفاده می‌شود. سهم مقاومت برشی فولاد توسط معادله ۱۵-۴ بدست می‌آید. معادله ۱۶-۴ برای مقاطع دایروی استفاده می‌شود.

۴-۴-۲- کمیته ASCE-ACI (1973-1977)

کمیته مشترک ASCE-ACI گزارشی در سال ۱۹۷۳ در خصوص مقاومت برشی اعضای بتن مسلح منتشر کردند. گزارشات بر اساس مشاهدات زلزله San Fernando در سال ۱۹۷۱ نوشته شد. چاپ مجدد این گزارش در سال ۱۹۷۷ نوشته شد. در گزارش ۱۹۷۳ دلایل شکست برشی نامطلوب اعضای بتن مسلح بررسی شد. این گزارش مکانیزم انتقال برش عمومی، پیشنهادات طراحی و تحقیقات موجود را مرور کرده است. این گزارش مکانیزم‌های انتقال برشی مهم را به صورت زیر بیان می‌کند:

۱- انتقال برش توسط بتن ترک نخورده

۲- انتقال برش پیوستگی در بتن ترک خورده که از درگیری ذرات ایجاد می شود.

۳- انتقال برش توسط تسلیح عرضی

۴- عملکرد قوسی در اعضای عمیق

در روند طراحی بحرانی ترین مکانیزم، مکانیزم انتقال برش توسط بتن و تسلیح عرضی است. کمیته ASCE-ACI روشی شبیه به آیین نامه ACI داده شده است. در اعضای که در معرض فشار محوری قرار گرفته اند. سهم بتن از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_C = v_c \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) bd \quad (۱۷-۴)$$

برای اعضای با وزن نرمال بتنی که در معرض تنش محوری بیشتر از $0.5\sqrt{f'_c A_g}$ قرار گرفته اند، نیروی برشی که توسط بتن حمل می شود:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) bd \quad (۱۷-۴)$$

که v_c تنش برشی تحمل شده توسط بتن است و از فرمول زیر بدست می آید:

$$v_c = (0.8 + 100\rho_l) \sqrt{f'_c} \leq 0.2\sqrt{f'_c} \quad (۱۸-۴)$$

ρ_l نسبت تسلیح طولی است. $\rho_l = \frac{A_s}{bd}$

معادله پیشگویانه دیگر برای محاسبه مقاومت برشی نیاز به آغاز ترک های برشی مختلفی دارد.

$$V_{ci} = v_c bd + \frac{M_0}{a} \quad (۱۸-۴)$$

برای ستون هایی که تحت انحنای مضاعف بارگذاری شده اند، دهانه برش، a ، معادل $L/2$

است، M_0 عبارت است از:

$$M_0 = \frac{P}{A_g} \frac{I}{y_t} \quad (18-4)$$

با جایگذاری ممان اینرسی ثانویه، I ، A_g و فرض کردن y_t به صورت نصف ارتفاع مقطع

$$\left(y_t = \frac{h}{2} \right) \text{ معادله به صورت زیر در می آید:}$$

$$V_{ci} = v_c b d + 0.167 \frac{hP}{a} \quad (19-4)$$

این کمیته به صورت جزئی، فاکتورهای مؤثر بر مقاومت برشی شامل اثر شکل مقطع عرضی و ابعاد مقاومت تسلیح و جزئیات آن، نسبت عمق به دهانه و نوع بارگذاری را بررسی می کند. کمیته برای عضوهایی که نسبت عمق به دهانه کمی دارند، پیشنهاد کرده است که تنش برشی بتن، V_c ، باید با نسبت عمق به دهانه کم شود. توجه شود که سهم بار محوری به برش که توسط بتن حمل می شود همچنین با همین نسبت ارتفاع مقطع به دهانه کم می شود، h/a (معادله ۱۹-۴).

۴-۴-۳- پیشنهادات SEAOC (1973)

SEAOC معادلات مقاومت برشی ستون ACI 318-02 را شامل می شود به جز اینکه سهم

بتن، برای تنش های محوری $\frac{P}{A_g}$ کمتر از $0.12 f'_c$ صفر فرض می شود. سهم تسلیح عرضی از معادله

۴-۲۰ محاسبه می شود.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (19-4)$$

سهم بتن، V_c ، از معادله ۴-۲۰ محاسبه می شود به استثنای اینکه سطح بتن که در برابر برش

مقاومت می کند معادل با bd است و بنابراین:

$$V_c = 3.5\sqrt{f'_c} \sqrt{1+0.002\left(\frac{P}{A_g}\right)} A_s \quad (۲۰-۴)$$

که A_c سطح بتن که در برابر برش مقاومت می‌کند می‌باشد.

۴-۴-۴- پیشنهادات (1999) Aschheim and Moehle

در تحقیق انجام شده توسط Moehle و Aschheim در سال ۱۹۹۲ از داده‌های آزمایشات ستون‌های پل طره‌ای استفاده شده است. داده‌ها نشان می‌دهند که مقاومت برشی ستون تابعی از نیاز شکل‌پذیری، μ_δ ، کمیت تسلیح عرضی و بار محوری است. مقاومت برشی به صورت مجموع سهم‌های مقاومت بتن و تسلیح عرضی است (معادله ۴-۲۳). سهم تسلیح عرضی از معادله ۴-۲۱ محاسبه می‌شود. سهم بتن بدین صورت تعریف می‌شود:

$$V_c = \alpha \left(1 + \frac{P}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \leq 3.5\sqrt{f'_c} bd \quad (۲۱-۴)$$

برای طراحی و محاسبات ستون‌های بتن مسلح با حلقه مستطیل:

$$\alpha' = \frac{0.006\rho_w f_{yw}}{\mu_s} \quad (۲۲-۴)$$

که ρ_w نسبت تسلیح عرضی است، $\rho_w = A_{sw}/bs$.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۲۳-۴)$$

$$V_c = 0.3 \left(k + \frac{P}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (۲۴-۴)$$

$$0 \leq k = \frac{4 - \mu_\delta}{3} \leq 1 \quad (۲۵-۴)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} d}{s} \cot 30 \quad (۲۶-۴)$$

۴-۴-۵- پیشنهادات Caltrans (1995)

برای محاسبه مقاومت برشی ستون‌های بتن مسلح موجود، سازمان حمل و نقل کالیفرنیا معادله ۴-۲۷ را برای محاسبه مقاومت برشی، V_n ، پیشنهاد کرده است که V_s از معادله ۴-۲۸ محاسبه می‌شود. سهم بتن، V_c ، فرض می‌شود تابعی از بار محوری اعمالی، شکل‌پذیری و محصورشدگی است.

$$V_c = (F_1)(F_2)\sqrt{(f'_c)(0.8A_g)} \leq 4\sqrt{(f'_c)(0.8A_g)} \quad (۴-۲۷)$$

$$F_1 = \frac{\rho'' f_y}{150} + 3.67 - \mu_s \leq 3.0 \quad (۴-۲۸)$$

ρ'' نسبت حجم تسلیح عرضی به حجم بتن هسته است. توجه کنید نسبت تسلیح عرضی معادله ۴-۱۴ در عوض نسبت سطح تسلیح عدضی به سطح مقطع بتن است $\rho_w = A_{sw}/bs$. F_2 ضریب بار محوری است که بین ۱ برای تنش محوری صفر و ۱.۵ برای تنش فشاری 1000 psi است.

۴-۴-۶- Pristly (1994)

پریستلی پیشنهاد کرده است که برای محاسبه مقاومت برشی ستون‌ها تحت بارهای جانبی سیکلی سهم بتن، مکانیزم خرابایی یا تسلیح عرضی و مکانیزم قوسی مرتبط با بار محوری V_p ، به صورت زیر است:

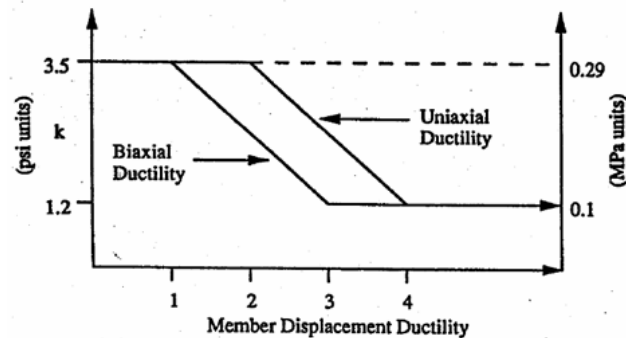
$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (۴-۲۹)$$

مؤلفه بتن عبارت است از:

$$V_c = k\sqrt{f'_c}0.8A_g \quad (۴-۳۰)$$

$$V_c = k\sqrt{f'_c}A_e \quad (۴-۳۱)$$

که $A_e = 0.8A_g$ و پارامتر k مرتبط با میزان شکل‌پذیری عضو است که در شکل ۱۲-۴ تعریف شده است. همان‌طور که در شکل ۱۲-۴ شرح داده شده است، سهم بتن با افزایش شکل‌پذیری به میزان ۶۶٪ کاهش می‌یابد.



شکل ۱۲-۴ کاهش مقاومت برشی بتن با افزایش شکل‌پذیری

سهم تسلیح عرضی مقاومت برشی بر مبنای مکانیزم خرابایی با زاویه ۳۰ درجه بین دستک فشاری قطری و محور طولی ستون است برای ستون‌های با مقطع عرضی مستطیلی، مؤلفه مکانیزم خرابایی، V_s عبارت است از:

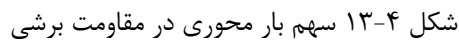
$$V_s = \frac{A_{sw} f_{sw} D}{s} \cot 30 \quad (۳۲-۴)$$

که D' فاصله موازی با برش اعمالی بین مرکز تا مرکز حلقه‌های پیرامونی است. سهم مکانیزم قوسی عبارت است از:

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D-s}{2\alpha} P \quad (۳۳-۴)$$

α ، تورب دستک فشاری قطری است (شکل ۱۳-۴)، c ، عمق تار خنثی و D عمق کل مقطع

است.



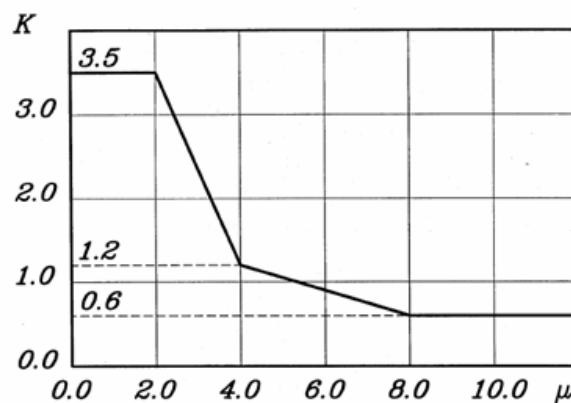
۱۳۵

۴-۴-۷ Kowalski (1997)

مدل پیشنهاد شده توسط پریستلی، توسط Kowalski بازنگری شده است (۱۹۹۷). برای داشتن تاثیرات نسبت ابعاد ستون و تسلیح طولی، سهم بتن بدین صورت تعریف می‌شود:

$$V_c = \alpha \beta k \sqrt{f'_c} 0.8 A_g \quad (۴-۳۹)$$

که α تاثیر نسبت ابعاد را شامل می‌شود $a = \frac{2-a}{h} + 1$ و نمی‌تواند کوچکتر از ۱ و بزرگتر از ۱/۵ باشد و β برای تاثیر تسلیح عرضی آورده شده است $\beta = 0.5 + 20 \rho_l \leq 1$. (به شباهت بین ضریب β و تنش برشی توصیه شده توسط کمیته ASCE-ACI (معادله ۴-۱۹) توجه شود). همان‌طور که در شکل ۴-۱۴ نشان داده شده است ضریب تنزل مقاومت، k ، در شکل‌پذیری‌های بزرگتر کاهش می‌یابد.



شکل ۴-۱۴ کاهش مقاومت برشی با افزایش شکل‌پذیری

شکل ۴-۱۴ کاهش سهم بتن را تا ۸۳ درصد در جابجایی‌های بزرگ نشان می‌دهد، مؤلفه بار محوری، V_p همان معادله ۴-۲۱ باقی می‌ماند، مؤلفه مکانیزم خرابایی، V_s ، با رابطه زیر اصلاح می‌شود:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{sw} D}{s} \cot 30 \quad (۴-۴۰)$$

D' : قطر فولادهای طولی ستون دایروی.

(1996) Konwinski - ۸-۴-۴

تحقیق انجام شده توسط Konwinski که بر اساس داده‌های تجربی آزمایشات ستون شکل‌پذیر است متذکر می‌شود که مقاومت برشی ستون وابسته به نیاز شکل‌پذیری است. روش پیشنهاد شده شامل مؤلفه بتن و تسلیح عرضی برای محاسبه مقاومت برشی ستون است. سهم تسلیح عرضی، V_s ، نسبت به رابطه ذکر شده در آیین نامه ACI 318-02 به میزان ۵۰٪ کاهش می‌یابد و عبارت است از:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{sw} D}{s} \cot 30 \quad (۴۰-۴)$$

مؤلفه بتن، V_c ، عبارت است از:

$$V_c = \alpha \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{(P/A_g)}{12\sqrt{f'_c}}} 0.85 A_g \quad (۴۱-۴)$$

که $\alpha = 6 \frac{d}{a}$ ، اما $2 \leq \alpha \leq 4$ محدود شده است. در این روش برای محاسبه مقاومت برشی،

ظرفیت تغییرشکل اعضا لازم نیست که شناخته شود. اگرچه معادله ۴-۳۶ ارتباط غیرمستقیم با نیاز شکل‌پذیری دارد، با این حال تاثیر شکل‌پذیری به صورت مجازی اشاره شده است. برای اینکه تاثیر تنزل مقاومت به دلیل بارگذاری سیکلی در نظر گرفته شود، تنش برشی ماکزیمم بتن هسته $\left(\tau_{\max} = \frac{V_u}{A_{core}} \right)$ برابر با $f'_c/8$ است. این روش فرض می‌کند که کاور بتن پوسته شده است.

(1997) FEMA 273 - ۹-۴-۴

معادلات مقاومت برشی ستون که در FEMA273 راهنمای NEHRP برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد شده است بر مبنای مروری از داده‌های تجربی ممکن برای ستون‌های موجود تحت بار

محوری و جابجایی‌های جانبی سیکلی برگشت‌پذیر است. مرجع اولیه داده‌ها بر اساس ستون‌های با تسلیح عرضی بالاتر نسبت به ساختمان‌های قدیمی‌تر است. در FEMA273، نیاز شکل‌پذیری ستون‌های قدیمی‌تر به روش ساده‌ای قابل تبدیل است.

سهم فولاد عرضی برای مقاومت برشی از معادله ۴-۱۹ در آیین نامه SEAOC محاسبه می‌شود و سهم بتن عبارت است از:

$$V_c = 0.29 \left(k + \frac{P}{13.8A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4-42)$$

$$V_c = 3.5\lambda \left(k + \frac{P}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4-43)$$

که فاکتور شکل‌پذیری k ، برابر با ۱ برای نیاز شکل‌پذیری کم و ۰٫۷ برای نیاز شکل‌پذیری بالا و متوسط است، و λ برای بتن با وزن نرمال برابر با ۱ است. نسبت نیاز به ظرفیت برابر با ۲ یا شکل‌پذیری کمتر از ۲ برای نیاز شکل‌پذیری کم است. بار محوری P در تنش کششی برابر با صفر است.

۴-۴-۱۰- مدل مقاومت برشی جایگزین

همانطور که FEMA273 اشاره کرده است، در یک ستون بتنی مقاومت برشی به دلیل اندرکنش تنش کششی و باز توزیع فعالیت‌های داخلی هنگام رخداد ترک، کاهش می‌یابد. این تاثیر تقریباً با معرفی ترم a/d نشان داده می‌شود که a برابر با فاصله از ممان بیشینه تا نقطه عطف است:

$$V_c = k \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c}A_g}} \right) A_g \quad (4-44)$$

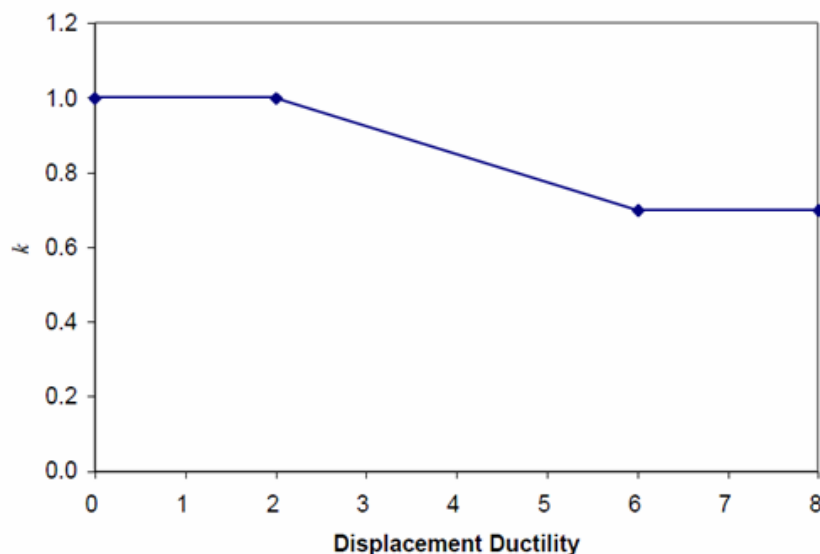
هیچ حد و مرزی برای نسبت a/d وجود ندارد، اما توجه شود که رنج مقادیر آن در داده‌های آزمایشگاهی بین ۲ تا ۳/۹ بوده است.

در معادله ۶، پارامتر k یک پارامتر اصلاحی برای محاسبه تنزل مقاومت هنگام تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی است و سایر ترم‌ها در سایر مدل‌های مقاومت برشی تعریف شده است (Aschhiem,1993;Pristley,1994). برای این داده فرض کنید k در شکل ۷ تعریف شده است. روابط نزولی که توسط سایر محققین پیشنهاد شده است، که شامل ستون‌های با مقادیر بالاتر تسلیم عرضی است نرخ تنزل را بالاتر تخمین می‌زند.

سهم فولاد V_s در معادله ۴-۴۵ تعریف شده است، که برابر با معادله ۴-۴۶ است به جز حالتی که سهم مقاومت برشی همراه با تسلیم عرضی با افزایش شکل‌پذیری با همان ضریب k کاهش می‌یابد (در شکل ۴-۱۵ تعریف شده است). مطالعات روی داده‌ها در جدول ۱ نشان می‌دهند که مدل‌های پیشنهادی توسط Aschhiem,1993;Pristley,1994 سهم حلقه‌ها را بالا تخمین می‌زند:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{sw} d}{s} \quad (4-45)$$

$$V_s = k \frac{A_{sw} f_{sw} d}{s} \quad (4-46)$$



شکل ۴-۱۵ پارامتر k

۴-۴-۱۱- رابطه پیشنهادی Moehle و Sezen

Moehle و Sezen مدل مقاومت برشی را برای ستون‌های بتنی مسلح کم خاموت ارائه داده‌اند

که تنزل مقاومت را محاسبه می‌کند که با تسلیم خمشی همراه است [۵۶]:

$$V_{n,sezen} = k \frac{A_s f_y d}{s} + k \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{(P_u)}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (psi)} \quad (۴۷-۴)$$

$$V_{n,sezen} = k \frac{A_s f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{(P_u)}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (Mpa)} \quad (۴۸-۴)$$

a فاصله ممان بیشینه مقطع تا نقطه عطف است

μ جابجایی شکل‌پذیر که:

$$\begin{aligned} \mu \leq 2 &\triangleright k = 1 \\ \mu \geq 6 &\triangleright k = 0.7 \end{aligned} \quad (۴۹-۴)$$

و برای مقادیر بین، k به صورت خطی تغییر می‌کند.

ATC/MCEER -۱۲-۴-۴

ATC/MCEER آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای برای AASHTO-LRFD بر مبنای NCHRP 12-49

پیشنهاد کرده است. معادله ۴-۵۰ تا ۴-۵۶ برای محاسبات مقاومت برشی اسمی در ناحیه پلاستیک استفاده می‌شود. برای تعیین ضریب ثابت A در معادلات ۴-۵۱ تا ۴-۵۴ که ضریب شرایط مرزی است، اگر دوسر گیردار باشد ۲ اعمال می‌شود. وقتی یک سر گیردار است و سر دیگر آزاد مثل طره، این ضریب ۱ خواهد بود. در معادله ۴-۵۲، D' قطر دایره فولاد طولی در ستون دایروی است. زاویه ترک θ که در معادله ۲۷ تعیین می‌شود فولاد عرضی و طولی را در نظر می‌گیرد و برای محاسبه V_s استفاده می‌شود. مقاومت برشی تسلیح V_s برای ستون‌های دایروی در معادله ۲۶ آورده می‌شود. تاثیر بار محوری در معادله ۲۳ آمده است.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (۵۰-۴)$$

$$V_p = \frac{\gamma}{2} P \tan \alpha \quad (51-4)$$

$$\tan \alpha = \frac{D'}{L} \quad (52-4)$$

$$V_c = 0.05 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (53-4)$$

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_{yh} d}{s} \cot \theta \quad (54-4)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{1.6 \rho_v A_v}{\gamma \rho_t A_g} \right)^{0.25} \geq \tan \alpha \quad (55-4)$$

$$\rho_v = \frac{\rho_s}{2} = \frac{2A_{sp}}{sD_{sp}} \quad (56-4)$$

ATC-32 - ۱۳-۴-۴

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s) \geq V_u \quad (57-4)$$

مقاومت برشی بتن:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + 0.075 \frac{P}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \text{ (MPa)} \quad \text{خارج از محدوده مفصل پلاستیک} \quad (58-4)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(0.5 + 0.075 \frac{P}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \text{ (MPa)} \quad \text{در محدوده مفصل پلاستیک} \quad (59-4)$$

مقاومت برشی خاموت‌ها:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (59-4)$$

V_c مقاومت برشی اسمی بتن، V_s مقاومت برشی تسلیح عرضی، V_u نیاز برشی در
مقطر (ماکزیمم برش تجربی در آزمایشات)، f'_c مقاومت برشی بتن، A_v مساحت کلی تسلیح برش

موازی با راستای اعمال نیروی برشی با فواصل s در طول محور عضو، b عرض مقطع، d فاصله تار فشاری تا مرکز تسلیح کششی طولی، Φ فاکتور کاهش مقاومت.

۴-۴-۱۴- استاندارد نیوزیلند

استاندارد نیوزیلند معادلات زیر را بر مبنای مدل خرابی ۴۵ درجه برای مقاومت برشی ستون‌های بتن مسلح ارائه داده است. در تعیین V_c برای نواحی مفصل پلاستیک، میزان فولاد طولی و تاثیر بار محوری در نظر گرفته شده است. البته تاثیر بار محوری در حالتی که نسبت بار محوری از ۰/۱ تجاوز کند همان‌طور که در معادله ۴-۶۱ نشان داده شده است منظور می‌شود. بنابراین در حالتی که نسبت بار محوری کوچکتر مساوی ۰/۱ باشد، از سهم بتن برای مقاومت برشی صرف نظر می‌شود. برای منظور کردن فولاد طولی، پارامتر آخر در معادله ۴-۶۳ برای ستون‌های دایره‌ای اعمال می‌شود، که A_{st} سطح مقطع فولاد طولی و A_c سطح مقطع ستون است. مقاومت برشی تسلیح V_s در معادله ۴-۶۴ برای ستون‌های دایره‌ای محاسبه می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۴-۶۰)$$

$$V_c = \left(4v_b \sqrt{f'_c} \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g} - 0.1} \right) b_w d \quad (۴-۶۱)$$

$$\nu_b = 0.07 + 10\rho_w \quad (۴-۶۲)$$

$$\rho_w = \frac{A_{s,tens}}{b_w d} = \frac{0.5A_{st}}{A_c} \quad (۴-۶۳)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \quad (۴-۶۴)$$

FEMA 356 - ۴-۴-۱۵

ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها در آمریکا، به صورت گزارشات توصیه‌ای FEMA356 آورده شده است. به منظور پیاده کردن توصیه‌های FEMA356 برای یک سازه موجود، مهندس باید

قادر به محاسبه سختی ستون، مقاومت و ظرفیت تغییرشکل باشد. او باید همچنین قادر به تعیین پتانسیل گسترش گسیختگی در خمش و برش باشد. روند مدل سازی و تعیین مقاومت ستون ها با استفاده از داده های ۴ ستون آزمایش شده اینجا بحث شده است.

در گزارشات FEMA356 مقاومت برشی به صورت زیر است:

$$V_{356} = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (psi)} \quad (۴-۶۵)$$

$$V_{356} = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (MPa)} \quad (۴-۶۶)$$

$k_1 = 1$ برای فواصل تسلیحات کمتر از $\frac{d}{2}$ ، و $k_1 = 0.5$ بر ای مقادیر بیشتر از $\frac{d}{2}$ ، البته توجه

شود که نباید بیشتر از d شود. اگر بیشتر بود $k_1 = 0$ خواهد بود.

$$\begin{aligned} \mu \leq 2 &\triangleright k_2 = 1 \\ \mu \geq 4 &\triangleright k_2 = 0.7 \end{aligned} \quad (۴-۶۷)$$

و برای مقادیر مابین μ ، k_2 به صورت خطی تغییر می کند.

جدول ۴-۱ مقایسه روابط پیشنهاد شده برای برش

code	V_n	V_C		V_S		V_p
ACI	$V_C + V_S$	Shear, flexure	Shear, flexure, axial	section		
		$\left(\sqrt{\frac{f'_C}{6}}\right)\lambda b_w d$	$\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right)\lambda b_w d$	Rectangular	Circle	
				$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
New Zealand standard	$V_C + V_S$		$\left(4v_b\sqrt{f'_c}\sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} - 0.1\right)b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
FEMA356	$V_C + V_S$		$\lambda k_2\left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd}\sqrt{1 + \frac{P_u}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}}\right)0.8A_g$	$k_2\frac{A_v f_y d}{s}$		
FEMA273	$V_C + V_S$		$V_C = 0.29\left(k + \frac{P}{13.8A_g}\right)\sqrt{f'_c}bd$			
AASHTO	$V_C + V_S$		$\left(1 + \frac{P}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right)\lambda b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
ASCE	$V_C + V_S$		$v\left(1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c} A_g}\right)bd$ $v_c\left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g}\right)bd$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
SEAOC	$V_C + V_S$		$3.5\sqrt{f'_c}\sqrt{1 + 0.002\left(\frac{P}{A_g}\right)}A_s$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
Caltrans1995	$V_C + V_S$		$(F_1)(F_2)\sqrt{f'_c}(0.8A_g)$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$		
هیئت معماری ژاپن راهنمای طراحی سازه‌ای (۱۹۹۴)	$V_C + V_S$		$Factor1 \times Factor2 \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c}$		$\frac{\pi}{2}\frac{A_{st}f_{yh}D}{s}$	
Pristly(1994)	$V_C + V_S + V_P$	$V_c = k\sqrt{f'_c}0.8A_g$			$\frac{A_{sw}f_{sw}D}{S}\cot 30$	$P \tan \alpha = \frac{D-s}{2\alpha}P$
Kowalski(1997)	$V_C + V_S$	$V_c = \alpha\beta k\sqrt{f'_c}0.8A_g$			$\frac{A_{sw}f_{sw}D}{S}\cot 30$	$P \tan \alpha = \frac{D-s}{2\alpha}P$
Konwinski(1996)	$V_C + V_S$	$\alpha\sqrt{f'_c}\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{P}{A_g}\right)}{12\sqrt{f'_c}}}0.85A_g$		$0.85\frac{A_{sw}f_{sw}h}{s}$		
Sezen&Moehle	$V_C + V_S$	$k\left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d}\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{P_u}{A_g}\right)}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}}\right)0.85A_g$		$K\frac{A_s f_s d}{s}$		
ATC/MCEER	$V_C + V_S + V_P$	$0.5\sqrt{f'_c}b_w d$		$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$	$\frac{\pi}{2}\frac{A_{sw}f_{sw}D}{s}\cot \theta$	$\frac{\gamma}{2}P \tan \alpha$
Aschheim and Moehle (1992)	$V_C + V_S$	$\alpha\left(1 + \frac{P}{2000A_g}\right)\sqrt{f'_c}bd$		$K\frac{A_s f_y d}{s}$		
ATC-32	$V_C + V_S$	$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + 0.075\frac{P}{A_g}\right)\sqrt{f'_c}bd$		$K_2\frac{A_s f_y d}{s}$		
ATC-40		$V_c(t) = 0.17\lambda\left(1 + \frac{N_u(t)}{14A_g}\right)\sqrt{f'_c}b_w d$				

فصل ۵

تحليل استاتيكي افزاينده^۱

^۱ Push over analytical

۵-۱- مقدمه

روش‌های مختلف آنالیز، در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود شامل تحلیل‌های الاستیک (خطی) و غیرالاستیک (غیرخطی) می‌باشند. در بسیاری از موارد با استفاده از تحلیل خطی نمی‌توان ارزیابی رفتار سازه را تحت اثر زلزله‌های گوناگون تعیین کرد، از طرفی در تمام موارد نمی‌توان تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام داد، چرا که چنین تحلیلی بسیار وقت‌گیر و مشکل است. در حالتی که شناخت نیاز و ظرفیت موجود سازه‌ها بسیار پیچیده و غیر مطمئن باشد، به علت محدودیت توانایی و دانش طراحی، باید بسیاری از فرضیات ساده کننده را بکار برد، تحلیل بار افزاینده یک راه حل میانی برای حل مسائل پیچیده درباره نیروها و تغییر مکان‌های وارده بر سازه تحت حرکات زمین می‌باشد. با استفاده از این روش مناسب و دقیق می‌توان اطلاعات ارزشمندی را بدست آورد که بدون کمک به آنالیزهای استاتیکی یا دینامیکی به آنها نمی‌توان دست یافت. مهمترین روش تحلیل غیرالاستیکی که به طور کامل غیرخطی می‌باشد تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشد. با در نظر گرفتن جنبه‌های مختلف استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، مانند حساسیت زیاد پاسخ به رکوردهای ورودی، عدم انطباق شرایط ساختمانی محل ثبت رکورد با محل سازه مورد بررسی، وجود پارامترهای متنوع بر پاسخ سازه (نظیر محتوی فرکانسی، دوره تناوب خاک، مدت زمان زلزله، رفتارهای کاهنده سازه و غیره) که منجر به لزوم تحلیل‌های متعدد و بهره‌گیری از نتایج آماری آنها شده است، می‌توان گفت که این روش، نسبتاً مشکل و پرهزینه می‌باشد. با وجودی که تحلیل الاستیک به خوبی ظرفیت الاستیک سازه و محل ایجاد نخستین تسلیم را مشخص می‌کند اما مکانیزم خرابی را نمی‌تواند پیش‌بینی کند و توزیع مجدد نیرو، در خلال افزایش تصاعدی تسلیم را نیز نمی‌تواند بکار گیرد. تحلیل غیرالاستیک به وسیله تشخیص مدهای خرابی سازه عملکرد واقعی سازه را نشان می‌دهد و پتاسیل سازه را برای افزایش خرابی مشخص می‌کند. استفاده از تحلیل غیرالاستیک در طراحی و ارزیابی سازه، یک روش مناسب برای پی‌بردن به عملکرد سازه در هنگام زلزله‌های واقعی است، البته فرض می‌شود که ظرفیت

الاستیک سازه بیش از ظرفیت غیرالاستیک است. همچنین تحلیل غیرالاستیک مجهولات آیین‌نامه‌ها و تحلیل الاستیک را رفع و تصویر واضحتری از رفتار سازه را نمایش می‌دهد. روش طیف ظرفیت یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است، که نمایش گرافیکی از منحنی ظرفیت نیرویی سازه را نشان می‌دهد، همچنین طیف‌های پاسخ سازه را از جابجایی‌های زلزله با هم مقایسه می‌کند، نمایش گرافیکی، تصویر واضحی از چگونگی پاسخ سازه تحت حرکت زمین در اثر زلزله را نشان می‌دهد. این روش در ارزیابی لرزه‌ای و طراحی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بسیار سودمند می‌باشد [۷۳، ۷۲].

وقوع یک زلزله، آزمایشگاه بزرگ و محکی جدی برای معلومات پیشین متخصصین زلزله و سازه پدید آورده و امکان بازنگری و تجدید نظر و یا تأیید آیین‌نامه‌های رایج را فراهم می‌آورد. زلزله‌های ۳۰ سال اخیر تحولی شگرف در نحوه نگرش متخصصین امر زلزله و سازه به این پدیده و راهکارهای مواجهه با آن را سبب شده است. از این رو آیین‌نامه‌های طراحی جدیدی برای طرح سازه‌های مقاوم در برابر نیروهای زلزله تهیه شده که ضوابط جدیدی را به آیین‌نامه‌های رایج در طراحی سازه‌ها افزوده است. از جمله این آیین‌نامه‌ها که برای طراحی سازه‌ها تدوین شده می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر FEMA^۱ و ATC^۲ اشاره کرد.

۵-۲- روش‌های تحلیل

تحلیل باید تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت تحمل این تقاضاها را برای همه المان‌های سازه‌ای زیر مورد توجه قرار دهد.

۱- المان‌هایی که برای پایداری جانبی سازه، لازم هستند (المان‌های اصلی)

۲- المان‌هایی که برای باربری عمودی ساختمان لازم هستند.

^۱ Federal Emergency Management Agency

^۲ Applied Technology Council

۳- المان‌هایی که برای برآوردن هدف بهسازی، بحرانی هستند و می‌توانند در اثر زلزله آسیب ببینند.

روش تحلیل باید شامل یکی از موارد زیر باشد:

- تحلیل خطی شامل روش استاتیکی خطی (LSP)، و روش دینامیکی خطی (LDP)، شامل:

۱- تحلیل طیف بازتاب

۲- تحلیل تارخچه زمانی خطی

- تحلیل غیرخطی، شامل روش استاتیکی غیرخطی (NSP)، و روش دینامیکی غیرخطی (NDP)

۵-۲-۱- روش‌های تحلیل خطی

روش‌های خطی، برای هر فن بهسازی قابل کاربرد هستند، مگر فنونی که کاربرد سیستم‌های اتلاف انرژی تکمیلی و بعضی از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای را پیشنهاد می‌کنند. نتایج روش‌های خطی، وقتی که برای سیستم‌های سازه‌ای با نامنظمی زیاد بکار می‌روند، می‌توانند خیلی ناصحیح باشد، مگر اینکه ساختمان قادر باشد تا به زلزله‌های طرح، در رفتاری تقریباً خطی پاسخ دهد. بنابراین روش‌های خطی نباید برای ساختمان‌های با نامنظمی زیاد بکار رود، مگر اینکه تقاضای شکل‌پذیری زلزله روی ساختمان بطور مناسب کم باشد.

۵-۲-۲- روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان برای هر یک از فنون بهسازی بکار برد. روش‌های غیرخطی، بخصوص برای تحلیل ساختمان‌هایی که نامنظمی‌های تعریف شده در بخش قبل را دارند، توصیه می‌شود. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی اساساً برای ساختمان‌هایی که اثرات مدهای بالاتر در آنها ناچیز می‌باشد، قابل استفاده است. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، برای هر سازه‌ای مناسب

است ولی نیاز به قضاوت مهندسی در تحلیل نتایج دارد.

۵-۲-۱- روش استاتیکی غیرخطی^۱

این روش برای هر سازه‌ای و با هر هدف بهسازی ممکن است بکار رود مگر در موارد زیر:

- این روش نباید برای سازه‌هایی که در آنها اثرات مدهای بالاتر مهم هستند، بکار رود، مگر اینکه یک تحلیل دینامیکی خطی انجام شود.
- این روش در مواردی که آگاهی وسیع از سازه وجود ندارد، نباید بکار رود.

۵-۲-۲- روش دینامیکی غیرخطی^۲

این روش برای هر سازه‌ای به هر هدف بهسازی بکار می‌رود، مگر اینکه:

- این روش برای سازه‌های چوبی مناسب نمی‌باشد.
 - از این روش فقط در مواردی که آگاهی وسیع از سازه وجود دارد باید استفاده کرد.
- طراحی و تحلیل باید تحت بازبینی یک مهندس، با تجربه کافی در طراحی لرزه‌ای و روش‌های غیر خطی قرار گیرد.

۵-۳- آنالیزهای استاتیکی غیرخطی

۵-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش‌های دینامیکی غیرخطی برای یافتن پاسخ‌های سازه بسیار هزینه‌بر بوده و همچنین نیاز به اطلاعات جامع دارد. امروزه با توسعه روش‌های استاتیکی غیرخطی یافتن پاسخ‌های سازه‌ها به نسبت ساده‌تر شده است. در زمینه آنالیز استاتیکی غیرخطی در سال‌های اخیر تحقیقات

^۱ Nonlinear Static Procedure

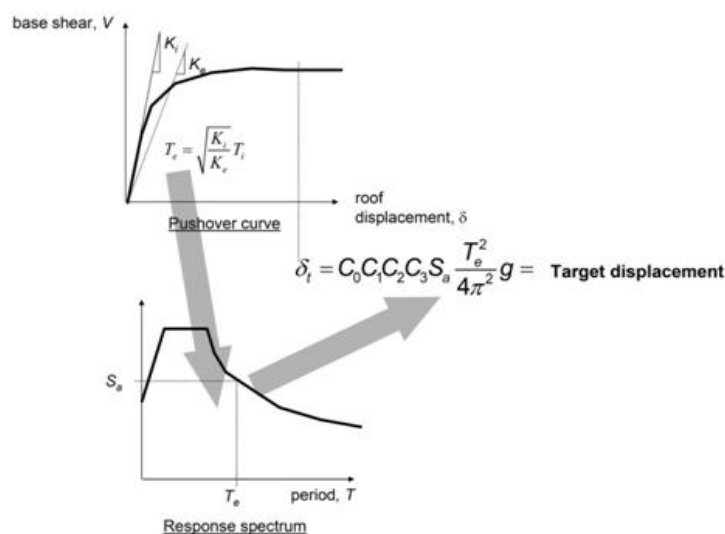
^۲ Nonlinear Dynamic Procedure

بی‌شماری صورت گرفته است. راوینکلر (Krawinkler) و سنوایرنا (Seneviratna) به توصیف جامعی از آنالیز استاتیکی غیرخطی پرداختند. کالکن (Kalkan) و کانت (Kunnath) به مقایسه روش‌های استاتیکی غیرخطی مختلف پرداختند. بسیاری از مطالعات در این زمینه مربوط به چگونگی توزیع بار جانبی و چگونگی در نظر گرفتن اثرات موده‌های بالاتر به‌خصوص در سازه‌های با پی‌رود بالاتر می‌باشد. در این زمینه به عنوان نمونه می‌توان به مطالعات چوپرا (Chopra) و گوئل (Goel) اشاره کرد که توزیع بار جانبی را بر مبنای مشارکت موده‌های اساسی سازه به دست می‌دهد. از دیگر مطالعات می‌توان به مطالعات جن (Jan) و همکاران اشاره کرد که یک توزیع جانبی بار بر اساس دو مود اول ارتعاش سازه پیشنهاد کردند.

در روش‌های استاتیکی ابتدا با استفاده از یک آنالیز معتبر، مقدار جابجایی هدف (جابجایی بیشینه که انتظار می‌رود سازه در طول عمر خود تجربه کند) به دست می‌آید. بدین منظور لازم است که ابتدا منحنی پوش‌آور سازه به دست آید. برای این منظور، بعد از اعمال بارگذاری استاتیکی (مانند وزن)، یک توزیع بار جانبی به سازه اعمال می‌شود، این بارگذاری مرتباً افزایش می‌یابد در هر مرحله جابجایی نقطه مرجع (مانند مرکز جرم بام) بر حسب برش پایه بر روی مختصات منحنی برده می‌شود. با داشتن منحنی پوش‌آور که نماینده ظرفیت سازه می‌باشد، و همچنین با اطلاع از دامنه بارهای وارده می‌توان مقدار جابجایی هدف را تعیین کرد. روش‌های مرسوم در این زمینه، روش‌های طیف ظرفیت (Capacity-Spectrum Method) ATC40 و روش ضرایب (Coefficient Method) FEMA356 و اصلاح‌شده این دو روش، که در FEMA440 آمده است، می‌باشد. با محاسبه جابجایی هدف مقادیر پاسخ‌های سازه حساب شده و بر مبنای نوع عمل و سطح عملکرد، ارزیابی صورت می‌گیرد. در زیر به شرح مختصری پیرامون روش ضرایب FEMA356 پرداخته می‌شود. در این مطالعه جهت تعیین نقطه عملکرد از روش ضرایب FEMA356 استفاده شده است که شرح مختصری از آن ارائه می‌شود.

۵-۳-۲- روش ضرایب FEMA 356

در روش ضرایب، بیشینه جابجایی غیرالاستیک (جابجایی هدف) از ضرب پاسخ الاستیک خطی در یک سری ضرایب به دست می‌آید (شکل ۵-۱). این ضرایب از مطالعات آماری با تاریخچه زمانی غیرخطی سیستم‌های یک درجه آزادی به دست می‌آیند. در این روش از رابطه (۵-۱) برای یافتن جابجایی هدف استفاده می‌شود. شکل ۵-۲ نمودار پوش‌اور یک سازه و منحنی دوطرفه معادل آن را که در تعیین ضرایب به کار می‌رود نشان می‌دهد. در این تحقیق میزان جابجایی هدف را دریافت نسبی ۰.۴٪ که متناظر با حد فروریزش^۱ سازه می‌باشد، در نظر می‌گیریم و سازه را تا وقتی که جابجایی نسبی یکی از طبقات به این مقدار برسد به صورت جانبی حرکت می‌دهیم. برای توزیع نیروی جانبی در هنگام پوش کردن از توزیع مثلثی آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.



شکل ۵-۱ روش ضرائب برای تعیین جابجایی هدف

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5-1)$$

C_0 : ضریب اصلاح به منظور ارتباط جابجایی سیستم یک درجه آزادی معادل به جابجایی بام

^۱ Collapse

ساختمان سیستم چند درجه آزادی

جدول ۵-۱ مقادیر ضریب C_0

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

C_1 : ضریب اصلاح به منظور ارتباط جابجایی مورد انتظار یک درجه آزادی غیرالاستیک با

خواص هیستریزیس الاستیک کاملاً پلاستیک به جابجایی حساب شده از پاسخ الاستیک خطی

ضریب C_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_1 = \begin{cases} 1 & T_e \geq T_0 \\ \frac{1 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}}{R} & T_e < T_0 \end{cases} \quad 2-5$$

در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (3-5)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر است و C_m ضریب جرم مؤثر در

مود اول است.

C_2 : ضریب اصلاح برای مشارکت اثر هیستریزیس، افت سختی و افت مقاومت درپیشینه

جابجایی

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار غیرارجاعی آن‌ها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول زیر تعیین می‌شود:

جدول ۵-۲ مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_0$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فرو ریزش

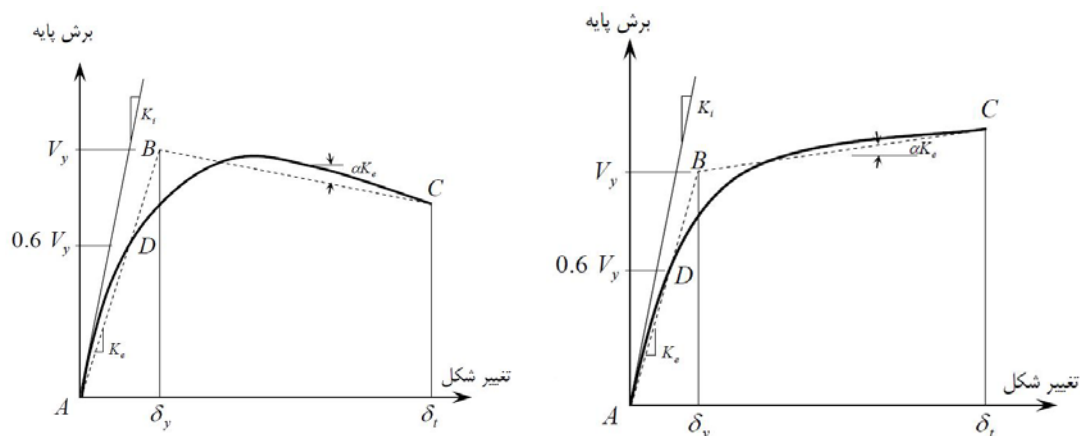
در این جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله صدمه می‌بینند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب، قاب‌های با اتصالات نیمه صلب، قاب‌های با مهاربندی‌های لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیر شکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شود. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_0 مقدار C_2 با استفاده از درونیابی خطی محاسبه می‌شود.

C_3 : ضریب اصلاح برای محاسبه جابجایی اضافی در اثر پی - دلتا (برابر یک برای ساختمان‌های با سختی بعد از الاستیک مثبت).

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R-1]^{1.5}}{T_e} \quad (۴-۵)$$

مقدار α با توجه به رفتار سازه تعیین می‌شود:



شکل ۵-۲ منحنی ساده شده نیرو تغییر مکان

S_a ، شتاب طیف پاسخ، T_e پریود اساسی موثر سازه و g شتاب جاذبه می‌باشند.

پریود اساسی موثر سازه از رابطه ۵-۵ به دست می‌آید. T_i پریود اساسی الاستیک سازه، K_i سختی جانبی الاستیک و K_e سختی جانبی موثر سازه می‌باشد.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5-5)$$

طبق این روش، بعد از رسم منحنی پوش‌آور سازه، منحنی دوطخطی معادل آن را با استفاده از روش استاندارد FEMA356 به دست می‌آید. مقدار جابجایی هدف وابسته به رفتار سازه و منحنی دوطخطی معادل فرضی است و از طرفی برای تعیین منحنی دوطخطی ابتدا باید جابجایی هدف به دست آید و در نتیجه فرآیند تعیین جابجایی هدف طبق این روش یک فرآیند سعی و خطا است.

۵-۳-۳- مدل رفتار دوطخطی نیرو - تغییر مکان در استاندارد FEMA356

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل ۵-۲ مشخص می‌نماید به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوطخطی ساده جایگزین شود. برای ساده سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه‌ی B باید چنان

انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان گر سختی جانبی موثر (K_e) می شود. در مدل ساده شده باید دقت شود که (V_y) بزرگ تر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند $0(\alpha)$ مدل رفتاری مطابق شکل سمت راست در شکل ۵-۲ است و در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند $0(\alpha)$ مدل رفتاری مطابق شکل سمت چپ در شکل ۵-۲ می باشد.

۵-۴- سطح عملکرد^۱

حالت مطلوب ساختمان از نظر قابلیت بهره برداری از آن پس از وقوع زلزله می باشد، که میزان نقایص (خرابی و تلفات) ناشی از زلزله را نشان می دهد. علاوه بر تلفات، نقایص ممکن است از نوع خصوصیت و توانایی عمل سازه باشد. سطوح عملکرد به دو دسته سازه ای و غیرسازه ای تقسیم بندی می شوند [۷۳]

۵-۴-۱- سطح عملکرد ساختمان^۲

عبارت است از ترکیب یک سطح عملکرد سازه ای و یک سطح عملکرد غیرسازه ای، که توصیف جامعی از آسیب کلی بدست می دهد.

۵-۴-۲- سطوح و محدوده های عملکرد لرزه ای

هر سطح عملکرد ساختمان از یک سطح عملکرد سازه ای، که محدوده خرابی سیستم های

^۱Performance Level

^۲Building Performance Level

سازه‌ای را توصیف می‌کنند و یک سطح عملکرد غیرسازه‌ای که محدوده خرابی سیستم‌های غیرسازه‌ای را توصیف می‌کند، تشکیل شده است.

۱- سطح عملکرد ممانعت از فروریزش

۲- سطح عملکرد ایمنی جانی

۳- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه

۴- سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه

۵-۴-۳- سطوح و محدوده های عملکرد اجزای سازه ای

الف) سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه^۱

چهار سطح عملکرد اصلی سازه‌ای و دو محدوده عملکرد سازه‌ای بینابینی، تعریف می‌شود. معیارهای پذیرش، که مربوط به نیروها و تغییرشکهای مجاز در المانهای مختلف سازه می‌شود، مستقیماً به این سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه ای وابسته است. چهار سطح عملکرد سازه‌ای که در زیر تعریف می‌شوند، منطبق بر عمومی‌ترین احتیاجات عملکرد سازه‌ای هستند. دو محدوده عملکرد سازه‌ای، شامل قابلیت استفاده بی‌وقفه، سطح ایمنی جانی، سطح ممانعت از فروریزش و سطح عملکرد لحاظ نشده هستند [۷۴].

این سطح عملکرد سازه‌ای، به حالتی گفته می‌شود که فقط خرابی سازه‌ای بسیار محدودی اتفاق می‌افتد. سیستم‌های باربر جانبی و عمودی ساختمان، تقریباً همه مقاومت و سختی قبل از زلزله خود را حفظ می‌کنند. خطر تهدید جانی ناشی از خرابی سازه‌ای بسیار کم است و اگر چه مقداری ترمیم سازه‌ای ممکن است نیاز باشد، ولی عموماً جهت استفاده دوباره الزامی نیستند.

ب) سطح عملکرد ایمنی جانی^۱

^۱ Immediate Occupancy Performance Level

این سطح عملکرد به حالتی از خرابی پس از زلزله گفته می‌شود که در آن آسیب عمده به سازه وارد شده، اما حاشیه‌ای در مقابل فروریزش سازه‌ای کلی یا جزئی باقی‌مانده است. بعضی از اجزاء و المانهای سازه‌ای به شدت آسیب دیده‌اند، اما این باعث خطرات فروریزش آوار، چه در داخل ساختمان یا در خارج آن نمی‌شود. جراحاتی ممکن است در طی زلزله اتفاق بیفتند. بهر حال انتظار می‌رود که خطر کلی تهدید جانی ناشی از آسیب سازه‌ای حداقل باشد. ممکن است سازه ترمیم شود، هر چند گاهی به دلایل اقتصادی ممکن است این مسأله مقرون به صرفه نباشد.

پ) سطح عملکرد آستانه فروریزش^۲

این سطح عملکرد سازه‌ای به این معنی است که ساختمان در آستانه فروریزش کلی یا جزئی قرار دارد. آسیب اساسی وارد شده به سازه، شامل تنزل قابل توجه در سختی و مقاومت سیستم باربر جانبی، تغییرشکل جانبی دائمی زیاد در سازه و در محدوده بیشتر تنزل در ظرفیت باربری جانبی سازه است. در این حال، همه اجزای باربر ثقلی، باید به حمل بار ثقلی خود ادامه دهند. خطرات مهم به علت فروریزش ممکن است وجود داشته باشد. تعمیر سازه از لحاظ تکنیکی عملی نیست و ساختمان برای سکونت مناسب نیست، چرا که هر لرزشی می‌تواند باعث فروریزش شود.

ت) محدوده عملکرد کنترل خرابی

این محدوده، محدوده پیوسته‌ای از حالات خرابی است، که موجب خرابی کمتری از آنچه برای سطح عملکرد ایمنی جانی و بیشتر از آنچه برای سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه، تعریف شده می‌شود. معیار پذیرش برای این محدوده، توسط درونیابی مقادیر ارائه شده برای سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی بدست می‌آید.

ث) محدوده عملکرد ایمنی جانی محدود

¹Life Safety Performance Level

² Collapse Prevention Performance Level

محدوده‌ای پیوسته از حالات خرابی بین ایمنی جانی و ممانعت از آستانه فروریزش است، به طوری که پیش‌بینی می‌شود میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی کمینه شود.

ج) سطح عملکرد لحاظ نشده

چنانچه برای اجزای سازه‌ای، عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ نشده نامیده می‌شود. به عنوان مثال در بعضی از اجزای سازه تأمین یا عدم تأمین سطح عملکرد مهم نیست، سطح عملکرد مطلوب در این اعضا سطح عملکرد لحاظ نشده می‌باشد.

ج) سطح عملکرد لحاظ نشده

چنانچه برای اجزای سازه‌ای، عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ نشده نامیده می‌شود. به عنوان مثال در بعضی از اجزای سازه تأمین یا عدم تأمین سطح عملکرد مهم نیست، سطح عملکرد مطلوب در این اعضا سطح عملکرد لحاظ نشد می‌باشد.

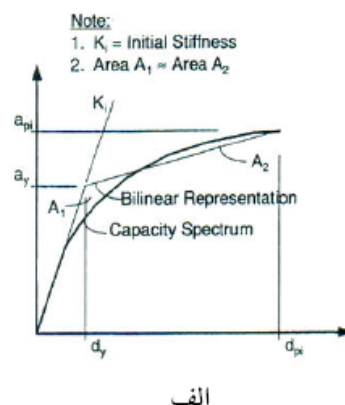
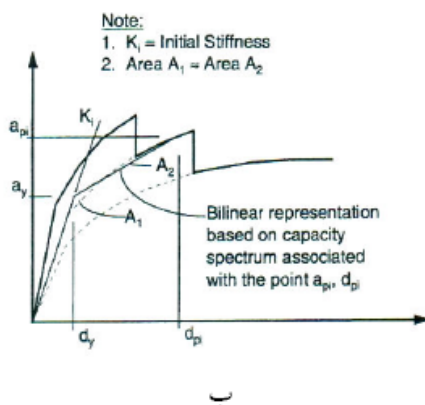
۵-۶ مقایسه اصول طراحی بر اساس مقاومت و طراحی بر اساس عملکرد

آیین‌نامه‌های بهسازی اصولاً دو روش تحلیل را مشخص کرده‌اند: خطی و غیرخطی. هر یک از این روش به دو صورت استاتیکی و دینامیکی می‌توانند اجرا شوند. به دلیل اینکه در روش‌های خطی رفتار غیرخطی مصالح در نظر گرفته نمی‌شود بنابراین نمی‌توان از میرایی هیستریزیس مصالح جهت برآورد دقیقتر نیروی زلزله بهره‌برد. علت استفاده از روش غیرخطی، جایگزینی فلسفه طراحی براساس تغییرشکل بجای طراحی بر اساس مقاومت است که روش نگرش به طراحی لرزه‌ای و نحوه تحلیل و طراحی سازه را به طور بنیادین دگرگون ساخته است. به همین دلیل در آیین‌نامه‌های بهسازی استفاده از روش‌های غیرخطی توصیه نمی‌شود.

۵-۵- تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی

این تقریب از طیف ظرفیت به منظور تخمین میرائی مؤثر سازه و کاهش طیف نیاز براساس این

میرائی، لازم می‌باشد. برای طراحی مناسب منحنی دوطخطی، باید نقطه‌ای به مختصات a_{pi} و d_{pi} به عنوان سعی نقطه عملکرد انتخاب شود و میرائی مؤثر براساس این سعی مشخص شود. اگر طیف پاسخ کاهش یافته براساس این میرائی با طیف ظرفیت در این نقطه تلاقی نماید، سعی تخمین زده شده، نقطه عملکرد می‌باشد. در غیر این صورت نقطه‌ای دیگر به عنوان سعی باید انتخاب شود. برای تقریب دوطخطی از طیف ظرفیت و براساس نقطه عملکرد می‌باشد. در غیر این صورت نقطه‌ای دیگر به عنوان سعی باید انتخاب شود. برای تقریب دوطخطی از طیف ظرفیت و براساس نقطه عملکرد، ابتدای منحنی توسط خطی که شیب آن برابر شیب منحنی در مبداء مختصات است، تقریب زده می‌شود و بقیه منحنی توسط خطی دیگر چنان تقریب زده می‌شود که سطح زیر منحنی برابر سطح زیر این دو خط شود. در طیف ظرفیت دندانهای، رفتار دوطخطی باید براساس طیف ظرفیتی باشد که رفتار سازه را در جابجایی d_{pi} نشان می‌دهد.

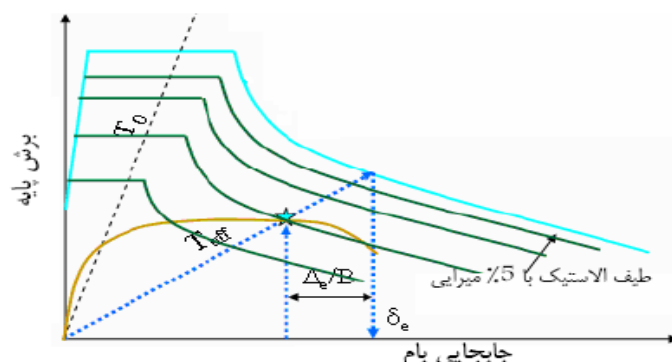


شکل ۵-۳ الف- تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی ب- تقریب منحنی ظرفیت دندانهای

۵-۶- تعیین نقطه عملکرد

۵-۶-۱- روش طیف ظرفیت

در روش طیف ظرفیت، سعی می‌شود بیشینه جابجایی مورد انتظار در طیف پاسخ داده شده، پیش‌بینی شود و در واقع نقطه‌ای مشخص شود که در آن ظرفیت لرزه‌ای سازه با جابجایی تحمیل شده بر سازه در اثر حرکت زمین برابر باشد.



شکل ۴-۵ تعیین نقطه عملکرد با استفاده از روش ATC40

در این روش، یک سعی جابجایی، δ_g و شتاب طیفی متناظر با آن جابجایی در منحنی ظرفیت انتخاب می‌شود. میرائی ویسکوز در ارتباط با این شتاب طیفی با استفاده از معادلات ۵-۱۱ تا ۵-۱۵ تخمین زده می‌شود و طیف پاسخ کاسته شده براساس این میرائی به همراه منحنی ظرفیت در دستگاه مختصات به فرمت ADRS ترسیم می‌شود. اگر سعی جابجایی، با جابجایی در محل تلاقی دو منحنی برابر باشد، سعی انتخاب شده صحیح می‌باشد، در غیر این صورت مراحل فوق تا رسیدن به حد رواداری مجاز تکرار می‌شود. در شکل ۴-۵ تعیین نقطه عملکرد با استفاده از روش ATC40 نشان داده شده است.

- تبدیل به فرمت ADRS

برای استفاده از روش طیف- ظرفیت لازم است که هر دو منحنی پاسخ و ظرفیت سازه، در یک ناحیه شتاب طیفی و جابجایی طیفی، رسم شوند. طیف‌های رسم شده تحت عنوان ¹ADRS شناخته می‌شوند.

۱- تبدیل منحنی پاسخ به طیف پاسخ

هر نقطه روی طیف پاسخ، با شتاب طیفی، S_a ، سرعت ثابت طیفی، S_v ، جابجایی طیفی، S_d ، و پریود، T ، وابسته است. برای تبدیل یک طیف براساس استاندارد آئین‌نامه‌های ساختمانی سازه‌ها از

¹Acceleration Displacement Response Spectra

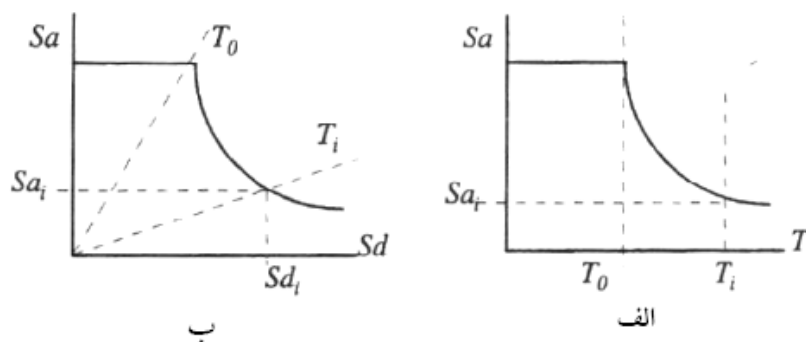
فرمت $(S_a - T)$ به فرمت ADRS لازم است که جابجایی طیفی، S_{di} ، برای هر یک نقطه به مختصات $(S_{ai} - T_i)$ با استفاده از رابطه ۵-۱۶ مشخص شود.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (۵-۱۶)$$

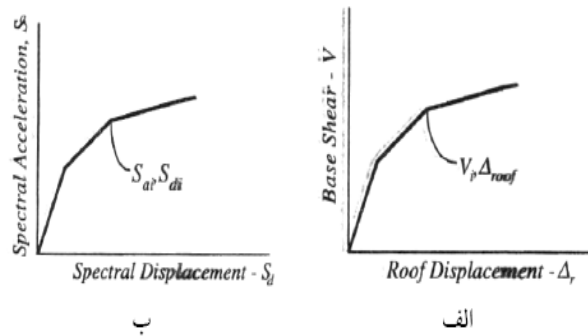
طیف‌های پاسخ استاندارد شامل محدوده‌ای از شتاب طیفی ثابت و سرعت طیفی ثابت می‌باشد. شتاب طیفی و جابجایی طیفی در زمان تناوب T_i در روابط ۵-۱۷ و ۵-۱۸ آمده است. شکل‌های ۵-۵ الف و ۵-۵ ب به ترتیب منحنی شتاب طیف استاندارد و دستگاه ADRS را نشان می‌دهند.

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (۵-۱۷)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (۵-۱۸)$$



شکل ۵-۵ الف- منحنی شتاب در دستگاه استاندارد ب- طیف شتاب در دستگاه ADRS



شکل ۵-۶ الف- منحنی ظرفیت در دستگاه استاندارد ب- طیف ظرفیت در دستگاه ADRS

۲- تبدیل منحنی ظرفیت به طیف ظرفیت

به منظور تبدیل منحنی ظرفیت به طیف ظرفیت لازم است که یک نقطه به نقطه‌ای دیگر در دستگاه مختصات هم رتبه طیف مد اول نگاشته شود. برای این تبدیل از معادلات ۵-۱۸ تا ۵-۲۱ استفاده می‌شود. شکل‌های ۵-۶ الف و ۵-۶ ب به ترتیب منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت در دستگاه استاندارد و دستگاه ADRS را نشان می‌دهند.

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (5-18)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (5-19)$$

$$S_a = V_i / W / \alpha_1 \quad (5-20)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \times \phi_{roof,1} \quad (5-21)$$

در روابط ۵-۱۸ تا ۵-۲۱، α_1 و PF_1 به ترتیب ضریب جرم مودال و ضریب میزان مشارکت مودال برای نخستین مود طبیعی سازه می‌باشند. سایر پارامترهای مورد استفاده در این روابط عبارتند

از:

φ_{il} ، دامنه مد اول در طبقه i ام، N بالاترین طبقه ساختمان، V برش پایه ساختمان، W_i/g جرم اختصاص یافته به طبقه i ام ساختمان، W مجموع بار مرده و زنده ساختمان.

۵-۶-۲- روش ضریب تغییر مکان

روشی که در آئین نامه FEMA در تعیین بیشینه جابجایی استفاده می شود روش ضریب نامیده می شود. این روش براساس آنالیزهای آماری از نتایج تاریخچه زمانی پایه ریزی شده است. جابجایی در روش ضریب، جابجایی هدف^۱ نامیده می شود و از رابطه تقریبی ۵-۲۲ محاسبه می شود.

$$\sigma_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g \quad (۵-۲۲)$$

که در آن:

C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می شود.

- ضریب مشارکت مود اول

- مقادیر تقریبی دستورالعمل بهسازی لرزه ای

C_1 : برای محاسبه حداکثر تغییر شکل های غیرارتجاعی در سازه هایی که دارای حلقه های هیستریزیس پایدار و کامل هستند در حداکثر تغییر شکل های حاصل از تحلیل ارتجاعی خطی ضرب می شود.

$$T_e \geq T_0 \Rightarrow C_1 = 1.0 \quad (۵-۲۳)$$

$$T_e \leq T_0 \Rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + (r-1) \frac{T_0}{T_e} \right]}{R} \quad (۵-۲۴)$$

^۱Target displacement

در روابط فوق T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح می-باشد. T_e ، زمان تناوب اصلی مؤثر در امتداد مورد بررسی بر اساس مدل رفتار دوخطی است و R نسبت مقاومت نیاز الاستیک به مقاومت تسلیم است و از رابطه ۵-۲۵ محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (۲۵-۵)$$

C_m : ضریب جرم مؤثر در مود اول است و S_a شتاب طیفی است.

C_2 : اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه بر تغییر شکل‌ها می‌باشد که از جدول ۵-۳ در دستورالعمل بهسازی برداشت می‌شود.

C_3 : برای در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ ، در سیستم‌هایی سازه‌ایی است که دارای سختی فرا-تسلیم منفی می‌باشند و موجب تشدید قابل ملاحظه تغییر شکل‌ها می‌شود. این ضریب برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند از رابطه ۵-۲۶ محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R - 1]^{1.5}}{T_e} \quad (۲۶-۵)$$

که در آن α مقدار نسبت سختی فرا-تسلیم به سختی اولیه می‌باشد.

۵-۷- ارزیابی عملکرد

بعد از تعیین نقطه عملکرد، ارزیابی از طراحی، به‌وسیله مقایسه با شرایط قابل پذیرش انجام می‌پذیرد. شرایط عمومی قابل پذیرش آئین نامه ATC-40 برای اجزای غیرسازه‌ای در سطوح عملکرد مختلف در جدول ۵-۳ ارائه شده است. شرایط ارائه شده با آئین‌نامه FEMA مشترک می‌باشد.

جدول (۳-۵) شرایط عمومی قابل پذیرش در آئین نامه ATC-40

parameter	Performance level		
	IO	Damage contorol	LS
Maximum interstory drift	0.010	0.01-0.02	0.02
Maximum inelastic drift	0.005	0.005-0.015	No limit

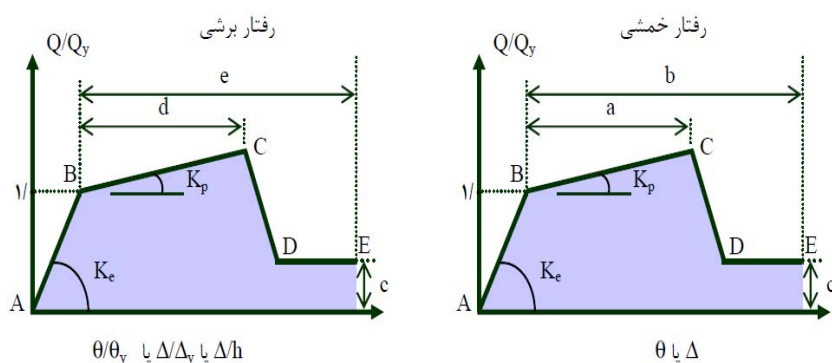
۵-۹- مقایسه آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

مطابق تعریف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای نیاز یا عدم نیاز به بهسازی ساختمان با استاندارد ۲۸۰۰ کنترل می‌شود. در صورتی که نیاز به بهسازی لرزه‌ای توسط استاندارد ۲۸۰۰ مورد تأیید بوده یا تأمین سطح عملکرد خاصی تحت خطر زلزله معینی مورد نظر باشد که در استاندارد ۲۸۰۰ پیش‌بینی نشده است نیاز به بهسازی باید مورد بررسی قرار گیرد.

ساختمانی که براساس آئین نامه ۲۸۰۰ طراحی لرزه‌ای شده است هدف بهسازی مبنا را تامین می‌کند. در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله "سطح خطر-۱" ایمنی جانی ساکنین تامین شود. در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده و علاوه بر آن تحت زلزله "سطح خطر-۲" ساختمان فرونریزد.

۵-۹- مدل کردن رفتار غیرخطی اعضاء

برای مدل کردن رفتار غیرخطی اعضاء می‌توان از منحنی نیرو - تغییرمکان استفاده کرد. در مدل کردن رفتار غیرخطی اعضاء (تیر و ستون) تمامی ساختمان‌ها، از منحنی نیرو - تغییرمکان که توسط پارامترهای a, b, c که این پارامترها نیز با توجه به خصوصیات هندسی و سازه‌ای مقاطع بدست می‌آید، استفاده می‌شود.



شکل ۵-۷ منحنی رفتار اعضای سازه و پارامترهای مدلسازی [۵۲]

نقطه A همواره در مبدأ قرار دارد.

نقطه B متناظر با نقطه تسلیم مقطع می‌باشد، بدون توجه به شکل معرفی شده برای این نقطه،

قبل از رسیدن به آن هیچ تغییرشکلی ایجاد نمی‌شود.

نقطه C بیان‌گر حداکثر ظرفیت مقطع در تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌باشد.

نقطه D بیان‌گر وضعیت و مقاومت پسماند عضو می‌باشد.

نقطه E بیان‌گر گسیختگی مقطع می‌باشد. پس از این نقطه، مقدار نیروی قابل تحمل توسط

مقطع به طور قائم افت کرده و به مقدار صفر می‌رسد.

علاوه بر موارد فوق، می‌توان تغییرشکل متناظر با معیارهای کیفی وضعیت سازه (CP, LS, IO)

را نیز معرفی کرد. این معیار تأثیری بر رفتار سازه در عملیات تحلیلی ندارد و فقط در ارائه اطلاعات

خروجی تحلیل و در طراحی عملکرد سازه بکار می‌رود. در روش استاتیکی غیرخطی به‌عوض استفاده از

نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی نیرو - تغییرشکل ارائه شده در دستورالعمل، استفاده نمود.

۵-۱۰- نرم‌افزارهای تحلیل غیرخطی سازه‌ها

در سال‌های اخیر تحلیل استاتیکی پوش‌آور که در بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها کاربرد دارد

مورد توجه متخصصان سازه و زلزله قرار گرفته است. با توجه به مباحث مطرح شده در حیطه‌ی

مقاوم‌سازی و بهسازی و همچنین آشنایی اکثر مهندسان عمران ایرانی با نرم‌افزار انجام می‌شود. با

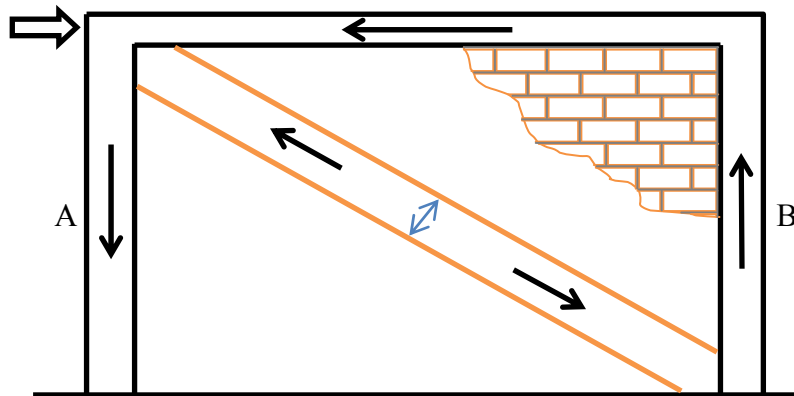
توجه به امکانات بسیار مناسب قرار داده شده در SAP2000 و OpenSees برای تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین وجود پیش‌فرض‌های مناسب جهت معرفی مشخصات مفاصل براساس معیارهای FEMA-356، نرم‌افزار SAP2000 در مقایسه با خانواده‌ی نرم‌افزارهای DRAIN و PERFORM بیش‌تر مورد توجه جامعه‌ی مهندسی کشور قرار گرفته است. اخیراً با ظهور روش طراحی براساس عملکرد، تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور بسیار مورد توجه قرار گرفته است. تحلیل پوش‌آور، یک تحلیل استاتیکی غیرخطی است که بار اعمالی روی سازه به صورت نمودی طبق یک الگوی مشخص، افزایش داده می‌شود. با ادامه‌ی بارگذاری و افزایش بار اعمالی به صورت یکنواخت بر سازه اثر داده می‌شود، اثرات رفت‌و‌برگشتی بارهای زلزله به وسیله‌ی تغییر در معیار بار تغییرشکل و تقریب میرایی تخمین زده می‌شود.

تحلیل استاتیکی پوش‌آور با کوشش مهندسان حرفه‌ای برای ارزیابی مقاومت واقعی سازه‌ها توسعه داده شده است و وعده داده شده که این نوع آنالیز به ابزار مناسب و مؤثری برای طراحی براساس عملکرد تبدیل شود. مدارک ATC40 و FEMA-273 ضوابط مربوط به روش‌های مدل‌سازی، معیارهای پذیرش و روش‌های تحلیل برای تحلیل پوش‌آور را توسعه داده‌اند. در این مدارک معیار نیرو - تغییرشکل برای مفاصل استفاده شده در تحلیل پوش‌آور تعیین شده است. همان‌طور که در شکل ۵-۷ نشان داده شده، پنج نقطه با نام‌های A، B، C، D و E برای تعیین رفتار نیرو - تغییرشکل مفصل و سه نقطه با نام‌های LS، IO و CP برای تعیین معیارهای پذیرش مفصل استفاده شده است. مقادیری که به این نقاط نسبت داده می‌شوند متغیرند و بستگی به نوع عضو و دیگر پارامترهای معرفی شده در مدارک ATC40 و FEMA-273 دارند.

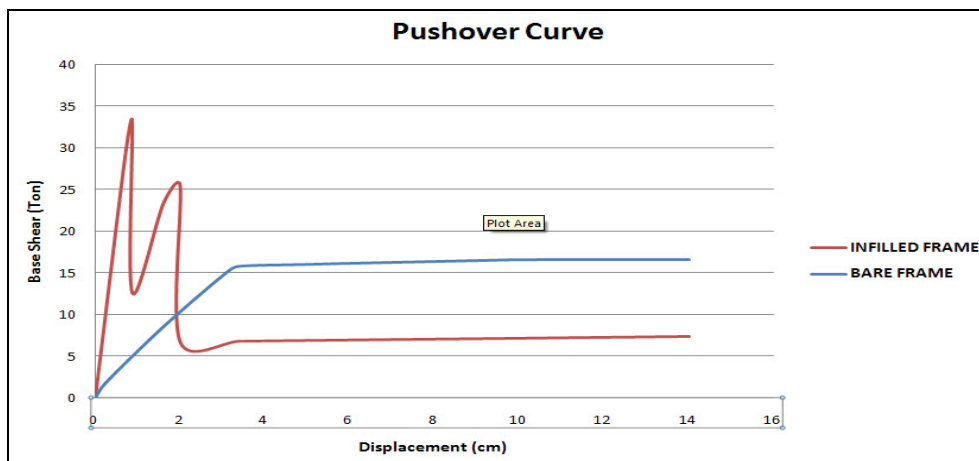
باتوجه به توانایی‌های برنامه‌ی SAP2000 در تحلیل استاتیکی پوش‌آور کاربر می‌تواند این نوع تحلیل را به صورت ساده و سریع برای سازه‌های دوبعدی و سه‌بعدی براساس روش‌های معرفی شده در مدارک ATC40 و FEMA-273 انجام دهد.

۵-۱۱- نمودارهای پوش اور مربوط به حالت های مختلف وجود دیوار

۵-۱۱-۱- قاب ۱ طبقه



شکل ۵-۸ قاب خالی ۱ طبقه

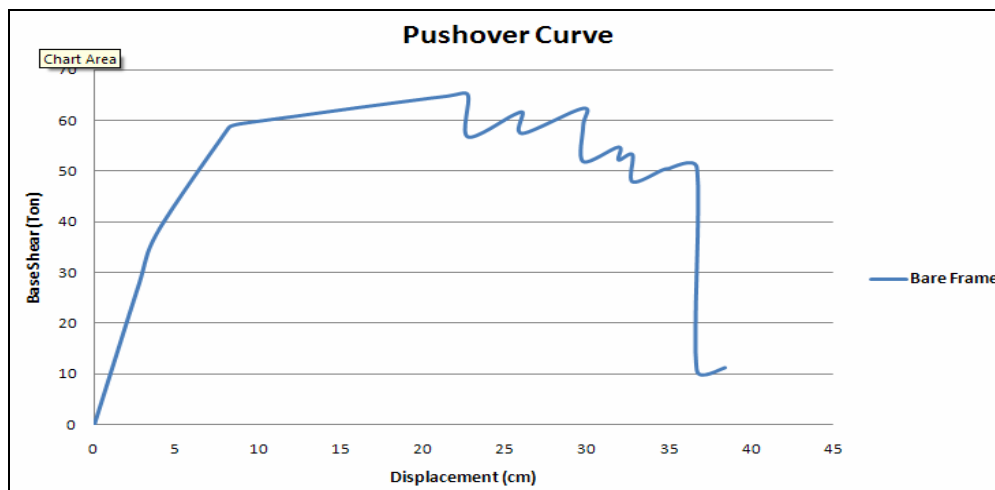


شکل ۵-۹ منحنی های پوش اور برای قاب ۱ طبقه

همان طور که در شکل ۵-۹ دیده می شود ابتدا منحنی قاب خالی رسم شد و بعد منحنی پوش اور مربوط به قاب همراه با دیوار رسم شده است و دیده می شود که در ابتدا دیوار سختی سازه را زیاد می کند ولی به علت بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالا ستون A و پایین ستون B در یک جابجایی کم ستون سمت B و ستون A دچار خرابی شده و افت مقاومت رخ می دهد. میزان افت مقاومت ستون A برابر ۱۹,۸۶ تن و . میزان افت مقاومت ستون B برابر ۱۹,۲۶ تن می باشد که برابر مقادیر محاسبه شده از فرمول های ظرفیت برشی ارائه شده در فصل ۴ می باشد.

۵-۱۱-۲- قاب ۳ طبقه

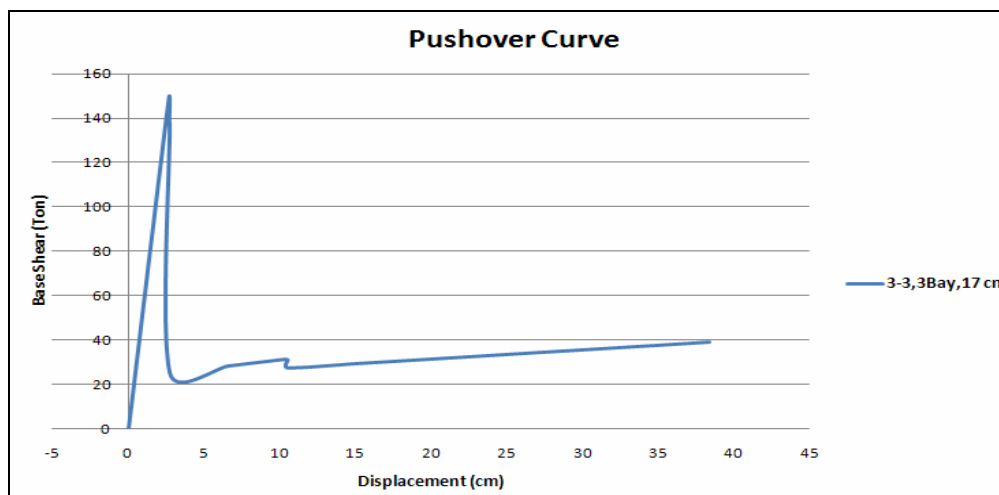
در شکل ۵-۱۰ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب خالی ۳ طبقه نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۰ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب خالی ۳ طبقه

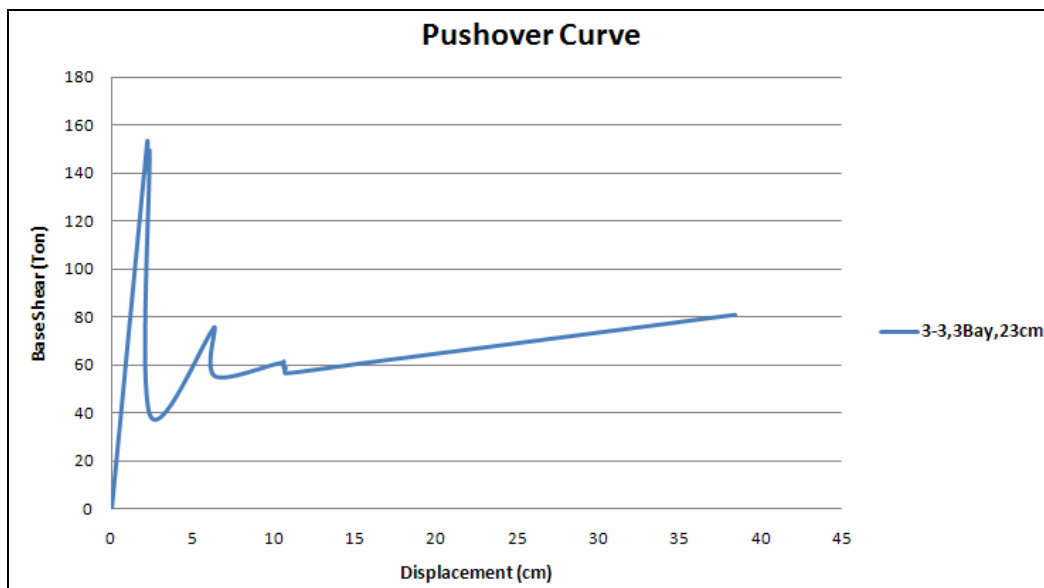
در شکل ۵-۱۱ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در

تمام دهانه‌ها نشان داده شده است.



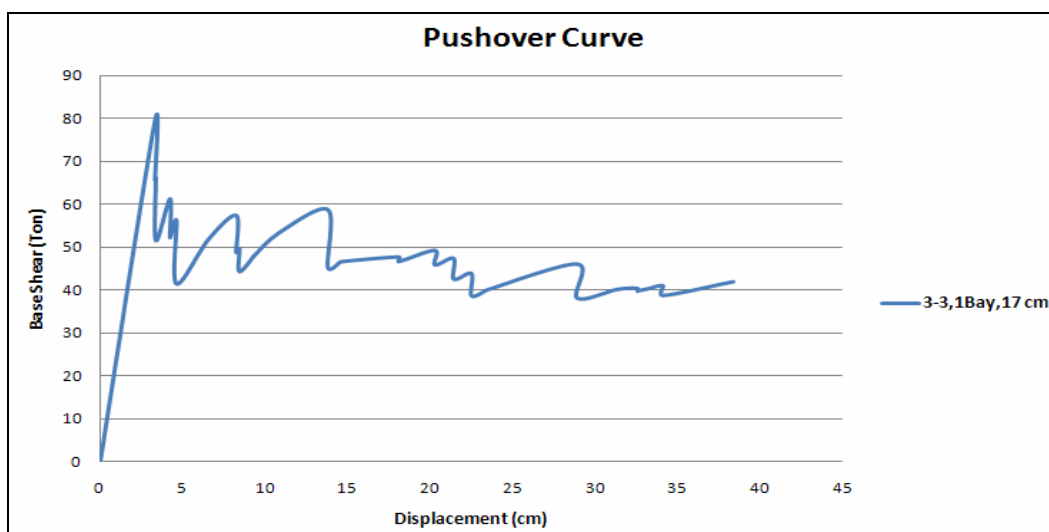
شکل ۵-۱۱ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها

در شکل ۵-۱۲ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها نشان داده شده است.



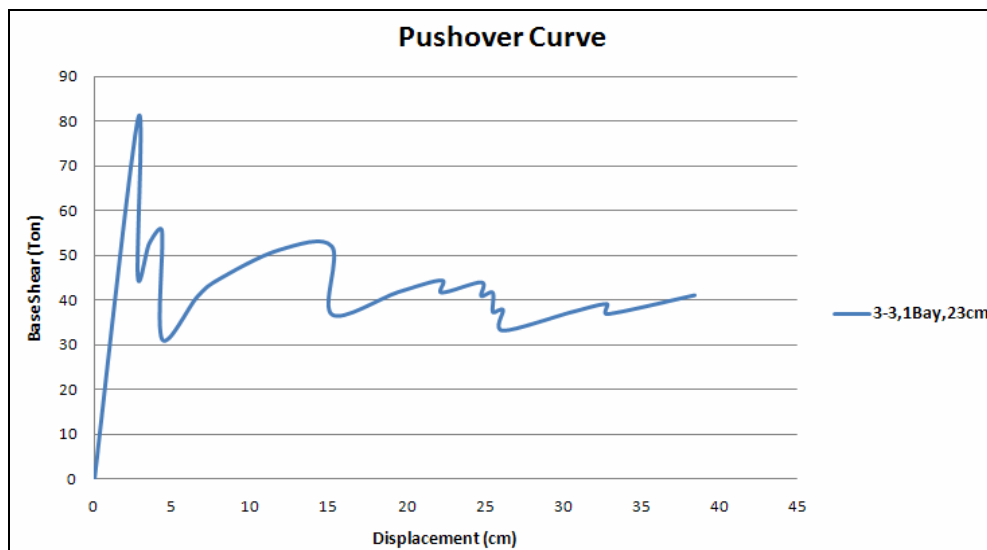
شکل ۵-۱۲ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها

در شکل ۵-۱۳ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی نشان داده شده است.



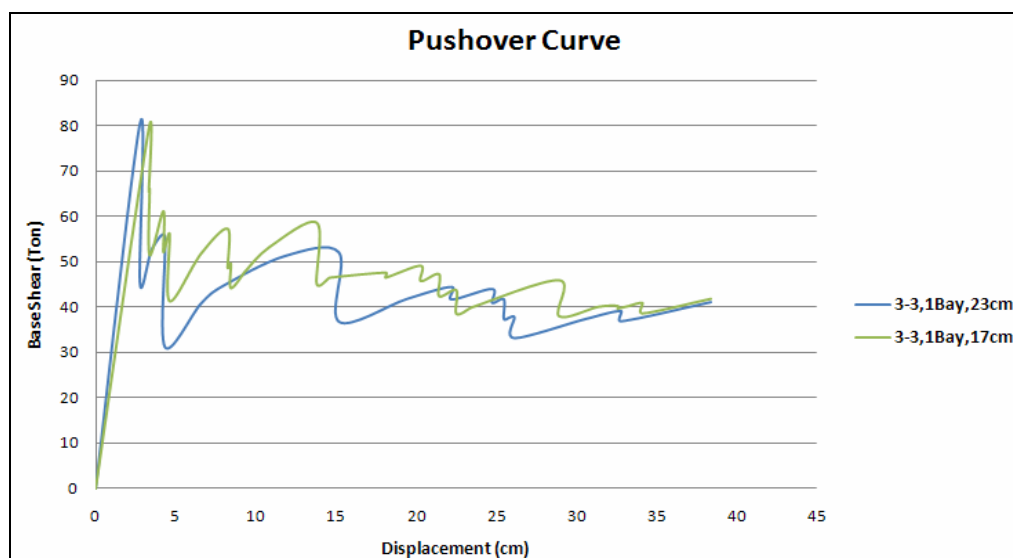
شکل ۵-۱۳ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی

در شکل ۵-۱۴ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی نشان داده شده است.



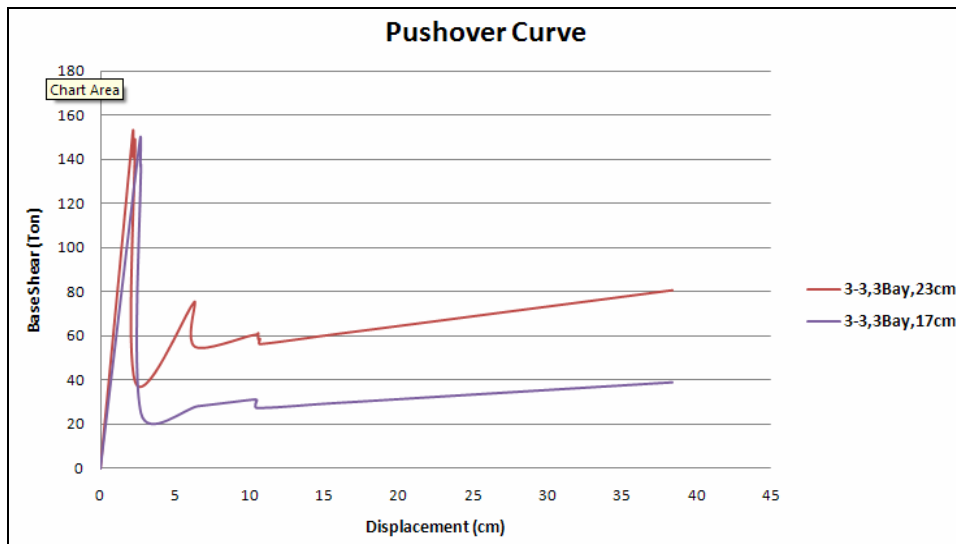
شکل ۵-۱۴ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی

در اشکال ۵-۱۵ و ۵-۱۶ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار و ۳ و دهانه دیوار برای مقایسه و مشاهده میزان تاثیر ضخامت دیوار در سختی و مقاومت نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۵ منحنی‌های پوش‌اور قاب‌های ۳ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار

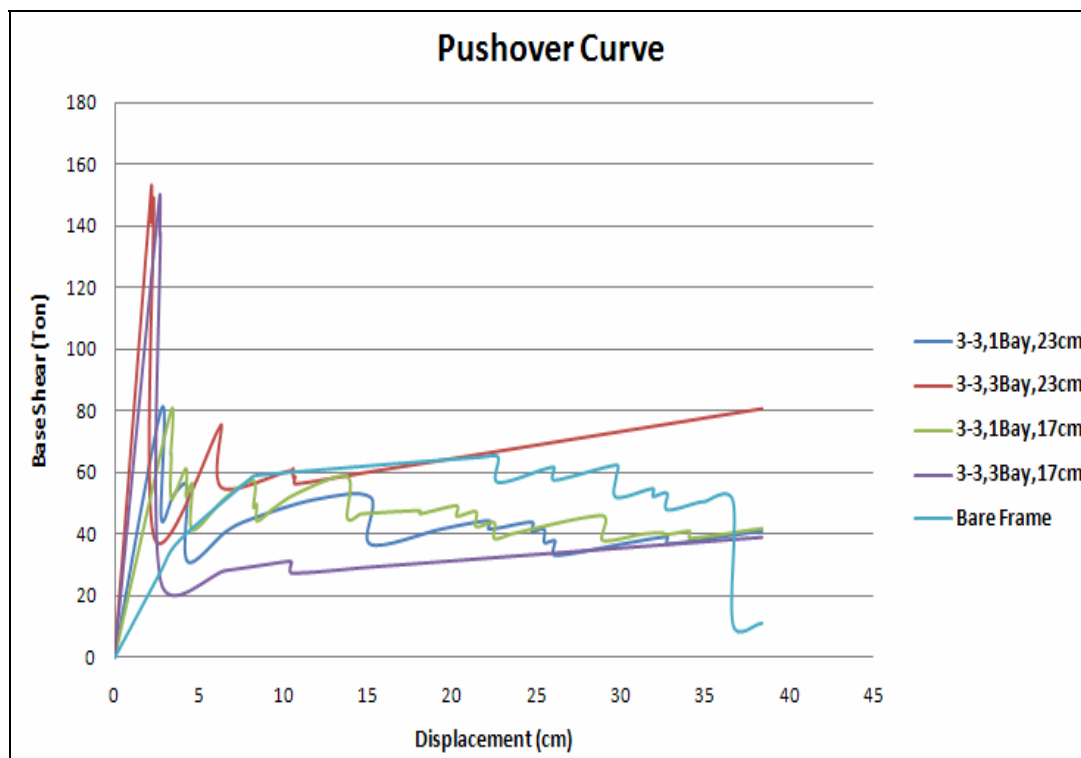
همانطور که در شکل ۵-۱۶ مشاهده شد سختی نمودار آبی رنگ از نمودار سبز رنگ بیشتر است که این افزایش سختی به خاطر افزایش ضخامت دیوار از ۱۷ سانتی متر به ۲۳ سانتی متر می باشد.



شکل ۵-۱۶ منحنی های پوش اور قاب های ۳ طبقه در حالت ۳ دهانه دیوار

همانطور که در شکل ۵-۱۶ مشاهده شد سختی نمودار قرمز رنگ از نمودار بنفش رنگ بیشتر است که این افزایش سختی به خاطر افزایش ضخامت دیوار از ۱۷ سانتی متر به ۲۳ سانتی متر می باشد.

در شکل ۵-۱۷ منحنی های پوش اور برای قاب ۳ طبقه در تمام حالات برای مقایسه و مشاهده میزان تاثیر ضخامت دیوار در سختی و مقاومت نشان داده شده است.

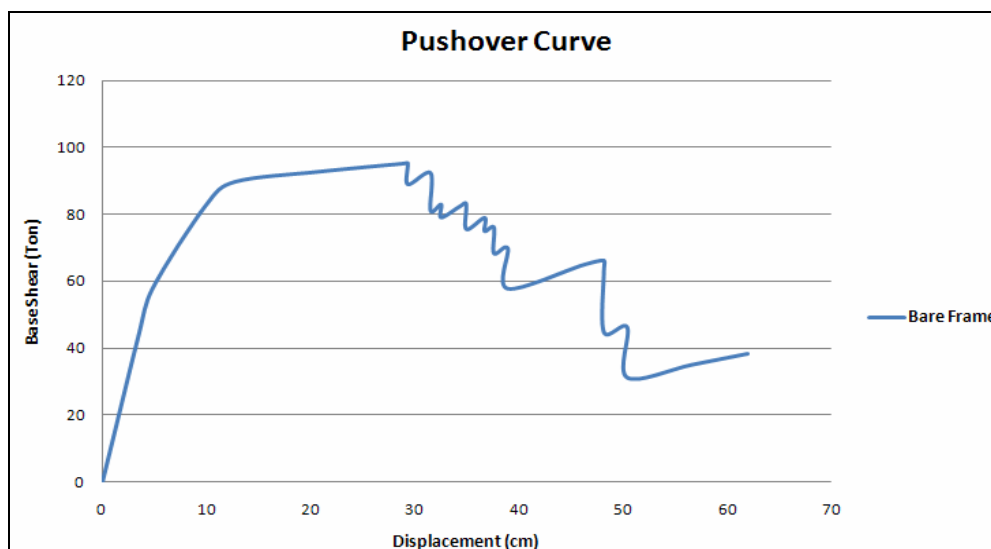


شکل ۵-۱۷ منحنی‌های پوش‌اور تمام قاب‌های ۳ طبقه

همانطور که مشاهده می‌شود سختی نمودار قرمز رنگ از نمودار بنفش رنگ بیشتر است که این افزایش سختی به خاطر افزایش ضخامت دیوار از ۱۷ سانتی‌متر به ۲۳ سانتی‌متر می‌باشد. همچنین تفاوت فاحشی بین حالت وجود دیوار در تمام دهانه‌ها و وجود دیوار در دهانه وسط مشاهده می‌شود که بیانگر تاثیر بسیار زیاد دیوار در سختی و مقاومت اولیه سازه می‌باشد.

۵-۱۱-۳ قاب ۵ طبقه

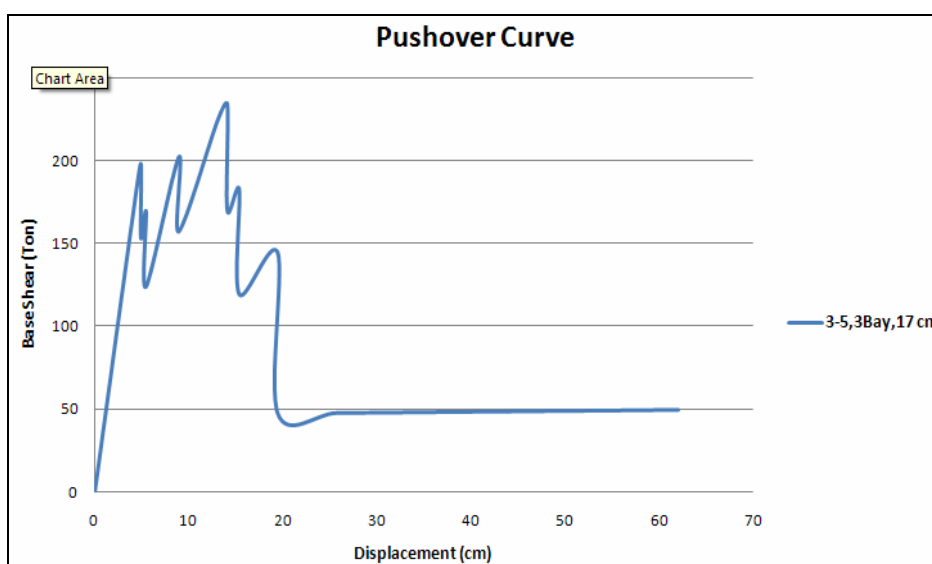
در شکل ۵-۱۸ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب خالی ۵ طبقه نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۸ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب خالی ۵ طبقه

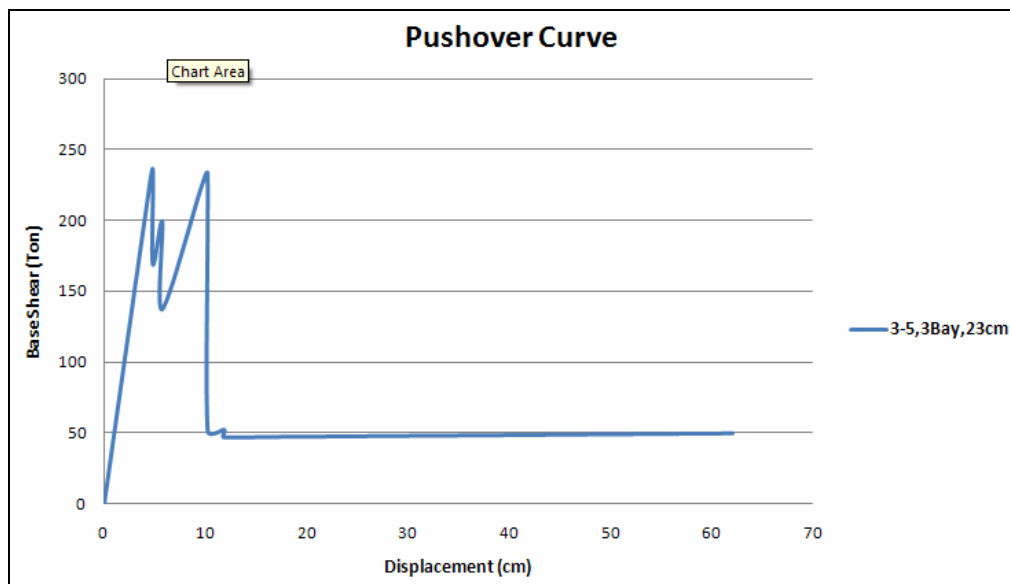
در شکل ۵-۱۹ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در

تمام دهانه‌ها نشان داده شده است.



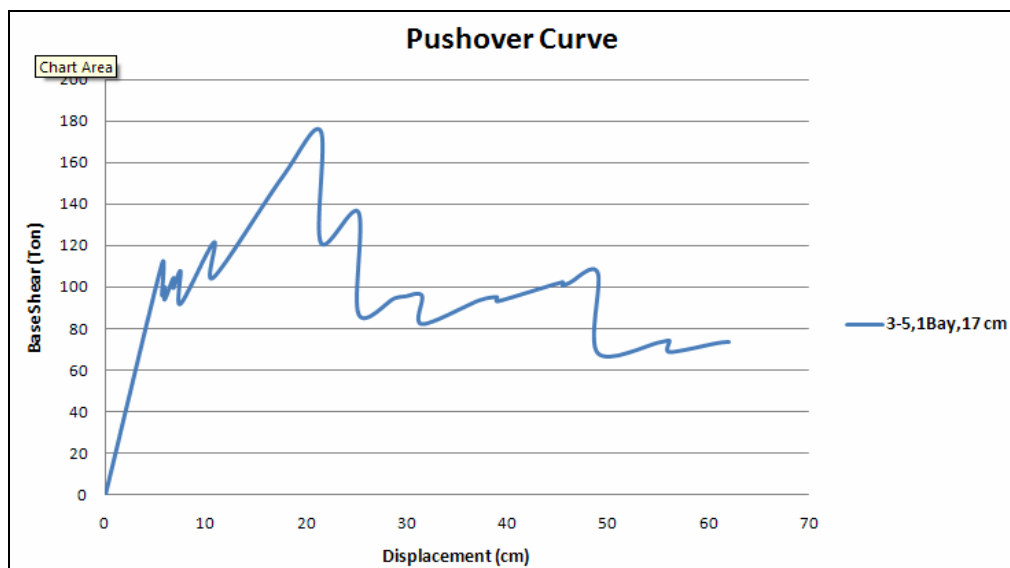
شکل ۵-۱۹ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها

در شکل ۵-۲۰ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها نشان داده شده است.



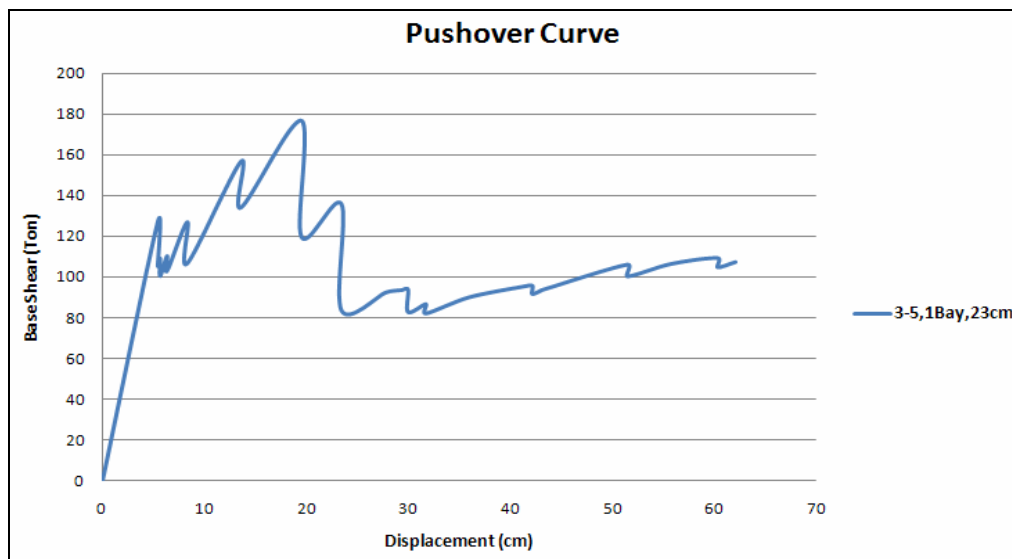
شکل ۵-۲۰ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها

در شکل ۵-۲۱ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی نشان داده شده است.



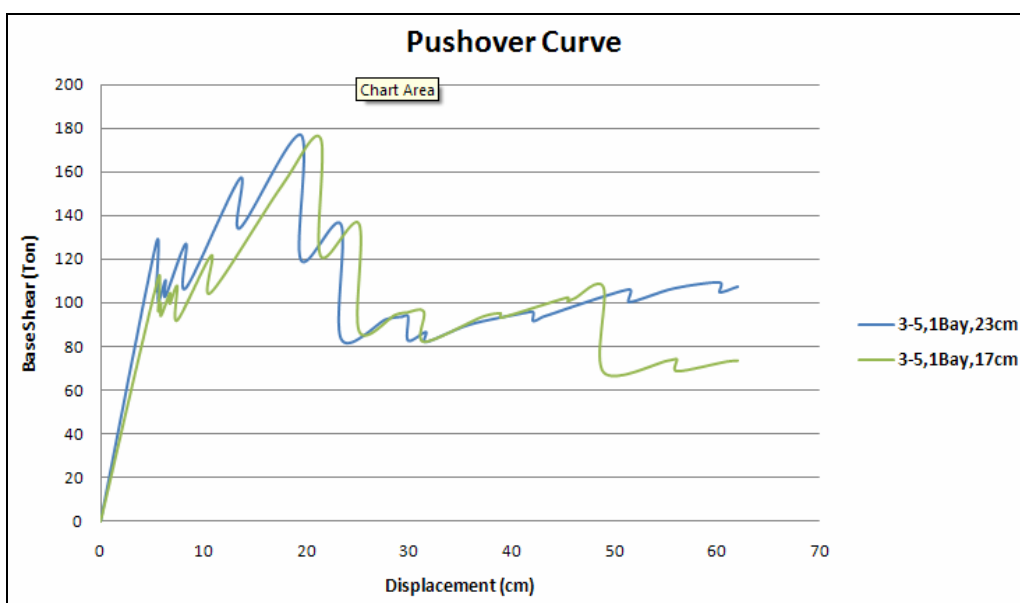
شکل ۵-۲۱ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۱۷ سانتی‌متری در دهانه وسطی

در شکل ۵-۲۲ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی نشان داده شده است.



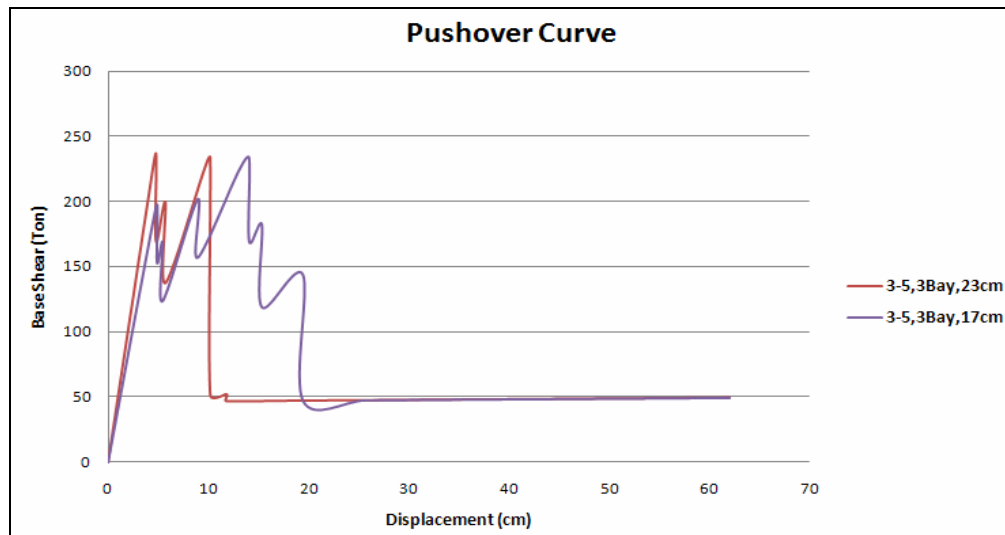
شکل ۵-۲۲ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت وجود دیوار ۲۳ سانتی‌متری در دهانه وسطی

در اشکال ۵-۲۳ و ۵-۲۴ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۵ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار و ۳ دهانه دیوار برای مقایسه و مشاهده میزان تاثیر ضخامت دیوار در سختی و مقاومت نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۳ منحنی‌های پوش‌اور قاب‌های ۵ طبقه در حالت ۱ دهانه دیوار

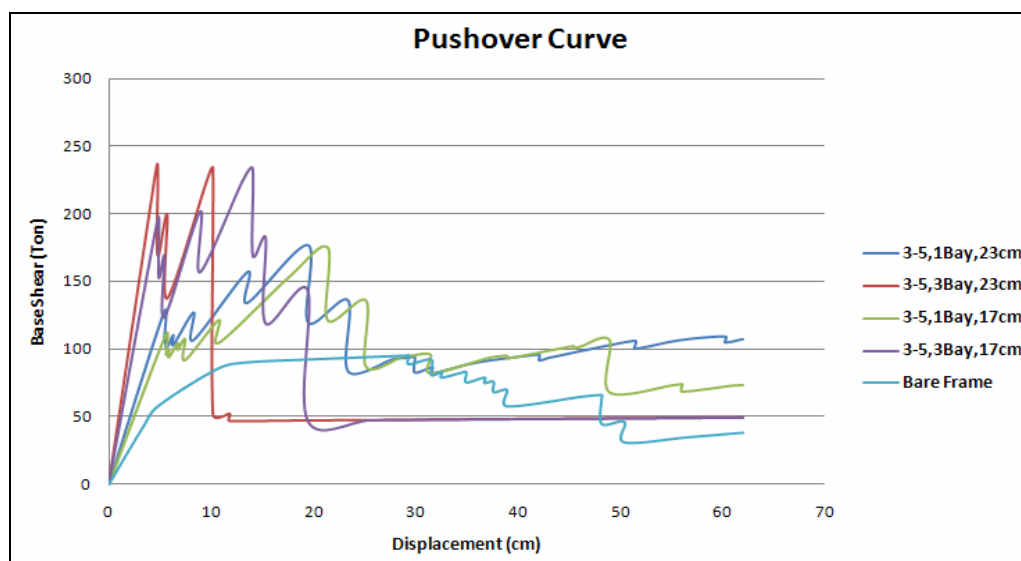
همانطور که در شکل ۵-۲۳ مشاهده شد سختی نمودار آبی رنگ از نمودار سبز رنگ بیشتر است که این افزایش سختی به خاطر افزایش ضخامت دیوار از ۱۷ سانتی متر به ۲۳ سانتی متر می باشد.



شکل ۵-۲۴ منحنی های پوش اور قاب های ۵ طبقه در حالت ۳ دهانه دیوار

همانطور که در شکل ۵-۲۴ مشاهده شد سختی نمودار قرمز رنگ از نمودار بنفش رنگ بیشتر است که این افزایش سختی به خاطر افزایش ضخامت دیوار از ۱۷ سانتی متر به ۲۳ سانتی متر می باشد.

در شکل ۵-۲۵ منحنی های پوش اور برای قاب ۵ طبقه در تمام حالات برای مقایسه و مشاهده میزان تاثیر ضخامت دیوار در سختی و مقاومت نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۵ منحنی های پوش اور تمام قاب های ۵ طبقه

همانطور که مشاهده می‌شود تفاوت فاحشی بین حالت وجود دیوار در تمام دهانه‌ها و وجود دیوار در دهانه وسط مشاهده می‌شود که بیانگر تاثیر بسیار زیاد دیوار در سختی و مقاومت اولیه سازه می‌باشد. وجود دیوار در تمام دهانه‌ها باعث افزایش ۴۵ درصدی در مقاومت اولیه سازه می‌شود. همچنین سختی اولیه سازه حدودا ۲ برابر می‌شود که نشان‌گر تاثیر بسیار زیاد دیوار آجری در رفتار سازه می‌باشد.

فصل ۶

معرفی نرم افزار OpenSees و نحوه

مدل سازی در آن

با توجه به تشریح روند فرضیات انجام شده در مورد مدل‌ها و شرح نحوه طراحی آن‌ها و بدست آوردن مدل‌ها، در این قسمت ابتدا توضیحاتی در مورد نرم افزار انتخابی (OpenSees)، انواع المان‌های موجود در برنامه، مدل‌های رفتاری مصالح موجود و نحوه تحلیل آن‌ها توضیحاتی داده می‌شود. سپس در قسمت بعد المان‌ها و مدل‌های رفتاری مصالح مورد استفاده برای مدل‌سازی قاب‌های مورد نظر با این نرم افزار توضیحات مختصری داده می‌شود.

۶-۱- معرفی نرم‌افزار OpenSees

برنامه‌ای که در این پایان‌نامه از آن استفاده شده است، نرم‌افزار OpenSees می‌باشد. OpenSees یک نرم‌افزار المان محدود است که به وسیله Fenves, Mc Kenna, Mazzoni تهیه شده و همچنان در حال تکمیل است. این نرم‌افزار مجموعه کاملی از المان‌ها و خصوصیات مواد و روش‌های مختلف آنالیز است.

این نرم‌افزار به طور تخصصی در حوزه سیستم‌های عملکردی خاک و سازه تحت زلزله طراحی شده است و با این هدف از سال‌های ۱۹۹۰ تاکنون تحت بررسی و توسعه است. این برنامه چنانچه از نامش پیداست از طریق اینترنت در دسترس همگان بوده و کد برنامه‌نویسی آن به صورت باز می‌باشد. این نکته مهم که از جمله مزایای نرم‌افزار مذکور است سبب شده که امکان اصلاح کمبودها، تکمیل آن از طریق کلیه افرادی که در دنیا از آن استفاده می‌کنند وجود داشته باشد. لذا عیوب آن شناسایی، تغییرات و اصلاحات با سرعت فوق العاده‌ای صورت می‌گیرد. نرم‌افزار مذکور در زمینه‌های مختلف مدل‌سازی و تحلیل سازه، دائماً در حال پیشرفت است و به صورت باورنکردنی در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می‌گیرد و در زمینه‌های مختلف بهره‌برداری می‌شود. مرکز PEER که کنسرسیومی از دانشگاه‌های غرب آمریکا است در زمینه مهندسی زلزله، ریسک و عملکرد مهندسی زلزله، در پروژه‌های متفاوتی از جمله، UC Science Building از نرم‌افزار OpenSees استفاده می‌کند. این

مرکز از برنامه مذکور پشتیبانی کرده، تیم اصلی گردآورندگان آن از اعضای این مرکز می‌باشند [۴۲].

این نرم افزار از قسمت‌های زیر تشکیل شده است:

۱- ساخت مدل (Model - Building)

۲- آنالیز (Analysis)

۳- ضبط کننده (Recorder)

۶-۱-۱- ساخت مدل (Model-Building)

از این قسمت برای ایجاد فیزیک مدل استفاده می‌شود و شامل بخش‌های تعریف مدل، تعریف نقطه، تعریف جرم، تعریف مصالح تک محوره، تعریف مصالح چند محوره، تعریف مقطع، تعریف عضو، تعریف قطعه، تعریف حوزه، تعریف تبدیلات هندسی، سری‌های زمانی و تعریف الگوی بار می‌باشد. از موارد فوق به بیان قسمت‌های تعریف مصالح تک محوره، تعریف مقطع و تعریف عضو می‌پردازیم [۴۲].

۶-۱-۱-۱- انواع مدل‌های مصالح تک محوره

از این بخش برای ایجاد مصالح تک محوره که نمایان‌گر روابط تنش - کرنش می‌باشد، استفاده می‌شود. انواع مصالح تک محوره موجود در این بخش عبارتند از:

۱- مصالح الاستیک (Elastic Material)

۲- مصالح (Elastic- PerfectlyPlasticMaterial)

۳- مصالح (Elastic- PerfectlyPlasticGap Material)

۴- مصالح موازی (Parallel Material)

۵- مصالح سری (Series Material)

۶- مصالح سخت شونده (HardeningMaterial)

۷- مصالح فولادی (Steel01 Material)

۸- مصالح بتنی (Concrete01 Material)

۹- مصالح الاستیک بدون کشش (Elastic-No Tension Material)

۱۰- مصالح هیستریزیس (Hysteretic Material)

۱۱- مصالح ویسکوز (Viscous Material)

۱۲- مصالح (Barslip Material)

۱۳- مصالح (PINCHING4 Material)

۱۴- مصالح (Fedeeas Material)

۶-۱-۱-۲- انواع مدل‌های مقاطع

از بخش‌های مهم در این قسمت نرم‌افزار بخش تعریف مقطع می‌باشد. در این بخش پاسخ نیرو - تغییرشکل ایجاد شده در اعضاء صفحه‌ای و مقطع اعضای تیر-ستون تعریف می‌شود. انواع مقاطع به شرح زیر می‌باشد:

۱- مقاطع الاستیک Elastic Section: با استفاده از ثابت‌های هندسی مقطع و مصالح تعریف می‌شود.

۲- مقاطع برآیند Uniaxial Section: پاسخ نیرو - تغییرمکان را در حالت کلی بیان می‌کند، مانند منحنی لنگر - انحنا.

۳- مقاطع الیافی Fiber Section: مقطع به نواحی کوچکی تقسیم می‌شود تا پاسخ یکپارچه شده‌ای از رفتار تنش - کرنش مصالح را نمایش دهد.

۶-۱-۱-۳- انواع المان (اعضاء)

در تعریف اعضاء موارد زیر را می‌توان مورد استفاده قرار داد و برحسب نوع عضو مورد نظر از آن‌ها استفاده نمود.

۱- المان خرپائی (Truss Element)

۲- المان خرنپائی (Corotation al Truss Element)

۳- المان تیر- ستون الاستیک (Elastic Beam Column Element)

۴- المان تیر- ستون غیرخطی (NonLinear Beam - Column Elements)

۵- المان با طول صفر (Zero - Length Elements)

۶- المان چهارضلعی (Quadrilateral Elements)

۷- المان مکعب (Brick Elements)

۸- المان (FourNodeQuadUP Element)

۹- المان تیر ستون گرهی (Beam-Column Joint Element)

۶-۲- فرضیات مدل سازی در OpenSees

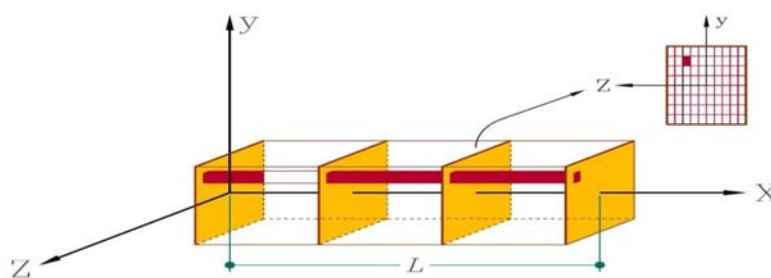
برای مدل سازی قابها در این نرم افزار برای انجام آنالیز غیرخطی فرضیات زیر در نظر گرفته شده است. پای ستون ها گیردار بوده و ستون ها بصورت سرتاسری مدل شده اند. کف طبقات با بستن درجه آزادی گره ها در راستای افقی به هم (Equal Dof) به صورت صلب در نظر گرفته شده است. جرم طبقات بصورت بار گسترده بر روی تیرها و جرم ستون ها به صورت گره ای در نقاط اتصال تیر و ستون تعریف شده است.

یکی از قابلیت های این نرم افزار در برگرفتن رفتارهای غیرخطی ناشی از تغییرات به وجود آمده در هندسه سازه و تغییر مشخصات مصالح می باشد. تحلیل تاریخچه زمانی برای تعیین پاسخ سازه ای که تحت بارهای وابسته به زمان قرار دارد، به وسیله انتگرال گیری عددی گام به گام از معادلات حرکت انجام می گیرد. برای این کار تاکنون روش های متعددی پیشنهاد شده است. از جمله این روش ها میتوان به روش شتاب متوسط، شتاب خطی، روش تتا - ویلسون، روش تفاضل مرکزی و روش نیومارک اشاره کرد. در این تحقیق جهت تحلیل مدل ها از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و مودال و تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. برای انتگرال گیری گام به گام از روش نیومارک با

پارامترهای $\gamma = 0.5$ و $\beta = 0.25$ استفاده شده است. گام زمانی اولیه در نظر گرفته شده جهت تحلیل و بررسی مدل‌ها در اکثر موارد برابر گام زمانی زلزله متناظر در نظر گرفته شده و هنگامی که نرم‌افزار با مشکل عدم همگرایی مواجه شد به وسیله حلقه نوشته شده در مدل‌ها به صورت خودکار گام‌های زمانی را کوچک و کوچک‌تر می‌کند تا جایی که بتواند جواب‌ها را در آن محدوده زمانی از آنالیز همگرا کند. جهت اعمال میرایی نیز از میرایی رایلی توضیح داده شده در بخش ۶-۲-۲ استفاده شده است.

۶-۲-۱- تعریف المان‌های سازه‌ای

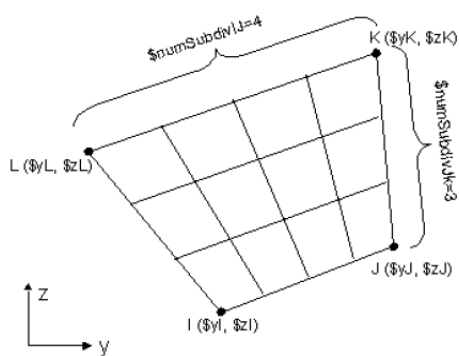
جهت مدل‌سازی اعضای بتنی مسلح از المان‌های تیر-ستون غیرخطی (NonlinearBeamColumn) با مقاطع فایبر (Fiber Section) در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در این حالت اعضا همان‌گونه که در شکل ۶-۱ نشان داده شده است به رشته‌های طولی تقسیم می‌شوند. روابط محوری تنش-کرنش برای هر تار مشخص شده و روابط نیرو-تغییرشکل کلی هر مقطع با انتگرال‌گیری از تنش-کرنش تارهای آن مقطع بدست می‌آید. در المان مذکور فرض شده که تغییرشکل‌ها کوچکند و مقاطع دچار اعوجاج نشده و بصورت صفحه باقی می‌مانند [۴۲].



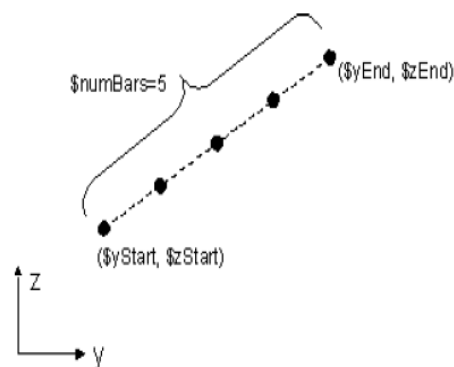
شکل ۶-۱ عضو با مقاطع فایبر

با استفاده از مقطع فایبر و تخصیص آن به المان تیرستون غیرخطی، خاصیت پلاستیسیته گسترده در کل طول المان (هم در طول و هم در عمق) در نظر گرفته می‌شود. مقطع فایبر دارای

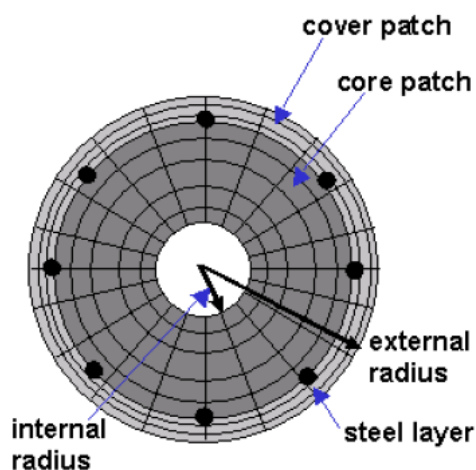
پیکره‌بندی هندسی کلی می‌باشد که از بخش‌های منظم‌تر و شکل‌های هندسی ساده‌تر به اسم پچ (Patch) تشکیل شده است. علاوه بر این، لایه‌های میلگرد را نیز می‌توان در مقطع‌های فایبر مدل کرد. برای ساخت پچ‌ها و لایه‌های میلگردی به ترتیب از دو دستور "Patch" و "Layer" استفاده می‌شود. به جز این دو دستور، دستور دیگری با نام "Fiber" وجود دارد که با استفاده از آن می‌توان فایبرهای تکی با مشخصات مصالح دلخواه در مختصات دلخواه (مختصات محلی سطح مقطع) قرار داد. با ترکیب این سه دستور می‌توان هر نوع مقطعی با هر شکل و هر خواص مصالحی را با دقت مطلوب مدل نمود. نمونه‌هایی از نحوه استفاده از این سه دستور در شکل ۲-۶ و شکل ۳-۶ و شکل ۴-۶ آورده شده‌اند.



شکل ۳-۶ استفاده از دستور Patch برای ساخت مقطع فایبر



شکل ۲-۶ استفاده از دستور Layer برای ساخت مقطع فایبر



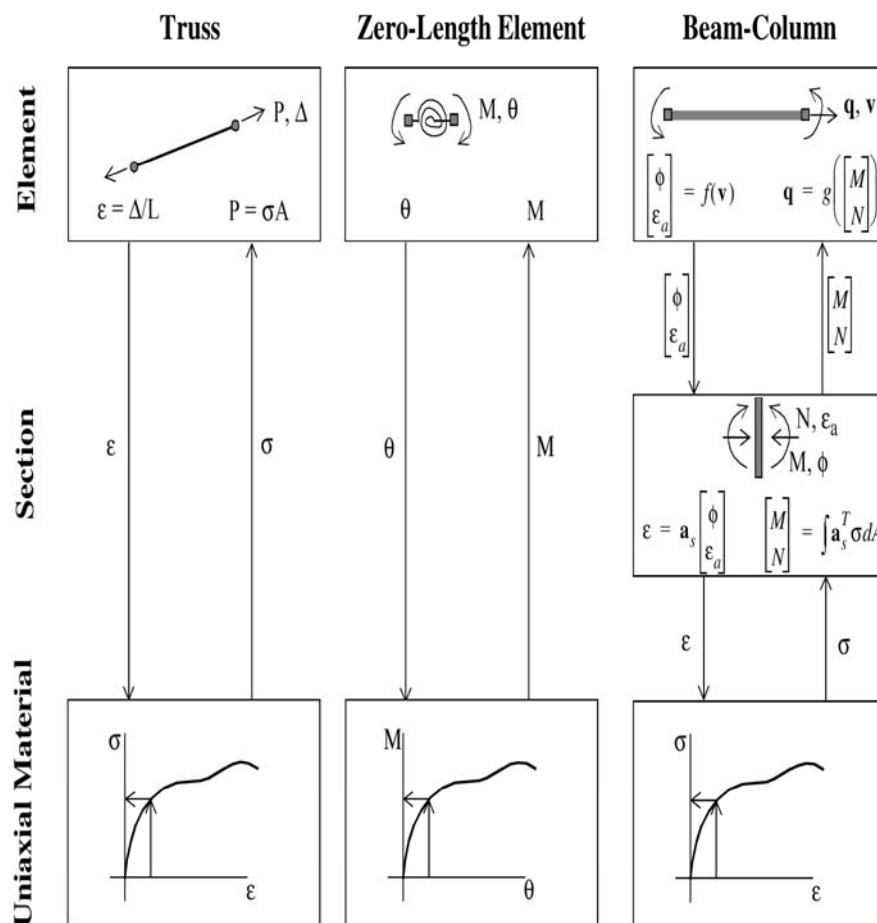
شکل ۴-۶ نمونه یک مقطع فایبر ساخته شده با دستورات Patch و Layer

تعداد ۷ نقطه انتگرال‌گیری در المان در نظر گرفته شده است. نحوه تخصیص نقاط انتگرال‌گیری در OpenSees بر پایه قاعده Gauss-Lobatto یعنی دو نقطه اجباری انتگرال‌گیری در ابتدا و انتهای عضو می‌باشد. لازم به ذکر است که تعداد حداکثر نقاط انتگرال‌گیری که برای هر المان در این نرم‌افزار می‌توان در نظر گرفت، ۱۰ نقطه می‌باشد که با افزایش تعداد نقاط انتگرال‌گیری دقت محاسبات افزایش و متعاقب آن زمان تحلیل طولانی‌تر می‌شود.

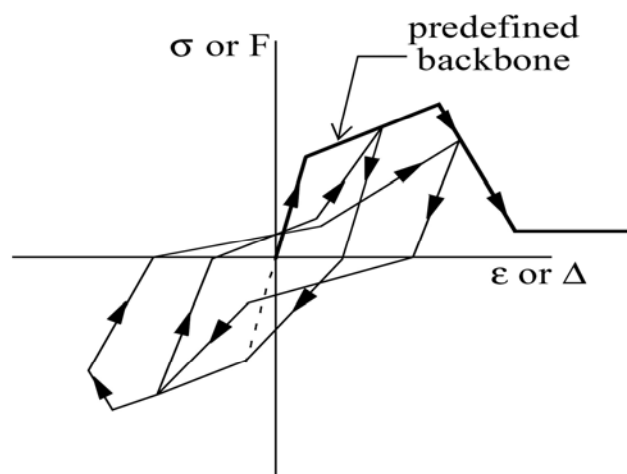
۶-۲-۲- مدلهای مصالح تک محوره مورد استفاده در OpenSees

مدلهای مصالح تک محوره در OpenSees یک رابطه ترکیبی را نشان می‌دهد. با توجه به کاربرد، مصالح می‌تواند به صورت روابط تنش - کرنش، نیرو - تغییرمکان، ممان - انحنا یا ممان - زاویه چرخشی تعریف شود. ارتباط بین المان‌ها و مصالح در شکل ۶-۵ شرح داده شده است. المان‌های تک بعدی، مانند فنرها و خراباها، فقط یک مصالح تک محوره به آن‌ها اختصاص داده می‌شود. برای فنر با طول صفر مصالح تک محوره روابط نیرو - تغییرمکان (یا ممان - زاویه چرخشی) مستقیماً تعریف می‌شود. المان‌های چند بعدی مانند المان‌های تیر - ستون چندین مصالح تک محوره به آن‌ها اختصاص می‌یابد. برای المان‌های تیر - ستون چندین مصالح تک محوره به آن‌ها اختصاص می‌یابد. برای المان‌های تیر - ستون مصالح تک محوره باهم یک گره را تشکیل می‌دهند تا مقاطع را شکل دهند. مقاطع می‌توانند بسته به نقاط انتگرال‌گیری در طول المان یا در انتهایش قرار گیرند. مصالح تک‌محوره برای تعریف روابط تنش - کرنش فایبرها (رشته‌ها) استفاده می‌شود و تحلیل‌های مقطع استاندارد (با فرض اینکه مقطع مسطح، مسطح باقی بماند) همانطور که در شکل ۶-۵ نشان داده شده است، برای تعیین خروجی‌های نیرویی مقطع انجام شود. توجه شود که مصالح تک‌محوره که رابطه تنش برشی_کرنش برشی را تعریف می‌کند می‌تواند به هر مقطعی اضافه شوند. مصالح تک‌محوره که در این بخش شرح داده شده‌اند بر مبنای مصالح تک‌محوره هیستریک موجود در OpenSees است. مصالح هیستریک، پوش سه نقطه‌ای از قبل تعریف شده و ۵ پارامتر دارد تا رفتار

هیسترتیک شامل پینچینگ و تنزل سختی تعریف شود. همانطور که در شکل ۶-۶ نشان داده شده است، پوش می تواند شامل تنزل مقاومت باشد.



شکل ۶-۵ روابط بین مصالح و المان ها در OpenSees



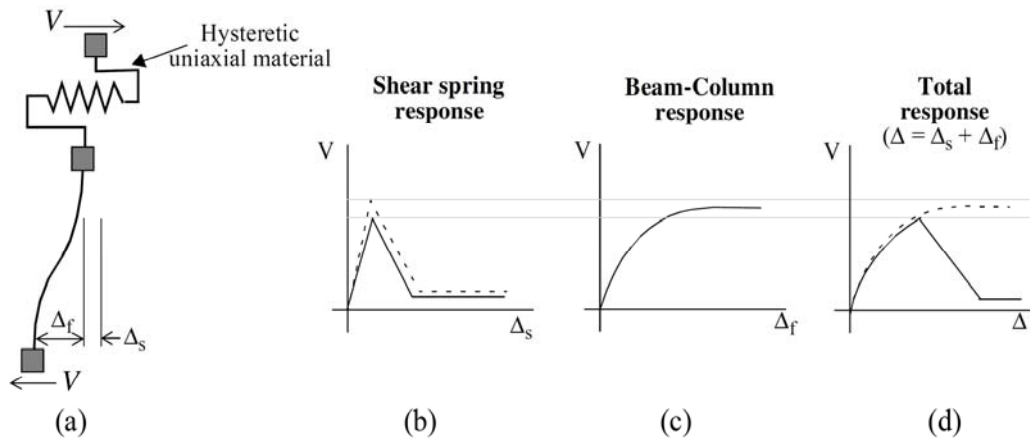
شکل ۶-۶ مصالح تک محوره هیسترتیک

۶-۲-۳- مدل کردن ستون:

مثالی از به کار بردن فنر برشی در مجموعه‌ای با المان تیر_ستون، همانطور که در شکل ۶-۶ نشان داده شده است، برای مدل کردن تنزل مقاومت برشی ستون‌های بحرانی در برش را در نظر بگیرید. فنر برشی المان با طول صفر جداگانه است. مدل مصالح تک‌محوره هیسترتیک، با تنزل مقاومت می‌تواند برای تعریف روابط ترکیبی فنر برشی استفاده شود. هر نوع المان تیر - ستون برای مدل کردن تغییرشکل‌های خمشی می‌تواند استفاده شود. در ادامه بحث، فرض می‌شود که تغییرشکل‌های خمشی توسط المان تیر - ستون مدل شده شامل هر دو تغییرشکل ناشی از انحنای ستون و لغزش آرماتورهای لنگرگاه باشد. در این مدل، تمام تغییرشکل‌های خمشی در المان تیر - ستون متمرکز می‌شود و تغییرشکل‌های برشی توسط فنر برشی مدل می‌شود. اگر مقاومت برشی کمتر از مقاومت تسلیم خمشی ستون باشد آنگاه مدل رفتار نزولی را به خود می‌گیرد، همانطور که با خط توپر برای پاسخ کلی ستون در شکل ۶-۷ (d) نشان داده شده است. اگر مقاومت برشی به گونه‌ای تخمین زده شده باشد که بالاتر از مقاومت تسلیم خمشی ستون باشد، آنگاه با توجه به سخت‌شدگی کرنشی محدود شده در رفتار خمشی، مدل تنزل برش را به خود نمی‌گیرد، همانطور که توسط نقطه چین در شکل ۶-۷ (d) نشان داده شده است. مطالعات گوناگونی نشان داده که مقاومت برشی با افزایش تغییرشکل پلاستیک، کاهش می‌یابد. (Watanabe and Ichinose, 1991, Aschheim and Moehle, 1992, Priestly et al 1994)

از این‌رو، پاسخ کلی نقطه‌چین در شکل ۶-۷ (d) برای ستون‌هایی که در خمش نزدیک به مقاومت برشی‌شان تسلیم می‌شود، منطقی نیست. نقطه گسیختگی برشی باید با در نظر گرفتن هردو پارامتر نیرو و تغییرشکل تعیین شود. مدل شکل ۶-۷ (a) نقطه گسیختگی برشی را بر مبنای برش ستون نشان می‌دهد. رفتار مدل کلی با استفاده از مصالح محوری برای فنر برشی بسط داده می‌شود، که فقط بعد از گسیختگی برشی تنزل می‌یابد. تنزل گسیختگی برشی باید بر مبنای برش ستون و تغییرشکل کلی ستون باشد. محاسبه تغییرشکل کلی نیازمند با هم عمل کردن فنر برشی و المان

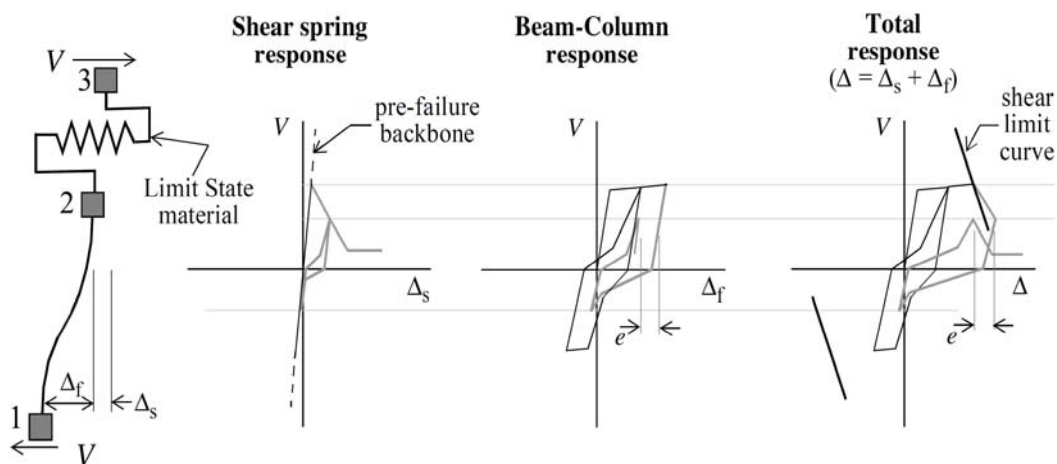
تیر - ستون است. این هدف با استفاده از مصالح تک‌محوره جدید به دست می‌آید که رفتار المان تیر - ستون را دنبال می‌کند و پوش خود را هنگامی که پاسخ المان از سطح حالت حدی پیش فرض تجاوز کند تغییر می‌دهد تا تنزل مقاومت را نشان دهد.



شکل ۷-۶ فنر برشی در مدل مصالح هیسترتیک

۴-۲-۶- سیستم فنر برشی:

در اینجا مدل مصالح حالت حدی برای تعریف روابط نیرو - تغییرشکل فنر برشی استفاده می‌شود. مصالح تک محوره، پاسخ المان تیر-ستون را که به فنر برشی متصل است کنترل می‌کند. مانند شکل ۸-۶، منحنی حدی بر مبنای برش ستون، V ، و جابجایی، Δ ، یا دریافت طبقه‌ای تعریف می‌شود.



شکل ۸-۶ فنر برشی در مدل استفاده شده برای مصالح حالت حدی

اگر ستون در برابر گسیختگی برشی بعد از تسلیم خمشی آسیب پذیر باشند، آنگاه مدل ظرفیت دریافت عملی، از بخش مربوطه برای تعریف منحنی حدی استفاده می شود. پوش قبل از گسیختگی مربوط به مصالح حالت حدی با شیبی برابر با سختی برشی ستون ترک نخورده به صورت خطی تعریف می شود. قابل توجه است که با تعریف حالت حدی بر مبنای جابجایی کلی، تغییر شکل برشی بخشی از جابجایی هائی است که توسط مصالح تک محوره مشاهده و چک می شود و گسیختگی برشی بر مبنای جمع تغییر شکل های برشی و خمشی است.

مطالعات تجربی نشان می دهد که گسیختگی محوری تمایل به رخداد دارند هنگامی که مقاومت برشی تا مقدار صفر تنزل می یابد. از اینرو، k_{deg} با استفاده از دریافت محاسبه شده در گسیختگی محوری می تواند تخمین زده شود. هنگامی که گسیختگی برشی رخ می دهد، بر مبنای تقاطع پاسخ کلی و منحنی حالت برشی، شیب نزولی پاسخ کلی عبارت است از:

$$k_{deg}^t = \frac{V_u}{\Delta_a - \Delta_s} \quad (1-6)$$

V_u : ظرفیت برشی نهایی ستون

$$k_{deg} = \left(\frac{1}{k_{deg}^t} - \frac{1}{k_{unload}} \right)^{-1} \quad (2-6)$$

k_{unload} باید به عنوان پارامتر ورودی در مصالح محوری حالت حدی وارد شود.

۵-۲-۶- سیستم فنر محوری:

مصالح تک محوره حالت حدی همچنین می تواند برای مدل کردن گسیختگی محوری استفاده شود که منحنی حدی آن توسط مدل اصطکاک - برش تعریف می شود. چون مدل اصطکاک - برش فرض می کند که گسیختگی برشی رخ می دهد، گسیختگی محوری باید با استفاده از اتصال با یکی از مدل های گسیختگی برشی، مدل شود. مدل شکل ۶-۱۰ فرض می کند که گسیختگی برشی توسط

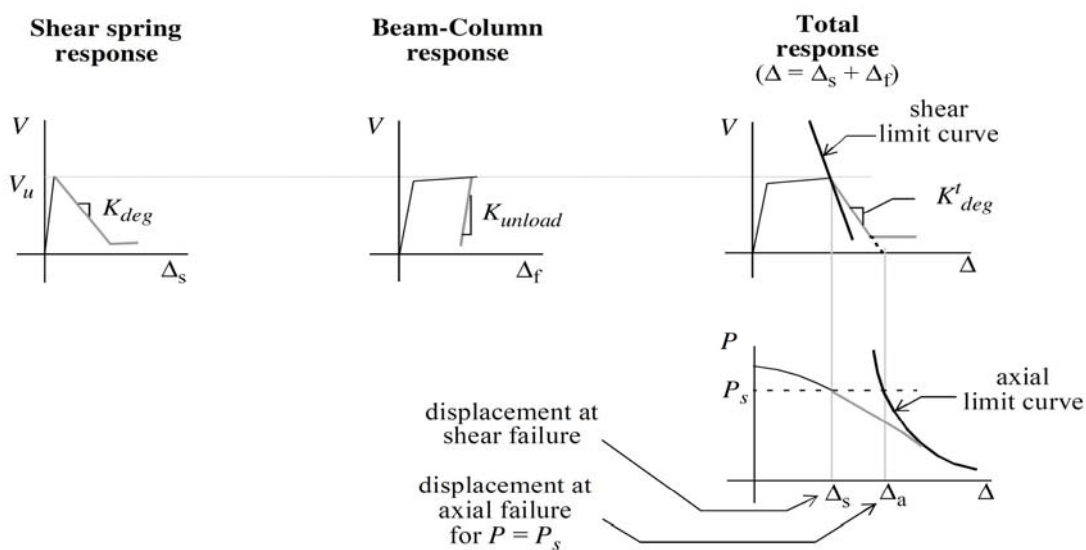
فتر برشی رخ می‌دهد. منحنی حدی برشی باید با استفاده از دریفت یا چرخش ستون (که با فتر برشی به مقاطع ستون پیوند می‌خورد) تعریف می‌شود.

گسیختگی محوری منحنی حدی روی نمودار بار محوری P در برابر دریفت جانبی کلی تعریف

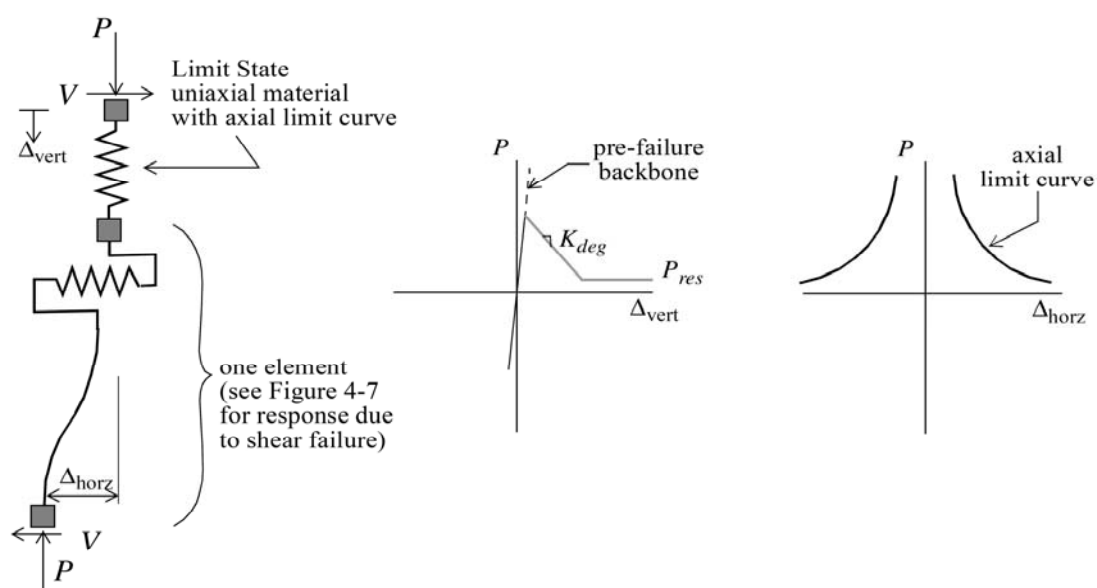
شده است، و فقط نیاز به مؤلفه مقاومت تسلیم عرضی $\left(\frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \right)$ برای تعریف شکل خود دارد.

اگر المان تیر - ستون شامل انعطاف‌پذیری محوری باشد، پوش قبل از گسیختگی فتر محوری باید با شیب تند تعریف شود تا مطمئن باشیم که فتر انعطاف‌پذیری محوری اضافی را به مدل، اضافه نمی‌کند. به عبارت دیگر، المان تیر-ستون فرض می‌شود که به لحاظ محوری صلب باشد، سپس شیب پوش قبل از گسیختگی فتر محوری برابر با سختی اولیه محوری ستون باشد. پس از گسیختگی محوری، پوش برای در نظر گرفتن شیب نزولی (k_{deg}) و مقاومت پسماند (P_{res}) دوباره تعریف می‌شود. چون مدل برش-اصطکاک فقط برای گسیختگی فشاری بسط داده شده، پوش فقط برای بارهای محوری فشاری دوباره تعریف می‌شود.

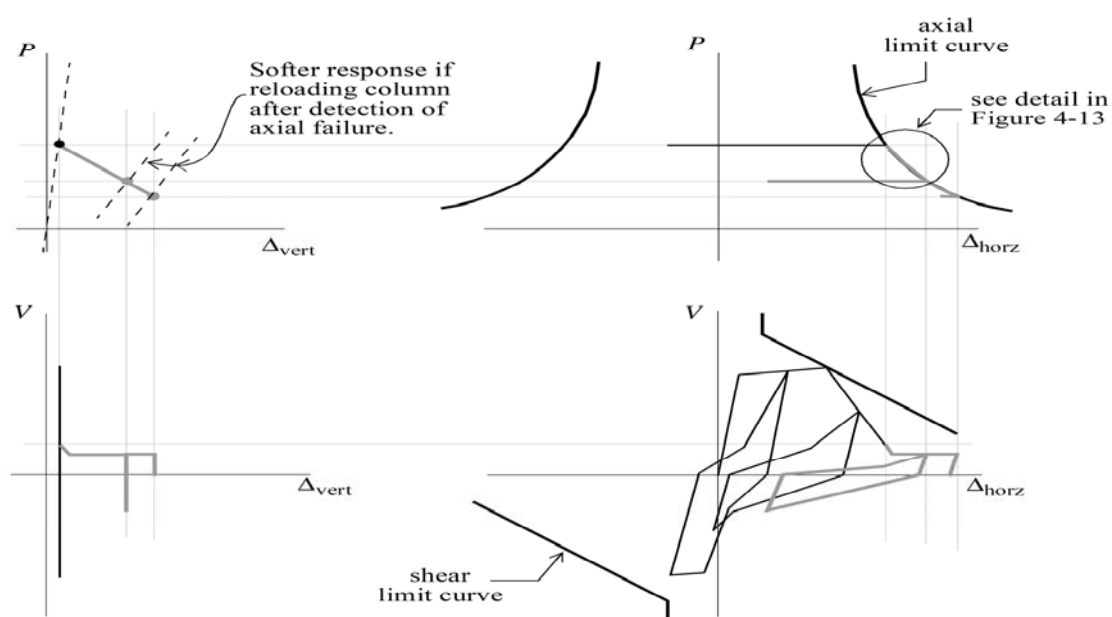
روند تشکیل مفصل برشی به صورت شماتیک در شکل‌های ۶-۹ تا ۶-۱۵ نشان داده شده است.



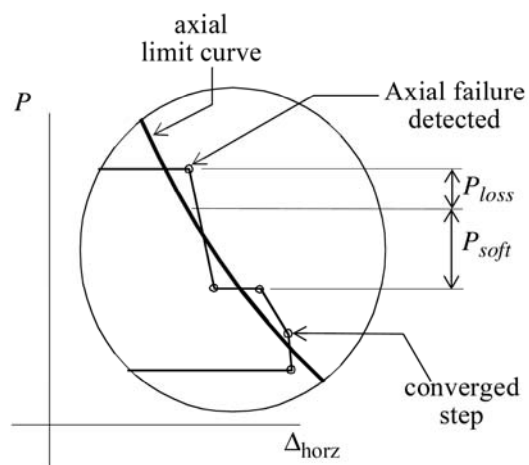
شکل ۶-۹ تعریف شیب نزولی، K_{deg}



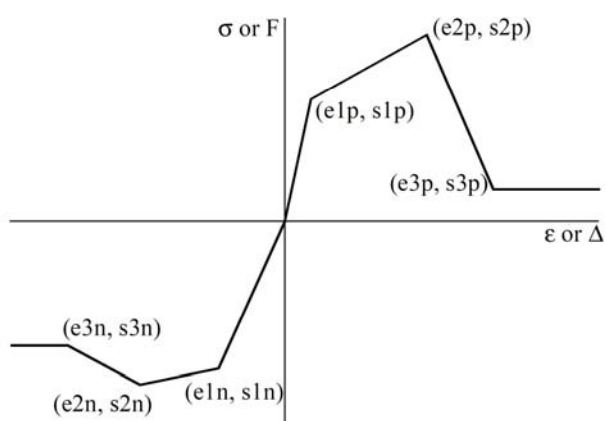
شکل ۱۰-۶ فنر محوری در مدل



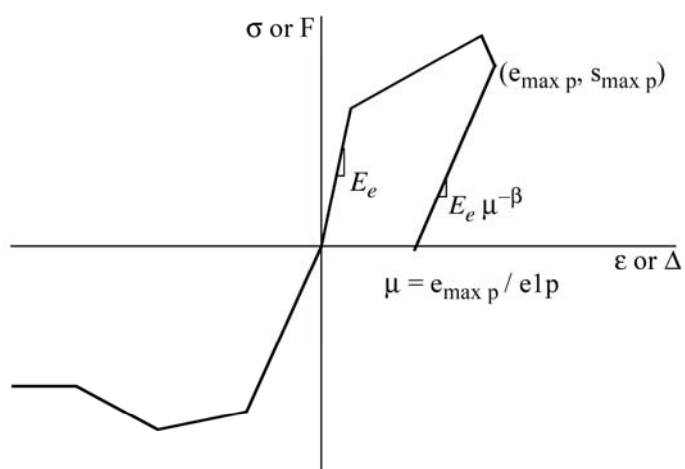
شکل ۱۱-۶ فنر ترکیبی برشی - محوری بعد از گسیختگی محوری مدل نشان داده شده در شکل ۱۰-۶



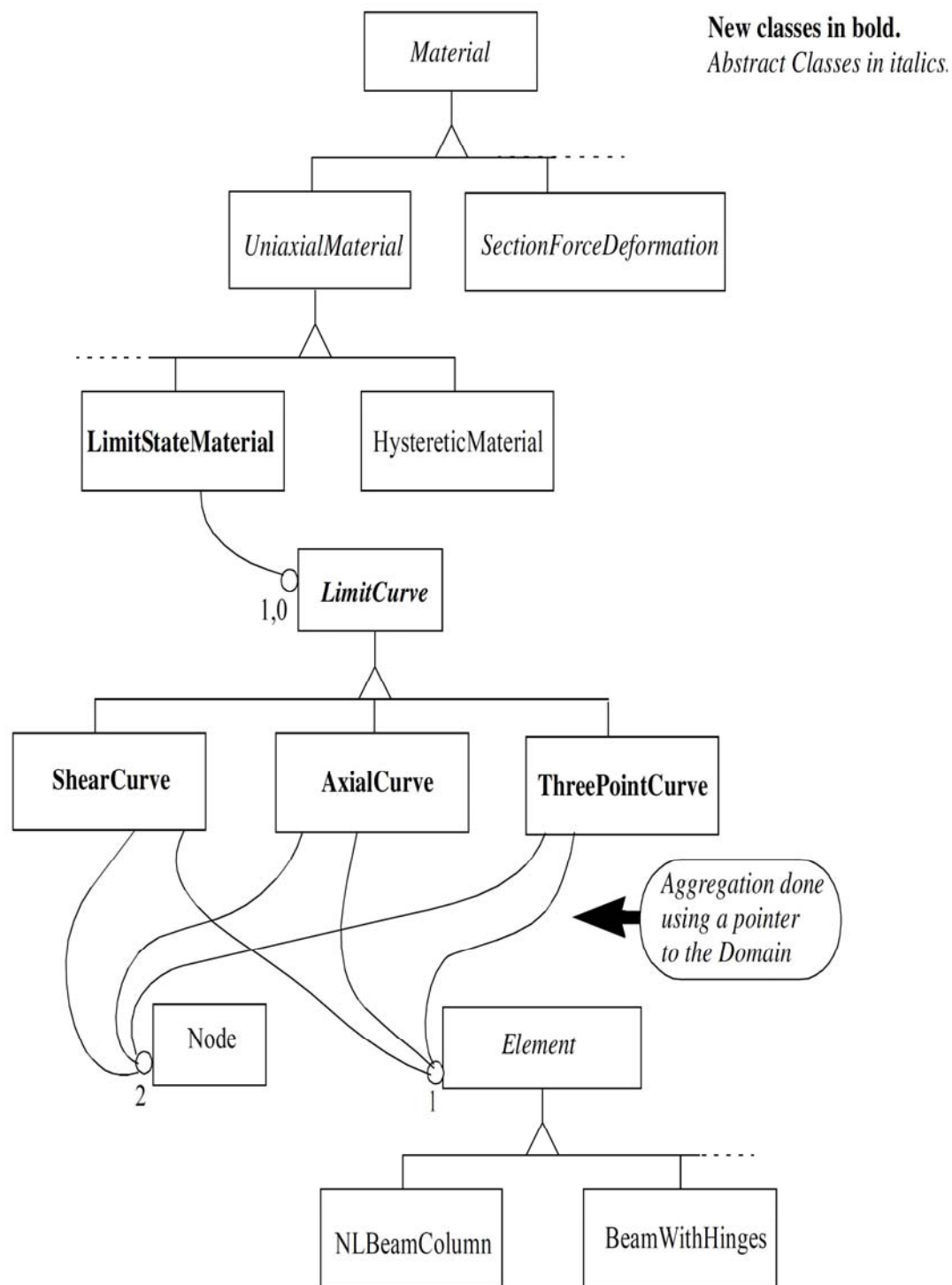
شکل ۶-۱۲ جزئیات افت بار محوری شکل ۶-۱۱



شکل ۶-۱۳ تعریف پارامترهای backbone مربوط به مصالح هیسترتیک



شکل ۶-۱۴ تعریف پارامترهای باربرداری در مصالح هیسترتیک



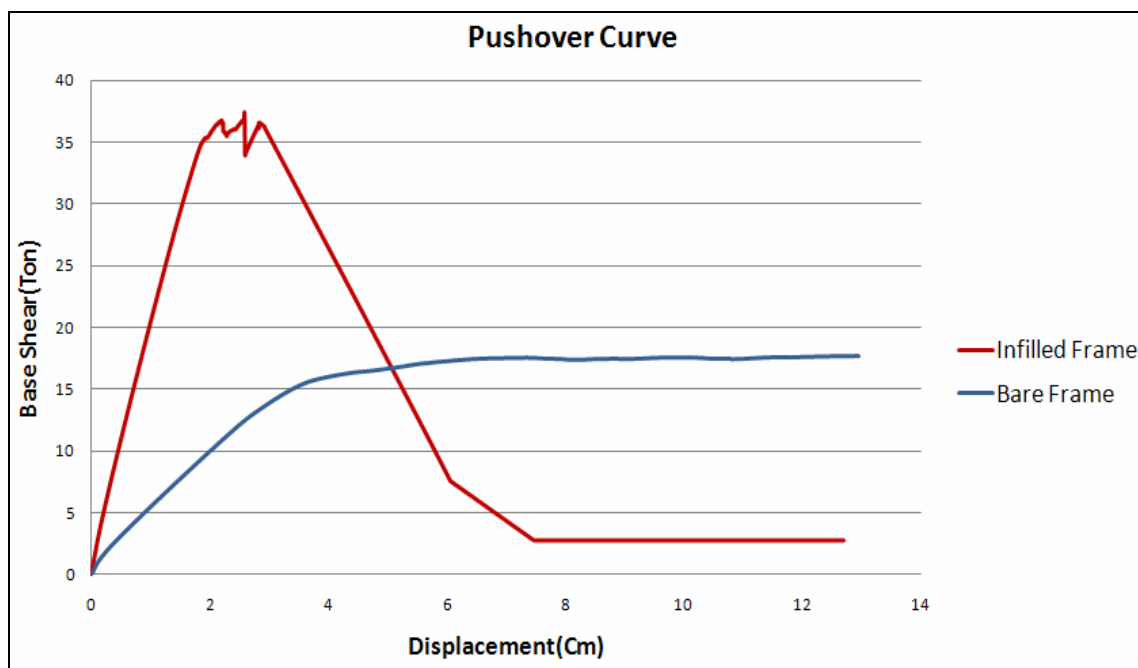
شکل ۶-۱۵ روند تعریف مراحل انجام کار در OpenSees

۳-۶- مدل‌های مورد بررسی در نرم‌افزار OpenSees

۱-۳-۶- قاب ۱ دهانه ۱ طبقه

در شکل ۱۶-۶ نمودار پوش‌اور برای قاب ۱ دهانه ۱ طبقه در حالت وجود دیوار و عدم آن رسم

شده است.



شکل ۱۶-۶ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۱ طبقه

همان‌طور که در شکل ۱۶-۶ دیده می‌شود ابتدا منحنی قاب خالی رسم شد و بعد منحنی

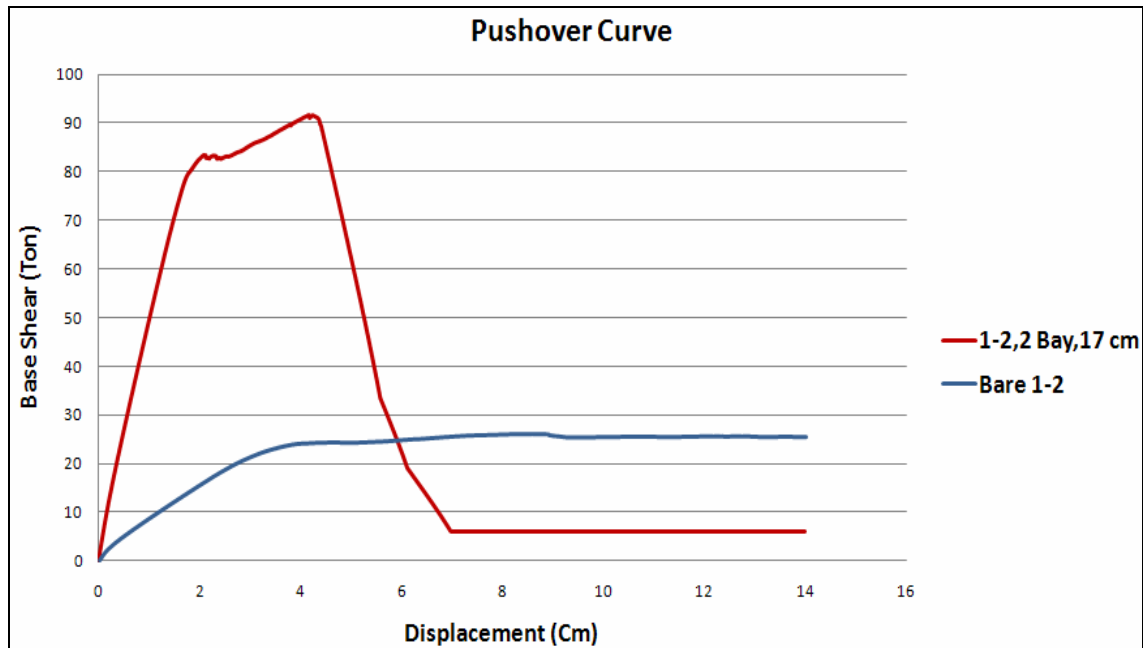
پوش‌اور مربوط به قاب همراه با دیوار رسم شده است و دیده می‌شود که در ابتدا دیوار سختی سازه را

زیاد می‌کند ولی به علت بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالا و پایین ستون‌ها در یک

جابجایی کم ستون‌ها دچار شکست برشی شده و افت مقاومت رخ می‌دهد.

۶-۳-۲- قاب ۲ دهانه ۱ طبقه

در شکل ۶-۱۷ نمودار پوش‌اور برای قاب ۲ دهانه ۱ طبقه در حالت وجود دیوار و عدم آن رسم شده است.



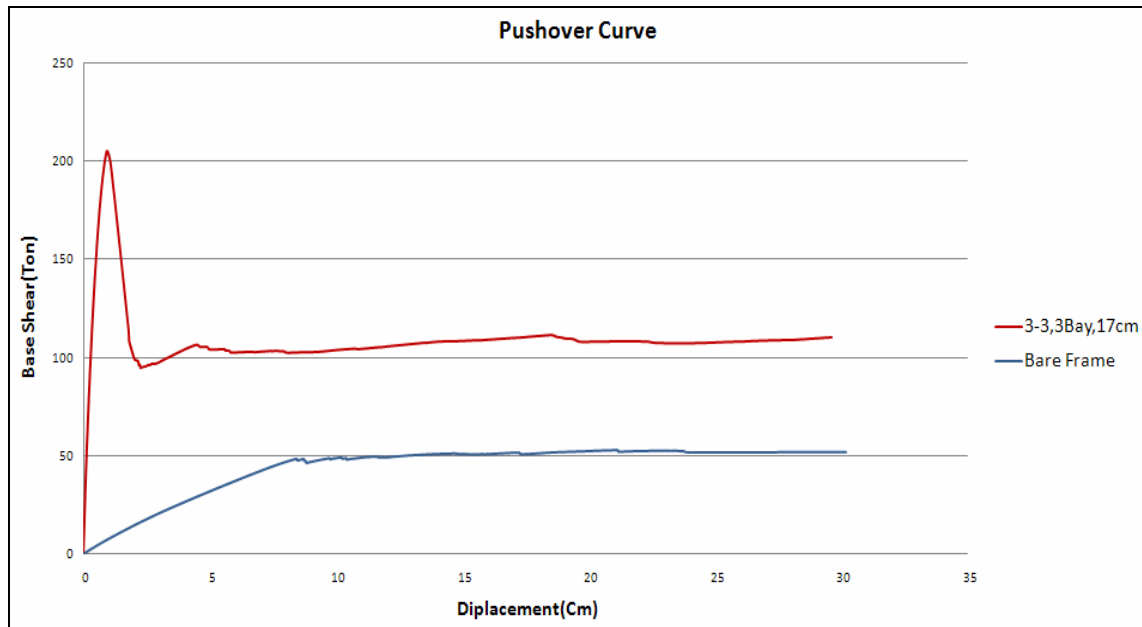
شکل ۶-۱۷ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۱ طبقه ۲ دهانه

همان‌طور که در شکل ۶-۱۷ دیده می‌شود ابتدا منحنی قاب خالی رسم شد و بعد منحنی پوش‌اور مربوط به قاب همراه با دیوار رسم شده است و دیده می‌شود که در ابتدا دیوار سختی سازه را زیاد می‌کند ولی به علت بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالا و پایین ستون‌ها در یک جابجایی کم ستون‌ها دچار شکست برشی شده و افت مقاومت رخ می‌دهد.

۳-۳-۶- قاب ۳ دهانه ۳ طبقه

در شکل ۱۸-۶ نمودار پوش‌اور برای قاب ۳ دهانه ۳ طبقه در حالت وجود دیوار و عدم آن رسم

شده است.



شکل ۱۸-۶ منحنی‌های پوش‌اور برای قاب ۳ طبقه ۳ دهانه

همان‌طور که در شکل ۱۸-۶ دیده می‌شود ابتدا منحنی قاب خالی رسم شد و بعد منحنی پوش‌اور مربوط به قاب همراه با دیوار رسم شده است و دیده می‌شود که دیوار سختی سازه را بسیار افزایش می‌دهد ولی به علت بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالا و پایین ستون‌ها در یک جابجایی کم ستون‌ها دچار شکست برشی شده و افت مقاومت رخ می‌دهد. نکته قابل ذکر این است که دیوارهای طبقه اول نیز دچار شکست شده که این اتفاق در مدل‌های دیگر رخ نداده است.

۴-۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق سازه‌های بتنی ۳ و ۵ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط ابتدا با آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ برای بار جانبی و ۵۱۹ (مبحث ششم) برای بار ثقلی طراحی شده‌اند. این سازه‌ها همگی دارای پلان مشابه ۳ دهانه‌ای با طول دهانه ۵/۵ متر می‌باشند. الگوهای مختلف قرارگیری دیوار پرکننده آجری در طبقات بالای طبقه اول در حالت‌های دیوار ۱۷ سانتی‌متری و دیوار ۲۳ سانتی‌متری در حالت‌های وجود دیوار در ۱ دهانه وسط یا در هر ۳ دهانه می‌باشند.

هدف اصلی این تحقیق بررسی الزامات تعیین ضریب رفتار سازه‌های بتنی با دیوار پرکننده آجری می‌باشد که این الزامات عبارتند از:

- تأثیر دیوار پرکننده آجری بر پیوند سازه‌های بتنی
- تأثیر دیوار پرکننده آجری بر مقاومت و سختی اولیه سازه
- چگونگی پخش نیرو در حالات خطی و غیرخطی بین دیوار پرکننده آجری و قاب بتنی
- تأثیر دیوار پرکننده آجری بر جابجایی جانبی سازه
- بررسی اندرکنش بین دیوار پرکننده آجری و ستون قاب بتنی

در ابتدا برای تعیین این الزامات تأثیر دیوار پرکننده آجری بر پیوند سازه‌های بتنی را مورد بررسی قرار دادیم که نتایج حاصله بیان‌گر این است که دیوار تأثیر به‌سزایی در پیوند سازه‌ها خواهد داشت، اما نکته قابل توجه اینجاست که آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضریب کاهشی پیوند به دلیل وجود دیوار را کم در نظر می‌گیرد. همچنین اثر وجود دیوارها را روی پیوند اصلی سازه بررسی کردیم و نشان دادیم که اگر به اشتباه در ابتدای طراحی سازه اثر آن نادیده گرفته شود تا چه حد می‌تواند در محاسبه‌ی بار جانبی زلزله به روش استاتیکی معادل تغییر ایجاد کند.

دیوارهای آجری را با دستک‌های معادل فشاری جایگزین کرده و پارامترهای مربوط به این

دستک را با استفاده از مصالح موجود در کشور و روابط آیین‌نامه‌های استرالیا و نیوزلند استخراج کردیم.

سپس اثر دیوار در مقاومت و سختی اولیه سازه را بررسی کردیم که نتایج بیان‌گر تاثیر بسیار زیاد دیوار در سختی و مقاومت اولیه سازه می‌باشد.

سپس به بررسی چگونگی پخش نیرو در حالات خطی و غیرخطی بین دیوار پرکننده آجری و قاب بتنی پرداختیم که طراحی قاب بتنی برای ۶۰٪ تا ۷۰٪ نیروی جانبی و طراحی دیوار پرکننده آجری برای ۴۲٪ نیروی جانبی پیشنهاد شد.

همچنین مشاهده شد که دیوار پرکننده آجری باعث بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالا و پایین ستون‌ها می‌شود که در صورت وجود خاموت برشی کم در این نواحی شکست برشی ستون رخ خواهد داد. برای استفاده از اثرات مثبت دیوار در سازه‌ها می‌بایست راهکارهایی برای اثرات منفی دیوار در سازه که عبارتند از:

- طبقه نرم
 - پیچش
 - ستون کوتاه بتنی
 - اندرکنش قاب و دیوار
- در طراحی در نظر گرفته شود، که این اثرات منفی توسط افراد زیر بررسی و راهکارهایی ارائه شده است.

- طبقه نرم (آقای مجتبی حسینی، ضریب افزایش مقاومت برای طراحی ستون‌های طبقه اول)
- پیچش (آقای امیر آزاد، چیدمان مناسب و مقارن دیوار در سازه)
- ستون کوتاه بتنی (خانم افسان موسوی، در نظر گرفتن پدیده ستون کوتاه در طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی)

- اندرکنش قاب و دیوار

و برای اندرکنش بین قاب و دیوار پیشنهاد می‌شود که در نقاط ویژه خاموت برشی ویژه لحاظ شود.

تمامی نتایج و کارهای انجام شده در شکل ۶-۱۹ آورده شده است.

مراجع

- [۱] تابش‌پور، محمد رضا، ۱۳۸۸، دستنامه ۱۸ مهندسی زلزله، «دیوار پرکننده آجری در قاب‌های سازه‌ای»، انتشارات فدک ایستاتیس
- [۲] تابش‌پور، محمد رضا، ۱۳۸۸، دستنامه ۱۹؛ «بهسازی لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای دارای دیوار پرکننده آجری»، انتشارات فدک ایستاتیس، تهران، ۱۳۸۸.
- [۳] تابش‌پور، محمد رضا، ۱۳۸۸، دستنامه ۲۰ مهندسی زلزله، «الزامات دیوار پرکننده آجری در آیین‌نامه ۲۸۰۰»، انتشارات فدک ایستاتیس.
- [۴] تابش‌پور، محمد رضا، آزاد، امیر، موسوی، افسانه، کریمی، کمیل؛ «پیشرفت‌هایی در دیوار پرکننده سازه‌ای»، انتشارات فدک ایستاتیس. زیر چاپ
- [۵] تابش‌پور، محمد رضا؛ «اثر دیوار پرکننده‌ی آجری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها»، دومین همایش مقررات ملی ساختمان (شیراز ۱۵ و ۱۶ اسفند ۸۸)
- [۶] تابش‌پور، م. ر.، قناد م. ع.، بخشی، ع.، و گل‌افشانی ع. ا.، «اثر دیوار آجری بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی»، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، اردیبهشت ۱۳۸۳.
- [۷] تابش‌پور، محمد رضا؛ «ضرورت تکمیل و اصلاح آیین‌نامه‌های موجود در خصوص دیوار پرکننده آجری»، دومین همایش مقررات ملی ساختمان (شیراز ۱۵ و ۱۶ اسفند ۸۸)
- [۸] تابش‌پور، م. ر.، آزاد، ا.، و گل‌افشانی ع. ا.، «تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان فولادی با چیدمان نامنظم دیوار پرکننده»، سومین همایش ملی مقاوم‌سازی و مدیریت شهری، اردیبهشت ۱۳۸۹.
- [۹] تابش‌پور، م. ر.، آزاد، ا.، گل‌افشانی، ع. ا. «بهسازی لرزه‌ای ساختمان فولادی دارای چیدمان نامنظم دیوار پرکننده در پلان با میراگر اصطکاکی»، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد و دومین کنفرانس کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، ۶ و ۷ اردیبهشت ۱۳۹۰.
- [۱۰] تابش‌پور، محمد رضا؛ «لزوم بازنویسی قسمت مربوط به ستون کوتاه در استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم»، دومین همایش مقررات ملی ساختمان (شیراز ۱۵ و ۱۶ اسفند ۸۸)
- [۱۱] تابش‌پور، م. ر.، موسوی، ا.، س «بررسی ستون کوتاه بتنی ناشی از دیوار پرکننده با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی»، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۶ و ۷ اردیبهشت ۱۳۹۰.

- [12] Mallick D.V. and Severn R.T., (1967), “The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading”, The Institution of Civil Engineers, Proceedings, 39, 639-656.
- [13] Goodman, R.E.; Taylor, R.L.; Brekke, T.L., 1968. A model for the mechanics of jointed rock. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94(3), pp. 637-659.
- [14] Mallick, D. V., and Garg, R. P., 1971. Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 49, 193–209.
- [15] koset E.G. et all, 1974. Non-linear dynamic analysis of frames with filler panels. Am. Soc. Civ. Engrs, J. struct. Div., 100, 743-757.
- [16] King G.J.W. and Pandey P.C. (1978). The analysis of infilled frames using finite elements. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 65, 749-760.
- [17] Liauw, T. C., and Kwan, K. H., 1984. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames, Comput. Struct. 18, 551–560.
- [18] Liauw T.C. and Kawn K.H. (1984), “New Development in Research of Infilled

- Frames”, Proc. 8th World Conf. on Earthq. Engng., San Francisco, 4, 623-630.
- [19] Liauw, T. C., 1972. An approximate method of analysis for infilled frames with or without opening, Build. Sci. 7, 233–238.
 - [20] Liauw T.C. and Kwan K.H. (1985a). "Static and Cyclic Behaviors of Multistory Infilled Frames with Different Interface Conditions." Journal of Sounds and Vibrations, Volume 99, No. 2: 275-283.
 - [21] Liauw T.C. and Kwan K.H. (1985b). "Unified Plastic Analysis for Infilled Frames." Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 111, No. 7: 1427-1448.
 - [22] Rivero C.E. and Walker W.H. (1984), “An Analytical Study of The Interaction of Frames and Infill Masonry Walls”, Proc. 8th World Conf. on Earthq. Engng., San Francisco, 4, 591-598.
 - [23] Shing, P. B. et al. (1992). "Finite element analysis of shear resistance of masonry wall panels with and without confining frames" Proc. 10 th World Conf. on Earthq. Engng, Madrid, 2581-2586
 - [24] Shing, P. B., and Mehrabi, A. B. (2002). "Behaviour and analysis of masonry-infilled frames." Progress in Structural Engineering and Materials, 4(3), 320-331.
 - [25] Mehrabi, A. B., and Shing, P. B. (1997). "Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames." Journal of Structural Engineering, 123(5), 604-613.
 - [26] Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P., and Noland, J. L., 1994. Performance of Masonry-Infilled R/C Frames under In-Plane Lateral Loads, Report CU/SR-94/6. UC Colorado, CO
 - [27] Mehrabi, A. B., and Shing, P. B., 2003. Seismic analysis of masonry infilled reinforced concrete frames, Masonry Soc. J. 21, 81–94
 - [28] Klinger R.E. and Bertero V.V. (1976). Infilled frames in earthquake resistant construction. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Rep. EERC 76-32, Dec.
 - [29] Klinger R.E. and Bertero V.V. (1969). Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Rep. UCB/EERC-76/32.
 - [30] Klingner R.E., Rubiano N.R., Bashandy T.R. and Sweeney S.C. (1996). "Evaluation and Analytical Verification of Shaking Table Data from Infilled Frames". Part 2: Out-of-Plane Behavior." Proceedings of the 7th North American Masonry Conference, Notre Dame.
 - [31] Polyakov, S. V., 1956. Masonry in Framed Buildings (An investigation into the strength and stiffness of masonry infilling). Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literatury po stroitel'stvu I arkhitekture, Moscow. (English translation by G. L. Cairns, National Lending Library for Science and Technology, Boston, Yorkshire, England, 1963)
 - [32] Holmes, M., 1961. Steel frames with brickwork and concrete infilling, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 19, 473–478 (eISSN 1753-7789).
 - [33] Holmes M. (1963). "Combined Loading on Infilled Frames." Proceeding Of The Institution Of Civil Engineers, Volume 25: 31-38.
 - [34] Stafford Smith B. (1968), “Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames”, ACI J., 65(4), 618-624.
 - [35] Stafford-Smith B.S. (1962). "Lateral Stiffness of Infilled Frames." Journal of Structural Division, ASCE, Volume 88, No. ST1: 183-199.
 - [36] Stafford-Smith B.S. (1966). "Behavior of Square Infilled Frames." Journal of

Structural Division, ASCE, Volume 92, No. ST1: 381-403.

- [37] Stafford-Smith B.S. (1968). "Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames." ACI Journal, Volume 65, No. 8: 618-625.
- [38] Mainstone, R. J., 1971. On the stiffness and strengths of infilled frames, Proceedings, Institution of Civil Engineers, Supplement IV, 57-90.
- [39] Kadir M.R.A. (1974). The structural behavior of masonry infill panels framed structures. University of Edinburgh, PhD thesis.
- [40] Chrysostomou, C.Z. (1991). "Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames." PhD dissertation, Cornell University, Ithaca, N.Y.

[۴۱] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴

- [42] PEER. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Version 2.2.1. Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California; 2005. <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [43] CSI (2001). "SAP2000 Non-linear Version 11.0.7 : Structural Analysis Program", Computers and structures ,Inc., Berkeley, California, U.S.A.
- [44] Structural Response Modification Factors , ATC-19. National Science Foundation Grant NO.ECE-8600721 and National Center For Earthquake Engineering Research NCEER Project NO.92-4601.
- [45] Chia-Ming Uang , Associate Member , ASCE . Establishing R (or R_w) and Cd Factors For Building Seismic Provisions.
- [46] Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings . John Wiley and Sons , Inc, 1992.
- [47] Newmark , N.M.and Hall, W.J.1982,Earthquake Spectra and Design, EERI Monograph Series , EERI , Oakland.
- [48] Krawinkler, H.and Nassar ,A.A.1992,"Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities,"Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Fagfar , Krawinkler , Edd , Elsevier, Applied Science , New York.

[۴۹] تابش‌پور، محمدرضا؛ « تفسیر مفهومی کاربردی آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ (جلد اول: فصل اول آیین‌نامه)»، انتشارات گنج هنر، تهران، ۱۳۸۶.

- [50] Allowable stress design (ASD) manual of steel construction . (1989).Amer. Inst. of steel constr., Chicago, Ill.
- [51] Uniform Building Code (UBC). (1988) .Int. conf.of Bldg. Officials, Whittier, Calif. Whittaker, A.S.,Uang,C.-M.,and Bertero. "Experimental behavior of a dual steel system."
- [52] NEHRP recommende provisions for the development of seismic regulations for new buildings . (1989) .Building Seismic Safety Council , Washington , D.C.

[۵۳] غزنوی زاده ، حامد « بررسی ضریب رفتار ساختمان‌های بتنی مسلح در تحلیل لرزه‌ای » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، ۱۳۸۶

[۵۴] ابراهیمیان، محسن « تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، ۱۳۸۹

- [55] Moehle, J. P., Elwood, K. J., and Sezen, H., 2002, Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes, S.M. Uzumeri Symposium: Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, ACI SP-197, American Concrete Institute, Farmington
- [56] Sezen, H., 2002, Seismic Response and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- [57] Kim, J.H., and Mander, J.B., 1999, Truss Modeling of Reinforced Concrete Shear-Flexure Behavior, MCEER-99-0005, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- [58] Holmes, W.T., 2000, "Risk Assessment and Retrofit of Existing Buildings", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Paper No. 2826.
- [59] Kabeyasawa, T., Tasai, A., and Igarashi, S., 2002, An Economical and Efficient Method of Strengthening Reinforced Concrete Columns Against Axial Load Collapse during Major Earthquake, Third US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, WA, PEER report 2002/02. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 399-412.
- [60] Kato, D., and Ohnishi, K., 2002, Axial Load Carrying Capacity of R/C Columns under Lateral Load Reversals, Third US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, WA, PEER 0.85fc%&Ag – Asl' + fylAsl 23 report 2002/02. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 247-255.
- [61] Nakamura, T., and Yoshimura, M., 2002, Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Columns with Brittle Failure Modes, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 21-27.
- [62] Tasai, A., 1999, Residual Axial Capacity and Restorability of Reinforced Concrete Columns Damaged due to Earthquake, US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Maui, Hawaii, PEER report 1999/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 191-202.
- [63] Tasai, A., 2000, Residual Axial Capacity of Reinforced Concrete Columns during Shear Deterioration, Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan, PEER report 2000/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 257-267.
- [64] Yoshimura, M., and Yamanaka, N., 2000, Ultimate Limit State of RC Columns, Second USJapan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan, PEER report 2000/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 313- 326.
- [65] Lynn, A.C., 2001, Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building Columns, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- [66] Pantazopoulou, S.J., 1998, Detailing for Reinforcement Stability in RC Members, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 6, pp. 623-632.

- [67] Mattock, A.H., and Hawkins, N., 1972, Shear Transfer in Reinforced Concrete – Recent Research, Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75.
- [68] Mattock, A.H., 1988, Reader Comments of “Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members” by J. Walraven, J. Frenay, and A. Pruijssers (PCI Journal, Vol 32, No. 1, 1987), PCI Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 165-166.
- [69] Mau, S.T., and Hsu, T.T.C., 1988, Reader Comments of “Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members” by J. Walraven, J. Frenay, and A. Pruijssers (PCI Journal, Vol 32, No. 1, 1987), PCI Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 166-168.
- [70] Krawinkler, H., Medina, R., and Alavi, B., 2003, Seismic Drift and Ductility Demands and their dependence on Ground Motions, Engineering Structures, Vol. 25, No. 5, pp. 637-653.
- [71] Pujol, S., 2002, Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns Subjected to Displacement Reversals, Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University.
- [72] Deric J.Oehlers Mark A.Bradford"Elementary Behaviour of Composite Steel and Concrete Strutural Members"
- [73] H.Krawinkler, "Pushover analysis, why, how, when and when not to useit",structural engineering Association of California,1994
- [74] H.Krowinkler, "Static Pushover Analysis", SEAONE,1994,fall seminar on thedeveloping art of seismic engineering,1994
- [75] Applied Technology Cuncil (ATC) octobr 1997,Washington.D.C,NEHRP Guidelines for the seisemic rehabilitation of building,FEMA274
- [76] K.C TSIA, J.W.LAI, "Research and application of double-core buckling restrained braces in Taiwan",13th WCEE,Vancouver,2004
- [77] Applied technology council (ATC), 1996, seismic evaluation and retrofit concrete building.

Abstract

For the past couple of decades, numerous engineers and researchers has been working on the effects of masonry infilled walls in concrete frames. Also the effects of infill walls on the behavior of structures has always been an important issue for structural engineers. Since the quality of materials and their strength and stiffness are related to the quality of materials and their availability, most countries have set specific rules in their codes for effects of masonry infill walls. Also, our country, IRAN, has done the same thing and for the past few years, we have seen some of these changes in Iranian seismic code. In article 1-5-6, for example, the effect of masonry infill walls in building behavior is noted. According to this article if

non-structural elements prevent the lateral movements of the structure, we must consider the interaction between these elements and structural elements in analysis. In Iran, due to lack of adequate knowledge about behavior of masonry infill walls engineers are not interested in modeling the masonry infill walls and as result they ignore the positive and negative effects of masonry infill walls on the behavior of structures.

The objective of this study is to determine the requirement parameters of the R factor of infilled frames. Some of these requirement are as follows:

- Surveying the interaction between masonry infill walls and concrete columns
- The effect of masonry infill walls on the period of concrete structures.
- The effect of masonry infill walls on strength and initial stiffness of structures

- Distribution of forces in elastic and plastic modes between masonry infill walls and concrete frames.
- The effect of masonry infill walls on lateral displacement (drift)

In this study by using a nonlinear static analysis (pushover) interaction between concrete frame and masonry infill walls and also effects of masonry infill walls on the period of concrete structures and lateral drift has been determined.

Key Word: Interaction between masonry infill walls and concrete columns, Masonry infill walls, Period of structure, Lateral displacement.



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering

Requirement parameters to determine R factor of infilled frames

Komeil Karimi

Supervisor:

Dr. Vahid Reza Kalatjari

Dr. Mohammad Reza Tabeshpour

Advisor:

Eng. Mohammadi

July 2011