

دانشگاه زنجان

دانشکده مهندسی

پایان نامه برای دریافت درجه کارشناسی ارشد مهندسی عمران – سازه

عنوان :

# بررسی رفتار قاب های فولادی با سیستم دیوار برشی فولادی و تیر پیوند قائم تحت اثر بار انفجاری

نگارنده

عطاله دلجویی

استاد رهنما

دکتر علی جعفروند

بهمن ۹۱

## تشکر و قدر دانی

بر خود لازم می دانم که بدین وسیله از زحمات بی دریغ و نیز همراهی و راهنمایی های مستمر جناب آقای دکتر علی جعفروند، تشکر و قدردانی نموده و از درگاه خداوند متعال آرزوی سلامتی و موفقیت روز افزون را برای ایشان خواستارم.

امروزه با بالا گرفتن نا آرامی ها در کشورهای دنیا و با توجه به گسترش حملات تروریستی، پیشرفت تکنولوژی انفجار و انواع سلاح های کشتار جمعی، مطالعات بیشتری بر روی ساختمان ها و عکس العمل آن ها در برابر انفجار ناشی از مواد منفجره در اطراف آن ها مورد بررسی قرار گرفته است. در حال حاضر، تحقیقات و مطالعات گسترده ای به منظور یافتن راه کارهایی برای جلوگیری از تخریب ساختمان ها در برابر این گونه حملات ضروری می باشد. لزوم حفظ امنیت بناهای مسکونی، صنعتی، نظامی و استراتژیکی در برابر شوک ایجاد شده توسط انفجار، توجه به بارهای انفجاری، باعث توسعه تحلیل و طراحی سازه های مقاوم در برابر انفجار می شود و می توان گفت یکی از اهداف مهم در جهان امروز به شمار می رود. سیستم دیوار برشی فولادی و تیر پیوند قائم هر دو انتخابی مناسب برای مهاربندی ساختمان های جدید و بهسازی قاب ساختمان های فولادی در مقابل نیروهای زلزله می باشند. شناخت رفتار قاب های مهار شده با سیستم های مذکور در جهت جلوگیری از تخریب آبی و پیشرونده ساختمانهای مهم شهری که در محیط های شلوغ و پر تردد قرار دارند مطرح می باشد.

در این پایان نامه قاب های فولادی یک و سه طبقه، تک دهانه با سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم مهار بند واگرا با تیر پیوند قائم تحت بار گذاری های انفجاری قرار گرفته است. برای مدل سازی قاب ها از نرم افزار المان محدود ABAQUS/Explicit Solver استفاده شده است. نوع تحلیل، تحلیل دینامیکی غیر خطی می باشد. برای محاسبه امواج ناشی از انفجار از آئین نامه TM5-1300 نشر دپارتمان دفاع امریکا و مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان و کتابهای معتبر استفاده شده است. بارهای ناشی از انفجار خرج های با وزن های ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۱۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰، ۷۵۰، ۲۰۰۰، ۲۲۵۰، ۲۵۰۰، ۷۰۰۰، ۱۴۵۰۰ کیلوگرم در فواصل ۵، ۷/۵، ۱۰، ۱۲/۵ و ۱۵ متری مرکز خرج انفجاری از بر سازه محاسبه و در نرم افزار مدل سازی شده اند. رفتار قاب های مذکور در طول بازه های زمانی در حد میلی ثانیه دنبال و مورد بررسی قرار گرفته است. سپس نمودار های ظرفیت قاب های مذکور تحت بارگذاری های انفجاری استخراج و ضرایب شکل پذیری و ضرایب کاهش شکل پذیری قاب ها تحت بارگذاری انفجاری بدست آمده و با ضرایب کاهش شکل پذیری تحت اثر نیروهای زلزله مورد مقایسه قرار گرفته است. ضرایب کاهش شکل پذیری قاب با سیستم تیر پیوند قائم تحت بارگذاری انفجاری در مقایسه با بارگذاری های زلزله تقریباً نزدیک به هم بوده در حالیکه ضرایب کاهش شکل پذیری قاب با سیستم دیوار برشی فولادی بیشتر از مقادیر مذکور تحت بارگذاری زلزله بدست آمده است.

۱	فصل اول کلیات	۱
۲	۱-۱) مقدمه	۲
۲	۲-۱) ساختار این نوشتار	۲
۴	فصل دوم مروری بر تاریخچه تحقیق	۴
۵	۱-۲) مقدمه	۵
۵	۲-۲) تاریخچه تحقیق دیوار برشی فولادی	۵
۱۷	۳-۲) سیستم تیر پیوند قائم	۱۷
۱۸	۱-۳-۲) کارهای تحلیلی و آزمایشگاهی انجام گرفته روی پانل برشی	۱۸
۲۶	۴-۲) بررسی سازه های فولادی تحت بار انفجاری	۲۶
۳۶	فصل سوم بارگذاری امواج انفجاری	۳۶
۳۷	۱-۳) مقدمه	۳۷
۳۷	۲-۳) تعریف ماده منفجره	۳۷
۳۸	۳-۳) امواج ناشی از انفجار	۳۸
۳۸	۱-۳-۳) موج ضربه	۳۸
۳۸	۲-۳-۳) موج فشار	۳۸
۴۰	۴-۳) انفجار خارجی و مدل سازی بار	۴۰
۴۳	۵-۳) فشار دینامیکی	۴۳
۴۳	۶-۳) مدت زمان فاز مثبت (زمان تداوم انفجار)	۴۳
۴۴	۱-۶-۳) تکانه ویژه انفجار (I <sub>s</sub> )	۴۴
۴۵	۷-۳) بارگذاری وجه جلویی ساختمان	۴۵
۴۶	۸-۳) فشار در وجه عقبی ساختمان	۴۶
۴۶	۱-۸-۳) فشار در وجه کناری ساختمان	۴۶
۴۹	۹-۳) سرعت جبهه انفجار (U <sub>s</sub> )	۴۹
۴۹	۱۰-۳) طول موج ( $\lambda_{rw}$ )	۴۹
۴۹	۱۱-۳) بازتاب (انعکاس) موج انفجار	۴۹
۵۰	۱۲-۳) قوانین مقیاس بندی موج انفجار	۵۰
۵۰	۱۳-۳) بارگذاری دینامیکی بر سازه های مستطیلی با باز شو	۵۰
۵۳	۱-۱۳-۳) بارگذاری دینامیکی بر سازه های دارای باز شو در قاب	۵۳

۶۰	فصل چهارم روش های تحلیل و طراحی
۶۱	۱-۴) مقدمه
۶۱	۲-۴) روش تحلیل مبحث ۲۱
۶۱	۱-۲-۴) روش دینامیکی غیر خطی
۶۲	۲-۲-۴) روش استاتیکی معادل
۶۳	۳-۴) تحلیل های برای بارهای ناشی از انفجار و آتش
۶۳	۴-۴) ویژگی های دینامیکی مواد
۶۳	۱-۴-۴) ضرایب افزایش مقاومت SIF
۶۴	۲-۴-۴) رفتار مصالح در نرخ کرنش سریع
۶۵	۵-۴) ترکیبات بارگذاری
۶۶	۶-۴) تعیین توابع مقاومت
۶۶	۷-۴) ضوابط پذیرش رفتار سازه ای
۶۷	۱-۷-۴) محدودیت تغییر شکل اعضاء
۶۸	۲-۷-۴) محدودیت تغییر شکل جانبی قابها
۶۸	۸-۴) طراحی بر اساس انهدام پیشرونده
۶۸	۱-۸-۴) روش مقاومت موضعی ویژه
۶۹	۲-۸-۴) روش مسیر جایگزین
۷۳	۹-۴) سازه یک درجه آزادی (SDOF)
۷۳	۱-۹-۴) سازه یک درجه آزادی الاستیک
۷۵	۲-۹-۴) سازه یک درجه آزادی الاستوپلاستیک
۷۷	۳-۹-۴) روش حل ترسیمی عضو سازه ای بصورت سیستم یک درجه آزادی الاستوپلاستیک
۷۸	۴-۹-۴) روش حل مستقیم عضو سازه ای به صورت یک درجه آزادی الاستوپلاستیک
۷۹	۵-۹-۴) حل تاریخچه زمانی عضو سازه ای به صورت یک درجه آزادی الاستوپلاستیک
۷۹	۱۰-۴) روش حل سازه چند درجه آزادی (MDOF)
۸۰	۱۱-۴) تحلیل توسط نرم افزار المان محدود ABAQUS
۸۱	۵) فصل پنجم معرفی مدل سازی، تحلیل ها و نتایج
۸۲	۱-۵) مقدمه
۸۲	۲-۵) مدل سازی به روش اجزاء محدود
۸۵	۳-۵) صحت سنجی مدل ها
۸۵	۱-۳-۵) قاب مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم

۸۸.....	۲-۳-۵) قاب با سیستم دیوار برشی فولادی.....
۹۰.....	۳-۳-۵) رفتار مصالح.....
۹۱.....	۴-۵) بررسی کانتورهای تنش.....
۹۷.....	۵-۵) میزان تغییر مکان قاب ها.....
۹۹.....	۶-۵) میزان استهلاک انرژی در قاب ها.....
۱۰۳.....	۷-۵) شکل پذیری سازه.....
۱۲۰.....	۶) نتیجه گیری و پیشنهادات.....
۱۲۲.....	۷) مراجع.....

## فهرست تصاویر

- تصویر ۱-۲ رفتار هیستریزیس دیوار برشی فولادی ..... ۶
- تصویر ۲-۲ مدل نواری پیشنهادی توسط ثوربن و همکارانش ..... ۷
- تصویر ۳-۲ مدل قاب صفحه ..... ۸
- تصویر ۴-۲ شماتیک نمونه آزمایشی ..... ۹
- تصویر ۵-۲ رفتار هیستریزیس نمونه آزمایش شده ..... ۹
- تصویر ۶-۲ دیوار برشی فولادی ۴ طبقه آزمایش شده توسط درایور و همکاران ۱۹۹۷ ..... ۱۲
- تصویر ۷-۲ سیستم دیوار برشی فولادی مطالعه شده توسط آستانه اصل و ژائو ۲۰۰۲ ..... ۱۴
- تصویر ۸-۲ نمونه آزمایش شده توسط آستانه اصل و ژائو ۲۰۰۲ ..... ۱۴
- تصویر ۹-۲ (راست) مدل المان محدود (میانی) نمونه در انتهای آزمایش (چپ) شماتیک دیوار برشی ۳ طبقه توسط بهبهانی فرد و همکارانش ۲۰۰۳ ..... ۱۵
- تصویر ۱۰-۲ مقایسه نتایج آنالیز هیستریزیس المان محدود و نتایج آزمایشگاهی ۳ و ۴ طبقه توسط بهبهانی فرد و همکارانش ۲۰۰۳ ..... ۱۶
- تصویر ۱۱-۲ مهاربند واگرا موسوم به تیر پیوند عمودی ..... ۱۷
- تصویر ۱۲-۲ تابیدگی طبقه در تراز قاب های با مهاربندی واگرا ..... ۱۸
- تصویر ۱۳-۲ (راست) جزئیات تیر پیوند قائم (چپ) مدل Strut-and-tie تیر پیوند قائم ..... ۱۹
- تصویر ۱۴-۲ مدل سازی جان مفصل برشی قائم به کمک ANSYS ..... ۲۰
- تصویر ۱۵-۲ مدل های دو و سه بعدی تغییر شکل یافته و بدون تغییر شکل پل ۴۰ متری ..... ۲۱
- تصویر ۱۶-۲ مفهوم طراحی پل با دیافراگم انتهایی شکل پذیر ..... ۲۲
- تصویر ۱۷-۲ جزئیات بهسازی پل های خرپایی ..... ۲۳
- تصویر ۱۸-۲ منحنی تغییر مکان اعمال شده به قاب ..... ۲۴
- تصویر ۱۹-۲ منحنی هیستریزیس نیرو-تغییر مکان نمونه ها ..... ۲۵
- تصویر ۲۰-۲ تصویر شماتیک از ساختمان فدرالی آلفرد پی مورا قبل و بعد از انفجار ..... ۲۶
- تصویر ۲۱-۲ شکل تغییر شکل یافته نمونه ..... ۲۷
- تصویر ۲۲-۲ (a) اتصال تقویت نشده (b) اتصال تقویت شده ..... ۲۸
- تصویر ۲۳-۲ مدل عددی اتصال مورد بررسی قرار گرفته (تقویت نشده) ..... ۲۸
- تصویر ۲۴-۲ دید کلی بر مدل عددی اجزای اتصال ..... ۲۹
- تصویر ۲۵-۲ (a) اتصال استاندارد (b) اتصال نوع "TA" (c) اتصال نوع [27] "Side Plate™" ..... ۳۰
- تصویر ۲۶-۲ تاریخچه ماکزیمم جابه جایی اتصال استاندارد طبقه اول ..... ۳۱
- تصویر ۲۷-۲ مدل المان محدود اتصال ..... ۳۱
- تصویر ۲۸-۲ تغییر شکل یافته پیش بینی شده ..... ۳۲

- تصویر ۲-۲۹ بیشینه جابه جایی در تراز بام و طبقه دوم..... ۳۳
- تصویر ۲-۳۰ میزان بیشینه برش طبقات , متناسب با پیوند سازه..... ۳۳
- ۳۱-۲ نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان نسبی طبقه برای قاب یک طبقه و یک دهانه ..... ۳۴
- تصویر ۲-۳۲ ضریب کاهش شکل پذیری مقابل ضریب شکل پذیری ..... ۳۵
- تصویر ۳-۱ نمودار فشار - زمان ..... ۳۹
- تصویر ۳-۲ نمایی از دوره های متوالی آسیب ساختمان در اثر انفجار..... ۴۱
- تصویر ۳-۳ مقایسه رابطه ایزدی فرد و ماهری با TM5-1300 برای محاسبه زمان فاز مثبت ..... ۴۳
- تصویر ۳-۴ مقایسه رابطه Kinney با نمودار TM5-1300 برای محاسبه مدت زمان فاز مثبت ..... ۴۴
- تصویر ۳-۵ فشار در وجه جلویی ساختمان بر حسب زمان ..... ۴۵
- تصویر ۳-۶ فشار در وجه عقبی بر حسب زمان ..... ۴۶
- تصویر ۳-۷ فشار وجه کناری ساختمان بر حسب زمان ..... ۴۶
- تصویر ۳-۸ بارگذاری سقف و دیوار کناری ( جهت دهانه عمود بر جبهه انفجار ) (a) مقطع طولی ساختمان (b) تغییرات متوسط فشار- زمان ..... ۴۷
- تصویر ۳-۹ فاکتور بار معادل و نسبت محل موج انفجار بر حسب نسبت طول موج- دهانه که L عرض نوار یا المان مورد نظر است. .... ۴۸
- تصویر ۳-۱۰ رابطه فشار-زمان برای دو بمب 500lb و 2.5ton ..... ۴۸
- تصویر ۳-۱۱ بخش بندی دیوار با بازشو ..... ۵۱
- تصویر ۳-۱۲ تغییرات فشار بر وجه جلویی در برابر زمان ..... ۵۲
- تصویر ۳-۱۳ تغییرات متوسط فشار وارد بر وجه جانبی و بالایی مقابل زمان ..... ۵۲
- تصویر ۳-۱۴ متوسط تغییرات فشار بر وجه عقبی ساختمان ..... ۵۳
- تصویر ۳-۱۵ بارگذاری خالص بر سازه های دارای بازشو در قاب ..... ۵۴
- تصویر ۳-۱۶ شکل توزیع بار موج انفجاری پیشنهاد شده توسط FEMA453 ..... ۵۵
- تصویر ۳-۱۷ (راست) توزیع بار انفجاری ۱۵۰۰ kg TNT در ۱۵ متری (چپ) توزیع بار انفجاری ۱۵۰۰ kg TNT در ۷/۵ متری از بر سازه ..... ۵۶
- تصویر ۳-۱۸ نمودار تاریخچه بارگذاری برای خرج انفجاری ۱۲۵ kg TNT در ۵ متری از بر سازه ..... ۵۸
- تصویر ۳-۱۹ نمودار تاریخچه بارگذاری برای خرج انفجاری ۳۰۰۰ kg TNT در ۱۰ متری از بر سازه ..... ۵۸
- تصویر ۳-۲۰ نمودار تاریخچه بارگذاری برای خرج انفجاری ۱۴۵۰۰ kg TNT در ۱۵ متری از بر سازه ..... ۵۹
- تصویر ۴-۱ نرخ کرنش در انواع مختلف بارگذاری ..... ۶۴
- تصویر ۴-۲ نمودار لنگر بر حسب دوران برای مقطع فولادی ..... ۶۶
- تصویر ۴-۳ تابع مقاومت برای عضو یا دوره پی در پی مفاصل پلاستیک ..... ۶۶
- تصویر ۴-۴ دوران مفصل پلاستیک ..... ۶۷
- تصویر ۴-۵ محدوده تعیین شده , به منظور اعمال بار تشدید یافته ..... ۷۰



- تصویر ۴-۶ طبقات تحت بار تشدید یافته در بارگذاری ناشی از حذف ستون ..... ۷۰
- تصویر ۴-۷ تشکیل مفصل پلاستیک و نحوه اعمال ممان ها به مدل استاتیکی خطی ..... ۷۱
- تصویر ۴-۸ نمونه های به عنوان مدل سازه یک درجه آزادی معادل ..... ۷۴
- تصویر ۴-۹ مدل سازه یک درجه آزادی برای تحلیل دینامیکی ..... ۷۴
- تصویر ۴-۱۰ سازه یک درجه آزادی الاستوپلاستیک ..... ۷۵
- تصویر ۴-۱۱ تابع شکل و ضرایب انتقال برای تیر دوسر ساده ..... ۷۷
- تصویر ۴-۱۲ نمودار حل رسمی برای سیستم *SDOF* الاستوپلاستیک ..... ۷۸
- تصویر ۴-۱۳ نمونه ای از سازه چند درجه آزادی (*MDOF*) ..... ۸۰
- تصویر ۵-۱ نمودار تنش - کرنش برای فولاد نوع *st37* ..... ۸۴
- تصویر ۵-۲ مختصات محلی و *integration points* برای المان پوسته *S4R* ..... ۸۴
- تصویر ۵-۳ مدل اجزاء محدود قابهای ۱ و ۳ طبقه سیستم تیر پیوند قائم و دیوار برشی فولادی ..... ۸۵
- تصویر ۵-۴ نمونه آزمایشگاهی قاب با تیر پیوند قائم شماره ..... ۸۶
- تصویر ۵-۵ بارگذاری تناوبی مطابق با پیشنهاد *SAC-ATC 24* ..... ۸۷
- تصویر ۵-۶ مدل اجزاء محدود نمونه شماره ۱ مورد آزمایش توسط زهرائی و همکارانش ..... ۸۷
- تصویر ۵-۷ منحنی هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه *VSL1*، مقایسه بین مدل اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاهی ..... ۸۸
- تصویر ۵-۸ نمونه دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط بهبهانی فرد و همکارانش [۳] و مدل اجزاء محدود ..... ۸۸
- تصویر ۵-۹ مقایسه بین مدل اجزاء محدود فرض شده با نمونه آزمایشگاهی ..... ۸۹
- تصویر ۵-۱۰ مقایسه بین تنش-کرنش حاصل از نتایج *ABAQUS* و رابطه *Cowper-Symond* ..... ۹۰
- تصویر ۵-۱۱ کانتورهای تنش مایسز (a) قاب *VSL1* (b) قاب *VSL3* تحت تغییر مکان نسبی طبقه ۲٪ ارتفاع ..... ۹۱
- تصویر ۵-۱۲ کانتورهای تنش مایسز قاب *VSL1* در طول زمان بارگذاری انفجاری و ۲ ثانیه پس از وقوع انفجار ..... ۹۲
- تصویر ۵-۱۳ کانتورهای تنش مایسز قاب *VSL3* در طول زمان بارگذاری انفجاری و ۲ ثانیه پس از وقوع انفجار ..... ۹۳
- تصویر ۵-۱۴ کانتورهای تنش مایسز در قاب *SPSW1* و *SPSW3* تحت تغییر مکان نسبی ۲ درصد ارتفاع ستون ..... ۹۴
- تصویر ۵-۱۵ کانتورهای تنش مایسز قاب *SPSW1* در طول زمان بارگذاری انفجاری و ۲ ثانیه پس از وقوع انفجار ..... ۹۵
- تصویر ۵-۱۶ کانتورهای تنش مایسز قاب *SPSW3* در طول زمان بارگذاری انفجاری و ۲ ثانیه پس از وقوع انفجار ..... ۹۶
- تصویر ۵-۱۷ تاریخچه نوسان قاب های *VSL1* و *SPSW1* تحت بارگذاری انفجاری و مقایسه تغییر شکل ماندگار قاب ها ..... ۹۷
- تصویر ۵-۱۸ تاریخچه نوسان قاب های *VSL3* و *SPSW3* تحت بارگذاری انفجاری و مقایسه تغییر شکل ماندگار قاب ها ..... ۹۸
- تصویر ۵-۱۹ نمودار استهلاک انرژی برای قاب یک طبقه *VSL1* ..... ۹۹
- تصویر ۵-۲۰ نمودار استهلاک انرژی برای قاب سه طبقه *VSL3* ..... ۹۹
- تصویر ۵-۲۱ کرنش پلاستیک معادل (a,c) تحت تغییر مکان نسبی طبقه به میزان ۲٪ (b,d) تحت بارگذاری انفجاری ..... ۱۰۰
- تصویر ۵-۲۲ نمودار استهلاک انرژی برای قاب یک طبقه *SPSW1* ..... ۱۰۱
- تصویر ۵-۲۳ نمودار استهلاک انرژی برای قاب سه طبقه *SPSW3* ..... ۱۰۱
- تصویر ۵-۲۴ کرنش پلاستیک معادل (a,c) تحت تغییر مکان نسبی طبقه به میزان ۲٪ (b,d) تحت بارگذاری انفجاری ..... ۱۰۲

- تصویر ۵-۲۵ منحنی نیرو - تغییر مکان ..... ۱۰۳
- تصویر ۵-۲۶ دوران مفصل پلاستیک ..... ۱۰۴
- تصویر ۵-۲۷ برش پایه - جابه جایی ..... ۱۰۴
- تصویر ۵-۲۸ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL1 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۵ متر ..... ۱۰۵
- تصویر ۵-۲۹ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL1 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۰ متر ..... ۱۰۵
- تصویر ۵-۳۰ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL1 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۲/۵ متر ..... ۱۰۵
- تصویر ۵-۳۱ نمودارهای ظرفیت رفتار خطی، غیرخطی و ایده آل سازی شده رفتار الاستوپلاستیک قاب VSL1 در مقابل بارگذاری انفجاری در فواصل خرج انفجاری ۵ الی ۱۵ متر ..... ۱۰۶
- تصویر ۵-۳۲ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL3 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۰ متر ..... ۱۰۷
- تصویر ۵-۳۳ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL3 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۲/۵ متر ..... ۱۰۷
- تصویر ۵-۳۴ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب VSL3 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۵ متر ..... ۱۰۷
- تصویر ۵-۳۵ نمودارهای ظرفیت رفتار خطی، غیرخطی و ایده آل سازی شده رفتار الاستوپلاستیک قاب VSL3 در مقابل بارگذاری انفجاری در فواصل خرج انفجاری ۵ الی ۱۵ متر ..... ۱۰۸
- تصویر ۵-۳۶ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب SPSW1 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۲/۵ متر ..... ۱۰۹
- تصویر ۵-۳۷ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب SPSW1 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۵ متر ..... ۱۰۹
- تصویر ۵-۳۸ نمودارهای ظرفیت رفتار خطی، غیرخطی و ایده آل سازی شده رفتار الاستوپلاستیک قاب SPSW1 در مقابل بارگذاری انفجاری در فواصل خرج انفجاری ۵ الی ۱۵ متر ..... ۱۱۰
- تصویر ۵-۳۹ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب SPSW3 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۰ متر ..... ۱۱۱
- تصویر ۵-۴۰ نمودارهای برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب SPSW3 و پوش ظرفیت کلی در فاصله خرج انفجاری ۱۰ متر ..... ۱۱۱
- تصویر ۵-۴۱ نمودارهای ظرفیت رفتار خطی، غیرخطی و ایده آل سازی شده رفتار الاستوپلاستیک قاب SPSW3 در مقابل بارگذاری انفجاری در فواصل خرج انفجاری ۵ الی ۱۵ متر ..... ۱۱۲
- تصویر ۵-۴۲ مقایسه بین ضریب کاهش شکل پذیری در بارگذاری انفجاری و زلزله در قابهای VSL1 و VSL3 ..... ۱۱۵
- تصویر ۵-۴۳ مقایسه بین ضریب کاهش شکل پذیری در بارگذاری انفجاری و زلزله در قابهای SPSW1 و SPSW3 ..... ۱۱۶
- تصویر ۵-۴۴ نمودار  $R_{\mu}-\mu$  برای قاب با سیستم تیر پیوند قائم و دیوار برشی فولادی ..... ۱۱۷
- تصویر ۵-۴۵ مقایسه برش پایه مقیاس شده در مقابل تغییر مکان قاب VSL1 در فواصل مختلف انفجاری ..... ۱۱۸
- تصویر ۵-۴۶ مقایسه برش پایه مقیاس شده در مقابل تغییر مکان قاب VSL3 در فواصل مختلف انفجاری ..... ۱۱۸
- تصویر ۵-۴۷ مقایسه برش پایه مقیاس شده در مقابل تغییر مکان قاب SPSW1 در فواصل مختلف انفجاری ..... ۱۱۹
- تصویر ۵-۴۸ مقایسه برش پایه مقیاس شده در مقابل تغییر مکان قاب SPSW3 در فواصل مختلف انفجاری ..... ۱۱۹

# فصل اول

## کلیات

امروزه با بالا گرفتن نا آرامی ها در کشورهای دنیا و با توجه به گسترش حملات تروریستی، پیشرفت تکنولوژی انفجار و انواع سلاح های کشتار جمعی مطالعات بیشتری بر روی ساختمان ها و عکس العمل آن ها در برابر انفجار ناشی از مواد منفجره در اطراف آن ها مورد بررسی قرار گرفته است. حوادثی همچون حملات تروریستی بمب گذاری در سفارت امریکا در نایروبی و کنیا، دارالسلام و تانزانیا در سال ۱۹۹۸، برج های خیر سربازخانه نظامی در ظهران عربستان سعودی در سال ۱۹۹۶، ساختمان فدرالی آلفرد پی مورا اوکلاهوما و برج های دوقلو تجارت جهانی نیویورک ضرورت نیاز به بررسی سازه ها تحت بار انفجاری را نشان می دهد. بنا براین بررسی رفتار ساختمان های عمومی و خاص در برابر بارگذاری های ضربه ای و انفجاری، مورد توجه ویژه قرار گرفته است. تحقیقات و مطالعات، به منظور یافتن راه کارهایی جهت جلوگیری از تخریب و گسترش خسارت در اثر وقوع چنین حملاتی ضروری است. به منظور کاهش اثرات مخرب ناشی از انفجار و شوک حاصل از آن، شناخت صحیحی از ویژگی ساختمان ها و خرابی آن در برابر این بار ها الزامی است.

در حال حاضر، تحقیقات و مطالعات گسترده ای به منظور یافتن راه کارهایی برای جلوگیری از تخریب ساختمان ها در برابر این گونه حملات ضروری می باشد. لزوم حفظ امنیت بناهای مسکونی، صنعتی، نظامی و استراتژیکی در برابر شوک ایجاد شده توسط انفجار، توجه به بارهای انفجاری، باعث توسعه تحلیل و طراحی سازه های مقاوم در برابر انفجار می شود و می توان گفت یکی از اهداف مهم در جهان امروز به شمار می رود.

سازه های فولادی با دیوار برشی فولادی بعنوان یک سیستم مقاوم باربر جانبی در برابر بار باد و زلزله مورد استفاده قرار گرفته اند. پیشگامان طراحی در زمینه دیوار برشی فولادی اطلاعات و تجربه کافی جهت تکیه بر آن را ندارند. لذا زمینه کشش و مزیت کنترل تغییر مکان نسبی اضافه شده به مقاومت برشی دیوار برشی در نظر گرفته نشده و ظرفیت تغییر شکل های غیر الاستیک سیستم با تعداد درجات نامعینی بالا و توانایی اتلاف انرژی قابل توجه نادیده گرفته می شود. سیستم تیر پیوند قائم، یکی از سیستم های اتلاف غیرفعال انرژی می باشد که با جاری شدن جان تیر پیوند، انرژی زلزله مستهلک می گردد. بدین ترتیب، با تسلیم پانل برشی و استهلاک انرژی به وسیله این قطعات، سایر اعضای سازه ای الاستیک باقی می ماند. توانایی جذب و استهلاک انرژی بالا توسط این سیستمها، با توجه به اینکه به هنگام وقوع انفجار حجم بسیار بالایی انرژی در مدت زمان بسیار کوتاه (چند میلی ثانیه) بر سازه ها وارد می کند، و نیز توانایی کنترل تغییر مکان نسبی طبقه، بررسی رفتار این سیستمها تحت بار انفجاری در کنار بررسی های سایر سیستم های مقاوم بار جانبی سودمند خواهد بود.

هدف از این پایان نامه شناخت رفتار دقیق قاب های با سیستم مقاوم در برابر زلزله دیوار برشی فولادی و مهار بند واگرا با تیر پیوند قائم تحت بارگذاری انفجاری می باشد.

برای دست یابی به این مهم، ۴ قاب یک و سه طبقه تک دهانه با سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم تیر پیوند قائم با نرم افزار ABAQUS در برابر انفجار مدل سازی شده است. برای محاسبه امواج ناشی از انفجار از

آئین نامه TM5-1300 نشر دپارتمان دفاع امریکا و مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان و کتابهای معتبر استفاده شده است. بارهای ناشی از انفجار خرج های انفجاری با وزن های ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۱۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰، ۷۵۰،...، ۲۰۰۰، ۲۲۵۰، ۲۵۰۰،...، ۷۰۰۰،...، ۱۴۵۰۰ کیلوگرم در فواصل ۷/۵، ۱۰، ۱۲/۵ و ۱۵ متری مرکز خرج انفجاری از بر سازه محاسبه و در نرم افزار مدل سازی شده است.

## ۱-۲) ساختار این نوشتار

در فصل دوم ابتدا مروری به مطالعات، آزمایشات و تحلیل های انجام شده بر روی قاب با سیستم دیوار برشی فولادی و مهار بند واگرا با تیر پیوند قائم انجام شده است. سپس کارهای انجام شده در زمینه مطالعه ساختمان های فولادی تحت بارگذاری های انفجاری و پاسخ آنها بیان شده است.

در فصل سوم در ابتدا کلیاتی راجع به پدیده انفجار بیان شده و در ادامه پارامترهای مهم انفجاری و نحوه بدست آوردن آنها، نحوه مدل سازی موج ناشی از انفجار و پارامترهای ایده آل شده انفجار بیان گردیده است. در پایان فصل برخی پارامتر های مهم انفجاری تعدادی از خرج های انفجاری مورد نظر بیان شده است.

در فصل چهارم روش های تحلیل که در آئین نامه ها ارائه شده است، بیان شده و در انتها روش تحلیل مورد استفاده در این پژوهش مطرح گردیده است.

در فصل پنجم کلیات مدل سازی و جزئیات مدل ها بیان شده است. سپس اقدام به صحت سنجی مدل های اجزاء محدود شده است. نتایج حاصل از نرم افزار اجزای محدود استخراج و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

در فصل ششم نتایج کلی این مطالعه ارائه شده و زمینه های مطالعاتی آینده بیان شده است.

## فصل دوم

# مروری بر تاریخچه تحقیق

تاریخچه تحقیقی که در این فصل ارائه شده است در ابتدا مروری بر تحقیقات، آزمایشات و کارهای انجام گرفته بر قابها و ساختمانهای با سیستم مقاوم در برابر زلزله "دیوار برشی فولادی" و "بادبندهای واگرا با تیر پیوند قائم" ارائه شده است. سپس مطالعات و آزمایشات انجام یافته به منظور بررسی رفتار سازه ها و قابها در برابر بارگذاری های نامتعارف انفجاری بیان گردیده است .

## تاریخچه تحقیق دیوار برشی فولادی (۲-۲)

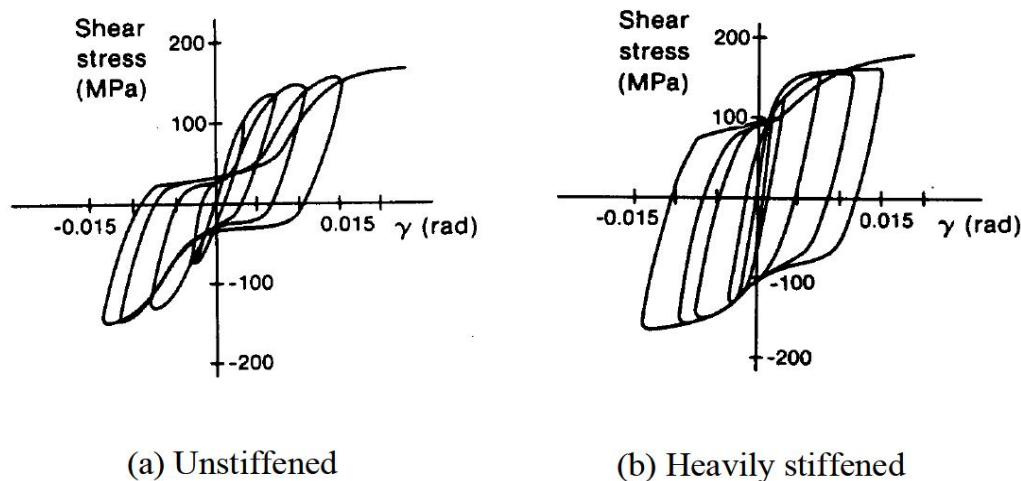
تحقیقات بر روی دیوار برشی فولادی قبل از سال ۱۹۷۰ آغاز شده است. آزمایشات و مطالعات تحلیلی انجام شده نشان می دهد دیوار برشی که به درستی طراحی شده، قابلیت یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی را از نظر اقتصادی در مناطق لرزه خیز دارا می باشد. دیوار برشی فولادی در بسیاری از ساختمانها خصوصاً در ژاپن و ایالات متحده امریکا استفاده شده است [۱، ۲]. مفهوم طراحی در گذشته بر اساس جلوگیری از کماتش برشی ورق پرکننده دیوار برشی در برابر بار طراحی بوده است. بنابراین صرف نظر کردن از هرگونه مقاومت پس کماتشی به منظور دستیابی به این چنین الزامات طراحی، طراحی های ژاپنی ها شامل ورق سخت کننده سنگین بوده در حالیکه طراحان ایالات متحده امریکا از ورق بدون سخت کننده استفاده می کردند.

برای بسیاری سالها بر این باور بودند که کماتش رفتار واقعی پانل برشی را نمایش نمی دهد. هنگامیکه پانل برشی به طور مناسب طراحی شود، مکانیسم مقاومت بار جانبی از حالت برش داخل صفحه به میدان کشش قطری مایل بعد از کماتش تغییر می یابد. Wagner در ۱۹۳۱ نشان داد که پانل برشی نازک آلومینیومی استفاده شده در هواپیماها و با اعضای مرزی سخت شده، سبب توسعه میدان کشش قطری پس از کماتش می شود. Wagner تئوری میدان کشش قطری خالص را توسط ظرفیت برشی صفحه نازک با اعضای مرزی نسبتاً سخت شدهی در درجه اول وابسته به میدان کشش قطری را توسعه بخشید. Kuhn و همکارانش در سال ۱۹۵۲ موارد میانی بین میدان کشش قطری خالص و برش خالص و تئوری فرضی کشش قطری ناکامل را مورد مطالعه قرار دادند. این تئوری بر این فرض استوار بود که ظرفیت پانل برشی از برش خالص و میدان کشش قطری حاصل می شود. به دنبال مطالعات Wagner، Kuhn و Basler در سال ۱۹۶۱ مدل میدان کشش قطری ناکامل را به منظور پیش بینی ظرفیت ورق شاهتیر توسعه داد. کارهای Basler به طور گسترده مورد پذیرش قرار گرفت و طراحی ورق فولادی شاهتیر را در استانداردهای مدرن طراحی را شکل داد [۳].

بکارگیری مقاومت پس کماتشی پانل در برش برای بار اول در کارهای آزمایشگاهی و تحلیلی در دانشگاه Alberta انجام شد [۲، ۴، ۵]. با این وجود در سالهای اخیر این مفهوم از سوی پژوهشگران در کانادا، ایالات متحده و انگلستان مورد توجه وسیعی قرار گرفت (در امریکا توسط Caccese و همکارانش در ۱۹۹۳؛ Elgaaly و همکارانش در ۱۹۹۳؛ Xue و Lu در ۱۹۹۴؛ Elgaaly و Liu در ۱۹۹۷؛ آستانه اصل و Zhao در ۲۰۰۲؛ و در انگلستان توسط Roberts و صبوری قمی در ۱۹۹۱؛ صبوری قمی و Roberts در

۱۹۹۱ و ۱۹۹۲). به منظور مطالعات تحلیلی تعدادی آزمایش استاتیکی، شبه استاتیکی میز ارتعاش بر روی مدل های با مقیاس بزرگ و کوچک دیوار برشی فولادی انجام شد [۱، ۴-۶].

**تاکاهاشی و همکارانش** در سال ۱۹۷۳، ۱۲ عدد قاب تک پانله و ۲ عدد قاب تک دهانه ۲ طبقه با مقیاس واقعی را روی دیوار برشی فولادی سخت شده با و بدون بازشوهای تقویت شده را تحت آزمایش قرار دادند. نمونه های تک پانله ای با و بدون سخت کننده ها در قاب با اتصال مفصلی تولید شدند. سری آزمایشات انجام شده بر روی تک پانله های سخت شده جهت جلوگیری از کمانش ورق پرکننده، رفتار خوبی را در مقابل بارگذاری چرخه ای بدون لاغر شدگی در حلقه های هیستریزیس نشان داد. نمونه با مقیاس واقعی دو طبقه که جهت رفتار پلاستیک طراحی شده بودند، نیز رفتار خوبی را تحت بارگذاری چرخه ای از خود به نمایش گذاشتند. تاکاهاشی و همکارانش راهنماییهایی به منظور طراحی دیوار برشی فولادی سخت شده را جهت جلوگیری از کمانش ارتجاعی و مدل المان محدود برای رفتار غیر ارتجاعی داخل صفحه دیوار برشی فولادی سخت شده را توسعه دادند (کمانش خارج از صفحه ورق پرکننده دیوار برشی در مدل المان محدود آنها در نظر گرفته نشده بود). بر پایه نتایج آنها، تاکاهاشی و همکارانش توصیه نمودند که دیوار برشی فولادی سخت شده بگونه ای طراحی شوند که پانل کمانش ارتجاعی نداشته باشد و اگر کمانش غیرارتجاعی رخ داد، کمانش باید به کمانش محلی مابین سخت کننده ها محدود شود. آنها همچنین نتیجه گرفتند که تئوری قدیمی برش، که برش افقی توسط تیر انتقال پیدا می کند، می تواند برای محاسبه سختی و مقاومت تسلیم پانل برشی سخت شده مورد استفاده قرار بگیرد [۷].

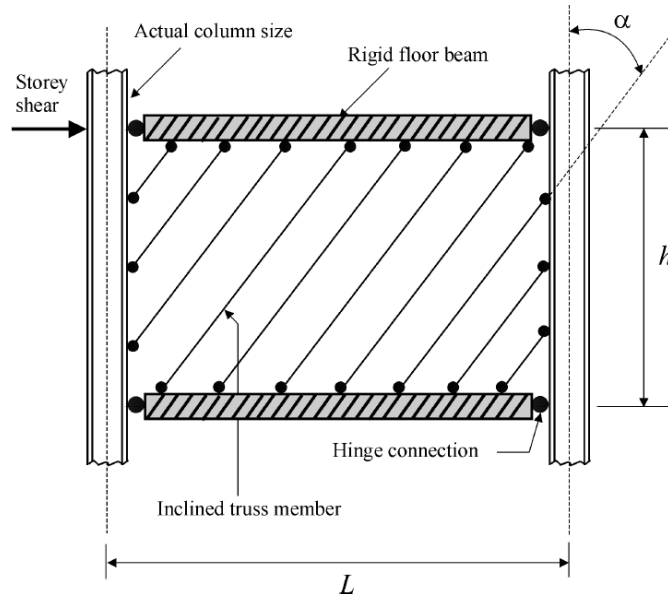


تصویر ۱-۲ رفتار هیستریزیس دیوار برشی فولادی [۷]

**ثوربن و همکارانش** در سال ۱۹۸۳ مدل تحلیل ساده ای را جهت مطالعه رفتار برشی دیوار برشی فولادی نازک و سخت نشده را توسعه دادند. مدل آنها بر پایه میدان کشش قطری خالص که توسط Wagner (1931) معرفی شده بود، استوار بود. از مقاومت برشی پانل قبل از کمانش صرف نظر شده بود و عمل میدان کشش قطری بعنوان تنها مکانیسمی که بار را تحمل می کند، در نظر گرفته شده بود. در این مدل که منسوب



به مدل نواری می باشد، عمل میدان کشش قطری توسط تعدادی از اعضای کششی که در انتها مفصلی و مورب بودند، مدل شدند. این نوارها در جهت و موازی میدان کشش قطری جهت گرفته اند. به هرکدام از نوارها مساحتی برابر عرض نوار در ضخامت ورق اختصاص داده شده بود. مدل نواری در پانل داخلی در شکل ۲-۲ نشان داده شده است [۲].



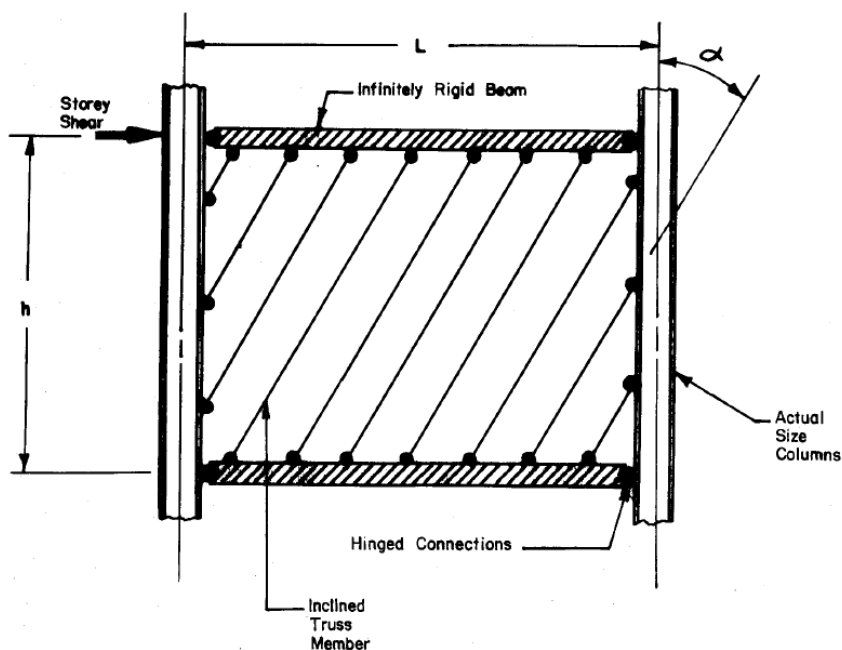
تصویر ۲-۲ مدل نواری پیشنهادی توسط ثوربن و همکارانش [۲]

در این مدل تیرهای داخلی در خمش صلب نامعین فرض شده بود، زاویه شیب میدان کشش قطری با در نظر گرفتن اصل حداقل کار و انرژی میدان کشش قطری و انرژی محوری تیرها و ستونها بدست آمده بود. معادله پیشنهادی جهت یافتن زاویه میدان کشش قطری که توسط ثوربن و همکارانش ارائه شده بود به فرم زیر می باشد :

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{1 + \frac{L t_p}{2 A_c}}{1 + \frac{h t_p}{A_b}}} \quad (1-2)$$

که،  $\alpha$  زاویه شیب میدان کشش،  $t_p$  ضخامت صفحه پرکننده،  $L$  عرض و  $h$  ارتفاع پانل و  $A_c$  و  $A_b$  مساحت مقطع تیر و ستون به ترتیب می باشند.

**تیملر و کولاک** در سال ۱۹۸۳ به منظور صحت سنجی مدل نواری پیشنهادی توسط ثوربن و همکارانش (۱۹۸۳)، آزمایشی بر روی قاب با دیوار برشی فولادی تک طبقه با مقیاس واقعی را تدارک دیدند. نمونه آنها شامل شده از یک قاب یک طبقه، یک دهانه، دیوار برشی با اتصال مفصلی در چهار گوشه قاب بود.



تصویر ۲-۳ مدل قاب صفحه [۴]

تیمبلر و کولاک زاویه شیب میدان کشش قطری را که توسط ثوربن و همکارانش پیشنهاد شده بود را اصلاح کردند. روش و مدل پایه ی مورد استفاده توسط تیمبلر و کولاک همانند روش ثوربن و همکارانش بود، بجز در این مورد که انرژی کرنشی ستونها به محاسبات انرژی اضافه شده بود. معادله اصلاح شده زاویه شیب میدان کشش به فرم زیر می باشد :

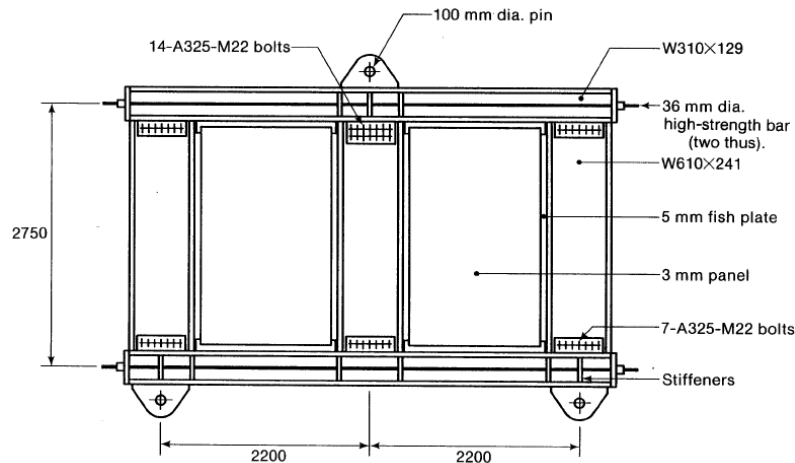
$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t_p L}{2A_c}}{1 + t_p h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}} \quad (2-2)$$

که  $I_c$  ممان اینرسی ستونهای مرزی بوده و باقی متغیرها در معادله قبلی معرفی شده اند. اگرچه در معادله بالا از تعدادی فرض ساده سازی استفاده شده بود، تیمبلر و کولاک انطباق خوبی بین مقدار پیش بینی شده زاویه شیب میدان کشش قطری و زاویه اندازه گیری شده در طول آزمایشات نشان دادند. مقدار اندازه گیری شده  $\alpha$  که توسط کرنش سنجهها اندازه گیری شده بودند مابین  $47^0$  و  $53^0$  در بخش پایینی در مقایسه با مقدار پیش بینی شده  $51^0$  بود [۴].

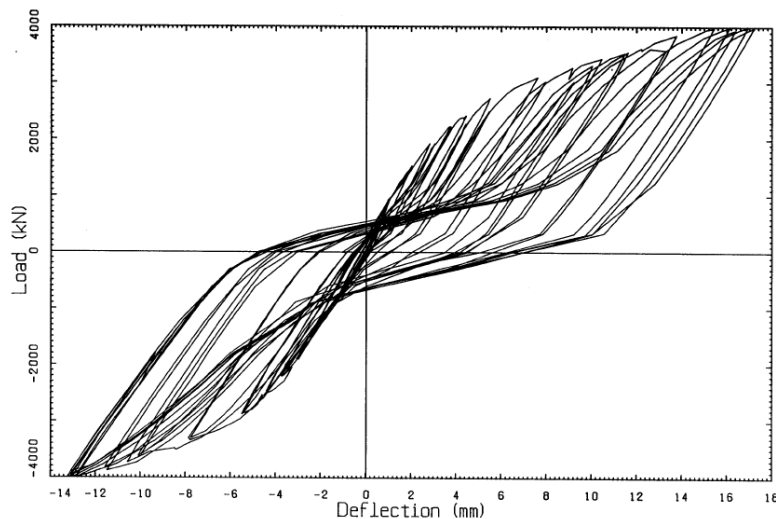
مدل پیشنهاد شده توسط Thurburn و همکارانش در سال ۱۹۸۳ و معادله اصلاح شده زاویه شیب میدان کشش پیشنهادی توسط تیمبلر و کولاک در سال ۱۹۸۳ توسط استاندارد کانادایی ها CSA-S16-01 به عنوان روشی ساده برای تحلیل دیوار برشی فولادی سخت نشده به تصویب رسید.

**ترومپوچ و کولاک** در سال ۱۹۸۷ آزمایش با مقیاس بزرگ، مشابه آزمایشی که توسط کولاک و تیمبلر در ۱۹۸۳ انجام داده بودند را تدارک دیدند. نمونه آزمایش در شکل ۲-۴ از ۲ جهت با نمونه تیمبلر متفاوت بود : اول اینکه در آنها از اتصال تیر به ستون برشی پیچی استفاده شده بود، دوم بارهای ثقلی به ستونها وارد شده بود.

بارگذاری به صورت چرخه ای به نمونه های آزمایش اعمال شده بود. با افزایش تدریجی در تغییر مکان در شرایط شبه استاتیکی به میزان حد بارگذاری دستگاه به مقدار ۶۷٪ بار نهایی آزمایش اعمال شد و با بارگذاری یکنواخت تا ظرفیت نهایی نمونه ادامه پیدا کرد. همانطور در شکل ۲-۵ مشاهده می نمایید، نمونه رفتار منعطف و پایدار از خود به نمایش گذاشته است، با این وجود در چرخه های هیستریزیس به علت استفاده از ورق نازک و قاب مرزی منعطف، باریک شدگی (pinching) دیده می شود [۵].



تصویر ۲-۴ شماتیک نمونه آزمایشی [۵]



تصویر ۲-۵ رفتار هیستریزیس نمونه آزمایش شده [۵]

**صبوری قمی و رابرتس** در سال ۱۹۹۱ روشی را برای تحلیل غیر خطی دینامیکی دیوار برشی فولادی پیشنهاد کردند، به گونه ای که دیوار برشی فولادی به مانند شاهتیر طره قائم، ایده آل سازی شده بود. معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت تیر طره به دیوار برشی چند طبقه که در آن جرم و نیروی دینامیکی، متمرکز در هر طبقه، گسسته سازی شده بود. معادلات دیفرانسیل حاکم، توسط روش تفاضلات محدود گام های زمانی حل شده اند [۸].

رفتار غیرخطی مصالح توسط تخمین چرخه های هیسترتیک الاستیک - پلاستیک مدل برای هر پانل دیوار برشی در تحلیل ها گنجانده شده بود. کمانش برشی و تسلیم شدگی ورق جان بعلاوه اعضای مرزی در مدل هیسترتیزس در نظر گرفته شده بودند. رفتار هیسترتیک ورق جان از سری آزمایشهای شبه استاتیکی بر روی مدل با مقیاس کوچک شده روی تک پانل سخت نشده با اعضای مرزی سخت شده و اتصالات مفصلی بدست آمده است. مدل مصالح کاملاً الاستیک پلاستیک برای مدل قاب مرزی فرض شده بود و مفصل پلاستیک در بالا و پایین ستونها فرض شده بود. منحنی هیسترتیزس برای کل دیوار برشی با برهم نهی منحنی هیسترتیزس ورق جان و ستونهای مرزی تعیین شدند. مدل تئوریک انطباق معقولی با نتایج آزمایشگاهی داشت [۸].

صبوری قمی و رابرتس مدلی تحلیلی خودشان را توسط تحلیل دیوار برشی فولادی ۵ طبقه، تحت ۳ نوع بارگذاری تناوبی مختلف ارزیابی نمودند. بارها بگونه ای انتخاب شده بودند که پاسخ الاستیک، الاستیک - پلاستیک و تشدید مدل را بررسی کنند. نتایج تنها توسط قضاوت مهندسی تفسیر شده بودند [۸].

**الگالی همکارانش** در سال ۱۹۹۳ به منظور ارزیابی اثر استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک در نواحی لرزه خیز، آزمایش تست چرخه ای شبه استاتیکی بر روی ۶ نمونه با مقیاس ۱/۴، یک دهانه سه طبقه دیوار برشی فولادی سخت نشده را انجام دادند [۶].

نوع اتصالات تیر به ستون ساده و گیردار بودند و نسبت عرض به ضخامت پانل به عنوان پارامتر مورد بررسی قرار گرفته بود. برنامه آزمایشگاهی شامل آزمایش چرخه ای و یکنواخت بود. بار به انتهای بالای دیوار برشی فولادی به صورت افقی اعمال شده بود. تاریخچه بارگذاری اعمال شده شبیه تاریخچه ای که توسط (ATC-24 Applied Technology Council, 1992) که شامل تغییر مکان اوج که در ۸ گام به میزان ۲٪ دریفت محاسبه شده بالای دیوار برشی بود. نتایج آزمایش نشان دادند که افزودن ورق فولادی نازک سخت نشده به قاب فولادی موجب افزایش قابل توجه در سختی و ظرفیت جذب انرژی سیستم می شود. محققین نتیجه گرفتند که نوع اتصال تیر به ستون تاثیر کمی بر روی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی دارد، که این نتیجه گیری توسط کولاک و همکارانش رد شده است. همچنین کاسه و همکارانش نتیجه گرفتند، هنگامیکه ورق لاغر به عنوان دیوار برشی استفاده می شود، رفتار غیر ارتجاعی با تسلیم شدن ورق آغاز شده و سیستم با شکل گیری مفصل پلاستیک در ستونها قدرت می یابد. هنگامیکه ضخامت ورق افزایش می یابد، مد شکست حاکم، ناپایداری ستونها بوده و افزایش ناچیزی در ظرفیت سیستم ایجاد می کند [۶].

در ادامه مطالعه آزمایشگاهی آنها، الگالی و همکارانش در سال ۱۹۹۳، بررسی های عددی را بر روی نمونه های آزمایشگاهی تحت بارگذاری یکنواخت را انجام دادند. در ابتدا ۲ مدل عددی را در نظر گرفتند. المان ورق پر کننده توسط المان shell مدل شده بود و المان Beam برای مدل سازی اعضای مرزی استفاده شده بود. مدل المان محدود هر دو مقدار سختی و ظرفیت نمونه های آزمایش را بسیار بیشتر از مقدار واقعی تخمین زده بود [۶].