

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/315487660>

Seismic performance of RC shear wall structures

Thesis · January 2014

DOI: 10.13140/RG.2.2.15402.82888

CITATION

1

READS

945

1 author:



Mojtaba Harati

Colorado State University

37 PUBLICATIONS 137 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



The problems of hair-like elements and non-uniqueness solutions in structural topology optimization of truss structures: challenges and possible solutions [View project](#)



Influence of earthquake motion duration on structural responses [View project](#)



دانشگاه صنعتی شریف

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

گرایش زلزله

عنوان:

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی دارای دیوار برشی

نگارنده

مجتبی حراتی

استاد راهنما

دکتر حسن مقدم

دی ۱۳۹۲



و آن پرنده‌ای است که کنار شط از تشنگی، هلاک می‌شود
از بیم آن که اگر بنوشد، آب شط تمام شود

تقدیم به

پدر، مادر و خواهرم

که هر عنوانی بر آن‌ها بیفزایم، از آن‌ها کاسته‌ام.

تقدیر و تشکر از

او که آموخت مرا تا بیاموزم، استاد گرامی جناب آقای دکتر مقدم که در کمال سعه صدر، با حسن خلق و فروتنی، از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ ننمودند و زحمت راهنمایی این رساله را بر عهده گرفتند.

و از اساتید فرزانه و دلسوز، جناب آقای دکتر عباس نیا و جناب آقای دکتر دولتشاهی که زحمت داوری این رساله را متقبل شدند.

.

فهرست مطالب

۱-مقدمه و تعریف مسئله	۴
۱-۱-انگیزه‌ی پژوهش	۴
۱-۲-هدف پژوهش	۹
۱-۳-ساماندهی و نمای کلی	۹
۲-رفتار غیرخطی دیوارهای برشی	۱۱
۲-۱-مقدمه	۱۱
۲-۱-۱-مشخصات کلی دیوارها	۱۲
۲-۲-طراحی دیوارهای برشی	۱۵
۲-۳-تجهیزات آزمایشگاهی	۱۷
۲-۳-۱-تجهیزات ثابت	۱۷
۲-۳-۲-تجهیزات متحرک	۲۰
۲-۴-بارگذاری	۲۲
۲-۴-۱-بارگذاری قائم	۲۲
۲-۴-۲-بارگذاری جانبی	۲۳
۲-۵-مکانیزم‌های مستقل خرابی در دیوارهای برشی	۲۷
۲-۶-منابع تغییر شکل در دیوارهای برشی	۳۳
۲-۶-۱-تغییر شکل‌های خمشی	۳۳
۲-۶-۲-تغییر شکل‌های برشی	۳۵

۳۶.....	۲-۶-۳-تغییر شکل‌های برشی - لغزشی
۳۷.....	۲-۶-۴-تغییر شکل‌های ناشی از چرخش در تکیه‌گاه
۳۸.....	۲-۷-خسارات مشاهده‌شده و تعریف شکست (خرابی)
۴۱.....	۲-۸-بررسی روند خرابی در دیوارهای برشی تا رسیدن به نقطه شکست
۴۱.....	۲-۸-۱-دیوارهای برشی با عملکرد خمشی
۴۴.....	۲-۸-۲-دیوارهای برشی با عملکرد برشی
۵۳.....	۲-۹-عملکرد کلی لرزهای سازه‌های دارای دیوار برشی
۵۶.....	۲-۹-نتیجه‌گیری
۵۸.....	۳-معرفی نرم‌افزارها و روش‌های تحلیل سازه‌ها
۵۸.....	۳-۱-تحلیل مقادیر ویژه
۵۹.....	۳-۲-تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی
۵۹.....	۳-۳-تحلیل رانشی دینامیکی
۵۹.....	۳-۳-تحلیل رانشی استاتیکی (با الگوی بارگذاری انطباقی)
۶۰.....	۳-۴-مدل‌های صحت‌سنجی شده
۶۰.....	۳-۴-۱-دیوار برشی
۶۷.....	۳-۴-۲-قاب بتنی
۶۹.....	۳-۵-طراحی ساختمان‌ها و مشخصات سازه‌های آن‌ها
۷۰.....	۳-۵-۱-طراحی قاب‌های بتنی بدون دیوار
۷۲.....	۳-۵-۲-طراحی قاب‌های بتنی با دیوار برشی بتنی
۷۵.....	۳-۶-انتخاب رکوردهای زلزله

۴-معیارهای خرابی.....	۷۸
۴-۱-تحلیل عملکردی.....	۷۸
۴-۱-۱-مبانی تحلیل عملکردی.....	۷۹
۴-۱-۲-رفتار اجزای سازه.....	۸۰
۴-۲-معیار خرابی در دیوارهای برشی (معیار چرخش).....	۸۲
۴-۳-معیار خرابی در تیرها و ستونها (معیار چرخش).....	۸۶
۴-۴-معیار کرنشی.....	۹۰
۴-۴-معیار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای.....	۹۱
۵-نتایج.....	۹۳
۵-۱-سازه‌های سه طبقه.....	۹۳
۵-۲-سازه‌های چهار طبقه.....	۹۵
۵-۳-سازه‌های شش طبقه.....	۹۸
۵-۴-سازه‌های نه طبقه.....	۱۰۱
۵-۴-خلاصه نتایج تحلیل.....	۱۰۵
۶-بررسی رفتار لرزه‌های سازه‌های دارای دیوار برشی.....	۱۰۸
۶-۱-بررسی سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات.....	۱۰۹
۶-۲-بررسی شرکت‌پذیری قاب بتنی در باربری جانبی سازه‌ی دارای دیوار برشی.....	۱۱۲
۶-۲-۱-بررسی شرکت‌پذیری قاب بتنی (در سیستم سازه‌های دارای دیوار برشی) در انتقال برش پایه.....	۱۱۲
۶-۲-۲-بررسی پایداری لرزه‌های سازه‌ی دارای دیوار برشی بدون قاب بتنی.....	۱۱۶
۶-۳-بررسی رفتار دیوار برشی.....	۱۱۸

۱-۳-۶- چرخش صلب در دیوارهای برشی.....	۱۲۰
۴-۶- تحلیل عملکردی در سازه‌ی دارای دیوار برشی	۱۲۸
۱-۴-۶- نسبت گریز بین طبقه‌ای	۱۲۸
۲-۴-۶- چرخش ستون‌ها	۱۲۸
۳-۴-۶- چرخش تیرها.....	۱۳۰
۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادها.....	۱۳۶
۱-۷- نتیجه‌گیری	۱۳۶
۲-۷- پیشنهاد برای مطالعات آتی.....	۱۳۸
مراجع.....	۱۳۹

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲- نحوه‌ی آرایش فولادها در دیوار برشی بتن مسلح..... ۱۲
- شکل ۲-۲- پارامترهای بکار رفته در تعریف ضریب نسبت بعد و ضریب نسبت دهانه برشی ۱۵
- شکل ۳-۲- رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی (رفتار خمشی و برشی) ۱۶
- شکل ۴-۲- تجهیزات ثابت در آزمایشگاه، دیوار قوی..... ۱۹
- شکل ۵-۲- تجهیزات ثابت در آزمایشگاه، قاب فولادی ۱۹
- شکل ۶-۲- تجهیزات متحرک متصل شده به دیوار ۲۱
- شکل ۷-۲- تجهیزات متحرک متصل شده به دیوار، کرنش سنج‌های ۸ و ۹ برای قرائت تغییر شکل‌های برشی استفاده می‌شوند..... ۲۲
- شکل ۸-۲- به ترتیب از بالا، الگوی بارگذاری یکنواخت، الگوی بارگذاری چرخه‌ای یک‌طرفه، الگوی بارگذاری دوطرفه ۲۳
- شکل ۹-۲- نمونه‌ای از رژیم بارگذاری جانبی، ترکیبی از فاز کنترل شده با نیرو و کنترل شده با تغییر مکان ۲۴
- شکل ۱۰-۲- دیوار برشی، که تحت اثر بارگذاری جانبی دینامیکی قرار دارد. ۲۶
- شکل ۱۱-۲- مکانیزم‌های مستقل خرابی در دیوارهای برشی..... ۲۸
- شکل ۱۲-۲- کمانش خارج از صفحه در دیوارهای برشی نازک (فاقد المان مرزی) ۲۸
- شکل ۱۳-۲- رفتار برشی حاکم بر دیوار برشی ۲۹
- شکل ۱۴-۲- رفتار خمشی حاکم بر دیوار برشی ۲۹
- شکل ۱۵-۲- انواع ترک در دیوار. ۳۲
- شکل ۱۶-۲- الگوی ترک خوردگی در دیوار، انواع ترک در دیوار ۳۲
- شکل ۱۷-۲- تغییر شکل‌های ناشی از خمش..... ۳۴

- شکل ۲-۱۸- درصد تغییر شکل‌های خمشی، برشی، چرخشی، برشی-لغزشی در دیوارهای کنترل شده توسط
 ۳۴.....خمشی.
- شکل ۲-۱۹- درصد تغییر شکل‌های خمشی و برشی در دیوارهای کنترل شده توسط برش ۳۵
- شکل ۲-۲۰- تغییر شکل‌های ناشی از برش ۳۵
- شکل ۲-۲۱- تغییر شکل‌های برش-لغزشی در بالای دیوار. ۳۶
- شکل ۲-۲۲- تغییر شکل‌های ناشی از چرخش در تکیه‌گاه ۳۷
- شکل ۲-۲۳- تغییر مکان مربوط به سطح تغییر شکل خسارت ۳۸
- شکل ۲-۲۴- نحوه‌ی رسم پوش منحنی رفتاری در دیوارهای برشی ۴۰
- شکل ۲-۲۵- نقاط مهم عملکردی در پوش منحنی رفتاری در دیوارهای برشی ۴۰
- شکل ۲-۲۶- رفتار پیش-تسلیم در دیوارهای برشی با عملکرد خمشی. ۴۲
- شکل ۲-۲۷- بتن خردشده در پنجه دیوار برشی ۴۳
- شکل ۲-۲۸- با افزایش شدت زلزله در شکل سمت راست الگوی ترک‌خوردگی دیوار ثابت مانده است، تنها
 ۴۴.....تعدادی ترک برشی به آن اضافی شده است.
- شکل ۲-۲۹- منحنی رفتاری دیوارهای برشی کوتاه و افت مقاومت به مقدار مقاومت متناظر با مکانیزم برشی-
 ۴۶.....لغزشی.
- شکل ۲-۳۰- ترک اصلی خمشی و تغییر شکل‌های اعوجاجی ۴۶
- شکل ۲-۳۱- خرابی‌های مستطیلی قائم در جان دیوار برشی ۴۷
- شکل ۲-۳۲- بهبود رفتار لرزه‌ای دیوار برشی (با رفتار برشی) با استفاده از فولادهای قطری ۵۰
- شکل ۲-۳۳- اعوجاج برشی در دیوار برشی کوتاه (برشی) بدون وجود فولادهای قطری. ۵۰
- شکل ۲-۳۴- منحنی چرخه‌ای اعوجاج برشی در مقابل نیروی وارده به دیوار در دیوارهای مسلح شده با
 ۵۱.....فولادهای برشی قطری.

- شکل ۳۵-۲- خرابی اجزای ستون و دیوار برشی کوتاه، زلزله نورتریج. ۵۳
- شکل ۳۶-۲- خرابی تیر هم بند کوتاه، زلزله نورتریج ۵۴
- شکل ۳۷-۲- ساختمان ایندین هیلز، زلزله نورتریج ۵۵
- شکل ۱-۳- سازه دیوار برشی ۷ طبقه ای آزمایش شده در روی میز لرزه ی سرباز دانشگاه سن دیگو. ۶۱
- شکل ۲-۳- هندسه ی سازه در پلان ۶۲
- شکل ۵-۳- مدل دیوار برشی ساخته شده در نرم افزار سایزمو استراکت ۶۵
- شکل ۶-۳- مقایسه ی نتایج آزمایش و تحلیل برای تغییر مکان بام. ۶۵
- شکل ۷-۳- مقایسه ی نتایج آزمایش و تحلیل برای برش پایه. ۶۶
- شکل ۸-۳- مقایسه ی نتایج آزمایش و تحلیل برای تخمین کرنش فولاد در پای دیوار. ۶۶
- شکل ۹-۳- تغییر مکان بام سازه ی قاب بتنی در محیط آزمایشگاه و نرم افزار **Error! Bookmark not**

defined.

- شکل ۱۰-۳- تصویر سازه ی قاب بتنی در محیط آزمایشگاه و نرم افزار ۶۸
- شکل ۱۱-۳- نمودار وزن هم پایه شده ی سیستم های سازه های طرح شده. ۶۹
- شکل ۱۲-۳- طیف طراحی آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ۷۰
- شکل ۱۳-۳- ابعاد پلان و محل قرارگیری دیوارهای برشی. ۷۳
- شکل ۱۴-۳- طیف شتاب زلزله های انتخاب شده. ۷۶
- شکل ۱-۴- منحنی رفتاری برای اعضای شکل پذیر. ۸۱
- شکل ۲-۴- منحنی رفتاری برای اعضای نیمه شکل پذیر ۸۱
- شکل ۳-۴- منحنی رفتاری برای اعضای ترد. ۸۲
- شکل ۴-۴- منحنی رفتاری برای مدل سازی مفصلهای پلاستیک ۸۲
- شکل ۵-۴- چرخش مفصل پلاستیک در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است. ۸۳

- شکل ۴-۶- تغییر مکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است ۸۴
- شکل ۴-۷- نقاط ۲ و ۳ در منحنی پوش رسم شده برای یک عضو دلخواه. ۸۶
- شکل ۴-۸- چرخش مفصل پلاستیک تیرها و ستون‌ها ۸۷
- شکل ۵-۱- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های سه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۳
- شکل ۵-۲- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های سه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۴
- شکل ۵-۳- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۹۴
- شکل ۵-۴- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۹۵
- شکل ۵-۵- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای. ۹۵
- شکل ۵-۶- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های چهار طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۶
- شکل ۵-۷- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های چهار طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۶
- شکل ۵-۸- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۹۷
- شکل ۵-۹- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۹۷
- شکل ۵-۱۰- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای. ۹۸

- شکل ۵-۱۱- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های شش طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۹.....
- شکل ۵-۱۲- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های شش طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۹۹.....
- شکل ۵-۱۳- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۱۰۰.....
- شکل ۵-۱۴- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۱۰۰.....
- شکل ۵-۱۵- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای. ۱۰۱.....
- شکل ۵-۱۶- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های نه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۱۰۲.....
- شکل ۵-۱۷- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های نه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی. ۱۰۲.....
- شکل ۵-۱۸- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۱۰۳.....
- شکل ۵-۱۹- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی). ۱۰۳.....
- شکل ۵-۲۰- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی با دیوار برشی). ۱۰۴.....
- شکل ۵-۲۱- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی با دیوار برشی). ۱۰۴.....

- شکل ۶-۱- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای سیستم قاب خمشی (سمت چپ) و قاب بتنی با دیوار برشی ۶ طبقه. ۱۱۰
- شکل ۶-۲- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای سیستم قاب خمشی ۴ طبقه. ۱۱۰
- شکل ۶-۳- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای قاب بتنی نه طبقه‌ای با دیوار برشی. ۱۱۱
- شکل ۶-۴- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی میان طبقه‌ای برای سازه‌ی قاب خمشی ۶ طبقه (سمت چپ) و سازه‌ی با دیوار برشی ۱۱۲
- شکل ۶-۵- تابع برش پایه برای برش پایه‌ی کل و برش پایه منتقل شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول در جهت محور X. ۱۱۳
- شکل ۶-۶- تابع برش پایه برای برش پایه‌ی کل و برش پایه منتقل شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول در جهت محور Y. ۱۱۳
- شکل ۶-۷- مقادیر حداکثر برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی منتقل شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به کاررفته در پروژه (جهت محور X). ۱۱۴
- شکل ۶-۸- مقادیر حداکثر برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی منتقل شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به کاررفته در پروژه (جهت محور Y). ۱۱۴
- شکل ۶-۹- مقادیر درصد حداکثر برش پایه انتقال یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به کاررفته در پروژه (جهت محور X). ۱۱۵
- شکل ۶-۱۰- مقادیر درصد حداکثر برش پایه انتقال یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به کاررفته در پروژه (جهت محور Y). ۱۱۵
- شکل ۶-۱۱- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های نه طبقه‌ای با دیوار برشی بدون قاب بتنی. ۱۱۶

- شکل ۶-۱۲- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت ۷ برای سازه‌های نه طبقه با دیوار برشی بدون قاب بتنی. ۱۱۷
- شکل ۶-۱۳- خروجی گرافیکی تحلیل رانشی انطباقی. ۱۱۹
- شکل ۶-۱۴- تغییر شکل دیوار برشی و چرخش صلب منتقل شده به طبقات فوقانی. ۱۲۰
- شکل ۶-۱۵- خروجی گرافیکی تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حالت بحرانی تغییر شکل جانبی سیستم با دیوار برشی (جهت X). ۱۲۱
- شکل ۶-۱۶- خروجی گرافیکی تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حالت بحرانی تغییر شکل جانبی سیستم با دیوار برشی (جهت ۷). ۱۲۱
- شکل ۶-۱۷- ستون تحت اثر بار همزمان افقی و قائم (قاب خمشی). ۱۲۲
- شکل ۶-۱۸- ستون تحت اثر بار همزمان افقی و قائم (قاب خمشی با دیوار برشی). ۱۲۳
- شکل ۶-۱۹- تیر متصل شده در صفحه‌ی دیوار برشی. ۱۲۴
- شکل ۶-۲۰- تیر متصل شده در صفحه‌ی دیوار برشی. ۱۲۵
- شکل ۶-۲۱- تغییر مکان قائم تحمیل شده به تیرهای متصل به دیوار برشی. ۱۲۵
- شکل ۶-۲۲- افزایش ارتفاع دیوار در قسمت کششی مقطع دیوار برشی. ۱۲۶
- شکل ۶-۲۳- افزایش ارتفاع نسبی و تجمعی دیوار در قسمت کششی و فشاری برای سازه‌ی ۹ طبقه با دیوار برشی. ۱۲۷
- شکل ۶-۲۴- بررسی خرابی در تیرهای ثقیلی. ۱۳۰
- شکل ۶-۲۵- مدل ساخته شده در آزمایشگاه. ۱۳۱
- شکل ۶-۲۶- مدل ساخته شده در آزمایشگاه (نحوه بارگذاری). ۱۳۲
- شکل ۶-۲۷- چرخش انتهای تیرها در مقابل مقدار گریز جانبی سازه. ۱۳۲
- شکل ۶-۲۸- شکل نحوه آزمایش در مرجع (۳۷). ۱۳۳

شکل ۶-۲۹-مدل سازی آزمایشگاهی سازه‌ی نمونه ۱۳۳

فهرست جداول

جدول ۱-۳-ابعاد اعضای بکار رفته در آزمایش برای هر طبقه (متر).....	۶۲
جدول ۲-۳-جرم‌های لرزهای اختصاص داده‌شده به اعضای سازهای و در هر طبقه (تن).....	۶۲
جدول ۳-۳-مشخصات مدل مندر برای بتن محصورشده و محصور نشده در دیوار برشی.....	۶۳
جدول ۴-۳-مشخصات مدل مینیگاتو-پینتو برای فولاد (کیلو پاسکال) در دیوار برشی.....	۶۳
جدول ۵-۳-المان‌های بکار رفته در مدل صحت‌سنجی شده‌ی دیوار برشی.....	۶۴
جدول ۶-۳- مشخصات مدل مندر برای بتن محصورشده و محصور نشده در قاب بتنی.....	۶۷
جدول ۷-۳-مشخصات مدل مینیگاتو-پینتو برای فولاد (کیلو پاسکال) در قاب بتنی.....	۶۷
جدول ۸-۳-المان‌های بکار رفته در مدل صحت‌سنجی شده‌ی قاب بتنی.....	۶۸
جدول ۹-۳- مشخصات مصالح و نوع المان‌های بکار رفته در این پروژه به صورت زیر است.....	۶۸
جدول ۱۰-۳-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی سه طبقه (سانتی متر).....	۷۱
جدول ۱۱-۳-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی چهار طبقه (سانتی متر).....	۷۱
جدول ۱۲-۳-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی شش طبقه (سانتی متر).....	۷۱
جدول ۱۳-۳- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی نه طبقه (سانتی متر).....	۷۲
جدول ۱۴-۳- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی سه طبقه (سانتی متر)	
.....	۷۳
جدول ۱۵-۳-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی چهار طبقه (سانتی متر)	
.....	۷۴
جدول ۱۶-۳-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی شش طبقه (سانتی متر)	
.....	۷۴

- جدول ۳-۱۷- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی نه طبقه (سانتی متر). ۷۵.
- جدول ۳-۱۸- مشخصات زلزله‌های بکار رفته در تحقیق ۷۶.
- جدول ۴-۱- جدول مقادیر پذیرش دیوارهای برشی در استاندارد ASCE41-06 ۸۵.
- جدول ۴-۲- جدول مقادیر پذیرش ستون‌ها در استاندارد ASCE41-06 ۸۸.
- جدول ۴-۳- جدول مقادیر پذیرش تیرها در استاندارد ASCE41-06 ۸۹.
- جدول ۴-۴- مقادیر کرنش مجاز در نشریه‌های تحلیل عملکردی ۹۰.
- جدول ۶-۱- معیارهای پذیرش برای ستون‌های بتنی در استاندارد ASCE41-06 ۱۲۹.
- جدول ۶-۲- معیارهای پذیرش برای تیرهای بتنی ۱۳۴.

چکیده

بررسی مشاهدات عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای بتن مسلح نشان‌دهنده‌ی این واقعیت است که، سیستم‌های دارای دیوار برشی از پایداری لرزه‌ای مناسب‌تری برخوردارند. آیین‌نامه‌ها و دیدگاه‌هایی هنوز وجود دارد که بر این باورند، دیوارهای برشی دارای رفتاری ترد هستند. بنابراین تعدادی از آیین‌نامه‌های موجود، برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای با دیوار برشی، ضریب شکل‌پذیری کوچک‌تری (برابری) به نسبت سیستم‌های قابی پیشنهاد می‌کنند و در واقع به طور غیرمستقیم عملکرد لرزه‌ای یکسانی را برای هر دو سیستم «سازه‌ی قابی» و «سازه‌ی قاب بعلاوه دیوار برشی» در نظر می‌گیرند. هدف این تحقیق مقایسه رفتار این دو نوع سیستم لرزه بر در زلزله‌های شدید واقعی است. در این رساله نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های خمشی با و بدون سیستم دیوار برشی ارائه شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد، وجود دیوار برشی باعث کاهش تقاضای تغییر شکل در کل سازه شده است که بیانگر عملکرد مثبت دیوار است. این کاهش تغییر شکل هم در مقادیر چرخش مفاصل پلاستیک و هم در رانش جانبی سازه دیده می‌شود. با توجه به شواهد، به نظر می‌رسد که سازه‌های دارای دیوار برشی از پایداری لرزه‌ای بیشتری برخوردارند.

کلمات کلیدی: قاب خمشی، دیوار برشی، تحلیل عملکردی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، معیارهای پذیرش.

نمادها

f_y : تنش تسلیم فولاد

f'_c : تنش نهایی بتن

λ_p : ضریب سطح بارگذاری قائم

V_{max} : برش حداکثر در دیوار

A_g : سطح مقطع کل دیوار

α_r : نسبت بعد مقطع

h : ارتفاع مقطع

B : بعد طولی مقطع در پلان

λ_v : نسبت باربرشی - فشاری

h' : ارتفاع تراز دیوار تا پای دیوار

α_s : نسبت دهانه برشی

$\Delta_{flexure}$: تغییر شکل ناشی از خمش در دیوار برشی.

Δ_{shear} : تغییر شکل ناشی از برش در دیوار برشی.

Δ_{slid} : تغییر شکل‌های برشی - لغزشی در پایه دیوارهای برشی.

$\Delta_{B.R}$: تغییر شکل‌های ناشی از چرخش تکیه‌گاه در پایه دیوارهای برشی.

فصل اول

مقدمه و تعریف مسئله

۱- مقدمه و تعریف مسئله

۱-۱- انگیزه‌ی پژوهش

در بررسی گزارش‌های فنی تدوین‌شده‌ی پس از زلزله در ۲۰ سال اخیر، سازه‌های دارای دیوار برشی در زلزله‌های گذشته رفتاری متفاوت از خود نشان داده‌اند. تعدادی از آن‌ها چندین زلزله‌ی بسیار قوی را تقریباً بدون هیچ آسیبی پشت سر گذاشته‌اند (به طور مثال سازه‌های ایندین هیلز^۱ و پاناراما^۲ در زلزله‌های فرناندو^۳ و نورتریج^۴) ولی تعدادی دیگر با وجود رفتار کلی مناسب دچار خرابی‌های متعددی گردیده‌اند (۲۱). در این ساختمان‌ها اغلب با به وجود آمدن ستون‌های کوتاه (به طور کلی المان‌های کوتاه که شامل خود دیوار هم می‌شود)، موجبات خرابی ستون‌ها را که خود نقش بسیار مهمی در پایداری سازه‌ها دارند فراهم می‌کنند. در این سیستم‌های سازه‌ای اغلب این مشکل با استفاده از دیوارهای برشی سوراخ دار، تیرهای هم بند عمیق و دیوارهای بتنی بسیار سخت در تراس‌ها به وجود می‌آید. در نهایت با توجه به عدم وجود محصورشدگی و فولادهای عرضی لازم برای داشتن شکل‌پذیری مناسب، این سازه‌ها دچار خرابی‌هایی در این اعضای کوتاه خود شده و بعضاً آن‌ها را تا سطح خرابی مستعد تخریب (تصمیم تخریب توسط مالکان سازه‌ها اتخاذ شده است) پیش می‌برد. به نظر می‌رسد، وجود چنین تجربیاتی در زلزله‌های پیشین باعث شده تا دیدگاه‌هایی هنوز وجود داشته باشند که دیوارهای برشی دارای رفتار ترد هستند. این در حالی است که مطالعات انجام‌شده در این زمینه نشان می‌دهد که دیوارهای برشی بلند و با رفتار خمشی عملکرد بسیار مطلوبی داشته و دارای قابلیت جذب و اتلاف انرژی بالایی هستند. حتی دیوارهای برشی با رفتار برشی نیز می‌توانند طوری طراحی شوند که رفتاری نزدیک به رفتار دیوارهای کنترل شده با خمش را داشته باشند. با توجه به بررسی‌های انجام‌شده، امروزه دیوارهای برشی طراحی شده با آیین‌های فعلی، ظرفیت برشی بالایی داشته و عملاً با مکانیزم خمشی که با جاری شدن فولادهای

^۱ Indian Hills Building, USA

^۲ Panarma Building, USA

^۳ Fernando Earthquake

^۴ Northridge earthquake

طولی در المان‌های مرزی همراه است، موجبات جذب و اتلاف انرژی را به خوبی تأمین می‌کنند. به خاطر باور عمومی ترد بودن دیوارهای برشی است که تعدادی از آیین‌نامه‌های موجود، برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای با دیوار برشی، ضریب شکل‌پذیری کوچک‌تری (برابری) به نسبت سیستم‌های قابی پیشنهاد می‌کنند که این موضوع سبب شده تا مهندسين به استفاده‌ی از سیستم‌های قاب خمشی بتن مسلح راغب‌تر باشند. در این تحقیق، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب بتنی با دیوار برشی بررسی خواهد شد.

۱-۲- مروری بر ادبیات

عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها توسط پژوهشگران مختلفی بررسی شده است. حجم قابل‌توجهی از این پژوهش‌ها متوجه‌ی سازه‌های فلزی است و تعداد نسبتاً کمی در ارتباط با عملکرد سازه‌های بتنی است. در ادامه تعدادی از این پژوهش‌ها آورده می‌شود:

مونشی و همکاران^۱ (۱۹۹۷) (۳۸)، عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح طراحی‌شده بر مبنای آیین را بررسی می‌کنند. در این پژوهش این محققان از آیین‌نامه‌ی یو بی سی^۲ برای تحلیل و طراحی سازه‌ها استفاده کرده‌اند. در این پژوهش از یک ساختمان ۱۲ طبقه که در یک سمت از سیستم دیوار برشی بهره برده‌اند و در طرف دیگر از دیوار برشی به همراه قاب استفاده شده است بهره می‌برند. نوع تحلیلی که برای کار خود انتخاب کرده‌اند تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی است. برای تحلیل‌های انجام‌شده از رکورد زلزله‌ی نورتریج برای میدان نزدیک بودن آن بهره گرفته شده است تا آثار آن را روی جزئیات طراحی دیوارهای برشی ببینند.

چندلر و همکاران^۳ (۲۰۰۰) (۳۹)، عملکرد سازه‌هایی با قاب خمشی بتن‌آرمه را با استفاده از دو روش نیرویی و تغییر مکان باهم مقایسه کرده است. سازه‌های مدل این پژوهش با استفاده از دو آیین‌نامه متفاوت طراحی شده است. در این پژوهش از سازه‌هایی با درجه‌ی شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد استفاده شده است.

¹ Munshi et al.(1997)

² UBC

³ Chandler et al. (2000)

برای ارزیابی لرزه‌ای این سازه‌ها از رکورد شتاب زلزله‌ی السنترو^۱ استفاده شده است. در مرحله اول این پژوهش شکل‌پذیری لازم سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از روش نیرویی محاسبه شد. در فاز بعدی این پژوهش عملکرد لرزه‌ای سازه‌های یادشده با استفاده از روش تغییر مکانی پریستلی^۲ مورد ارزیابی قرار گرفت. در ادامه مکانیزم‌های خرابی برای سازه‌های مدل شده مورد ارزیابی قرار گرفت. در این ارزیابی نشان داده شد که در سازه‌هایی با نوع طراحی دارای شکل‌پذیری زیاد مکانیزم خرابی مطابق آیین‌نامه‌ی ای سی آی^۳ در تیرها خواهد بود و این در حالی است که برای دیگر سیستم‌های سازه‌ای ارزیابی‌شده مکانیزم خرابی در ستون‌ها است.

لی و همکاران^۴ (۲۰۰۲) (۴۱)، عملکرد لرزه‌ای یک سازه‌ی سه طبقه بتن مسلح را در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی کم مورد مطالعه قراردادند. مسئله از آنجایی شروع شده است که این محققان احساس نگرانی می‌کردند در ارتباط با سازه‌های بتنی ساخته‌شده در کره جنوبی که دارای بیشینه خطر نسبی زلزله 0.12g در آیین‌نامه‌ی ملی خودشان می‌باشند. بنابراین وقوع یک زلزله متوسط تا قوی این محققان را نگران می‌کرده و به همین خاطر از یک ارزیابی لرزه‌ای برای بررسی این موضوعات استفاده کرده‌اند. همان طور که گفته شد سازه مدل ساخته‌شده یک ساختمان ۳ طبقه‌ی قاب خمشی بتن مسلح ۲ بعدی است که برای زلزله طراحی نشده است و در واقع یک مدل مرسوم سازه‌ای در کره بوده است. این محققان مدل خود را بر روی میز لرزه با مقیاس ۱/۵ ساختند و آن را تحت شتاب‌های ۰.۱۲، ۰.۲ و ۰.۳ شتاب زمین قراردادند و با این کار فاکتورهای مختلف را در سازه مورد بررسی قراردادند. همچنین قابل‌ذکر است که، قبل و بعد از هر تست آزمایش ارتعاش آزاد بر روی نمونه‌ها انجام شد تا با استفاده از بتوانند خواص دینامیکی سازه‌ها را به دست بیاورند. به دلیل ظرفیت نداشتن میز لرزه نتوانستند حداکثر مقاومت برش پایه را برای این سیستم سازه‌ای محاسبه کنند و برای به دست آوردن این فاکتور از آزمایش رانشی استاتیکی استفاده شده است. در ادامه سازه با استفاده نرم‌افزار آی دی راک^۵

^۱EL Centro

^۲ Pristly

^۳ ACI318-99

^۴ LI et al. (2002)

^۵ IDIRAC-2D

(۴۲) به صورت غیرخطی مدل سازی کردند و نتایج آن را با داده های آزمایشگاهی مقایسه و اصلاح کردن اند. لازم به ذکر است که آن ها شاهد این بودند که سازه ها در تمامی مراحل سالم باقی ماند و دچار خرابی نشد (هم در مدل های تحلیلی و هم در مدل آزمایشگاهی).

لی و همکاران^۱ (۲۰۰۳) (۴۲)، عملکرد سازه های کوتاه با المان های انتقال دهنده^۲ را مورد ارزیابی قرار داده اند و علاوه بر این، سازه ی مورد بررسی جز سازه هایی است که برای اثر زلزله طراحی نشده است. این در حالی است که آیین نامه های زلزله در مورد تغییر ناگهانی سختی در ارتفاع سازه اخطار می دهند و اعلام می کنند که برای طرح المان های انتقال دهنده باید تدابیر مناسبی اندیشیده شود. با توجه به مطالبی که در بالا به آن اشاره شد این مقاله نمی تواند در انجام پروژه ی ما کمکی کند.

کیم و فوتوچ^۳ (۲۰۰۷) (۴۳)، کاربرد روش فی ما^۴ را برای بررسی عملکرد لرزه ای سازه های دیوار برشی کنترل شده توسط خمش را بررسی کردند. این محققان از فی ما ۳۵۵ که برای سازه های قاب خمشی فولادی بوده است استفاده کردند و با باز تعریف کردن قسمت های مختلف این اثر روشی را به دست آوردند که آن ها را قادر به بررسی سازه های بتنی با دیوار برشی کرده و در ادامه به این نتیجه رسیدند که هر چند روش فوق الذکر برای سازه های فولادی تدوین شده بود، ولی برای بررسی سازه های بتنی دارای کفایت مناسب است.

سجادی و همکاران (۲۰۰۷) (۴۴)، عملکرد لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح را بررسی کرده اند. هدف از این تحقیق بررسی لرزه ای قاب های خمشی بتنی کشور کانادا در سال هایی قبل از ۱۹۷۰ است که در واقع این سازه ها در آن زمان فاقد هر گونه سیستم باربر جانبی بوده اند. بر طبق آیین نامه ی جدید طراحی سازه های بتن آرمه در کشور کانادا مهندسی مجازند که به دو طریق سازه های بتن آرمه ی خود را طراحی کنند. اولی به صورت شکل پذیر و بعدی به صورت شکل پذیر متوسط. نوع دیگری از سازه های بتن آرمه هم وجود دارد که همان

¹ Li et al. (2003)

² Transfer Structure

³ kim.T, Foutch.D.A, (2007)

⁴ FEMA

طوری که گفته شده است فاقد سیستم بار بر جانبی است. این سیستم فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند. توابع پذیرشی که برای کنترل عملکردی این سازه‌ها در نظر گرفته شده است عبارت است از: مقاومت باربری جانبی، کنترل تغییر مکان جانبی، ترتیب جاری شدن اعضا. برای انجام این پژوهش از یک سازه‌ی مرسوم پنج طبقه با شرایط شکل‌پذیر، شکل‌پذیر متوسط، بدون سیستم باربر جانبی استفاده شده است. نوع تحلیل بکار رفته در این تحلیل از نوع تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی است. پس از انجام تحلیل غیرخطی نتایج با استفاده از یک پژوهش آزمایشگاهی بررسی و اصلاح شد. در نهایت نتایج به دست آمده حاکی از آن بود که سازه‌های شکل‌پذیر و متوسط شکل‌پذیر دارای عملکرد مناسبی می‌باشند و در وضعیت مطلوبی قرار دارند. این موضوع در سازه‌های فاقد طراحی لرزه‌ای کاملاً نگران کننده بود که با انجام یک سری از فن‌های مقاوم‌سازی از لحاظ عملکرد لرزه‌ای ارتقا پیدا کرده است.

ارودوران و یاکوت^۱ (۲۰۰۷) (۴۵)، بررسی معیارهای خسارت را به اعضای سازه‌ای بتن مسلح بررسی کرده است. در این تحقیقات از توابع مختلفی برای ارزیابی و تعریف معیارهای خرابی جزئی و کلی سازه استفاده شده است. در این تحقیقات به طور مثال برای خرابی ستون‌ها از نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و برای تیرها از چرخش آن‌ها استفاده شده است.

مراجع مختلفی در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح (بعضاً همراه با دیوار برشی) وجود دارد که از حوصله‌ی این اثر خارج است. به طور مثال مرجع (۴۶) در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی در مناطقی با شدت لرزه‌ای کم سخن گفته است و مراجع زیادی هم در ارتباط با توابع و نوع اندیس‌های خرابی سخن گفته‌اند که از این بین می‌توان به مرج (۴۷) اشاره کرد.

¹ Erdurana.E, Yakut.A (2007)

۱-۲-هدف پژوهش

در این تحقیق قاب‌های سه بعدی ۳، ۴، ۶ و ۹ طبقه بتنی (دارای شکل‌پذیری متوسط) با و بدون دیوار برشی بر اساس آیین‌نامه‌های خطی رایج طراحی شده و سپس مدل‌های غیرخطی آن‌ها در نرم‌افزار سایزمو استراکت^۱ ساخته می‌شوند. تعداد طبقات قاب‌های سه بعدی طوری انتخاب شده است که بتواند در ابتدا اثر افزایش ارتفاع و در درجه بعدی منعکس کننده‌ی سازه‌های رایج ساخته شده باشد. برای تحلیل غیرخطی این سازه‌ها از مشخصات ورودی مدل‌های صحت‌سنجی شده در این نرم‌افزار و برای هر دو نوع سازه استفاده خواهد شد. تحلیل‌های غیرخطی شامل تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، تحلیل رانشی دینامیکی^۲ و تحلیل رانشی استاتیکی^۳ (با الگوی بارگذاری انطباقی) است. نتایج تحلیل‌های غیرخطی در زلزله‌های شدید با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد ارزیابی و مقایسه می‌شوند.

۱-۳-ساماندهی و نمای کلی

با توجه به اهمیت ویژه‌ی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی در مدل‌سازی غیرخطی این اعضا، در فصل ۲ به بررسی رفتار غیرخطی این اعضا خواهیم پرداخت. در فصل سوم به معرفی نرم‌افزار و مدل‌های ساخته شده خواهیم پرداخت. در فصل چهارم معیارهای خرابی به کار برده برده شده در تحقیق را معرفی می‌کنیم. در فصل پنجم، نتایج تحلیل را ارائه خواهیم کرد. در فصل ششم، رفتار سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی مورد بررسی قرار می‌دهیم. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری از این پژوهش و پیشنهادهایی برای مطالعات آتی در فصل هفتم آمده است.

^۱ Seismostruct software

^۲ Incremental dynamic analysis (IDA)

^۳ Adaptive static pushover analysis

فصل دوم

رفتار غیرخطی دیوارهای برشی

۲- رفتار غیرخطی دیوارهای برشی

۲-۱- مقدمه

دیوارهای برشی در سازه‌های بتن مسلح، برای مقابله با نیروی جانبی زلزله بکار می‌روند. این اعضا به دلیل سختی و مقاومت زیادی که به نسبت قاب‌های بتنی در خوددارند، سهم قابل توجهی از برش پایه را جذب می‌کنند و به نظر می‌رسد نام دیوار برشی برای این اعضای سازه‌ای نه به دلیل رفتار برشی این المان‌ها (در دیوار-هایی با ارتفاع نسبتاً بلند که در سازه‌های امروزی به کار می‌روند، عمدتاً دیوارها به صورت خمشی عمل می‌کنند)، بلکه به دلیل مقدار قابل توجه سهم نیروی برشی پایه است. برای سازه‌های تا ۲۰ طبقه به کار بردن یا به کار نبردن این عضو سازه‌ای دست طراح است. ولی برای سازه‌هایی با بیش از ۳۰ طبقه، طراح به دلایل اقتصادی و کنترل رانش جانبی^۱ ناگزیر به استفاده‌ی از این اعضای سازه‌ای است (۱). استفاده از دیوار برشی باعث کاهش تغییر شکل‌های ناشی از زلزله^۲ روی کل سازه و همچنین روی تغییر شکل‌ها و نیروهای اعضای سازه‌ای و از جمله تغییر شکل‌های خود دیوار برشی است (۲).

آیین‌نامه‌ها و دیدگاه‌هایی هنوز وجود دارد که بر این باورند، دیوارهای برشی دارای رفتار ترد هستند. به این خاطر است که، تعدادی از آیین‌نامه‌های موجود، برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای با دیوار برشی ضریب شکل‌پذیری کوچک‌تری به نسبت سیستم‌های قابی پیشنهاد می‌کنند (۱) و (۲). به این منظور در این فصل به بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی پرداخته می‌شود. برای به انجام رسانیدن این کار از آزمایش‌هایی که در طی ۲۰ سال گذشته روی دیوارهای برشی انجام شده است استفاده خواهد شد.

در این گزارش فنی ابتدا درباره‌ی کلیات انواع و نحوی طرح نمونه‌های آزمایش‌شده سخن به میان می‌آوریم و در ادامه درباره تجهیزات آزمایشگاهی و انواع مختلف رژیم‌های بارگذاری صحبت می‌کنیم. بحث‌های بعدی

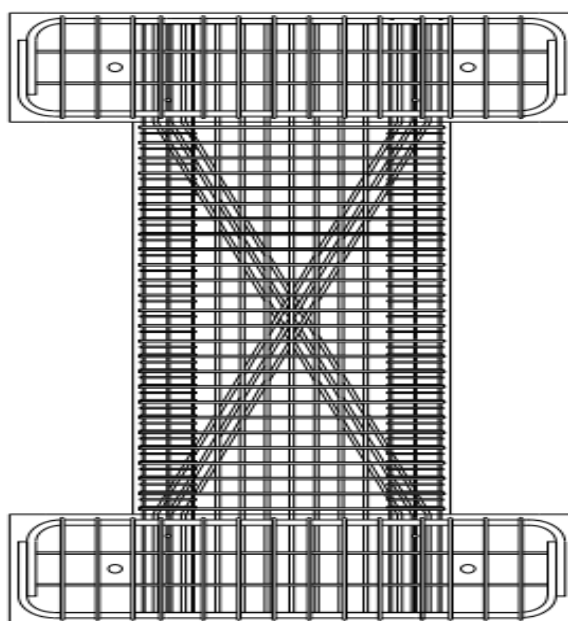
¹ Lateral Drift

² Earthquakes Displacement Demands

پیرامون انواع خرابی و ترک‌ها در دیوارهای برشی، تعریف کلی خرابی‌هایی که در دیوارهای برشی مشاهده شده، مکانیزم‌های خرابی در دیوار برشی و مواردی از این قبیل خواهد بود. در انتها نگاهی خواهیم داشت به عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوار برشی که در معرض زلزله‌های پیشین قرار داشتند.

۲-۱-۱- مشخصات کلی دیوارها

دیوار برشی عضو سازه‌ای بتن مسلح است که برای مقابله با بارهای جانبی ناشی از زلزله طراحی و ساخته می‌شود. این اعضای سازه‌ای دارای فولاد افقی (برشی)، قائم (خمشی)، و فولاد مایل (برای مقابله و کاهش لغزش برشی^۱ بین پی سازه و دیوار) می‌باشند. این اعضا به صورت مستطیلی و به دو حالت، با المان‌های مرزی و بدون المان‌های مرزی ساخته می‌شوند. سفره‌ی فولادهای قائم به صورت تکی یا در دو سفره مقابل هم اجرا می‌شوند. در بعضی موارد از سفره‌های فولاد قائم و به صورت جوشی هم استفاده می‌شود.



شکل ۲-۱- نحوه‌ی آرایش فولادها در دیوار برشی بتن مسلح

^۱ Sliding shear

برای ساخت و طراحی نمونه‌های دیوارهای برشی، محققین مختلف پارامترهای مختلفی را به صورت مستقل و برای تفسیر نتایج آزمایش دیوارهای برشی انتخاب می‌کنند:

- ۱- مقدار و درصد فولادهای طولی و فاصله‌ی بین آن‌ها.
- ۲- مقدار و درصد فولادهای عرضی و فاصله‌ی بین آن‌ها.
- ۳- مقدار و درصد فولادهای قطری و تراز قرار گرفتن آن‌ها در ارتفاع دیوار.
- ۴- بررسی تأثیر وجود یا عدم وجود المان‌های مرزی در دیوارهای برشی.
- ۵- **تغییر سطح بارگذاری قائم:**^۱ این مقدار معمولاً برابر درصدی از مقاومت سطح مقطع کل دیوار برشی است.

$$\lambda_p = \beta \cdot f_c \cdot A_g \quad (1)$$

ضریب β مقداری کمتر از یک است.

- ۶- **تغییر نسبت بعد^۲ مقطع:** در دیوارهای برشی، نسبت ارتفاع به طول دیوار در پلان را نسبت بعد دیوار می‌گویند.

$$\alpha_r = h/B \quad (2)$$

در فرمول (۲) h ارتفاع مقطع و B بعد طولی (روی پلان) بزرگ‌تر مقطع است (شکل ۲-۲). این پارامتر روی رفتار تغییر شکل جانبی دیوار برشی تأثیرگذار است. برای نسبت بعد کمتر از ۱ عملکرد تغییر شکلی دیوار برشی عمدتاً به صورت برشی است (هر چند خرابی دیوار برشی ممکن است در هر حالتی بر اساس مقاومت خمشی باشد). برای نسبت بعد بیشتر از ۲، عملکرد دیوار برشی معمولاً به صورت خمشی است (۱۰) و (۱۲). با بررسی صورت گرفته در ادبیات به نظر می‌رسد دیوارهایی با نسبت بعد ۱٫۵ هم در دسته‌بندی دیوارهایی با عملکرد برشی قرار می‌گیرند.

¹ Pre-Pressure Force

² Aspect ratio

۷- تغییر نسبت دهانه برشی^۱: در دیوارهای برشی، نسبت ارتفاع اعمال بار جانبی به طول دیوار در پلان را نسبت دهانه برشی می‌گویند.

$$\alpha_s = \frac{h'}{B} \quad (3)$$

در فرمول بالا h' ارتفاع محل اعمال بار جانبی و B بعد طولی (روی پلان) بزرگ‌تر مقطع است. این پارامتر روی رفتار تغییر شکل جانبی دیوار برشی تأثیرگذار است. این ضریب در حالتی که بار جانبی در بالای دیوار برشی وارد شود با مقدار ضریب نسبت بعد برابر است (شکل ۲-۲).

۸- تغییر مشخصات مصالح مورد استفاده (f'_c, f_y): معمولاً مشخصات مصالح دیوار برشی را مستقیم از آزمایش در محل انجام پروژه به دست می‌آورند.

۹- تغییر نسبت بار برشی - فشاری: این نسبت بار به صورت زیر تعریف می‌شود (۴).

$$\lambda_p = \frac{V_{max}}{f_c \cdot A_g} \quad (4)$$

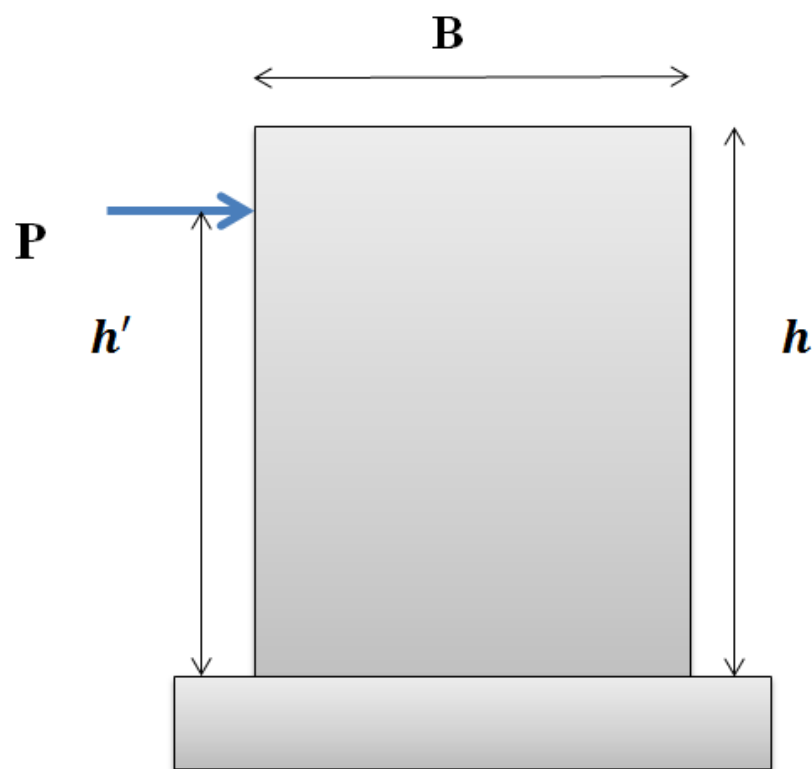
V_{max} مقدار برش حداکثر است.

۱۰- درز اجرایی^۲ در پایه دیوار برشی و بررسی تأثیر آن روی تغییر شکل‌های لغزشی برشی دیوارهای برشی^۳.

¹ Shear span ratio

² Construction Joint

³ Shear Sliding Deformation



شکل ۱-۲- پارامترهای بکار رفته در تعریف ضریب نسبت بعد و ضریب نسبت دهانه برشی

۲-۲- طراحی دیوارهای برشی

در دیوارهای برشی در حالت کلی دو نوع رفتار سازه‌ای وجود دارد. یک نوع رفتار خمشی و نوع دیگر رفتار برشی است. در سازه‌های بتن مسلح معمولاً اعضای سازه‌ای را به گونه‌ای طرح می‌کنند که رفتار خمشی از خود نشان دهند. در رفتار خمشی، عضو دیوار برشی به گونه‌ای طرح می‌شود که با تشکیل مفصل پلاستیک در پایه دیوار، سازوکار جذب انرژی و اتلاف انرژی فراهم آید. آیین‌نامه‌های ساختمانی برای جلوگیری از مدهای نامطلوب خرابی ضوابط خود را برای به وجود آمدن مفصل پلاستیک کامل تنظیم می‌کنند (۴). هر چند در مرجع (۳) و به نقل از لفاس و همکاران^۱، ترمبلی و همکاران^۲، پنتن و همکاران^۳ (۹) آمده است که مفصل پلاستیک می‌تواند در بالای دیوار هم تشکیل شود.

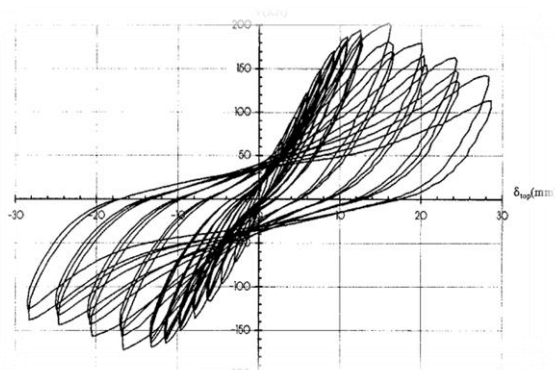
¹ Lefas, Ioannis D., Kotsovos, Michael D. and Ambraseys, Nicholas N. 1990.

² Tremblay, R, Leger, P. and Tu, J. 2001.

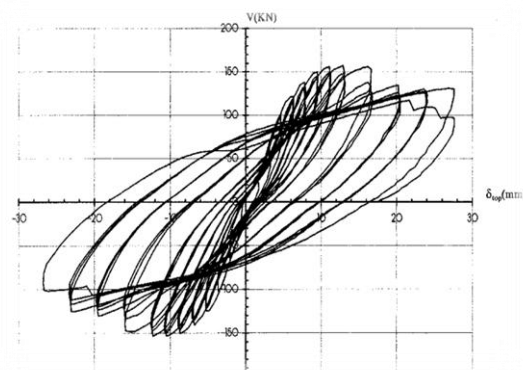
³ Panneton, M., Leger, P., and Tremblay, R. 2006.

رفتار دینامیکی غیرخطی دیوارهای برشی به دلیل جمع آثار مدهای ارتعاشی دینامیکی در محدوده‌ی غیر الاستیک، رفتار پس-تسلیم^۱ دیوارهای برشی تحت بارهای دینامیکی افزایشی و اثر اندر کنش تقاضای خمشی-برشی-محوری و همچنین اثر تصادفی بودن شتاب زمین، بسیار گنگ و پیچیده است. در حالت کلی اثر منبع تحریک می‌تواند تفاوت‌های زیادی را به نسبت فرضیات قبلی در نظر گرفته‌شده ایجاد کند. تنها تعداد معدودی از آیین‌نامه‌های ساختمانی این موضوع را در نظر گرفته‌اند (۳).

در شکل‌های زیر منحنی چرخه‌ای تغییر مکان در مقابل نیرو برای تراز روی دیوار به تصویر کشیده شده است. همان طوری که در شکل‌های زیر دیده می‌شود، سطح زیر منحنی برای رفتار خمشی (شکل ۲-۳-الف) در مقابل رفتار برشی بیشتر است و این نشانگر قابلیت جذب و اتلاف انرژی بیشتری برای عضو با رفتار خمشی است. یکی از مشخصات بارز اعضای با رفتار برشی در منحنی چرخه‌ای آن‌ها، بارک شدگی^۲ در مرکز نمودار است و این موضع به دلیل عدم اتلاف انرژی در فرایند بسته شدن ترک‌های برشی گزارش شده است. لازم به ذکر است که علاوه بر رفتارهای مستقل مطرح شده در بالا، رفتار برشی-خمشی^۳ (ترکیبی از رفتار خمشی و برشی) هم در دیوار برشی می‌تواند حاکم باشد.



(ب)



(الف)

شکل ۲-۲- رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی (رفتار خمشی و برشی)

^۱ Post-yielding

^۲ pinching

^۳ Shear-flexural behavior

دیوارهای برشی از لحاظ مقاومتی به دو صورت برشی و خمشی به حد مقاومت نهایی خود می‌رسند. حتی در مواردی که رفتار نیرو-تغییر مکان یک عضو به صورت برشی است (شکل ۲-۳-ب)، اگر مقاومت خمشی عضو بیشتر از مقاومت برشی آن باشد، عضو در حالت نهایی به مقاومت خمشی خود می‌رسد (۱۱). بنابراین رفتار تغییر شکل چرخه‌ای دیوار برشی تنها تابعی از مقاومت خمشی یا برشی مقطع نبوده و به عوامل مختلف دیگری نیز بستگی دارد.

نمونه‌های آزمایش‌شده در مقالات و کارهای تحقیقاتی به روش‌های زیر برای انجام آزمایش طراحی و آماده می‌شوند:

۱- با استفاده از آیین‌نامه‌های معتبر ساختمانی طراحی‌شده و جزئیات فولاد گذاری آن‌ها نیز به دقت و مطابق آیین‌نامه پیکربندی می‌شود.

۲- دیوارهای برشی را با استفاده از روش طراحی بر اساس تغییر مکان^۱ یا روش عملکردی^۲ طراحی می‌کنند.

۳- نمونه‌ای را می‌سازند که از لحاظ مقدار و جزئیات فولاد گذاری بسیار شبیه دیوارهای ساخته‌شده‌ی محلی (به عنوان مطالعه‌ی موردی در مورد ساخت‌وساز یک منطقه خاص) باشد.

۲-۳- تجهیزات آزمایشگاهی

تجهیزات آزمایشگاهی برای انجام آزمایش‌های مربوط به دیوار برشی به دو دسته تقسیم می‌شوند.

۲-۳-۱- تجهیزات ثابت

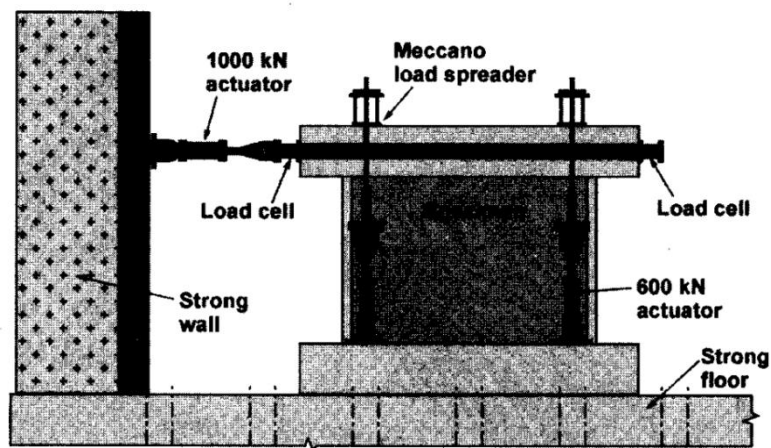
در این دسته، تجهیزات ثابت آزمایشگاهی وجود دارند. این تجهیزات به شرح زیر هستند.

^۱ Displacement based design

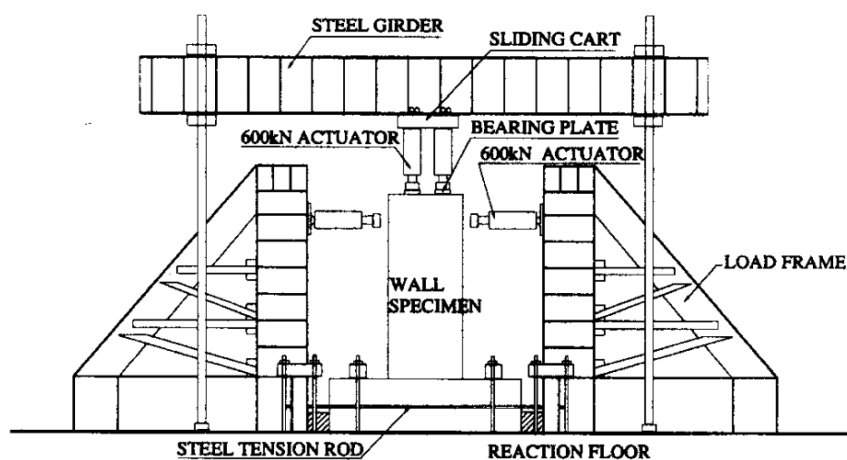
^۲ Performance based design

- کف قوی : این کف از استحکام بالایی برخوردار است. از این کف برای بستن تیر صلب دیوار برشی که به عنوان پی دیوار برشی استفاده می‌شود، بهره می‌گیرند. جزئیات فولاد گذاری این اعضا (تیر صلب زیر دیوار) طوری انتخاب می‌شود که به عنوان یک المان صلب عمل کند.
- دیوار قوی : این دیوار از استحکام بالایی برخوردار است. از این دیوار به عنوان تکیه‌گاه دستگاه اعمال بار جانبی (به طور مثال جک هیدرولیکی) به تیر صلب بالای دیوار برشی استفاده می‌شود. جزئیات فولاد گذاری این تیر مشابه تیر زیر دیوار است. لازم به ذکر است که این تیر می‌تواند در بعضی از موارد فولادی هم باشد.
- دستگاه‌های اعمال بار قائم و افقی : از این دستگاه‌ها (جک‌های اعمال بار) برای اعمال بار قائم و افقی به دیوار برشی استفاده می‌شود. این دستگاه‌ها دارای قابلیت اعمال بار، در دو حالت کنترل نیرو و تغییر مکان هستند. ظرفیت این دستگاه‌های انتقال بار با یکدیگر متفاوت است.
- قاب در بر دارنده‌ی دستگاه‌های اعمال بار قائم و افقی : این قاب‌های فلزی در واقع عملکردی مشابه دیوار قوی دارند و به عنوان تکیه‌گاهی برای جک‌های افقی و قائم می‌باشند. قاب‌های فولادی در مواردی که دیوارهای برشی چند طبقه مورد آزمایش قرار می‌گیرند هم، استفاده می‌شوند. بر خلاف کاربرد آن‌ها در دیوارهای طره‌ای کوتاه که به عنوان تکیه‌گاه جک هیدرولیکی است، در دیوارهای چند طبقه معمولاً از آن‌ها به عنوان سازه نگهدار جانبی استفاده می‌شود. این سازه‌ها دو وظیفه‌ی اساسی دارند. اولاً از تغییر شکل‌های خارج از صفحه‌ی دیوار جلوگیری می‌کنند و ثانیاً، جرم لرزه‌ای را به دیوار منتقل می‌کنند. در مورد عملکرد انتقال جرم لرزه‌ای توسط این سازه‌ها، می‌توانید به بخش بارگذاری دینامیکی در دیوارهای برشی مراجعه کنید (شکل ۲-۵ و شکل ۲-۱۰).

- میز لرزان : میز لرزان برای مدل سازی زلزله ها استفاده می شود. جزئیات بیشتری در مورد این صفحات در بخش بارگذاری دینامیکی آمده است (شکل ۲-۱۰).



شکل ۲-۳- تجهیزات ثابت در آزمایشگاه، دیوار قوی



شکل ۲-۴- تجهیزات ثابت در آزمایشگاه، قاب فولادی

لازم به ذکر است که دیوارها با مقیاس تجهیزات آزمایشگاهی ثابت ساخته می شوند. یعنی در واقع با توجه به تجهیزاتی که در آزمایشگاه دارند، ابعاد و مقیاس نمونه ها را به دست می آورند.

این تجهیزات معمولاً به دیوارهای برشی نصب می‌شوند. از این تجهیزات برای ثبت و کنترل مواردی همچون کرنش در فولادها، کرنش در بتن، تغییر مکان و ... استفاده می‌شود.

- قرائت مقدار بار وارد شده : از ابزار سنجش فشار^۱ برای قرائت مقدار بار وارد شده استفاده می‌شود. این وسایل برای حالتی که بارگذاری به شیوه‌ی کنترل تغییر مکان انجام می‌شود هم، استفاده می‌شود. این وسایل در مسیر اعمال بار یا تغییر مکان قرار می‌گیرند و مقدار نیروی منتقل شده را اندازه‌گیری می‌کنند.

- قرائت تغییر مکان : به دلایل مختلفی همچون محاسبه تغییر مکان حداکثر روی دیوار، انحنای مقدار لغزش پایه دیوار، مقدار تغییر مکان برشی و ... ، تغییر مکان برای نقاط مختلف دیوار برشی در حین آزمایش ثبت می‌شود. برای قرائت تغییر مکان از وسایل مختلفی استفاده می‌شود. برای محاسبه‌ی تغییر شکل‌های برشی دیوار از دو تغییر مکان سنج یا کرنش سنج و به صورت ضربدری^۲ استفاده می‌شود (شکل ۲-۶). برای ثبت لغزش پایه دیوار از یک تغییر مکان سنج و به صورت افقی استفاده می‌شود (در بعضی موارد می‌توان از آن برای ثبت لغزش نسبی بین پی و دیوار استفاده کرد، مخصوصاً زمانی که درز اجرایی^۳ هم وجود داشته باشد). برای محاسبه تغییر مکان رو و لبه‌ی دیوار (برای محاسبه انحنای) و تغییر مکان‌های خارج از صفحه، از تغییر مکان سنج‌ها در نقاط مناسب و در جهات مناسب استفاده می‌شود.
- قرائت کرنش : برای قرائت کرنش‌ها در بتن و فولادهای دیوار برشی از کرنش سنج‌ها^۴ استفاده می‌شود.

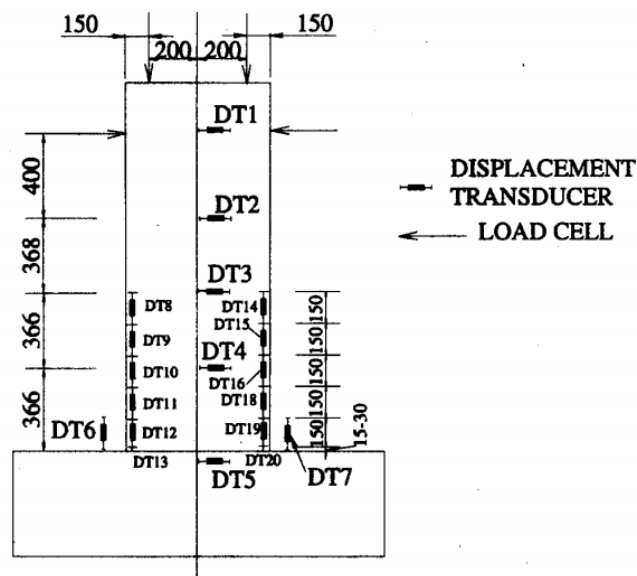
^۱ Load cells, pressure transducers

^۲ X-shape strain gages or X-shape displacement meters

^۳ Construction joint

^۴ Strain Gages

- ثبت ترک‌های دیوار : برای ثبت ترک‌های دیوار از دوربین‌های عکاسی و فیلم‌برداری استفاده می‌شود (۶). زمانی که از دوربین عکاسی برای این کار استفاده می‌شود، در هر دور بارگذاری آزمایش متوقف‌شده و گسترش ترک‌ها ثبت می‌شوند.
- ثبت شتاب طبقات : برای ثبت شتاب طبقات از شتاب‌سنج‌ها^۱ استفاده می‌شود. این کار برای مطالعه کارهای تحقیقاتی دیگر استفاده می‌شود. به طور مثال برای نمودار کردن توزیع شتاب در طبقات یا برای تحلیل‌هایی که نیاز به صحت‌سنجی شتاب در طبقات دارند.

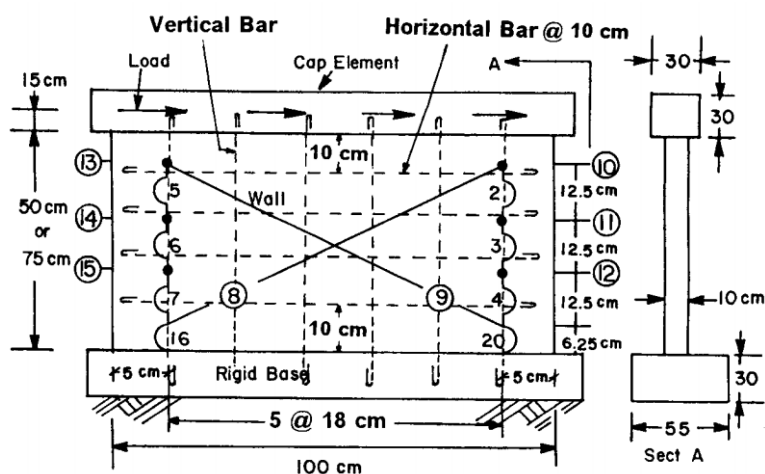


شکل ۲-۵- تجهیزات متحرک متصل شده به دیوار

در شکل بالا همان طوری که دیده می‌شود، کرنش‌سنج‌ها در پای دیوار متمرکز شده‌اند. این موضوع به دلیل اهمیت بالای کرنش‌های ناحیه‌ی مفصل پلاستیک^۲ است.

^۱ Acceleration Meter

^۲ Plastic Hinge



شکل ۶-۲- تجهیزات متحرک متصل شده به دیوار، کرنش سنج‌های ۸ و ۹ برای قرائت تغییر شکل‌های برشی استفاده می‌شوند.

۴-۲- بارگذاری

دیوارهای برشی را در محیط آزمایشگاه تحت بارهای زیر قرار می‌دهند

۴-۲-۱- بارگذاری قائم

بار قائم معمولاً برابر درصدی از مقاومت سطح مقطع کل دیوار برشی است.

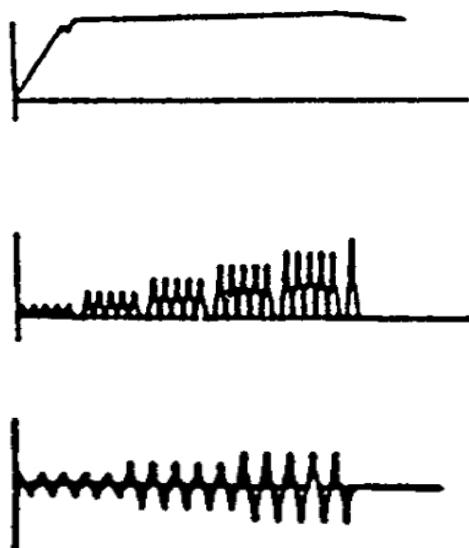
$$\lambda_p = \beta \cdot f_c \cdot A_g \quad (5)$$

ضریب β مقداری کمتر از یک است که در آزمایش‌های مختلف انجام‌شده به صورت زیر است:

مطالعات و بررسی کارهای قبلی انجام‌شده در مراجع چاپ‌شده در ۳۰ سال اخیر نشان می‌دهد که نسبت سطح بارگذاری قائم اعمال‌شده به دیوارها در این پژوهش‌ها کمتر از ۰,۱۵ است، تنها سه دیوار در ادبیات وجود داشت که دارای نسبت بار قائمی بیشتر از ۰,۴ بود (۴). این در حالی است که نسبت بار قائم در دیوارهای بکار رفته در سازه‌های بلند ساخته‌شده در چین بین ۰,۳ تا ۰,۶ گزارش شده است. آیین‌نامه‌های ساختمانی برای این مقدار به صورت مستقیم حد بالایی را گزارش نکرده‌اند (۴). با بررسی‌های انجام‌شده توسط نگارنده، مقدار حد بالای این پارامتر در آیین‌نامه‌های مختلف کمتر از مقدار ۰,۴ است. این نوع بارگذاری معمولاً به شکل آبی و با کنترل نیرو انجام می‌شود.

در بارگذاری جانبی معمولاً به صورت صفحه‌ای و حول محور قوی دیوار برشی نیرو وارد می‌شود. بارگذاری جانبی به دو صورت استاتیکی و دینامیکی انجام می‌گیرد.

- **بارگذاری استاتیکی در دیوارهای برشی:** در روش استاتیکی به دو روش بارگذاری انجام می‌شود. در روش اول بار به صورت یکنواخت^۱ و در روش دوم بار به صورت چرخه‌ای^۲ اعمال می‌شود (شکل ۲-۸). در هر دو روش، بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان^۳ یا کنترل نیرو^۴ می‌تواند باشد. در بعضی مواقع از هر دو فاز کنترل شده توسط نیرو و تغییر مکان به طور همزمان استفاده می‌شود. به طور مثال در فاز اول دیوار را تا نقطه تسلیم فولادهای طولی (یا اولین ترک در مقطع دیوار) به صورت نیرو کنترل و در ادامه سازه را به صورت کنترل شده توسط تغییر مکان بارگذاری می‌کنند.



شکل ۲-۷- به ترتیب از بالا، الگوی بارگذاری یکنواخت، الگوی بارگذاری چرخه‌ای یک‌طرفه، الگوی بارگذاری دوطرفه

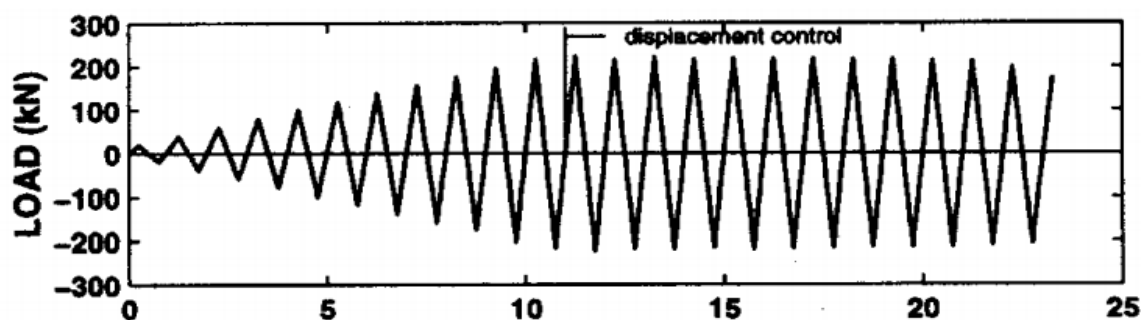
^۱ Monotonic

^۲ Cyclic

^۳ Displacement controled

^۴ Force controled

به طور کلی از رژیم‌های بارگذاری متفاوتی برای هر دو روش مطرح شده در بالا استفاده می‌شود. همان طوری که در بالا گفته شده است، هم برای بارگذاری کنترل شده با تغییر مکان و هم برای بارگذاری کنترل شده با نیرو، می‌توان از بارگذاری چرخه‌ای استفاده کرد. در هر دو روش مطرح شده در بالا تنوع بالایی در شکل الگوی بارگذاری وجود دارد، که هر کدام با شدت‌های متفاوتی هستند و همه‌ی آن‌ها مدعی آن‌اند که نماینده‌ی زلزله‌ای با شدت خاص هستند. در حالت بارگذاری کنترل شده توسط نیرو، مقدار افزایش بار هم می‌تواند ثابت باشد و هم متغیر. در بارگذاری کنترل شده با تغییر مکان، هم تعداد دورهای بارگذاری و هم نمو بارگذاری (نمو تغییر مکان^۱) متغیر است. بنابراین الگوهای مختلفی برای بارگذاری چرخه‌ای و برای هر دو روش وجود دارد. این تفاوت روی نتایج آزمایش‌ها تأثیر دارد و این موضوع (استفاده از چند الگو برای بارگذاری چرخه‌ای) به عنوان یک متغیر مستقل در کار چند محقق مورد بررسی قرار گرفته است (۱۳).



شکل ۸-۲- نمونه‌ای از رژیم بارگذاری جانبی، ترکیبی از فاز کنترل شده با نیرو و کنترل شده با تغییر مکان

- بارگذاری دینامیکی در دیوارهای برشی: دیوارهای برشی معمولاً با استفاده از میزهای لرزان^۲ تحت بارگذاری دینامیکی قرار می‌گیرند. با استفاده از وسایل آزمایشگاهی که در صفحات بعدی می‌آیند، بارگذاری قائم انجام می‌شود. بنابراین جرم‌های لرزه‌ای به گونه‌ای به

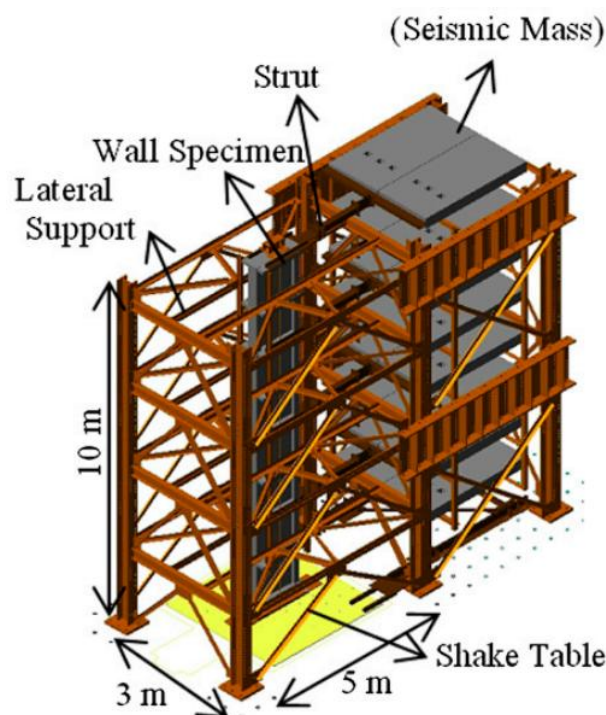
^۱ Displacement Increment

^۲ Shake Table

سازه‌ی دیوار برشی وارد می‌شوند که تأثیری روی بار قائم دیوار نداشته باشد. این بارها با استفاده از یک سازه‌ی نگهدار جانبی طوری به سازه‌ی دیوار برشی متصل است که فقط در صورت داشتن ارتعاش در پای سازه، دارای اثر خواهند بود. وزن قائم این اجرام توسط سازه‌ی نگهدار جانبی تحمل می‌شود و در این باربری سعی شده که در محل اتکای جرم به سازه‌ی نگهدار کمترین اصطکاک وجود داشته باشد (شکل ۲-۱۰)(۳). رکورد شتاب با استفاده از روش‌های مختلفی می‌تواند برای تحریک تکیه‌گاه استفاده شود. این روش‌ها عبارت است از، مقیاس کردن رکورد شتاب با توجه به یک طیف طرح شتاب آیین‌نامه‌ای خاص(۳)، مقیاس کردن یک رکورد شتاب به صورت افزایشی (۶). انتخاب تابع شتاب برای کارهای تحقیقاتی، به خودی خود همیشه یک چالش مهندسی است. چون نتایج آزمایش‌ها به انتخاب رکورد حساس است (۱۱).

در بارگذاری استاتیکی و در هر دو روش یکنواخت و چرخه‌ای، توابع الگوهای بارگذاری مختلف نماینده شرایطی هستند که ممکن است در یک زلزله با شدتی از پیش تعیین‌شده (به طور مثال، متوسط یا قوی) اتفاق بی‌افتد. نقد اول درباره‌ی الگوهای بارگذاری این است که، تفاوت در شکل این توابع خود باعث به وجود آمدن پراکندگی‌های زیادی در نتایج آزمایش‌ها خواهد شد و در این میان، اینکه کدام رژیم بارگذاری بهترین تخمین خواهد بود، خود مورد

سؤال است.



شکل ۲-۹- دیوار برشی، که تحت اثر بارگذاری جانبی دینامیکی قرار دارد.

در یک کار تحقیقاتی (۵) دو دیوار را با مشخصات هندسی و مکانیکی یکسان ساختند و آن‌ها را تحت دو نوع بارگذاری استاتیکی و دینامیکی متفاوت قراردادند. هدف در این کار بررسی حساسیت نتایج آزمایش نسبت به بارگذاری روی سازه بود. نتایج به شرح زیر است:

۱- مقاومت حداکثر (اوج) دو دیوار با یکدیگر متفاوت است.

۲- منحنی چرخه‌ای تغییر مکان برای بارگذاری دینامیکی به نسبت منحنی مشابه برای بار استاتیکی سخت‌تر است.

۳- مکانیزم‌های خرابی در دو دیوار متفاوت است.

در مقاله آمده است که بار استاتیکی چرخه‌ای، نماینده خوبی برای بارگذاری دینامیکی است! ولی با توجه به مواردی که در بالا گفته شده است (توضیحات داخل مقاله)، به نظر نمی‌آید که این موضوع درست باشد. در هر صورت برای یافتن رفتار نزدیک به واقعیت دیوارهای برشی، بهترین روش آزمایش استفاده از میز لرزان بزرگ مقیاس^۱ است (۳).

¹ Full Scale Shake Table Tests

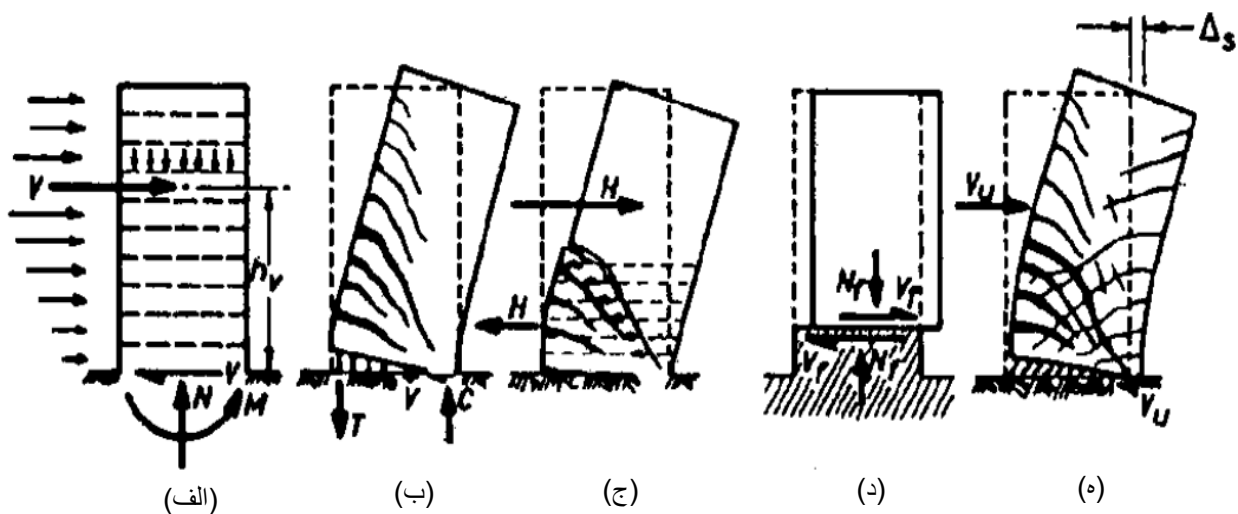
۵-۲- مکانیزم‌های مستقل خرابی در دیوارهای برشی

یک پیش‌نیاز برای طراحی دیوارهای سازه‌ای شکل‌پذیر این است که، تسلیم خمشی در ناحیه مفصل پلاستیک تعریف‌شده در مقطع دیوار بتواند مقاومت، تغییر شکل غیر الاستیک و بنابراین استهلاک انرژی را در سراسر سیستم سازه‌ای کنترل کند (۱) و (۱۴). بنابراین به عنوان یک اصل، از به وجود آمدن هر گونه مکانیزم خرابی ترد یا با شکل‌پذیری محدود باید جلوگیری شود. برای حصول این موضوع، می‌توان از طراحی عضو سازه-ای بر اساس ظرفیت^۱ استفاده کرد و با استفاده از جزئیات مناسب برای منطقه مفصل پلاستیک به این مهم دست پیدا کرد.

منبع اصلی استهلاک انرژی در دیوارهای برشی، باید تسلیم فولادهای خمشی در ناحیه‌ی مفصل پلاستیک باشد (معمولاً در پایه دیوارهای برشی) (۱) و (۱۳). در شکل‌های (۲-۱۱-ب) و (۲-۱۱-ه) این مکانیزم‌ها به تصویر کشیده شده‌اند. مدهای خرابی که از به وجود آمدن آن‌ها باید در المان‌های سازه‌ای جلوگیری شوند، عبارت‌اند از: کشش قطری (شکل ۲-۱۱-ج) (خرابی جان)، فشار قطری به وجود آمده از برش (خرابی جان)، کمانش مقطع نازک دیوارهای برشی یا فولادهای قسمت فشاری (شکل ۲-۱۲)، لغزش برشی در امتداد درز اجرایی (شکل ۲-۱۱-د)، گسیختگی برشی و از بین رفتن چسبیدگی^۲ فولادها در امتداد فولادهای هم پوشانی شده (۱).

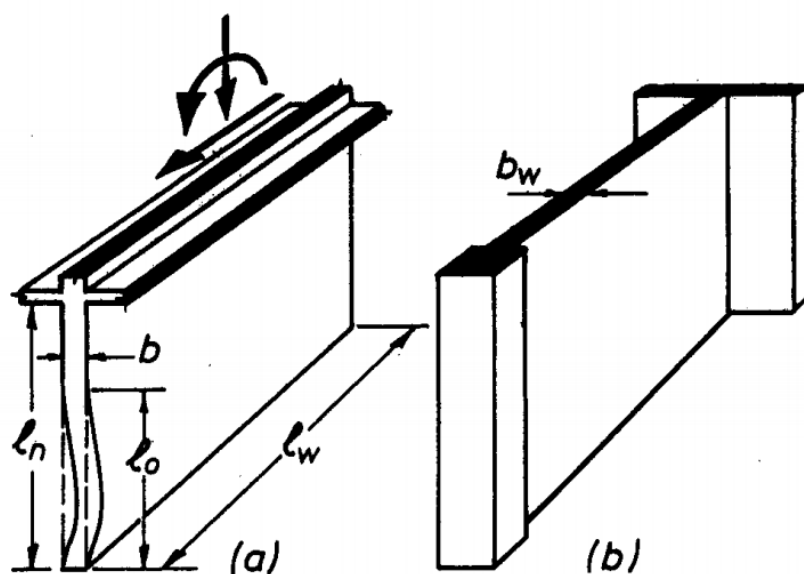
^۱ Capacity Design

^۲ Bond Slip Failure



شکل ۲-۱۰- مکانیزم های مستقل خرابی در دیوارهای برشی.

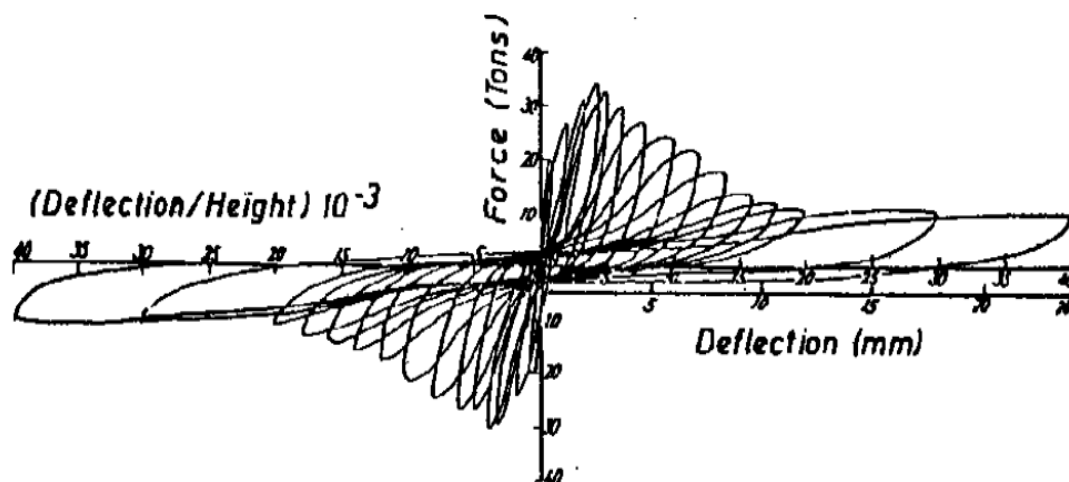
همان طور که در شکل بالا دیده می شود، برای تشکیل یک مکانیزم در حالت کلی، باید الگوی ترک خوردگی خاصی در دیوار به وجود بیاید. این الگو تأثیر زیادی روی نحوه ی خرابی دیوار و همچنین استهلاک انرژی در سیستم دارد. در قسمت های بعد، درباره ی ترک های موجود در دیوار برشی بیشتر صحبت می کنیم.



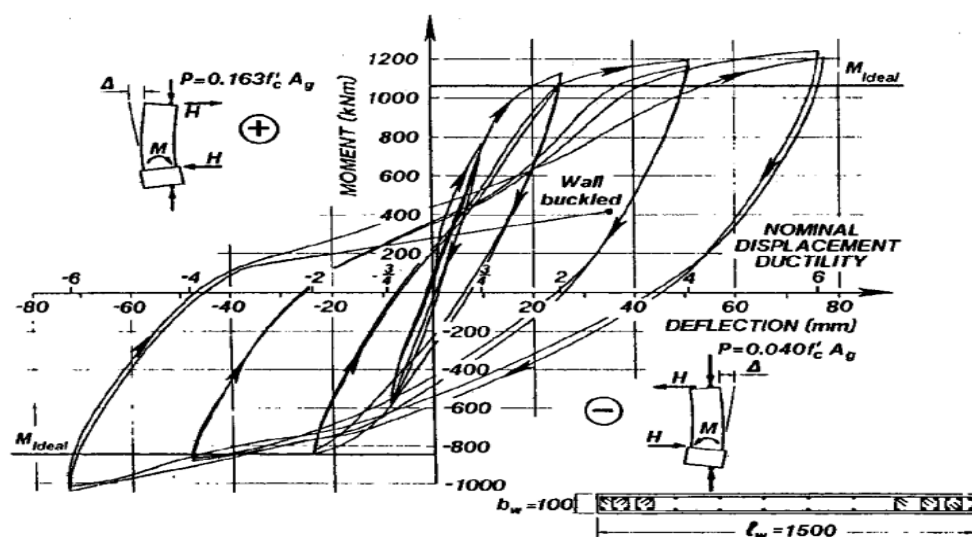
شکل ۲-۱۱- کمانش خارج از صفحه در دیوارهای برشی نازک (فاقد المان مرزی)

در شکل زیر (شکل ۲-۱۳)، منحنی چرخه ای نیرو-تغییر مکان دیوار برشی کنترل شده با برش به تصویر کشیده شده است. همان طوری که دیده می شود، دیوار دارای کاهش سختی و مقاومت پیش رونده شدیدی است. همچنین در مرکز نمودار باریک شدگی شدیدی دیده می شود. به طور کلی این دیوار دارای قابلیت جذب انرژی

بسیار کمی است. در مقابل، در شکل (۲-۱۴) منحنی چرخه‌ای از دیواری نشان داده شده است که، به علت طراحی دیوار برشی با استفاده از اصول طراحی اعضا بر اساس ظرفیت، دارای رفتار بسیار بهتری است (۱).



شکل ۲-۱۲- رفتار برشی حاکم بر دیوار برشی



شکل ۲-۱۳- رفتار خمشی حاکم بر دیوار برشی

۲-۵- انواع ترک‌ها در دیوارهای برشی

نیروهایی که عملاً از زلزله‌های شدید بر سازه‌ها وارد می‌شوند بسیار بزرگ‌تر از ارقامی است که آیین‌نامه‌ها به صورت بار استاتیکی معادل برای تحلیل (خطی) و طراحی مشخص می‌کنند و طرح سازه‌ها با تکیه بر رفتار الاستیک در زلزله، به جز در بعضی سازه‌های خاص (بیمارستان‌ها یا سازه‌های ویژه) توجیه اقتصادی نداشته و مقاطع حاصله بسیار بزرگ خواهند شد. بنابراین در سازه‌ها و از جمله در دیوارهای برشی، تغییر شکل‌های غیرخطی به وجود خواهد آمد. در مسیر رسیدن به غیرخطی شدن المان دیوار برشی، ترک‌های مختلفی به وجود می‌آید. عمدتاً مشاهده ترک‌ها به علت وجود بارگذاری قائم در دیوارها کار مشکلی است (۳). اختلاف بار ترک‌خوردگی تئوریک و واقعی در المان دیوار برشی به همین دلیل است. چون در محیط آزمایشگاه، مشاهده‌ی ترک‌های بسیار ریز کار بسیار مشکلی است (۴). در ادامه درباره انواع ترک‌ها و خصوصیات آن‌ها سخن به میان خواهد آمد.

- ترک‌های افقی (خمشی): ترک‌های افقی از جنس خمشی هستند. این ترک‌ها معمولاً در ناحیه‌ی المان مرزی دیوار اتفاق می‌افتند. طول و تراکم این ترک‌ها در پای دیوار برشی بیشتر از سایر نقاط دیوار است. هرچه از پایه دیوار برشی به سمت بالا حرکت کنیم، هم از طول ترک و هم از تراکم و ضخامت آن (منظور همان ضخامت بازشدگی ترک است) کاسته خواهد شد (۴). در دیوارهایی که رفتار خمشی دارند، تغییر شکل‌های خمشی بخش عمده‌ای از تغییر شکل دیوار را تشکیل می‌دهد (ترک ۱ در شکل ۲- ۱۵ و شکل ۲- ۱۶). (در مورد تغییر شکل‌های دیوار برشی به بخش منابع تغییر شکل در دیوار- های برشی مراجعه شود)

- ترک‌های مایل (برشی): ترک‌های مایل از جنس برشی هستند. این ترک‌ها معمولاً در جان دیوارهای برشی و با زاویه‌ی نزدیک به ۴۵ درجه به وجود می‌آیند (۷). درباره‌ی تعداد و تراکم این ترک‌ها در

ارتفاع دیوار، بر خلاف ترک‌های افقی، نمی‌توان با اطمینان مطلبی را مطرح کرد. (ترک ۲ در شکل ۲-۱۵ و شکل ۲-۱۶).

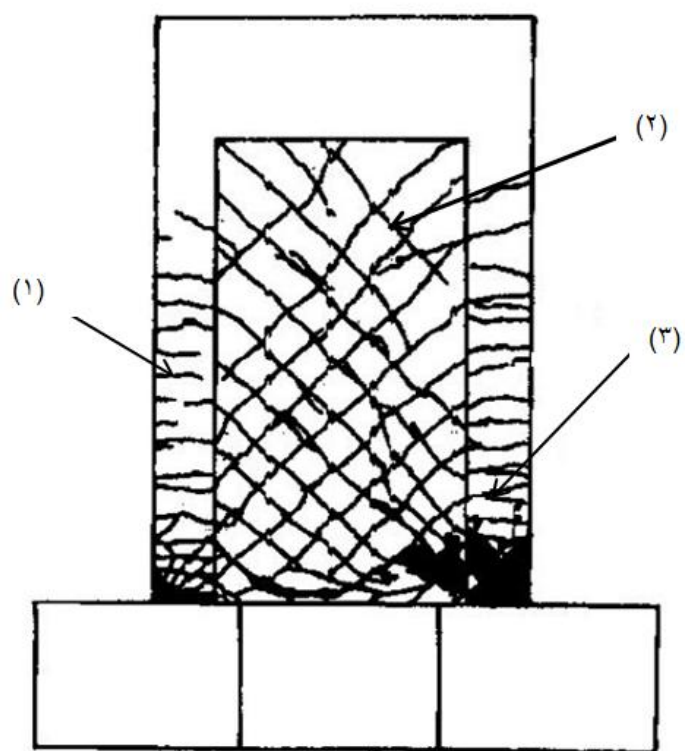
- **ترک‌های افقی – مایل (خمشی-برشی):** ترک‌های افقی – مایل در واقع ترکیبی از ترک‌های بالا هستند. ابتدا ترک‌های افقی در پایه دیوار به وجود می‌آیند و در ادامه، ترک‌های برشی از انتهای آن‌ها شروع می‌شوند. معمولاً تعداد و تراکم این ترک‌ها در پایه دیوار بیشتر است. شیب این ترک‌ها بافاصله گرفتن از پایه دیوار بیشتر می‌شود و در واقع در این مورد از ترک‌ها، ما چرخش ترک را خواهیم داشت (۴). این ترک‌ها در پایه دیوار، گاهی بسیار عمیق و طولانی هستند و در سراسر طول دیوار ادامه دارند. این ترک‌ها در پایه دیوار، می‌تواند خود باعث به وجود آمدن اعوجاج برشی در پایه دیوار شود (ترک ۳ در شکل ۲-۱۵ و شکل ۲-۱۶).

- **ترک‌های قائم:** ترک‌های قائم، معمولاً از جنس فشار هستند. در پنجه دیوار، به علت فشار زیاد، معمولاً قبل از پوسته شدن بتن این ناحیه، ترک‌های قائم اتفاق می‌افتد. با نزدیک شدن بتن این ناحیه به کرنش خردشدگی بتن، این ترک‌ها قابل مشاهده خواهند بود (۱۳). کرنش‌ها در بسیاری از موارد، یا اصولاً ثبت نشده است، یا اگر هم ثبت شده، غیرقابل قبول است (۶) و (۳). این مورد به دلیل کنده شدن کرنش سنج‌ها و تسلیم شدن محلی^۱ فولادها در میان ترک‌ها است (۵).

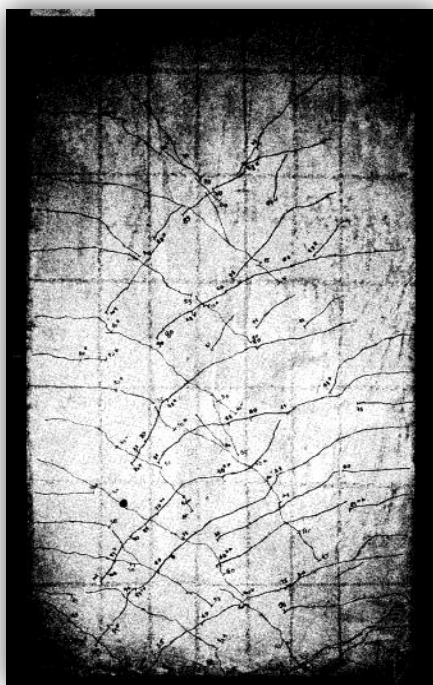
- **ترک‌های درز اجرایی:** با اعمال بار به دیوار برشی، درز اجرایی می‌تواند تبدیل به ترک زیر دیوار شود. در بهترین حالت اگر این ترک خود به تنهایی تبدیل به یک مکانیزم خرابی نشود، اعوجاج برشی^۲ را در پایه دیوار به وجود خواهد آورد. اعوجاج برشی، در نتیجه سهمی را به تغییر مکان بالای دیوار خواهد داد.

^۱ Local Bar Yielding (Between Opened Cracks)

^۲ Shear Sliding Deformation



شکل ۲-۱۴- انواع ترک در دیوار.



شکل ۲-۱۵- الگوی ترک خوردگی در دیوار، انواع ترک در دیوار

ترک‌ها متناسب با شرایط مختلفی چون، نحوه فولاد گذاری (نوع فولاد گذاری و همچنین فاصله و درصد فولاد که در یک مقطع دیوار قرار می‌گیرد)، ابعاد نمونه و پارامترهای متنوع دیگر، در یک دیوار برشی به وجود می‌آیند. بنابراین باید به این موضوع توجه شود که نحوه و ترتیب ترک‌خوردگی در یک دیوار، خود می‌تواند موجبات به وجود آمدن یک مکانیزم خرابی را به وجود آورد. این مکانیزم خرابی، در حالت کلی و متناسب با شرایط دیوار، هم می‌تواند مستقل باشد (یعنی یکی از مکانیزم‌های مطرح‌شده در بخش ۵-۲) و هم ترکیبی از مکانیزم‌های مستقل خرابی در دیوارها.

۲-۶- منابع تغییر شکل در دیوارهای برشی

ترک‌خوردگی در دیوارها و تسلیم فولادهای طولی، سختی و مقاومت دیوارها را کاهش می‌دهد. در اثر این عوامل، تغییر شکل‌هایی در دیوار برشی به وجود خواهد آمد. منابع اصلی تغییر شکل در دیوارهای برشی به صورت زیر است:

$$\Delta = \Delta_{flexure} + \Delta_{shear} + \Delta_{slid} + \Delta_{B.R} \quad (4)$$

$\Delta_{flexure}$: تغییر شکل ناشی از خمش در دیوار برشی.

Δ_{shear} : تغییر شکل ناشی از برش در دیوار برشی.

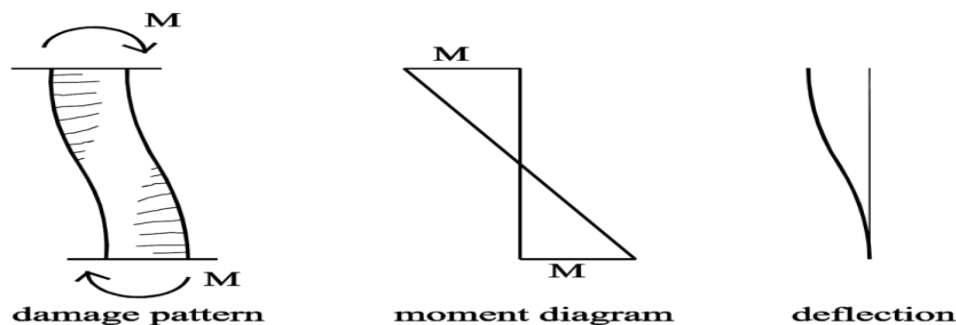
Δ_{slid} : تغییر شکل‌های برشی - لغزشی در پایه دیوارهای برشی.

$\Delta_{B.R}$: تغییر شکل‌های ناشی از چرخش تکیه‌گاه در پایه دیوارهای برشی.

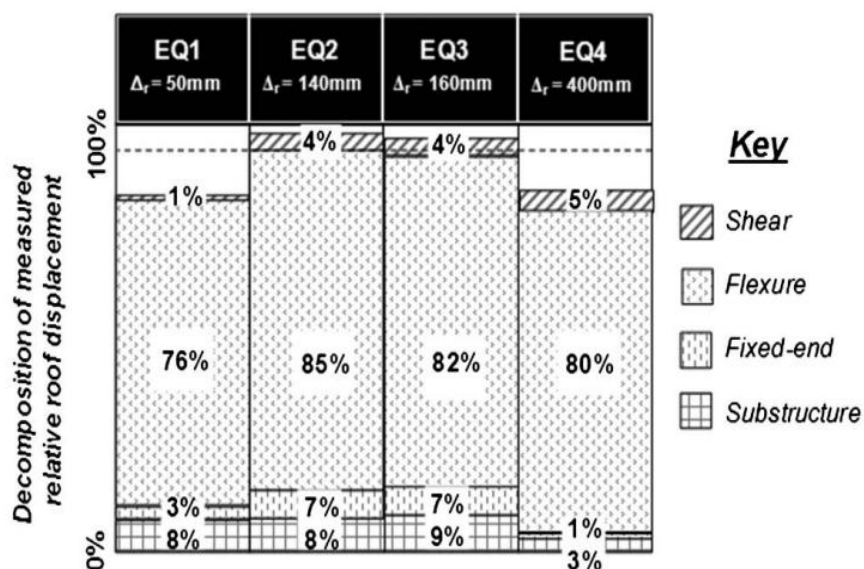
۲-۶-۱- تغییر شکل‌های خمشی

تغییر شکل‌های خمشی، بخش عمده‌ای از تغییر شکل‌های دیوارهای برشی را تشکیل می‌دهند (شکل ۲-۱۷). در دیوارهای برشی، که عملکرد خمشی دارند (دیوارهایی با ضریب نسبت بعد بالای ۲)، عمدتاً بیش از ۸۰ درصد جابجایی روی دیوارها، ناشی از تغییر شکل‌های خمشی است (۶) (شکل ۲-۱۸). در دیوارهایی، که

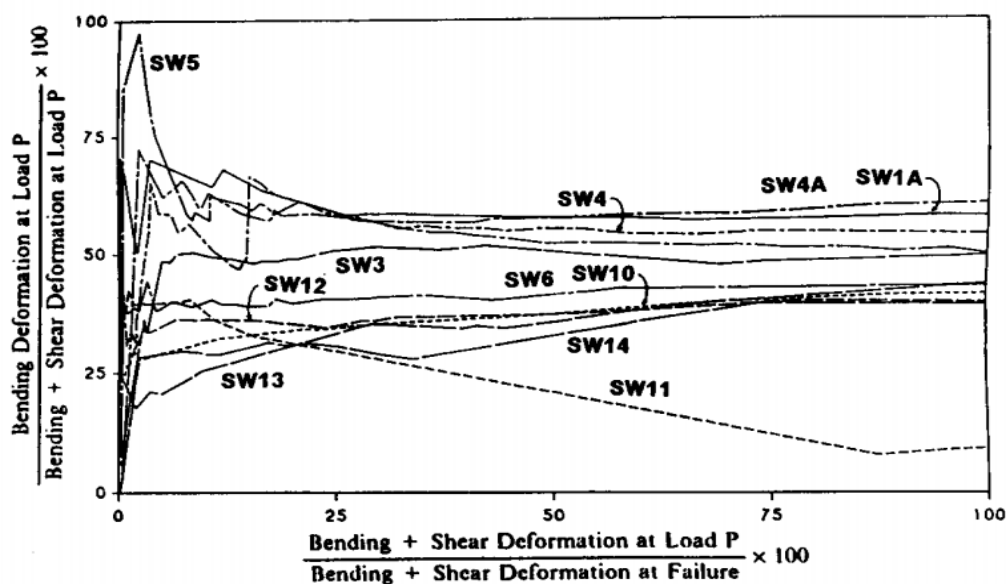
عملکرد برشی دارند (دیوارهایی با ضریب نسبت بعد زیر ۱)، مقدار تغییر شکل ناشی از خمش از ۴۰ تا ۶۰ درصد متغیر است (شکل ۲-۱۹). در این گروه از دیوارهای برشی، حتی در مواردی که دیوار فاقد فولادهای برشی است، درصد تغییر شکل خمشی در همین محدوده است (۱۱).



شکل ۲-۱۶- تغییر شکلهای ناشی از خمش



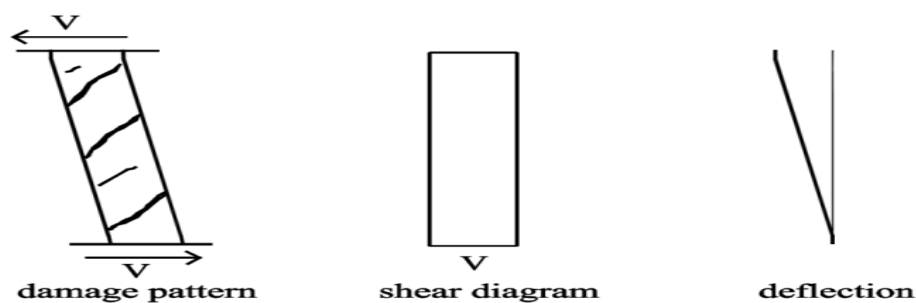
شکل ۲-۱۷- درصد تغییر شکل‌های خمشی، برشی، چرخشی، برشی-لغزشی در دیوارهای کنترل شده توسط خمش.



شکل ۲-۱۸- درصد تغییر شکل‌های خمشی و برشی در دیوارهای کنترل شده توسط برش

۲-۶-۲- تغییر شکل‌های برشی

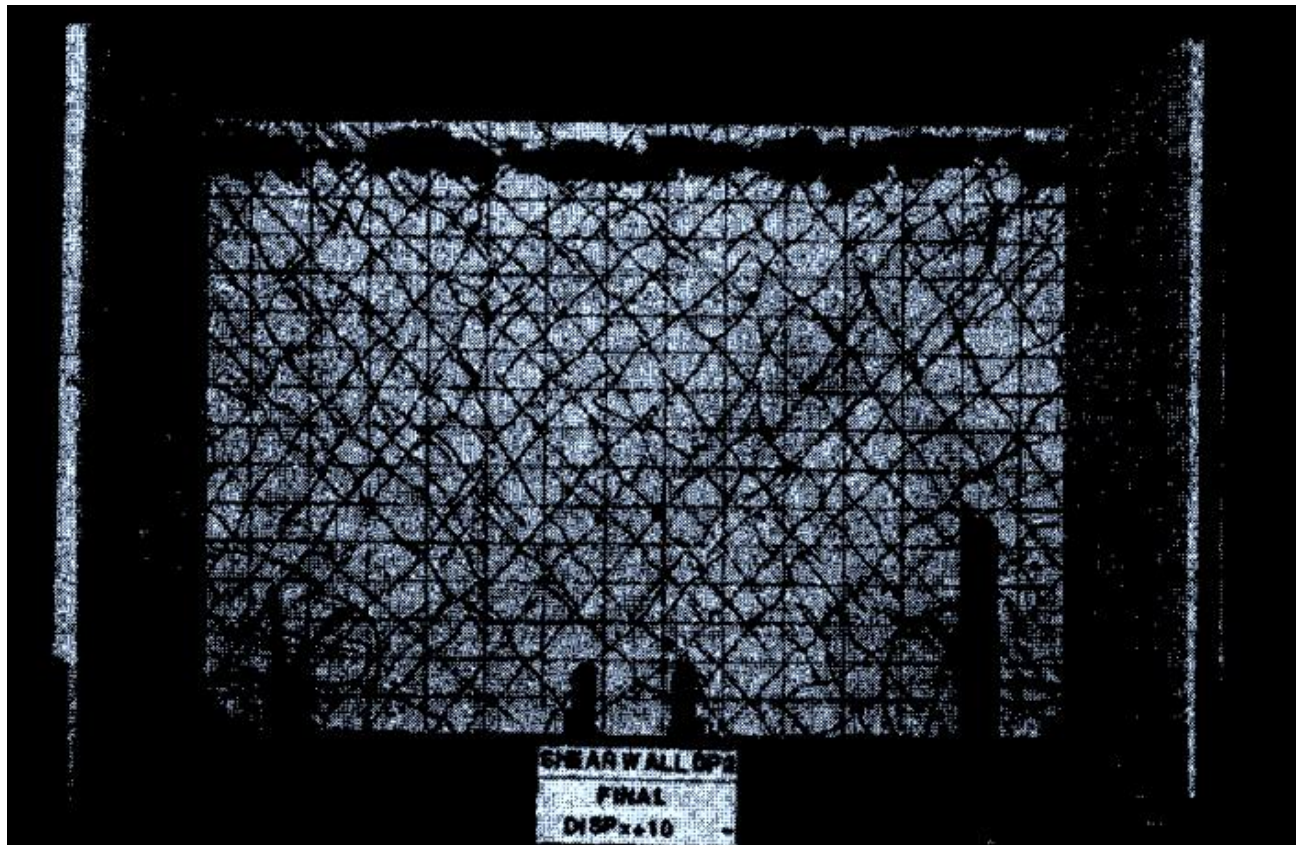
مقدار تغییر شکل‌های برشی در دیوارها و با رفتارهای متنوع، مختلف است (شکل ۲-۲۰). در دیوارهای برشی، که عملکرد خمشی دارند (دیوارهایی با ضریب نسبت بعد بالای ۲)، معمولاً کمتر از ۵ درصد جابجایی روی دیوارها، ناشی از تغییر شکل‌های برشی است (۶) (شکل ۲۱-۱۸). در دیوارهایی، که عملکرد برشی دارند (دیوارهایی با ضریب نسبت بعد زیر ۱)، مقدار تغییر شکل ناشی از برش از ۴۰ تا ۶۰ درصد متغیر است (شکل ۲-۱۹). بنابراین مقدار تغییر شکل‌های برشی، در دیوارهای برشی کنترل شده توسط برش، بسیار پر اهمیت است.



شکل ۲-۱۹- تغییر شکل‌های ناشی از برش

۲-۶-۳- تغییر شکل‌های برشی - لغزشی

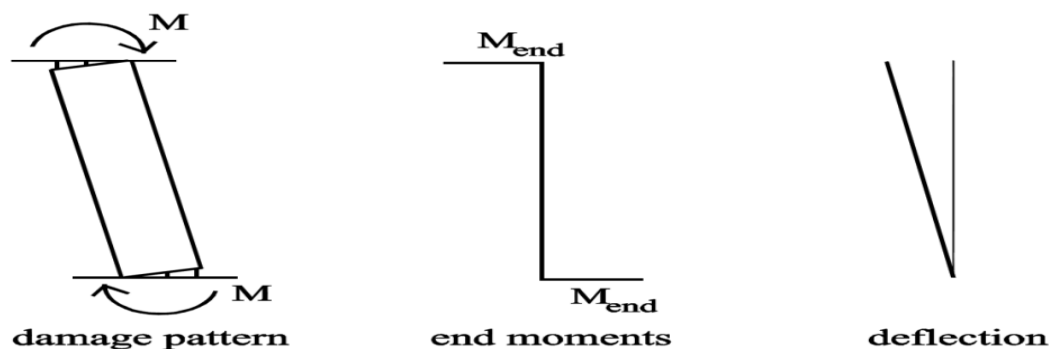
تغییر شکل‌های برشی - لغزشی معمولاً به صورت اعوجاج برشی است (اعوجاج برشی یا تغییر زاویه). این نوع تغییر شکل در چند نقطه ممکن است رخ دهد. یکی از این موارد درز اجرایی است. زمانی که درز اجرایی تبدیل شود به ترک اجرایی (مراجعه شود به بخش انواع ترک‌ها در دیوارهای برشی)، به دلیل ضعیف شدن این ناحیه از دیوار، تغییر شکل‌های برشی - لغزشی در آن اتفاق خواهد افتاد (۱۰). همین اتفاق بعضاً در محل ترک‌های اصلی خمشی نیز اتفاق می‌افتد (۱۲). بعضاً دیده شده است که، این تغییر شکل‌ها در بالای دیوار اتفاق بی‌افتد. دلیل این امر تسلیم فولادهای طولی در نزدیکی دال صلب بالای دیوار، خرد شدن بتن دو طرف بالای دیوار و همچنین کیفیت پایین بتن در بالای دیوار گزارش شده است (۵) (شکل ۲-۲۱).



شکل ۲-۲۰- تغییر شکل‌های برش-لغزشی در بالای دیوار.

۲-۶-۴- تغییر شکل‌های ناشی از چرخش در تکیه‌گاه

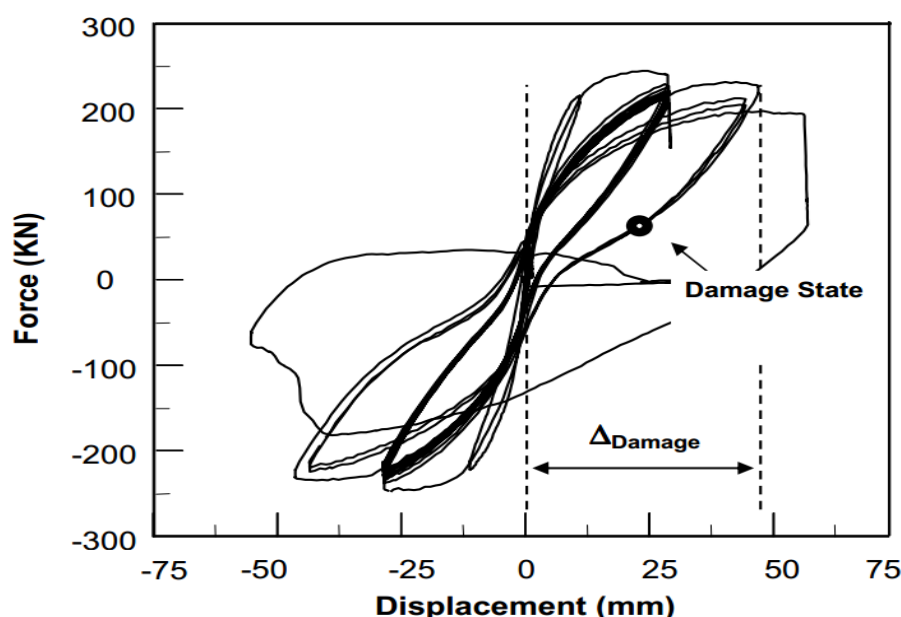
در آزمایش‌ها دیده شده است که ترک‌های نسبتاً عریضی در سطح مشترک میان دیوار و شالوده و یا در نقطه‌ی اتصال تیر (تیر صلبی که نقش شالوده صلب را دارد) به دیوار در دیوارهایی که تحت بار جانبی می‌باشند اتفاق می‌افتد. که تشکیل این ترک‌های خمشی عریض ناشی از نفوذ کرنش‌های محوری در طول فولادهای کششی قرارگرفته در شالوده و یا نقطه‌ی اتصال تیر و دیوار است. با افزایش این کرنش‌های طولی در میل‌گرد که منجر به ایجاد کرنش‌های پلاستیک در طول فولادهای طولی نیز می‌شود و همچنین با از دست رفتن چسبندگی میان فولاد و بتن در اطراف میل‌گردهای طولی، انبساط و لغزش فولادها در سطح مشترک این اتصالات می‌تواند تأثیرگذار باشد. ازدیاد طول و لغزش فولادهای کششی واقع در شالوده منجر به چرخش‌های اضافی در انتهای گیر دار در پای دیوار می‌شود که این چرخش اضافی در تحلیل خمشی دیده نمی‌شود (شکل ۲-۲۲). در هنگام آزمایش از تغییر مکان سنج‌هایی (یک سمت به دیوار و سمت دیگر آن‌ها به پی متصل است) برای قرائت این میزان چرخش استفاده می‌شود. مقدار این چرخش در آزمایش‌های مختلف انجام‌شده متفاوت است. مقدار درصد سهیم این تغییر شکل‌ها روی تغییر مکان کل دیوار خیلی ناچیز است (حداکثر مقدار گزارش شده، ۸ درصد تغییر مکان کل روی دیوار است (۶) (شکل ۲-۱۸)). در تعدادی از کارهای انجام‌شده، حتی مقدار این تغییر مکان آن‌قدر ناچیز بوده که، محققان گفته‌اند، فرض گیر دار بودن پای دیوار کاملاً صحیح است (۲) و (۱۳).



شکل ۲-۲۱- تغییر شکل‌های ناشی از چرخش در تکیه‌گاه

۷-۲- خسارات مشاهده شده و تعریف شکست (خرابی)

با توجه به شکل ظاهری منحنی بار- تغییر شکل، می توان به راحتی، اطلاعاتی کلی در مورد عملکرد لرزه- ای دیوار برشی (به طور کلی عضو بتن مسلح) پیدا کرد. اما نمی توان گفت یک نقطه (یک زوج مرتب) از منحنی بار-تغییر شکل به صورت تئوریک متناظر با چه رویدادی در المان دیوار برشی است. به همین دلیل در آزمایش- های انجام شده، بعد از رخ دادن یک رویداد مهم، آزمایش متوقف شده و تغییر مکان آن سطح از خسارت^۱ (Δ_{damage}) ثبت می شود (شکل ۲- ۲۳).



شکل ۲-۲۲- تغییر مکان مربوط به سطح تغییر شکل خسارت

سطح تغییر شکل خسارت، معمولاً برای حالت های زیر ثبت و گزارش می شود:

- شروع پوسته شدن بتن در پنجه، به عنوان اولین مشاهده برای پوسته شدن بتن تعریف می شود.
- شروع پوسته شدن شدید بتن، در این مورد پوسته شدن، ارتفاع قابل توجهی از بتن المان های مرزی دیوار پوسته خواهد شد. این پوسته شدن در طول دیوار و از دو طرف به سمت مرکز زیاد می شود. مقدار

¹ Damage Deformation

این پوسته شدن به تعریف خرابی آن آزمایش مربوط می‌شود (تعریف خرابی (شکست) را در ادامه ارائه خواهیم کرد).

- **شروع کمانش فولادهای طولی دیوار**، به عنوان اولین نشانه برای کمانش آرماتور طولی تعریف می‌شوند.

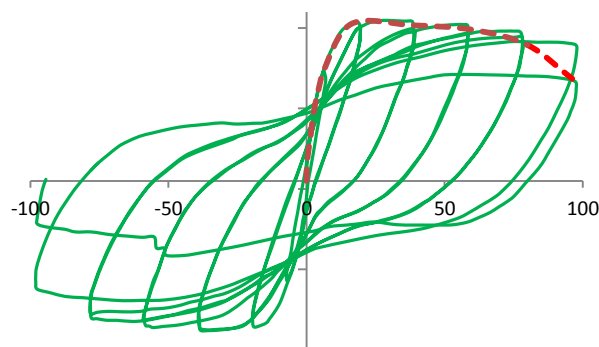
- **گسیختگی فولادهای طولی دیوار**، به عنوان اولین نشانه برای گسیختگی فولادهای طولی تعریف می‌شوند.

- **گسیختگی فولادهای عرضی دیوار**، به عنوان مشاهده‌ی اولین نشانه برای گسیختگی فولادهای عرضی یا باز شدن گره خاموت‌ها تعریف می‌شوند.

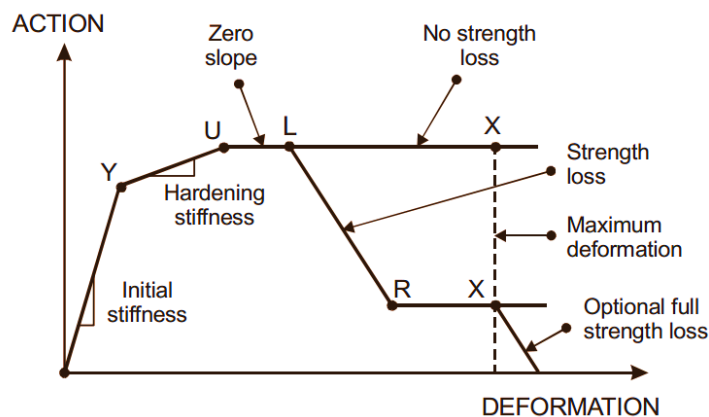
- **کمانش خارج از صفحه دیوار**، به عنوان مشاهده‌ی اولین نشانه برای کمانش خارج از صفحه‌ی دیوار تعریف می‌شوند.

برای هر آزمایش، معمولاً تعدادی از آن‌ها آورده می‌شود. در حالت کلی معمولاً آزمایش تا نقطه‌ای پیش می‌رود که مقاومت مقطع به ۷۵ تا ۸۰ درصد مقاومت اوج افت پیدا کند. در ادامه و بعد از رسیدن به این نقطه، مقدار تغییر مکان مربوط به آن رویداد ثبت خواهد شد. در واقع مفهوم و تعریف شکست کاملاً نسبی است. همان طوری که در بالا دیده می‌شود، سطوح خرابی متفاوتی وجود دارد. هر یک از این سطوح خرابی، می‌تواند یک نوع شکست محسوب شود. معمولاً در آزمایش‌های صورت گرفته، روند آزمایش تا خرابی کامل دیوار به پیش نخواهد رفت (در محدوده‌ی جستجوی انجام‌شده، آزمایشی با این تعریف شکست یافت نشده است). انتهای آزمایش یا به صورت سنتی تا افت مقاومت ۷۵ تا ۸۰ درصد مقاومت اوج پیش خواهد رفت (۲)، (۱۰)، (۴) و یا اینکه با دیدن خرابی و پوسته شدن بتن در لبه پنجه یا قسمتی از پنجه تمام می‌شود (۱۳)، (۴)، (۱۹)، (۱۰) که این حد خرابی در چند آزمایش با مقدار افت مقاومت کمتر از ۵۰ درصد مقاومت اوج متناظر بوده است (۵) و (۲).

در نشریه ۳۶۰، فیما^۱ ۲۷۳، فیما^۲ ۳۵۶ و ای اس سی ای ۴۱-۲۰۶ منحنی پوش بر روی نقاط تقاطع اولین سیکل منحنی از نمو تغییر شکل Δ_m با آخرین سیکل منحنی از گام تغییر شکل $(i-1)$ ام رسم می‌شود. نحوه ترسیم پوش در شکل شماره (شکل ۲-۲۴) نشان داده شده است. همان طوری که در شکل دیده می‌شود، تغییر مکان انتهایی (نقطه‌ی X) دیوار در منحنی پوش، ارتباط مستقیمی با تعریف شکست (نقطه‌ی انتهایی آزمایش) در آزمایش مربوطه دارد (شکل ۲-۲۵).



شکل ۲-۲۳- نحوه‌ی رسم پوش منحنی رفتاری در دیوارهای برشی



شکل ۲-۲۴- نقاط مهم عملکردی در پوش منحنی رفتاری در دیوارهای برشی

¹ FEMA273

² FEMA356

³ ASCE41-06

۸-۲- بررسی روند خرابی در دیوارهای برشی تا رسیدن به نقطه شکست

در بررسی روند خرابی دیوارها تا نقطه شکست تعریف شده در آزمایش‌های مختلف، اتفاقات جالبی رخ می‌دهد که دنبال کردن این رویدادها را ارزشمند می‌کند. با بررسی این روند می‌توان اثر عوامل مختلف را روی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بررسی کرد. همان طوری که از قبل نیز بیان شد، دیوارهای برشی از لحاظ عملکرد به دو دسته‌ی کلی دیوارهای با عملکرد خمشی و برشی تقسیم می‌شوند. شاید مهم‌ترین معیاری که بتوان با آن عملکرد دیوار را تشخیص داد، نوع طراحی دیوار و هندسه (و خصوصیات مربوط به) آن باشد. در این قسمت معیار نسبت بعد مقطع برای تمیز دادن عملکرد برشی و خمشی دیوارها در نظر گرفته شده است.

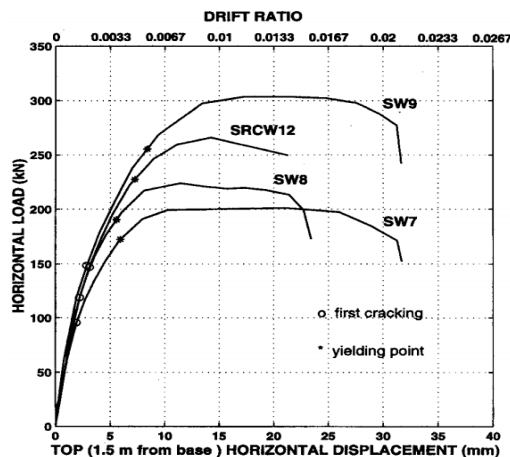
۸-۲-۱- دیوارهای برشی با عملکرد خمشی

بررسی خرابی دیوارهای برشی را در دو مرحله می‌توان مورد بررسی قرارداد، در مرحله اول عملکرد دیوار-های برشی را قبل از تسلیم فولادهای اصلی خمشی و در مرحله دوم عملکرد پس از تسلیم آن‌ها را مورد بررسی قرار خواهیم داد. رفتار این دیوارها قبل از تسلیم فولادهای اصلی خمشی معمولاً شبیه به هم است و در همه‌ی دیوارها ثابت است. در مرحله پس از تسلیم معمولاً رفتار دیوار با توجه به خصوصیات منحصربه‌فرد آن متغیر خواهد بود.

رفتار پیش-تسلیم

همان طوری که در بالا نیز به آن اشاره شد، عملکرد و الگوی ترک‌خوردگی دیوارها در قبل از تسلیم فولادهای اصلی معمولاً برای همه‌ی دیوارهای موجود در این گروه یکسان است (۴)، (۱۳) (شکل ۲- ۲۶). معمولاً در این مرحله، دیوار در ابتدا ترک‌های افقی را تجربه می‌کند. این ترک‌ها معمولاً در ارتفاع دیوار توزیع می‌شوند. در قسمت‌های پایینی دیوار این ترک‌ها متراکم‌تر و با طول بلندتری نسبت به قسمت‌های بالایی دیوار وجود دارند (۴). در ادامه بارگذاری این ترک (ترک‌های برشی-خمشی) به صورت مایل و با زاویه به جان دیوار

نفوذ می‌کنند. شیب قسمت مایل ترک‌های خمشی-برشی در قسمت‌های بالایی دیوار تندتر است. این ترک‌ها معمولاً در این مرحله با عرض کمتر اتفاق می‌افتند و در صورت باربرداری به صورت الاستیک عمل می‌کنند (۴).



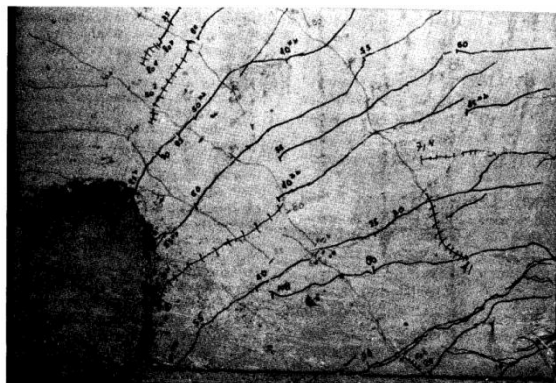
شکل ۲-۲۵- رفتار پیش-تسلیم در دیوارهای برشی با عملکرد خمشی.

رفتار پس-تسلیم

بعد از تسلیم فولادهای اصلی خمشی، سرعت رشد تعداد و عرض ترک‌های خمشی-برشی به نسبت سایر ترک‌ها بیشتر می‌شود. در ادامه، ترک‌های مایل برشی جان را خواهیم داشت. با افزایش بار خارجی روی دیوار، تعداد این ترک‌ها بیشتر می‌شوند و این روند در پای دیوار با سرعت و رشد بیشتری ادامه پیدا می‌کند. از مرحله-ای به بعد رشد تعداد ترک ثابت خواهد ماند و تنها تعدادی ترک بسیار ریز در بین ترک‌های اصلی به وجود می‌آیند (۴). در این گروه از دیوارهای برشی، قابلیت استهلاک انرژی توسط کرنش‌های پس از تسلیم فولادهای طولی خمشی کنترل می‌شود. بنابراین در این دیوارها، رشد و به وجود آمدن ترک‌های جدید معیار اصلی قابلیت استهلاک انرژی نیست (۱۳). در ادامه این روند، ترک‌های مایل همدیگر را قطع کرده و یک الگوی شبکه‌ای چهارخانه‌ای^۱ را در دیوار تشکیل می‌دهند. ابعاد این شبکه به علت تراکم بیشتر این ترک‌ها در پای دیوار، بسیار کوچک است و این موضوع باعث می‌شود بتن پنجه‌ی دیوار که تحت فشار است پوسته شده و پوشش بتنی خود را از دست دهد. این پوسته شدن بتن در پنجه، معمولاً بعد از به وجود آمدن ترک قائم در این ناحیه رخ می‌دهد

¹ Criss-crossing

(۴)، (۱۳). پس از این مرحله، معمولاً روند خردشدگی و پوسته شدن بتن ادامه خواهد داشت و از دو طرف، مقدار بتن پنجه خرد می‌شود و در کنار آن فولادهای اصلی طولی کمانش می‌کنند. این اتفاقات در مجموع باعث کاهش مقاومت در دیوارها شده و آزمایش در این مرحله قطع می‌شود (شکل ۲-۲۷).



شکل ۲-۲۶- بتن خردشده در پنجه دیوار برشی

در مرحله‌ی رفتار پس-تسلیم دیوارها، معمولاً عوامل زیر روی عملکرد دیوار تأثیرگذار هستند:

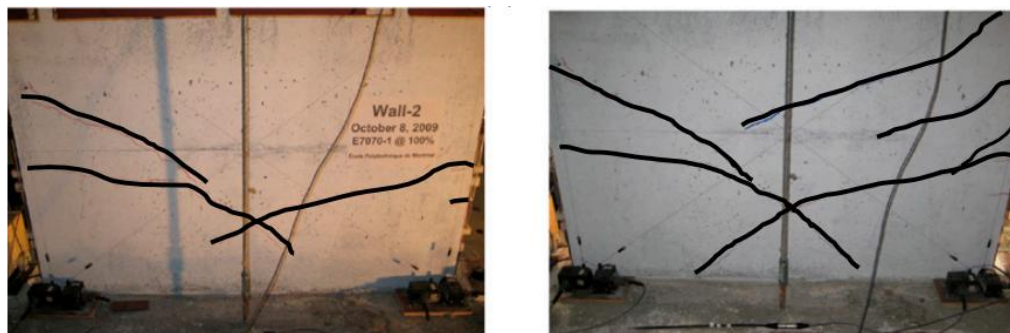
- **بار قائم** : بار قائم در دیوار تنش اصلی کششی را در دیوار کاهش می‌دهد و این موضوع باعث می‌شود تعداد ترک‌های قطری در جان دیوار کاهش پیدا کند (۴). وجود بار قائم در دیوار عرض ترک‌ها را نیز کنترل می‌کند و این خود به معنی اعوجاج کمتر و همچنین باریک شدگی کمتری در دیوار است (۷). دیوارهای دارای بار قائم در این گروه دارای سختی (سکانتی) و مقاومت (مقدار ۳ تا ۶ درصد مقاومت بیشتر (۴)) بیشتری هستند. این موضوع به علت محصورشدگی بیشتر در این نوع از دیوارها و به علت حضور بار قائم است.

- **نسبت بار برشی-فشاری** : تعریف ریاضی نسبت بار برشی-فشاری در بخش مشخصات کلی دیوار آورده شده است. در دیوارهای برشی هرچه مقدار این نسبت بیشتر باشد، تراکم الگوی شبکه‌ی چهارخانه‌ای متراکم‌تر است. در ضمن، هرچه مقدار نسبت بار برشی-فشاری در دیوارهای برشی بیشتر شود، مقدار کاهش سختی در آن‌ها کمتر خواهد بود (۴).

• **شدت زلزله :** در این گروه از دیوارها با افزایش شدت زلزله، ترک‌های برشی به ترک‌های خمشی اضافه

می‌شوند (۶). بررسی مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهد که الگوی ترک‌خوردگی در دیوارها با افزایش

شدت زلزله تغییری نمی‌کند (۶)، (۳) (شکل ۲-۲۸).



شکل ۲-۲۷- با افزایش شدت زلزله در شکل سمت راست الگوی ترک‌خوردگی دیوار ثابت مانده است، تنها تعدادی ترک برشی به آن اضافی شده است

۲-۸-۲- دیوارهای برشی با عملکرد برشی

در دیوارهای برشی‌ای که عملکرد برشی دارند، نقطه‌ی متناظر تسلیم خمشی در فولادهای اصلی دیوارهای برشی با رفتار خمشی، وقوع اولین ترک قطری در دیوار است. قبل از این نقطه، مقدار کاهش سختی در دیوار بسیار ناچیز است و اتفاق قابل‌توجهی هم در این دیوارها رخ نمی‌دهد. بعد از این نقطه، روند غیرخطی شدن دیوارها شروع شده و اتفاقات زیادی در طی این مدت روی خواهد داد. عوامل مختلفی روی این اتفاقات تأثیرگذار خواهند بود. بنابراین در ادامه، رفتار این دیوارها را در دو مرحله‌ی قبل از اولین ترک قطری و بعد از اولین ترک قطری بررسی می‌کنیم. در مرحله‌ی رفتار دیوارها پس از اولین ترک قطری، مجموعه‌ی اتفاقات تأثیرگذار را روی این دیوارها مورد بررسی قرار می‌دهیم.

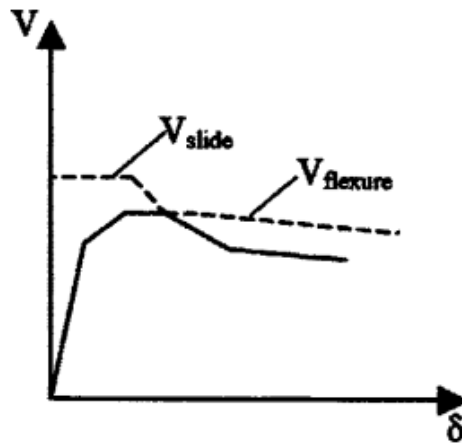
پیش از اولین ترک قطری

همان طوری که در بالا نیز به آن اشاره شد، عملکرد و الگوی ترک‌خوردگی دیوارها قبل از وقوع اولین ترک قطری معمولاً برای همه‌ی دیوارهای موجود در این گروه یکسان است (۱۱). معمولاً در این مرحله، دیوار در ابتدا

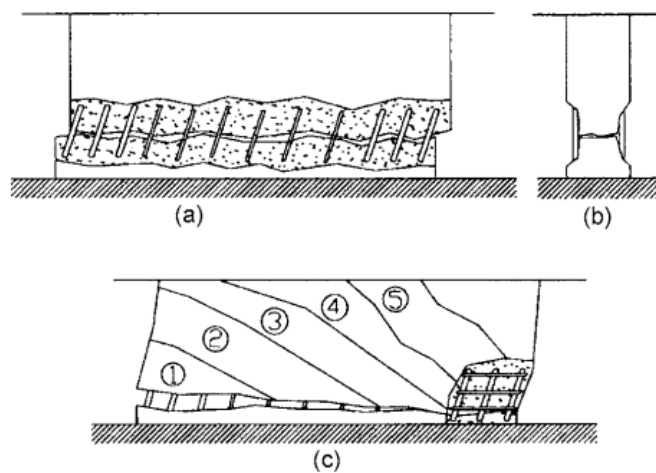
ترک‌های بسیار ریز افقی را تجربه می‌کند. این ترک‌ها تأثیر بسیار اندکی روی سختی دیوار دارد و معمولاً می‌توان از اثر آن‌ها روی کاهش سختی دیوارها چشم‌پوشی کرد. در ادامه بارگذاری روی این دیوارها، با وقوع اولین ترک قطری در دیوار، مقدار سختی دیوارها به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد (۵).

پس از اولین ترک قطری

پس از وقوع اولین ترک قطری در دیوار برشی، کاهش سختی در دیوار برشی به شدت افزایش پیدا کرده و پس از آن مقدار تقاضای تغییر مکان در دیوار بالا می‌رود. در ادامه، ترک‌های خمشی - برشی در دیوار ظاهر می‌شوند و پس از آن تسلیم فولادهای اصلی دیوار رخ می‌دهد (در برخی مراجع وقوع ترک‌های برشی - خمشی قبل از ترک قطری دیوار گزارش شده است (۱۰)). بر خلاف دیوارهای برشی با رفتار خمشی که در آن تغییر مکان تسلیم دیوار فقط تابعی از تغییر شکل‌های خمشی است، در این دیوارها (با رفتار برشی) مقدار تغییر شکل‌های برشی سهم قابل توجهی از تغییر مکان تسلیم دیوار را تشکیل می‌دهد (۱۲). بعد از این مرحله دیوار در مقاومت اوج خود به ظرفیت خمشی خود نیز خواهد رسید (برش معادل مقاومت خمشی مقطع). پس از این حصول مقاومت، ترک‌های خمشی اصلی در قسمت پایین دیوار اتفاق می‌افتد و علاوه بر کاهش مقاومت به مقاومت ناشی از وجود یک مکانیزم برشی - لغزشی (شکل ۲ - ۲۹)، تغییر شکل‌های اعوجاجی برشی قابل توجهی نیز در محل این ترک‌ها رخ می‌دهد (شکل ۲ - ۳۰). در حالت کلی این دیوارها به چند طریق به نقطه شکست می‌رسند. در نقطه شکست، معمولاً خرابی‌ها به دو دسته‌ی خرابی‌های متمرکز شده در جان دیوار و خرابی‌های متمرکز شده در پنجه‌ی دیوار تقسیم می‌شوند.



شکل ۲-۲۸- منحنی رفتاری دیوارهای برشی کوتاه و افت مقاومت به مقدار مقاومت متناظر با مکانیزم برشی-لغزشی.



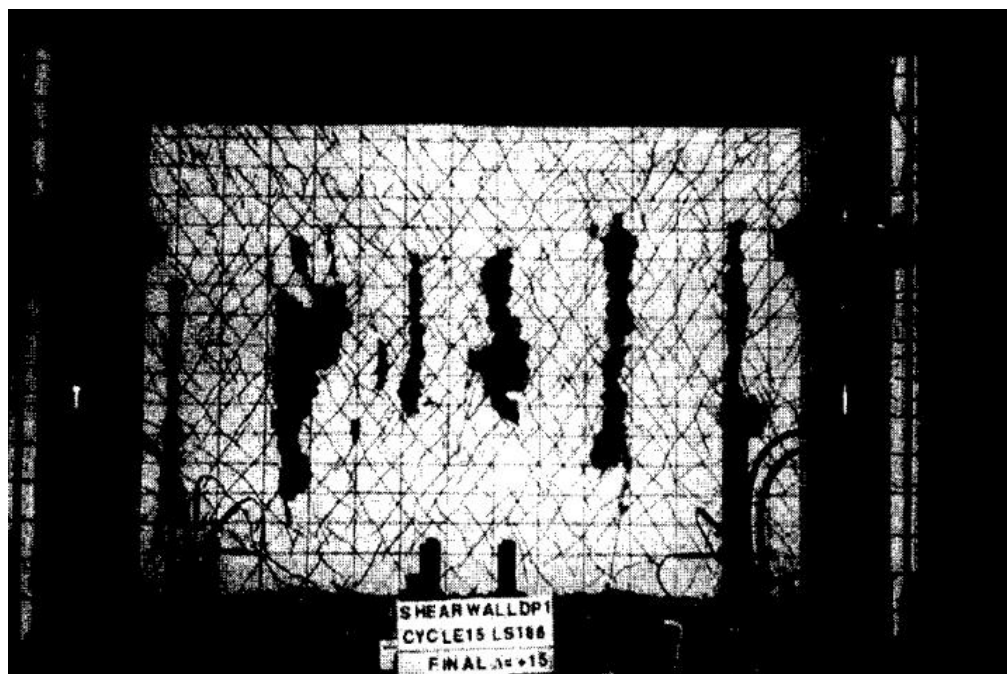
شکل ۲-۲۹- ترک اصلی خمشی و تغییر شکل‌های اعوجاجی

خرابی‌هایی که در جان دیوار اتفاق می‌افتند و دیوار را به نقطه‌ی شکست می‌رسانند نیز به چند دسته تقسیم می‌شوند. معمولاً خرابی جان در دیوارهای برشی یا به صورت خرابی کششی است یا خرابی فشاری. اگر دیوارهای برشی را به صورت یک خرپای فلزی در نظر بگیریم و برای آن دو عضو محوری قطری متصور باشیم، در هنگام بارگذاری، یکی از این قطرها در کشش و دیگری در فشار خواهد بود (۲۰). هنگامی که دیوار دارای ترک‌های متنوع و مختلف است، زمانی که بار خارجی در سیستم به صفر می‌رسد، هنوز ترک‌ها بسته نشده و در هنگام بارگذاری مجدد و پس از بسته شدن ترک‌ها تنها عضو فشاری قادر است سهم قابل‌توجهی از نیرو را منتقل کند. در چنین حالتی تنش بتن در قطر فشاری دیوار بالا رفته و از مقدار تنش قابل‌تحمل برای بتن فراتر می‌رود که این موضوع در نهایت منجر به خرابی در جان یا پنجه‌ی دیوار می‌شود. عضو قطری کششی در این

حالت معمولاً سهم کمی از نیروی برشی خارجی وارد شده به دیوار را منتقل خواهد کرد. در این فرایند فولادهای عرضی این کار را بر عهده می گیرند و در صورت جاری شدن آنها، خرابی کششی جان اتفاق می افتد.

حالت خاصی از خرابی جان نیز وجود دارد که در بعضی از مراجع گزارش شده است. در چنین مواردی خرابی در جان دیوار به علت بسته شدن نامتوازن ترک ها به دلیل وجود المان های مرزی سخت و همچنین مقدار بار محوری زیاد عنوان شده است. شکل ظاهری این نوع از خرابی به شکل مستطیلی قائم است (شکل ۲-۳۱). اثر هر یک از عوامل موثر بالا، به صورت جداگانه مورد بحث قرار خواهد گرفت.

هنگامی که یک ترک افقی (ترک خمشی اصلی) در پایین دیوار به وجود می آید، تغییر شکل های اعوجاجی زیادی در آن ناحیه رخ می دهد. در این مرحله مقاومت دیوار به مقاومت متناظر با مکانیزم شکست برشی- لغزشی کاهش پیدا می کند. پس از این مرحله در ناحیه ی ترک افقی اصلی، ساییدگی لبه های بتن رخ می دهد. معمولاً در این نوع از خرابی پنجه ی ناحیه ی فشاری به شدت آسیب می بیند (۱۲).



شکل ۲-۳۰- خرابی های مستطیلی قائم در جان دیوار برشی

در مرحله‌ی رفتار پس از اولین ترک قطری در دیوارها، معمولاً عوامل زیر روی عملکرد دیوار تأثیرگذار

هستند:

- **بار قائم:** در حالت کلی، در دیوارهای برشی کوتاه و با عملکرد برشی، معمولاً در رفتار لرزه‌ای آن‌ها باریک شدگی در منحنی بار-جابجایی بارز است. باریک شدگی در رفتار لرزه‌ای دیوارها، عمدتاً تابعی از لغزش فولادها (از بین رفتن چسبندگی بین میل‌گرد و بتن) و اعوجاج برشی در پای دیوار است (۱۰). وجود بار قائم علاوه بر بالا بردن مقاومت مقطع (۷) (این موضوع در دیوارهای برشی با عملکرد خمشی نیز وجود داشت) باعث کنترل و بهبود موارد قیدشده در بالا نیز می‌شود. بنابراین وجود بار قائم در دیوارهای برشی با رفتار برشی باعث بالا رفتن مقاومت و همچنین بهبود عملکرد لرزه‌ای در آن‌ها می‌شود.

- **المان‌های مرزی:** المان‌های مرزی در دیوارهای برشی در حالت کلی به علت امکان به وجود آوردن محصورشدگی در این ناحیه از دیوار، موجب افزایش مقاومت دیوار و همچنین محدود کردن عرض ترک‌های موجود در این ناحیه می‌شوند (۱۰). وجود المان مرزی در دیوار برشی همچنین باعث سخت شدن دیوار نیز است. این موضوع باعث می‌شود عرض ترک‌های قطری در جان دیوار برشی کنترل شود و با محدود کردن عرض این ترک‌ها، اعوجاج برشی و تغییر شکل‌های برشی جان کاهش می‌یابد (۷). المان‌های مرزی در حالت کلی، هرچه سخت‌تر باشند، به صورت حدی رفتار دیوارهای برشی را ترد تر می‌کنند. این موضوع در دیوار برشی با رفتار خمشی نیز گزارش شده است. در این تحقیقات، فولادهای اصلی خمشی را در دو طرف المان‌های مرزی دیوار متمرکز کرده و با این کار رفتار خمشی دیوار به رفتار ترد برشی و در نهایت شکست برشی منجر شده است (۲).

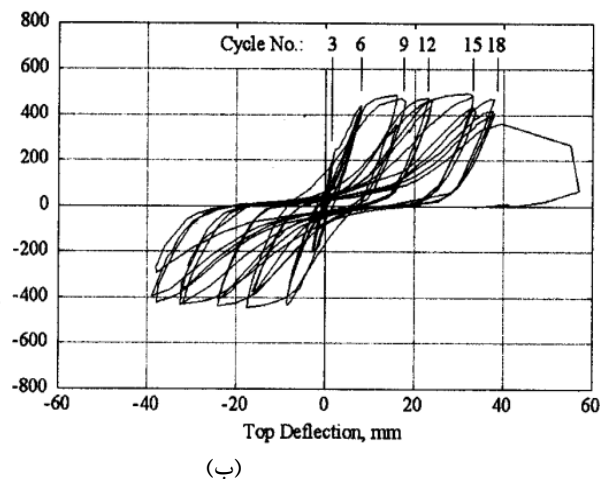
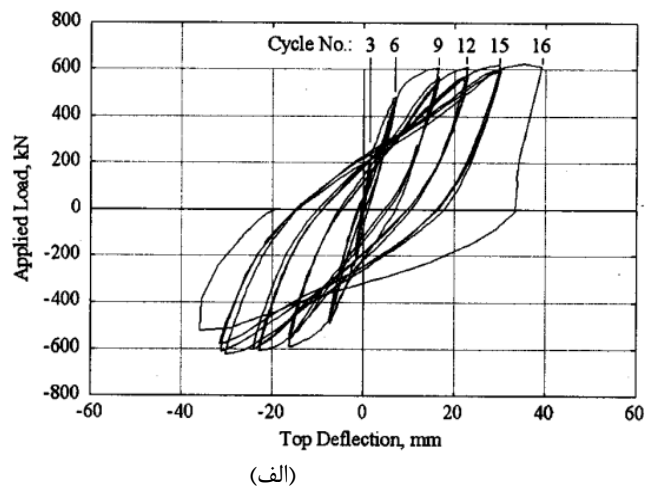
- **فولادهای برشی:** همان طوری که از قبل می‌دانید، فولادهای برشی به دو شکل مرسوم و قطری تقسیم‌بندی می‌شوند. در حالت اول، فولادهای برشی به صورت افقی و به شکل خاموت استفاده می‌شود. در حالت بعدی، این فولادها به صورت ضربدری در دیوارهای برشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از فولادهای برشی ضربدری، معایب و مزایای زیر را به دنبال دارد:

مزایا

کاهش مصرف میل‌گرد در دیوار: طبق تحقیقات به عمل آمده توسط مرجع (۱۰)، استفاده از فولادهای برشی قطری، باعث کاهش مصرف کل فولادهای استفاده‌شده در دیوار برشی می‌شود. بنابراین استفاده از فولادهای قطری در دیوارهای برشی نسبت به فولادهای برشی مرسوم اقتصادی‌تر خواهد بود.

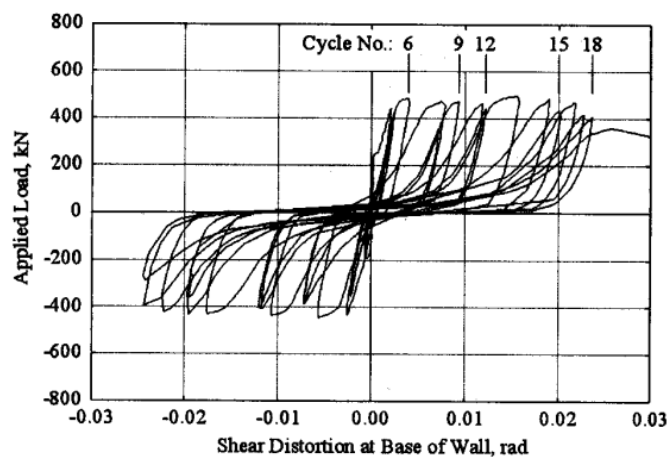
کنترل عرض ترک: با توجه به اینکه فولادهای قطری به صورت عمودی ترک‌های قطری دیوار را قطع می‌کنند، کنترل و محدود کردن عرض ترک‌ها در این حالت بسیار مطلوب‌تر و کارآمدتر خواهد بود (۱۰).

. در این مکانیزم، فولادهای قطری به صورت کشش مستقیم کار خواهند کرد. در کشش کار کردن فولادهای قطری باعث استهلاک بیشتر انرژی در سیستم است. همچنین محدود کردن عرض ترک‌ها به دلیل کاهش مقدار تغییر شکل‌های برشی در دیوار، خود موجب عملکرد لرزه‌ای بهتر دیوارهای برشی است (شکل ۲-۳۲).



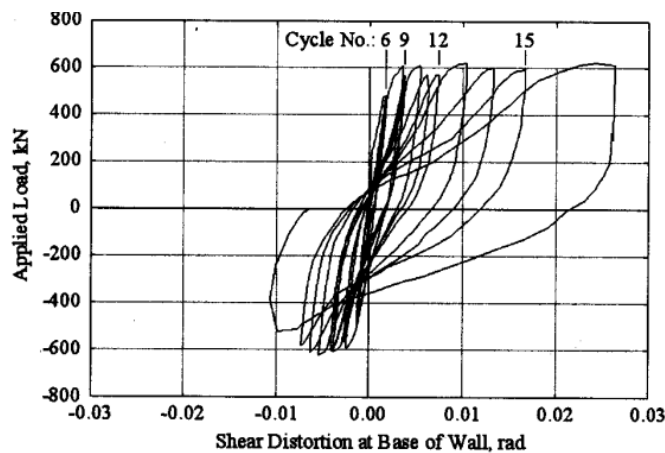
شکل ۳۱-۲- بهبود رفتار لرزه‌ای دیوار برشی (با رفتار برشی) با استفاده از فولادهای قطری. الف) منحنی چرخه‌ای رفتار دیوار برشی با فولادهای قطری ب) منحنی چرخه‌ای رفتار دیوار برشی بدون فولادهای قطری.

کاهش اعوجاج برشی در پای دیوار: در حالت کلی، در دیوارهای برشی کوتاه و با عملکرد برشی، معمولاً در رفتار لرزه‌ای آن‌ها باریک شدگی در منحنی بار-جابجایی بارز است (شکل ب-۲-۳۲). باریک شدگی در رفتار لرزه‌ای دیوارها، عمدتاً تابعی از لغزش فولادها (از بین رفتن چسبندگی بین میل‌گرد و بتن) و اعوجاج برشی در پای دیوار است (۱۰). وجود فولادهای برشی به دلیل کاهش اعوجاج برشی در پای دیوار، از مقدار باریک شدگی در رفتار لرزه‌ای دیوارها کاسته (شکل ۲-۳۳) و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را به رفتار مطلوب اعضای دیوار برشی با رفتار خمشی نزدیک‌تر می‌کند (۱۰)، (۱۹).



شکل ۳۲-۲- اعوجاج برشی در دیوار برشی کوتاه (برشی) بدون وجود فولادهای قطری.

در شکل ۲-۳۳، فولادهای برشی برای مهار اعوجاج برشی پای دیوار کار گذاشته شده‌اند و شکل نهایی منحنی چرخه‌ای دیوار برای اعوجاج برشی به شکل زیر است (شکل ۲-۳۴).



شکل ۲-۳۳- منحنی چرخه‌ای اعوجاج برشی در مقابل نیروی وارده به دیوار در دیوارهای مسلح شده با فولادهای برشی قطری.

علت اصلی عملکرد مناسب فولادهای برشی قطری در مهار اعوجاج برشی در پای دیوار را می‌توان در مکانیزم انتقال برش در ارتفاع دیوار جستجو کرد. همان طوری در قبل نیز بیان شد، فولادهای برشی به صورت کشش مستقیم برای مهار ترک‌های قطری عمل می‌کنند. در این مکانیزم انتقال بار مقدار تنش-های فشاری روی قطر دیگر دیوار (قطر فشاری فرضی) کاهش پیدا می‌کند. در چنین حالتی، زمانی که بار خارجی مقدار نزدیک به صفر دارد، برخلاف سیستم‌های دیوار برشی با فولادهای مرسوم مسلح کننده که قادر به انتقال نیرو نیستند (نیرو صرف تغییر شکل‌های اعوجاجی می‌شود چون ترک‌های باز باید بسته شوند)، در این سیستم‌های فولادهای کششی در میدان هستند و قادر به جذب و انتقال نیرو خواهند بود.

افزایش مقاومت: وجود فولادهای قطری دیوار موجب افزایش مقاومت دیوار می‌شود (۱۹). این مقدار افزایش مقاومت، با دور شدن قسمت ضربدری این فولادها از پای دیوار زیادتر نیز خواهد شد. البته هرچه این قسمت ضربدری از المان قطری از پای دیوار دورتر شود، از عملکرد اصلی آن، یعنی کنترل لغزش در پای دیوار کاسته می‌شود (۱۰).

معایب

سختی در اجرا: بکار بردن فولادهای قطری در دیوارهای برشی دارای مشکلات اجرایی است. این موضوع در مورد فولادهای برشی مرسوم درست نیست و اجرای آنها به مراتب راحت تر است.

با توجه به مزایایی که برای فولادهای برشی در دیوارهای برشی بیان شد، به نظر می آید که سختی در اجرا نمی تواند عاملی برای به کار نبردن این اعضا باشد. استفاده از فولادهای برشی قطری دارای مزیت های زیادی است که سختی در اجرای آنها را توجیه می کند.

۲-۹- عملکرد کلی لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوار برشی

تعدادی ساختمان دارای دیوار برشی در زلزله‌های شدید پیشین دیده می‌شوند که نقطه‌ی مشترک همگی آن‌ها تعداد و نوع خاصی خرابی در اجزای سازه است. در این ساختمان‌ها اغلب با به وجود آمدن ستون‌های کوتاه (به طور کلی المان‌های کوتاه که شامل خود دیوار هم می‌شود)، موجبات خرابی ستون‌ها را که خود نقش بسیار مهمی در پایداری سازه‌ها دارند فراهم می‌کنند. در این سیستم‌های سازه‌ای اغلب این مشکل با استفاده از دیوار-های برشی سوراخ دار^۱، تیرهای هم بند عمیق^۲ و دیوارهای بتنی بسیار سخت^۳ در تراس‌ها به وجود می‌آید (شکل ۲-۳۵). در مورد تیرها نیز این مشکل برای تیرهای هم بند به وجود آمده است (شکل ۲-۳۶).



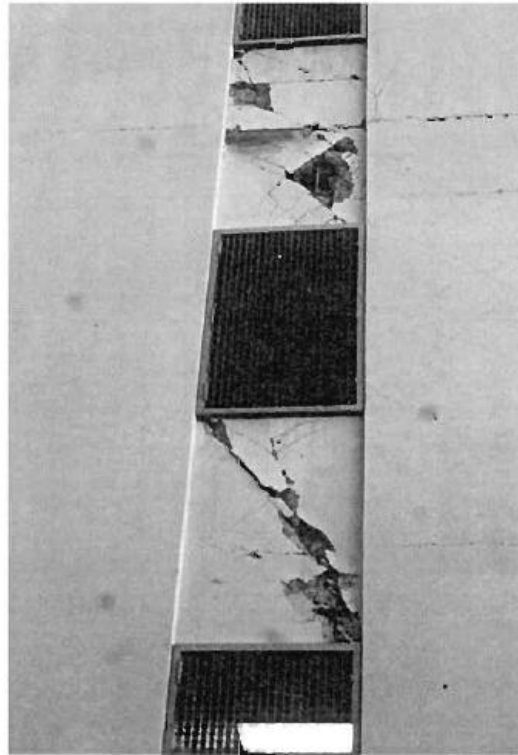
شکل ۲-۳۴- خرابی اجزای ستون و دیوار برشی کوتاه، زلزله نورتریج^۴.

^۱ Perforated shear walls

^۲ Deep spandrel beams

^۳ Parapet walls

^۴ Northridge Earthquake 1995.



شکل ۲-۳۵- خرابی تیر هم بند کوتاه، زلزله نورتریج

در نهایت با توجه به عدم وجود محصورشدگی و فولادهای عرضی لازم برای داشتن شکل‌پذیری مناسب (البته در کنار عوامل دیگری که ممکن است باعث این خرابی شوند، مانند پیچش در طبقات)، این سازه‌ها دچار خرابی‌هایی در این اعضای کوتاه خود شده و بعضاً آن‌ها را تا سطح خرابی مستعد تخریب (تصمیم تخریب توسط مالکان سازه‌ها اتخاذ شده است) پیش می‌برد. البته در تمامی موارد بررسی‌شده این نکته بارز است که این سازه‌ها به علت سختی زیاد، رانش بین طبقه‌ای را کم کرده و به همین دلیل خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای را در سایر المان‌های سازه‌ای به شدت کاهش داده‌اند. هرچند که دیوارهای برشی در این زلزله‌ها دچار خرابی شده‌اند، ولی این امر باعث نشد که سازه عملکرد کلی خود را از دست دهد. در تمامی موارد فولاد مسلح کننده انسجام کلی دیوار برشی را حفظ کرده و مانع از فروپاشی آن شده است (۲۱).

در مقابل سازه‌های دارای دیوار برشی که در دسته‌ی اول قرار داشتند (سازه‌هایی که با داشتن دیوار برشی المان‌های کوتاهی را در سازه به وجود می‌آوردند)، دسته‌ای از سیستم‌های سازه‌ای قرار دارند که از دیوارهای

برشی معمولی (دیوارهای برشی رایج در سازه‌های چند طبقه) بهره می‌گیرند. در این سازه‌ها تنها خرابی‌های سطحی پس از زلزله به وجود آمده است. در این بین می‌توان سازه‌های ایندین هیلز^۱ و پانارما^۲ را نام برد که هر دو زلزله‌ی فرناندو را تجربه کرده و خرابی بسیار کمی را به خود دیده‌اند (۲۲)، (۲۳). این سازه‌ها در زلزله نورتریج نیز عملکرد مناسبی از خود نشان داده‌اند. سازه‌ی ایندین هیلز و پانارما به ترتیب با سطح خرابی سطحی و بدون آسیب هر دو زلزله را پشت سر قرار داده‌اند (شکل ۲-۳۷). این سازه‌ها در جایی بنا شده‌اند که بدترین صدمات سازه‌ای را به خود دیده است. در نزدیکی این‌ها یک سازه‌ی ۱۰ طبقه‌ی قابی کاملاً منهدم شد و سازه‌های دیگر که در نزدیکی یا همسایگی این ساختمان‌ها قرار داشتند دچار صدمات غیر سازه‌ای شدیدی شدند.



شکل ۲-۳۶- ساختمان ایندین هیلز، زلزله‌ی نورتریج

¹ Indian Hills, USA.

² Panarmo Building, USA.

۲-۹- نتیجه گیری

همان طوری که در ابتدا نیز بیان شد، آیین‌نامه‌ها و دیدگاه‌هایی هنوز وجود دارد که بر این باورند، دیوارهای برشی دارای رفتار ترد هستند. به این خاطر است که، تعدادی از آیین‌نامه‌های موجود، برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای با دیوار برشی ضریب شکل‌پذیری کوچک‌تری به نسبت سیستم‌های قابی پیشنهاد می‌کنند. به این منظور در این فصل به بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی پرداختیم. برای به انجام رسانیدن این کار از آزمایش‌هایی که در طی ۲۰ سال گذشته روی دیوارهای برشی انجام شده است، استفاده شد.

در این بررسی‌ها دیوارهای برشی را به دو نوع دیوارهای برشی با عملکرد خمشی و دیوارهای برشی با عملکرد برشی تقسیم کردیم. در دیوارهای برشی با رفتار خمشی، معمولاً رفتار سازه‌ای مطلوب، با عملکرد لرزه-ای مناسب مورد انتظار است. این اعضا معمولاً دارای شکل‌پذیری مناسب هستند و برخلاف دیدگاه‌ها و آیین‌نامه‌های مطرح‌شده، اصلاً اعضای تردی به شمار نمی‌آیند. در مقابل، دیوارهای برشی کنترل شده با برش وجود دارند که معمولاً دارای عملکرد لرزه‌ای نامناسب و ترد هستند و در آن‌ها خرابی‌ها و شکست مطلوبی اتفاق نمی‌افتد. البته با استفاده از ابزارهایی چون استفاده از فولادهای قطری و سایر موارد نام‌برده شده در این فصل، می‌توان عملکرد این اعضا را نیز به عملکرد لرزه‌ای مطلوب خمشی نزدیک کرد. بنابراین برای به‌کارگیری اعضای دیوار برشی به عنوان المان‌های لرزه بر، باید به این نکته توجه شود که این اعضا طوری طراحی شوند که در وهله‌ی اول به صورت خمشی رفتار کنند و در صورت عدم امکان، طراحی آن‌ها به نحوی باشد که سیستم دیوار برشی به صورت برشی و با عملکرد نامناسب و ترد خراب نشود.

فصل سوم

معرفی نرم افزارها و روش های تحلیل سازه ها

۳- معرفی نرم‌افزارها و روش‌های تحلیل سازه‌ها

برای تحلیل و طراحی خطی سازه‌ها از نرم‌افزار Sap2000 استفاده شده است. برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها نیز از نرم‌افزار Seismostruct v-6.5 استفاده می‌شود. اساس این نرم‌افزار بر پایه‌ی تحلیل غیرخطی با استفاده از المان‌های فایبری^۱ است. همان طوری که می‌دانید، تنظیم و بکار گیری مفاصل پلاستیک^۲ برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها، کار سخت و زمان بری است. مزیت استفاده از المان‌های فایبری، پیش‌بینی محل و گستره‌ی مفاصل پلاستیک توسط خود نرم‌افزار است. طوری که برای تحلیل هر سازه‌ای، دیگر نیاز نیست منحنی بار تغییر مکان رفتار مفاصل پلاستیک، تنظیم و به نرم‌افزار داده شود.

برای انجام این تحقیق از تحلیل‌های زیر استفاده شده است.

۳-۱- تحلیل مقادیر ویژه^۳

تحلیل مقادیر ویژه در واقع یک نوع تحلیل خطی است. در این تحلیل زمان تناوب و شکل مدهای مختلف ارتعاشی محاسبه می‌شوند. برای انجام این کار از خصوصیات خطی مقاطع استفاده می‌شود. پس از هر مدل‌سازی غیرخطی، می‌توان از این تحلیل به عنوان اولین صحت‌سنجی برای مدل ساخته‌شده استفاده کرد. کنترل شکل مدهای ارتعاشی و زمان تناوب مد اول سازه‌ها بهترین شاخص برای این نوع صحت‌سنجی است. زمان تناوب مد اول سازه‌ها معمولاً به زمان تناوب اصلی سازه که توسط برخی از آیین‌نامه‌ها ارائه می‌شوند نزدیک است. در موارد که سازه‌ی مدل شده دارای ناپایداری استاتیکی در برخی از قسمت‌های خود است، می‌توان به راحتی و با استفاده از کنترل زمان تناوب مدهای (به طور مثال، زمان تناوب‌های غیرمتعارف برای مد اول ارتعاش) سازه‌های مدل شده، از وجود آن‌ها باخبر شد.

¹ Fiber section elements

² Plastic hinge models

³ Eigenvalue analysis

۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی معمولاً برای برآورد رفتار غیرخطی سازه در هنگام زلزله استفاده می‌شود. در این تحقیق از روش انتگرال‌گیری مستقیم معادله‌ی حرکت و الگوریتم تنظیم بهینه‌ی بازه‌های زمانی استفاده شده است. این الگوریتم موجب بهبود شرایط همگرایی عددی و همچنین بالا بردن سرعت در تحلیل غیرخطی دینامیکی است.

۳-۳- تحلیل رانشی دینامیکی

تحلیل رانشی دینامیکی یکی از دقیق‌ترین تحلیل‌های حال حاضر دنیای مهندسی سازه است. در این روش سازه‌ها با استفاده از تعداد زیادی رکورد زلزله تحلیل می‌شوند. معمولاً تعداد این رکوردها ۲۰ تا ۳۰ عدد است. برای به دست آوردن هر منحنی تحلیل رانشی، به طور متوسط ۱۲ بار تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام شده و نتایج آن‌ها با درونیابی به همدیگر متصل می‌شوند. برای هر بار تحلیل، رکوردهای زلزله از مقادیر بسیار کم تا یک سطح خرابی از پیش تعیین شده مقیاس شده و تحلیل‌ها انجام می‌شوند. مقیاس کردن رکورد-های زلزله به دو صورت انجام می‌شود. رکوردها با استفاده از بیشینه شتاب رکورد یا با استفاده از مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب مد اول سازه مقیاس خواهند شد. در این پروژه مقیاس کردن رکوردها با استفاده از بیشینه شتاب رکورد صورت می‌پذیرد (۲۴)، (۲۵).

۳-۳- تحلیل رانشی استاتیکی (با الگوی بارگذاری انطباقی)^۱

تحلیل رانشی استاتیکی، تحلیل تقریبی است که در آن سازه در معرض بارهای جانبی که به طور یکنواخت (بار زلزله می‌تواند با الگوهای مختلف وارد شود) وارد می‌شوند، قرار می‌گیرد. این افزایش بار معمولاً پس از تسلیم سازه و تا زمانی که سازه به مقدار جابجایی مشخص تغییر شکل یابد ادامه دارد.

¹ Static adaptive pushover analysis

در این روش از الگوهای بارگذاری جانبی متعددی استفاده می‌شود. در تحلیل‌های رانشی سنتی^۱، معمولاً از یک الگوی بارگذاری ثابت استفاده می‌شود. در این روش‌ها، شکل الگوی بارگذاری جانبی در سراسر طول مدت تحلیل ثابت خواهد ماند. این الگوها معمولاً به صورت مستطیلی، مثلثی یا متناسب با مد ارتعاشی اول سازه است. در روش تحلیل رانشی با الگوی بارگذاری انطباقی، شکل پروفیل بارگذاری جانبی متناسب با تغییرات خصوصیات دینامیکی مقاطع در طول تحلیل و همچنین محتوای فرکانسی زلزله‌ی ورودی عوض می‌شود. برای بروز کردن شکل پروفیل بارگذاری جانبی، در هر گام از تحلیل خصوصیات دینامیکی و همچنین شکل مدهای ارتعاشی با استفاده از تحلیل مقادیر ویژه استخراج خواهد شد. در این شیوه از بارگذاری جانبی، نرم شدن سازه، تغییر زمان تناوب اصلی سازه (به علت تسلیم و غیرخطی شدن مقاطع) و همچنین اصلاح نیروی اینرسی به دلیل تشدید شتاب طیفی لحاظ خواهد شد.

۳-۴- مدل‌های صحت‌سنجی شده

۳-۴-۱- دیوار برشی

مشخصات کلی دیوار برشی

در این قسمت به ارائه نتایج مدل صحت‌سنجی شده‌ی دیوار برشی سه بعدی در نرم‌افزار Seismostruct v-6.5 خواهیم پرداخت. این قاب بتنی هفت طبقه بوده و با استفاده از روش ظرفیت تغییر شکل^۲ طرح شده است. این دیوار روی میز لرزه‌ی سر باز^۳ دانشگاه سن دیگو و با مقیاس واقعی مورد آزمایش لرزه‌ای قرار دادند (۶). شکل ۳-۱ نمایشی از این دیوار را نشان می‌دهد. این سازه از یک دیوار طره‌ای، یک دیوار بال، یک قطعه‌ی

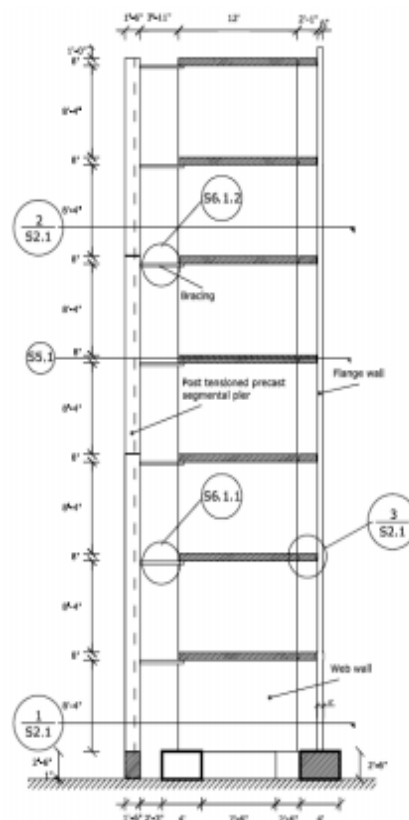
^۱ Conventional static pushover analysis.

^۲ Displacement Based Design.

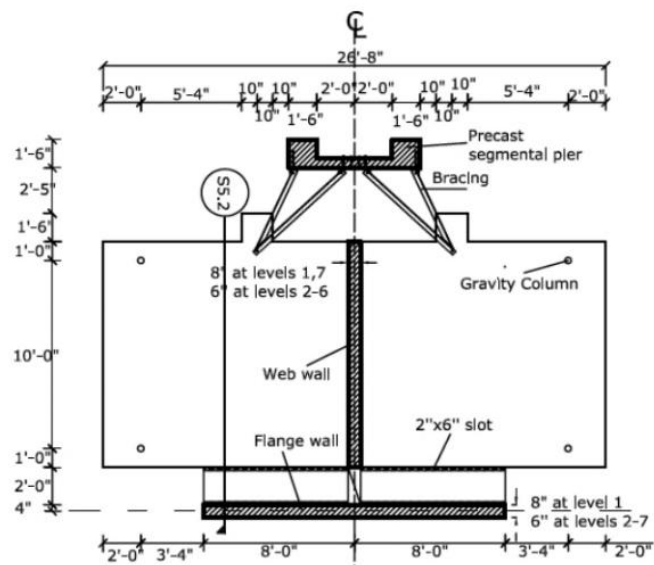
^۳ Outdoor Shake-Table

پیش‌ساخته‌ی بتنی و تعدادی ستون ثقلی فلزی تشکیل شده است. در هر طبقه، دال بتنی سقف به صورت ساده با المان‌های سازه‌ای نام‌برده شده درگیر است.

در مدل غیرخطی ساخته‌شده، در هر طبقه، تغییر مکان‌ها در جهات مختلف، با استفاده از دیافراگم صلب به یکدیگر متصل شده است. جرم‌های لرزه‌ای به صورت جرم‌های متمرکز به هر گره از کف و در هر طبقه وارد شده است. در جدول ۱-۳ و ۲-۳ می‌توانید به ترتیب، ابعاد المان‌های سازه‌ای نام‌برده شده و جرم‌های لرزه‌ای متمرکز را مشاهده کنید.



شکل ۱-۳- سازه‌ی دیوار برشی ۷ طبقه‌ی آزمایش‌شده در روی میز لرزه‌ی سرباز دانشگاه سن دیگو.



شکل ۳-۲- هندسه‌ی سازه در پلان

جدول ۳-۱- ابعاد اعضای بکار رفته در آزمایش برای هر طبقه (متر)

ستون‌های ثقیلی (فولادی)	دیوار بال (بتنی)	دیوار جان (بتنی)	طبقه
$d=0.1016m, t=0.03338m$	$0.2302 \times 4/8768$	$0.2302 \times 3/5756$	۷
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۶
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۵
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۴
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۳
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۲
$d=0.1016m, t=0.028577m$	$0.1524 \times 4/8768$	$0.1524 \times 3/5756$	۱

جدول ۳-۲- جرم‌های لرزه‌ای اختصاص داده‌شده به اعضای سازه‌ای و در هر طبقه (تن)

ستون پیش‌ساخته	ستون‌های ثقیلی	دیوار بال	دیوار بال	طبقه
۲/۲	۳/۷	۲/۴	۱/۸	۷
۴/۳	۳/۸	۴/۸	۳/۶	۶-۱

خصوصیات مصالح

برای مدل سازی دیوار از مدل مصالح مندر^۱ (۲۷) برای بتن استفاده شده است. پارامترهای مدل مصالح مندر برای بتن محصور شده و غیر محصور شده به صورت زیر است.

برای بتن محصور شده و محصور نشده مقاومت فشاری و کششی بتن از قبل توسط مشخصات سازه‌ی آزمایش شده دیکته شده است. این مقادیر به ترتیب برابر ۳۷۴۱۵ و ۳۷۴۲ کیلو پاسکال است. دو پارامتر کرنش در تنش حداکثر و ضریب محصورشدگی بتن نیز در مدل مندر وجود دارند. کرنش در تنش حداکثر و ضریب محصورشدگی بتن را به ترتیب با ϵ_c و K_c نشان می‌دهند. در جدول زیر این مشخصات برای بتن محصور شده و محصور نشده آورده شده است.

جدول ۳-۳- مشخصات مدل مندر برای بتن محصور شده و محصور نشده در دیوار برشی.

نوع بتن	K_c	ϵ_c
بتن محصور شده	۱/۲	۰/۰۰۳۲۶
بتن محصور نشده	۱	۰/۰۰۲۶۹

برای مدل سازی دیوار از مدل مصالح مینیگاتو-پینتو^۲ (۲۸) برای فولاد استفاده شده است. پارامترهای مدل مصالح مینیگاتو-پینتو برای فولاد به صورت زیر است (جدول ۳-۴). در جدول زیر μ ، پارامتر کرنش سختی است.

جدول ۴-۳- مشخصات مدل مینیگاتو-پینتو برای فولاد (کیلو پاسکال) در دیوار برشی.

E_s	f_y	μ
۲۰۰۰۰۰۰۰	۴۵۸۵۰۰	۰/۰۱۴

^۱ Mander et al

^۲ Minigotto pinto

المان‌های بکار رفته و بارگذاری

برای مدل‌سازی دیوارهای برشی، ستون‌های بتنی ثقلی و ستون‌های پیش‌ساخته‌ی بتنی از المان‌های زیر استفاده شده است (جدول ۳-۵). برای هر المان از ۵ سطح انتگرال^۱ استفاده شده است. تعداد فایبرهای بکار رفته در هر مقطع معادل ۳۰۰ عدد است (این عدد با استفاده از تحلیل پارامتری برای صحت‌سنجی کرنش در صفحه-ی دیوار بدست آمده است). شکل ۳-۵ مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۵-المان‌های بکار رفته در مدل صحت‌سنجی شده‌ی دیوار برشی

ستون پیش‌ساخته	ستون‌های ثقلی	دیوار بال	دیوار بال
Elfrm	truss	infrmFB	infrmFB

در نرم‌افزار سازه‌ی استراکت، المان‌های جدول ۳-۵ و ۳-۸ به صورت زیر تعریف می‌شوند:

Elfrm: المان تیر-ستون الاستیک.

truss: المان خرپایی الاستیک.

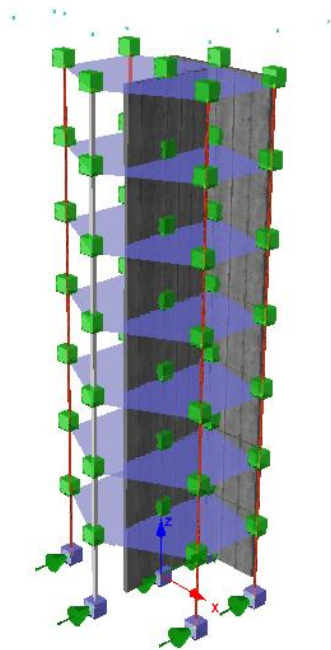
infrmFB: المان تیر-ستون غیر الاستیک نیرو محور^۲.

infrmFB: المان تیر-ستون غیر الاستیک با پلاستیسیته متمرکز نیرو محور^۳.

^۱ Integration section

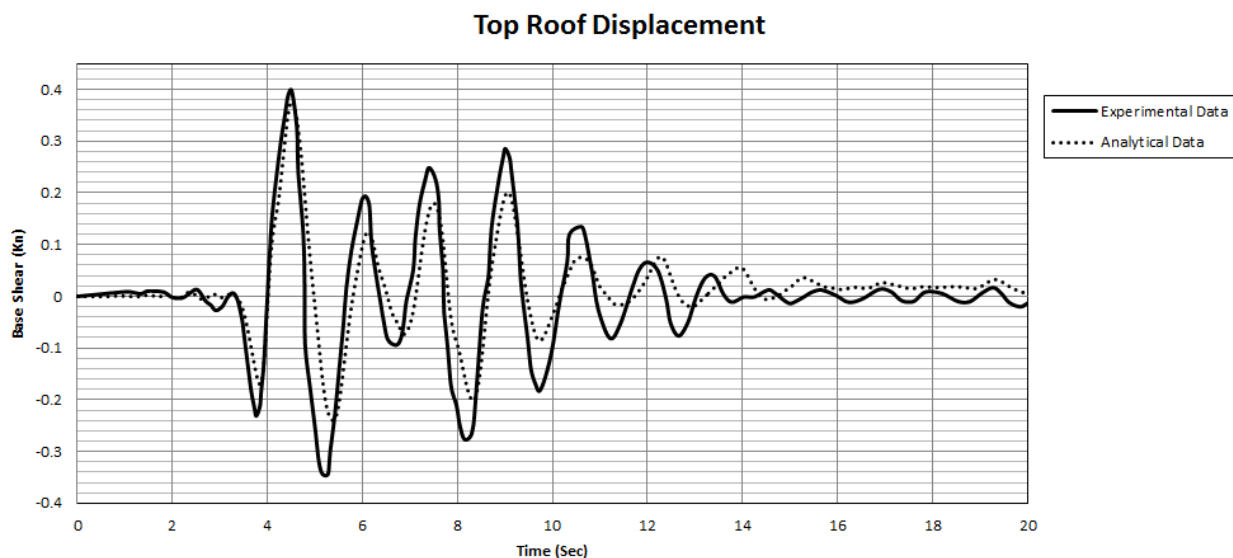
^۲ Forced Based

^۳ Inelastic plastic hinge frame element

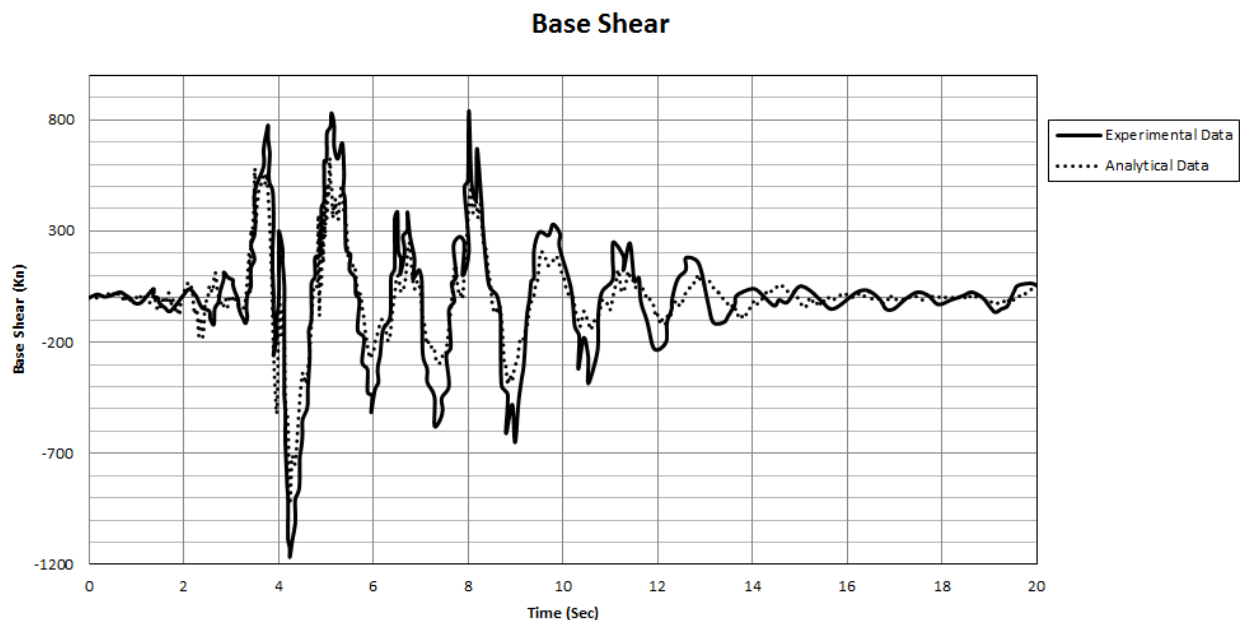


شکل ۳-۳- مدل دیوار برشی ساخته شده در نرم افزار سائزمو استراکت

پس از مدل سازی، تکیه گاه های سازه به صورت کاملاً گیر دار مدل شده و تحت شتاب ورودی آزمایش تحلیل شدند. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تغییر مکان بام و برش پایه به ترتیب در شکل های ۳-۶ و ۳-۷ به تصویر کشیده شده اند.

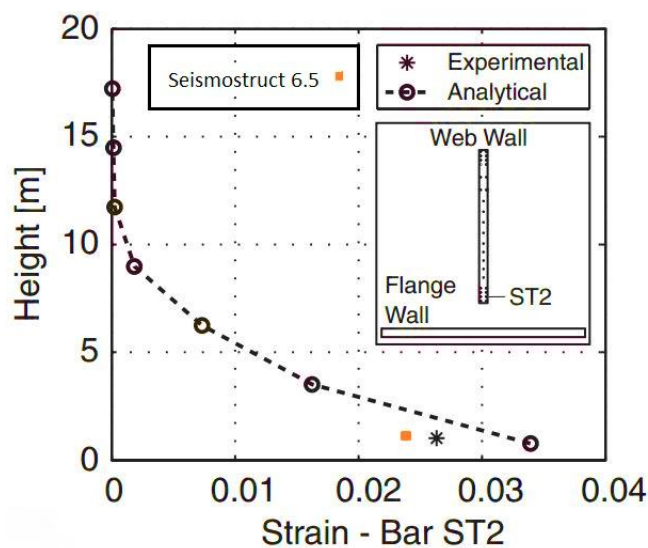


شکل ۳-۴- مقایسه ی نتایج آزمایش و تحلیل برای تغییر مکان بام.



شکل ۳-۵- مقایسه‌ی نتایج آزمایش و تحلیل برای برش پایه.

با توجه به اینکه تخمین کرنش‌ها در پایه دیوار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، دقت این مدل در برآورد تخمین کرنش در پایه دیوار مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از مختصات کرنش سنج قرار گرفته شده در پایه دیوار، کرنش فولاد در تحلیل و آزمایش باهم مقایسه شدند. در شکل زیر نمودار خطوط منقطع، نتایج تحلیل تخمین کرنش در مقطع را در نرم‌افزار Opensees نشان می‌دهد (۲۹).



شکل ۳-۶- مقایسه‌ی نتایج آزمایش و تحلیل برای تخمین کرنش فولاد در پای دیوار.

مشخصات کلی قاب بتنی

در این قسمت به ارائه نتایج مدل صحت‌سنجی شده‌ی قاب بتنی دو بعدی در نرم‌افزار Seismostruct v-6.5 خواهیم پرداخت. این قاب سه دهانه‌ی چهار طبقه‌ی بتنی با استفاده از روش خطی طرح شده است. این دیوار را در روی میز لرزه و با مقیاس واقعی مورد آزمایش لرزه‌ای قراردادند (۳۰). شکل ۳-۱۰ نمایی از این قاب بتنی را نشان می‌دهد.

خصوصیات مصالح

پارامترهای مصالح برای مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها در قاب‌های بتنی در زیر ارائه شده است.

جدول ۳-۶- مشخصات مدل مندر برای بتن محصورشده و محصور نشده در قاب بتنی

نوع بتن	K_c	ε_c
بتن محصورشده	۱/۰۱	۰/۰۰۲
بتن محصور نشده	۱	۰/۰۰۲

جدول ۳-۷- مشخصات مدل مینیگاتو-پینتو برای فولاد (کیلو پاسکال) در قاب بتنی

E_s	f_y	μ
۲۰۰۰۰۰۰۰	۳۴۳۰۰۰	۰/۰۲۴

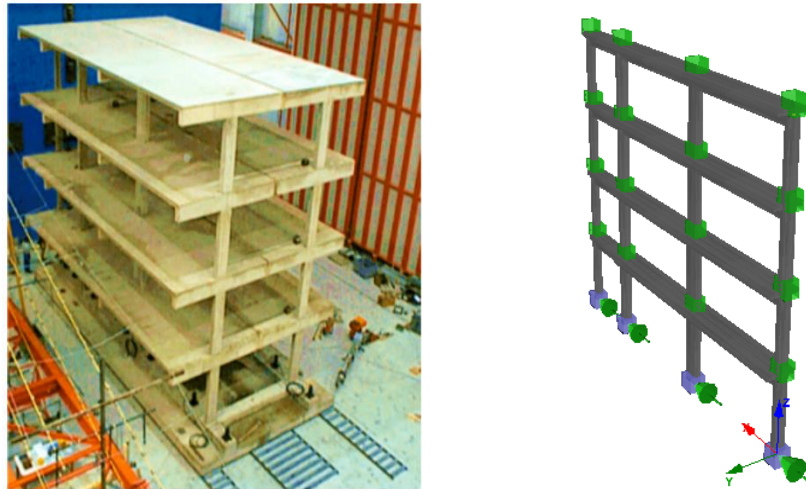
المان‌های بکار رفته و بارگذاری

نوع المان‌های بکار رفته در مدل‌سازی قاب بتنی در جدول زیر ارائه شده است. اعداد نوشته‌شده در پرانتز-های داخل جدول هر کدام به ترتیب تعداد سطوح انتگرال و تعداد فایبرهای موجود در مقاطع است.

جدول ۸-۳-المان‌های بکار رفته در مدل صحت‌سنجی شده‌ی قاب بتنی

ستون‌ها	تیرها
infrmFB(4-150)	infrmFB(4-150)

پس از مدل‌سازی، تکیه‌گاه‌های سازه به صورت کاملاً گیر دار مدل شده و تحت شتاب ورودی آزمایش تحلیل شدند. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تغییر مکان بام در شکل زیر آمده است.



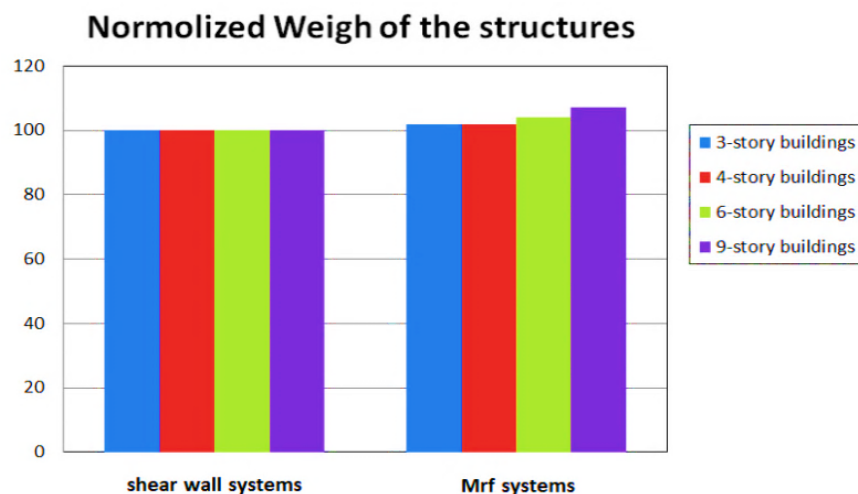
شکل ۷-۳-تصویر سازه‌ی قاب بتنی در محیط آزمایشگاه و نرم‌افزار

جدول ۹-۳- مشخصات مصالح و نوع المان‌های بکار رفته در این پروژه به صورت زیر است.

مصالح	سازه بتنی با دیوار برشی					سازه‌ی قاب بتنی				
	f_c	F_y	K_c	ε_c	μ	f_c	F_y	K_c	ε_c	μ
بتن محصورشده	۳۷۴۱۵	-	۱,۲	۰,۰۰۳۲۶	-	۳۷۴۱۵	-	۱,۲	۰,۰۰۲	-
بتن محصورشده	۳۷۴۱۵	-	۱	۰,۰۰۳۲۶	-	۳۷۴۱۵	-	۱	۰,۰۰۳۲۶	-
فولاد	-	۳۴۳۰۰۰	-	-	۰,۰۰۱۴	-	۳۴۳۰۰۰	-	-	۰,۰۰۲۴

۳-۵- طراحی ساختمان‌ها و مشخصات سازه‌ای آن‌ها

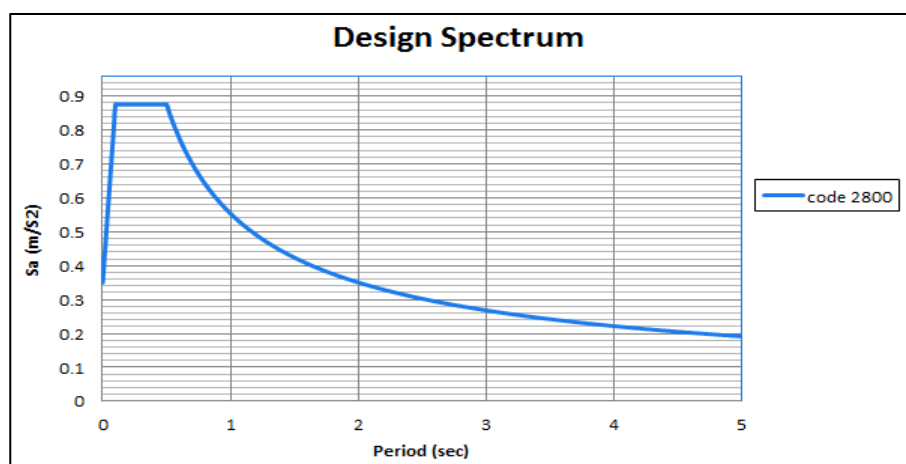
هر دو نوع سازه برای شکل‌پذیری متوسط و با دهانه‌ها و ارتفاع طبقات به ترتیب ۵ و ۳,۵ متر طراحی شده‌اند. برای بررسی حساسیت نتایج تحقیق نسبت به ارتفاع سازه، سازه‌ها با تعداد طبقات ۳,۴,۶ و ۹ طبقه طراحی شده‌اند. به دلیل هم پایه کردن شرایط سازه‌ای با و بدون دیوار برشی، برای طراحی سازه‌ی با دیوار، قاب بتنی سازه‌ی دارای دیوار برشی را برای ۱۰۰ درصد نیروی ثقلی و صفر درصد نیروی زلزله طراحی کردیم. پس از آن دیوار برشی را در سازه‌ی قاب بتنی طراحی شده در مرحله‌ی قبل جا نمایی کردیم و با در نظر گرفتن اثر اندر کنش قاب بتنی و دیوار برشی، دیوار را برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله وارد شده به مجموعه‌ی قاب و دیوار طرح نمودیم. شکل زیر نشان می‌دهد که وزن سازه‌های طرح شده نیز به مقدار قابل توجهی به یکدیگر نزدیک هستند و از لحاظ وزن (یا هزینه ساخت) تقریباً در یک سطح قرار دارند. در شکل زیر وزن سازه‌های طراحی شده به عدد ۱۰۰ هم پایه شده است. همان طوری که در شکل زیر دیده می‌شود وزن سازه‌های دارای دیوار برشی به علت داشتن تیرها و ستون‌های طرح شده برای نیروی ثقلی، در همه حالت‌ها کمتر از سیستم‌های معادل قاب خمشی بتنی است. در ضمن، با افزایش ارتفاع سازه به وزن سیستم‌های قاب خمشی افزوده شده است (شکل ۳-۱۱).



شکل ۳-۸- نمودار وزن هم پایه شده‌ی سیستم‌های سازه‌ای طرح شده.

۳-۵-۱- طراحی قاب‌های بتنی بدون دیوار

در طراحی قاب‌های بتنی سه بعدی بدون دیوار از روش طراحی خطی استفاده شده است. در این کار از آیین‌نامه‌ی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران برای بارگذاری سازه استفاده شده است. برای بارهای مرده و زنده به ترتیب وزن سطحی ۹۰۰ و ۲۰۰ دکانیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. برای سقف‌ها در هر طبقه، از سقف تیرچه‌بلوک استفاده شده است. جهت تیرچه‌ها طوری انتخاب شده است که بارگذاری به صورت شطرنجی انجام شود. بارگذاری زلزله در این طرح بر اساس طیف طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) صورت پذیرفته است (شکل ۳-۱۲). در طراحی اعضای این سازه‌ها از آیین‌نامه بتن ACI318-99 بهره گرفته شده است. خصوصیات مصالح خطی از جدول ۳-۹ برداشت شده‌اند.



شکل ۳-۹- طیف طراحی آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰

در جداول زیر ابعاد و جزئیات اعضای طرح شده قاب خمشی بتنی آورده شده است:

در جداول زیر ابعاد همه‌ی تیرها و ستون‌ها و همچنین درصد میل‌گرد فولادی به کاررفته رفته داده شده است. در جداول زیر ρ^B (%), ρ^T (%) و ρ (%) به ترتیب درصد میل‌گرد طولی در پایین، بالا و درون ستون‌ها هستند.

ساختمان ۳ طبقه‌ی قاب خمشی بتنی:

جدول ۳-۱۰-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی سه طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	Columns-b x h (ρ (%))
1	40x45 (0.98-0.78)	50x50 (1.21)
2	40x35 (0.98-0.84)	50x50 (1)
3	40x35 (1.04-0.52)	50x50 (1.1)

ساختمان ۴ طبقه‌ی قاب خمشی بتنی:

جدول ۳-۱۱-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی چهار طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	Columns-b x h (ρ (%))
1	45x50 (0.93-0.77)	55x55 (2.01)
2	45x50 (1.12-0.77)	55x55 (1.34)
3	40x45 (1.18-0.79)	50x50 (1.28)
4	40x45 (0.79-0.47)	50x50 (1.28)

ساختمان ۶ طبقه‌ی قاب خمشی بتنی:

جدول ۳-۱۲-ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی شش طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	Columns-b x h (ρ (%))
1	45x55 (1.18-0.92)	60x60 (3)
2	45x55 (1.35-1.18)	60x60 (3)
3	45x55 (1.18-1.01)	60x60 (2.09)
4	45x55 (1.02-0.84)	60x60 (2.09)
5	45x55 (0.73-0.56)	60x60 (1.34)
6	45x55 (0.73-0.56)	60x60 (1.34)

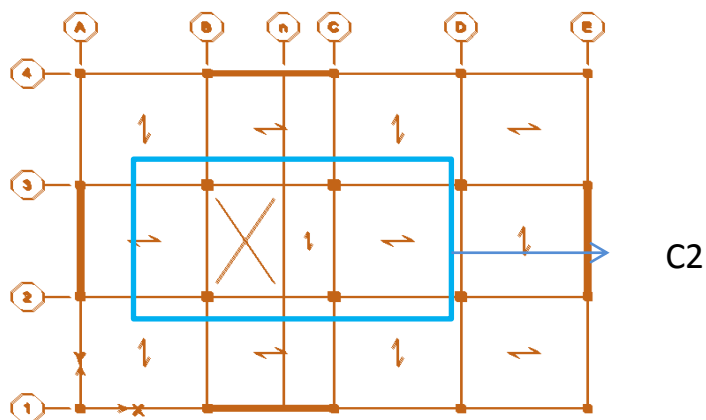
ساختمان ۹ طبقه‌ی قاب خمشی بتنی:

جدول ۳-۱۳- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب خمشی بتنی نه طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	Columns-b x h (ρ (%))
1	55x60 (0.87-0.75)	70x70 (2.17)
2	55x60 (1.13-0.97)	70x70 (1.24)
3	55x60 (1.13-1)	65x65 (1.14)
4	55x55 (1.24-0.82)	60x60 (1.34)
5	50x55 (1.07-0.96)	60x60 (1.34)
6	50x55 (0.96-0.66)	55x55 (1.6)
7	45x50 (0.75-0.35)	55x55 (1.06)
8	45x45 (0.84-0.56)	50x50 (1.28)
9	40x45 (0.5-0.5)	45x45 (1.5)

۳-۵-۲- طراحی قاب‌های بتنی با دیوار برشی بتنی

در طراحی قاب‌های بتنی سه بعدی با دیوار برشی از روش طراحی خطی استفاده شده است. در این کار از آیین‌نامه‌ی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران برای بارگذاری سازه استفاده شده است. برای بارهای مرده و زنده به ترتیب وزن سطحی ۹۰۰ و ۲۰۰ دکانیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. برای سقف‌ها در هر طبقه، از سقف تیرچه‌بلوک استفاده شده است. جهت تیرچه‌ها طوری انتخاب شده است که بارگذاری به صورت شطرنجی انجام شود. بارگذاری زلزله در این طرح بر اساس طیف طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) صورت پذیرفته است (شکل ۳-۱۲). در طراحی اعضای قاب بتنی ثقیل و دیوار برشی بتن مسلح در این سازه‌ها از آیین‌نامه بتن ACI318-99 بهره گرفته شده است. خصوصیات مصالح خطی از جدول ۳-۹ برداشت شده‌اند. در شکل زیر ابعاد پلان و همچنین محل قرارگیری دیوارهای برشی در ساختمان مورد نظر آورده شده است.



شکل ۳-۱۰-ابعاد پلان و محل قرارگیری دیوارهای برشی

در جداول زیر ابعاد و جزئیات اعضای طرح شده قاب بتنی با دیوار برشی آورده شده است:

در جداول زیر ابعاد همه ی تیرها، ستون ها، دیوارها و همچنین درصد میل گرد فولادی به کاررفته رفته داده شده است. در جداول زیر ρ^B (%), ρ^T (%) و ρ (%) به ترتیب درصد میل گرد طولی در پایین، بالا و درون ستون ها و دیوارها هستند. C2 و C1 به ترتیب نماد ستون های محیطی و ستون های داخلی هستند (در شکل بالا نشان داده شده اند).

ساختمان ۳ طبقه ی قاب بتنی با دیوار برشی:

جدول ۳-۱۴- ابعاد و مشخصات میل گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی سه طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	C ₁ -b x h (ρ (%))	C ₂ -b x h (ρ (%))	Wall-L x t (ρ (%))
1	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	535x30 (0.4)
2	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	530x20 (1.2)
3	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	530x20 (1.2)

ساختمان ۴ طبقه‌ی قاب بتنی با دیوار برشی:

جدول ۳-۱۵- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی چهار طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	C ₁ -b x h (ρ (%))	C ₂ -b x h (ρ (%))	Wall-L x t (ρ (%))
1	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	545x30 (0.97)
2	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	545x30 (0.53)
3	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	530x20 (1.2)
4	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	530x20 (1.2)

ساختمان ۶ طبقه‌ی قاب بتنی با دیوار برشی:

جدول ۳-۱۶- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی شش طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	C ₁ -b x h (ρ (%))	C ₂ -b x h (ρ (%))	Wall-L x t (ρ (%))
1	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	600x50 (0.72)
2	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	600x40 (0.75)
3	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	600x40 (0.75)
4	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	550x40 (1.07)
5	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	550x40 (1.07)
6	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1)	40x40 (1)	550x35 (1.14)

ساختمان ۹ طبقه‌ی قاب بتنی با دیوار برشی:

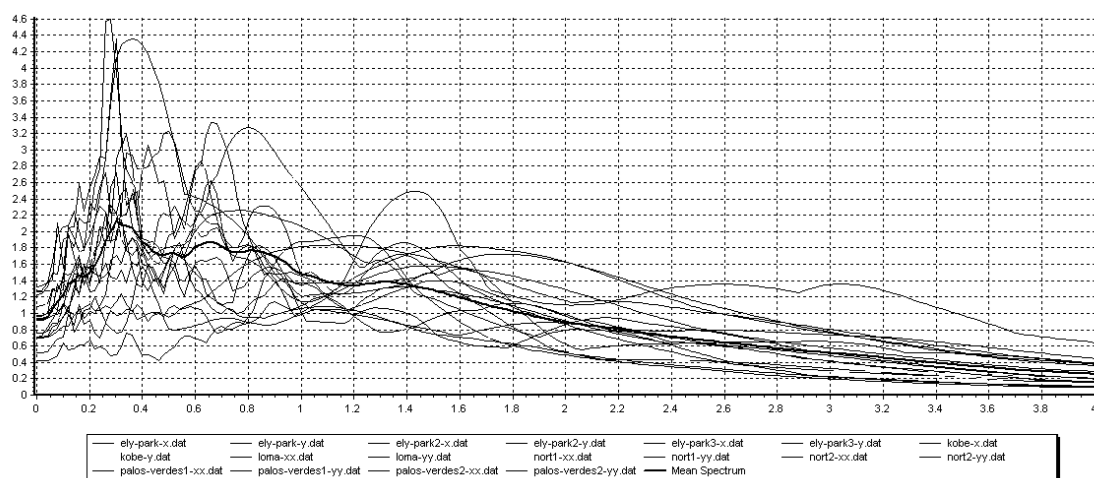
جدول ۳-۱۷- ابعاد و مشخصات میل‌گردهای طولی در اعضای قاب بتنی با دیوار برشی نه طبقه (سانتی متر)

Story	Beams-b x h (ρ^T (%) - ρ^B (%))	C ₁ -b x h (ρ (%))	C ₂ -b x h (ρ (%))	Wall-L x t (ρ (%))
1	30x30 (0.98-0.67)	40x40 (3)	40x40 (3)	610x55 (1.55)
2	30x30 (0.98-0.67)	40x40 (3)	40x40 (3)	610x55 (1.55)
3	30x30 (0.98-0.67)	40x40 (1.13)	40x40 (1.13)	610x55 (0.99)
4	30x30 (0.98-0.67)	40x40 (1.13)	40x40 (1.13)	610x55 (0.99)
5	30x30 (0.98-0.67)	35x35 (1.1)	35x35 (1.1)	550x35 (0.85)
6	30x30 (0.98-0.67)	35x35 (1.1)	35x35 (1.1)	550x35 (0.85)
7	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1.5)	30x30 (1.5)	535x20 (0.71)
8	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1.5)	30x30 (1.5)	535x20 (0.71)
9	30x30 (0.98-0.67)	30x30 (1.5)	30x30 (1.5)	535x20 (0.71)

۳-۶- انتخاب رکوردهای زلزله

در این تحقیق از زلزله‌هایی با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ ساله به عنوان زلزله‌های شدید استفاده می‌شود. معمولاً برای انتخاب زلزله‌هایی در این سطح خطر، از طیف پاسخ شتاب MCE سازه استفاده می‌شود. برای این کار رکوردهای انتخابی در طول معینی از زمان تناوب سازه (طوری که محدوده زمان تناوب مدهای بالا و تغییر زمان تناوب سازه بر اثر تسلیم سازه دیده شوند) مقیاس شده و انتخاب می‌شوند. در این تحقیق به دلیل داشتن زمان‌های تناوب متنوع برای سازه‌های مختلف، نمی‌توان از این روش استفاده کرد. برای این کار دو راه وجود دارد. راه حل این مشکل تولید رکوردهای مصنوعی یا مقیاس کردن حداکثر پیشینه‌ی شتاب زمین رکوردهای زلزله‌های بسیار قوی، به طوری که طیف شتاب متوسط آن‌ها با یکی از طیف‌های پاسخ شتاب استاندارد MCE تطابق داشته باشد. انجام چنین کاری، که منجر به انتخاب مجموعه‌ای از این رکورد-

های زلزله می‌شود، کار بسیار تخصصی و حساس است. در پروژه تحقیقاتی SAC^۱ این کار روی رکوردهای زلزله‌های شدید انجام گرفته است و در نهایت منجر به انتخاب ۹ جفت رکورد زلزله با ۲ درصد فرا گذشت در ۵۰ سال عمر مفید گردیده است (دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال).



شکل ۳-۱۱ - طیف شتاب زلزله‌های انتخاب‌شده.

جدول ۳-۱۸ - مشخصات زلزله‌های بکار رفته در تحقیق

Details of Los Angeles Ground Motions Having a Probability of Exceedence of 2% in 50 Years

SAC Name	Record	Earthquake Magnitude	Distance (km)	Scale Factor	Number of Points	DT (sec)	Duration (sec)	PGA (cm/sec ²)
LA21	1995 Kobe	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.98	1258.00
LA22	1995 Kobe	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.98	902.75
LA23	1989 Loma Prieta	7	3.5	0.82	2500	0.01	24.99	409.95
LA24	1989 Loma Prieta	7	3.5	0.82	2500	0.01	24.99	463.76
LA25	1994 Northridge	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	851.62
LA26	1994 Northridge	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	925.29
LA27	1994 Northridge	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.98	908.70
LA28	1994 Northridge	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.98	1304.10
LA31	Elysian Park (simulated)	7.1	17.5	1.43	3000	0.01	29.99	1271.20
LA32	Elysian Park (simulated)	7.1	17.5	1.43	3000	0.01	29.99	1163.50
LA33	Elysian Park (simulated)	7.1	10.7	0.97	3000	0.01	29.99	767.26
LA34	Elysian Park (simulated)	7.1	10.7	0.97	3000	0.01	29.99	667.59
LA35	Elysian Park (simulated)	7.1	11.2	1.1	3000	0.01	29.99	973.16
LA36	Elysian Park (simulated)	7.1	11.2	1.1	3000	0.01	29.99	1079.30
LA37	Palos Verdes (simulated)	7.1	1.5	0.9	3000	0.02	59.98	697.84
LA38	Palos Verdes (simulated)	7.1	1.5	0.9	3000	0.02	59.98	761.31
LA39	Palos Verdes (simulated)	7.1	1.5	0.88	3000	0.02	59.98	490.58
LA40	Palos Verdes (simulated)	7.1	1.5	0.88	3000	0.02	59.98	613.28

¹ SAC Steel Project

فصل چهارم

معیارهای خرابی

۴- معیارهای خرابی

۴-۱- تحلیل عملکردی

نیروهایی که در واقعیت از زلزله‌های شدید به سازه‌ها وارد می‌شوند بسیار بزرگ‌تر از مقادیری است که آیین‌نامه‌ها به صورت بار استاتیکی معادل برای تحلیل و طراحی مشخص می‌کنند و طرح سازه‌ها با تکیه بر رفتار الاستیک (خطی) در زلزله، به جز در بعضی سازه‌های خاص توجیه اقتصادی نداشته و مقاطع حاصله بسیار بزرگ خواهند شد. به همین دلیل منظور نمودن مفهوم شکل‌پذیری در مشخصات طرح و محاسبه اهمیت پیدا می‌کند. عامل شکل‌پذیری نوعی ظرفیت ذخیره و استعداد جذب انرژی است که لازمی آن قابلیت تغییر شکل‌های بزرگ در سازه بدون افت اساسی در مقاومت و یا خرابی است. عملکرد سازه در این شرایط به مقدار شکل‌پذیری اعضا در مقاطع بحرانی بستگی دارد. بدین منظور، سازه در مقاطع بحرانی باید قابلیت دوران پلاستیک داشته باشد.

ماهیت اصلی زلزله بر خلاف باور عمومی، به صورت نیرو نیست، بلکه زلزله به صورت شتاب در پایه سازه اعمال شده و تغییر شکل‌هایی را به اعضای سازه تحمیل می‌کند (۱۵). بنابراین با توجه به مطالب بالا، سازه در زلزله‌های شدید حتماً به صورت غیرخطی عمل خواهد کرد و عملکرد اصلی سازه توسط قابلیت تحمل تغییر شکل‌های تحمیل‌شده‌ی زلزله کنترل می‌شود (۱۵). طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، در واقع با توجه به این مفهوم شکل گرفته است. در این روش ظرفیت تغییر شکل برای المان‌های سازه‌ای توسط آزمایش (در دستورالعمل‌ها نیز این مقادیر یافت می‌شوند) به دست می‌آید و سپس سازه با استفاده از همین ظرفیت‌ها تحت تحلیل قرار می‌گیرد. تقاضا (برای اعضا و کل سازه) در زلزله‌ی مورد نظر از خروجی تحلیل‌های انجام‌شده به دست می‌آید و با مقادیر مجاز مقایسه می‌شود. با توجه به طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، می‌توان رفتار نزدیک به واقعیت سازه‌ها را در هنگام زلزله مورد بررسی قرارداد. لازم به ذکر است که این روش از سال‌های بسیار دور

در صنعت هواپیماسازی و همچنین خودروسازی مورد استفاده قرار می‌گرفت. در صنعت ساختمان‌سازی به علت وجود سازه‌های متنوع، سازه‌هایی با ابعاد بزرگ و نداشتن امکانات کافی برای انجام آزمایش‌ها روی المان‌های سازه‌ای، استفاده از این روش طراحی امکان‌پذیر نبوده است (۱۶). همان طوری که می‌دانید، برای این نوع روش طراحی باید آزمایش‌های متنوعی بر روی کل سازه انجام شود. تنوع و ابعاد بزرگ سازه‌ها هزینه انجام این آزمایش‌ها را بسیار بالا برده است.

نشریه‌ها و آیین‌نامه‌هایی برای این نوع روش طراحی تهیه شده است. برای مثال می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- FEMA 356

۲- FEMA 273

۳- ASCE 41-06

۴- نشریه ۳۶۰ ایران

مبانی همه نشریه‌های بالا یکسان است و تفاوت‌های کمی بین موارد ذکرشده در هر کدام از آن‌ها به نسبت دیگری دیده می‌شود. در این قسمت تاکید بیشتری روی ASCE41-06 خواهیم داشت و در ادامه مواردی را هم از نشریه FEMA 356 نقل می‌کنیم.

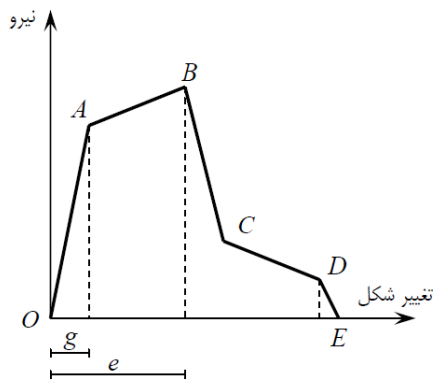
۴-۱-۱- مبانی تحلیل عملکردی

اعضای سازه‌ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه موثرند و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می‌گیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می‌شوند. اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فروریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده‌اند. سایر اعضایی که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده‌اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می‌شوند. این اعضا نیز ممکن است تحت تأثیر بار جانبی قرار بگیرند (۱۸). همه‌ی اعضای موجود در سازه برای مقاومت در مقابل تخریب سازه،

بحرانی نیستند. به عنوان مثال اعضای وجود دارند که پس از خرابی آن‌ها می‌توان نشان داد که سازه در حالت کلی پایدار است و حتی با خرابی این المان‌ها به سمت تخریب شدن هم نمی‌رود. عضو ثانویه به المانی نسبت داده می‌شود که یک عضو یا یک المان سازه‌ای سهمی مهم یا قابل‌اعتمادی در مقابله‌ی با اثرات زلزله، به دلیل مقدار پایین سختی جانبی، مقاومت، یا ظرفیت تغییر شکل نداشته باشد. به عنوان مثال اعضای مثل دیواره‌های لبه‌ی ایوانک یا تیغه‌های درون ساختمان، سهم قابل‌توجهی در سختی اولیه‌ی سیستم سازه‌ای دارند؛ ولی به علت مقاومت بسیار کم این المان‌ها، در طراحی اولیه در نظر گرفته نمی‌شوند (۱۸).

۴-۱-۲- رفتار اجزای سازه

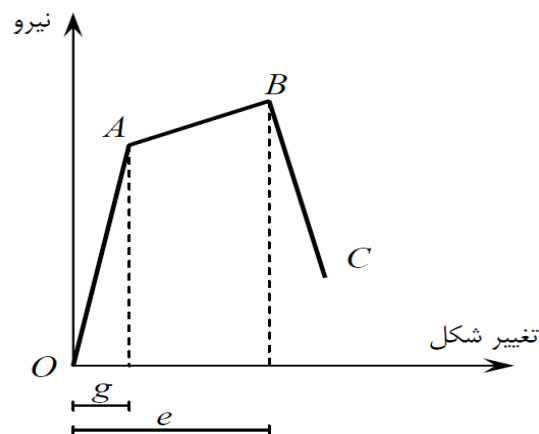
رفتار اجزای سازه با توجه به تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو-تغییر شکل حاصل به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل (اعضای نرم یا شکل‌پذیر) و یا کنترل شونده توسط نیرو (اعضای ترد) است. منحنی نیرو-تغییر شکل مطابق شکل‌های (شکل ۴-۱) تا (شکل ۴-۳) می‌تواند بیان‌گر رفتار شکل‌پذیر، نیمه شکل‌پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل‌پذیر، منحنی نیرو-تغییر شکل مطابق شکل (شکل ۴-۱) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است. در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه‌ی CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است. برای آن که اعضای اصلی، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه‌ی کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی (e/g در شکل (شکل ۴-۱)) بزرگ‌تر از ۲ باشد، اما اعضای غیر اصلی که رفتاری مطابق شکل (شکل ۴-۱) دارند با هر نسبت از e/g کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می‌شوند (۱۸).



شکل ۱-۴- منحنی رفتاری برای اعضای شکل پذیر.

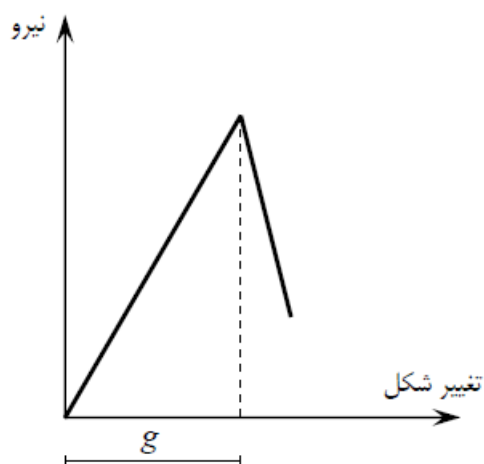
در رفتار نیمه شکل پذیر، منحنی نیرو-تغییر شکل مطابق شکل (شکل ۴-۱) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه ی AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است. در قسمت سوم (شاخه ی BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می-رسد. برای آن که اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند، باید تغییر شکل نظیر آستانه ی کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی یا به عبارت دیگر $e/g > 2$ باشد

(۱۸).



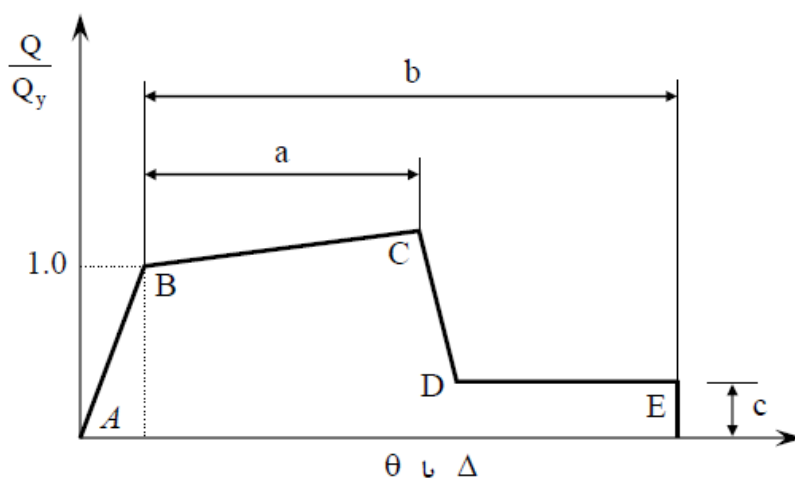
شکل ۲-۴- منحنی رفتاری برای اعضای نیمه شکل پذیر

در رفتار ترد، منحنی نیرو-تغییر شکل مطابق شکل (شکل ۴-۲) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می-رسد. اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل (شکل ۴-۳) کنترل شونده توسط نیرو محسوب می-شوند (۱۸).



شکل ۳-۴- منحنی رفتاری برای اعضای ترد.

پارامترهای a ، b و c جهت مدل سازی رفتار مفصل های پلاستیک بسیار حائز اهمیت هستند (شکل ۴-۴).
عرض این نقاط، نقاطی هستند که در آنها باید مقاومت های الاستیک و حدی محاسبه شوند.



شکل ۴-۴- منحنی رفتاری برای مدل سازی مفصل های پلاستیک

۴-۲- معیار خرابی در دیوارهای برشی (معیار چرخش)

منحنی بار- تغییر شکل ۴-۴ برای دیوارهای برشی استفاده می شود و در آن برای اعضای کنترل شونده توسط خمش، محور X (افقی) نمایش گر میزان چرخش در بالای منطقه ی مفصل پلاستیک در انتهای عضو مطابق آنچه در شکل (شکل ۴-۴) نشان داده شده فرض می شود. میزان چرخش مفصل در نقطه ی B در شکل

(شکل ۴-۴) متناظر است با میزان چرخش در نقطه جاری شدن، θ_y ، که مقدار آن را می‌توان از رابطه‌ی (شکل

۴-۴) محاسبه نمود (۱۸)، (۱۷):

$$\theta_y = \left[\frac{M_y}{E_c \cdot I} \right] l_p$$

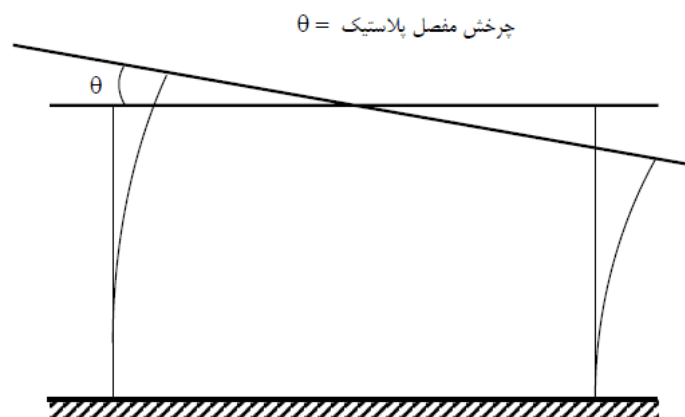
M_y : ظرفیت لنگر تسلیم (جاری شدن) دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار برشی.

E_c : ضریب ارتجاعی بتن است.

I : لنگر اینرسی عضو است.

l_p : طول فرض شده برای مفصل پلاستیک است.

اندازه‌گیری طول دقیق مفصل پلاستیک در آزمایش‌های انجام‌شده کار بسیار مشکلی است و اغلب محققین قادر به قرائت طول واقعی مفصل پلاستیک نیستند (۱۲). در مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی و قطعات دیوار، مقدار l_p برابر نصف طول دیوار در پلان (در مرجع شماره (۱۳) و (۹) این مقدار به ترتیب ۰٫۶ و کل طول دیوار در پلان گزارش شده است) و یا ارتفاع طبقه‌ی همکف، هر کدام که کم‌تر باشد، فرض می‌شود (۱۸)، (۱۷).



شکل ۴-۵- چرخش مفصل پلاستیک در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است

در اکثر آزمایش‌های صورت گرفته روی دیوارهای برشی، مقدار تغییر مکان روی دیوارها گزارش می‌شوند.

در دیوارهایی با عملکرد خمشی، می‌توان رابطه‌ای برای مقدار θ تحت تابعیت Δ ارائه کرد.

$$\left[\Delta = \frac{pl^3}{3EI} \right]$$

$$\left[\theta = \frac{pl^2}{2EI} \right]$$

از فرمول بالا می‌توان نتیجه گرفت که، مقدار θ به صورت زیر است:

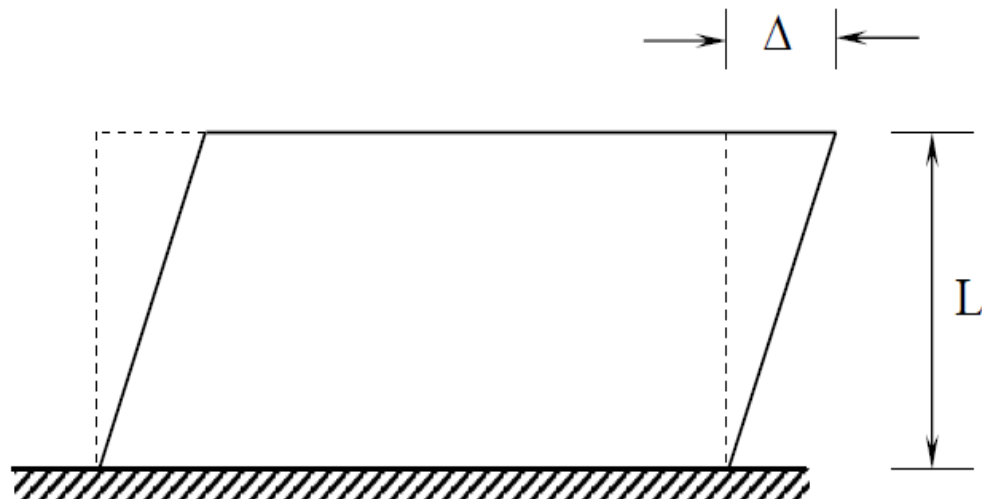
$$\theta = 1.5 \left(\frac{\Delta}{l} \right)$$

در رابطه بالا عبارت $\left(\frac{\Delta}{l} \right)$ ، ضریب تغییر مکان نسبی است.

منحنی بار- تغییر شکل (شکل ۴-۴) برای دیوارهای برشی استفاده می‌شود و در آن برای اعضای کنترل

شونده توسط برش، برای دیوارهای برشی مقدار این تغییر مکان نسبی به عنوان تغییر مکان نسبی طبقه مطابق

آنچه در شکل (۴-۶) نشان داده شده فرض می‌شود (۱۷)، (۱۸).



شکل ۴-۶- تغییر مکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است

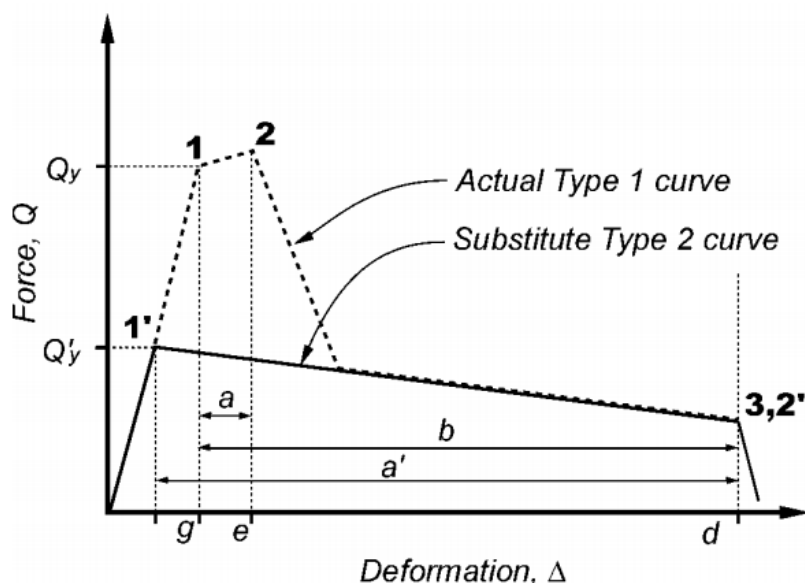
با توجه به مواردی که در بالا اشاره شده است، نشریه‌ها و آیین‌نامه‌های عملکردی دیوارها را در دو حالت عملکرد برشی و خمشی در نظر می‌گیرند. نکته جالب در بررسی‌های صورت گرفته این است که، این نشریه‌ها هیچ معیاری را برای تمیز دادن عملکرد برشی و خمشی ارائه نکرده‌اند.

در صفحه بعد مقدار پارامترهای مدل‌سازی (مفصل پلاستیک) و همچنین معیارهای پذیرش برای دیوار-های برشی آورده شده است. جدول مورد نظر از استاندارد ASCE41-06 (۳۱) گرفته شده است. نکته جالب در این جداول این است که، چرخش‌های داده شده برای معیارهای پذیرش، هم برای تحلیل استاتیکی غیرخطی و هم برای تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی قابل استفاده می‌باشند. این در حالی است که تحقیقات متنوع و مختلفی هم اکنون، برای بررسی تفاوت‌های تخمین چرخش تقاضا در دو روش استاتیکی و دینامیکی در حال انجام شدن است. این موضوع در مراجع (۳۲)، (۳۳)، (۳۴)، (۳۵) اشاره شده است.

جدول ۴-۱- جدول مقادیر پذیرش دیوارهای برشی در استاندارد ASCE41-06

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure										
Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^{45,56} (radians)				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
			LS	CP	LS		CP			
			a	b	c					
i. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹								
≤ 0.1	≤ 34	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 34	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 34	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 34	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

همان طوری که در جداول بالا دیده می‌شود، معیارهای پذیرش در نشریه‌های عملکردی به سه سطح قابلیت بهره‌برداری (IO)، ایمنی جانی (LS) و فروریزش (CP) تقسیم می‌شوند. چرخش سطح قابلیت بهره‌برداری و ایمنی جانی، هر دو به سطح فروریزش وابسته هستند. معیارهای پذیرش برای دو حالت اعضای اصلی و غیر اصلی داده شده است. چرخش داده‌شده برای معیارهای پذیرش در این نشریات، متناسب و متناظر با هیچ رخ دادی در المان دیوار برشی نمی‌باشند. نقطه‌ی شروع کاهش مقاومت (نقطه‌ی ۲) و نقطه‌ی انتهایی (نقطه‌ی ۳) برای منحنی پوش به ترتیب برای اعضای اصلی و غیر اصلی به عنوان نقطه فروریزش در نظر گرفته می‌شوند (شکل ۷-۴)

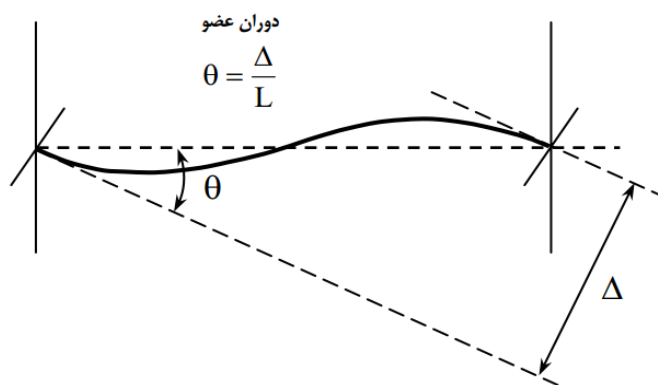


شکل ۷-۴- نقاط ۲ و ۳ در منحنی پوش رسم شده برای یک عضو دلخواه.

۳-۴- معیار خرابی در تیرها و ستونها (معیار چرخش)

در اعضای تیر و ستون کنترل شده توسط خمش، مقدار مجاز چرخش مفصل پلاستیک در دو انتهای این اعضا در نظر گرفته می‌شوند. در شکل زیر، نحوه‌ی قرائت مقدار چرخش مفصل پلاستیک در دو انتهای اعضای

تیر و ستون نشان داده شده است. مقادیر مجاز چرخش مفصل پلاستیک تیرها و ستونها به ترتیب از جدول ۷-۶ و ۶-۸ استاندارد ASCE41-06 برداشت می‌شوند.



شکل ۴-۸- چرخش مفصل پلاستیک تیرها و ستونها

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ^{3,4}				
			Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
Condition i. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condition ii. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3	0.010	0.010	0.2	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6	0.008	0.008	0.2	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3	0.012	0.012	0.0	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6	0.006	0.006	0.0	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Refer to Section 6.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns will be considered to be controlled by inadequate development or splices when the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Equation 6-2. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles shall be taken as zero for all performance levels unless columns have transverse reinforcement consisting of hoops with 135 degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Axial load, P , shall be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ^{3,4}						
	Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians						
				Performance Level						
				IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
	a	b	c		LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d /2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d /2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d /2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d /2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

۴-۴-معيار کرنشی

در این نشریه‌ها مقادیر مجازی را برای کرنش‌های حداکثر نیز می‌توان یافت (۱۸)، (۱۷). با بررسی‌های انجام‌شده، ارتباطی بین حد کرنش‌های داده‌شده و سطوح عملکردی نمی‌توان یافت. به طور کلی نه تنها معیار-های پذیرش داده‌شده برای چرخش به خودی خود هیچ مفهوم فیزیکی معین برای خرابی ندارند، بلکه با معیار-های کرنش - مبنا نیز ارتباطی ندارند. در جدول ۴-۴ محدوده‌ی کرنش برای مصالح و رویدادهای مختلف از نشریه‌های نام‌برده شده در بالا جمع‌آوری شده است.

جدول ۴-۴-مقادیر کرنش مجاز در نشریه‌های تحلیل عملکردی

مصالح - رویداد	FEMA356 , ASCE41-06
بتن - خردشدگی پوشش	-۰,۰۰۵
بتن - خردشدگی هسته مرکزی	به طور مستقل این مقدار کرنش را گزارش نکرده و به طور غیرمستقیم به گسیختگی فولاد مربوط دانسته است.
فولاد-تسلیم	-
فولاد-گسیختگی	مقدار +۰,۰۵ را برای گسیختگی کششی و -۰,۰۲ را برای کمانش میل‌گردها معرفی کرده است.

همان طوری که در فصل قبلی از این پایان‌نامه گفته شده است، خرابی و نقطه‌ی شکست در دیوارهای برشی کاملاً یک مفهوم نسبی است. این نقطه (نقطه شکست یا پایان آزمایش) معمولاً بسته به شرایط آزمایشگاه و تجهیزات آزمایشگاهی و همچنین نوع کار تحقیقاتی از قبل توسط خود محقق تعیین می‌شود. شروع خرابی در دیوارهای برشی با عملکرد خمشی معمولاً از پوسته شدن بتن پوشش در پنجه آغاز می‌شود و در ادامه این خردشدگی به سمت بتن هسته‌ی مرکزی پیش می‌رود (به صورت متقارن). بانفوذ خردشدگی بتن به هسته‌ی دیوار، هرچند از مقاومت مقطع کم می‌شود، ولی سیستم به دلیل حضور میل‌گردهای فولادی اصلی هنوز قادر است در باربری جانبی نقش داشته باشد و پایداری لرزه‌ای خود را حفظ کند. بنابراین اگر به دنبال یک معیار

پذیرش واحد برای دیوارهای بتنی کنترل شده با خمش هستیم، بهترین راه محدود کردن کرنش بتن به مقدار کرنش خردشدگی آن و در دو طرف دیوار بتنی است. اینکه در چه فاصله‌ای این مقدار کرنش را باید به مقدار کرنش خردشدگی بتن محدود کرد، خود می‌تواند به یک کار تحقیقاتی منجر شود. با توجه به اینکه دیوارهای برشی بکار رفته در این پروژه همگی از نوع خمشی هستند، با بررسی دقت تخمین کرنش بتن در نرم‌افزار موجود، از معیار کرنش خردشدگی بتن استفاده خواهد شد. از هر طرف و در فاصله‌ی ۴۰ درصدی بعد طولی دیوار، کرنش‌ها اندازه‌گیری شده به مقادیر مجاز جدول ۴-۴، به عنوان معیارهای پذیرش محدود خواهند شد. مقدار ۴۰ درصد برای بعد طولی دیوار، با استفاده از مشاهدات انجام‌شده در آزمایش‌ها صورت گرفته، انتخاب شده است.

۴-۴- معیار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای

معیار خرابی نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای بر اساس استاندارد **ASCE41-06** و برای سطح

عملکرد آستانه فروریزش برای قاب خمشی بتنی و سیستم دیوار برشی به ترتیب ۴ و ۲ درصد است.

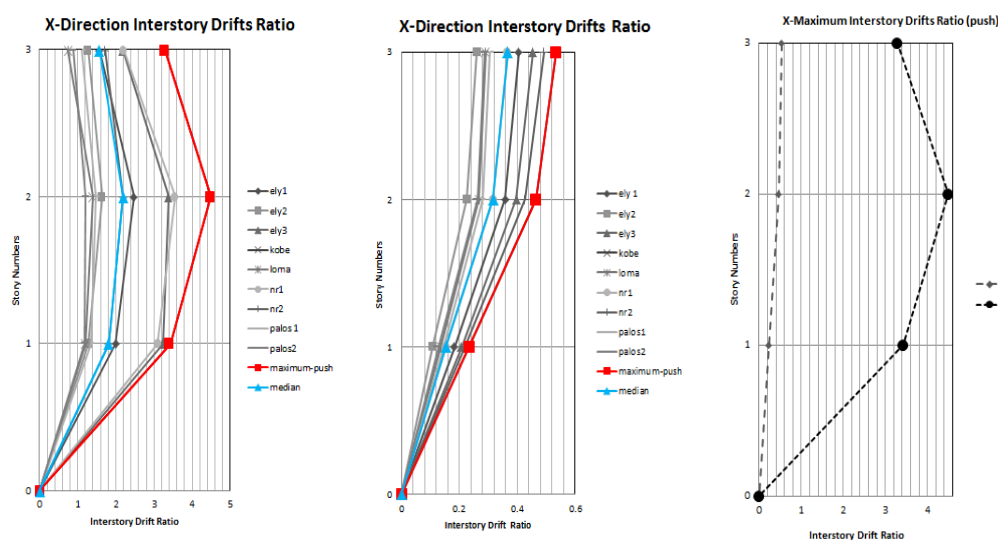
فصل پنجم

نتایج

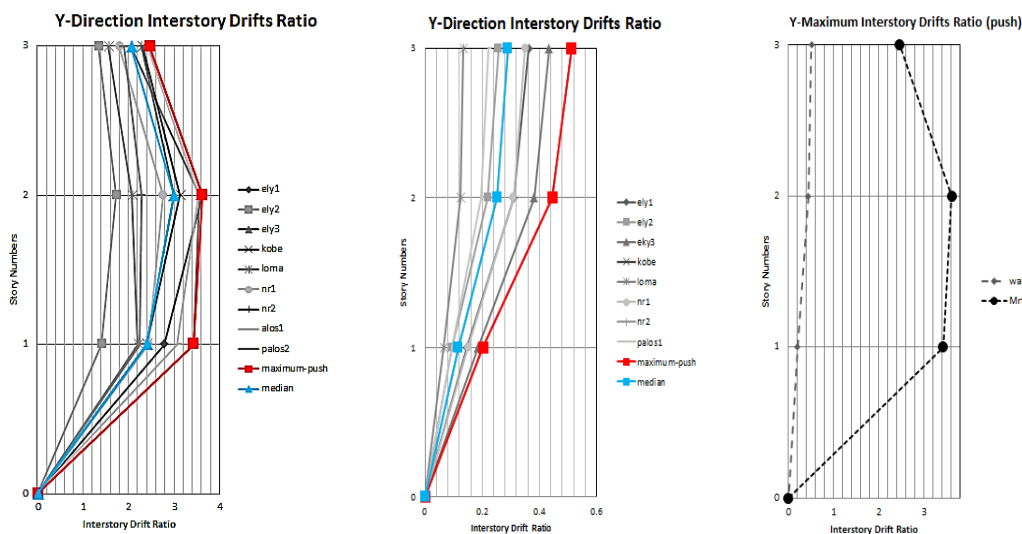
۵- نتایج

۵-۱- سازه‌های سه طبقه

شکل‌های زیر نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای را برای دو جهت X و Y در سازه‌های سه طبقه نشان می‌دهند. در هر دو جهت، نمودار شکل سمت چپ، وسط و سمت راست به ترتیب برای سازه‌ی بدون دیوار، با دیوار و مقایسه حداکثر مقادیر مربوطه در هر کدام از آن‌ها است (نمودارهای سمت راست پوش نمودار-های سمت چپ و وسط را با یکدیگر مقایسه می‌کند). با توجه به نمودارهای زیر، در هر دو جهت مقدار گریز جانبی حداکثر (پوش) در سیستم سازه‌ای بدون دیوار بیشتر بوده است. مقدار حداکثر گریز جانبی در جهت محور X برای سیستم بدون دیوار از حد آستانه‌ی فروریزش (مقدار حد آستانه فروریزش برابر ۴ درصد است) گذشته و برابر ۴٫۵ درصد است. در جهت Y نیز این مقدار به عدد حد فروریزش بسیار نزدیک شده است. این در حالی است که مقادیر نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای برای سیستم سازه‌ای با دیوار در هر دو جهت X و Y بسیار ناچیز بوده و در هر دو حالت کمتر ۰٫۶ درصد است. بنابراین عملکرد سازه‌ی با دیوار به نسبت سازه‌ی بدون دیوار از لحاظ حداکثر گریز جانبی در وضعیت به مراتب بهتری قرار دارد.

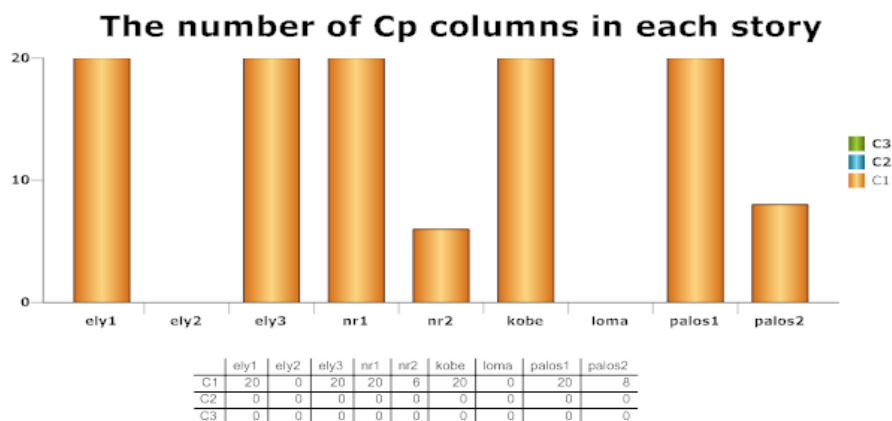


شکل ۵-۱- مقایسه
نتایج نسبت حداکثر
گریز جانبی میان
طبقه‌ای در جهت X
برای سازه‌های سه
طبقه‌ی با و بدون دیوار
برشی.



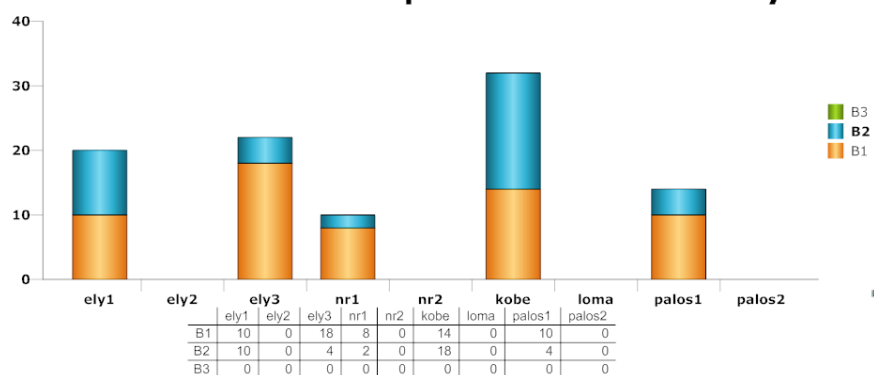
شکل ۵-۲- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌های جهت y برای سازه‌های سه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی.

نمودارهای شکل زیر مکانیزم خرابی و تعداد اعضای را نشان می‌دهند که به آستانه فروپاشی رسیده‌اند. با توجه به شکل‌های زیر، در سیستم بدون دیوار، خرابی عمدتاً در ستون‌های طبقه‌ی اول و تیرهای طبقات اول و دوم متمرکز شده است. این در حالی است که خرابی ستون‌ها، تیرها و همچنین دیوارها در سیستم با دیوار دیده نمی‌شود. این موضوع تصدیق‌کننده نتایج به دست آمده در قسمت قبل (نتایج مقایسه مقادیر نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای) است.



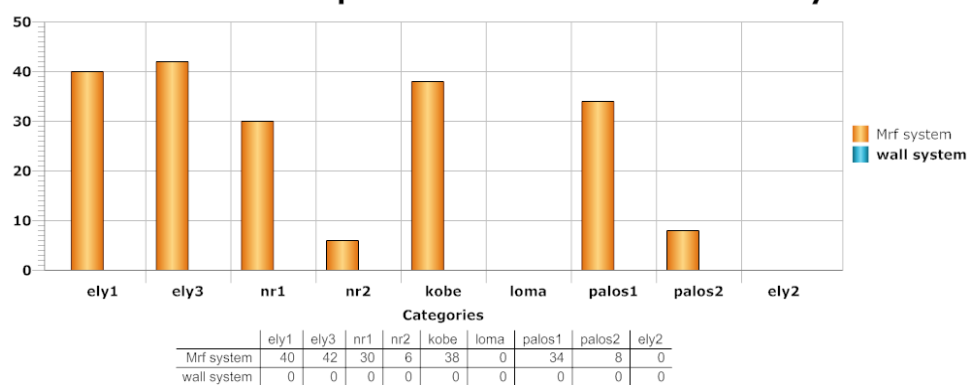
شکل ۵-۳- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

The number of Cp beams in each story



شکل ۴-۵- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

The number of Cp elements in each structural system

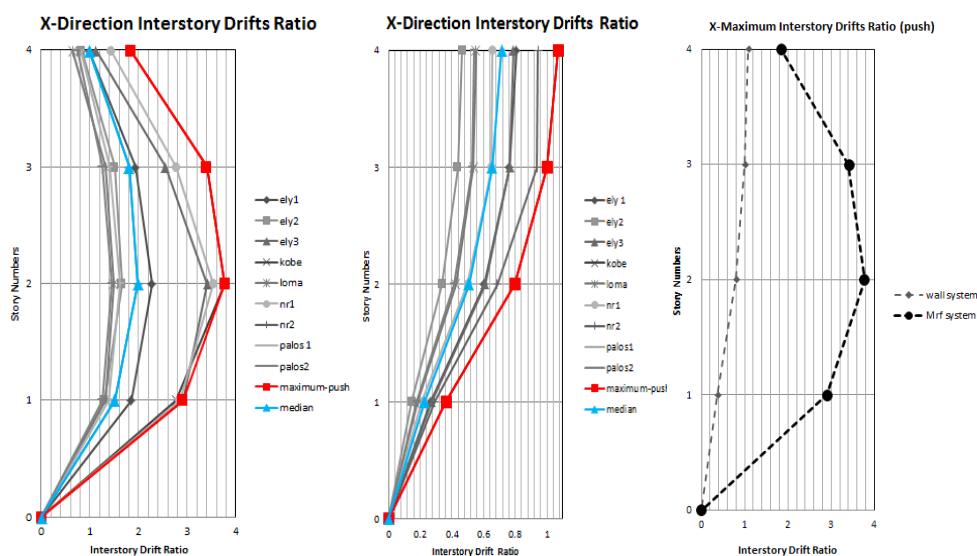


شکل ۵-۵- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای.

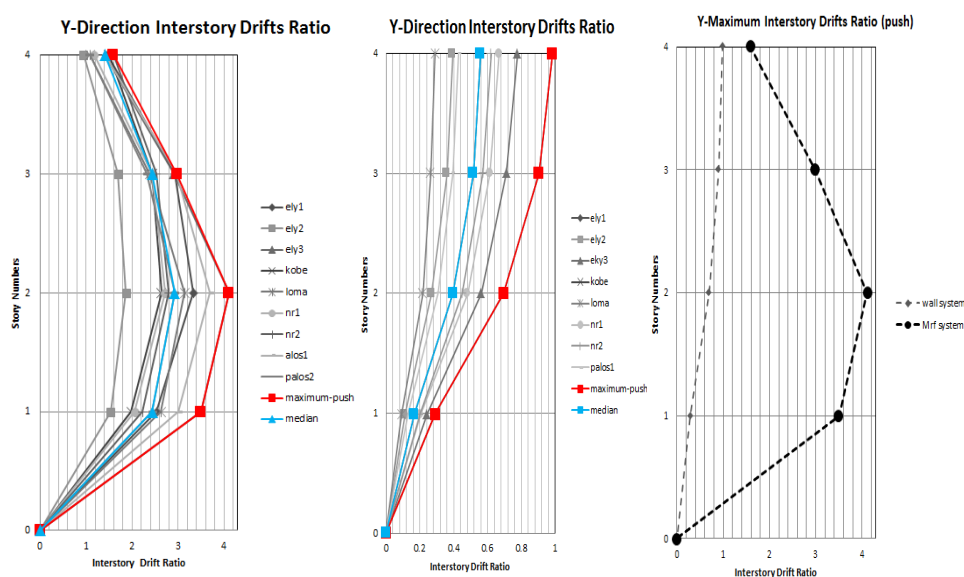
۵-۲- سازه‌های چهار طبقه

شکل‌های ۵-۶ و ۵-۷ نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای را برای دو جهت X و Y در سازه‌های چهار طبقه نشان می‌دهند. در هر دو جهت، نمودار شکل سمت چپ، وسط و سمت راست به ترتیب برای سازه‌ی بدون دیوار، با دیوار و مقایسه حداکثر مقادیر مربوطه در هر کدام از آنها است (نمودارهای سمت راست پوش نمودارهای سمت چپ و وسط را با یکدیگر مقایسه می‌کند). با توجه به نمودارهای زیر، در هر دو جهت مقدار گریز جانبی حداکثر (پوش) در سیستم سازه‌ای بدون دیوار بیشتر بوده است. مقدار حداکثر گریز جانبی در جهت محور Y برای سیستم بدون دیوار از حد آستانه‌ی فروریزش (مقدار حد آستانه فروریزش برابر ۴ درصد است)

گذشته و برابر ۴,۱ درصد است. در جهت X نیز این مقدار به عدد حد فروریزش بسیار نزدیک شده است. . این در حالی است که مقادیر نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای برای سیستم سازه‌ای با دیوار در هر دو جهت X و Y بسیار ناچیز بوده و در هر دو حالت کمتر ۱ درصد است. بنابراین عملکرد سازه‌ی با دیوار به نسبت سازه‌ی بدون دیوار از لحاظ حداکثر گریز جانبی در وضعیت به مراتب بهتری قرار دارد.

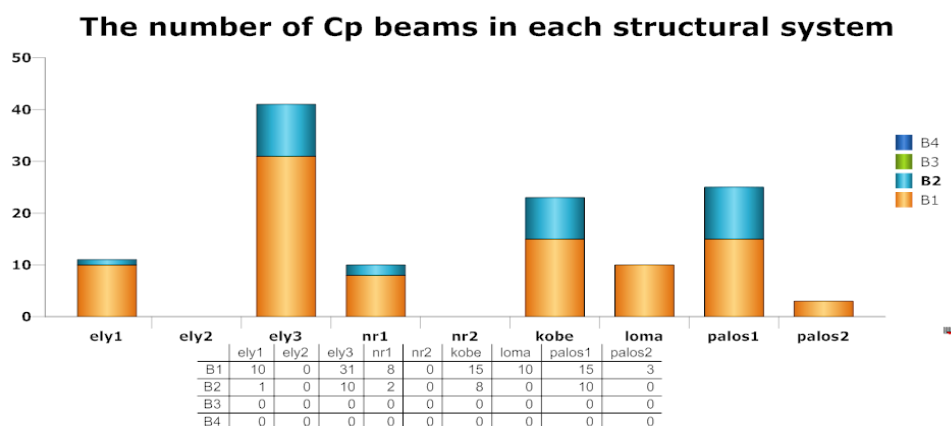


شکل ۵-۶-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های چهار طبقه‌ی با و بدون دیوار برشی.

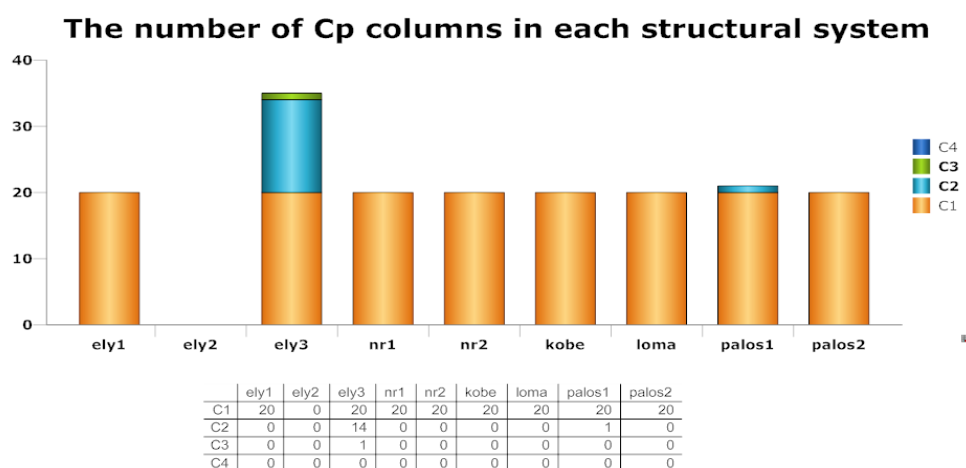


شکل ۵-۷-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های چهار طبقه‌ی با و بدون دیوار برشی.

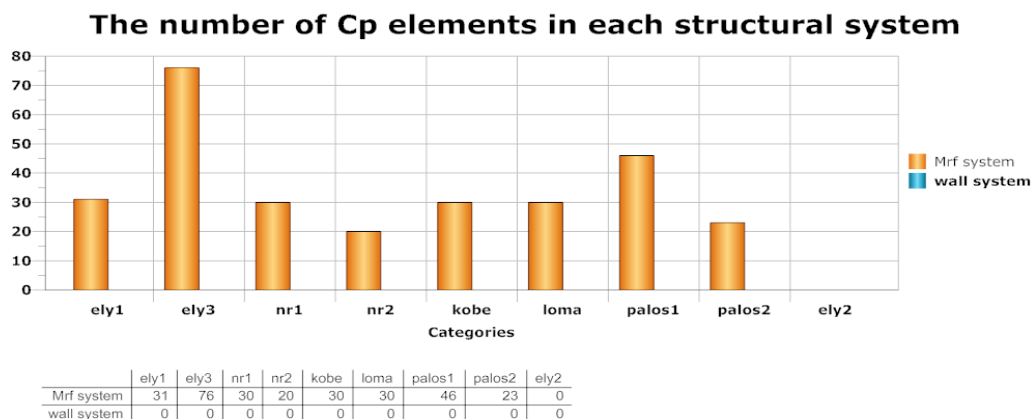
نمودارهای شکل زیر مکانیزم خرابی و تعداد اعضای را نشان می‌دهند که به آستانه فروریزش رسیده‌اند. با توجه به شکل‌های زیر، در سیستم بدون دیوار، خرابی عمدتاً در ستون‌های طبقه اول (به جز در یک مورد از زلزله‌ها که در ستون‌های طبقه دوم هم خرابی دیده شده است) و تیرهای طبقات اول و دوم متمرکز شده است. این در حالی است که خرابی ستون‌ها، تیرها و همچنین دیوارها در سیستم با دیوار دیده نمی‌شود. این موضوع تصدیق‌کننده نتایج به دست آمده در قسمت قبل (نتایج مقایسه مقادیر نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای) است.



شکل ۵-۸-خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).



شکل ۵-۹-خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

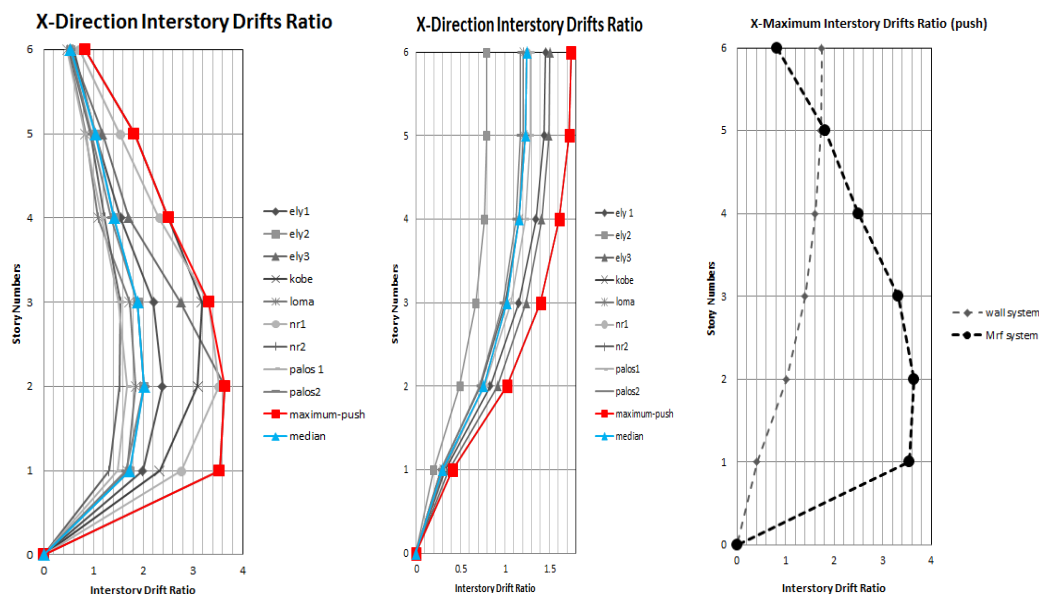


شکل ۵-۱۰- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای.

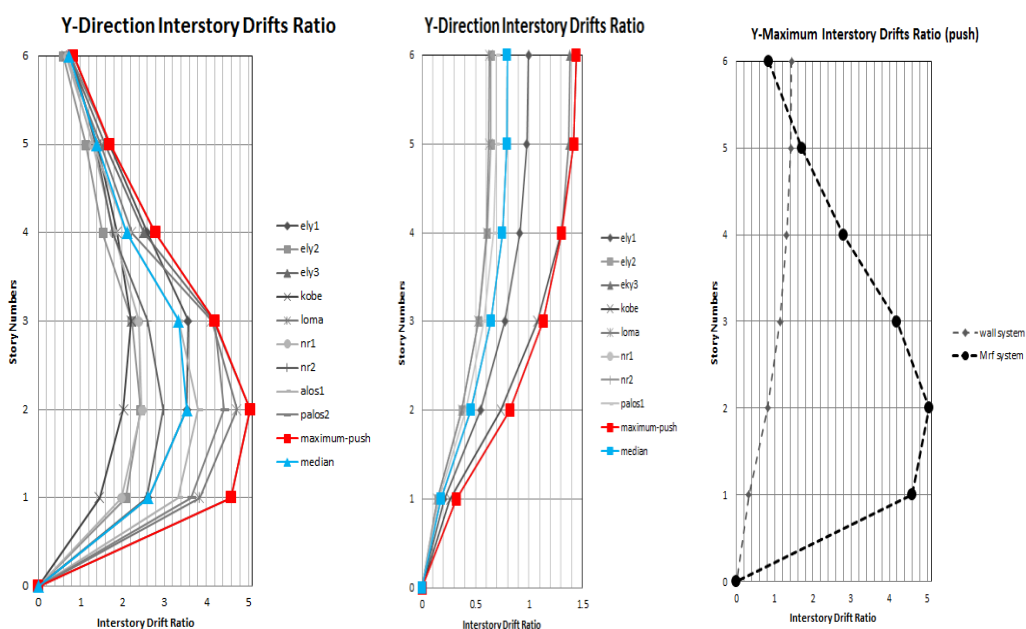
۵-۳- سازه‌های شش طبقه

شکل‌های ۵-۱۱ و ۵-۱۲ نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای را برای دو جهت X و Y در سازه-های شش طبقه نشان می‌دهند. در هر دو جهت، نمودار شکل سمت چپ، وسط و سمت راست به ترتیب برای سازه‌ی بدون دیوار، با دیوار و مقایسه حداکثر مقادیر مربوطه در هر کدام از آن‌ها است (نمودارهای سمت راست پوش نمودارهای سمت چپ و وسط را با یکدیگر مقایسه می‌کند). با توجه به نمودارهای زیر، در هر دو جهت مقدار گریز جانبی حداکثر (پوش) در سیستم سازه‌ای بدون دیوار بیشتر بوده است. مقدار حداکثر گریز جانبی در جهت محور Y برای سیستم بدون دیوار از حد آستانه‌ی فروریزش (مقدار حد آستانه فروریزش برابر ۴ درصد است) گذشته و برابر ۴,۹ درصد است. در جهت X نیز این مقدار به عدد حد فروریزش بسیار نزدیک شده است. مقدار حداکثر گریز جانبی در سازه‌ی با دیوار برشی و برای این تعداد طبقات (سازه‌ی ۶ طبقه‌ی با دیوار برشی) بر خلاف سازه‌های ۳ و ۴ طبقه‌ی با دیوار برشی که دارای مقدار گریز جانبی ناچیزی بوده‌اند، به مقدار قابل توجهی به حد آستانه‌ی فروریزش خود نزدیک شده‌اند. همان طوری که در بخش معیارهای خرابی نیز عنوان شده است، نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای برای سیستم‌های دارای دیوار برشی ۲ درصد است. در هر دو جهت این مقدار در سازه‌های دارای دیوار برشی حدوداً برابر ۱,۵ درصد است. با توجه به مطالب عنوان‌شده،

مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم‌های دارای دیوار برشی، بر خلاف سیستم‌های بدون دیوار، از حد فرویزش خود عبور نکرده و از این لحاظ در وضعیت به مراتب بهتری قرار دارند.

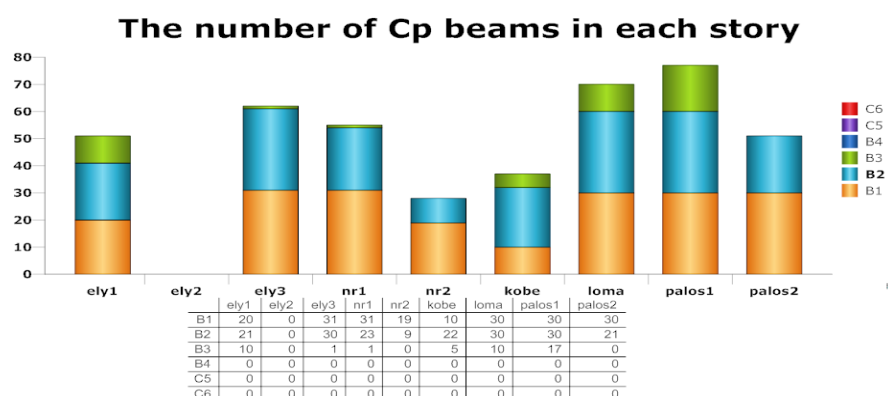


شکل ۵-۱۱-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های شش طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی.

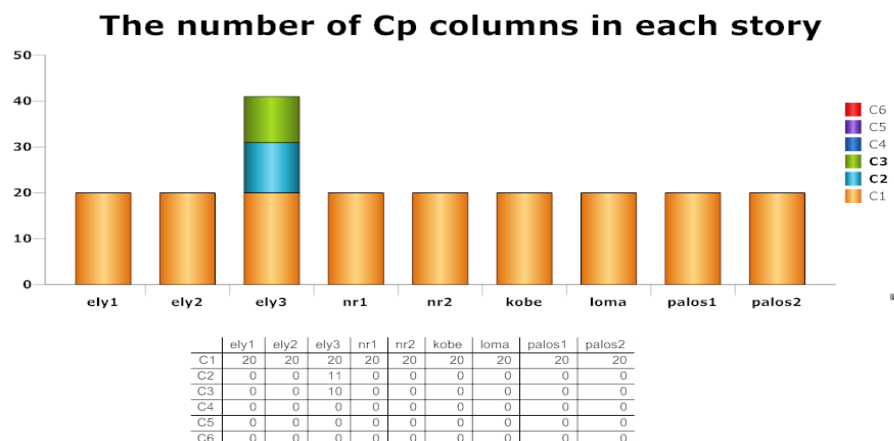


شکل ۵-۱۲-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های شش طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی.

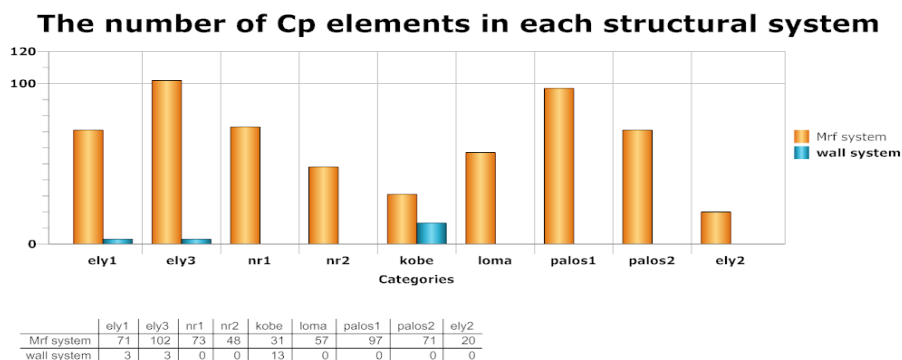
نمودارهای شکل زیر مکانیزم خرابی و تعداد اعضای را نشان می‌دهند که به آستانه فروریزش رسیده‌اند. با توجه به شکل‌های زیر، در سیستم بدون دیوار، خرابی عمدتاً در ستون‌های طبقه‌ی اول (به جز در یک مورد از زلزله‌ها که در ستون‌های طبقه‌ی دوم و سوم هم خرابی دیده شده است) و تیرهای طبقات اول، دوم و سوم متمرکز شده است. این در حالی است که خرابی ستون‌ها و دیوارها در سیستم با دیوار دیده نمی‌شود. تنها در ۳ مورد از زلزله‌های بررسی‌شده، تعدادی خرابی در تیرهای طبقات فوقانی در سیستم دارای دیوار برشی دیده شده است. شکل ۵-۱۵، مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای با دیوار و بدون دیوار را نشان می‌دهد. با توجه به این نمودار (نمودار شکل ۵-۱۵)، سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی، عملکردی به مراتب بهتری نسبت به سیستم بدون دیوار دارد.



شکل ۵-۱۳- خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).



شکل ۵-۱۴- خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته رفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

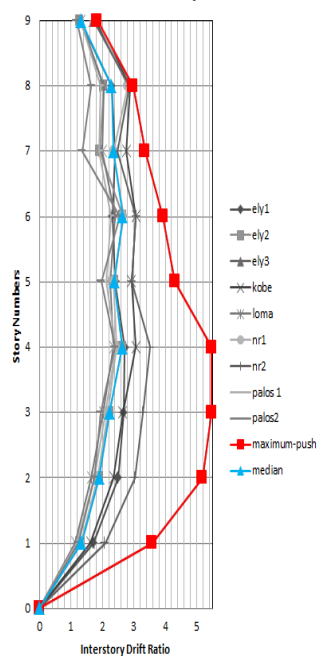


شکل ۵-۱۵- مقایسه‌ی مجموع اعضای خراب‌شده در دو سیستم سازه‌ای.

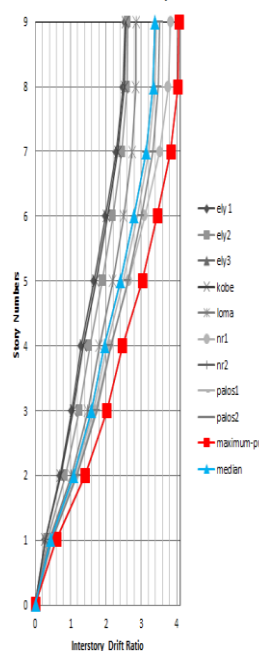
۵-۴- سازه‌های نه طبقه

شکل‌های ۵-۱۶ و ۵-۱۷ نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای را برای دو جهت X و Y در سازه‌های نه طبقه نشان می‌دهند. در هر دو جهت، نمودار شکل سمت چپ، وسط و سمت راست به ترتیب برای سازه‌ی بدون دیوار، با دیوار و مقایسه حداکثر مقادیر مربوطه در هر کدام از آن‌ها است (نمودارهای سمت راست پوش نمودارهای سمت چپ و وسط را با یکدیگر مقایسه می‌کند). با توجه به نمودارهای زیر، در هر دو جهت مقدار گریز جانبی حداکثر (پوش) در سیستم سازه‌ای بدون دیوار بیشتر بوده است. مقدار حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در هر دو جهت، برای سیستم بدون دیوار از حد آستانه‌ی فروریزش (مقدار حد آستانه فروریزش برابر ۴ درصد است) گذشته و به بیش از مقدار ۵ درصد رسیده است. مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در سازه‌ی با دیوار برشی و برای این تعداد طبقات (سازه‌ی ۹ طبقه‌ی با دیوار برشی) بر خلاف سازه‌های ۳، ۴ و ۶ طبقه‌ی با دیوار برشی که دارای مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای کمتر از حد فروریزش بوده‌اند، به مقدار قابل‌توجهی از حد آستانه‌ی فروریزش خود گذشته‌اند. همان‌طوری که در بخش معیارهای خرابی نیز عنوان شده است، نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای برای سیستم‌های دارای دیوار برشی ۲ درصد است. در هر دو جهت این مقدار در سازه‌های دارای دیوار برشی حدوداً برابر ۴ درصد است. با توجه به مطالب عنوان‌شده، مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در هر دو سیستم سازه‌ای از مقدار مجاز حد فروریزش خود عبور کرده‌اند. بنابراین با توجه به این معیار خرابی نمی‌توان در مورد عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها اظهارنظر کرد.

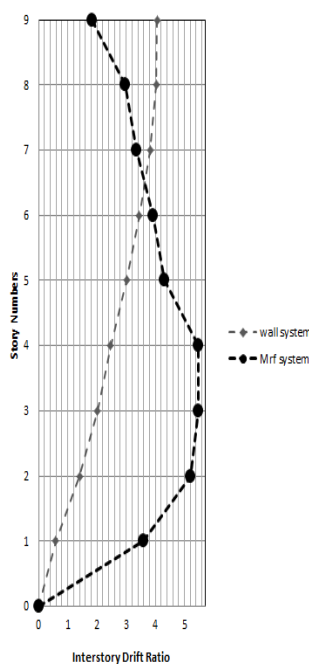
X-Direction Interstory Drifts Ratio



X-Direction Interstory Drifts Ratio

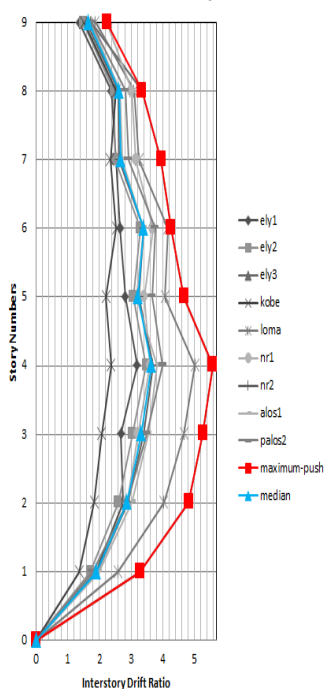


X-Maximum Interstory Drifts Ratio (push)

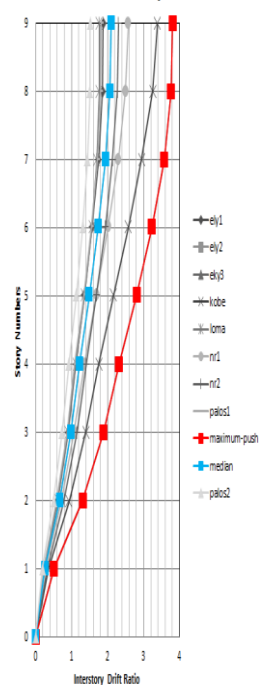


شکل ۵-۱۶-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های نه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی.

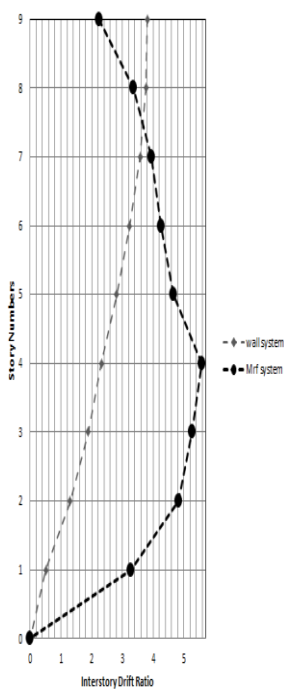
Y-Direction Interstory Drifts Ratio



Y-Direction Interstory Drifts Ratio



Y-Maximum Interstory Drifts Ratio (push)

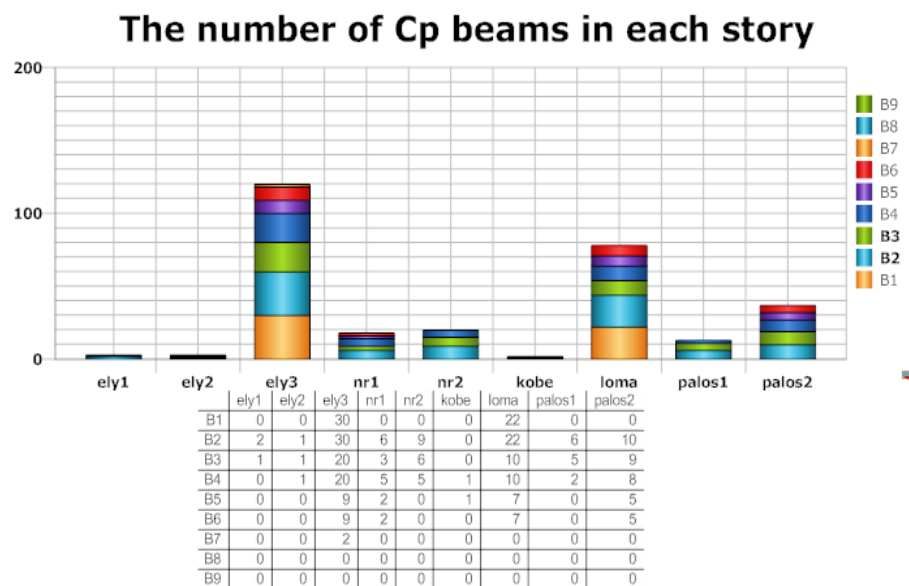


شکل ۵-۱۷-مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های نه طبقه‌ای با و بدون دیوار برشی.

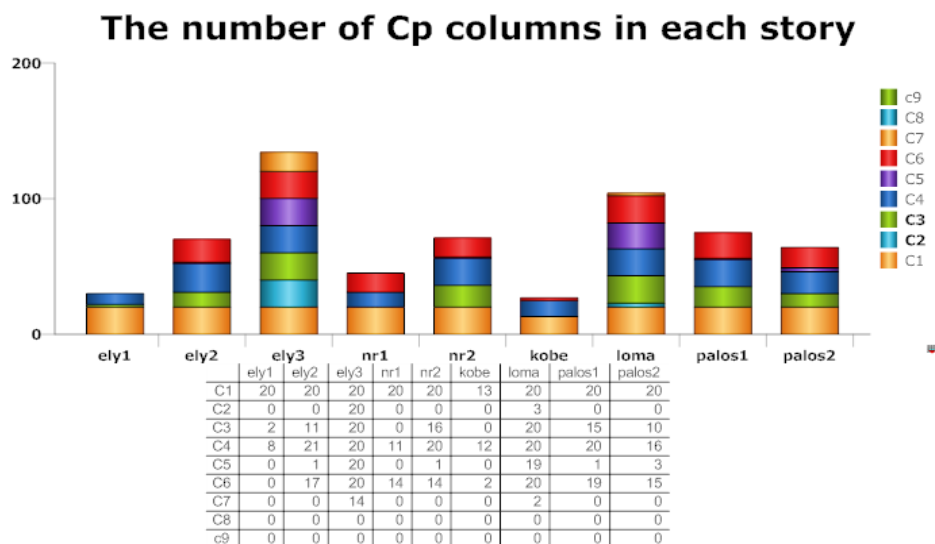
نمودارهای شکل ۵-۱۸ و ۵-۱۹ مکانیزم خرابی و تعداد اعضایی را نشان می‌دهند که در سیستم سازه‌ای

بدون دیوار برشی به آستانه فروریزش رسیده‌اند. با توجه به شکل‌های زیر، در سیستم بدون دیوار، طیفی وسیعی

از خرابی در تیرها و ستون‌ها دیده می‌شود. خرابی در تیرها و ستون‌ها عمدتاً در طبقات میانی و تحتانی رخ داده است.

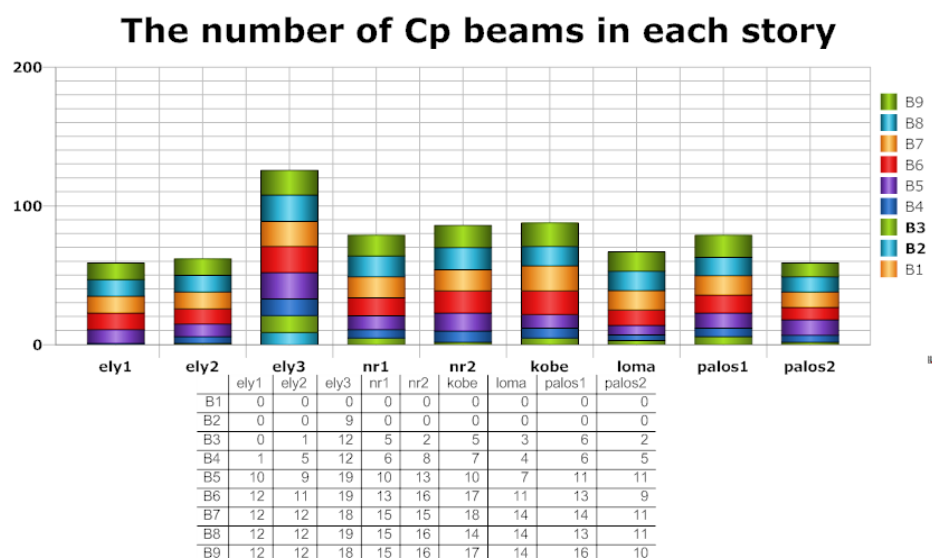


شکل ۵-۱۸-خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

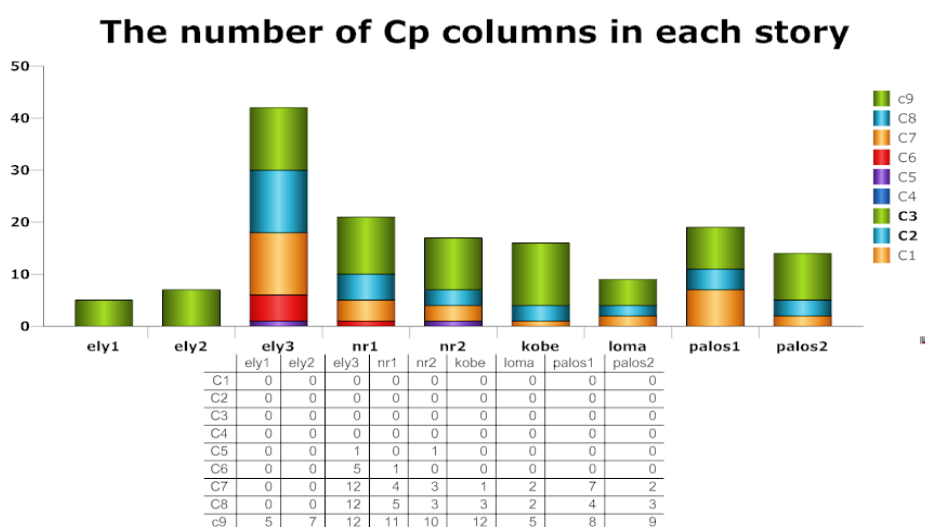


شکل ۵-۱۹-خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی بدون دیوار برشی).

نمودارهای شکل ۵-۲۰ و ۵-۲۱ مکانیزم خرابی و تعداد اعضای را نشان می‌دهند که در سیستم سازه‌ای با دیوار برشی به آستانه فروریزش رسیده‌اند. با توجه به شکل‌های زیر، در سیستم با دیوار، طیفی وسیعی از خرابی در تیرها و ستون‌ها دیده می‌شود. خرابی در تیرها و ستون‌ها عمدتاً در طبقات میانی و فوقانی رخ داده است.



شکل ۵-۲۰-خرابی تیرها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی با دیوار برشی).



شکل ۵-۲۱-خرابی ستون‌ها در طبقات و در زلزله‌های متنوع به‌کاررفته در تحقیق (قاب بتنی با دیوار برشی).

با توجه به نمودارهای شکل ۵-۲۱، خرابی ستون‌ها در سیستم دارای دیوار برشی، تقریباً محدود به سه طبقه‌ی فوقانی سازه است. لازم به ذکر است که در این سیستم سازه‌ای، دیوارهای برشی بدون آسیب باقی‌مانده‌اند (با توجه به معیارهای خرابی چرخش مفصل پلاستیک در پایه دیوار). با توجه به سالم بودن دیوار در این سیستم سازه‌ای، علل این خرابی‌ها و تفاوت رفتاری این دو سیستم لرزه بر در قسمت بعدی این پایان‌نامه بیشتر مورد توجه خواهد بود.

۵-۴- خلاصه نتایج تحلیل

با توجه به مباحث مطرح‌شده در قسمت قبل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد، موارد زیر فقط مشاهدات انجام شده را نشان می‌دهد:

- شکل منحنی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی طوری است که در طبقه پایین سازه، مقدار این نسبت به مراتب کمتر از طبقات فوقانی است. مقدار این نسبت در طبقه‌ی اول حداقل و در طبقه‌ی آخر همه‌ی سازه‌های دارای دیوار برشی، حداکثر است. در طبقات میانی نیز، مقدار این نسبت به طور تدریجی و بین این دو مقدار تغییر می‌کند.
- مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی که در طبقه فوقانی این سازه‌ها اتفاق می‌افتند، با افزایش تعداد طبقات سازه بیشتر می‌شود.
- مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی، در همه‌ی مدل‌های دارای دیوار به یک عدد نزدیک است.

- شکل منحنی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای بدون دیوار برشی طوری است که در طبقات تحتانی و میانی، مقدار این نسبت به مراتب بیشتر از طبقات فوقانی است.
- مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای بدون دیوار برشی، معمولاً در یکی از طبقات میانی متمایل به طبقات تحتانی رخ می‌دهد.
- گسترش خرابی‌ها در اعضای سازه‌ای (تیرها و ستون‌ها)، در سیستم‌های دارای دیوار برشی از بالای سازه شروع می‌شود. این در حالی است که، روند خرابی در سیستم‌های بدون دیوار از پایین سازه شروع شده است.
- دیوار برشی در همه‌ی سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته‌شده سالم است. عملکرد سیستم‌های دارای دیوار برشی در سازه‌های ۳، ۴ و ۶ به مراتب بهتر از سازه‌های معادل بدون دیوار بوده است.

فصل ششم

بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های

دارای دیوار برشی

۶- بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوار برشی

در این فصل رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوار برشی را مورد بررسی قرار خواهیم داد. در ابتدا خلاصه‌ای از نتایج فصل قبل را ارائه خواهیم کرد. در ادامه و به دنبال دلایل هر کدام از موارد ذکر شده، جزئیات بیشتری از آن‌ها را مورد بررسی قرار می‌دهیم. در این فصل، منظور از قاب بتنی، سازه‌ی بتنی بدون دیوار برشی است.

با توجه به مباحث مطرح شده در فصل قبل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- شکل منحنی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی طوری است که در طبقه پایین سازه، مقدار این نسبت به مراتب کمتر از طبقات فوقانی است. مقدار این نسبت در طبقه‌ی اول حداقل و در طبقه‌ی آخر همه‌ی سازه‌های دارای دیوار برشی، حداکثر است. در طبقات میانی نیز، مقدار این نسبت به طور تدریجی و بین این دو مقدار تغییر می‌کند.
- مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی که در طبقه فوقانی این سازه‌ها اتفاق می‌افتند، با افزایش تعداد طبقات سازه بیشتر می‌شود.
- مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی (به طور مثال در سه طبقه‌ی آخر سیستم سازه‌ای ۹ طبقه) سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی، در همه‌ی مدل‌های دارای دیوار برشی، به یک عدد نزدیک است.
- شکل منحنی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای بدون دیوار برشی طوری است که در طبقات تحتانی و میانی، مقدار این نسبت به مراتب بیشتر از طبقات فوقانی است.
- مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای بدون دیوار برشی، معمولاً در یکی از طبقات میانی متمایل به طبقات تحتانی رخ می‌دهد.

- گسترش خرابی‌ها در اعضای سازه‌ای (تیرها و ستون‌ها)، در سیستم‌های دارای دیوار برشی از بالای سازه شروع می‌شود. این در حالی است که، روند خرابی در سیستم‌های بدون دیوار از پایین سازه شروع شده است.

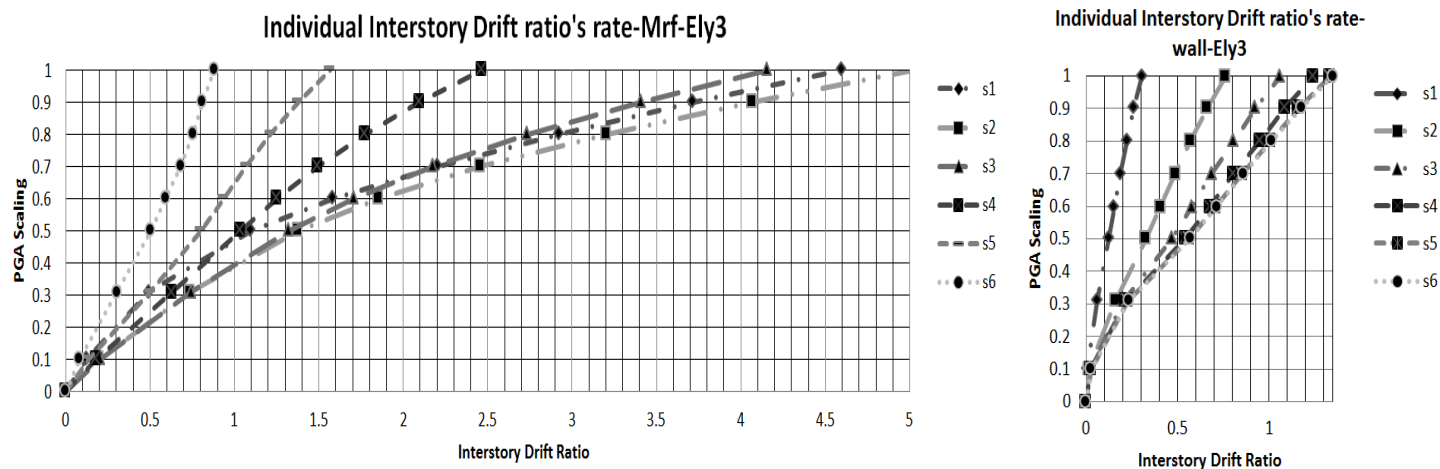
- دیوار برشی در همه‌ی سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته‌شده سالم است. عملکرد سیستم‌های دارای دیوار برشی در سازه‌های ۳، ۴ و ۶ به مراتب بهتر از سازه‌های معادل بدون دیوار بوده است.

با توجه به مطالب عنوان‌شده در بالا به نظر می‌رسد، در سیستم‌های دارای دیوار برشی، به دلیل سالم بودن دیوار در همه‌ی سازه‌های تحلیل‌شده، تغییر مکان جانبی کل سیستم سازه‌ای تابعی از تغییر مکان دیوار برشی است. این موضوع در ادامه بیشتر بررسی خواهد شد.

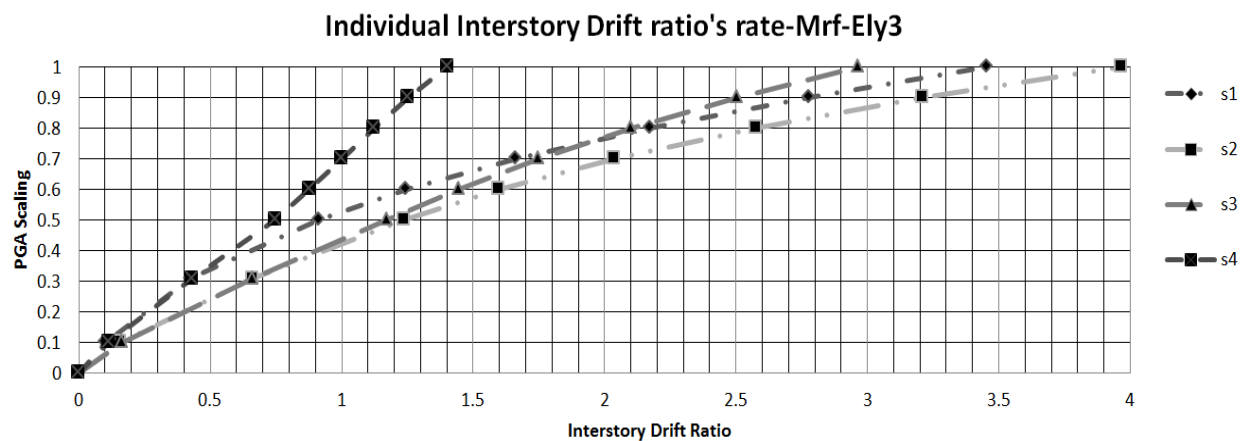
۶-۱- بررسی سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات

نمودارهای شکل ۶-۱ و ۶-۲ خروجی تحلیل رانشی دینامیکی می‌باشند. در این نمودارها گریز جانبی در هر طبقه و به تفکیک در مقابل افزایش شدت زلزله (بیشینه‌ی شتاب زمین) رسم شده‌اند. نمودار سمت چپ در شکل ۶-۱ مربوط به سیستم قاب خمشی ۶ طبقه است. نمودار سمت راست نیز، مربوط به سیستم قاب بتنی با دیوار برشی است. همان طوری که در نمودار سمت چپ دیده می‌شود، مقدار گریز جانبی طبقات تحتانی در سیستم قاب خمشی، از شدت زلزله‌ای به بعد، از طبقات فوقانی جدا شده و در اثر وزن سازه (اثر $P-\Delta$) با سرعت بسیار بیشتری رشد می‌کند (شکل ۶-۱ و ۶-۲). در این بررسی‌ها دیده‌شده، طبقات فوقانی در سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی، به صورت صلب منتقل می‌شوند. این موضوع اصلاً در سیستم‌های دارای دیوار برشی دیده نمی‌شود. مقدار گریز در این سیستم‌ها، در طبقات بالایی بیشتر است. در این سیستم‌ها، مقدار نسبت گریز جانبی میان طبقه‌ای طبقات بالا با یکدیگر مساوی می‌باشند. این

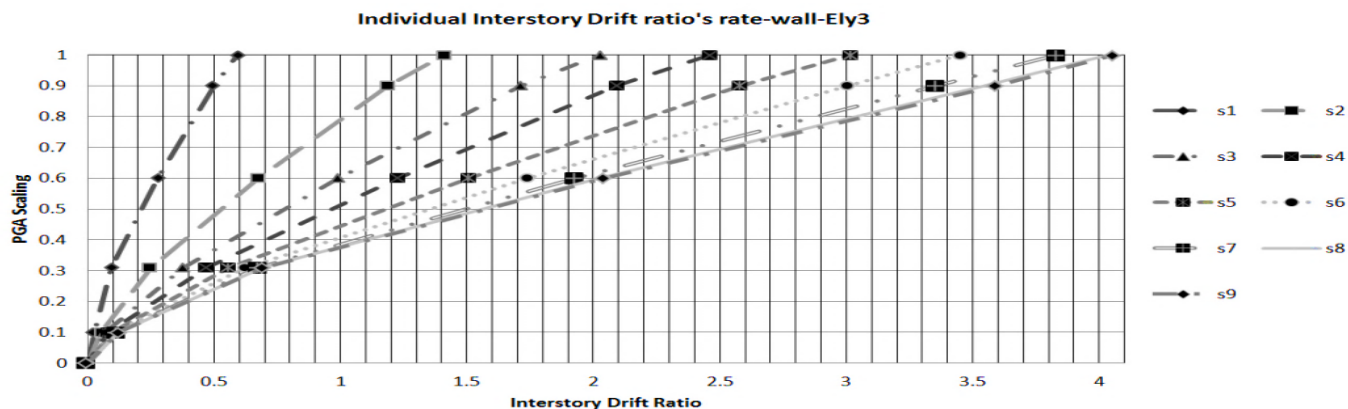
موضوع در منحنی‌های شکل ۳-۶ هم دیده می‌شوند. در این شکل مقدار گریز جانبی سه طبقه‌ی آخر سازه تقریباً برابر است.



شکل ۱-۶- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای سیستم قاب خمشی (سمت چپ) و قاب بتنی با دیوار برشی ۶ طبقه.



شکل ۲-۶- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای سیستم قاب خمشی ۴ طبقه.

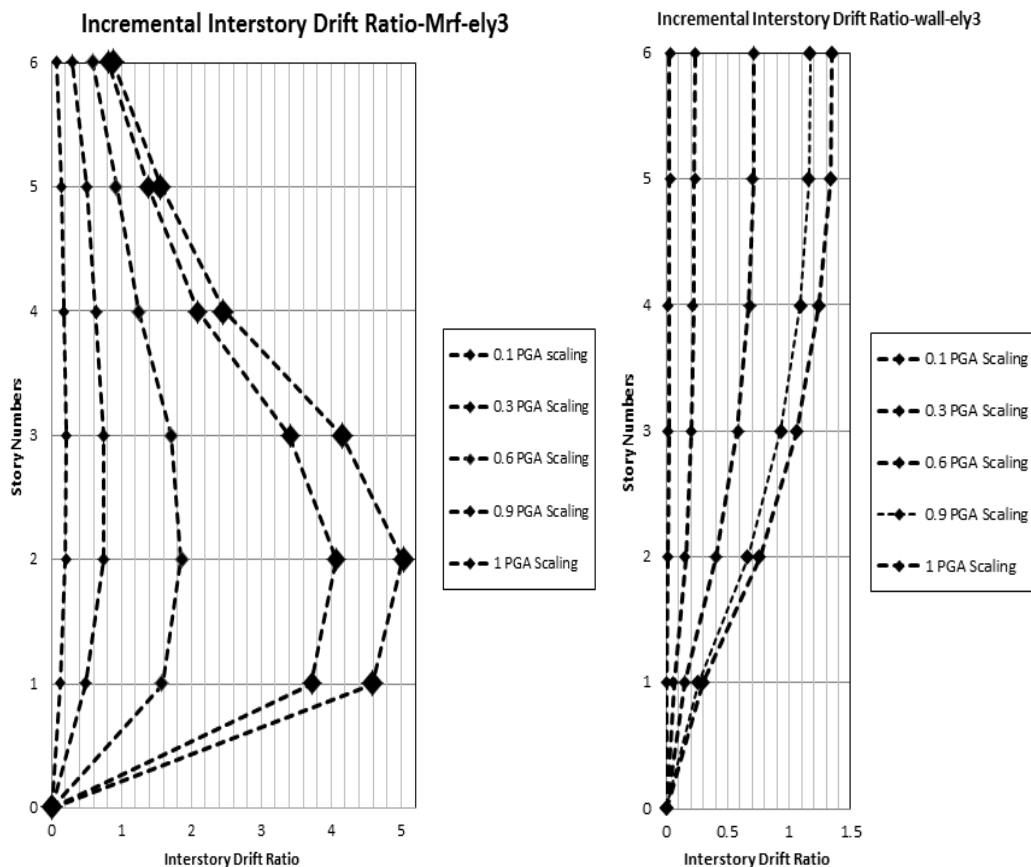


شکل ۳-۶- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی طبقات برای قاب بتنی نه طبقه‌ای با دیوار برشی.

منحنی‌های شکل ۴-۶ نیز، از یک زاویه‌ای دیگر این موضوع را نشان می‌دهند. در نمودارهای شکل زیر مقدار شدت زلزله (حداکثر شتاب زمین) از مقدار بسیار کم تا مقدار ۱ که همان زلزله‌ی سطح خطر MCE^1 است، مقیاس شده است. همان طوری که در شکل دیده می‌شود، در سیستم‌های بدون دیوار، از شدت زلزله‌ای به بعد (0.6 PGA)، رشد مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای به شدت افزایش می‌یابد. این نمودار نشان می‌دهد، که به ازای افزایش ۰.۱ واحد در حداکثر شتاب زمین، در زلزله‌ی سطح MCE ، بیش از ۱ درصد به مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در سیستم سازه‌ای بدون دیوار افزوده شده است. این مقدار افزایش ناگهانی می‌تواند نشانه‌ی شروع ناپایداری دینامیکی^۲ در سیستم بدون دیوار برشی باشد (۲۴).

¹ Maximum credible earthquake

² Dynamic instability



شکل ۴-۶- سرعت رشد مقدار نسبت گریز جانبی میان طبقه‌ای برای سازه‌ی قاب خمشی ۶ طبقه (سمت چپ) و سازه‌ی با دیوار برشی

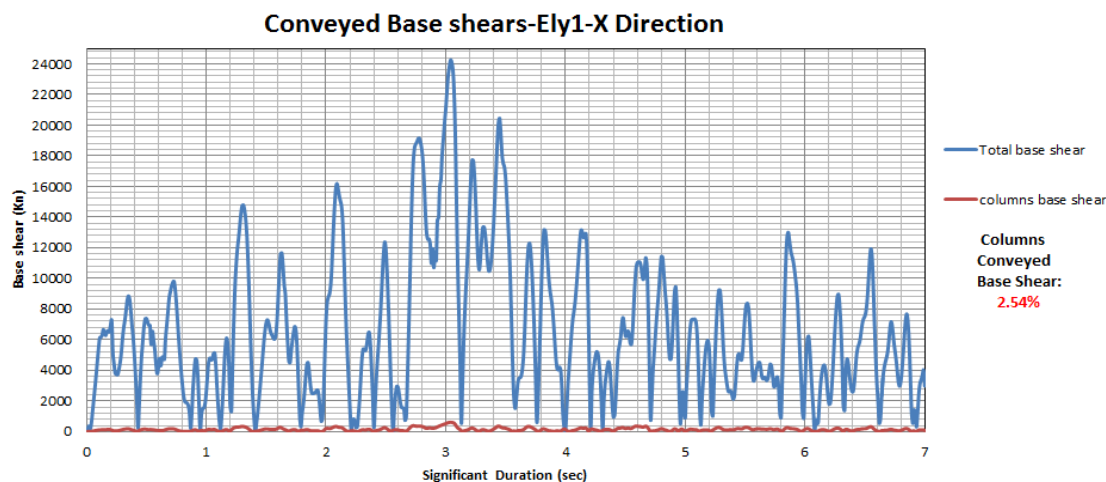
۲-۶- بررسی شرکت‌پذیری قاب بتنی در باربری جانبی سازه‌ی دارای دیوار برشی

۲-۶-۱- بررسی شرکت‌پذیری قاب بتنی (در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی) در انتقال برش پایه

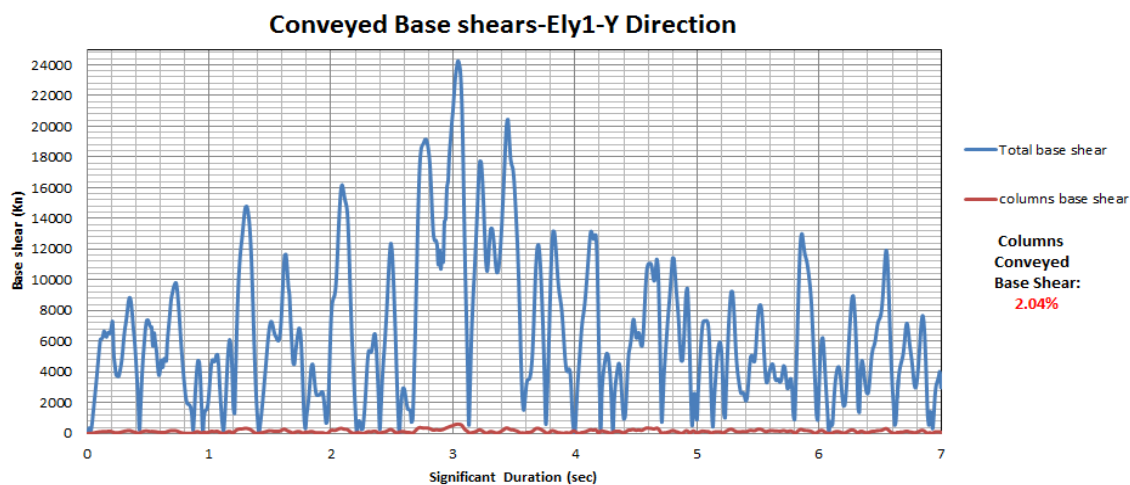
در این قسمت به بررسی میزان برش پایه‌ی انتقال‌یافته توسط مجموع ستون‌های موجود در طبقه‌ی اول سیستم سازه‌ای سازه دارای دیوار برشی خواهیم پرداخت. برای این کار از سازه‌ی ۹ طبقه‌ی دارای دیوار برشی استفاده می‌شود. در شکل ۵-۶ و ۶-۶ تابع برش پایه برای برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی انتقال‌یافته توسط مجموع ستون‌های طبقه اول برای یکی از زلزله‌ها (زلزله الی پارک^۱) در جهت X و Y نشان داده

^۱ Elysian park earthquake

شده است. این توابع برای مدت زمان اصلی زلزله^۱ رسم شده‌اند. همان طوری که در نمودارهای زیر دیده می‌شود، مقدار حداکثر برش انتقال‌یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول در جهت محور X ها برابر ۲/۵۴ درصد بوده است. این مقدار در جهت محور Y برابر ۲/۰۴ درصد بوده است.



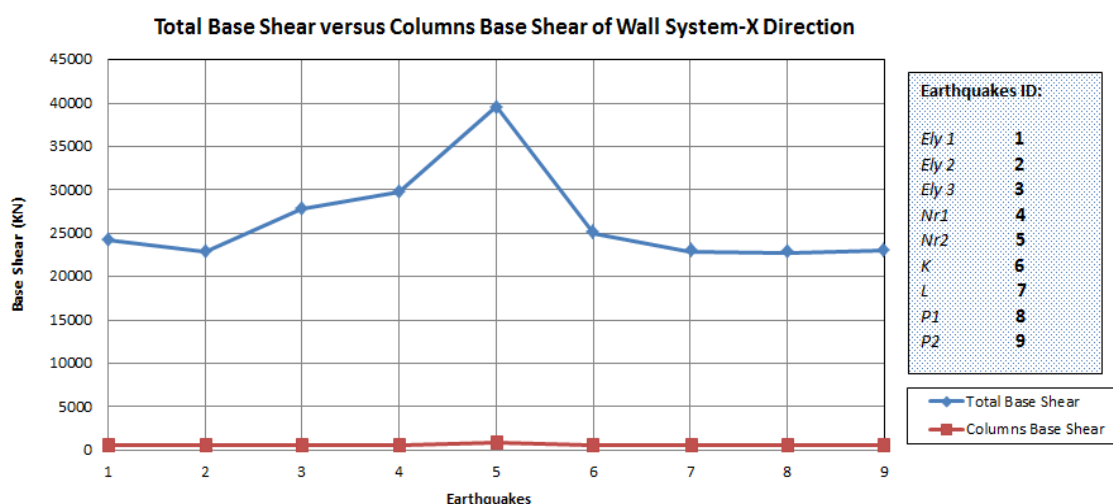
شکل ۵-۶- تابع برش پایه برای برش پایهی کل و برش پایه منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول در جهت محور X



شکل ۶-۶- تابع برش پایه برای برش پایهی کل و برش پایه منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول در جهت محور Y

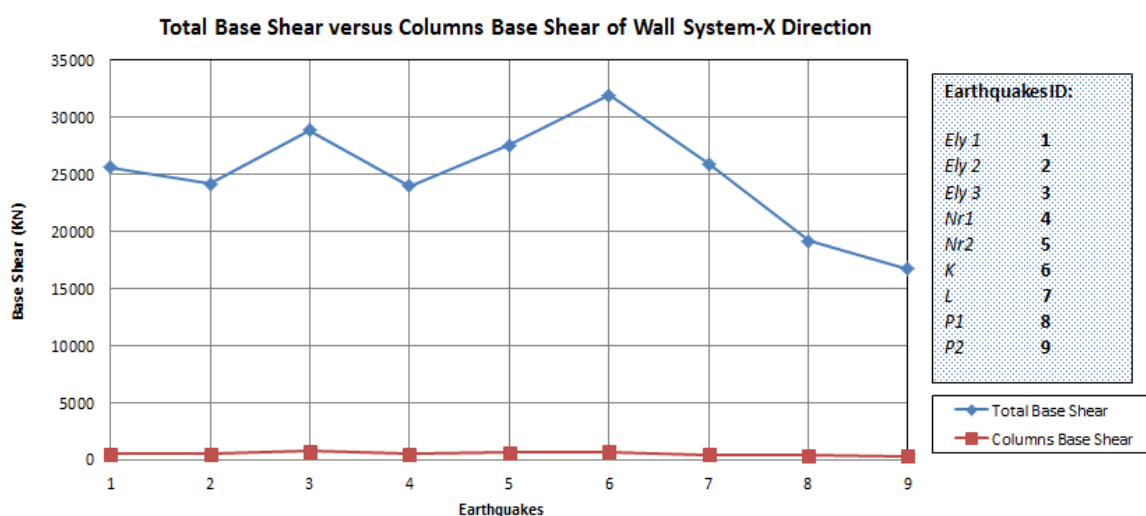
¹ Significant Duration

نمودارهای شکل ۵-۶ و ۶-۶، برای زلزله‌های مختلف رسم شده، و مقادیر حداکثر تابع برش پایه به دست آمده است. مقادیر حداکثر برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه-ی اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در این پروژه و در دو جهت X و Y، در شکل‌های ۶-۷ و ۶-۸ نشان داده شده‌اند.



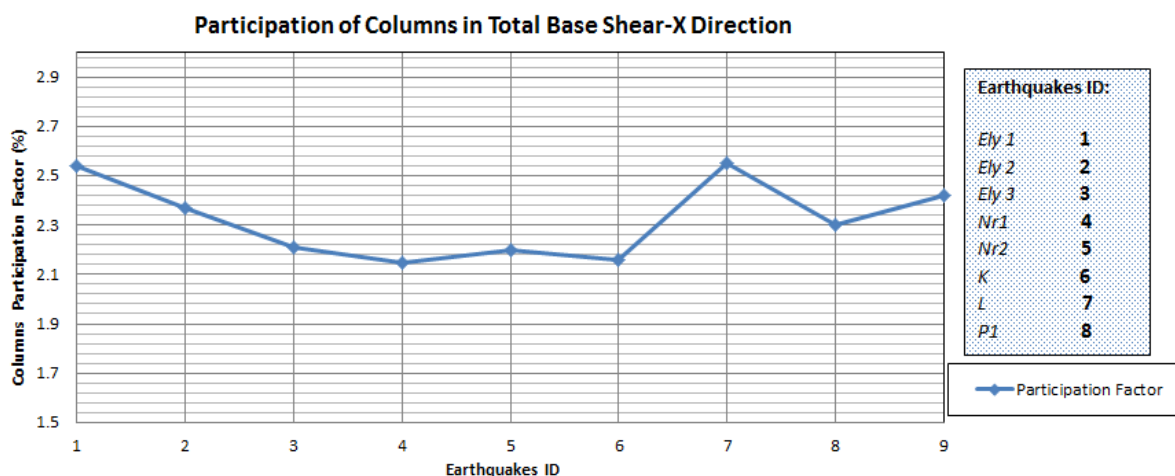
شکل ۶-۷-مقادیر حداکثر برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در پروژه (جهت محور X)

در نمودارهای شکل ۶-۷ و ۶-۸، محور افقی نشان‌دهنده‌ی شماره زلزله‌ها است. در سمت راست این نمودارها، شماره‌های مربوط به هر زلزله نوشته شده است.

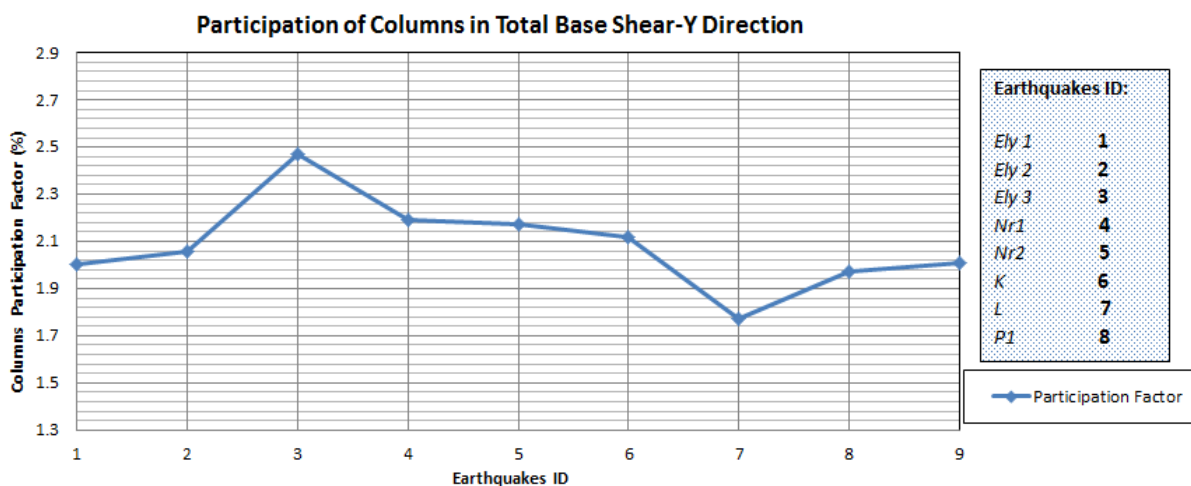


شکل ۶-۸-مقادیر حداکثر برش پایه‌ی کل و برش پایه‌ی منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در پروژه (جهت محور Y)

نمودارهای شکل ۹-۶ و ۱۰-۶، برای زلزله‌های مختلف رسم شده، و درصد حداکثر برش پایه انتقال‌یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول به دست آمده است. مقادیر درصد حداکثر برش انتقال‌یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در این پروژه و در دو جهت X و Y، در شکل‌های ۹-۶ و ۱۰-۶ نشان داده شده‌اند.



شکل ۹-۶-مقادیر درصد حداکثر برش پایه انتقال‌یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در پروژه (جهت محور X)



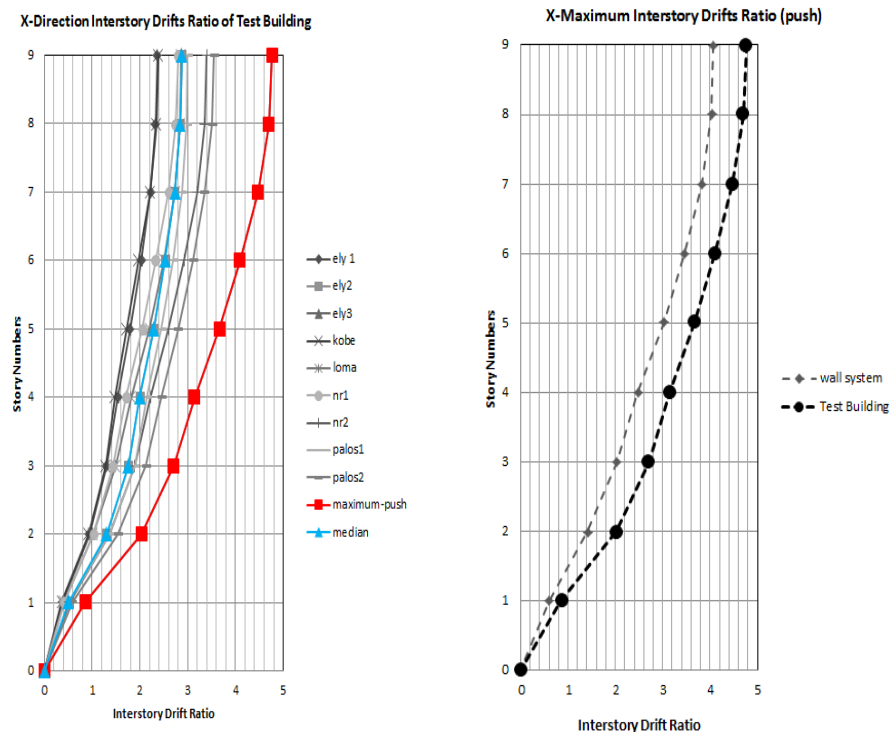
شکل ۱۰-۶-مقادیر درصد حداکثر برش پایه انتقال‌یافته توسط مجموعه‌ی ستون‌های طبقه اول برای زلزله‌های مختلف به‌کاررفته در پروژه (جهت محور Y)

با توجه به نمودارهای شکل ۹-۶ و ۱۰-۶، که نسبت برش پایه‌ی حداکثر انتقال‌یافته توسط ستون‌های طبقه اول به برش پایه‌ی کل را نشان می‌دهد، قاب بتنی در سیستم سازه‌ای با دیوار برشی شرکت‌پذیری بسیار ناچیزی در باربری جانبی سازه دارد. این مقدار شرکت‌پذیری قاب بتنی با توجه به نمودارهای مذکور

کمتر از ۲,۵ درصد است. بنابراین قاب بتنی در این سازه‌ها تنها نقش انتقال بارهای ثقیلی را دارند و سیستم اصلی منتقل‌کننده بارهای جانبی، عضو دیوار برشی است. این مقدار برش ناچیز منتقل‌شده توسط ستون-های قاب بتنی، ظرفیت چرخش این اعضای سازه‌ای را بهبود می‌بخشد (۳۱).

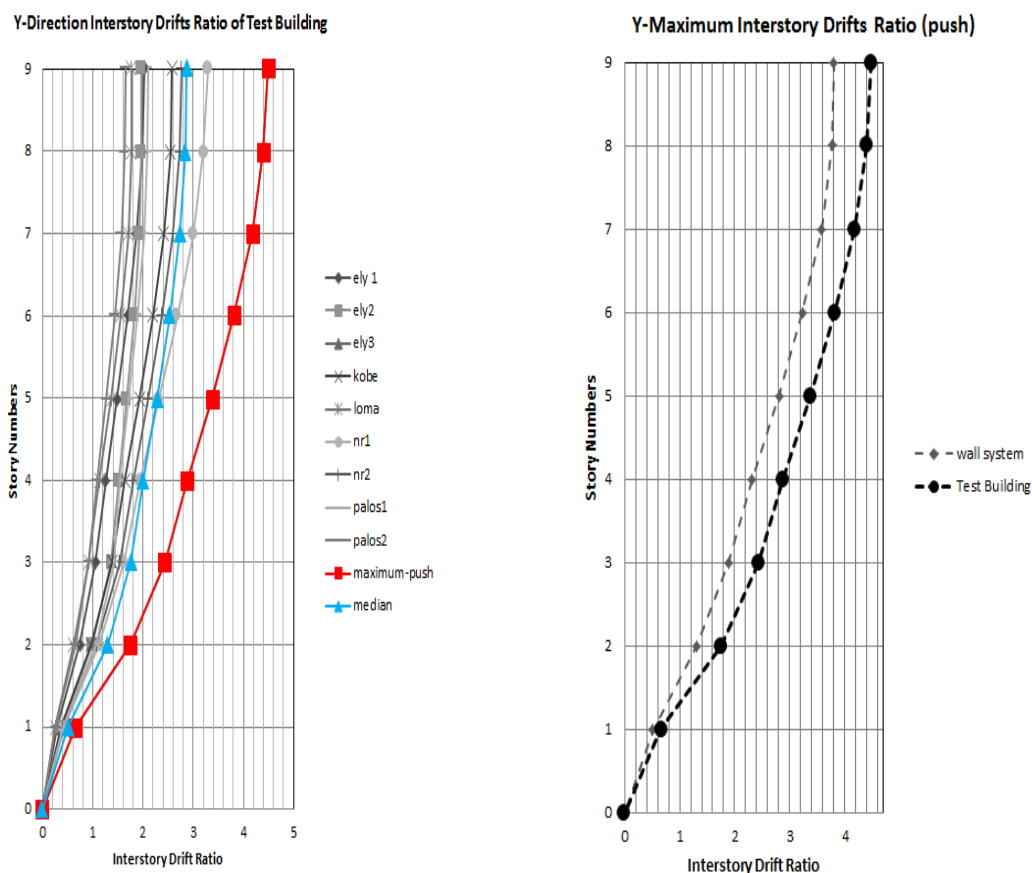
۶-۲-۲- بررسی پایداری لرزه‌ای سازه‌ی دارای دیوار برشی بدون قاب بتنی

در قسمت قبل، مشاهده شد که مقدار برش پایه‌ی منتقل‌شده توسط مجموع ستون‌های طبقه‌ی اول کمتر از ۲,۵ درصد است. با توجه به این موضوع، اگر بتوان نشان داد که سازه‌ی دارای دیوار برشی بدون قاب بتنی، دارای پایداری لرزه‌ای است، می‌توان اطمینان حاصل کرد که قاب بتنی فقط وظیفه‌ی انتقال بار ثقیلی را بر عهده دارد. برای این کار، تمام اعضای تیر و ستون در سیستم سازه‌ای ۹ طبقه‌ی دارای دیوار برشی مفصلی شده و از دور باربری جانبی سازه خارج خواهند شد. در ضمن تمام تکیه‌گاه‌های ستون‌ها در طبقه‌ی اول را به تکیه‌گاه‌های مفصلی تبدیل می‌کنیم.



شکل ۶-۱۱- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت X برای سازه‌های نه طبقه‌ی با دیوار برشی بدون قاب بتنی.

همان طوری که در شکل ۱۱-۶ دیده می‌شود مقدار حداکثر نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در جهت X به مقدار ۰,۴ درصد نسبت به حالت با قاب بتنی افزایش داشته است. در این حالت، مقدار چرخش پلاستیک در پای دیوار کمتر از مقدار مجاز حد فروریزش است.



شکل ۱۲-۶- مقایسه نتایج نسبت حداکثر گریز جانبی میان طبقه‌ای در جهت Y برای سازه‌های نه طبقه با دیوار برشی بدون قاب بتنی.

همان طوری که در شکل ۱۲-۶ دیده می‌شود مقدار حداکثر نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در جهت Y به مقدار ۰,۴ درصد نسبت به حالت با قاب بتنی افزایش داشته است. در این حالت، مقدار چرخش پلاستیک در پای دیوار کمتر از مقدار مجاز حد فروریزش است.

در شکل‌های ۱۱-۶ و ۱۲-۶، همان طوری که دیده می‌شود، مقدار نسبت حداکثر گریز جانبی بین طبقه‌ای در طبقه‌ای اول به مقدار بسیار ناچیزی تغییر کرده است (کمتر از ۰,۱ درصد در هر دو جهت). این

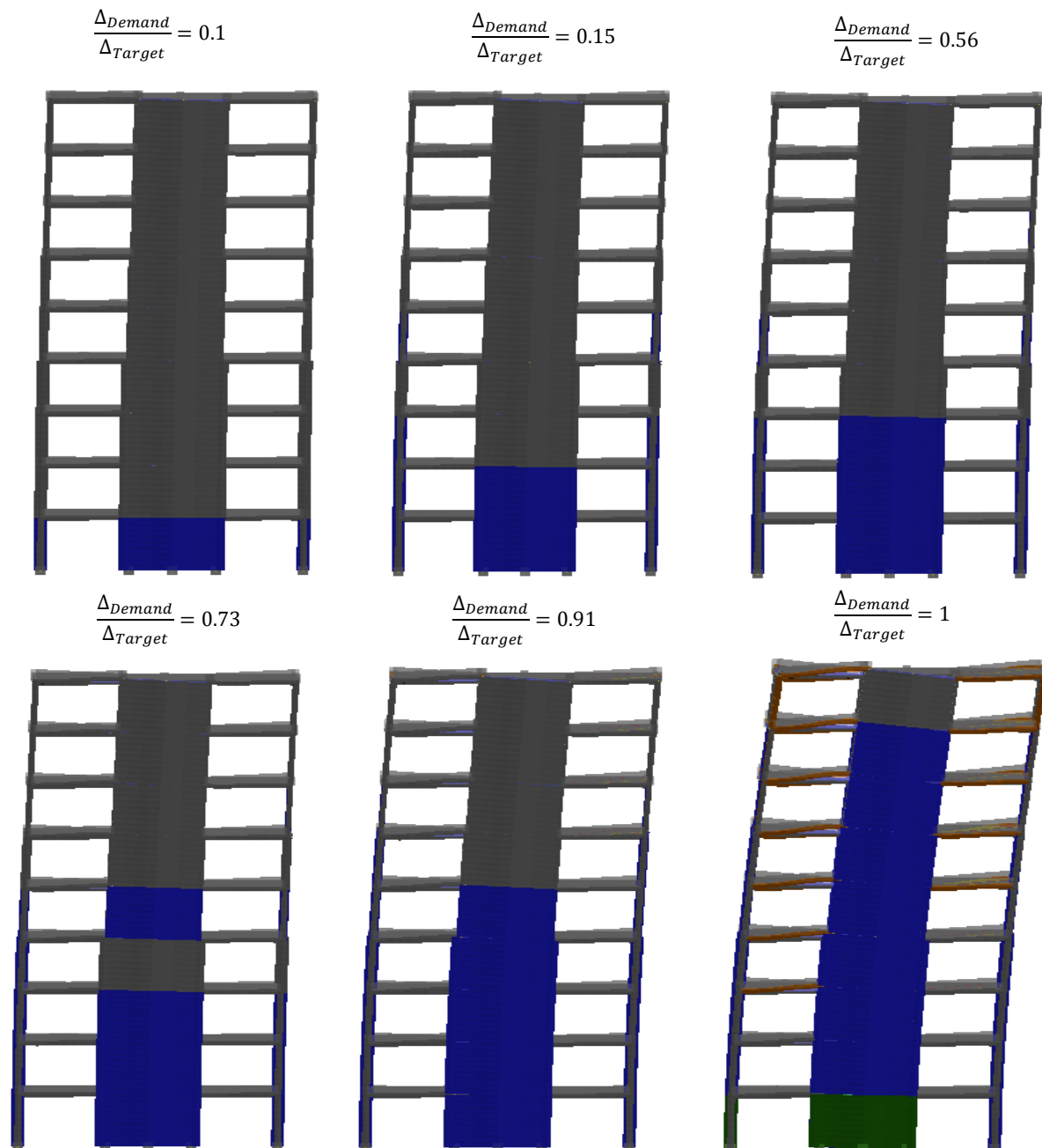
موضوع باعث می‌شود، میزان چرخش پلاستیک در پایه دیوار به مقدار بسیار ناچیزی تغییر کند. طبق استاندارد ASCE41-06، چرخش مفصل پلاستیک در پای دیوار کنترل‌کننده حد فروریزش دیوار است. بنابراین سازه بدون قاب بتنی دارای پایداری لرزه است و می‌توان در این حالت، عملکرد دیوار برشی را از عملکرد قاب بتنی جدا کرد. در این حالت قاب بتنی و سیستم دیوار برشی به ترتیب دارای عملکرد باربری ثقلی و جانبی خواهند بود.

۳-۶- بررسی رفتار دیوار برشی

از قسمت‌های قبلی این بخش می‌دانیم که، رفتار و تغییر مکان جانبی کلی سازه‌های دارای دیوار برشی توسط عملکرد خود دیوار کنترل می‌شوند. حال اینکه چرا و با وجود اینکه خود دیوار سالم است، اعضای از تیرها و ستون‌ها در طبقات فوقانی خراب می‌شوند، موضوع بحث در این قسمت است. از ادبیات می‌دانیم، خرابی از پایه دیوار برشی شروع شده و در ارتفاع دیوار گسترش پیدا می‌کند (۷)، (۵). شکل‌های ۶-۱۳ این موضوع را تصدیق می‌کنند. شکل ۶-۱۳ خروجی گرافیکی تحلیلی رانشی انطباقی را به تصویر می‌کشد. رنگ آبی نشان‌دهنده دیوارهایی است که در آن‌ها تسلیم میل‌گردهای طولی رخ داده است. همان طوری که در شکل دیده می‌شود خرابی از پایه دیوار شروع شده و در امتداد ارتفاع گسترش می‌یابد. همچنین در شکل‌ها دیده می‌شود، تنها با تسلیم چند دیوار در طبقات پایین سازه، مقداری گریز جانبی به طبقات بالاتر تحمیل می‌شود. هرچه تعداد این تسلیم‌ها در ارتفاع دیوار بیشتر می‌شود، مقدار گریز جانبی تحمیل‌شده به طبقات فوقانی افزوده خواهد شد.

با توجه به مباحث مطرح‌شده در این قسمت، کاملاً مشخص است که مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای نمی‌تواند نماینده خوبی برای معیار خرابی عضو دیوار برشی باشد. چون در شکل ۶-۱۳ (شکل سمت راست در گوشه‌ی پایینی)، مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای در طبقه‌ی آخر عدد بالایی را نشان می‌دهد و این در حالی است که، دیوار برشی طبقه‌ی آخر سالم است. بنابراین کاملاً مشخص است که،

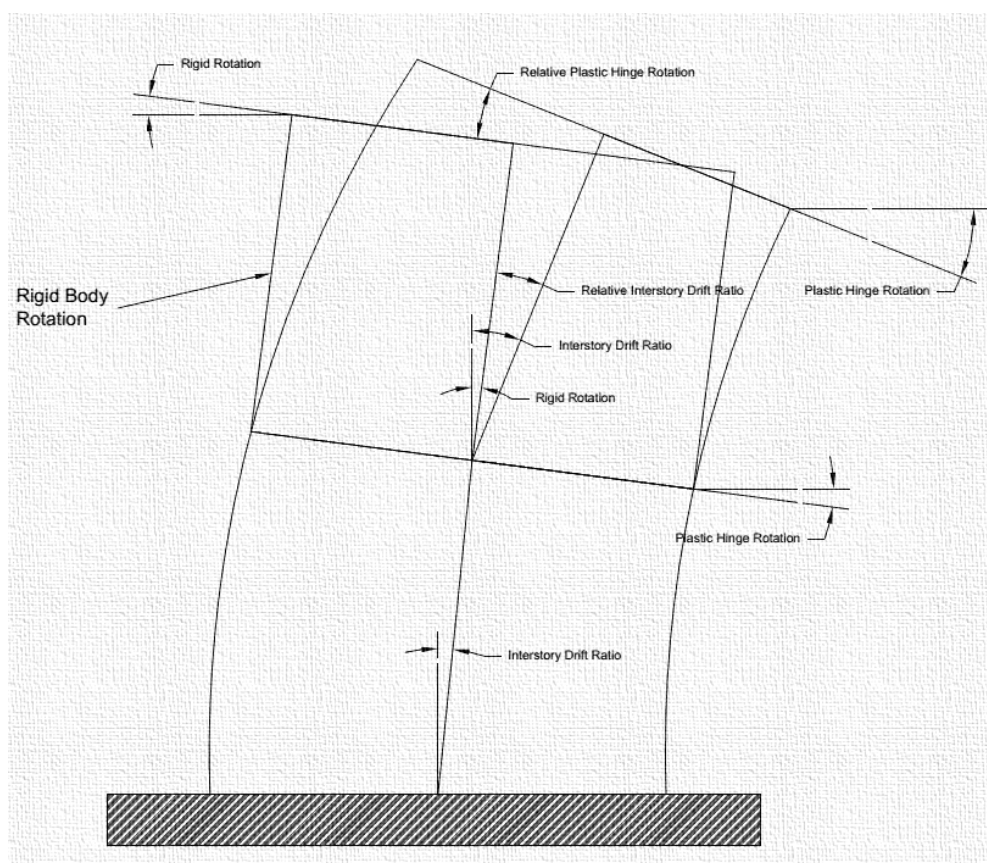
چرخش دیوارها در طبقات پایینی منجر به چرخش صلبی در دیوارها و طبقات فوقانی خواهد شد. در قسمت بعد، به چرخش صلب دیوار برشی به طبقات بالا خواهیم پرداخت.



شکل ۶-۱۳- خروجی گرافیکی تحلیل رانشی انطباقی.

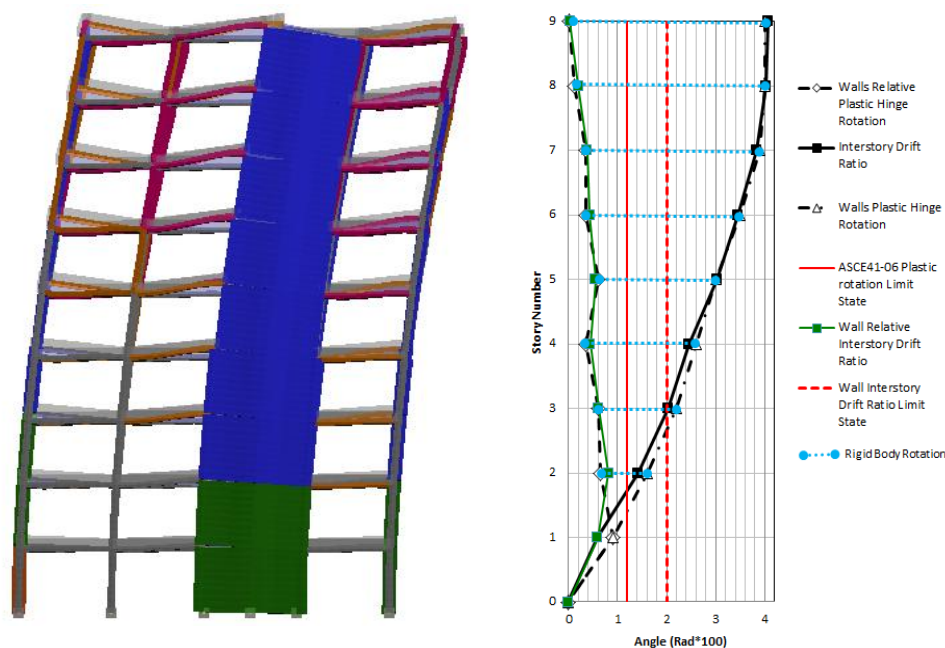
۱-۳-۶- چرخش صلب در دیوارهای برشی

این مقدار چرخش صلب در نمودار شکل ۱۴-۶ و ۱۵-۶ و ۱۶-۶ نشان داده شده‌اند (خطوط افقی آبی رنگ در نمودار شکل ۱۵-۶ و ۱۶-۶). همان طوری که در این شکل‌ها دیده می‌شوند، مقدار چرخش صلب انتقال یافته در طبقات فوقانی به شدت افزایش داشته است. در شکل ۱۶-۶ دیوار طبقه‌ی آخر حتی تسلیم هم نشده است و این از مقدار چرخش نسبی دیوار که برابر مقدار صفر در طبقه‌ی آخر است هم قابل درک - است.

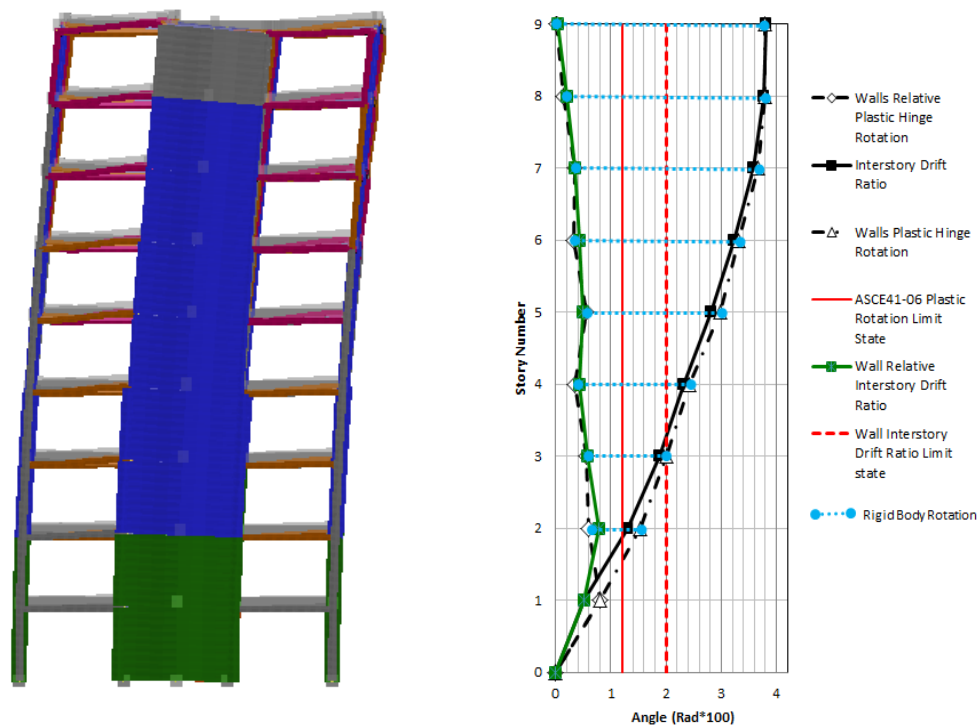


شکل ۱۴-۶- تغییر شکل دیوار برشی و چرخش صلب منتقل شده به طبقات فوقانی.

در شکل ۶-۱۴، مقدار زاویه‌ی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای، گریز جانبی نسبی در هر طبقه و چرخش مفصل پلاستیک و چرخش مفصل پلاستیک نسبی در هر طبقه رسم شده است.

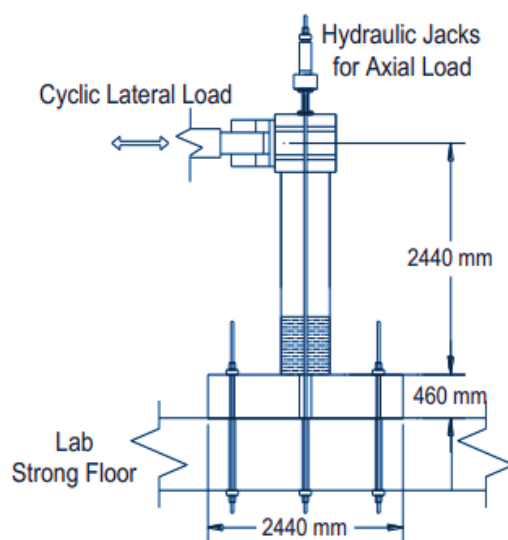


شکل ۶-۱۵- خروجی تحلیلی دینامیکی غیرخطی برای حالت بحرانی تغییر شکل جانبی سیستم با دیوار برشی (جهت X)



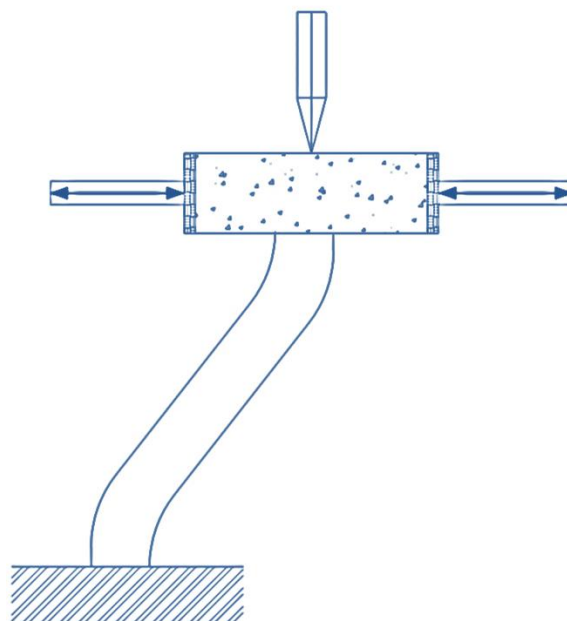
شکل ۶-۱۶- خروجی تحلیلی دینامیکی غیرخطی برای حالت بحرانی تغییر شکل جانبی سیستم با دیوار برشی (جهت Y)

- در شکل ۱۵-۶ و ۱۶-۶، همان طوری که دیده می‌شود. در طبقات فوقانی مقدار چرخش کل روی دیوار با مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای برابر است. این موضوع را می‌توان به صورت زیر تحلیل کرد:
- در طبقات فوقانی، دیوارها با کمترین چرخش نسبی، دچار کمترین آسیب شده‌اند. بنابراین روی یک خط راست قرار دارند.
 - دیوارها در طبقات فوقانی کاملاً به صورت صلب و به شکل یک خط مایل در آمده و با زاویه‌ی خط مایل مقدار زیادی نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای را به طبقات فوقانی قاب بتنی با دیوار تحمیل کرده‌اند.
 - گریز جانبی تحمیل‌شده در طبقات بالا منجر به خرابی ستون‌ها در طبقات فوقانی گردیده است. ولی این خرابی از جنس خرابی ستون‌های سیستم بدون دیوار برشی نیست. در ستون‌های سیستم قاب خمشی بدون دیوار اثر $P-\Delta$ وجود دارد و همین موضوع سبب از دست رفتن باربری جانبی و ثقلی ستون می‌شود. در سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی، تغییر مکان بالا و پایین یک ستون توسط حرکت عرضی دیوار برشی کنترل شده، و از این لحاظ فاقد هر گونه اثر وزن یا $(P-\Delta)$ است. در چنین حالتی، ستون وقتی خراب می‌شود که باربری ثقلی خود را در حالت بدون اثر وزن $(P-\Delta)$ از دست دهد.



شکل ۱۷-۶- ستون تحت اثر بار همزمان افقی و قائم (قاب خمشی)

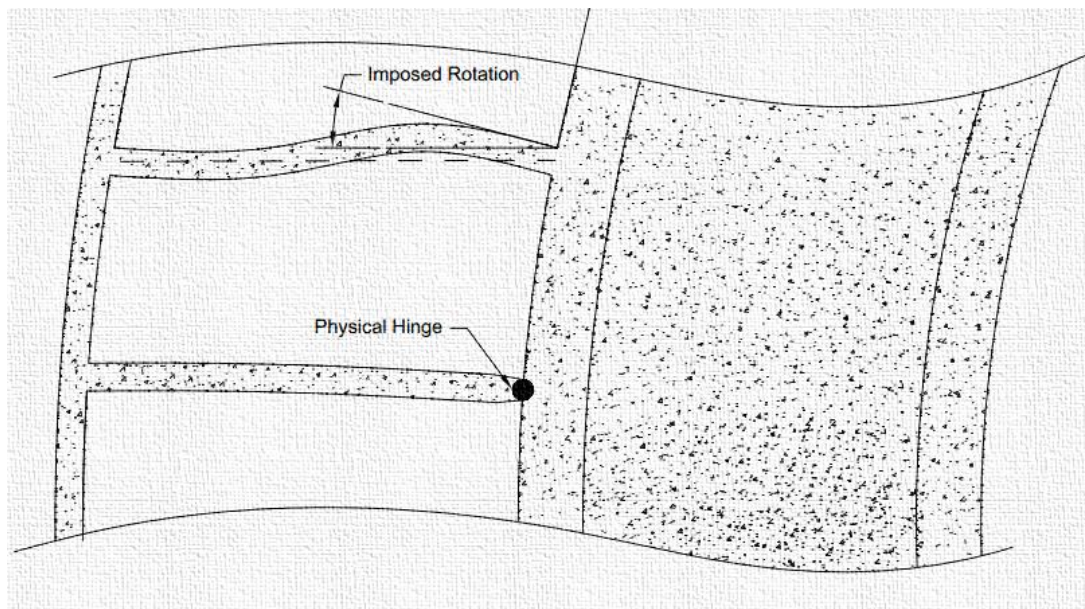
در این مورد و در این قسمت از پروژه حدوداً ۶۰۰۰ عنوان مقاله (جستجو با استفاده از کلمات کلیدی^۱ انجام نشده است) از مجلات معتبر (ASCE و ACI هر کدام به مدت ۲۰ سال) و همچنین کنفرانس‌های بین‌المللی مهندسی (کنفرانس جهانی مهندسی زلزله در لیسبون) زلزله مرور شدند. در این جستجو، به دنبال ستون‌هایی بودیم که اولاً اثر $P-\Delta$ از سیستم جدا شده باشد و ثانیاً، ستون تحت اثر بار ثقیلی خراب شده باشد. برای مدل‌سازی آزمایشگاهی ستون‌های سیستم قاب خمشی، باید جک واردکننده نیروی افقی طوری روی ستون اثر بگذارد که اثر اعمال نیروی وزن در این آزمایش دیده شود. برای ستون معادل در سیستم قاب بتنی دارای دیوار برشی، باید به طور هم زمان، هم تغییر مکان به نقطه‌ی بالای ستون وارد شود و هم این مقدار تغییر مکان کاملاً کنترل شده باشد. طوری که نقطه‌ی بالای ستون کاملاً مقید و در اختیار کنترل تغییر مکان جک باشد (شکل ۶-۱۸). در چنین حالتی ستون تنها در اثر از دست رفتن باربری قائم، خراب خواهد شد. اعداد مندرج در استاندارد ASCE41-06 برای ظرفیت ستون‌ها، اثر $P-\Delta$ را در محاسبات خود تأثیر داده‌اند و در واقع مناسب ستون‌های سیستم قاب خمشی بتنی با دیوار نمی‌باشند.



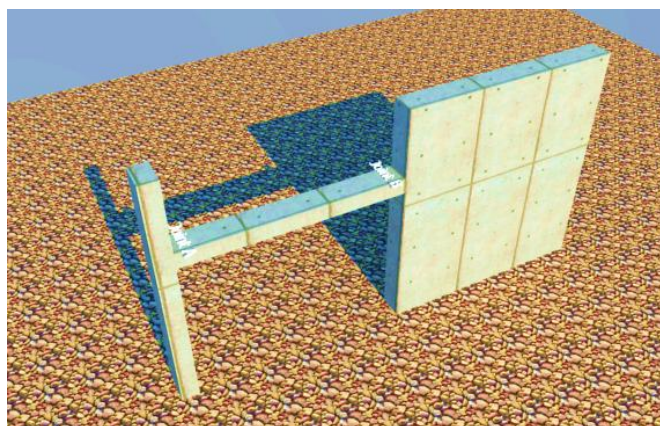
شکل ۶-۱۸- ستون تحت اثر بار همزمان افقی و قائم (قاب خمشی با دیوار برشی)

¹ Keywords

در شکل‌های ۱۵-۶ و ۱۶-۶، مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای برای دیوار برشی به صورت نسبی به دست آمده است. نمودار گریز نسبی با استفاده از تفاضل گریز طبقات از مقدار متناظر آن در طبقه‌ی پایین آن به دست آمده است. نمودار این مقدار گریز جانبی با رنگ سبز نشان داده شده است. همان طوری که در این شکل‌ها دیده می‌شود، نمودار گریز نسبی برای سنجش سلامت دیوار بسیار مناسب است. بنابراین، در دیوارهای برشی، از دو نسبت گریز می‌توان استفاده کرد. نسبت گریز بین طبقه‌ای را می‌توان برای اعضای قاب بتنی با دیوار و نسبت گریز نسبی را برای دیوار برشی به کار گرفت. حد فروریزش دیوار مطابق استاندارد ASCE41-06 برابر مقدار ۲ درصد است. این حد فروریزش باید برای گریز نسبی دیوار استفاده شود. به نظر می‌رسد که خرابی تیرها نیز در این سیستم‌های سازه‌ای، در اثر چرخش صلب انتقال یافته به طبقات فوقانی است. احتمالاً این مقدار چرخش در هر طبقه، تیرهای متصل شده در صفحه‌ی دیوار را می‌چرخاند (شکل ۱۹-۶).

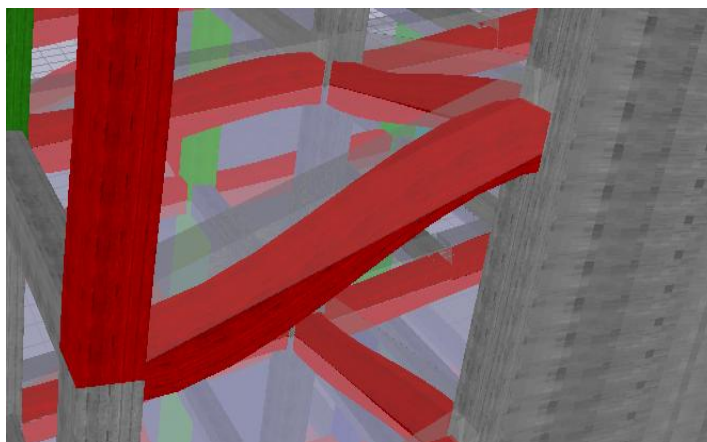


شکل ۱۹-۶- تیر متصل شده در صفحه‌ی دیوار برشی



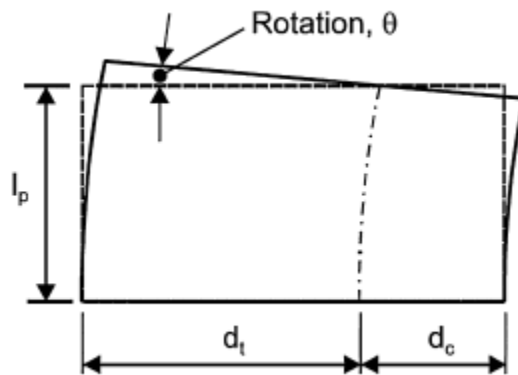
شکل ۶-۲۰- تیر متصل شده در صفحه‌ی دیوار برشی

در مدل‌های تحلیلی، چرخش نقطه اتصال تیر به دیوار برشی را با استفاده از یک اتصال مفصلی آزاد کردیم (نقطه‌ی B) (شکل ۶-۲۰). سیستم سازه‌ای جدید را تحلیل نمودیم. با بررسی‌های انجام‌شده، دریافتیم که چرخش بحرانی به نقطه‌ی مقابل منتقل شده است. در ادامه و برای بررسی و درک بهتر رفتار سازه از تحلیل رانشی انطباقی استفاده نمودیم. در اثر تغییر مکان جانبی، در طبقات فوقانی و در تمام تیر-های متصل شده به دیوار برشی، از هر طرف، تحت تأثیر یک تغییر مکان قائم قابل‌توجه قرار گرفته، و به همین خاطر است که مقدار چرخش در هر دو سر تیر از مقادیر مجاز ظرفیت تیر بیشتر خواهد شد (شکل ۶-۲۱).



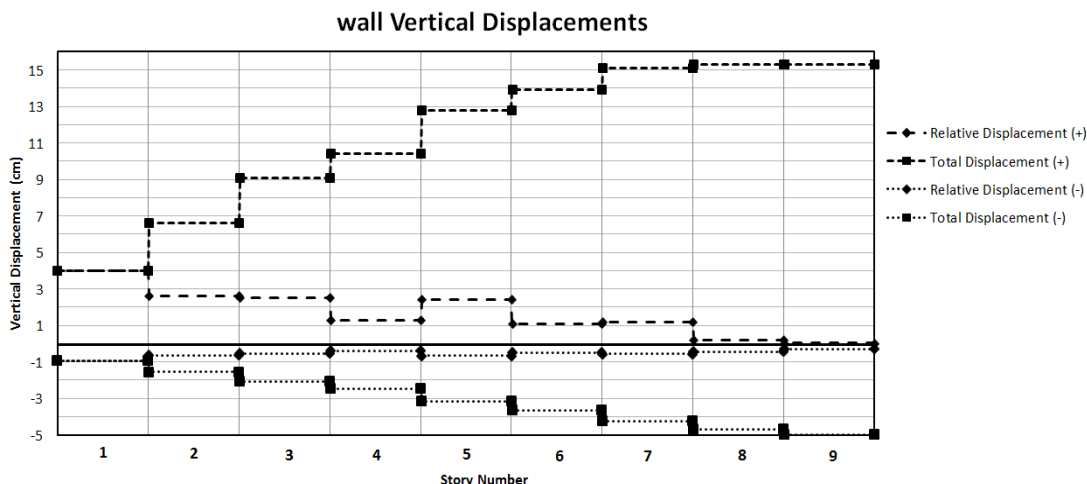
شکل ۶-۲۱- تغییر مکان قائم تحمیل‌شده به تیرهای متصل به دیوار برشی.

هر عضو دیوار برشی، در اثر چرخش و تغییر مکان جانبی، مطابق شکل ۶-۲۲ دچار تغییر طول در امتداد ارتفاع دیوار خواهد شد.



شکل ۶-۲۲-افزایش ارتفاع دیوار در قسمت کششی مقطع دیوار برشی

در هر طبقه‌ای که دیوار تسلیم می‌شود، مقداری به ارتفاع آن در ناحیه‌ی کششی اضافه و مقداری از ارتفاع آن از ناحیه فشاری کم می‌شود. مقدار این افزایش ارتفاع، به دلیل حرکت تار خنثی به سمت ناحیه‌ی فشاری بیشتر است. بنابراین همه‌ی تیرهای متصل به دیوار برشی، در حالتی در وضعیت بحرانی قرار می‌گیرند که به قسمت افزایش طول دیوار متصل شوند. با توجه به خاصیت رفت و برگشتی زلزله، همه‌ی تیرهای متصل به دیوار برشی و مخصوصاً آن‌هایی که در طبقات فوقانی قرار دارند، در این شرایط بحرانی هستند. نمودار شکل صفحه‌ی بعد به خوبی این موضوع را نشان می‌دهد. در نیمه‌ی بالای منحنی زیر (شکل ۶-۲۳) دو نمودار وجود دارد. یکی از آن‌ها که در جهت افزایش ارتفاع سازه، به مقدار آن اضافه می‌شود، افزایش ارتفاع تجمعی دیوار را در ناحیه‌ی کششی نشان می‌دهد. این مقادیر همان تغییر مکان‌هایی هستند که به تیرهای طبقات مختلف وارد شده و خساراتی را به وجود می‌آورند (شکل ۶-۲۱). در پایین این نمودار، نمودار دیگری دیده می‌شود که مقدار تغییر مکان قائم کششی دیوار را در هر طبقه و به صورت نسبی نشان می‌دهد. همان طوری که انتظار داشتیم، با افزایش ارتفاع سازه، در طبقات فوقانی از میزان این افزایش ارتفاع کاسته شده است. دو نمودار رسم شده در قسمت پایینی منحنی شکل ۶-۲۳ برای قسمت فشاری دیوار می‌باشند.



شکل ۶-۲۳- افزایش ارتفاع نسبی و تجمعی دیوار در قسمت کششی و فشاری برای سازه‌ی ۹ طبقه با دیوار برشی

با توجه به نمودار شکل ۶-۲۳، و همان طوری که از قسمت‌های قبل نیز معلوم بود، تجمع خرابی‌ها در تیرهای طبقات بالایی سازه خواهد بود. خرابی تیرها در سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی، مثل خرابی ستون‌ها در این سیستم‌های سازه‌ای متفاوت است. در سیستم‌های سازه‌ای بدون دیوار، تیرها به عنوان اعضای اصلی باربر جانبی محسوب می‌شوند. این در حالی است که، در سیستم‌های دارای دیوار، این اعضا با وجود دیوار برشی که عضو اصلی باربر جانبی هستند، نقشی به مراتب کمتر در باربری جانبی ایفا می‌کنند. بنابراین در سیستم‌های دارای دیوار برشی، در زلزله‌های شدید، دیوار در طبقه‌ی تحتانی در ابتدا دچار چرخش در ناحیه‌ی مفصل پلاستیک خواهد شد. این چرخش باعث می‌شود دیوار در ناحیه‌ی کشش و فشاری دچار تغییر طول شود. پس از به وجود آمدن تغییر طول در دیوار طبقه‌ی اول، این مقدار تغییر طول و چرخش به دیوار طبقه‌ی فوقانی منتقل می‌شود و این دیوار را به صورت کاملاً صلب دچار دوران می‌کند. این اتفاق با افزایش تقاضای زلزله بیشتر می‌شود و به طبقات فوقانی منتقل خواهد شد. هر چه تعداد دیوارها یا ارتفاع سازه بیشتر باشد، به مقدار چرخش صلب و همچنین تغییر مکان قائم تجمعی در تیرهای طبقات بالا اضافه خواهد شد. بنابراین با افزایش ارتفاع سازه، انتظار می‌رود، چرخش صلب دیوار در طبقه‌های بالا منجر به خرابی ستون‌ها شده است. علاوه بر آن، تغییر مکان قائم تجمعی دیوار، منجر به خرابی تیرهای متصل به دیوار برشی می‌شود.

۴-۶- تحلیل عملکردی در سازه‌ی دارای دیوار برشی

۴-۶-۱- نسبت گریز بین طبقه‌ای

با توجه به مطالب عنوان شده در این فصل، از نسبت گریز بین طبقه‌ای و گریز نسبی، به ترتیب برای سنجش سلامت اعضای قاب بتنی و دیوار برشی استفاده می‌شود. برای اعضای قاب بتنی از حد فروریزش نسبت گریز بین طبقه‌ای ۴ درصد استفاده می‌شود. این مقدار حد فروریزش برای اعضای قاب بتنی بدون دیوار برشی است (طبق استاندارد ASCE41-06). همان طوری که در قسمت‌های قبلی این فصل نیز بیان شد، با توجه به کنترل تغییر مکان جانبی توسط عضو دیوار برشی، به نظر می‌رسد که حد فروریزش گریز برای این سازه‌ها بیشتر از این مقدار است. برای حد فروریزش دیوار برشی نیز، از مقدار ۲ درصد استفاده شده است.

با توجه به مطالب عنوان شده در پاراگراف بالا، تمام سازه‌های دارای دیوار برشی بررسی شده در فصل قبل از لحاظ گریز جانبی در وضعیت مطلوبی قرار دارند و در هیچ یک از آن‌ها مقدار نسبت گریز بین طبقه-ای و گریز نسبی از حد فروریزش عبور نکرده‌اند.

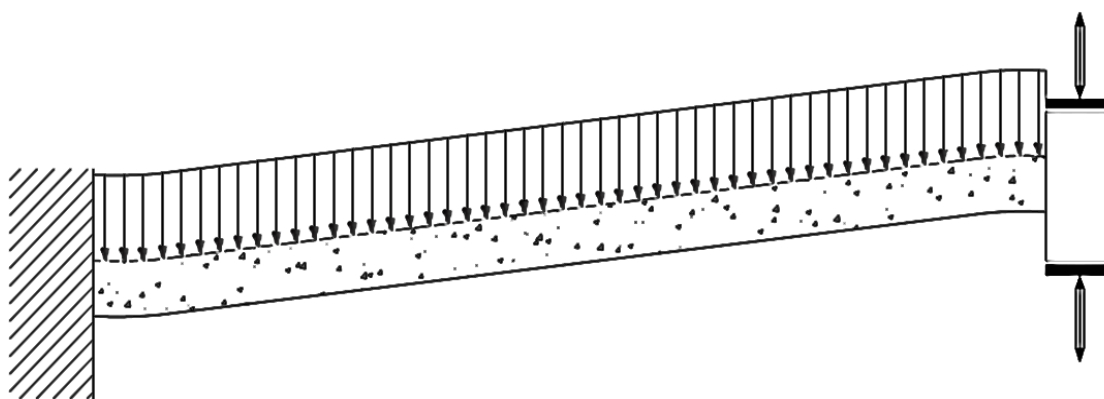
۴-۶-۲- چرخش ستون‌ها

با توجه به مطالب عنوان شده در این فصل، می‌توان برای حد فروریزش چرخش ستون‌ها از معیار اعضای ثانویه استفاده کرد. در استاندارد ASCE41-06، اعداد معرفی شده برای چرخش ثانویه‌ی ستون‌ها با توجه به اثر $P-\Delta$ روی این اعضای سازه‌ای می‌باشند. به نظر می‌رسد که این مقادیر برای سازه‌ی دارای دیوار برشی محافظه‌کارانه هستند، ولی با توجه به نبود شواهد آزمایشگاهی مطلوب و منطبق با شرایط این نوع سازه‌ها، در این تحقیق از معیارهای چرخش ثانویه‌ی این استاندارد استفاده می‌کنیم. مطابق جدول زیر، از مقادیر چرخش پلاستیک برای اعضای ثانویه با شکل‌پذیری ($p=0.006$) بالا استفاده خواهیم کرد.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns										
Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ^{3,4}				
	Plastic Rotations Angle, radians			Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotations Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
	a	b	c			LS	CP	LS	CP	
Condition i. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condition ii. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3	0.010	0.010	0.2	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6	0.008	0.008	0.2	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3	0.012	0.012	0.0	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6	0.006	0.006	0.0	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1. Refer to Section 6.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns will be considered to be controlled by inadequate development or splices when the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Equation 6-2. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. 2. Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles shall be taken as zero for all performance levels unless columns have transverse reinforcement consisting of hoops with 135 degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Axial load, P, shall be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads. 3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.										

با استفاده از معیار خرابی بالا، در هیچ سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی خرابی ستون مشاهده نشد.

با توجه به مطالب عنوان شده در این فصل، می‌توان برای حد فروریزش چرخش تیرها از معیار اعضای ثانویه استفاده کرد. در سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی، تیرها نقش اصلی باربری جانبی را بر عهده ندارند. در این سیستم‌های سازه‌ای، درصد بسیار بالایی از نیروی جانبی زلزله توسط دیوار برشی منتقل می‌شود. به همین منظور خرابی تیرها در این سیستم‌های سازه‌ای، زمانی معنی‌دار است که آن‌ها بر اثر چرخش پلاستیک در دو طرف انتهای خود باربری ثقلی قائم خود را از دست دهند. در این مورد و در این قسمت از پروژه تعداد زیادی عنوان مقاله از مجلات معتبر (ASCE و ACI هر کدام به مدت ۲۰ سال) و همچنین کنفرانس‌های بین‌المللی مهندسی زلزله (کنفرانس جهانی مهندسی زلزله در لیسبون^۱) مرور شدند.

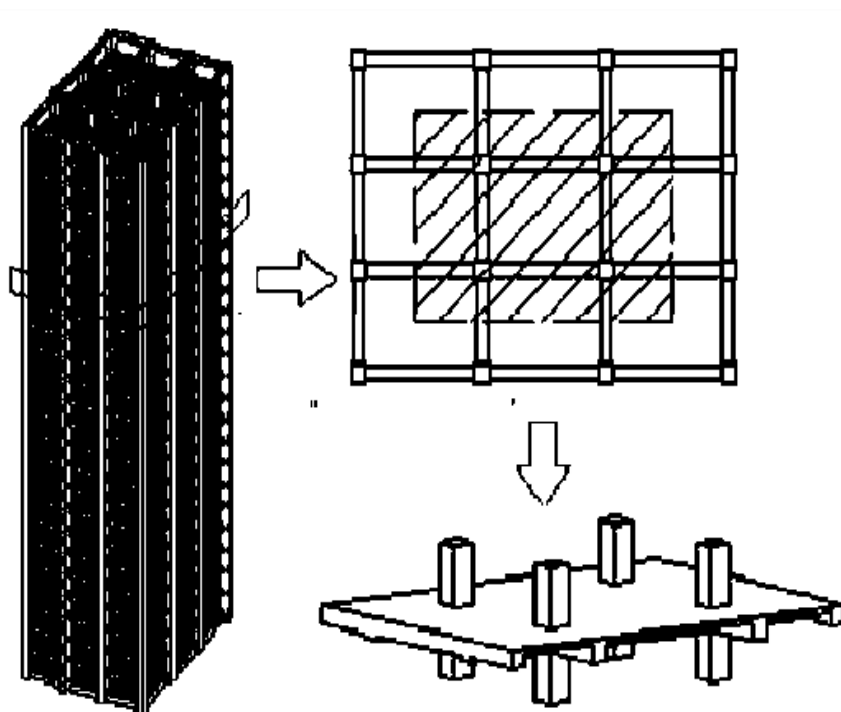


شکل ۶-۲۴-بررسی خرابی در تیرهای ثقلی.

در این بررسی‌ها، به دنبال آزمایشی بودیم که شبیه آزمایش شکل ۶-۲۴ باشد. در آزمایش شکل ۶-۲۴، یک تابعی از تغییر شکل قائم (با دامنه‌ی افزایشی و متناوب) به سمت راست مدل تیر اعمال می‌شود. باید توجه شود که در حین آزمایش، سمت راست تیر همیشه توسط جک واردکننده تابع تغییر شکل مقید است. قید قائمی که توسط جک واردکننده تابع تغییر شکل برای سمت راست مدل تیر فراهم می‌شود، نماینده تأثیر وجود ستون برای گره سمت راست است.

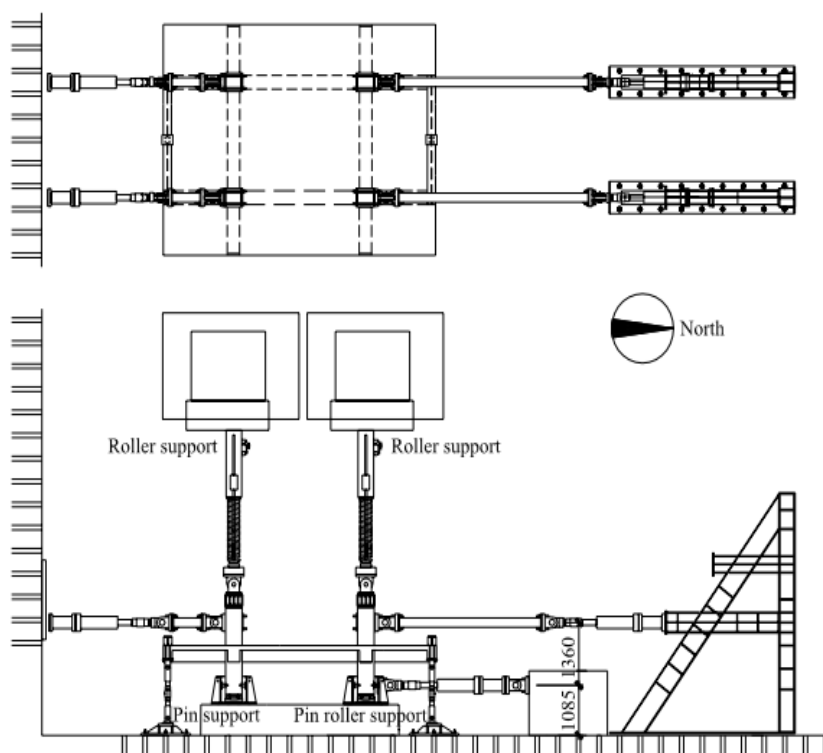
¹ Lisbon

اعداد ارائه شده توسط استاندارد ASCE41-06 بسیار محافظه کارانه است، این موضوع در کار مرجع (۳۶) نیز تصدیق شده است. در این مطالعه‌ی آزمایشگاهی، یک طبقه از سیستم سازه‌ای (شکل ۶-۲۵ و ۶-۲۶) را در آزمایشگاه مدل کرده و با استفاده از بارگذاری چرخه‌ای استاتیکی، به دنبال مدهای خرابی بوده‌اند.

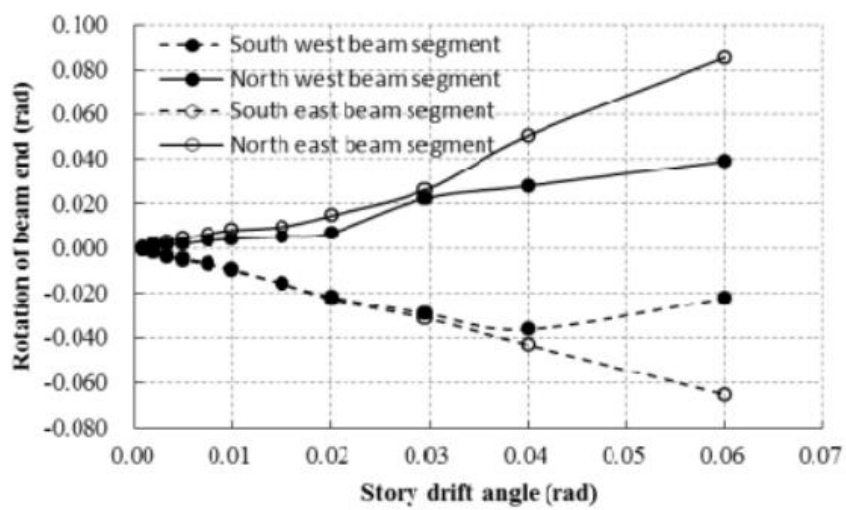


شکل ۶-۲۵-مدل ساخته شده در آزمایشگاه.

در این مطالعه، سازه تا مقدار گریز جانبی ۶ درصد بارگذاری شده است. تا این مقدار گریز جانبی، چرخش انتهایی تیرها نیز اندازه‌گیری شده است. تیرها حدوداً ۰٫۱ رادیان چرخیده‌اند ولی وجود عدم باربری ثقلی در آن‌ها گزارش نشده است (شکل ۶-۲۷). این در حالی است که مقدار حداکثر مجاز چرخش ثانویه در استاندارد ASCE41-06 برای تیرها ۰٫۰۵ رادیان گزارش شده است.



شکل ۶-۲۶- مدل ساخته شده در آزمایشگاه (نحوه بارگذاری)



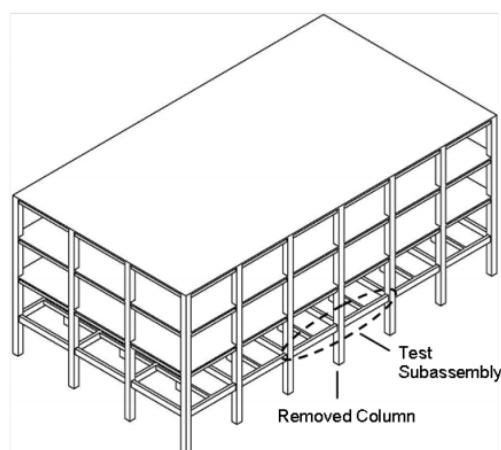
شکل ۶-۲۷- چرخش انتهای تیرها در مقابل مقدار گریز جانبی سازه

از بین تعدادی زیاد مقاله و آزمایش، کار مرجع (۳۷) تنها کار آزمایشگاهی است که بسیار به مدل آزمایشگاهی پیشنهاد شده در شکل ۶-۲۴ نزدیک بوده است (شکل ۶-۲۸).

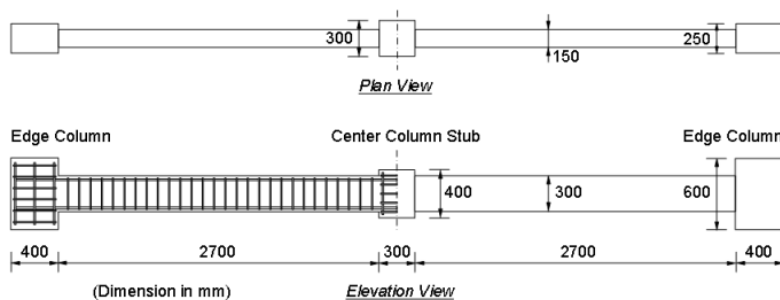


شکل ۶-۲۸- شکل نحوه آزمایش در مرجع (۳۷)

نحوه آزمایش شکل ۶-۲۸، نماینده مدل سازی خرابی یک سیستم سازه ای پس از حذف یک ستون در گره وسط تیر سراسری است (شکل ۶-۲۹).



(a) Prototype Structure



(b) Test Subassembly

شکل ۶-۲۹- مدل سازی آزمایشگاهی سازه ی نمونه

در این آزمایش، گره وسط با استفاده از یک جک تحت بارگذاری قائم قرار می‌گیرد و این آزمایش تا جایی پیش می‌رود که سیستم باربری قائم خود را از دست دهد. فرق بزرگ این آزمایش و آزمایش مطلوب این تحقیق اثر وجود ستون در گره وسط است. اگر گره وسط وجود داشته باشد، خرابی تنها زمانی اتفاق خواهد افتاد که باربری ثقلی به گونه‌ای از بین برود، که تیر از یک طرف گسیخته شده و قادر به ادامه‌ی باربری بار ثقلی گسترده نباشد. این آزمایش‌ها برای تدوین آیین‌نامه طراحی سازه‌ها برای خرابی پیش‌رونده انجام شده است. در جدول ۶-۲ اعداد این آیین‌نامه آمده است. به نظر می‌رسد که این مقادیر برای سازه‌ی دارای دیوار برشی محافظه‌کارانه هستند، ولی با توجه به نبود شواهد آزمایشگاهی مطلوب و منطبق با شرایط این نوع سازه‌ها، در این تحقیق از معیارهای چرخش ثانویه‌ی این استاندارد استفاده می‌کنیم.

جدول ۶-۲- معیارهای پذیرش برای تیرهای بتنی

Table 4-1. Nonlinear Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Reinforced Concrete Beams (Replacement for Table 6-7 in ASCE 41)

Conditions			Modeling Parameters ¹			Acceptance Criteria ^{1,2}		
			Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians		
							Component Type	
							Primary	Secondary
			a	b	c			
i. Beams controlled by flexure³								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ⁴	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3	0.063	0.10	0.2		0.063	0.10
≤ 0.0	C	≥ 6	0.05	0.08	0.2		0.05	0.08
≥ 0.5	C	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≥ 0.5	C	≥ 6	0.038	0.04	0.2		0.038	0.04
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.013	0.02	0.2		0.013	0.02

با استفاده از معیار خرابی بالا، در هیچ سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی خرابی تیرها مشاهده نشد.

فصل هفتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۷-۱- نتیجه‌گیری

در این قسمت مهم‌ترین مباحث یافته شده در تحقیق ارائه خواهد شد:

- عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی در سازه‌های ۳، ۴ و ۶ طبقه، از لحاظ چرخش مفاصل پلاستیک و نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای به مراتب بهتر از سازه‌های معادل بدون دیوار است.
- نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای برای دیوار برشی، معیار مناسبی برای کنترل وضعیت دیوار نیست. در طبقات فوقانی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی، بیش‌ترین مقدار نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای دیده می‌شود. ولی در این طبقات عمدتاً دیوارها بدون آسیب هستند.
- برای کنترل وضعیت دیوار برشی، بهترین معیار اندازه‌گیری خرابی، چرخش و گریز جانبی نسبی دیوارها در هر طبقه است.
- در سیستم‌های دارای دیوار برشی، مقدار گریز جانبی بین طبقه‌ای توسط رفتار خود دیوار کنترل می‌شود. بنابراین دیوارها مانند فنرهای الاستیک قوی عمل می‌کنند و از به وجود آمدن اثر $P-\Delta$ در ستون‌های این سیستم‌های سازه‌ای جلوگیری می‌کنند.
- با توجه به اینکه در سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی اثر $P-\Delta$ در ستون‌ها وجود ندارد، به نظر می‌رسد، مقدار حد فروریزش برای نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای برای این سازه‌ها بیش از مقدار معادل آن در سیستم‌های قاب خمشی باشد. در سیستم‌های قاب خمشی، این مقدار برابر ۴ درصد اختیار شده است (طبق استاندارد ASCE41-06). ولی در سیستم با دیوار برشی این مقدار معادل ۲ درصد در نظر گرفته شده است.

- اگر مقدار حد فروریزش نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای برای قاب بتنی سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی برابر ۴ درصد در نظر گرفته شود (معادل سیستم بدون دیوار)، از لحاظ نسبت گریز جانبی، همه-ی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی دارای عملکرد بهتری هستند.
- افزایش گریز جانبی در طبقات فوقانی سیستم سازه‌ای با دیوار برشی، سبب خرابی ستون‌های این سیستم سازه‌ای در طبقات فوقانی است. این مقدار گریز جانبی، از چرخش صلب دیوار در طبقات بالا و در اثر چرخش دیوارهای طبقات پایین به وجود می‌آیند.
- چرخش صلب دیوار در طبقات فوقانی، محصول جمع تغییر ارتفاع دیوار در محدوده ارتفاع مفصل پلاستیک دیوارها در طبقات پایین‌تر است. هرچه تعداد دیوارهای تسلیم‌شده‌ی بیشتری در ارتفاع سازه داشته باشیم، مقدار این تغییر مکان‌های قائم تجمعی بیشتر شده و متناسب با آن چرخش صلب منتقل‌شده در طبقات بالایی مقدار زیادتری نسبت گریز جانبی بین طبقه‌ای به وجود می‌آورند.
- تیرهایی که به دیوار برشی متصل هستند، تحت تغییر مکان قائم تحمیلی دیوار قرار می‌گیرند. این مقدار تغییر مکان در طبقات بالایی به صورت تجمعی عمل کرده و دارای مقدار بیشتری است.
- استفاده از تیرهای دو سر مفصل به عنوان تیرهای متصل شده به دیوارهای برشی، می‌تواند به بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی دارای دیوار برشی کمک کند.

۷-۲- پیشنهاد برای مطالعات آتی

- ۱- مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی در مورد معیارهای پذیرش اولیه و ثانویه در تیرهای متصل به دیوار برشی.
- ۲- مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی در مورد معیارهای پذیرش اولیه و ثانویه در ستون‌هایی که در قاب‌های بتنی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی هستند.
- ۳- مطالعات پارامتری روی سیستم‌های سازه‌ای دارای دیوار برشی و با متغیرهای مستقلى مثل طول دیوار در پلان و تعداد دیوارها در هر جهت (دو جهت اصلی ساختمان).
- ۴- بررسی امکان فروریزش سازه‌های با و بدون دیوار برشی با استفاده از تحلیل رانشی دینامیکی.
- ۵- بررسی و مطالعه‌ی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای پیچش و نقش دیوارهای برشی در بهبود عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها.

1. **T. Paulay, M.J.N. Priestley**, 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. San Diego, USA : John Wiley & Sons, INC. 0-471-54915-0.
2. **K. Pilakoutas, A. Elnashai**, 1995, *Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part I: experimental*. 3, : ACI Structural Journal, 1995, Vols. 92 (271-281).
3. **I. Ghorbanirenani, R. Tremblay, P. Léger, M. Leclerc**, 2012, *Shake Table Testing of Slender RC Shear Walls Subjected to Eastern North America Seismic Ground Motions*. 12, s.l. : ASCE Journal of Structural Engineering, 2012, Vols. 138 (1515-1529). 0733-9445.
4. **Y. Zhang, Z. Wang**, 2000, *Seismic behavior of reinforced concrete shear walls subjected to high axial*. Y. 5, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 97 (739-750).
5. **D. Palermo, F.J. Vecchio**, 2002, *Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls*. 1, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 99 (81-89).
6. **M. Panagiotou, J. Restrepo, J. Conte**, 2011, *Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice. Phase I: Rectangular*. 6, s.l. : ASCE Journal of Structural Engineering, Vols. 137 (691-704). 0733-9445.
7. **Lefas, Ioannis D., Kotsovos, Michael D. and Ambraseys, Nicholas N.**, 1990, *Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism*1, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 87 (23-31).
8. **Tremblay, R, Leger, P. and Tu, J.**, 2001, *Inelastic Seismic Response of Concrete Shear Walls Considering P-delta effects*. 4, s.l. : Can.J.Civ.Eng, Vols. 28 (640-655).
9. **Panneton, M., Leger, P., and Tremblay, R.**, 2006, *Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to national building code of Canada 2005*. 7, s.l. : Can.J.Civ.Eng, Vols. 33 (854-871).
10. **T.N. Salonikios, A.J. Kappos, I.A. Tegos, G.G. Penelis**, 1999, *Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: Design basis*. 4, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 96 (649-660).
11. **F. Cheng, G. Mertz, M. Sheu, J. Ger**, 1993, *Computed versus Observed Inelastic Seismic Low-Rise RC Shear Walls*. 11, s.l. : ASCE Journal of Structural Engineering, Vols. 119 (3255-3275). 0733-9445.
12. **Salonikios, T.**, 2007, *Analytical Prediction of the Inelastic Response of RC Walls with Low Aspect*. 6, s.l. : ASCE Journal of Structural Engineering, Vols. 133 (844-854). 0733-9445.
13. **Ioannis D. Lefas, Michael D. Kotsovos**, 1990, *Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load*. 6, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 87 (716-726).

14. **K. Orakcal, J.W. Wallace.**, 2006, *Flexural modeling of reinforced concrete walls - Experimental verification*. 2, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 103 (196-206).

۱۵. مقدم، حسن، ۱۳۸۵، مهندسی زلزله : مبانی و کاربرد. تهران : فرآهنگ. 964-92437-8-X.

16. **F. Naeim, S.E., H. Bhatia, P.E., Roy M. Lobo, P.E.**, 2000, Performance Based Seismic Engineering. [book auth.] Farzad Naeim. *The Seismic Design Handbook*. Los Angeles, California : Springer,

۱۷. کارگروه اصلی تهیه کننده ویرایش اول، ۱۳۸۱، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰)، تهران : معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله.

18. **Agency, Federal Emergency Management**, 2013, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. s.l. : CreateSpace Independent Publishing Platform, April 3. 978-1484027554.

19. **C. Sittipunt, S.L. Wood, P. Lukkunaprasit, P. Pattararattanakul.**, 2001, *Cyclic behavior of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement*. 4, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 98 (554-562).

20. **Siao, Wen Bin.**, 1994, *Shear strength of short reinforced concrete walls, corbels, and deep beams*. 2, s.l. : ACI Structural Journal, Vols. 91 (123-132).

21. **M. Fintel, P.E.**, 1995, *Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years*. s.l. : PCI Journal, May-June 5, Vols. pp. 62-78.

22. **C.MARTIN DUKE, JOUN F.MEEMAN.**, 1971, *Preliminary Engineering Finding from Los Angeles Earthquake of February 9, 1971*. s.l. : Earthquake Research Engineerin Institute.

23. **A Blakeborough, P A Merriman, M S Williams.**, 1994, *THE NORTHRIDGE, CALIFORNIA EARTHQUAKE 1994*. London : Earthquake Engineering Field Investigation Team.

24. **D. Vamvatsikos, C.Allin Cornell**, 2002, *Incremental Dynamic Analysis.*. CA : Earthquake Enging Struct. Dyn, Vols. -. 94305-4020.

25. **Shome N, Cornell CA**, 2000, *Structural seismic demand analysis: Consideration of Collapse*. s.l. : Proceeding of the 8th ASCE Speciality Conference on Probabilistics Mechanics and Structural Reliability.

26. **Seismosoft Team.**, 2013, *SeismoStruct User Manual (For version 6.5)*. Pavia (PV). Italy : Seismosoft Ltd.

27. **Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R** , 1988, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. 8, s.l. : Journal of Structural Engineering, Vols. 114 (1804-1826).

28. **Menegotto M., Pinto P.E.**, 1973, *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. Zurich, Switzerland : Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by

Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vols. 15-22.

29. **Paolo Martinelli, and Filip C. Filippou.**, 2009, *Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building*. 587-607, s.l. : EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Vol. 38.

30. **Carvalho E.C., Coelho E., Campos-Costa A.**, 1999, *Preparation of the Full Scale Tests on Reinforced Concrete Frames. Characteristics of the Test Specimens, Materials and Testing Conditions*. s.l. : ICONS Report.

31. **Engineers, American Society of Civil.**, 2007, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE41-06 Standard)*. s.l. : Amer Society of Civil Engineers, April 30. 978-0784408841.

32. **Panyakapo, Phaiboon.**, 2012, *Seismic Displacement Demands of Reinforced Concrete*. LISBO : World Conference on Earthquake Engineering.

33. **Y.Fahjan, B.Doran, B.Akbas, J.Kubin.**, 2012, *PUSHOVER ANALYSIS FOR PERFORMANCE BASED-SEISMIC DESIGN OF RC FRAMES WITH SHEAR WALLS* . LIBOA : World Conference on Earthquake Engineering.

34. **B. Budiono, A.A.Suselo.**, 2012, *The Degree of Accuracy Between Modal Pushover Analysis (MPA) Using CQC and SRSS Combination In Comparison to Non Linear Response Time History (NLTHA) For 3D RC Structures*. Lisbon : World Conference on Earthquake Engineering.

35. **A.Q. Bhatti, H.Varum.**, 2012, *Application of Performance Based Nonlinear*. Lisbon : World Conference on Earthquake Engineering.

36. **Toshikazu Kabeyasawa, H. Fukuyama, D. Xuan &Toshimi Kabeyasawa, H. Katsumata & K. Sugimoto.**, 2012, *Static Cyclic Loading Test on Moment Resisting Frame with Slab Simulating Seismic Performance of High-Rise Reinforced Concrete Buildings*. Lisbon : World Conference on Earthquake Engineering.

37. **Department of Defense**, 2013, *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse* . s.l. : BiblioGov, February 12. 978-1288757022.

38. **Javeed A. Munshi and Satyendra K. Ghosh**, 1997, *Analyses of seismic performance a code designed reinforced concrete building*. PII-S0141-02961(97) 00055-2.

39. **Han-Seon Lee, Sung-Woo Woo**, 2002, *Seismic performance of a 3-story RC frame in a low-seismicity region*. *Engineering Structures* 24 719–734.

40. **Valles. RE, Reinhorn. AM, Kunnath. SK, Li. C, Madan. A**, 1996, *IDARC2D version 4.0: a program for the inelastic damage analysis of buildings*. Technical report NCEER-96-0010, State University of New York, Buffalo.

41. **Li. J.H, Su. R.K.L, Chandler. A.M**, 2003, *Assessment of low-rise building with transfer beam under seismic forces. Engineering Structures*, 25, 1537–1549.
42. **Li. J.H, Su. R.K.L, Chandler. A.M**, 2003, *Assessment of low-rise building with transfer beam under seismic forces. Engineering Structures*, 25, 1537–1549.
43. **kim.T, Foutch.D.A**, 2007, *Application of FEMA methodology to RC shear wall buildings governed by flexur. Engineering Structures*, 29, 2314–2522.
43. **Sadjadi.R, Kianousha.M.R, Taleb.S**, 2007, *Seismic performance of reinforced concrete moment resisting frames. Engineering Structures*, 29, 2365–2380.
44. **Erdurana.E, Yakut.A**, 2007, *Component damage functions for reinforced concrete frame structures. Engineering Structures*, 29, 2242–2253.
45. **Mehannya.S.S.F, El Howary.H.A**, 2010, *Assessment of RC moment frame buildings in moderate seismic zones:Evaluation of Egyptian seismic code implications and system configuration effects. Engineering Structures*, 32,2394_2406.
46. **Ghosh.S, Datta.D , Katakdhond.A.A**, 2011, *Estimation of the Park–Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. Engineering Structures*, 33, 2509–2524.

Abstract

The observed response of medium rise buildings during severe earthquakes worldwide has indicated that RC buildings with shear walls behave considerably better than other buildings. The conviction that shear walls are inherently brittle still prevails amongst engineers, and therefore, they usually prefer to choose moment resisting RC frames without shear walls. In this study, a number of RC frames, with and without shear walls are designed in accordance with the seismic codes, and are then subjected to an ensemble of severe earthquakes. The results of timehistory nonlinear analyses of these models are then used to investigate the effect of the presence of shear walls within the framework of performance based design. It is concluded that in general the presence of shear walls results in a significant decrease in the seismic deformation demand. This includes the plastic rotations in RC columns and beams as well as the interstory drifts. Consequently, it is concluded that the presence of shear walls generally increases the safety of mid-rise RC frames within the assessment framework of performance based design codes such as ASCE41-06.

Key words: RC shear walls, Performance Base Design, Plastic rotation, RC frames, ASCE 41-06