

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده: عمران - معماری

گروه: سازه

عنوان پایان نامه ارشد

## مطالعه پارامتری رفتار دیوار برشی فلزی

دانشجو:

سید محمد هادی برکچیان

اساتید راهنما:

دکتر علی کیهانی

دکتر مهدی توکلی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

شهریور ۹۳



## تقدیم به روح پاک پدرم

به او که نمی دانم از بزرگیش بگویم

یا مردانگی، سخاوت، سکوت، مهربانی و .....

## تقدیم به مادر عزیزتر از جانم

دریای بی کران فداکاری و عشق،

که وجودم برایش همه رنج است و وجودش برایم همه مهر.

## خداوندا

به ما توفیق تلاش بی شکست، صبر در نومییدی، رفتن بی همراه، جهاد بی سلاح، کار بی پاداش،  
فداکاری در سکوت، دین بی دنیا، مذهب بی عوام، عظمت بی نام، ایمان بی ریا، مناعت بی غرور، عشق  
بی هوس، تنهایی در انبوه جمعیت و دوست داشتن بی آنکه دوستان بدانند عنایت فرما.

## تقدیر و تشکر

به مصداق «من لم یسکر المخلوق لم یسکر الخالق» بسی شایسته است از

استاد فرهیخته و فرزانه جناب آقای دکتر علی کیهانی

که با کرامتی چون خورشید، سرزمین دل را روشنی بخشیدند و گلشن سرای علم و

دانش را بار بار بهمانی های کار ساز و سازنده بارور ساختند؛ تقدیر و تشکر نمایم

بچنین از جناب آقای دکتر مهدی توکلی که در کمال سه صدر، با حسن خلق و فروتنی، از بیچ کلی در این عرصه بر من دریغ ننمودند و

زحمت راهنمایی این رساله را بر عهده گرفتند کمال تشکر و قدردانی را دارم.

## تعهد نامه

اینجانب سید محمد هادی برکچیان دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران دانشکده عمران

دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مطالعه پارامتری رفتار دیوار برشی فلزی تحت

راهنمایی جناب دکتر علی کیهانی و دکتر سید مهدی توکلی متعهد می شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

### تاریخ

### امضای دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است ) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

## چکیده

سیستم دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی، در سه دهه اخیر به سرعت در دنیا مورد توجه قرار گرفته و از این سیستم برای ساخت و مقاوم‌سازی ساختمان‌های مهمی در دنیا به ویژه در کشورهای زلزله‌خیزی چون آمریکا و ژاپن استفاده شده است. مطالعات آزمایشگاهی و نظری همگی حاکی از رفتار بسیار مناسب این سیستم در برابر بارهای سنگین جانبی می‌باشد و همچنین رفتار ساختمان‌های اجرا شده با استفاده از این سیستم در زلزله‌های شدیدی مانند زلزله نورث‌ریج و کوبه بسیار مطلوب بوده است. در این پایان‌نامه مدل‌های متعدد دیوارهای برشی فولادی در نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS ساخته و تحلیل شد که شامل غیرخطی هندسی و مادی می‌باشد و همچنین با استفاده از دو مدل معتبر آزمایشگاهی مدل‌سازی صورت گرفته در ABAQUS صحت‌سنجی شد که حاکی از برازش بسیار خوب نتایج حاصل از ABAQUS و نتایج به دست آمده از آزمایش بود.

در این پایان‌نامه تاثیر سخت‌کننده‌ها بر رفتار دیوارهای برشی فولادی و پارامترهای مؤثر بر آن شامل تأثیر نوع آرایش سخت‌کننده‌ها بر ظرفیت باربری و جذب و اتلاف انرژی، اثر ضخامت دیوار و سخت‌کننده‌ها، عرض سخت‌کننده‌ها و تأثیر سختی تیر و ستون بر رفتار و مقاومت نهایی دیوار برشی بررسی شده است. مدل‌های مربوط به دیوارهای سخت‌شده با استفاده از المان shell در نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS شبیه‌سازی شدند. در این تحقیق جهت بررسی صحت مدل‌سازی با استفاده از المان shell، نتایج بدست آمده از آزمایش انجام شده توسط صبوری و سجادی در سال ۲۰۰۹ [۴۶]، با استناد بر آزمایشهای صورت گرفته توسط تاکاهاشی و همکاران [۲]، استفاده شده است.

**واژه‌های کلیدی:** دیوارهای برشی فولادی، سخت‌کننده، ظرفیت باربری، اتلاف و جذب انرژی

## مقالات مستخرج از پایان نامه

برکچیان، م.ه. (۱۳۹۳)، "تأثیر آرایش سخت کننده ها بر رفتار دیوار برشی فولادی"، اولین کنفرانس ملی علوم مهندسی، ایده‌های نو، تنکابن

برکچیان، م.ه. (۱۳۹۳)، "تأثیر سختی تیر و ستون بر رفتار دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده"، اولین کنفرانس ملی علوم مهندسی، ایده‌های نو، تنکابن

برکچیان، م.ه. (۱۳۹۳)، "تأثیر سخت کننده افقی و قائم بر رفتار دیوار برشی فولادی"، همایش ملی معماری، عمران و توسعه ی نوین شهری، تبریز

برکچیان، م.ه. (۱۳۹۳)، "تأثیر نسبت لاغری بر رفتار دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده و با سخت کننده افقی و قائم"، همایش ملی معماری، عمران و توسعه ی نوین شهری، تبریز

برکچیان، م.ه. (۱۳۹۳)، "تأثیر نقص اولیه ورق فولادی بر رفتار دیوار برشی فولادی"، همایش ملی معماری، عمران و توسعه ی نوین شهری، تبریز



## فهرست مطالب

۱	فصل ۱:
۱	مقدمه
۲	۱-۱- عنوان تحقیق.....
۲	۲-۱- مقدمه‌ای بر تحقیق.....
۳	۳-۱- لزوم انجام تحقیق.....
۴	۴-۱- نوآوری و اهداف تحقیق.....
۴	۵-۱- فرضیات تحقیق.....
۶	۶-۱- روش تحقیق.....
۶	۷-۱- ساختار فصول تحقیق.....
۹	فصل ۲:
۹	مروری بر دیوارهای برشی فولادی
۱۰	۱-۲- مقدمه.....
۱۳	۲-۲- تاریخچه.....
۱۵	۳-۲- استفاده از دیوارهای برشی فولادی در ساختمان‌ها.....
۱۵	۱-۳-۲- استفاده از سیستم در ساختمان‌های نوساز.....
۱۵	۲-۳-۲- ۱-۱- ۱- ساختمان نیپون استیل.....
۱۶	۲-۳-۲- ۲-۱- ۱- ساختمان شینجو کونومورا.....
۱۷	۲-۳-۲- ۳-۱- ۱- ساختمان هایت ریجنسی.....
۱۸	۲-۳-۲- ۴-۱- ۱- بیمارستان آلیووویو.....
۲۱	۲-۳-۲- استفاده در تقویت ساختمان‌های موجود.....
۲۱	۲-۳-۲- ۱- ۲- ۳- بیمارستان سیلمار.....
۲۲	۲-۳-۲- ۲- ۲- ۳- ساختمان مرکز درمانی در چارلستون.....
۲۳	۲-۳-۲- ۳- ۲- ۳- ساختمان کتابخانه ایالتی اورگان.....
۲۴	۴-۲- آزمایشات انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی.....
۳۰	۵-۲- انواع دیوارهای برشی فولادی.....
۳۳	۲-۵-۲- پانل‌های برشی فشرده.....
۳۴	۲-۵-۳- معیار طراحی پانل برشی فشرده.....

- ۲-۵-۴- مدل سازی نظری پانل های برشی فشرده ..... ۳۵
- ۲-۵-۵- تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه ی پانل های برشی فولادی فشرده ..... ۳۷
- ۲-۵-۶- پانل های برشی لاغر ..... ۴۶
- ۲-۵-۶-۲- مدل سازی نظری پانل های برشی لاغر ..... ۵۱
- ۲-۶-۶- آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی از دیدگاه آیین نامه های موجود ..... ۷۰
- ۲-۶-۱- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی در آیین نامه کانادا (CAN/CSA S16-01) ..... ۷۱
- ۲-۶-۲- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی بر اساس آیین نامه آمریکا (AISC-341) ..... ۷۳
- ۲-۶-۳- تحلیل غیرخطی استاتیکی (بارافزون) ..... ۷۴
- ۲-۶-۴- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی بر اساس آیین نامه آمریکا (AISC 820) ..... ۷۶
- ۲-۷-۷- تئوری های موجود در تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی ..... ۷۶
- ۲-۷-۱- تئوری اندرکنش قاب و ورق فولادی ..... ۷۶
- ۲-۷-۲- تئوری میله ای در دیوار برشی فولادی ..... ۷۶
- ۲-۷-۳- تئوری تیرورقی در دیوار برشی فولادی ..... ۷۷

### فصل ۳: ۷۹

#### بهبود رفتار کمانشی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از سخت کننده ها ۷۹

- ۳-۱- مقدمه ..... ۸۰
- ۳-۲- معادلات کمانش ورقهای مربع مستطیل تحت اثر تنش های برشی ..... ۸۱
- ۳-۳- نظریه پایداری صفحات ارتوتروپ ..... ۸۵
- ۳-۴- معادلات کمانش ورقهای مربع مستطیل تقویت شده و تحت تنش های برشی ..... ۸۶
- ۳-۵- تعیین حداقل ممان اینرسی لازم جهت جلوگیری از کمانش کلی ورق فولادی با استفاده از روابط تئوری و کلاسیک ..... ۹۰
- ۳-۵-۱- مود کمانش کلی ..... ۹۱
- ۳-۵-۲- مود کمانش موضعی ..... ۹۲
- ۳-۶- تعیین شرایط لازم برای سخت کننده ها ..... ۹۳
- ۳-۷- نتایج بدست آمده از آزمایش انجام شده توسط صبوری و سجادی ..... ۹۴

### فصل ۴: ۹۹

۹۹	ABAQUS
۱۰۰	۴-۱-۱- مقدمه .....
۱۰۱	۴-۱-۲- معرفی محصولات ABAQUS .....
۱۰۱	۴-۱-۲-۱- ABAQUS/Standard .....
۱۰۲	۴-۱-۲-۲- ABAQUS/Explicit .....
۱۰۲	۴-۱-۲-۳- ABAQUS/CAE .....
۱۰۲	۴-۱-۳- انواع تحلیل در ABAQUS .....
۱۰۳	۴-۱-۴- معرفی انواع المان‌های مورد استفاده در ABAQUS .....
۱۰۳	۴-۱-۴-۱- انواع المان از نظر ابعاد .....
۱۰۴	۴-۱-۴-۲- انواع المان از نظر نوع تحلیل .....
۱۰۴	۴-۱-۵- انواع المان‌های تنش - کرنش در ABAQUS .....
۱۰۴	۴-۱-۵-۱- المان‌های محیط پیوسته .....
۱۰۶	۴-۱-۵-۲- المان‌های سازه‌ای .....
۱۱۰	۴-۲- مدل‌سازی اجزاء محدود دیوار برشی فولادی با سخت کننده .....
۱۱۰	۴-۲-۱- نحوه ساخت اجزاء مختلف دیوار برشی فولادی .....
۱۱۱	۴-۲-۲- تعریف مصالح در نرم افزار .....
۱۱۲	۴-۲-۲-۱- قانون سخت‌شوندگی فولاد و انواع آن .....
۱۱۳	۴-۲-۲-۲- معیار گسیختگی مورد استفاده برای مصالح .....
۱۱۴	۴-۲-۳- انتخاب نوع المان و اندازه مش بندی مناسب برای مدل‌ها .....
۱۱۵	۴-۲-۴- شرایط مرزی و بارگذاری .....
۱۱۶	۴-۲-۵- صحت سنجی مدل المان محدود با مدل آزمایشگاهی .....
۱۱۶	۴-۲-۵-۱- صحت سنجی مدل برای تعیین مقدار مناسب نقص هندسی (Imperfection) .....
۱۱۶	۴-۲-۵-۲- صحت سنجی مدل برای تعیین اندازه مناسب مش بندی در مدل‌ها .....

۱۱۹	بررسی و تعیین پارامترهای مؤثر بر رفتار دیوار برشی فولادی
۱۲۰	۵-۱- مقدمه .....
۱۲۰	۵-۲- بررسی پارامترهای مؤثر با استفاده از تحلیل مدل‌ها .....
۱۲۰	۵-۲-۱- مقایسه‌ی نحوه‌ی آرایش سخت کننده‌ها در یک دیوار برشی فولادی .....

۱۲۵	۲-۲-۵- مقایسه‌ی رفتار دیوارهای سخت شده با سخت‌کننده‌های متقارن و متعامد .....
۱۲۵	۲-۲-۱- دیوارهای سخت شده با وزن یکسان .....
۱۲۷	۲-۲-۲- دیوارهای سخت شده با سخت‌کننده‌های مشابه .....
۱۳۰	۳-۲-۵- اثر ضخامت دیوار .....
۱۳۲	۴-۲-۵- تأثیر سختی تیر در دیوار بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده .....
۱۳۵	۵-۲-۵- تأثیر سختی ستون در دیوار بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده .....
۱۳۹	۶-۲-۵- تأثیر تعداد سخت‌کننده‌های قائم در دیوار .....
۱۴۳	۷-۲-۵- تأثیر تعداد سخت‌کننده‌های افقی در دیوار .....
۱۴۸	۸-۲-۵- تأثیر عرض و ضخامت سخت‌کننده .....
۱۵۲	۹-۲-۵- تعیین محل قرارگیری اولین سخت‌کننده‌ی قائم .....
۱۵۴	۱۰-۲-۵- تعیین محل قرارگیری اولین سخت‌کننده‌ی افقی در ارتفاع دیوار .....

۱۵۷

## فصل ۶:

۱۵۷

## نتایج و پیشنهادات

۱۵۸	۱-۶- مقدمه .....
۱۵۸	۲-۶- نتیجه‌گیری .....
۱۶۰	۳-۶- پیشنهادها جهت تحقیقات آینده .....

۱۶۱

## فصل ۷:

۱۶۱

## مراجع

## فهرست اشکال

- شکل (۱-۱) دیوارهای برشی فولادی دارای سخت کننده و بدون سخت کننده ..... ۲
- شکل (۲-۱) منحنی هیستریزیس پانل برشی بدون سخت کننده ..... ۲
- شکل (۳-۱) منحنی هیستریزیس پانل برشی دارای سخت کننده ..... ۲
- شکل (۱-۲) مشابهت عملکرد دیوار برشی فولادی و تیورق طره‌ای ..... ۱۲
- شکل (۲-۲) یک نمونه دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده [۷] ..... ۱۲
- شکل (۳-۲) مدل نواری کولاک و همکاران ..... ۱۳
- شکل (۴-۲) دیوار برشی فولادی تقویت شده در ساختمان ۲۰ طبقه نیون استیل در توکیو ژاپن ..... ۱۶
- شکل (۵-۲) الف) ساختمان شینجو کونومورا در توکیو ب) مقطع ساختمان ۵۶ طبقه در توکیو، ج) پلان ساختمان ..... ۱۷
- شکل (۶-۲) هتل هزار اتاقه هایت ریجنسی ..... ۱۸
- شکل (۷-۲) بیمارستان آلیوووی آمریکا در حال ساخت ..... ۱۹
- شکل (۸-۲) بیمارستان آلیووویو ..... ۲۰
- شکل (۹-۲) ساختمان مسکونی ۵۱ طبقه واقع در سان فرانسیسکو ( کالیفرنیا ) ..... ۲۱
- شکل (۱۰-۲) الف) نمایی از بیمارستان سیلمار (کالیفرنیا)، ب) جزئیات دیوار برشی در بیمارستان سیلمار ..... ۲۲
- شکل (۱۱-۲) ساختمان مرکز درمانی الف) نمای شمالی ، ب) نمای جنوبی ..... ۲۳
- شکل (۱۲-۲) الف) ساختمان دادگاه فدرال آمریکا در سیاتل ، ب) سازه در حال ساخت ..... ۲۴
- شکل (۱۳-۲) مکانیزم های اتلاف انرژی برشی : الف) میدان کششی ، ب) برش خالص [۱۲و۱۱] ..... ۳۱
- شکل (۱۴-۲) سه مرحله از انواع رفتار دیوارهای برشی فولادی [۴۸] ..... ۳۳
- شکل (۱۵-۲) کماتش برشی پانل سخت شده : الف) محلی ب) کلی [۴۹] ..... ۳۵
- شکل (۱۶-۲) مدل شماتیک سیستم های ترکیبی قاب - دیوار برشی فولادی [۵۰] ..... ۳۷
- شکل (۱۷-۲) الف) مقایسه منحنی تنش و کرنش بین فولاد با نقطه تسلیم و فولاد معمولی ب) رفتار هیستریزیس فولاد با نقطه تسلیم پایین [۲۴] ..... ۳۸
- شکل (۱۸-۲) مدل آزمایشگاهی ناکاشیما و همکاران (۱۹۹۴) مدل آزمایشگاهی با پانل های برشی از فولاد با نقطه تسلیم پایین ب) مشخصات سایر مدل های آزمایشگاهی [۲۲] ..... ۳۹
- شکل (۱۹-۲) آزمایش ناکاشیما (۱۹۹۵) : الف) ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی ب) منحنی تنش - کرنش فولاد [۲۲] ..... ۴۰

- شکل (۲-۲۰) الف) دستگاه بار گذاری ب) تاریخچه بار گذاری در مدل آزمایشگاهی ناکاشیما [۲۲]..... ۴۱
- شکل (۲-۲۱) نتایج آزمایش تحت بار گذاری یکنواخت در مدل ناکاشیما (۱۹۹۵) [۴۵]..... ۴۲
- شکل (۲-۲۲) نتایج آزمایش تحت بار گذاری سیکلی در مدل ناکاشیما (۱۹۹۵) [۴۵]..... ۴۲
- شکل (۲-۲۳) الف) مشخصات دیوار ب) پانل با گوشه های بریده شده در نمونه آزمایشگاهی وین و برونو (۲۰۰۴) [۱۸]..... ۴۳
- شکل (۲-۲۴) تاریخچه بار گذاری از نوع اعمال جابجایی ، ب) پانل سوراخدار قبل از انجام آزمایش در تحقیقات وین و برونو (۲۰۰۴) [۱۸]..... ۴۳
- شکل (۲-۲۵) الف) سیکل های هیستریزس، ب) ترکیب نهایی مدل آزمایشگاهی نوع P آزمایشات وین و برونو (۲۰۰۰) [۲۰]..... ۴۴
- شکل (۲-۲۶) الف) سیکل های هیستریزس نمونه CR ، ب) مدل آزمایشگاهی تسلیم شده وین و برونو (۲۰۰۴) [۴۷]..... ۴۵
- شکل (۲-۲۷) الف) منحنی هیستریزس نمونه S ، ب) شبیه سازی عددی در نمونه آزمایشگاهی وین و برونو (۲۰۰۰) [۲۷]..... ۴۵
- شکل (۲-۲۸) الف) حالات تنش در جان تیر سخت شده ی تحت برش، ب) واکنش تنش های اولیه. [۴۶]..... ۴۸
- شکل (۲-۲۹) الف) تنش های اصلی در پانل برشی، ب) توسعه تنش کششی پس از کمانش [۴۵]..... ۵۰
- شکل (۲-۳۰) توسعه مکانیزم میدان کششی [۴۹]..... ۵۰
- شکل (۲-۳۱) مدل سازی پانل برشی : الف) روش قطر معادل، ب) مدل نواری [۴ و ۴۹]..... ۵۳
- شکل (۲-۳۲) مدل آزمایشگاهی تیملر و کولاک (۱۹۸۳) [۳]..... ۵۶
- شکل (۲-۳۳) مدل آزمایشگاهی کاسز، الغالی و چن (۱۹۹۳) [۶]..... ۵۷
- شکل (۲-۳۴) آزمایشات کاسز و همکاران (۱۹۹۳) : تغییر شکل نمونه ها در انتهای بار گذاری نمونه ها به ترتیب از چپ به راست M12، M14، M22 [۶]..... ۵۹
- شکل (۲-۳۵) مدل آزمایشی درایور، کولاک، کندی و الوی (۱۹۹۷) [۱۲]..... ۶۲
- شکل (۲-۳۶) مدل آزمایش شده ی رضایی (۱۹۹۹) [۱۵]..... ۶۳
- شکل (۲-۳۷) مدل آزمایشگاهی لوبل، پیون، ونتورا و رضایی (۲۰۰۰) : الف) نمونه تغییر شکل یافته در روند آزمایش ب) واکنش هیستریزس مدل آزمایشگاهی [۱۴]..... ۶۵
- شکل (۲-۳۸) الف) مشخصات مدل آزمایشگاهی ب) جزییات بار گذاری آستانه ی اصل و ژائو [۱۸]..... ۶۶

- شکل (۲-۳۹) الف) تغییر شکل نهایی پانل آزمایشگاهی (ب) منحنی هیستریزس آستانه‌ی اصل و ژائو (۲۰۰۰) [۱۸]..... ۶۸
- شکل (۲-۴۰) سیستم آزمایشگاهی مورد استفاده توسط برمن و بروئو (۲۰۰۳) [۲۷]..... ۶۹
- شکل (۲-۴۱) نمونه های آزمایشگاهی برمن و بروئو (۲۰۰۳) [۲۷]..... ۶۹
- شکل (۲-۴۲) الف) ترک خوردگی نمونه F2 در آزمایشات برمن و بروئو (۲۰۰۳)، ب) لویهای هیستریزس [۴۴]..... ۷۰
- شکل (۳-۱) مود کمانش کلی و موضعی پانل فولادی..... ۸۱
- شکل (۳-۲) منحنی مربوط به تعیین ضریب K..... ۹۰
- شکل (۳-۳) پانل برشی تقویت شده..... ۹۱
- شکل (۳-۴) مشخصات هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی..... ۹۴
- شکل (۳-۵) شمای نمونه دیوار برشی فولادی با سخت کننده- آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن..... ۹۵
- شکل (۳-۶) شمای نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده- آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن..... ۹۵
- شکل (۳-۷) منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی نمونه بدون سخت کننده..... ۹۷
- شکل (۳-۸) منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی نمونه با سخت کننده..... ۹۷
- شکل (۳-۹) مقایسه میزان انرژی میرا شده در نمونه‌های آزمایشگاهی..... ۹۸
- شکل (۴-۱) قوانین سخت شوندگی ایزوتروپیک و سینماتیک فولاد..... ۱۱۳
- شکل (۴-۲) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST52..... ۱۱۴
- شکل (۴-۳) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST37..... ۱۱۴
- شکل (۴-۴) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST14..... ۱۱۴
- شکل (۴-۵) مقایسه منحنی‌های مربوط به صحت سنجی نتایج اجزاء محدود و آزمایشگاهی در نمونه سخت شده..... ۱۱۸
- شکل (۴-۶) مقایسه منحنی‌های مربوط به صحت سنجی نتایج اجزاء محدود و آزمایشگاهی در نمونه سخت نشده..... ۱۱۸
- شکل (۵-۱) کنتور تنش و کرنش حالات مختلف دیوارهای سخت شده و سخت نشده..... ۱۲۲
- شکل (۵-۲) مقایسه ظرفیت باربری برای انواع مدل ها..... ۱۲۲
- شکل (۵-۳) درصد افزایش ظرفیت باربری مدل ها نسبت به نمونه سخت نشده..... ۱۲۳

- شکل (۴-۵) نمودار بار تغییر مکان نمونه های متقارن ..... ۱۲۳
- شکل (۵-۵) نمودار بار تغییر مکان نمونه های نا متقارن ..... ۱۲۴
- شکل (۶-۵) نمودار جذب انرژی نمونه ها ..... ۱۲۴
- شکل (۷-۵) درصد افزایش جذب انرژی نمونه های سخت شده نسبت به نمونه بدون سخت کننده ..... ۱۲۵
- شکل (۸-۵) نمودار بار تغییر مکان نمونه های سخت شده با سخت کننده های متقارن و متعامد و وزن یکسان ..... ۱۲۷
- شکل (۹-۵) نمودار اتلاف انرژی نمونه ها ..... ۱۲۷
- شکل (۱۰-۵) کنتور تنش و کرنش نمونه های  $4h4v$  و  $3h3v$  ..... ۱۲۸
- شکل (۱۱-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های سخت شده ..... ۱۲۹
- شکل (۱۲-۵) نمودار اتلاف انرژی نمونه های سخت شده ..... ۱۳۰
- شکل (۱۳-۵) مد کمانش مدل های  $1H1V$  و  $2H2V$  با ضخامت ۴ میلیمتر ..... ۱۳۱
- شکل (۱۴-۵) میزان باربری مدل های  $1H1V$  و  $2H2V$  و بدون سخت کننده ..... ۱۳۱
- شکل (۱۵-۵) میزان جذب انرژی مدل ها نسبت به ضخامت ..... ۱۳۲
- شکل (۱۶-۵) نمودار برش پایه و جا به جایی نمونه های بدون سخت کننده ..... ۱۳۶
- شکل (۱۷-۵) میزان جذب انرژی در نمونه های بدون سخت کننده ..... ۱۳۶
- شکل (۱۸-۵) نمودار برش پایه و جا به جایی نمونه های سخت شده ( $1H1V$ ) ..... ۱۳۸
- شکل (۱۹-۵) میزان جذب انرژی در نمونه های سخت شده ( $1H1V$ ) ..... ۱۳۸
- شکل (۲۰-۵) مقدار ظرفیت باربری مدل های سخت شده در تغییر مکان یکسان ..... ۱۴۱
- شکل (۲۱-۵) مقدار جذب انرژی نمونه ها با وزن متفاوت ..... ۱۴۱
- شکل (۲۲-۵) نسبت ظرفیت باربری به وزن کل نمونه ها ..... ۱۴۲
- شکل (۲۳-۵) ظرفیت باربری در نمونه های با وزن یکسان ..... ۱۴۳
- شکل (۲۴-۵) نمودار ظرفیت باربری بر حسب تغییر مکان نمونه ها ..... ۱۴۵
- شکل (۲۵-۵) مقدار جذب انرژی نمونه ها ..... ۱۴۵
- شکل (۲۶-۵) نسبت ظرفیت باربری به وزن کل نمونه ها ..... ۱۴۶
- شکل (۲۷-۵) نمودار ظرفیت باربری بر حسب تغییر مکان نمونه ها ..... ۱۴۷
- شکل (۲۸-۵) تعداد سخت کننده های متفاوت و وزن یکسان ..... ۱۴۸
- شکل (۲۹-۵) میزان اتلاف انرژی نمونه ها ..... ۱۴۸
- شکل (۳۰-۵) حالت کمانشی دیوار سخت شده به نسبت ضخامت به عرض سخت کننده ها ..... ۱۵۰



- شکل (۳۱-۵) تأثیر عرض سخت کننده ها بر حالت کمانشی دیوار سخت شده ..... ۱۵۲
- شکل (۳۲-۵) مدل  $0.05W$  به همراه محل قرار گیری سخت کننده های دیگر نسبت به ستون ..... ۱۵۳
- شکل (۳۳-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون ..... ۱۵۴
- شکل (۳۴-۵) مدل  $0.05H$  به همراه محل قرار گیری سخت کننده های دیگر نسبت به تیر ..... ۱۵۵
- شکل (۳۵-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون ..... ۱۵۶
- شکل (۳۶-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون ..... ۱۵۶

## فهرست جداول

- جدول (۱-۲): مشخصات مصالح نمونه‌ی آزمایشی ناکاشیما (۱۹۹۵) [۲۲]..... ۴۱
- جدول (۲-۲) جزئیات نمون‌های دیوار برشی فولادی کاسز و همکاران (۱۹۹۳) [۶]..... ۵۸
- جدول (۱-۳) مقادیر ضریب  $k$  در معادله ۳-۱۳..... ۸۵
- جدول (۲-۳) مقادیر حدی نسبت  $a/b$  در حالت یک سخت کننده..... ۸۶
- جدول (۳-۳) مقادیر حدی نسبت  $a/b$  در حالت دو سخت کننده..... ۸۷
- جدول (۴-۳) مقادیر  $k$  در معادله (۳-۱۸)..... ۸۸
- جدول (۵-۳) مقادیر  $K$  برای یک ورق بی نهایت بلند..... ۹۰
- جدول (۶-۳) نتایج آزمایشگاهی محاسبه شکل پذیری، ضرایب تغییر مکانی، مقاومت افزون و ضریب رفتار..... ۹۸
- جدول (۱-۴) مشخصات المان‌های مورد استفاده در نرم افزار Abaqus6.10.1..... ۱۱۱
- جدول (۱-۵): مشخصات مدل‌های سخت شده با سخت کننده‌های متقارن و متعامد و وزن یکسان..... ۱۲۵
- جدول (۲-۵) مشخصات مدل‌های سخت شده با سخت کننده‌های متقارن و متعامد و وزن متفاوت..... ۱۲۸
- جدول (۳-۵) نتایج اثر سختی تیر در دیوار بدون سخت کننده..... ۱۳۳
- جدول (۴-۵) نتایج اثر سختی تیر در دیوار سخت شده 1H1V..... ۱۳۴
- جدول (۵-۵) نتایج اثر سختی ستون در دیوار سخت نشده (OH0V)..... ۱۳۷
- جدول (۶-۵) نتایج اثر سختی ستون در دیوار سخت شده (1H1V)..... ۱۳۹
- جدول (۷-۵) نتایج اثر تعداد سخت کننده قائم در دیوار سخت شده..... ۱۴۰
- جدول (۸-۵) مشخصات سخت کننده‌های مدل‌های با سخت کننده‌های قائم و وزن یکسان..... ۱۴۲
- جدول (۹-۵) نتایج اثر تعداد سخت کننده قائم در دیوار سخت شده..... ۱۴۴
- جدول (۱۰-۵) مشخصات سخت کننده‌ها در دیوارهای با سخت کننده‌های افقی و وزن یکسان..... ۱۴۷

فصل ١:

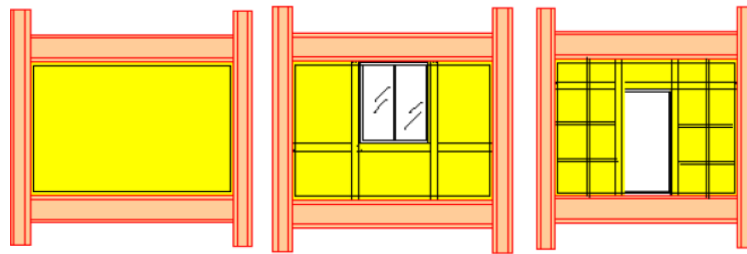
مقدمه

## عنوان تحقیق

" مطالعه پارامتری رفتار دیوار برشی فلزی "

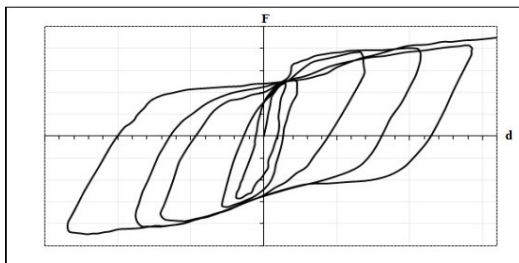
### ۱-۱- مقدمه‌ای بر تحقیق

دیوارهای برشی فولادی به دلیل رفتار لرزه‌ای مناسب، در سه دهه اخیر مورد استقبال طراحان در سرتاسر دنیا قرار گرفته و ساختمان‌های زیادی در مرحله طراحی و تقویت از این سیستم استفاده نموده‌اند. اگر چه دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بیش از نوع دارای سخت‌کننده آن به کار گرفته شده‌اند، اما نصب سخت‌کننده باعث جلوگیری از کمانش دیوار تحت بارهای سرویس نظیر باد گردیده و از این بابت در سازه‌های بلند مورد توجه است، (شکل (۱-۱)).

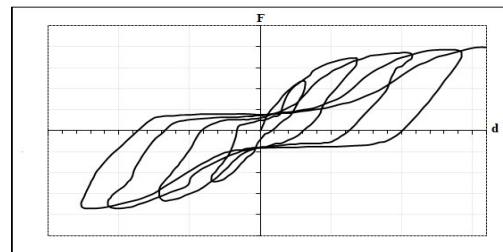


شکل (۱-۱) دیوارهای برشی فولادی دارای سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده

نصب سخت‌کننده علاوه بر افزایش سختی و مقاومت، باعث افزایش جذب انرژی شده و شکل چرخه‌های هیستریزیس را از حالت S شکل به حالت دوکی شکل تغییر می‌دهد، (شکل‌های (۲-۱) و (۳-۱)).



شکل (۳-۱) منحنی هیستریزیس پانل برشی دارای سخت‌کننده



شکل (۲-۱) منحنی هیستریزیس پانل برشی بدون سخت‌کننده

در امریکای شمالی و ایران معمولاً در طراحی‌ها از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک استفاده شده که مزایای رفتار آن در طرح و تقویت سازه‌ها مشخص است. اما در برخی از مناطق مانند ژاپن به دلیل وجود زلزله‌های خفیف با تعداد زیاد و یا وزش بادهای شدید، این بارها، بار سرویس تلقی شده و استفاده از دیوار برشی فولادی دارای سخت‌کننده به دلیل جلوگیری از کمانش کلی ورق با استقبال بیشتری روبروست.

در این تحقیق اثراتایر و نوع آرایش سخت‌کننده‌ها، سختی تیر و ستون و ضخامت ورق پانل بر میزان مقاومت و جذب انرژی دیوار برشی فولادی تقویت شده و تقویت نشده مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۱-۲- لزوم انجام تحقیق

برای افزایش میزان جذب انرژی در دیوارهای برشی فولادی و بهبود منحنی‌های هیستریزیس به دو صورت زیر راه حل وجود دارد که عبارتند از:

(۱) افزایش ضخامت ورق دیوار فولادی

(۲) تقویت ورق فولادی دیوار به کمک سخت‌کننده‌ها

راه حل اول غیر اقتصادی است زیرا برای بهبود منحنی‌های هیستریزیس دیوارهای مذکور لازم است ضخامت ورق دیوار آنقدر افزایش داده شود تا ورق قبل از جاری شدن کمانش ننماید که این افزایش ضخامت بسیار قابل توجه خواهد بود.

راه حل دوم که از طریق تقویت ورق فولادی توسط یک سری سخت‌کننده صورت می‌گیرد، کاملاً مؤثر و اقتصادی می‌باشد و باعث افزایش جذب انرژی و بهبود منحنی هیستریزیس می‌شود.

بر این اساس در این پایان‌نامه تأثیر سخت‌کننده‌ها بر رفتار دیوارهای برشی فولادی و پارامترهای مؤثر بر آن شامل تأثیر نوع آرایش سخت‌کننده‌ها بر ظرفیت باربری و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی، اثر ضخامت دیوار، ضخامت سخت‌کننده‌ها و عرض سخت‌کننده‌ها و سختی تیر و ستون بررسی شده است.

### ۱-۳- نوآوری و اهداف تحقیق

اهداف اصلی این پایان نامه شامل دو بخش ذیل می باشد :

تعیین میزان باربری، جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده از طریق انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1

بررسی تاثیر سخت کننده ها و آرایش آنها بر میزان باربری و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده از طریق انجام آنالیز پوش استاتیکی غیرخطی در نرم افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1

نوآوری این تحقیق شامل دو بخش ذیل می باشد :

تاثیر آرایش متفاوت و انواع آنها بر روی مقاومت و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده تاکنون انجام نگرفته است و اکثر تحقیقات انجام گرفته در این مورد راجع به دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده بوده است.

### ۱-۴- فرضیات تحقیق

با توجه به اینکه در این تحقیق از نرم افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1 برای کالیبره نمودن مدل با نمونه آزمایشگاهی استفاده گردیده است، لذا از فرضیات زیر جهت مدلسازی استفاده شده است.

(۱) با توجه به کم بودن ضخامت یک بعد در پانل و سخت کننده ها نسبت به دو بعد دیگر و همچنین کاهش زمان آنالیز، جهت مدلسازی تیر، ستون ها، پانل برشی و سخت کننده های عمودی و افقی از المان چهار گره ای shell با انتگرال گیری کاهش یافته (S4R) استفاده گردیده است.

(۲) از آنجایی که اتصال تیر به ستون، پانل به قاب و سخت کننده ها به قاب و پانل در نمونه آزمایشگاهی از نوع صلب بوده است، لذا اتصال تیر به ستون، پانل به قاب و سخت کننده ها به پانل و قاب اطراف در مدل المان محدود به صورت گیردار فرض شده است.

۳) جنس تیر و ستونهای قاب اطراف از فولاد St52 با تنش تسلیم ۴۱۴/۹ و تنش نهایی ۵۵۱/۸ مگاپاسگال، و جنس سخت‌کننده‌های قائم و افقی از فولاد St37 با تنش تسلیم ۲۴۰ و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسگال انتخاب گردید. جنس مصالح پانل از فولاد St14 با تنش تسلیم ۱۹۲/۴ و تنش نهایی ۲۷۷/۲ مگاپاسگال، که به اصطلاح فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) [۱۸]، نامیده می‌شود انتخاب گردیده است.

۴) برای تعریف مشخصات الاستیسیته مصالح از مواد ایزوتروپیک که مدول الاستیسیته آنها در تمام جهات یکسان می‌باشد استفاده گردیده است. مدول الاستیسیته فولاد مصرفی ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسگال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

۵) برای تعریف مشخصات پلاستیسیته مصالح از منحنی دو خطی تنش- کرنش فولاد با میزان سخت‌شوندگی نیم درصد استفاده شده است. مصالح تعریف شده دارای قابلیت سخت‌شوندگی ایزوتروپیک می‌باشند، این مدل پلاستیسیته مناسب برای فلزات تحت بارگذاری پوش می‌باشد. از آنجایی که مصالح مورد استفاده فولاد می‌باشد از معیار فون- میسز برای گسیختگی مصالح استفاده گردیده است. این معیار که بر اساس انرژی اعوجاجی می‌باشد، مناسب‌ترین معیار برای مصالح انعطاف‌پذیر مانند فولاد می‌باشد.

۶) بارگذاری نمونه‌ها بصورت جابجایی [۱۸]، انجام و به مدل‌ها اعمال گردیده است. از آنالیز استاتیکی غیرخطی برای تحلیل نتایج استفاده، و اثرات تغییر شکل‌های بزرگ و نیز اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی نیز در مدلسازی‌ها لحاظ شده و برای معادلات از روش حل مستقیم استفاده گردیده است.

۷) با توجه به اینکه انتهای ستونها، پانل و سخت‌کننده‌ها در نمونه آزمایشگاهی به تیر صلب کف آزمایشگاه متصل گردیده بود [۴۶] لذا جهت مدلسازی تکیه‌گاه‌های گیردار در نرم‌افزار، تمام درجات آزادی انتقالی و چرخشی گره‌های انتهایی ستون‌ها، پانل و سخت‌کننده‌ها مقید گردیده است.

۸) با توجه به شرایط اجرایی و به علت وجود بارهای تحت سرویس در دیوارهای برشی فولادی، پانل برشی پس از نصب دارای مقداری اعوجاج اولیه ناشی از کمانش می‌باشد، لذا جهت شبیه سازی این پدیده در نرم افزار اجزاء محدود Abaqus، در زیر صفحه‌های بین سخت‌کننده‌ها جابه‌جایی معادل ۲ میلی‌متر در جهت عمود بر زیر صفحه‌ها جهت ایجاد نقص هندسی اولیه (Imperfection) وارد گردیده است.

۹) جهت مش‌بندی مدل از مش‌بندی نوع منظم (Structure) و المان‌های مربعی با ابعاد ۵۰ میلی‌متر استفاده گردیده است.

## ۱-۵- روش تحقیق

مدلسازی نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1 و کنترل صحت مدلسازی با نتایج آزمایشگاهی.

رسم منحنی‌های حاصل از آنالیز مدل‌های با و بدون سخت‌کننده و تعیین میزان مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل‌ها و مقایسه میزان تغییر آنها.

ایجاد سخت‌کننده‌ها با آرایش متفاوت که میزان درصد افزایش مقاومت نهایی و انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی مدل‌ها و رسم منحنی‌های حاصل از آنالیز، تعیین میزان مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل‌ها و مقایسه میزان افزایش آنها.

## ۱-۶- ساختار فصول تحقیق

در فصل دوم با عنوان "مروری بر دیوارهای برشی فولادی" به بررسی نوع سیستم و تاریخچه بکارگیری دیوارهای برشی فولادی پرداخته می‌شود. بعد از معرفی این سیستم به طور کامل به بررسی کلیه کارهای آزمایشگاهی و عددی انجام شده در گذشته و حال در مورد این سیستم پرداخته می‌شود و نقاط ضعف و قوت و نتایج بدست آمده از آنها به طور کامل تشریح می‌گردد، در انتهای این فصل به



روشهای موجود جهت آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی پرداخته می شود و آنالیز و طراحی این دیوارها از دیدگاه آیین نامه های موجود مورد بحث و بررسی قرار می گیرد.

در فصل سوم با عنوان "بهبود رفتار کمانشی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده" در ابتدا به تعیین معادلات کمانش ورق های مربع مستطیل تحت تنش های برشی و معادلات مربوط به ورق های مربع مستطیل با سخت کننده و تحت تنش برشی پرداخته و سپس به بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با سخت کننده های قائم و افقی پرداخته می شود. همچنین در این فصل روابط آزمایشگاهی و عددی و تئوری ارائه شده توسط محققان دیگر برای حداقل ممان اینرسی لازم برای سخت کننده ها، در دیوارهای برشی فولادی جهت تغییر مود کمانش کلی ورق به مود کمانش موضعی ورق تعیین و مورد بررسی قرار می گیرد.

در فصل چهارم با عنوان " معرفی نرم افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1 و کالیبره نمودن مدل المان محدود با نمونه آزمایشگاهی " در ابتدا به بررسی آزمایشات و تحقیقات انجام شده و نتایج بدست آمده بر روی دیوارهای برشی فولادی پرداخته می شود.

در فصل پنجم با عنوان " بررسی و تعیین پارامترهای مؤثر بر رفتار دیوار برشی فولادی " به بررسی بسیاری از پارامترهایی که بر رفتار یک دیوار برشی فولادی سخت شده و سخت نشده مؤثر واقع می شوند، با استفاده از نرم افزار المان محدود ABAQUS 6.10.1 پرداخته می شود

در فصل ششم با عنوان "نتایج و پیشنهادات"، نتایج بدست آمده در فصل های چهارم و پنجم مورد بررسی قرار می گیرند با توجه به خلاصه نتایج بدست آمده از تحقیق پیشنهاداتی برای دنباله کار تحقیقاتی انجام شده ارائه می شود. .

در فصل هفتم با عنوان "مراجع" منابع مورد استفاده در تحقیق بیان می گردد.



**فصل ۲:**

**مروری بر دیوارهای**

**برشی فولادی**

## ۲-۱- مقدمه

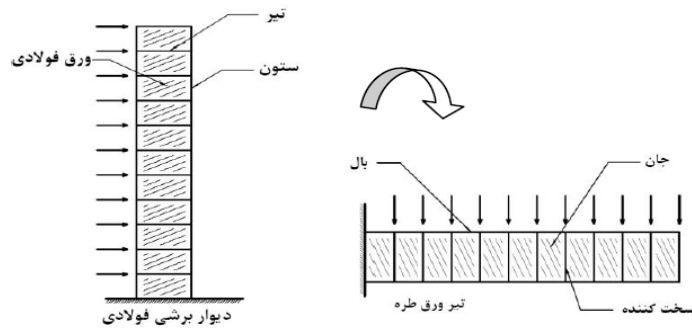
دیوارهای برشی فولادی<sup>۱</sup> (SSW) به دلیل رفتار لرزه‌ای مناسب، در سه دهه اخیر مورد استقبال طراحان در سرتاسر دنیا قرار گرفته‌اند و در ساخت ساختمان‌های زیادی در مرحله طراحی و تقویت در کشورهای زلزله‌خیزی همچون آمریکا و ژاپن بکار گرفته شده‌اند. استفاده از آنها در مقایسه با قابهای فولادی ممان‌گیر تا حدود ۵۰٪ صرفه جویی در مصرف فولاد را در سازه ساختمان‌ها همراه داشته است، [۴۴]. دیوارهای برشی فولادی از نظر اجرائی، سیستمی بسیار ساده بوده و هیچگونه پیچیدگی خاصی در آن وجود ندارد. لذا مهندسان، تکنسین‌ها و کارگران فنی با دانش فنی موجود و بدون نیاز به کسب مهارت جدید می‌توانند آنرا اجرا نمایند. دقت انجام کار در حد دقت‌های متعارف در اجرای سازه‌های فولادی بوده و با رعایت آن ضریب اطمینان اجرائی به مراتب بالاتر از انواع سیستم‌های دیگر می‌باشد. با توجه به سادگی و امکان ساخت آن در کارخانه و نصب آن در محل، سرعت اجرای سیستم بالا بوده و از هزینه‌های اجرائی تا حد بالائی کاسته می‌شود. دیوارهای برشی فولادی جایگزینی تمیزتر و سریعتر به لحاظ اجرائی و مطمئن‌تر به لحاظ مقاومت و رفتار برای دیوارهای برشی بتنی نه تنها در سازه‌های فولادی بلکه در سازه‌های بتنی می‌باشد. همچنین سیستم مذکور از همه خصوصیات خوب سیستم‌های مهاربندهای متمرکز<sup>۲</sup> (CBF) و سیستم‌های مهاربندهای خارج از مرکز<sup>۳</sup> (EBF) به لحاظ اجرائی، کارائی و رفتاری بهره‌مند بوده و در بسیاری از موارد بهتر عمل می‌نماید، [۴۴].

سیستم از نظر سختی برشی از سخت‌ترین سیستم‌های مهاربندی که X شکل می‌باشد سخت‌تر بوده و با توجه به امکان بازشو در هر نقطه از آن، کارائی همه سیستم‌های مهاربندی را از این نظر دارا می‌باشد.

---

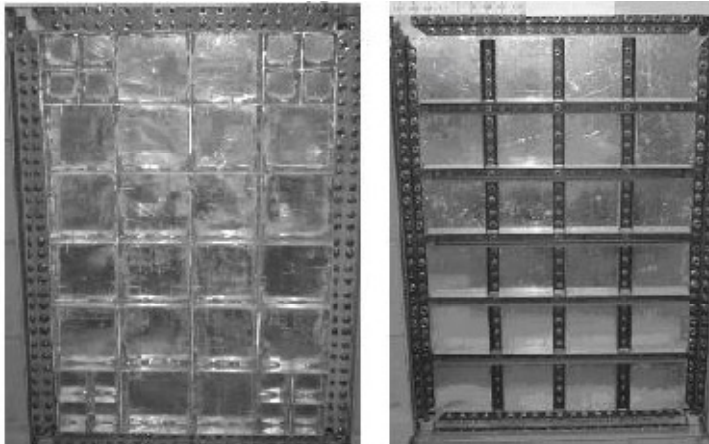
1. steel shear walls.  
2. Concentrically braced frames.  
3. Eccentrically braced frames.

همچنین رفتار سیستم در محیط پلاستیک و میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. در سیستم دیوارهای برشی فولادی به علت گستردگی مصالح و اتصالات، تعدیل تنش‌ها به مراتب بهتر از سیستم‌های مقاوم دیگر در برابر بارهای جانبی مانند قاب‌ها و انواع مهاربندها که معمولاً در آنها مصالح به صورت دسته شده و اتصالات متمرکز می‌باشند، صورت گرفته و رفتار سیستم بخصوص در محیط پلاستیک مناسب‌تر می‌باشد. گزارش اولیه تحقیقات انجام شده در تابستان سال ۲۰۰۰ میلادی در آزمایشگاه سازه دیویس‌هال دانشگاه برکلی کالیفرنیا نشان می‌دهد، ظرفیت دیوارهای برشی فولادی برای مقابله با خطرانی مانند زلزله، طوفان و انفجار در مقایسه با دیگر سیستم‌ها مثل قاب‌های ممان‌گیر ویژه حداقل ۲۵٪ بیشتر می‌باشد. همچنین سختی این دیوارها حدود ۷۰٪ و مقاومت نهائی آن حدود ۱۵٪ بیش از سیستم مهاربندی X شکل می‌باشد، [۴۴]. در آزمایشگاهی که در رابطه با تحقیقات مذکور انجام گرفته است از بزرگترین جک موجود در آزمایشگاههای تحقیقاتی استفاده گردیده است که ظرفیت آن حدوداً 6670KN می‌باشد. آزمایشهای مذکور نشان می‌دهد، این دیوارها دارای شکل‌پذیری بالائی هستند که به لحاظ اهمیت موضوع بودجه این تحقیقات توسط بنیاد ملی علوم آمریکا و اداره خدمات عمومی آمریکا تامین گردیده است. همانطور که در شکل (۱-۲) مشاهده می‌گردد دیوار برشی فولادی شبیه تیر ورق طره‌ای عمل می‌نماید که در آن ستون‌ها به منزله بالهای آن و تیرهای طبقات همانند سخت‌کننده‌های آن و ورق فولادی مانند جان آن می‌باشند. در این سیستم اتصال بین تیرها و ستونها گیردار بوده و بر خلاف تیورورها که به علت ضعیف بودن بالها در آنها، بالها نقش بسزائی در گرفتن نیروها ندارند، در دیوارهای برشی فولادی با توجه به قوی بودن ستونها، ستونها می‌توانند نقش خوبی را در باربری ایفا نمایند.



شکل (۱-۲) مشابهت عملکرد دیوار برشی فولادی و تیرورق طره‌ای

اگر چه دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بدون سخت‌کننده بیش از نوع دارای سخت‌کننده آن به کار گرفته شده‌اند، اما نصب سخت‌کننده باعث جلوگیری از کمانش دیوار تحت بارهای سرویس نظیر باد و زلزله‌های خفیف گردیده و از این بابت در سازه‌های بلند مورد توجه است، (شکل (۲-۲)).



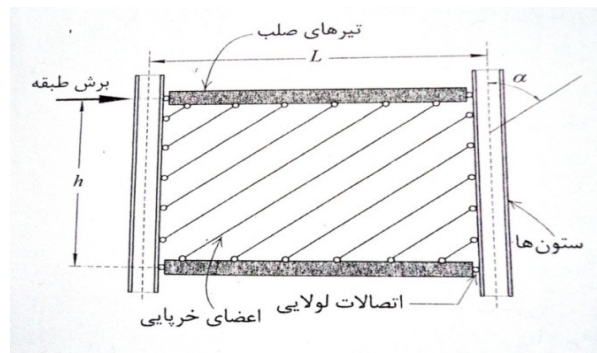
شکل (۲-۲) یک نمونه دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده [۷]

با توجه به مقاومت بالای ورق فولادی، با بهره‌گیری از مقاومت پس‌کمانشی آن، حتی در دیوارهای برشی فولادی بلند و برای نیروهای برشی بزرگ، ضخامت ورق کم و یا به عبارت دیگر ورق فولادی نازک می‌باشد. بدین لحاظ می‌توان برای جلوگیری از کمانش آن تحت اثر بارهای اعمالی و بجای افزایش ضخامت ورق‌های فولادی که کاملاً غیراقتصادی است از سخت‌کننده‌ها برای تقویت آن استفاده نمود که این عمل مانع از کمانش ورق تحت بارهای اعمالی و سبب بهبود رفتار دیوار به ویژه

در محیط پلاستیک می‌گردد.

## ۲-۲- تاریخچه

طرح استفاده از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس نتایج مطالعات انجام شده بر روی تیورورها برای اولین بار در دهه ۸۰ میلادی در دانشگاه آلبرتای کانادا توسط کولاک و همکاران [۱]، مطرح گردید. آنها بررسی‌ها و مطالعات تئوریک و آزمایشگاهی خود را صرفاً بر روی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک متمرکز کرده و ضمن انجام آزمایشهایی برای محاسبه ظرفیت نهایی آنها صفحه نازک جان را با یک سری میله‌های کششی مورب جایگزین نمودند. که در شکل (۲-۳) نمونه‌ای از آن نشان داده شده است. در اواخر دهه ۸۰ میلادی صبوری قمی و همکاران [۴۴]، مطالعات تئوریک و آزمایشگاهی خود را در رابطه با دیوارهای برشی فولادی انجام داده‌اند که شامل موارد زیر می‌باشد:



شکل (۲-۳) مدل نواری کولاک و همکاران

- ۱- بررسی رفتار خطی و غیرخطی ورق فولادی و قاب اطراف آن به تنهایی و با ترکیب با یکدیگر قبل و پس از کمانش و ارائه‌ی مدل ریاضی برای پیش‌بینی رفتار مذکور.
- ۲- بررسی اندرکنش ورق فولادی و قاب و ارائه‌ی مدل ریاضی برای پیش‌بینی رفتار خطی و غیرخطی ترکیب آنها.
- ۳- بررسی رفتار خطی و غیرخطی ورق فولادی با بازشو و ارائه‌ی مدل ریاضی برای پیش‌بینی رفتار مذکور.

حاصل این مطالعات که دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک تا ضخیم و تقویت شده و همچنین دیوارهای برشی فولادی با بازشو را در بر گرفته و پوشش می‌دهد، می‌تواند برای آنالیز استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی و همچنین طراحی دیوارهای مذکور مورد استفاده قرار گیرد. علاوه بر تحقیقات مذکور در دهه ۹۰ و پس از آن تحقیقات قابل ملاحظه‌ای توسط الغالی و همکاران، ونچورا و همکاران و مینگ و همکاران بر پایه تحقیقات گذشته بر روی مسائل اجرائی، تحلیلی و رفتاری این سیستم با ورق فولادی نازک بصورت آزمایشگاهی و تئوریک انجام گرفته است که همه مؤید رفتار مناسب و قابلیت‌های خوب دیوارهای مذکور برای مقابله با نیروهای جانبی می‌باشد. سخت کننده‌ها ممکن است در یک طرف یا هر دو طرف ورق فولادی بکار گرفته شوند. در مطالعات انجام شده توسط تاکاهاشی و همکاران [۲]، که بر روی پانل‌های برشی فولادی با ورق با ضخامت‌های متفاوت و سخت کننده‌های با ابعاد و آرایش‌های مختلف انجام گرفته است، نشان داده شده است که عضو شکل‌پذیر (فیوز) در این دیوارها ورق جان و مولفه شکل‌پذیر، نیروی کششی در ورق فولادی جان می‌باشد. هر چه نیرویی که توسط ورق جان به اعضای مجاور نظیر تیرها و ستونها منتقل می‌شود کاهش داده شود ابعاد تیرها و ستونها ظریف‌تر شده و سازه اقتصادی‌تر خواهد بود. و چون نیروهای اعمالی توسط عضو شکل‌پذیر به سایر اعضاء رابطه مستقیمی با تنش تسلیم عضو شکل‌پذیر (فیوز) دارد، لذا استفاده از ورق جان با تنش تسلیم پایین می‌تواند موجب کاهش تقاضای نیرو در تیرها و ستونهای سیستم باربر جانبی گردد. در سال‌های اخیر، استفاده از ورق‌های فولادی با تنش تسلیم پایین (LYP) در ژاپن رایج شده و این ورق‌ها به طور موفقیت آمیزی در این سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرند. تنش تسلیم این فولادها حدود نصف تنش تسلیم فولادهای ST-۳۷ یعنی  $1200 \text{Kg/cm}^2$  است. این در حالی است که شکل‌پذیری و کرنش نهایی فولادهای با تنش تسلیم

---

1-Low Yield point.



پایین بیشتر از دو برابر شکل‌پذیری و کرنش نهایی فولادهای معمولی است. بنابراین استفاده از چنین فولادهایی در اعضای ساختمان که به منظور اتلاف انرژی به کار می‌روند بسیار موثر واقع خواهد شد.

## ۲-۳- استفاده از دیوارهای برشی فولادی در ساختمان‌ها

دیوارهای برشی فولادی در بسیاری از کشورها از جمله ژاپن، آمریکا، انگلیس، کانادا و مکزیک و غیره مورد استفاده قرار گرفته است. در این قسمت خلاصه‌ای از تعدادی ساختمان‌های ساخته شده با این سیستم در ژاپن و آمریکا ارائه می‌گردد.

### ۲-۳-۱- استفاده از سیستم در ساختمان‌های نوساز

#### ۲-۳-۱-۱- ساختمان نیپون استیل

اولین ساختمانی که در آن از دیوارهای برشی فولادی استفاده گردید ساختمان ۲۰ طبقه نیپون استیل<sup>۱</sup> در توکیو بوده است. با توجه به زلزله‌خیز بودن شدید منطقه و دقت ژاپنی‌ها در انتخاب سیستم مقاوم سازه‌های خود برای نیروهای جانبی ناشی از زلزله، اهمیت و رفتار مناسب دیوارهای برشی فولادی تا حدی مشخص می‌گردد. انتخاب این سیستم با مطالعات زیاد و انجام آزمایشاتی در دانشگاه توکیو صورت گرفت. در این سازه دو سیستم در برابر نیروهای جانبی مقاومت می‌کند که در جهت عرضی فقط از دیوارهای برشی فولادی و در جهت طولی علاوه بر دیوارهای فوق از قاب‌های خمشی نیز استفاده شده است. دیوارهای برشی فولادی به کار برده شده در این ساختمان از نوع تقویت شده با سخت‌کننده‌های طولی و عرضی بودند به نحوی که ورق‌های دیوار تحت اثر بارهای طراحی دچار کماتش نشوند. که این دیوارها در شکل (۲-۴) نشان داده شده است.



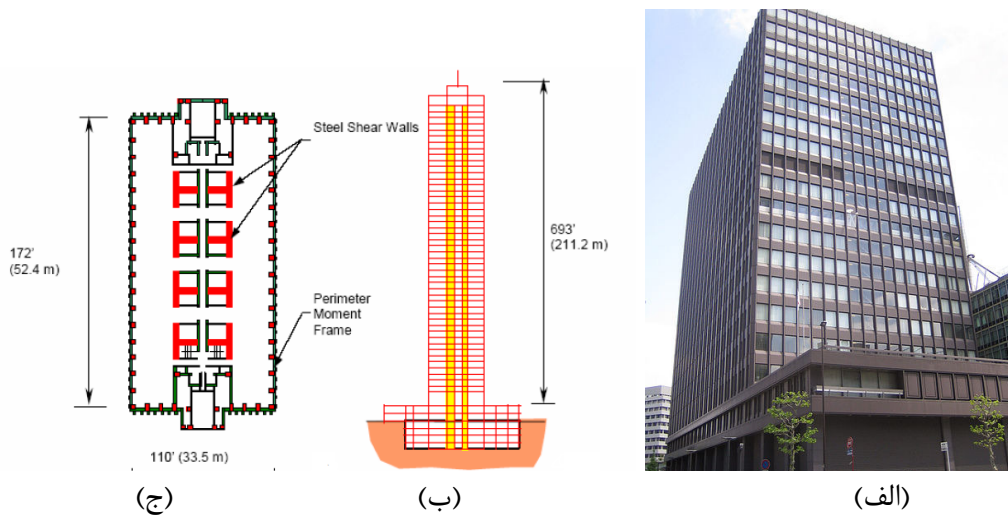
شکل (۴-۲) دیوار برشی فولادی تقویت شده در ساختمان ۲۰ طبقه نیپون استیل در توکیو ژاپن

### ۲-۳-۱-۲- ساختمان شینجو کونومورا

در ساخت سومین ساختمان بلند توکیو بنام شینجو کونومورا<sup>۱</sup> با ارتفاع ۲۱۱ متر و ۵۱ طبقه از سطح زمین و ارتفاع ۲۷/۵ متر و ۵ طبقه زیرزمین، و برای اجتناب از بکارگیری دیوار برشی بتنی، از سیستم دیوار برشی فولادی در هسته‌های مرکزی آن استفاده گردید. در دیوارهای این ساختمان برای جلوگیری از کمانش ورقها در یک طرف دیوار از سخت کننده‌های عمودی و در طرف دیگر دیوار از سخت کننده‌های افقی استفاده گردید، (شکل (۲-۵-الف، ب، ج)).

---

<sup>1</sup> Shinjuku Nomura Building.



شکل (۵-۲) الف) ساختمان شینجو کونومورا در توکیو (ب) مقطع ساختمان ۵۶ طبقه در توکیو، (ج) پلان ساختمان

### ۲-۳-۱-۳- ساختمان هایت ریجنسی

برای ساخت هتل هزار اتاقه هایت ریجنسی<sup>۱</sup> واقع در شهر دالاس در ایالت تگزاس آمریکا، طراح به دلایل مختلف در جهت عرض ساختمان از سیستم دیوارهای برشی فولادی برای مهار نیروهای جانبی بخصوص باد استفاده نمود. از دلایل استفاده از این سیستم در این هتل می توان به کاهش مصرف فولاد، کنترل تغییر مکان ساختمان با بهره گیری از سختی برشی بالای این نوع سیستم، صرفه جوئی در فضا با کاهش ضخامت دیوارها و سرعت ساخت بالا اشاره کرد، (شکل ۶-۲)

<sup>1</sup> Hyatt Regency Hotel

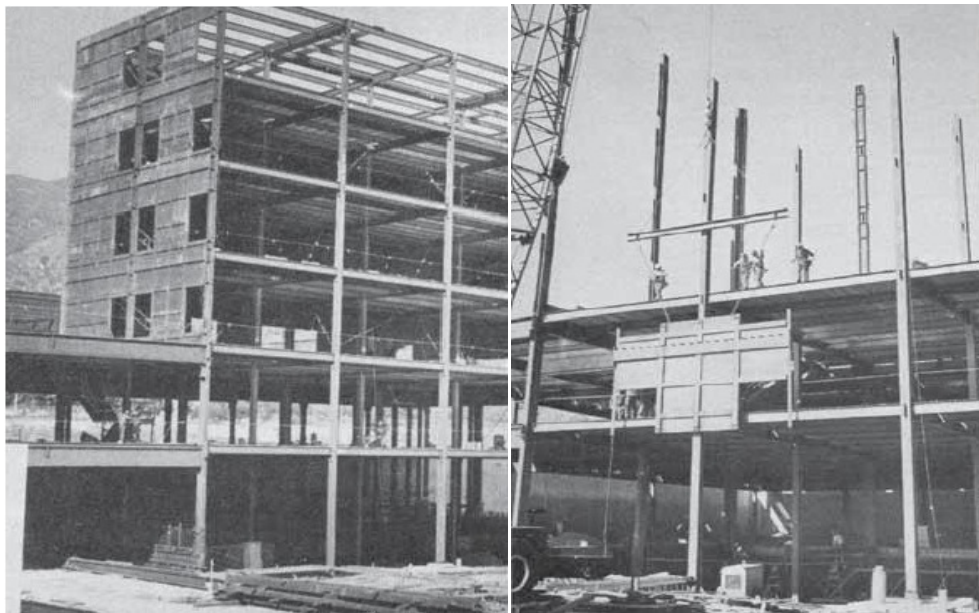


شکل (۲-۶) هتل هزار اتاقه هاییت ریجنسی

## ۲-۳-۱-۴- بیمارستان آلیووو

مطالعه سرگذشت بیمارستان آلیووو (شکل ۲-۷ و ۸-۸) در منطقه لوس آنجلس کالیفرنیا یکی از آموزنده‌ترین مطالب در رابطه با رفتار ساختمانها در برابر زلزله می‌باشد. این بیمارستان در نوامبر ۱۹۷۰ به بهره‌برداری رسید و پس از ۱۰ هفته بر اثر زلزله نهم فوریه ۱۹۷۱ تخریب گردید. بیمارستان مجدداً در اوایل دهه ۸۰ میلادی در همان محل قبلی ساخته شد. این بار از دیوارهای برشی فولادی در سازه آن استفاده گردید، و در دیوارها از بازشو نیز استفاده گردید.

این بیمارستان در ۱۷ ژانویه ۱۹۹۴ مجدداً تحت اثر زلزله قوی نورث ریج کالیفرنیا قرار گرفت. شتاب اندازه‌گیری شده در محل پارکینگ بیمارستان در جهت افقی 0.91g و در جهت قائم 0.6g و در محل بام بیمارستان در جهت افقی 2.3g و در جهت قائم 1.7g بود. که مقادیر مذکور جزء قویترین ارتعاشاتی است که تا آن زمان در رابطه با ساختمانها ثبت و گزارش شده است. علی‌رغم این ارتعاشات قوی بیمارستان مذکور بر خلاف زلزله قبلی، هیچ‌گونه خسارت سازه‌ای در بر نداشت و خسارت وارده به اجزاء غیر سازه‌ای آن اعم از تاسیسات و غیره نیز بسیار ناچیز بود.



شکل (۷-۲) بیمارستان آلیوووی آمریکا در حال ساخت



شکل (۸-۲) بیمارستان آلیووویو

علاوه بر ساختمانهای مذکور ساختمانهای دیگری نیز در سطح جهان با استفاده از این سیستم ساخته شده‌اند که از آنها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد :

الف- ساختمان مرکزی ۵۴ طبقه بانک وان ملون در پیتسبورگ پنسیلوانیای آمریکا.

ب- ساختمان مسکونی ۵۱ طبقه واقع در سان فرانسیسکو(شکل ۹-۲).

ج- ساختمان ۳۲ طبقه بایرهوچ هوس در لورکوزن آلمان.



شکل (۲-۹) ساختمان مسکونی ۵۱ طبقه واقع در سان فرانسیسکو ( کالیفرنیا )

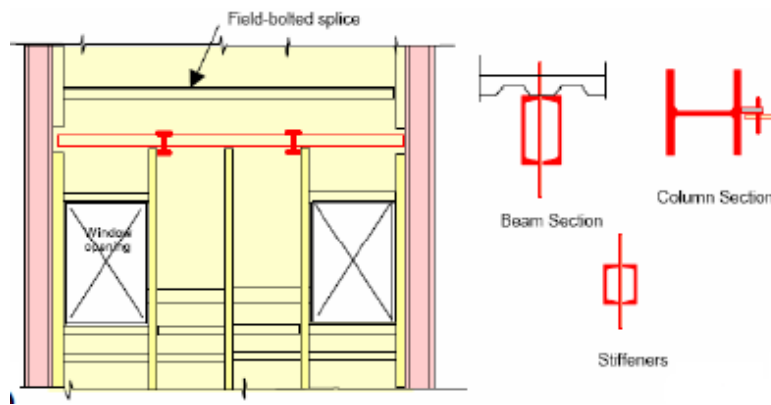
## ۲-۳-۲- استفاده در تقویت ساختمان‌های موجود

### ۲-۳-۲-۱- بیمارستان سیلمار

اولین ساختمان مهمی که در کالیفرنیا از دیوار برشی فولادی استفاده شده بود ساختمان بیمارستان سیلمار، در لوس آنجلس شمالی بود. بعدها تعدادی از ساختمان‌های فولادی بلند مرتبه و متوسط با دیوار برشی فولادی در سواحل غربی آمریکا که منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالای می‌باشند طراحی و ساخته شدند. در شکل (۲-۱۰ب) جزئیات دیوار برشی مورد استفاده در بیمارستان سیلمار نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل (۲-۱۰) الف) نمایی از بیمارستان سیلمار (کالیفرنیا)، ب) جزئیات دیوار برشی در بیمارستان سیلمار

### ۲-۲-۳-۲- ساختمان مرکز درمانی در چارلستون

پس از زلزله ۱۹۷۱ سان فرنا ندو در امریکا که در آن دو بیمارستان تخریب گردید و بر اثر آن ۴۶ نفر جان خود را از دست دادند تصمیم گرفته شد تا ساختمان کلیه بیمارستانها از نظر مقاومت در برابر زلزله مورد بررسی قرار گرفته و در صورت نیاز تقویت شوند. از جمله این ساختمانها، یک مرکز درمانی در چارلستون واقع در کارولینای جنوبی بود (شکل ۲-۱۱). اسکلت این ساختمان از نوع بتن مسلح و سقف آن از نوع دال بتنی بود و سیستم مقاوم آن در برابر بار جانبی از نوع قاب خمشی بود که صرفاً در برابر بار باد طراحی شده بود و طراحان برای تقویت این سازه در مقابل بارهای جانبی دیوارهای برشی فولادی را پیشنهاد دادند. برای تقویت بیمارستان مذکور به علت پیچیدگی آن از بهترین تیم طراحی و تحقیقاتی استفاده گردید. تیم مذکور پس از مطالعه و بررسی علی‌رغم آن که

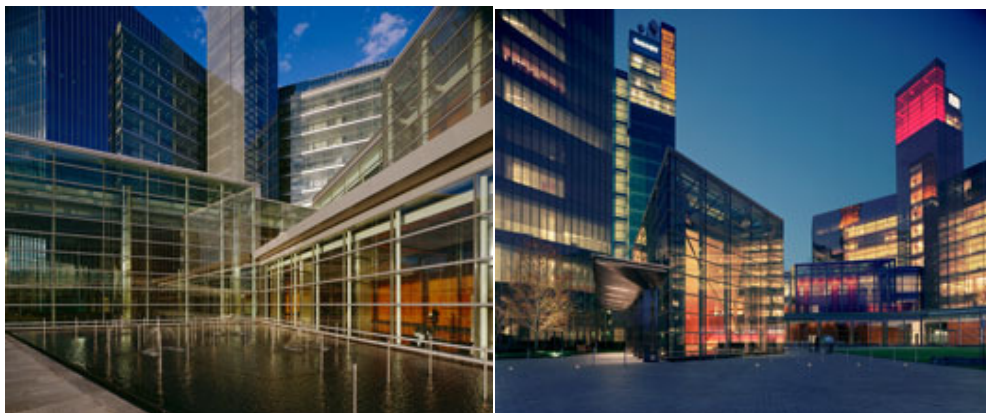


شاید مناسب‌ترین روش تقویت ساختمان‌های بتنی در مقابل بارهای جانبی استفاده از دیوارهای برشی بتنی می‌باشد، به دلایل زیر تصمیم گرفت تا در تقویت بیمارستان مذکور بجای دیوارهای برشی بتنی از دیوارهای برشی فولادی استفاده نماید:

♦ جلوگیری از اختلال در کار روزانه بیمارستان و کاهش مشکلات برای بیماران، زیرا دیوارهای برشی فولادی امکان ساخت در کارخانه و نصب سریع و تمیز را در محل به وجود می‌آورد.

♦ جلوگیری از کاهش زیربنای مفید و اتلاف فضاها، با توجه به این‌که طبق پیش‌بینی به عمل آمده تعداد ۶۰ دیوار برشی فولادی برای تقویت ساختمان اصلی بیمارستان مورد نیاز بود و استفاده از دیوارهای برشی فولادی به مراتب اتلاف فضای کمتری به همراه داشت.

♦ پیش‌بینی امکان تغییرات در آینده، زیرا در دیوارهای برشی فولادی به سادگی می‌توان تغییرات مورد نظر اعم از جابجایی و ایجاد بازشو به دلایل مختلف از جمله عبور تأسیسات انجام داد. این تغییرات در دیوارهای برشی بتنی به مراتب سخت‌تر و یا بعضاً غیرممکن می‌باشد.



(ب)

(الف)

شکل (۱۱-۲) ساختمان مرکز درمانی الف (نمای شمالی ، ب) نمای جنوبی

## ۲-۳-۲-۳- ساختمان کتابخانه ایالتی اورگان

ساختمان کتابخانه ایالتی اورگان آمریکا به منظور ضرورت حفظ آن به لحاظ تاریخی تصمیم گرفته شد تا با دیوارهای برشی فولادی تقویت گردد. که به دلیل لزوم کنترل تغییر مکان ساختمان به لحاظ

حفظ تجهیزات داخلی آن، لزوم باز بودن و سرویس‌دهی کتابخانه در زمان تقویت سازه و لزوم جلوگیری از اشغال فضا و زیربنا تا حد امکان، تصمیم گرفته شد تا برای تقویت آن از این سیستم استفاده گردد.

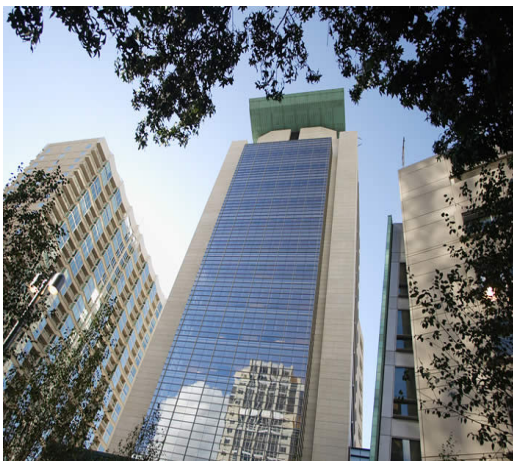
موارد دیگر استفاده از سیستم دیوارهای برشی فولادی در سازه‌هایی که تاکنون اجرا شده‌اند

عبارتند از:

- ساختمان ۲۵ طبقه در ادمونتون کانادا.

- ساختمان ۲۰ طبقه دادگاه فدرال در سیاتل آمریکا، شکل (۲-۱۲).

- ساختمان ۱۵ طبقه C=H مافیت در سان‌فرانسیسکو آمریکا.



(ب)



(الف)

شکل (۲-۱۲) الف) ساختمان دادگاه فدرال آمریکا در سیاتل ، ب) سازه در حال ساخت

## ۲-۴- آزمایشات انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی

در سال ۱۹۷۳ تاکاهاشی و همکاران [۲]، برای بهبود رفتار کمانشی دیوارهای برشی فولادی چهار نمونه از پانل‌های برشی را که یکی از نمونه‌ها بدون سخت‌کننده و سه نمونه دیگر با آرایش‌های مختلف سخت‌کننده‌ها بودند را مورد آزمایش قرار دادند و آنها دریافتند که سخت‌کننده‌ها با جلوگیری از

کمانش ورق فولادی قبل از جاری شدن، باعث بهبود رفتار آنها شده و علاوه بر این باعث افزایش سختی، مقاومت، شکل پذیری و افزایش جذب انرژی می‌شوند. همچنین آنها توانستند حداقل ممان اینرسی لازم را برای جلوگیری از کمانش کلی ورق فولادی و انتقال آن به کمانش موضعی در زیر صفحه‌های پانل برشی، بدست آورند.

در سال ۱۹۸۳، تیملر و کولاک [۳] یک دیوار برشی فولادی یک طبقه را به منظور ارزیابی مدل تحلیلی که تربورن و همکاران [۴] ارائه داده بودند، آزمایش کردند. نمونه به صورت استاتیکی تحت سه دوره کامل و تا رسیدن به حد تغییر مکان بهره برداری  $h_s/400$  (ارتفاع طبقه) یا  $6/25$  میلیمتر تحت بارگذاری قرار گرفت. در این دوره‌های بارگذاری نمونه رفتار الاستیک از خود نشان داد. پس از آن نمونه در یک جهت و تا حداکثر ظرفیت خود تحت بار یک جهته قرار گرفت، در این آزمایش هیچ‌گونه بار محوری بر روی ستونها وارد نشد.

در سال ۱۹۸۷، ترمپوش و کولاک [۵] یک آزمایش شبیه آزمایش تیملر و کولاک [۳] بر روی دیوارهای برشی فولادی انجام دادند. در این نمونه اشکالات نمونه قبلی برطرف و در آن از اتصالات ساده پیچی در قاب، ورق نازک در پانل و تیرهای دارای سختی زیاد استفاده شد.

در سال ۱۹۹۰ در برنامه تحقیقاتی که الغالی و کیکس [۶]، [۷] انجام دادند، رفتار ۱۰ نمونه دیوار برشی فولادی با مقیاس  $1/4$  تحت بارگذاری دوره‌ای بررسی شد. نمونه‌ها سه طبقه و یک دهانه بودند و تفاوت آنها در ضخامت ورق و نوع اتصال تیر به ستون آنها بود. در طی آزمایش‌ها ستونها به علت طراحی ضعیف دچار کمانش شدند و همچنین با توجه به اجرای نادرست اتصال ساده تیرها به ستونها، این اتصال از خود رفتاری مشابه با اتصال صلب نشان داد.

در سالهای ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲، صبوری و رابرتز [۸]، [۹] و رابرتز و صبوری [۱۰]، [۱۱] ۱۲ نمونه پانل برشی کوچک مقیاس که ورق‌ها از جنس فولاد نرم، فولاد ساختمانی و آلومینیوم انتخاب شده بودند و قاب محیطی به صورت مفصل اطراف ورق اجرا شده بود را از طریق قرار گرفتن بار به صورت کششی و

فشاری بر روی دو قطر مخالف تحت بارگذاری دوره‌ای قرار دادند. که یکی از نتایج خوب این آزمایش بررسی اثر بازشوها بر روی مقاومت و سختی پانل‌های برشی بود. که مقاومت و سختی پانل‌های برشی با افزایش ابعاد بازشوها به صورت خطی کاهش می‌یافت.

در سال ۱۹۹۴ ناکاشیما و همکاران [۲۲]، آزمایشهایی را بر روی صفحه برشی از جنس فولاد نرم را در کشور ژاپن انجام دادند. نمونه‌ها شامل یک صفحه برشی بدون سخت‌کننده، دو نمونه با دو سخت‌کننده قائم و سه نمونه با دو سخت‌کننده قائم و افقی است. ابعاد صفحه ۱۲۰۰ در ۱۲۰۰ میلیمتر و ضخامت ۶ میلیمتر انتخاب شده بود. در این آزمایش ورق از جنس فولاد با مقاومت پایین و سخت‌کننده‌ها و ورقهای دور صفحه از فولاد با مقاومت بالا بودند. نتایج بدست آمده از این آزمایشها نشان دهنده جذب بالای انرژی در نمونه‌ها بودند.

در سال ۱۹۹۷، درایور [۱۲]، [۱۳] یک دیوار برشی فولادی چهار طبقه با مقیاس ۱/۲ را که دارای اتصالات تیر به ستون صلب بود، تحت بارگذاری شبه استاتیکی دوره‌ای آزمایش کرد. هدف آزمایش مطالعه عملکرد یک دیوار برشی فولادی چند طبقه تحت اثر بارهای دوره‌ای جدی بود. یک جک عمودی به منظور اعمال بار ثقلی بر ستونها در بالای نمونه نصب شد. بارهای جانبی به صورت دوره‌ای در تراز هر طبقه وارد شد و نمونه تا حداکثر شکل‌پذیری تحت ۳۵ دوره بارگذاری قرار گرفت. در نهایت با شکست جوش پای ستون آزمایش پایان یافت.

در سال ۱۹۹۷، لوبل [۱۴] دو پانل برشی یک طبقه و یک دیوار برشی فولادی چهار طبقه را تحت بارگذاری دوره‌ای آزمایش کرد. که هدف از این آزمایش‌ها بررسی مقاومت، سختی، میدان کشش قطری، پایداری منحنی‌های هیستریزس و تعامل بین ورق و قاب بود.

در سال ۱۹۹۹، رضائی [۱۵] یک آزمایش روی میز لرزان انجام داد. نمونه مورد آزمایش همان دیوار برشی چهار طبقه لوبل بود. نمونه در معرض حرکت شبیه سازی شده بر اساس یک رکورد زلزله قرار گرفت. ظرفیت محدود میز لرزان مانع از پاسخ غیر الاستیک نمونه شد. بنابراین بحث و بررسی

پژوهشگران عمدتاً بر روی پاسخ سیستم در محدوده الاستیک متمرکز شد.

در سال ۲۰۰۱، آستانه اصل و ژائو [۱۶] دو نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه با ارتفاع کلی ۶.۲ متر را تحت بارگذاری دوره‌ای بررسی کردند. نمونه‌ها شامل نصف یک دیوار برشی فولادی کوپله و ستونهای فولادی دایروی تو خالی با بتن پر شده بودند. نمونه‌ها شکل‌پذیری خوب و رفتار هیستریزیس پایدار را به همراه جذب انرژی مناسب از خود نشان دادند.

در سال ۲۰۰۲، آستانه اصل [۲۳]، در دانشکده برکلی آزمایش‌هایی را بر روی دیوارهای برشی فولادی مرکب در کشور آمریکا انجام داد. در این آزمایش‌ها در هر دو نمونه بر روی ورق فولادی لایه‌ای از بتن ریخته شد تا از کمانش ورق جلوگیری شود. بتن توسط آرماتور به ورق متصل شده است. در اولین نمونه تمام سطح ورق از بتن پوشانده شده که باعث ترک خوردگی‌های شدید در بتن شده، به همین دلیل در نمونه دوم فاصله‌ای بین تیر و ستون و بتن روی ورق ایجاد شده تا از ترک خوردگی‌های شدید در بتن جلوگیری شود. در نمونه دوم منحنی‌های چرخه‌ای پایداری بهتری از خود نشان دادند. هر دو نمونه تا دریافت ۴ درصد ظرفیت برشی خود را از دست نمی‌دادند. مقاومت برشی در نمونه اول قدری بیشتر از نمونه دوم بوده است که علت آن وجود دیوار بتنی به عنوان پرکننده و تحمل قسمتی از نیروی برشی توسط آن است. در هر دو نمونه کاهش در مقاومت، زمانی ایجاد شد که دیوار برشی فولادی در ناحیه اتصال تیر به ستون به علت وجود فاصله شکسته شد.

در سال ۲۰۰۳، بهبهانی فرد [۱۷] یک آزمایش بر روی نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه با مقیاس ۱/۲ تحت بارگذاری دوره‌ای و همراه بارهای ثقلی انجام داد. در واقع نمونه مورد آزمایش بخش فوقانی نمونه چهار طبقه‌ای بود که در [۱۲]، [۱۳] آزمایش کرده بود. با توجه به این که نمونه در آزمایش قبلی خود تحت یک تاریخچه تغییر شکل‌های پلاستیک قرار گرفته بود، لذا ارزیابی اثر آزمایش قبلی بر روی عملکرد کلی نمونه یکی از اهداف این آزمایش بود.

در سال ۲۰۰۴، ویان و برونو [۱۸] سه نمونه دیوار برشی فولادی را که در ورق پانل‌های آنها از فولاد

کم مقاومت و در دو انتهای تیرهای آنها از مقطع کاهش یافته استفاده شده بود تحت بارگذاری دوره‌ای آزمایش کردند. در دو عدد از نمونه‌ها سوراخ‌هایی در ورق‌های آنها ایجاد شد. در ورق یکی از نمونه‌ها به منظور کاهش مقاومت کلی در مقایسه با نمونه بدون بازشو، تعداد قابل توجهی سوراخ ایجاد شد. در نمونه بعدی یک بازشو به شکل ربع دایره در گوشه پانل ایجاد شد. در این نمونه به منظور انتقال نیروهای ورق به تیر و ستون‌های محیطی اطراف این بازشو مسلح گردید.

در سال ۲۰۰۵، خرازی [۱۹] دو نمونه دیوار برشی فولادی را با راهنمایی ونچورا و مشاوره صبوری تحت بارگذاری دوره‌ای آزمایش کرد. ورق پانل‌ها در این نمونه‌ها از فولاد نرم و فولاد معمولی ساختمانی، قاب آن از فولاد پرمقاومت و نسبت ارتفاع به عرض پانل‌ها بزرگتر از یک انتخاب شد. پانل‌ها رفتار پایدار داشتند و مقاومت کلی، سختی الاستیک و پس‌کمانشی، شکل‌پذیری و جذب انرژی بالایی از خود نشان دادند.

در سال ۲۰۰۶ صبوری و قلهکی [۲۰]، دو نمونه دیوار برشی فولادی را که تنها تفاوت آنها در نوع اتصال تیرهای میانی به ستونها بود را مورد آزمایش قرار دادند. هر دو نمونه بر اساس روش تعامل ورق با قاب که صبوری و رابرتز در سالهای ۲-۱۹۹۱ ارائه داده بودند طراحی شدند و همچنین مفهوم فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورقها و فولاد پرمقاومت در ستونها استفاده شد. در این آزمایش رفتار نمونه‌ها نشان داد می‌توان عمده جذب انرژی را به ورق فولادی منتقل کرد تا ستونها تا حد زیادی از آسیب مصون بمانند. با توجه به منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ها ضریب شکل‌پذیری نمونه دارای اتصال گیردار بر مبنای بارگذاری ATC-24 و پوپوف به ترتیب برابر  $6/63$  و  $12/63$  و برای نمونه دارای اتصال ساده به ترتیب برابر  $8/24$  و  $14/76$  می‌باشد. و این منحنی‌ها نشان دادند اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی سختی اولیه این دیوارها قابل صرف‌نظر کردن است. همچنین مقاومت نمونه دارای اتصال گیردار حدود ۲۶ درصد بیش از مقاومت نمونه دارای اتصال ساده بود. مقدار جذب انرژی نمونه اتصال گیردار بیشتر از نمونه اتصال ساده بود. همچنین نتایج نشان داد که اثر نوع اتصال تیر به ستون

بر روی زاویه میدان کشش قطری ناچیز است.

در سال ۲۰۰۸ چو و پارک [۲۴]، سه نمونه دیوار برشی فولادی، یک نمونه قاب بادبند CBF و یک قاب خمشی MRF را در کشور کره آزمایش مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آزمایشها نشان دادند که جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی بسیار بیشتر از قاب بادبندی و خمشی بوده و شکل پذیری دیوارهای برشی فولادی و قاب خمشی تقریباً یکسان بوده در حالیکه نیروی برشی قابل تحمل و سختی دیوار برشی فولادی بسیار بیشتر از قاب خمشی بوده است. همچنین نتایج آزمایشها نشان می‌دهد که قاب مهاربندی شکل پذیری بسیار پایین تری نسبت به دیوارهای برشی فولادی داشته و نیروی قابل تحمل آن نیز کمتر است.

در سال ۲۰۰۸، کیو و همکاران [۲۵] دو نمونه دیوار برشی فولادی دو طبقه را در کشور تایوان مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌ها تمام مقیاس بوده و مقطع بالهای تیر در ناحیه اتصال تیر به ستون کاهش یافته بوده است. در فاز اول آزمایش ضخامت ورق در طبقه‌های اول و دوم به ترتیب ۳ و ۲ میلیمتر بود. در فاز اول نمونه زیر بار دینامیک قرار گرفته سپس در فاز دوم آزمایش، ورقهای کمانش کرده از نمونه جدا شده و با ورقهای با ضخامت ۳/۲ و ۲/۳ میلیمتر جایگزین شده و ابتدا زیر بار دینامیک قرار گرفته سپس تا لحظه خرابی زیر بار چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج آزمایشها نشان می‌دهد که نمونه دیوار برشی فولادی که بعد از زلزله ورق آن تعویض می‌شود می‌تواند مانند نمونه‌ای که زیر بار زلزله نبوده، جذب انرژی داشته باشد و مقدار بار و سختی اولیه خود را حفظ کند در صورتیکه در زلزله اول قاب پیرامون دچار صدمه و شکست جدی نشده باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که هیچ شکستی در اتصال با بال کاهش یافته ایجاد نشده و جوش اتصال تیر به ستون شکسته است.

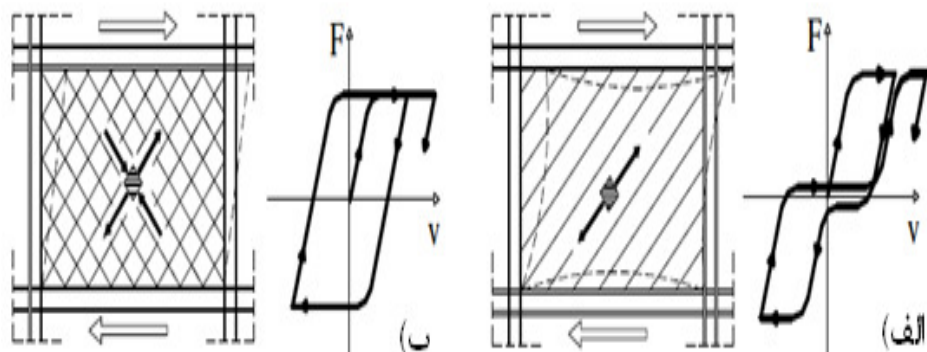
در سال ۲۰۰۹، سجادی و صبوری [۴۶]، به بررسی میزان جذب انرژی و ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت‌کننده با بازشو و بدون بازشو پرداختند. آزمایش بر روی پنج نوع دیوار برشی فولادی که یکی از نمونه‌ها بدون سخت‌کننده و چهار نمونه دیگر نمونه‌های با سخت‌کننده و از

نوع با بازشو و بدون بازشو بودند انجام گرفت. نتایج آزمایش نشان داد که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده و با سخت کننده به ترتیب برابر با ۱۶/۱ و ۱۷/۱ است، و نشان دادند که ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با بازشو با افزایش بازشوها، افزایش می یابد. و میزان جذب انرژی دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در تغییر مکانهای مختلف در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت کننده است، و همچنین آنها دریافتند که در دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه به ترتیب برابر با ۵۰ و ۶۷ درصد می باشد.

## ۲-۵- انواع دیوارهای برشی فولادی

به طور کلی در دیوارهای برشی فولادی اتلاف انرژی بیشتر براساس مکانیزم برشی توسط عملکرد میدان کششی، شکل (۲-۱۳-الف) یا عملکرد تنش برشی خالص رخ می دهد شکل (۲-۱۳-ب). به علاوه به علت لاغری زیاد صفحه، کماتش برشی زودرسی در میدان الاستیک رخ داده و نیروهای برشی جانبی توسط تنش های کششی قطری توسعه یافته در جان صفحات و موازی با جهات تنش های اصلی به وجود می آید. این قبیل رفتار نه تنها یک رفتار اتلافی ضعیف با واکنش هیستریزس از نوع لغزشی معلوم را تولید می کند اما همچنین یک اندرکنش خمشی با تیر و ستون ها قاب اولیه را نیز ایجاد می کند که در شکل (۲-۱۳-الف) نشان داده شده است. در مقابل، مکانیزم اتلاف برشی خالص دارای یک سری برتری هایی می باشد به طوری که رفتار سیکلی غیرالاستیک پایدار و گسترش تسلیم یکنواخت کل پانل را نیز فراهم می کند که در شکل (۲-۱۳-ب) به خوبی نشان داده شده است.





شکل (۲-۱۳) مکانیزم های اتلاف انرژی برشی : الف) میدان کششی ، ب) برش خالص [۱۱ و ۱۲]

علاوه بر این پانل‌های برشی با مکانیزم برشی خالص قادرند ظرفیت اتلاف انرژی کل سازه را افزایش دهند به طوری که به عنوان ابزارهای کمک‌کننده برای جذب مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای ورودی و محافظت از سازه‌ی اولیه در برابر خسارت‌های سازه‌ای مربوط به آن را ایفا می‌نمایند. بنابراین این‌ها می‌توانند به عنوان یک سری میراکننده‌های هیستریزیسی عمل کنند. که تابع اتلاف آن به وسیله‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای در طول تغییر شکل سازه تحت بارهای افقی، فعال می‌شود. براساس اهمیت عنوان شده در رابطه با مکانیزم اتلاف برشی خالص، پانل‌های برشی را پشت بنددار و یا به تعبیر دیگر سخت شده طراحی می‌کنند تا از هر پدیده‌ی کمانشی تا حد سطح تغییر شکل پلاستیک مورد نیاز جلوگیری شود. در دیوارهای برشی سخت شده، امکان کمانشی برشی موضعی در قسمتی از صفحه مابین سخت‌کننده‌های طولی و عرضی رخ می‌دهد و یا کمانش کلی برشی در شکل کمانش یافته‌ی پانل به دلیل ممان اینرسی محدود سخت‌کننده‌ها صورت می‌گیرد. بنابراین لازم به استفاده از سخت‌کننده‌های مناسب می‌باشد به طوری که پشت بندهای طولی و عرضی دارای ممان اینرسی خمشی کافی و نسبت عرض به ضخامت مناسب برای کل صفحه باشند. دیوارهای برشی فولادی که به صورت مکانیزم اتلاف برشی خالص رفتار می‌کنند به عنوان پانل‌های برشی فشرده شناسایی می‌شوند زیرا آن‌ها در برش بدون پدیده‌ی کمانش تسلیم می‌گردند در حالی که پانل‌های برشی فولادی که به وسیله‌ی عملکرد میدان کششی، انرژی تلف می‌کنند به عنوان پانل‌های برشی لاغر شناخته می‌شوند

زیرا کمانش آن‌ها در یک میدان الاستیک مورد انتظار رخ می‌دهد. نوع میانی دیوارهای برشی به عنوان پانل‌های برشی غیرفشرده شناخته شده‌اند زیرا تسلیم برشی قبل از این‌که کمانش رخ دهد شکل می‌گیرد. پس بر این اساس می‌توان گفت که دیوارهای برشی به طور کلی به دو دسته‌ی سخت شده و سخت نشده تقسیم می‌گردند و این ترکیب دیوارها و صفحات فولادی به دسته‌های زیر تقسیم می‌گردد که در ادامه بررسی خواهند شد:

(الف) پانل برشی فشرده<sup>۱</sup>

(ب) پانل برشی لاغر<sup>۲</sup>

(ج) پانل برشی غیرفشرده<sup>۳</sup>

در شکل (۲-۱۴) تغییرات شماتیکی از مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی در مقابل نسبت لاغری ارائه شده است. از آن‌جائیکه اطلاعات این نمودار جهت تخمین رفتار تیر ورق‌ها و طراحی براساس ملاحظات AISC1999 می‌باشد اما به طور تقریبی جهت دیوارهای فولادی نیز قبل کاربرد می‌باشند. در این نمودار بسته به لاغری دیوار هر یک از انواع دیوارهای برشمرده در فوق نشان داده شده‌اند که هر مرحله در ادامه شرح داده خواهد شد:

۱- در مرحله‌ی اول لاغری دیوار که معادل با  $\frac{b}{t_w}$  می‌باشد کمتر از  $\lambda_p = 1.10\sqrt{kE/F_{yw}}$  می‌باشد. در

این مرحله دیوار برشی فولادی به عنوان دیوار فشرده شناخته می‌شود. در این نوع دیوارها تسلیم شدن صفحه‌ی فولادی قبل از کمانش رخ می‌دهد. از این رو طراحی و ضرورت دیوارهای برشی

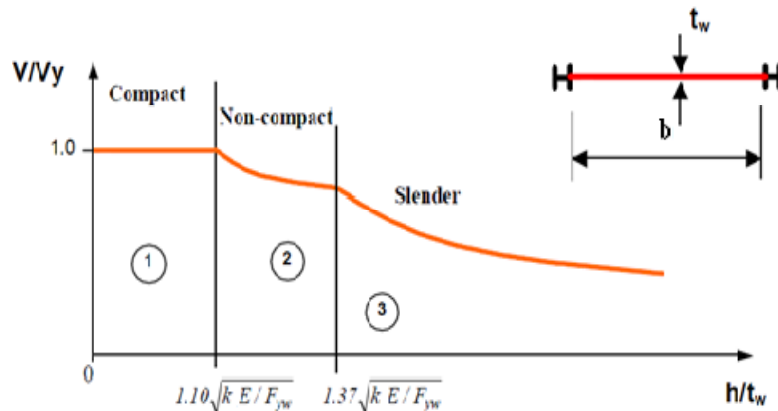
---

1 Compact Shear Panel  
2 Slender Shear Panel  
3 Non-compact Shear Pane

فولادی سخت نشده جهت رفتار فشرده و پلاستیک و داشتن  $\frac{b}{t_w} < \lambda_p$  غیراقتصادی می‌باشد در این حالت استفاده از دیوارهای برشی سخت شده می‌تواند مفید باشد. [۴۸]

۲- در این مرحله لاغری بیشتر از  $\lambda_p$  و کمتر از  $\lambda_p = 1.10\sqrt{kE/F_{yw}}$  می‌باشد که این دیوار را غیرفشرده می‌گویند در این مرحله دیوار تحت نیروی جانبی تحت تنش‌های کششی و فشاری قرار گرفته به طوری که تحت این تنش‌ها کمانه کرده و گسیخته می‌شود. [۴۸]

۳- در مرحله سوم دیوار لاغر بوده و  $\frac{b}{t_w} < \lambda_p$  می‌باشد در این قسمت دیوار در حالی که تقریباً الاستیک می‌باشد دچار کمانش می‌گردد. [۴۸]



شکل (۲-۱۴) سه مرحله از انواع رفتار دیوارهای برشی فولادی [۴۸]

## ۲-۵-۲ - پانل‌های برشی فشرده

پانل‌های برشی سخت نشده فقط از طریق تسلیم شدن در طول میدان کششی صفحه فولادی موجب اتلاف انرژی می‌گردد و با رفتار سیکلی و به علت جابجایی خارج از صفحه‌ی تولید شده به وسیله‌ی کمانش برشی صفحه، سختی و مقاومت مشخصی را نیز توصیف می‌کند اما در مقابل پانل‌های برشی سخت شده دارای یک مکانیزم اتلاف انرژی ناشی از تغییر شکل برشی خالصی می‌باشند که در نتیجه‌ی ممانعت از کمانش، ناشی از قابلیت محدود نمودن جابجایی جانبی صورت گرفته توسط

سخت کننده‌های موجود انجام می‌پذیرد. با این وجود نیاز به پانل‌های سخت شده فولادی در به تأخیر انداختن کماتش برشی در میدان پلاستیک از نقطه نظر ساخت راه‌حل پرهزینه‌ای می‌باشد. و به عنوان یک جایگزین برای پانل‌های برشی سخت شده، فولادهای با نقطه‌ی تسلیم پائین LYS پیشنهاد می‌گردند [۱۸] به طوری که دارای نسبت  $\frac{E}{fy}$  بزرگ‌تر از فولادهای معمولی می‌باشند بنابراین مجاز به داشتن نسبت عرض به ضخامت بزرگی جهت کماتش برشی صفحه‌ی فولادی می‌باشیم. فولادهای با مقاومت تسلیم پایین نوعی از مصالح فولادی هستند که به خاطر وجود مقدار کم کربن و عناصر آلیاژی دارای تنش تسلیم ظاهری ۹۰-۱۲۰ مگا پاسکال می‌باشند و مدول الاستیسیته آن‌ها همانند فولادهای معمولی بوده و دارای شکل‌پذیری بیشتری نیز می‌باشند. قابل توجه است که نقطه‌ی تسلیم پایین، اتلاف انرژی را برای سطوح تغییر شکل‌های کوچک ناشی از باد و زلزله‌های متوسط و در عین حال عمل کننده به عنوان میراگر تضمین می‌نماید. اما به خاطر عدم دسترسی به فولادهای با نقطه‌ی تسلیم پایین در بازارهای جهانی، استفاده از آلیاژ آلومینیومی نرم، به عنوان نمونه EA-AW 1050A، معروف به آلومینیوم برشی به عنوان مصالح فلزی برای ساخت پانل‌های برشی پیشنهاد می‌گردد. به دلیلی درصد پائین عناصر آلیاژی در این آلومینیوم برشی و دارا بودن درجه خلوص بالا (۹۹/۵ درصد)، قادر می‌باشد که تنش تسلیمی کمتر از فولادهای برشی با نقطه‌ی تسلیم پائین را ارائه دهند و هم‌زمان به خاطر وزن مشخصه‌ی پائین آن‌ها اضافه بار ناشی از وزن سازه‌ی دیوار فولادی بر روی المان‌های سازه‌ای کاهش می‌یابد. [۴۹]

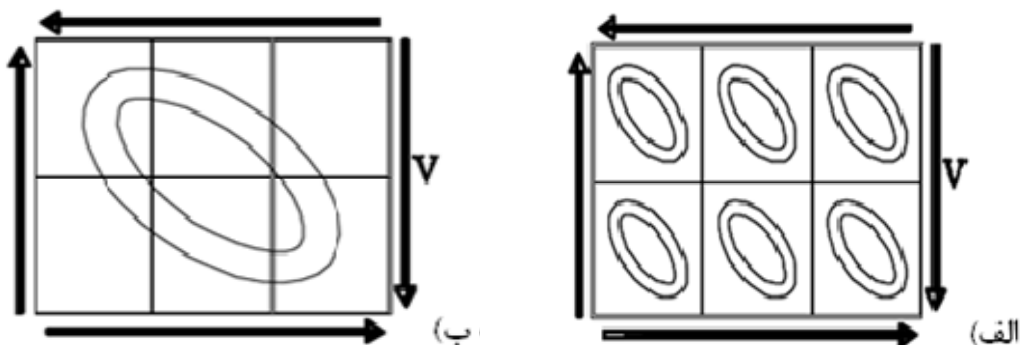
## ۲-۵-۳- معیار طراحی پانل برشی فشرده

دیوارهای برشی میراکننده، براساس تسلیم شدن فلز دیوار قادر هستند رفتار سیکلی پایداری را فراهم نمایند به شرطی که طوری طراحی گردند که قبل از رخ دادن تغییر شکل پلاستیک از هرگونه پدیده‌ی کماتش جلوگیری به عمل آید. به همین دلیل لازم است تسلیم شدن پانل تحت سطوح بارگذاری پائین‌تر از بار متناظر کماتشی خود پانل چک گردد. این در صورتی دست یافتنی خواهد بود که شرایط

زیر برقرار گردد: [۴۹]

$$\tau_{cr} \geq \alpha \tau_y \quad \text{با} \quad 1 \leq a \leq \frac{\tau_u}{\tau_y} \quad (۱-۲)$$

که  $a$  نسبت سختی مصالح و  $\tau_u$  تنش برشی نهایی و  $\tau_y$  تنش تسلیم برشی می‌باشند. به طور کلی در یک پانل برشی سخت شده پدیده‌ی کمانش برشی می‌تواند به دو صورت کمانش محلی یا موضعی و کلی صورت گیرد که در شکل (۲-۱۵) آمده است. در این شکل نمونه‌ی (الف) دارای فرم‌های ناپایداری درون بخش‌های محدود شده‌ی بین سخت‌کننده‌های طولی و عرضی می‌باشد و در مقابل در نمونه‌ی (ب) کمانش کلی به خاطر ممان اینرسی ناچیز سخت‌کننده‌ها صورت گرفته است و شکل کمانش صفحه به شکل کمانش خمشی کل صفحه درآمده است. [۴۹]



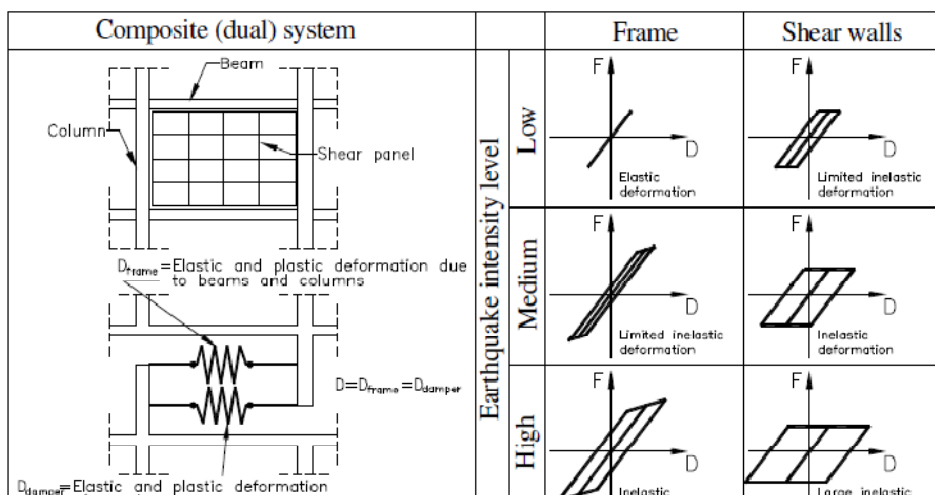
شکل (۲-۱۵) کمانش برشی پانل سخت شده: (الف) محلی (ب) کلی. [۴۹]

## ۲-۵-۴- مدل سازی نظری پانل‌های برشی فشرده

احداث دیوار برشی فولادی در قاب‌های فولادی سبب بهبود سطوح عملکرد سازه تحت بارهای جانبی ناشی از افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری می‌گردد. به علاوه پانل‌های برشی فشرده قادرند ظرفیت اتلاف انرژی کل سازه را افزایش دهد و به عنوان ابزارهای پیش‌مرگ در سازه عمل کنند، همچنین مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای را جذب کنند و سازه‌ی ساخته شده‌ی اولیه را در برابر خسارت‌های سازه‌ای وابسته به آن محافظت می‌کنند. بنابراین پانل‌های برشی فشرده به عنوان

میراگرهای هیستریزیست عمل می‌کنند که تابع اتلاف آن به وسیله‌ی جابجایی‌های بین طبقه‌ای رخ داده در طول فرآیند بارگذاری سازه فعال می‌گردد. به عبارت دیگر، پانل‌های برشی فشرده این‌گونه در نظر گرفته می‌شوند که اثر سخت‌کنندگی فراهم شده به وسیله‌ی پانل‌های برشی، افزایش قابل توجه‌ای از سختی جانبی کل سازه را فراهم کرده و بنابراین پریود انتقالی سازه را در محدوده‌ی شتاب طیفی بالا تولید می‌نماید. یک چنین اثری باید در فرآیندهای طراحی در نظر گرفته شود، به طوری که پانل‌های برشی فشرده را می‌توان با بادبندهای هم مرکز قابل مقایسه دانست.

به طور کلی، به علت انعطاف‌پذیری جانبی زیاد قاب‌های ساده طراحی شده براساس مقاومت، و با رجوع به حالت حدی نهایی، این قاب‌ها را نمی‌توان با حالت حدی خدمت‌پذیری مورد نیاز توسط آئین‌نامه‌های ساختمانی رایج مطابقت داد. از این‌رو پانل‌های برشی جهت استفاده در سیستم‌های سازه‌ای بلند مفید می‌باشند به طوری که یک سختی اضافی در قابی که به سختی حداقل نیازمند است فراهم می‌کند. در این روش کل سازه به عنوان یک سیستم (دوگانه) کامپوزیت عمل می‌کند به طوری که سازه‌ی اولیه تنها تغییر شکل الاستیکی تحت زلزله‌های متوسط را از خود نشان می‌دهد، در حالی که پانل برشی یک سیستم اتلاف انرژی اضافی مفیدی را برای زلزله‌های با شدت بالا و متوسط ایجاد می‌کند. به عبارت دیگر، پانل‌های برشی به عنوان گزینه‌ای برای سیستم اتلاف انرژی اصلی سازه، قصد تأمین نمودن سختی جانبی و مقاومت اضافی کل سازه را دارند که این مقایسه در شکل (۲-۱۶) ارائه شده است. معیار طراحی برای سیستم‌های دوگانه به سوی بهینه کردن عملکرد سازه‌ای کل سازه جهت دستیابی به اهداف عملکردی از پیش تعریف شده با حفظ حداقل هزینه‌ی ساخت می‌باشد. متغیرهای اصلی نسبت سختی و مقاومت بین سازه اولیه و یک سازه‌ی تکمیل شده می‌باشند که از طریق روش‌های سعی و خطا به دست می‌آید. [۵۰]



شکل (۲-۱۶) مدل شماتیک سیستم های ترکیبی قاب - دیوار برشی فولادی. [۵۰]

## ۲-۵-۵- تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه پانل های برشی فولادی

### فشرده

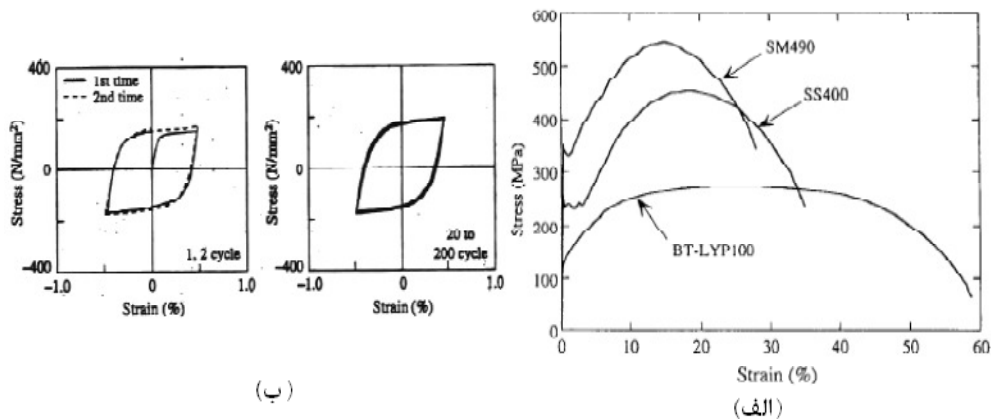
در طول ۷۰ سال گذشته، پانل های برشی سخت شده در ژاپن بر روی سازه های جدید و در آمریکا جهت بهسازی های لرزه ای ساختمان های موجود استفاده شده بودند. در سال های اخیر، صفحات فولادی با نقطه تسلیم پائین<sup>۱</sup> LYP و پانل های برشی آلومینیومی خالص، در ژاپن و ایتالیا توسعه یافته است که به طور موفقیت آمیزی به عنوان المان های اصلی دیوارهای برشی فلزی تحقق یافته و به کار می روند. این گروه از صفحات فولادی تحت عنوان پانل های برشی فشرده نامیده می شوند و هدف آن جلوگیری از کماتش صفحه ی فولادی در مقابل تسلیم شدن برشی آن می باشد. در این قسمت تحقیقات و فعالیت های آزمایشگاهی انجام شده بر روی پانل های برشی فشرده آورده شده است.

به عنوان اولین اقدام، ناکاشیما<sup>۲</sup> و همکارانش [۲۲] در سال ۱۹۹۴ آزمایشاتی انجام دادند و رفتار سیکلی دیوارهای برشی ساخته شده از فولاد با نقطه تسلیم پایین را تفسیر نموده اند. منحنی تنش -

1 Low -Yield Point

2 Nakashima

کرنش این قبیل فولاد که در ساختمان نیپون استیل ژاپن به کار گرفته شده است از مصالحی با مشخصات BT-LYP10 طراحی شده که در شکل (۲-۱۷-الف) ارائه شده است به طوری که در نموداری همراه با خواص مکانیکی هر دو مصالح فولادی SS400 (معادل با A36) و فولاد SM490 (معادل با A572 درجه ۵۰) نشان داده شده است. در عمل فولاد با نقطه تسلیم پائین مصرفی همان مدول ینگ فولادهای معمولی و تنش تسلیمی حدود یک سوم ASTM A36 و کرنش نهائی ۱/۵ تا ۲ برابر A36 را دارا می‌باشد. این خواص تنش تسلیم نسبتاً واضحی از این نوع فولادها و توانایی اتلاف انرژی قابل تحمل آن را نشان می‌دهد. آزمایش سیکلی انجام شده بر روی فولاد با نقطه تسلیم پائین، لوپ‌های هیستریزس خیلی پایدار و ظرفیت اتلاف انرژی بزرگی را نیز فراهم نموده است به طوری که در شکل (۲-۲۱-ب) ارائه شده است. [۲۴]

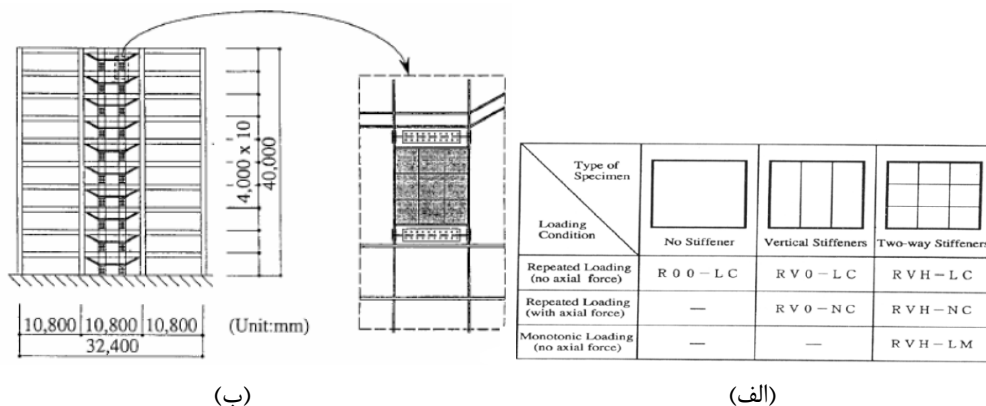


شکل (۲-۱۷) الف) مقایسه منحنی تنش و کرنش بین فولاد با نقطه تسلیم و فولاد معمولی. ب) رفتار هیستریزس فولاد با نقطه تسلیم پائین [۲۴]

کار آزمایشگاهی ناکاشیما بر روی یک مدل ساختمانی مجهز به دمپره‌های هیستریزس ساخته شده از فولاد با نقطه تسلیم پائین انجام گردید، به طوری که در شکل (۲-۱۸-الف) نشان داده شده است. نمونه‌ی پانل برشی شامل صفحه‌ای با ضخامت ۶ میلی‌متر بود که از بالا و پایین توسط بال‌های ساخته شده از فولاد SM490 در بر گرفته شده بودند، که به طور قوی و سخت طراحی شدند تا توسعه‌ی کامل پلاستیک شدن پانل را تضمین بنمایند. بدین منظور پانل‌ها با سخت‌کننده‌هایی با ضخامت ۶



میلی‌متر و عرض ۹۰ میلی‌متر که از نوع فولاد SM490 بودند، سخت شده و پانل نیز توسط جوش گوشه به بال‌ها متصل گردید. در عمل دو سخت‌کننده‌ی قائم و دو سخت‌کننده‌ی افقی در تراز  $\frac{1}{3}$  و  $\frac{2}{3}$  ارتفاع هر پانل قرار گرفتند و بنابراین پانل را به نه بخش تقسیم نمودند. به دلیل ارزیابی اثر سخت‌کننده بر روی عملکرد پانل، دو نوع دیگری از نمونه‌ی پانل برشی طراحی و آزمایش شدند. مدل اول همان است که توصیف شد به جز این‌که سخت‌کننده‌های افقی حذف شدند، در حالی که مدل دیگر سخت نشده بود. شش نمونه برای این کار ساخته شد: سه تای آنها دارای سخت‌کننده در هر دو طرف پانل بود (مدل استاندارد)، دو تا با سخت‌کننده‌های قائم و آخری بدون سخت‌کننده بودند. (شکل ۲-۱۸ - ب).



شکل (۲-۱۸) مدل آزمایشگاهی ناکاشیما و همکاران (۱۹۹۴) مدل آزمایشگاهی با پانل‌های برشی از فولاد با نقطه تسلیم پایین (ب) مشخصات سایر مدل‌های آزمایشگاهی. [۲۲]

ناکاشیما در پایان آزمایش‌های خود نتایج زیر را ارائه نمود:

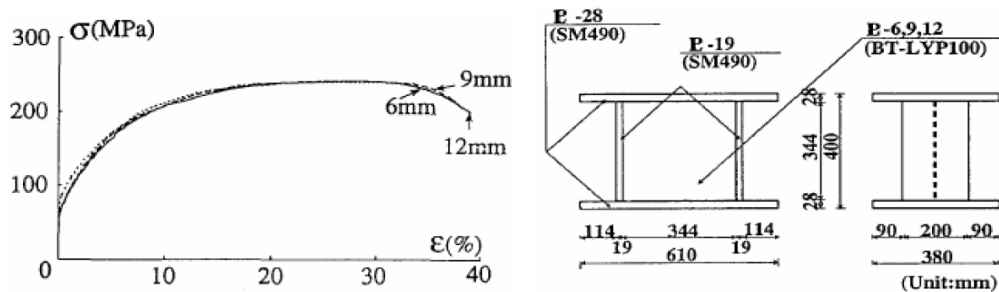
- پانل‌های برشی ساخته شده از فولاد با نقطه تسلیم پایین و سخت شده با سخت‌کننده‌های افقی و قائم رفتار هیستریزیس خیلی پایدار همراه با ظرفیت اتلاف انرژی خوبی از خود نشان داده‌اند.

- افت در مقاومت، سختی و اتلاف انرژی به وسیله‌ی توسعه‌ی تغییر شکل‌های خارج از صفحه پس از کماتش تشدید شده‌اند.

- کرنش سخت‌شوندگی تحت بار معکوس خیلی برجسته بود.

ناکاشیما در سال ۱۹۵۵ جهت نشان دادن رفتار کرنش سخت‌شوندگی قابل توجه فولاد با نقطه‌ی تسلیم پائین تحت برش، که بیانگر تخمین اتلاف انرژی به وسیله‌ی این سیستم‌ها می‌باشد، آزمایش دیگری را نیز انجام داد.

در این آزمایش مطابق با شکل (۲-۱۹-الف)، از سه مدل استفاده شد که دارای صفحه‌هایی به ضخامت‌های ۶، ۹ و ۱۲ میلی‌متر و با فولاد BT-LYP 100 ساخته شدند، که به وسیله‌ی چهار بال فولادی از نوع SM400 محصور شده بودند. در شکل (۲-۱۹-ب)، نمودار تنش کرنش مدل‌های به کار برده شده و در جدول (۲-۱) نیز مشخصات مصالح مدل‌ها ارائه شده است. تمامی مدل‌ها در این آزمایش با جکی مطابق با شکل (۲-۲۰-الف) تحت دو نوع بارگذاری یکنواخت و سیکلی مطابق با شکل (۲-۲۰-ب) قرار گرفته‌اند. محور قائم نمودار بارگذاری سیکلی نشان‌دهنده‌ی جابجایی افقی اعمالی به پانل تقسیم بر ارتفاع خالص آن می‌باشد. دو سیکل برای هر زاویه جابجایی نسبی پانل‌ها اعمال می‌شود که از  $\frac{1}{441}$  تا  $\frac{1}{17}$  انتخاب شده بودند.



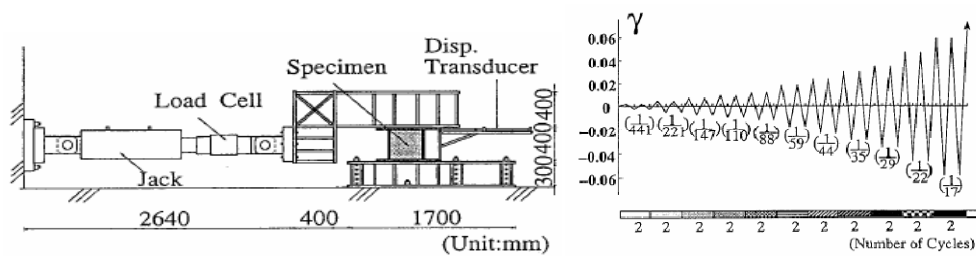
(ب)

(الف)

شکل (۲-۱۹) آزمایش ناکاشیما (۱۹۹۵): الف) ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی ب) منحنی تنش-کرنش فولاد [۲۲]

جدول (۱-۲) : مشخصات مصالح نمونه‌ی آزمایشی ناکاشیما [۱۹۹۵] [۲۲]

مصالح	ضخامت ظاهری پانل برشی (mm)	تنش تسلیم (Mpa)	تنش حداکثر (Mpa)	کرنش گسیختگی (%)	مدول الاستیسیته (Gpa)
BT-LYP100	۶	۹۸/۸	۲۳۵	۵۳	۱۹۸
BT-LYP100	۹	۸۸/۲	۲۳۷/۱	۵۶	۲۰۱
BT-LYP100	۱۲	۸۵/۸	۲۳۶/۲	۵۲	۲۰۴
SM490	۱۹	۳۴۷	۵۲۹	۲۷	۲۰۷



(ب)

(الف)

شکل (۲۰-۲) الف) دستگاه بارگذاری ب) تاریخچه بارگذاری در مدل آزمایشگاهی ناکاشیما [۲۲]

در شکل (۲۱-۲) نتایج آزمایش‌های بار یکنواخت وارد بر روی مدل‌های آزمایشی به صورت نیروی

نرمال شده‌ی  $\frac{H'}{H_y}$  در مقابل زاویه‌ی جابجایی نسبی پانل نشان داده شده است. در این قبیل

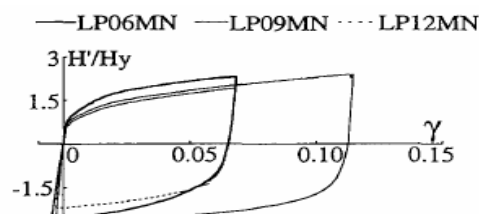
آزمایش‌ها آن‌چه قابل توجه بود این است که نیروی به دست آمده برای پانل با ضخامت کمتر خیلی

بیشتر بود. به طوری که بعد از تسلیم شدن، نیروی افقی به طور تصاعدی افزایش می‌یافت، مقادیر به

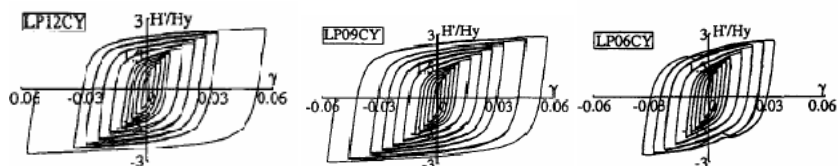
دست آمده بیش از سه برابر اولین تسلیم در زاویه جابجایی نسبی ۰/۰۵ بود.

شکل (۲۲-۲) بیانگر نتایج مدل‌های آزمایشی تحت بارگذاری سیکلی می‌باشد. در این آزمایش تمامی

مدل‌ها در همان سطح نیرویی که در آزمایش بارگذاری یکنواخت تسلیم شده بودند به تسلیم رسیدند.



شکل (۲-۲۱) نتایج آزمایش تحت بارگذاری یکنواخت در مدل ناکاشیما (۱۹۹۵) [۴۵]



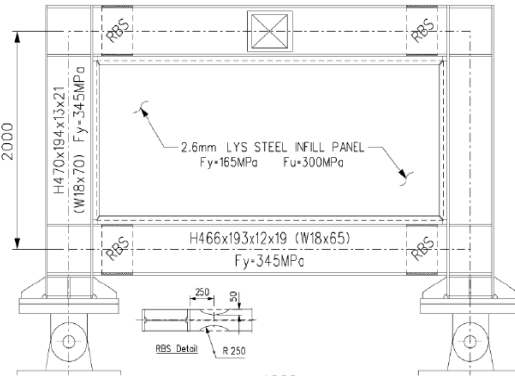
شکل (۲-۲۲) نتایج آزمایش تحت بارگذاری سیکلی در مدل ناکاشیما (۱۹۹۵) [۴۵]

وین<sup>۱</sup> و برونثو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۴ [۱۸]، چهار عدد دیوار برشی فولادی یک طبقه و یک دهانه‌ای را که از فولاد LYS ساخته شده بودند مورد آزمایش قرار دادند. در این آزمایش قاب محیطی که در شکل (۲-۲۳-الف) نشان داده شده است از اعضای با تنش تسلیم ۳۴۵ مگا پاسکال و در ابعاد ۲۰۰۰ × ۴۰۰۰ میلی‌متر بودند و مقطع هر تیر در نقطه‌ی اتصال تیر به ستون کاهش یافته بود (RBS). پانل‌های پرکننده دارای ضخامت ۲/۶ میلی‌متر و از فولاد LYS با تنش‌های تسلیم و نهایی ۱۶۵ و ۳۰۰ مگا پاسکال ساخته شده است.

1 Vian  
2 Bruneau



(ب)



(الف)

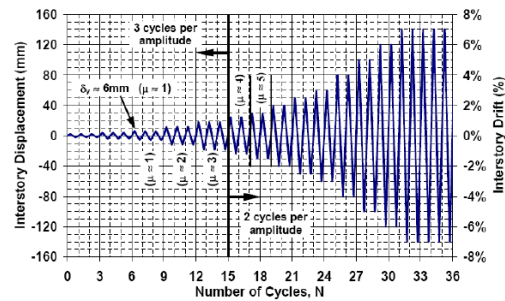
شکل (۲-۲۳) (الف مشخصات دیوار ب) پانل با گوشه های بریده شده در نمونه آزمایشگاهی وین و برونثو (۲۰۰۴) [۱۸]

همان طور که گفته شد در این آزمایش از چهار مدل بهره گرفته شده بود. دوتا از مدل ها با صفحات صلب (نوع S) و دو تای دیگر با بعضی دست کاری هایی ساخته شدند مثلاً هر دو گوشه ی بالایی بریده شدند و برای انتقال نیرو به اعضای محیطی این لبه ها توسط سخت کننده هایی تقویت شدند (نوع CR) شکل (۲-۲۳-ب)، یا در نوع دیگر بیست عدد سوراخ به خاطر کاهش مقاومت سیستم در صفحه ی

دیوار قرار داده شد (نوع p). شکل (۲-۲۴-ب)



(ب)

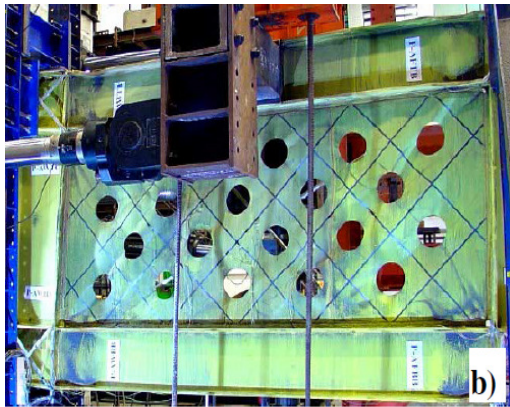


(الف)

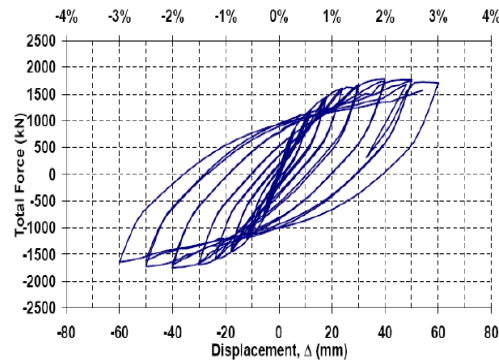
شکل (۲-۲۴) (الف) تاریخچه بارگذاری از نوع اعمال جابجایی ، (ب) پانل سوراخدار قبل از انجام آزمایش در تحقیقات وین و برونثو (۲۰۰۴) [۱۸]

در پانل نوع P که نمودار سیکل هیستریزس آن در شکل (۲-۲۵-الف) ارائه شده است پس از پایان

آزمایش، ترک‌های کوچکی در گوشه‌های نمونه‌ی آزمایشی پیدا شدند، و این ترک‌ها زمانی رخ دادند که جابجایی نسبی به ۳ درصد رسیده بود، شکل (۲-۲۶-ب). در این مرحله جوش اتصالی صفحه به بالای ستون شکسته شد به طوری که این خسارت‌ها و اعوجاج، مدل ساخته شده را از ادامه کار باز داشته است



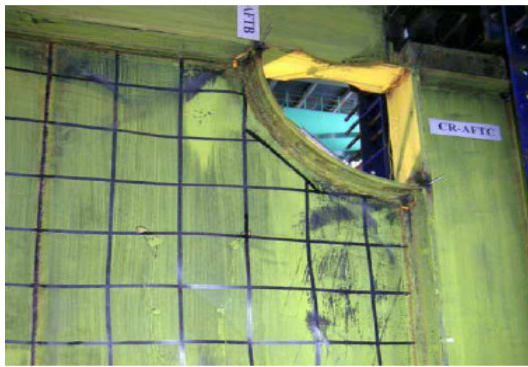
(ب)



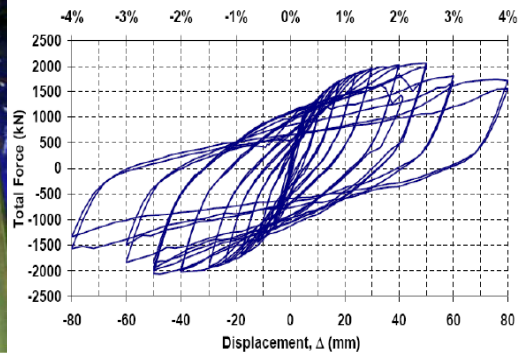
(الف)

شکل (۲-۲۵) الف) سیکل‌های هیستریزیس، ب) ترکیب نهایی مدل آزمایشگاهی نوع P از مایشات وین و برونثو [۲۰۰۰] (۲۰)

در نمونه‌ی CR، که منحنی‌های هیستریزیس آن در شکل (۲-۲۶-الف) ارائه شده است رفتار پایداری را برای تغییر مکان‌های نسبی محدود نشان می‌داد. در این مدل بارگذاری سیکلی به تیر و ستون‌ها اعمال می‌شد. کمانش محلی جان در اتصال RBS تیر پائینی بعد از جابجایی نسبی ۱/۵ درصد رخ داده است به طوری که در رفتار کلی دیوار تا گسیختگی بال پائینی تیر در مقطع کاهش یافته تأثیری ایجاد نشده بود (جابجایی نسبی مساوی با ۲/۵ درصد). مرحله‌ی تسلیم شدن پانل و اتصال RBS تیر پائینی مطابق با جابجایی نسبی ۱/۵ درصد در شکل (۲-۲۶-ب) ارائه شده است.



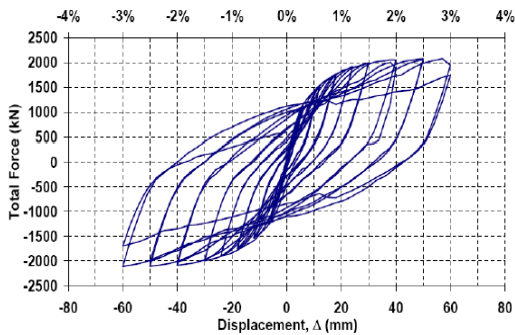
(ب)



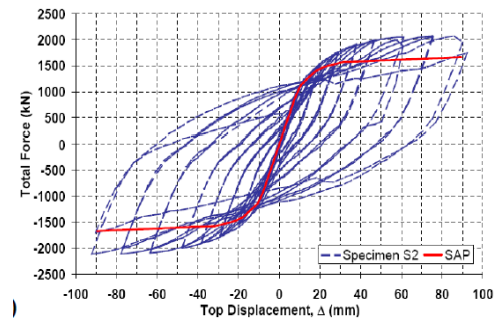
(الف)

شکل (۲-۲۶) الف) سیکل های هیستریزیس نمونه CR ، ب) مدل آزمایشگاهی تسلیم شده وین و برونو (۲۰۰۴) [۴۷]

در نمونه‌ی پانل آزمایشی کامل (نوع S) که رفتار هیستریزیس آن در شکل (۲-۲۷\_الف) نشان داده شده است، همان مشکل به وجود آمده در آزمایش‌های دیگر (پیچش ستون و تیرهای بالایی) مشاهده شده بود و آزمایش به خاطر همان دلایل ارائه شده در مدل CR خاتمه یافت. در این نمونه جهت شبیه‌سازی رفتار پانل و بهبود نتایج ابتدا یک تحلیل بار افزون با نرم‌افزار SAP انجام گردید به طوری که در شکل (۲-۲۷\_ب) نتایج آن نشان داده شده است.



(ب)



(الف)

شکل (۲-۲۷) الف) منحنی هیستریزیس نمونه S ، ب) شبیه سازی عددی در نمونه آزمایشگاهی وین و برونو (۲۰۰۰) [۲۷]

در این سری آزمایش‌ها منحنی‌های هیستریزیس پایدار با میزان فشردگی پائین به دست آمده بود و خسارت‌های قابل توجه در محدوده‌ی جابجایی‌های بزرگ رخ می‌داد به علاوه استفاده از اتصال نوع RBS در طراحی‌های بهینه‌ی تیرها در سازه‌های با دیوار برشی فولادی در قاب‌های چند طبقه فولادی

مورد ارزیابی قرار گرفته بود.

## ۲-۵-۶- پانل‌های برشی لاغر

در چارچوب ابزارهای کنترل فعال مورد استفاده جهت مقاومت نمودن سازه‌های موجود و جدید در برابر نیروهای جانبی، جدا از کاربرد مبتنی بر استفاده از پانل‌های فلزی سخت شده و با مقاومت تسلیم پایین، که نتایج بسیار مناسبی از لحاظ اقتصادی و ساخت به همراه داشت، پانل‌های برشی سخت نشده تحت عنوان پانل‌های برشی لاغر در سال‌های اخیر بطور موفقیت‌آمیزی در سازه‌ها در حال استفاده می‌باشد. در واقع این قبیل سیستم‌ها نسبت به دیوار برشی بتنی مشابه خود دارای مزایایی از جمله افزایش سرعت ساخت، بهره‌گیری بیشتر از فضای ساختمان و صرفه‌جویی ۵۰ درصدی در میزان فولاد مصرفی در سازه‌های از نوع قاب خمشی مشابه می‌باشد.

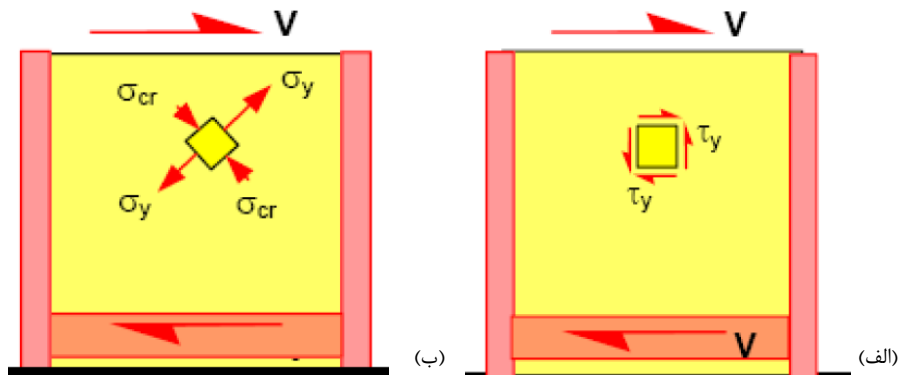
مزیت اصلی استفاده از پانل‌های برشی سخت نشده بالا بردن مقاومت، سختی و شکل‌پذیری و همچنین مشخصات هیستریزیس پایدار و ظرفیت بالای جذب انرژی پلاستیک می‌باشد. در عمل مقاومت و شکل‌پذیری دیوارهای برشی ساخته شده در ساختمان‌های واقع در نواحی با سطح لرزه‌ای بالا خیلی مناسب است. بدین لحاظ این سیستم‌ها در بهسازی‌های ساختمان‌های موجود به دلیل وزن کم آن‌ها و عدم نیاز به اصلاح گسترده‌ی زیرسازه، خیلی می‌تواند مفید واقع گردد اما در روند بهسازی با دیوار صفحه‌ای فولاد امکان تقویت ستون‌های مرزی وجود دارد که هزینه‌ی بهسازی را به طور مؤثری افزایش می‌دهد، در این زمینه استفاده از صفحات فولادی نازک که دارای مقاومت تسلیم پائین‌تری نسبت به مشابه ضخیم خود می‌باشند راه‌حل بهسازی اقتصاد برتری را فراهم می‌آورد. دیوارهای برشی ساخته شده از پانل‌های لاغر در اکثر سازه‌های موجود برای مقاومت در برابر زلزله‌ها، با محدود نمودن آن در مقابل کمانش در حال طراحی می‌باشند با این وجود که کمانش صفحه‌ی دیوار مترادف با گسیختگی آن نیست. در واقع مقاومت پس کمانشی صفحات فولادی نازک که



می‌تواند چندین برابر مقاومت کمانش الاستیک آن‌ها باشد، سختی، شکل‌پذیری و مقاومت قابل‌وجهی را فراهم می‌آورد به طوری که پدیده‌ی پس‌کمانشی برای جان تیر ورق‌ها نیز به اثبات رسیده است. در قسمت بعدی با یک نگاه کلی به فعالیت‌های تحقیقاتی و آزمایشگاهی در مورد دیوارهای برشی نازک که در سال‌های اخیر انجام شده‌اند، مزیت‌های اقتصادی قابل‌توجه و مشارکت این سیستم به واکنش سازه در برابر زلزله‌های بزرگ در مواردی هم‌چون مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی بالای این قبیل ابزارها پرداخته می‌شود.

## ۲-۶-۲-۱- معیار طراحی

برای مشخص نمودن رفتار پانل‌های برشی لاغر مطالعات متعددی براساس تشابه آشکار بین این نوع سیستم‌ها و جان تیر ورق‌هایی سخت شده انجام گردید. در واقع همان‌طوری که قبلاً بیان شد می‌توان در دیوارهای برشی فولادی ستون‌ها را به عنوان بال تیری که صفحه به آن متصل شده و اعضای تیر افقی قرار گرفته در هر تراز طبقه را به عنوان سخت‌کننده‌های همان تیر در نظر گرفت. براساس این شبیه‌سازی روش‌های تحلیلی مختلفی به همراه کارهای آزمایشگاهی جهت تعیین مشخصات مقاومتی و سختی پانل‌های برشی وجود دارند. قبل از وقوع پدیده‌ی کمانش، تنش در پانل برشی در شکل (۲-۲۸-الف) نشان داده شده است. تنش‌های اولیه‌ی مشخص شده در این قبیل المان‌ها مطابق شکل (۲-۲۸-ب)، تحت زاویه‌ی ۴۵ درجه در هر دو جهت وجود دارند.



شکل (۲-۲۸) الف) حالات تنش در جان تیر سخت شده ی تحت برش، ب) واکنش تنش های اولیه. [۴۶]

رفتار پانل برشی در ابتدا خطی است تا این که به تنش بحرانی رسیده و جان صفحه شروع به کمانش خارج صفحه می نماید. با شروع از این نقطه مکانیزم مقاومت توسعه یافته، در صفحه این گونه اصلاح می گردد که با رسیدن تنش به تنش بحرانی  $\tau_{cr}$  تنش فشاری دیگر افزایش نمی یابد، در حالی که تنش کششی تا حد مقاومت گسیختگی مصالح صفحه افزایش می یابند. مکانیزم میدان کشی، مقاومت پس کمانشی ای را ایجاد می نماید که در محدوده ی پس از حالت بحرانی رفتار پایداری را ارائه کرده و لذا میزان بار بحرانی پانل ( $P_{cr}$ ) یک مقدار محدودی برای مقاومت نهایی پانل برشی به دست نمی آید. در عمل هنگامی که ضخامت صفحه خیلی کوچک باشد ناپایداری برشی برای کاهش مقدار بار برشی رخ می دهد و به طور قابل ملاحظه ای مقاومت برشی پانل توسط مکانیزم میدان کششی حکم فرما می گردد. فرمول کلی مورد استفاده برای ارزیابی تنش مماسی بحرانی برای صفحات مستطیلی تحت برش خالص به صورت زیر ارائه شده است. [۴۶]

$$\tau_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{t_w}{d} \right)^2 \quad (2-2)$$

در این رابطه  $k$  فاکتوری از صفحه است که وابسته به نسبت  $\frac{b}{d}$  و شرایط مرزی صفحه می باشد بسیاری از مؤلفان نشان های مفیدی برای مقدار واقعی این پارامتر با در نظر گرفتن چندین شرایط

مرزی در طول لبه‌ها و مقادیر مختلف نسبت منظر صفحه ارائه کرده‌اند. دو روش جهت تحلیل رفتار پانل بعد از دست دادن پایداری تحت برش وجود دارد. روش اول براساس یک مدل ساده شده می‌باشد که برای محاسبه‌ی مشخصات اصلی پانل برشی کمانش کرده به کار می‌رود، در حالی که در روش دوم هدف حل مسئله براساس تئوری غیرخطی صفحات انعطاف‌پذیر می‌باشد. در این زمینه فقط روش اول به دلیل سادگی در نظر گرفته می‌شود و همچنین مطالعات موجود نشان می‌دهد که به همان نتایج روش دوم همگرا می‌گردد.

کمانش پانل برشی تحت نیروی برشی  $V_{cr} = \tau_{cr}.b.t$  ایجاد می‌گردد و برآمدگی یا چروک‌های نسبتاً نمایانی را در جان صفحه در جهت تنش فشاری اصلی آشکار می‌کند. افزایش بار خارجی باز توزیع تنش کششی‌ای را ایجاد می‌کند که به وسیله‌ی افزایش تنش کششی  $\sigma_1$  مشخص شده است در حالی که تنش فشاری  $\sigma_2$  تغییر نکرده است. اگر جان خیلی لاغر باشد تنش  $\sigma_2$  را می‌تواند صرف‌نظر کرد به طوری که فرمول ارائه شده مطابق با فرضیات زیر مجاز می‌باشد شکل (۲-۲۹) :

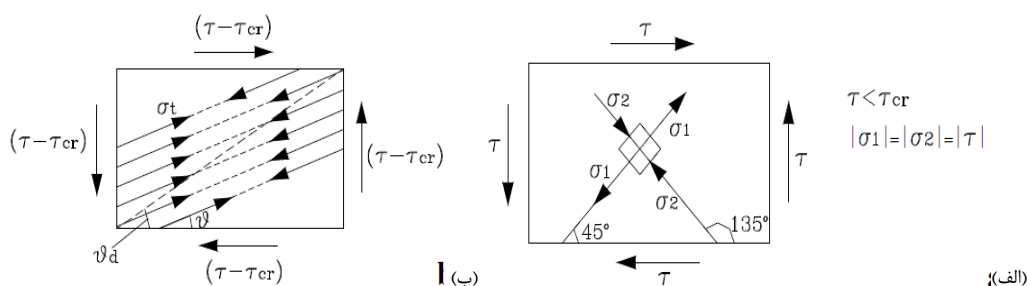
۱- جان قادر به تحمل بارهای در جهت عمود بر برآمدگی‌ها نمی‌باشد.

۲- ظرفیت مقاومتی فقط در جهت تنش کششی اصلی فراهم می‌گردد.

میدان کششی فرض شده به وسیله‌ی تعداد خاصی از قطری‌های کششی ترکیب شده‌اند که افزایش بار خارجی را به طور کامل انتقال می‌دهند و معروف به مکانیزم میدان کششی می‌باشد که اولین بار توسط واگنر<sup>۱</sup> در سال ۱۹۳۱ ارائه شده است [۴۵] به طوری که زاویه تمایل میدان تنش کششی تحت زاویه  $\theta$  نسبت به امتداد افق فرض شده است. تئوری مکانیزم میدان کششی در تعیین زاویه‌ی پانل‌هایی که جان آن دارای ضخامت کم و بال‌های به اندازه کافی سخت باشند به کار نمی‌آید.

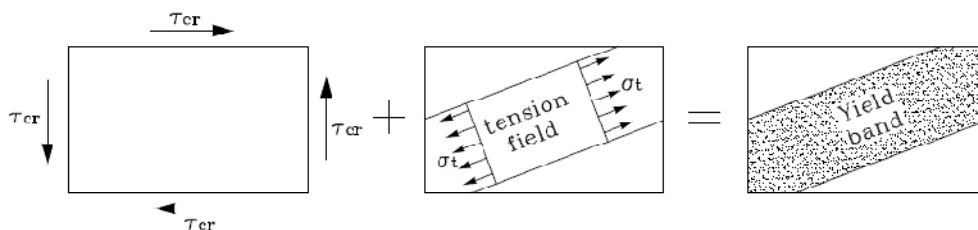
---

1 vagner



شکل (۲-۲۹) الف) تنش های اصلی در پانل برشی، ب) توسعه تنش کششی پس از کمانش [۴۵]

روش اول قادر به پیش‌بینی تقریبی خوبی از ظرفیت نهایی پانل‌های جان می‌باشد که توسط باسلر<sup>۱</sup> [۴۵] ارائه شده است. این روش ثابت می‌کند زمانی که بال‌ها در مقابل میدان کششی به وجود آمده توسط بار جانبی خیلی انعطاف‌پذیر باشند همان‌طور که در شکل (۲-۳۰) ارائه شده با گسترش قطری باند تسلیم در پانل جان، تیر دچار انهدام می‌گردد. به علاوه باسلر اشاره کرده که در ناحیه مثلثی مجاور ناحیه تسلیم، تنش برشی به تنش برشی بحرانی  $\tau_{cr}$  می‌رسد. در این روش آن‌ها دریافتند که فرضیه ناتوانی بال در تحمل بار جانبی به وجود آمده از جان خیلی محافظه‌کارانه می‌باشد. با توجه به مطالب بالا واضح است که واگنر و باسلر با دو شرایط مختلف مواجه شده‌اند: واگنر جانی با بال‌های صلب و باسلر بال‌هایی با انعطاف‌پذیری بالا با صرف نظر از سختی خمشی را در نظر گرفته‌اند.



شکل (۲-۳۰) توسعه مکانیزم میدان کششی [۴۹]

باید توجه داشت هنگامی که از این مدل‌ها برای پیش‌بینی رفتار دیوارهای برشی فولادی استفاده

<sup>1</sup> basler

می‌شود، ستون‌ها دارای سختی خمشی قابل توجه‌ای هستند به طوری که بر زاویه‌ی تمایل ایجاد شده در عملکرد میدان کششی و تخمین صحیح مقاومت پانل تأثیرگذار می‌باشند. ایده‌ی برتری مقاومت پس کمانشی دیوارهای برشی فولادی اولین بار توسط توربون<sup>۱</sup> و همکارانش بیان شد [۴] و پس از آن‌ها در سال ۱۹۸۳ تیملر و کولاک [۳] به طور آزمایشگاهی این مطلب را تصدیق کردند. این مطالعات جهت برآوردن مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی پانل‌های برشی فولادی شکل گرفته‌اند. نتایج به دست آمده نشان داده بود که این سیستم‌ها مقاومت خاصی را برای سازه‌ها در مقابل عملکرد بارهای جانبی مطابق موارد زیر فراهم می‌آورد:

- شکل‌پذیری بالا

- افت ناچیز تحت بار سیکلی

- سختی اولیه‌ی مناسب و مقاومت بالا همراه با اتصالات صلب اعضای محیطی

- مقدار قابل توجه اتلاف انرژی

در مطالعات انجام گرفته توسط تیملر و کولاک نتایج زیر به دست آمده بود:

- مقاومت کمانشی پانل برشی به دلیل این‌که با کم کردن ضخامت، تغییر شکل قابل توجهی را حتی قبل از اعمال بار ایجاد می‌کند قابل صرف‌نظر کردن است.

- میدان کششی با یک زاویه‌ی تمایلی نسبت به افق متفاوت از پانل‌های جان تیر سخت شده با داشتن سختی زیاد ستون‌ها که نقش مهمی در توسعه‌ی مکانیزم میدان کششی دارد، به وجود می‌آید.

## ۲-۵-۶-۲- مدل‌سازی نظری پانل‌های برشی لاغر

براساس بحث ارائه شده در قسمت قبلی، در سال ۱۹۸۳ توربون، کولاک و مونتوگومری<sup>۲</sup> [۴] مقاومت پس کمانشی پانل‌های برشی فولادی را تحت بار برشی مورد آزمایش و تحقیق قرار دادند. مطالعات

---

1 Thorburn

2 monotgomery

آن‌ها از کارهای انجام شده توسط باسلر و تئوری میدان کششی واگنر آغاز گردید به طوری که نشانه‌های مفیدی را برای تفسیر رفتار پانل‌های برشی بعد از ناپایداری‌ای که در اثر توسعه میدان کششی جهت مقاومت در برابر بار جانبی شکل می‌گیرد، ارائه نمودند. توربین و همکارانش دو مدل تحلیلی جهت تعیین سختی پانل‌های لاغر تحت شرایط بارگذاری مشخص ساخته‌اند. در هر دو مدل از حالت فشاری پانل‌ها صرف‌نظر شده بود. همچنین ستون‌ها در دو مدل به صورت یکنواخت در ارتفاع دیوار و با اتصال مفصلی تیر به ستون در نظر گرفته شده بودند. مدل اول به نام قطری معادل شکل (۲-۳۰-الف)، معروف است که دارای یک قطر در میدان پانل می‌باشد و برای اعضای با صلبیت نامحدود، ضخامت پانل ( $t_w$ ) از سطح قطر معادل مطابق با روابط زیر به دست می‌آید: [4]

$$t = \frac{2.A.\sin\theta.\sin(2.\theta)}{L.\sin^2(2.a)} \quad (۳-۲)$$

در رابطه‌ای دیگر، برای ستون‌های انعطاف‌پذیر با ممان اینرسی ( $I_c$ ) برابر با صفر فرمول زیر برای محاسبه‌ی ضخامت ارائه نموده‌اند: [4]

$$t = \frac{2.A.\sin(4.\beta)}{L.\tan\beta} \quad (۴-۲)$$

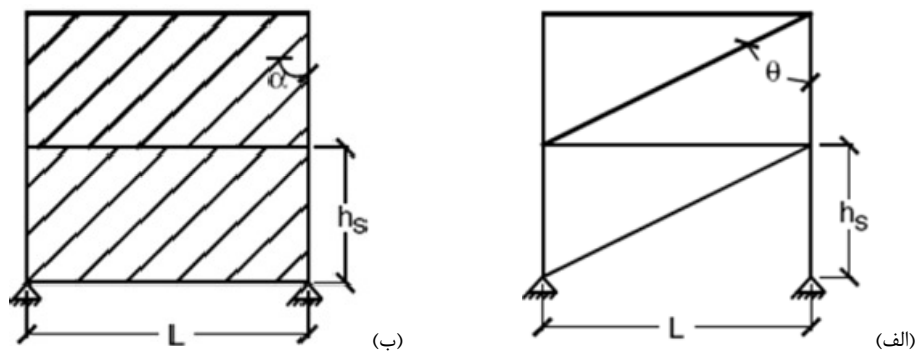
که A سطح معادل عضو قطری، L طول تیر،  $h_s$  ارتفاع قاب و  $a$  زاویه‌ی تمایل میدان کشی تولید شده می‌باشد. این زاویه که می‌تواند مساوی با  $\beta$  برای ستون‌های شکل‌پذیر در نظر گرفته شود در نمونه‌ی ستون‌ها با صلبیت نامحدود از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید: [4]

$$\tan^4 a = \frac{1 + \frac{L.t_w}{2.A_c}}{1 + \frac{2.A_c}{A_b}} \quad (۵-۲)$$

که  $A_c$  و  $A_b$  سطح مقطع تیر و ستون‌ها می‌باشد. در مدل‌های به کار گرفته شده برای این که میدان کششی قطری در دو طرف توسعه یابد و نیروهای داخلی متعادلی فراهم گردد تیرها صلب فرض شدند. فقط برای تیرهای بالایی طبقه‌ی آخر به خاطر این که نیروهای کششی نامتعادل بودند لذا نیاز به مدل کردن تیر با سختی واقعی بود. دو نمونه به عنوان شرایط حدی رفتار سیستم واقعی مورد بررسی قرار گرفتند و پانلی با ضخامت قابل قبول از میان نتایج به دست آمده بود. مدل معادل تک قطری به دلیل سادگی، جهت ارزیابی ابعاد اعضا (تیر و ستون) و ضخامت پانل استفاده شده بود.

روش دوم که به وسیله‌ی توربون و همکارانش ارائه شده تحت عنوان مدل نواری در شکل (۲-۳۱-ب) ارائه شد. در این روش پانل با یک سری از میله‌های مایل که به طور مفصلی به اعضای قاب محیطی متصل شده بودند ایجاد گردید که دارای سطح مقطع عرضی  $A_s$  معادلی با عرض نوار در ضخامت پانل مطابق با رابطه‌ی زیر بوده است. [4]

$$A_s = \frac{(L \cos \alpha + h_s \cdot \sin \alpha)}{n} \cdot t \quad (2-6)$$



شکل (۲-۳۱) مدل سازی پانل برشی : الف) روش قطر معادل، ب) مدل نواری [۴ و ۴۹]

زاویه‌ی تمایل نوارها که در جهت تنش‌های کششی اصلی متمایل هستند به وسیله‌ی رابطه‌ی زیر

به دست می‌آید: [۴۹]

$$\tan^4 a = \frac{1 + \frac{L t_w}{2 A_c}}{1 + \frac{h_s t_w}{A_b} + \frac{h_s^4 t}{360 I_c L}} \quad (۷-۲)$$

در رابطه‌ی فوق  $L$ ،  $h_s$  و  $t$  به ترتیب عرض، ارتفاع و ضخامت پانل می‌باشند  $A_b$  و  $A_c$  سطح مقطع تیر و ستون‌های قاب و  $I_c$  ممان اینرسی ستون‌ها می‌باشد.

در این مدل ستون‌های صلب و انعطاف‌پذیر به عنوان نمونه‌های حدی در نظر گرفته شدند و از سختی اولیه‌ی پانل و تأثیر مفید سختی مصالح صرف‌نظر شده است. آن‌ها پیشنهاد نمودند که حداقل تعداد نوارها در هر دهانه‌ی قاب باید ده عدد باشد. با به کار بردن تئوری مدل نواری و تحلیل پلاستیک پانل، معادلی را که برای به دست آوردن مقاومت تسلیم دیوارهای برشی فولادی مفید واقع می‌شدند به دست آورده شد. مقاومت نهایی پانل ( $V$ ) با استفاده از مقاومت نهایی یک نوار از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید: [۴۹]

$$V = \frac{1}{2} f_y t_w L \sin 2a \quad (۸-۲)$$

که  $f_y$  مقاومت تسلیم مصالح پایه می‌باشد. آئین‌نامه‌ی ساختمان‌های فولادی کانادا (CAN/CSA S16-01, 2001) به طور ضمنی استفاده از دو گونه دیوارهای برشی فولادی لاغر را در نواحی لرزه‌خیز پیشنهاد می‌کند: نوع LD (دیوارهای با شکل‌پذیری محدود) و نوع D (دیوارهایی با پانل‌های شکل‌پذیر)، تفاوت اساسی در این نوع دیوارها در این است که دیوار نوع D برای قاب خمشی در نظر گرفته می‌شود. [۴۹]

روش طراحی دیوارهای برشی فولادی در آئین‌نامه‌ی کانادا براساس ابعاد اولیه‌ی مدل قطری معادل در نظر گرفته می‌شود. استفاده از روابط استاتیکی ساده شده اجازه تعیین عملکرد اعضای قطری تحت بار طراحی جانبی را می‌دهد. بنابراین سطح مقطع بادبندی‌های معادل به آسانی از طریق یک تنش تسلیم



مشخص مصالح تعیین می‌گردد سپس با استفاده از معادله ی (۳-۲) ضخامت پانل را می‌توان محاسبه نمود. زاویه‌ی تمایل  $a$  مطابق با معادله‌ی (۷-۲) براساس تئوری مدل نواری محاسبه می‌گردد. به علاوه جهت دستیابی به نقطه‌ی انهدام ستون، آئین‌نامه‌ی کانادا پیشنهاد کرده است که ممان اینرسی ستون‌ها از  $0.00307 \cdot \frac{th_s^4}{L}$  بزرگ‌تر باشد که در این عبارت  $t$  ضخامت پانل،  $h_s$  ارتفاع داخلی طبقه و  $L$  عرض دهانه می‌باشد. جهت کاربردهای لرزه‌ای، این آئین‌نامه ملاحظات را برای اصلاح ظرفیت باربری ستون‌ها برای ساختمان‌های نوع D ارائه کرده است که در نهایت مقدار مقاومت برشی با استفاده از رابطه‌ی زیر ارائه شده است:

$$V_{re} = 0.5 \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_w \cdot L \cdot \sin(2a) \quad (۹-۲)$$

که  $R_y$  ضریب رفتار می‌باشد.

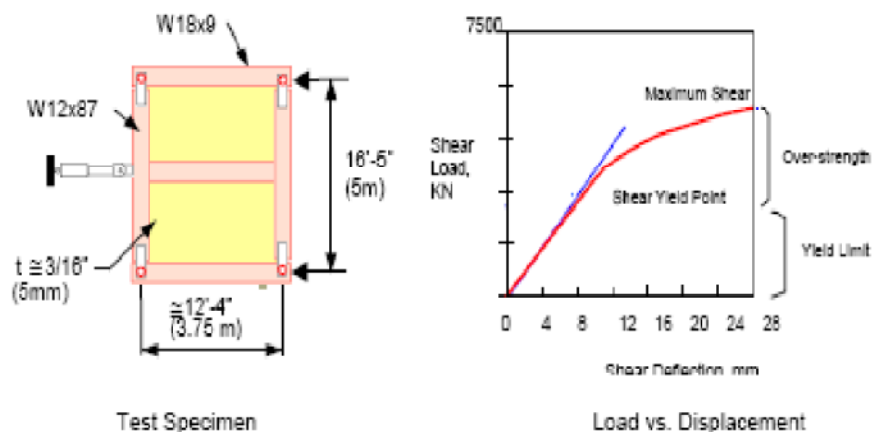
### ۲-۶-۳- تحقیقات آزمایشگاهی

اولین برنامه‌ی تحقیقاتی جهت بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی لاغر توسط میمورا<sup>۱</sup> و آکی‌یانا<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۷ انجام گردید به طوری که جهت بررسی رفتار پانل‌های لاغر مدل‌ها را تحت بارگذاری سیکلی و یکنواخت قرار داده و رفتار کل سیستم متشکل از قاب و پانل را در محدوده‌ی واکنش‌های نیرو - تغییر مکان مورد ارزیابی قرار دادند.

تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ [۳]، دیوار برشی یک طبقه‌ای را با پانل‌های لاغر جهت مقایسه با فرمول تحلیلی ارائه شده توسط توربن، کولاک و مونتوگومری (۱۹۸۳) [۴] مورد آزمایش قرار دادند. ترکیب این مدل آزمایشگاهی، شکل (۳۲-۲)، براساس استفاده از دو پانل با ابعاد  $۲۵۰۰ \times ۳۷۵۰$  و ضخامت ۵

1 Mimura  
2 Akiyama

میلی متر بود.



شکل (۲-۳۲) مدل آزمایشگاهی تیمر و کولاک (۱۹۸۳) [۳]

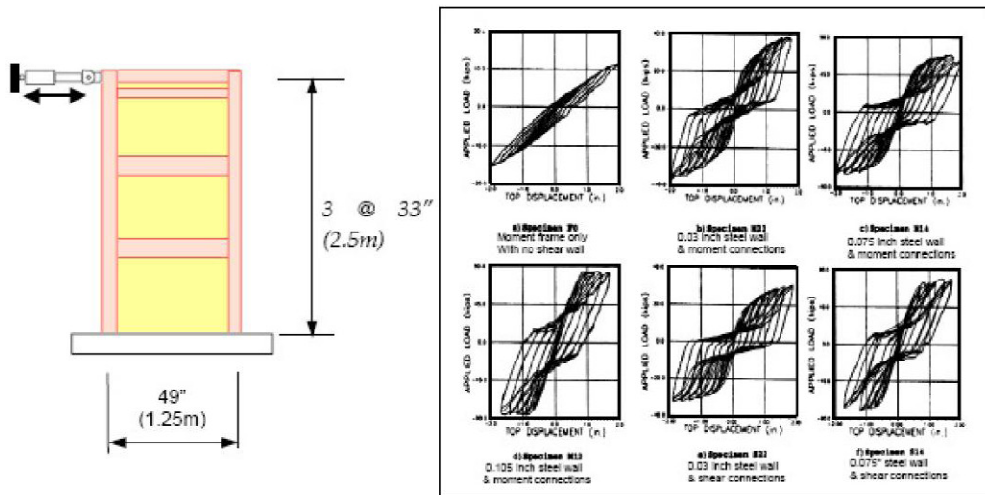
در این مدل تیرها و ستون‌ها از پروفیل‌های W310x129 و W460x177 بودند که به طور مفصلی اتصال یافته‌اند. در این مدل هیچ نیروی محوری جهت شبیه‌سازی بار گرانشی اعمال نشده بود و تاریخچه‌ی

بارگذاری اولیه تحت سه سیکل با حداکثر جابجایی نسبت مساوی با  $\frac{h_s}{400}$  مطابق با آئین نامه‌ی کانادا

در نظر گرفته شد سپس بار افزایشی نهایی تا رسیدن به انهدام سیستم اعمال گردید.

حداکثر بار گسیختگی ۵۳۹۵ کیلو نیوتن بود و زمانی که پانل به اندازه‌ی جابجایی نسبی حدی رسیده بود در ناحیه مرکزی پانل میدان تنش کششی تحت زاویه‌ای بین ۴۴ و ۵۶ درجه ایجاد گردید گسیختگی سیستم ناشی از ترک خوردگی جوش‌های انجام شده برای اتصال پانل به صفحات اعضای مرزی ایجاد شده بود این رفتار ظرفیت باربری سیستم را محدود کرده بود. جهت ارزیابی مدل آزمایشگاهی از مدل نواری نیز استفاده نمودند که منته‌ا به نتایج بسیار مناسبی جهت بیان منحنی بار - تغییر مکان سیستم گردیده بود. براساس این آزمایش مؤلفان به فرمولی جهت محاسبه‌ی زاویه تمایل میدان کششی  $a$  با در نظر گرفتن اثر انعطاف‌پذیری ستون دست یافتند به طوری که در

معادله‌ی (۲-۲) بیان شده است. در سال ۱۹۹۳ کاسز<sup>۱</sup>، الغالی<sup>۲</sup> و چن<sup>۳</sup> [۶] یک سری تحقیقات آزمایشگاهی بر روی اثر نسبت لاغری صفحات برشی و نوع اتصالاتی (مفصلی یا گیردار) که ممکن است در رفتار دیوار برشی تأثیرگذار باشد، انجام دادند. آن‌ها پنج قاب یک دهانه‌ی سه طبقه‌ای را که با مقیاس  $\frac{1}{4}$  و پانل برشی به ابعاد  $1245 \times 2870$  بود مورد بررسی قرار دادند. به طوری که ارتفاع طبقات داخلی ۸۳۸ میلی‌متر و ناحیه‌ی باقی‌مانده‌ی روی طبقه‌ی سوم برای مهار میدان کششی ۲۲۹ میلی‌متر بود.



شکل (۲-۳) مدل آزمایشگاهی کاسز، الغالی و چن (۱۹۹۳) [۶]

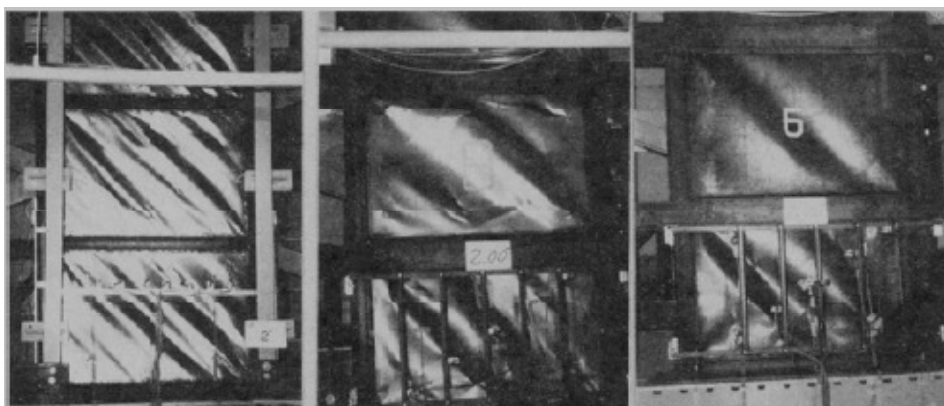
در این بررسی‌ها دو سری مدل‌های متفاوت از لحاظ نوع اتصالات، تحت آزمایش با انواع بارگذاری سیکلی و یکنواخت قرار گرفتن که در جدول (۲-۲) این مشخصات ارائه شده است.

1 Caccese  
2 Elgaaly  
3 Chen

جدول (۲-۲) جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی کاسز و همکاران (۱۹۹۳) [۶]

شماره نمونه‌ها	ضخامت ظاهری ورق		$\left(\frac{d}{t}\right)$ نسبت لاغری	اتصال تیر - ستون
	گیج	mm		
F0	—	۰	—	نوع ۱
M22	۲۲	۰/۷۶	۱/۶۳۹	نوع ۱
M14	۱۴	۱/۹۰	۶۵۶	نوع ۱
M12	۱۲	۲/۶۶	۴۶۸	نوع ۱
S22	۲۲	۰/۷۶	۱/۶۳۹	نوع ۲
S14	۱۴	۱/۹۰	۶۵۶	نوع ۲

در این مدل‌ها پانل‌ها به قاب فولادی واکنشی محیطی جوش شده بودند. ترکیب‌های متنوعی از صفحات متفاوت و نوع اتصالات تیر به ستون به دست آمده بود به طوری که از صفحات اتصال با ضخامت‌های ۰/۷۶، ۱/۹۰ و ۲/۶۶ برای اتصالات قاب خمشی و ۰/۷۶ و ۱/۹۰ برای اتصالات مفصلی در نظر گرفته شد که در جدول (۲-۲) این مشخصات آمده است. در این آزمایش‌ها بار در قسمت بالایی ستون‌ها اعمال می‌شود و ستون‌ها نیز تحت بار محوری قرار نداشتند. فرآیند بارگذاری شامل ۲۴ سیکل بود و به طور تدریجی تا رسیدن به جابجایی ماکزیمم ۵۰/۸ میلی‌متر (۲ درصد جابجایی نسبی) افزایش می‌یافت سپس برای به دست آوردن انهدام کلی سیستم، بارگذاری به طور یکنواخت تا جابجایی مجاز جک افزایش می‌یافت. تغییر شکل بعضی از نمونه‌های آزمایشگاهی تحت نیروی نهایی در سیکل ۲۴ در شکل (۲-۳۴) نشان داده شده است.



شکل (۲-۳۴) آزمایشات کاسز و همکاران (۱۹۹۳): تغییر شکل نمونه ها در انتهای بارگذاری نمونه ها به ترتیب از چپ به راست M12، M14، M22 و [۶]

آزمایش انجام شده نشان داد که مکانیزم تسلیم وابسته به ضخامت پانل می باشد به طوری که در پانل های لاغر که قبل از اعضای قاب محیطی تسلیم می شوند هیچ گونه انهدامی نشان داده نمی شود اما در پانل های ضخیم گسیختگی به وسیله ی کمانش ستون ها بدون درگیری پلاستیک پانل برشی حکم فرما می گردد. در این آزمایش ها مشاهده شد که هنگام ناپایداری ستون ها، گسیختگی سیستم تعیین کننده می گردد، به علاوه افزایش ضخامت صفحات پانل موجب حذف اثر ظرفیت باربری دیوار برشی می گردد بنابراین ستون های سیستم دیوار برشی باید با هدف تسلیم پانل قبل از کمانش این ستون ها طراحی گردد. لازم به تذکر می باشد که نوع اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی یا صلب هیچ تأثیری در رفتار پانل ها ایجاد نکرده است. این نتیجه ناشی از این حقیقت است که با جوش نمودن کامل پانل های نازک به قاب، اتصالات خمشی برای اعضای قاب به وجود می آورند.

الغالی و کاسز و دیو<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۳ [۷] هم چنین مدل اجزای محدود و مدلی براساس روش نوارهای معادل برای شبیه سازی نتایج آزمایشگاهی به دست آمده در مدل های a و b به کار بردند. هنگام به کار بردن روش اول، یک تحلیل غیرخطی با استفاده از المان های (shell) برای پانل های قاب و المان

<sup>1</sup> Du

Beam برای اعضای قاب انجام گردید ضخامت پانل‌ها مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی ۱/۹۰ و ۲/۷ میلی‌متر و اتصالات نیز به صورت خمشی فرض شده بودند و برای هر دو نمونه بار گسیختگی از کمناش الاستیک ستون‌ها به دست آمد. مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان داد که مدل اجزای محدود تخمین بالاتری از مقاومت و سختی سیستم را ارائه می‌کند که این به دلیل عدم وجود نقص اولیه‌ی پانل و تغییر شکل‌های خارج از صفحه‌ی اعضای قاب در محیط نرم‌افزار بود. پانل‌های برشی با ضخامت ۱/۹۰ میلی‌متر با استفاده از مدل نواری نیز مدل شده بود به طوری که از یازده نوار برای هر پانل استفاده شد و زاویه‌ی تمایل نوارها ۴۲/۸۰ درجه تخمین زده شده که به خوبی با نتایج مدل اجزای محدود مطابقت داشت. برای جنس فولادی نوارها از رفتار الاستیک - کاملاً پلاستیک استفاده شده بود این مدل نتایج کاملاً منطقی نسبت به نمونه‌ی آزمایشگاهی تولید کرده بود. لازم به تذکر است که استفاده از قانون تنش - کرنش عملی سه خطی برای مصالح، نتایج قبلی را بهبود بخشیده بود. علاوه بر این آن‌ها یک مدل تحلیلی دیگری با استفاده از روش نواری برای پیش‌بینی رفتار سیکلی پانل‌های لاغر ساخته بودند.

در سال ۱۹۹۴ ژائو<sup>۱</sup> و لیو<sup>[۳۴]</sup> یک سری مطالعات تحقیقاتی بر روی قاب‌های خمشی به سه دهانه‌ای دوازده طبقه انجام دادند که با دیوار برشی فولادی، سخت شده بودند. هدف از این تحقیق ارزیابی نتایج به دست آمده از کاربرد اتصالات مختلف تیر - ستون و صفحه - قاب بر عملکرد کل سیستم بود. چهار نوع مختلفی از اتصالات برای بررسی در نظر گرفته شدند: الف) اتصالات خمشی تیر به ستون و پانل‌ها که به طور کامل به المان‌های قاب متصل می‌شدند ب) اتصالات برشی تیر به ستون و پانل‌ها که به طور کامل فقط به تیرهای قاب متصل می‌شدند ج) اتصالات برشی تیر به ستون و پانل‌ها که به طور کامل به المان‌های قاب متصل شده‌اند و د) اتصالات برشی تیر به ستون و پانل‌ها

---

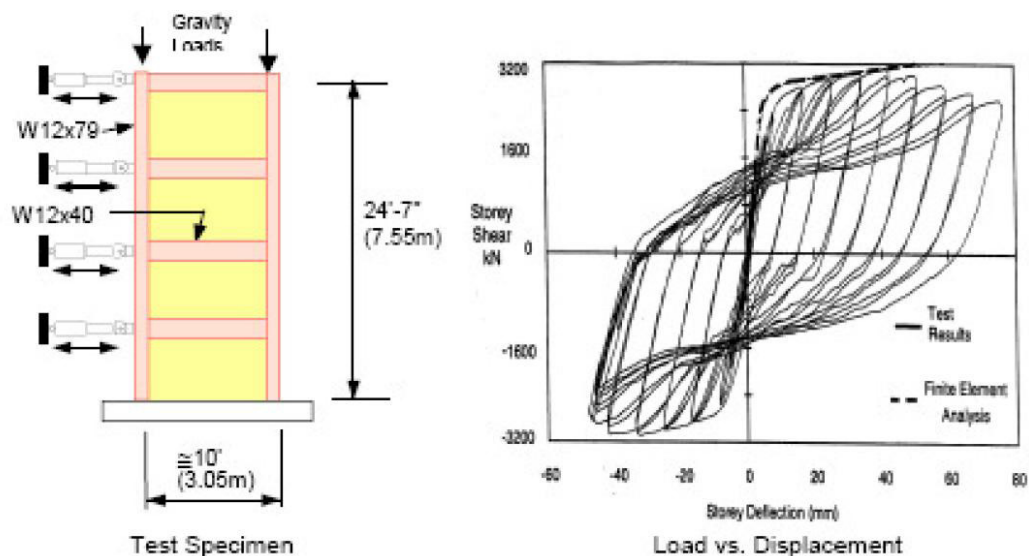
1 Xue  
2 Lu

که فقط به تیرهای قاب به طور کامل متصل شده‌اند. در این مدل دهانه‌های خارجی به عرض ۹۱۴۴ میلی‌متر و دهانه‌ی سخت شده با پانل دیوار ۳۶۵۸ میلی‌متر بودند هم‌چنین ارتفاع طبقات به جز طبقه اول که ۴۵۷۲ میلی‌متر بود ۳۶۵۸ میلی‌متر بودند ضخامت پانل در ترکیبات مورد بررسی ثابت بوده و از طبقه بالا به پایین افزایش می‌یافت. در تحلیل اجزای محدود، اعضای تیر و ستون از نوع المان‌های یک بعدی الاستیک و پانل‌ها از نوع shell با رفتار الاستیک در نظر گرفته شدند. نقص‌های اولیه‌ی پانل با شکلی شبیه مد کمانشی اول اعمال شده بودند. هر مدل با روش بار افزون تحت نیروهای جانبی اعمالی در هر طبقه تحلیل شده بودند در این تحلیل مشاهده گردید که نوع اتصالات تیر به ستون در دهانه‌ای که پانل‌ها قرار دارند یک اثر بی‌معنی‌ای را نشان دادند زیرا تفاوت در نوع اتصالات پانل به ستون فقط افزایش ناچیزی در مقاومت سیستم ایجاد می‌کند. براساس آزمایش‌های انجام شده این نتیجه به دست آمد که اتصال مفصلی تیر به ستون در ترکیب با پانل برشی که به صورت مفصلی فقط به تیر مفصل می‌گردد به عنوان یک سیستم بهینه می‌باشد زیرا بر این اساس نیروهای برشی داخلی ستون‌ها کاهش یافته و از پدیده‌ی کمانش ستون‌ها جلوگیری می‌گردد.

در سال ۱۹۹۷ در ایور، کولاک، کندی<sup>۱</sup> و الوی<sup>۲</sup> [۱۲] آزمایشی در مقیاس بزرگ بر روی دیوار برشی چند طبقه با اتصالات خمشی جهت طبقه با اتصالات خمشی جهت شناسایی بهتر سختی الاستیک، تسلیم شدن اولیه، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی این سیستم انجام دادند. این بررسی براساس پایداری سیکل‌های هیستریزس و فاکتورهای است که موجب به وجود آمدن مکانیزم گسیختگی دیوار برشی می‌گردد. (شکل (۲-۳۵))

---

1 Kennedy  
2 Elwi



شکل (۲-۳۵) مدل آزمایشی درایور، کولاک، کندی و الوی (۱۹۹۷) [۱۲]

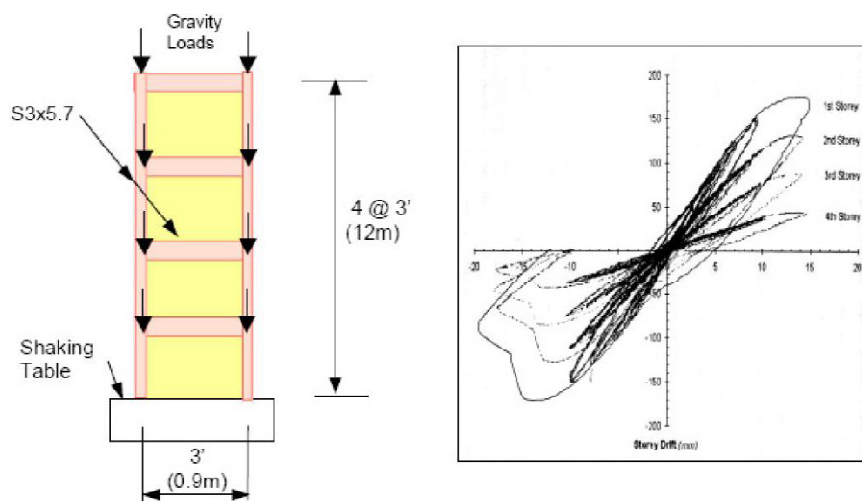
در این تحقیق از یک دیوار برشی چهارطبقه که دارای دهانه‌ای به عرض ۳۰۵۰ میلی‌متر و ارتفاع طبقات ۱۸۲۹ و طبقه اول ۱۹۲۷ میلی‌متر بود استفاده شد ضخامت دو پانل اول ۴/۸ میلی‌متر و دو پانل بعدی ۳/۴۰ میلی‌متر بود. در تراز بالای مدل از یک تیر صلب جهت مهار تنش کششی توسعه یافته در پانل استفاده شده بود که به وسیله‌ی ورق‌هایی به قاب جوش شده بود. این مدل تحت ۳۵ سیکل بارگذاری قرار گرفته بود که به طور شبه استاتیک با افزایش تدریجی جابجایی جانبی افزایش می‌یافت.

با مشاهده‌ی منحنی‌های آزمایشگاهی بار- تغییر مکان، جابجایی تسلیم و برش پایه معادل با ۸/۵۰ میلی‌متر و ۲۴۰۰ کیلونیوتن به دست آمده بود. در برش پایه‌ی مساوی با ۳۰۰۰ کیلونیوتن و جابجایی‌ای به اندازه‌ی سه برابر جابجایی تسلیم، تسلیم شدن در پانل دیوار و اتصالات تیر به ستون در تراز طبقه‌ی اول رخ داده بود هم‌چنین کماتش محلی بال ستون طبقه اول در جابجایی‌ای معادل چهاربرابر جابجایی تسلیم ( $\delta_y$ )، رخ داده بود در حالی که چندین ترک شدید در پانل‌های طبقه‌ی اول و ناپایداری محلی در همان طبقه تحت جابجایی  $\delta = 6.\delta_y$  مشاهده گردید همین‌طور لنگر سازه به میزان ۹۵ درصد مقاومت نهایی رسید. در این مدل آزمایشگاهی گسیختگی زمانی رخ داد که جابجایی



به ۹ برابر جابجایی تسلیم و نیرو به ۸۵ درصد حداکثر مقاومت پانل رسیده بود به طوری که سبب انهدام کامل جوش‌های پایه‌ی ستون شده بود. بررسی سیکل‌های هیستریزیس هر پانل نشان داده بود که پانل پائینی بخش بیشتری از انرژی ورودی را با شکل‌پذیری زیاد و رفتار پایدار جذب می‌کنند. این سیستم هم‌چنین به دو صورت اجزای محدود و مدل نواری نیز مدل شده بود و توافق خوبی بین مقاومت نهایی و سختی اولیه‌ی سیستم وجود داشت. اگرچه در جابجائی‌های بالا، مدل اجزای محدود به دلیل دشواری مدل نمودن دقیق هندسه‌ی مدل سختی پانل را بیشتر تخمین می‌زد. اما نتایج مدل نواری نیز توافق خوبی با مدل آزمایشگاهی داشته است.

در سال ۱۹۹۹ رضائی<sup>[۱۵]</sup>، اولین آزمایش دینامیکی با میز لرزان را بر روی دیوارهای برشی با پانل‌های فولادی انجام داد. (شکل ۲-۳۶)

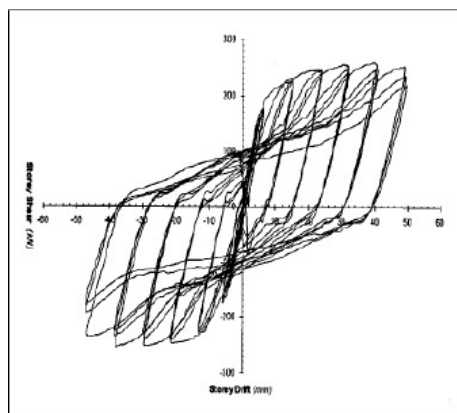


شکل (۲-۳۶) مدل آزمایش شده‌ی رضائی (۱۹۹۹) [۱۵]

در این آزمایش هدف اصلی او ارزیابی دستورالعمل آیین‌نامه‌ی کانادا بوده است که برای شناخت این نوع سازه‌ها فراهم شد. در این تحقیق از یک قاب فولادی چهار طبقه‌ی یک دهانه به عرض ۹۱۸

میلی متر و ارتفاع داخلی ۹۰۰ میلی متر استفاده شد. پانل‌های برشی به ضخامت ۱/۵۰ میلی متر بودند که با ورق‌های فولادی به ضخامت ۲/۵۰ میلی متر به اعضای قاب متصل شده بودن دو به خاطر جلوگیری از گسیختگی خارج صفحه‌ی هر طبقه، از یک قاب بارگذاری، دارای سختی مشخص استفاده شده بود. در این آزمایش بار گرانشی جهت ارتعاش دینامیکی توسط صفحات فولادی صاف در هر تراز اعمال شده بودند. چهار رکورد زلزله‌ی متفاوت نیز با شتاب حرکتی مختلف بر این سیستم اعمال گردید هم‌چنین اثر ضربه و ارتعاش اضافی نیز بر روی این مدل وارد شده بود. به خاطر ظرفیت محدود میز لرزان، پانل‌های برشی دچار تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگی در آزمایش‌های انجام شده، نشده بودند. در این مدل آزمایشی کاهش اتلاف انرژی فقط در دو طبقه‌ی اول و با تسلیم شدن ناچیز ستون‌های طبقه‌ی اول و پانل‌های برشی پایه مشاهده گردید. [۱۵]

در سال ۲۰۰۰، لوبل<sup>۱</sup>، پریون<sup>۲</sup>، ونتورا<sup>۳</sup> و رضائی [۱۴] دو مدل دیوار برشی فولادی را تحت آزمایش قرار دادند، سیستم اول دارای چهار طبقه و سیستم دوم که در شکل (۲-۳۷) نشان داده شده است دارای یک طبقه بود. (شکل ۲-۳۷)



- 
- 1 Lubell
  - 2 Prion
  - 3 Ventura

(الف)

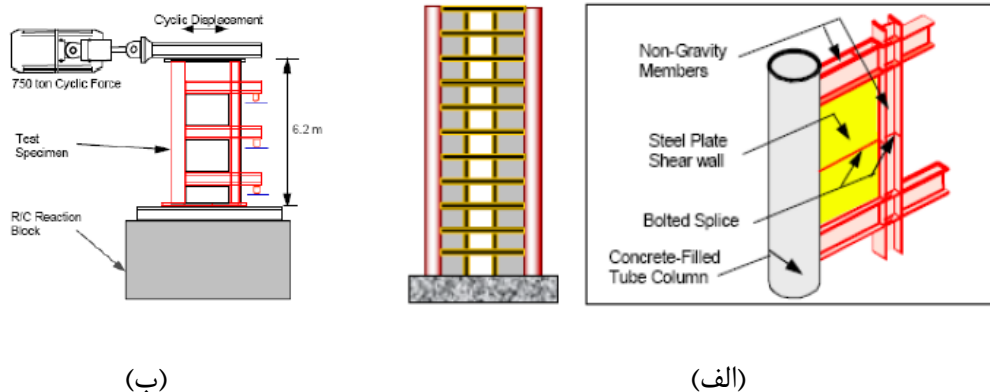
(ب)

شکل (۲-۳۷) مدل آزمایشگاهی لوبل، پیون، ونتورا و رضایی (۲۰۰۰): الف) نمونه تغییر شکل یافته در روند آزمایش (ب) واکنش هیستریزس مدل آزمایشگاهی [۱۴]

هر دو سیستم دارای پانلهایی به ضخامت  $1/50$  میلی‌متر و عرض  $900$  میلیمتر و با نسبت عرض به عمق  $1$  بودند که با اتصال صلب تیر به ستون شکل گرفته بودند، بارگذاری سیکلی شبه استاتیک مطابق با ملاحظات ATC24 (۱۹۹۲) اعمال شده بود. در مدل یک طبقه، میزان جابجایی‌ای که سیستم به حد تسلیم می‌رسید برابر با  $9$  میلی‌متر بود و مقاومت تسلیم تحت این جابجایی معادل با  $180$  کیلونیوتن بود به طوری که مقاومت نهایی مدل نیز معادل با  $200$  کیلونیوتن بوده و سازه در جابجایی معادل با هفت برابر جابجائی تسلیم دچار گسیختگی شده بود این مدل به دلیل عدم جابجائی خارج صفحه‌ی قاب، دوباره پس از سخت نمودن تیر بالائی تحت آزمایش قرار گرفت در این مرحله سیستم تحت بار  $190$  کیلونیوتن و جابجائی  $(\delta_y)$  معادل با  $3$  میلی‌متر تسلیم شده بود در حالی که مقاومت نهایی آن  $260$  کیلونیوتن و جابجایی نهایی  $4\delta_y$  به دست آمده بود. سیستم چهارطبقه نیز تحت بار جانبی یکنواخت و در حالی که بار گرانشی در هر طبقه اعمال می‌شد تحلیل گردید. تسلیم شدن اولیه‌ی سیستم تحت بار  $150$  کیلونیوتن و تحت جابجایی  $9$  میلی‌متر در ترا اول آشکار شده بود. این سیستم در جابجائی معادل  $1/50$  برابر جابجایی تسلیم به دلیل کماتش کلی ستون‌ها دچار گسیختگی گردید. سیکل‌های هیستریزس هر پانل، خسارت‌های قابل توجهی را نشان داده بودند. قابل توجه است که این رفتار در تمامی کارهای آزمایشگاهی انجام شده بر دیوار برشی چند طبقه توسط درایور و همکاران و رضائی دیده شد. هم‌چنین فشردگی قابل توجه ستون و انهدام شکننده‌ی دیوار در هنگام اعمال جابجائی مشاهده شده بود. این قبیل پدیده‌ها باعث ضرورت طراحی دست بالای ستون‌ها، جهت تضمین پلاستیک شدن پانل‌های برشی می‌گردد. مدل نواری این مدل‌های آزمایشگاهی نیز ساخته شدند به طوری که از تحلیل این مدل‌ها تخمین دست بالای از سختی الاستیک هر دو مدل یک طبقه و چهارطبقه مشاهده گردید اما مقاومت تسلیم و نهایی به جز

زمانی که تیر صلب بالایی قرار می‌گرفت تخمین خوبی را نشان می‌دادند در سایر موارد مدل نواری نتایج بهتری را در پیش‌بینی سختی اولیه فراهم کرده‌اند.

در سال ۲۰۰۲ آستانه‌ی اصل<sup>۱</sup> و ژائو<sup>۲</sup> [۱۸] نیز تحقیقات کلی جهت مطالعه‌ی رفتار پانل‌های برشی تحت بار سیلکی انجام دادند. فعالیت آزمایشگاهی آن‌ها بر روی پانل متصل شده به ستون کمپوزیت و تیر و ستون‌های فولادی انجام گرفت. (شکل ۳-۳۸) پانل برشی از صفحات سخت‌کننده‌ای که در ارتفاع میانه‌ی آن قرار گرفته و با پیچ به ستون‌های فولادی متصل شده بود شکل گرفت که خود پانل دارای ضخامت ۹/۵۰ میلی‌متر و صفحه‌ی سخت‌کننده ۶/۴۰ میلی‌متر بود. اتصال بین پانل و پروفیل تیر WI8x86 توسط جوش ایجاد شده بود. هم‌نین اتصال تیر به ستون از طریق جوشکاری نفوذی کامل انجام گرفت. ستون لوله‌ای دارای قطر ۶۱۰ میلی‌متر و ضخامت ۷/۹۰ میلی‌متر بود که توسط بتن کل ارتفاع آن پر شده بود.



شکل (۲-۳۸) الف) مشخصات مدل آزمایشگاهی ب) جزئیات بارگذاری آستانه‌ی اصل و ژائو [۱۸]

آن‌ها در تحقیقات خود دو آزمایش انجام دادن و نتایج زیر را ارائه نموده‌اند:

1 Astaneh – Asl  
2 Zhao

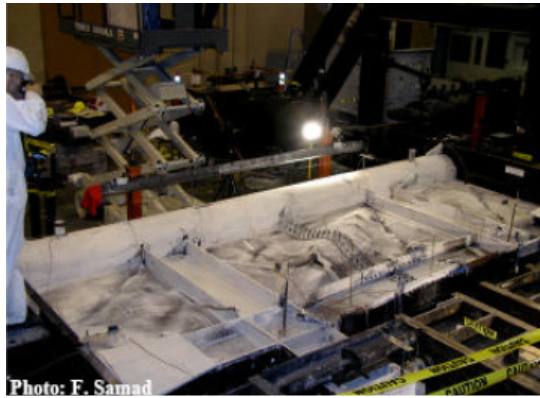
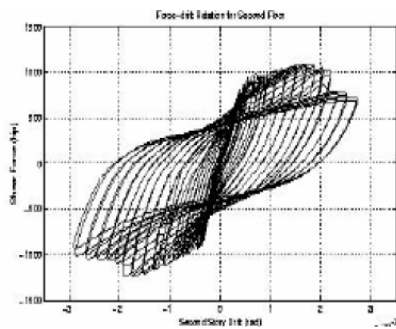
- سیستم آزمایش شده‌ی دیوار برشی به علاوه‌ی قاب دارای رفتاری شکل‌پذیر بوده و تعداد زیادی از سیکل‌های غیرخطی اعمالی را تحمل می‌کرد، به طور خاص المان‌های مقاوم لرزه‌ای (پانل، ستون‌ها و تیرهای داخلی) رفتار پلاستیک و اتلاف انرژی زیادی را فراهم نمودند.

- رفتار دیوار برشی مشابه پانل جان تیر تحت برش بوده و سیستم تحت جابجائی نسبی کوچک، الاستیک باقی مانده بود اما پس از تحمل جابجائی نسبی ۰/۶ درصد، مکانیزم میدان کششی در پانل مشاهده گردید.

- ستون کامپوزیت در طول آزمایش به صورت الاستیک باقی مانده بود در حالی که در انتهای تیرها مفصل پلاستیک ایجاد شده بود که چرخش زیادی را در میدان پلاستیک ایجاد کرده بود.

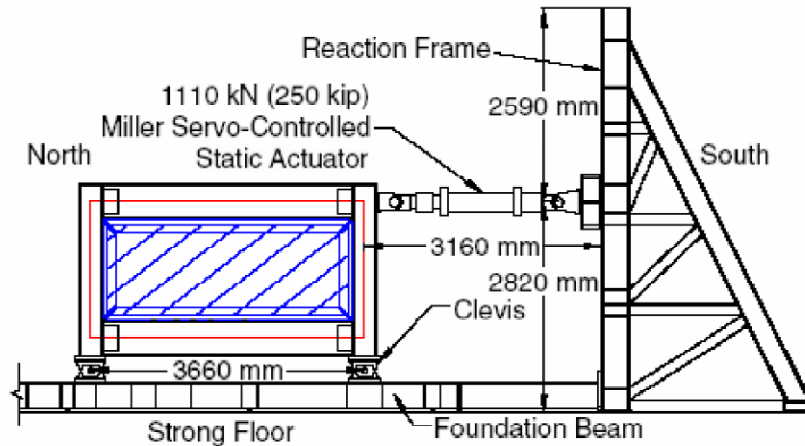
- اتصالات جوشی بین اعضای قاب و پانل دچار گسیختگی نشده بود که نشان از رفتار شکل‌پذیر سیستم می‌باشد. به طوری که منحنی‌های هیستریزس این آزمایش همراه با تغییر شکل‌های نهایی مدل در شکل (۲-۳۹) ارائه شده است.

در سال ۲۰۰۳ برمن و بروننو [۲۷] یک سری مطالعات آزمایشگاهی جهت تعیین امکان بهسازی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی سبک وزن انجام دادند. تا در ساختمانی که به عنوان یک بیمارستان چهارطبقه با سیستم قاب خمشی فولادی در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا بود به کار برد. دلیل انتخاب پانل فولادی نازک به خاطر کاهش بار سازه، جلوگیری از مقاوم نمودن بیشتر ستون و ثابت نگه داشتن اتصالات قبلی بوده است زیرا این اتصالات نیروهای کوچکی را در اتصال به قاب محیطی ایجاد می‌کنند.



شکل (۲-۳۹) الف) تغییر شکل نهایی پانل آزمایشگاهی (ب) منحنی هیستریزس آستانه‌ی اصل و ژائو (۲۰۰۰) [۱۸]

جهت بررسی این موضوع آن‌ها دو نمونه‌ی مختلف با ضخامت‌های ۱ و ۰/۷۵ میلی‌متر با صفحات فولادی موج‌دار ۴۵ درجه جهت رویارویی با میدان کششی استفاده نمودند به طوری که سه دیوار برشی فولادی سبک وزن یک طبقه با عناوین F1 و F2 و c1 طراحی شده بودند در دو مدل اول ضخامت صفحات ۱ میلی‌متر بود و در مدل بعدی از صفحه‌ی موج‌دار استفاده شد. تنش تسلیم نمونه‌های F1 و F2 و c1 به ترتیب برای ۱۵۰، ۲۲۵ و ۳۲۵ مگاپاسکال بود و اتصال بین صفحات پرکننده و اعضای مرزی از رزین‌های اپوکسی (نمونه‌های F1 و c1) یا جوشکاری (نمونه‌ی F2) ساخته شده بود. و طوری طراحی شدند که در طول آزمایش در حالت الاستیک باقی بمانند. نمونه‌ها دارای نسبت منظر ۰/۵۰ (۳۶۶۰ میلی‌متر عرض و ۱۸۳۰ میلی‌متر ارتفاع) بودند و سوار بر دستگاهی با ظرفیت ۱۱۰۰ کیلونیوتن و یک قاب بارگذاری سخت بودند که در شکل (۲-۴۰) نشان داده شد. شکل (۲-۴۱) الف و ب) نمونه‌های F1 و c1 را نشان می‌دهد.



شکل (۲-۴۰) سیستم آزمایشگاهی مورد استفاده توسط برمن و برونو (۲۰۰۳) [۲۷]



(ب)

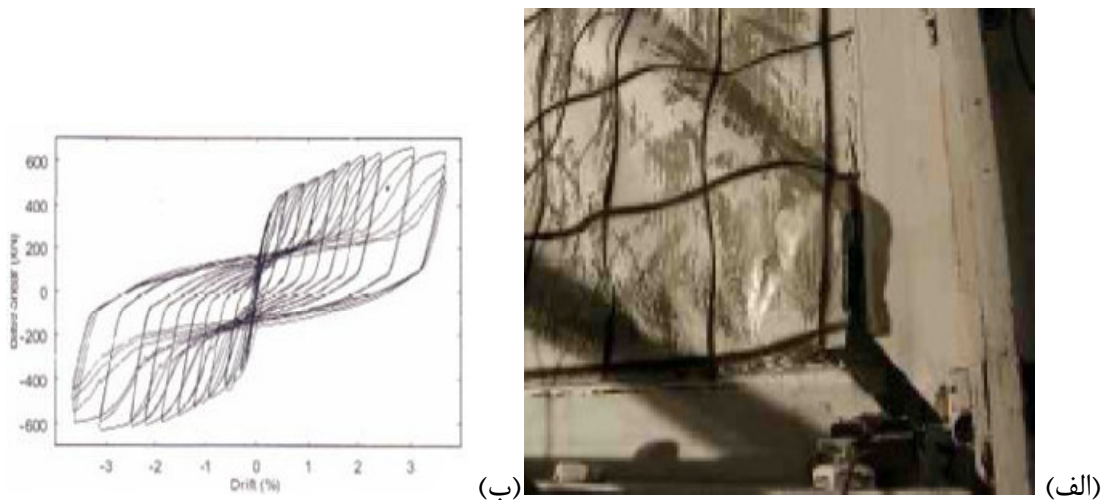


(الف)

شکل (۲-۴۱) نمونه های آزمایشگاهی برمن و برونو (۲۰۰۳) [۲۷]

در پایان آزمایش، منحنی هیستریزیس نمونه ی F2 که در شکل (۲-۴۲-الف) نشان داده شده رفتار قابل توصیفی از این پانل را ارائه کرده است به طوری که دچار فشردگی شده است اما لویپهای هیستریزیس پایدار آن نشان از رفتار شکل پذیر آن می باشد که می توان در دیوارهای برشی فولادی به دست آورد. این نمونه در ۲۹ درصد جابجایی نسبی مساوی با دو برابر جابجایی تسلیم ( $\delta_y$ ) ترکهایی به وجود آمد و تا دوازده برابر ( $\delta_y$ ) این ترکها تأثیر قابل توجهی را نداشتند تا این که به اندازه ی قابل توجهی رسیدند، شکل (۲-۴۲-ب). به این ترتیب پانل های جوش شده رفتار بسیار خوبی را از خود نشان دادند در مدل دیوار برشی با ورقه های برشی با ورقه های موج دار نیز به دلیل این که شکل گسیختگی در ترک خوردگی پانل در نواحی با کماتش محلی تکراری رخ داده بود لذا دارای مقاومت

کمانش بالایی دارد. در پانلی که از رزین اپوکسی جهت اتصال استفاده کرده بودند (F1) رفتار مناسبی ناشی از شکست قبل از گسیختگی پانل فراهم نشد و لنگرهای قابل تحمل تیر و ستون برای کل نمونه کم بوده و کرنش‌های صفحه‌ی پرکننده نیز قابل توجه بود.



شکل (۲-۴۲) الف) ترک خوردگی نمونه F2 در آزمایشات برمن و برونثو (۲۰۰۳)، ب) لویهای هیستریزس [۴۴]

## ۲-۶- آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی از دیدگاه آیین‌نامه‌های موجود

استاندارد طراحی سازه‌های فولادی کانادا (CAN/CSA S16-01/2001) مدل نواری را به عنوان ابزاری برای طراحی دیوارهای برشی فولادی توصیه می‌کند. در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی ویژه به آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی AISC، (AISC 341-05) اضافه گردید.

1. AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Building .



## ۲-۶-۱- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی در

### آیین نامه کانادا (CAN/CSA S16-01)

آیین نامه طراحی حدی سازه های فولادی کانادا از روش طراحی غیرمستقیم بر اساس ظرفیت برای طراحی دیوارهای برشی فولادی استفاده می کند. ابتدا بارهای زلزله ی وارد بر سازه بر اساس آیین نامه بارگذاری مربوط محاسبه می شود. برای محاسبه ضخامت مورد نیاز دیوار برشی فولادی در هر طبقه، در دهانه های مورد نظر یک مهاربند کششی تنها به صورت قطری قرار داده می شود. مقطع مهاربند باید برای بارهای جانبی وارده و همچنین کنترل تغییر مکان سازه طراحی شود. ضخامت دیوار برشی فولادی در هر طبقه بر اساس رابطه زیر تعیین می شود.

$$t_{wi} = \frac{2A_i \sin \theta_i \sin 2\theta_i}{L \sin^2(2\alpha_i)} \quad (10-2)$$

در رابطه فوق،  $t_{wi}$  ضخامت دیوار در طبقه  $i$ ام،  $A_i$  مساحت مهاربند کششی طبقه  $i$ ام،  $\theta_i$  زاویه مهاربند طبقه  $i$ ام با ستون،  $L$  طول دهانه قاب و  $\alpha_i$  زاویه میدان کشش قطری پانل بوده که بر اساس رابطه زیر تعیین می شود. بر اساس این رابطه زاویه میدان کششی تابع ضخامت ورق است. در نتیجه محاسبه ضخامت ورق همراه با سعی و خطا تا رسیدن به همگرایی می باشد.

$$\tan^4(\alpha_i) = \frac{1 + \frac{L t_w}{2 A_c}}{1 + \frac{h t_w + t_w h^4}{A_b + 360 I_c L}} \quad (11-2)$$

در رابطه فوق،  $t_w$  ضخامت پانل،  $L$  طول دهانه قاب،  $h$  ارتفاع طبقه،  $A_c$  سطح مقطع ستون،  $A_b$  سطح مقطع تیر،  $\alpha_i$  زاویه میدان کشش قطری و  $I_c$  لنگر دوم سطح ستون حول محور عمود بر ورق فولادی است. پس از محاسبه ضخامت ورق، دیوار برشی فولادی در هر طبقه با تعداد حداقل ۱۰ نوار موازی کششی که تحت زاویه  $\alpha_i$  قرار دارند مدل سازی شده و سازه تحت بارهای ثقلی و جانبی تحلیل می شود.

جهت طراحی سیستم بر اساس ظرفیت، نیروهای وارد به ستون‌های اطراف دیوار برشی فولادی باید از ترکیب بارهای ثقلی ضریب‌دار به علاوه بارهای زلزله ضریب‌دار که توسط ضریب B افزایش یافته‌اند محاسبه شوند. ضریب B نسبت مقاومت برشی مورد انتظار ورق فولادی در پایین‌ترین طبقه سازه به برش پایه ضریب‌دار است.

$$B = V_e/V_u \quad (۱۲-۲)$$

$$V_e = 0.5R_{yw}F_{yw}t_{w1}L\sin 2\alpha_1 \quad (۱۳-۲)$$

در رابطه فوق  $t_{w1}$  ضخامت ورق فولادی در طبقه اول، L فاصله مرکز تا مرکز ستون‌های اطراف دیوار،  $\alpha_1$  زاویه میدان کششی قطری نسبت به ستون طبقه اول،  $R_{yw}F_{yw}$  تنش تسلیم مورد انتظار ورق،  $V_e$  مقاومت برشی مورد انتظار ورق،  $V_u$  میزان برش پایه ضریب‌دار می‌باشد. روش تحلیل و طراحی بر اساس ظرفیت دیوارهای برشی فولادی در آیین‌نامه CSA S16-01 بر اساس تحلیل الاستیک سیستم توسط مهاربندی کششی معادل و سپس مدل نواری موازی استوار است که در آن از ضریب B جهت افزایش بارهای زلزله بر پایه تسلیم ورق طبقه اول استفاده شده است.

از کاستی‌های روش آیین‌نامه کانادا این است که با توجه به تولید ضخامت‌های محدود برای ورق‌های فولادی، معمولا نسبت ضخامت موجود به ضخامت مورد نیاز طراحی در طبقات بالا به علت کاهش برش طبقه، افزایش می‌یابد. در نتیجه ممکن است ضریب B برای طبقات بالاتر، بیشتر از طبقه اول باشد و در صورت تسلیم شدن ورق‌های طبقات بالایی، در واقعیت نیرویی بیشتر از مقدار در نظر گرفته شده در طراحی به ستونها وارد شود و ستونها مقاومت کافی در برابر آنها را نداشته باشند. از طرف دیگر، معمولا ستونهای اطراف دیوار برشی فولادی به علت نیروهای بزرگی که به آنها وارد می‌شود، دارای مقاطع بزرگی می‌باشند و می‌توانند مقدار قابل ملاحظه‌ای از برش پایه را تحمل کنند.

آیین‌نامه کانادا فرض می‌کند که کل برش پایه ضریب‌دار جهت محاسبه ضریب B به ورق می‌رسد. اما با وجود ستونهای بزرگ در طبقه اول سهم به مراتب کوچکتری از برش پایه به ورق می‌رسد. با کاهش سهم ورق ضریب B افزایش می‌یابد که این موضوع در آیین‌نامه لحاظ نشده است.

## ۲-۶-۲- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی بر اساس

### آیین‌نامه آمریکا (AISC-341)

آیین‌نامه ضوابط لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا در آخرین ویرایش خود در سال ۲۰۰۵ ضوابط طراحی شکل‌پذیر دیوارهای برشی فولادی را ارائه کرده است. در این آیین‌نامه، از ستون‌ها و تیرها به ترتیب به عنوان اعضای مرزی قائم و اعضای مرزی افقی و از ورق پرکننده به عنوان ورق جان یاد شده است.

بر اساس این آیین‌نامه از دیوارهای برشی فولادی انتظار می‌رود که تحت زلزله طراحی، ورق جان کاملاً تسلیم شده و بتواند تغییر شکل‌های بزرگ غیرالاستیک را تحمل کند. اعضای مرزی قائم و اعضای مرزی افقی نیز باید تحت بارهای وارده از طرف ورق که کاملاً تسلیم شده، الاستیک مانده و مفصل‌های پلاستیک فقط در دو انتهای اعضای مرزی افقی می‌توانند واقع شوند. همچنین می‌بایست نسبت طول به ارتفاع دیوار ( $l/h$ ) محدود به  $[0.8 < l/h \leq 2.5]$  گردد.

در این ضوابط لرزه‌ای مقاومت برشی طراحی ورق ( $\phi V_n$ ) بر اساس حالت حدی تسلیم برشی بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$V_n = 0.42l_{cf}F_{yw}t_wL\sin 2\alpha \quad (۱۴-۲)$$

$$\phi = 0.9 \quad (۱۵-۲)$$

در رابطه فوق،  $l_{cf}$  فاصله خالص بین بال‌های ستون،  $t_w$  ضخامت ورق فولادی،  $L$  فاصله مرکز تا مرکز

ستون‌های اطراف دیوار،  $\alpha$  زاویه میدان کششی قطری نسبت به ستون،  $F_{yw}$  تنش تسلیم مورد انتظار ورق می‌باشد. لنگر دوم سطح ستونها حول محور عمود بر صفحه ورق در هر طبقه باید بزرگتر از  $[0.00307t_w h^4 / L]$  باشد.

ضوابط لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا سه روش را جهت تحلیل رفتار و طراحی بر اساس ظرفیت دیوارهای برشی فولادی در پیوست خود ارائه کرده است که در زیر بررسی می‌شوند.

### ۲-۶-۳- تحلیل غیرخطی استاتیکی (بارافزون)

در این روش مدل دیوار برشی فولادی با استفاده از مدل نواری موازی که هر کدام از نوارها دارای منحنی رفتار کششی دو خطی با مقاومت  $(R_{yw} F_{yw} A_s)$  باشند ساخته می‌شود.  $A_s$  مساحت هر نوار کششی است. برای در نظر گرفتن وقوع تغییر شکل‌های پلاستیک احتمالی در اعضای مرزی افقی، در ابتدا و انتهای این اعضاء مفاصل پلاستیک با رفتار دوخطی قرار داده می‌شود. سپس با انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی تحت بارهای وارده، نیروهای داخلی محوری، خمشی و برشی در اعضای مرزی دیوار محاسبه می‌شوند. پس از انجام تحلیل باید کنترل شود که مفاصل پلاستیک به غیر از ابتدا و انتهای تیرها در محل دیگری ایجاد نشود.

$$A_s = (L \cos \alpha + h \sin \alpha) / n \quad (۲-۱۶)$$

در رابطه فوق  $A_s$  مساحت مقطع هر نوار،  $\alpha$  زاویه میدان کشش قطری،  $L$  طول دهانه پانل،  $h$  ارتفاع پانل می‌باشد.  $n$  تعداد نوارها در هر پانل دیوار بوده و باید بزرگتر یا مساوی ۱۰ در نظر گرفته شود.

### ۲-۸-۲- تحلیل ترکیبی

با استفاده از برنامه الاستیک خطی کامپیوتری و مفهوم طراحی بر اساس عملکرد :

در این روش دیوار برشی فولادی با استفاده از مدل نواری ساخته شده و تحت بارهای جانبی زلزله بر

اساس آیین‌نامه قرار می‌گیرد. سپس با توجه به اینکه ورق نمی‌تواند بارهای ثقلی را تحمل کند، بارهای ثقلی مرده و زنده به قاب وارد می‌شوند. پس از تحلیل الاستیک خطی سازه تحت بارهای وارده، بدون در نظر گرفتن هرگونه اضافه مقاومت، اعضای مرزی تحت ترکیب بارگذاری مربوط طراحی می‌شوند. در نهایت مقاومت اعضای مرزی دیوار با فرض تسلیم کامل ورق به همراه حداکثر نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی کنترل می‌گردد. حداکثر نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی از حاصلضرب نیروی محوری ناشی از بار جانبی آیین‌نامه در ضریب اضافه مقاومت سیستم محاسبه می‌شود. در این کنترل طراحی باید از ضریب کاهش مقاومت  $\phi = 1$  استفاده نمود.

### ۲-۸-۲-۳- روش غیرمستقیم طراحی بر اساس ظرفیت

این روش مشابه روش آیین‌نامه کانادا است. مقایسه نتایج آزمایش‌های مختلف نشان داده است که استفاده از مدل نواری موازی معمولی به تنهایی نمی‌تواند رفتار سازه را با دقت مناسبی برآورد کند. در نتیجه جهت بهبود رفتار مدل تغییراتی از جمله اضافه نمودن المان نواری فشاری قطری و تغییراتی در نحوه مدل‌سازی اعضای مرزی ارائه شده است. از طرف دیگر استفاده از روش تحلیل غیرخطی استاتیکی بسیار وقت‌گیر بوده و نمی‌تواند به عنوان یک ابزار بهینه مهندسی برای تحلیل رفتار و طراحی دیوارهای برشی فولادی استفاده شود.

در روش تحلیل ترکیبی با استفاده از برنامه الاستیک خطی کامپیوتری و مفهوم طراحی بر اساس عملکرد در انتها جهت کنترل ظرفیت اعضای مرزی دیوار فرض می‌شود که اعضای مرزی تحت نیروی کششی معادل با مقاومت تسلیم مورد انتظار دیوار تحت زاویه  $\alpha$  قرار دارند و اثر نیروی جانبی فقط در نیروی محوری ستونها ناشی از لنگر واژگونی دیده شده است. لازم به توضیح است که در نظر گرفتن نیروی کششی ورق، بدون در نظر گرفتن اثر بار جانبی زلزله بر سازه منجر به محاسبه نادرست نمودار خمش و برش در ستونها شده و همچنین باعث عدم برقراری معادلات تعادل می‌گردد.

## ۲-۶-۴- ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی بر اساس آیین‌نامه امریکا (AISC 820)

آیین‌نامه AISC 820 به عنوان متمم آیین‌نامه‌های AISC 341 و ASCE 7-05 ضوابط طراحی دیوارهای برشی فولادی را برای مناطق با لرزه‌خیزی کم و شدید ارائه کرده است. اصول طراحی دیوارهای برشی فولادی در این آیین‌نامه بر اساس ضوابط آیین‌نامه AISC 341 استوار است. به صورت کلی آیین‌نامه AISC 820 پیشنهاد می‌کند که در حالت نهایی برای محاسبه نیروهای داخلی تیرها و ستون‌ها در دیوار برشی فولادی در مناطق با لرزه‌خیزی شدید می‌توان قاب را تحت نیروهای گسترده ناشی از تسلیم یکنواخت تمام ورق‌ها، نیروهای حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای تمام تیرها و نیروهای جانبی نهایی تحلیل نمود.

## ۲-۷-۲- تئوری‌های موجود در تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی

### ۲-۷-۱- تئوری اندرکنش قاب و ورق فولادی

در این تئوری که توسط صبوری [۱۰ و ۱۱]، ارائه شده است ابتدا منحنی رفتار بار-تغییرمکان ورق و قاب تعیین می‌شود و سپس منحنی بار-تغییرمکان دیوار از جمع منحنی‌های بار-تغییرمکان ورق و قاب بدست می‌آید. این تئوری توانایی محاسبه منحنی بار-تغییرمکان دیوار برشی با و بدون سخت‌کننده، با بازشو و بدون بازشو را نیز دارد. همچنین این تئوری توانایی محاسبه نیروی اندرکنشی پس‌گمانشی بین ورق و قاب را داشته و می‌تواند ستون و تیر را در برابر آن محاسبه کند. منحنی رفتار بار-تغییرمکان برای دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده با ورق نازک و بابازشو به اثبات رسیده است.

### ۲-۷-۲- تئوری میله‌ای در دیوار برشی فولادی

این تئوری در دهه ۸۰ میلادی توسط کولاک و همکاران [۱]، در دانشگاه آلبرتا کانادا پایه‌ریزی شده

و محققینی مانند الغالی و رضایی تحقیقات زیادی برای توسعه آن انجام داده‌اند. این تئوری برای تحلیل کامپیوتری دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بکار می‌رود. در این تئوری ورق با تعدادی میله مورب جایگزین می‌شود. این تئوری توانایی بکارگیری دیوارهای برشی با بازشو و سخت کننده را ندارد. این تئوری بر پایه برخی آزمایشهای غیرمعتبر ایجاد شده است.

### ۲-۷-۳- تئوری تیروورقی در دیوار برشی فولادی

این تئوری توسط پروفیسور آستانه اصل از روابط مربوط به تیروورق پیشنهاد شده توسط (۱۹۹۱) AISC، در دانشگاه برکلی ارائه شده است. [۲۵] این تئوری مطابق تئوری تیروورقهای با سخت کننده می‌باشد و فرض شده که میدان پس از کمانش فقط بین تیرهای بالا و پایین دیوار برشی تشکیل شده و با استفاده از آن مقدار نیروی برشی قابل تحمل دیوار محاسبه شده است. آزمایشهای انجام شده نشان داده است که فرض فوق صحیح نبوده و میدان پس کمانشی در تمام ورق تشکیل می‌شود. این تئوری نمی‌تواند تغییر مکان جاری شدن ورق و ستون را محاسبه کند لذا با استفاده از آن منحنی بار- تغییر مکان دیوار برشی قابل محاسبه نیست و فقط می‌توان نیروی برشی قابل تحمل دیوار را برای طراحی بدست آورد. این تئوری فقط برای دیوار برشی فولادی با ورق نازک، بدون سخت کننده و بدون بازشو و قابله استفاده است.





## **فصل ۳:**

**بهبود رفتار کمانشی دیوارهای برشی**

**فولادی با استفاده از سخت کننده‌ها**

### ۳-۱- مقدمه

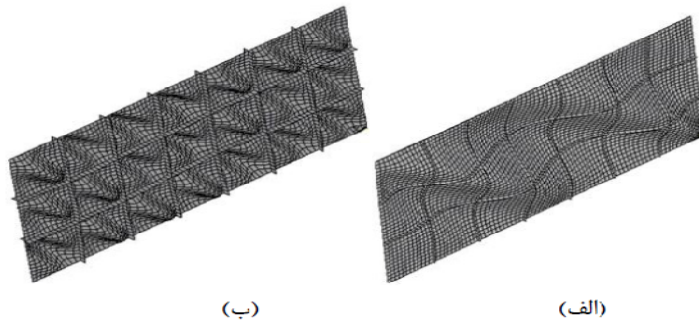
همانطور که در مقدمه ذکر شد دیوارهای برشی فولادی به دو صورت تقویت شده و تقویت نشده بکار می‌روند. دیوارهای برشی فولادی تقویت شده از سخت‌کننده‌های قائم و افقی تشکیل شده‌اند. آزمایشهای زیادی بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده انجام گرفته است که در فصل دوم به آنها پرداخته شد، ولی تنها آزمایش‌های انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده، در سال ۱۹۷۳ در ژاپن توسط تاکاهاشی و همکاران [۲]، و در سال ۲۰۰۹ توسط صبوری و سجادی [۴۶]، می‌باشد که مشخصات آزمایش و نتایج به دست آمده از آزمایشات در قسمت‌های بعدی بیان می‌شود.

استفاده از سخت‌کننده‌های مناسب در دیوارهای برشی فولادی از کماتش کلی ورق جلوگیری کرده و باعث بهبود رفتار کماتشی آن و افزایش جذب انرژی می‌شود. با فرض این که این سیستم فقط تحت تاثیر تنش‌های برشی قرار دارد، دو مود کماتشی متفاوت ممکن است در ورق‌های تقویت شده اتفاق بیفتد. اگر سخت‌کننده‌ها از ممان اینرسی لازم برخوردار باشند، کماتش به صورت موضعی و در زیر صفحه‌های موجود در بین سخت‌کننده‌ها اتفاق می‌افتد، که به این حالت مود کماتش موضعی<sup>۱</sup> پانل گویند، (شکل (۱-۳-ب))، ولی اگر سخت‌کننده‌ها ضعیف باشند و سختی لازم را برای انتقال کماتش به زیر صفحه‌ها نداشته باشند، در این صورت کماتش در کل سطح ورق و به صورت قطری در جهت اعمال بار وارده اتفاق می‌افتد، به این حالت که سخت‌کننده‌ها به عنوان قسمتی از ورق عمل کرده و همراه با آن کماتش می‌کنند، اصطلاحاً مود کماتش کلی<sup>۲</sup> پانل گفته می‌شود، (شکل (۱-۳-الف)).

---

1-Local Buckling Mode.

2- Global Buckling Mode.



شکل (۱-۳) مود کمانش کلی و موضعی پانل فولادی

### ۳-۲- معادلات کمانش ورقهای مربع مستطیل تحت اثر تنش‌های برشی

یک ورق مربع مستطیل با لبه‌های مفصلی که در امتداد لبه‌های آن نیروهای برشی  $N_{xy}$  به طور یکنواخت توزیع شده‌اند، در نظر گرفته می‌شود. در محاسبه مقدار تنش برشی  $\tau_{xy}$  که در آن ورق کمانش می‌کند، روش انرژی به کار برده می‌شود. اگر سطح تغییر مکان ورق کمانش کرده به صورت زیر در نظر گرفته شود، شرایط مرزی در لبه‌های ورق مذکور ارضاء می‌شود، [۵۰].

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (۱-۳)$$

پس برای انرژی داخلی مربوط به خمش ورق کمانش کرده، عبارت زیر به دست می‌آید :

$$\Delta U = \frac{D}{2} \frac{\pi^2}{4} ab \sum \sum a_{mn}^2 \left( \frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (۲-۳)$$

کار انجام شده توسط نیروهای خارجی در حین کمانش ورق برابر است با :

$$\Delta T = -N_{xy} \int_0^a \int_0^b \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx \cdot dy \quad (۳-۳)$$

اگر به جای  $w$  عبارت (۱-۳) قرار داده شود و در نظر داشت که :

اگر  $m \pm p$  عددی زوج باشد :

$$\int_0^a \sin \frac{m\pi x}{a} \frac{p\pi x}{a} dx = 0 \quad (3-4)$$

و اگر  $m \pm p$  عددی فرد باشد :

$$\int_0^a \sin \frac{m\pi x}{a} \frac{p\pi x}{a} dx = \frac{2a}{\pi} \cdot \frac{m}{m^2-p^2} \quad (3-5)$$

آنگاه  $\Delta T$  مطابق رابطه زیر بدست می آید :

$$\Delta T = -4N_{xy} \sum_m \sum_n \sum_p \sum_q a_{mn} a_{pq} \frac{mnpq}{(m^2-p^2)(q^2-n^2)} \quad (3-6)$$

که  $m, n, p, q$  چنان اعداد صحیحی انتخاب می شوند که  $m \pm p$  و  $n \pm q$  اعداد فردی باشند. اگر کار انجام شده توسط نیروهای خارجی (3-6) با انرژی داخلی (3-2) معادل قرار داده شود برای تعیین مقدار بحرانی نیروهای برشی عبارت زیر به دست می آید :

$$N_{xy} = \frac{abD}{32} \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left( \frac{m^2 \pi^2}{a^2} - \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right)^2}{\sum_m \sum_n \sum_p \sum_q a_{mn} a_{pq} \frac{mnpq}{(m^2-p^2)(q^2-n^2)}} \quad (3-7)$$

لازم است که ثابتهای  $a_{mn}$  و  $a_{pq}$  چنان انتخاب شوند که  $N_{xy}$  مینیمم شود. اگر مشتقات عبارت (3-7) نسبت به هر یک از ضرایب  $a_{mn}$  و  $a_{pq}$  مساوی صفر قرار داده شود، یک دستگاه معادلات خطی همگن بر حسب  $a_{mn}$  و  $a_{pq}$  به دست می آید. این دستگاه را می توان به دو گروه تقسیم نمود، یک گروه شامل  $a_{mn}$  هایی که  $m+n$  برایشان عددی فرد است و یک گروه شامل  $a_{mn}$  هایی که  $m+n$  برایشان عددی زوج است. محاسبات نشان می دهد که برای ورقهای کوتاهتر ( $\frac{a}{b} < 2$ ) دومین گروه از

معادلات کمترین مقدار را برای  $(N_{xy})_{cr}$  می‌دهند. برای ورقهای بلندتر هر دو گروه را باید مورد توجه و بررسی قرار داد. معادله لازم برای محاسبه  $\tau_{cr}$  از صفر قرار دادن دترمینان دستگاه معادلات به دست می‌آید. اگر علامت گذاری زیر به کار برده شود :

$$\beta = a/b \quad (۸-۳)$$

$$\lambda = \frac{-\pi^2}{32\beta} \frac{\pi^2 D}{b^2 t \tau_{cr}} \quad (۹-۳)$$

معادلات مربوط به ورقهای کوتاهتر می‌تواند به صورت زیر نوشته شود :

$a_{11}$	$a_{22}$	$a_{13}$	$a_{31}$	$a_{33}$	$a_{42}$
$\frac{\lambda(1+\beta^2)^2}{\beta^2}$	$\frac{4}{9}$	۰	۰	۰	$\frac{8}{45} = ۰$
$\frac{4}{9}$	$\frac{16\lambda(1+\beta^2)^2}{\beta^2}$	$-\frac{4}{5}$	$-\frac{4}{5}$	$\frac{36}{25}$	$۰ = ۰$
۰	$-\frac{4}{5}$	$\frac{\lambda(1+9\beta^2)^2}{\beta^2}$	۰	۰	$-\frac{24}{75} = ۰$
۰	$-\frac{4}{5}$	۰	$\frac{\lambda(9+\beta^2)^2}{\beta^2}$	۰	$\frac{24}{21} = ۰$
۰	$\frac{36}{25}$	۰	۰	$\frac{\lambda(9+9\beta^2)^2}{\beta^2}$	$-\frac{72}{35} = ۰$
$\frac{8}{45}$	۰	$-\frac{24}{75}$	$\frac{24}{21}$	$-\frac{72}{35}$	$\frac{\lambda(16+4\beta^2)^2}{\beta^2} = ۰$

حل معادله لازم برای محاسبه  $\tau_{cr}$ ، از صفر قرار دادن دترمینان دستگاه معادلات فوق، به دست می‌آید. محاسبه را می‌توان به کمک تقریبات متوالی انجام داد. اگر محاسبات به دو معادله با ثابتهای  $a_{11}$  و  $a_{22}$  محدود شود و دترمینان این معادلات مساوی صفر قرار داده شود :

$$\lambda = \pm \frac{1}{9} \frac{\beta^2}{(1+\beta^2)^2} \quad (۱۰-۳)$$

$$\tau_{cr} = \pm \frac{9\pi^2}{32} \frac{(1+\beta^2)\pi^2 D}{\beta^3 b^2 t \tau_{cr}} \quad (۱۱-۳)$$

دو علامت مثبت و منفی نشان می‌دهند که مقدار بحرانی نیروی برشی در این حالت به جهت تنش بستگی ندارد. تقریب (۱۱-۳) به اندازه کافی دقیق نیست، زیرا برای ورقهای مربع، خطایی حدود ۱۵ درصد دارد و این خطا با افزایش  $a/b$  افزایش می‌یابد. برای به دست آوردن تقریب رضایت‌بخش‌تر تعداد زیادتری از معادلات بالا را باید در نظر گرفت. اگر پنج معادله در نظر گرفته شود و دترمینانش مساوی صفر قرار داده شود به دست می‌آید :

$$\lambda^2 = \frac{\beta^4}{81(1+\beta^2)^4} \left[ 1 + \frac{81}{625} + \frac{81}{25} \left( \frac{1+\beta^2}{1+9\beta^2} \right)^2 + \frac{81}{25} \left( \frac{1+\beta^2}{9+\beta^2} \right)^2 \right] \quad (۱۲-۳)$$

اگر  $\lambda$  را محاسبه کرده و در معادله (۹-۳) قرار دهیم داریم :

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \quad (۱۳-۳)$$

در رابطه فوق  $k$  ثابتی است که به  $\beta = a/b$  بستگی دارد و برای یک ورق مربع  $k = 9.4$  به دست می‌آید.  $D$  صلبیت خمشی در واحد عرض صفحه،  $b$  عرض صفحه و  $t$  ضخامت ورق فولادی می‌باشد. محاسبات انجام شده با تعداد زیادتری از معادلات بالا نشان می‌دهند که مقدار دقیق  $k$  حدود  $9/34$  می‌باشد، به طوریکه تقریب نشان داده شده در معادله (۱۲-۳) در این حالت کمتر از ۱ درصد می‌باشد. اگر شکل ورق تفاوت زیادی با مربع نداشته باشد معادله (۱۲-۳) تقریب رضایت‌بخشی برای  $k$  می‌دهد. برای مقادیر بزرگتر  $\beta = a/b$  تعداد زیادتری از معادلات (۹-۳) را باید در نظر گرفت. در جدول زیر نتایج این محاسبات نشان داده شده است. در روابط مربوط به کمانش صفحات  $D$  صلبیت خمشی در واحد عرض صفحه بوده که مشابه صلبیت خمشی تیرها  $EI$  می‌باشد و مقدار آن برابر است با :

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

(۱۴-۳)

در رابطه فوق  $E$  مدول الاستیسیته فولاد،  $t$  ضخامت ورق فولادی،  $\nu$  ضریب پواسون و  $D$  صلبیت خمشی در واحد عرض صفحه می‌باشد. مقایسه این دو صلبیت نشان می‌دهد که نواری از صفحه به عرض واحد به اندازه ضریب  $\frac{1}{1-\nu^2}$  سخت‌تر از تیری با همان عرض و ضخامت است. علت اختلاف سختی بین نوار صفحه و تیر آن است که تیر می‌تواند آزادانه حرکت قائم داشته باشد در حالیکه نوار صفحه به وسیله نوارهای مجاور در مقابل تغییر مکان تا اندازه‌ای مفید می‌شود، [۴۹].

جدول (۱-۳) مقادیر ضریب  $k$  در معادله ۱۳-۳

a/b	۱	۲/۱	۴/۱	۵/۱	۶/۱	۸/۱	۲	۲/۵	۳	۴
k	۹/۳۴	۸	۷/۳	۷/۱	۷	۶/۸	۶/۶	۶/۱	۵/۹	۵/۷

### ۳-۳- نظریه پایداری صفحات ارتوتروپ

صفحات ایزوتروپ صفحاتی هستند که خواص ارتجاعی آنها در هر نقطه، مستقل از امتداد دو جهت می‌باشد. در سازه‌های امروزی عناصر غیر ایزوتروپ و در پی آنها صفحات غیر ایزوتروپ کاربرد وسیع و گاهی ویژه پیدا کرده‌اند. غیر ایزوتروپ بودن می‌تواند فقط ناشی از مصالح تشکیل دهنده باشد که آنرا غیر ایزوتروپی طبیعی گویند، در مقابل آن غیر ایزوتروپی هندسی قرار دارد که مربوط به حالتی می‌شود که عنصر از مصالح ایزوتروپ ساخته شده باشد، ولی با ایجاد شکل خاص و یا تعبیه و اتصال قطعات دیگر بر روی آن خواص ارتجاعی متفاوتی در امتدادهای مختلف پیدا کند. بارزترین نمونه از این حالت صفحات فلزی ارتوتروپ می‌باشد.

نکاتی که برای تعیین محل سخت‌کننده رعایت می‌شوند عبارتند از :

۱- سخت‌کننده طولی در امتداد تنش اصلی فشاری باشد.

۲- سخت کننده طولی در جان تیرهای خمشی در محل لنگرهای حداکثر، حدوداً در مرکز ثقل تنش های فشاری باشد.

۳- سخت کننده های عرضی در جان تیرهای خمشی در محل نیروهای برشی حداکثر باشد.

۴- سخت کننده های عرضی در جان تیرهای خمشی در زیر بارهای متمرکز باشد.

۵- سخت کننده های قطری در جان تیرهای خمشی در مرکز ثقل تنش فشاری قطری حاصل از برش باشد. ایده اساسی استفاده از سخت کننده ها در پایدار نمودن صفحات در مقابل کمانش، افزایش صلبیت خمشی آنها می باشد، زیرا صلبیت خمشی همواره حاکم بر وضعیت پایداری می شود.

### ۳-۴- معادلات کمانش ورقهای مربع مستطیل تقویت شده و تحت

#### تنش های برشی

یک ورق مستطیل با کناره های مفصلی و تحت اثر تنش های برشی گسترده یکنواخت که توسط یک پشت بند که ورق را به دو نیمه تقسیم می کند، در نظر گرفته می شود.

در مطالعه اثر این پشت بندها روی مقدار تنشهای برشی بحرانی از روش انرژی استفاده می شود.

بدین ترتیب می توان نشان داد که اگر صلبیت سخت کننده کافی نباشد موجهای مایل ورق کمانش کرده سخت کننده را قطع می کنند و کمانش ورق با خمش پشت بند همراه خواهد بود. مقدار حدی صلبیت خمشی EI متناسب با این حالت را می توان از بررسی انرژی داخلی مربوط به خمش ورق و انرژی داخلی مربوط به خمش سخت کننده را به دست آورد، [۴۹].

جدول (۳-۲) مقادیر حدی نسبت a/b در حالت یک سخت کننده

a/b	۱	۱/۲۵	۱/۵	۲
	۱۵	۶/۳	۲/۹	۰/۸۳



جدول (۳-۳) مقادیر حدی نسبت a/b در حالت دو سخت کننده

a/b	۱/۲	۱/۵	۲	۲/۵	۳
	۲۲/۶	۱۰/۷	۳/۵۳	۱/۳۷	۰/۶۴

اگر یک ورق مربع مستطیل بلند توسط چند سخت کننده طولی تقویت شود با استفاده از عبارت سطح تغییر مکان ورق کمانش کرده به صورت زیر می توان مقدار تقریبی تنش برشی بحرانی را به دست آورد.

$$w = A \sin \frac{\pi y}{b} \sin \frac{\pi}{s} (x - \alpha y) \quad (۱۵-۳)$$

در این رابطه s طول نیم موجهای ورق کمانش کرده و ضریب  $\alpha$  شیب خطوط گره ای می باشد. اگر انرژی داخلی مربوط به خمش ورق کمانش کرده، با انرژی داخلی مربوط به خمش سخت کننده ها جمع شود و این مجموعه با کار انجام شده توسط نیروهای برشی برابر قرار داده شود به دست می آید:

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \cdot \frac{1}{2a} \cdot \left\{ 2 + 6a^2 + \frac{s^2}{b^2} + \frac{b^2}{s^2} [\gamma + (1 + \alpha^2)^2] \right\} \quad (۱۶-۳)$$

که در رابطه بالا:

$$\gamma = \frac{2 \sum_i (EI)_i}{Db} \left( \sin \left( \frac{\pi c_i}{b} \right) \right)^2 \quad (۱۷-۳)$$

EI صلبیت خمشی یک سخت کننده در فاصله  $C_i$  از لبه ورق و b عرض ورق می باشد. برای هر مقدار مفروض  $\gamma$  لازم است کمیت های  $\alpha$  و s طوری تعیین شوند که عبارت (۱۶-۳) مینیمم شود، بدین ترتیب مقدار بحرانی تنش برشی توسط فرمول زیر بیان خواهد شد:

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \quad (۱۸-۳)$$

جدول (۴-۳) مقادیر k در معادله (۱۸-۳)

$\gamma$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
k	6.98	7.7	8.67	9.36	9.9	10.4	10.9	11.1	11.4	11.7	12

در مورد سخت‌کننده‌های موازی، متساوی الفاصله و برابر و در عین حال زیاد، ورق تقویت شده را باز هم می‌توان مانند یک ورق دارای دو صلبیت خمشی مختلف در امتداد عمود بر هم در نظر گرفت و معادله زیر را به کار برد، [۵۰].

معادله دیفرانسیل عمومی برای سطح تغییر مکان ورقی که تحت اثر نیروهای وارد در صفحه میانی خود قرار داشته باشد عبارت است از :

$$D_1 \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2D_3 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = N_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + N_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \quad (۱۹-۳)$$

$$D_1 = \frac{(EI)_x}{1-\nu_x \nu_y} \quad (۲۰-۳)$$

$$D_2 = \frac{(EI)_y}{1-\nu_x \nu_y} \quad (۲۱-۳)$$

$$D_3 = \frac{1}{2}(\nu_x D_2 + \nu_y D_1) + 2(GI)_{xy} \quad (۲۲-۳)$$

عبارت  $2(GI)_{xy}$  صلبیت پیچشی متوسط بوده و کمیت‌های  $\nu_x$ ،  $\nu_y$ ،  $2(GI)_{xy}$ ،  $(EI)_x$  و  $(EI)_y$  را به کمک آزمایشهای مستقیم روی ورقهای تقویت شده، به این ترتیب که در هر مرحله فقط یکی از لنگرهای خمشی و پیچشی وارد شده و تغییر شکل نظیر ورق اندازه‌گیری شود، می‌توان تعیین نمود.  $(EI)_x$  و  $(EI)_y$ ، به ترتیب بیانگر صلبیت خمشی ورق در جهات x و y و  $\nu_x$ ،  $\nu_y$  به ترتیب

بیانگر ضریب پواسون ورق در جهات  $x$  و  $y$  می‌باشند. چنین آزمایشهایی نشان می‌دهند که در محاسبات خود می‌توان  $\nu_x$ ،  $\nu_y$  را برابر با صفر فرض کرد. البته این امر در مورد صفحات ارتوتروپی که دارای سخت‌کننده‌های طولی و عرضی توأم هستند، به خاطر خصلت شبکه مانند آن بیشتر است. در هر حال صفر فرض نمودن ضرایب پواسون و حذف آنها از محاسبات فرضی محافظه‌کارانه می‌باشد که توسط بسیاری از مراجع پذیرفته شده است. کمانش ورقهای موجدار به همین ترتیب توسط Bergman و Reissner بررسی شده است. به فرض اینکه موجهای چین‌خورده موازی با یکی از کناره‌های ورق مربع مستطیل با لبه‌های مفصلی باشد و علامت‌گذاری‌های زیر به کار برده شود :

$$\beta = \frac{b}{a} \sqrt{\frac{D_1}{D_2}} \quad (23-3)$$

$$\theta = \sqrt{\frac{D_1 D_2}{D_3}} \quad (24-3)$$

مقدار بحرانی نیروی برش  $N_{xy}$  برای  $\theta > 1$  را از معادله زیر می‌توان به دست آورد :

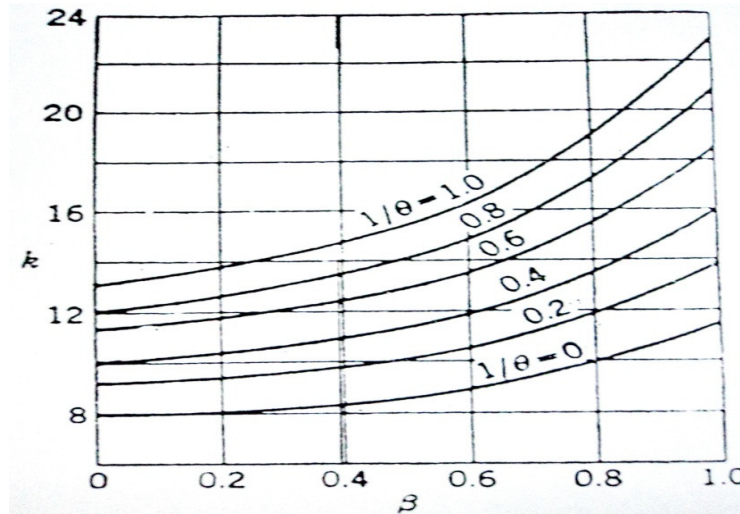
$$(N_{xy})_{cr} = 4k \frac{\sqrt[4]{D_1 D_2^3}}{b^2} \quad (25-3)$$

که  $k$  به مقادیر  $\theta$  و  $\beta$  بستگی داشته و می‌توان آنرا از منحنی زیر تعیین نمود. برای  $\theta < 1$  مقدار بحرانی نیروی برشی از معادله زیر به دست می‌آید :

$$(N_{xy})_{cr} = 4k \frac{\sqrt[4]{D_1 D_2}}{b^2} \quad (26-3)$$

جدول (۳-۵) مقادیر K برای یک ورق بی‌نهایت بلند

	0	0.2	0.5	1
	11.7	11.8	12.2	13.7



شکل (۳-۲) منحنی مربوط به تعیین ضریب K

### ۳-۵- تعیین حداقل ممان اینرسی لازم جهت جلوگیری از کمانش کلی

#### ورق فولادی با استفاده از روابط تئوری و کلاسیک

از آنجایی که فلسفه استفاده از سخت کننده‌ها انتقال کمانش به زیر صفحه‌ها و افزایش مقاومت کمانشی پانل برشی می‌باشد، بنابراین ممان اینرسی سخت کننده‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که کمانش موضعی در زیر صفحه‌ها زودتر از کمانش کلی ورق اتفاق افتد. در ادامه روابط مربوط به کمانش موضعی و کلی با توجه به شرایط مرزی متفاوت ارائه می‌گردد و سپس برای حالت‌های خاص با در نظر گرفتن فرض‌های ساده کننده‌ای شرایط هندسی لازم برای آنها محاسبه می‌شود.

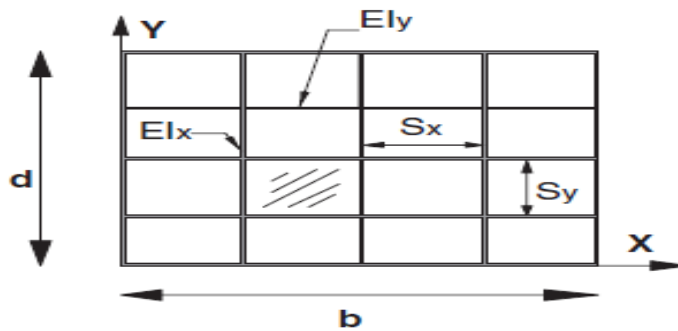
### ۳-۵-۱- مود کمانش کلی

تنش برشی بحرانی در حالت کمانش کلی با فرض اورتوتروپیک<sup>۱</sup> بودن کل ورق محاسبه می‌گردد، به این معنی که ورق تقویت شده در دو جهت مانند صفحه‌ای عمل می‌کند که در دو جهت دارای سختی‌های متفاوتی می‌باشد، در این صورت تنش بحرانی برای کمانش کلی ( $\tau_{crg}$ ) از رابطه زیر بدست می‌آید، [۲۱].

$$\tau_{crg} = (D_x^{0.75} D_y^{0.25}) \frac{Kg\pi^2}{t_w d^2} \quad (۳-۲۷)$$

$$D_x = \frac{EI_x}{s_x} + \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (۳-۲۸)$$

$$D_y = \frac{EI_y}{s_y} + \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (۳-۲۹)$$



شکل (۳-۳) پانل برشی تقویت شده

در روابط فوق  $t$  ضخامت ورق فولادی،  $I_x$  و  $I_y$  به ترتیب ممان اینرسی سخت کننده‌ها در جهت  $x$  و  $y$  و حول محور گذرنده از مرکز ورق می‌باشد.  $b$  و  $d$  به ترتیب عرض و ارتفاع ورق،  $E$  مدول الاستیسیته،  $\nu$

<sup>1</sup> Orthotropic

ضریب پواسون،  $S_x$  و  $S_y$  به ترتیب فاصله سخت‌کننده‌ها در جهت  $x$  و  $y$  و  $k_g$  ضریب کمانش کلی است که با توجه به شرایط مرزی ورق دیوار برشی تعیین می‌گردد.

اگر محل اتصال ورق به تیر و ستون‌های اطراف به صورت گیردار باشد،  $k_g=6.9$  و اگر این شرایط به صورت ساده در نظر گرفته شود،  $k_g=3.65$  فرض می‌شود. در عمل شرایط مرزی ورق دیوار برشی فولادی به صورت نیمه گیردار نزدیکتر می‌باشد. با این حال اگر اتصال ورق به تیرها و ستون‌های اطراف به صورت جوشی باشد، شرایط به حالت گیردار و اگر اتصال ورق به صورت پیچی باشد، به حالت ساده نزدیکتر است، [۲۱].

### ۳-۵-۲- مود کمانش موضعی

اگر کمانش در مود موضعی اتفاق افتد، تنش برشی بحرانی الاستیک کمانش برای زیر صفحه فولادیمحصور در میان سخت‌کننده‌ها ( $\tau_{crl}$ ) از رابطه کلاسیک زیر به دست می‌آید، [۲۱].

$$\tau_{crl} = \frac{K_l E \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{s}\right)^2 \quad (3-30)$$

در رابطه فوق،  $t$  ضخامت ورق فولادی،  $E$  مدول الاستیسیته ورق،  $\nu$  ضریب پواسون و  $s$  فاصله بین سخت‌کننده‌ها است که در صورت متفاوت بودن فاصله سخت‌کننده‌ها در دو جهت کمترین فاصله در رابطه لحاظ می‌شود.  $K_l$  ضریب کمانش موضعی است که بر اساس شرایط مرزی زیر صفحه تعیین می‌گردد. اگر شرایط زیر صفحه در محل اتصال سخت‌کننده‌های افقی و قائم به ورق فولادی به صورت گیردار فرض شود، [۲۱].

$$K_l = 8.98 + 5.6 \left(\frac{S_x}{S_y}\right)^2 \quad (3-31)$$

و اگر اتصال سخت کننده ها به ورق به صورت نیمه گیردار فرض شود :

$$K_l = 5.34 + 2.31 \left(\frac{S_x}{S_y}\right)^1 - 3.44 \left(\frac{S_x}{S_y}\right)^2 + 8.39 \left(\frac{S_x}{S_y}\right)^3 \quad (32-3)$$

و در صورتی که شرایط مرزی به صورت ساده در نظر گرفته شود :

$$K_l = 5.34 + 5.6 \left(\frac{S_x}{S_y}\right)^2 \quad (33-3)$$

### ۳-۶- تعیین شرایط لازم برای سخت کننده ها

برای این که کمانش موضعی زودتر از کمانش کلی اتفاق افتد، باید رابطه (۳۴-۳) اقلان گردد :

$$\tau_{crg} > \tau_{crl} \quad (34-3)$$

بر اساس این فلسفه، رابطه لازم برای ممان اینرسی لازم سخت کننده ها بر اساس ابعاد ورق فولادی به دست می آید :

$$\left(\frac{I}{S_y} + \frac{t^3}{12(1-\nu^2)}\right)^{0.25} \left(\frac{I}{S_x} + \frac{t^3}{12(1-\nu^2)}\right)^{0.75} > 0.0916 \frac{t^3}{s^2} \left(\frac{k_l}{k_g}\right) d^2 \quad (35-3)$$

در صورتی که در رابطه بالا :

$$I_x = I_y = I \quad S_x = S_y = S$$

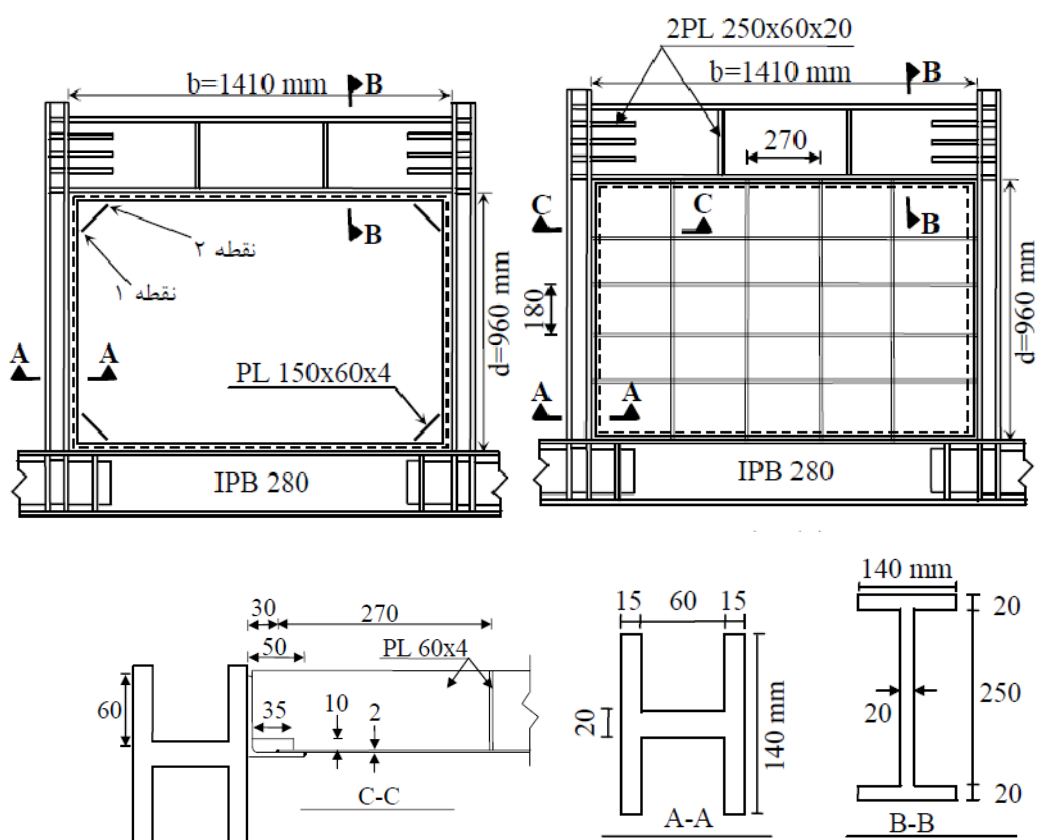
$$I > 0.0916 \left(\frac{d^2}{s} \left(\frac{K_l}{K_g}\right) - s\right) \quad (36-3)$$

در رابطه فوق  $S$  فاصله بین سخت کننده ها،  $d$  ارتفاع پانل،  $I$  ممان اینرسی سخت کننده ها،  $k_l$  ضریب کمانش موضعی ورق و  $k_g$  ضریب کمانش کلی ورق می باشد.

### ۳-۷- نتایج بدست آمده از آزمایش انجام شده توسط صبوری و سجادی

در این آزمایش برای تعیین و مقایسه ضریب رفتار، شکل پذیری، ضرایب تغییرمکان و انرژی میرا شده در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده، با سخت کننده با و بدون بازشو نتایج به شرح زیر بوده است:

۱- ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی ( $R_{\mu}$ ) در دیوار برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرتز به ترتیب ۵/۸ و ۵ می باشد. و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت کننده ۱۴ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می یابند.

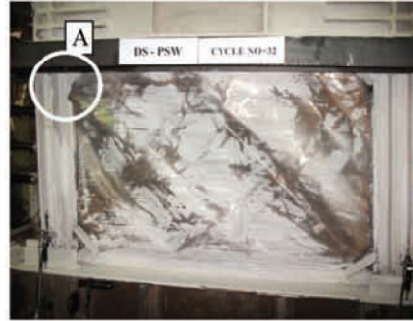


شکل (۳-۴) مشخصات هندسی نمونه های آزمایشگاهی





شکل (۳-۵) شمای نمونه دیوار برشی فولادی با سخت کننده- آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن



شکل (۳-۶) شمای نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده- آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

۲- ضریب رفتار دیوار برشی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرتز به ترتیب ۱۲/۲ و ۱۱/۵ گزارش شده و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت کننده ۶ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می یابند.

۳- ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی ( $R_w$ ) در دیوار برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرتز به ترتیب ۱۷/۱ و ۱۶/۱ گزارش شده و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت کننده ۶ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می یابند.

۴- ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu_s$ ) در دیوار برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون

سخت کننده به ترتیب ۱۷/۱ و ۱۲/۹ گزارش شده و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت کننده ۲۵ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت کننده است.

۵- ضریب مقاومت افزون ( $\Omega$ ) در دیوار برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده به ترتیب ۲/۱ و ۲/۳ گزارش شده و مقدار این ضریب در دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده ۱۰ درصد بیشتر از دیوار برشی با سخت کننده است.

۶- مقدار انرژی میرا شده در دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در تغییر مکانهای کوچک تا بزرگ به ترتیب در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت کننده است.

۷- در دیوار برشی فولادی با سخت کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه در تغییر مکانهای کوچک ۷ درصد و در نهایت در تغییر مکانهای بزرگ به ۵۰ درصد می رسد. در دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه در تغییر مکانهای کوچک ۹ درصد و در نهایت در تغییر مکانهای بزرگ به ۶۷ درصد می رسد.

۸- در دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر ورق قبل از قاب در تغییر مکان کوچکتر وارد ناحیه پلاستیک شده و عمده انرژی زلزله را جذب می کند.

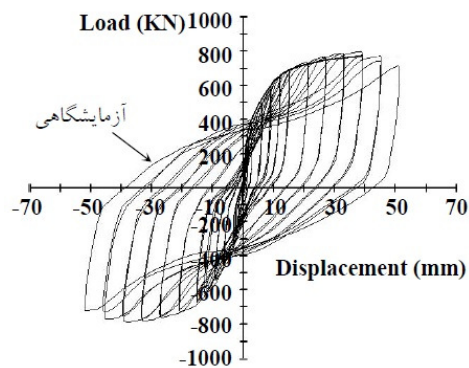
۹- مقدار ضریب رفتار R برای دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با باز شو نسبت به حالت بدون باز شو، با افزایش باز شو افزایش می یابد که می توان در جهت اطمینان ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با باز شو را برابر دیوار برشی فولادی با سخت کننده بدون باز شو در نظر گرفت.

۱۰- ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی ( $R_{\mu}$ ) در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با باز شو و بدون باز شو با هم برابر است.

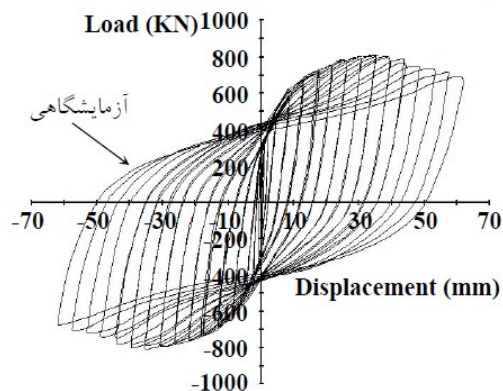
۱۱- ضریب مقاومت افزون ( $\Omega$ ) در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با باز شو با افزایش باز شو افزایش می یابد. بر پایه نتایج نمونه های این آزمایش پیشنهاد می شود ضریب مقاومت افزون ( $\Omega$ ) برای دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با باز شو، ۱/۱۴ برابر حالت بدون باز شو در نظر گرفته شود.

۱۲- ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu_s$ ) در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با بازشو، با افزایش بازشو کاهش می یابد. ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu_s$ ) در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با بازشو ۵۰ درصد نسبت به بدون بازشو حدود ۷ درصد کمتر است، که این اختلاف ناچیز بوده و می توان گفت ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu_s$ ) در نمونه بدون بازشو و با بازشو تقریباً یکسان است.

۱۳- مقدار انرژی میراشده توسط نمونه دارای سخت کننده نسبت به بدون سخت کننده حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد بیشتر است که این ناشی از به تعویق افتادن پارگی ورق بدلیل وجود سخت کننده ها می باشد.



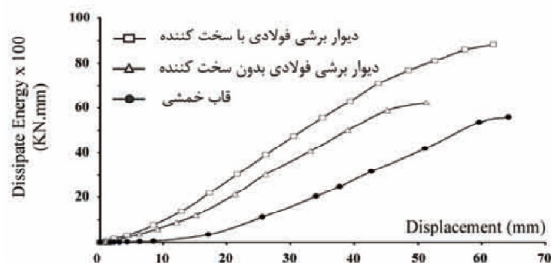
شکل (۷-۳) منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی نمونه بدون سخت کننده



شکل (۸-۳) منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی نمونه با سخت کننده

جدول (۶-۳) نتایج آزمایشگاهی محاسبه شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکانی، مقاومت افزون و ضریب رفتار

Specimens	$R_{\mu}$	$R$	$R_W$	$\mu_s$	$G_d$	$C_w$	$\Omega$
DS-SPSW-0%	5.8	12.2	17.1	17.1	35.9	50.3	2.1
DS-SPSW-20%	5.7	12	16.8	17	35.7	50	2.1
DS-SPSW-35%	5.6	12.3	17.2	16.7	36.7	51.4	2.2
DS-SPSW-50%	5.5	13.2	18.4	15.9	38.2	53.5	2.4
DS-PSW	5	11.5	16.1	12.9	29.7	41.6	2.3
FRAM	3	4.8	6.7	4.9	7.8	10.9	1.6



شکل (۹-۳) مقایسه میزان انرژی میرا شده در نمونه‌های آزمایشگاهی

در ادامه کار برای صحت سنجی نرم‌افزار ABAQUS دو نمونه معتبر آزمایشگاهی انجام شده توسط صبوری و سجادی را با استفاده از این نرم‌افزار مدل‌سازی و تحلیل کرده و نتایج حاصل با نتایج به دست آمده از آزمایش را مقایسه می‌کنیم.

## فصل ٤:

# معرفی نرم افزار المان محدود

## ABAQUS

#### ۴-۱-۱- مقدمه

در حالت کلی، برای تحلیل یک مسئله مهندسی باید یک مدل ریاضی از شرایط فیزیکی مورد نظر بدست آورد. مدل ریاضی یک مسئله هندسی اصطلاحاً معادلات حاکم بر آن مسئله نامیده می‌شود. معادلات حاکم بر یک مسئله مهندسی، عمدتاً معادلات دیفرانسیل به همراه یک دسته از شرایط اولیه و شرایط مرزی هستند. این معادلات دیفرانسیل از اعمال قوانین پایه‌ای همچون قوانین تعادل جرم، نیرو و انرژی به یک جزء دیفرانسیلی به دست می‌آیند. در هر مسئله مهندسی دو دسته از متغیرها را می‌توان شناسایی کرد که بر رفتار سیستم تاثیرگذار هستند.

الف- متغیرهایی که در مورد رفتارهای طبیعی ماده اطلاعاتی را در اختیار قرار می‌دهند، مانند مدول الاستیک، ضریب هدایت حرارتی، ویسکوزیته و .....

ب- متغیرهایی که بیانگر بار اعمالی از محیط خارج سیستم هستند، مانند نیروهای خارجی، گشتاور، اختلاف دما، فشار سیالات خارجی و .....

در صورتی که با دانش ریاضی در مورد حل معادلات دیفرانسیل بتوانیم حل دقیق این معادلات را پیدا کنیم، به پاسخ‌های کاملاً دقیق دست یافته‌ایم. جواب تحلیلی یک معادله دیفرانسیل شامل دو بخش همگن و ویژه است. پارامترهای قسمت الف، همواره در بخش حل همگن ظاهر شده و پارامترهای قسمت ب در بخش حل ویژه معادله دیفرانسیل ظاهر می‌شوند.

مسائل هندسی بسیاری وجود دارند که روش حل دقیق برای آنها وجود ندارد. مشکل حل دقیق در مسایل، به پیچیده بودن معادلات دیفرانسیل یا پیچیده بودن شرایط مرزی یا شرایط اولیه مربوط می‌شود. در ارتباط با چنین مسائلی به روش‌های حل عددی پناه می‌آوریم. در مقایسه با روش‌های حل دقیق که پاسخ مسئله را در تمام نقاط دامنه تحلیل به دست می‌آورند. روش‌های عددی تنها می‌توانند پاسخ دقیق را در نقاط گسسته‌ای از سیستم حدس بزنند. در روش‌های عددی، معادلات دیفرانسیل به مناطق تکه‌ای تقسیم می‌شوند. هر تکه از دامنه اصطلاحاً یک المان نامیده می‌شود و رئوس المان‌ها

گره نامیده می‌شوند.

روش‌های عددی در حل معادلات دیفرانسیل حاکم، به دو دسته عمده تقسیم می‌شوند.

الف- روش تفاضل محدود (Finit Difference Method)

ب- روش المان محدود (Finit Element Method)

در روش تفاضل محدود معادلات دیفرانسیل برای هر یک از گره‌ها جداگانه نوشته شده و روابط مشتق با استفاده از معادلات تفاضلی جایگزین می‌شوند. نتایج این روش به صورت یک سری معادلات خطی هم‌زمان ارائه می‌شوند. یادگیری روش تفاضل محدود، نسبتاً آسان بوده و در مسائل ساده کاربرد دارد. استفاده از این روش در مسائل پیچیده بسیار مشکل خواهد بود.

در روش اجزاء محدود، معادلات دیفرانسیل برای هر یک از المان‌ها، با در نظر گرفتن توابع درونیایی حل شده و معادلات حاکم بر یک المان استخراج می‌شود. از سر هم کردن معادلات مربوط به تک‌تک المان‌ها، معادلات حاکم بر کل مدل به دست می‌آید. در نهایت معادلات دیفرانسیل حاکم بر کل مدل با یک دستگاه معادلات حاکم بر کل مدل با یک دستگاه معادلات جبری خطی یا غیرخطی جایگزین می‌شود.

روش اجزاء محدود، یک روش حل عددی است که برای بسیاری از مسائل مهندسی قابل استفاده است. مسائل پایدار، گذرا، خطی و غیرخطی در تحلیل تنش، انتقال حرارت، سیالات و غیره می‌توانند با استفاده از روش اجزاء محدود تحلیل شوند.

#### ۴-۱-۲- معرفی محصولات ABAQUS

##### ۴-۱-۲-۱- ABAQUS/Standard

ABAQUS Standard محصول اصلی شرکت ABAQUS است که با استفاده از آن می‌توان گستره وسیعی از مسائل خطی و غیرخطی شامل مسائل استاتیکی، دینامیکی، انتقال حرارت و الکترونیک را تحلیل کرد. این محصول دستگاه معادلات حاکم را در هر نمو به صورت Implicit تحلیل می‌کند. در

این روش کاربر می‌تواند میزان نمو در هر مرحله را تعیین کند یا از روش نیوتن-رافسون اصلاح شده برای این منظور استفاده نماید.

#### ۴-۱-۲-۲- ABAQUS/Explicit

ABAQUS/Explicit محصولی با اهداف ویژه است که برای مدل‌سازی مسائل دینامیکی مانند برخورد، ضربه انفجار، آزمایش ضربه، مچالگی، همچنین مسائل شبه استاتیکی یا مسائل غیرخطی که در آنها شرایط تماس تغییر می‌کند مانند شکل‌دهی مناسب است.

این محصول دستگاه معادلات حاکم را بر پایه قانون انتگرال‌گیری Explicit به همراه استفاده از ماتریس جرم قطری المان تحلیل می‌کند. در این روش تعیین اندازه نمو در مسائل غیرخطی توسط کاربر ممکن نبوده و نرم‌افزار بر اساس شرایط پایداری میزان نمو در هر مرحله را به صورت اتوماتیک محاسبه می‌کند.

#### ۴-۱-۲-۳- ABAQUS/CAE

ABAQUS/CAE به عنوان یک رابط گرافیکی کاربر در بسته نرم‌افزاری ABAQUS گنجانده شده است. این محصول به کاربر کمک می‌کند که یک مدل هندسی را سریعاً و به سادگی بسازد یا از یک نرم‌افزار مدل‌سازی دیگر وارد کند. با استفاده از این نرم‌افزار می‌توان مدل هندسی قطعه را گسسته‌سازی کرد و خواص مواد آن را تعیین و شرایط مرزی و بار اعمالی را مشخص کرد.

#### ۴-۱-۳- انواع تحلیل در ABAQUS

این نرم‌افزار می‌تواند انواع گوناگونی از شبیه‌سازی‌ها را انجام دهد. که در اینجا تنها به دو نوع تحلیل استاتیکی (خطی و غیرخطی) و دینامیکی (خطی و غیرخطی) اشاره می‌شود. در یک تحلیل استاتیکی پاسخ بلند مدت سازه به بارهای اعمالی به دست می‌آید. در سایر مواقع پاسخ دینامیکی سازه مدنظر است. برای مثال بارگذاری ناگهانی بر روی یکی از اجزاء که در هنگام وارد شدن ضربه به وجود می‌آید و یا پاسخ سازه به یک زلزله.



## ۴-۱-۴- معرفی انواع المان‌های مورد استفاده در ABAQUS

المان‌ها را در ABAQUS از نظر ابعاد المان و همچنین نوع تحلیل مورد نظر می‌توان تقسیم‌بندی کرد.

### ۴-۱-۴-۱- انواع المان از نظر ابعاد

**الف- المان‌های یک بعدی:** المان‌های لینک و خرپا از جمله المان‌های یک بعدی هستند، این المان‌ها هم در ABAQUS/Standard و هم در ABAQUS/Explicit استفاده می‌شوند.

**ب- المان‌های دو بعدی:** در ABAQUS المان‌های مختلف دو بعدی وجود دارد. در تحلیل‌های سازه‌ای دو دسته از المان‌های دو بعدی کرنش صفحه‌ای و تنش صفحه‌ای وجود دارند. همچنین در ABAQUS/Standard المان تنش صفحه‌ای تعمیم یافته نیز موجود است.

**ج- المان‌های سه بعدی:** المان‌های سه بعدی در فضای سه بعدی دستگاه مختصات مرجع  $(X,Y,Z)$  تعریف می‌شوند. این المان‌ها هر شکل عمومی را تحت هر بارگذاری دلخواه مدلسازی می‌کنند. از این نوع المان‌ها هنگامی استفاده می‌شود که مدل هندسی جسم یا بارگذاری به گونه‌ای باشد که استفاده از المان‌های دیگر مقدور نباشد.

**د- المان‌های استوانه‌ای:** المان‌های سه بعدی هستند که در فضای سه بعدی در دستگاه مختصات مرجع  $(X,Y,Z)$  تعریف می‌شوند. این المان‌ها در مسائلی استفاده می‌شوند که مدل هندسی جسم به صورت متقارن محوری باشد ولی بارگذاری به صورت غیرمتقارن باشد. این نوع المان‌ها، تنها در ABAQUS/Standard موجود است.

**ه- المان‌های متقارن محوری:** هنگامی که مدل هندسی قطعه، متقارن محوری باشد و بار اعمالی و شرایط مرزی نیز به صورت متقارن محوری باشند، می‌توان از این نوع المان برای مدل‌سازی استفاده کرد. در واقع در این حالت مدل فیزیکی قطعه حاصل از دوران یک صفحه حول یک محور تقارن است. در مدل هندسی، این صفحه به همراه محور تقارن، مدل شده و با استفاده از المان‌های متقارن محوری

گسسته‌سازی می‌شود. انواع دیگر المان، المان متقارن محوری تعمیم یافته و المان متقارن محوری غیرخطی است که در اینجا بررسی نمی‌شوند.

#### ۴-۱-۴-۲- انواع المان از نظر نوع تحلیل

الف- المان‌های تنش-کرنش، ب- المان‌های فشار درونی، ج- المان‌های دما- جا به جایی

د- المان‌های انتقال حرارت و نفوذ جرم، ه- المان‌های سیال ساکن و .....

از بین المان‌های یاد شده در این تحقیق فقط از المان‌های تنش- کرنش استفاده خواهیم کرد.

از المان‌های تنش- کرنش در تحلیل‌های زیر می‌توان استفاده کرد؛

الف- تحلیل‌های استاتیکی و شبه استاتیکی

ب- تحلیل‌های دینامیکی گذرا، تحلیل‌های مودال، تحلیل‌های دینامیکی حالت پایدار

ج- تحلیل‌های آکوستیک، شاک و تحلیل‌های سازه‌ای- آکوستیک

د- تحلیل‌های مکانیک شکست

درجات آزادی در المان‌های تنش- کرنش از نوع جابه‌جایی است.

#### ۴-۱-۵- انواع المان‌های تنش - کرنش در ABAQUS

#### ۴-۱-۵-۱- المان‌های محیط پیوسته

۱- المان‌های continuum

این نوع از المان‌ها به عنوان المان‌های استاندارد حجمی در ABAQUS به شمار می‌روند. در

ABAQUS/Standard می‌توان از این المان‌ها در مسائلی با چند لایه از مواد مختلف نیز بهره برد. از

این قابلیت در تحلیل مسائل مربوط به مواد مرکب می‌توان استفاده کرد. در ABAQUS/Standard

المان‌های continuum شامل المان‌هایی با توابع شکل خطی یا درجه ۲ در مسائل یک بعدی، دو

بعدی یا سه بعدی هستند. المان صفحه‌ای مثلثی و مستطیلی برای حالت دو بعدی و المان‌های مکعبی، منشوری و شش وجهی برای مسائل هندسی استفاده می‌شوند. یک المان یک بعدی، دو بعدی و متقارن محوری از نوع Continuum به صورت زیر نامگذاری می‌شود.

C 3D 20 R H T

که C حرف اول واژه Continuum (محیط پیوسته) است.

3D: به معنای المان سه بعدی است. برای المان یک بعدی از حرف 1D، برای المان تنش مسطح از حروف PE، برای المان کرنش مسطح از حروف PS، برای المان دو بعدی از حروف 2D، برای المان تنش صفحه‌ای تعمیم یافته از حروف PEG برای المان متقارن محوری از حروف AX و برای المان متقارن محوری تحت پیچش از حروف GAX استفاده می‌شود.

20: به معنای تعداد گره‌های المان است.

R: به معنای انتگرال کاهش یافته است. در حالت انتگرال کاهش یافته، تعداد نقاط برای محاسبه انتگرال‌ها کاهش پیدا کرده و مدت زمان حل مسئله کوتاه می‌شود ولی در مقابل دقت حل مسئله مقداری کاهش می‌یابد.

H: به معنای المان نوع Hybrid است. هنگامی که ماده کاملاً غیر قابل تراکم در نظر گرفته می‌شود. از این نوع المان باید استفاده کرد.

T: به معنای آنست که المان برای تحلیل‌های دما-جا به جایی استفاده می‌شود.

## ۲- المان‌های Warping

این المان‌ها برای مدلسازی سطح مقطع یک تیر به شکل دلخواه استفاده می‌شوند. سطح مقطع تیرهای با سطح مقطع غیر دایروی تحت بارگذاری پیچشی دچار برآمدگی<sup>۱</sup> می‌شوند. در صورتی که

---

1-warping

سطح مقطع چنین تیرهایی را به صورت دو بعدی ترسیم کرده و با استفاده از المان warping گسسته‌سازی کنیم، می‌توانیم برآمدگی سطح مقطع را مدل‌سازی کنیم. یک المان warping به صورت زیر نامگذاری می‌شود.

Warp 2D 3

2D بیانگر دو بعدی بودن المان است.

3 بیانگر تعداد گره‌ها در المان است.

#### ۴-۱-۵-۲- المان‌های سازه‌ای

۱- المان‌های غشایی

این نوع از المان‌ها برای مدل‌سازی سطوحی به کار می‌روند که تنها نیروهای خارج از صفحه‌ای را انتقال می‌دهند. این نوع از المان‌ها هیچ‌گونه سختی خمشی ندارند. المان‌های غشایی برای مدل کردن سطوح نازکی در فضا که تنها دارای استحکام در صفحه المان هستند، به کار می‌روند. این نوع از المان‌ها هیچ‌گونه سختی خمشی از خود نشان نمی‌دهند. به عنوان مثال یک سطح پلاستیکی در یک بالن را در نظر بگیرید که استحکام خمشی چنین سطحی برابر صفر است. یک المان غشایی به صورت زیر نامگذاری می‌شود.

M 3D 4 R

M: بیانگر نوع المان و اولین حرف واژه Membrane (غشایی) می‌باشد.

3D: بیانگر سه بعدی بودن المان است. از حروف CL برای حالت استوانه‌ای و از حروف AX برای

حالت متقارن محوری و از حروف GAX برای حالت متقارن محوری تعمیم یافته استفاده می‌شود.

4: بیانگر تعداد گره‌هاست.

R : به معنای انتگرال کاهش یافته می‌باشد.

## ۲- المان‌های خرپایی

المان خرپا اعضای بلند و باریک سازه هستند که تنها نیروی محوری را انتقال می‌دهند و هیچ‌گونه گشتاوری را انتقال نمی‌دهند. این گونه از المان‌ها در حالت دو بعدی و سه بعدی نیز استفاده می‌شوند. از المان سه گره‌ای خرپا که در ABAQUS/Standard موجود است می‌توان برای مدلسازی کابل‌ها نیز استفاده کرد. یک المان خرپا به صورت زیر نام‌گذاری می‌شود.

T 3D 2 H

T: حرف اول واژه Truss به معنای خرپاست.

3D: بیانگر سه بعدی بودن المان است. حالت 2D نیز برای المان‌های دوبعدی در دسترس است.

2: تعداد گره‌های المان است.

H: حرف اول واژه Hybrid می‌باشد.

## ۳- المان‌های تیر

المان‌های تیر بر اساس تئوری تیرها به دو دسته بزرگ تقسیم می‌شوند.

### الف- اولر - برنولی

المان‌های تیر نوع اولر - برنولی (B23,B23H,B33,B33H) تنها در ABAQUS/Standard موجود هستند. این نوع از المان‌ها قابلیت مدلسازی و تغییر شکل برشی عرضی را ندارند و سطح مقطع تیر را که در ابتدا به صورت یک صفحه عمود بر محور تیر بوده در انتهای تحلیل نیز به صورت عمود بر محور تیر باقی خواهد ماند. این نوع المان‌ها تنها برای مدل‌سازی تیرهای باریک استفاده می‌شوند. تیر باریک به تیری گفته می‌شود که اندازه‌های سطح مقطع آن نسبت به طول تیر ناچیز باشد. در این گونه تیرها ضریب لاغری تیر که حاصل تقسیم مساحت سطح مقطع به طول تیر است، در حدود  $1/15$  می‌باشد. توابع شکل در این نوع از المان‌های تیر از درجه ۳ هستند.

## ب- تیموشینکو

### المان‌های تیر نوع تیموشنکو

(B21,B22,B31,B31OS,B32OS,PIPE21,PIPE22,PIPE31,PIPE32) قابلیت مدلسازی و تغییر

شکل برشی عرضی را دارند. این نوع المان، تیرهای ضخیم را به خوبی تیرهای باریک مدلسازی می‌کنند. برای تیرهایی که از یک ماده یکنواخت ساخته شده باشند، مدلسازی با استفاده از این المان برای تیرهای با ضریب لاغری تا  $1/8$  نیز پاسخ‌های خوبی ارائه می‌کند.

ABAQUS فرض می‌کند که رفتار برشی عرضی تیرهای نوع تیموشنکو به صورت الاستیک و با یک مدول ثابت است و این رفتار نسبت به رفتار تیر تحت بارگذاری محوری و خمشی کاملاً مستقل است. یک المان تیر در ABAQUS می‌تواند سطح مقطع توپر یا توخالی داشته باشد. سطح مقطع‌های تو خالی می‌توانند کاملاً بسته باشند مانند لوله‌ها یا باز باشند مانند تیرهای U یا L شکل.

یک المان تیر به صورت زیر نامگذاری می‌شود؛

B 3 1 OS H

B: بیانگر المان نوع Beam (تیر) یا نوع Pipe (لوله) است.

3: بیانگر فضای قرارگیری المان است. عدد ۳ به معنای آنست که فضای قرارگیری المان سه بعدی است و عدد ۲ بیانگر آنست که فضای قرارگیری المان در صفحه است. در واقع المان‌هایی که در فضای دو بعدی قرار می‌گیرند در گره‌های خود درجه آزادی در جهت بعد سوم ندارند.

1: بیانگر درجه تابع درون‌یابی است. در واقع عدد ۱ بیانگر یک درون‌یابی خطی است.

OS: مخفف کلمه Open Section به معنای سطح مقطع توخالی باز است.

H: به معنای المان Hybrid می‌باشد.

### ۴- المان‌های قاب

المان‌های قاب برای تحلیل سازه‌های قاب شکل، تحت کرنش‌های کوچک الاستیک یا تغییر شکل‌های پلاستیک دائمی طراحی شده‌اند. سازه‌های قاب شکل، سازه‌هایی هستند که از تیرهای باریک راست

تشکیل شده‌اند. معمولاً یک المان قاب، یک عضو سازه قاب شکل را که به دو مفصل متصل است، مدل می‌کند. معادلات حاکم بر تغییرشکل‌های الاستیک در یک المان قاب، منطبق بر تئوری تیرهای اولر-برنولی است. درجه توابع درونیابی در این المان‌ها از درجه ۴ است. این المان در بسیاری از مسائل مهندسی عمران، مانند سازه‌های خرپایی، پلها، قابهای داخلی یک ساختمان و ..... کاربرد دارد. تغییر شکل‌های پلاستیک در المان‌های قاب با استفاده از تئوری سخت شدن غیرخطی در لوله‌های پلاستیک مدل‌سازی می‌شود.

المان‌های قاب در دو نوع صفحه‌ای و فضایی هستند. FRAME2D المان قاب صفحه‌ای و FRAM3D المان قاب فضایی است.

#### ۵- المان‌های پوسته<sup>۱</sup>

یک پوسته جسمی است که ضخامت آن نسبت به ابعاد دیگر آن کوچک باشد. برای مدل‌سازی پوسته‌ها از این المان استفاده می‌شود. در ABAQUS/Standard از المان‌های پوسته می‌توان برای مدل‌سازی پوسته‌های سه بعدی استفاده کرد. همچنین از این نوع المان‌ها می‌توان برای مدل‌سازی یک هندسه متقارن محوری استفاده کرد. المان‌های پوسته را می‌توان برای مدل‌سازی پوسته‌های نازک و ضخیم به خوبی به کار برد.

یک المان پوسته سه بعدی به صورت زیر نامگذاری می‌شود.

S 8 R 5 W

S: این حرف بیانگر المان پوسته‌ای معمولی برای تحلیل تنش- کرنش می‌باشد. حروف SC بیانگر المان پوسته‌ای برای تحلیل تنش- کرنش در محیط پیوسته است. المان‌های نوع S گسسته‌سازی را بر

---

1-Shell Elements

اساس سطح مرجع در یک پوسته انجام می‌دهند، اما المان‌های نوع SC گسسته‌سازی را بر اساس کل پوسته انجام می‌دهند. حروف STRI بیانگر المان پوسته‌ای مثلثی شکل است و حروف DS بیانگر المان پوسته‌ای انتقال حرارت است.

8 : بیانگر تعداد گره‌هاست.

R : بیانگر انگرال کاهش یافته است.

5 : بیانگر تعداد درجات آزادی است.

W : این گزینه تنها در ABAQUS/Explicit وجود دارد و بیانگر در نظر گرفتن برآمدگی (warping) می‌باشد.

المان‌های پوسته‌ای متقارن محوری به صورت زیر نامگذاری می‌شوند.

S AX 2 T

S : بیانگر المان پوسته‌ای تنش-کرنش است. حروف DS بیانگر المان پوسته‌ای انتقال حرارت است.

AX : بیانگر المان پوسته‌ای متقارن محوری است.

2 : درجه تابع درون‌یابی است.

T : بیانگر آن است که مدل قابلیت مدلسازی مسائل دما-جاب‌جایی دارد.

## ۴-۲- مدل‌سازی اجزاء محدود دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده

### ۴-۲-۱- نحوه ساخت اجزاء مختلف دیوار برشی فولادی

همان‌طور که در ابتدای این فصل در مورد جزئیات ساخت دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده در آزمایشگاه بحث شد، در این بخش مدلسازی قسمت‌های مختلف دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار Abaqus6.10.1 مطابق با المان‌های جدول (۴-۱) صورت گرفته است.



جدول (۴-۱) مشخصات المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار Abaqus6.10.1

توضیحات	المان مورد استفاده در نرم‌افزار
پانل برشی	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
تیر	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
سخت‌کننده	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
ستون	3D/Dformable/Shell/Homogeneous

همان‌طور که در جدول (۴-۲) مشاهده می‌شود با توجه به این که طول یک بعد پانل و سخت‌کننده‌ها در مقایسه با دو بعد دیگر کوچکتر می‌باشد برای مدلسازی آنها از المان shell استفاده شده است. و همچنین برای کاهش تعداد المان‌ها و مدت زمان آنالیز، برای مدلسازی تیر و ستون‌ها نیز از المان shell استفاده شده است. با توجه به این که در آزمایش اتصال تیر به ستون و اتصال پانل به قاب اطراف از نوع گیردار بوده است لذا جهت شبیه‌سازی این حالت بعد از مدلسازی، اجزاء مختلف دیوار با یکدیگر merg شده و یک سازه یکپارچه را تشکیل می‌دهند.

#### ۴-۲-۲- تعریف مصالح در نرم‌افزار

برای تعریف مشخصات الاستیسیته<sup>۱</sup> مصالح از مواد ایزوتروپیک<sup>۲</sup> که مدول الاستیسیته آنها در تمام جهات یکسان می‌باشد استفاده گردیده است. میزان مدول الاستیسیته فولاد مصرفی ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسگال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. برای تعریف مشخصات پلاستیسیته<sup>۳</sup> مصالح از منحنی دو خطی تنش- کرنش فولاد با میزان سخت‌شوندگی نیم درصد برای مدلسازی منحنی تنش- کرنش استفاده شده است. مصالح تعریف شده دارای قابلیت سخت‌شوندگی ایزوتروپیک<sup>۴</sup>

---

1-Elasticity  
2-Isotropic  
3-Plasticity  
4-Isotropic Hardening.

می‌باشند.

#### ۴-۲-۱- قانون سخت‌شوندگی فولاد و انواع آن

به طور کلی با توجه به مشاهدات تجربی معلوم می‌شود که در طول پروسه افزایش تغییر شکل، اندازه، نوع و محل سطح بارگذاری تغییر می‌کند. قانون به دست آمده با توجه به رفتاری که حالت ساختاری سطوح بعدی را تعیین می‌کند قانون سخت‌شدگی نامیده می‌شود. از نظر ریاضی سخت‌شدگی به وسیله پارامترهایی که با تاریخچه بارگذاری پلاستیک تغییر می‌کند، مشخص می‌شود. پارامتر سخت‌شدگی ممکن است در شکلشان از ماده‌ای تا ماده دیگر متفاوت باشد. برای فلزات، معمولاً پارامتر سخت‌شدگی تابعی از مسیر پلاستیک شدن یا کار پلاستیک کل می‌باشد.

چندین قانون سخت‌شدگی که رشد سطوح بارگذاری بعدی برای سخت‌شدگی کرنش یا (نرم‌شدگی) را توصیف می‌کنند، وجود دارند. انتخاب قانون سخت‌شدگی به این بستگی دارد که مدل با کدامیک بهتر تطابق دارد و اینکه این قانون سخت‌شدگی قادر به ارائه رفتار اولیه ماده باشد. در کل برای فلزات سه قانون سخت‌شدگی در نظر گرفته می‌شود.

(۱) سخت‌شدگی ایزوتروپیک

(۲) سخت‌شدگی سینماتیک<sup>۱</sup>

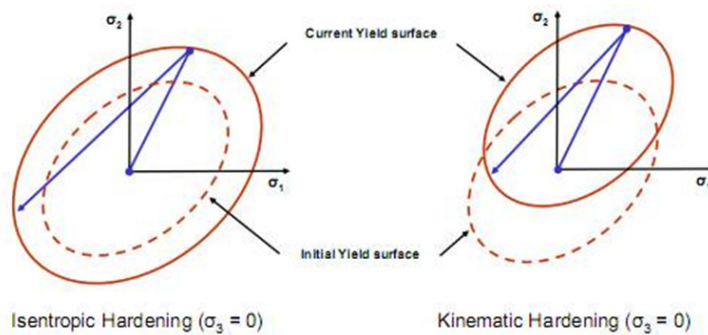
(۳) سخت‌شدگی ترکیبی<sup>۲</sup>

در مورد قانون سخت‌شدگی ایزوتروپیک همانطور که در شکل (۴-۱) نشان داده شده است، سطح جاری شدن اولیه فرض می‌شود که به صورت یکنواخت بدون تغییر شکل به صورت جریان پلاستیک گسترش یابد. در قانون سخت‌شدگی سینماتیک فرض می‌شود که در طول تغییر شکل‌های پلاستیک، سطح بارگذاری بدون چرخش همانند یک جسم صلب در فضای تنش با حفظ اندازه و نوع

---

5-Kinematic Hardening.  
1-Combined Hardening.

سطح اولیه تسلیم، منتقل می‌شود. این قوانین وسیله‌ای برای به حساب آوردن اثر بوشینگر که به نوع خاصی از آنیزوتروپی جهتی اشاره می‌کند و توسط تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد می‌شود، فراهم می‌کند. به این معنا که تغییر شکل‌های پلاستیک اولیه در یک جهت، مقاومت ماده را برای تغییر شکل‌های پلاستیک ثانویه در جهت مخالف کاهش می‌دهد. بنابراین مدل‌های پلاستیسیته‌ای که شامل قانون سخت‌شوندگی سینماتیک هستند، برای فلزات با لحاظ کردن اثر بوشینگر و همچنین برای فلزات تحت بارگذاری چرخه‌ای مناسب هستند.



شکل (۱-۴) قوانین سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و سینماتیک فولاد

#### ۴-۲-۲-۲- معیار گسیختگی مورد استفاده برای مصالح

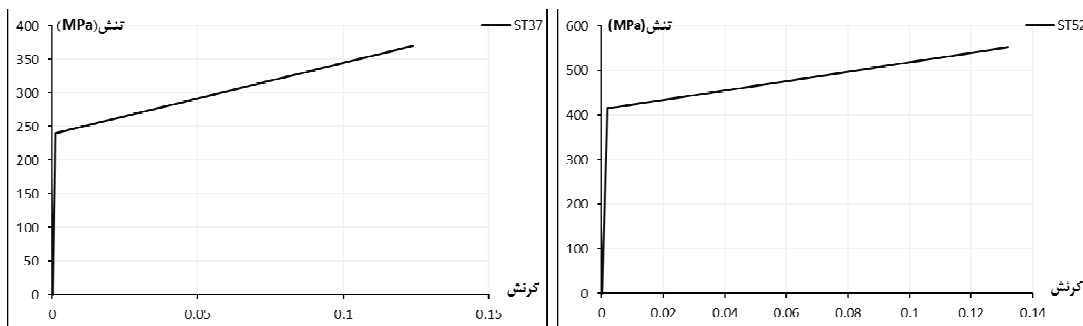
از آنجایی که مصالح مورد استفاده فولاد می‌باشد از معیار فون-مایسز برای گسیختگی استفاده می‌شود. این معیار که بر اساس انرژی اعوجاجی می‌باشد، مناسب‌ترین معیار برای مصالح انعطاف‌پذیر مانند فولاد می‌باشد. در این معیار با توجه به این که تنش برشی موجب جاری شدن مصالح انعطاف‌پذیر می‌شود، آن بخش از انرژی کرنشی که ناشی از تلاش‌هایی است که موجب تغییر شکل برشی المان یا همان اعوجاج می‌شود با انرژی کرنشی المان به هنگام جاری شدن تحت کشش ساده مقایسه می‌شود. رابطه متناظر با این معیار را در حالت تنش صفحه‌ای به شکل زیر می‌توان بیان کرد.

$$\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 \leq \sigma_{yield}^2 \quad (۱-۴)$$

در رابطه فوق  $\sigma_x$  تنش نرمال در راستای  $x$ ،  $\sigma_y$  تنش نرمال در راستای  $y$ ،  $\tau_{xy}$  تنش برشی در صفحه

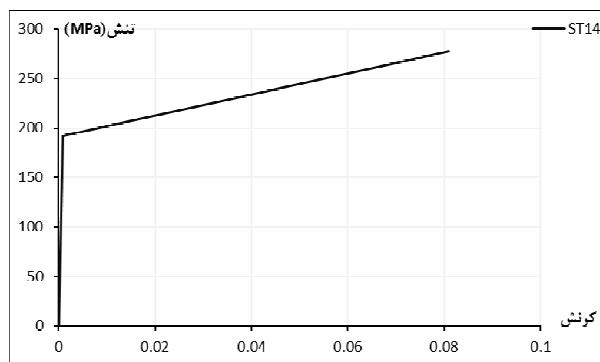
$\sigma_{yield}$  و  $\sigma_{xy}$  تنش تسلیم فولاد می‌باشد. در تعریف منحنی تنش - کرنش دو خطی فولاد شیب

قسمت دوم منحنی معادل نیم درصد شیب قسمت اول در نظر گرفته شده است.



شکل (۳-۴) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST37

شکل (۲-۴) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST52



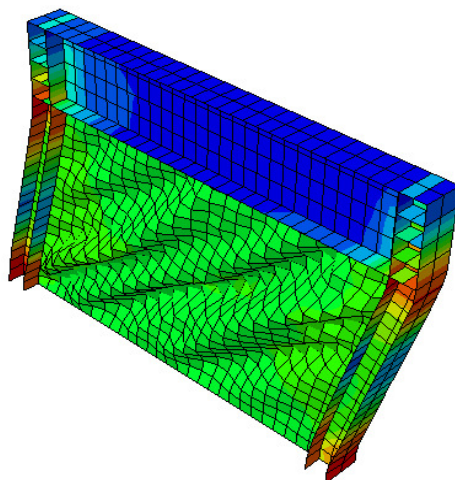
شکل (۴-۴) منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد ST14

### ۴-۲-۳- انتخاب نوع المان و اندازه مش بندی مناسب برای مدل‌ها

مش بندی نمونه‌ها با استفاده از پارتیشن بندی اجزاء به صورت منظم و با استفاده از المان S4R که یک

المان چهار گره‌ای با انتگرال گیری کاهش یافته می‌باشد انجام گرفته است. ابعاد مش‌ها ۵۰ میلیمتر در

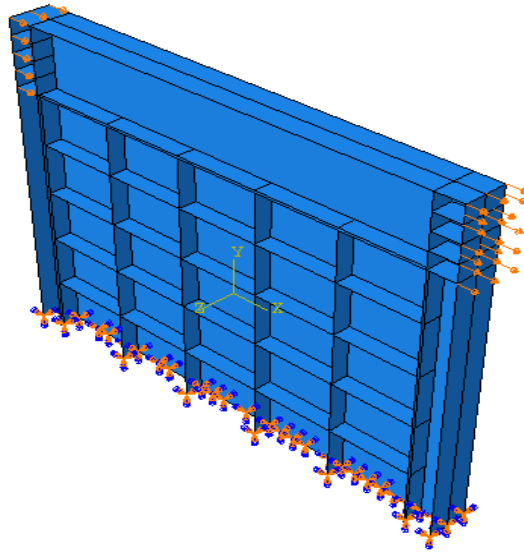
نظر گرفته شده است. شکل (۴-۶)



شکل (۴-۵) مش بندی نمونه دیوار بدون سخت کننده

#### ۴-۲-۴- شرایط مرزی و بارگذاری

با توجه به این که نمونه آزمایشگاهی توسط یک تیر IPB280 به کف صلب آزمایشگاه متصل شده بود، لذا درجات انتقالی و دورانی تمام گره‌های انتهایی دو ستون و پانل برشی و سخت‌کننده‌های قائم مدل کاملاً بسته شدند و شرایط تکیه‌گاه صلب آزمایشگاهی به مدل اعمال گردید. از طرفی با توجه به این که جک‌های اعمال جابه‌جایی به نمونه در آزمایشگاه در دو طرف انتهایی مقطع تیر بر روی بال ستون‌ها قرار گرفته بودند لذا با انتخاب گره‌های دو طرف بال ستون در تقاطع با مقطع تیر، جابه‌جایی مطابق با جابه‌جایی اعمال شده در آزمایشگاه که انجام گرفته بود به مدل‌ها اعمال گردیده است. شکل (۴-۵). از آنالیز استاتیکی غیرخطی برای تحلیل نتایج استفاده و اثرات تغییر شکل‌های بزرگ و نیز اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی نیز در مدلسازی‌ها لحاظ شده و برای معادلات از روش حل مستقیم استفاده شده است.



شکل (۴-۶) اعمال شرایط مرزی و بارگذاری در نرم افزار

#### ۴-۲-۵- صحت سنجی مدل المان محدود با مدل آزمایشگاهی

##### ۴-۲-۵-۱- صحت سنجی مدل برای تعیین مقدار مناسب نقص

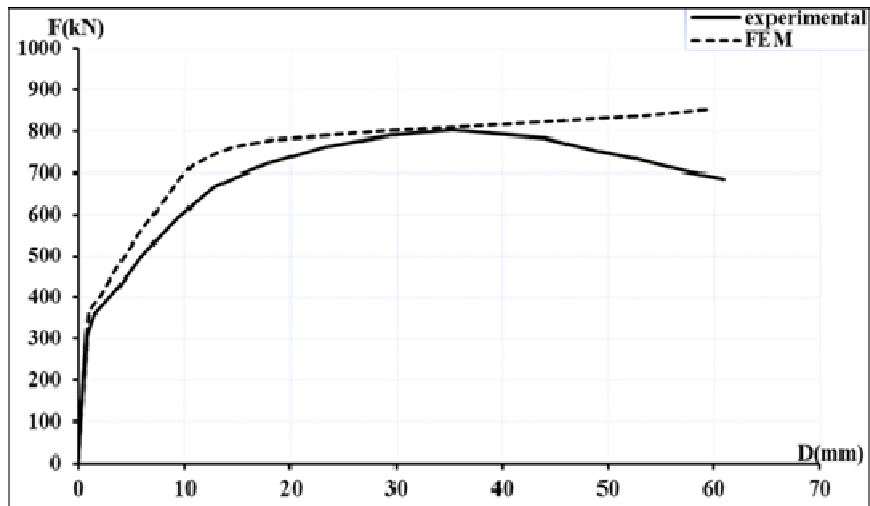
##### هندسی (Imperfection)

با توجه به شرایط اجرایی و به علت وجود بارهای تحت سرویس در دیوارهای برشی فولادی، پانل برشی پس از نصب دارای مقداری اعوجاج اولیه ناشی از کمانش می‌باشد، لذا جهت شبیه سازی این پدیده در اجزاء محدود در زیر صفحه‌های بین سخت‌کننده‌ها مقداری جابه‌جایی در جهت عمود بر زیر صفحه‌ها جهت ایجاد Imperfection (نقص هندسی اولیه) وارد شده است. برای تعیین مقدار مناسب این نقص هندسی مقادیری برابر با ۱، ۲، ۴، ۶ و ۸ میلیمتر به زیر صفحه‌ها در جهت عمود بر آنها وارد گردید و با توجه به نتایج آنالیز و مطابقت منحنی پوش حاصل از اجزاء محدود با منحنی پوش آزمایشگاهی، مقدار جابه‌جایی ۲ میلیمتر به عنوان میزان اعوجاج اولیه به زیر صفحه‌ها اعمال شد.

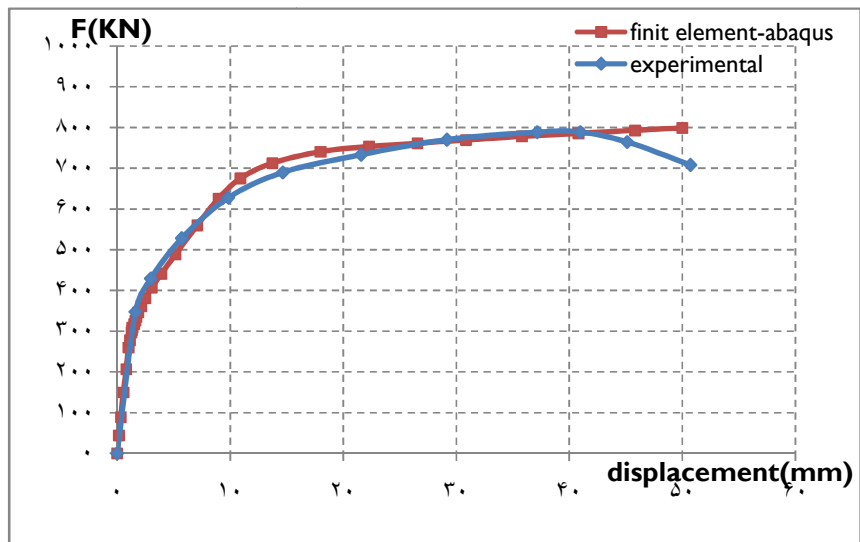
##### ۴-۲-۵-۲- صحت سنجی مدل برای تعیین اندازه مناسب مش بندی در

## مدل‌ها

با توجه به این که در بیشتر مواقع در نرم‌افزارهای اجزاء محدود نتایج با تغییر اندازه دانه‌های مش‌بندی تغییر می‌کند لذا جهت تعیین اندازه مناسب دانه‌های مش، مش‌بندی با ابعاد ۲۵، ۳۵، ۴۵، ۵۰، ۵۵ و ۶۰ میلیمتر انجام گرفت و پس از بررسی نتایج آنالیز و مقایسه منحنی پوش حاصل از المان محدود با منحنی آزمایشگاهی مش‌بندی با ابعاد ۵۰ میلیمتر جهت مش‌بندی مدل‌ها انتخاب گردید. در این تحقیق جهت تحلیل مدل‌ها از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUSE استفاده شده است و جهت صحت‌گذاری بر المان‌های انتخابی در مدل‌سازی، از تحقیقات آزمایشگاهی در سال ۲۰۰۹ صبوری و سجادی، با استناد بر آزمایش‌های صورت گرفته توسط تاکاهاشی و همکاران در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات و مسکن ایران انجام شده بود استفاده گردید. در مجموع با انجام این تحقیق بر روی دیوارهای برشی فولادی، نتایج زیر حاصل شد که در ادامه به اختصار بیان میکنیم.



شکل (۷-۴) مقایسه منحنی‌های مربوط به صحت سنجی نتایج اجزاء محدود و آزمایشگاهی در نمونه سخت شده



شکل (۸-۴) مقایسه منحنی‌های مربوط به صحت سنجی نتایج اجزاء محدود و آزمایشگاهی در نمونه سخت نشده



## **فصل ۵:**

**بررسی و تعیین پارامترهای مؤثر بر رفتار**

**دیوار برشی فولادی**

## ۵-۱- مقدمه

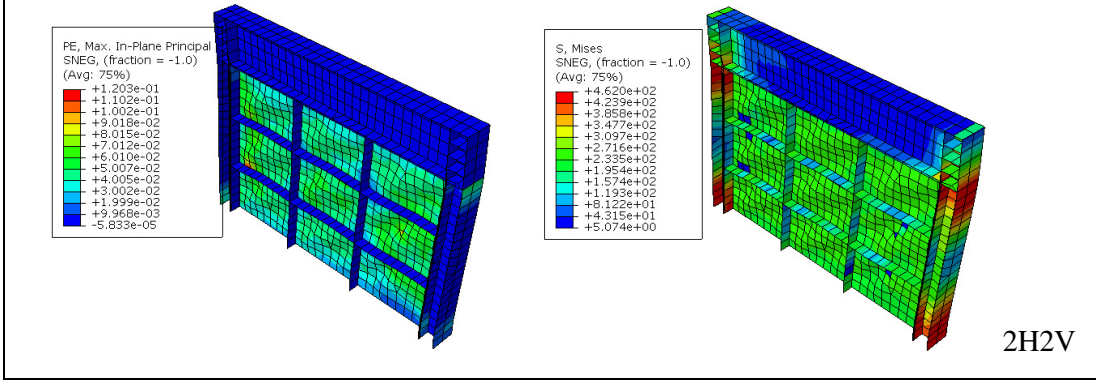
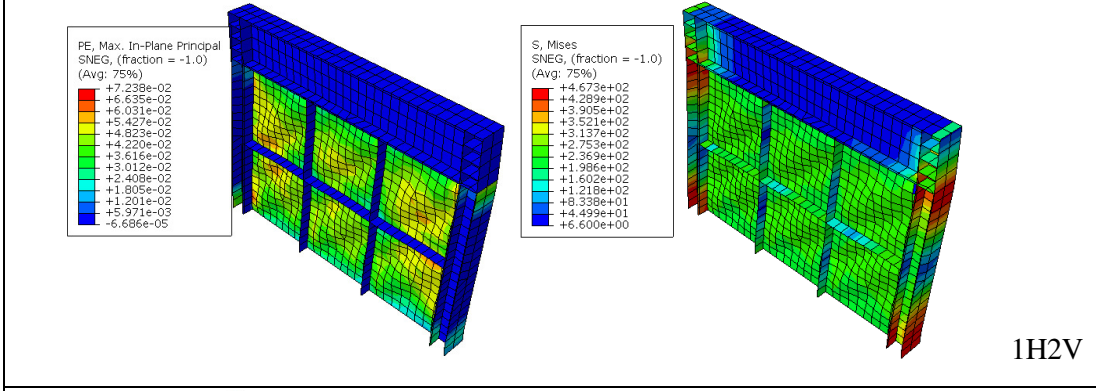
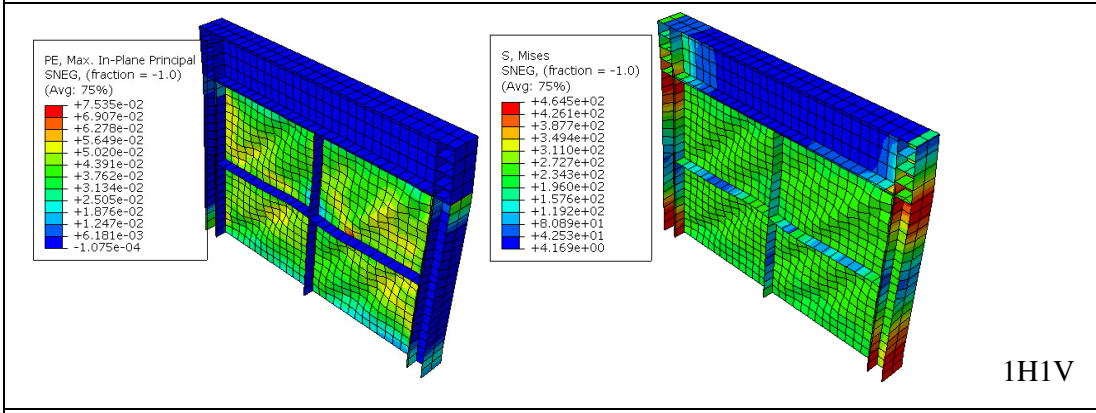
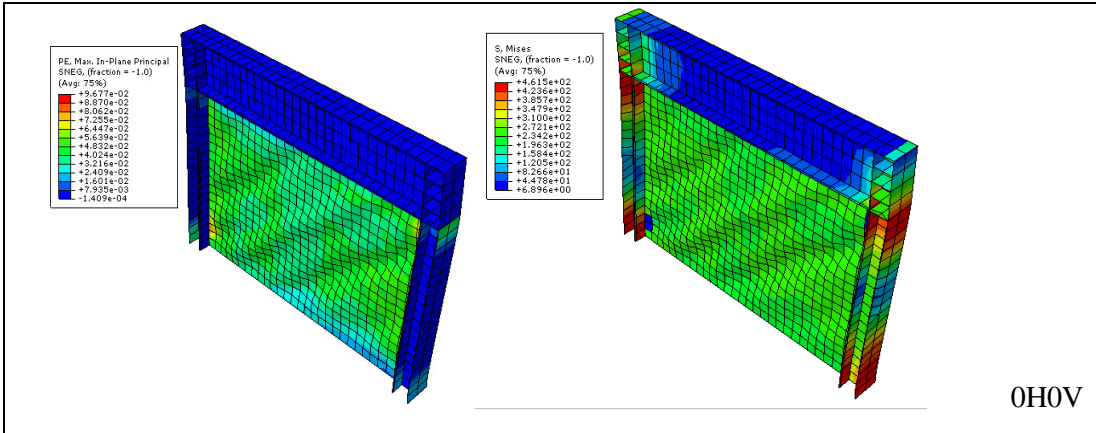
در این قسمت به بررسی نتایج مربوط به مدل‌ها همراه با مشخصات کاملی از هر یک از موضوعات در مدل‌های معرفی شد پرداخته می‌شود. در این بخش بسیاری از پارامترهایی که بر رفتار یک دیوار برشی فولادی سخت شده مؤثر واقع می‌شوند، با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بررسی و تعیین می‌شوند. در روند مدل‌سازی، تمامی ابعاد و مشخصات مدل‌ها برحسب میلیمتر، ظرفیت باربری و نیروهای اعمالی برحسب نیوتن می‌باشند. لازم به ذکر است در تمامی مدل‌های مورد بررسی H به معنی Horizontal یا افقی و V به معنی Vertical یا قائم می‌باشد.

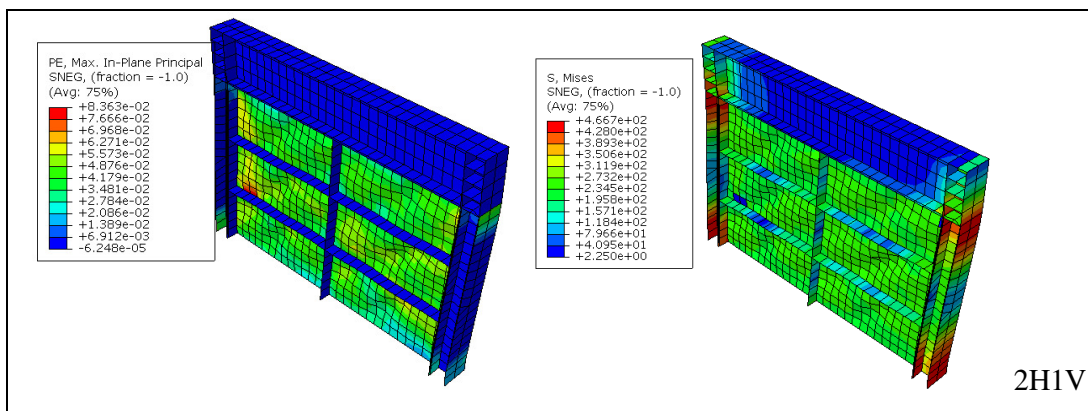
## ۵-۲- بررسی پارامترهای مؤثر با استفاده از تحلیل مدل‌ها

### ۵-۲-۱- مقایسه‌ی نحوه‌ی آرایش سخت‌کننده‌ها در یک دیوار برشی

#### فولادی

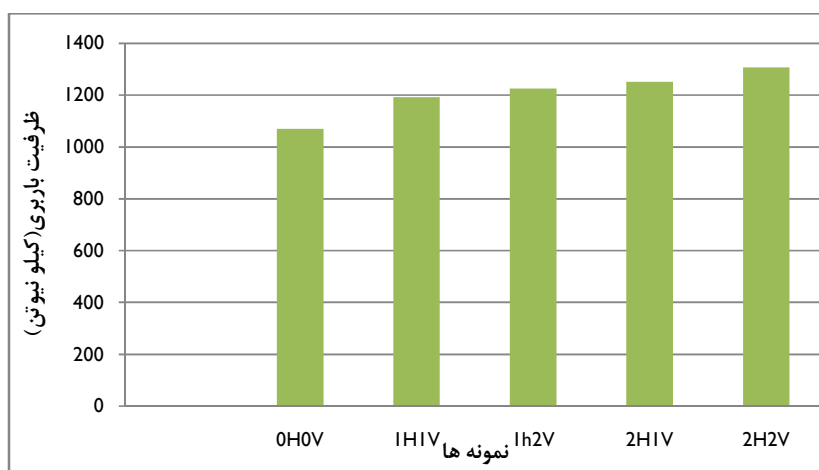
در این قسمت پنج حالت مختلف از دیوارهای سخت نشده و سخت شده با تعداد و شکل‌های مختلف آرایش سخت‌کننده‌ها شامل 0H0V، 2H1V، 1H2V، 1H1V و 2H2V که دارای ابعاد و ضخامت‌ها و مشخصات هندسی مشابهی بودند، بررسی شده است. در تمامی مدل‌ها از مقطع نمونه آزمایشگاهی به عنوان تیر و ستون بهره گرفته شده است و ضخامت سخت‌کننده‌ها و دیوار به ترتیب ۱۰ و ۴ میلیمتر و عرض سخت‌کننده‌ها نیز ۶۰ میلیمتر بوده است با انجام تحلیل تحت بار افزایشی نتایجی مطابق با شکل (۱-۵) بدست آمده است. همان‌طوری که در این شکل نشان داده شده است محور قائم نشان‌دهنده‌ی نسبت ظرفیت باربری و محور افقی نشان‌دهنده‌ی مدل مورد نظر می‌باشد. با توجه به شکل که بطور صعودی منظم شده است دیوارهایی که دارای سخت‌کننده‌های متقارن می‌باشند، (1H1V، 2H2V) با در نظر گرفتن تعداد مساوی سخت‌کننده‌ها در مقایسه با دیگر دیوارها دارای ظرفیت باربری و رفتار بهتری نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشند.





شکل (۱-۵) کنتور تنش و کرنش حالات مختلف دیوارهای سخت شده و سخت نشده

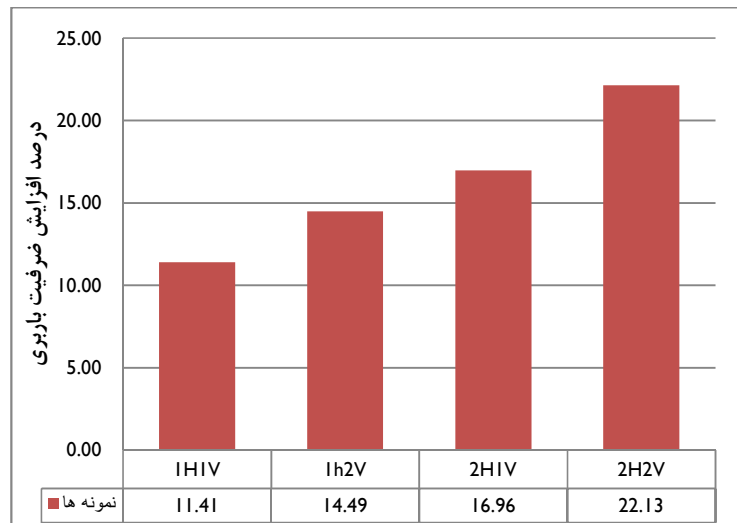
جهت مقایسه‌ی بهتر، مدل‌ها از لحاظ نسبت ظرفیت باربری هر مدل سخت شده و سخت نشده نیز مورد بررسی قرار گرفته‌اند، بطوری‌که با توجه به شکل (۲-۵) باز هم دیوارهای دارای سخت‌کننده‌های متقارن عملکرد بهتری نسبت به سایر مدل‌ها دارند.



شکل (۲-۵) مقایسه ظرفیت باربری برای انواع مدل‌ها

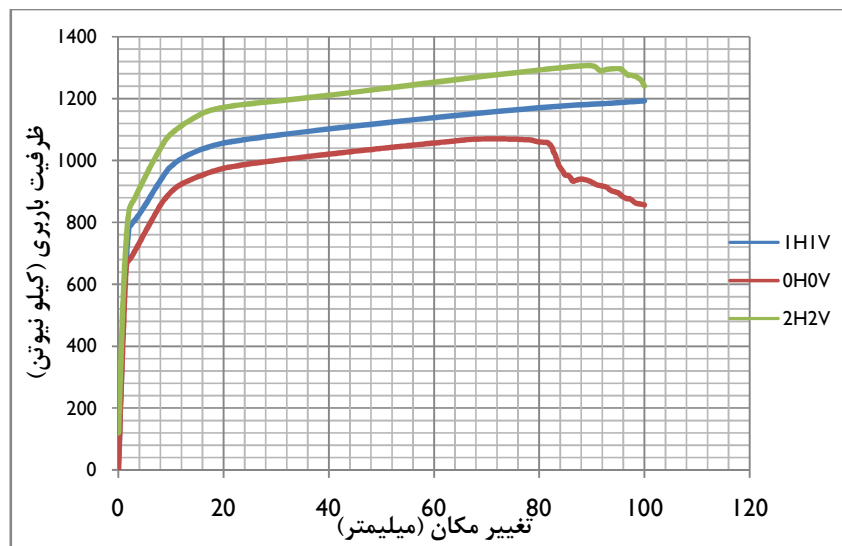
در بررسی بعدی میزان افزایش ظرفیت باربری این مدل‌ها نسبت به نمونه‌های سخت شده مورد مقایسه قرار گرفته است و همانطور که در شکل (۳-۵) نشان داده شده است با افزایش تعداد سخت‌کننده‌ها، میزان ظرفیت باربری از ۱۱ تا ۲۳ درصد افزایش پیدا می‌کند که این نتیجه نشانگر افزایش

ظرفیت باربری بالاتر دیوار های سخت شده در برابر دیوار های ساده می باشد.

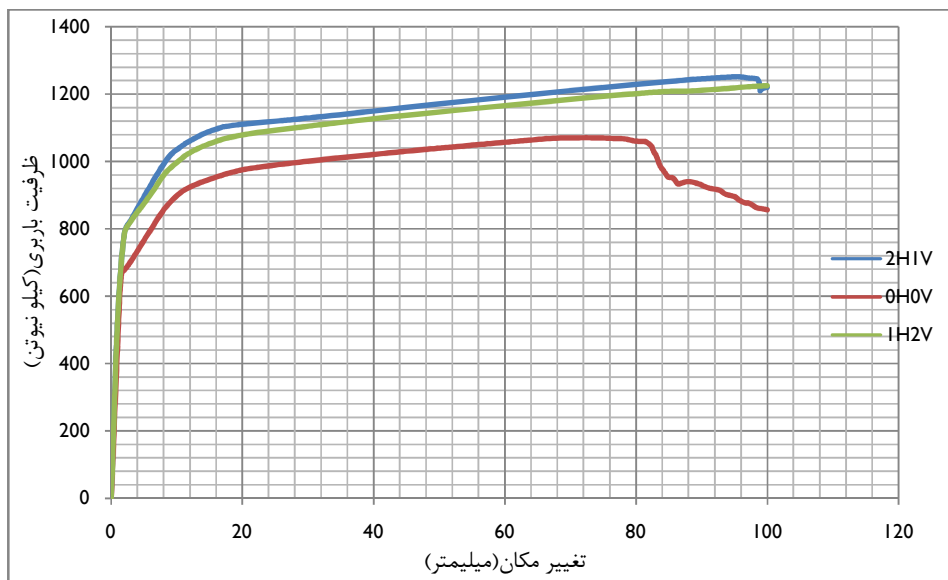


شکل (۳-۵) درصد افزایش ظرفیت باربری مدل ها نسبت به نمونه سخت نشده

در شکل (۴-۵) و (۶-۵) نمودار بار تغییر مکان ها ارایه شده است. با توجه به این نمودارها مشاهده می شود که با افزایش تعداد سخت کننده ها میزان سطح زیر نمودار که مساوی با ظرفیت اتلاف انرژی می باشد، افزایش می یابد.

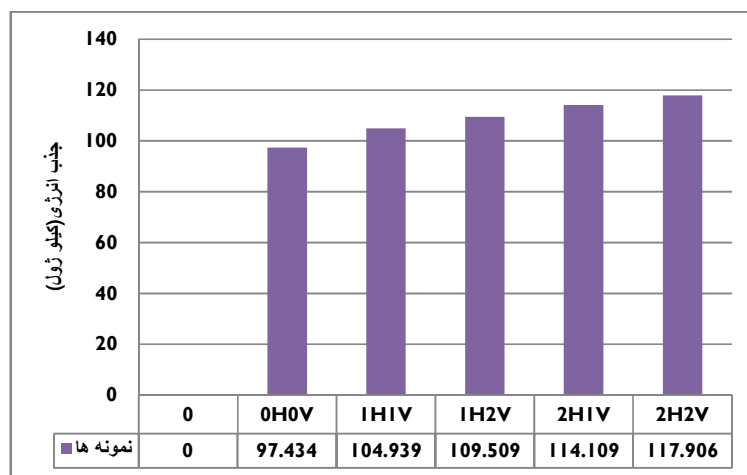


شکل (۴-۵) نمودار بار تغییر مکان نمونه های متقارن

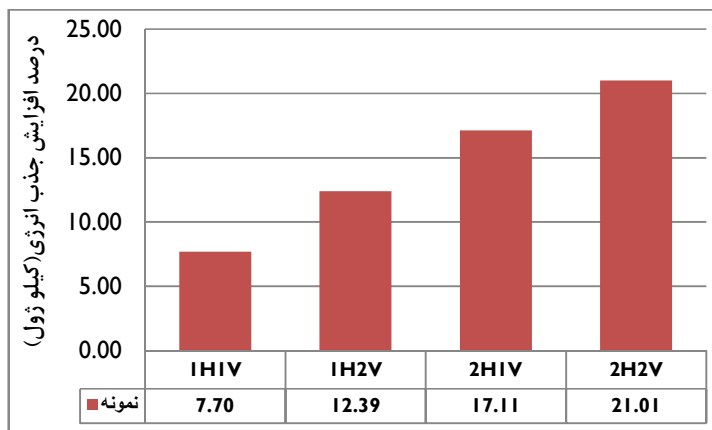


شکل (۵-۵) نمودار بار تغییر مکان نمونه های نامتقارن

در شکل (۶-۵) میزان جذب انرژی و همچنین درصد اتلاف انرژی نسبت به دیوار بدون سخت کننده را مشاهده می کنید شکل (۷-۵) که این میزان تنها با وجود افزایش دو سخت کننده طولی و عرضی افزایش ۲۰ درصدی داشته است.



شکل (۶-۵) نمودار جذب انرژی نمونه ها



شکل (۷-۵) درصد افزایش جذب انرژی نمونه های سخت شده نسبت به نمونه بدون سخت کننده

## ۵-۲-۲- مقایسه‌ی رفتار دیوارهای سخت شده با سخت‌کننده‌های متقارن و متعامد

### ۵-۲-۲-۱- دیوارهای سخت شده با وزن یکسان

با توجه به نتایجی که از مقایسه نحوه‌ی آرایش سخت‌کننده‌ها در دیوار برشی فولادی بدست آمده بود، دیوارهای دارای سخت‌کننده‌های متقارن نسبت به دیوارهای با آرایش‌های دیگر قرارگیری سخت‌کننده، ظرفیت باربری و میزان اتلاف انرژی بیشتری داشته است. لذا مقایسه‌ای بین دیوارهای با سخت‌کننده‌های متقارن انجام شد تا تأثیر تعداد سخت‌کننده‌های متقارن در یک دیوار مورد مطالعه قرار گیرد. جهت این امر مطابق مشخصات مندرج در جدول (۱-۵) از مدل‌های 1h1v، 2h2v، 3h3v و 4h4v استفاده شده است. در تمامی این مدل‌ها مقطع تیر و ستون ثابت فرض شده است.

جدول (۱-۵) : مشخصات مدل‌های سخت شده با سخت‌کننده‌های متقارن و متعامد و وزن یکسان

مدل	b	$t_w$	$t_s$	$b_s$	$I_s$	$\beta$
1h1v	۱۲۴۸.۵	۴	۱۵	۷۰	۳۴۳۰۰۰۰	۱۱۱۱
2h2v	۸۳۲	۴	۸.۲	۶۴	۱۴۳۳۰۵۴	۶۹۶
3h3v	۶۲۴	۴	۷	۵۰	۵۸۳۳۳۳	۳۷۸.۰۸
4h4v	۴۹۹	۴	۶.۴	۴۱	۲۹۴۰۶۳	۲۳۸.۳۴

در جدول فوق  $b, t_w, t_s, b_s, I_s$  و  $\beta$  به ترتیب عبارتند از ارتفاع پانل یا شبکه‌ی بوجود آمده توسط سخت‌کننده، ضخامت دیوار، ضخامت سخت‌کننده، عرض سخت‌کننده، ممان اینرسی سخت‌کننده و نسبت سختی سخت‌کننده می‌باشد که نسبت سختی سخت‌کننده‌ها از رابطه‌ی (۱-۴) بدست می‌آید:

$$\beta = \frac{EI_s}{bD} \quad (1-4)$$

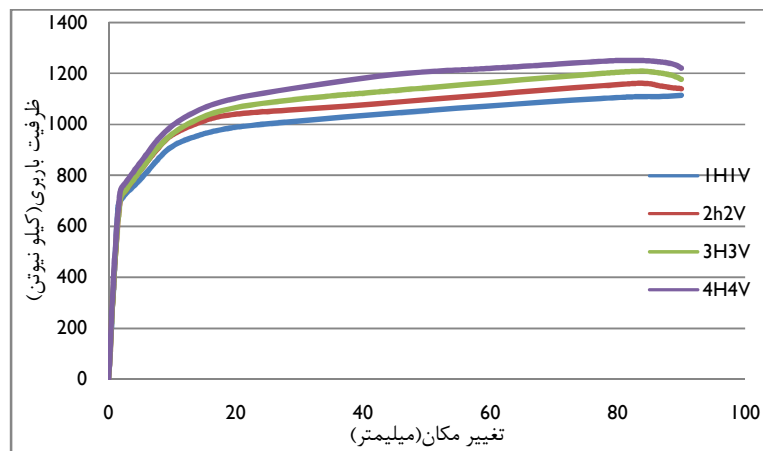
در رابطه فوق  $E$  و  $D$  به ترتیب عبارتند از مدول الاستیسیته و نسبت سختی صفحه. نسبت سختی صفحه از رابطه‌ی (۹-۴) بدست می‌آید:

$$D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2-4)$$

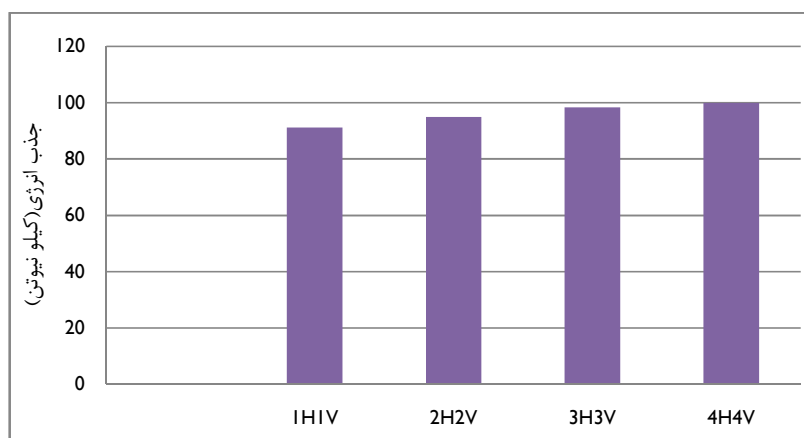
که در رابطه‌ی فوق  $\nu$  ضریب پواسون می‌باشد.

پس از انجام تحلیل تحت بار افزایشی نتایجی مطابق با شکل (۸-۵) بدست آمده است با توجه به نمودار ارائه شده در این شکل دیوارهای دارای سخت‌کننده‌های متعامد و متقارن  $1h1v$  تا  $4h4v$  دارای ظرفیت باربری اولیه‌ی مشابه‌ای می‌باشند اما دیوارهای  $4h4v$  دارای ظرفیت باربری نهایی، شکل‌پذیری و میزان اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشند که این به دلیل سختی پائین سخت‌کننده‌ها در این مدل‌ها بوده است و همان‌طوری که در جدول (۱-۵) نشان داده شده است این مدل‌ها دارای نسبت سختی پائین‌تری می‌باشند.





شکل (۵-۸) نمودار بار تغییر مکان نمونه های سخت شده با سخت کننده های متقارن و متعامد و وزن یکسان



شکل (۵-۹) نمودار اتلاف انرژی نمونه ها

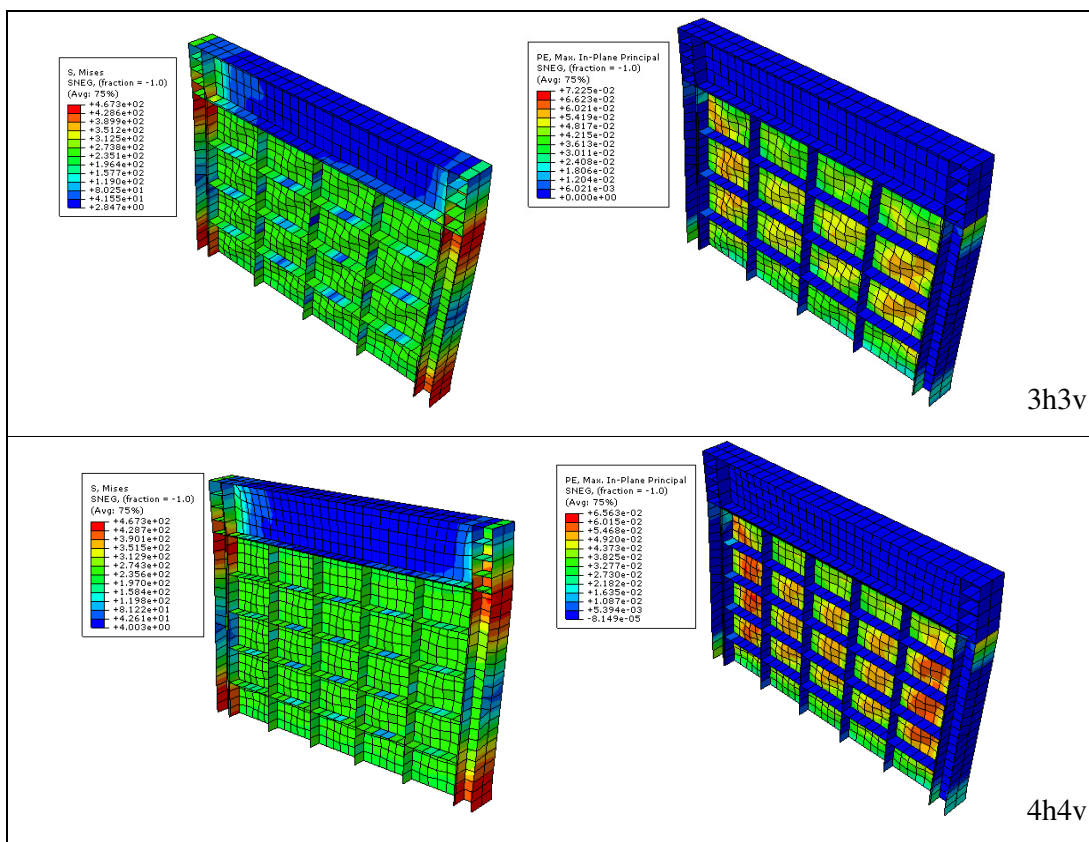
با توجه به شکل (۵-۹) مشاهده می شود با افزایش تعداد سخت کننده ها میزان جذب انرژی سازه تا ۱۰ درصد افزایش داشته است.

#### ۵-۲-۲-۲- دیوارهای سخت شده با سخت کننده های مشابه

همانند بررسی قبلی از همان دیوارها استفاده شده است با این تفاوت که در این قسمت وزن دیوارهای سخت شده متفاوت و سخت کننده ها از لحاظ ابعاد و اندازه مشابه هم می باشند. در جدول (۵-۲) مشخصات این مدل ها آورده شده است.

جدول (۲-۵) مشخصات مدل‌های سخت شده با سخت‌کننده‌های متقارن و متعامد و وزن متفاوت

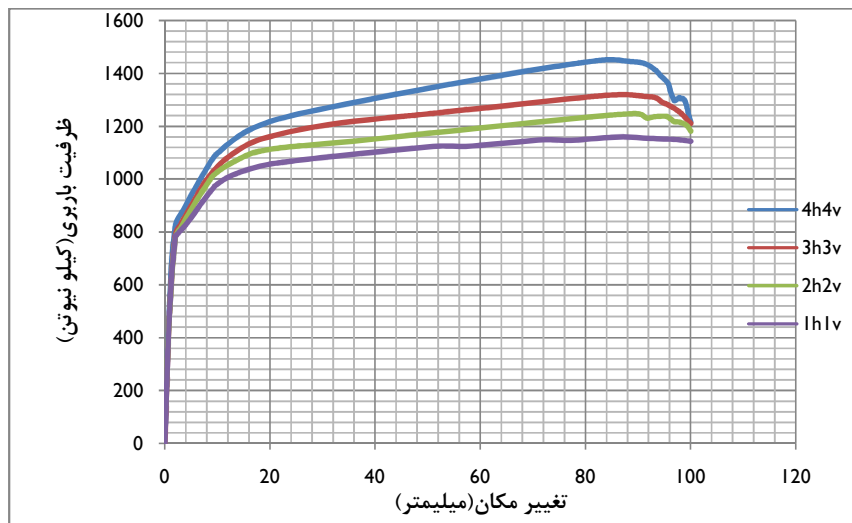
مدل	b	$t_w$	$t_s$	$b_s$	$I_s$	$\beta$
1h1v	۱۲۴۸.۵	۳	۸	۶۰	۱۱۵۲۰۰۰	۳۷۳/۱۸
2h2v	۸۳۲	۳	۸	۶۰	۱۱۵۲۰۰۰	۵۶۰
3h3v	۶۲۴	۳	۸	۶۰	۱۱۵۲۰۰۰	۷۴۶/۶۷
4h4v	۴۹۹	۳	۸	۶۰	۱۱۵۲۰۰۰	۹۳۳/۷۰



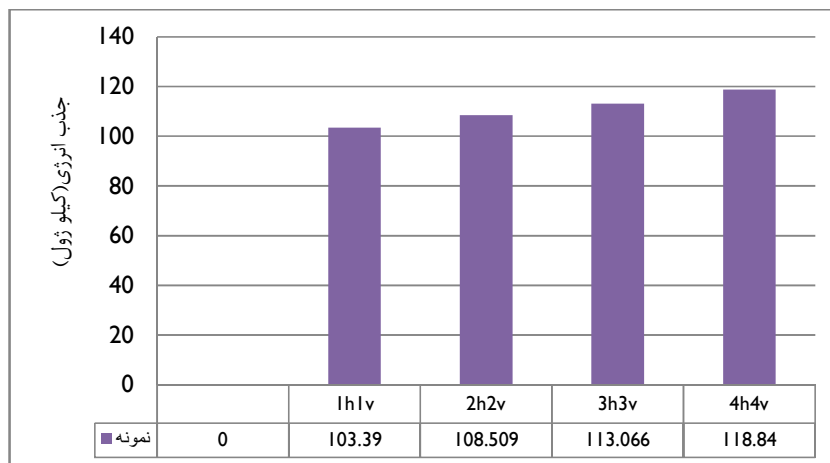
شکل (۱۰-۵) کنترل تنش و کرنش نمونه های 4h4v و 3h3v

با انجام تحلیل روی این نمونه‌ها، نتایجی مشابه بررسی قبلی بدست آمده است بطوری که از مدل‌های با سخت‌کننده‌های متقارن دوتایی به بالا ظرفیت باربری‌ها اولیه یکسان می‌باشد ولی همانند قبل مدل‌های 3h3v و 4h4v دارای ظرفیت باربری نهایی، اتلاف انرژی و شکل پذیری بالایی می‌باشند که در نمودار شکل (۱۱-۵) نشان داده شده است. در این مدل‌ها از آنجایی که ابعاد سخت‌کننده‌ها

یکسان بوده و سخت‌کننده‌ها دارای سختی مشابهی بوده‌اند نسبت عرض به ضخامت سخت‌کننده‌ها تأثیری در این نتیجه نداشته است و فقط تعداد سخت‌کننده در این امر مؤثر بوده است بطوری‌که هرچند تعداد سخت‌کننده‌ها بیشتر گردد با افزایش نسبت سختی سخت‌کننده برخلاف دیوارهای دارای سخت‌کننده‌های با وزن یکسان میزان باربری افزایش می‌یابد. با توجه به دو مقایسه‌ی بالا در مورد دیوار با سخت‌کننده‌های متعامد و متقارن با وزن یکسان و متفاوت، دلیل اصلی افزایش ظرفیت باربری دیوار 4h4v توزیع یکنواخت و مناسب سخت‌کننده‌ها در کل سطح دیوار می‌تواند باشد.



شکل (۵-۱۱) نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌های سخت شده

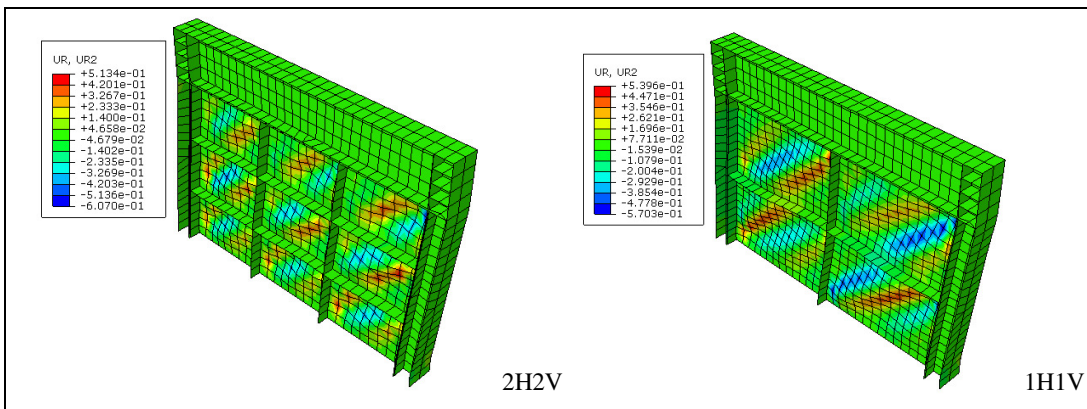


شکل (۵-۱۲) نمودار اتلاف انرژی نمونه های سخت شده

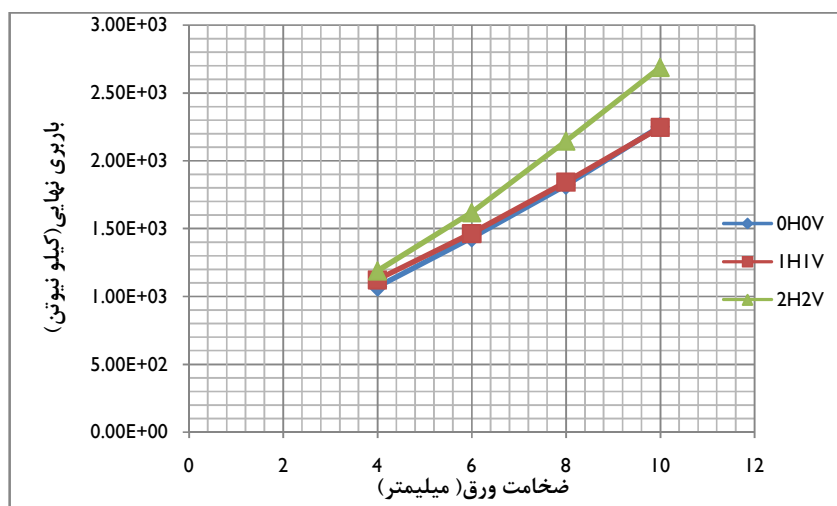
در شکل (۵-۱۲) مشاهده می شود با افزایش تعداد سخت کننده ها میزان جذب انرژی دیوار برشی به میزان ۱۵ درصد افزایش داشته است.

### ۵-۲-۳- اثر ضخامت دیوار

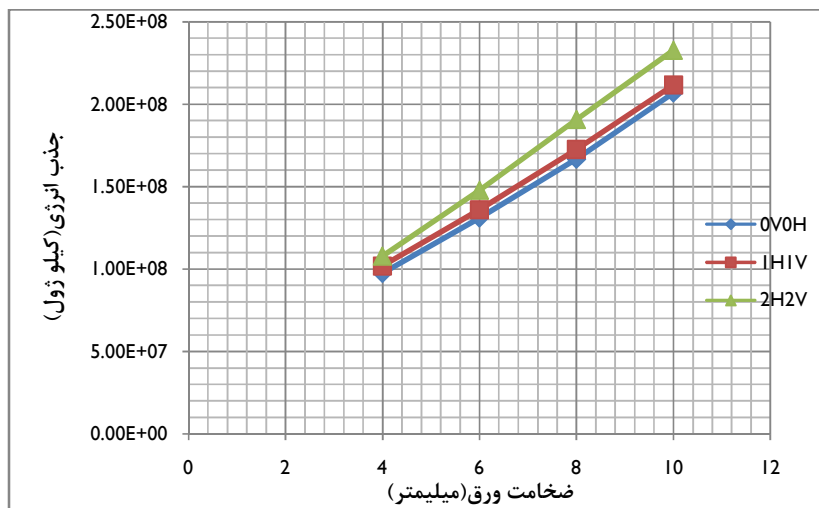
جهت بررسی این موضوع و با توجه به نتیجه ای که از قسمت قبلی مبنی بر رفتار بهتر دیوارهای با سخت کننده های متعامد و متقارن بدست آمده است. در این قسمت از دو دیوار با تعداد سخت کننده های متعامد و دو طرفه به نام های 1H1V و 2H2V، همچنین دیوار بدون سخت کننده 0H0V با ضخامت دیوارهای از چهارتا ده میلیمتر که در مجموع شامل ۱۲ مدل مختلف می شدند، مورد بررسی قرار گرفته اند شکل (۵-۱۳). بطوری که سایر مشخصات اعم از ضخامت و عرض سخت کننده ها و اعضای مرزی در تمام نمونه ها ثابت فرض شده بودند. با انجام تحلیل غیرخطی تحت بار افزایشی تمامی نمونه ها، نتایجی مطابق شکل (۵-۱۴) بدست آمده است. همان طوری که از نتایج مشخص است با افزایش ضخامت دیوار میزان ظرفیت باربری آنها افزایش می یابد که در هر دو نوع دیوار با یک سخت کننده و دو سخت کننده ی متعامد این موضوع به اثبات رسیده است. از آنجاییکه این نتیجه واضح به نظر می رسد می توان از این نتیجه به عنوان دلیلی بر عملکرد صحیح نرم افزار نیز استفاده نمود. همچنین می توان به این نتیجه دست یافت، با توجه به این که در این جا ضخامت و عرض سخت کننده ثابت و فقط ضخامت دیوار متفاوت می باشد لذا با توجه رابطه (۴-۱) نسبت سختی سخت کننده ها کاهش یافته و با کاهش نسبت سختی سخت کننده میزان ظرفیت باربری دیوار افزایش پیدا کرده است.



شکل (۵-۱۳) مدکمانش مدل های 1H1V و 2H2V با ضخامت ۴ میلیمتر



شکل (۵-۱۴) میزان باربری مدل های 1H1V و 2H2V و بدون سخت کننده

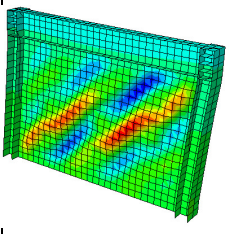
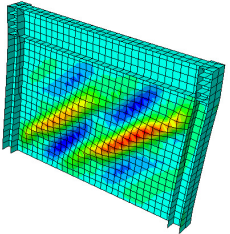
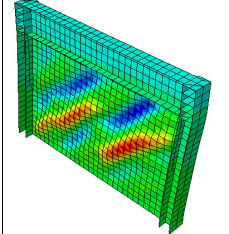
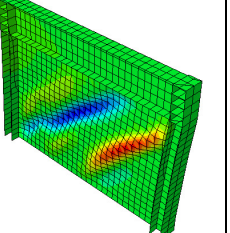


شکل (۵-۱۵) میزان جذب انرژی مدل ها نسبت به ضخامت

#### ۵-۲-۴- تأثیر سختی تیر در دیوار بدون سخت کننده و با سخت کننده

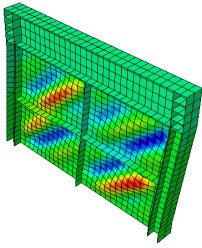
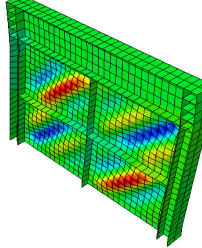
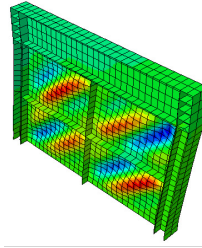
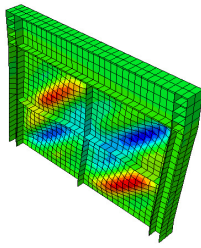
جهت بررسی این موضوع از چهار تیر IPE (۱۸۰، ۲۰۰، ۲۲۰ و ۲۴۰) استفاده شده است و سایر مشخصات دیوار در تمامی نمونه‌ها ثابت می‌باشد. با توجه به تحلیل انجام شده بر روی این مدل‌ها و سختی (ممان اینرسی) متفاوت تیرها، طبق نتایجی که در جدول (۳-۵) و (۴-۵) ارائه شده است، با افزایش سختی تیر اثر قابل ملاحظه‌ای در میزان باربری و تغییر مکان‌های جانبی و تنش راستای X نمونه‌ها نداشته است. تنها مقدار جابه‌جایی خارج صفحه نمونه‌ها برای نمونه‌های بدون سخت کننده به میزان ۳۰ درصد افزایش داشته است. اما به علت وجود سخت کننده در دیوارهای سخت شده جا به جایی خارج صفحه بدون تغییر محسوسی کمانش می‌کند.

جدول (۳-۵) نتایج اثر سختی تیر در دیوار بدون سخت کننده

شکل کمانش یافته				
تیر	IPE180	IPE200	IPE220	IPE240
تغییر مکان عمودی (mm)	۷.۶۳	۷.۱۱	۶.۹۲	۶.۸۵
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۳۴.۴	۴۰.۵	۴۷.۸	۵۰.۵
تنش برشی در جهت x (MPa)	۴۳۴.۵	۴۳۵.۵	۳۹۵.۱	۴۲۵.۵
تنش ون میسر (MPa)	۴۹۰	۴۸۶	۴۸۷.۷	۴۸۶.۵
تنش برشی در صفحه xy (MPa)	۲۵۱.۸	۲۵۱.۲	۲۵۰.۵	۲۵۱.۵

در نمونه های سخت نشده میزان تنش ون میسر و میزان تنش برشی تقریباً بدون تغییر باقی مانده است و میزان اتلاف انرژی دیوار با افزایش سختی تیر تغییر قابل توجهی نمی کند. لذا با این بررسی پی برده شده که در این نوع سیستم نوع تیر نقش اساسی در رفتار دیوار فولادی سخت شده نداشته و عملکرد اصلی سیستم در مقابل نیروی جانبی توسط خود دیوار صورت می گیرد.

جدول (۴-۵) نتایج اثر سختی تیر در دیوارسخت شده IHIV

شکل کمانش یافته				
تیر	IPE180	IPE200	IPE220	IPE240
تغییر مکان عمودی (mm)	۶.۰۵	۵.۸	۵.۶۴	۵.۴۵
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۱۵.۰۴	۱۴.۷۹	۱۴.۲۶	۱۴.۱
تنش برشی در جهت (MPa)x	۲۸۳.۶	۲۸۱.۳	۲۷۷.۸	۲۷۶.۴
تنش ون میسر (MPa)	۶۱۸.۵	۵۲۹.۳۵	۵۴۲.۲۶	۴۷۹.۵۴
تنش برشی در صفحه (MPa)xy	۲۱۱.۵۶	۱۸۶.۲	۱۹۵.۶	۱۸۳.۶

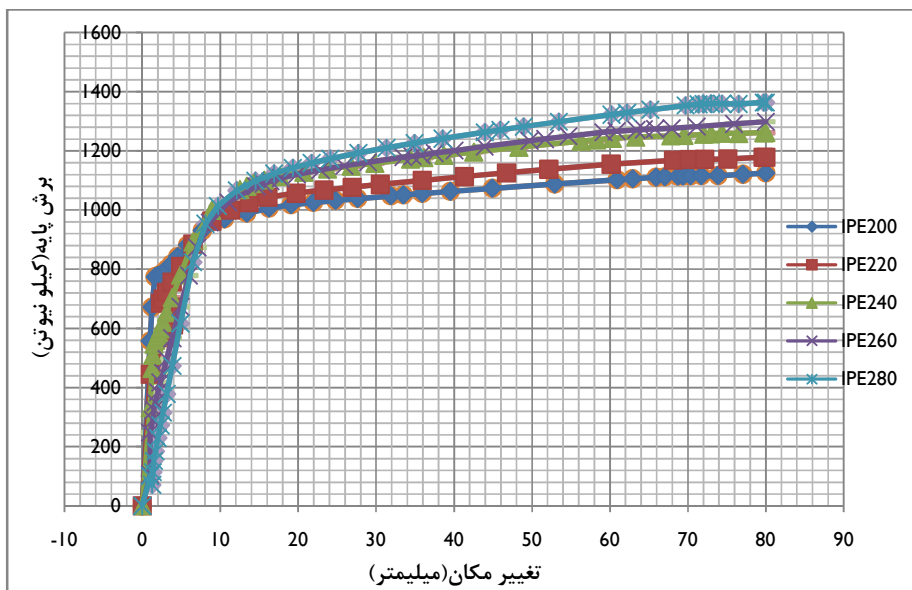
در نمونه های سخت شده میزان تنش ون میسر به میزان ۳۰ درصد از نمونه با تیر IPE180 تا نمونه با تیر IPE240 کاهش داشته است و میزان تنش برشی در صفحه نیز تقریباً ۱۵ درصد کاهش داشته است ولی میزان اتلاف انرژی دیوار با افزایش سختی تیر تغییر قابل توجهی نمی کند. همچنین میزان باربری نمونه ها هیچ تغییری نکرده است که نشان از این دارد که تیر نقش اساسی در رفتار دیوار فولادی سخت شده نداشته و عملکرد اصلی سیستم در مقابل نیروی جانبی توسط خود دیوار صورت می گیرد.



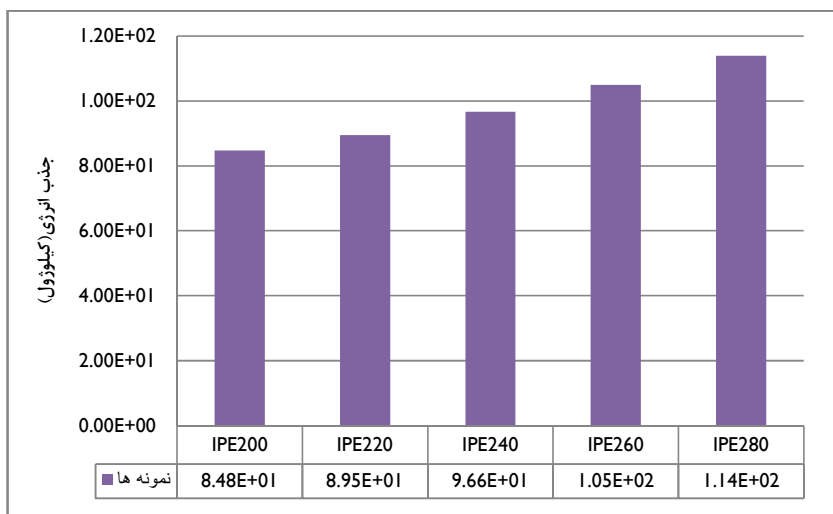
## ۵-۲-۵- تأثیر سختی ستون در دیوار بدون سخت کننده و با سخت کننده

برای بررسی تأثیر میزان سختی ستون، از یک دیوار سخت شده (IHIV) و بدون سخت کننده استفاده شده است. تمامی مشخصات دیوار در این بررسی ثابت و فقط مقطع ستون متفاوت می‌باشد و از پنج ستون IPB (IPB200، IPB220، JPE240، IPB260 و IPB280) استفاده شده است. پس از بارگذاری و انجام تحلیل نتایجی مطابق با جدول (۵-۵) برای دیوار بدون سخت کننده بدست آمده است. همان طوری که در این جدول نشان داده شده است با افزایش سختی ستون انتظار آن می‌رفت، میزان تغییر مکان جانی و تغییر مکان خارج صفحه‌ی دیوار کاهش یابد اما بررسی‌ها نشان از تغییرات کم در جابه جایی بود و در سایر موارد تغییر محسوسی رخ نمی‌دهد ولی همان طوری که از نمودارهای شکل (۵-۱۶) مشاهده می‌شود میزان تنش برشی در جهت جا به جایی تا ۵۰ درصد افزایش داشته همچنین ظرفیت باربری اولیه تمامی این مدل‌ها افزایش چشمگیری داشته است. در نمونه های بدون سخت کننده و با سخت کننده افزایش قابل ملاحظه در جذب انرژی نمونه‌ها مشاهده می‌شود شکل (۵-۱۷ و ۵-۱۹). همچنین باربری سازه همان طور که انتظار می‌رفت افزایش داشته که نتیجه بدست آمده در تأثیر سختی تیر و ستون در تحقیقات دیگران نیز ارائه شده است، اما باید به خاطر داشت که سختی اعضای مرزی باید طوری در نظر گرفته شود که قبل از تشکیل کمناش قطری در ورق دیوار، اعضای مرزی جاری نگردند. بر این اساس طبق رابطه‌ی (۴-۵) که توسط کوهن در سال ۱۹۵۲ ارائه شده بود به منظور حصول اطمینان از سختی ستون‌های کناری و عدم کمناش آن‌ها باید ممان اینرسی ستون از این رابطه تبعیت نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t_w \cdot h_s^4}{L} \quad (۵-۴)$$

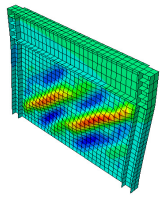
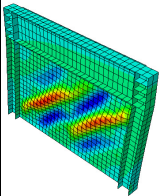
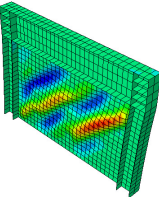
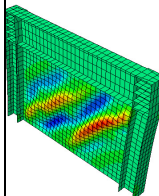
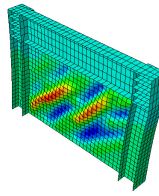


شکل (۵-۱۶) نمودار برش پایه و جا به جایی نمونه های بدون سخت کننده

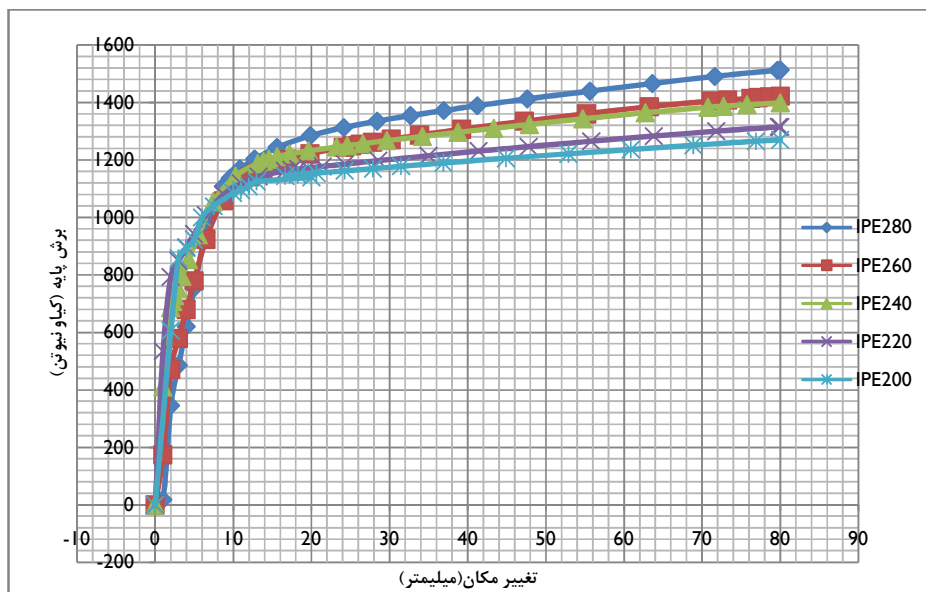


شکل (۵-۱۷) میزان جذب انرژی در نمونه های بدون سخت کننده

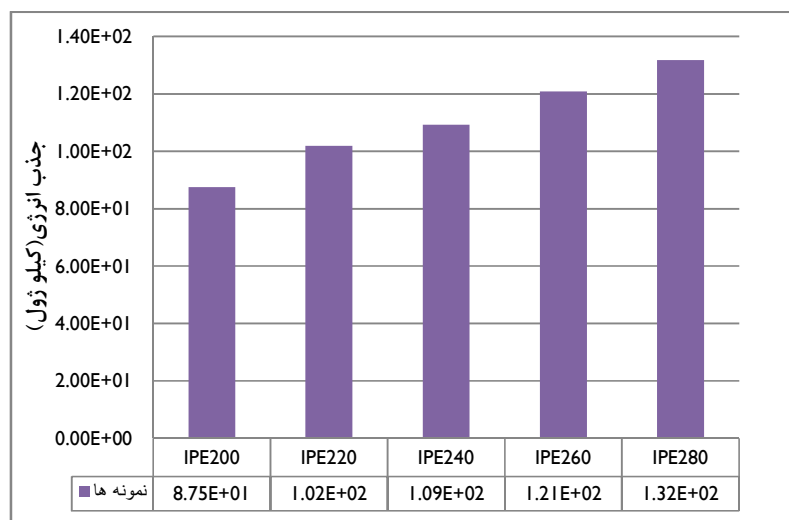
جدول (۵-۵) نتایج اثر سختی ستون در دیوار سخت نشده (OH0V)

شکل کمانش یافته					
تیر	<b>IPB200</b>	<b>IPB220</b>	<b>IPB240</b>	<b>IPB260</b>	<b>IPB280</b>
تغییر مکان عمودی (mm)	۵.۶۸	۶.۰۵	۶.۱۷	۶.۳۲	۵.۸
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۴۳.۳	۴۴.۲	۴۵.۲	۴۱.۵	۴۰.۴
تنش برشی در جهت (MPa)x	۳۴۵.۷	۳۵۸.۱	۴۶۵.۶	۴۷۵.۷	۴۸۲.۶
تنش ون میسز (MPa)	۴۹۱	۴۹۱.۱	۴۹۶.۱	۴۹۶.۳	۴۹۴.۶
تنش برشی در صفحه (MPa)xy	۲۴۱.۱	۲۴۴.۶	۲۵۷.۱	۲۶۲.۳	۲۶۷.۳

از نمودارهای شکل (۵-۱۸) و جدول (۵-۶) نیز مشاهده می شود تغییر مکان خارج صفحه در دیوار سخت شده تا ۳۰ درصد افزایش همچنین میزان تنش برشی در جهت جا به جایی تغییر کمی دارد. در تمامی این مدل ها ظرفیت باربری اولیه تا ۲۰ درصد افزایش داشته ولی تنش ون میسز و تنش در جهت جابه جایی افزایش چشمگیری نداشته است.

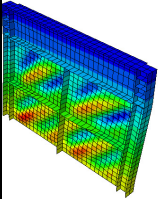
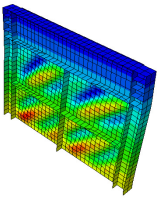
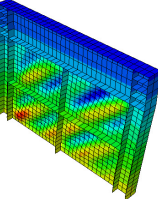
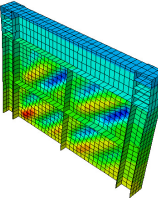
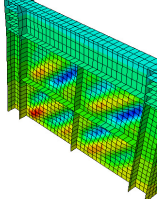


شکل (۱۸-۵) نمودار برش پایه و جا به جایی نمونه های سخت شده (IHIV)



شکل (۱۹-۵) میزان جذب انرژی در نمونه های سخت شده (IHIV)

جدول (۵-۶) نتایج اثر سختی ستون در دیوار سخت‌شده‌ی (IHIV)

شکل کمانش یافته					
تیر	<b>IPB200</b>	<b>IPB220</b>	<b>IPB240</b>	<b>IPB260</b>	<b>IPB280</b>
تغییر مکان عمودی (mm)	۷.۶۵	۸.۷۳	۹.۰۵	۸.۷۴	۷.۳۲
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۱۴.۸	۱۵.۹	۲۰.۳۹	۲۰.۰۷	۱۸.۹۶
تنش برشی در جهت (MPa)x	۴۷۱.۵	۴۴۱.۴	۴۶۶.۴	۴۷۵.۱	۴۸۱.۵
تنش ون میسر (MPa)	۴۹۶.۱	۵۰۱.۶	۵۰۸.۵	۵۱۰.۲	۴۹۹.۶
تنش برشی در صفحه (MPa)xy	۲۸۳.۳	۲۳۵.۱	۲۴۵.۵	۲۵۲.۱	۲۶۶.۹

### ۵-۲-۶- تأثیر تعداد سخت‌کننده‌های قائم در دیوار

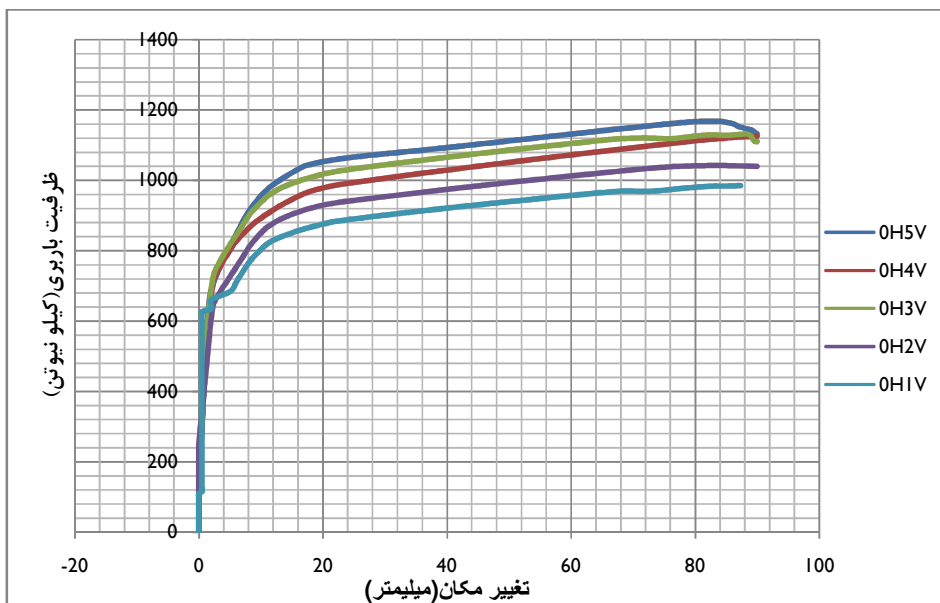
برای بررسی تأثیر سخت‌کننده‌های قائم بر رفتار دیوار، مدل‌هایی با تعداد سخت‌کننده‌های قائم ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ تحت بار افزایشی قرار گرفتند بطوری‌که ضخامت دیوار ۴ میلی‌متر و ضخامت سخت‌کننده ۱۰ میلی‌متر بوده است. با انجام تحلیل این نمونه‌ها همان‌طوری‌که در نمودار شکل (۵-۲۰) نشان داده شده است، این نتیجه بدست آمده است که با افزایش تعداد سخت‌کننده‌ها میزان ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. و با توجه به این نمودار با افزایش تعداد سخت‌کننده‌های قائم به ۳ عدد میزان اتلاف انرژی که معادل با سطح زیر نمودار با تغییر مکان می‌باشد افزایش یافته و در نمونه‌های با تعداد سخت‌کننده‌های بیشتر از ۳ سخت‌کننده‌ی قائم اتلاف انرژی کاهش پیدا کرده است که می‌تواند نشان

از شکل پذیری نمونه‌های دارای سخت‌کننده‌های قائم کمتر از ۳ عدد سخت‌کننده باشد بطوری‌که میزان تغییر مکان این مدل‌ها نیز بیشتر می‌باشد.

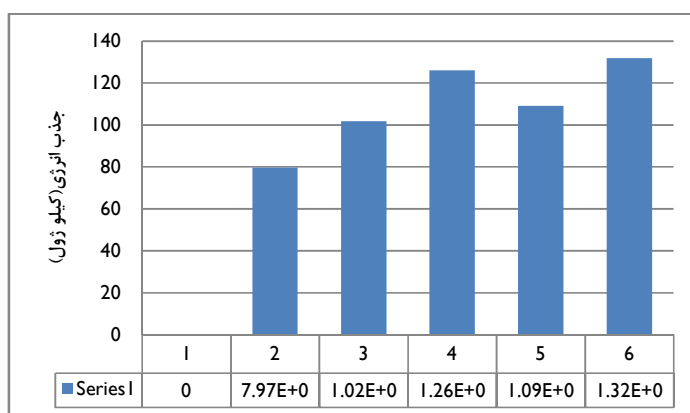
جدول (۷-۵) نتایج اثر تعداد سخت‌کننده قائم در دیوار سخت‌شده

شکل کمانش یافته	0H1V	0H2V	0H3V	0H4V	0H5V
تغییر مکان عمودی (mm)	۵.۶	۶.۶۲	۵.۸۹	۶.۰۵	۶.۱۹
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۳۳.۷	۳۲	۳۰.۹	۱۹.۴	۱۵.۰۹
تنش برشی در جهت x (MPa)	۳۷۱.۲	۳۷۹	۳۸۳.۷	۳۸۶.۱	۳۹۰.۶
تنش وون میسر (MPa)	۴۶۹.۵	۴۶۹	۴۶۹.۴	۵۰۳.۷	۴۷۱
تنش برشی در صفحه xy (MPa)	۲۵۵.۷	۲۱۵	۲۵۳.۷	۲۴۱	۲۴۳.۲

همانطور که از جدول (۷-۵) مشاهده می‌شود در نمونه‌های با تعداد سخت‌کننده متفاوت تغییر مکان عمودی بدون تغییر باقی می‌ماند و کمانش کلی به کمانش موضعی تبدیل شده است. اما تغییر مکان خارج صفحه به نصف مقدار خود در نمونه 0H5V می‌رسد اما در سایر موارد تغییر چشمگیری در مقادیر تنش حاصل نشد.

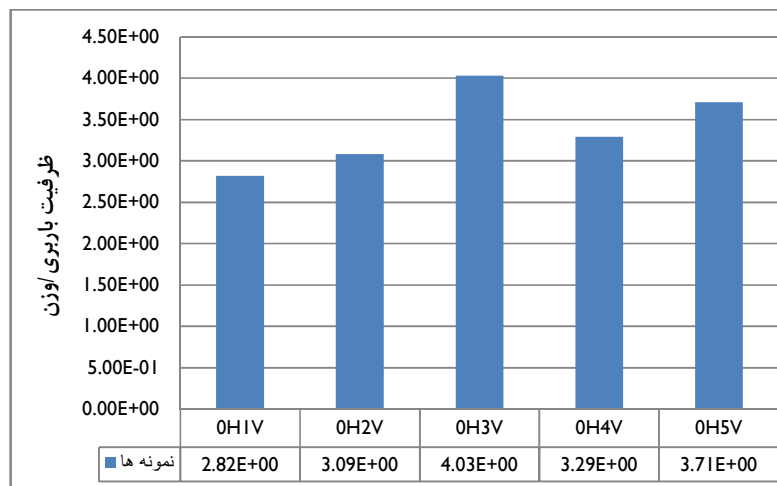


شکل (۲۰-۵) مقدار ظرفیت باربری مدل های سخت شده در تغییر مکان یکسان



شکل (۲۱-۵) مقدار جذب انرژی نمونه ها با وزن متفاوت

جهت مقایسه و ارزیابی بهتر این مدل ها، نسبت ظرفیت باربری به وزن کل شان در نموداری شبیه شکل (۲۱-۵) نشان داده شده است. همان طوری که از نمودار مشخص می باشد دیوارهای دارای سه سخت کننده ی قائم با در نظر گرفتن وزن دیوار نیز رفتار بهتری در میان سایر نمونه ها از خود نشان می دهد.



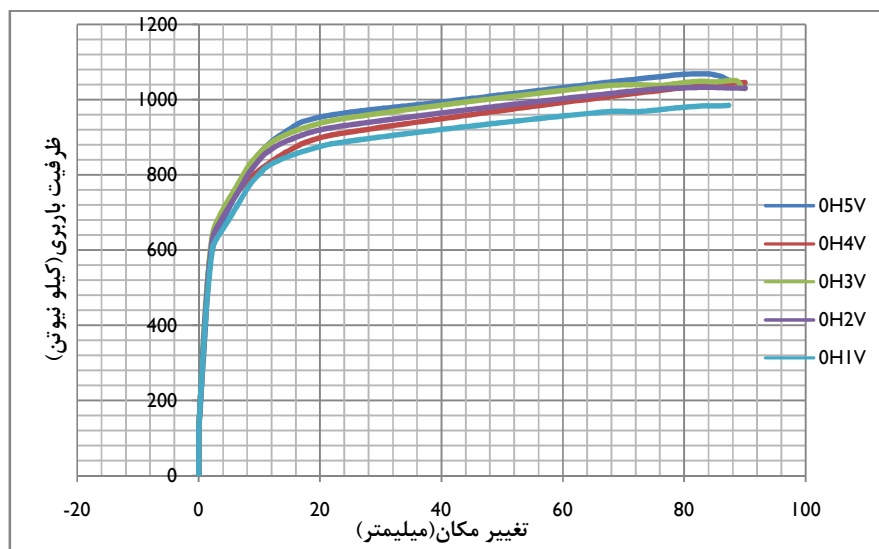
شکل (۵-۲۲) نسبت ظرفیت باربری به وزن کل نمونه ها

در ادامه این موضوع به بررسی تأثیر این نوع آرایش سخت کننده‌ها در دیوار با داشتن وزن یکسان مجموع سخت کننده‌ها در دیوار پرداخته شده است. با بررسی این وضعیت در این مدل‌ها نموداری مشابه شکل (۵-۲۲) بدست آمده است. در جدول (۵-۸) ابعاد هندسی سخت کننده‌ها در هر دیوار آورده شده است و همچنین ضخامت سخت کننده‌ها ثابت، معادل با ۶ میلی‌متر و سایر مشخصات دیوار نیز ثابت فرض شده‌اند.

جدول (۵-۸) مشخصات سخت کننده‌های مدل‌های با سخت کننده‌های قائم و وزن یکسان

مدل‌ها	عرض سخت کننده	$b_s$	$\frac{b_s}{t_s}$
OH1V		۸۰	۱۳/۳۳
OH2V		۴۰	۶/۶۷
OH3V		۲۶/۶۵	۴/۳۷
OH4V		۲۰	۳/۳۳
OH5V		۱۶	۲/۶۷





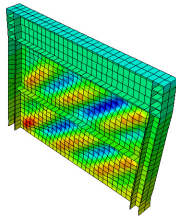
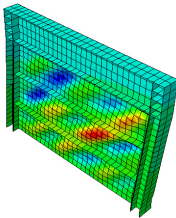
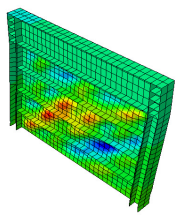
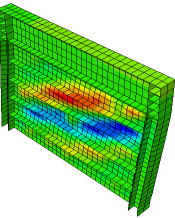
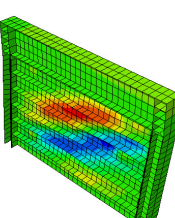
شکل (۵-۲۳) ظرفیت باربری در نمونه های با وزن یکسان

با توجه به نمودار فوق شکل (۵-۲۳) با افزایش تعداد سخت کننده های قائم و با توجه به میزان مصالح فولادی یکسان در تمامی سطح دیوارها، میزان ظرفیت باربری تغییر قابل ملاحظه ای نداشته است اما با کاهش نسبت عرض به ضخامت سخت کننده ها میزان سختی هر سخت کننده و به تبع آن میزان سختی دیوار کاهش یافته و دیوار از حالت کمانش موضعی در نمونه ای با یک سخت کننده به کمانش کلی نزدیک شده است

### ۵-۲-۷- تأثیر تعداد سخت کننده های افقی در دیوار

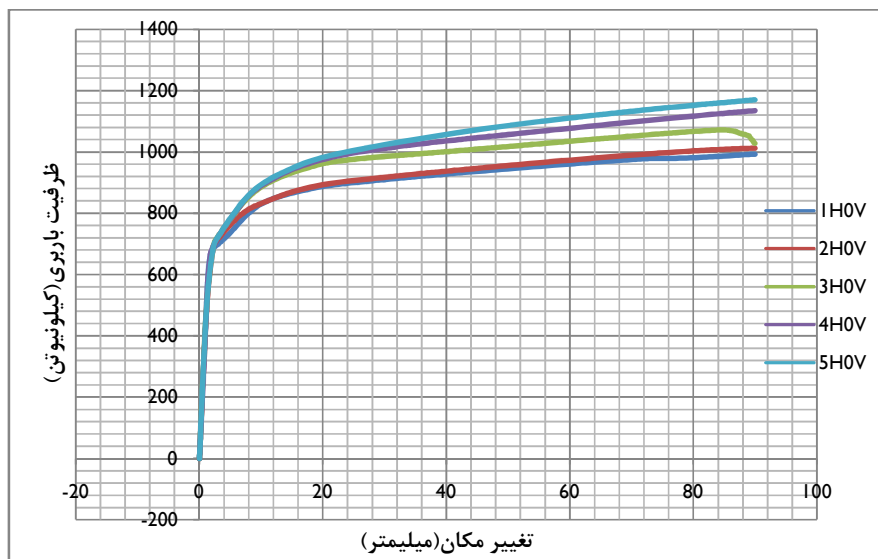
جهت بررسی این موضوع پنج حالت مختلف دیوار برشی فولادی سخت شده، با ضخامت دیوار ۶ میلیمتر و ضخامت سخت کننده ای ۸ میلیمتر و عرض سخت کننده ای ۷۰ میلیمتر با تعداد سخت کننده های افقی متفاوت تحت بار افزایشی مورد بررسی قرار گرفته اند و با انجام تحلیل، نمودارهای بار تغییر مکانی همانند شکل (۴-۱۶) بدست آمده است.

جدول (۵-۹) نتایج اثر تعداد سخت کننده قائم در دیوار سخت شده

شکل کمانش یافته	 1H0V	 2H0V	 3H0V	 4H0V	 5H0V
تغییر مکان عمودی (mm)	۷.۲۵	۱۰.۲	۷.۳	۷.۲	۷.۳۴
تغییر مکان خارج صفحه (mm)	۳۹	۳۵.۹	۳۰.۹	۲۳.۹	۲۰.۴
تنش برشی در جهت x (MPa)	۳۸۵	۳۹۵.۳	۳۹۲.۲	۳۰۵	۲۹۶.۷
تنش ون میسز (MPa)	۴۷۹.۳	۵۰۱.۳	۴۸۰	۴۸۲.۶	۴۸۴.۶
تنش برشی در صفحه xy (MPa)	۲۵۱	۲۴۱.۳	۲۴۴	۲۳۴	۲۳۴.۶

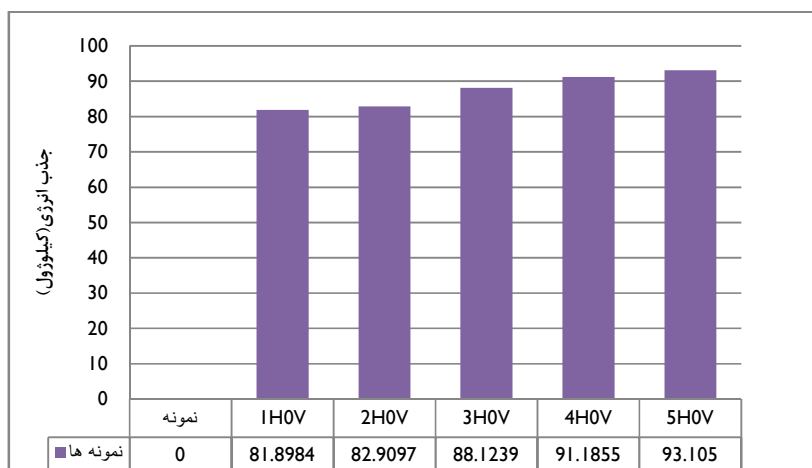
همانطور که از نتایج جدول بالا مشاهده می شود تنش ون میسز در نمونه های با آرایش سخت شده یکسان است اما تنش برشی در جهت جا به جایی و تنش در صفحه ورق کاهش پیدا کرده است. همچنین همانطور که پیش بینی می شود جا به جایی خارج صفحه کاهش ۱۰۰ درصدی و جابه جایی عمودی بدون تغییر باقی مانده است.

با توجه به این نمودارها پرواضح است که با افزایش سخت کننده های افقی و به تبع آن افزایش میزان نسبت سختی سخت کننده ها ( $\beta$ )، میزان ظرفیت باربری افزایش می یابد. در این مدل ها، به علت سختی دیوار، جذب انرژی نیز افزایش یافته است. از طرفی با افزایش تعداد سخت کننده ها، کمانش خارج صفحه ی دیوار و جابجایی جانبی دیوار نیز کاهش یافته است.



شکل (۲۴-۵) نمودار ظرفیت باربری بر حسب تغییر مکان نمونه ها

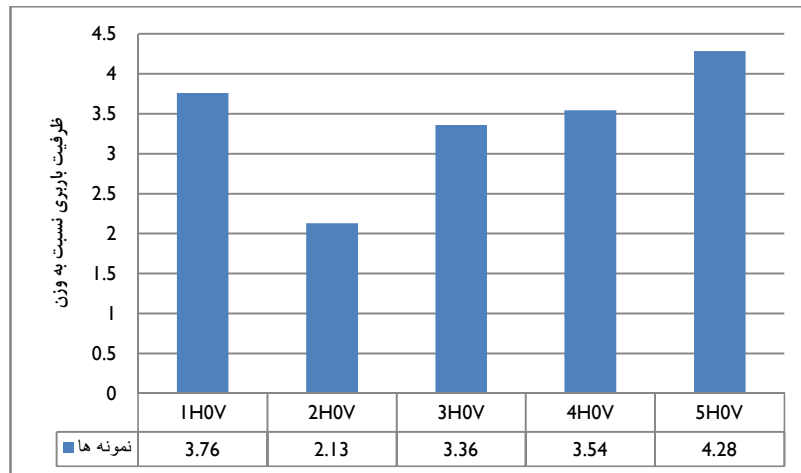
با توجه به نمودار ارائه شده در شکل (۲۴-۵) این نتیجه بدست می‌آید که با افزایش سخت‌کننده‌های افقی به دلیل افزایشی سختی دیوار و افزایش نسبت سختی‌کننده به دیوار ( $\beta$ ) میزان ظرفیت باربری افزایش ولی شکل‌پذیری و تغییر مکان دیوار کاهش می‌یابد.



شکل (۲۵-۵) مقدار جذب انرژی نمونه ها

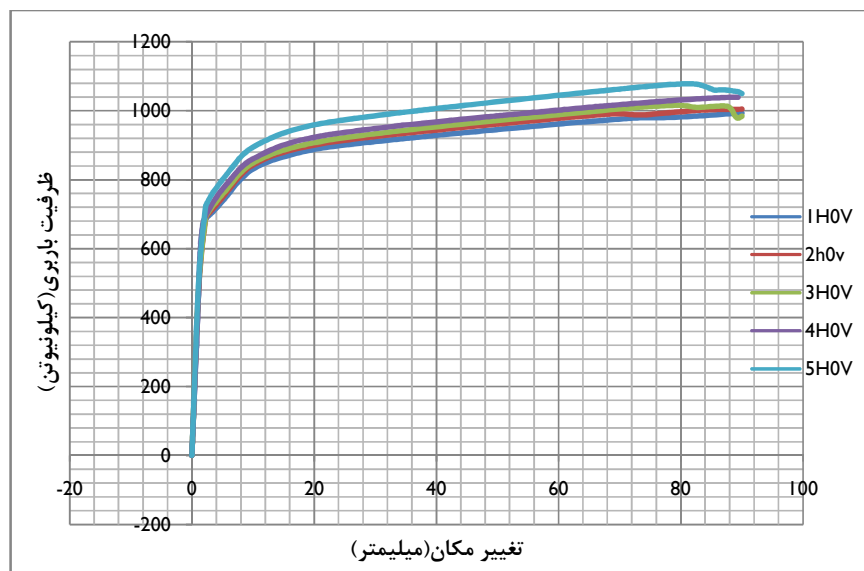
از طرفی با افزایش تعداد سخت‌کننده‌ی افقی، میزان اتلاف انرژی که نمایشگر سطح زیر نمودار بار تغییر مکان می‌باشد افزایش می‌یابد. جهت مقایسه‌ی بهتر، نسبت باربری این دیوارها به وزن آن‌ها نیز

مقایسه شده است تا ارزیابی بهتری از لحاظ وزنی صورت گیرد. البته قابل ذکر می‌باشد که وزن هر سخت‌کننده‌ی افقی و قائم تقریباً به ترتیب برابر با ۱۰/۹۷ و ۱۲/۰۲ کیلوگرم می‌باشد.



شکل (۵-۲۶) نسبت ظرفیت باربری به وزن کل نمونه‌ها

با توجه به نمودارهای فوق شکل (۵-۲۶) دیوار دارای پنج سخت‌کننده‌ی افقی به دلیل داشتن نسبت بالاتر ظرفیت باربری نهائی در مقابل وزن، نسبت به سایر نمونه‌ها مناسب‌تر می‌باشد. اما مدل دارای یک سخت‌کننده‌ی افقی نیز از لحاظ اجرائی مقرون به صرفه است چرا که دارای شکل‌پذیری و میزان اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشد.



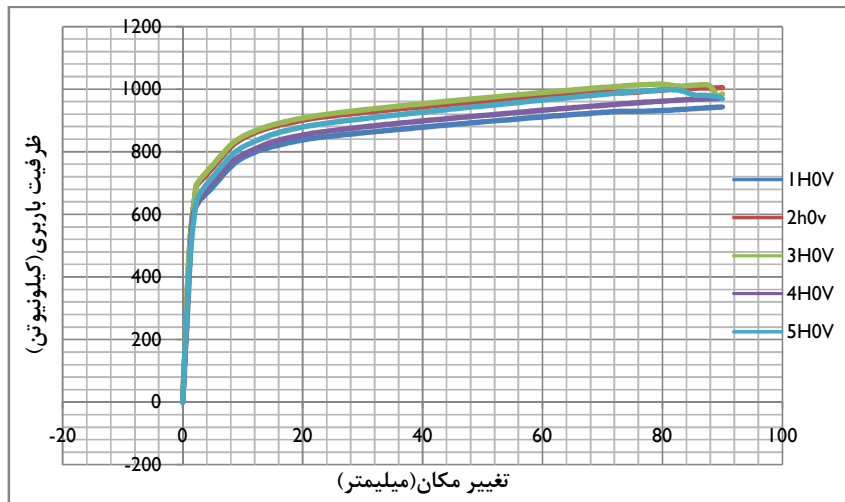
شکل (۲۷-۵) نمودار ظرفیت باربری بر حسب تغییر مکان نمونه ها

در ادامه‌ی این تحقیقات به بررسی دیوارهایی با تعداد سخت‌کننده‌های متفاوت و وزن یکسان پرداخته شده است بطوری‌که مشخصات سخت‌کننده‌ها در این نمونه‌ها در جدول (۱۰-۵) آورده شده است. در این سری از مدل‌ها ضخامت سخت‌کننده‌ها (۶ میلی‌متر) و سایر مشخصات دیوار ثابت می‌باشند.

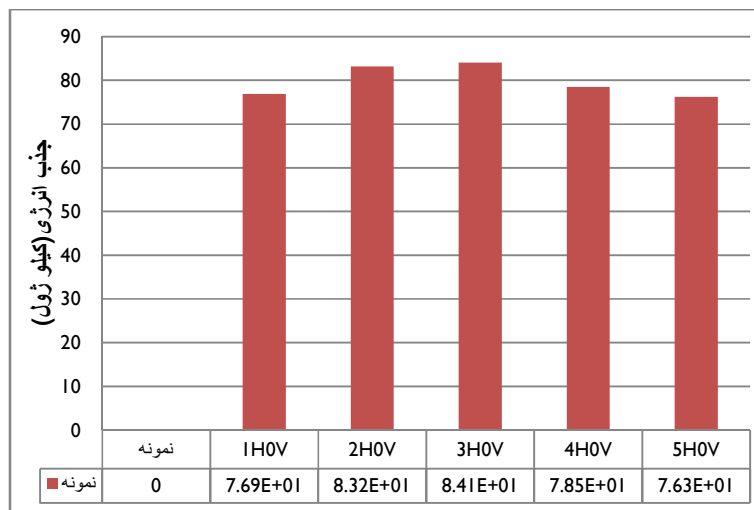
جدول (۱۰-۵) مشخصات سخت‌کننده‌ها در دیوارهای با سخت‌کننده‌های افقی و وزن یکسان

ایجاد سخت‌کننده‌ها مدل‌ها	$b_s$	$\frac{b_s}{t_s}$	$\beta$
1HOV	۷۰	۱۱٫۶۶	۷۴/۰۵
2HOV	۴۶/۵	۷/۷۵	۲۴/۴۴
3HOV	۳۱	۵/۱۷	۹/۶۵
4HOV	۲۳/۵	۳/۹۲	۵/۲۵
5HOV	۱۸/۸	۳/۱۳	۳/۲۳

با توجه به نمودار شکل (۲۷-۵) و جدول (۱۰-۵) در دیوار دارای یک سخت‌کننده‌ی افقی به دلیل عدم توزیع گسترده‌ی سخت‌کننده در سطح دیوار و قرارگیری در وسط دیوار در ورق دیوار کمانش ایجاد شده و دیوار زود به ظرفیت باربری خود می‌رسد که نشان از عدم شکل‌پذیری کافی دیوار می‌باشد اما در دیوارهای دارای ۲ و ۳ سخت‌کننده به دلیل توزیع سخت‌کننده‌ها در دیوار و نسبت عرض به ضخامت مناسب، هم اتلاف انرژی و هم ظرفیت باربری دیوار افزایش می‌یابد. در دیوارهای با تعداد ۴ و ۵ سخت‌کننده از آن‌جایی که نسبت عرض به ضخامت کوچک می‌باشد لذا دارای نسبت سختی سخت‌کننده‌های پایینی است که هرچند دارای ظرفیت باربری اولیه‌ی بالایی می‌باشد اما به دلیل عدم شکل‌پذیری کافی دارای ظرفیت باربری نهایی پایینی بوده و میزان اتلاف انرژی آن‌ها هم نسبت به سایر نمونه‌ها کمتر است.



شکل (۵-۲۸) تعداد سخت‌کننده‌های متفاوت و وزن یکسان



شکل (۵-۲۹) میزان اتلاف انرژی نمونه‌ها

### ۵-۲-۸- تأثیر عرض و ضخامت سخت‌کننده

جهت بررسی این موضوع از دو دیوار سخت‌شده‌ی 1H1V و 2H0V استفاده شده است بطوری‌که در این مدل‌ها مشخصات دیوار اعم از ضخامت دیوار و مقاطع تیر و ستون‌ها ثابت می‌باشند. در این بررسی برای این‌که هر دو پارامتر ضخامت و عرض سخت‌کننده‌ها مورد بررسی قرار گیرند به بررسی

نسبت  $\frac{b_s}{t_s}$  آن‌ها پرداخته شده است. این نسبت طوری در نظر گرفته شده است که ضوابط حداقلی سخت‌کننده‌های قائم و افقی موجود، جهت تیورق‌ها مطابق با روابط (۱-۵) و (۲-۵) ارضا شود. در این جا از نسبت‌های عرض به ضخامت سخت‌کننده برابر با ۲/۸۶، ۵/۴۳، ۸/۷۷، ۱۱/۴۶، ۱۲/۴۷، ۱۷/۱۴ و ۲۱/۶۵ استفاده شده است و جهت مقایسه‌ی بهتر، این نسبت‌ها طوری در نظر گرفته شده‌اند که وزن سخت‌کننده‌ها با هر اندازه‌ای در این مدل‌ها مساوی باشند.

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}} \quad (۱-۵) \text{ سخت‌کننده‌های افقی}$$

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{690}{\sqrt{F_y}} \quad (۲-۵) \text{ سخت‌کننده‌های قائم}$$

که  $F_y$  تنش تسلیم مصالح می‌باشند. هم‌چنین مطابق با آئین‌نامه ATSC و مبحث دهم برای برآورده نمودن معیار سختی، حداقل ممان اینرسی تقویت‌های میانی برای جلوگیری از تغییر شکل‌های جانبی در این نمونه دیوار همانند تیورق‌ها بصورت رابطه‌ی (۳-۵) در نظر گرفته شده است.

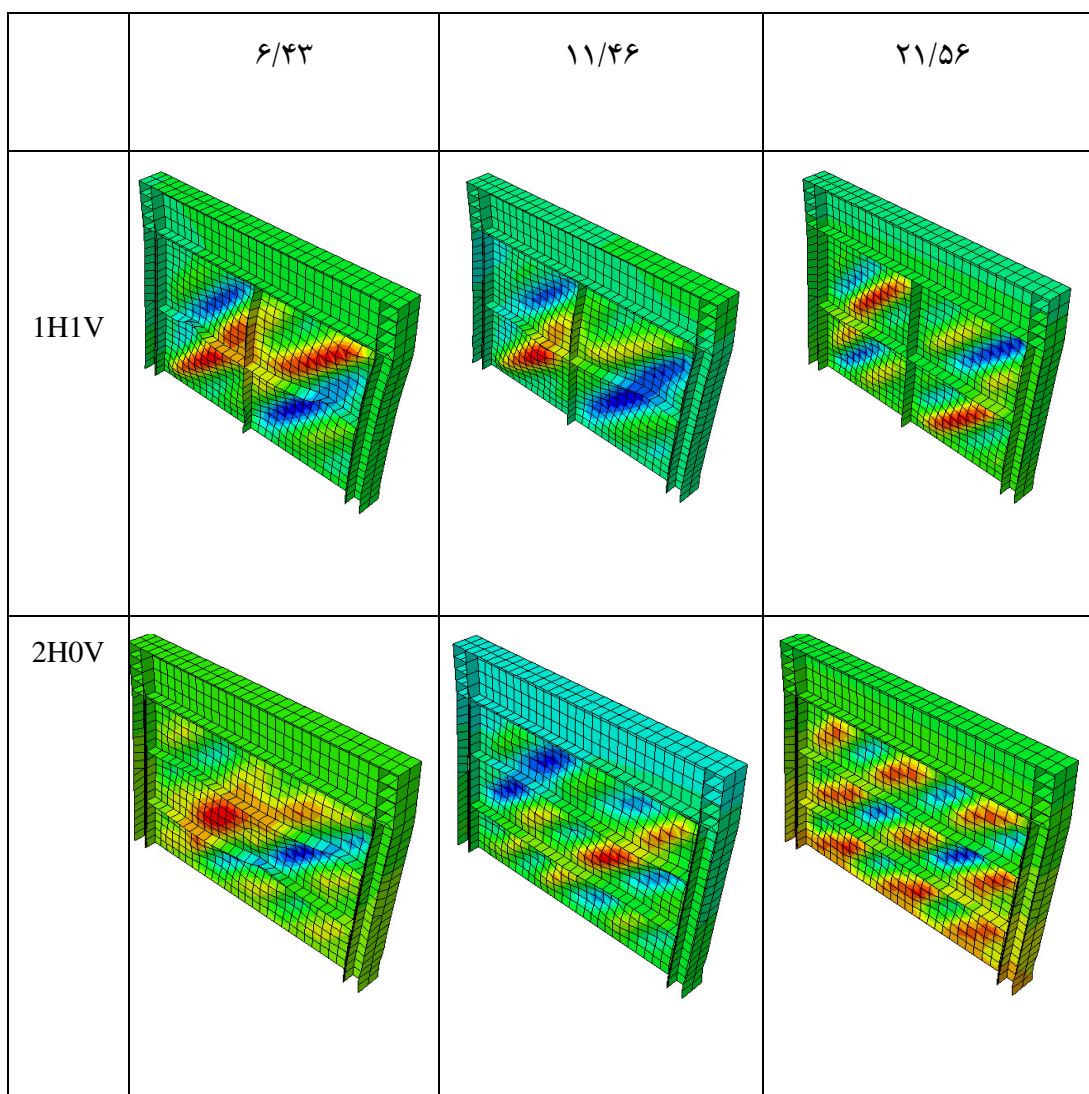
$$I_s \geq \left(\frac{b}{50}\right)^4 \quad (۳-۵)$$

که  $I_s$  ممان اینرسی سخت‌کننده‌ها و  $b$  فاصله‌ی قائم سخت‌کننده‌ها می‌باشد. با انجام تحلیل تحت بار افزایشی هر یک از این مدل‌ها این نتیجه بدست آمده است که افزایش یا کاهش نسبت عرض به ضخامت سخت‌کننده تأثیری در میزان ظرفیت باربری مدل‌ها نداشته است و فقط در محدود نمودن دامنه کمانش دیوار در هر یک از شبکه‌های بوجود آمده در بین سخت‌کننده‌ها یا حالات کمانشی

دیوار سخت شده، مؤثر واقع گردید بطوری که عرض سخت کننده و با توجه به افزایش نسبت  $\frac{b_s}{t_s}$

دیوار، شکل کمانش یافته‌ی دیوار از حالت کمانش کلی به سمت کمانش موضعی تغییر یافته بود. که

این موضوع در شکل (۳۰-۵) نشان داده شده است.



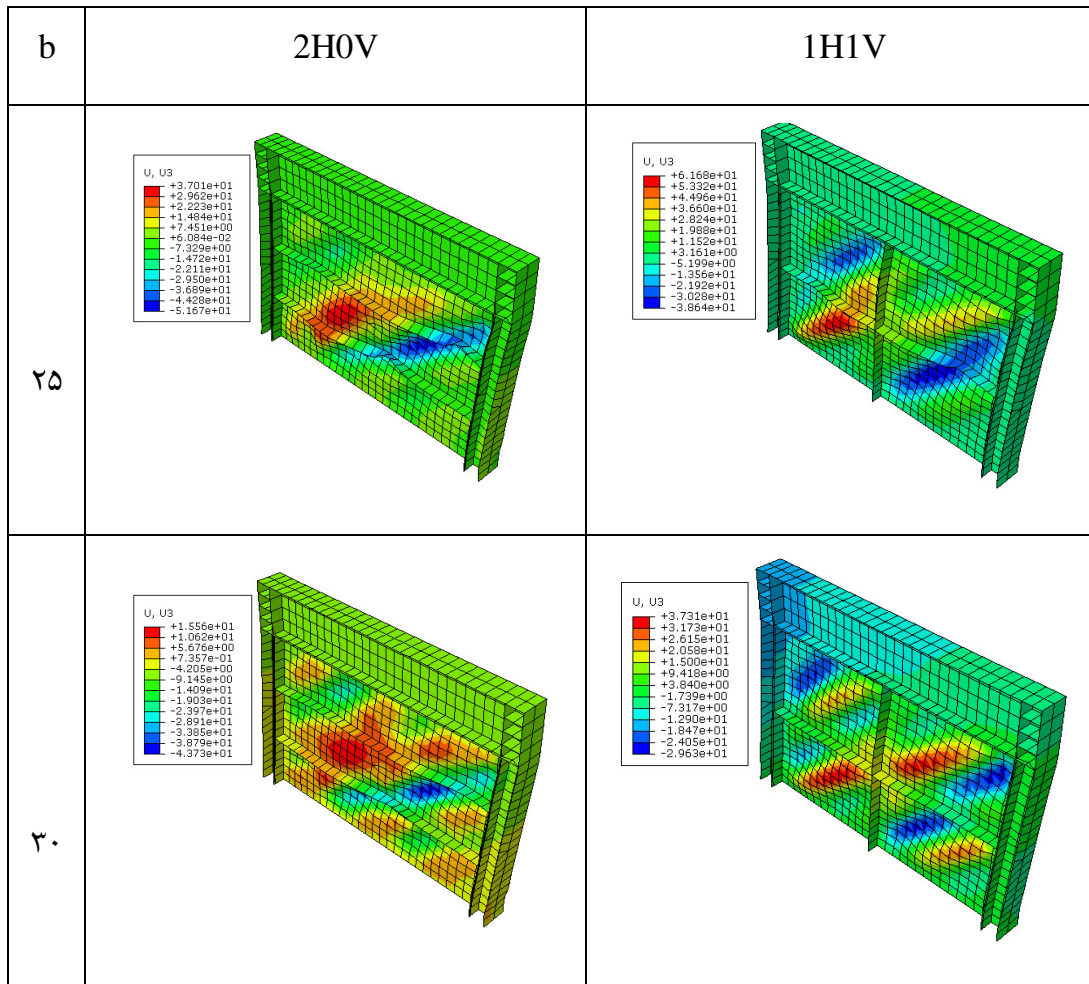
شکل (۳۰-۵) حالت کمانشی دیوار سخت شده به نسبت ضخامت به عرض سخت کننده ها

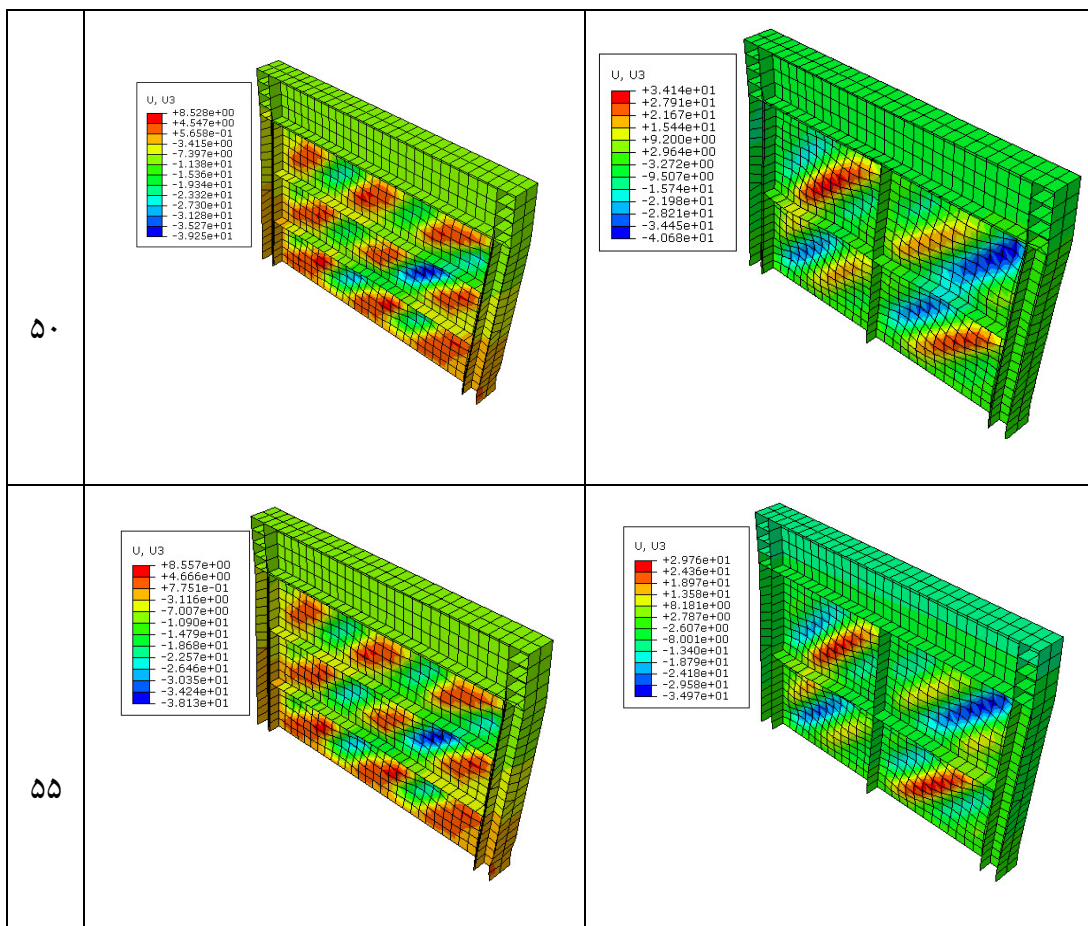
با مقایسه‌ی مجزای تأثیر عرض سخت کننده و ضخامت آن نیز نتایجی مشابهی بدست آمده است

بطوری که افزایش عرض و ضخامت سخت کننده با ثابت ماندن سایر پارامترها در میزان ظرفیت باربری



و اتلاف انرژی دیوار تأثیر محسوسی نداشته است و بیشترین تأثیر آن‌ها در میزان کمانش دیوار و بخصوص تبدیل کمانش کلی به کمانش موضعی در صفحه‌ی دیوار بوده است بطوری‌که در شکل‌های (۳۱-۵) تأثیر عرض سخت‌کننده در کمانش دیوار نشان داده شده است.





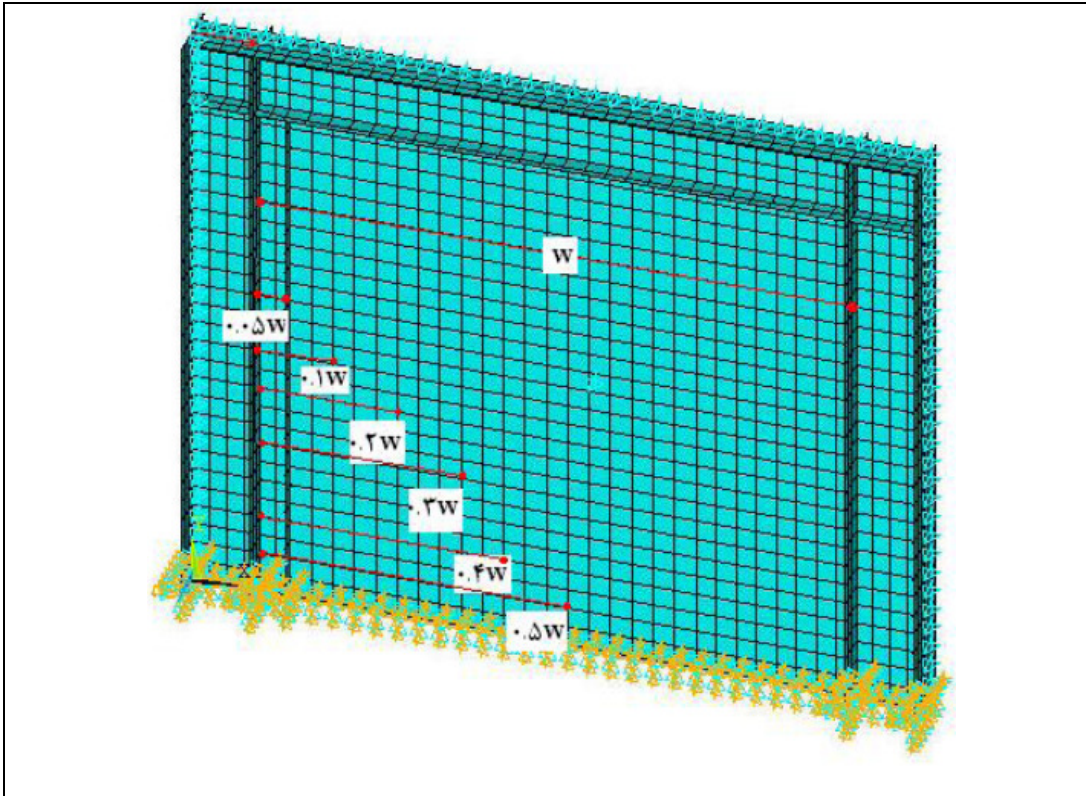
شکل (۳۱-۵) تأثیر عرض سخت کننده ها بر حالت کمانشی دیوار سخت شده

### ۵-۲-۹- تعیین محل قرارگیری اولین سخت کننده‌ی قائم

جهت بررسی این موضوع یک دیوار برشی فولادی در نظر گرفته شده است و مکان سخت کننده‌ی قائم

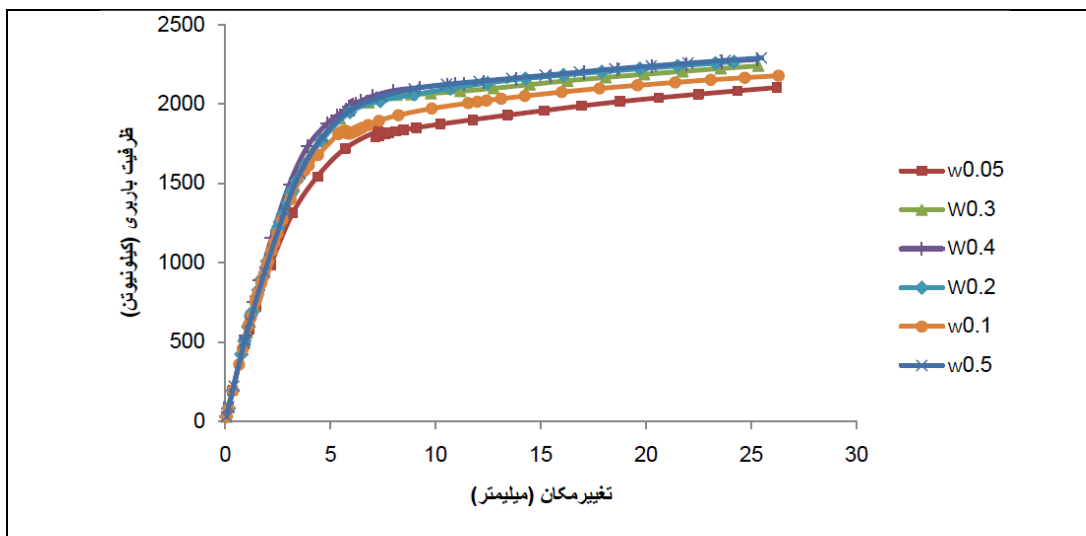
در عرض دهانه‌ی دیوار با نسبت فاصله‌های  $0.05w$ ،  $0.1w$ ،  $0.2w$ ،  $0.3w$ ،  $0.4w$  و  $0.5w$  که  $w$  عرض

دهانه‌ی دیوار می‌باشد مطابق با شکل (۳۲-۵) متغیر می‌باشد.



شکل (۳۲-۵) مدل  $0.05W$  به همراه محل قرار گیری سخت کننده های دیگر نسبت به ستون

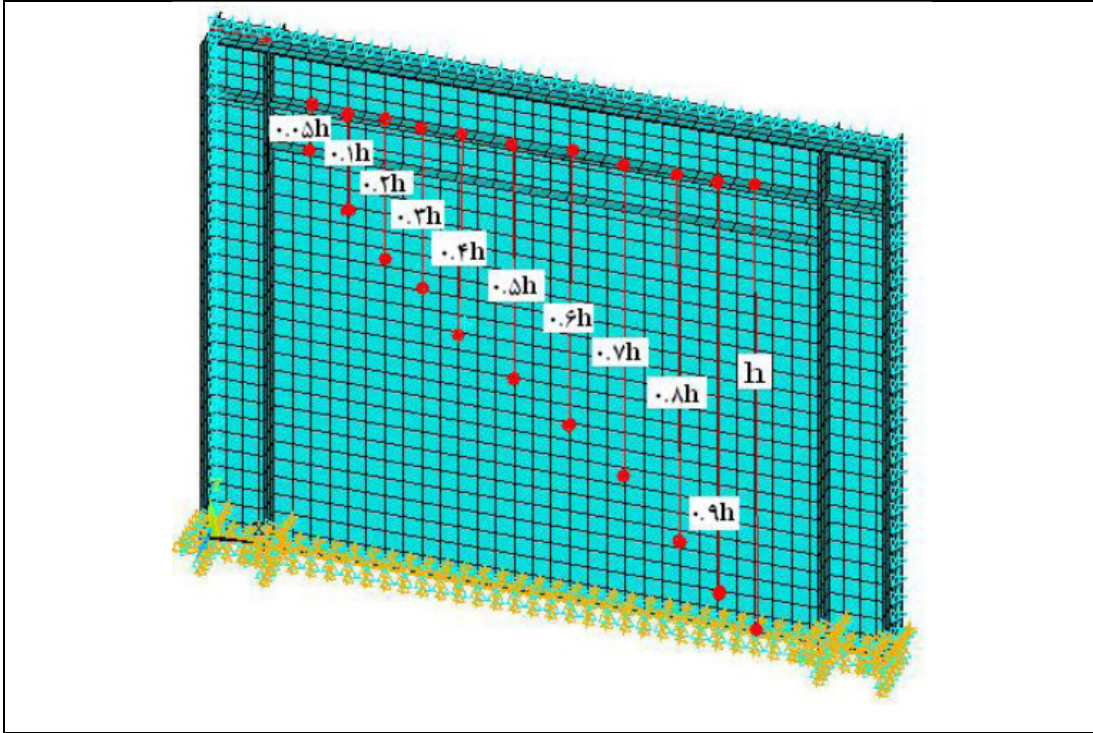
با انجام تحلیل این ۶ مدل و همان طوری که در شکل (۳۳-۵) نشان داده شده است با قرار گیری سخت کننده در فاصله  $0/2$  تا  $0/4$  دهانه دیوار، ظرفیت باربری و میزان اتلاف انرژی، بهتر از دیگر فواصل بوده است و افزایش فاصله تا میانه دیوار این میزان تغییری نمی کند. دلیل این که مکان قرار گیری سخت کننده ها تا نصف دهانه دیوار در نظر گرفته شده است، بخاطر تقارن دیوار در حالت بارگذاری واقعی می باشد.



شکل (۳۳-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون

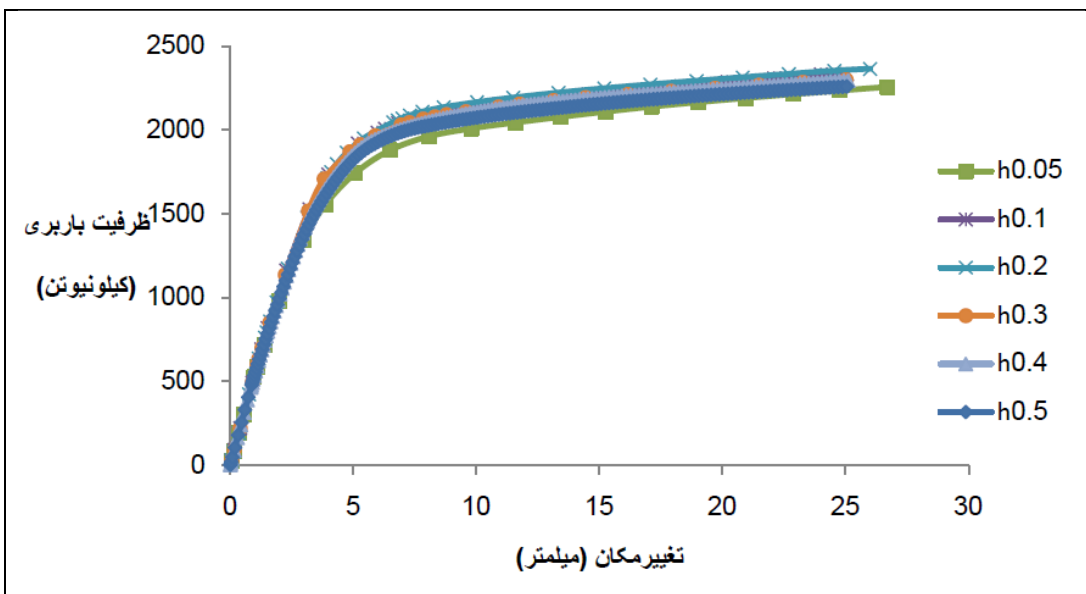
## ۵-۲-۱۰- تعیین محل قرارگیری اولین سخت کننده ی افقی در ارتفاع دیوار

با توجه به این که آئین نامه ی آشتو<sup>۱</sup> محل بهینه ی قرارگیری ورق های تقویت طولی در ارتفاع جان تیرورق ها را در فاصله ی 0.2h از بال فوقانی تیر ورق پیشنهاد می کند. بر این اساس در این تحقیق به بررسی بهترین محل قرارگیری سخت کننده های افقی در ارتفاع قاب دیوار سخت شده ی مورد نظر پرداخته شده و جهت بررسی این موضوع یک دیوار برشی فولادی را با یک سخت کننده ی افقی که مکان سخت کننده ها در ارتفاع متغیر می باشد (0.05، 0.1، 0.2، 0.3، 0.4، 0.5، 0.6، 0.7، 0.8 و 0.9 ارتفاع دیوار از بال تیر) مطابق شکل (۳۴-۵)، مورد تحلیل قرار گرفت.

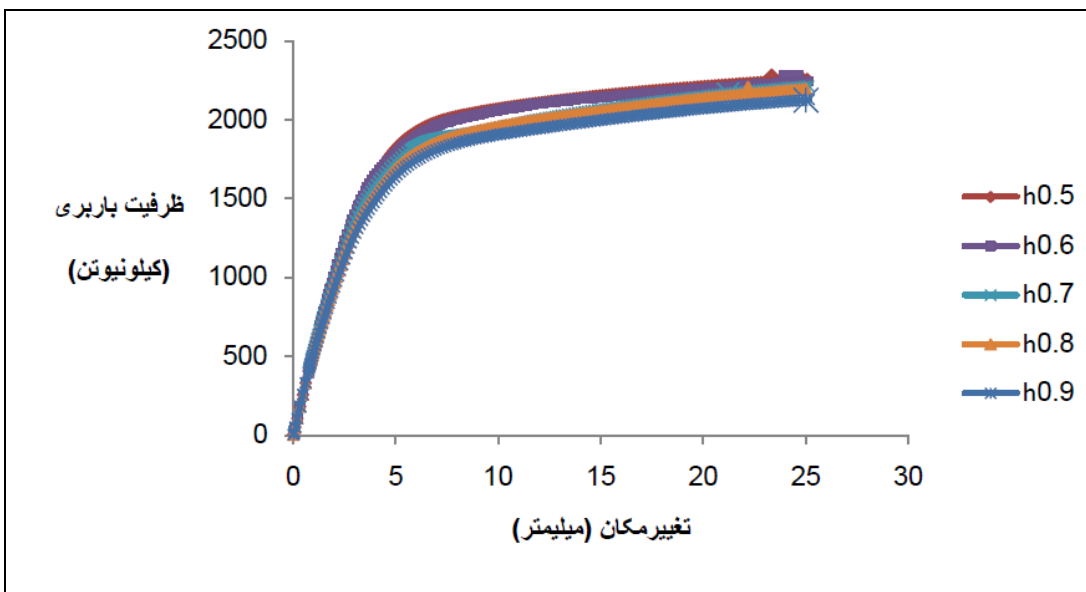


شکل (۳۴-۵) مدل  $0.05h$  به همراه محل قرار گیری سخت کننده های دیگر نسبت به تیر

پس از تحلیل این نتیجه بدست آمده است که اگر اولین سخت کننده ی افقی در فاصله  $0.1$  تا  $0.4$  ارتفاع دیوار از زیر تیر قرار گیرد، دارای بیشترین ظرفیت باربری و ظرفیت اتلاف انرژی خواهد بود که در نمودارهای شکل (۳۵-۵) و (۳۶-۵) نشان داده شده است.



شکل (۳۵-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون



شکل (۳۶-۵) نمودار بار-تغییر مکان نمونه های با یک سخت کننده قائم در محل های مختلف نسبت به ستون

## **فصل ۶:**

### **نتایج و پیشنهادات**

## ۶-۱- مقدمه

در این تحقیق اثر پارامترهای مختلف بر رفتار دیوارهای برشی فولادی سخت شده و سخت نشده مورد مطالعه قرار گرفته است. در مجموع بیش از ۷۵ مدل مختلف از انواع دیوارهای سخت نشده و سخت شده با آرایش‌ها و نحوه‌ی قرارگیری مختلف سخت کننده‌ها و سایر پارامترها نظیر ضخامت ورق فولادی، سختی تیر و ستون که در فصل قبل به طور کامل به آن اشاره شده است، جهت این بررسی شبیه سازی و مورد تحلیل قرار گرفته اند. همانطور که قبلاً بیان شد در این تحقیق جهت تحلیل مدل‌ها از نرم افزار اجزای محدود ABAQUSE استفاده شده است و جهت صحت گذاری بر المان‌های انتخابی در مدل سازی، از تحقیقات آزمایشگاهی در سال ۲۰۰۹ صبوری و سجادی، با استناد بر آزمایشهای صورت گرفته توسط تاکاهاشی و همکاران در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات و مسکن ایران انجام شده بود استفاده گردید. در مجموع با انجام این تحقیق بر روی دیوارهای برشی فولادی، نتایج زیر حاصل شد که در ادامه به اختصار بیان میکنیم.

## ۶-۲- نتیجه گیری

- ۱- در دیوارهای برشی دارای سخت کننده در صورتی که سخت کننده‌ها بصورت متقارن و متعامد در دیوار فولادی قرار گیرند، بهترین عملکرد را در دیوار به وجود می آورند که باعث افزایش ظرفیت باربری، شکل پذیری و اتلاف انرژی این سیستم میگردد.
- ۲- در صورتی که از دیوارهای برشی فولادی از سخت کننده‌های مشابه استفاده گردد با افزایش نسبت سختی سخت کننده‌ها به سختی دیوار ( $\beta$ )، میزان ظرفیت باربری، شکل پذیری و اتلاف انرژی سیستم افزایش می یابد ولی اگر وزن سخت کننده‌های به کار رفته در دیوارها یکسان باشد با افزایش این نسبت، میزان ظرفیت باربری، شکل پذیری و اتلاف انرژی سیستم کاهش می یابد.
- ۳- با تحلیل انجام شده بر روی نمونه‌های سخت شده و سخت نشده با ضخامت‌های متفاوت دیوار،



مشاهده شد که با افزایش ضخامت دیوار و در نتیجه کاهش نسبت سختی سخت کننده ها به دیوار، میزان باربری دیوار و اتلاف انرژی سازه افزایش می یابد.

۴- افزایش عرض و ضخامت سخت کننده ها در دیوارهای برشی فولادی سخت شده بیشتر بر مود کمانشی خارج صفحه دیوار مؤثر می باشد و به دلیل افزایش سختی در دیوار، رفتار دیوار بهبود می یابد ولی در عین حال تأثیر قابل ملاحظه ای را ایجاد نمیکنند.

۵- در دیوارهای برشی فولادی با افزایش سختی تیر ناشی از تغییر مقطع، تأثیر قابل ملاحظه ای در رفتار دیوار مشاهده نشده است، که این به دلیل پیوستگی کامل ورق فولادی به ستون ها در دیوار برشی فولادی که تیر تأثیری در باربری جانبی ندارد و نیروها مستقیماً از ورق فولادی به ستون ها منتقل می شوند. این امر نشان دهنده نقش تعیین کننده صفحات فولادی بر رفتار دیوار برشی فولادی می باشد.

۶- افزایش سختی خمشی ستون ها باعث بهبود رفتار لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی می شود. افزایش سختی خمشی ستون ها باعث افزایش سختی ارتجاعی دیوار برشی فولادی، افزایش مقاومت و اتلاف انرژی دیوار می شود. به طور کلی برای افزایش سختی سیستم دیوارهای برشی فولادی افزایش ضخامت ورق فولادی مطلوب تر از افزایش سختی خمشی ستون ها می باشد. به هر حال ستون ها نقش مهمی در تشکیل یکنواخت میدان کششی تشکیل شده در ورق فولادی داشته و این که باید از صلبیت کافی برای تحمل نیروهای وارده ناشی از میدان کششی قطری برخوردار باشند و باید به اندازه کافی قوی باشند تا قبل از تشکیل میدانهای کششی قطری در ورق، جاری نشوند. به عبارت دیگر عملکرد مطلوب این سیستم وابسته به کمانش و جاری شدن ورق فولادی قبل از ستون هاست.

۷- اگر در دیوارهای برشی فولادی سخت شده فقط از سخت کننده های قائم یا افقی استفاده گردد، سخت کننده های قائم تأثیر کمتری نسبت به سخت کننده های افقی دارند. اما با افزایش سخت کننده های قائم میزان ظرفیت باربری افزایش می یابد. از طرفی در دیوارهای با تعداد مختلف سخت

کننده های افقی با افزایش تعداد سخت کننده ها و افزایش نسبت سختی سخت کننده ها به دیوار میزان ظرفیت باربری دیوار افزایش می یابد اما میزان شکل پذیری و اتلاف انرژی دیوار به دلیل افزایش سختی، کاهش می یابد.

۸- با بررسی محل قرارگیری اولین سخت کننده افقی یا قائم مشاهده شد که اگر سخت کننده ی قائم در فاصله ۰.۲ تا ۰.۴ از دهانه دیوار در سمت محل اعمال بار قرار گیرد دیوار مقاومت بیشتری از خود نشان داده و باربری آن افزایش می یابد. همچنین درصد جذب انرژی در دیوار افزایش ۵ درصدی را خواهد داشت. اگر سخت کننده مورد نظر افقی باشد در صورتی که سخت کننده در فاصله ۰.۱ تا ۰.۴ از تیر فوقانی پانل دیوار از محل اعمال بار جانبی قرار گیرد دارای بهترین رفتار در برابر بار جانبی خواهد داشت.

### ۶-۳- پیشنهادها جهت تحقیقات آینده

- ۱- بررسی دیوارهای برشی فولادی سخت شده و سخت نشده با بازشو
- ۲- بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری سیکلی
- ۳- بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری توأم جانبی و قائم
- ۴- بررسی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی سخت شده
- ۵- بهینه سازی میزان سخت کننده در دیوار برشی فولادی سخت شده
- ۶- بهینه یابی مکان سخت کننده ها در شکل های مختلف دیوار برشی فولادی سخت شده
- ۷- بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی مرکب
- ۸- بررسی رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی با استفاده از فولاد نرم
- ۹- بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی در سازه های بلند و تأثیر اثر خمش بر پانل برشی
- ۱۰- تعیین ضریب رفتار دقیق و مورد اعتماد برای دیوار برشی فولادی سخت شده
- ۱۱- بررسی رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی تحت شتاب نگاشت های مختلف

فصل ٧:

مراجع

- [1] Timler,P.A.,Kulak,G.L.,(1983).”Experimental study of steel plate shear walls.”Structural Engineering Rep.No.114,Dep.of Civil Engineering,Univ.of Alberta,Canada.
- [2] Takahashi,Y.,Takeda,T.,Takemoto,Y.,and Takagi,M.(1973).” Experimental study on thin steel shear walls and particular steel bracings under alternative horizontal load.”Preliminary Report,IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures acted on by Well Defined Repeated loads,Lisbon,Portugal,PP.185-191.
- [3] Timler,P.A., Kulak,G.L.” Experimental study of steel plate shear walls”, Structural Engineering Report No.114,Department of Civil Engineering,University of Alberta,Edmonton,Alberta,Canada,1983.
- [4] Thorbon,L.J.,Kulak,G.L.,Montgomery,C.J.”Analysis of Steel plate Shear walls”,Structural EngineeringReportNo.107,DepartmentofCivilEngineering,UniversityofAlberta,Edmonton,Alberta,Canada,1983.
- [5] Tromposch,E.W.,Kulak,G.L.”Cyclic and Static Behavior of Thin panel plate shear walls”, Structural Engineering report No.145, Department of Civil Engineering,University of Alberta,Edmonton,Alberta,Canada,1987.
- [6] Elgaaly,M.,Caccese,V.”Steel plate shear walls”,proceeding,AISC National Steel Construction Conference,American institute of steel Construction (AISC),Chicago Ill.4-1-4-28 1990.
- [7] Elgaaly,M.,Caccese,V.,Du C.”Postbuckling behavior of steel plate shear walls under Cyclic loads”,Journal of structural engineering ASCE,119(2),588-605,1993.
- [8] Sabouri-Ghomi,S.,Roberts,T.M.”Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel plate shear walls”,Computers and structures,39(1/2),121-127,1991.
- [9] Sabouri-Ghomi,S.,Roberts,T.M.”Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel plate shear walls including shear and bending deformations”,Engineering structures 14(5),309-317,1992.
- [10] Roberts,T.M, Sabouri-Ghomi,S.”Hysteretic Characteristics of Unstiffened plate shear panels”,Thin walled Structures,12 145-162,1991.
- [11] Roberts,T.M, Sabouri-Ghomi,S.”Hysteretic Characteristics of Unstiffened plate shear panels”,Thin walled Structures,14,139-151,1992.
- [12] Driver,R.G.,Kulak,G.L.,Kennedy,D.J.L,Elwi,A.E.”Seismic behavior of steel plate shear walls”,structural engineering Report 215,Department of civil and Engineering University of Alberta, Edmonton,Alberta,Canada,1997.
- [13] Driver,R.G.,Kulak,G.L.,Kennedy,D.J.L,Elwi,A.E., 1998a,”cyclic test of Four-story steel plate shear wall”,Journal of structural Engineering,ASCE,124(2),112-130.
- [14] Lubell,A.S.”Performance of Unstiffened steel plate shear walls under Cyclic Quasi static Loading”,Master of science Thesis,Department of Civil Engineering,University of British Columbia,Vancouver,BC,Canada,1997.
- [15] Rezai,M.” Seismic behavior of steel plate shear walls by shake Table Testing”,Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering,University of British Columbia,Vancouver,Canada,1999.
- [16] Astaneh-Asl,A.,Zhao,Q.”Cyclic behavior of steel shear wall Systems”,Proceedings,Annual stability Conference,Structural Stability Research Council,April,2002.
- [17] Behbahani-Fard,M.R.” Cyclic behavior of Unstiffened steel plate shear walls”,Ph.D. Dissertation, University of Alberta,227 pages,2003.
- [18] Vina,D.,Bruneau,M.”Testing of Special LYS Steel plate shear walls”,Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering,Paper No.978,Vancouver, British Columbia,Canada,2004.

- [19] Kharrazi, M.H.K., "Rational method for Analysis and Design of steel plate shear walls", Ph.D Dissertation, University of British Columbia, 217 pages, 2005.
- [20] Sabouri-Ghomi S, Gholhaki M., Cyclic test on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall, Report Submitted to Building and Housing Research Center (BHRC), 2006, 167 Pages.
- [21] Sayed-Ahmed, E.Y., (2001). "Behavior of steel and (or) composite girders with corrugated steel webs" *Can. Journal of civil Eng.*
- [22] M. Nakashima, S. Iwai, M. Iwata, T. Takeuchi, S. Konomi, T. Akazawa, K. Saburi, "Energy Dissipation Behaviour of Shear Panels Made of Low Yield Steel", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1994, 13, PP, 1299-1313.
- [23] A. Astaneh-Asl, "Seismic Behavior and Design of composite Steel Plate Shear Walls", Steel TIPS, Sstructural Steel Educational Council, July 2002.
- [24] I.N. Choi, H.G. Park, "Ductility and Energy Dissipation Capacity of Shear Dominated Steel Plate Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No.9, Sep. 2008.
- [25] b. Qu, M. Brueau, C.H. Lin, K.C. Tsai, "Testing of Full-Scale Two Story Steel Plate Shear Wall with Reduced Beam Section Connections and Composite Floors" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No.3, Mar. 2008.
- [26] T.M. Roberts and Saburi-Ghomi, "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plates Shear Panels", *Thin - walled Structures* 14(1992) 139-151.
- [27] D. Vian, Y.C. Lin, M. Bruneau, K.C. Tsai, "Cyclic Performance of Low Yield Strength Steel Panel Shear Walls", *The 16<sup>th</sup> KKCNN Symposium on Civil Engineering*, Des. 8-10, 2003, Korea.
- [28] ATC-24, "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", by Applied Technology Council, 1992.
- [29] Uang, C.M., (1991). "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factors for building seismic provisions." *American Society of Civil Engineering*, 117(1), 19-28.
- [30] A.J. Kappos, (1999). "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies.", *Engineering Structures*, 21, 823-835.
- [31] Whittaker, A., Hart, G., and Rojahn, C., (1999). "Seismic response modification factors.", *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 438-444.
- [32] Watanabe, G., Kawashima, K., (2002). "An evaluation of the force reduction factor in the force-based seismic design.", 34th Joint Meeting of US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Gaithersburg, MD, USA, NIST Special Publication, 987, National Institute of Standards and Technology, US Department of Commerce, Gaithersburg, MD, 201-218.
- [33] Maheri, M.R., Akbari, R., (2003). "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings.", *Engineering Structures*, 25, 1505-1513.
- [34] Kim, J., Choi, H., (2005). "Response modification factors of chevron-braced frames.", *Engineering Structures*, 27, 285-300.
- [35] Douglas A.F., Wilcoski, J., (2005). "A rational approach for determining response modification factors for seismic design of buildings using current code provisions.", *Earthquake Spectra*, 21(2), 339-352.
- [36] Asgarian, B., Shokrgozar, H.R., (2009). "BRBF response modification factor" *Journal of Construction Steel Research*, 65, 290-298.
- [37] Castiglioni, C.A., Zambrano, A., (2009). "Determination of the behaviour factor of steel moment-resisting (MR) frames by a damage accumulation approach.", *Journal of Construction Steel Research*, doi:10.1016/j.jcsr.2009.11.002.
- [38] Newmark, N.M., Hall, W.J., (1982). "Earthquake spectra and design.", *Earthquake Engineeringg. Res. Inst., El Cerrito, Calif.*
- [39] Krawinkler, H., Nassar, A.A., (1992). "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities.", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, P. Fajfar and Krawinkler, eds., Elsevier Applied Science, New York.

- [40] ATC, (1995). "Structural response modification factors.", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [41] Driver, R.G.; Kulak, G.L.; Kennedy, D.J.L.; Elwi, A.E.; "Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall", Journal of Structural Engineering, ASCE 124(2), 121-130, 1998.
- [42] Kharrazi, M.H.K.; Rational Method for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, Ph.D.Dissertation, UBC, Canada, 217 pages, 2005.
- [43] Bruneau.M, Berman .J.W,Oguz C.Celik,2005,"Comparing hysteretic behavior of light-gauge steel plate shear walls and braced frames", Engineering structures,475-485
- [44] Timler.P.A and Kulak.G.L,(1983)."Experimental Study of Steel Plate Shear Walls",Structural Engineering Report,No.114.
- [45] Formisano .A ,2006,"Seismic upgrading of existing RC buildings by means of metal shear panels : design models and full-scale tests", thesis of doctorate , university of Napoli
- [ ۴۶ ] سیستمهای مقاوم در برابر بارهای جانبی، مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی، تالیف سعید صبوری قمی، نشر انگیزه، بهار ۱۳۸۰.
- [ ۴۷ ] پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، آنالیز غیر خطی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با بازشو، مجید قلهکی.
- [ ۴۸ ] دانشنامه دکتری سازه، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با بازشو، سید رامین اسعد سجادی.
- [ ۴۹ ] پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، بهبود رفتار کمانشی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده، صلاح الدین مام عزیزی.
- [ ۵۰ ] سیستمهای مقاوم در برابر بارهای جانبی، طرح اندیشه استفاده از فولاد نرم، تالیف سعید صبوری قمی، نشر انگیزه ۱۳۸۳.
- [ ۵۱ ] تئوری پایداری ارتجاعی، تالیف تیموشنکو، ترجمه مجید تقی زاده منطری، انتشارات دانشگاه تهران ۱۳۶۶.

## **ABSTRACT**

Steel shear wall system, well-known as a resistant and stable against lateral loads, has received attention increasingly in three recent decades. This system has been used in constructing and strengthening prominent buildings of the world, especially in seismic countries such as America and Japan. Theoretical and experimental studies indicate the suitable behavior of this system toward the heavy lateral loads. In addition, the buildings, in which this system has been employed, displayed a desirable reaction against strong earthquakes such as Northridge and Kobe.

In this study, different kinds of steel shear walls were created and analyzed by using ABAQUS software which included non-linear geometric and materialistic. Additionally, having applied two reliable experimental models, the correctness of modeling done by using ABAQUS software was proved, the experiment from which valuable results were gained.

Finally, this study investigates the impact of stiffeners on the behavior of steel shear walls and the influential parameters including the effect of stiffeners' location on loading capacity and energy absorption and dissipation, the effect of walls and stiffeners' thickness, stiffeners' width, and the effect of pillars and poles' hardness on the eventual behavior and resistance of shear wall. The walls stiffened by element of shell were modelled in ABAQUS. In this research, the appropriateness of modelling by the use of the element of shell has been verified by applying the results of the studies done by Saboori and Sajadi (2009) and Takahashi, et al.

**Key words:** Steel shear wall, loading capacity, stiffeners, energy absorption and dissipation



Shahrood University of Technology

Civil & Architectural Engineering Faculty

# **parametric study of steel shear wall behavior**

S. M. H. barakchian

## **Supervisors:**

A. keyhani

M. tavakoli

**September 2014**