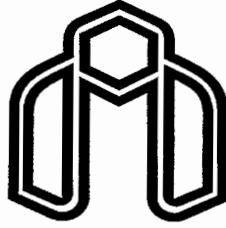


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه

موضوع

**مقایسه رفتاری و اقتصادی ساختمان‌های فلزی مجهز به
میراگرهای ADAS و TADAS با سیستم‌های EBF و CBF**

دانشجو

سید مسعود سجادی آل‌هاشم

استاد راهنما

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور

مهندس حسن پورمحمد

تابستان ۱۳۸۴

تقدیم به پدر و مادر عزیزم که در سایه دعای
خیرشان از الطاف الهی بهره‌مند شده‌ام.

چکیده

در سال‌های اخیر سیستم‌های جدیدی جهت استفاده در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله ابداع شده‌اند که نیازمند مطالعه و بررسی بیشتر می‌باشند. میراگرهای فلزی به عنوان یکی از سیستم‌های منفعل اخیراً مورد استفاده قرار گرفته‌اند. میراگرهای فلزی رفتار پایداری داشته و در سازه‌های فولادی و بتنی قابل استفاده می‌باشند. در این پایان‌نامه به بررسی رفتار و عملکرد سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای فلزی *ADAS* و *TADAS* در برابر زلزله پرداخته شده است و نتایج آن با سیستم‌های متداول فولادی مقاوم در برابر زلزله مانند سیستم‌های *CBF*، *CHEVRON* و *EBF* مقایسه شده است. بدین منظور ابتدا سیستم‌های سازه‌ای بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران طراحی شده‌اند. سپس این سیستم‌ها بمنظور بررسی دقیق رفتارشان در برابر زلزله، توسط نرم‌افزار *DRAIN-2DX* تحت زمینلرزه‌های *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* بصورت غیرخطی آنالیز شده و از لحاظ رفتار و نحوه عملکرد در برابر زلزله‌های فوق مقایسه شده‌اند و در نهایت مقایسه اقتصادی جهت انتخاب مناسبترین گزینه از بین سیستم‌های ذکر شده انجام شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای فلزی *ADAS* و *TADAS* رفتار مناسب‌تر و عملکرد بهتری نسبت به سایر سیستم‌ها دارند. در این سیستم‌ها اتلاف انرژی ورودی زلزله در میراگرهای *ADAS* و *TADAS* متمرکز می‌گردد، در نتیجه پس از وقوع زلزله بدون آنکه کاربری ساختمان دچار مشکل شود به راحتی می‌توان میراگرها را تعویض کرد و سیستم را مقاوم سازی نمود. علاوه بر این در صورت تولید انبوه میراگرها، استفاده از آنها در سیستم‌های ساختمانی توجیه اقتصادی نیز دارد. در صورتی که سطح عملکرد بالایی از سیستم ساختمانی نیاز نباشد، استفاده از سیستم *EBF* مناسب‌تر از سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* می‌باشد.

فهرست مطالب

فصل اول - مقدمه

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۲-۱- سیستم‌های جداساز لرزه‌ای (*Base Isolation Systems*) ۳
- ۳-۱- سیستم‌های فعال و نیمه فعال (*Active & Semi Active Systems*) ۵
- ۴-۱- سیستم‌های منفعل (*Passive Systems*) ۵
- ۵-۱- مروری بر تحقیقات انجام شده ۹
- ۶-۱- پیکربندی پایان‌نامه ۱۳

فصل دوم - مروری بر دینامیک سازه‌ها

- ۱-۲- مقدمه ۱۵
- ۲-۲- پاسخ دینامیکی سیستم یک درجه آزاد (*SDOF*) ۱۶
- ۱-۲-۲- معادله حرکت سیستم یک درجه آزاد (*SDOF*) ۱۶
- ۲-۲-۲- اثر تحریک تکیه‌گاهها ۱۸
- ۳-۲-۲- ارتعاش آزاد یک سیستم *SDOF* ۲۰
- ۴-۲-۲- ارتعاش اجباری یک سیستم *SDOF* ۲۲
- ۳-۲- پاسخ دینامیکی سیستم *SDOF* مجهز به میراگر منفعل ۲۷
- ۴-۲- پاسخ دینامیکی سیستم *MDOF* مجهز به میراگرهای منفعل ۳۱
- ۵-۲- فرمولاسیون انرژی ۳۳
- ۱-۵-۲- سیستم‌های *SDOF* ۳۴
- ۲-۵-۲- سیستم‌های *MDOF* ۳۷

فصل سوم - سیستم‌های متداول فولادی مقاوم در برابر زلزله

- ۴۰ ۱-۳- مقدمه
- ۴۲ ۲-۳- سیستم قاب مقاوم خمشی (*MRF*)
- ۴۴ ۳-۳- سیستم قاب مهاربندی شده هم‌مرکز (*CBF*)
- ۴۶ ۱-۳-۳- مهاربندی ضربدری (*X*-شکل)
- ۴۶ ۲-۳-۳- مهاربندی تک قطری (*Z*-شکل)
- ۴۷ ۳-۳-۳- مهاربندی ۷ و ۸ (*Chevron*)
- ۴۸ ۴-۳-۳- مهاربندی *K*-شکل
- ۴۸ ۵-۳-۳- ملاحظات طراحی مهاربندهای *CBF*
- ۴۸ ۱-۵-۳-۳- اثر بارهای ثقلی
- ۴۹ ۲-۵-۳-۳- اثر خروج از مرکزیت‌های کوچک
- ۴۹ ۳-۵-۳-۳- ضریب طول موثر (*K*)
- ۴۹ ۴-۵-۳-۳- لاغری اعضای مهاربند
- ۵۰ ۵-۵-۳-۳- کاهش تنش مجاز
- ۵۰ ۶-۵-۳-۳- اعضای مرکب
- ۵۰ ۷-۵-۳-۳- توزیع نیروی جانبی بین مهاربندها
- ۵۱ ۸-۵-۳-۳- نسبت عرض به ضخامت
- ۵۱ ۹-۵-۳-۳- اتصالات
- ۵۳ ۴-۳- سیستم قاب مهاربندی شده خارج از مرکز (*EBF*)
- ۵۶ ۱-۴-۳- مکانیزم اتلاف انرژی در قاب‌های *EBF*
- ۵۷ ۲-۴-۳- انواع مفاصل پلاستیک در قاب‌های *EBF*
- ۶۰ ۳-۴-۳- انواع پیوند
- ۶۲ ۴-۴-۳- عملکرد انواع پیوند
- ۶۳ ۵-۴-۳- تاثیر طول پیوند در قاب‌های *EBF*
- ۶۳ ۱-۵-۴-۳- سختی قاب‌های *EBF*

۶۴ مقاومت پلاستیک قاب‌های <i>EBF</i>
۶۵ اثر نیروی محوری در رفتار تیر پیوند و تیر خارج از پیوند
۶۹ اثر سخت‌کننده‌ها (<i>Stiffner</i>) به رفتار تیر پیوند
۷۱ جزئیات سخت‌کننده‌ها در قاب‌های <i>EBF</i>
۷۵ عملکرد سقف مرکب (<i>Composite</i>) در قاب‌های <i>EBF</i>
۷۵ توزیع نیروها در سقف مرکب
۷۸ عملکرد سقف مرکب به عنوان مهار جانبی تیر پیوند
۸۰ سیستم دوگانه (ترکیبی)

فصل چهارم - میراگرهای فلزی *TADAS* و *ADAS*

۸۲ مقدمه
۸۳ انتخاب شکل میراگرها
۸۴ میراگرهای <i>X</i> -شکل (<i>ADAS</i>)
۸۷ روش پیشنهادی <i>Whittaker</i> و همکارانش
۹۰ آزمایش‌های قطعه‌ای میراگرها <i>X</i> -شکل
۹۴ ارزیابی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی میراگرهای <i>X</i> -شکل
۱۱۲ میراگرهای ورق مثلثی (<i>TADAS</i>)
۱۱۳ مشخصات مکانیکی میراگرهای <i>TADAS</i>
۱۱۵ آزمایش‌های قطعه‌ای میراگرهای <i>TADAS</i>
۱۱۸ آزمایش شبه دینامیکی قاب دو طبقه مجهز به میراگرهای <i>TADAS</i>
۱۲۱ تمهیدات طراحی

فصل پنجم- تحلیل و طراحی مدل‌های ساختمانی مورد مقایسه

۱۲۸	۱-۵- مقدمه
۱۲۹	۲-۵- تحلیل و طراحی مدل‌های ساختمانی
۱۲۹	۱-۲-۵- معرفی مدل‌های ساختمانی مورد مقایسه
۱۳۲	۲-۲-۵- بارگذاری مدل‌های ساختمانی
۱۳۲	۳-۲-۵- تعیین نیروی زلزله برای ساختمان‌های مختلف
۱۳۴	۴-۲-۵- تحلیل $P-\Delta$
۱۳۵	۵-۲-۵- کنترل تغییر مکان نسبی مدل‌های ساختمانی
۱۳۷	۶-۲-۵- طراحی اعضای ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی X- شکل
۱۳۹	۷-۲-۵- طراحی اعضای ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی شورون (Chevron)
۱۴۱	۸-۲-۵- طراحی اعضای ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی EBF
۱۴۴	۹-۲-۵- طراحی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی مجهز به میراگر ADAS
۱۴۴	۱-۹-۲-۵- طراحی قاب ساختمانی
۱۴۷	۲-۹-۲-۵- طراحی میراگرهای ADAS
۱۴۹	۱۰-۲-۵- طراحی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی مجهز به میراگر TADAS
۱۴۹	۱-۱۰-۲-۵- طراحی قاب ساختمانی
۱۴۹	۲-۱۰-۲-۵- طراحی میراگرهای TADAS
۱۵۱	۳-۵- آنالیز غیرخطی مدل‌های مورد مقایسه با استفاده از نرم‌افزار DRAIN-2DX
۱۵۱	۱-۳-۵- کلیات برنامه DRAIN-2DX
۱۵۴	۲-۳-۵- مشخصات المان‌های نرم‌افزار DRAIN-2DX
۱۵۴	۱-۲-۳-۵- المان خرابایی
۱۵۵	۲-۲-۳-۵- المان تیر- ستون
۱۵۹	۳-۲-۳-۵- المان اتصال ساده (اتصال نیمه صلب)
۱۶۱	۳-۳-۵- مدلسازی کامپیوتری ساختمان‌های مورد مقایسه
۱۶۲	۴-۳-۵- زمینلرزه‌های انتخابی

فصل ششم - مقایسه رفتاری و اقتصادی مدل‌های ساختمانی

- ۱-۶-۱- مقدمه ۱۶۷
- ۲-۶-۲- مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات ۱۶۷
- ۳-۶-۳- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام ۱۷۱
- ۱-۳-۶-۱- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه *El Centro* ۱۷۱
- ۲-۳-۶-۲- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه *Hachinohe* ۱۷۴
- ۳-۳-۶-۳- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه *Sanfernando* ۱۷۶
- ۴-۳-۶-۴- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه *Taft* ۱۷۸
- ۴-۶-۴-۴- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام ۱۸۰
- ۱-۴-۶-۱- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زمینلرزه *El Centro* ۱۸۰
- ۲-۴-۶-۲- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زمینلرزه *Hachinohe* ۱۸۳
- ۳-۴-۶-۳- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زمینلرزه *Sanfernando* ۱۸۵
- ۴-۴-۶-۴- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زمینلرزه *Taft* ۱۸۷
- ۵-۶-۵- مقایسه نیروی برشی پایه و زمان تناوبها ۱۸۹
- ۶-۶-۶-۶- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک ۱۹۳
- ۱-۶-۶-۱- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro* ۱۹۳
- ۲-۶-۶-۲- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Hachinohe* ۱۹۹
- ۳-۶-۶-۳- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Sanfernando* ۲۰۵
- ۴-۶-۶-۴- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Taft* ۲۱۱
- ۷-۶-۷- مقایسه سهم کار انجام شده در اعضای مختلف سیستم‌های ساختمانی ۲۱۷
- ۸-۶-۸- مقایسه انرژی ورودی به سازه ۲۲۳

۹-۶- مقایسه اقتصادی ۲۲۶

فصل هفتم - نتیجه گیری

۱-۷- نتیجه گیری ۲۲۳

منابع و مراجع ۲۲۹

فصل اول

مقدمه

۱-۱- مقدمه

کشور ایران به عنوان یکی از زلزله خیزترین کشورهای دنیا بر روی کمر بند زلزله قرار دارد و همواره شاهد زلزله‌های مخرب فراوانی بوده که باعث از بین رفتن سرمایه‌های جانی و مالی فراوانی شده است. انسانها با شناخت پدیده‌های طبیعی همواره در پی مقابله با آن برآمده‌اند که زلزله به عنوان یکی از هولناک‌ترین این پدیده‌ها توجه بسیاری را به خود جلب نموده است. ساخت ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله که روزگاری آرزوی بشر بود امروزه محقق شده است و سیستم‌های ساختمانی متنوعی جهت مقابله با زلزله ابداع شده است.

بطور کلی می‌توان سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله را به دو دسته تقسیم نمود:

الف) سیستم‌های کلاسیک (متداول)

ب) سیستم‌های مدرن

سیستم‌های کلاسیک (متداول) مقاوم در برابر زلزله عبارتند از:

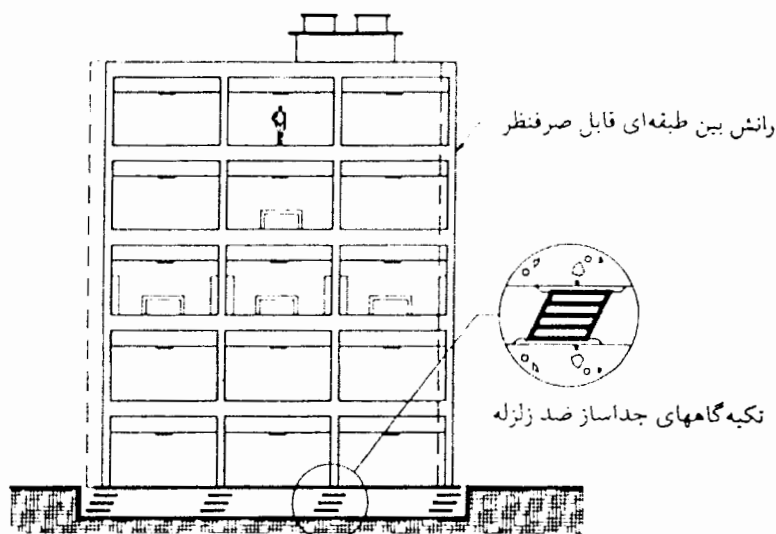
- سیستم مهاربندی جانبی (شامل عناصر قطری و بادبندها) (*Lateral Bracing System*)
- سیستم دیوار برشی (*Shear Wall System*)
- سیستم قاب مقاوم خمشی (*Moment Resisting Frame System*)
- سیستم دوگانه یا ترکیبی (*Dual System*)

سیستم‌های مدرن مقاوم در برابر زلزله عبارتند از [۳۵]:

- سیستم‌های جداساز لرزه‌ای (*Base Isolation Systems*)
- سیستم‌های فعال و نیمه فعال (*Active & Semi Active Systems*)
- سیستم‌های منفعل (*Passive Systems*)

۲-۱- سیستم‌های جداساز لرزه‌ای (*Base Isolation Systems*)

همانطور که می‌دانیم جرم منشا اصلی ایجاد نیرو در اثر زمینلرزه می‌باشد و اساس این روش بر جداسازی جرم استوار است. سیستم‌های جداساز لرزه‌ای عموماً در فنداسیون سازه‌ها نصب می‌شوند (شکل (۱-۱)). این سیستم‌ها بدلیل داشتن نرمی و قابلیت جذب انرژی نسبتاً زیاد باعث انعکاس بخشی از انرژی ورودی زلزله می‌شوند و بخش دیگر این انرژی را قبل از انتقال به سازه جذب می‌نمایند که در نهایت باعث کاهش تقاضای اتلاف انرژی در سیستم سازه‌ای می‌شوند [۲۸]. شکل (۲-۱) جزئیات اتصال سیستم جداساز لرزه‌ای را به فنداسیون ساختمان نشان می‌دهد.



شکل (۱-۱) - سازه دارای جداساز لرزه‌ای در پایه [۲۸]

۱-۳- سیستم‌های فعال و نیمه فعال (Active & Semi Active Systems)

کنترل فعال و نیمه فعال بخشی از کنترل سازه‌ای می‌باشد که در آن حرکت سازه توسط عملکرد یک سیستم کنترلی و با استفاده از منابع انرژی خارجی کنترل و اصلاح می‌شود. اگر چه سیستم‌های نیمه فعال تنها به مقدار کمی انرژی جهت تنظیم خواص مکانیکی خود احتیاج دارند اما بر خلاف سیستم‌های فعال، این نوع سیستم‌ها به سازه انرژی اضافه نمی‌کنند [۳۵].

۱-۴- سیستم‌های منفعل (Passive Systems)

تحقیقات و پیشرفت‌های مرتبط با تجهیزات اتلاف انرژی منفعل در سازه‌ها حدوداً به ۲۵ سال پیش بر می‌گردد. همانند سیستم‌های جداساز لرزه‌ای، کاربرد اصلی تجهیزات اتلاف انرژی منفعل وقتی که در سازه استفاده می‌شوند، جذب و تاحدی مصرف بخشی از انرژی ورودی زلزله می‌باشد که خود باعث کاهش تقاضای اتلاف انرژی در اعضای اصلی سازه‌ای شده و موجب به حداقل رسیدن خسارت سازه‌ای می‌گردد [۳۵].

برتری سیستم‌های منفعل در مقایسه با سیستم‌های جداساز لرزه‌ای در این است که این سیستم‌ها در برابر باد و حرکات القا شده ناشی از آن نیز به خوبی تحریکات زمینلرزه می‌توانند موثر باشند. سیستم‌های منفعل در مقایسه با سیستم‌های فعال و نیمه فعال نیازی به منبع انرژی خارجی و سیستم کنترلی ندارند. همانطور که اشاره شد سیستم‌های منفعل کنترل سازه‌ها در برابر زلزله، باعث کاهش تقاضای اتلاف انرژی در اعضای اصلی سازه می‌شوند که این امر ناشی از اثراتی است که تجهیزات اتلاف انرژی بر روی سازه اعمال می‌کنند.

این اثرات سودمند عبارتند از [۲۸ و ۳۵]:

۱- افزایش سختی

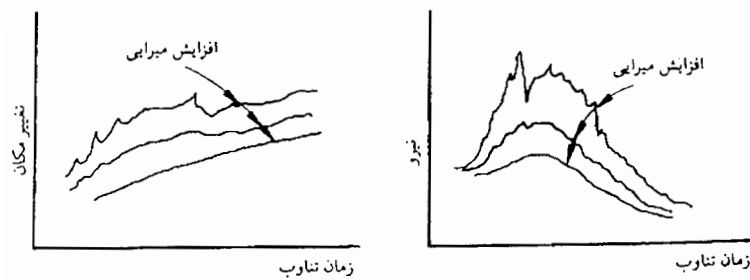
۲- کاهش شتاب طبقات

۳- کاهش نیروی برشی پایه

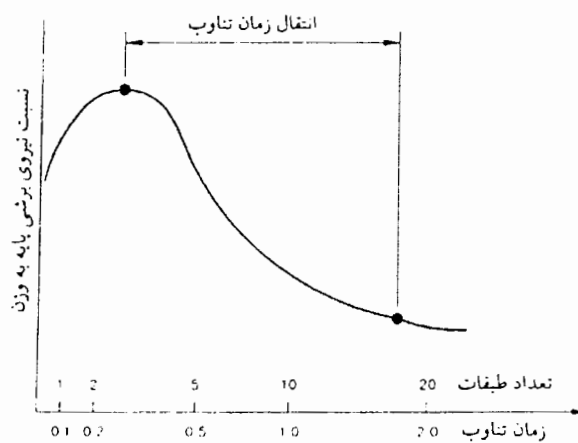
۴- افزایش میرایی سازه (شکل (۳-۱))

۵- افزایش انعطاف پذیری بدلیل تغییر زمان تناوب سازه (شکل (۳-۴))

۶- جذب انرژی توسط تجهیزات اتلاف انرژی



شکل (۳-۱) - تاثیر میرایی بر پاسخ سازه‌ها [۲۸]



شکل (۴-۱) - طیف آرمانی پاسخ نیرو [۲۸]

سیستم‌های منفعل اتلاف انرژی ممکن است یک و یا ترکیبی از اثرات ذکر شده را بر سازه اعمال نمایند. بطور کلی تجهیزاتی که در سیستم‌های منفعل اتلاف انرژی در سازه‌ها به کار می‌روند عبارتند از [۳۲]:

الف) تجهیزات میرایی منفعل (*PASSIVE DAMPING DEVICES*)

۱- میراگرهای اصطکاکی (*Friction Dampers*)

۲- میراگرهای فلزی (*Metallic Dampers*)

۳- میراگرهای ویسکوالاستیک (*Viscoelastic Dampers*)

۴- میراگرهای سیالی لزج (*Viscous Dampers*)

ب) سیستم‌های تنظیم شده (*TUNED SYSTEMS*)

۱- میراگرهای جرمی تنظیم شده (*Tuned Mass Dampers*)

۲- میراگرهای مایع و ستون مایع تنظیم شده

(*Tuned Liquid & Tuned Liquid Column Dampers*)

از میان سیستم‌های منفعل اتلاف انرژی، میراگرهای فلزی بدلیل عدم نیاز به تکنولوژی بسیار بالا جهت ساخت، عملی‌تر بودن کاربرد آنها در سازه، رفتار پایدار در برابر زلزله و دخیل نبودن عوامل محیطی (درجه حرارت، رطوبت و ...) در رفتار مکانیکی آنها، از اهمیت خاصی برخوردارند.

این میراگرها باعث افزایش میرایی و سختی در سیستم سازه‌ای شده و ظرفیت اتلاف انرژی را افزایش می‌دهند. افزودن میراگرهای فلزی به سازه باعث تمرکز اتلاف انرژی در میراگرها می‌شود

که پس از وقوع زلزله می‌توان میراگرها را به راحتی تعویض کرد (بر خلاف تیرهای پیوند^۱ در قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز) و جهت مقابله با زلزله‌های بعدی مقاوم نمود.

در چند دهه اخیر قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز^۲ (EBF) به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار گرفته‌اند. قاب‌های EBF دارای سختی زیاد در محدوده الاستیک و ظرفیت اتلاف انرژی مناسب در محدوده غیر الاستیک می‌باشند.

قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز^۳ (CBF) نیز به عنوان یکی از مرسوم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله سالیان متمادی است که مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جهت انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر زلزله لازم است تا برآورد مناسبی از لحاظ رفتاری و اقتصادی راجع به سیستم مورد استفاده داشته باشیم. مطالعاتی از این دست بر روی یک سیستم و یا ترکیبی از آنها صورت گرفته که در بخش ۱-۵ به آنها پرداخته شده است.

1- Link Beam
2- Eccentric Braced Frames
3- Concentric Braced Frames

۱-۵- مروری بر تحقیقات انجام شده

استفاده از ورق‌های فولادی برای جذب و اتلاف انرژی توسط تعدادی از محققان [۲۷ و ۳۶ و ۳۷] بکار گرفته شده است. این تجهیزات در ابتدا منحصراً به عنوان قید لوله در تاسیسات هسته‌ای طراحی شده‌اند.

Kelly [۳۶ و ۳۷] در دانشگاه برکلی کالیفرنیا اتلاف‌کننده‌های انرژی *X*-شکل را در یک ساختمان ۳ طبقه بر روی شبیه‌ساز زلزله آزمایش کردند. هدف از انجام این آزمایش‌ها بررسی رفتار یک سیستم لوله‌کشی متشکل از قیده‌های جاذب انرژی بود. *Kelly* نتیجه گرفت که استفاده از این جاذب‌های انرژی *X*-شکل، پاسخ سیستم لوله‌کشی را کاهش داده و تنش در سیستم لوله‌کشی را کم می‌کند. *Scholl* [۳۴] آزمایش بر روی المانهای فلزی *X*-شکل (*ADAS*) را جمع‌بندی نمود و نشان داد که المانهای *ADAS* تجهیزات قابل اعتمادی برای استفاده در ساختمانهایی که در منطقه با خطر زلزله بالا قرار دارند، می‌باشند.

ورق‌های مثلثی اتلاف‌کننده انرژی بوسیله *Bergman* [۲۰] در دانشگاه میشیگان مورد آزمایش قرار گرفت. *Bergman* و همکارانش یک المان *ADAS X*-شکل و یک المان *ADAS* مثلثی را در دانشگاه میشیگان مورد آزمایش قرار دادند. نتایجی که از آن مطالعات بدست آمد نشان داد که رفتار هیستریتیک تجهیزات *ADAS* تا نقطه شکست ورق پایدار باقی می‌ماند و این تجهیزات مقاومت خستگی کافی جهت تحمل نمودن یک تعداد زیاد از چرخه‌های برگشتی تسلیم را دارا می‌باشند. این خصوصیت باعث می‌شود که المانهای *ADAS* برای یک مدت زمان طولانی تحت ارتعاشات زلزله‌های شدید موثر باقی بمانند.

Scholl [۳۳] در سال ۱۹۹۳ بر روی معیارهای طراحی جاذب‌های انرژی تحقیقاتی انجام داد و اعدادی را برای بعضی از پارامترهای میراگرهای فلزی ارائه نمود.

Jara و همکارانش [۲۵] تحقیقاتی بر روی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های مجهز به میراگرهای ADAS انجام دادند. در این تحقیقات، پاسخ قاب مقاوم خمشی، قاب مهاربندی شده و قاب مجهز به میراگرهای ADAS مورد مقایسه قرار گرفت. مدل‌های مورد استفاده یک ساختمان فلزی ۱۰ طبقه و یک قاب بتنی ۹ طبقه بود. علاوه بر این یک مطالعه پارامتری برای یک سیستم یک درجه آزاد مجهز به تجهیزات ADAS انجام پذیرفت تا قابلیت اجرا این سیستم در شهر مکزیکوسیتی تعیین شود. نتایج تحقیقات ایشان نشان داد که تغییر مکان تسلیم میراگرها و اندر کنش خاک و سازه در قابلیت اجرا این سیستم‌ها حائز اهمیت می‌باشد.

در سال ۱۹۹۲ Xia & Hanson [۴۴] یکسری مطالعات عددی بر روی پارامترهای ADAS انجام دادند. در این مطالعه، پارامترهایی از قبیل نیروی تسلیم، جابجایی تسلیم، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی، نسبت سختی میراگرهای ADAS به سختی اعضای مهاربند و نسبت سختی تجهیزات (میراگر و باربند) به سختی طبقه سازه بدون تجهیزات ADAS، به عنوان پارامترهای بسیار مهم در تعیین عملکرد این تجهیزات، شناسایی شدند. تاثیر این پارامترها در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی آنالیز شد. نتایج نشان داد که این تجهیزات بطور موثری ظرفیت اتلاف انرژی سازه را افزایش می‌دهد و تقاضای اتلاف انرژی در اعضای اصلی یک سازه را به شدت کاهش می‌دهد.

Xia & Hanson [۴۴] اعدادی را برای پارامترهای فوق پیشنهاد نمودند که می‌توان در طراحی سیستم مجهز به میراگرهای ADAS از آنها استفاده نمود.

Tsai [۳۹ و ۳۸] در سال ۱۹۹۳ یکسری مطالعات عددی و آزمایشگاهی را بر روی میراگرهای ورق مثلثی (TADAS) انجام دادند. نتایج آزمایشها نشان داد، میراگرهای ورق مثلثی TADAS توانایی تحمل تعداد زیادی سیکل رفت و برگشتی تسلیم بدون کاهش در مقاومت و سختی را دارا می‌باشند. Tsai تاثیر نسبت سختی المان TADAS به قاب لخت و نسبت مقاومت تسلیم کامل قاب به قاب مجهز به المان TADAS، در پاسخ لرزه‌ای سازه مجهز به این میراگرها را مورد بررسی قرار داد. بر پایه این مطالعات یک روش طراحی و یک مثال از کاربرد میراگرهای TADAS در ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله، توسعه داده شده است.

یک برنامه آزمایش مفصل‌تر در دانشگاه برکلی کالیفرنیا توسط Whittaker [۳۹ و ۳۸] انجام شده است. در این بررسی که توسط کمپانی Bechtel انجام شده بود، هدف ارزیابی میراگرهای X- شکل (ADAS) بود. ویتاکر و همکارانش آزمایشهای سیکلی قطعه‌ای و شبیه سازی لرزه‌ای را بر روی این میراگرها انجام دادند. آنها آزمایشهای قطعه‌ای را بر روی میراگرهای ADAS ۴ ورقی، ۶ ورقی و ۷ ورقی انجام دادند. تمام میراگرهای ADAS آزمایش شده رفتار هیسترتیک پایدار بدون هیچ نشانه‌ای از باریک شدگی و یا کاهش سختی با دامنه تغییر مکان $\pm 13.6 \Delta_y^{ADAS}$ را از خود نشان دادند. نتایج آزمایشهای آنها نشان داد که میراگرهای ADAS توانایی تحمل بیش از ۱۲۰ سیکل رفت و برگشتی تسلیم با دامنه $\pm 10 \Delta_y^{ADAS}$ تا $\pm 14 \Delta_y^{ADAS}$ را دارا می‌باشند. ویتاکر و همکارانش نشان دادند که اثر کرنش سخت شدگی در تغییر مکانهای بزرگتر از $\pm 6 \Delta_y^{ADAS}$ ظاهر می‌شود. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که سیستم ADAS (میراگرهای ADAS و مهاربند هم مرکز) رفتار قاب مقاوم خمشی آزمایش شده را بهبود می‌بخشد، بطوریکه باعث افزایش ۱۵۰ درصدی سختی سازه آزمایش شده

می‌شود و مقاومت قاب را نیز افزایش می‌دهد. همچنین ظرفیت اتلاف انرژی سازه آزمایش شده را به شدت افزایش داده و تغییرمکان نسبی بین طبقات را کاهش می‌دهد.

در کشورمان نیز تحقیقاتی صورت گرفته است که از آن جمله می‌توان به کارهای انجام شده توسط کریمخانی - بابک [۸] اشاره کرد که رفتار دینامیکی یک ساختمان مجهز به میراگرهای *ADAS* را با سیستم‌های *CBF*، *EBF* و *PF* مورد بررسی و مقایسه قرار داده است.

صاحب الزمانی - علی [۶] رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی میان مرتبه پیچشی با میراگرهای جاری شونده را بررسی نموده است.

ماشینچیان، امید [۱۰] تاثیر میراگرهای الحاقی بر رفتار دینامیکی ساختمان را مورد بررسی قرار داده که در این بررسی رفتار قاب فلزی با میراگرهای اصطکاکی *Pall*، میراگر *ADAS* و میراگر جاری شدنی حلقوی، با رفتار دینامیکی قاب فلزی با مهاربند ضربدری و شورون، مورد مقایسه قرار گرفته است.

یوسف‌پور - هومن [۱۷] آسیب‌پذیری سازه‌های بتنی مسلح مجهز به میراگرهای فلزی جاری شونده را ارزیابی نموده است.

پهلوانی‌نیا - علیرضا [۲] رفتار دینامیکی قاب‌های مهاربندی شده با سیستم‌های میراگر را ارزیابی نموده است. رفتار دینامیکی سازه‌های مجهز به میراگرهای مختلف شامل میراگر اصطکاکی لغزشی و میراگر افزایش‌دهنده استهلاک و سختی، مورد مطالعه قرار گرفته است.

کامروا، محمد [۷] به مقایسه میراگرها در مقاوم‌سازی ساختمان‌ها پرداخته است.

جبلی- عزیزالله [۳] رفتار دینامیکی ساختمان‌های طرح شد، با مهاربندهای هم مرکز و خارج از مرکز را مورد مطالعه قرار داد و رفتار هر یک از این سیستم‌ها را با یکدیگر مقایسه نموده است. مدرس‌حقیقی- کامبیز [۱۱] سیستم‌های لرزه بر در ساختمان‌های فولادی را بررسی نموده و برخی سیستم‌های لرزه بر متداول شامل سیستم قاب مقاوم خمشی، سیستم قاب مهاربندی شده همگرا و واگرا و سیستم‌های ترکیبی را معرفی و برتری و کاستی آنها را ارزیابی و مقایسه نموده است.

۱-۶- پیکربندی پایان نامه

در فصل اول به بررسی مقدماتی سیستم‌های مختلف پرداخته شد. در فصل دوم اصول و مبانی دینامیک سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته و تاثیر میراگرهای الحاقی بر پاسخ سازه‌ها و فرمولاسیون انرژی ارائه شده است. در فصل سوم سیستم‌های متداول فولادی مقاوم در برابر زلزله ارائه شده و پارامترهای مختلف آنها مورد بحث قرار گرفته است. در فصل چهارم میراگرهای فلزی *ADAS* و *TADAS* و پارامترهای مختلف این میراگرها بررسی شده‌اند. در فصل پنجم مدل‌های مورد مقایسه معرفی شده‌اند و نحوه مدلسازی آنها در برنامه *DRAIN-2DX* توضیح داده شده است. در فصل ششم هر یک از مدل‌های ساختمانی تحت شتابنگاشت‌های *Taft*، *Hachinohe*، *Elcentro* و *Sanfernando* بصورت غیرخطی آنالیز شده و از لحاظ رفتار و نحوه عملکرد در برابر این زمینلرزه‌ها و همچنین از نظر اقتصادی مقایسه شده‌اند. در نهایت در فصل هفتم نتایج بدست آمده جمع‌بندی و ارائه گردیده است.

فصل دوم

**مروری بر دینامیک
سازه‌ها**

۲-۱- مقدمه

در این فصل پاسخ دینامیکی سیستمهای سازه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور ابتدا یک سیستم یک درجه آزاد^۱ (*SDOF*) در نظر گرفته شده و معادلات حاکم بر آن بررسی می‌شود. سپس تاثیر الحاق سیستمهای منفعل^۲ اتلاف انرژی به این سازه را مورد مطالعه قرار داده و روابط را برای سازه‌های چند درجه آزاد بسط می‌دهیم تا به یک روند کلی در خصوص آنالیز سازه‌های مجهز شده توسط تجهیزات منفعل اتلاف انرژی دست یابیم.

در نهایت روشی کامل برای فرمولاسیون انرژی را مورد بررسی قرار می‌دهیم. در این روش تحریکات خارجی را همانند تزریق انرژی به سازه تصور نموده و سپس طراحی را بر روی مدیریت این انرژی متمرکز می‌کنیم.

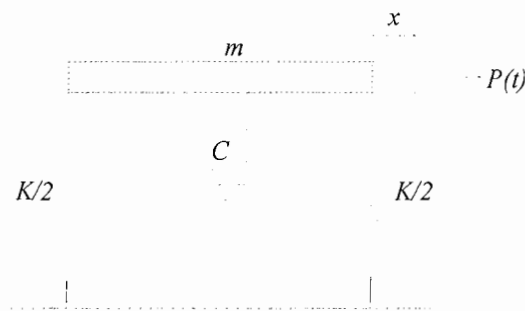
1- Single Degree of Freedom

2- Passive

۲-۲- پاسخ دینامیکی سیستم یک درجه آزاد (SDOF)

۲-۲-۱- معادله حرکت سیستم یک درجه آزاد (SDOF) [۹]

شکل (۱-۲) اجزا سیستم یک درجه آزاد را نشان می‌دهد. در این مدل فرض شده است که تیر اصلی این قاب صلب بوده و تمام جرم متحرک سازه را شامل می‌گردد، همچنین ستونهای قائم بدون وزن و در راستای قائم (محوری) بدون تغییر شکل بوده و مقاومتی که توسط هر ستون در مقابل جابجایی تیر اصلی اعمال می‌گردد توسط ثابت فنر $k/2$ بیان می‌شود.



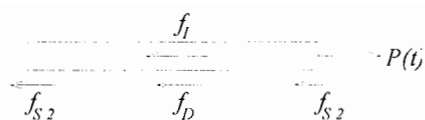
شکل (۱-۲) - مشخصات یک سیستم SDOF [۹]

بنابراین جرم سیستم دارای یک درجه آزادی x بوده که مربوط به خمش ستونها است. مشخصات فیزیکی این سیستم عبارت است از جرم، (m) سختی و (c) میرایی که سیستم فوق تحت تاثیر نیروی $P(t)$ قرار گرفته است.

معادله حرکت این سیستم یک درجه آزاد با در نظر گرفتن تعادل نیروها (شکل (۲-۲)) توسط رابطه (۱-۲) بیان می‌گردد:

$$f_I + f_D + f_S = P(t) \quad (1-2)$$

در رابطه (۱-۲) f_I نیروی اینرسی، f_D نیروی استهلاک، f_S نیروی الاستیک و $P(t)$ نیروی خارجی می‌باشد که:



شکل (۲-۲) - تعادل نیروها [۹]

$$f_I = m\ddot{x} \quad \text{نیروی اینرسی} \quad (۲-۲)$$

$$f_D = c\dot{x} \quad \text{نیروی استهلاک} \quad (۳-۲)$$

$$f_S = kx \quad \text{نیروی الاستیک} \quad (۴-۲)$$

با جایگزینی روابط (۲-۲) و (۳-۲) و (۴-۲) در رابطه (۱-۲)، معادله حرکت سیستم یک درجه آزاد

بصورت:

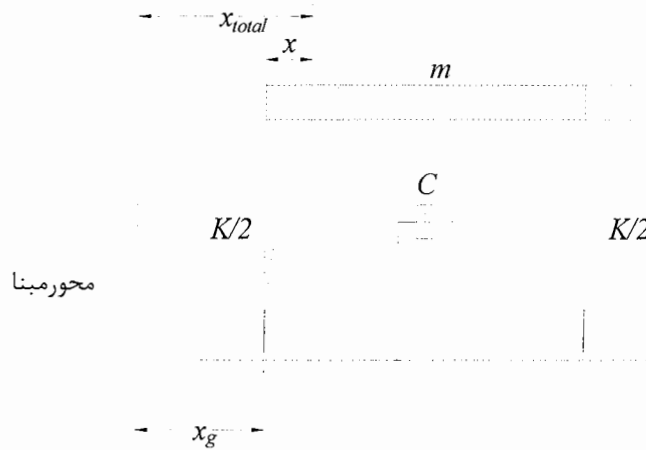
$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) \quad (۵-۲)$$

در می‌آید.

۲-۲-۲- اثر تحریک تکیه‌گاهها [۹]

شکل (۳-۲) را در نظر بگیرید. سیستم فوق همان سیستم یک درجه آزاد شکل (۱-۲) است که تحت تاثیر حرکت افقی زمین بر اثر وقوع زلزله به اندازه x_g نسبت به محور مبنا جابجا شده است. با در نظر گرفتن تعادل نیروها طبق شکل (۴-۲) داریم:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (۶-۲)$$



شکل (۳-۲) - یک سیستم $SDOF$ که تحت تاثیر حرکت افقی زمین قرار گرفته است [۹]



شکل (۴-۲) - تعادل نیروها [۹]

که در این رابطه نیروی اینرسی بصورت:

$$f_I = m\ddot{x}_{total} \quad (۷-۲)$$

است. در این رابطه x_{total} نشان دهنده جابجایی کل جرم نسبت به محور مبنا است و مقدار آن بصورت زیر می‌باشد:

$$x_{total} = x_g + x \quad (۸-۲)$$

با دو بار دیفرانسیل گیری از رابطه (۸-۲) و جایگزین کردن آن در رابطه (۷-۲) داریم:

$$f_I = m(\ddot{x}_g + \ddot{x}) = m\ddot{x}_g + m\ddot{x} \quad (۹-۲)$$

از قراردادن رابطه (۹-۲) در معادله (۶-۲) و جایگزین کردن مقادیر f_D و f_S از روابط (۳-۲) و (۴-۲) داریم:

$$(m\ddot{x}_g + m\ddot{x}) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (۱۰-۲)$$

اما از آنجا که شتاب زمین نمایانگر ورودی مشخص به سازه است، بهتر است معادله حرکت را بصورت زیر بازنویسی نماییم [۹]:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \equiv P_{eff}(t) \quad (۱۱-۲)$$

در این معادله $P_{eff}(t)$ نشان دهنده بار مؤثر تحریک تکیه‌گاه‌هاست. به عبارت دیگر پاسخ سازه در مقابل شتاب زمین $\ddot{x}_g(t)$ دقیقاً معادل این است که برای سیستم یک بار خارجی $P(t)$ برابر حاصل ضرب جرم در شتاب زمین منظور شود. علامت منفی معادله (۱۱-۲) مؤید این حقیقت است که نیروی مؤثر بر خلاف جهت شتاب زمین عمل می‌نماید.

۳-۲-۲- ارتعاش آزاد یک سیستم SDOF [۹]

در رابطه (۵-۲) معادله حرکت سیستم یک درجه آزاد بصورت:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) \quad (۵-۲)$$

ارائه گردید. حال فرض نمائید جرم m به اندازه x_0 جابجا شده و در شرایط اولیه با سرعت صفر رها

شده است. با فرض آنکه $P(t)=0$ باشد، معادله (۵-۲) بصورت معادله ارتعاش آزاد در می‌آید که در

غیاب میرایی ($c=0$) معادله حرکت ارتعاش آزاد بدون میرایی بصورت:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (۱۲-۲)$$

پاسخ حرکت هارمونیک معادله فوق بصورت زیر است:

$$x(t) = x_0 \cos \omega t \quad (۱۳-۲)$$

که ω فرکانس زاویه‌ای نامیرا است و بصورت زیر نشان داده می‌شود:

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (۱۴-۲)$$

دیگر کمیت‌های مورد نظر فرکانس طبیعی f و زمان تناوب طبیعی T (پریود) می‌باشد که بصورت زیر

به یکدیگر مرتبط هستند:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (۱۵-۲)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f} \quad (۱۶-۲)$$

در یک سیستم بدون میرایی ($c=0$) انرژی پتانسیل (کرنشی) و انرژی جنبشی مرتباً قابل تبدیل به

یکدیگر بوده و اصطلاحاً ماندنی می‌باشد و بنابراین هیچگونه اتلاف انرژی صورت نمی‌پذیرد.

در صورت صفر بودن میرایی، حرکت سیستم تا بینهایت ادامه می‌یابد اما تجربه نشان می‌دهد که سیستم‌های فیزیکی همیشه پس از گذشت مدت زمانی متوقف می‌شوند و همواره مقداری اتلاف انرژی در آنها صورت می‌پذیرد. معادله زیر معادله حرکت ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزاد بامیرایی را نشان می‌دهد:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (17-2)$$

پاسخ حرکت هارمونیک معادله فوق بصورت زیر است:

$$x(t) = x_0 e^{-\xi\omega t} \left[\cos \omega_D t + \frac{\xi\omega_0}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (18-2)$$

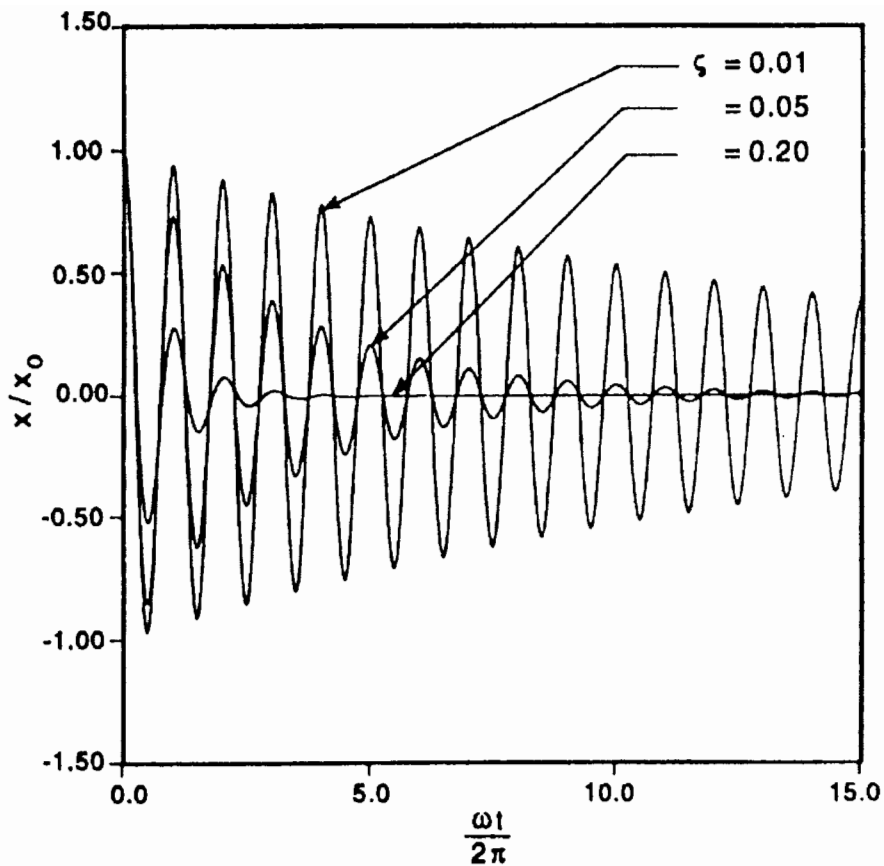
که در آن ω_D فرکانس زاویه‌ای بامیرایی و ξ نسبت میرایی می‌باشد که بصورت زیر بیان می‌شوند:

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (19-2)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (20-2)$$

بایستی توجه نمود که معادله (۱۸-۲) برای $\xi=0$ به معادله (۱۳-۲) تبدیل می‌گردد. در واقع معادله (۶-۲) فقط برای سیستم‌های زیر بحرانی یعنی $\xi < 1$ معتبر است.

در شکل (۵-۲) پاسخ ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزاد که با معادله (۱۸-۲) ارائه شده برای نسبت میرایی‌های مختلف ترسیم شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود افزایش نسبت میرایی اثر قابل ملاحظه‌ای در کاهش پاسخ سیستم (*SDOF*) دارد. برای $\xi=0.01$ سیستم تقریباً به مقدار 37 سیکل قبل از کاهش دامنه به اندازه $0.01x_0$ نوسان می‌نماید در حالیکه برای $\xi=0.2$ کمتر از 2 سیکل لازم است که به اندازه $0.01x_0$ کاهش دامنه داشته باشیم.



شکل (۲-۵) - پاسخ ارتعاش آزاد [۹]

۲-۲-۴- ارتعاش اجباری یک سیستم SDOF [۳۵ و ۹]

در این قسمت به بررسی پاسخ مدل (*SDOF*) تحت تاثیر بارگذاری هارمونیک با بزرگی P_0 و فرکانس $\bar{\omega}$ می پردازیم.

معادله کلی حرکت سیستم *SDOF* را در نظر بگیرید:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + P(t) \quad (۲-۲۱)$$

معادله نیروی اعمال شده بصورت زیر می باشد:

$$P = P_0 \sin \bar{\omega} t \quad (۲-۲۲)$$

شتاب زمین $\ddot{x}_g = 0$ فرض می‌شود. معادله کلی حرکت (۳-۲۱) بصورت زیر می‌باشد:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_0 \sin \bar{\omega}t \quad (۲۳-۲)$$

حل معادله (۲۳-۲) منجر به جواب:

$$(۲۴-۲)$$

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) + \frac{P_0}{k} \frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} [(1-\beta^2) \sin \bar{\omega}t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega}t]$$

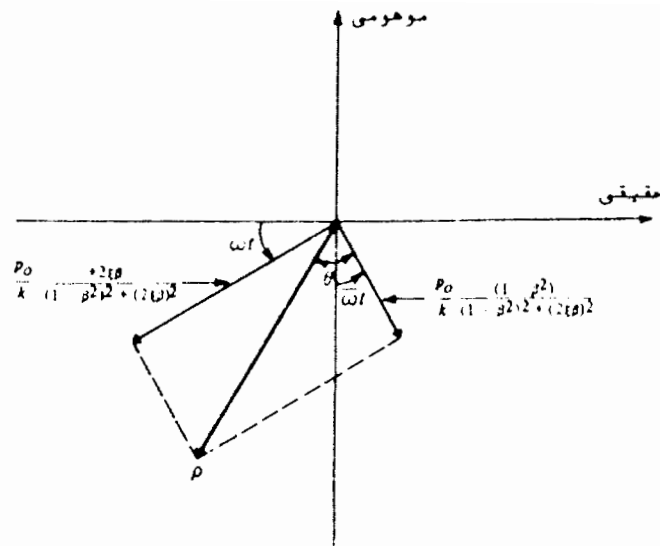
می‌گردد.

عبارت اول معادله (۲۴-۲) نشان دهنده پاسخ گذرا در مقابل بار اعمالی است. ثابت‌های انتگرال A و B را می‌توان برای هر شرایط اولیه فرضی ارزیابی کرد. عبارت اول معادله (۲۴-۲) جواب گذرا است که با گذشت زمان (بدلیل وجود میرایی) همانند پاسخ ارتعاش آزاد بامیرایی مستهلک شده و به صفر نزدیک می‌شود. اما عبارت دوم معادله (۲۴-۲) جواب حالت دائم یا ماندگار می‌باشد که سهم قابل ملاحظه‌ای خواهد داشت. در واقع پس از گذشت مدت زمان کافی، پاسخ سیستم $SDOF$ به صورت زیر در می‌آید:

$$x(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} [(1-\beta^2) \sin \bar{\omega}t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega}t] \quad (۲۵-۲)$$

همانطور که در معادله (۲۵-۲) مشاهده می‌شود جواب ماندگار هم فرکانس با بار اعمالی، ولی غیر هم فاز با آن می‌باشد. بهترین راه توضیح این رفتار حالت ماندگار، ترسیم دو بردار آن در دیاگرام آرگاند شکل (۶-۲) می‌باشد. بردار منتهی به ρ نشان دهنده پاسخ حالت دائم سیستم می‌باشد:

$$\rho = \frac{P_0}{k} [(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-\frac{1}{2}} \quad (۲۶-۲)$$



شکل (۲-۶) - پاسخ جابجایی حالت دائم (ماندگار) [۹]

زاویه فاز θ ، یعنی زاویه تأخیر پاسخ نسبت به بار اعمالی چنین است:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2} \quad (۲۷-۲)$$

زاویه فاز محدود به $0 < \theta < 180^\circ$ است، بنابراین پاسخ حالت دائم به صورت زیر قابل بیان است:

$$x(t) = \rho \sin(\omega t - \theta) \quad (۲۸-۲)$$

نسبت دامنه پاسخ حاصله با جابجایی استاتیکی، یعنی جابجایی حاصل از اعمال استاتیکی

نیروی P_0 ، بنام ضریب بزرگنمایی دینامیکی (D) مشهور می‌باشد.

$$D \equiv \frac{\rho}{P_0/k} = [(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} \quad (۲۹-۲)$$

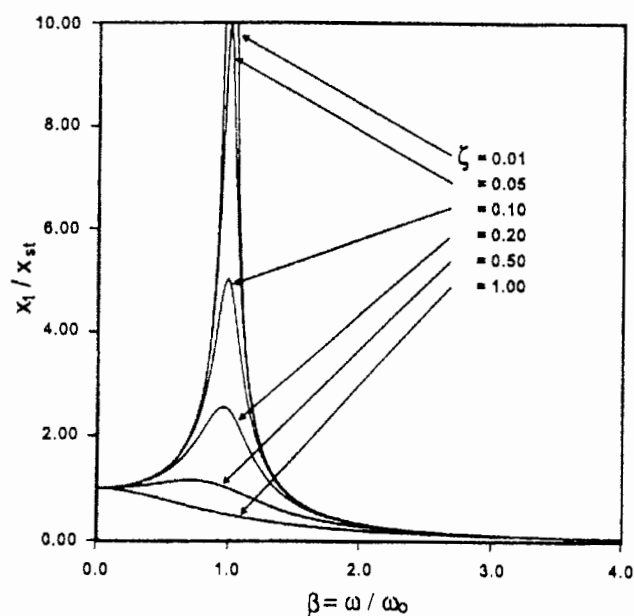
با توجه به معادله (۲۹-۲) مشاهده می‌گردد که ضریب بزرگنمایی دینامیکی (D) تنها به فرکانس و

نسبت میرایی بستگی دارد. نمودارهای ضریب بزرگنمایی دینامیکی (D) بر حسب β به ازاء مقادیر

مختلف ξ در شکل (۲-۷) ارائه شده است. پاسخ اوج نزدیک تشدید رخ داده ($\beta=1$) و برای سیستم

بدون میرایی بصورت بی نهایت در می آید. برای $\zeta=0.01$ مقدار اوج ضریب بزرگنمایی دینامیکی تقریباً 50 می باشد، در حالیکه برای $\zeta=0.2$ در حدود 2.5 است. بار دیگر دیده می شود که میرایی لزج اثر قابل ملاحظه ای بر مشخصات پاسخ مدل $SDOF$ دارد. شایان ذکر است که برای فرکانسهای دور از وضعیت تشدید، میرایی لزج تاثیر بسیار کمتری بر پاسخ دارد.

برای هر میزان میرایی با میل نمودن β به سمت صفر، پاسخ استاتیکی نتیجه می شود در حالیکه برای مقادیر بزرگ β ضریب بزرگنمایی چندان چشمگیر نیست و دلیل این امر تغییرات سریع بار می باشد که اجازه ایجاد پاسخ جابجایی را نمی دهد.



شکل (۲-۷) - تغییرات ضریب بزرگنمایی دینامیکی بر حسب استهلاک و فرکانس [۳۵]

با بررسی نمودار نیرو-تغییر مکان نشان داده شده در شکل (۲-۸) برای فنر و میراگر، مشاهده می گردد که انرژی انبار شده در فنر در هر لحظه زمانی برابر است با سطح زیر منحنی شکل

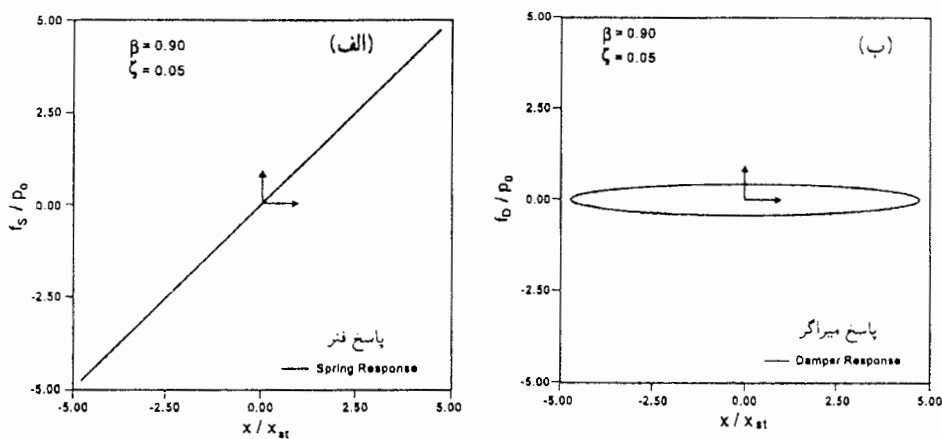
(۸-۲-الف) در حالیکه انرژی تلف شده از طریق حرکت لزوج برای هر سیکل معادل با سطح

محصور شده در حلقه‌های بیضوی هیستریزس شکل (۸-۲-ب) می‌باشد.

برای یک سازه مفروض، سطح محصور شده بین حلقه هیستریزس تابعی از نسبت فرکانس که

بیشینه آن در نزدیکی تشدید است، می‌باشد. حالت خاصی که در شکل (۸-۲) ارائه گردیده است

دارای $\beta=0.9$ و $\zeta=0.05$ است.



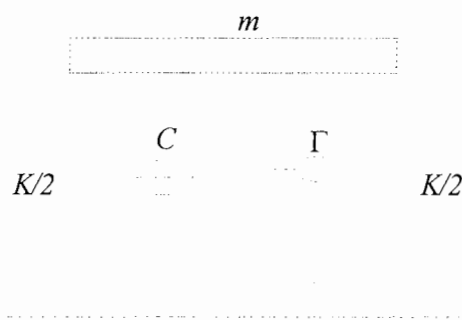
شکل (۸-۲) - پاسخ نیرو- تغییر مکان برای تحریک هارمونیک [۳۵]

(ب) میراگر

(الف) فنر

۲-۳- پاسخ دینامیکی سیستم SDOF مجهز به میراگر منفعل [۳۵]

در تمامی حالاتی که در بخشهای قبلی به آنها پرداخته شد، مکانیزم اتلاف انرژی بدلیل اثر میراگر لزج خطی بوده است که بیان کننده مستهلک کننده انرژی اولیه سیستم می باشد. هر چند مکانیزهای مفید دیگری نیز وجود دارند که بعنوان میراگر به سیستم اضافه می شوند و توسط مکانیزمهایی از قبیل اصطکاک، مکانیزم تسلیمی و یا ویسکوالاستیک، موجب اتلاف انرژی در سازه می شوند. یک عضو میراگر منفعل را مطابق شکل (۲-۹) در نظر بگیرید که به سیستم SDOF الحاق شده است.



شکل (۲-۹)- مدل SDOF با المان میراگر منفعل [۳۵]

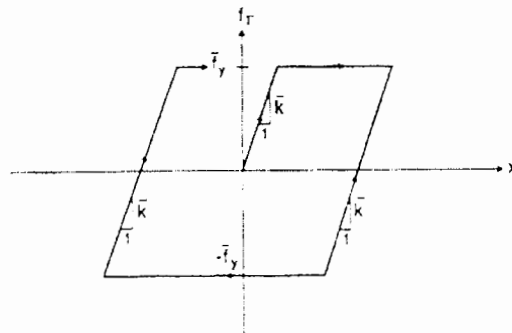
پاسخ این سیستم SDOF، بدلیل اضافه شدن میراگر منفعل تحت تاثیر قرار می گیرد که بایستی برحسب یک مدل نیرو- جابجایی میکروسکوپی مناسب مشخص شود. این عضو منفعل ماهیت لزجی خالص نخواهد داشت، اما در عوض موجب افزایش سختی و احتمالاً جرم در جهت مکانیزم اتلاف انرژی می شود. علامت Γ در شکل (۲-۹) نشان دهنده یک عملگر انتگرال- دیفرانسیلی است بطوریکه نیروی متناظر با میراگر منفعل به شکل ساده $\Gamma \dot{x}$ نوشته می شود. استفاده از این عملگر این اجازه را به ما می دهد که مشخصات پاسخ عمومی شامل جابجایی، سرعت و سهم وابسته به

شتاب را به خوبی دیگر اثرات ذاتی بیان نماییم. معادله حرکت برای مدل سیستم $SDOF$ جدید بصورت زیر است:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + \Gamma x = -(m + \bar{m})\ddot{x}_g + P(t) \quad (۳۰-۲)$$

که در آن \bar{m} نشان دهنده جرم میراگر منفعل می‌باشد.

فرض نمائید که برای سیستم $SDOF$ مبنا، نسبت میرایی ξ برابر 0.05 است و وسیله ساده بدون جرم با عملکرد تسلیمی به این سازه به عنوان یک عضو منفعل اضافه شده است. رابطه نیرو-جابجایی برای این عضو الاستیک-پلاستیک کامل و مستقل از سرعت در شکل (۱۰-۲) نشان داده شده است که برحسب سختی اولیه \bar{k} و نیروی تسلیمی \bar{f}_y تعریف می‌شود.

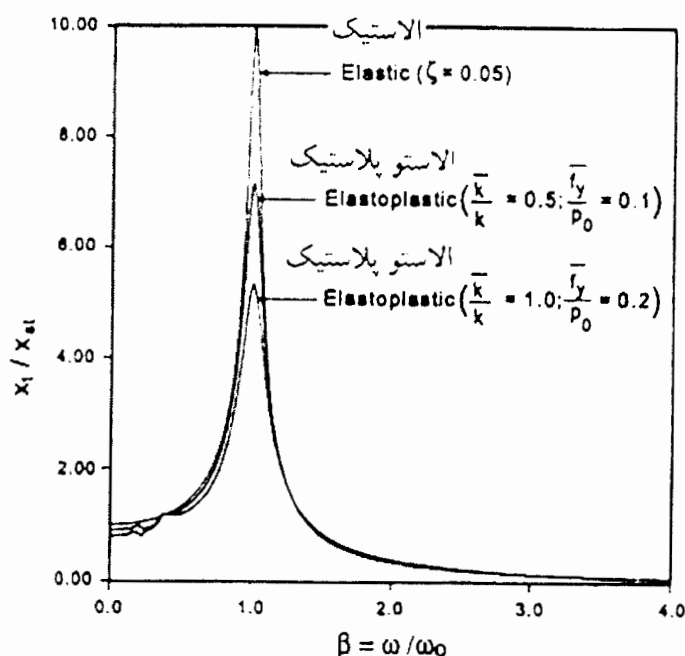


شکل (۱۰-۲) مدل نیرو-جابجایی برای عضو منفعل الاستیک-پلاستیک کامل [۳۵]

مدل $SDOF$ میرا شده منفعل تحت تاثیر بارگذاری هارمونیک که با معادله (۲۲-۲) بیان شد، قرار می‌گیرد. در شرایط ماندگار و پس از مستهلک شدن پاسخهای گذرا، دامنه پاسخ جابجایی بر حسب فرکانس نیروی ورودی در شکل (۱۱-۲) نشان داده شده است.

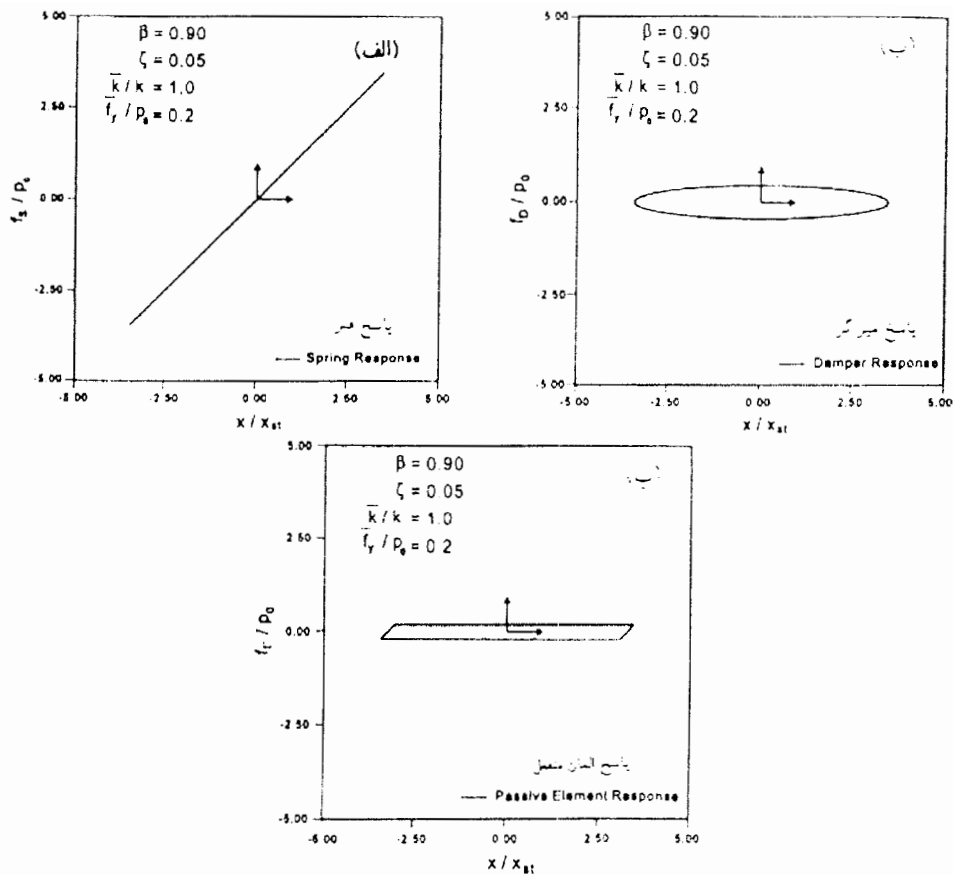
به منظور واضح نمودن اثر میراگر منفعل اضافه شده، همپایه سازی برحسب فرکانس طبیعی

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad \text{و پاسخ استاتیکی} \quad x_{st} = \frac{P_0}{k} \quad \text{انجام شده است.}$$



شکل (۲-۱۱) - ضرایب بزرگنمایی برای تحریک هارمونیک با عضو منفعل [۳۵]

منحنی فوقانی در شکل (۲-۱۱) در واقع همان منحنی با $\zeta = 0.05$ شکل (۲-۷) می‌باشد. (سیستم $SDOF$ بدون حضور میراگر منفعل) دو منحنی دیگر اثر میراگر منفعل را که عملکرد تسلیمی دارد و به سیستم $SDOF$ اضافه شده است را نشان می‌دهد. مشهود است که خصوصیات اتلاف انرژی اعضا یا تجهیزاتی که عملکرد تسلیمی دارند پاسخ اوج در نزدیکی تشدید را به صورت قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهند. نمودارهای نیرو-جابجایی برای فنر خطی، میراگر لزج و میراگر منفعل در شکل (۲-۱۲) برای حالت $\beta = 0.9$ و $\zeta = 0.05$ به منظور مقایسه با نتایج سازه مبنا که در نمودار شکل (۲-۸) با همان مقیاس ترسیم شده است، آورده شده است.



شکل (۲-۱۲) - پاسخ نیرو-جابجایی برای تحریک هارمونیک با المان منفعل [۳۵]
 (الف) فنر (ب) میراگر لزج (ج) میراگر منفعل

همانطور که دیده می‌شود پاسخ به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است. سطح محصور شده توسط حلقه‌ها در شکل (۲-۱۲) (ب) و (۲-۱۲) (پ) به ترتیب مقدار انرژی تلف شده در هر سیکل را برای میراگر لزج و میراگر منفعل نشان می‌دهد. برای مثال در شرایط حالت ماندگار، میراگر منفعل تقریباً ۳۷٪ از انرژی ورودی به سیستم را تلف نموده است [۳۵].

۲-۴- پاسخ دینامیکی سیستم^۱ MDOF مجهز به میراگرهای منفعل [۳۵]

در این بخش فرمولاسیون تحلیل دینامیکی برای سیستم‌های چند درجه آزاد (MDOF) بسط داده می‌شود. معادله حرکت برای سیستم سازه‌ای مجزا که در اثر تحریک پایه یکنواخت و نیروهای وابسته به زمان قرار دارد به صورت زیر می‌باشد:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx + \Gamma x = -[M + \bar{M}] \ddot{x}_g + P \quad (۳۱-۲)$$

که در آن M ، C و K ماتریسهای جرم، میرایی و سختی می‌باشند در حالیکه Γ نشان دهنده یک ماتریس عملگر است که میراگرهای منفعل موجود در سازه را مدل می‌نماید.

همچنین بردار \ddot{x}_g حاوی سهم جسم صلب از جابجایی لرزه‌ای زمین برای هر یک از درجات آزادی و بردار P حاوی نیروهای ناشی از بارهای دینامیکی می‌باشند. ماتریس \bar{M} نشان دهنده جرم میراگرهای منفعل است. روشهای متعددی وجود دارد که می‌توان از آنها جهت حل معادله (۳۱-۲) استفاده کرد. روش ترجیحی، برحسب دقت و کارایی، بستگی به حالات عبارات مختلف این معادله دارد. در وهله اول تصور کنید که میراگرهای منفعل می‌توانند به صورت معادلات خطی مستقیم بردارهای شتاب، سرعت و جابجایی مدل شوند یعنی داشته باشیم:

$$\Gamma x = \bar{M} \ddot{x} + \bar{C} \dot{x} + \bar{K} x \quad (۳۲-۲)$$

در نتیجه معادله (۳۱-۲) به شکل زیر در می‌آید:

$$\hat{M} \ddot{x} + \hat{C} \dot{x} + \hat{K} x = -\hat{M} \ddot{x}_g + P \quad (۳۳-۲)$$

که در آن:

1- Multi Degree of Freedom

$$\hat{M} = M + \bar{M} \quad (۳۴-۲)$$

$$\hat{C} = C + \bar{C} \quad (۳۵-۲)$$

$$\hat{K} = K + \bar{K} \quad (۳۶-۲)$$

معادله (۳۳-۲) در این حالت به شکل ماتریسهای کلاسیک مسائل تحلیل دینامیکی سازه‌ها می‌باشد. در ساده‌ترین حالت که در اینجا فرض کردیم، تمامی ضرایب ماتریس مربوط به سازه اولیه و اجزا منفعل ثابت می‌باشند. در نتیجه معادله (۳۳-۲) نشان دهنده یک مجموعه N معادله دیفرانسیل معمولی درجه دوم خطی با ضرایب ثابت است. این معادلات عموماً همبسته می‌باشند. بنابراین بسته به مقدار N ، حل معادله (۳۳-۲) در محدوده زمانی مورد نیاز می‌تواند بسیار وقت‌گیر باشد. این تلاش مورد نیاز می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد در صورتی که معادله مذکور با استفاده از یک انتقال ناهمبسته شود. یعنی اگر \hat{M} ، \hat{C} و \hat{K} قطری شوند. متأسفانه برای ماتریسهای دلخواه \hat{M} ، \hat{C} و \hat{K} این کار امکان‌پذیر نمی‌باشد. هر چند با اعمال محدودیت‌های خاصی بر روی ماتریس میرایی (انتقال به مختصات مدی)، این قطری‌سازی را همانطور که در ادامه نشان داده می‌شود عملی می‌نماید.

۲-۵- فرمولاسیون انرژی [۳۵]

در دو بخش قبلی، سیستمهای سازه‌ای $SDOF$ و $MDOF$ مورد بررسی قرار گرفتند. هدف اصلی در روش آنالیزی که به آنها اشاره شد، تعیین جابجاییها، سرعتها، شتابها و نیروها می‌باشد. اینها کمیت‌هایی هستند که معمولاً بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرند، هر چند با پیشرفت مفاهیم جدید برای طراحی ضد زلزله‌ای، شامل جداسازی پایه و سیستمهای اتلاف انرژی منفعل، مهم به نظر می‌رسد که روشهای فعلی تحلیل و طراحی را بازنگری نماییم. خصوصاً تمرکز بر روی معیار طراحی بر اساس انرژی از نقطه نظر مفهومی می‌تواند جذاب باشد، با توجه به این موضوع تمرکز طراح بر روی مقاومت در برابر بارهای جانبی نمی‌باشد بلکه نیاز به تلف نمودن انرژی ورودی به سازه به علت مزاحمت‌های لرزه‌ای بیشتر احساس می‌شود.

روش انرژی تنها به در نظرگیری مقاومت لرزه‌ای محدود نمی‌شود و به سادگی قابل بسط به اثرات دینامیکی ناشی از بارهای باد نیز می‌باشد. فرمولاسیون بدست آمده برای یک بحث عمومی در خصوص اتلاف انرژی در سازه‌ها کاملاً مناسب می‌باشد زیرا که وسایل منفعل می‌توانند برای جذب ارتعاشات ناشی از نیروهای لرزه‌ای و آیرودینامیکی به کار گرفته شود. در قسمت بعدی یک فرمولاسیون انرژی برای سیستم سازه‌ای $SODF$ ایده آل شده که ممکن است بیش از یک وسیله منفعل در آن بکار رود، توسعه داده شده است.

مفهوم انرژی برای استفاده در سازه‌های غیر رایج که در آنها میراگرهای منفعل بکار رفته است مناسب می‌باشد زیرا که برای این نوع سیستمها مدیریت مناسب انرژی کلید موفقیت در طراحی آنها است. با توجه به این مسائل، فرمولاسیون ذکر شده به سیستمهای عمومی‌تر مثل سیستمهای

MDOF بسط داده می‌شود و بعضی از جوانب روش جدید انرژی در طراحی ضد زلزله‌ای مورد

بحث قرار می‌گیرد.

۲-۵-۱- سیستم‌های SDOF

همان سیستم *SDOF* که معادله حاکم بر حرکت آن معادله (۲-۲۱) می‌باشد را در نظر بگیرید:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + P(t) \quad (2-21)$$

جهت رسیدن به یک رابطه انرژی می‌توان با انتگرال گیری از بخشهای مجزای نیرو در معادله

(۲-۲۱) در کل تاریخچه جابجایی نسبی، عمل نمود، به عبارت دیگر:

$$E_K + E_D + E_S = E_I \quad (2-37)$$

که در آن:

$$E_K = \int m\dot{x} dx = \frac{m\dot{x}^2}{2} \quad (2-38)$$

$$E_D = \int c\dot{x} dx = \int c\dot{x}^2 dt \quad (2-39)$$

$$E_S = \int kx dx = \frac{kx^2}{2} \quad (2-40)$$

$$E_{I_s} = - \int m\ddot{x}_g dx \quad (2-41)$$

$$E_{I_w} = - \int P dx \quad (2-42)$$

$$E_I = E_{I_s} + E_{I_w} \quad (2-43)$$

عبارات سمت چپ معادله (۲-۳۷) نشان دهنده انرژی جنبشی نسبی جرم E_K ، انرژی تلف شده به علت میرایی ذاتی داخلی سازه E_D و انرژی کرنشی الاستیک E_S می‌باشد. مجموع این انرژی‌ها می‌بایست با انرژی ورودی به سازه ناشی از یک رویداد لرزه‌ای (E_{I_s}) به علاوه انرژی ورودی به علت نیروهای باد (E_{I_w}) در حال تعادل باشد. توجه به این نکته ضروری است که هر یک از بخشهای انرژی در واقع تابعی از زمان هستند و تعادل انرژی در هر لحظه زمانی برای کل مدت زمان بارگذاری حاصل می‌شود.

اگر بخواهیم که سازه‌های طرح شده بر اساس ضوابط آئین نامه‌ای در صورت بروز یک زلزله قوی در محدوده الاستیک عمل کنند، طرح سازه‌های بسیار غیر اقتصادی و نامعقول می‌گردد. به همین دلیل مهندسیین طراح برای جلوگیری از انهدام کامل سازه و قبول بعضی از خسارتها به شکل پذیری ذاتی سازه اعتماد می‌نمایند. در چنین حالتی، انرژی ورودی ناشی از زلزله E_{I_s} از ظرفیت ذخیره‌ای و اتلافی انرژی سازه که مکانیزم آنها با معادلات (۲-۳۸)، (۲-۳۹) و (۲-۴۰) مشخص شده است، فراتر می‌رود. به محض اینکه انرژی ورودی زمینلرزه از ظرفیت‌های اشاره شده بالاتر رفت، اجزا سازه عموماً دچار تسلیم و یا ترک خوردگی می‌شوند. در این وضعیت سختی ثابت نبوده و نیروی فنر در معادله (۲-۲۱) بایستی با رابطه عمومی‌تری مثل $f_S(x)$ جایگزین شود که عموماً اثرات هیسترتیک را لحاظ می‌نماید. در حالت کلی، معادله (۲-۴۰) برای پاسخ غیر الاستیک (غیر خطی) چنین بازنویسی می‌شود:

$$E_S = \int f_S(x) dx = E_{S_e} + E_{S_p} \quad (۲-۴۴)$$

که در آن E_S به بخشهای E_{S_e} و E_{S_p} که به ترتیب بیانگر کل انرژی کرنشی الاستیک قابل برگشت و انرژی کرنشی پلاستیک قابل اتلاف، تقسیم می‌شود.

از دیدگاه انرژی، برای یک طرح مقاوم لرزه‌ای مناسب ابتدا باید سعی در حداقل نمودن مقدار انرژی هیسترتیک تلف شده سازه نمود. دو دیدگاه مهم جهت رسیدن به این هدف وجود دارد. اولین دیدگاه شامل طرحهایی است که در آن سعی در کاهش انرژی ورودی به سازه داریم که به عنوان مثال سیستمهای جداسازی پایه (که در فصل اول توضیح داده شد) از آن جمله اند [۳۵].

دومین دیدگاه که موضوع اصلی بحث ما می‌باشد بر روی مکانیزمهای اتلاف انرژی در خود سازه متمرکز است. برای این منظور از یک سری تجهیزات استفاده می‌نمائیم. این تجهیزات بگونه‌ای طراحی می‌شوند که بخشی از انرژی ورودی به سازه را مصرف می‌نماید و در نتیجه خسارت وارده به سازه اصلی که ناشی از اتلاف هیسترتیک می‌باشد، کاهش می‌یابد. طبیعی است برای یک زمینلرزه بزرگ این تجهیزات می‌باید مقادیر زیادی از انرژی را تلف کنند [۳۵].

برای یک سیستم ($SDOF$) با میراگر منفعل که در شکل (۲-۹) نشان داده شده است معادله دیفرانسیل انتگرال پذیر حاکم بر آن با معادله (۲-۳۰) بیان شد. بعد از انتگرال گیری از معادله (۲-۳۰) نسبت به x ، معادله تعادل انرژی چنین نوشته می‌شود:

$$E_K + E_D + E_{S_e} + E_{S_p} + E_p = E_I \quad (۲-۴۵)$$

که در آن انرژی مرتبط با میراگرهای منفعل بصورت:

$$E_p = \int \Gamma x \, dx \quad (۲-۴۶)$$

است و جملات دیگر معادله (۲-۴۵) مطابق تعاریف قبلی است.

$$E_p = \int (\Gamma x)^T dx \quad (51-2)$$

$$E_I = - \int \ddot{x}_g^T \hat{M} dx + \int P^T dx \quad (52-2)$$

عبارتهای سمت چپ معادله (۴۷-۲) سهم کمیتهای مختلف انرژی را که سازه برای مقاومت در برابر زمینلرزه یا نیروهای باد استفاده می‌کند، مشخص می‌نماید. معادله تعادل انرژی کل (۳۷-۲) مسلماً برای یک ارزیابی کلی عملکرد مهم می‌باشد. هر چند پاسخ انرژی هر یک از اعضای سازه‌ای می‌تواند، با بکارگیری تک تک زیر ماتریسهای اجزا تعیین شود. نواحی مستعد تمرکز خسارت می‌تواند به سادگی مشخص شود و شاید به دنبال آن با استفاده از میراگرهای منفعل حذف گردد.

۳-۱- مقدمه

فولاد با خواص شکل‌پذیری زیاد و نسبت بالای مقاومت به وزن به عنوان یکی از مصالح ساختمانی مقاوم در برابر زلزله شناخته شده است [۱۵]. فولاد بدلیل شکل‌پذیری مناسب از توانایی جذب انرژی خوبی در محدوده غیر ارتجاعی (پلاستیک) برخوردار است و با توجه به مقاومت نسبتاً زیاد در برابر بارهای ضعیف و متوسط بصورت ارتجاعی عمل می‌نماید.

علیرغم اینکه فولاد به عنوان یک ماده شکل‌پذیر شناخته شده است ولی بدلیل ترک‌های ترد و ناپایداری‌های موضعی همیشه رفتار نرم و شکل‌پذیری مورد انتظار را ندارد. پدیده‌هایی مانند کمناش موضعی اجزا ورق با نسبت زیاد پهنا به ضخامت، کمناش خمشی ستونها و مهاربندی‌های با طول زیاد، کمناش جانبی- پیچشی تیرها و تیر ستون‌ها و اثر $P-\Delta$ در قاب‌هایی که تحت بارهای قائم زیاد قرار دارند، از جمله ناپایداری‌هایی است که بدلیل خصوصیات ذکر شده در فولاد ممکن است رخ دهد و باعث ایجاد ناپایداری در سازه گردد که بایستی به نحو مقتضی پیش‌بینی و از ایجاد آن‌ها جلوگیری شود [۱۵].

در این فصل به بررسی سیستم‌های متداول فولادی مقاوم در برابر زلزله پرداخته می‌شود و به نکاتی که بایستی در طراحی این سیستم‌ها در نظر گرفت تا به یک طرح مناسب و ایمن در برابر زلزله دست یافت، پرداخته می‌شود.

همانطور که در فصل اول اشاره شد سیستم‌های متداول مقاوم در برابر زلزله به چهار گروه تقسیم

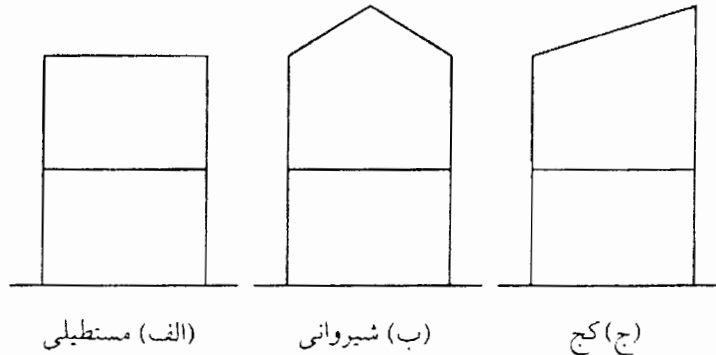
می‌شوند که انواع متداول قاب‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله عبارتند از:

- سیستم قاب مقاوم خمشی (*MRF*)
- سیستم قاب مهاربندی شده هم مرکز (*CBF*)
- سیستم قاب مهاربندی شده خارج از مرکز (*EBF*)
- سیستم دوگانه (ترکیبی)

که در ادامه این فصل به بررسی هر یک از سیستم‌های فوق پرداخته می‌شود.

۲-۳- سیستم قاب مقاوم خمشی (MRF)

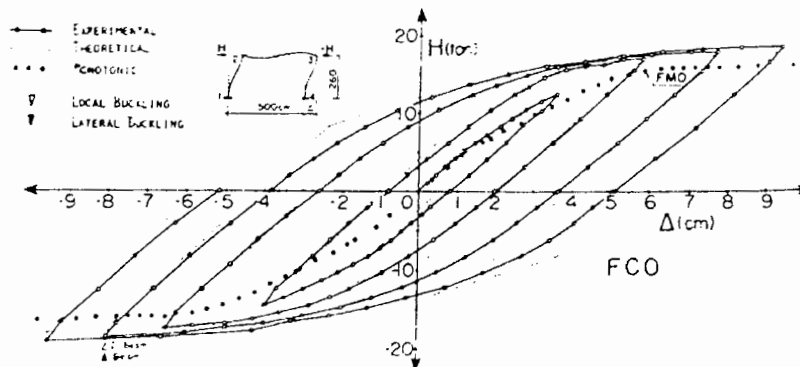
نمونه‌ای از قاب‌های خمشی در شکل (۱-۳) نشان داده شده است.



شکل (۱-۳) - شکل‌های نمونه برای قاب‌های مقاوم خمشی [۲۸]

همانطور که در بخش اول ذکر شد این قاب‌ها در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط در محدوده ارتجاعی عمل می‌نمایند ولی در زلزله‌های شدید اتلاف انرژی بواسطه رفتار پلاستیک اتصال تیر و ستون و در واقع خصوصیت شکل‌پذیری فولاد صورت می‌گیرد. در صورتی که اتصال تیر و ستون به نحو مناسبی طراحی گردد و جزئیات مناسبی برای آن در نظر گرفته شود قاب، شکل‌پذیری مناسبی خواهد داشت. همانطور که در شکل (۲-۳) مشاهده می‌شود سیستم‌های *MRF* دارای شکل‌پذیری زیاد، ظرفیت اتلاف انرژی زیاد و چرخه‌های هیستریزس پایدار بدون کاهش مقاومت،

هستند.



شکل (۲-۳) - قاب مقاوم خمشی یک طبقه تحت بارگذاری شدید تکراری [۳۱]

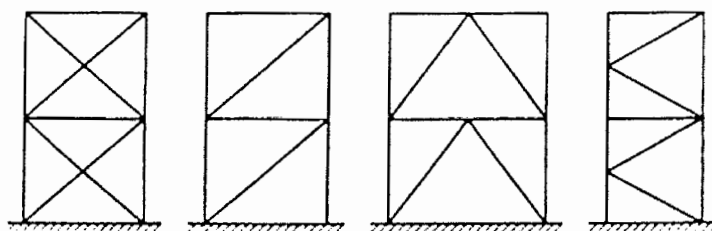
علیرغم این سیستم‌های *MRF* نسبتاً انعطاف‌پذیر بوده و سختی کمی دارند و در ساختمان‌های باریک و بلند که محدودیت تغییر مکانی حاکم بر طراحی اعضای سازه‌ای می‌باشند، استفاده از این سیستم غیراقتصادی خواهد بود. محدودیت ارتفاع این سیستم در جدول (۱-۳) نشان داده شده است.

جدول (۱-۳) - محدودیت ارتفاع (*H*) سیستم‌های مختلف سازه‌ای [۴۰ و ۱۲]

آیین نامه				سیستم	
۲۸۰۰ ویرایش دوم		UBC 97		جانبی	ثقلی
<i>H</i> (m)	<i>R</i>	<i>H</i> (m)	<i>R</i>		
۴۰	۶	۴۸	۵/۶	<i>CBF</i> (هم مرکز)	قاب ساختمانی ساده
۵۰	۷	۷۳	۷	<i>EBF</i> (خارج از مرکز)	
۵۰	۶	۴۸	۴/۵	<i>OMRF</i> (معمولی)	قاب خمشی
۱۸۰	۱۰	بدون محدودیت	۸/۵	<i>SMRF</i> (ویژه)	
۵۰	۶/۵	۴۸	۴/۲	<i>CBF + OMRF</i>	دوگانه (ترکیبی)
۱۵۰	۹	بدون محدودیت	۶/۵	<i>CBF + SMRF</i>	
۶۰	۷/۵	۴۸	۴/۲	<i>EBF + OMRF</i>	
۱۸۰	۱۰	بدون محدودیت	۸/۵	<i>EBF + SMRF</i>	

۳-۳- سیستم قاب مهاربندی شده هم مرکز (CBF)

سیستم‌های متشکل از یک خرپای قائم را که مهاربندهای قطری بطور هم مرکز در یک نقطه تلاقی می‌نمایند، سیستم مهاربندی هم مرکز (CBF) نامیده می‌شود. در این حالت ستون‌ها به عنوان بال خرپا (بال عضو) و تیرهای سقف و مهاربندهای قطری بعنوان جان عضو عمل می‌کنند. در شکل (۳-۳) نمونه‌هایی از انواع مهاربندی هم‌مرکز (CBF) مشاهده می‌شود.

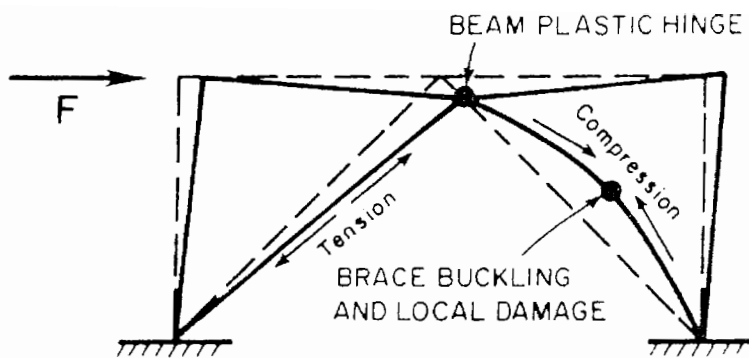


مهاربندی X مهاربندی قطری مهاربندی شیوژن مهاربندی K

شکل (۳-۳) - شکل‌های مختلف مهاربندی هم‌مرکز CBF [۲۸]

اصولاً سیستم‌های CBF دارای سختی کافی جهت برآورده ساختن محدودیت تغییر مکانی نسبی بین طبقه‌ای را دارای می‌باشند و بر خلاف سیستم MRF بدون صرف هزینه اضافی می‌توان این محدودیت را رعایت نمود. آیین‌نامه‌های مختلف استفاده از این سیستم را به تعداد طبقات خاصی محدود می‌نمایند. در جدول (۱-۳) محدودیت آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ و UBC برای ارتفاع سیستم‌های مختلف سازه‌ای نشان داده شده است.

وقتی سیستم CBF تحت تاثیر زمینلرزه قرار می‌گیرد، مهاربندها تحت تاثیر بارهای چرخه‌ای معکوس قرار خواهند گرفت و نهایتاً هنگامی که نیروها افزایش می‌یابند مهاربندها کماتش کرده و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل خواهد شد (شکل (۳-۴)).



شکل (۳-۴) - تغییر شکل پلاستیک مهاربند هم مرکز شورون [۲۶]

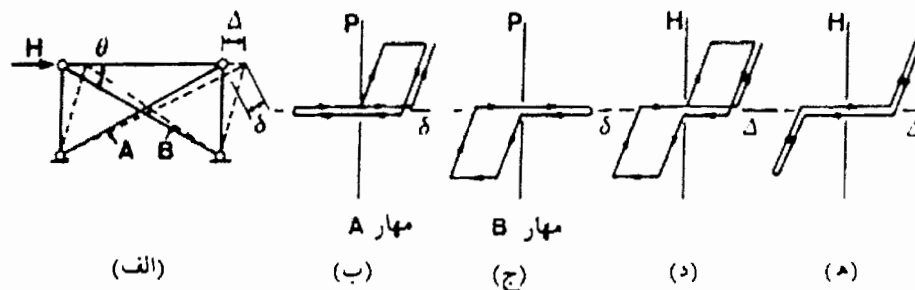
با توجه به نتایج بدست آمده از تحقیقات انجام شده، آیین‌نامه‌ها در مناطقی با لرزه‌خیزی زیاد، طراح را ملزم به طراحی مهاربندها بصورت فشاری نموده‌اند. در واقع طراح بایستی بدون در نظر گرفتن کششی یا فشاری بودن مهاربند، آن را در فشار طراحی نماید. در مورد مهاربندهای ۷ یا ۸ که از زیر یا بالا به تیر برخورد می‌نمایند، تیر مورد نظر بایستی قابلیت تحمل کلیه بارهای ثقلی اعمالی را بدون وجود مهاربند، داشته باشد.

بعد از کمانش کردن یکی از مهاربندها (در مهاربند ۷ یا ۸) این عضو نیروی محوری کمی تحمل می‌نماید و این در حالی است که مهار کششی سالم باقی مانده است، در این حالت بارهای قائم در محل اتصال به تیر نامتوازن خواهند شد و تیر به طرز شدیدی به سمت پایین کشیده خواهد شد. در یک طراحی خوب در قاب‌های هم‌مرکز، بایستی اتصالات برای ظرفیت کامل اعضای متصل طراحی می‌شوند.

۳-۳-۱- مهاربند ضربدري (X- شکل)

مهاربند ضربدري یکی از متداول‌ترین انواع مهاربندی CBF می‌باشد که در آن یک جفت مهاربند قطری بصورت X از کنار یکدیگر عبورد کرده و در محل تقاطع تیر و ستون به آنها متصل می‌شوند. در صورت نداشتن محدودیت از نظر اجرای بازشوها، این سیستم می‌تواند بیشترین سختی را نسبت به سایر مهاربندها در سازه ایجاد نماید.

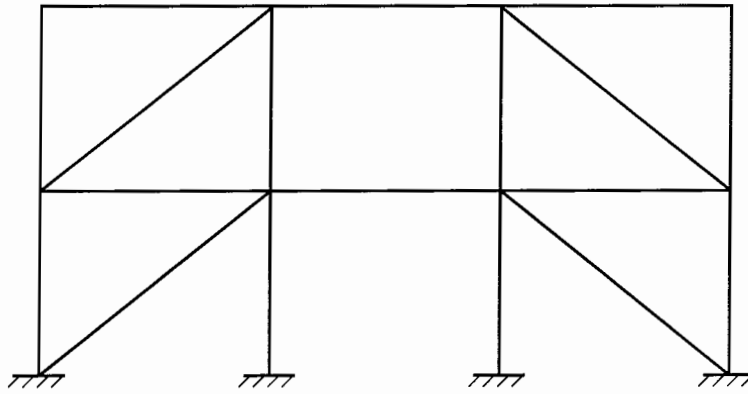
از مزایای مهاربندی ضربدري عدم وابستگی لنگر و برش ایجاد شده در تیرها به بار جانبی وارده بر سازه می‌باشد. در شکل (۳-۵) رفتار هیستریزيس برای مهاربند ضربدري نشان داده شده است که تنزل چرخه‌های هیستریزيس تحت بارهای چرخه‌ای مشاهده می‌گردد.



شکل (۳-۵)- منحنی‌های هیستریزيس میله‌های مهاربندی [۱۵]

۳-۳-۲- مهاربند تک قطري (Z- شکل)

یکی دیگر از انواع مهاربندی CBF مهاربند تک قطري می‌باشد که در آن فقط از یک مهاربند قطري استفاده می‌شود شکل (۳-۳). توصیه شده که این نوع مهاربندی بصورت قرینه و در جهت مخالف هم در قاب ساختمانی نصب شود شکل (۳-۶)). مهاربندهای قطري در یک جهت کششی و در جهت دیگر فشاری عمل می‌نمایند.



شکل (۳-۶) - نحوه قرارگیری مهاربند قطری در قاب ساختمانی

۳-۳-۳ - مهاربند ۷ و ۸ (Chevron)

مهاربند ۷ یا ۸ یکی دیگر از انواع مهاربندی CBF می‌باشد که در آن یک جفت مهاربند قطری به

یک نقطه در بالا یا پایین تیر (معمولاً وسط دهانه خالص تیر) اتصال می‌یابند.

اگر مهاربند از زیر به تیر بالای خود متصل شود به آن مهاربند ۸ یا Inverted V می‌گویند. ضوابط

خاصی برای مهاربندهای شورون و تیری که مهاربندها به آن متصل می‌شوند بایستی رعایت شوند

که عبارتند از [۴۰]:

۱- مهاربندها بایستی برای $1/5$ برابر نیروی زلزله طراحی شوند.

۲- تیری که مهاربند به آن برخورد می‌نماید بایستی بین دو ستون بصورت یکسره باشد.

۳- تیری که در بالای مهاربند ۸ قرار گرفته بایستی قادر به تحمل کلیه بارهای ثقلی بدون در

نظر گرفتن مهاربند باشد.

۴- بال‌های بالا یا پایین تیری که در محل تقاطع با مهاربند ۷ یا ۸ قرار گرفته‌اند بایستی برای

تحمل نیروی جانبی معادل $1/5$ برابر مقاومت اسمی بال تیر ($F_y b_f t_f$) طراحی شوند.

۳-۳-۴- مهاربندی K- شکل

مهاربند K- شکل یکی دیگر از انواع مهاربندی *CBF* می‌باشد. در این نوع مهاربندی یک جفت مهاربند بصورت مایل به یک نقطه از ارتفاع ستون (معمولاً وسط ارتفاع خالص ستون) و در یک طرف ستون متصل می‌شوند. در هنگام وقوع زلزله در یک مهاربند کشش و در مهاربند دیگری فشار بوجود می‌آید و چون مقاومت فشاری مهاربند کمتر از مقاومت کششی آن است، بنابراین اختلاف نیروی مهاربندها باعث بوجود آوردن نیروی برشی و لنگر خمشی در ستون می‌شود که در نهایت باعث تسلیم ستون در زلزله‌های شدید می‌شود. آیین‌نامه‌ها استفاده از مهاربند K- شکل را به ساختمان‌های ۱ یا ۲ طبقه محدود نموده‌اند [۴۰ و ۱۲].

۳-۳-۵- ملاحظات طراحی مهاربندهای *CBF*

۳-۳-۵-۱- اثر بارهای ثقلی

در مهاربندهای ضربداری (*X*- شکل) و تک قطری (*Z*- شکل) معمولاً از اثر بارهای ثقلی صرف‌نظر می‌شود ولی در مهاربندهای ۷ یا ۸ که مهاربندها به عنوان تکیه‌گاهی برای تیر عمل می‌کنند، بایستی اثر بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

کوتاه شدگی ارتجاعی ستون‌های ساختمان در اثر فشار محوری باعث وارد شدن نیروهای اضافی به مهاربندها می‌شود که معمولاً از آن صرف‌نظر می‌شود (بستگی به طرز اجرای سازه دارد) مگر اینکه از یک تحلیل رایانه‌ای برای قاب استفاده شده باشد [۲۸].

۳-۵-۲- اثر خروج از مرکزیت‌های کوچک

چنانچه در اثر محدودیت‌های فیزیکی موجود خروج از مرکزیت‌های ناچیزی در اتصالات بوجود آید، معمولاً در طراحی مهاربندها از آنها صرف‌نظر می‌شود. اما در طراحی پیچ‌ها و جوشهای اتصال بایستی هرگونه خروج از مرکزیت در نظر گرفته شود.

۳-۵-۳- ضریب طول موثر (K)

ضریب طول موثر مهاربندهای ضربدری در جهت صفحه مهاربندی برابر $K=0/5$ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی (خارج از صفحه مهاربندی) $K=0/67$ در نظر گرفته می‌شود. زیرا مشاهده شده است که مهاربندهای کششی به صورت تکیه‌گاهی ارتجاعی برای مهار فشاری عمل می‌کنند و ضریب طول موثر بزرگتر از $0/5$ و کوچکتر از 1 می‌باشد. مطالعات اخیر نشان داده است که برای مهاربندهای سبک (همانند نبشی تک یا جفت) اتصالات معمول یک قید اساسی در جهت صفحه مهاربندی ایجاد می‌کنند، بطوری که وضعیتی همانند اعضای دو سر گیردار را ایجاد نموده و مقدار K به سمت $K=0/5$ (نصف طول بین اتصالات) میل می‌کند. برای سایر مهاربندهای معمولاً $K=1$ در نظر گرفته می‌شود [۲۸].

۳-۵-۴- لاغری اعضای مهاربند

لاغری اعضای مهاربند (L/r) در مناطق با لرزه خیزی زیاد نبایستی از مقدار $4.23\sqrt{E/F_y}$ تجاوز نماید که این مقدار برای فولاد نرمه برابر 122 می‌باشد [۴۰].

۳-۳-۵-۵- کاهش تنش مجاز [۴۰ و ۱۲]

تنش مجاز F_{as} برای اعضای مهاربند که نیروی زلزله را در حالت فشاری تحمل می‌نمایند از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_{as} = B f_a \quad (۱-۳)$$

که در آن f_a تنش مجاز بدست آمده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان یا بخش III آیین‌نامه AISC [۱۹] و B ضریب کاهش تنش است که از رابطه (۲-۳) بدست می‌آید:

$$B = \frac{1}{\left[1 + \frac{KL/r}{2C_c}\right]} \quad (۲-۳)$$

۳-۳-۵-۶- اعضای مرکب

در اعضای مهاربند مرکب، لاغری تک پروفیل بین دو قید نبایستی از ۷۰ درصد لاغری کل تجاوز نماید [۱۲].

۳-۳-۵-۷- توزیع نیروی جانبی بین مهاربندها [۱۲]

نیروی برشی در هر طبقه از مهاربند باید طوری بین عناصر قطری توزیع گردد که مجموع مولفه افقی نیروی اعضای فشاری و یا مجموع مولفه افقی نیروی اعضای کششی، هیچکدام از ۷۰ درصد برش کل تجاوز نمایند مگر وقتی که اعضای فشاری با صرفنظر کردن از ضریب کاهش مقاومت (B) در رابطه (۲-۳)، به تنهایی قادر به تحمل Ω_0 برابر نیروی زلزله محاسبه شده باشد.

$$\Omega_0 = 0.4R \quad (۳-۳)$$

R : ضریب رفتار ساختمان

۳-۳-۵-۸- نسبت عرض به ضخامت [۴۰]

نسبت عرض به ضخامت اعضای سخت شده و اعضای سخت نشده که در مهاربندی بکار می‌رود

دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:

الف) نسبت عرض به ضخامت عضو نبشی نبایستی از (سیستم SI) $0.31\sqrt{E/F_y}$ بیشتر $52\sqrt{F_y}$ بیشتر شود.

ب) نسبت قطر خارجی به ضخامت لوله نبایستی از (سیستم SI) $\frac{0.763\sqrt{E/F_y}}{\sqrt{F_y}}$ بیشتر شود.

ج) نسبت عرض خارجی به ضخامت قوطی نباید از (سیستم SI) $0.65\sqrt{E/F_y}$ بیشتر $110\sqrt{F_y}$ بیشتر شود.

استثنا: اعضای فشاری که در مقابل کماتش موضعی سخت شده‌اند استثناء می‌باشند.

۳-۳-۵-۹- اتصالات

الف) نیروها

اتصال مهاربند بایستی دارای حداقل مقاومتی بشرح زیر باشند:

۱- مقاومت مهاربند در حالت کشش محوری (P_{st})

۲- Ω_0 برابر نیرو در مهاربند ناشی از نیروهای زلزله، در ترکیب با بارهای ثقلی

۳- حداکثر نیرویی که توسط سیستم می‌تواند به مهاربند منتقل شود

ب) سطح خالص

در اتصالات پیچی نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل باید رابطه (۴-۳) را ارضا نماید.

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2aF^*}{F_u} \quad (4-3)$$

A_e : سطح موثر خالص

F_u : حداقل مقاومت کششی

F^* : نیرو در عضو مهاربند

A_g : سطح ناخالص عضو مهاربند

a : کسری از نیروهای عضو که از طریق مقطع خالص منتقل می‌شود.

پ) نوع اتصال

اعضای مهاربند در قاب‌های مهاربندی شده CBF معمولاً به حالت مفصلی یا پایین شده در انتهای

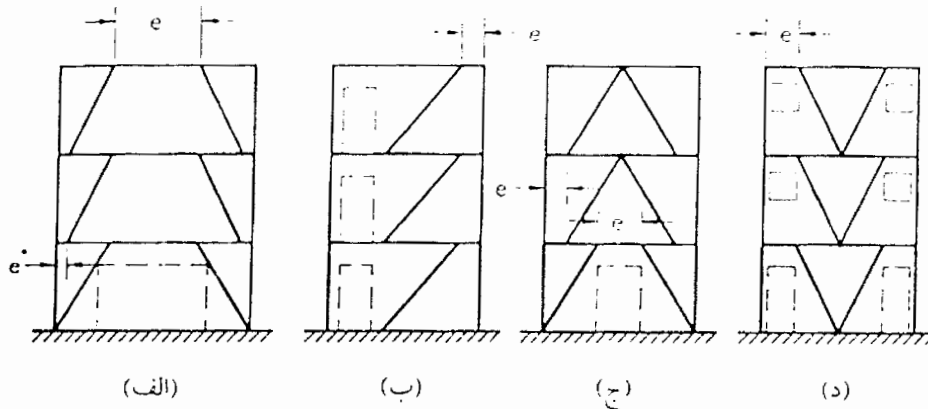
عضو در نظر گرفته می‌شود. اتصالات مهاربندی را هم بصورت جوش و هم بصورت پیچی به کمک

پیچ‌های پر مقاومت $A325$ آمریکایی یا 8×8 آلمانی می‌توان اجرا نمود.

۳-۴- سیستم قاب مهاربندی شده خارج از مرکز (EBF)

تفکر استفاده از این نوع قابها در نیمه دوم دهه هفتاد میلادی توسط *Popov* مطرح گردید. در

شکل (۷-۳) نمونه‌هایی از انواع متداول قاب‌های *EBF* نشان داده شده است.

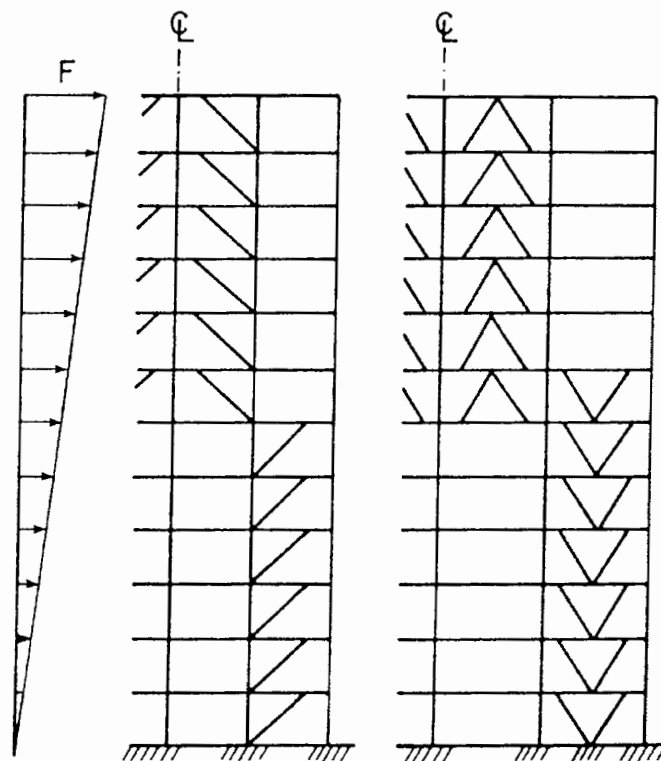


شکل (۷-۳) انواع مختلف *CBF* و محل‌های ممکن برای قرارگیری بازشوها [۲۸]

در این قابها، مهاربندها با یک خروج از مرکزیت نسبت به محل اتصال تیر و ستون، بجای اینکه به محل اتصال تیر و ستون وصل شوند عمدتاً به تیر متصل می‌شوند و قسمتی از تیر که بین دو مهاربند و یا بین مهاربند و ستون قرار می‌گیرد بنام پیوند (*Link*) یا تیر پیوند (*Link Beam*) نامیده می‌شود. کار اصلی پیوند در قالب *EBF* متمرکز کردن اتلاف انرژی در خود (تیر پیوند) و جلوگیری از خرابی سایر قسمت‌های سازه مانند تیرها، بادبندها و ستونها می‌باشد. پس از وقوع زلزله می‌توان تیر پیوند آسیب دیده را تعمیر و یا تعویض نمود و این در حالی صورت می‌گیرد که سایر اعضای سازه‌ای یا سالم هستند و یا خسارت جزئی دیده‌اند.

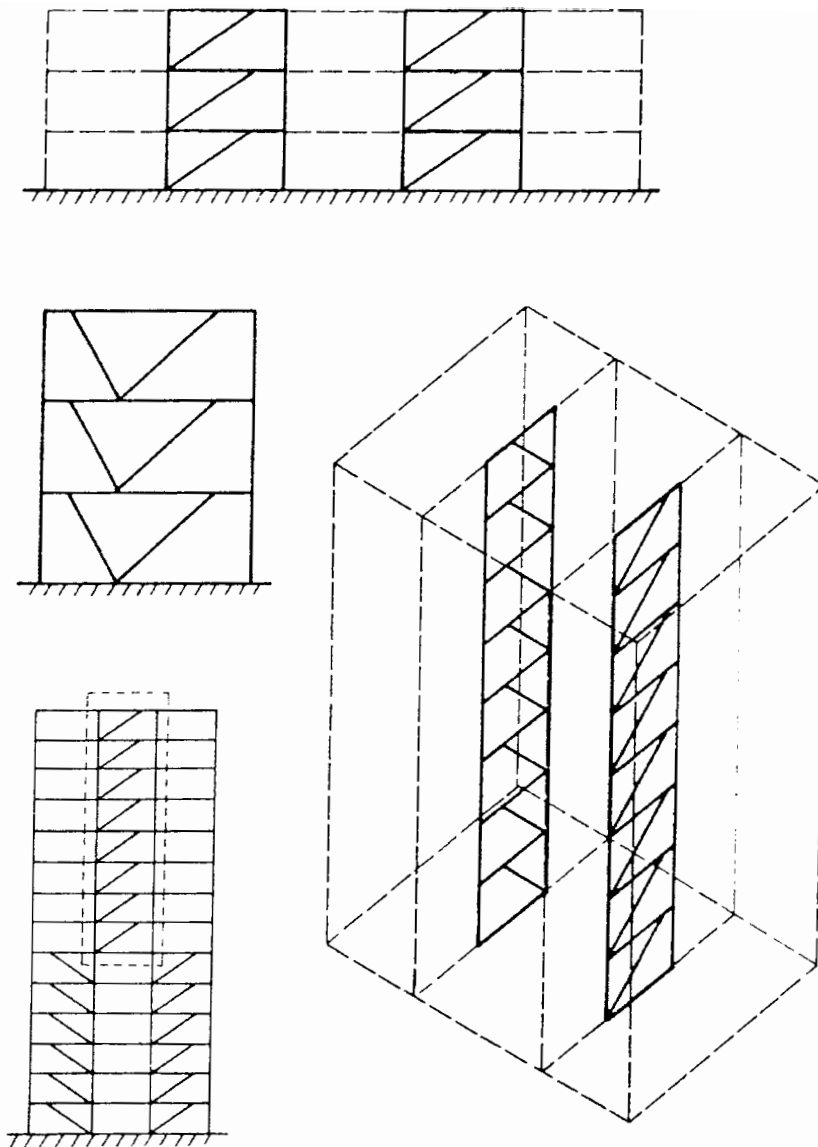
قاب‌های *EBF* ترکیبی از مقاومت و سختی قاب‌های *CBF* و شکل‌پذیری قاب‌های *MRF* را دارا می‌باشند و در نتیجه محاسن هر دو سیستم سازه‌ای را همزمان دارند و این در حالی است که

معایب این دو سیستم سازه‌ای را ندارند. از طرفی امکان ایجاد بازشوها در قاب‌های *EBF* وجود دارد. نحوه قرارگیری قاب‌های *EBF* در سازه بسیار مهم است. بهتر است قاب‌های *EBF* به صورت قرینه در سازه بکار گرفته شوند. نحوه مناسب قرارگرفتن قاب‌های *EBF* در سازه در شکل (۸-۳) نشان داده شده است.



شکل (۸-۳) - نحوه مناسب قرارگیری قاب‌های *EBF* در سازه [۲۶]

در شکل (۹-۳) آرایش نامناسب قاب‌های *EBF* در سازه نشان داده شده است. در شکل (۳-۹-الف) از قاب D- شکل بصورت نامتقارن در سازه استفاده شده است. در شکل (۳-۹-ب) از قاب V- شکل نامتقارن استفاده شده است. در اینگونه قاب‌ها در صورتی که بار ثقلی توسط تیر قاب تحمل شود، تغییر مکان و ظرفیت باربری در هنگام وقوع زلزله در دو جهت یکسان نخواهد بود.

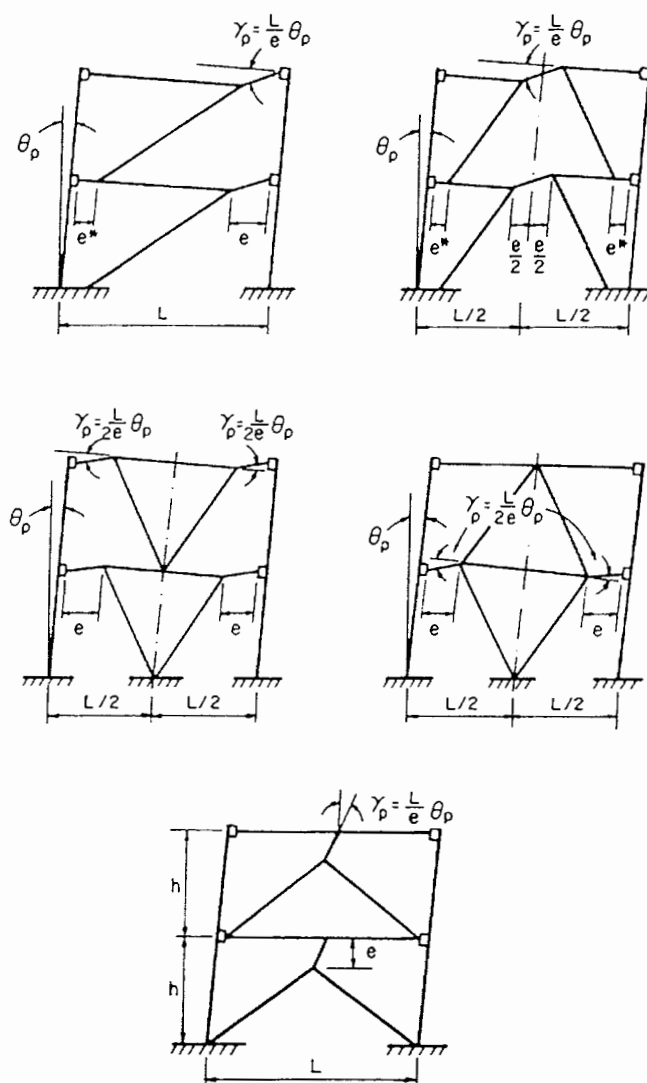


شکل (۹-۳) - نحوه نامناسب قرارگیری قاب‌های EBF در سازه [۲۶]

در شکل (۹-۳-ج) و (۹-۳-د) تغییر مکان جانبی اولیه قاب تحت اثر بارهای ثقلی در اثر پدیده $P-\Delta$ می‌تواند افزایش یابد. در شکل (۹-۳-د) امکان پیچش در سازه نیز وجود دارد. برای قاب‌های EBF بهتر است از مهاربندی‌های قرینه به شکل K و V استفاده شود و در صورت استفاده از مهاربندی D- شکل، سعی شود تا حد امکان بار ثقلی وارد بر قاب کاهش داده شود.

۳-۴-۱- مکانیزم اتلاف انرژی در قاب‌های EBF

اتلاف انرژی در قاب‌های EBF توسط تغییر شکل‌های پلاستیک که محدود به طول پیوند می‌باشد، صورت می‌پذیرد. کنترل زاویه چرخش تیر پیوند در قاب‌های EBF در هنگام طراحی، با توجه به محدودیت‌هایی که در آزمایشگاه از خود نشان داده‌اند، امری ضروری است. یک راه ساده برای تعیین زاویه چرخش قاب‌های EBF استفاده از مکانیزم‌های اتلاف انرژی قابها می‌باشد. مکانیزم‌های اتلاف انرژی برای انواع مختلف قاب‌های EBF در شکل (۳-۱۰) نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۰) - مکانیزم اتلاف انرژی [۲۶]

در قاب‌های EBF که دارای یک پیوند در تراز سقف خود هستند، داریم:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (5-3)$$

و چنانچه دو تیر پیوند در تراز سقف خود داشته باشند داریم:

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p \quad (6-3)$$

رابطه (5-3) را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$\frac{e}{L} \times \frac{\gamma}{\theta} = 1 \quad (7-3)$$

چون رابطه (7-3) همواره صادق است، در صورتی که $e \ll L$ باشد، نسبت تغییر شکل عضو به

تغییر شکل سازه خیلی بزرگ خواهد شد و وقتی که $e=L$ باشد قاب MRF بدست خواهد آمد که

در این صورت رابطه (8-3) صادق است:

$$\gamma = \theta \quad (8-3)$$

بنابراین از رابطه (7-3) می‌توان دریافت که چون حاصلضرب این رابطه عدد ثابتی است، در نتیجه

هر قدر طول پیوند (e) کوتاهتر باشد، نیاز به تغییر شکل در عضو (γ)، بیشتر می‌باشد.

۳-۴-۲- انواع مفصل پلاستیک در قاب‌های EBF

همانطوری که قبلاً ذکر شد رفتار یک قاب EBF ارتباط زیادی به رفتار تیر پیوند دارد. در تیرهای

پیوند امکان تشکیل سه نوع مفصل پلاستیک مطابق شکل‌های (3-11) وجود دارد.

این مفصل‌ها به سه گروه تقسیم می‌شوند:

۱- مفصل پلاستیک ایجاد شده در اثر لنگر M_p (مفصل شماره ۱) ناحیه ۱ شکل (۱۲-۳).

۲- مفصل پلاستیک ایجاد شده در اثر لنگر M ($M_p^* < M < M_p$) و نیروی برشی که

همزمان وجود دارد. (مفصل شماره ۲) ناحیه ۲ شکل (۱۲-۳).

۳- مفصل پلاستیک ایجاد شده در اثر لنگر M ($M \leq M_p^*$) و برش زیاد V_p (مفصل شماره ۳)

ناحیه ۳ شکل (۱۲-۳).

کمیت‌های M_p ، M_p^* و V_p عبارتند از:

$$M_p = F_y \cdot Z \quad (۹-۳)$$

$$M_p^* = F_y (d - t_f) (b_f - t_w) t_w \quad (۱۰-۳)$$

$$V_p = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (d - t_f) t_w = 0.55 d t_w F_y \quad (۱۱-۳)$$

M_p : ظرفیت کامل لنگر پلاستیک تیر فولادی

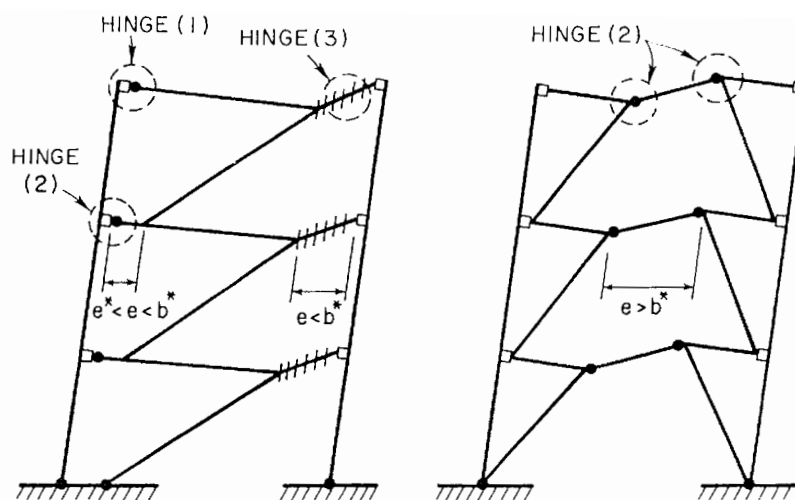
M_p^* : ظرفیت لنگر پلاستیک تیر فولادی که بدلیل وجود برش، مقداری کاهش یافته است.

V_p : ظرفیت کامل تسلیم برش تیر فولادی

F_y : تنش تسلیم فولاد

Z : اساس مقطع پلاستیک مقطع

B_f, t_f, t_w, d : به ترتیب عبارتند از ارتفاع جان، ضخامت جان، ضخامت بال و عرض بال تیر فولادی



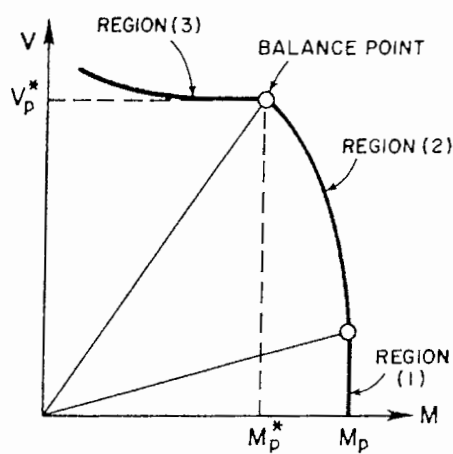
شکل (۱۱-۳) - انواع مفاصل پلاستیک در قاب EBF [۲۶]

نمودار اندرکنش V و M در شکل (۱۲-۳) برای تیر با مقطع بال پهن نشان داده شده است. این

منحنی را می توان با روابط تقریبی زیر بیان نمود:

برای حالت $M \leq M_p^*$ مقدار $V = V_p$ است.

برای حالت $M \geq M_p^*$ رابطه $\frac{(M - M_p^*)}{(M_p - M_p^*)^2} + \frac{V}{V_p^*} = 1$ برقرار است.

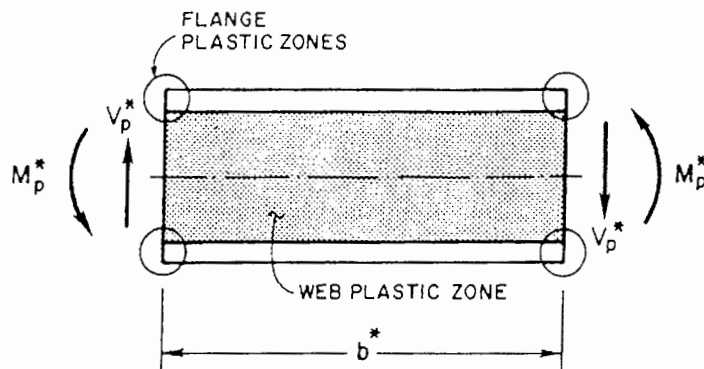


شکل (۱۲-۳) - نمودار اندرکنش $M-V$ برای تیر با مقطع بال پهن [۲۶]

مکانیزم‌های اتلاف انرژی، ظرفیت اتلاف انرژی و مکانیزم‌های شکست نهایی قاب همگی بستگی زیادی به طول تیر پیوند دارند. اگر تعادل استاتیکی برای شکل (۳-۱۳) نوشته شود، طول پیوندی که هم بالها در حالت محوری پلاستیک و هم جان در حالت برش پلاستیک با هم به تسلیم برسند، از رابطه (۳-۱۲) بدست می‌آید:

$$b^* = \frac{2M_p^*}{V_p^*} \quad (۳-۱۲)$$

اگر طول پیوند کوتاه‌تر از b^* باشد، جان پیوند در اثر برش جاری خواهد شد که به آن پیوند برشی یا کوتاه گویند و مفصل پلاستیک تشکیل شده از نوع ۳ خواهد بود. پیوندهایی که نوع مفصل آنها مشابه مفصل شماره ۱ باشد، پیوند خمشی یا بلند نامیده می‌شوند و پیوندهای که مفصلی مشابه شماره ۲ دارند، پیوند متوسط نامیده می‌شوند.



شکل (۳-۱۳) حداکثر طول مفصل برشی در حالت مطلوب پلاستیک پیوند [۲۶]

۳-۴-۳- انواع پیوند

نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که با افزایش برش، لنگرهای موجود در انتهای تیرهای پیوند افزایش پیدا نمی‌کنند بنابراین می‌توان مقدار M_p^* را برابر M_p در نظر گرفت. همچنین تیر پیوند در

مقاومت نهایی خود یعنی V_p ، $1/5$ ، بدلیل تفاوت مقاومت جاری شدن واقعی مقطع با مقدار اسمی آن یعنی F_y ، کرنش زیادی را تحمل می‌کند که باعث افزایش لنگرهای خمشی در انتهای پیوند خواهد شد. این مقدار افزایش تا $1/2 M_p$ ملاحظه شده است. لذا برای اطمینان از مکانیزم تسلیم برشی پیوند، در مرجع [۴۶] رابطه (۱۳-۳) جهت تعیین طول تیر پیوند کوتاه پیشنهاد شده است:

$$e = \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (13-3)$$

در آیین‌نامه‌های *AISC* و *UBC* حد رابطه (۱۳-۳) برای پیوندهای کوتاه در نظر گرفته شده است.

برای آزمایش‌های انجام شده بر روی تیر پیوند بلند مشاهده شده است که چنانچه طول پیوند

روش *ASD* باشد، رفتار پیوند بصورت خمشی خواهد بود. مطابق آیین‌نامه *UBC 97* روش *ASD*

چنانچه $e > \frac{3M_p}{V_p}$ باشد، پیوند در ردیف پیوندهای بلند قرار می‌گیرد. اما در آیین‌نامه *UBC 97*

روش *LRFD* که با آیین‌نامه *AISC 92* مطابقت دارد، چنانچه $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ باشد، به عنوان پیوند

بلند شناخته می‌شود. طبق ضوابط *UBC 97* روش *ASD* پیوندهایی با طول $\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{3M_p}{V_p}$

به عنوان پیوند متوسط شناخته می‌شوند. مطابق ضوابط *UBC 97* روش *LRFD* پیوندهایی با طول

به عنوان پیوند متوسط در نظر گرفته می‌شوند. پیوندهایی با طول $\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p}$

به عنوان پیوند کوتاه شناخته می‌شوند. $e < \frac{1.6M_p}{V_p}$

۳-۴-۴- عملکرد انواع پیوند

در آزمایش‌هایی که بر روی تیر پیوند بلند انجام شده عمده حالت شکست در محل اتصال بال تیر به ستون مشاهده شده است [۴۷]. بنابراین توصیه می‌شود در قاب‌های EBF به شکل D از پیوندهای کوتاه با طول $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ استفاده شود. پیوندهای بلند به شکل K که مشکل اتصال به ستون را ندارند می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. در این حالت امکانات معماری زیادی برای طراحی فراهم خواهد شد. اطلاعات در دسترس، دلالت بر این دارند که پیوندهای برشی (کوتاه) از هر جهت نسبت به پیوندهای خمشی (بلند) ارجح هستند در نتیجه در قاب‌های EBF استفاده از پیوندهای کوتاه مناسبتر می‌باشد.

تیر خارج از پیوند هم به عنوان یکی از اعضای آسیب پذیر در قاب‌های EBF می‌باشند. نیروی محوری زیاد و لنگر خمشی موجود در تیر خارج از پیوند باعث خواهد شد که کمانش جانبی در تیر خارج از پیوند قبل از این که تسلیم در پیوند بوجود آید و حتی قبل از اینکه دوران پیوند به اندازه مشخصه برسد، رخ دهد که این موضوع در مورد تمام پیوندها صادق می‌باشد. آزمایش‌ها استفاده از روش طرح ظرفیت را به منظور محدود نمودن خرابی در تیر خارج از پیوند توصیه می‌کنند. در نتیجه تیرها بایستی بدون اینکه کمانش پیچشی شدیدی داشته باشند، تا حد مقاومت نهایی پیوند مقاومت نموده و قابلیت تغییر شکل را دارا باشند، در غیر اینصورت عملکرد کلی قاب‌های EBF ممکن است که بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد [۴۷].

۳-۴-۵- تاثیر طول پیوند در قاب‌های EBF

۳-۴-۵-۱- سختی قاب‌های EBF

در شکل (۳-۱۴) تغییرات سختی نسبی دو نوع قاب یک طبقه ساده D- شکل و K- شکل براساس

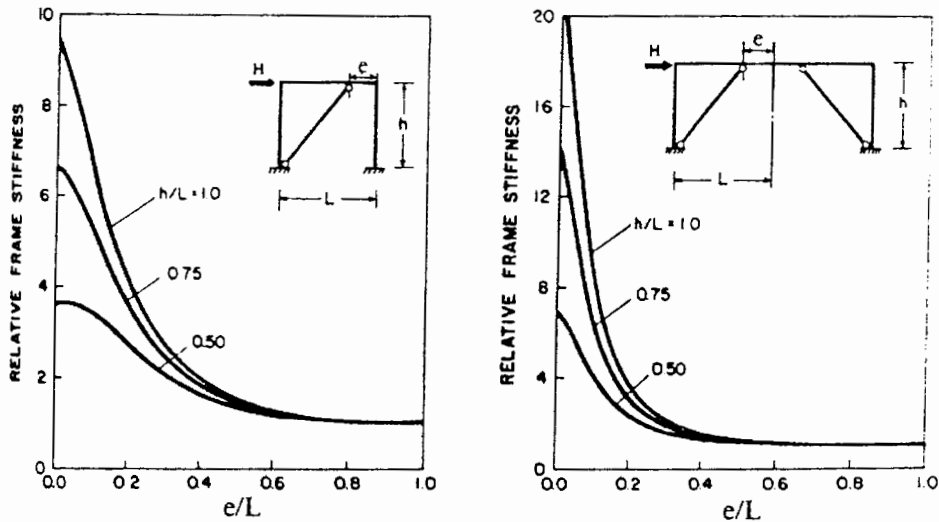
تغییرات نسبت $\frac{e}{L}$ نشان داده شده است. همانطوری که در شکل مشخص است مقدار سختی از

$\frac{e}{L} = 0$ که همان قاب CBF می‌باشد تا $\frac{e}{L} = 1$ که همان قاب MRF می‌باشد، کاهش می‌یابد.

هنگامی که $\frac{e}{L} > 0.5$ است، سختی قاب EBF با قاب MRF تفاوت چندانی ندارد در حالی که

اگر $\frac{e}{L} < 0.5$ باشد سختی قاب EBF به شدت افزایش پیدا می‌کند و به سختی قاب CBF نزدیک

می‌شود.

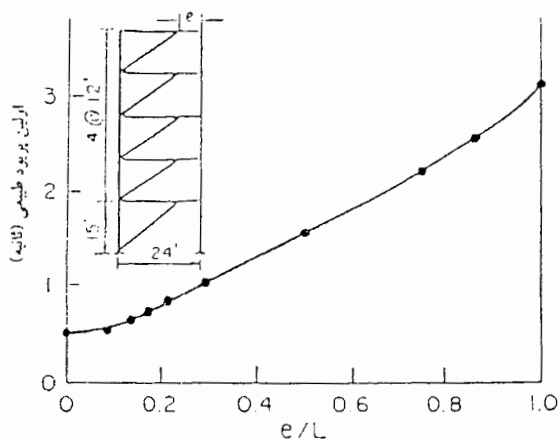


شکل (۳-۱۴)- تغییرات سختی جانبی با نسبت $\frac{e}{L}$ [۳۱]

از مطالب فوق می‌توان نتیجه گرفت که جهت حصول سختی بیشتر در قاب‌های EBF می‌توان از

پیوندهای کوتاهتر استفاده نمود.

در شکل (۳-۱۵) تغییرات پریود اصلی سازه با نسبت $\frac{e}{L}$ نشان داده شده است. هنگامی که $\frac{e}{L} = 0$ است (همان قاب CBF)، قاب دارای سخت‌ترین حالت و کمترین پریود در مورد اول می‌باشد. در حالت $\frac{e}{L} = 1$ (همان قاب MBF)، قاب دارای کمترین سختی و بیشترین پریود در مورد اول می‌باشد. بنابراین با تغییرات در مقدار $\frac{e}{L}$ می‌توان پریود طبیعی سازه را به نحوی تنظیم نمود که در محدوده حداکثر طیف زلزله منطقه واقع نشود. البته انجام این کار بعلت محدودیت‌هایی که در انتخاب طول e وجود دارد، تا حدی محدود می‌باشد.

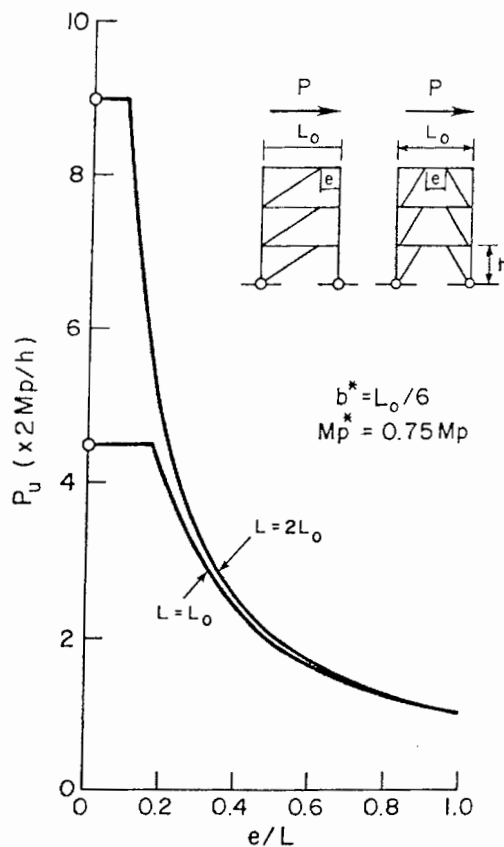


شکل (۳-۱۵) - تغییرات پریود اصلی سازه با نسبت $\frac{e}{L}$ [۲۶]

۳-۴-۵-۲ - مقاومت پلاستیک قاب‌های EBF

طول پیوند e علاوه بر سختی قاب EBF ، در مقاومت آن نیز موثر می‌باشد. در شکل (۳-۱۶) تغییرات مقاومت پلاستیک قاب نسبت به $\frac{e}{L}$ نشان داده شده است. در شکل (۳-۱۶) محور قائم نشان‌دهنده مقاومت پلاستیک یک قاب ساده می‌باشد که نمودار نسبت به آن همپایه شده است.

همانطوری که از نمودار مشخص است، مقاومت قاب مهاربندی شده با کاهش طول پیوند، تا حدی که مقاومت سازه به مقاومت برشی تیر پیوند محدود می‌گردد، افزایش می‌یابد. یک قاب *EBF* با پیوند برشی می‌تواند مقاومت جانبی بین $4/5$ تا 9 برابر مقاومت جانبی یک قاب *MRF* را داشته باشد.

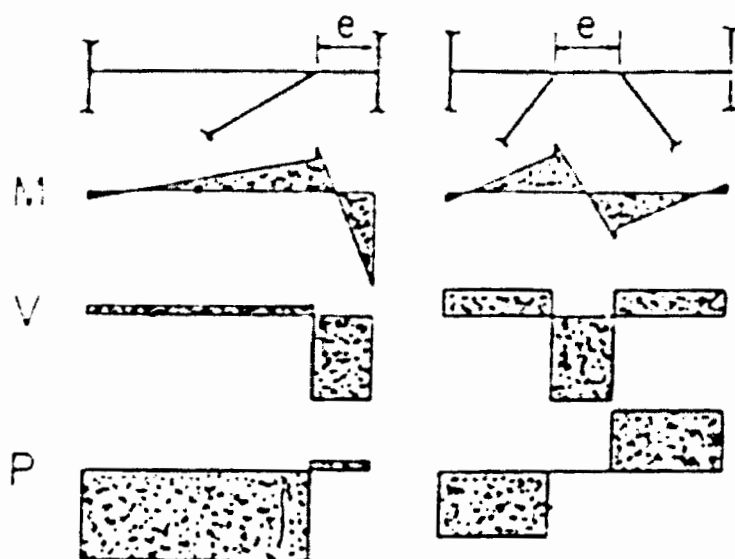


شکل (۳-۱۶) - تغییرات مقاومت پلاستیک قاب با نسبت $\frac{e}{L}$ [۲۶]

۳-۴-۶- اثر نیروی محوری در رفتار تیر پیوند و تیر خارج از پیوند

شکل (۳-۱۷) نمودار لنگر، برش و نیروی محوری را در دهانه مهاربندی شده قاب *EBF* نشان می‌دهد. همانطوری که در این شکل مشاهده می‌شود مقدار نیروی محوری در تیرهای پیوند

معمولاً کم است. ولی در بعضی موارد ممکن است نیروی عمودی بزرگی در تیرهای پیوند ایجاد شود. در این حالت می‌توان با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خمش، برش و نیروی محوری، ظرفیت پیوند را تعیین نمود.



شکل (۳-۱۷) - توزیع نیرو در تیر پیوند و تیر خارج از پیوند سیستم EBF تحت برگذاری جانبی [۴۶]

بدلیل پیچیده بودن این کار، در طراحی می‌توان با فرض کم اثر بودن اندرکنش V و M و با در نظر گرفتن حداقل مقدار بدست آمده از روابط (۳-۱۴) و (۳-۱۵)، حد گسیختگی تیر پیوند را محاسبه

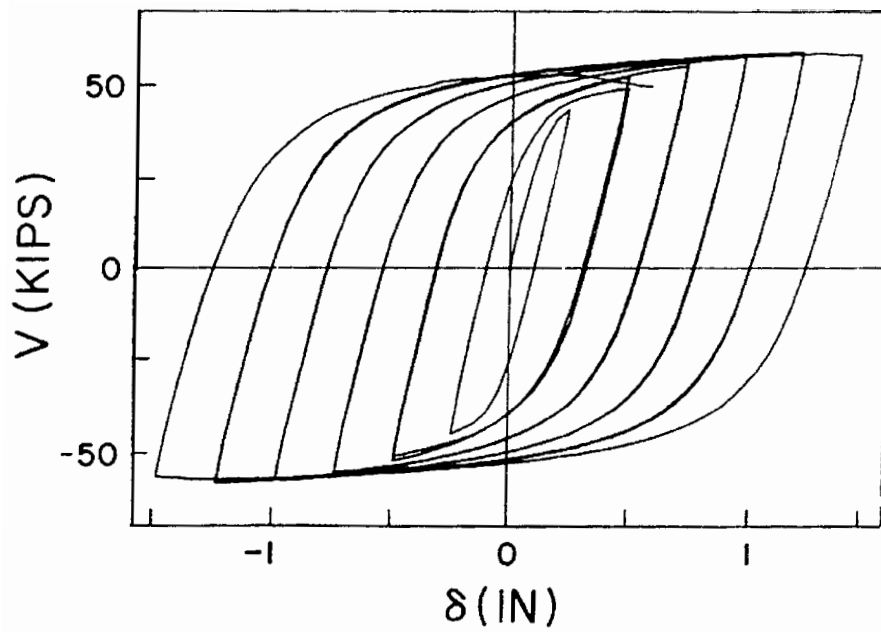
نمود [۲۶].

$$\left[\frac{P}{P_y} \right]^2 + \left[\frac{V}{V_y} \right]^2 = 1 \quad (۳-۱۴)$$

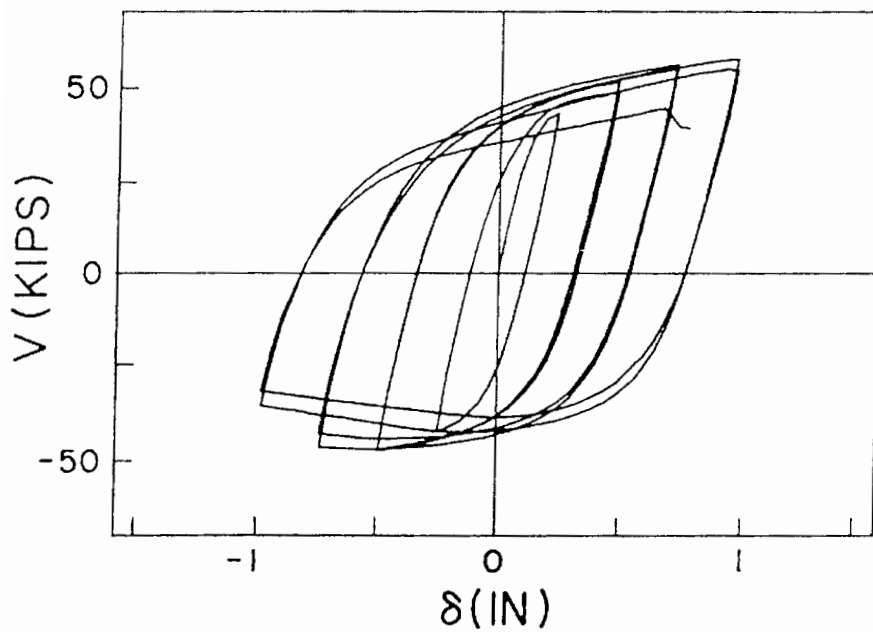
$$\left[\frac{P}{P_y} \right]^2 + \frac{M}{1.18M_p} = 1 \quad (۳-۱۵)$$

آزمایش‌های انجام شده اختلاف ۵٪ را با روابط فوق نشان می‌دهد. نیروی محوری در رفتار هیستریزیس تیر پیوند تاثیر زیادی دارد و باعث کاهش اتلاف انرژی در تیر پیوند خواهد شد. شکل (۱۸-۳) و (۱۹-۳) رفتار هیستریزیس دو تیر پیوند یکسان را نشان می‌دهد اما فرق این دو تیر با هم در آن است که در تیر شکل (۱۸-۳) نیروی محوری وجود ندارد در حالی که در تیر شکل (۱۹-۳) نیروی محوری معادل با نیروی برشی تیر پیوند، به تیر اعمال می‌شود. به همین دلیل مشاهده می‌گردد که ظرفیت اتلاف انرژی آن کاهش یافته است و چنانچه طول پیوند بزرگتر باشد این کاهش شدیدتر خواهد بود [۲۶].

بنابراین انتخاب قاب‌های EBF بایستی به نحوی باشد که مقدار نیروی ایجاد شده در تیر پیوند کم باشد. بایستی توجه داشت که در برخی از آرایش‌های قاب‌های EBF ، مقدار زیادی نیروی محوری در تیر خارج از پیوند، هنگامی که تیر پیوند به مقاومت نهایی خود می‌رسد، ایجاد می‌شود.



شکل (۳-۱۸) - رفتار هیستریزیس تیر پیوند کوتاه با لنگر انتهایی نامساوی بدون نیروی محوری [۲۶]



شکل (۳-۱۹) - رفتار هیستریزیس تیر پیوند کوتاه با لنگر انتهایی نامساوی با نیروی محوری [۲۶]

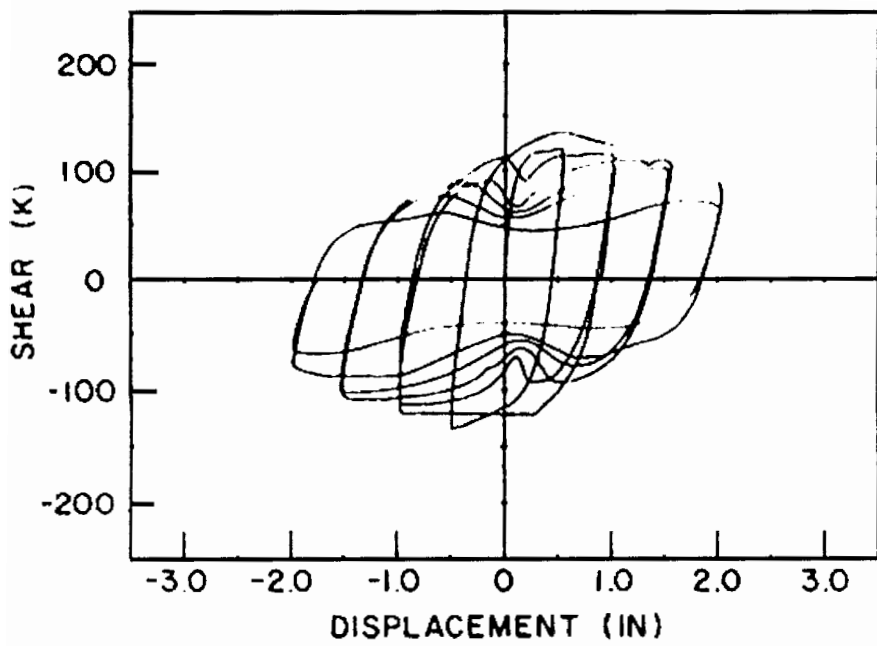
۳-۴-۷- اثر سخت‌کننده‌ها (Stiffner) بر رفتار تیر پیوند

در شکل (۳-۲۰) رفتار تیر پیوند با طول $e = \frac{1.11M_p}{V_p}$ ، بدون سخت‌کننده نشان داده شده است.

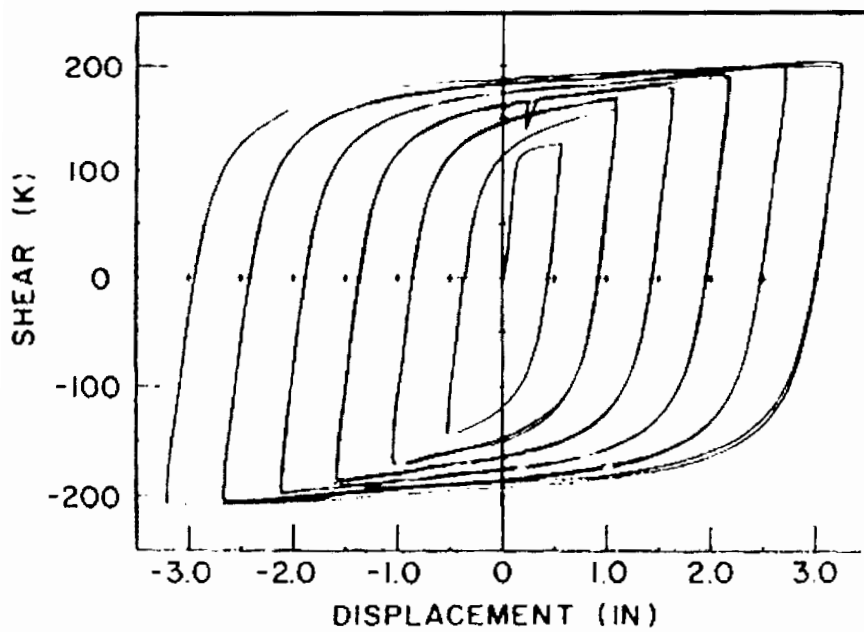
در این حالت زمان کوتاهی پس از تسلیم برشی پیوند، جان تیر پیوند دچار کمانش شده و در نتیجه باعث کاهش اتلاف انرژی و کاهش مقاومت این نوع پیوندها می‌شود. در شکل (۳-۲۱) رفتار همان پیوند با اضافه نمودن سخت‌کننده‌ها نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود منحنی هیستریزس پیوند پس از اضافه نمودن سخت‌کننده‌ها، بسیار پایدار می‌باشد و قابلیت جذب انرژی زیادی نسبت به حالت قبل دارد.

آزمایش‌های مشابه دیگری برای پیوند با طول $e = \frac{2.15M_p}{V_p}$ که یک طول متوسط است انجام

شده است. تیر پیوند بدون سخت‌کننده، بدلیل کمانش بال و کمانش جانبی پیشگی، رفتار ضعیفی از خود نشان داده است. این پیوند پس از اضافه نمودن سخت‌کننده‌ها مسائل تیر پیوند بدون سخت‌کننده را نداشته است ولی شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بالایی را ندارد.



شکل (۳-۲۰) - رفتار هیستریزیس تیر پیوند بدون سخت کننده [۲۶]



شکل (۳-۲۱) - رفتار هیستریزیس تیر پیوند با سخت کننده [۲۶]

۳-۴-۷-۱- جزئیات سخت‌کننده‌ها در قاب‌های EBF [۴۶]

همانطور که در بالای ذکر شد وجود سخت‌کننده‌ها در تیرهای پیوند باعث افزایش اتلاف انرژی در قاب‌های EBF می‌شود. تیرهای پیوند بایستی سخت‌کننده‌هایی در دو طرف جان تیر و به ارتفاع جان، در محل انتهای مهاربند داشته باشند. مجموع عرض دو سخت‌کننده‌ای که در دو طرف جان قرار می‌گیرد بایستی کمتر از $(b_f - 2t_w)$ باشد. همچنین ضخامت آنها بایستی کمتر از $0.75 t_w$ یا 10 mm هرکدام که بزرگتر است، باشد که b_f بیانگر عرض بال و t_w ضخامت جان تیر پیوند می‌باشد.

استفاده از سخت‌کننده‌های میانی به ارتفاع کل جان در شرایط زیر لازم است:

الف) وقتی که مقاومت تیر پیوند با V_p کنترل می‌شود.

ب) وقتی که مقاومت تیر پیوند با خمش کنترل می‌شود و برشی که با اعمال مقاومت خمشی کاهش یافته M_{rs} ، از مقدار $0.45F_y d.t$ تجاوز نماید.

چنانچه سخت‌کننده میانی لازم باشد بایستی فواصل آن بشرح زیر باشد:

۱- برای تیرهای پیوند با زاویه چرخش 0.09 رادیان، فواصل سخت‌کننده‌ها نباید از $0.38t_w - \frac{d}{5}$

بیشتر شود.

۲- برای تیرهای پیوند با زاویه چرخش 0.03 رادیان، فواصل سخت‌کننده‌ها نباید از $0.56t_w - \frac{d}{5}$

بیشتر شود.

برای زوایای چرخش بین 0.03 و 0.09 می‌توان از درونیایی خطی استفاده نمود.

برای تیرهای پیوند با ارتفاع جان 60cm و بیشتر، سخت‌کننده‌های میانی به ارتفاع کل مقطع در هر دو طرف جان لازم است. چنین سخت‌کننده‌هایی برای تیرهایی با ارتفاع جان کمتر از 60cm فقط در یک طرف جان کافی است. ضخامت سخت‌کننده‌هایی که در یک طرف بکار برده می‌شود نبایستی از 10 mm کمتر باشد و همچنین عرض آن نباید از $t_w - \frac{b_f}{2}$ کمتر باشد. پیوندهایی با

$$\text{طول } e \geq \frac{5M_p}{V_p} \text{ احتیاجی به سخت‌کننده ندارند.}$$

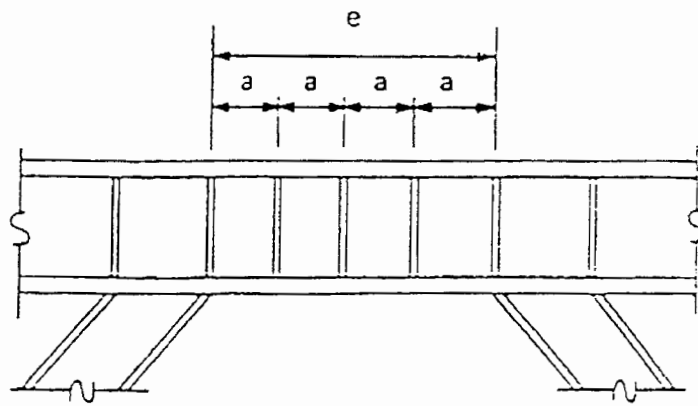
اتصال سخت‌کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند بوسیله جوش انجام می‌شود. جوش گوشه‌ای که سخت‌کننده را به جان تیر پیوند متصل می‌نماید بایستی قابلیت تحمل نیروی $A_{st}F_y$ را داشته باشد. همچنین جوش گوشه متصل‌کننده سخت‌کننده به بال تیر پیوند باید قابلیت تحمل نیروی

$$\frac{A_{st}F_y}{4} \text{ را داشته باشد. مقدار } A_{st} \text{ عبارت از:}$$

$$A_{st} = b.t \quad (۱۶-۳)$$

که در آن b عرض سخت‌کننده و t ضخامت سخت‌کننده می‌باشد.

جزئیات ضوابط و توصیه‌های ذکر شده در بخش ۳-۴-۷-۱ در شکل‌های (۳-۲۲)، (۳-۲۳) و (۳-۲۴) نشان داده شده است.

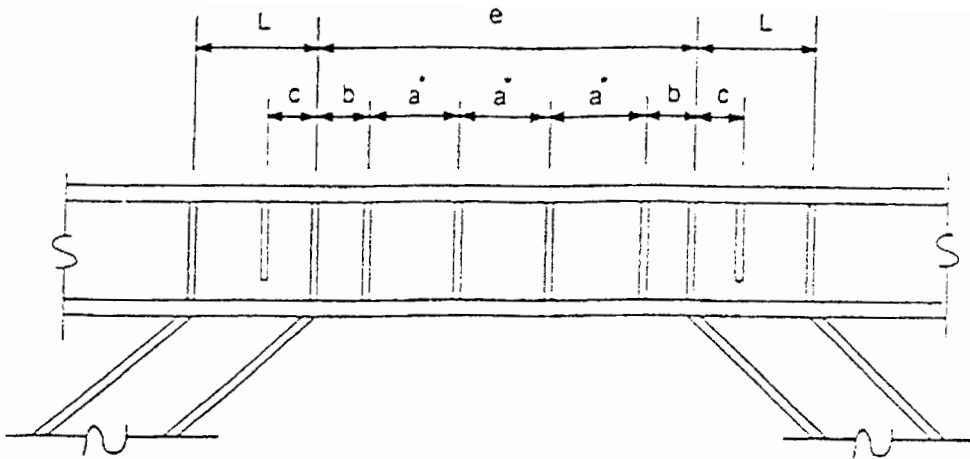


پیوند کوتاه ($e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$)

$$a \leq \begin{cases} 29t_w - \frac{d}{5} & \text{for } \gamma_p = \pm 0.09 \text{ rad} \\ 38t_w - \frac{d}{5} & \text{for } \gamma_p = \pm 0.06 \text{ rad} \\ 56t_w - \frac{d}{5} & \text{for } \gamma_p = \pm 0.03 \text{ rad} \end{cases}$$

برای مقادیر مابین γ_p ها، مقدار a با درونیابی خطی تعیین می‌شود.

شکل (۳-۲۲) - ضابطه پیشنهاد شده برای فاصله‌گذاری سخت‌کننده‌ها در پیوند کوتاه [۴۶]



$$\text{پیوند متوسط} \left(\frac{1.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{3M_p}{V_p} \right)$$

$$a^* = a \quad \text{for} \quad e = \frac{1.6M_p}{V_p}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left[\frac{M_p}{V_p} - b_f \right] \quad \text{for} \quad e = \frac{3M_p}{V_p}$$

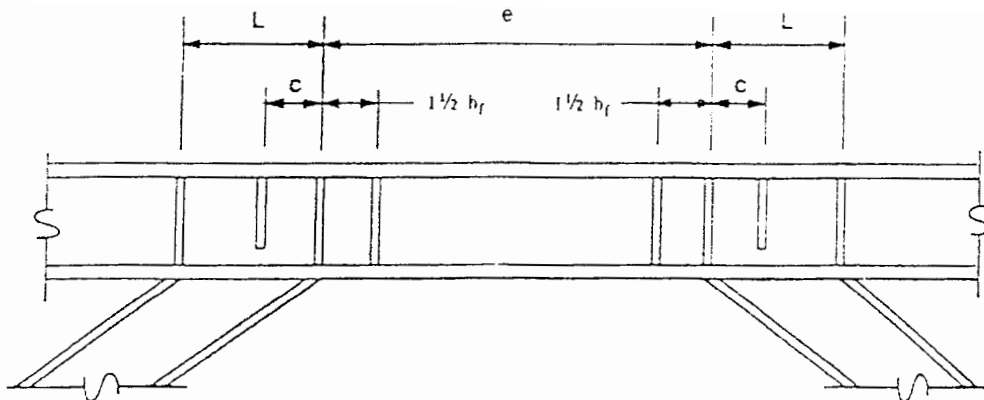
برای مقادیر e مابین $\frac{1.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{3M_p}{V_p}$ ، مقدار a^* با درونیابی خطی تعیین می شود.

$$b = \text{Min} \begin{cases} a^* \\ 1.5 b_f \end{cases}$$

$$c = \text{Min} \begin{cases} 1.5 b_f \\ 0.5 L \end{cases}$$

طول محدوده اتصال مهاربند L

شکل (۳-۲۳) - ضابطه پیشنهاد شده برای فاصله گذاری سخت کننده ها در پیوند متوسط [۴۶]



پیوند بلند ($e > \frac{3M_p}{V_p}$)

$$c = \text{Min} \begin{cases} 1.5 b_f \\ 0.5 L \end{cases}$$

طول محدوده اتصال مهاربند = L

شکل (۳-۲۴) - ضابطه پیشنهاد شده برای فاصله‌گذاری سخت‌کننده‌ها در پیوند بلند (خمشی) [۴۶]

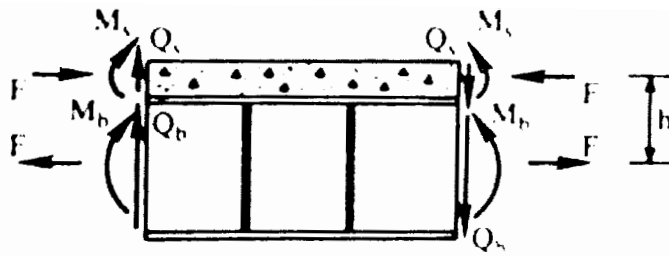
۳-۴-۸- عملکرد سقف مرکب (Composite) در قاب‌های EBF

۳-۴-۸-۱- توزیع نیروها در سقف مرکب

به منظور بررسی رفتار سقف‌های مرکب و چگونگی عملکرد آن در قاب‌های EBF، آزمایش‌های

فراوانی توسط پوپوف و همکارانش [۳۱] انجام شده است. خلاصه‌ای از نحوه پخش نیروها بین اجزا

مختلف سقف مرکب در شکل (۳-۲۵) نشان داده شده است.



$$V = Q_b + Q_s$$

$$M = M_b + M_s + F \cdot h$$

MODEL	SHEAR		MOMENT			AXIAL FORCE	
	$\frac{Q_b}{V}$	$\frac{Q_s}{V}$	$\frac{M_b}{M}$	$\frac{M_s}{M}$	$\frac{F \cdot h}{M}$	$\frac{F_{LINK}^{max}}{A\sigma_y}$	$\frac{F_b^{max}}{A\sigma_y}$
تیر ساده	1.0	0	1.0	0	0	0	0
سقف مرکب خارجی	0.92	0.08	0.67	0.01	0.32	0.11	0.17
سقف مرکب داخلی	0.88	0.12	0.56	0.01	0.43	0.15	0.22

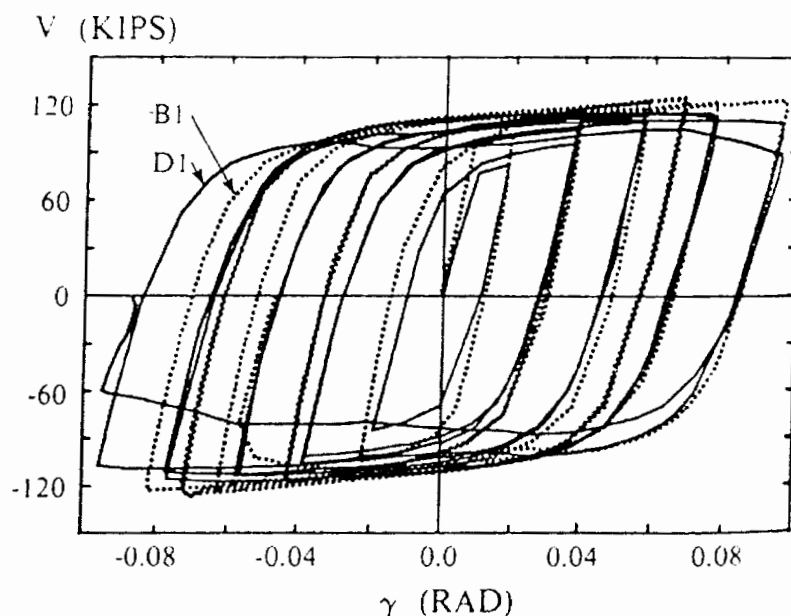
$$A=5.57 \text{ in}^2, W12 \times 19$$

شکل (۳-۲۵) - خلاصه نیروهای تحمل شده توسط پیوند مرکب، پیوند فولادی تنها و مقدار نیروهای محوری در تیر خارج از پیوند [۳۱]

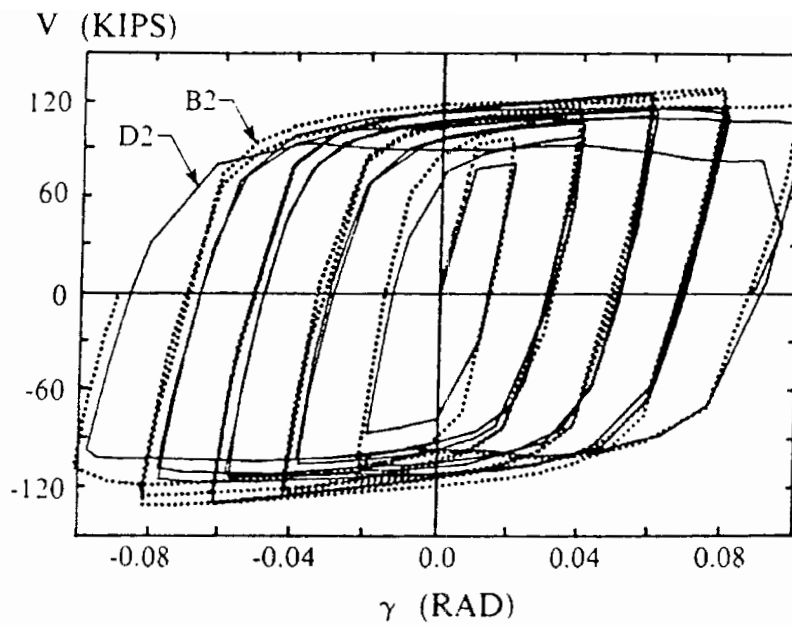
در تیر پیوند، وقتی که حداکثر نیروی برش اعمال می‌شود، مقطع فولادی ۸۸٪ از کل برش مقطع در حالت سقف مرکب داخلی و ۹۲٪ را در حالت سقف مرکب خارجی تحمل می‌نماید. در انتهای پیوند حداکثر لنگر تحمل شد توسط تیر فلزی در حالت سقف مرکب داخلی ۵۶٪ و در حالت سقف مرکب خارجی ۶۷٪ از کل لنگر وارد به مقطع می‌باشد. حداکثر نیروی تحمل شده توسط سقف مرکب خارج از پیوند داخل ۲۲٪ از نیروی تسلیم F_y برای فولاد A36 با مقطع $W12 \times 19$ می‌باشد. زوج نیرو در انتهای پیوند مرکب حدود ۴۳٪ از کل لنگر را متحمل می‌شود. پیوندهای داخلی حداکثر مقدار $F=0.15F_y$ را توسط سقف مرکب داخلی تحمل می‌نمایند.

سقف مرکب خارجی حداکثر مقدار $F=0.17F_y$ را در تیر خارج از پیوند و $F=0.11F_y$ را در تیر پیوند تحمل می‌نمایند. در نتیجه زوج نیرو در انتهای پیوند حدود ۳۲٪ از لنگر کل مقطع را تحمل می‌کند. لازم به ذکر است که M_s ، لنگر تحمل شده توسط بتن اثر چندانی در تحمل لنگر کل مقطع در سقف‌های مرکب داخلی و خارجی نخواهد داشت. حدود ۱٪ از کل لنگر اعمال شده در انتهای پیوند توسط بتن تحمل می‌شود. بنابراین زوج نیروی تولید شده توسط عمل سقف مرکب، توزیع‌کننده اصلی لنگر خواهد بود و باعث افزایش قابلیت تحمل لنگر کل مقطع خواهد شد.

رفتار هیستریزس تیرهای پیوند مرکب و فولادی تنها، در شکل (۳-۲۶) و (۳-۲۷) نشان داده شد است. همانطوری که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود رفتار هر دو تقریباً یکسان است. رفتار سقف مرکب در دهانه‌های داخلی ساختمان بهتر از دهانه‌های بیرونی است [۳۱].



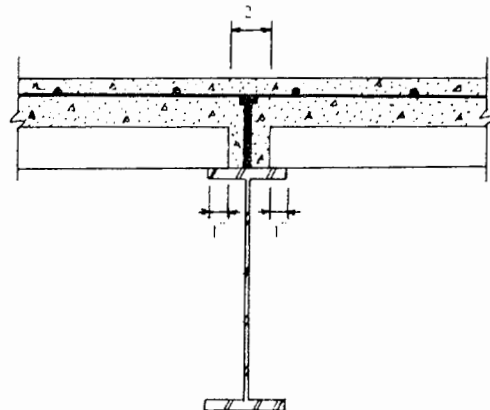
شکل (۳-۲۶) - ارتباط بین برش و زاویه چرخش تیر اتصال برای قاب EBF به شکل K، سقف مرکب (Composite) نمونه B1 و فولاد تنها (Bare steel) نمونه D1 [۳۱]



شکل (۲۷-۳) - ارتباط بین برش و زاویه چرخش تیر اتصال برای قاب EBF به شکل ۷، سقف مرکب (Composite) نمونه B2 و فولاد تنها (Bare steel) نمونه D_2 [۳۱]

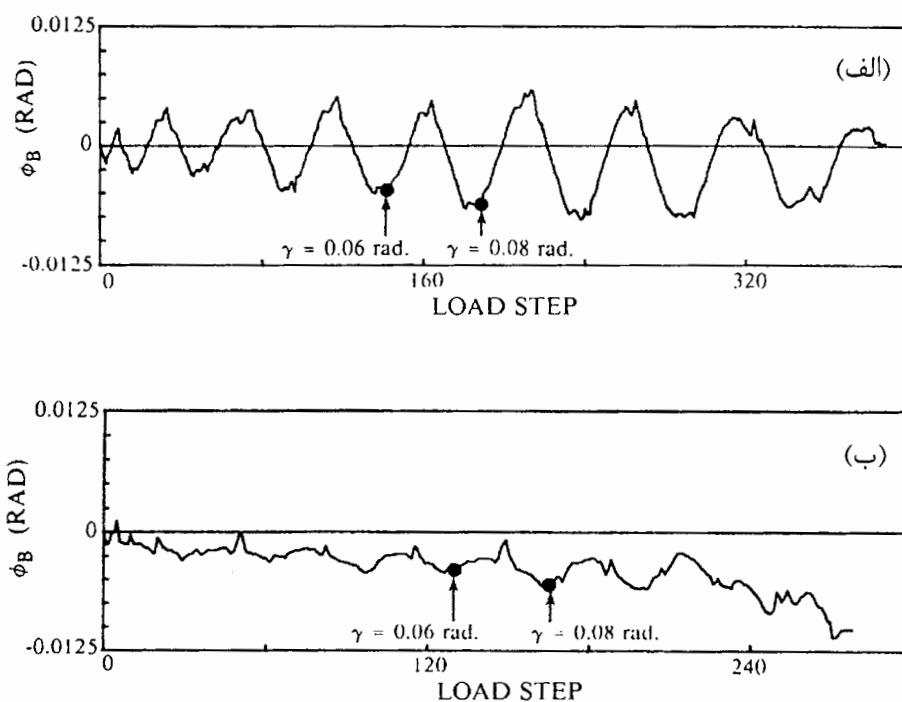
۳-۴-۸-۲ - عملکرد سقف مرکب به عنوان مهار جانبی تیر پیوند

در شکل (۲۸-۳) نمونه‌ای از جزئیات اجرایی سقف مرکب نشان داده شده است. بمنظور مشخص شدن عملکرد سقف‌های مرکب در جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی تیر پیوند، آزمایش‌هایی انجام شده و تاریخچه زاویه پیچشی انتهای پیوند (ϕ)، اندازه‌گیری شده است.



شکل (۲۸-۳) - مقطع عرضی سقف مرکب [۳۱]

شکل (۳-۲۹-الف) تاریخچه زمانی (ϕ) در انتهای تیر پیوندی که توسط پروفیل $W10 \times 15$ بطور جانبی مهار شده است را نشان می‌دهد. همانطوری که از شکل (۳-۲۹) مشخص است، دال بتنی همانند تیر فولادی نمی‌تواند بطور موثر به عنوان مهار جانبی عمل کند. شکل (۳-۲۹-ب) نشان می‌دهد که نمونه از همان ابتدا تغییر شکلی نسبت به حالت اولیه پیدا کرده است، در حالی که مطابق شکل (۳-۲۹-الف) مقطع نمونه در تمام طول آزمایش به وضعیت اولیه خود برگشته است.



شکل (۳-۲۹)- تاریخچه زاویه پیچش در انتهای پیوند [۳۱]
 الف) دارای مهار جانبی ب) بدون مهار جانبی

۳-۵- سیستم دوگانه (ترکیبی)

سیستم‌های دوگانه به آن دسته از سیستم‌های سازه‌ای اطلاق می‌شود که ترکیبی از قاب‌های خمشی (*MRF*) و قاب‌های مهاربندی شده (*CBF*) یا (*EBF*) باشند. در واقع در این سیستم سختی و مقاومت قاب‌های مهاربندی شده با رفتار غیرارتجاعی و شکل‌پذیر قاب‌های خمشی ترکیب شده است. در این سیستم بخش عمده بارهای قائم بوسیله قابها تحمل شده و بارهای جانبی بوسیله مجموعه قابها و مهاربندها و با توجه به نسبت سختی جانبی هر یک تحمل می‌شود. مطابق ضوابط آیین‌نامه *UBC 97* [۴۰] سیستم‌های دوگانه بایستی دارای مشخصات زیر باشند:

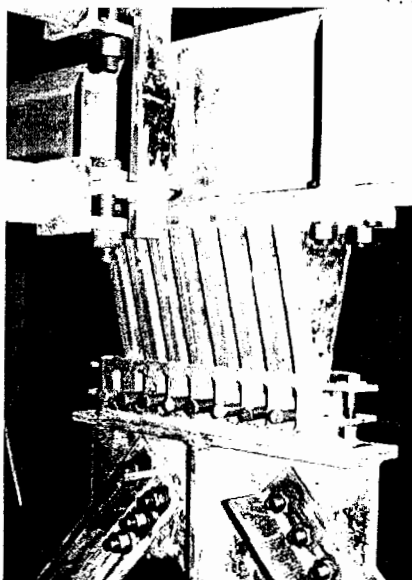
- ۱- یک قاب فضایی که برای تحمل بارهای ثقلی در نظر گرفته شده است.
- ۲- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط قاب‌های مقاوم خمشی مخصوص *SMRF* یا معمولی *OMRE* که حداقل ظرفیت تحمل ۲۵٪ نیروی برش پایه را داشته باشند باضافه قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز (*CBF*) یا خارج از مرکز (*EBF*)، تامین شود.
- ۳- هر سیستم متناسب با سختی خود بایستی قابلیت تحمل سهم بار خود را داشته باشد و در مقابل آن طراحی گردد.

فصل چهارم

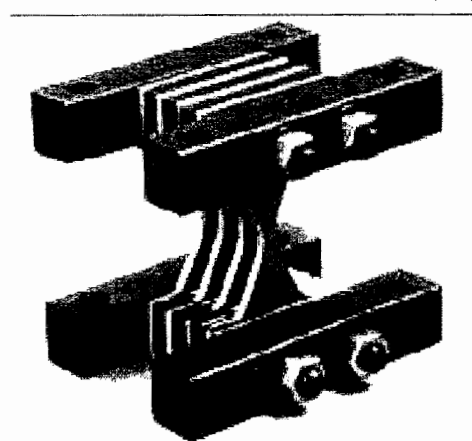
میراگرهای فلزی
TADAS , ADAS

۱-۴- مقدمه

یکی از موثرترین مکانیزم‌های موجود جهت اتلاف انرژی ورودی به سازه در هنگام زلزله، تغییر شکلهای غیرالاستیک فلزات است. میراگرهای فلزی ابداع شده نیز براساس همین مکانیزم طراحی و ساخته شده‌اند. در شکل (۱-۴) دو نمونه از میراگرهای فلزی که امروزه در ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله به کار گرفته می‌شوند نشان داده شده است. در این فصل به بررسی خصوصیات و پارامترهای هر یک از این میراگرها پرداخته می‌شود.



(ب)



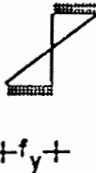
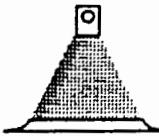

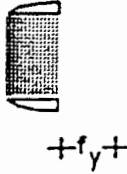

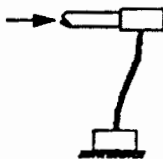
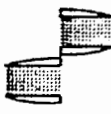


(الف)

شکل (۱-۴)- میراگرهای فلزی [۳۵]
الف) X- شکل ب) ورق مثلثی

۲-۴- انتخاب شکل میراگرها

انتخاب شکل میراگرها ارتباط مستقیمی به تسلیم سطح ورق دارد. جهت حداکثر نمودن اتلاف انرژی در میراگرها نیاز به یک شکل خاص برای ورق میراگرها داریم تا هنگام اعمال نیرو، کل ارتفاع ورق دچار تسلیم شود. مزیت‌های ورق X- شکل و ورق مثلثی بر ورق مستطیلی در شکل (۲-۴) نشان داده شده است.

<u>PLATE CONFIGURATION</u>	<u>PROFILE</u>	<u>DEFORMATION</u>	<u>STRESS DISTRIBUTION</u>	<u>COMMENTS</u>
Rectangle			 +f _y +	Non-Workable due to local yielding only
Triangle			 +f _y +	Workable
X Shape			 +f _y +	Workable

شکل (۲-۴) - جذب انرژی ورق‌های فلزی [۴۲]

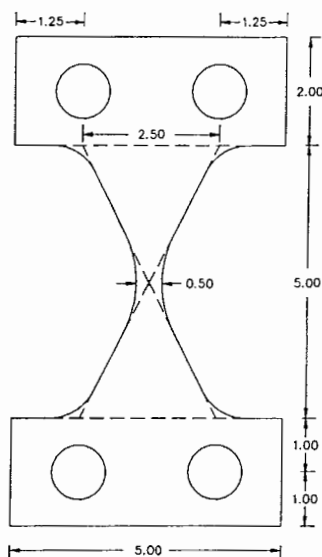
ورق فلزی مستطیلی شکل نشان داده شده در شکل (۲-۴) دارای انحنای مضاعف حول محور میانی خود می‌باشد و فقط در دو انتهای خود دچار تسلیم می‌شود یعنی تغییر شکل پلاستیک به یک ناحیه کوچک در دو انتهای ورق محدود می‌گردد. یک ورق فلزی مثلثی شکل با انحنای تک در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. این ورق در امتداد ارتفاع خود بصورت یکنواخت دچار تسلیم خواهد شد. یعنی تغییر شکل پلاستیک بطور یکنواخت در ارتفاع ورق توزیع می‌شود.

در شکل (۲-۴) ورق فلزی X- شکل با انحنای مضاعف نشان داده شده است. این ورق در امتداد ارتفاع خود بصورت یکنواخت دچار تسلیم خواهد شد. به عبارت دیگر تغییر شکل پلاستیک بطور یکنواخت در ارتفاع ورق توزیع می‌گردد.

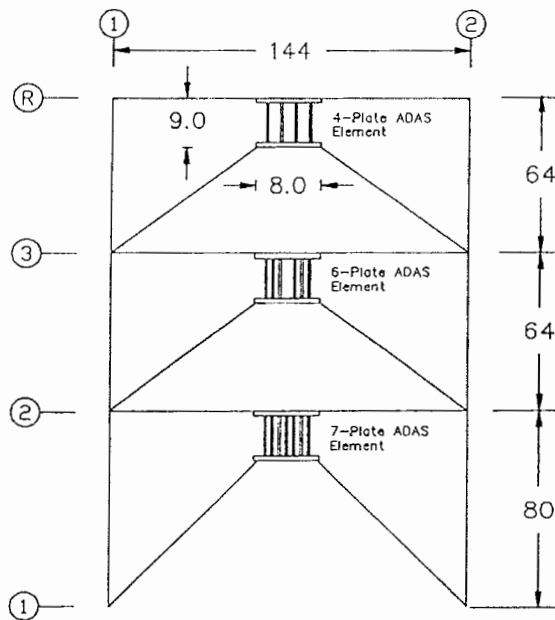
بنابراین جهت دستیابی به اتلاف انرژی مطلوب در میراگرها، استفاده از ورق‌های X- شکل و ورق‌های مثلثی مناسب‌تر از ورق‌های مستطیلی می‌باشد [۴۲].

۳-۴- میراگرهای X- شکل^۱ (ADAS)

در شکل (۳-۴) مشخصات ورق میراگر X- شکل آزمایش شده توسط Whittaker [۴۲] نشان داده شده است. نحوه جایگذاری میراگرهای X- شکل در قاب ساختمانی در شکل (۴-۴) نشان داده شده است.



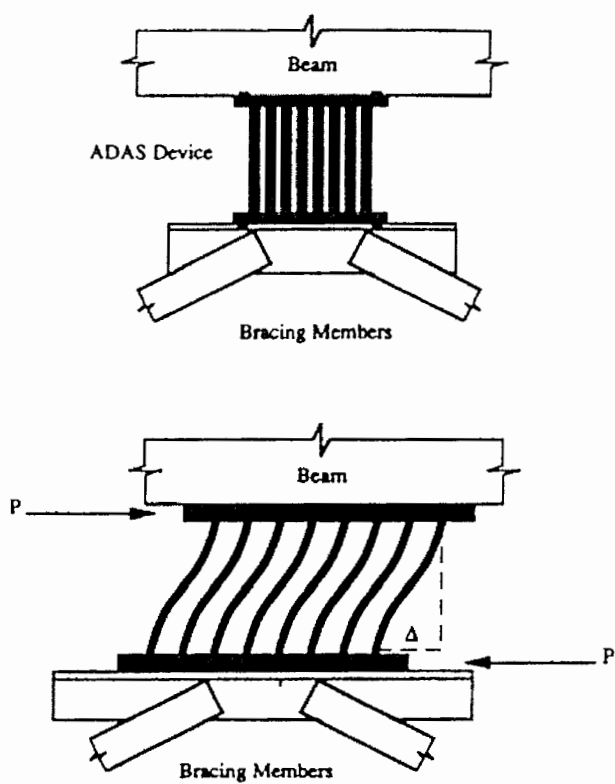
شکل (۳-۴) - مشخصات هندسی ورق میراگر X- شکل آزمایش شده توسط Whittaker [۴۲]
(کلیه ابعاد بر حسب اینچ می‌باشند)



شکل (۴-۴) - نحوه جایگذاری المان ADAS در قاب ساختمانی آزمایش شده توسط Whittaker [۴۲]
(کلیه ابعاد بر حسب اینچ می‌باشند)

نحوه عملکرد المان ADAS بدین صورت است که در هنگام اعمال بار جانبی، حرکت نسبی طبقات نسبت به یکدیگر موجب حرکت نسبی ورقه بالایی میراگر نسبت به ورقه پایینی آن می‌گردد. این عمل موجب جاری شدن تعداد زیادی از ورقه‌های فلزی میراگر شده که این جاری شدن خود موجب مستهلک نمودن مقدار زیادی از انرژی ورودی می‌شود. نحوه عملکرد میراگرها در شکل (۴-۵) نشان داده شده است. پروفیل ورق نشان داده شده در شکل (۴-۳) با ورق ایده‌آل X- شکل نشان داده شده در شکل (۴-۲) متفاوت می‌باشد. یک پهنا و ضخامت حداقل در قسمت باریک ورق X- شکل جهت دستیابی به موارد زیر ضروری است [۴۲]:

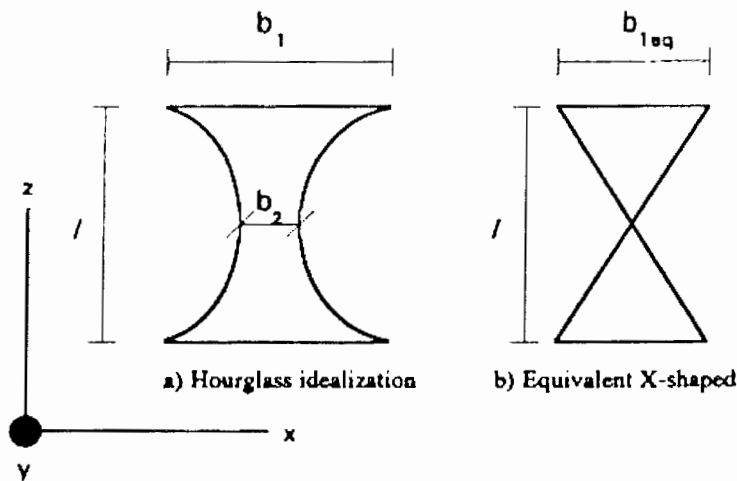
- ۱- انتقال نیروی محوری و نیروی برشی موجود در ورق.
- ۲- اجتناب از ایجاد تمرکز تنش در ورق که ممکن است عمر خستگی ورق X- شکل را به شدت کاهش دهد.



شکل (۴-۵) - نحوه عملکرد المان *ADAS* در هنگام بارگذاری جانبی [۴۴]

۴-۳-۱- روش پیشنهادی Whittaker و همکارانش [۴۲]

ایده‌آل‌سازی هندسی برای میراگر ADAS در شکل (۴-۶-الف) نمایش داده شده است. در این شکل طرح ADAS بصورت ساعت شنی می‌باشد که در مورد دلیل انتخاب آن بحث شد. Whittaker و همکارانش یک روش ساده را پیشنهاد کردند که در آن از یک ورق ایده‌آل X- شکل معادل که در داخل پروفیل واقعی ADAS محاط می‌شود، استفاده شده است (شکل (۴-۶-ب)).



شکل (۴-۶)- ایده‌آل‌سازی هندسی میراگر ADAS [۲۱]

روش آنها بر پایه فرضیات زیر استوار می‌باشد:

- ۱- ورق X- شکل بصورت صلب در دو انتهای خود مقید شده است.
- ۲- ورق X- شکل بصورت انحنای مضاعف پادمتقارن حول محور میانی خود تغییرشکل می‌دهد.

۳- عرض معادل ورق X- شکل در انتهای ورق برابر نصف ارتفاع ورق می‌باشد ($b_{1eq} = l/2$).

منحنی نیرو- تغییرمکان را می‌توان بصورت یک منحنی الاستیک- پلاستیک کامل (شکل (۷-۴ الف)) و یا یک منحنی دو خطی با کرنش سخت‌شدگی (شکل (۵-۴ ب)) در نظر گرفت. در روش پیشنهادی *Whittaker* نقطه تسلیم براساس هندسه معادل پیشنهادی تعریف شده است. این تغییرمکان از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$dy = \Delta_y^{pl} = \iint \frac{M_{px}(z)}{EI_x(z)} dx \quad (1-4)$$

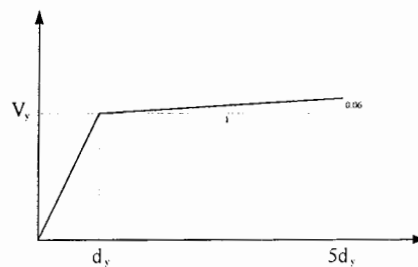
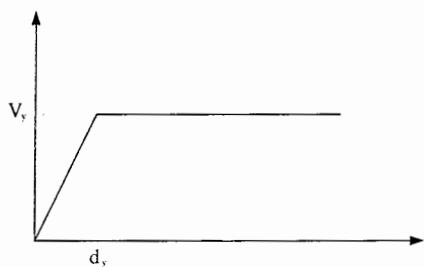
که در آن داریم:

$$I_x(z) = \frac{b(z)t^3}{12} \quad (2-4)$$

$$M_{px}(z) = \sigma_y z_x = \sigma_y \frac{b(z)t^2}{4} \quad (3-4)$$

با توجه به روش پیشنهادی *Whittaker*، تغییرمکان تسلیم پلاستیک هر ورق X- شکل معادل بصورت زیر خواهد بود:

$$\Delta_{px}^{pl} = \frac{3 \sigma_y l^2}{4 Et} \quad (4-4)$$



شکل (۷-۴) - منحنی نیرو- تغییرمکان پیشنهادی برای میراگرهای ADAS [۲۱]
الف) الاستیک- پلاستیک کامل ب) الاستیک خطی با کرنش سخت‌شدگی

ظرفیت برش پلاستیک هر ورق X- شکل معادل با توجه به معادله تعادل و با در نظر گرفتن رابطه

(۳-۴) بصورت زیر خواهد بود:

$$V_{Px} = V_{Px}^{PL} = \frac{2M_{Px}}{l} = \frac{\sigma_y b_{1eq} t^2}{2l} \quad (۵-۴)$$

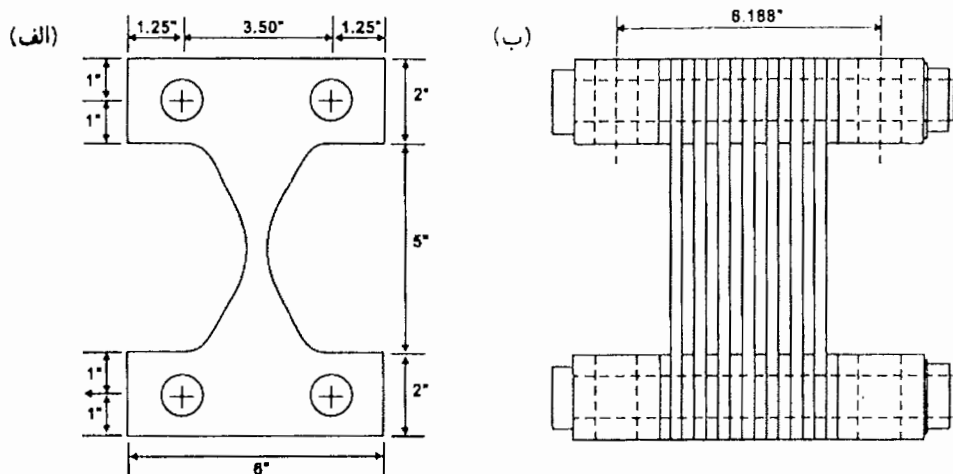
بنابراین سختی برشی الاستیک هر ورق X- شکل معادل بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{PL} = \frac{V_{Px}^{PL}}{\Delta_{Px}^{PL}} \quad (۶-۴)$$

برای یک میراگر ADAS که از n ورق تشکیل شده است و همانند روش *Whittaker* ایده‌آل سازی شده باشد، تغییرمکان تسلیم میراگر از معادله (۴-۴) محاسبه می‌شود و ظرفیت برش پلاستیک و سختی برشی الاستیک آن با n برابر کردن معادلات (۵-۴) و (۶-۴) بدست می‌آید. روش پیشنهادی *Whittaker* و همکارانش یک روش ساده تقریبی برای مدلسازی دو بعدی می‌باشد. یک روش دقیق‌تر جهت مدل‌سازی میراگرهای ADAS توسط *Colunga* [۲۱] پیشنهاد شده است.

۴-۳-۲- آزمایش‌های قطعه‌ای میراگرهای X- شکل

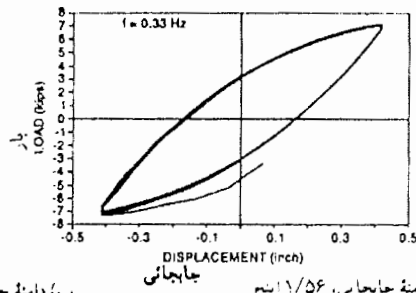
Bergman & Goel [۲۰] آزمایش‌های سیکلی را بر روی میراگرهای ورقی X- شکل انجام دادند. مشخصات هندسی میراگر X- شکل آزمایش شده در شکل (۴-۸) نشان داده شده است. در این آزمایش‌ها جمعاً سه میراگر تحت جابجایی با دامنه ثابت و فرکانس 0.33 Hz ، آزمایش شدند. برای هر نمونه هفت دامنه جابجایی مختلف تا مرز بالای 1.5 in در نظر گرفته شد و هر کدام تحت ده سیکل بارگذاری قرار گرفتند. منحنی‌های نیرو- جابجایی میراگر X- شکل در دامنه‌های جابجایی 1.04 in ، 0.42 in و 1.56 in در شکل (۴-۹) نشان داده شده است.



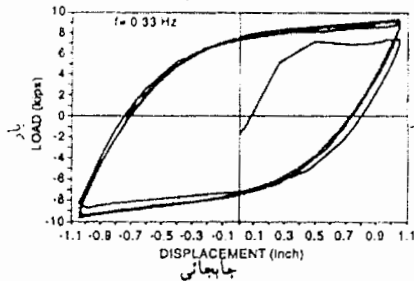
شکل (۴-۸)- مشخصات هندسی میراگر X- شکل آزمایش شده توسط Bergman & Goel [۲۰]
(کلیه ابعاد بر حسب اینچ می‌باشند)

انرژی تلف شده در هر سیکل را می‌توان از حلقه‌های هیستریزس آنها محاسبه نمود. عمر مربوط به خستگی نمونه آزمایش شده با دامنه 1.56 in ، ۴۴ سیکل می‌باشد. Bergman & Goel نتیجه گرفتند که کوتاه شدگی محوری میراگر که در جابجایی‌های افقی بزرگ رخ می‌دهد بایستی در طراحی عضوهای سازه‌ای مجاور و اتصالات در نظر گرفته شود.

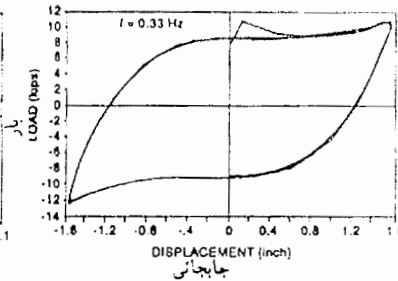
الف) دامنه جابجايي، ۰/۴۲ اينچ
a) Displacement amplitude 0.42in



ب) دامنه جابجايي، ۱/۰۴ اينچ
b) Displacement amplitude 1.04in



ج) دامنه جابجايي، ۱/۵۶ اينچ
c) Displacement amplitude 1.56in



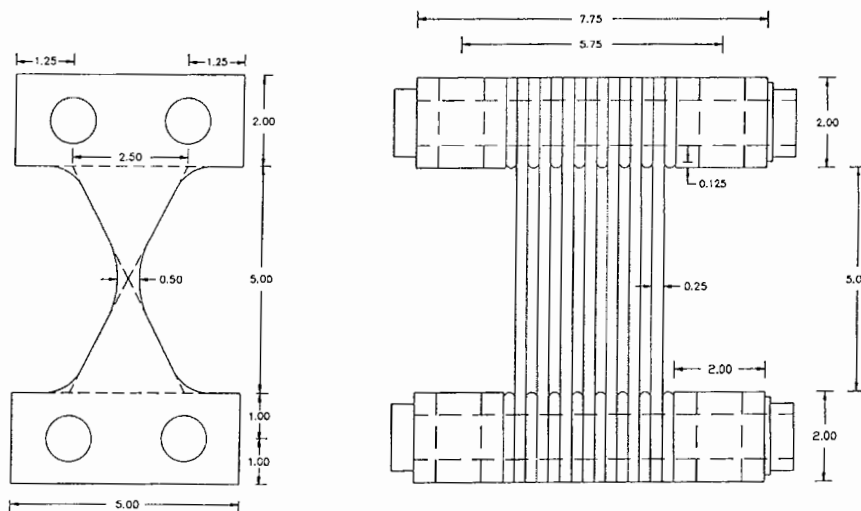
شکل (۴-۹) - پاسخ نیرو- جابجایی میراگر X- شکل [۲۰]

الف) دامنه جابجایی 0.42 in ب) دامنه جابجایی 1.04 in ج) دامنه جابجایی 1.56 in

Whittaker و همکارانش آزمایش‌های جامعی را بر روی میراگرهای X- شکل انجام دادند.

مشخصات هندسی عضو ADAS آزمایش شده توسط Whittaker و همکارانش در شکل (۴-۱۰)

نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۰) - مشخصات هندسی میراگر ADAS آزمایش شده توسط Whittaker و همکارانش [۴۲]

(کلیه ابعاد بر حسب اینچ می‌باشند)

Whittaker و همکارانش میراگرهای ۴ ورقی، ۶ ورقی و ۷ ورقی متعددی را مورد آزمایش‌های سیکلی قرار دادند. نتایج آزمایش‌های آنها نشان داد که این میراگرها یک رفتار هیستریزیس پایدار بدون هیچگونه اثری از باریک شدگی یا کاهش سختی و مقاومت با دامنه تغییرمکان $\pm 13.6\Delta_y$ را از خود نشان می‌دهند.

همچنین این میراگرها قابلیت تحمل بیش از ۱۲۰ سیکل بارگذاری رفت و برگشتی تسلیم با دامنه $\pm 10\Delta_y$ تا $\pm 14\Delta_y$ را دارا می‌باشند. که این رفتار در زلزله‌های بزرگ که باعث بوجود آمدن تغییرمکان‌های زیاد می‌شود، مناسب می‌باشد.

نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی مربوط به تغییرمکان تسلیم Δ_y^{ADAS} ، نیروی تسلیم R_y^{ADAS} و حداکثر نیروی قابل تحمل R_{max}^{ADAS} در جدول (۴-۱) آورده شده است. نتایج آزمایشگاهی حاصل معدل نتایج میراگرهای ۴ ورقی، ۶ ورقی و ۷ ورقی می‌باشد.

جدول (۴-۱)- مشخصات تحلیلی و آزمایشگاهی میراگرهای X- شکل [۴۲]

تعداد ورق میراگر	تحلیلی			آزمایشگاهی		
	Δ_y^{ADAS} (inches)	R_y^{ADAS} (kips)	R_{max}^{ADAS} (kips)	Δ_y^{ADAS} (inches)	R_y^{ADAS} (kips)	R_{max}^{ADAS} (kips)
4-Plate	0.11	2.7	4.1	0.12	2.5	----
6-Plate	0.11	4.0	6.1	0.16	3.7	----
7-Plate	0.11	4.7	7.2	0.16	4.5	8.4

برای تمام میراگرهای آزمایش شده مقدار نیروی تسلیم R_y^{ADAS} تخمین زده شده توسط روابط تحلیلی در حدود ۷٪ بیش از نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. همچنین تغییرمکان تسلیم اندازه‌گیری شده Δ_y^{ADAS} در حدود ۱۰٪ تا ۴۵٪ بزرگتر از مقدار محاسباتی می‌باشد. اصلی‌ترین دلیل این

اختلاف ناشی از لغزش بین صفحات جداکننده و ورق‌های X- شکل در بالا و پایین میراگرهای ADAS می‌باشد. لغزش بین این ورقها باعث ایجاد یک اتصال در بالا و پایین ورق X- شکل می‌شود که می‌توان آن را بجای قید گیردار بصورت یک فنر پیچی مدل نمود. انعطاف پذیری قیده‌های بالا و پایین ورق X- شکل می‌تواند تغییرمکان تسلیم میراگر ADAS را بیش از ۵۰٪ افزایش دهد.

کرنش سخت‌شدگی حداکثر مقاومت میراگر ADAS را بشدت افزایش می‌دهد. تاثیر کرنش سخت‌شدگی در تغییرمکان‌های بزرگتر از $6\Delta_y^{ADAS} \pm$ آشکار می‌شود [۴۲].

برای مقاصد طراحی پیشنهاد می‌شود ظرفیت اتلاف انرژی میراگر ADAS بطور محافظه‌کارانه بر مبنای R_y^{ADAS} در نظر گرفته شود ولی برای طراحی حدی مهاربندها و دیگر المان‌های نگهدارنده میراگر ADAS، اثر کرنش سخت‌شدگی در طراحی آنها اعمال شود [۴۲].

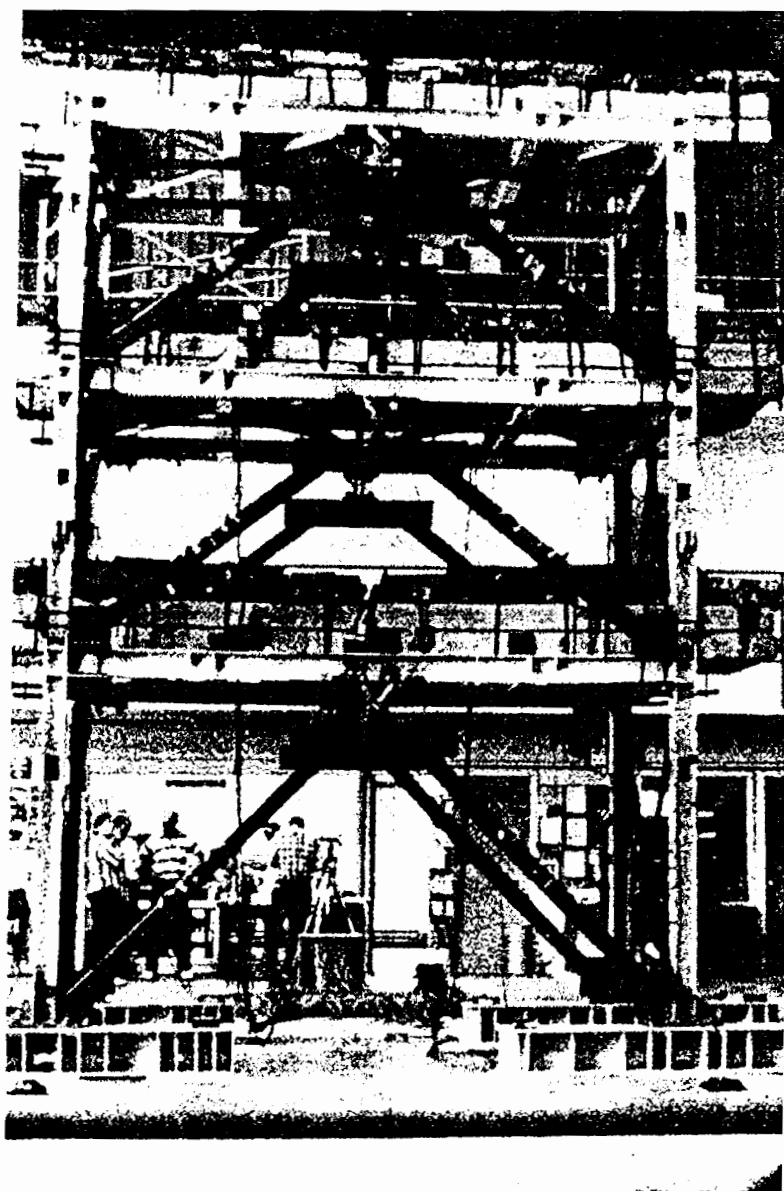
نیروی محوری، رفتار میراگرهای X- شکل را تحت تاثیر قرار می‌دهد. معمولاً نیروی محوری در ورقهای X- شکل بدلیل هندسه میراگر ADAS و مهاربندهای هم مرکز ایجاد می‌شود. نتایج آزمایش‌های Whittaker و همکارانش نشان دادند که ورقهای X- شکل به محض این که تحت خمش تسلیم می‌شوند، مستعد کمانش تحت نیروهای محوری کوچک می‌باشند، زیرا در این حالت سختی ورقهای X- شکل بشدت کاهش می‌یابد. خرابی بیشتر ورقهای X- شکل در میراگرهای ADAS آزمایش شده نشان داد که کمانش غیرالاستیک در ورقها رخ می‌دهد. اثر نیروی محوری در پاسخ میراگرهای ADAS را می‌توان با انتخاب مناسب هندسه میراگر ADAS و هندسه مهاربندی‌های هم مرکز حداقل نمود.

۴-۳-۳- ارزیابی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی میراگرهای X- شکل

Whittaker و همکارانش [۴۲] عملکرد میراگرهای ADAS را در یک سازه آزمایشگاهی تحت

تحریک لرزه‌ای نیز بررسی نمودند. در شکل (۴-۴) نحوه قرارگیری میراگرها در قاب مورد آزمایش

و در شکل (۴-۱۱) نمای جانبی قاب مورد آزمایش نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۱)- نمای جانبی قاب آزمایش شده توسط Whittaker و همکارانش [۴۲]

همانطور که در شکل‌های (۴-۴) و (۴-۱۲) مشخص است سازه مورد آزمایش یک قاب فضای مقاوم خمشی شکل‌پذیر^۱ (*DMRSF*) تک دهانه سه طبقه می‌باشد که ابعاد پلان آن $12in \times 6in$ می‌باشد. پس از نصب شش میراگر *ADAS* در سازه، تمام سازه با نماد *ADAS-3* مشخص شده است. در جدول (۲-۴) زمان تناوب‌های طبیعی و نسبت‌های میرایی برای سازه *DMRSF* و *ADAS-3* برای دو مود اول ارتعاشی آورده شده است.

جدول (۲-۴) - زمان تناوبها نسبت‌های میرایی سازه آزمایش شده توسط *Whittaker* و همکارانش [۴۲]

مود ارتعاشی		ارتعاش آزاد	
		مود اول	مود دوم
<i>DMRSF</i>	T_1 (sec)	0.74	0.22
	ξ_1 (%)	2.1	1.3
<i>ADAS-3</i>	T_1 (sec)	0.47	0.17
	ξ_1 (%)	3.4	1.7

همانطوری که در جدول (۲-۴) مشاهده می‌شود میرایی مود اول سازه مجهز به میراگرهای *ADAS* $3/4\%$ بزرگتر از میرایی مود اول سازه *MDRSF* $2/1\%$ می‌باشد. این افزایش در میرایی به تنهایی ناشی از میراگرهای *ADAS* می‌باشد. همچنین کاهش قابل ملاحظه‌ای در زمان تناوب اولین مود به علت سختی اضافه شده ناشی از مهاربندهای شورون و اجزا *ADAS* بوجود آمده است [۳۵].

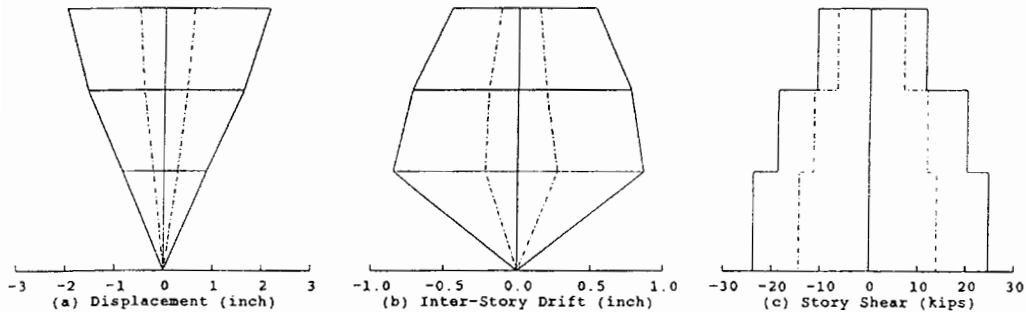
Whittaker و همکارانش برای شبیه‌سازی لرزه‌ای از سه شتابنگاشت مختلف شامل شتابنگاشت مصنوعی خاک نرم که به اختصار *THSSR* نامیده شده، زمینلرزه *El Centro S00E 1940* و *Chile(Llolleo) 1985* استفاده کردند. در شکل‌های (۴-۱۲)، (۴-۱۳) و (۴-۱۴) مقایسه پاسخ

1- Ductile Moment Resisting Space Frame

جابجایی، جابجایی نسبی میان طبقه‌های و برش طبقه برای سازه *DMRSF* (بدون میراگر) و سازه

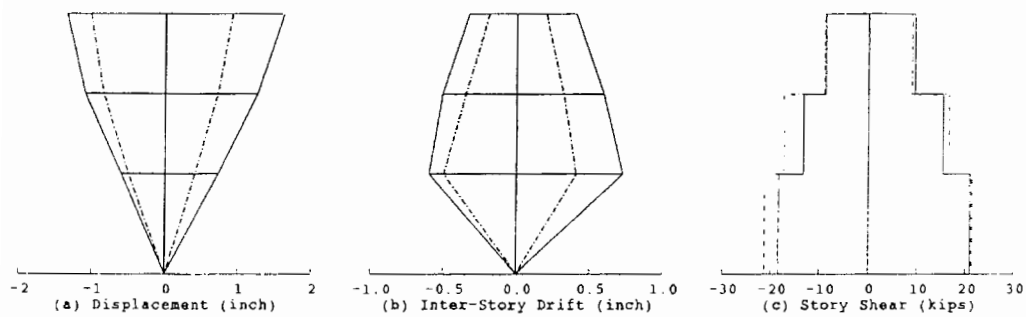
ADAS-3 (با میراگر) تحت شتابنگاشتهای فوق نشان داده شده است. در این شکل‌ها اثرات مفید

میراگرهای *ADAS* بر پاسخ سازه مشهود است.



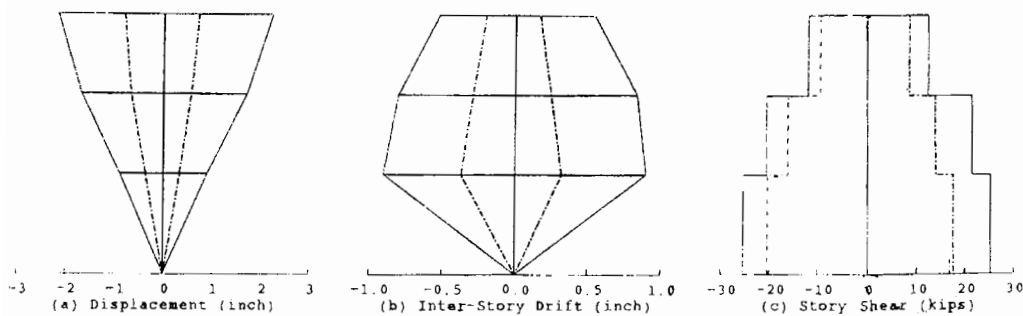
شکل (۴-۱۲) - مقایسه پاسخی تحت شتابنگاشت *THSSR* با شتاب حداکثر $0.1g$ [۳۵]

(*ADAS-3* = , *DMRSF* = —————)



شکل (۴-۱۳) - مقایسه پاسخی تحت شتابنگاشت *El Centro S00E(1940)* با شتاب حداکثر $0.16g$ [۳۵]

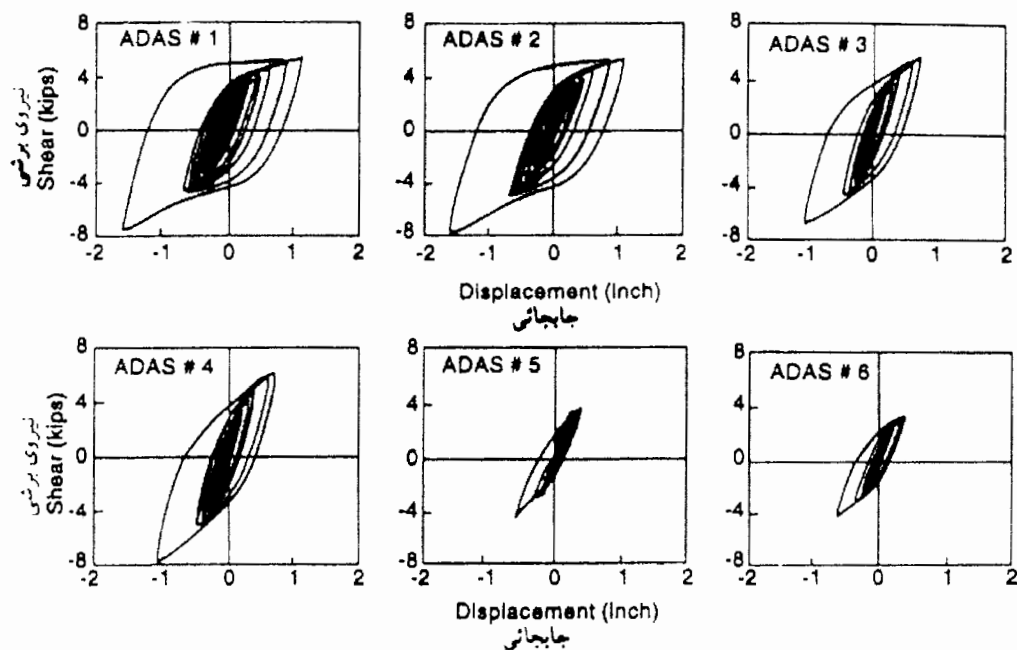
(*ADAS-3* = , *DMRSF* = —————)



شکل (۴-۱۴) - مقایسه پاسخی تحت شتابنگاشت *Chile(Llolleo)1985* با شتاب حداکثر $0.13g$ [۳۵]

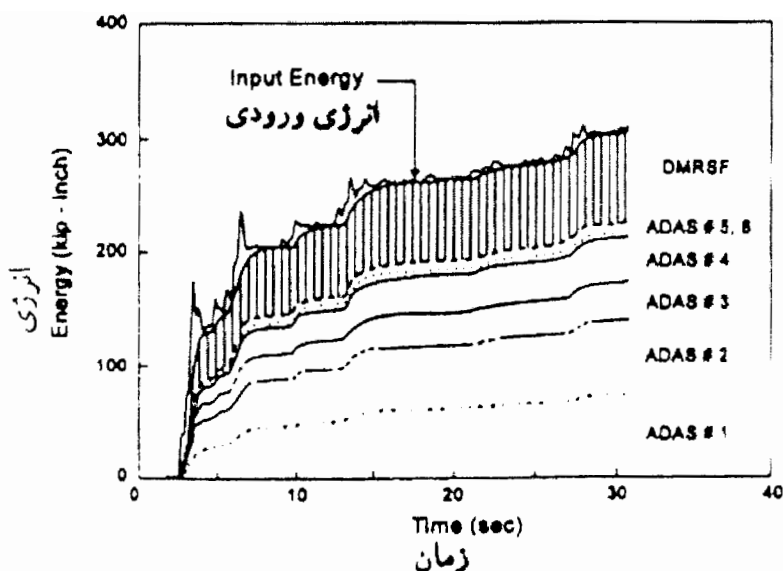
(*ADAS-3* = , *DMRSF* = —————)

سازه مجهز به میراگرهای ADAS (ADAS-3) تحت اثر شتابنگاشتهای *El Centro* با شتاب حداکثر $0.33g$ ، *THSSR* ، با شتاب حداکثر $0.4g$ و *Chile* با شتاب حداکثر $0.56g$ قرار گرفت. حلقه‌های هیستریزس برای میراگرهای ADAS تحت شتابنگاشت *El Centro* در شکل (۱۵-۴) نشان داده شده است.



شکل (۱۵-۴) - حلقه‌های هیستریزس میراگرهای ADAS تحت شتابنگاشت *El Centro* با شتاب حداکثر $0.33g$ [۴۲]

در شکل (۱۶-۴) تاریخچه زمانی انرژی برای سازه مجهز به میراگر ADAS تحت شتابنگاشت *El Centro* نشان داده شده است. همانطوریکه از شکل (۱۵-۴) و (۱۶-۴) نمایان است، میراگرهای ADAS بخش قابل ملاحظه‌ای از انرژی ورودی را جذب نموده‌اند و فقط بخش کمی توسط قاب مقاوم خمشی جذب شده است.

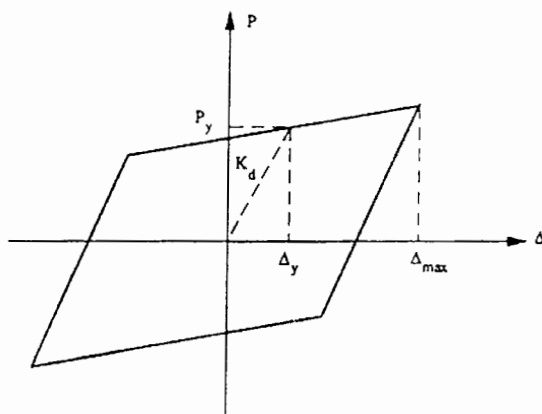


شکل (۴-۱۶) - تاریخچه زمانی انرژی تحت شتابنگاشت *El Centro* با شتاب $0.33g$ [۴۲]

Xia & Hanson [۴۴] جهت بررسی رفتار میراگرهای فلزی X -شکل، سه مدل ۱۰ طبقه را مورد

تحلیل و بررسی قرار دادند. آنها برای محاسبه رفتار غیرالاستیک المان *ADAS* از یک مدل دو

خطی که در شکل (۴-۱۷) نشان داده شده استفاده نمودند.



شکل (۴-۱۷) - مدل دو خطی برای رفتار غیرالاستیک المان *ADAS*

مدل ساختمانی اول یک ساختمان ۱۰ طبقه با سیستم مهاربندی ضربدری می‌باشد (ساختمان

Workman) که با نماد *WMAN* نشان داده شده است. مدل دوم یک ساختمان ۱۰ طبقه با قاب

مقاوم خمشی می‌باشد (ساختمان *Akkari*). برای ساختمان *Akkari* دو نوع بارگذاری ثقلی در نظر گرفته شده است. در بارگذاری اول نیروی وزن طبقه آخر سه برابر وزن طبقات دیگر انتخاب شده است که این حالت با نماد *AKKCM* نشان داده شده است. در بارگذاری دوم نیروی وزن بصورت گسترده یکنواخت در نظر گرفته شده است که این حالت با نماد *AKKUM* مشخص شده است. مشخصات این مدل‌ها در جداول (۳-۴) و (۴-۴) ارائه شده است [۴۴].

جدول (۳-۴) - مشخصات قاب ۱۰ طبقه *Workman* و *Akkari* [۴۴]

مشخصات	ساختمان <i>Workman</i>	ساختمان <i>Akkari</i>
ارتفاع طبقه	144 in در تمام طبقات	طبقه اول 180 in و سایر طبقات 144 in
وزن طبقات	132 kips در تمام طبقات	79.13 kips در تمام طبقات؛ 260.53 kips طبقه پشت بام <i>AKKCM</i>
دهانه تیرها	240 in	360 in

جدول (۴-۴) - مشخصات اعضای قاب‌های ۱۰ طبقه *Workman* و *Akkari* [۴۴]

طبقه	ساختمان <i>Workman</i>			ساختمان <i>Akkari</i>	
	ممان اینرسی تیرها (in^4)	ممان اینرسی ستونها (in^4)	سطح مقطع مهاربندها (in^2)	ممان اینرسی تیرها (in^4)	ممان اینرسی ستونها (in^4)
10	800.6	---	---	515.5	---
9	800.6	339.2	2.88	800.6	796.8
8	800.6	542.1	2.88	800.6	796.8
7	800.6	542.1	2.88	1326.8	796.8
6	800.6	851.2	2.88	1326.8	1266.5
5	984.0	851.2	2.88	1326.8	1266.5
4	984.0	1165.8	2.88	1478.3	1266.5
3	984.0	1165.8	2.94	1478.3	1786.8
2	984.0	1373.1	2.94	1478.3	1786.8
1	1286.8	1373.1	3.38	1814.5	1786.8
---	---	2274.8	0	---	2149.6

مقادیر برش پایه حداقل برای این قاب‌ها براساس آیین‌نامه UBC88 محاسبه گردیده است که در جدول (۵-۴) آورده شده است.

جدول (۵-۴) - نیروی برش پایه حداقل [۴۴]

نام ساختمان	Z	I	$(C/R_w)_{\min}$	$(ZIC/R_w)_{\min}$	W (kips)	$V_b = ZIC/R_w$ (kips)
WMAN	0.4	1.0	0.075	0.03	1320.0	39.6
AKKUM	0.4	1.0	0.075	0.03	791.3	23.7
AKKCM	0.4	1.0	0.075	0.03	972.7	29.2

همانطوری که در جدول (۵-۴) آورده شده است، برای محاسبه حداقل برش پایه از ضریب $C/R_w = 0.075$ استفاده شده است که این مقدار برش، معادل ۳٪ وزن ساختمان در ناحیه ۴ آیین‌نامه UBC88 می‌باشد. این برش پایه به عنوان یک شاخص حداقل توسط بسیاری از طراحان بکار برده شده است. بایستی توجه نمود که برای طراحی قاب خمشی اثر بادبندهای میراگر ADAS در نظر گرفته نمی‌شود، در نتیجه سختی قاب خمشی به مراتب کمتر از مدل دارای میراگر ADAS می‌باشد. علاوه بر این وقتی که میراگرهای ADAS به قاب خمشی افزوده می‌شود مقادیر مجاز تغییرمکان توصیه شده در آیین‌نامه UBC88 رعایت می‌گردد.

مقدار پیرو T_1 در نظر گرفته شده برای حالت برش پایه حداقل، برابر 1.64 sec می‌باشد که با توجه به رابطه $C_{\min} = 0.075R_w = 1.25S/T_1^{2/3}$ بدست می‌آید. برای خاک ضریب $S=1$ در نظر گرفته شده است. مقدار پیرو برای قاب بدون بادبند در تمام حالات بزرگتر از 1.64 sec می‌باشد بنابراین برای قاب بدون بادبند مقدار C_{\min} برابر 0.9 انتخاب گردید. پیرو مدل دارای ADAS و مهاربند برای مقادیر مختلف SR، نیروی برش پایه طراحی و نیروی تسلیم میراگر ADAS (بر حسب نیروی برش طراحی طبقات) در جدول (۶-۴) خلاصه گردیده است.

جدول (۶-۴) - مقادیر پیرو، برش پایه طراحی و نیروی تسلیم میراگر ADAS برای مقادیر مختلف SR

$$\left(\frac{B}{D} = 2, \Delta_y = 0.2 \text{ in}, V_{b_{\min}} = \%3W\right)$$

SR	WMAN			AKKUM			AKKCM		
	T (sec)	V _b (kips)	P _y /V _s	T (sec)	V _b (kips)	P _y /V _s	T (sec)	V _b (kips)	P _y /V _s
1	2.32	39.6	1.3	1.78	23.7	1.9	2.25	28.7	1.5
2	1.89	39.6	2.4	1.45	25.8	3.3	1.84	28.7	2.9
3	1.64	39.6	3.2	1.26	28.3	4.6	1.60	29.7	3.7
4	1.47	42.6	4.0	1.13	30.4	5.8	1.43	32.0	4.6
5	1.34	45.3	4.7	1.03	32.4	6.8	1.30	34.1	5.4
6	1.24	47.7	5.4	0.95	34.1	7.8	1.21	35.7	6.2
7	1.16	49.9	6.1	0.89	35.7	8.7	1.12	37.4	6.9
8	1.09	52.0	6.7	0.84	37.1	9.6	1.06	39.0	7.6
9	1.04	53.6	7.3	0.80	38.8	10.5	1.01	40.3	8.3
10	0.99	55.4	7.9	0.76	39.6	11.3	0.96	41.7	8.9

نسبت $\frac{B}{D}$ استفاده شده در این جدول عبارت است از:

$$\frac{B}{D} = \frac{K_b}{K_d} \quad (۷-۴)$$

که در این رابطه K_b سختی جانبی اعضای مهاربند و K_d سختی الاستیک میراگر ADAS می‌باشد.

مقدار K_d از رابطه (۸-۴) بدست می‌آید:

$$K_d = \frac{P_y}{\Delta_y} \quad (۸-۴)$$

که در آن P_y نیروی تسلیم و Δ_y تغییرمکان تسلیم میراگر ADAS می‌باشد. سختی جانبی المان

ADAS (متشکل از میراگر ADAS و مهاربندها) از رابطه (۹-۴) بدست می‌آید:

$$K_a = \frac{K_b \cdot K_d}{K_b + K_d} \quad (۹-۴)$$

یا به عبارت دیگر:

$$K_a = \frac{K_d}{1 + \frac{1}{(B/D)}} \quad (10-4)$$

ضریب SR نیز عبارتست از نسبت سختی افقی المان $ADAS$ (K_a) به سختی طبقه ساختمان بدون جایگذاری المان $ADAS$ (K_s):

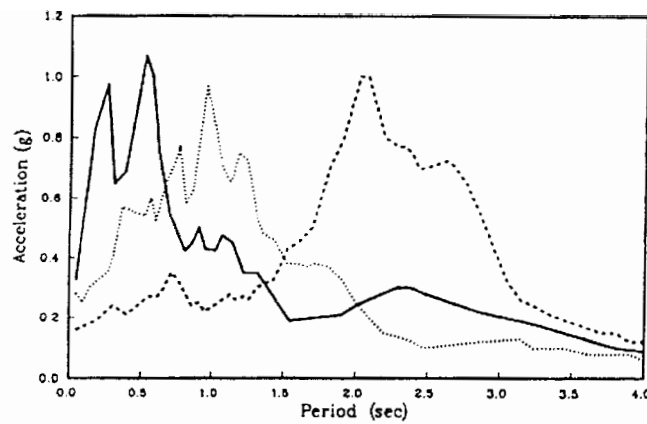
$$SR = \frac{K_a}{K_s} \quad (11-4)$$

رابطه بین پارامترهای المان $ADAS$ را می‌توان بصورت رابطه (۱۲-۴) بیان نمود:

$$P_y = SR \cdot K_s \left[1 + \frac{1}{(B/D)} \right] \cdot \Delta_y \quad (12-4)$$

مقادیر ارائه شده در جدول (۴-۶) بر مبنای مقادیر K_s محاسبه شده برای این قاب‌ها و در نظر گرفتن $B/D = 2$ و $\Delta_y = 0.2 \text{ in}$ بدست آمده‌اند.

قاب‌های مورد بحث تحت یکسری رکورد زلزله قرار گرفتند. نحوه انتخاب رکوردهای زلزله به نحوی بود که محدوده وسیعی از پیوندهای ساختمانی را تحت پوشش قرار دهد. رکوردهای انتخاب شده شامل زلزله *El Centro 1940* (مولفه شمالی - جنوبی)، *Mexico 1985* (مولفه شرقی - غربی) و زلزله *Miyagi-Ken-Oki 1978* بودند. طیف‌های پاسخ شتاب این سه زمینلرزه، در شکل (۴-۱۸) نشان داده شده است.



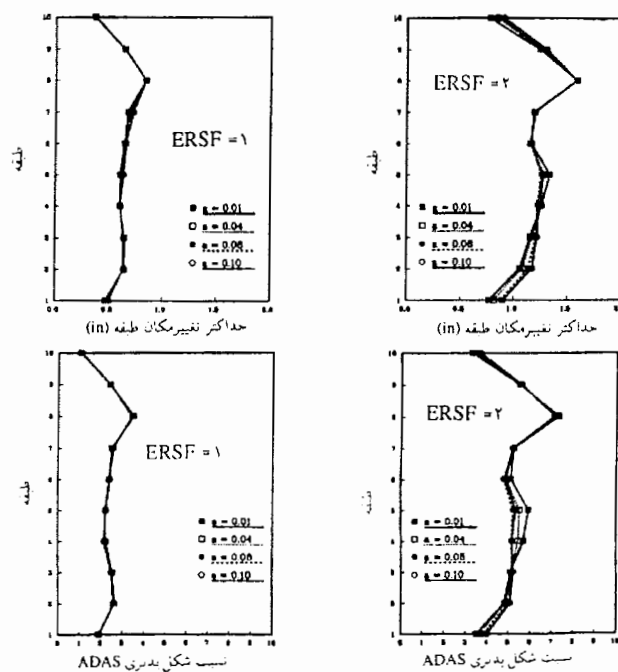
شکل (۴-۱۸) - طیف پاسخ الاستیک شتاب برای زمینلرزه‌های انتخابی

با مقایسه پریود الاستیک ساختمان‌های مورد مطالعه که برای مقادیر مختلف SR ارائه شده است (جدول (۴-۶))، مشاهده می‌شود که زلزله *El Centro* پاسخ‌های کوچکتری را نتیجه می‌دهد و دلیل این امر آن است که محل حداکثر پاسخ این زلزله بر پریودهای کوچکتر از یک ثانیه واقع شده است. زلزله *Miyagi-Ken-Oki* بر ساختمان‌هایی با پریود حدود 1 sec بیشترین تاثیر را داشته و زلزله *Mexico* بیشترین تاثیر را بر ساختمان‌هایی با پریود بین $1.6-2.6\text{ sec}$ خواهد داشت. به منظور ارزیابی تاثیر شدت زلزله‌های مختلف از ضرایب مقیاس رکورد زلزله (*Earthquake Record Scale Factors, ERSF*) استفاده شده است. مقادیر حداکثر شتاب زمین برای ضرایب $ERSF$ انتخاب شده در جدول (۴-۷) ارائه شده است.

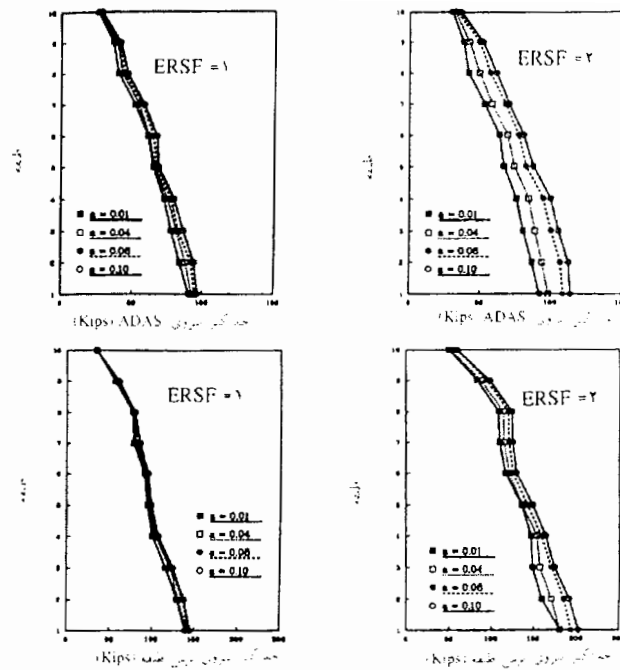
جدول (۴-۷) - ضرایب $ERSF$ و شتاب حداکثر زمین

زمینلرزه	ضرایب مقیاس رکورد زلزله ($ERSF$)	شتاب حداکثر (PGA)
<i>El Centro 1940</i>	1.0	0.31g
<i>El Centro 1940</i>	2.0	0.63g
<i>Mexico 1985</i>	1.0	0.17g
<i>Mexico 1985</i>	1.5	0.26g
<i>Miyagi-Ken-Oki 1978</i>	1.0	0.26g
<i>Miyagi-Ken-Oki 1978</i>	2.0	0.53g

Xia & Hanson [۴۴] جهت آنالیز ساختمان‌های مجهز به المان *ADAS* از نرم‌افزار *DRAIN-2D* (*Kanaan and Powell 1973*) همراه با تمهیداتی که برای معرفی رفتار غیرخطی میراگر *ADAS* در نرم‌افزار صورت گرفته، استفاده نمودند. به منظور مطالعه تاثیر کرنش سخت‌شدگی میراگر *ADAS* در پاسخ غیرالاستیک سازه، از نسبت‌های کرنش سخت‌شدگی ۱٪، ۴٪، ۸٪ و ۱۰٪ استفاده شده است که نتایج آن برای ساختمان *AKKUM* تحت زمینلرزه *El Centro* در شکل (۴-۱۹) و (۴-۲۰) نشان داده شده است. همانطوری که از این شکل‌ها مشاهده می‌شود تغییرات نسبت کرنش سخت‌شدگی تأثیری بر مقدار تغییرمکان و نسبت شکل‌پذیری میراگر *ADAS* ندارد ولی نیروی تسلیم میراگر *ADAS* و نیروی برشی طبقات با افزایش مقدار نسبت کرنش سخت‌شدگی، به تناسب افزایش می‌یابد که این موضوع در شکل (۴-۲۰) مشهود است.



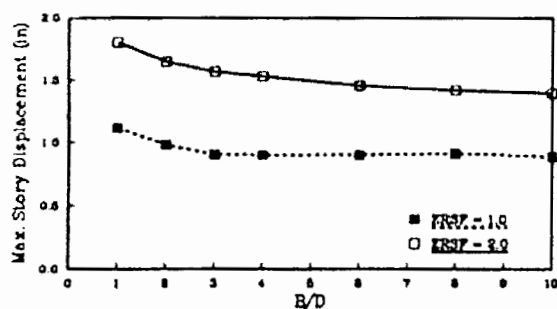
شکل (۴-۱۹) - مقادیر حداکثر تغییرمکان و نسبت شکل‌پذیری میراگر *ADAS* به ازای مقادیر مختلف *ERSF* و نسبت کرنش سخت‌شدگی، در طبقات مختلف ساختمان [۴۴]



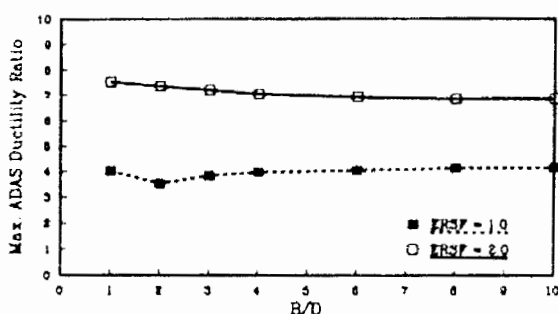
شکل (۴-۲۰) - مقادیر حداکثر برش پایه و نیروی تسلیم میراگر ADAS به ازای مقادیر مختلف ERSF و نسبت کرنش سخت‌شدگی، در طبقات مختلف ساختمان [۴۴]

اثر این پدیده برای زلزله‌های شدید بیشتر است بطوری که در شکل‌های مربوط به $ERSF=2$ این افزایش چشمگیرتر می‌باشد. برای طراحی می‌توان نحوه رفتار هیستریزیس و ظرفیت اتلاف انرژی میراگر ADAS را بر مبنای نیروی تسلیم میراگر (P_y) بدست آورد اما برای طراحی اعضای مهاربندی متصل به میراگر ADAS، اثر کرنش سخت‌شدگی را در نظر گرفت.

پارامتر دیگری که بر چگونگی رفتار سازه تاثیر می‌گذارد نسبت B/D می‌باشد. افزایش این نسبت باعث کاهش پاسخ غیرالاستیک سازه می‌شود. بمنظور بررسی تاثیر نسبت B/D به رفتار سازه، ساختمان AKKUM با نسبت‌های مختلف B/D مورد آزمایش و تحلیل قرار گرفت که نتایج آن در شکل‌های (۴-۲۱) و (۴-۲۲) نشان داده شده است.



شکل (۴-۲۱)- مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات ساختمان AKKUM برای نسبت‌های مختلف B/D تحت زمینلرزه $El\ Centro$ [۴۴] ($\Delta_p = 0.2\ in$, $SR=2$)



شکل (۴-۲۲)- مقادیر حداکثر نسبت شکل‌پذیری میراگر ADAS ساختمان AKKUM تحت زمینلرزه $El\ Centro$ [۴۴] ($\Delta_p = 0.2\ in$, $SR=2$)

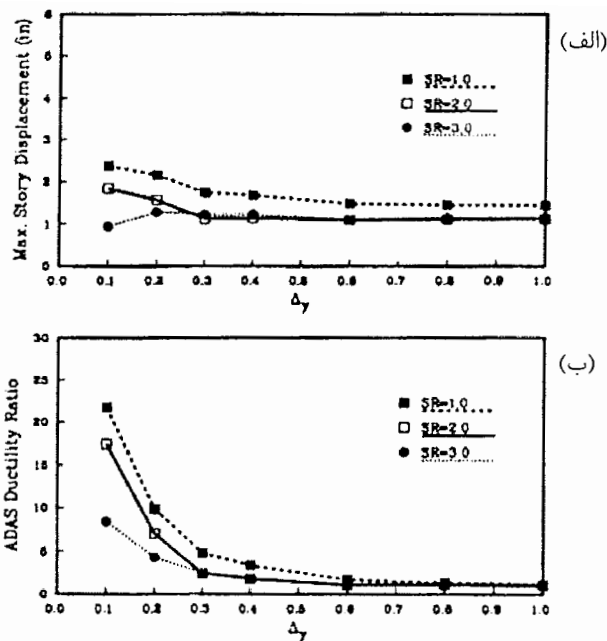
نتایج نشان می‌دهد که نسبت B/D تاثیر ناچیزی بر پاسخ غیرالاستیک سازه دارد و عملاً نسبت‌های B/D بزرگتر از ۲ تغییر چندانی بر رفتار سازه اعمال نمی‌کنند. نسبت B/D فقط بر تغییر شکل میراگر $ADAS$ قبل از تسلیم، تاثیر گذار است. بعد از تسلیم، سختی میراگر $ADAS$ در نتیجه تغییر شکل غیرالاستیک میراگر و بدون توجه به سختی اعضای مهاربندی، به شدت کاهش می‌یابد. بنابراین انتخاب یک نسبت B/D بزرگتر برای بهبود پاسخ لرزه‌ای سازه، غیر اقتصادی خواهد شد. با توجه به قیمت اعضای مهاربندی پیشنهاد می‌شود برای طراحی المان $ADAS$ از یک نسبت B/D حدود ۲ استفاده گردد مگر آن که مقاومت مهاربند جهت جاری شدن میراگر $ADAS$

بدون آن که خود مهاربند در فشار کمانش کند و یا در کشش جاری شود، نسبت B/D بزرگتری را نتیجه دهد [۴۴].

از میان سه پارامتر Δ_v ، P_v و SR فقط دو پارامتر را می‌توان مستقل فرض نمود و پارامتر بعدی را براساس معادله (۴-۱۲) بدست آورد. در مطالعه‌ای که توسط *Xia & Hanson* [۴۴] صورت پذیرفته، تغییرمکان تسلیم (Δ_v) و نسبت SR به عنوان پارامترهای معلوم در نظر گرفته شده‌اند و نیروی تسلیم میراگر (P_v) با استفاده از معادله (۴-۱۲) بدست آمده است.

بمنظور بررسی تاثیر این پارامترها بر پاسخ غیرالاستیک قاب‌های ساختمانی، ساختمان‌های *WMAN*، *AKKUM* و *AKKCM* با ترکیبی از نسبت‌های مختلف SR و P_v مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که نسبت شکل‌پذیری میراگر *ADAS*، به تغییرمکان تسلیم میراگر (Δ_v) بسیار حساس می‌باشد. تغییرمکان تسلیم میراگر (Δ_v)، در کنترل حداکثر نسبت شکل‌پذیری میراگر بسیار موثرتر از SR یا P_v می‌باشد. به عنوان مثال پاسخ ساختمان *AKKUM* که تحت تاثیر زمینلرزه *El Centro* قرار گرفته است در شکل (۴-۲۳) نشان داده شده است. همانطوری که در شکل (۴-۲۳-الف) مشاهده می‌گردد تغییرمکان تسلیم میراگر تاثیر ناچیزی بر پاسخ تغییرمکان طبقات دارد. اما تاثیر آن برای مقادیر $\Delta_v < 0.3 \text{ in}$ ، بر نسبت شکل‌پذیری میراگر کاملاً مشهود است (شکل (۴-۲۳-ب)).

با توجه به نتایج بدست آمده، مقادیر بین 0.2 in (0.508 cm) تا 0.3 in (0.762 cm) (معادل $0.0014H$ تا $0.002H$) برای Δ_v مناسب می‌باشند. شکل‌پذیری مورد انتظار برای میراگرها بین ۴ تا ۵، در حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای حدود ۰/۱۶٪ تا ۰/۱٪ نتیجه می‌گردد [۴۴].



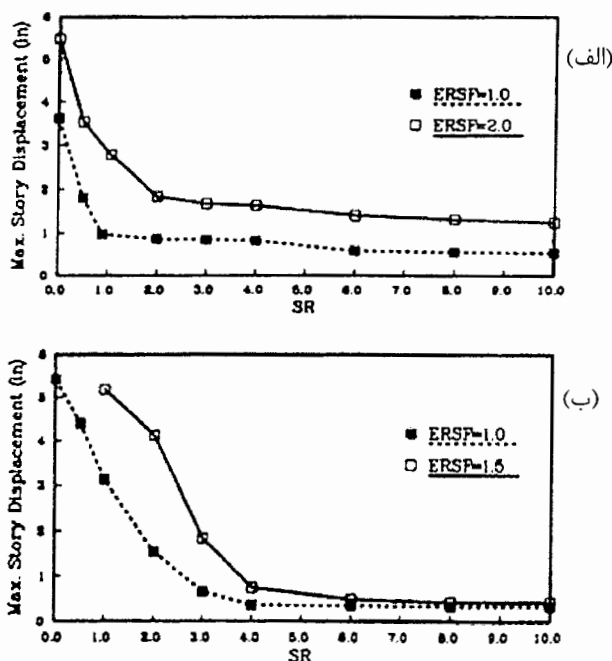
شکل (۴-۲۳) - پاسخ ساختمان AKKUM تحت زمینلرزه *El Centro* برای نسبت‌های مختلف Δ_y و *SR* ثابت
 الف) تغییر مکان طبقات ب) نسبت شکل پذیری المان *ADAS*

تاثیر *SR* در پاسخ تغییر مکان را می‌توان در شکل (۴-۲۴) مشاهده نمود. نتایج نشان می‌دهد که پاسخ تغییر مکانی با افزایش نسبت *SR*، کاهش می‌یابد. اما تاثیر افزایش نسبت *SR* بصورت خطی نمی‌باشد. این تاثیر برای مقادیر *SR* بزرگ، نسبتاً کم می‌باشد و تغییرات آن بستگی به پارامترهای زلزله مورد آزمایش دارد. مثلاً مقادیر *SR* کمتر از ۲ برای زلزله *El Centro* و کمتر از ۴ برای زلزله *Mexico* بر پاسخ تغییر مکانی ساختمان تاثیر گذار می‌باشد و انتخاب نسبت‌های *SR* بزرگتر از مقادیر ذکر شده، تاثیری بر پاسخ نخواهد داشت.

در شکل (۴-۲۴) تغییر مکان تسلیم میراگر (Δ_y) ثابت بود. در این حالت با توجه به معادله (۴-۱۲) می‌توان دریافت که نیروی تسلیم میراگر (P_y) با افزایش نسبت *SR*، افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر تاثیر افزایش نیروی تسلیم میراگر (P_y) شبیه افزایش نسبت *SR* می‌باشد که این افزایش در نیروی

تسلیم میراگر می‌تواند پاسخ غیرالاستیک ساختمان را در یک محدوده معین، بطور موثری کاهش

دهد.



شکل (۴-۲۴) - تغییرمکان حداکثر طبقات ساختمان [۴۴]

AKKUM برای نسبت‌های SR مختلف و $\Delta_p = 0.2 \text{ in}$

(الف) تحت زمینلرزه *El Centro* (ب) تحت زمینلرزه *Mexico*

نیروی تسلیم میراگر مورد نیاز جهت کنترل تغییرمکان غیرالاستیک به شدت زلزله موردنظر، پارامترهای زمینلرزه و تقاضای اتلاف انرژی بستگی دارد. برای این منظور، نسبت SR بایستی به‌گونه‌ای انتخاب شود که هم احتیاجات سختی سازه را فراهم و هم در پاسخ غیرالاستیک ساختمان موثر باشد.

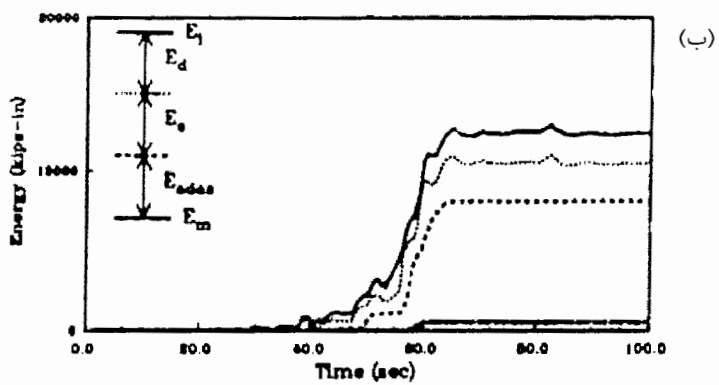
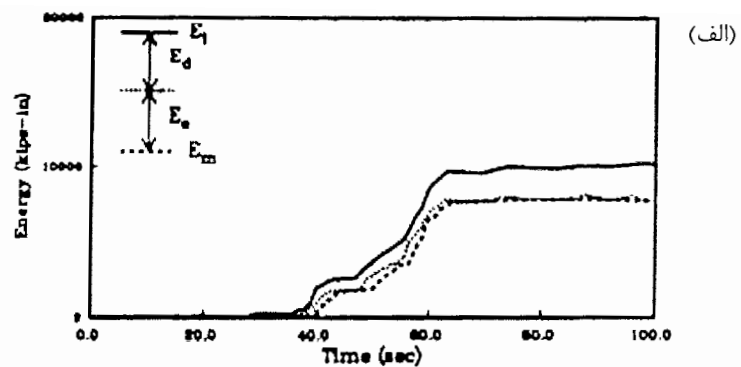
افزایش نیروی تسلیم میراگر *ADAS*، مقاومت میراگر و ظرفیت اتلاف انرژی هیسترتیک میراگر را برای تغییرمکان‌های مساوی، افزایش می‌دهد. از نقطه نظر مقاومت و اتلاف انرژی، انتخاب نیروی تسلیم بزرگتر برای میراگر *ADAS* مطلوب است اما انتخاب نیروی تسلیم بزرگتر باعث افزایش ابعاد

اعضای سازه‌ای نگهدارنده میراگر و در نتیجه افزایش قیمت می‌شود. انتخاب صحیح نیروی تسلیم میراگر بایستی با در نظر گرفتن پارامترهای ایمنی و قیمت همراه باشد.

Xia & Hansan [۴۴] پاسخ انرژی ساختمان‌ها با و بدون میراگرهای *ADAS* را بمنظور نشان دادن تاثیر میراگرها در اتلاف انرژی، مورد بررسی قرار دادند. نتایج آنها نشان داد که میزان انرژی هیسترتیک مستهلک شده توسط اعضای سازه‌ای در ساختمان‌های بدون میراگر که تحت تاثیر زلزله‌های قوی قرار گرفته‌اند، بسیار بزرگ می‌باشد. این میزان در حدود ۵۰٪ تا ۸۰٪ کل انرژی ورودی به سازه می‌باشد.

به عنوان مثال پاسخ انرژی ساختمان‌های *WMAN* بدون میراگر که تحت تاثیر زلزله *Mexico* قرار گرفته در شکل (۴-۲۵-الف) نشان داده شده است. در این شکل میزان انرژی هیسترتیک تلف شده توسط اعضای سازه بسیار بزرگ می‌باشد (در حدود *8000 kips-in* یا به عبارتی دیگر حدود ۸۰٪ انرژی کل ورودی به سازه). بمنظور مقایسه پاسخ انرژی ساختمان *WMAN* مجهز به میراگر *ADAS* (با پارامترهای $\Delta y = 0.3 \text{ in}$, $SR = 3$) تاریخچه زمانی انرژی برای این قاب در شکل (۴-۲۵-ب) نشان داده شده است. همانطوری که در این شکل مشاهده می‌شود میراگرهای *ADAS* قسمت زیادی از انرژی را تلف نموده‌اند که عملاً موجب شده است که اتلاف انرژی هیسترتیک در اعضای سازه‌ای به صفر برسد.

در این آزمایش‌ها مشاهده شد که ابتدا میراگرهای *ADAS* در تغییرمکان‌های کوچکتر جاری می‌شوند و بعد از آنها اعضای سازه‌ای در تغییرمکان‌های بزرگتر دچار تسلیم می‌شوند. بنابراین تا زمانی که زلزله شدیدی رخ ندهد، در اعضای سازه‌ای رفتار غیرالاستیک بوجود نمی‌آید.



شکل (۴-۲۵) - تاریخچه زمانی انرژی ساختمان *WMAN* تحت زمینلرزه *Mexico* با ضریب مقیاس $ERSF = 1$
 الف) بدون میراگر *ADAS* ب) با میراگر *ADAS* و پارامترهای $SR=3$ ، $B/D=2$ ، $\Delta_y = 0.3 \text{ in}$

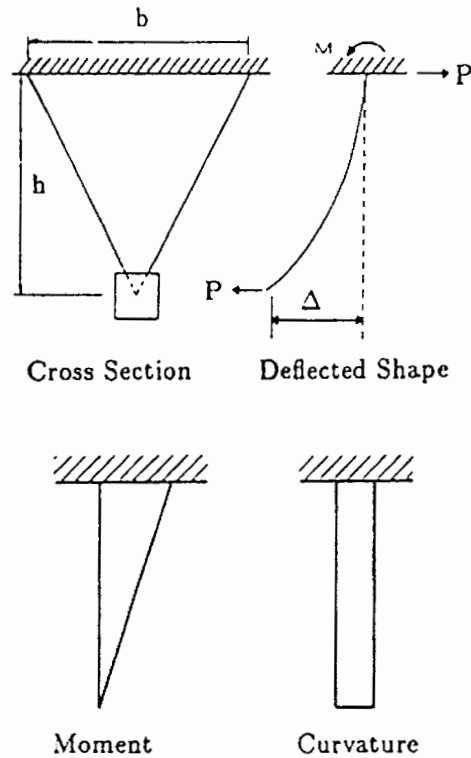
۴-۴- میراگرهای ورق مثلثی¹ (TADAS)

Tsai و همکارانش [۳۹ و ۳۸] مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی مفصلی را در دانشگاه ملی تایوان بر روی میراگرهای *TADAS* انجام داده‌اند. آنها یازده میراگر مختلف را مورد آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی قرار دادند و نتایج آن را ارائه نمودند. نمونه‌ای از میراگر *TADAS* در شکل (۴-۱) نشان داده شده است. یکی از تفاوت‌های میراگرهای *TADAS* با میراگرهای *ADAS* در آن است که در میراگرهای *TADAS* اثرات نیروی ثقلی قاب می‌تواند بطور کامل از تجهیزات اتلاف انرژی جدا شود که این عمل به واسطه استفاده از سوراخ‌های مفصلی در اتصال که جزئیات آن در شکل (۴-۲۸) نشان داده شده، امکان‌پذیر می‌باشد. علاوه بر این اگر این میراگرها تحت تغییرمکان‌های بزرگ قرار بگیرند، تغییرمکان قائم بوجود آمده در انتهای ورق مثلثی می‌تواند خود را با این تغییرمکان وفق دهد. نتایج آزمایش‌های *Tsai* و همکارانش نشان داد که میراگرهای *TADAS* که با استفاده از جزئیات جوش پیشنهادی ساخته شده‌اند، توانایی تحمل تعداد زیادی چرخه بارگذاری رفت و برگشتی بدون هیچ‌گونه اثری از کاهش سختی یا مقاومت را دارند. همچنین *Tsai* و همکارانش میراگرهای *TADAS* را در یک قاب دو طبقه بمنظور بررسی پاسخ این میراگرها در برابر زمینلرزه، مورد آزمایش شبیه دینامیکی قرار دادند.

1- Triangle Aded Damping and Stifness

۴-۴-۱- مشخصات مکانیکی میراگرهای TADAS

با توجه به شکل (۴-۲۶) وقتی که یک تغییر مکان انتهایی کوچک بصورت عمود بر پلان یک ورق مثلثی شکل که یک انتهای آن بصورت گیردار می‌باشد اعمال گردد، دیاگرام نیروی خمشی آن دارای توزیع غیریکنواخت خواهد بود.



شکل (۴-۲۶)- رفتار ورق مثلثی شکل تحت بار اعمال شده به آن [۳۹]

بنابراین جاری شدن در تمام ارتفاع ورق بدون تمرکز در یک نقطه می‌تواند رخ دهد. با فرض این که پایه ورق بطور کامل مقید شده باشد و با صرفنظر کردن از تغییر شکل برشی، سختی جانبی الاستیک تئوری میراگر *TADAS* از رابطه (۴-۱۳) بدست می‌آید.

$$K_d = \frac{NEbt^3}{6h^3} \quad (۴-۱۳)$$

که در این رابطه E معرف مدول یانگ، N تعداد ورقهای میراگر $TADAS$ ، t ضخامت ورق، b عرض ورق و h ارتفاع ورق مثلثی شکل می‌باشد. نیروی تسلیم (P_y) و نیروی پلاستیک (P_p) میراگر $TADAS$ عبارتند از:

$$P_y = \frac{F_y N b t^2}{6h} \quad (14-4)$$

$$P_p = \frac{F_y N b t^2}{4h} \quad (15-4)$$

و تغییرمکان تسلیم ورق (Δ_y) از رابطه (۱۶-۴) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{Et} \quad (16-4)$$

که F_y تنش جاری شدن کششی می‌باشد.

اگر زاویه دوران میراگر (γ) بوسیله نسبت جابجایی جانبی میراگر به ارتفاع ورق مثلثی شکل بیان شود، آنگاه زاویه دوران تسلیم میراگر (γ_y) از رابطه (۱۷-۴) بدست می‌آید:

$$\gamma_y = \frac{F_y h}{Et} \quad (17-4)$$

از معادلات (۱۳-۴) الی (۱۷-۴) می‌توان دریافت که نسبت ارتفاع به ضخامت ورق (h/t) یکی از مهمترین پارامترهای مشخصات مکانیکی میراگرهای $TADAS$ می‌باشد. از معادله (۱۳-۴) نمایان است که سختی میراگر با کاهش ارتفاع ورق و یا افزایش ضخامت ورق، بشدت افزایش می‌یابد. علاوه بر این انتخاب یک نسبت (h/t) کوچک برای ورق جهت فراهم نمودن یک سختی بزرگ برای میراگر، مادامی که تغییرات ارتفاع و ضخامت ورق همزمان به یک تغییرمکان تسلیم بخصوص برسد، امکان پذیر می‌باشد [۳۹].

در شکل (۲۷-۴) مکانیزم اتلاف انرژی برای یک میراگر TADAS نشان داده شده است. با توجه به

شکل، دوران پلاستیک میراگر TADAS را می‌توان بصورت زیر محاسبه نمود:

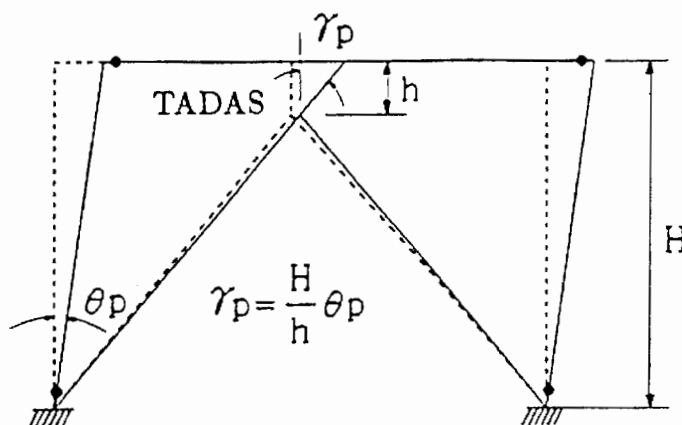
$$\gamma_p = \frac{H}{h} \theta_p \quad (۱۸-۴)$$

که در این مطالعه H ارتفاع طبقه و θ_p تغییر مکان نسبی پلاستیک قاب می‌باشد. بایستی توجه

داشت که از دوران تیر بالای میراگر TADAS و همچنین تغییر شکل مهاربندها در معادله

(۱۸-۴) صرف نظر شده است. از معادله (۱۸-۴) نمایان است که دوران پلاستیک میراگر TADAS با

کاهش ارتفاع ورق، افزایش می‌یابد.



شکل (۲۷-۴) - مکانیزم اتلاف انرژی میراگر TADAS [۳۹]

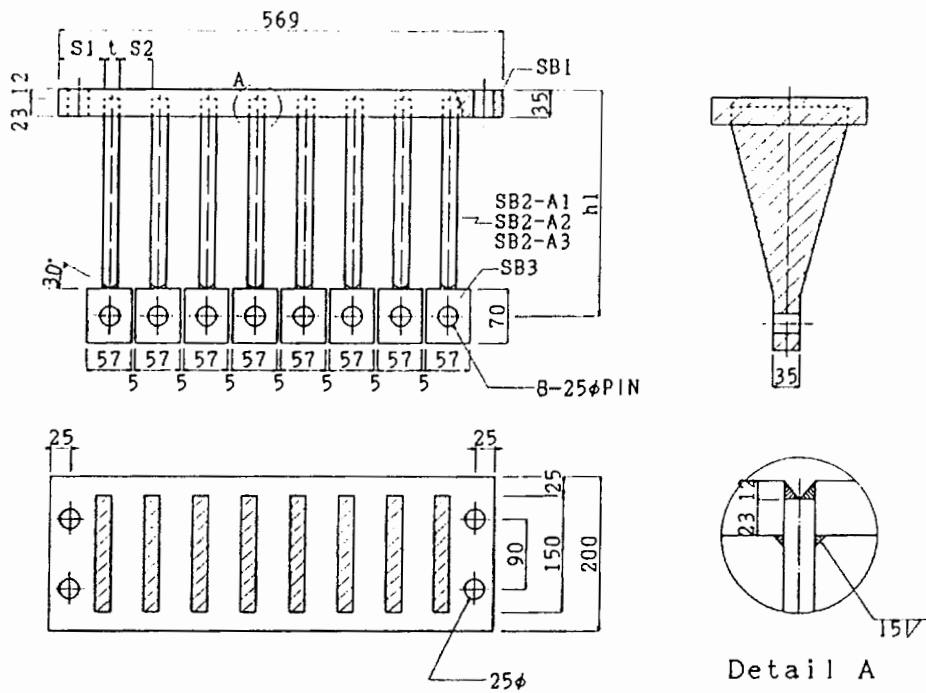
۲-۴-۴- آزمایش‌های قطعه‌ای میراگرهای TADAS

میراگر TADAS پیشنهادی شامل چند ورق مثلثی شکل می‌باشد که این ورق‌ها در قاعده خود

همانند شکل (۲۸-۴) به یک ورق جوش شده‌اند. در این میراگرها هر ورق مثلثی شکل قبل از این

که توسط جوش گوشه به ورق پایه متصل شود در داخل شیار تعبیه شده در ورق پایه قرار داده

می‌شود و سپس عملیات جوشکاری انجام می‌گیرد.



شکل (۴-۲۸) - جزئیات میراگرهای فلزی TADAS جوش شده (کلیه ابعاد بر حسب میلیمتر می باشند) [۳۹]

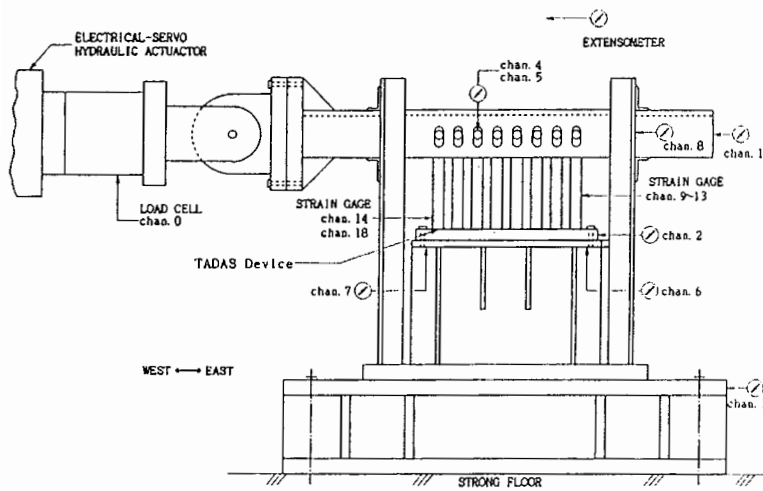
مشخصات یازده میراگری که توسط Tsai و همکارانش [۳۹] مورد آزمایش قرار گرفتند در جدول

(۴-۸) آورده شده است.

جدول (۴-۸) - مشخصات میراگرهای TADAS آزمایش شده توسط Tsai [۳۹]

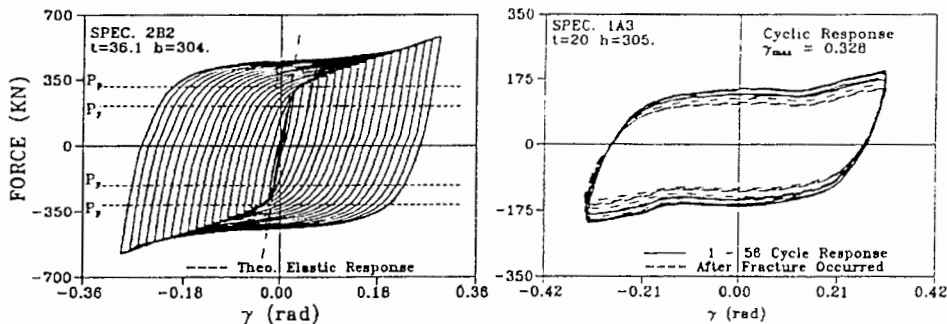
میراگر TADAS	t (mm)	h (mm)	b (mm)	N	gap (mm)	Δ_y (mm)	P_y (KN)	P_p (KN)
1A1	20	130.2	150	8	5	1.06	182.4	273.6
1A2	20	219.5	150	8	13	2.88	107.9	161.85
1A3	20	305	150	8	13	5.48	77.5	116.25
1B1	35	189	150	8	5	1.2	357	535.5
0B2	35	304	150	8	5	3.11	222.6	333.9
1B2	35	304	150	8	5	3.11	222.6	333.9
1B3	35	414.5	150	8	5	5.8	162.8	244.2
2B2	36.1	304	133.3	8	13	3.11	210	315
3B2	36	304	133.3	5	13	3.11	130.7	196.05
1C1	36	325	177.6	8	13	3.6	260.2	390.3
1C2	36	325	178.5	5	13	3.6	163.5	245.25

میراگرهایی با نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t) مختلف مورد آزمایش قرار گرفتند که همه آنها از فولاد $ASTM-A36$ ساخته شده بودند. مجموعه مورد استفاده جهت آزمایش میراگرهای $TADAS$ در شکل (۲۹-۴) نشان داده شده است.



شکل (۲۹-۴) - مجموعه آزمایش میراگر $TADAS$ [۳۹]

نمودار نیرو- تغییرمکان برای دو نمونه از میراگرهای $TADAS$ که تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند در شکل (۳۰-۴) نشان داده شده است. با توجه به شکل (۳۰-۴) مشاهده می‌شد که میراگرهای فلزی $TADAS$ که به نحو صحیح جوش شده‌اند، توانایی تحمل تعداد زیادی چرخه رفت و برگشتی تسلیم بدون هیچ‌گونه اثری از کاهش سختی یا مقاومت را دارا می‌باشند.

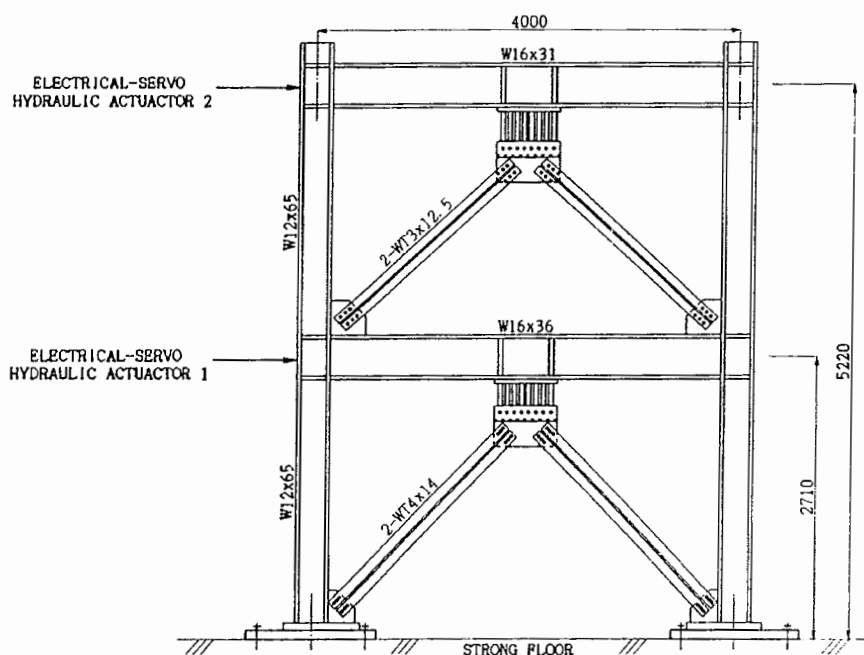


شکل (۳۰-۴) - نمودار نیرو- تغییرمکان میراگرهای $TADAS$ [۳۹]

ظرفیت دورانی میراگرهای *TADAS* آزمایش شده که تحت بارهای افزایشی رفت و برگشتی قرار گرفتند، عموماً بزرگتر از $\pm 0.25 \text{ rad}$ بود.

۴-۳-۴- آزمایش شبه دینامیکی قاب دو طبقه مجهز به میراگرهای *TADAS*

Tsai و همکارانش [۳۹] بمنظور بررسی اثر میراگرهای *TADAS* در پاسخ ساختمان‌ها تحت تاثیر زمینلرزه، یک قاب دو طبقه که مجهز به میراگر *TADAS* بود را مورد آزمایش شبه دینامیکی قرار دادند. مشخصات قاب مورد آزمایش در شکل (۴-۳۱) نشان داده شده است.



شکل (۴-۳۱) - مشخصات قاب دو طبقه مجهز به میراگر *TADAS* (کلیه ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشند) [۳۹]

تمام مصالح مصرفی از نوع فولاد *ASTM-A36* بودند. نمای عمومی قاب مورد آزمایش در شکل

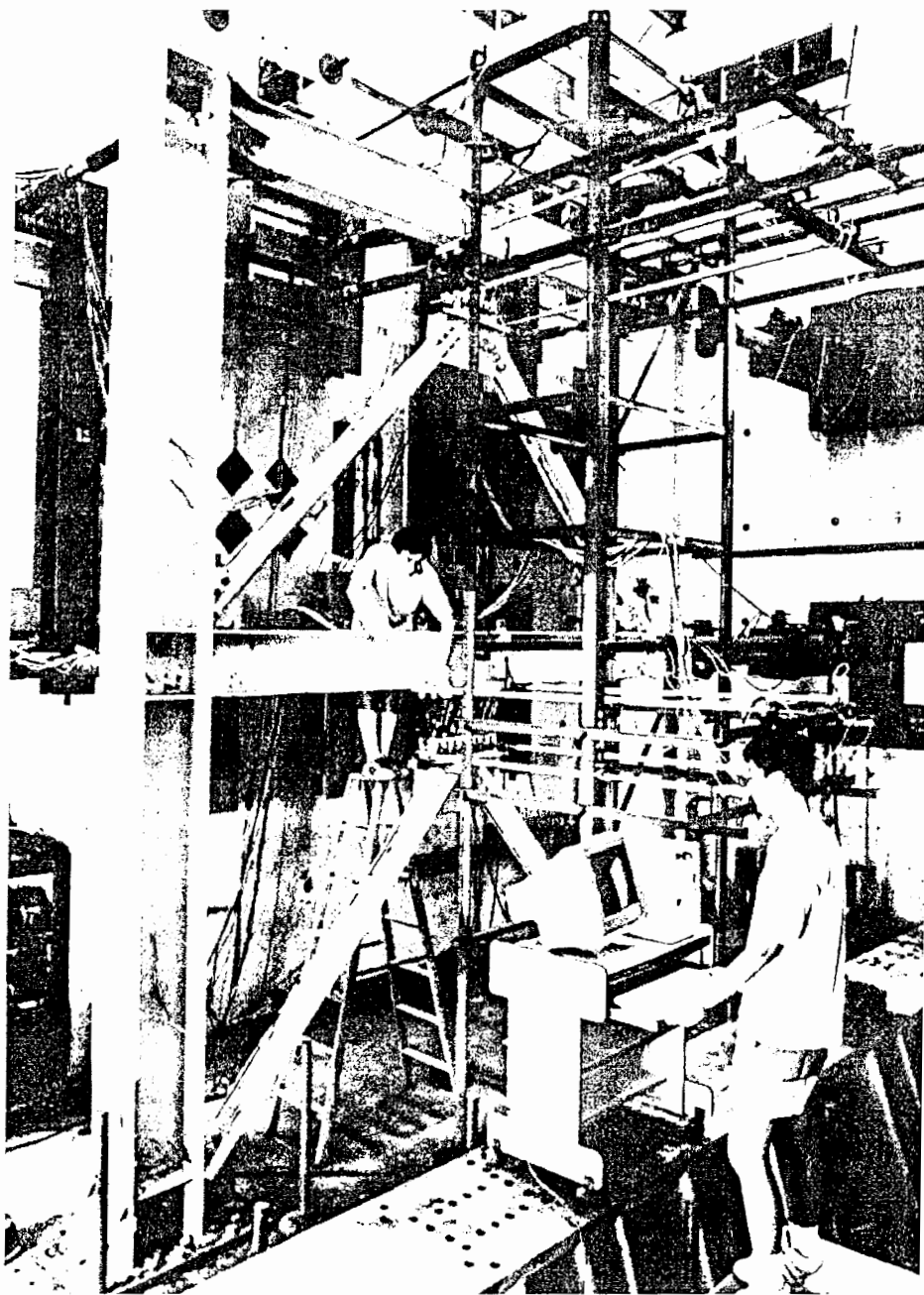
(۴-۳۲) نشان داده شده است. میراگرهای استفاده شده در طبقات اول و دوم به ترتیب میراگرهای

IC1 و *IC2* جدول (۴-۸) بودند و جرم هر طبقه $0.019 \frac{\text{ton} \cdot \text{sec}^2}{\text{mm}}$ در نظر گرفته شده بود.

پریود مود اول و دوم قاب بدون جایگذاری میراگر *TADAS* به ترتیب برابر 0.881 sec و 0.237 sec

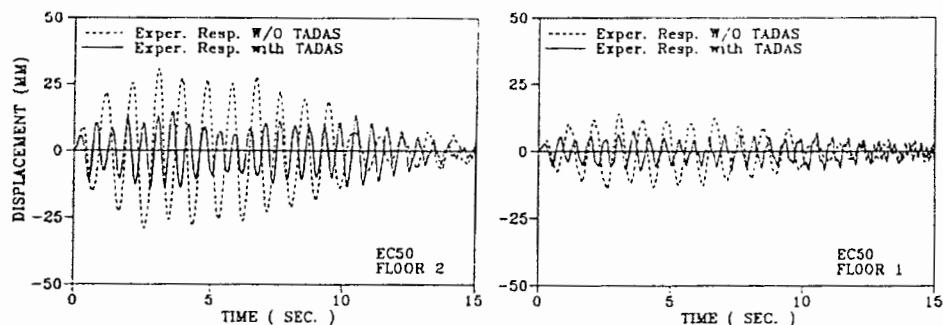
و مقادیر پریود مود اول و دوم سازه مجهز به میراگر *TADAS* بترتیب برابر 0.573 sec و 0.201 sec

بود.



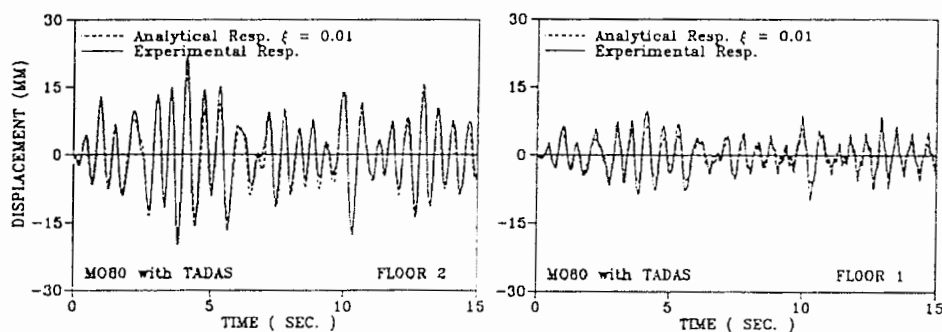
شکل (۴-۳۲) - نمای عمومی قاب مورد آزمایش [۳۹]

در شکل (۳۳-۴) پاسخ الاستیک قاب برای مولفه شمالی- جنوبی زلزله *El Centro 1940* که شتاب حداکثر آن (*PGA*) به 50 cm/sec^2 مقیاس شده بود، نشان داده شده است. همانطوری که در این شکل مشخص است پاسخ طبقات قاب مجهز به میراگر *TADAS* کاهش چشمگیری داشته است.

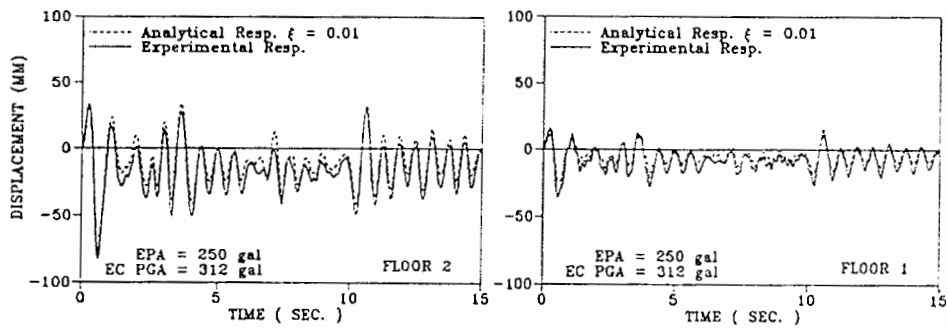


شکل (۳۳-۴)- پاسخ الاستیک قاب تحت زمینلرزه *El Centro 1940* با شتاب حداکثر 50 cm/sec^2 [۳۹]

در شکل‌های (۳۴-۴) و (۳۵-۴) نتایج تحلیلی قاب با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است با انتخاب یک نسبت میرایی ویسکوز برابر 0.01 ($\xi=0.01$) مشاهده می‌شود که نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی انطباق مناسبی با یکدیگر دارند. در این تحلیل‌ها میراگر *TADAS* بصورت یک المان تیر منشوری معادل با سختی الاستیک و مقاومت پلاستیک معادل که توسط معادلات (۴-۱۳) و (۴-۱۵) داده شده است، مدل گردیده‌اند. رابطه دو خطی لنگر- دوران برای المان تیر معادل در برنامه *DRAIN-2D* مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۳۴-۴)- پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر *TADAS* [۳۹]
تحت زمینلرزه *Miagi-Ken-Oki* با $(PGA=80 \text{ cm/sec}^2)$



شکل (۴-۳۵) - پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر *TADAS* [۳۹] تحت زمینلرزه *El Centro* با $(PGA=312 \text{ cm/sec}^2)$

۴-۴-۴- تمهیدات طراحی

همانطوری که در بخش (۴-۳-۳) اشاره شد تاثیر پارامترهای مختلف میراگرهای *ADAS* در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها توسط *Xia & Hanson* [۴۴] بطور گسترده‌ای مورد مطالعه قرار گرفت.

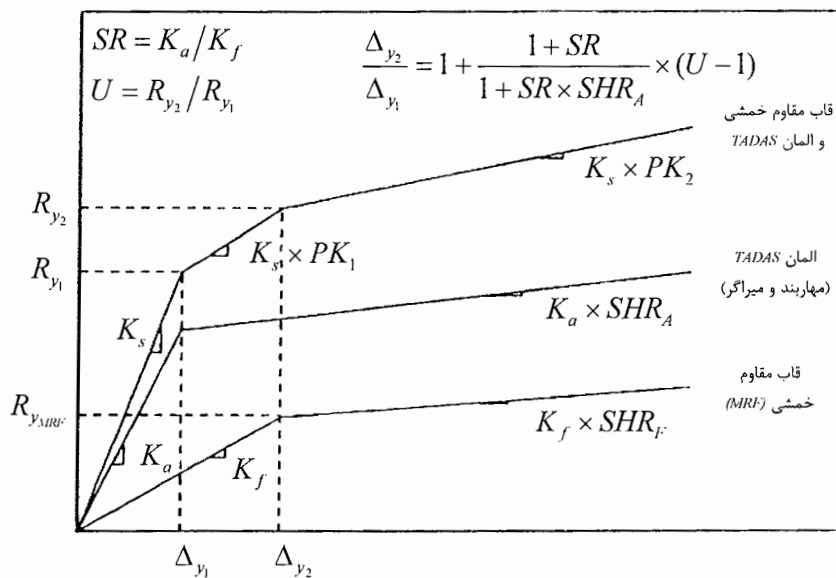
بمنظور ارزیابی تاثیر سایر پارامترهای *TADAS* در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های مجهز به این میراگرها، *Tsai* و همکارانش [۳۹] طیف پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزاد (*SDOF*) را مورد مطالعه قرار دادند. بدین منظور یک المان *TADAS* که شامل میراگر *TADAS* و دو مهاربند که این میراگر را نگه می‌دارد، مورد بررسی قرار گرفت. سختی جانبی المان *TADAS* (K_a) تابعی از سختی جانبی مهاربندها (K_b) و سختی میراگر *TADAS* (k_d) می‌باشد. اگر نسبت سختی جانبی المان *TADAS* (K_a) به سختی طبقه ساختمان بدون کارگذاری میراگر *TADAS* و مهاربند (K_f)، با *SR* نشان داده شود [۴۴] آنگاه:

$$SR = \frac{K_a}{K_f} \quad (۴-۱۹)$$

$$K_a = \frac{K_b \cdot K_d}{K_b + K_d} \quad (۲۰-۴)$$

بدلیل آن که اغلب میراگرها قبل از آن که اعضای قاب دچار تغییر شکل‌های غیرالاستیک شوند، جاری می‌شوند، می‌توان رابطه نیرو- تغییرمکان را برای قاب مجهز به میراگر *TADAS* بوسیله مدل

سه خطی نشان داده شده در شکل (۴-۳۶) در نظر گرفت [۳۹].



شکل (۴-۳۶)- مدل سه خطی نیرو-تغییرمکان برای قاب مجهز به میراگر *TADAS* [۳۹]

در این شکل سختی الاستیک (K_s) قاب مجهز به المان *ADAS* عبارتست از:

$$K_s = K_a + K_f \quad (۲۱-۴)$$

علاوه بر این Δ_{y1} و Δ_{y2} بترتیب معرف تغییرمکان تسلیم المان *ADAS* (مجموعه میراگر و مهاربند)

و قاب لخت (بدون میراگر و مهاربند) می‌باشند. R_{y1} و R_{y2} نیز بترتیب نیروی نظیر تغییرمکان Δ_{y1}

و Δ_{y2} می‌باشند. فرض کنیم SHR_A برابر با نسبت سختی المان *TADAS* (با مهاربند) بعد از تسلیم

به سختی اولیه آن باشد. بنابراین سختی المان *TADAS* (با مهاربند) پس از تسلیم عبارتست از K_a

$SHR_A \times$ علاوه بر این فرض کنیم:

$$U = \frac{R_{y_2}}{R_{y_1}} \quad (22-4)$$

چون

$$K_a = SR \times K_f \quad (23-4)$$

$$R_{y_1} = (K_a + K_f) \Delta_{y_1} \quad (24-4)$$

$$R_{y_2} = K_f \Delta_{y_2} + K_a \Delta_{y_1} + SHR_A K_a (\Delta_{y_2} - \Delta_{y_1}) \quad (25-4)$$

بنابراین از معادلات (22-4)، (24-4) و (25-4) نتیجه می‌گیریم:

$$U = \frac{K_f \Delta_{y_2} + K_a \Delta_{y_1} + SHR_A K_a (\Delta_{y_2} - \Delta_{y_1})}{(K_a + K_f) \Delta_{y_1}} \quad (26-4)$$

سپس از معادله (26-4) داریم:

$$\frac{\Delta_{y_2}}{\Delta_{y_1}} = \frac{UK_a + UK_f + K_a SHR_A - K_a}{K_f + K_a SHR_A} \quad (27-4)$$

با جایگذاری رابطه (23-4) در (27-4)، رابطه بین Δ_{y_2} ، Δ_{y_1} ، SR ، U و SHR_A را می‌توان بصورت

زیر نوشت:

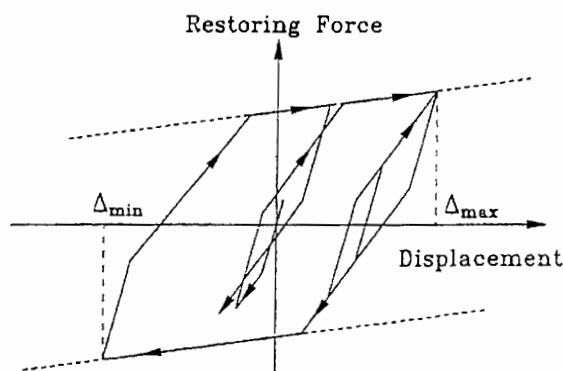
$$\frac{\Delta_{y_2}}{\Delta_{y_1}} = 1 + \frac{1 + SR}{1 + SR \times SHR_A} \times (U - 1) \quad (28-4)$$

با توجه به رابطه (28-4) و با استفاده از قاعده هیستریزس نشان داده شده در شکل (37-4) که

در برنامه تحلیل طیف پاسخ غیرخطی استفاده شده است، طیف پاسخ شتاب، تغییرمکان، انرژی

ورودی و شکل‌پذیری برای سازه $SDOF$ مجهز به میراگر $TADAS$ تحت چهار شتابنگاشت تاریخی

که PGA آنها به 400 cm/sec^2 مقیاس شده بود، بطور وسیعی مورد مطالعه قرار گرفت [۳۹].



شکل (۴-۳۷) - قاعده هیستریزس برای سیستم‌های مجهز به میراگر $TADAS$ [۳۹]

نتایج این مطالعات نشان داد که مهم‌ترین پارامترهایی که پاسخ سازه مجهز به میراگر $TADAS$ را

تحت تاثیر قرار می‌دهند شامل نسبت سختی (SR)، نسبت مقاومت (U) و تغییرمکان جانبی قاب

وقتی که میراگرها تسلیم می‌شوند (Δ_{y1})، می‌باشد. روند کلی بدست آمده از پاسخ طیفی سازه

$SDOF$ مجهز به میراگر $ADAS$ را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

۱- پاسخ سیستم به نسبت سخت‌شدگی حساس نمی‌باشد.

۲- مقادیر SR بزرگتر، پاسخ تغییرمکانی کوچکتر و پاسخ شتاب بزرگتر را نتیجه می‌دهد.

۳- مقادیر SR بزرگتر باعث کوچکتر شدن انرژی کل ورودی به سازه برای

سیستم‌های با پریود کوتاه می‌شود.

۴- مقادیر SR کوچکتر، شکل‌پذیری کوچکتر را برای میراگرها نتیجه می‌دهد که این

نتیجه برای سیستم‌هایی با پریود متوسط تا بلند رخ می‌دهد.

با توجه به این مطالعات نتیجه گرفته می‌شود که نسبت مقاومت U در حدود ۲ بهینه می‌باشد و مقادیر SR کوچکتر از ۴ برای سیستم‌های با پریود کوتاه و SR کوچکتر از ۲ برای سیستم‌هایی با پریود متوسط تا بلند مناسب می‌باشد [۳۹].

با توجه به مطالب ذکر شده در قسمت‌های قبلی یک روش طراحی را می‌توان بصورت زیر تعریف نمود [۳۹]:

۱- انتخاب زمینلرزه طراحی برای ساختگاه موردنظر.

۲- انتخاب یک مقدار SR مناسب با توجه به پریود اصلی قاب.

۳- طراحی قاب بدون میراگر $TADAS$ و مهاربند و محاسبه سختی جانبی (K_f) برای هر طبقه و محاسبه جابجایی تسلیم قاب لخت (Δ_{y_2}) (توصیه می‌شود قاب مقاوم خمشی (MRF) دست کم مقاومتی برابر ۲۵٪ نیروی زلزله طرح را داشته باشد).

۴- محاسبه سختی المان $TADAS$ از معادله (۴-۲۳) و تغییرمکان تسلیم المان $TADAS$ از معادله (۴-۲۷) برای مقادیر SR ، SHR_4 و U انتخاب شده و طراحی میراگرهای $TADAS$ برای هر طبقه براساس تغییرمکان تسلیم المان $TADAS$ ، (Δ_{y_1}) و سختی میراگر (K_d) از معادله (۴-۲۰) برای K_a و K_b داده شده و نهایتاً جایگذاری میراگر بدست آمده در قاب بدست آمده از گام ۳.

۵- انجام تحلیل نیروی جانبی برای قاب مجهز به میراگر $TADAS$ و مهاربند تحت زمینلرزه انتخاب شده در گام ۱ و تکرار گام‌های ۳ و ۴ جهت فراهم آوردن نیازهای طراحی در محدوده قابل قبول.

۶- انجام کنترل‌های طراحی ظرفیت برای مهاربندها، ستون‌ها و تیرها با فرض آن که نیروی نهایی ایجاد شده در میراگرهای *TADAS* برابر با $1.5P_p$ باشد که P_p توسط معادله (۴-۱۵) ارائه شده است.

فصل پنجم

**تحلیل و طراحی مدل‌های
ساختمانی مورد مقایسه**

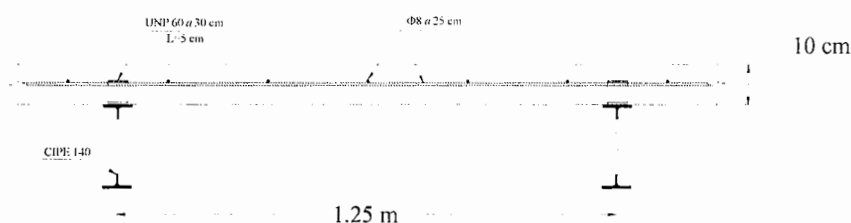
۵-۱- مقدمه

در این فصل به تحلیل و بررسی مدل‌های مورد مقایسه می‌پردازیم. جهت مقایسه سیستم‌های مختلف یک ساختمان فلزی ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده است. این ساختمان‌ها با استفاده از نرم‌افزار *ETABS 2000* و با توجه به ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) [۱۲] طراحی شده‌اند. در مورد سیستم مهاربندی *EBF* بدلیل این که آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضوابط خاصی را معرفی نکرده است از آیین‌نامه *UBC 97* [۴۰] استفاده شده است. در نهایت از هر سیستم یک قاب بصورت نمونه انتخاب شده و توسط نرم‌افزار *DRAIN-2DX* [۲۹] تحت آنالیز غیرخطی قرار گرفته که نتایج آن در فصل ششم ارائه گردیده است.

۵-۲- تحلیل و طراحی مدل‌های ساختمانی

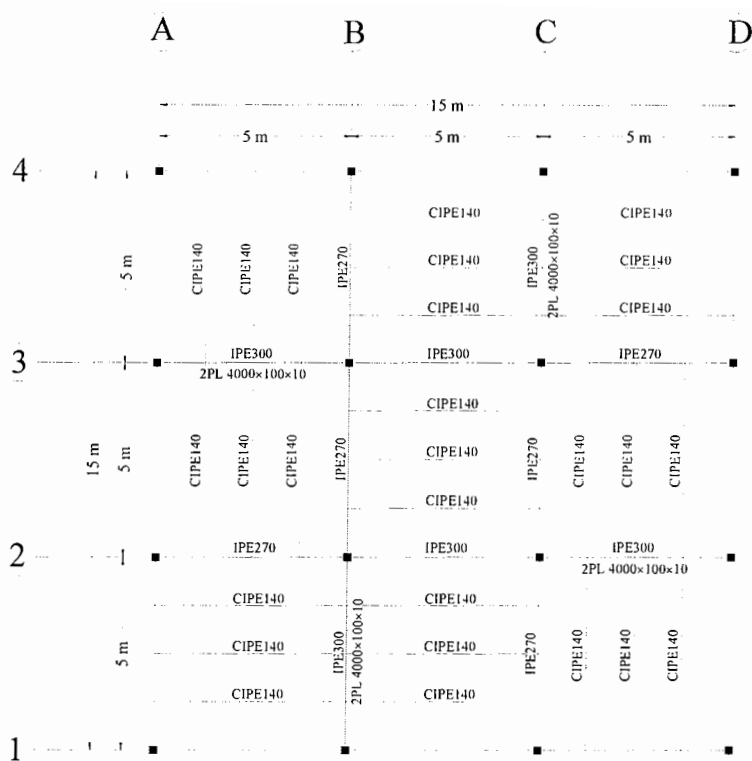
۵-۲-۱- معرفی مدل‌های ساختمانی مورد مقایسه

ساختمان مورد تحلیل یک ساختمان ۱۰ طبقه فلزی می‌باشد که دارای پلان متقارن با دهانه‌های ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می‌باشد. این ساختمان در هر جهت از چهار قاب با فواصل مساوی ۵ متر تشکیل شده است. سقف ساختمان از نوع مرکب ۱ می‌باشد. مقطع کلیه ستون‌ها بصورت *Box* بوده، برای تیرها از مقاطع *I-I* شکل و برای مهاربندها از مقطع ناودانی بصورت دابل استفاده شده است. این ساختمان براساس ضوابط آیین‌نامه ۵۱۹ [۱۶] بارگذاری شده است. پلان کلیه طبقات بصورت تیپ و یکسان در نظر گرفته شده و بارگذاری همه طبقات یکسان می‌باشد. تعداد دهانه بادبندی شده با توجه به برش پایه طراحی ساختمان‌ها به گونه‌ای انتخاب شده تا مقدار نیروی *Uplift* وارد بر پی‌ها به حداقل برسد. تیرریزی سقف به نحوی در نظر گرفته شده است که کلیه قاب‌های لرزه‌بر از لحاظ بارگذاری یکسان باشند تا با تحلیل یک قاب، به تحلیل قاب‌های دیگر نیازی نباشد. مشخصات سقف مرکب و پلان تیرریزی سقف به ترتیب در شکل‌های (۵-۱) و (۵-۲) نشان داده شده‌اند. مشخصات مقاطع بکار رفته در جداول (۵-۱) الی (۵-۳) ارائه شده‌اند.



شکل (۵-۱)- مشخصات سقف مرکب

1- Composite



شکل (۲-۵) - پلان تیرریزی سقف مرکب

جدول (۱-۵) - مقاطع تیرها

Section Name	h (cm)	b (cm)	tf (cm)	tw (cm)	A (cm ²)	I33 (cm ⁴)	S33 (cm ³)	Z33 (cm ³)	r33 (cm)	r22 (cm)
IPE300+ 2PL200×10	30	20	2.07	0.71	91.88	17612.3	1100.7	1222.1	13.85	4.59
IPE300+ 2PL100×10	30	15	2.07	0.71	71.88	12805.6	800.35	912.1	13.35	3.27
IPE300	30	15	1.07	0.71	53.8	8356	557.07	628	12.46	3.35
IPE270	27	13.5	1.02	0.66	45.90	5790	428.89	484	11.23	3.03
IPE240	24	12	0.98	0.62	39.10	3892	324.33	367	9.98	2.70
IPE220	22	11	0.92	0.59	33.4	2772	252	285	9.11	2.48
IPE200	20	10	0.85	0.56	28.50	1943	194.3	221	8.26	2.23
IPE180	18	9.1	0.80	0.53	23.90	1317	146.33	166	7.42	2.06

جدول (۲-۵) - مقاطع ستون‌ها

Section Name	h (cm)	b (cm)	tf (cm)	tw (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	Z (cm ³)	r (cm)
BOX 500×500×25	50	50	2.5	2.5	475	179114.58	7164.58	8468.75	19.42
BOX 450×450×30	45	45	3	3	504	148932.00	6619.20	7951.50	17.19
BOX 450×450×20	45	45	2	2	344	106238.66	4721.72	5551.00	17.57
BOX 450×450×15	45	45	1.5	1.5	261	82410.7	3662.7	4952.2	17.77
BOX 400×400×30	40	40	3	3	444	101972.00	5098.60	6174.00	15.15
BOX 400×400×25	40	40	2.5	2.5	375	88281.25	4414.06	5281.25	15.34
BOX 400×400×20	40	40	2	2	304	73365.34	3668.27	4336.00	15.53
BOX 350×350×20	35	35	2	2	264	48092.00	2748.11	3271.00	13.50
BOX 350×350×15	35	35	1.5	1.5	201	37670.75	2152.61	2526.75	13.69
BOX 300×300×20	30	30	2	2	224	29418.67	1961.24	2356.00	11.46
BOX 300×300×15	30	30	1.5	1.5	171	23213.25	1547.55	1829.25	11.65
BOX 300×300×12	30	30	1.2	1.2	138.24	19143.48	1276.23	1493.86	11.77
BOX 300×300×10	30	30	1	1	116	16278.7	1085.2	1262	11.85
BOX 250×250×12	25	25	1.2	1.2	114.24	10812.44	865.00	1020.46	9.73
BOX 250×250×10	25	25	1	1	96	9232.00	738.56	864.50	9.81
BOX 200×200×15	20	20	1.5	1.5	111	6373.25	637.33	771.75	7.58
BOX 200×200×10	20	20	1	1	76	4585.33	458.53	542.00	7.77
BOX 200×200×8	20	20	0.8	0.8	61.44	3781.43	378.14	442.62	7.85
BOX 150×150×8	15	15	0.8	0.8	45.44	1531.93	204.26	242.22	5.81
BOX 150×150×6	15	15	0.6	0.6	34.56	1196.47	159.53	186.73	5.88

جدول (۳-۵) - مقاطع مهاربندها

Section Name	h (cm)	b (cm)	A (cm ²)	I33 (cm ⁴)	r33 (cm)	r22 (cm)
2UNP8 -E0.8	8	4.5	22.08	213.61	3.11	3.61
2UNP10 -E1	10	5	27	412.00	3.91	4.22
2UNP12 -E1	12	5.5	34	728.00	4.63	4.68
2UNP14 -E1	14	6	40.8	1210.00	5.45	5.06
2UNP16 -E1.2	16	6.5	48	1850.00	6.21	5.59
2UNP18 -E1.2	18	7	56	2700.00	6.94	6.03

۵-۲-۲- بارگذاری مدل‌های ساختمانی

در ساختمان‌های مورد بحث، بارهای ثقلی و زلزله تعیین‌کننده ابعاد سازه‌ای بوده‌اند و سایر بارها نظیر باد، حرارت و حاکم بر طراحی اعضای سازه‌ای نبوده‌اند. بارگذاری ثقلی کلیه مدل‌های ساختمانی براساس آیین‌نامه ۵۱۹ [۱۶] و بارگذاری زلزله ساختمان‌های مورد بررسی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) [۱۲] انجام شده است.

۵-۲-۳- تعیین نیروی زلزله برای ساختمان‌های مختلف

همانطور که در بخش قبلی بیان شد، تعیین نیروهای زلزله براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) صورت پذیرفته است. مقدار برش پایه از رابطه (۵-۱) تعیین می‌گردد:

$$V = C.W \quad (۵-۱)$$

که در رابطه (۵-۱)، V برش پایه طرح و W قسمتی از وزن سازه می‌باشد که در محاسبات نیروی زلزله منظور می‌شود و شامل تمام بار مرده باضافه درصدی از بار زنده می‌شود که مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۲] این درصد برای ساختمان‌های مسکونی برابر ۲۰٪ می‌باشد.

مقدار C (ضریب زلزله) عبارتست از:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۵-۲)$$

در رابطه (۵-۲)، A شتاب مبنای طرح می‌باشد که این مقدار بین ۰.۱ تا ۰.۳۵ می‌باشد که در این پایان‌نامه مقدار $A=0.35$ در نظر گرفته شده است. I ضریب اهمیت ساختمانی می‌باشد که برای ساختمان‌های مسکونی $I=1$ می‌باشد.

مقدار B (ضریب بازتاب سازه) از رابطه (۳-۵) محاسبه می‌گردد:

$$B = 2.5 \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad (3-5)$$

در رابطه (۳-۵)، T_0 زمان تناوب خاک زیر سازه می‌باشد که در این بررسی خاک تیپ III در نظر گرفته شده و مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقدار $T_0 = 0.7 \text{ sec}$ می‌باشد. T زمان تناوب ارتعاش سازه می‌باشد که برای ساختمانها با سیستم مهاربندی EBF و CBF مقدار آن از رابطه تجربی (۴-۵) بدست می‌آید:

$$T = 0.05 H^{3/4} \quad (4-5)$$

که در این رابطه H ارتفاع سازه بر حسب متر می‌باشد.

در رابطه (۲-۵)، R ضریب رفتار سازه می‌باشد که مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ در جدول (۱-۳) ارائه شده است. توزیع نیرو در ارتفاع سازه مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰ با استفاده از رابطه (۵-۵) انجام می‌پذیرد.

$$F_i = (V - F_i) \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad (5-5)$$

که در این رابطه F_i نیروی طبقه i ام، W_i وزن موثر در محاسبات زلزله طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و F_t نیروی شلاقی می‌باشد که در تراز بام وارد می‌شود و مقدار آن از رابطه (۶-۵) محاسبه می‌گردد:

$$F_t = \begin{cases} 0 & ; \text{If } T < 0.7 \text{ sec} \\ 0.07 T \cdot V & ; \text{If } T > 0.7 \text{ sec} \end{cases} \quad (6-5)$$

مقدار Ft نایستی از $0.25 V$ بیشتر شود.

با توجه به مطالب ذکر شده مقادیر برش پایه و پرپود محاسبه شده برای ساختمان‌های مختلف در جدول (۴-۵) ارائه شده است. همانطور که در جدول (۴-۵) مشاهده می‌شود مقدار پرپود تجربی کلیه سازه‌ها (T) کمتر از 0.7 ثانیه می‌باشد و به همین دلیل مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ مقدار نیروی شلاقی (Ft) برای کلیه ساختمان‌ها برابر صفر در نظر گرفته شده است.

جدول (۴-۵) - برش پایه و پرپود ساختمان‌های مختلف

مشخصات				نوع سیستم باربر جانبی
پرپود تحلیلی (<i>sec</i>)	پرپود تجربی (<i>sec</i>)	برش پایه وارد بر هر قاب (<i>ton</i>)	برش پایه کل (<i>ton</i>)	
1.05	0.673	94	188	EBF
1.06	0.673	110.1	220.2	CBF ضربدری
0.96	0.673	110.1	220.2	CBF شورون

۵-۲-۴ - تحلیل $P - \Delta$

طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، چنانچه تغییر مکان نسبی طبقات بزرگتر از $\frac{0.02H}{R}$ باشد،

تحلیل $P - \Delta$ بایستی انجام شود که با توجه به مقادیر تغییر مکان نسبی بدست آمده برای سازه‌ها

که بزرگتر از مقدار $\frac{0.02H}{R}$ می‌باشد، کلیه سازه‌ها تحت تحلیل $p - \Delta$ قرار گرفته‌اند.

۵-۲-۵- کنترل تغییر مکان نسبی مدل‌های ساختمانی

مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی بین طبقات در محدوده ارتجاعی بایستی کمتر از

$\frac{0.03H}{R}$ باشد. این معیار برای تغییر مکان در محدوده غیرارتجاعی (پلاستیک) با ضریب افزایش

$0.4R$ محدود شده است به عبارت دیگر تغییر مکان نسبی غیرارتجاعی بایستی کمتر از

$(0.4R \times \frac{0.03H}{R})$ یعنی کمتر از $0.012H$ باشد.

معیارهای کنترل تغییر مکان نسبی در آیین‌نامه *UBC 97* [۴۰] متفاوت با آیین‌نامه ۲۸۰۰

می‌باشند. مطابق آیین‌نامه *UBC97*، تغییر مکان نسبی در محدوده ارتجاعی بر حسب پیوند سازه

متفاوت می‌باشد. برای سازه‌هایی با پیوند کمتر از $0.7 scc$ مقدار تغییر مکان نسبی بایستی کمتر

از $\frac{0.04H}{R}$ یا $0.005H$ بوده و برای سازه‌هایی با پیوند بزرگتر از $0.7 scc$ مقدار تغییر مکان نسبی

بایستی کمتر از $\frac{0.03H}{R}$ یا $0.004H$ باشد. معیار کنترل تغییر مکان در محدوده غیرارتجاعی برای

سازه‌هایی با پیوند کمتر از $0.7 scc$ ، بایستی کمتر از $0.025H$ و برای سازه‌هایی با پیوند بزرگتر از

$0.7 scc$ بایستی کمتر از $0.02H$ باشد. علاوه بر این آیین‌نامه *UBC97* معیارهای کنترلی برای

حداکثر چرخش پلاستیک تیر پیوند در سیستم‌های *EBF* دارد. مطابق این آیین‌نامه حداکثر

چرخش پلاستیک تیر پیوند برای مهاربند خارج از مرکز *K*-شکل، از رابطه (۷-۵) بدست می‌آید:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (7-5)$$

که در این رابطه L طول دهانه مهاربندی شده، e طول تیر پیوند، θ_p تغییر شکل نسبی پلاستیک

طبقه و γ_p چرخش پلاستیک تیر پیوند می‌باشد که بایستی کوچکتر از $0.09 rad$ باشد. با توجه به

رابطه (۷-۵) که مقدار چرخش پلاستیک تیر پیوند (γ_p) را به تغییر شکل نسبی پلاستیک طبقه

(θ_p) مرتبط می‌نماید، می‌توان محدودیتی برای تغییر مکان نسبی پلاستیک طبقات قابهای EBF

بدست آورد:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p < 0.09 \text{ rad} \quad (۸-۵)$$

در نتیجه:

$$\theta_p < \frac{0.09e}{L} \text{ rad} \quad (۹-۵)$$

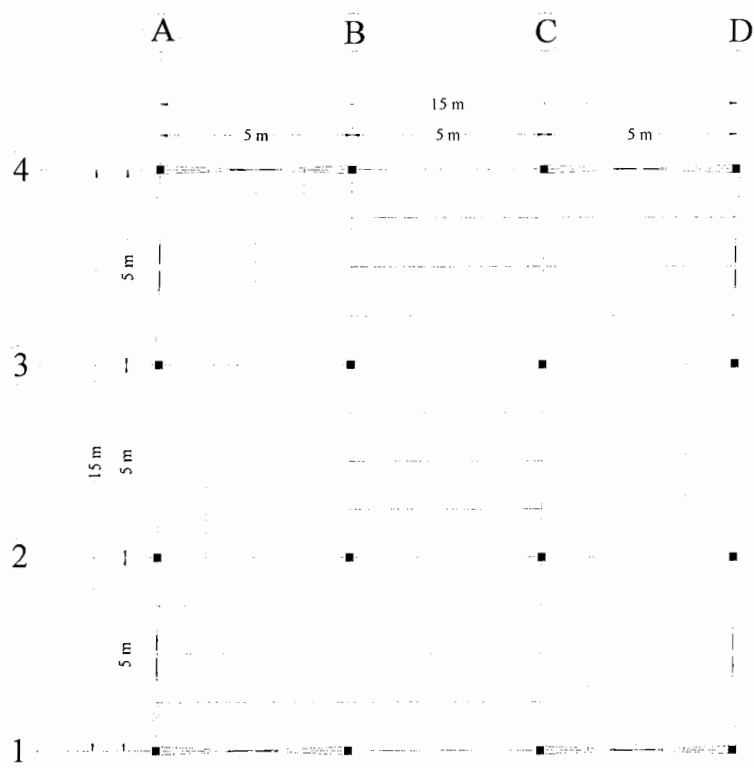
در شکل (۳-۱۰) ارتباط زاویه دوران تیر پیوند با تغییر مکان نسبی طبقات، برای انواع دیگر

قابهای EBF نشان داده شده است. محدودیت تغییر مکان نسبی که در رابطه (۹-۵) با توجه به

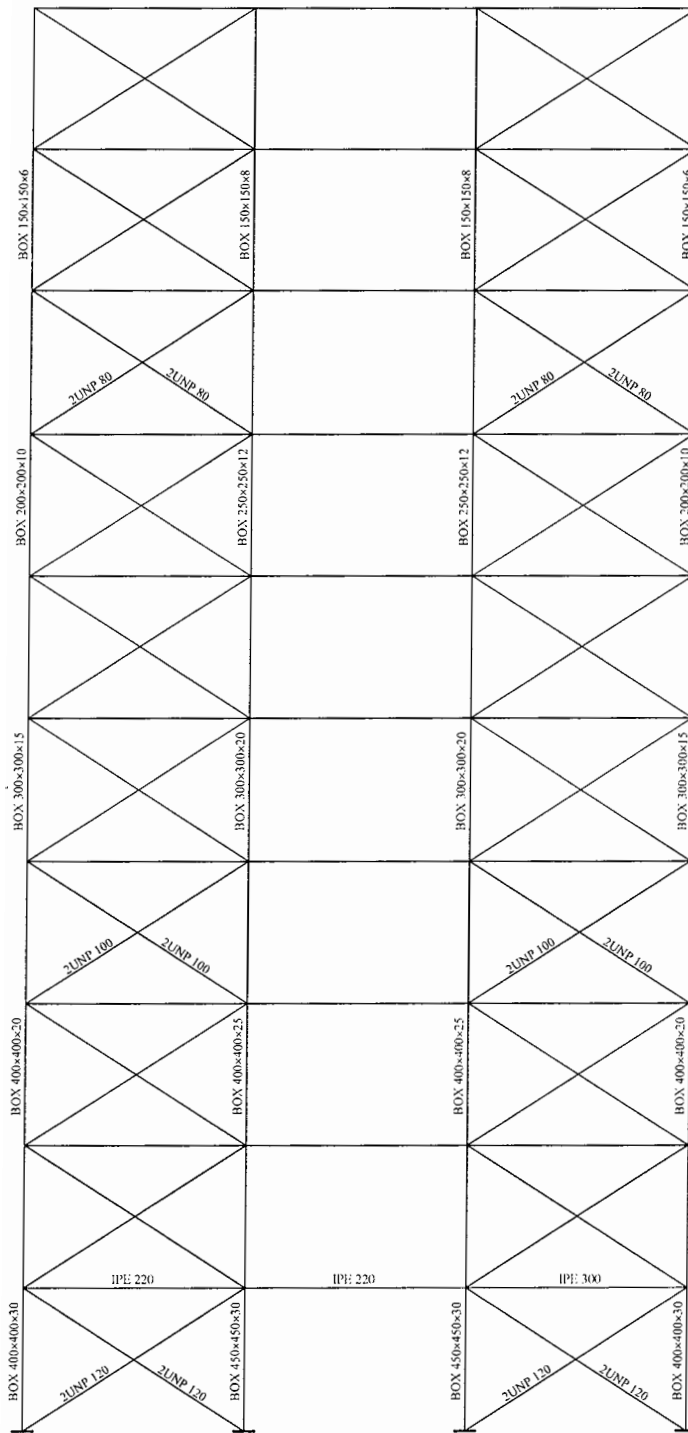
محدودیت چرخش تیر پیوند بدست آمد، برای قابهای EBF رعایت شده است.

۵-۲-۶- ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی X- شکل

در این مدل در هر جهت دو قاب و در هر قاب دو دهانه مهاربندی شده است. (شکل (۳-۵)). نتایج طراحی اعضای سازه‌ای به روش استاتیکی معادل برای قاب مورد بررسی در شکل (۴-۵) نشان داده شده است.



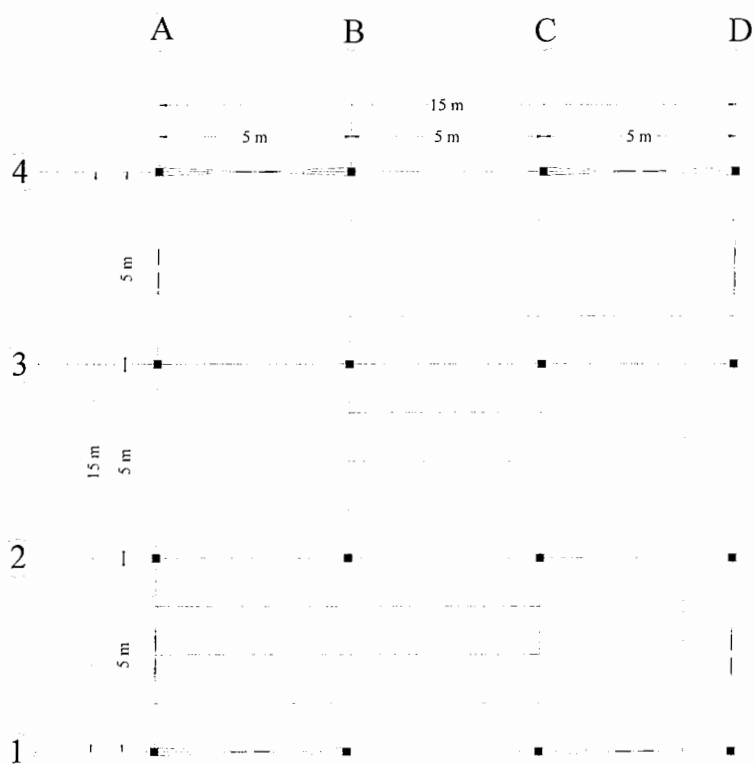
شکل (۳-۵)- پلان مهاربندی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربند X- شکل



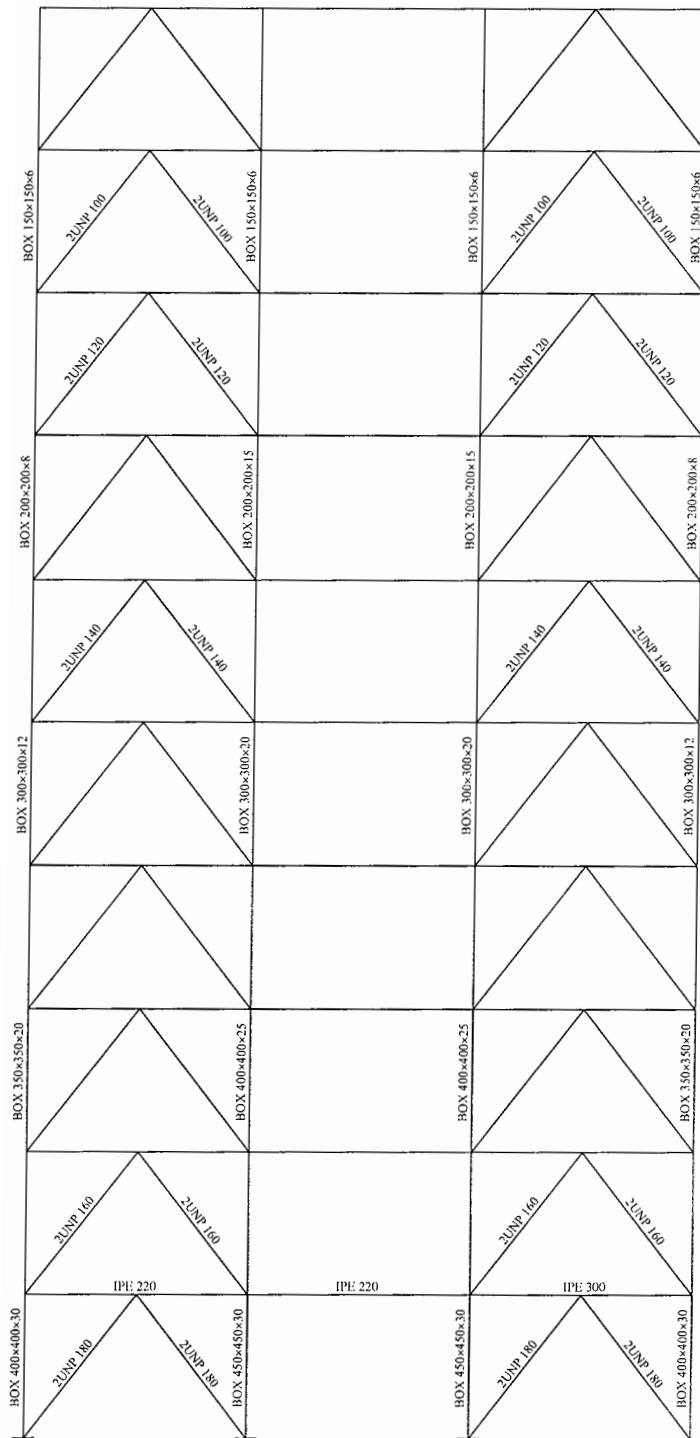
شکل (۴-۵) - مقاطع قاب مهاربندی شده X- شکل

۵-۲-۷- ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی شورون (CHEVRON)

در این ساختمان هم دو قاب در هر جهت و دو دهانه در هر قاب مهاربندی شده است (شکل (۵-۵)). مهاربندها برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طراحی شده‌اند و تیرهایی که مهاربند به آنها متصل شده است بدون در نظر گرفتن مهاربند طراحی شده است. نتایج طراحی اعضای سازه‌ای برای قاب مورد بررسی در شکل (۶-۵) نشان داده شده است



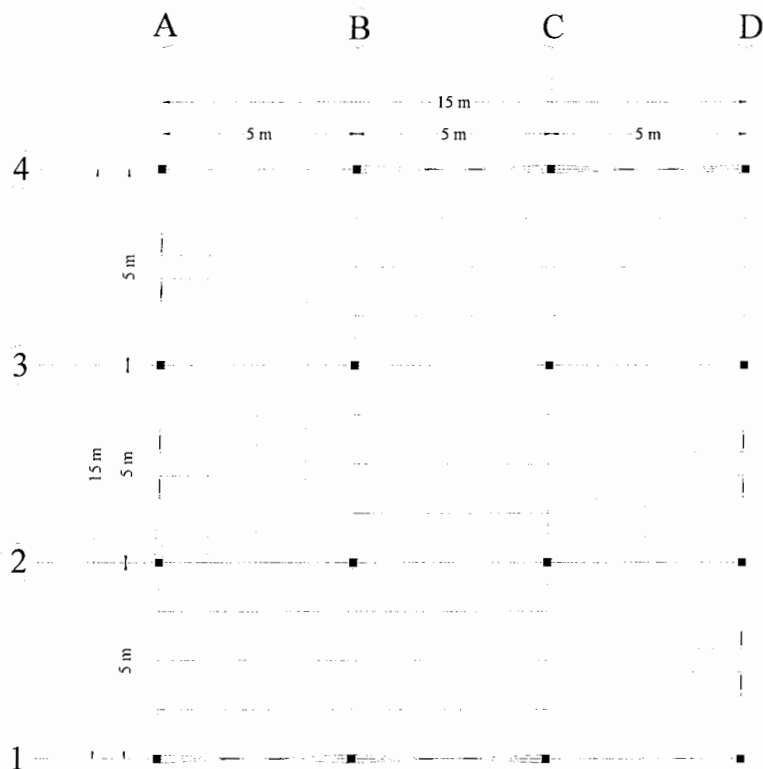
شکل (۵-۵)- پلان مهاربندی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی شورون (CHEVRON)



شکل (۵-۶) - مقاطع قاب مهاربندی شده شورون (CHEVRON)

۵-۲-۸- ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی EBF

در شکل (۷-۵) پلان مهاربندی ساختمان با مهاربندی EBF نشان داده شده است با توجه به شکل (۲-۵) و با توجه به توصیه‌های طراحی، دهانه‌های مهاربندی به نحوی انتخاب شده‌اند که بار ثقلی کف به روی تیرهای پیوند قرار نگیرد (بدلیل این که عملکرد تیرهای پیوند را تحت زمینلرزه دچار مشکل می‌کند). با توجه به مطالب ذکر شده در فصل سوم در مورد رفتار مناسبتر پیوندهای کوتاه، در این ساختمان از پیوند کوتاه (برشی) با طول $e=60\text{ cm}$ استفاده شده است. با توجه به این موضوع که تیرهای پیوند بایستی برای نیروی برشی هر طبقه بصورت جداگانه طراحی شوند، بنابراین مقاطع بدست آمده برای تیرهای پیوند در هر طبقه با طبقات دیگر متفاوت می‌باشد که دلیل این امر جاری شدن یکنواخت تیرها در کلیه طبقات تحت زمینلرزه می‌باشد.



شکل (۷-۵) - پلان مهاربندی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با مهاربندی EBF

بدلیل این که مقاطع موجود در بازار جوابگوی نیازهای طراحی تیرهای پیوند نمی‌باشند، از مقاطع

I- شکل ساخته شده با ورق جهت تیرهای پیوند استفاده شده است. مقاطع مورد استفاده جهت

تیرهای پیوند و مشخصات آن در جدول (۵-۵) آورده شده است.

جدول (۵-۵) - مقاطع تیرهای پیوند

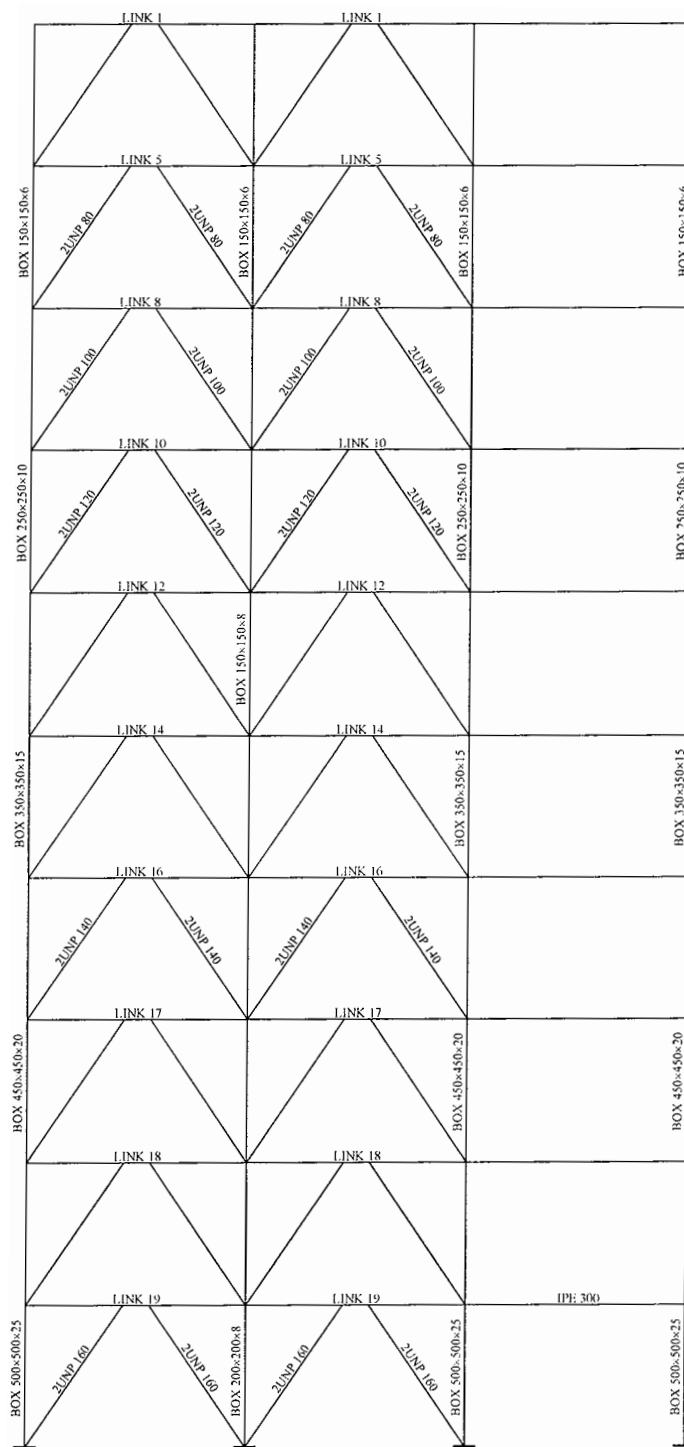
Section Name	h (cm)	b (cm)	tf (cm)	tw (cm)	A (cm ²)	I33 (cm ⁴)	A2 (cm ²)	S33 (cm ³)	Z33 (cm ³)
LINK1	16	12	1	0.4	29.6	1443.47	6.40	180.43	199.60
LINK2	18	12	1	0.4	30.4	1872.53	7.19	208.06	229.60
LINK3	22	12	1	0.4	32	2914.67	8.76	264.97	292.00
LINK4	24	12	1	0.4	32.8	3530.93	9.55	294.24	324.40
LINK5	27	12	1	0.4	34	4578.83	10.73	339.17	374.50
LINK6	27.4	12	1.2	0.45	40.05	5531.76	12.25	403.78	447.59
LINK7	27	15	1	0.5	42.5	5723.54	13.42	423.97	468.13
LINK8	30	15	1	0.5	44	7224.67	14.89	481.64	533.00
LINK9	32	15	1	0.5	45	8335.00	15.87	520.94	577.50
LINK10	35	15	1	0.5	46.5	10169.88	17.34	581.14	646.13
LINK11	32.4	15	1.2	0.6	54	10115.28	19.26	624.40	696.60
LINK12	35.4	15	1.2	0.6	55.8	12327.93	21.02	696.49	778.95
LINK13	32.4	17	1.2	0.7	61.8	11508.98	22.46	710.43	793.98
LINK14	34.4	17	1.2	0.7	63.2	13159.21	23.83	765.07	856.48
LINK15	35.4	17	1.2	0.7	63.9	14031.55	24.52	792.74	888.26
LINK16	32.4	20	1.2	0.8	72	13487.04	25.68	832.53	928.80
LINK17	34.4	20	1.2	0.8	73.6	15417.17	27.25	896.35	1001.60
LINK18	35.4	20	1.2	0.8	74.4	16437.24	28.03	928.66	1038.60
LINK19	37.4	20	1.2	0.8	76	18589.37	29.60	994.08	1113.80
LINK20	39.9	20	1.2	0.8	78	21493.67	31.55	1077.38	1210.05

به منظور رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ای تکیه‌گاه جانبی در ابتدا و انتهای تیرهای پیوند تعبیه شده

است که موقعیت آن در شکل (۷-۵) نشان داده شده است. برای این منظور از یک ناودانی نمره ۶

استفاده شده است. نتایج طراحی اعضای سازه‌ای برای قاب مورد بررسی در شکل (۸-۵) نشان داده

شده است.



شکل (۸-۵) - مقاطع قاب مهاربندی شده EBF

۵-۲-۹- طراحی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی مجهز به میراگرهای ADAS

با توجه به مطالب ارائه شده در مراجع [۴۲ و ۴۴] که در فصل چهارم به آنها پرداخته شد، بمنظور طراحی ساختمان‌های مجهز به میراگر ADAS ابتدا بایستی یک قاب مقاوم خمشی که حداقل نیازهای آیین‌نامه‌ای را برآورده نماید، داشته باشیم. سپس با انتخاب پارامترهای مناسب برای میراگرها نسبت به طراحی آنها اقدام نماییم.

۵-۲-۹-۱- طراحی قاب ساختمانی

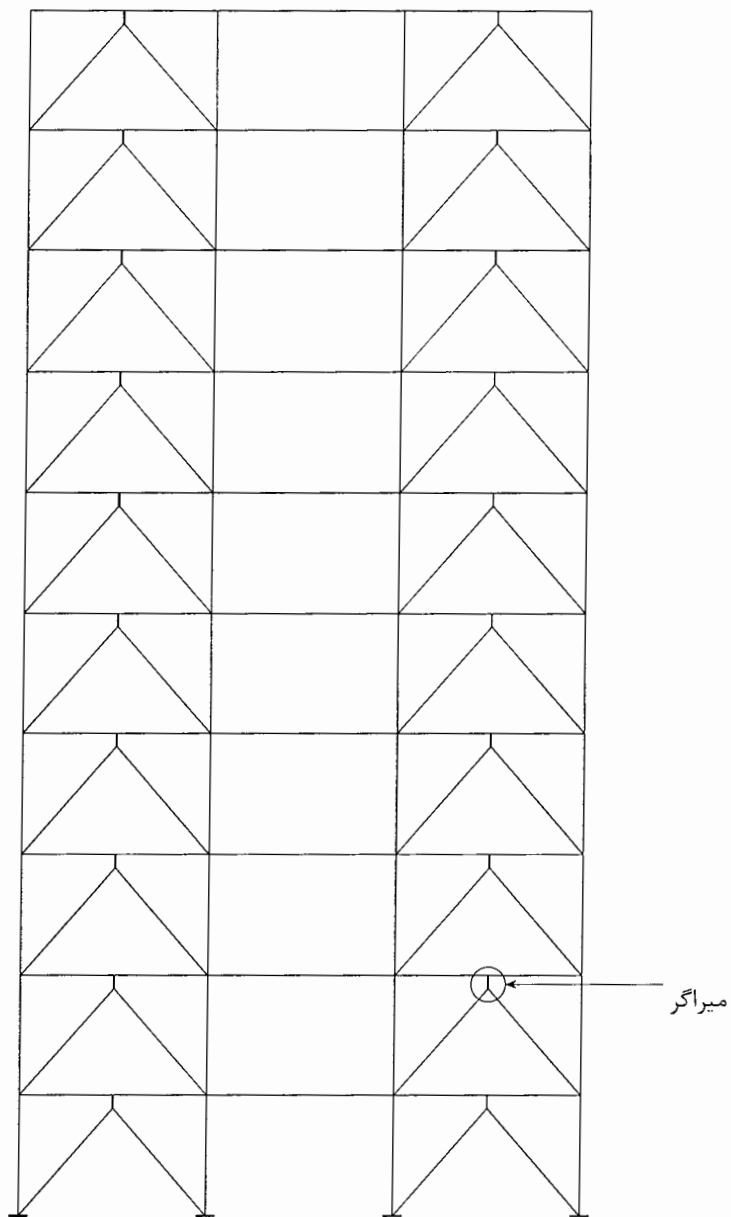
بمنظور تعیین نیروهای زلزله طراحی، از حداقل نیروی زلزله طراحی استفاده می‌نماییم [۴۴]. جهت تعیین حداقل نیروی زلزله طراحی طبق بند (۲-۴-۱) آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۲] بایستی مقدار ضریب $\frac{B}{R} > 0.09$ در نظر گرفته شود. با توجه به این نکته و مطالب ارائه شده در بخش ۵-۲-۲ برش پایه طراحی حداقل برای قاب MRF بدست خواهد آمد. با این تفاوت که زمان تناوب ارتعاش سازه (T) دیگر از رابطه (۵-۴) محاسبه نمی‌گردد و طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۲] برای ساختمان‌های با قاب فولادی این مقدار از رابطه تجربی (۵-۱۰) بدست می‌آید.

$$T = 0.08H^{3/4} \quad (۵-۱۰)$$

با توجه به مطالب ذکر شده مقدار ضریب زلزله حداقل برابر $C=0.0315$ خواهد شد. به عبارت دیگر ساختمان MRF برای برش پایه‌ای برابر ۳.۱۵٪ وزن ساختمان طراحی گردیده است. نتایج طراحی اعضای قاب مقاوم خمشی (MRF) بر اساس برش پایه حداقل در شکل (۵-۹) نشان داده شده است.

بمنظور جایگذاری میراگرها در قاب MRF از دو ردیف مهاربند شورون مطابق شکل (۱۰-۴)

استفاده شده است.



شکل (۱۰-۵) - جانمایی میراگرها در قاب MRF

۵-۲-۹-۲- طراحی میراگرهای ADAS

با توجه به مطالب ارائه شده در فصل چهارم، جهت استفاده از میراگرهای ADAS در ساختمان‌ها بایستی مشخصات کامل آن در دسترس باشد و نتایج آزمایش‌ها صحت این مشخصات را تایید نماید. بدین منظور از میراگرهای آزمایش شده توسط، Whittaker [۴۲] در این پایان نامه استفاده شده است مشخصات هندسی این میراگرها در شکل (۴-۱۰) نشان داده شده است. سایر مشخصات میراگرهای استفاده شده در جدول (۵-۶) ارائه شده است. مقادیر ارائه شده در این جدول با توجه به مشخصات میراگرهای آزمایش شده توسط Whittaker (جدول (۴-۱)) ارائه گردیده است.

جدول (۵-۶) - مشخصات میراگرهای ADAS استفاده شده

N	h (cm)	$b_{top\&bot}$ (cm)	b_{middle} (cm)	t (cm)	Δy (cm)	R_y (kg)	K_{damper} (kg/cm)
2	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	0.61	2189
4	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	1.22	4378
6	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	1.83	6566
8	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	2.45	8755
10	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	3.06	10944
12	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	3.67	13133
14	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	4.28	15321
16	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	4.89	17510
18	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	5.50	19699
20	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	6.12	21888
22	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	6.73	24076
24	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	7.34	26265
26	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	7.95	28454
28	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	8.56	30643
30	12.7	6.35	1.27	0.64	0.2794	9.17	32831

پس از انتخاب مشخصات میراگرهای *ADAS*، بایستی پارامترهای مختلف آنها انتخاب گردند، با

توجه به توصیه‌های ارائه شده در مرجع *Xia & Hanson* [۴۴]، از نسبت‌های $SR=3$ و $\frac{B}{D} = 3$ در

این پایان‌نامه استفاده شده است. با توجه به مطالب ارائه شده، تعداد ورق‌های میراگر *ADAS* و

مقطع مهاربندی‌های مورد استفاده در طبقات مختلف، در جدول (۷-۵) ارائه شده است.

جدول (۷-۵) - تعداد ورق‌های میراگر *ADAS* و مقطع مهاربندی‌ها در طبقات مختلف ساختمان

نام طبقه	تعداد ورق‌های میراگر (<i>N</i>)	مقطع مهاربند
اول	16	2UNP 10
دوم	16	2UNP 10
سوم	14	2UNP 8
چهارم	14	2UNP 8
پنجم	12	2UNP 8
ششم	10	2UNP 8
هفتم	10	2UNP 8
هشتم	8	2UNP 8
نهم	6	2UNP 8
دهم	6	2UNP 8

همانطوری که در جدول (۷-۵) مشاهده می‌گردد تعداد ورق‌های میراگر و همچنین مقطع

مهاربندها از طبقات پایین به بالا کم می‌شود که دلیل این امر جاری شدن یکنواخت میراگرها در

ارتفاع سازه و جذب انرژی یکنواخت در تمام طبقات می‌باشد.

۵-۲-۱۰- طراحی ساختمان ۱۰ طبقه فلزی مجهز به میراگرهای TADAS

در این بخش هم همانند بخش ۵-۲-۹، ابتدا بایستی یک قاب مقاوم خمشی (*MRF*) طراحی گردد و سپس میراگرهای *TADAS* در آن جایگذاری شوند.

۵-۲-۱۰-۱- طراحی قاب ساختمانی

در این قسمت از همان قاب مقاوم خمشی طراحی شده در بخش ۵-۲-۸-۱ استفاده می‌نماییم (شکل (۵-۹)). جهت جانمایی میراگرهای *TADAS* در قاب *MRF* از دو ردیف مهاربند شورون مطابق شکل (۵-۱۰) استفاده شده است.

۵-۲-۱۰-۲- طراحی میراگرهای TADAS

با توجه به این موضوع که *Tsai* و همکارانش [۳۹] بیش از یازده میراگر *TADAS* مختلف را مورد آزمایش قرار دادند، در این پایان‌نامه از این میراگرها استفاده می‌نماییم. بدین منظور از میراگرهایی با مشخصات *IA3* که در جدول (۴-۸) ارائه شده، استفاده گردیده است. مشخصات میراگرهای *TADAS* مورد استفاده در جدول (۵-۸) ارائه شده است.

برای میراگرهای *TADAS* نیز از پارامترهای $SR=3$ و $\frac{B}{D}=3$ استفاده شده است. تعداد ورق‌های

میراگر *TADAS* و مقطع مهاربندی‌های مورد استفاده در طبقات مختلف، در جدول (۵-۹) ارائه شده است.

جدول (۸-۵) - مشخصات میراگرهای TADAS استفاده شده

<i>N</i>	<i>h</i> (cm)	<i>b</i> (cm)	<i>t</i> (cm)	Gap (cm)	Δy (cm)	<i>Ry</i> (kg)	<i>Kdamper</i> (kg/cm)
1	30.5	15	2	1.3	0.548	988	1802
2	30.5	15	2	1.3	0.548	1975	3604
3	30.5	15	2	1.3	0.548	2963	5406
4	30.5	15	2	1.3	0.548	3950	7208
5	30.5	15	2	1.3	0.548	4938	9010
6	30.5	15	2	1.3	0.548	5925	10812
7	30.5	15	2	1.3	0.548	6913	12614
8	30.5	15	2	1.3	0.548	7900	14416
9	30.5	15	2	1.3	0.548	8888	16218
10	30.5	15	2	1.3	0.548	9875	18020
11	30.5	15	2	1.3	0.548	10863	19822
12	30.5	15	2	1.3	0.548	11850	21624
13	30.5	15	2	1.3	0.548	12838	23426
14	30.5	15	2	1.3	0.548	13825	25228
15	30.5	15	2	1.3	0.548	14813	27030

جدول (۹-۵) - تعداد ورق‌های میراگر TADAS و مقطع مهاربندی‌ها در طبقات مختلف ساختمان

نام طبقه	تعداد ورق‌های میراگر (<i>N</i>)	مقطع مهاربند
اول	10	2UNP 10
دوم	10	2UNP 10
سوم	9	2UNP 8
چهارم	9	2UNP 8
پنجم	7	2UNP 8
ششم	6	2UNP 8
هفتم	6	2UNP 8
هشتم	5	2UNP 8
نهم	4	2UNP 8
دهم	3	2UNP 8

۵-۳- آنالیز غیرخطی مدل‌های مورد مقایسه با استفاده از نرم‌افزار DRAIN-2DX

بمنظور برآورد رفتار واقعی ساختمان‌های مورد بررسی لازم است که این ساختمانها در شرایط زلزله‌های واقعی قرار گیرند. سازه‌ها معمولاً در اثر زلزله‌های متوسط یا شدید از حالت الاستیک خارج شده و وارد محدوده پلاستیک می‌شوند لذا جهت بررسی رفتار سازه‌ها در محدوده غیرارتجاعی، احتیاج به آنالیز غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. برای این منظور سازه‌های طرح شده که مشخصات آن در بخش‌های قبلی ارائه گردید توسط نرم‌افزار *DRAIN-2DX* [۲۹] ، که قابلیت آنالیز غیرخطی سازه‌ها را دارا می‌باشد، مورد آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. در ادامه این بخش به معرفی نرم‌افزار و نحوه مدلسازی در آن پرداخته می‌شود.

۵-۳-۱- کلیات برنامه DRAIN-2DX

برنامه کامپیوتری *DRAIN-2DX* یک برنامه جامع برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های دو بعدی تحت اثر حرکات لرزه‌ای زمین می‌باشد. این برنامه در سال ۱۹۹۲ توسط *Parkash* [۲۹] تهیه گردید. نسخه قدیمی‌تر این برنامه یعنی *DRAIN-2D* در سال ۱۹۷۳ توسط *Kanaan & Powell* ارائه شده بود. این برنامه تا به حال در بسیاری از پروژه‌های تحقیقاتی و طرح‌های اجرایی مورد استفاده قرار گرفته است. با استفاده از این برنامه کامپیوتری علاوه بر تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی و بتنی، می‌توان بسیاری از سیستم‌های غیرخطی دیگر نظیر سیستم‌های ایزولاسیون لرزه‌ای، سیستم‌های جذب‌کننده انرژی، سیستم‌های سازه‌ای با رفتار غیرخطی موضعی و را مورد بررسی قرار داد. نتایج خروجی این برنامه با نتایج آزمایش مدل‌های

سازه‌ای و همچنین با نتایج بسیاری از برنامه‌های کامپیوتری دیگر مورد مقایسه و تأیید قرار گرفته است. به هر حال، این برنامه از سوی طراحان سیستم‌های سازه‌ای و بسیاری از محققان به عنوان یک برنامه کامپیوتری استاندارد شناخته شده است.

مشابه دیگر برنامه‌های کامپیوتری، شکل هندسی سازه با شماره‌گذاری و تعیین مختصات گره‌ها مشخص می‌شود. هر گره دارای سه درجه آزادی (دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی چرخشی) می‌باشد که می‌توان هر کدام از آنها را مقید یا گیردار نمود. جرم‌سازه بصورت متمرکز روی گره‌ها در نظر گرفته می‌شود، بنابراین ماتریس جرم سازه یک ماتریس قطری می‌باشد. همچنین می‌توان روی گره‌ها بارهای استاتیکی در نظر گرفت. گره‌ها بوسیله عناصر سازه‌ای به یکدیگر مربوط می‌شوند. نیروهای استاتیکی موثر در طول عناصر بصورت نیروهای گیردار انتهایی در نظر گرفته می‌شوند. قبل از تحلیل دینامیکی می‌توان سازه را برای بارهای استاتیکی تحلیل نمود. اما، بایستی توجه داشت که در این مرحله کمانش یا رفتار غیرخطی اعضا در نظر گرفته نمی‌شود. برای تحلیل دینامیکی سازه، رکورد زلزله‌های مختلف به عنوان حرکات لرزه‌ای زمین در جهت افقی و قائم بصورت مجزا یا همزمان و همچنین میرایی سازه متناسب با جرم یا سختی در نظر گرفته می‌شوند. معادله حاکم بر حرکت دینامیکی سازه در لحظه زمانی t بصورت زیر می‌باشد:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{u_g\} \quad (11-5)$$

که در رابطه (11-5)، $[M]$ = ماتریس جرم سازه، $[C]$ = ماتریس میرایی سازه، $[K]$ = ماتریس سختی سازه، $\{u\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{\ddot{u}\}$ = به ترتیب بردارهای تغییر مکان، سرعت و شتاب سازه، $\{u_g\}$ = بردار شتاب زمینلرزه، می‌باشند.

برای حل معادله (۵-۱۱) از روش گام به گام با فرض شتاب ثابت در فاصله زمانی هر گام محاسباتی، استفاده می‌شود. با در نظر گرفتن ماتریس سختی مماسی در هر گام محاسباتی، معادلات به فرم خطی تبدیل می‌شوند. برای حل دستگاه معادلات خطی از روش حذفی گوس استفاده می‌شود. خطاهای مربوط به فرض رفتار خطی و بارهای نامتعادل با ارضای تعادل در انتهای هر گام محاسباتی سرشکن می‌شوند.

میرایی سازه، در هر لحظه زمانی تابعی از جرم و سختی می‌باشد. اگر چه قضاوت مهندسی برای در نظر گرفتن میرایی مهم است اما در بیشتر موارد میرایی مربوط به سختی ارتجاعی اولیه نسبت به سختی مماسی ترجیح داده می‌شود. به هر حال ماتریس میرایی بصورت زیر بیان شده است:

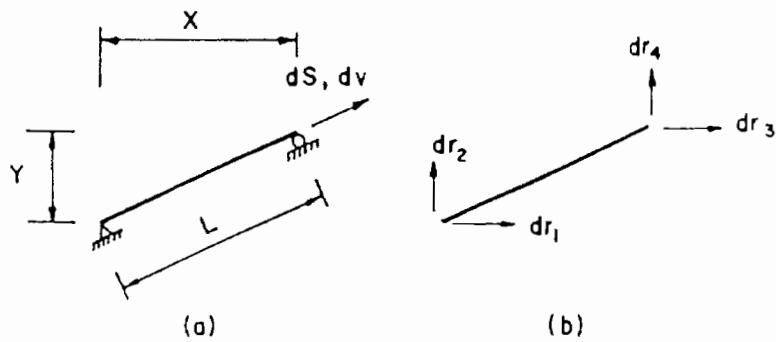
$$[C_T] = \alpha[M] + \beta[K_T] + \beta_0[K_0] \quad (۵-۱۲)$$

که در رابطه (۵-۱۲)، $[C_T]$ = ماتریس میرایی، $[M]$ = ماتریس جرم، $[K_T]$ = ماتریس سختی مماسی، $[K_0]$ = ماتریس سختی ارتجاعی اولیه و α ، β و β_0 = ضرایب ثابت می‌باشند. میرایی به شکل دیگر نیز می‌تواند در نظر گرفته شود که به میرایی سازه‌ای مرسوم است. در این حالت نیروهای ناشی از میرایی بصورت درصدی از نیروهای انتهایی اعضا در نظر گرفته می‌شود.

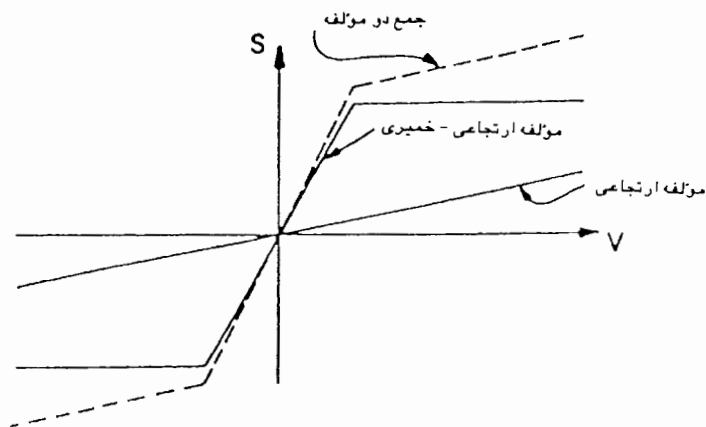
۵-۳-۲- مشخصات المان‌های نرم‌افزار DRAIN-2DX

۵-۳-۱- المان خربایی

المان‌های خربایی مطابق شکل (۵-۱۱) تنها تحت اثر نیروها و تغییر شکل‌های محوری قرار دارند. مدل غیرخطی این المان‌ها را می‌توان با در نظر گرفتن اثرات کرنش سخت‌شدگی (*Strain-Hardening*)، بصورت دو خطی در نظر گرفت که در شکل (۵-۱۲) نشان داده شده است.

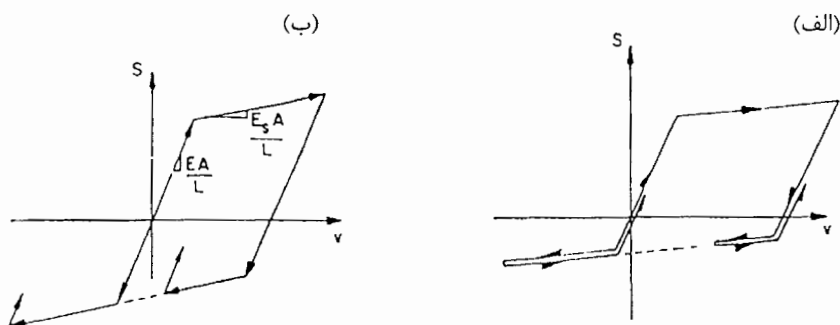


شکل (۵-۱۱) - تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های المان خربایی [۲۹]



شکل (۵-۱۲) - مدل دو خطی المان خربایی در ناحیه ارتجاعی - خمیری [۲۹]

دو حالت در رفتار غیرخطی این المان‌ها ممکن است رخ دهد که عبارتند از: (الف) جاری شدن در کشش و کمانش در فشار و (ب) جاری شدن در کشش و فشار. شکل (۵-۱۳) بیانگر این دو حالت رفتاری در المان خریابی می‌باشد.



شکل (۵-۱۳) - رفتار غیرخطی المان خریابی [۲۹]

(الف) جاری شدن در کشش و کمانش در فشار (ب) جاری شدن در کشش و فشار

۵-۳-۲-۲- المان تیر- ستون

المان‌های تیر- ستون دارای سختی خمشی و محوری می‌باشند. این المان‌ها مطابق شکل (۵-۱۴)

دارای سه مود تغییر شکل می‌باشند که عبارتند از:

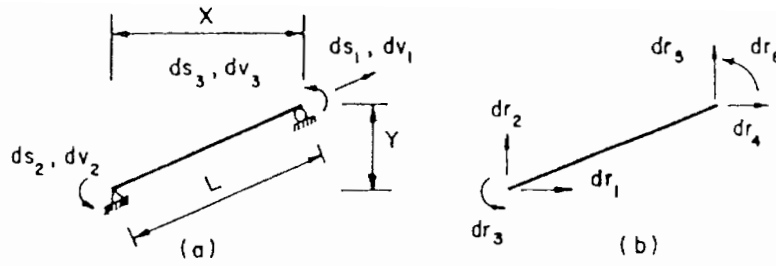
(الف) تغییر شکل محوری

(ب) تغییر شکل خمشی در انتهای i

(پ) تغییر شکل خمشی در انتهای j

برای المان‌هایی با سطح مقطع متغیر، ضرایب سختی خمشی بصورت متناسب در نظر گرفته

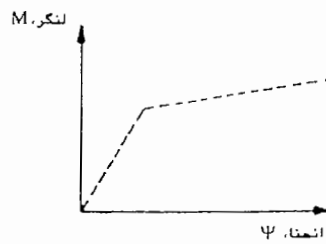
می‌شود. بعلاوه می‌توان اثر تغییر شکل‌های برشی و ناحیه صلب انتهای المان را نیز در نظر گرفت.



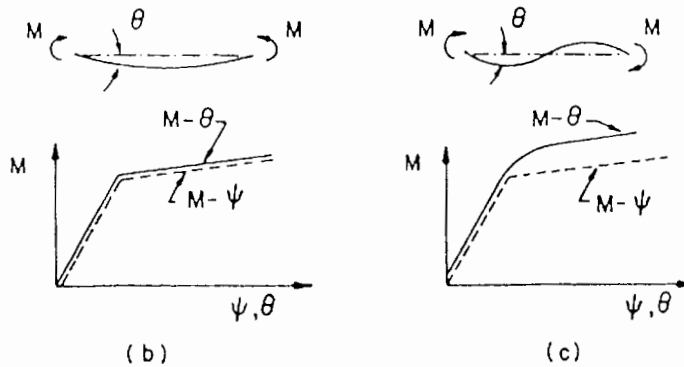
شکل (۵-۱۴) - تغییر شکل‌ها و نیروهای انتهایی در المان تیر-ستون [۲۹]

اگر لنگر خمشی و سختی خمشی در طول عضو ثابت باشد، رابطه لنگر-چرخش و لنگر-انحنای شکل مشابهی خواهند داشت. در غیر این صورت چرخش و انحنا همانطور که در شکل (۵-۱۵) نشان داده شده است تناسب زیادی نخواهد داشت. به هر حال، برای در نظر گرفتن اثرات کرنش سخت شدگی یک رابطه دو خطی برای لنگر-چرخش در نظر گرفته شده و مفصل‌های پلاستیک بصورت متمرکز در دو انتهای عضو ایجاد می‌شود. این مفصل‌ها هنگامی بوجود می‌آیند که لنگر از حد جاری شدن تجاوز نماید. چرخش مفصل پلاستیک به عنوان تغییر شکل پلاستیک خمشی در

نظر گرفته می‌شود.



(a)



(b)

(c)

شکل (۵-۱۵) - رابطه ممان-انحنای و ممان-چرخش [۲۹]

اندرکنش (*Interaction*) بین نیروی محوری و لنگر خمشی برای جاری شدن عضو و تشکیل مفصل

پلاستیک می‌تواند به سه شکل زیر در نظر گرفته شود:

۱- مدل تیر: این مدل هنگامی انتخاب می‌شود که نیروی محوری کوچک یا ناچیز باشد و

جاری شدن تنها در اثر لنگر خمشی باشد (شکل (۵-۱۶-الف)).

۲- مدل ستون فولادی: این نوع سطح اندرکنش برای ستون‌های فولادی بکار می‌رود

(شکل (۵-۱۶-ب)).

۳- مدل ستون بتنی: این نوع سطح اندرکنش برای ستون‌های بتنی بکار می‌رود

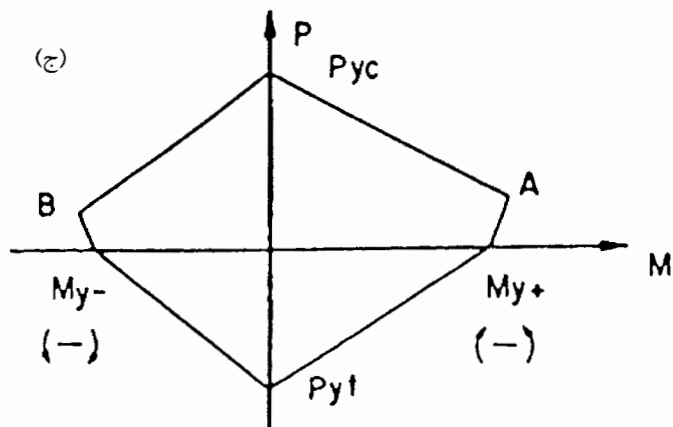
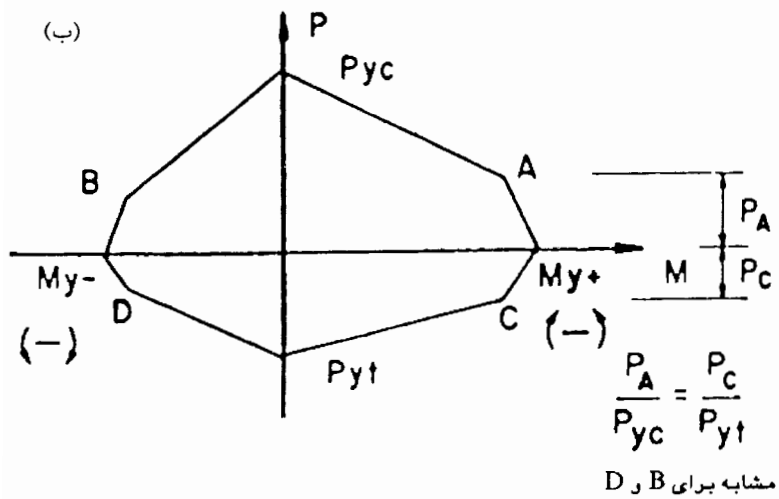
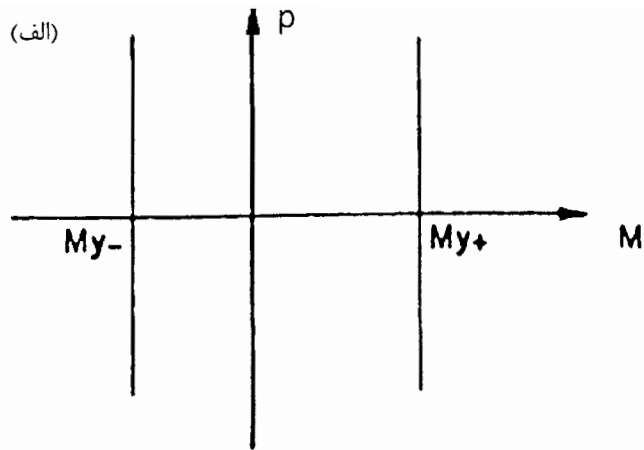
(شکل (۵-۱۶-ج)).

چنانچه ترکیب نیرو- لنگر در ناحیه بیرونی سطح اندرکنش قرار گیرد، مفصل پلاستیک ایجاد

می‌شود. با تشکیل مفصل پلاستیک فرض می‌شود سختی محوری ثابت مانده و فقط سختی

خمشی تغییر می‌کند. این فرض اگرچه تقریبی است اما برای کاربردهای مهندسی کافی

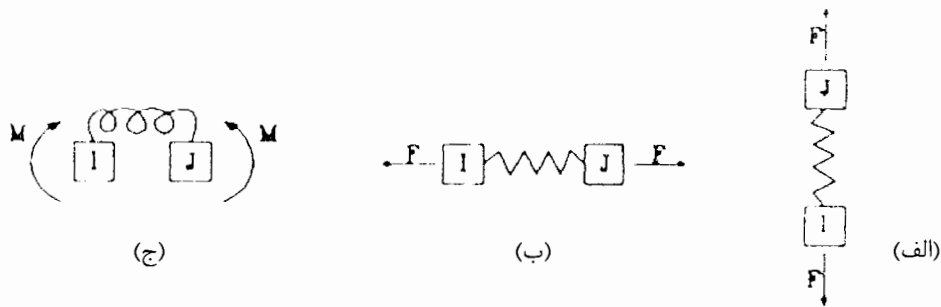
می‌باشد [۲۹].



شکل (۵-۱۶) - سطوح اندر کنش جاری شدن اعضای فشاری - خمشی [۲۹]
 (الف) مدل تیر (ب) مدل ستون فولادی (ج) مدل ستون بتنی

۵-۳-۲-۳- المان اتصال ساده (اتصال نیمه صلب)

این المان بمنظور متصل کردن دو گره با مختصات مشخص به کار می‌رود. این المان دارای طول صفر می‌باشد. در این المان می‌توان دوران یا تغییر مکان گره‌ها در دو جهت X و Y را با رفتار مشخصی به هم متصل کرد. برای هر کدام از موارد فوق باید یک المان جداگانه تعبیه نمود. بعنوان مثال برای برقراری ارتباط بین دو گره در دو جهت افقی و عمودی، استفاده از دو المان یکی دارای سختی در جهت X و دیگری دارای سختی در جهت Y ضروری می‌باشد. نحوه تغییر مکان و تغییر شکل این المان در شکل (۵-۱۷) نشان داده شده است.

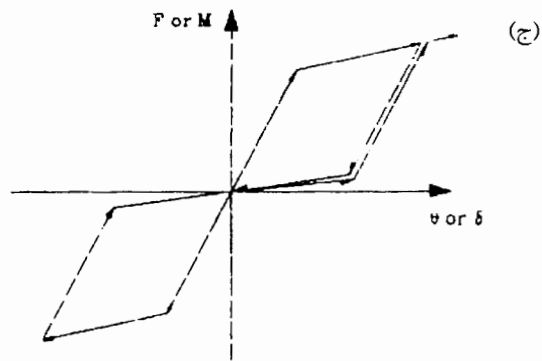
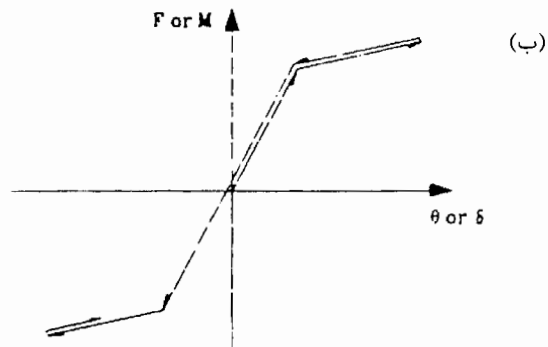
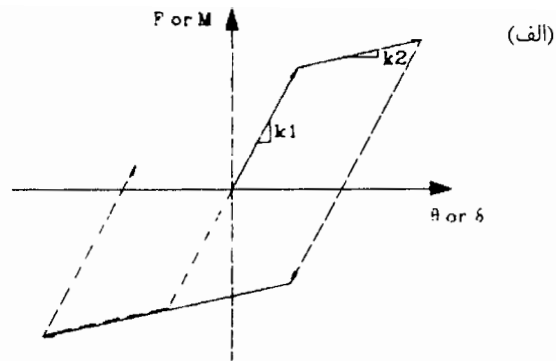


شکل (۵-۱۷) - نمایش تغییر مکان و تغییر شکل المان اتصال ساده [۲۹]

الف) اتصال با سختی در جهت عمودی ب) اتصال با سختی در جهت افقی ج) اتصال با سختی دورانی

نحوه رفتار المان می‌تواند مطابق شکل (۵-۱۸) به سه صورت باشد:

- ۱- باربرداری غیرالاستیک از مدل دو خطی مطابق شکل (۵-۱۸-الف)
- ۲- باربرداری الاستیک از مدل دو خطی مطابق شکل (۵-۱۸-ب)
- ۳- باربرداری غیرالاستیک از مدل دو خطی به همراه یک فاصله (*gap*) مطابق شکل (۵-۱۸-ج)



شکل (۵-۱۸) - مدل رفتاری المان اتصال ساده [۲۹]

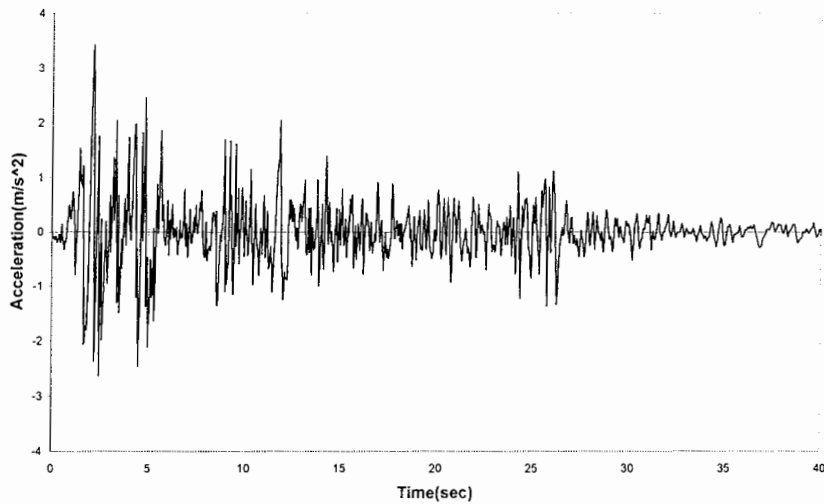
الف) باربرداری غیرالاستیک ب) باربرداری الاستیک ج) باربرداری غیرالاستیک با *gap*

۵-۳-۳- مدل سازی کامپیوتری ساختمان های مورد مقایسه

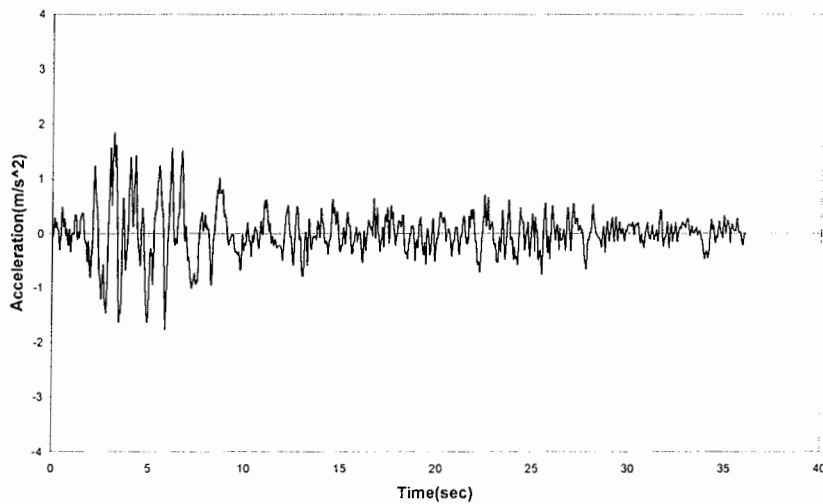
همانطور که گفته شد جهت مدلسازی اعضای ساختمان های مورد مقایسه از نرم افزار *DRAIN-2DX* استفاده شده است. بمنظور مدلسازی تیرها و ستون های ساختمان از المان تیر- ستون با کرنش سخت شدگی ۳٪ استفاده گردیده است. مهاربندی ها بصورت یک المان خریابی که دارای قابلیت جاری شدن در کشش و کمانش در فشار را دارا می باشند و با کرنش سخت شدگی ۳٪ در نظر گرفته شده اند. قابل ذکر است که کرنش سخت شدگی برای فولاد نرمه ساختمانی با توجه به مرجع [۵] ، برابر ۳٪ انتخاب شده است. جهت مدل نمودن میراگرهای *ADAS* و *TADAS* از تیر منشوری معادل [۳۹] استفاده گردیده است. به دلیل شکل خاص اتصال میراگر *TADAS* در محل برخورد با مهاربند شورون، از المان اتصال ساده (نیمه صلب) جهت مدل نمودن *gap* موجود در راس ورق مثلثی شکل میراگر *TADAS* استفاده شده است، بدین صورت که توسط المانهایی از این نوع (المان اتصال ساده)، ارتباط میان انتهای بادبند شورون و راس ورق مثلثی شکل برقرار شده است. جرم سازه بصورت متمرکز در گره ها تعریف شده است و بار گسترده دهانه تیرها نیز بصورت لنگر گیردار انتهایی در گره های انتهایی تیرها اعمال گردیده است.

۵-۳-۴- زمینلرزه‌های انتخابی

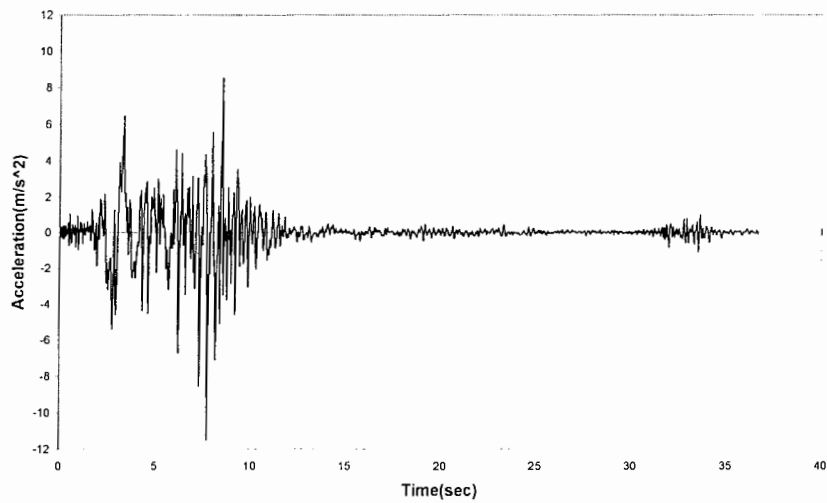
بمنظور آنالیز دینامیکی غیرخطی ساختمان‌های مورد مقایسه یکسری شتابنگاشت مربوط به زمینلرزه‌های مختلف انتخاب گردیده‌اند. این زمینلرزه‌ها عبارتند از *El Centro* ، *Hachinohe* ، *Sanfernando* و *Taft* که تاریخچه زمانی شتاب این زمینلرزه‌ها بترتیب در شکل‌های (۵-۱۹) الی (۵-۲۲) ارائه گردیده است.



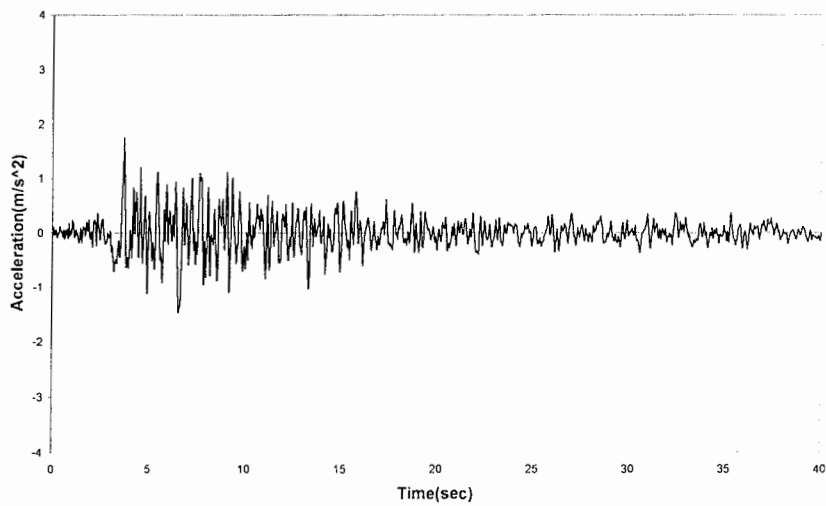
شکل (۵-۱۹)- شتابنگاشت زمینلرزه *El Centro* با $PGA=0.35g$



شکل (۲۰-۵) - شتابنگاشت زمینلرزه Hachinohe با $PGA=0.19g$



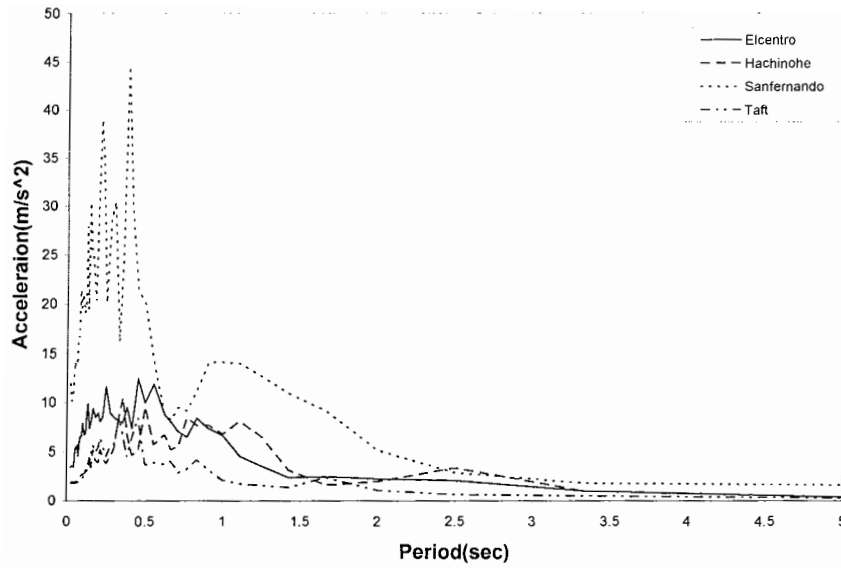
شکل (۲۱-۵) - شتابنگاشت زمینلرزه Sanfernando با $PGA=1.17g$



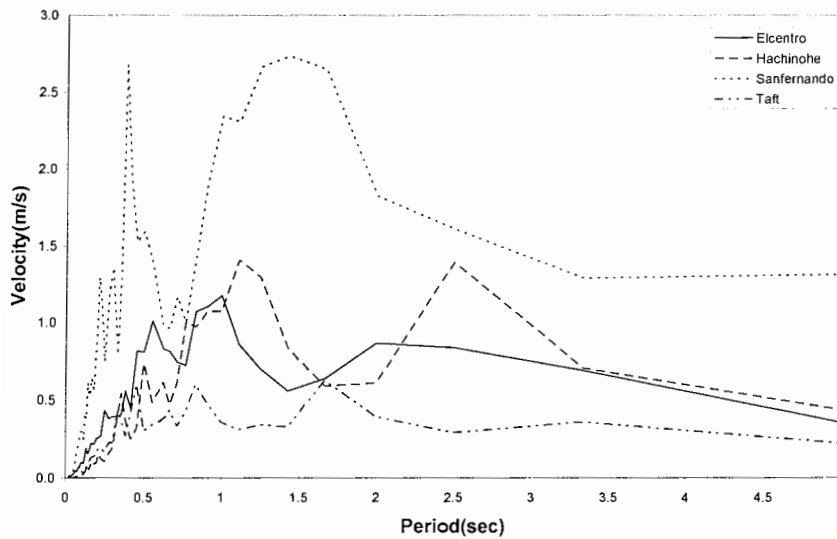
شکل (۲۲-۵) - شتابنگاشت زمینلرزه Taft با $PGA=0.18g$

بمنظور بررسی محتوی فرکانسی زمینلرزه‌های فوق، طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان این

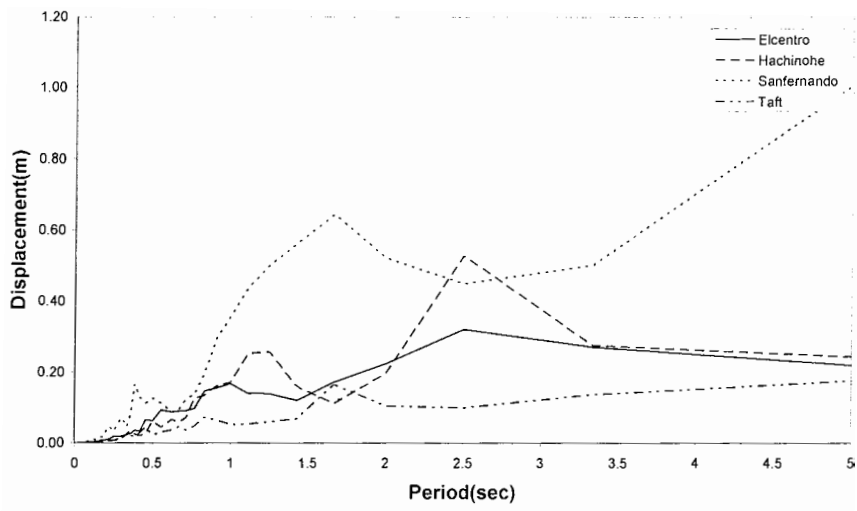
زمینلرزه‌ها با میرایی ۰.۲٪ بترتیب در شکل‌های (۲۳-۵) و (۲۴-۵) و (۲۵-۵) ارائه شده است.



شکل (۵-۲۳) - طیف پاسخ شتاب زمینلرزه‌های مختلف با میرایی $\xi = 2\%$



شکل (۵-۲۴) - طیف پاسخ سرعت زمینلرزه‌های مختلف با میرایی $\xi = 2\%$



شکل (۵-۲۵) - طیف پاسخ تغییر مکان زمینلرزه‌های مختلف با میرایی $\xi = 2\%$

فصل هشتم

**مقایسه رفتاری و اقتصادی
مدل‌های ساختمانی**

۶-۱- مقدمه

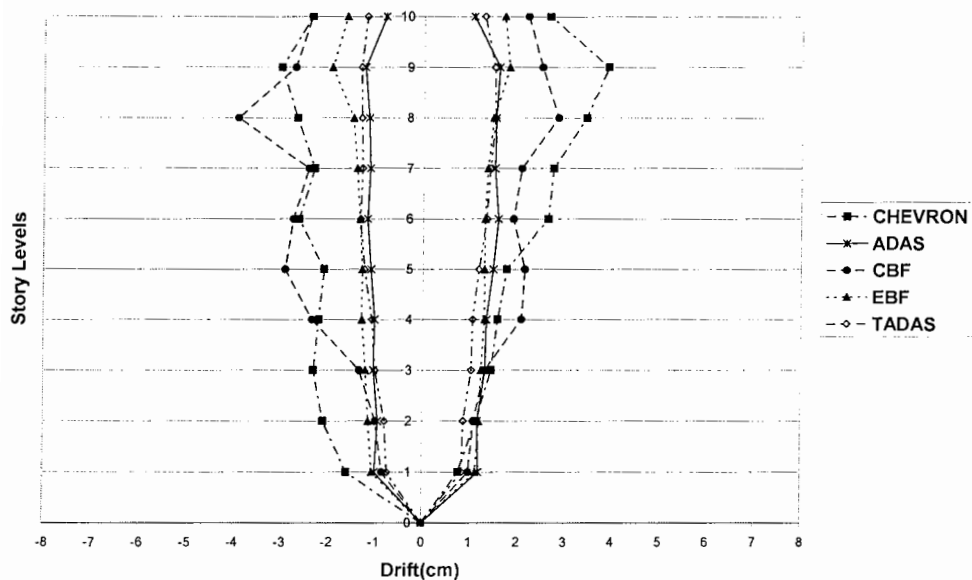
در این فصل به بررسی و مقایسه رفتار سیستم‌های مختلف ساختمانی که در فصل پنجم معرفی شدند، پرداخته می‌شود. برای این منظور سیستم‌های *CBF* ضربدری، *CBF* شورون، *EBF* سیستم مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* تحت چهار شتابنگاشت *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* آنالیز غیر خطی دینامیکی می‌شوند و پاسخ آنها در برابر این زمینلرزه‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود و در نهایت این سیستم‌ها مورد مقایسه اقتصادی قرار می‌گیرند.

۶-۲- مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات

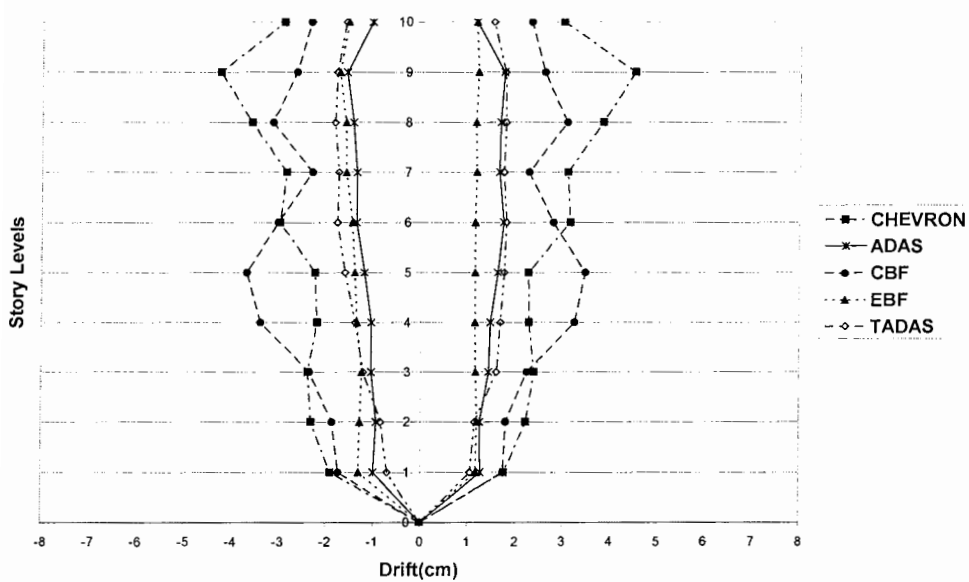
در شکل‌های (۶-۱) الی (۶-۴) تغییرمکان نسبی طبقات (*Drift*) سیستم‌های مختلف تحت چهار شتابنگاشت *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* نشان داده شده است. همانطور که در شکل‌های (۶-۱)، (۶-۲) و (۶-۴) مشاهده می‌شود سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* دارای *Drift* نسبتاً یکنواخت در کلیه طبقات ساختمانی می‌باشند که این موضوع باعث به حداقل رسیدن آسیب‌های غیر سازه‌ای در خلال زلزله می‌شود. علاوه بر این محدودیت تغییرمکان نسبی پلاستیک مطابق آیین‌نامه *UBC97* ($Drift < 0.02H = 6.4cm$) در کلیه سیستم‌ها تامین گردیده است.

با توجه به شکل (۳-۶) مشاهده می‌شود که همه سیستم‌ها تحت زمینلرزه *Sanfernando* دچار تغییرمکان نسبی زیادی شده‌اند اما محدودیت تغییرمکان نسبی پلاستیک مطابق آیین‌نامه *UBC97* ($Drift < 0.02H = 6.4cm$)، فقط در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* رعایت شده است.

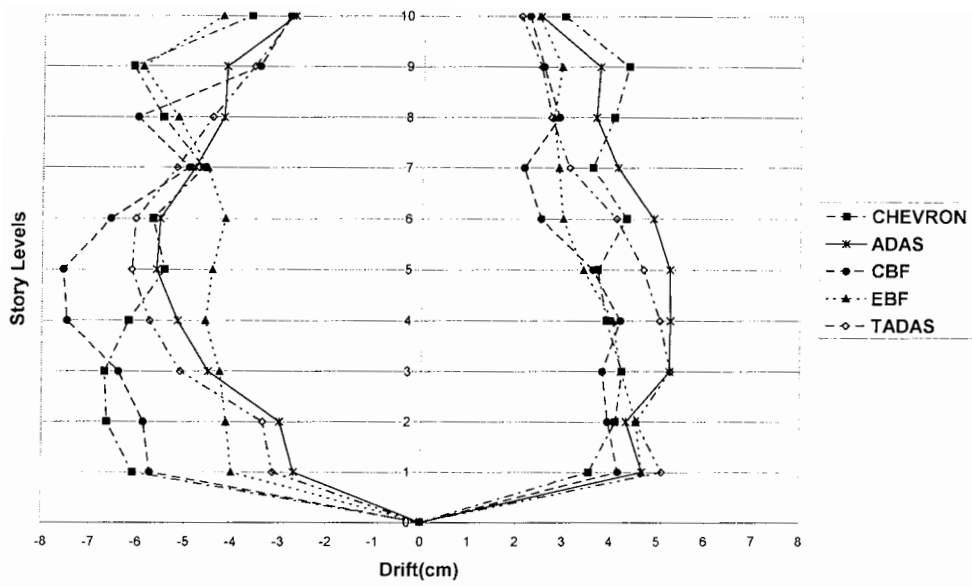
با توجه به این نکته که زمینلرزه *Sanfernando* یک زمینلرزه بسیار شدید با $PGA=1.17g$ می‌باشد و احتمال وقوع آن در طی عمر مفید ساختمان بسیار اندک است، اما سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* نشان دادند که در خلال این زمینلرزه قوی نیز ضوابط مربوط به تغییرمکان نسبی آیین‌نامه *UBC97* را ارضاء می‌کنند.



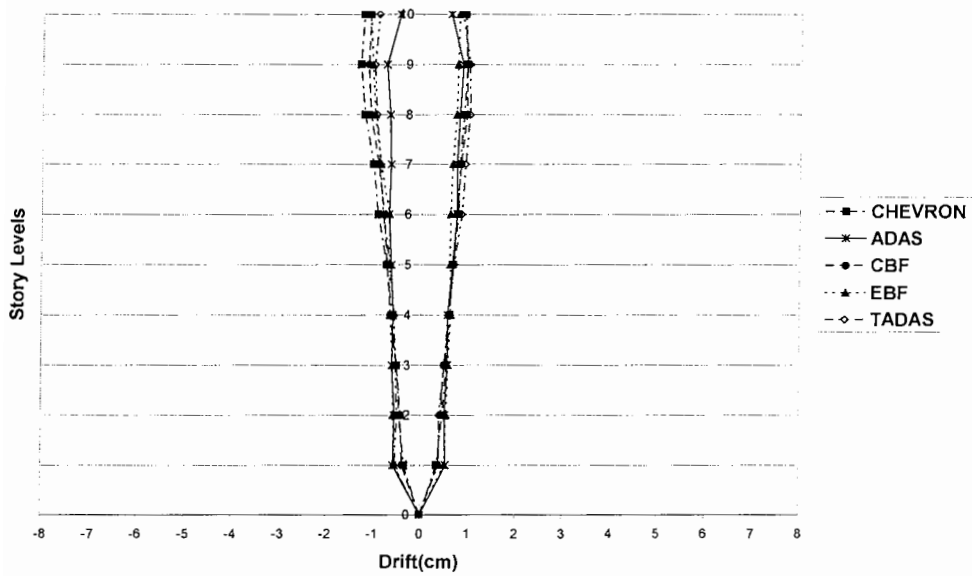
شکل (۱-۶) - حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات (Drift) سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه El Centro



شکل (۲-۶) - حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات (Drift) سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe



شکل (۳-۶) - حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات (*Drift*) سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Sanfernando*



شکل (۴-۶) - حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات (*Drift*) سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Taft*

۳-۶- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام

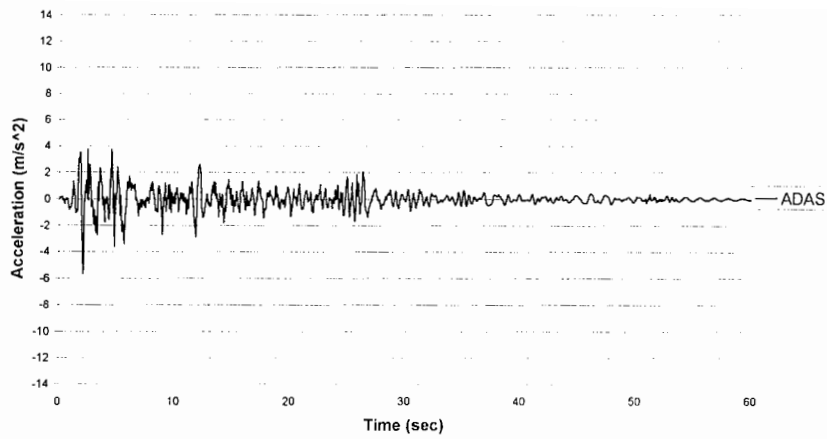
در هنگام وقوع زمینلرزه، شتاب طبقات ارتباط مستقیمی با نیروهای بوجود آمده در اعضای سازه‌ای ساختمان دارد. از طرفی دیگر شتاب طبقات یکی از معیارهای آسایش ساکنین نیز می‌باشد و تاثیر بسیار مهمی در آسایش روانی ساکنین دارد. به منظور ارزیابی شتاب طبقات، شتاب بام برای سیستم‌های مختلف تحت چهار شتابنگاشت *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* مورد بررسی قرار گرفته است. مقادیر حداکثر شتاب برای سیستم‌های مختلف تحت شتابنگاشت‌های فوق در جدول (۱-۶) ارائه شده است.

جدول (۱-۶)- مقادیر شتاب حداکثر سیستم‌های مختلف تحت شتابنگاشت‌های

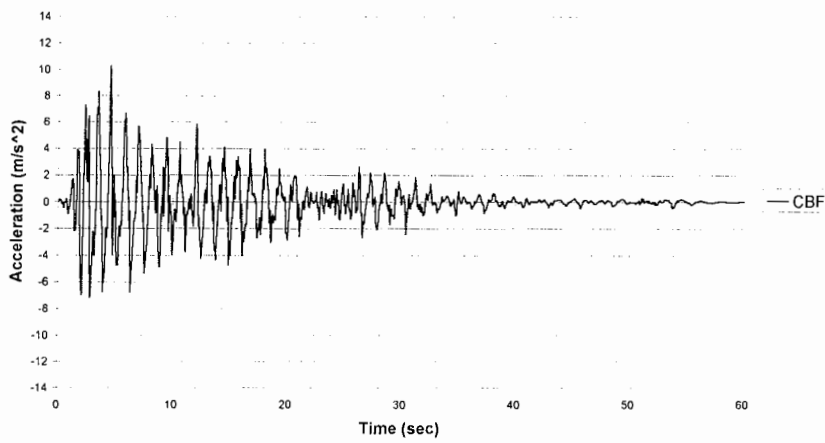
نوع سیستم	شتاب حداکثر بر حسب (m/sec^2)			
	<i>El Centro</i>	<i>Hachinohe</i>	<i>Sanfernando</i>	<i>Taft</i>
<i>ADAS</i>	5.7	3.9	11.2	2.6
<i>TADAS</i>	6.7	5.3	12.6	3
<i>EBF</i>	6.7	5.4	13.5	4
<i>CBF</i>	10.3	9	11.4	5.2
<i>CHEVRON</i>	13.1	13.1	17.1	5.9

۳-۶-۱- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه *El Centro*

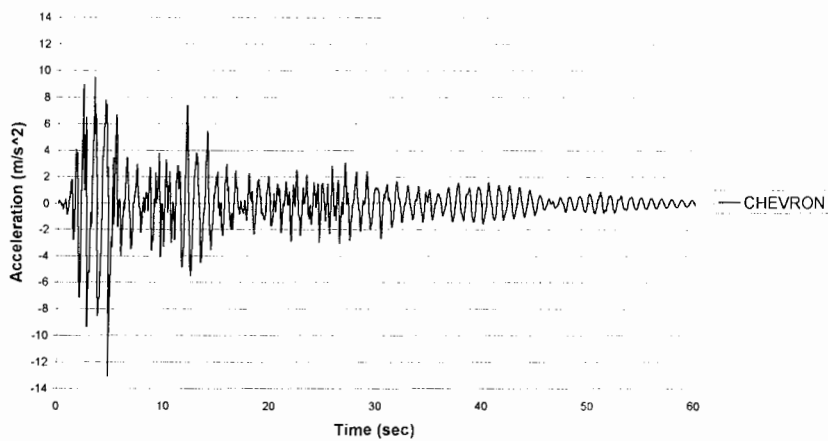
تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro* در شکل‌های (۵-۶) الی (۹-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که شتاب بام سیستم مجهز به میراگر *ADAS* بطور چشمگیری کمتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد (شکل (۵-۶)). سیستم *EBF* و سیستم مجهز به میراگر *TADAS* (شکل‌های (۸-۶) و (۹-۶)) نیز نسبت به سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* شتاب‌های کمتری دارند.



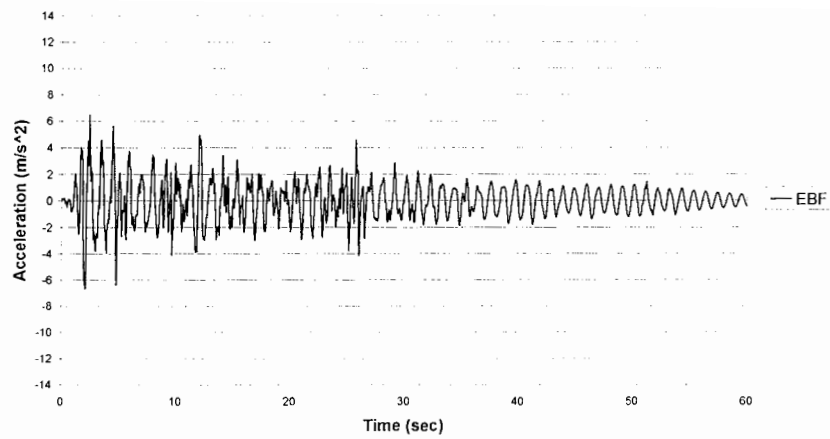
شکل (۶-۵) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه El Centro



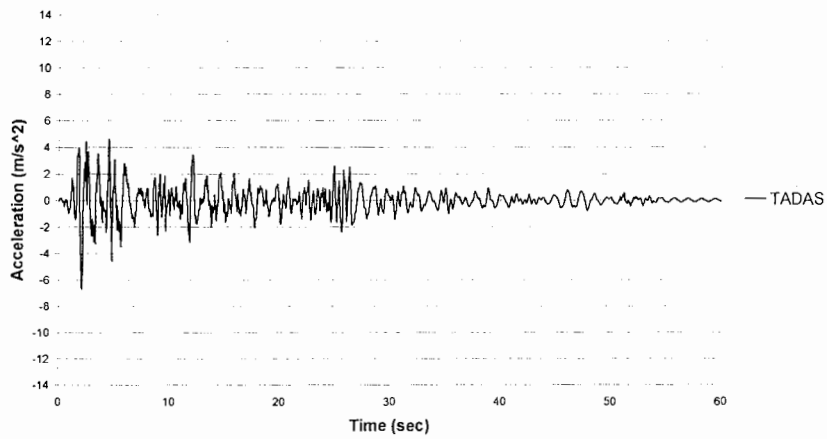
شکل (۶-۶) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه El Centro



شکل (۶-۷) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه El Centro



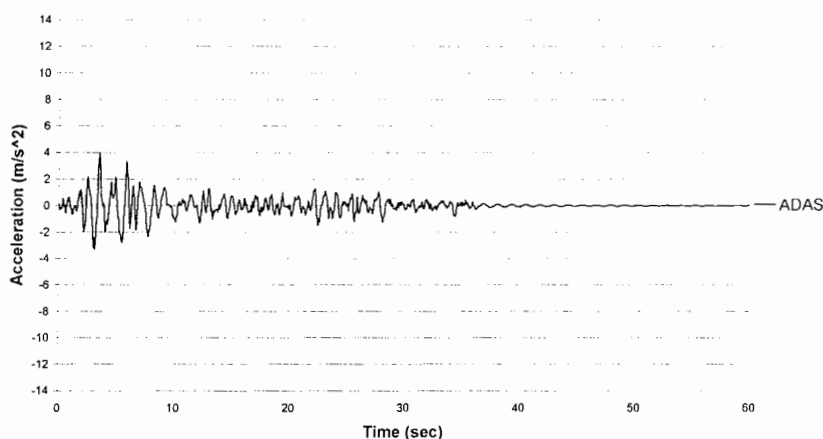
شکل (۶-۸) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه El Centro



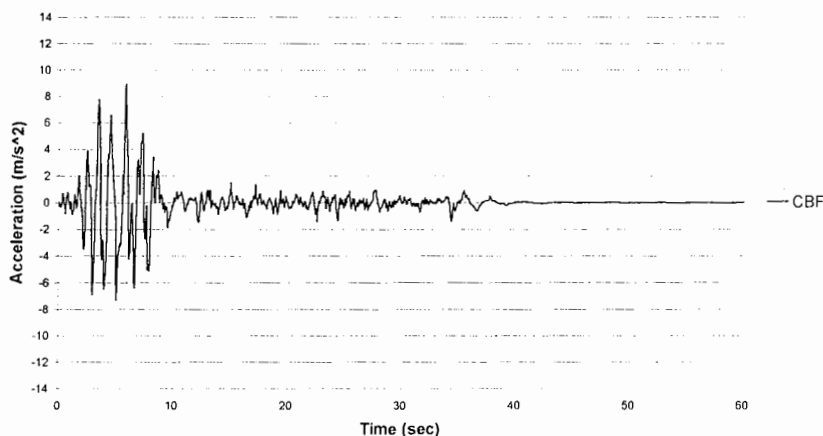
شکل (۶-۹) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه El Centro

۶-۳-۲- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه Hachinohe

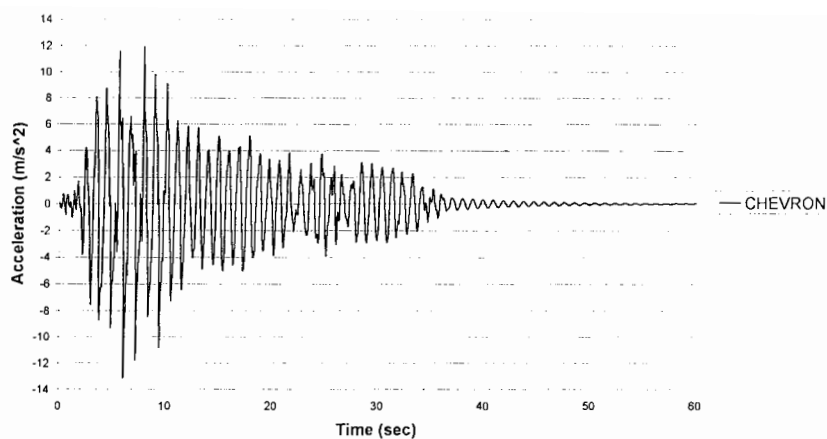
تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe در شکل‌های (۱۰-۶) الی (۱۴-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که شتاب بام سیستم مجهز به میراگر ADAS بطور چشمگیری کمتر سایر سیستم‌ها می‌باشد (شکل (۱۰-۶)). سیستم EBF و سیستم مجهز به میراگر TADAS (شکل‌های (۱۳-۶) و (۱۴-۶)) نیز نسبت به سیستم‌های CBF و Chevron شتاب‌های کمتری دارند.



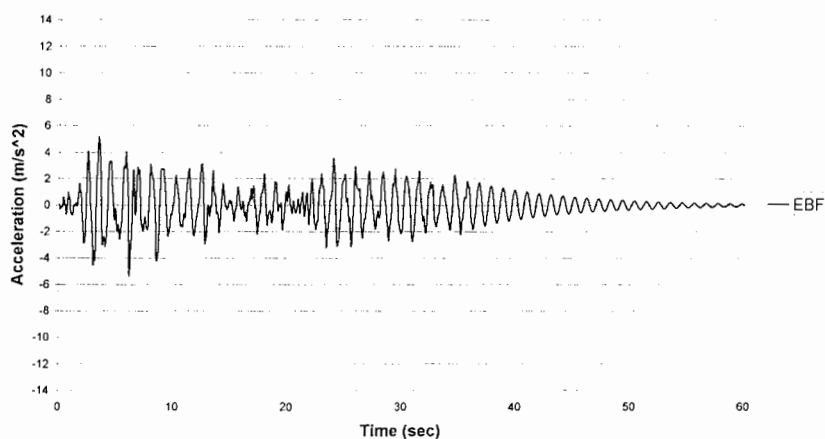
شکل (۱۰-۶) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه Hachinohe



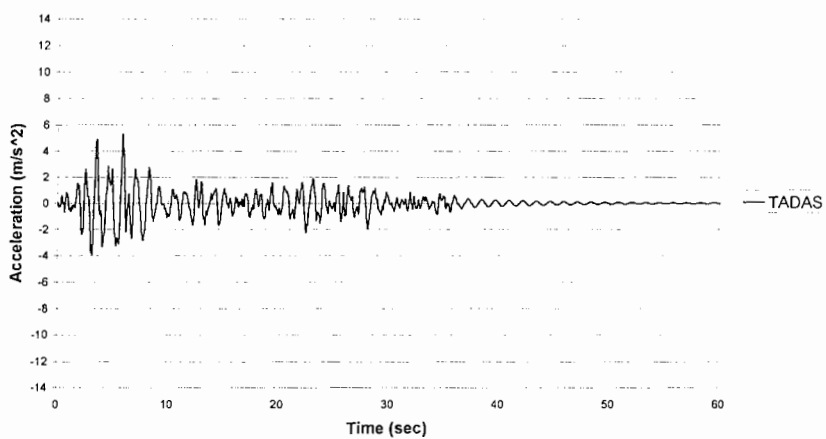
شکل (۱۱-۶) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه Hachinohe



شکل (۶-۱۲) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه Hachinohe



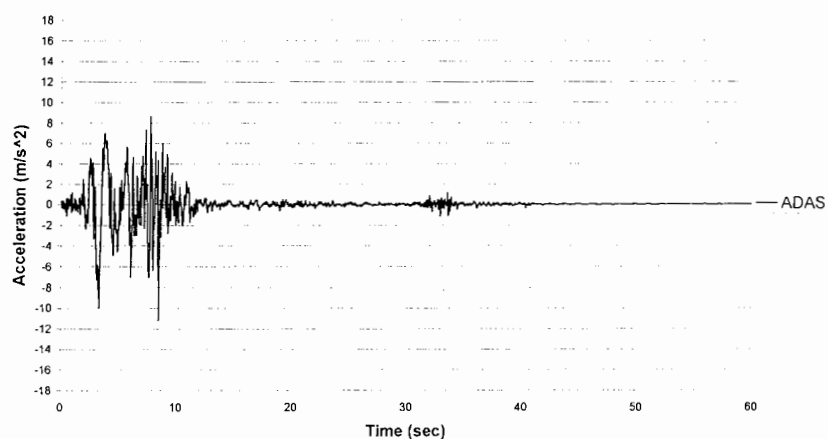
شکل (۶-۱۳) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه Hachinohe



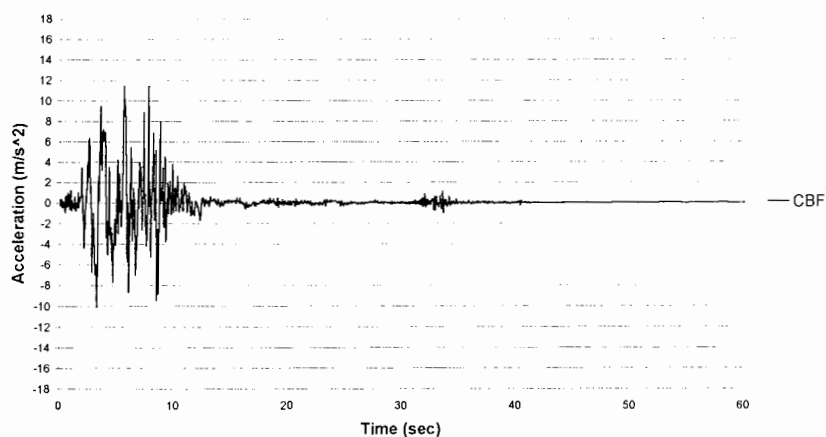
شکل (۶-۱۴) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه Hachinohe

۶-۳-۳- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه Sanfernando

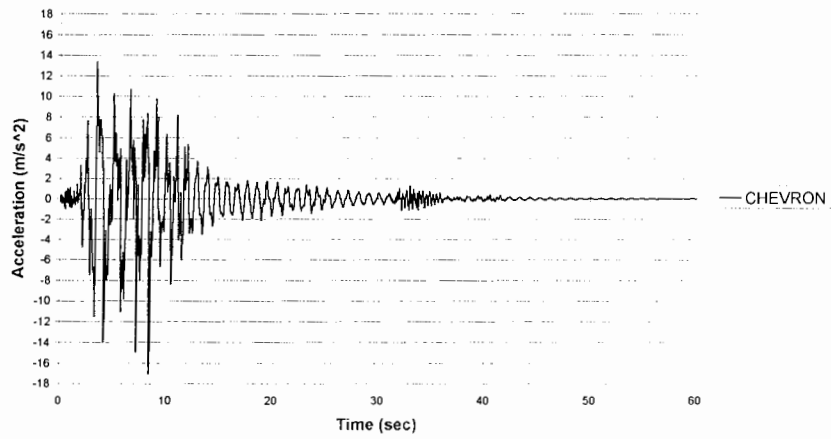
تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Sanfernando در شکل‌های (۱۵-۶) الی (۱۹-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که شتاب بام سیستم مجهز به میراگر ADAS و سیستم CBF کمتر سایر سیستم‌ها می‌باشد (شکل‌های (۱۵-۶) و (۱۶-۶)) و شتاب بام سیستم EBF و سیستم مجهز به میراگر TADAS (شکل‌های (۱۸-۶) و (۱۹-۶)) تقریباً با هم برابرند.



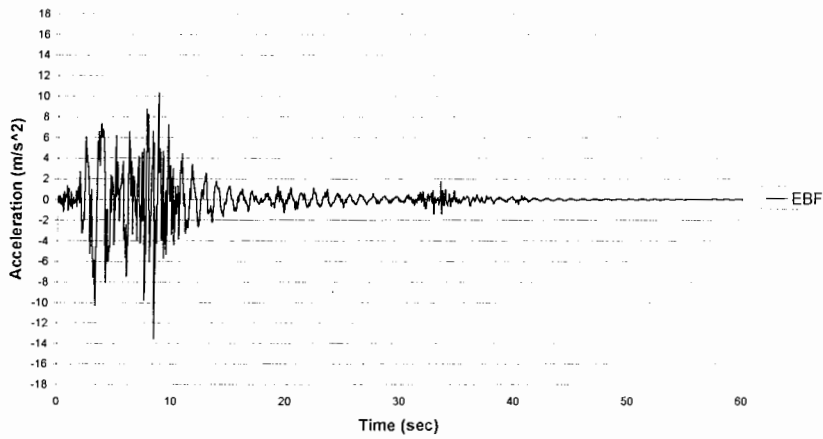
شکل (۱۵-۶)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه Sanfernando



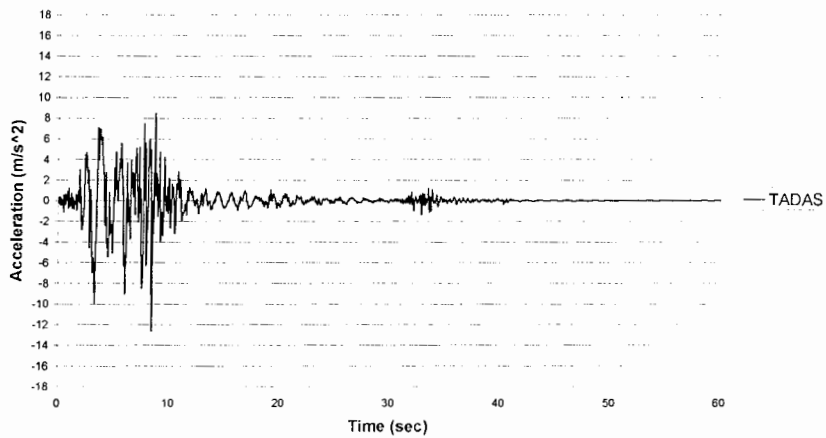
شکل (۱۶-۶)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه Sanfernando



شکل (۶-۱۷)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه Sanfernando



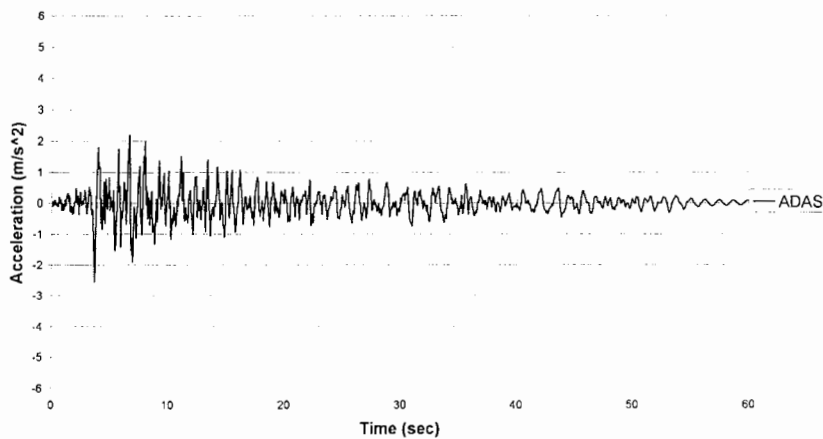
شکل (۶-۱۸)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه Sanfernando



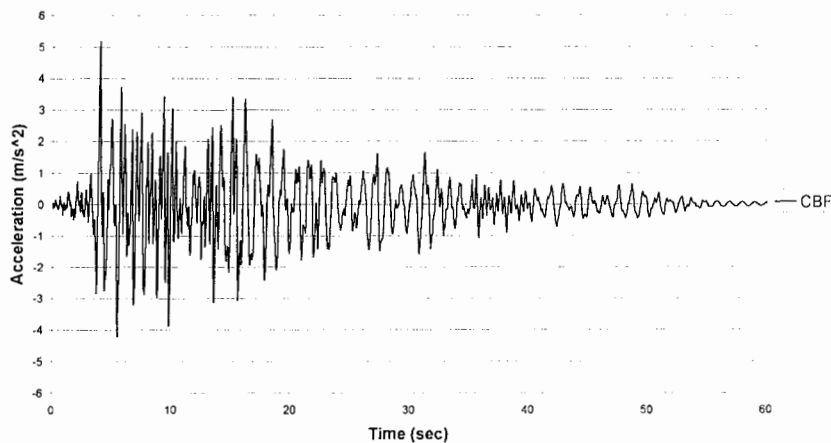
شکل (۶-۱۹)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه Sanfernando

۶-۳-۴- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی شتاب بام تحت زمینلرزه Taft

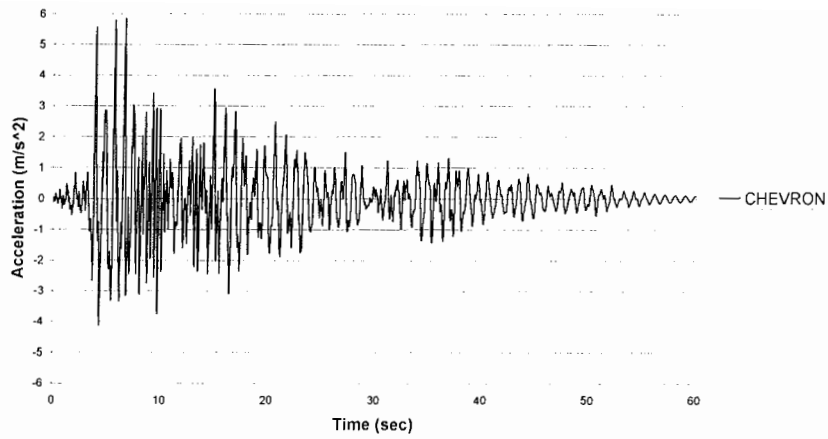
تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Taft در شکل‌های (۶-۲۰) الی (۶-۲۴) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که شتاب بام سیستم مجهز به میراگر ADAS (شکل (۶-۲۰)) به طور چشمگیری کمتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد. شتاب بام سایر سیستم‌ها تقریباً با هم برابرند.



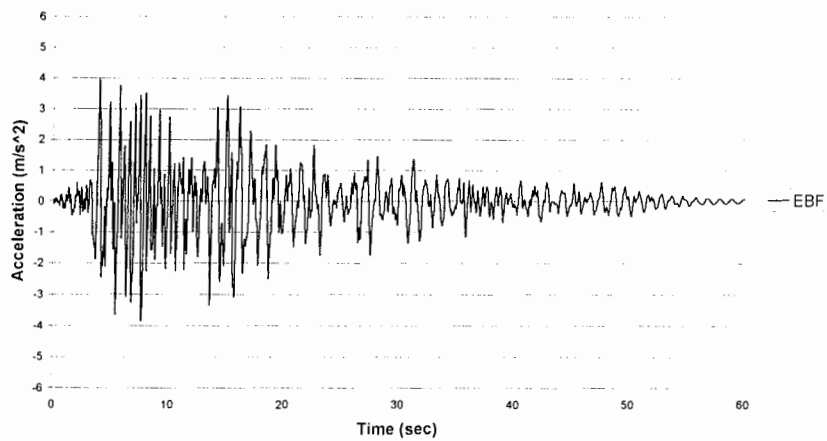
شکل (۶-۲۰) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه Taft



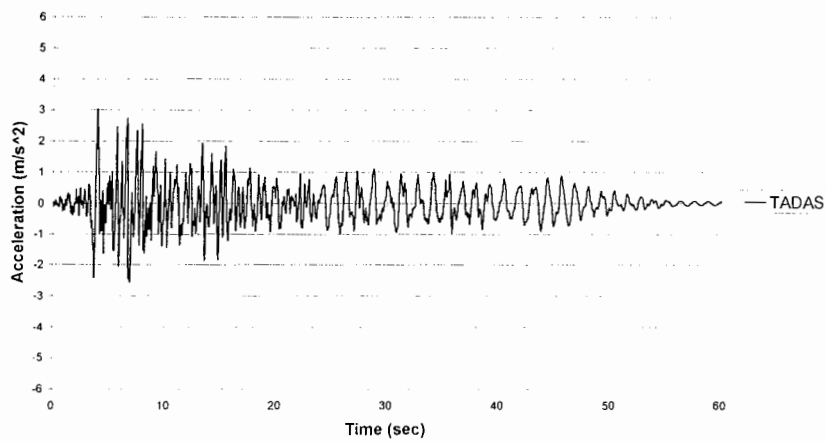
شکل (۶-۲۱) - تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه Taft



شکل (۶-۲۲)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه Taft



شکل (۶-۲۳)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه Taft



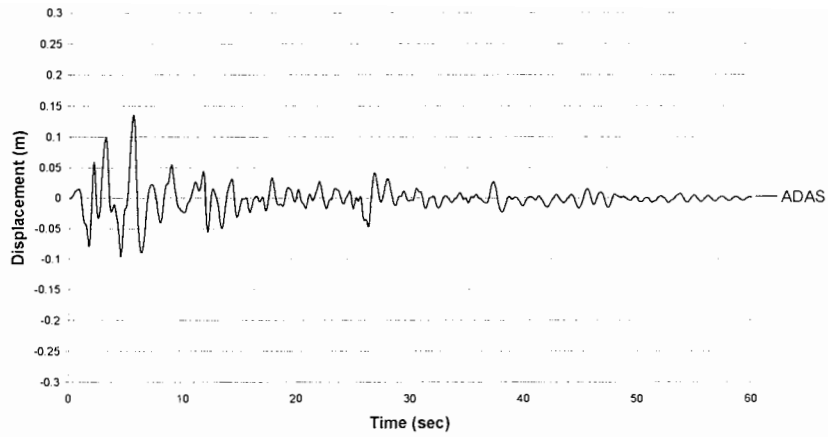
شکل (۶-۲۴)- تاریخچه زمانی شتاب بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه Taft

۶-۴- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییرمکان بام

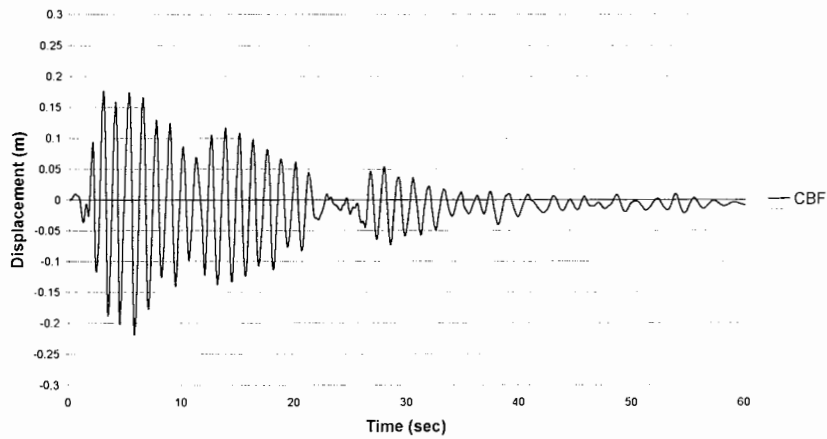
به منظور ارزیابی پاسخ تغییرمکان سیستم‌ها در هنگام وقوع زمینلرزه، تغییرمکان طبقه آخر (بام) برای سیستم‌های مختلف تحت چهار شتابنگاشت *El Centro* ، *Hachinohe* ، *Sanfernando* و *Taft* مورد بررسی قرار گرفته است.

۶-۴-۱- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییرمکان بام تحت زمینلرزه *El Centro*

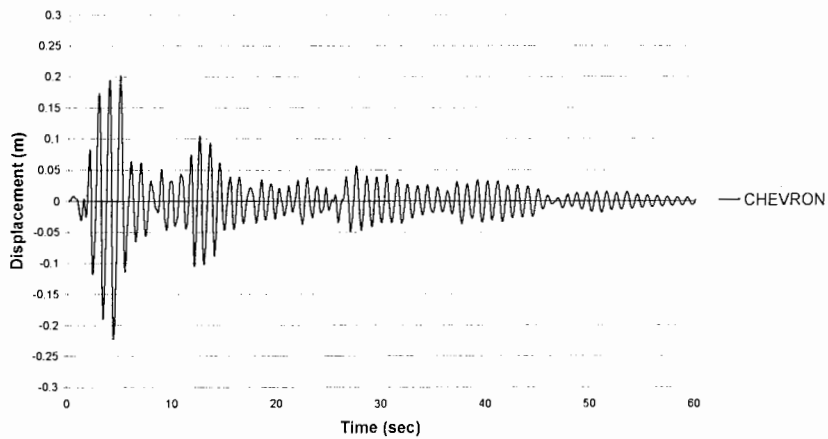
تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro* در شکل‌های (۶-۲۵) الی (۶-۲۹) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که دامنه تغییرمکان بام سیستم‌های مجهز به میراگر *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* بطور چشمگیری کمتر از سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که پاسخ سیستم مجهز به میراگر *ADAS* (شکل (۶-۲۵)) بسیار هموارتر بوده و حرکت‌های سریع رفت و برگشتی به نحو محسوسی کاهش پیدا کرده و در نهایت پس از چند سیکل میرا شده و به صفر می‌رسد.



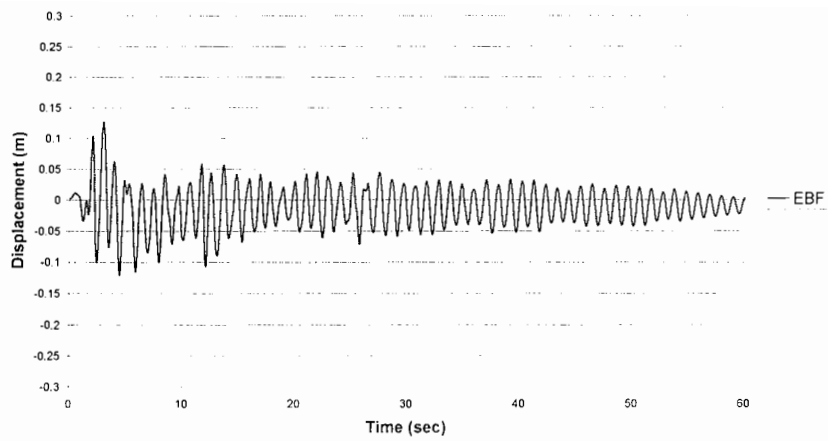
شکل (۶-۲۵) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه *El Centro*



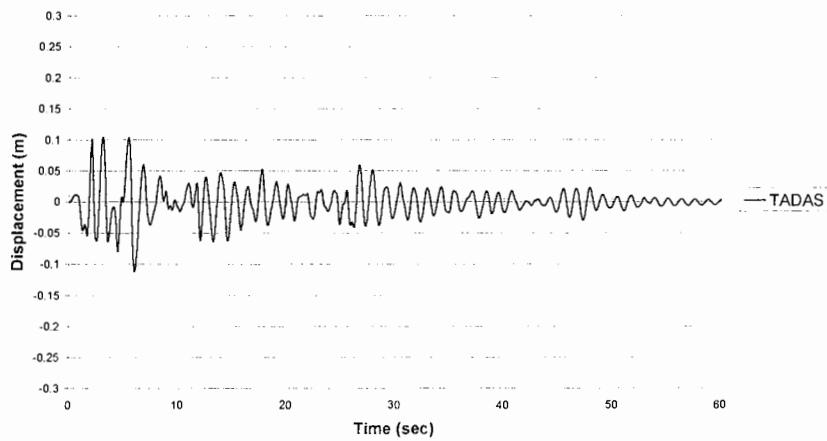
شکل (۶-۲۶) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه *El Centro*



شکل (۶-۲۷) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه *El Centro*



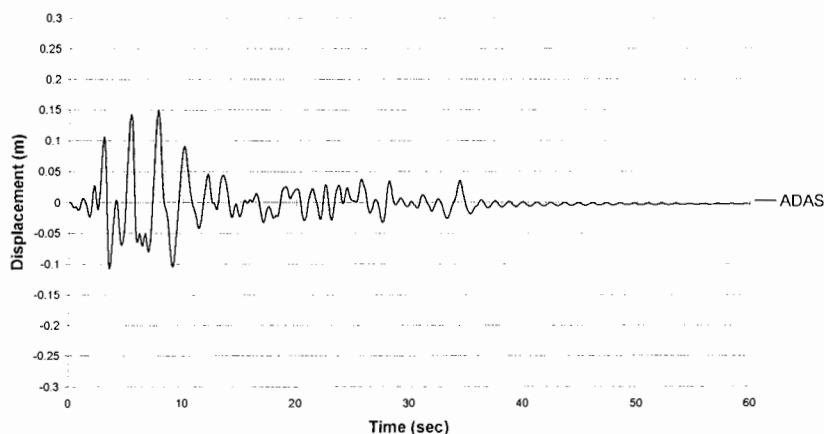
شکل (۶-۲۸) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه El Centro



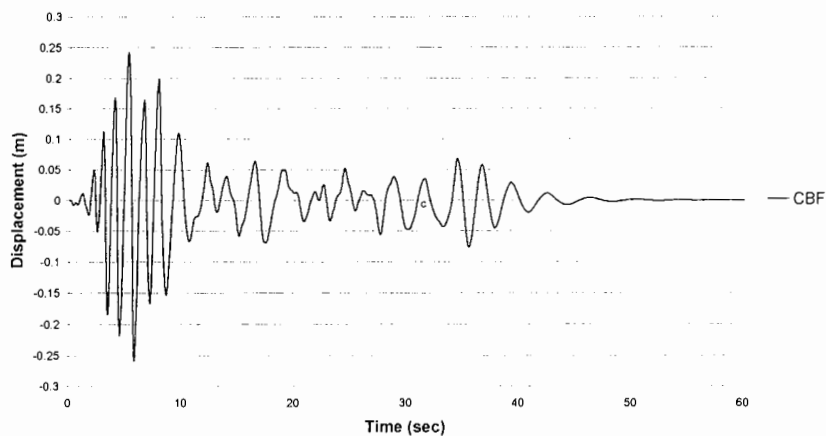
شکل (۶-۲۹) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه El Centro

۶-۴-۲- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییرمکان بام تحت زمینلرزه Hachinohe

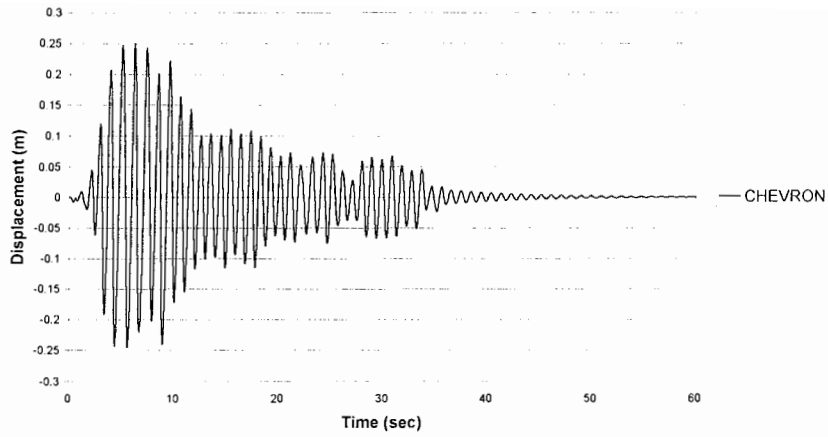
تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe در شکل‌های (۳۰-۶) الی (۳۴-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که دامنه پاسخ تغییرمکان بام سیستم مجهز به میراگر ADAS و سیستم EBF کوچکتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد (شکل‌های (۳۰-۶) و (۳۲-۶)). علاوه بر این حرکت‌های سریع رفت و برگشتی در سیستم‌های مجهز به میراگرهای ADAS و TADAS (شکل (۳۰-۶) و (۳۴-۶)) به نحو محسوسی هموار شده و پس از چند سیکل میرا شده و به صفر می‌رسد.



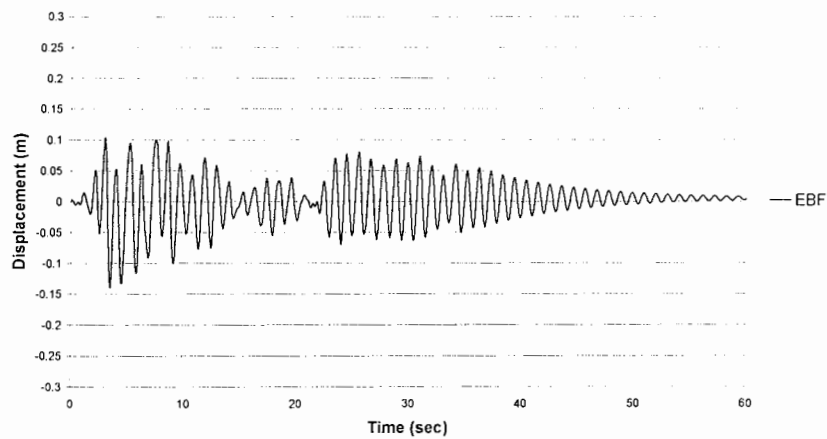
شکل (۳۰-۶)- تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه Hachinohe



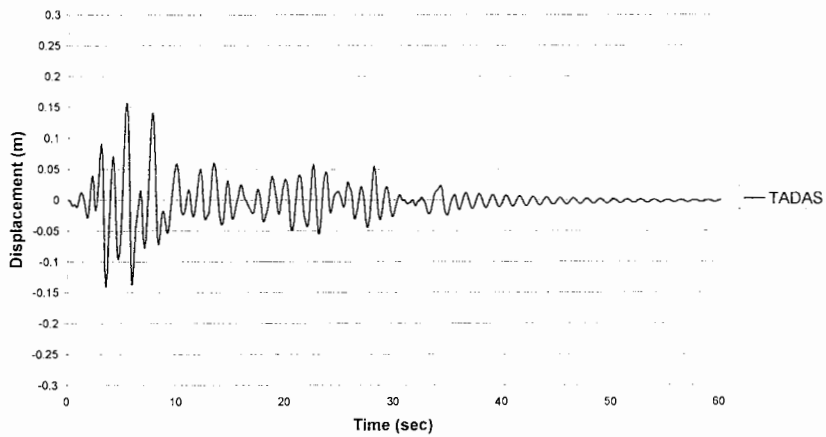
شکل (۳۱-۶)- تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه Hachinohe



شکل (۶-۳۲) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه Hachinohe

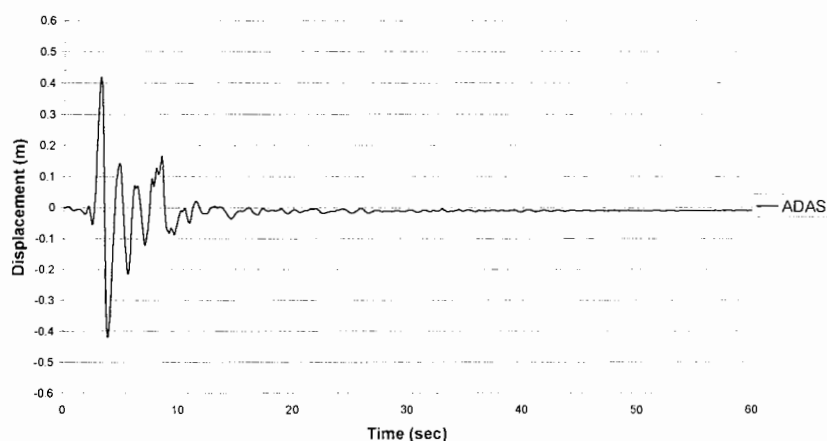


شکل (۶-۳۳) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه Hachinohe

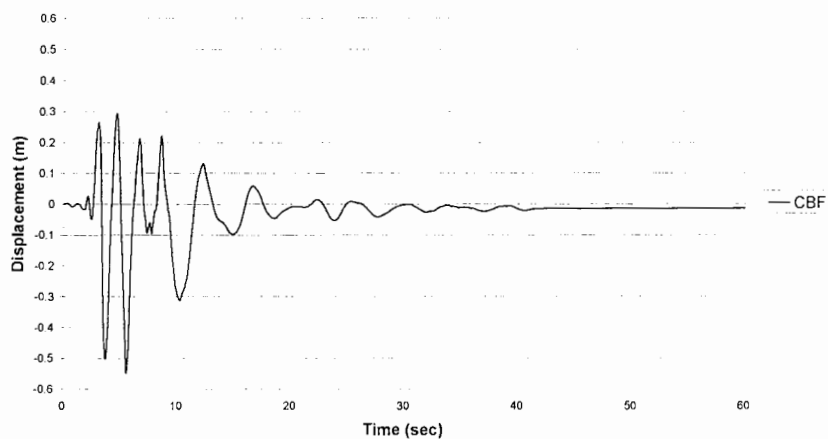


شکل (۶-۳۴) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه Hachinohe

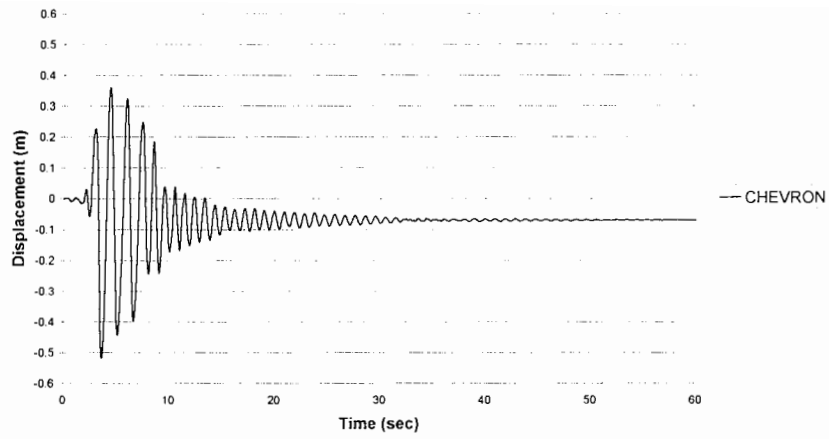
۳-۴-۶- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زمینلرزه *Sanfernando* تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Sanfernando* در شکل‌های (۳۵-۶) الی (۳۹-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که تغییر مکان بام سیستم‌های مجهز به میراگر *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* تقریباً با هم برابر می‌باشد و بجز سیستم *CHEVRON* تغییر مکان بام سایر سیستم‌ها پس از چند سیکل میرا شده و به صفر می‌رسد.



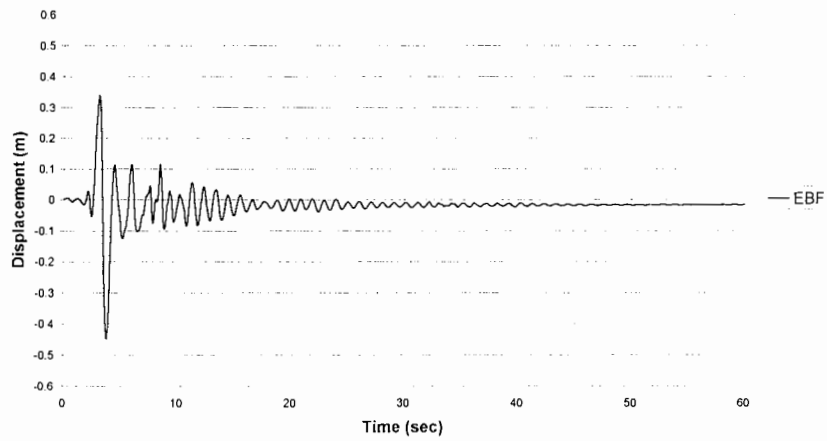
شکل (۳۵-۶) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر *ADAS* تحت زمینلرزه *Sanfernando*



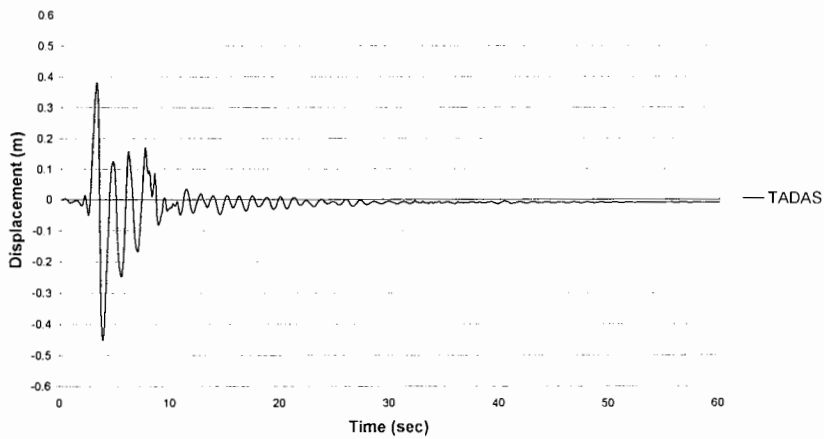
شکل (۳۶-۶) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم *CBF* تحت زمینلرزه *Sanfernando*



شکل (۶-۳۷) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم CHEVRON تحت زمینلرزه Sanfernando



شکل (۶-۳۸) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم EBF تحت زمینلرزه Sanfernando



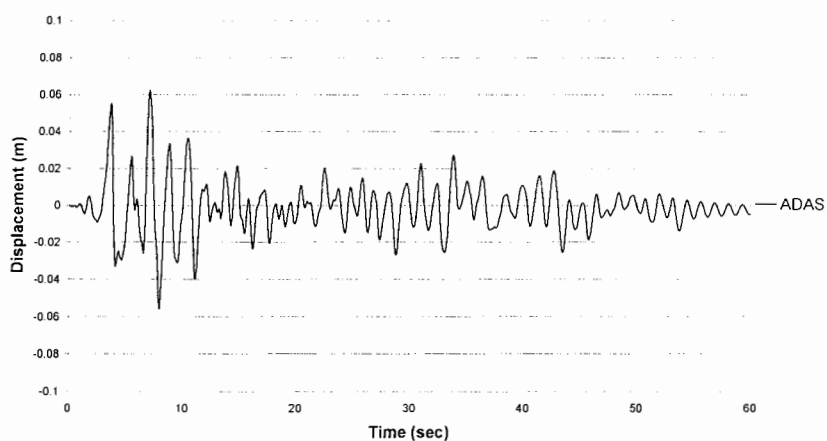
شکل (۶-۳۹) - تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر TADAS تحت زمینلرزه Sanfernand

۴-۴-۶- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی تغییرمکان بام تحت زمینلرزه Taft

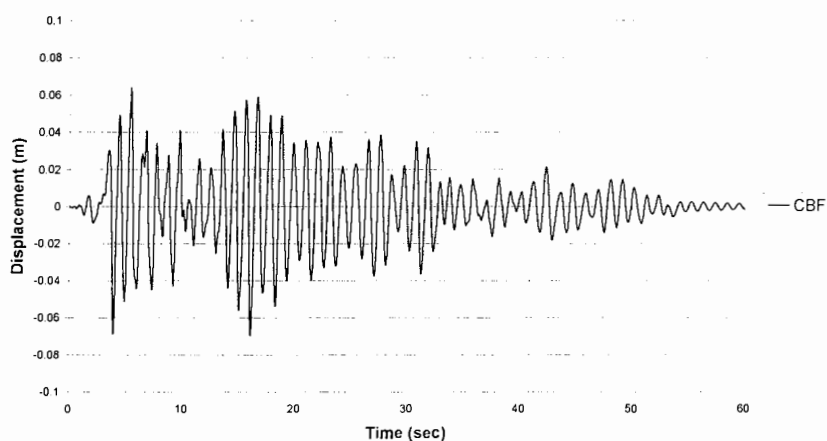
تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Taft در شکل‌های (۴۰-۶)

الی (۴۴-۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که تغییرمکان بام همه

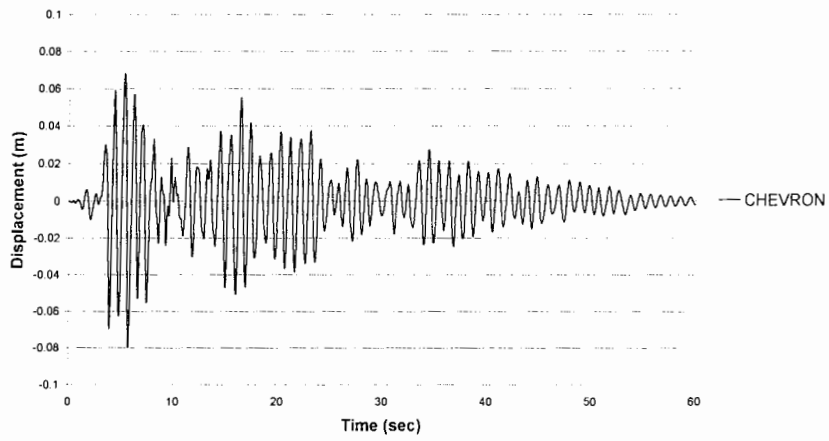
سیستم‌ها تقریباً با هم برابر می‌باشند.



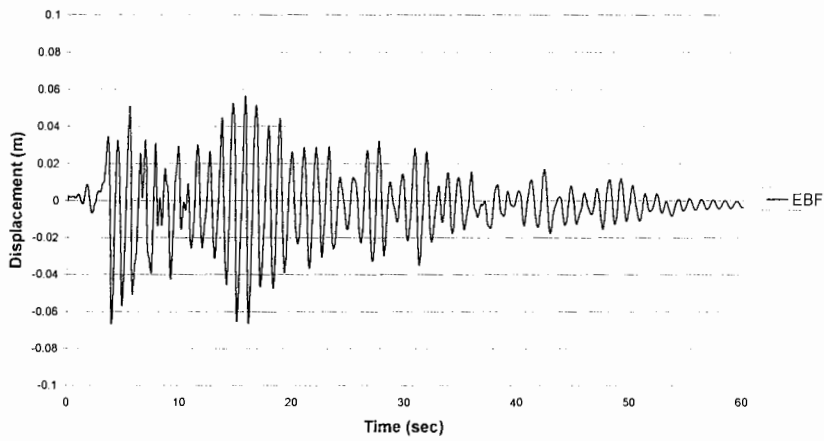
شکل (۴۰-۶)- تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم مجهز به میراگر ADAS تحت زمینلرزه Taft



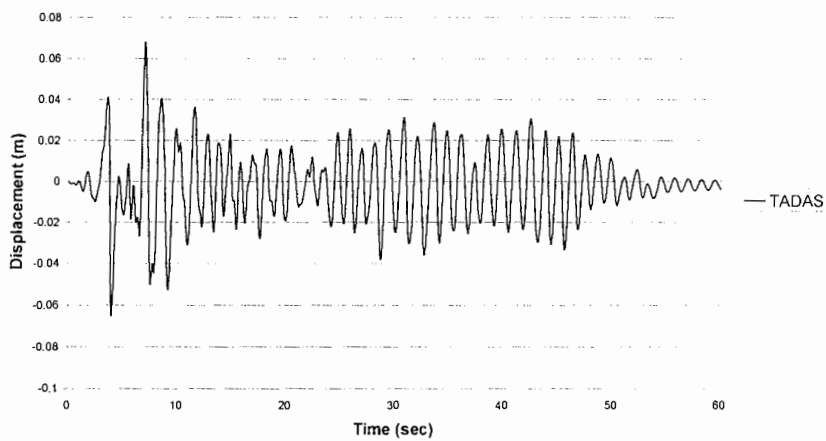
شکل (۴۱-۶)- تاریخچه زمانی تغییرمکان بام برای سیستم CBF تحت زمینلرزه Taft



شکل (۶-۴۲)- تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم *CHEVRON* تحت زمینلرزه *Taft*



شکل (۶-۴۳)- تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم *EBF* تحت زمینلرزه *Taft*

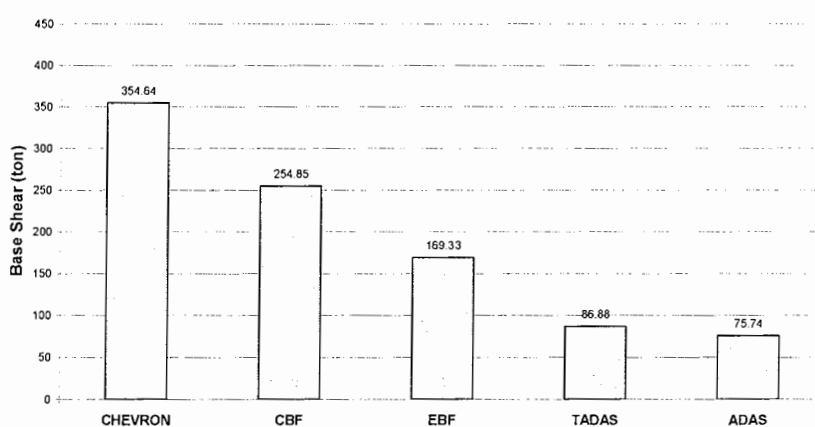


شکل (۶-۴۴)- تاریخچه زمانی تغییر مکان بام برای سیستم مجهز به میراگر *TADAS* تحت زمینلرزه *Taft*

۵-۶- مقایسه نیروی برشی پایه و زمان تناوبها

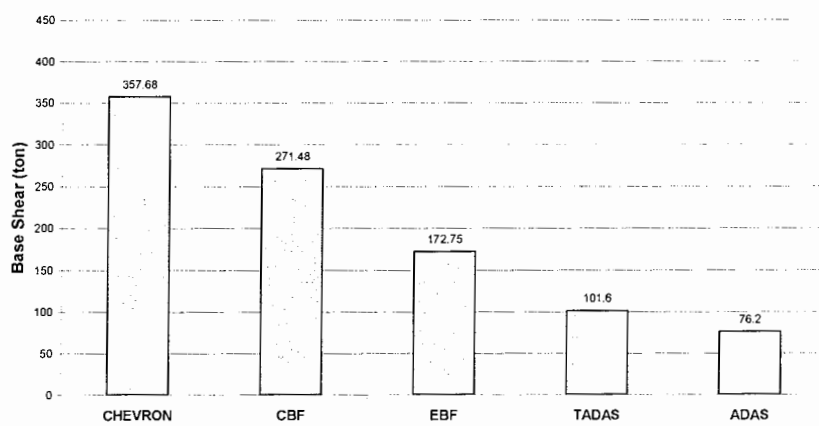
نیروی برشی پایه به عنوان یکی از پارامترهای مهم در طراحی سازه‌ها مطرح می‌باشد. بدین منظور و جهت مقایسه نیروی برشی پایه بوجود آمده در سیستم‌های مختلف، مقادیر نیروی برشی تحت چهار شتابنگاشت *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* بترتیب در شکل‌های (۶-۴۷) الی (۶-۵۰) ارائه شده است.

با دقت در شکل (۶-۴۵) مشاهده می‌شود که تحت تاثیر زمینلرزه *El Centro*، نیروی برشی پایه سیستم‌های مجهز به میراگر *ADAS* و *TADAS* نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۵۰٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۶۶٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۷۶٪ کمتر می‌باشد. نیروی برشی پایه سیستم *CHEVRON* بزرگتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد. علاوه بر این نیروی برشی پایه سیستم مجهز به میراگر *ADAS* در حدود ۱۳٪ کمتر از سیستم مجهز به میراگر *TADAS* می‌باشد.



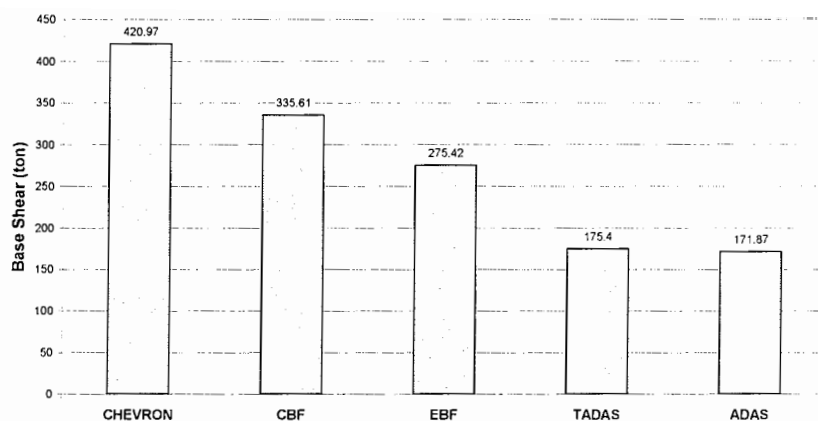
شکل (۶-۴۵)- نیروی برشی پایه حداکثر سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro*

با دقت در شکل (۴۶-۶) مشاهده می‌شود که تحت تاثیر زمینلرزه *Hachinohe*، نیروی برشی پایه سیستم مجهز به میراگر *ADAS* کمتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد و نسبت به سیستم مجهز به میراگر *TADAS* در حدود ۲۵٪، نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۵۶٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۷۲٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۷۸٪ کمتر می‌باشد.



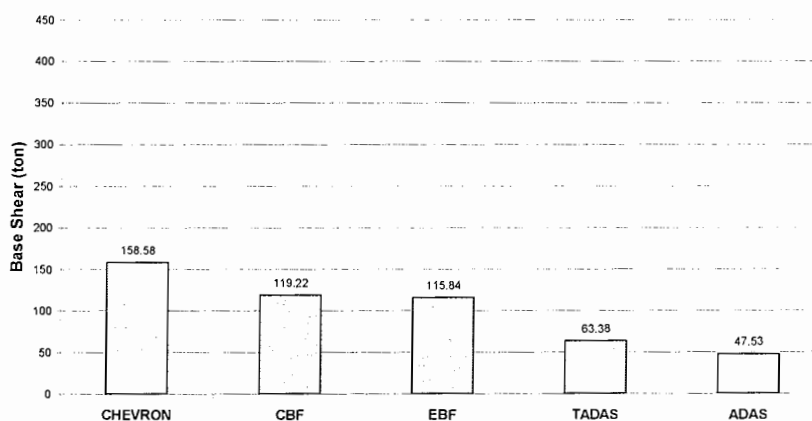
شکل (۴۶-۶) - نیروی برشی پایه حداکثر سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Hachinohe*

با توجه به شکل (۴۷-۶) که نیروی برشی پایه تحت تاثیر زمینلرزه *Sanfernando* را نشان می‌دهد، مشاهده می‌شود که نیروی برشی پایه سیستم‌های مجهز به میراگر *ADAS* و *TADAS* تقریباً با هم برابر بوده و نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۳۶٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۴۸٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۵۸٪ کمتر می‌باشد.



شکل (۴۷-۶) - نیروی برشی پایه حداکثر سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Sanfernando*

با دقت در شکل (۴۷-۶) مشاهده می‌شود که تحت تاثیر زمینلرزه *Taft*، نیروی برشی پایه سیستم مجهز به میراگر *ADAS* کمترین مقدار را داشته و نسبت به سیستم مجهز به میراگر *TADAS* در حدود ۲۵٪، نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۵۹٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۶۰٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۷۰٪ کمتر می‌باشد. تحت این زمینلرزه نیروی برشی پایه سیستم‌های *CBF* و *EBF* تقریباً با هم برابر می‌باشد.



شکل (۴۸-۶) - نیروی برشی پایه حداکثر سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Taft*

ارزیابی زمان تناوب سازه در بررسی انعطاف پذیری و رفتار شکل پذیر آن از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد و طراحان ساختمان سعی دارند سازه‌ها را به نحوی در برابر زلزله طراحی نمایند که زمان تناوب سازه از پیوند غالب حرکت زمین دور باشد، زیرا همانگونه که در فصل دوم اشاره شد، نزدیک بودن زمان تناوب سازه به پیوند تحریکات زلزله باعث بوجود آمدن پدیده رزونانس و در نهایت خسارت در اعضای سازه‌ای را موجب می‌شود. بدین منظور زمان تناوب مود اول سیستم‌های مختلف در جدول (۲-۶) ارائه شده است. با توجه به این جدول مشاهده می‌شود که زمان تناوب سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* از سایر سیستم‌ها بزرگتر می‌باشد و سیستم *CHEVRON* کوچکترین زمان تناوب را دارد.

با توجه به شکل (۲۳-۵) و با در نظر گرفتن زمان تناوب سیستم‌های مختلف مشاهده می‌شود که زمان تناوب سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* به نحو مطلوبی دورتر از پیوند غالب شتاب زمینلرزه‌های *El Centro*، *Hachinohe* و *Taft* می‌باشد که کاهش چشمگیر نیروی برشی پایه این سیستم‌ها نسبت به سایر سیستم‌ها تحت زمینلرزه‌های فوق، به همین دلیل می‌باشد.

جدول (۲-۶) - زمان تناوب مود اول سیستم‌های مختلف

نوع سیستم	زمان تناوب مود اول T_1 (sec)
<i>CHEVRON</i>	0.96
<i>CBF</i>	1.06
<i>EBF</i>	1.05
<i>TADAS</i>	1.23
<i>ADAS</i>	1.39

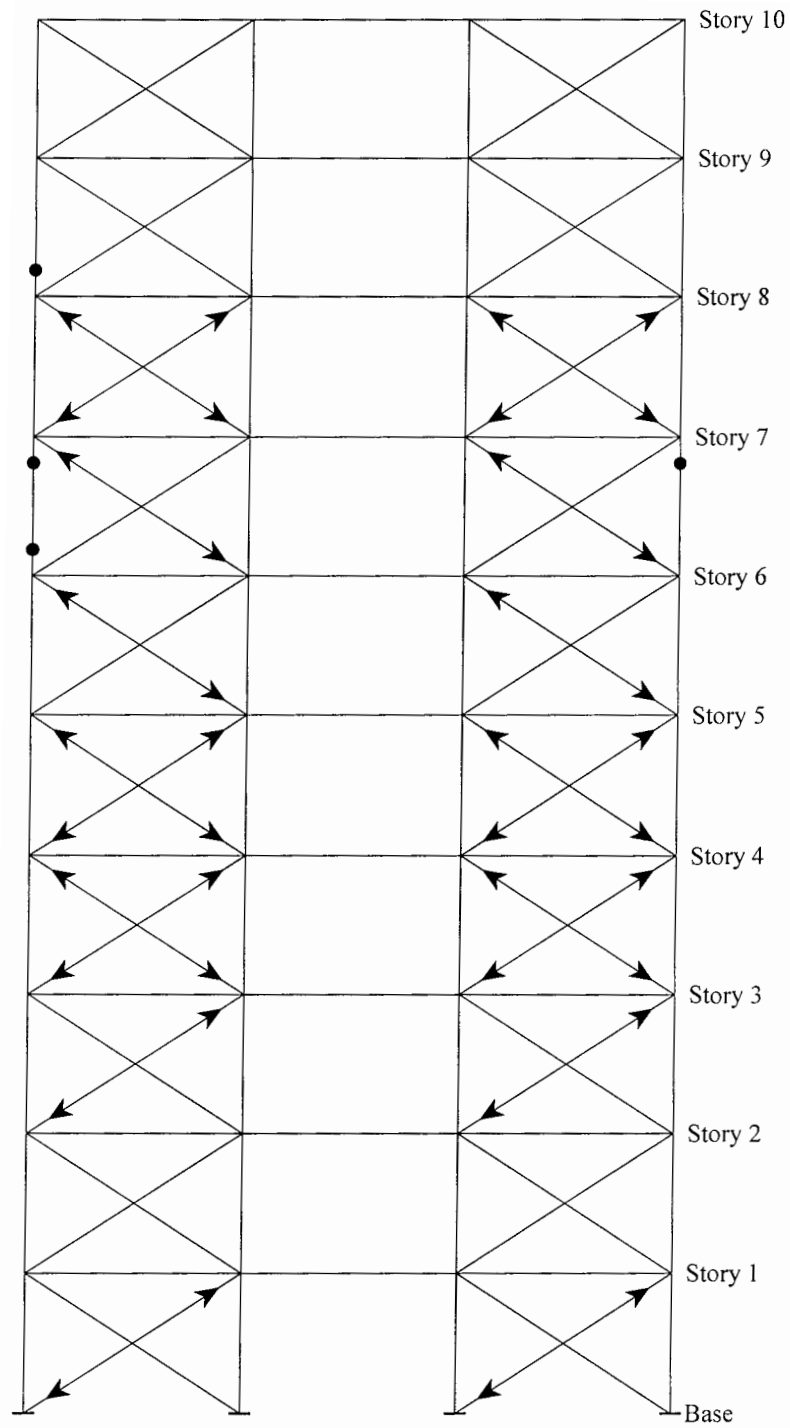
۶-۶- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک



به منظور برآورد خسارت وارده بر اعضای ساختمانی، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و شناسایی محل‌های مستعد خسارت در حین زمینلرزه، رفتار غیرخطی سیستم‌های مختلف تحت شتابنگاشت‌های *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* مورد بررسی قرار گرفته است.

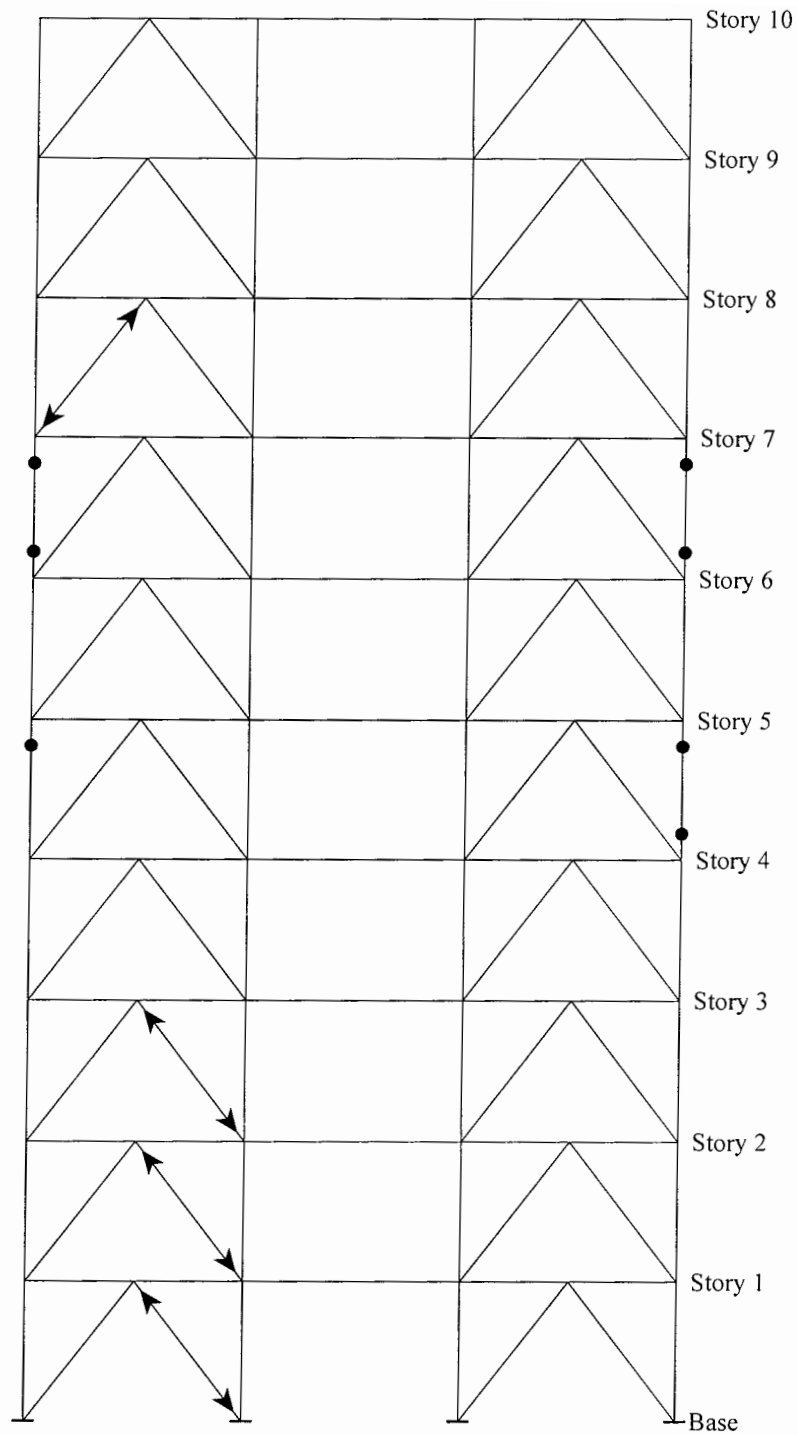
۶-۶-۱- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های

مختلف تحت زمینلرزه *El Centro*

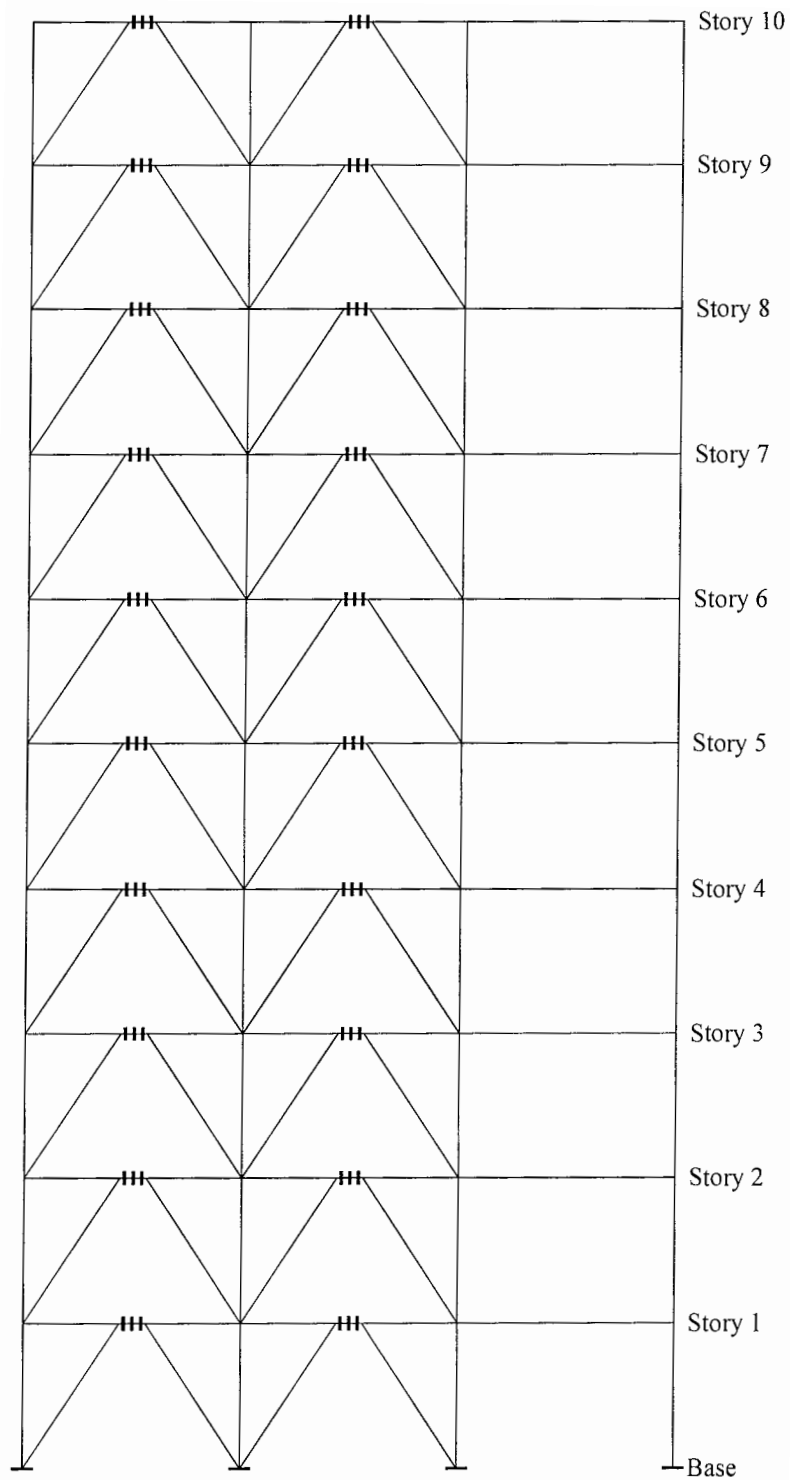
در شکل‌های (۶-۴۹) الی (۶-۵۳) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro* با شتاب حداکثر $PGA=0.35g$ که حد طراحی سیستم‌ها می‌باشد، ارائه شده است. با دقت در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که بیشتر مهاربندهای سیستم *CBF* دچار تغییر شکل‌های خمیری شده‌اند و در برخی ستون‌ها نیز مفصل پلاستیک بوجود آمده است. در سیستم *CHEVRON* نیز تعدادی از مهاربندها دچار تغییر شکل‌های خمیری شده‌اند و در برخی از ستون‌ها مفصل پلاستیک بوجود آمده است اما در مورد سیستم *EBF* مفاصل پلاستیک فقط در تیرهای *Link* متمرکز شده است و سایر اعضای سازه‌ای رفتار کاملاً الاستیک داشته‌اند. در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نیز مفاصل پلاستیک در میراگرها متمرکز شده است و با جاری شدن میراگرها، سایر اعضای سازه‌ای بدون هیچگونه رفتار غیرخطی بصورت کاملاً الاستیک رفتار نموده‌اند. جاری شدن یکنواخت تیرهای *Link* و میراگرها در تمام طبقات، نشان دهنده رفتار مناسب و جذب یکنواخت انرژی در تمام طبقات است که بیانگر عملکرد مطلوب این سیستم‌ها در خلال زمینلرزه *El Centro* می‌باشد.



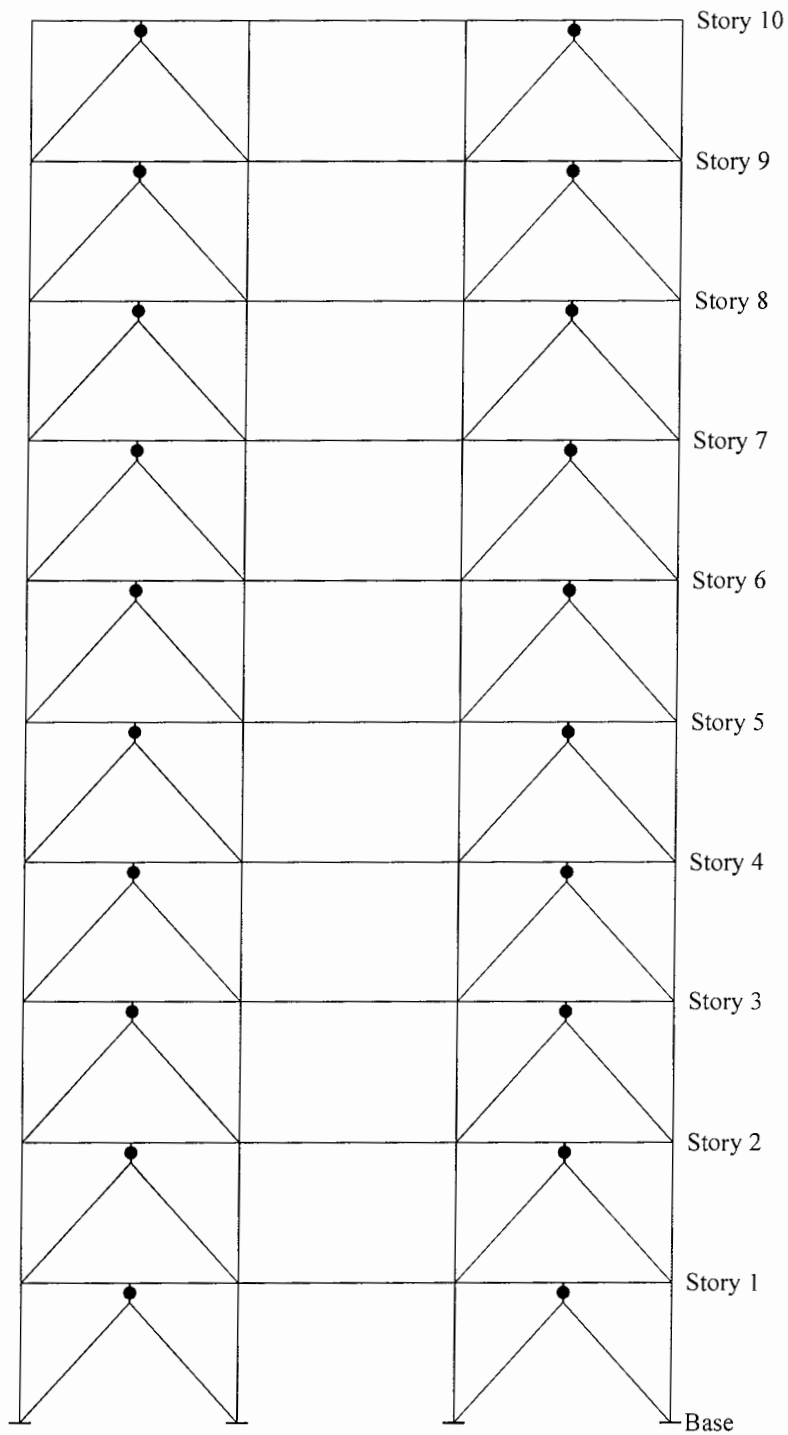
شکل (۶-۴۹) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CBF تحت اثر زمینلرزه El Centro
 (تغییر شکل خمیری =  ، مفصل پلاستیک = )



شکل (۶-۵۰) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CHEVRON تحت اثر زمینلرزه El Centro
 (تغییر شکل خمیری = ↗ ، مفصل پلاستیک = ●)

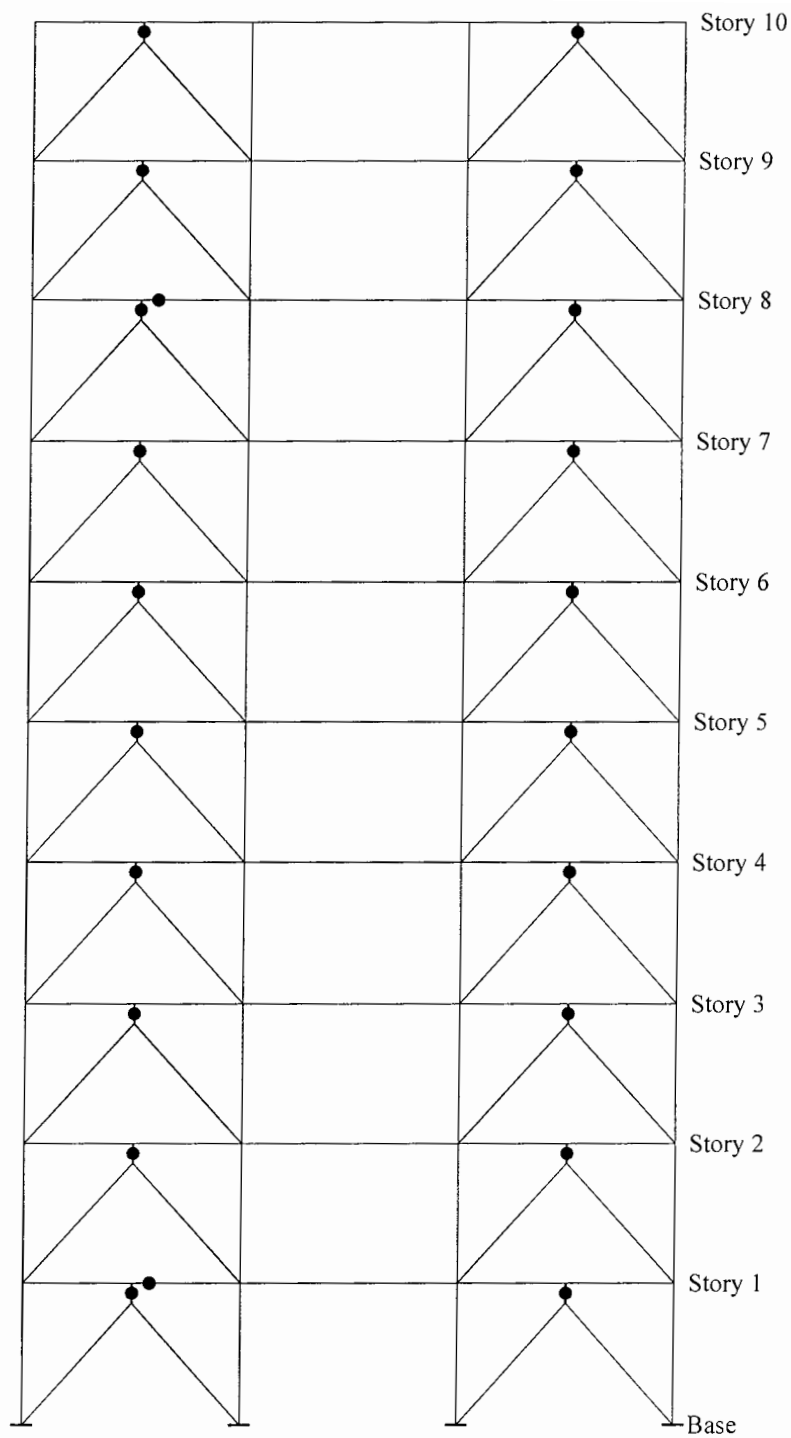


شکل (۶-۵۱) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب EBF تحت اثر زمینلرزه El Centro
 (تغییر شکل خمیری = ↗ ، مفصل پلاستیک = ● ، تسلیم برشی = |||)



شکل (۶-۵۲) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای ADAS تحت اثر زمینلرزه El Centro

() = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک



شکل (۶-۵۳) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای TADAS تحت اثر زمینلرزه El Centro
 (= تغییر شکل خمیری ، = مفصل پلاستیک)

۶-۶-۲- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های

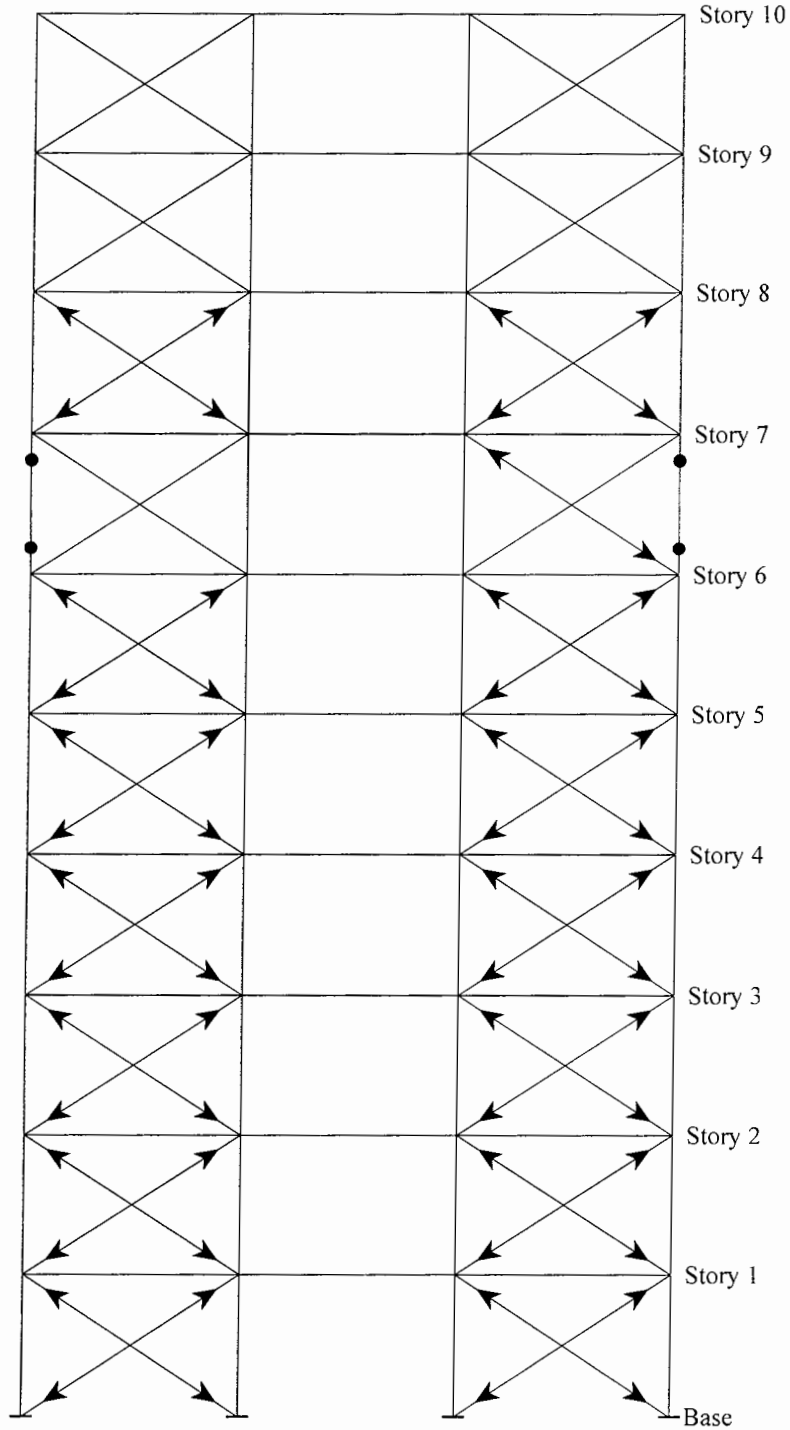
مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe

در شکل‌های (۶-۵۴) الی (۶-۵۸) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe با شتاب حداکثر $PGA=0.19g$ که یک زلزله متوسط می‌باشد، ارائه شده است. با دقت در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که تقریباً تمام مهاربندهای سیستم CBF دچار تغییر شکل‌های خمیری شده‌اند و در بالا و پایین ستون‌های کناری طبقه هفتم نیز مفصل پلاستیک بوجود آمده است. با در نظر گرفتن زمان تناوب سیستم CBF و با توجه به شکل (۵-۲۳) می‌توان دریافت که جاری شدن بیشتر مهاربندها تحت زمینلرزه Hachinohe بدلیل قرار گرفتن زمان تناوب سیستم CBF در محدوده پریود غالب شتاب این زمینلرزه می‌باشد.

در مورد سیستم CHEVRON نیز تعداد زیادی از مهاربندها دچار تغییر شکل‌های خمیری شده‌اند و در بالا و پایین ستون‌های کناری طبقه هفتم و پنجم نیز مفصل پلاستیک بوجود آمده است که به همان دلیل فوق می‌باشد. اما در مورد سیستم EBF مفاصل پلاستیک فقط در تیرهای Link متمرکز شده است و سایر اعضای سازه‌ای رفتار کاملاً الاستیک داشته‌اند. در مورد سیستم مجهز به میراگرهای ADAS نیز مفاصل پلاستیک در میراگرها متمرکز شده است و با جاری شدن میراگرها، سایر اعضای سازه‌ای بدون هیچگونه تغییرشکل پلاستیک بصورت کاملاً الاستیک رفتار نموده‌اند. در مورد سیستم مجهز به میراگرهای TADAS مشاهده می‌شود که تعدادی از تیرها دچار تغییر شکل پلاستیک شده‌اند که دلیل آن افزایش نیروهای جانبی ناشی از زمینلرزه بدلیل قرار گرفتن

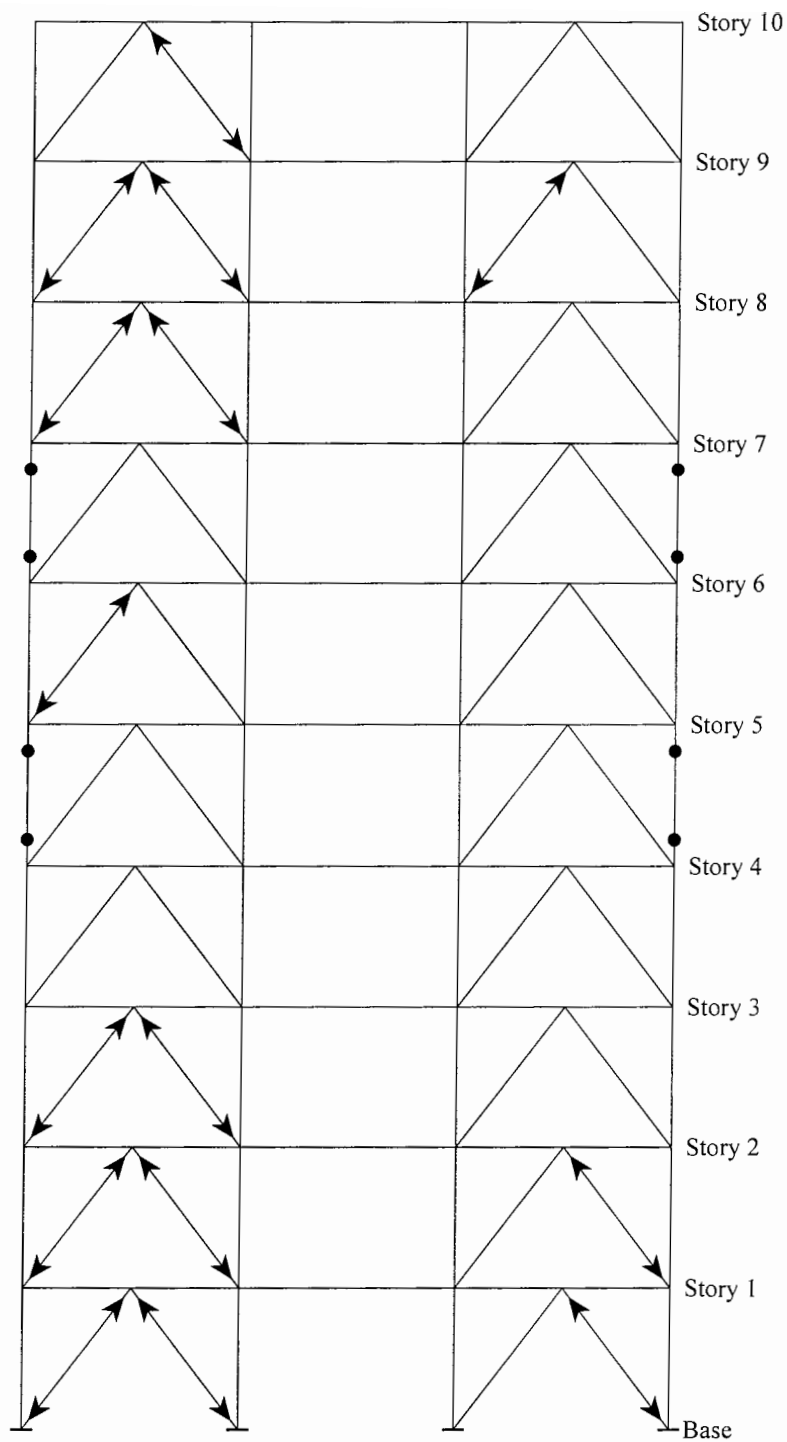
زمان تناوب سیستم مجهز به میراگرهای *TADAS* در محدوده پرپود غالب شتاب زمینلرزه

Hachinohe می‌باشد.

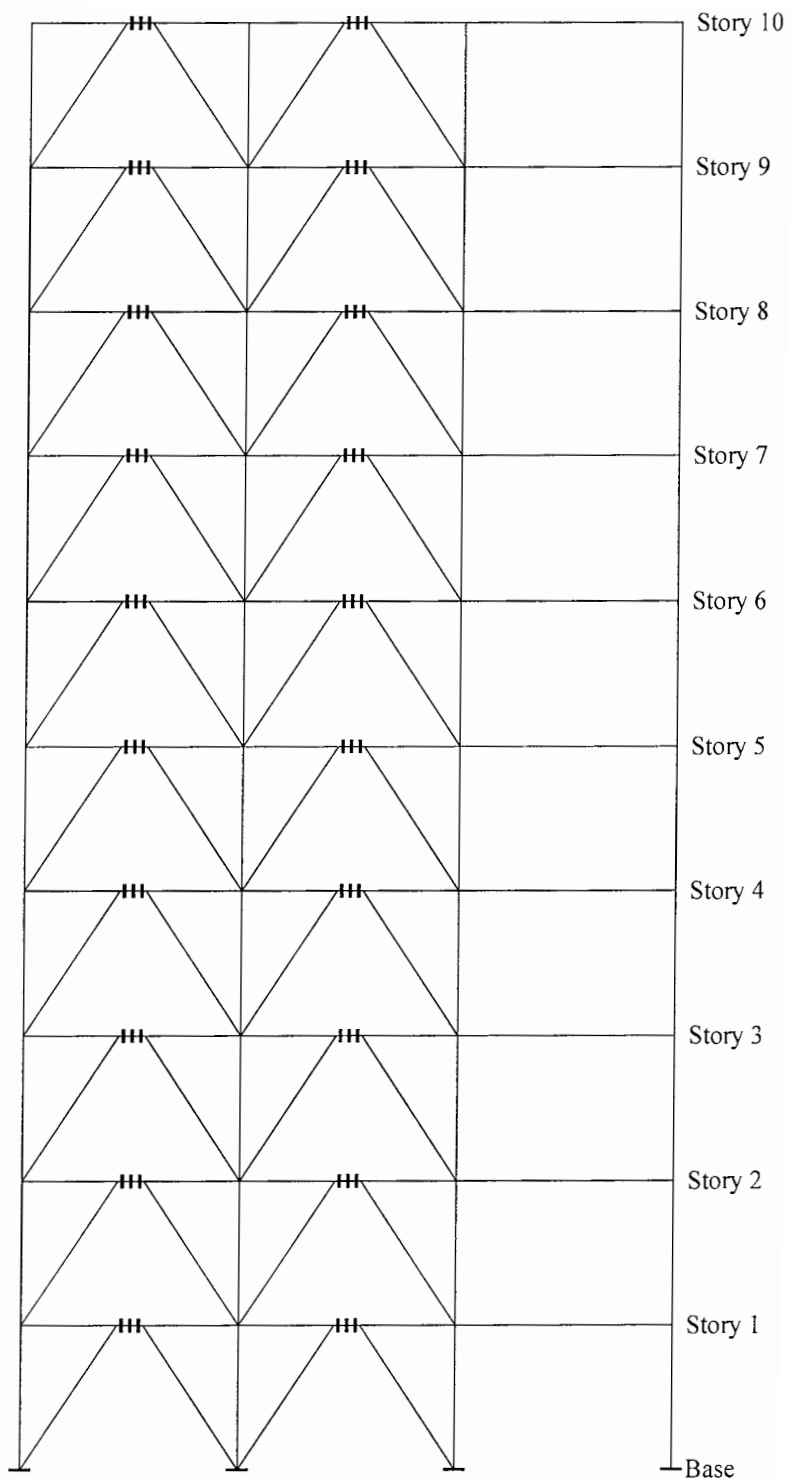


شکل (۶-۵۴) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب *CBF* تحت اثر زمینلرزه *Hachinohe*

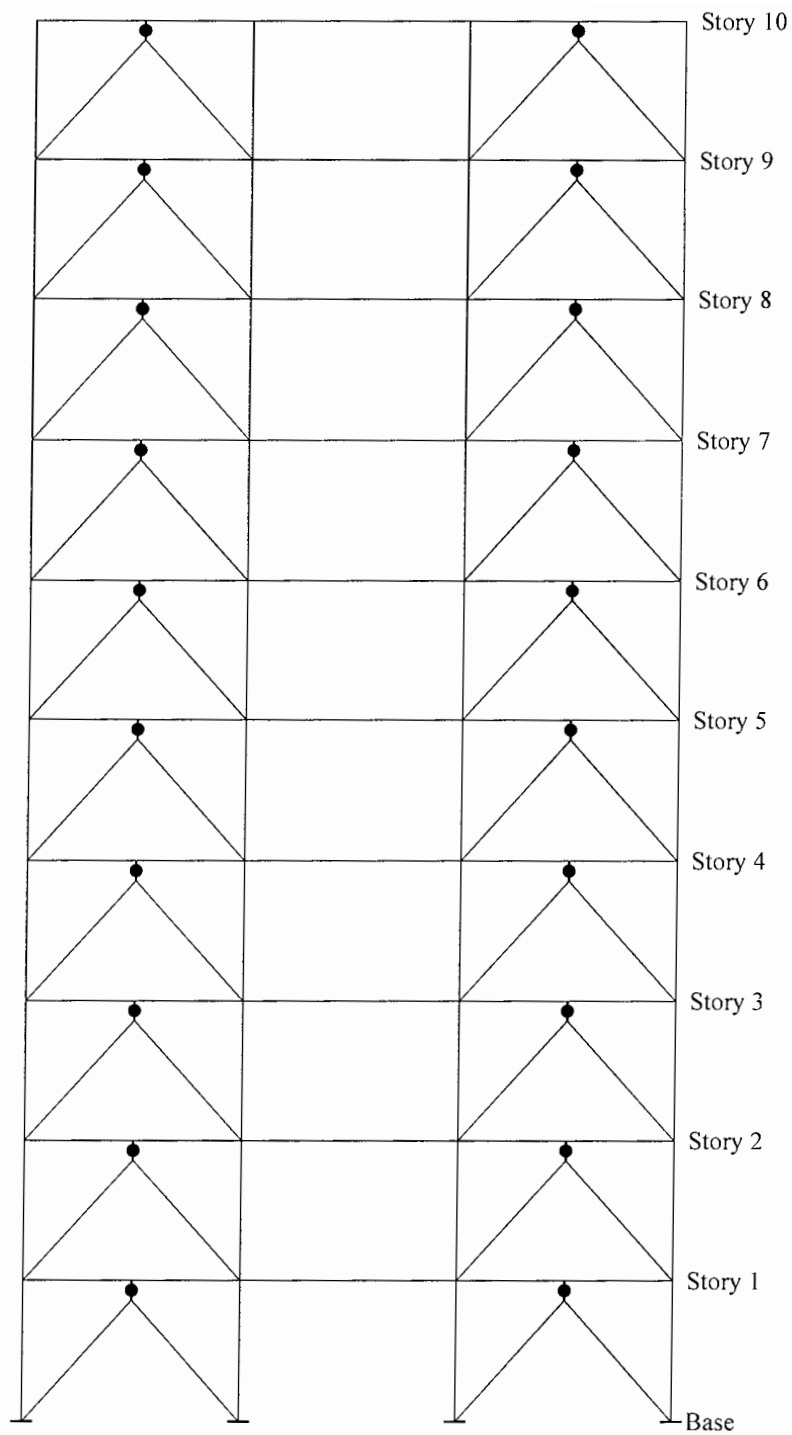
(تغییر شکل خمیری ، مفصل پلاستیک)



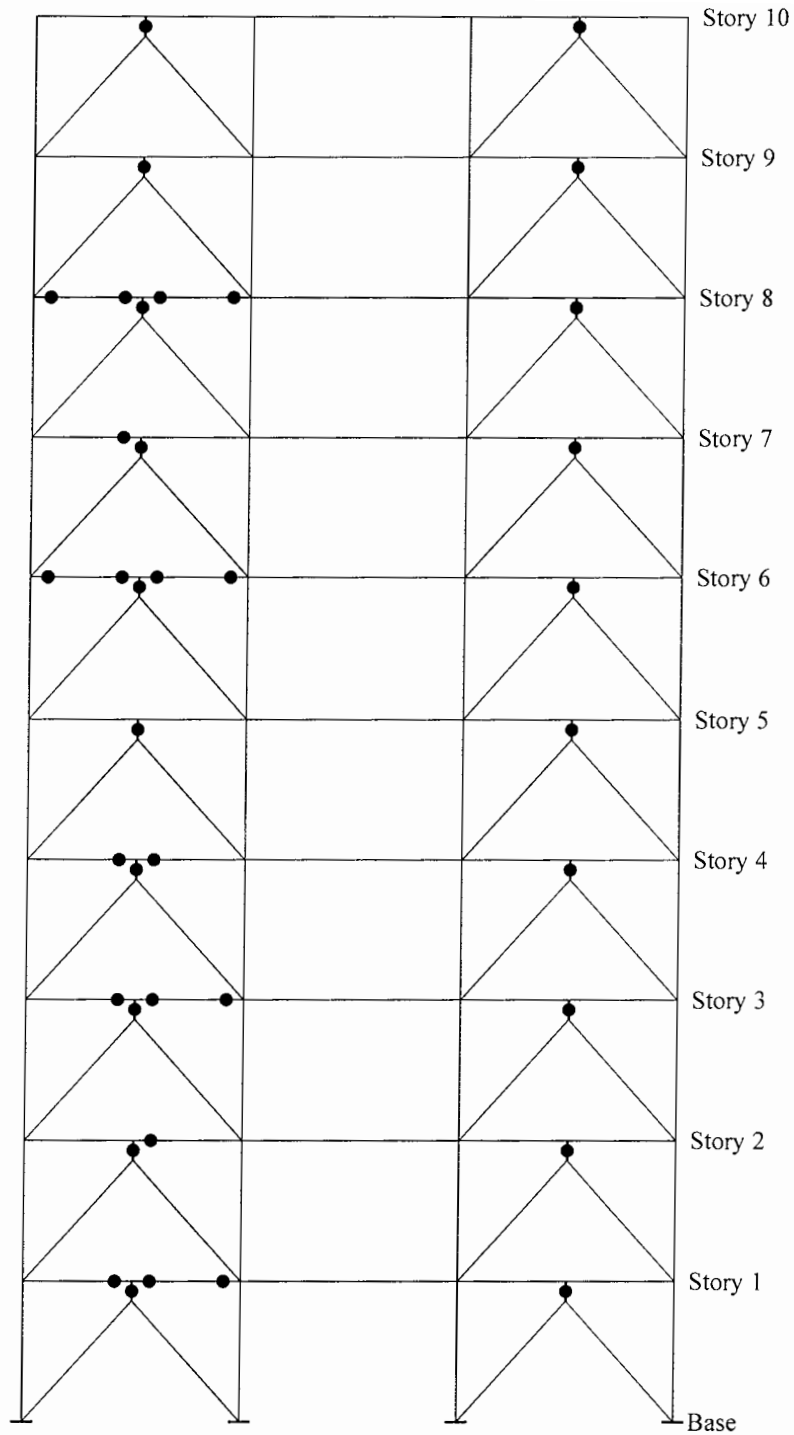
شکل (۶-۵۵) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CHEVRON تحت اثر زمینلرزه Hachinohe
 () = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک



شکل (۶-۵۶) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب EBF تحت اثر زمینلرزه Hachinohe
 (تغییر شکل خمیری ، مفصل پلاستیک ، تسلیم برشی)



شکل (۶-۵۷) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای ADAS تحت اثر زمینلرزه Hachinohe
 () = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک



شکل (۶-۵۸) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای TADAS تحت اثر زمینلرزه Hachinohe
 (تغییر شکل خمیری = \curvearrowright ، مفصل پلاستیک = \bullet)

۶-۶-۳- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های

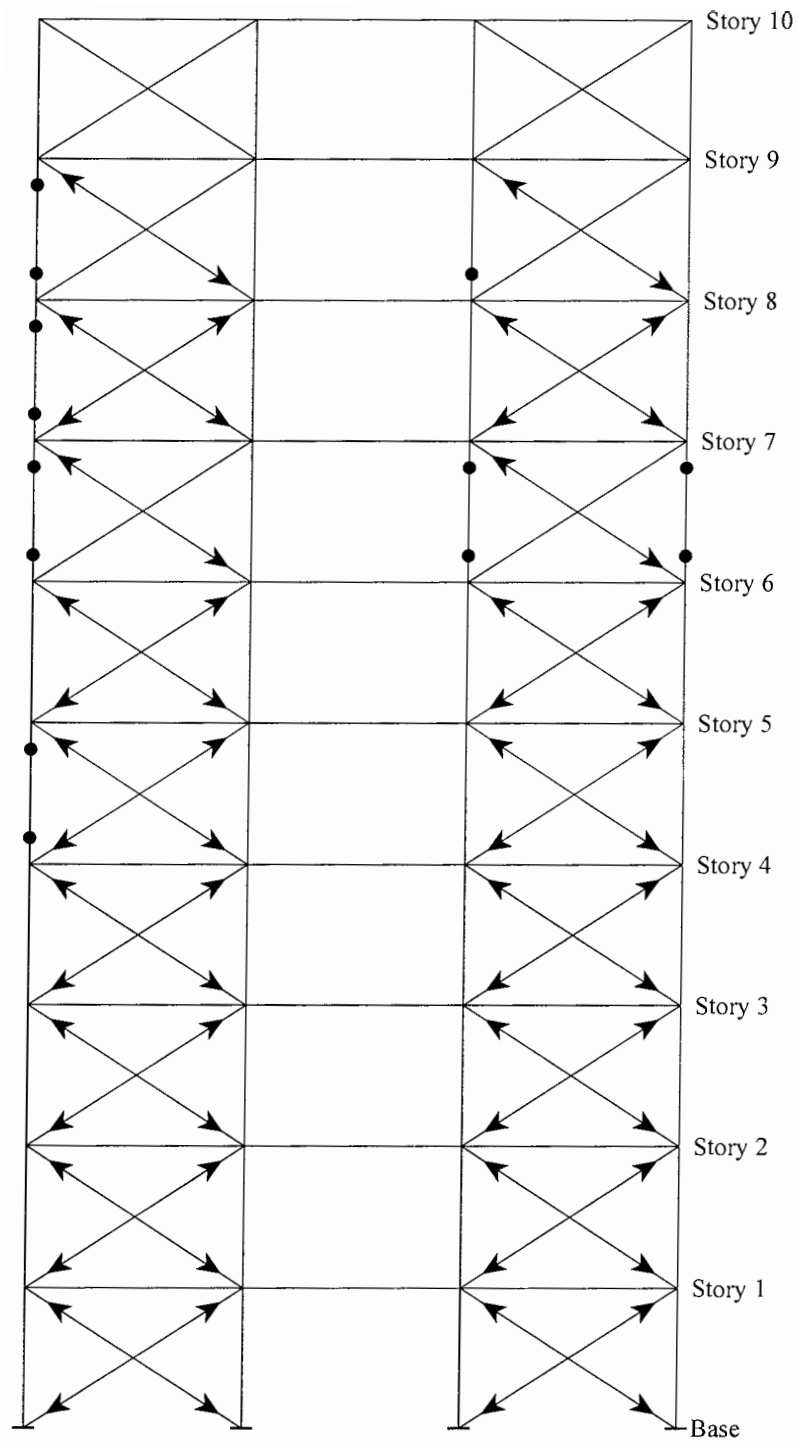
مختلف تحت زمینلرزه Sanfernando

در شکل‌های (۶-۵۹) الی (۶-۶۳) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Sanfernando با شتاب حداکثر $PGA=1.17g$ که یک زلزله بسیار شدید می‌باشد، ارائه شده است. با دقت در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که تقریباً تمام مهاربندهای سیستم CBF دچار تغییر شکل‌های خمیری شده‌اند و در تعدادی از ستون‌ها نیز مفصل پلاستیک بوجود آمده است. عملکرد سیستم CHEVRON نیز همانند سیستم CBF می‌باشد با این تفاوت که در محل برخورد تیرها با مهاربند در طبقات پایین، مفصل پلاستیک بوجود آمده است.

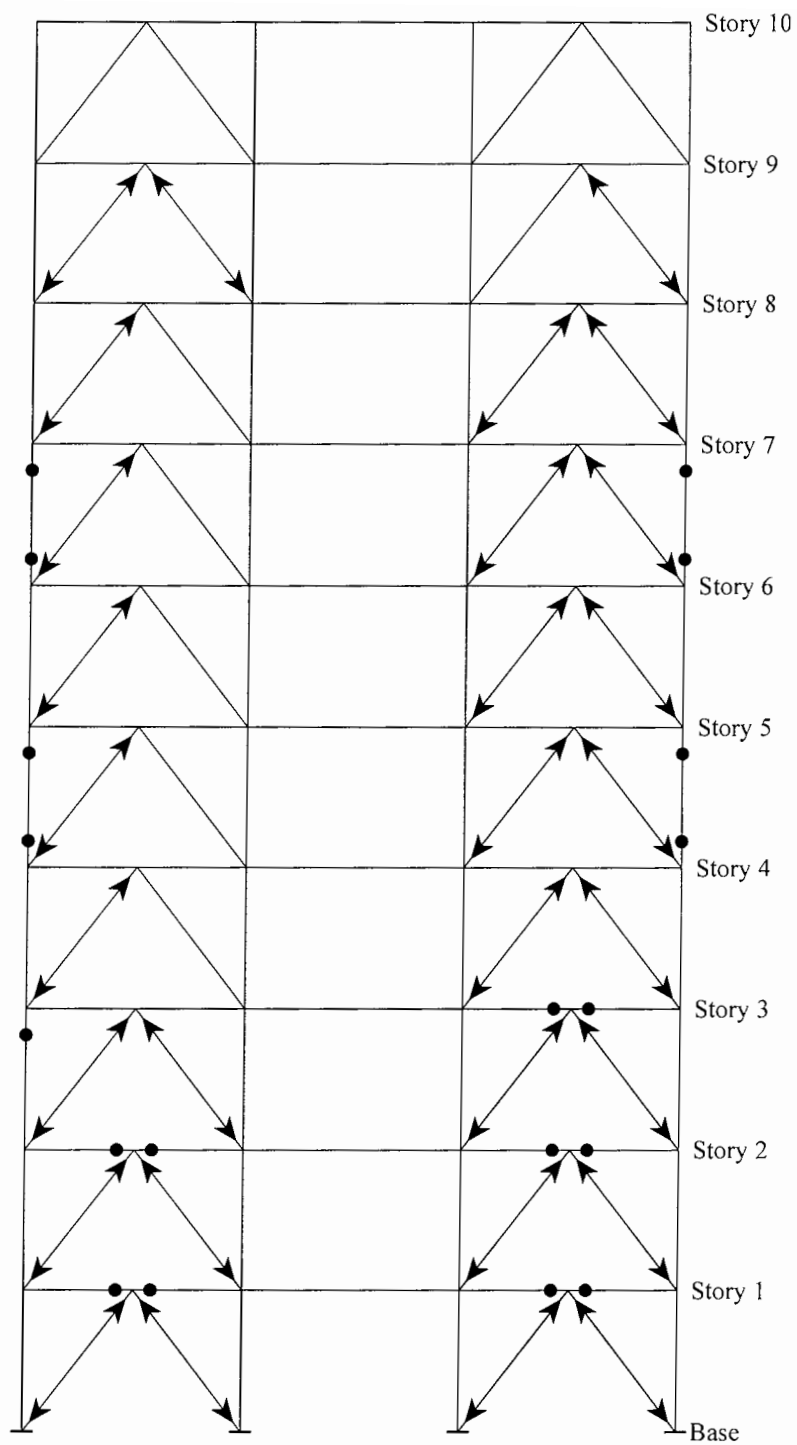
اما در مورد سیستم EBF مفاصل پلاستیک فقط در تیرهای Link و تیرهای خارج از Link متمرکز شده است و سایر اعضای سازه‌ای بخصوص ستون‌ها رفتار کاملاً الاستیک داشته‌اند و هیچگونه آسیبی متوجه آنها نشده است. با توجه به این توضیحات متوجه می‌شویم که سیستم EBF تحت زمینلرزه Sanfernando عملکرد مناسبی از خود نشان داده است.

در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای ADAS علاوه بر میراگرها تقریباً تمام تیرها و تعدادی از ستون‌ها جاری شده‌اند و مفصل پلاستیک در آنها بوجود آمده است ولی تمام مهاربندها سالم باقی مانده‌اند.

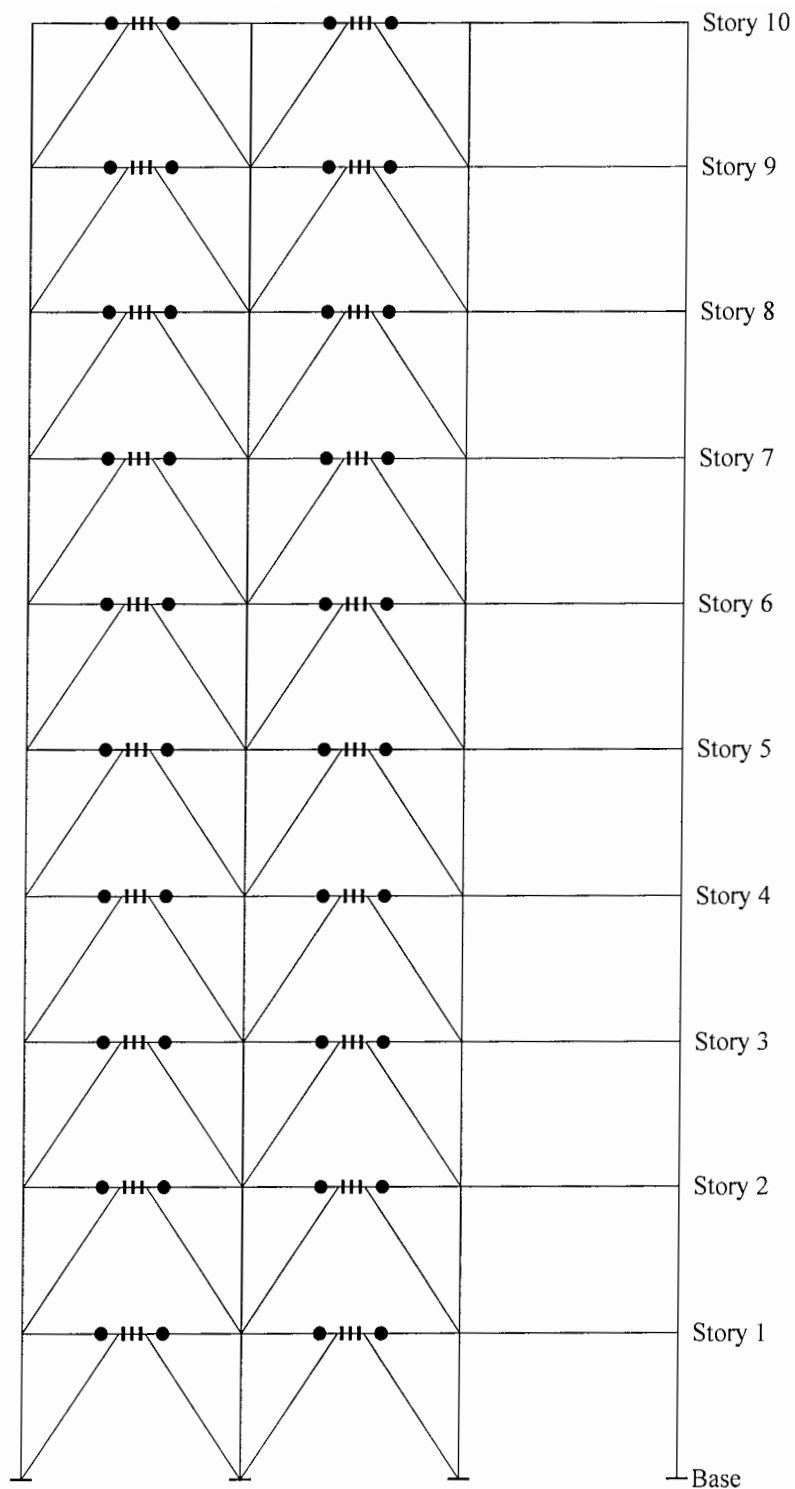
در مورد سیستم مجهز به میراگرهای TADAS نیز مشاهده می‌شود که علاوه بر میراگرها تقریباً تمام تیرها و تعدادی از ستون‌ها جاری شده‌اند و بجز چند مهاربند بقیه آنها تقریباً سالم باقی مانده‌اند.



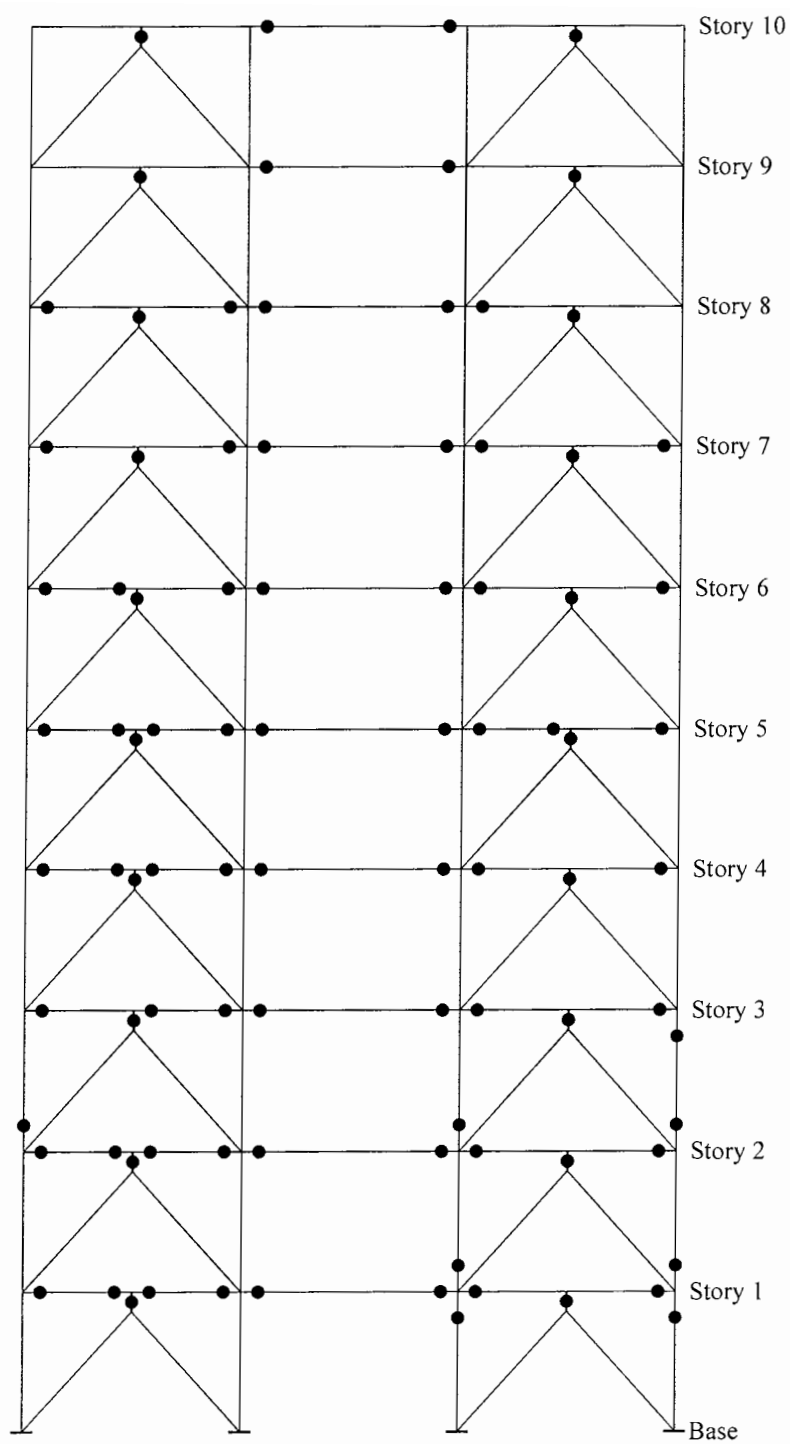
شکل (۶-۵۹) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CBF تحت اثر زمینلرزه Sanfernando
 () = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک



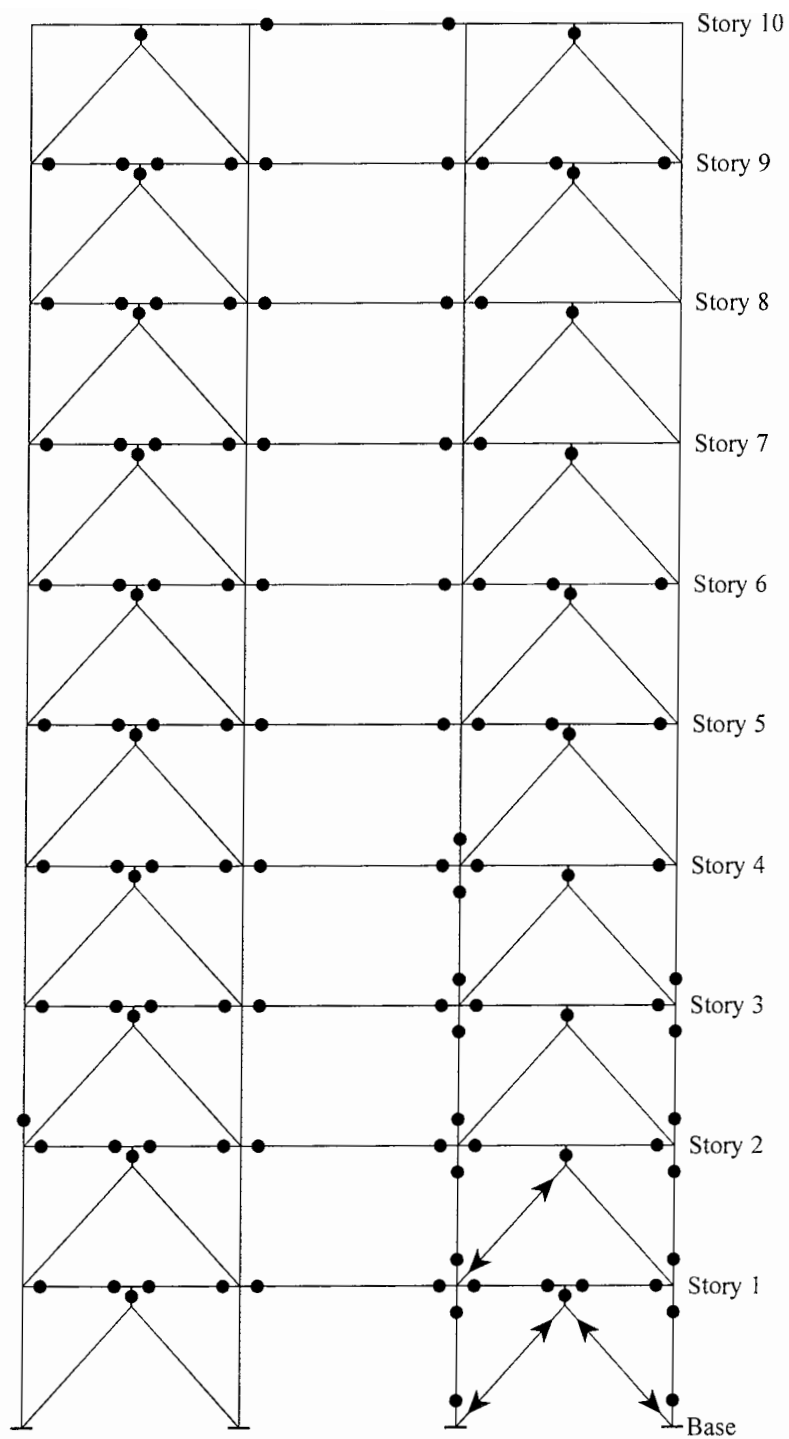
شکل (۶-۶۰) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CHEVRON تحت اثر زمینلرزه Sanfernando
 (تغییر شکل خمیری = ↗ ، مفصل پلاستیک = ●)



شکل (۶-۶۱) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب EBF تحت اثر زمینلرزه Sanfernando
 (تغییر شکل خمیری = ↗ , مفصل پلاستیک = ● , تسلیم برشی = III)



شکل (۶-۶۲) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای ADAS تحت اثر زمینلرزه Sanfernando
 (تغییر شکل خمیری = ↘ ، مفصل پلاستیک = ●)



شکل (۶-۶۳) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای TADAS تحت اثر زمینلرزه Sanfernando
 () = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک

۶-۶-۴- مقایسه رفتار غیرخطی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های

مختلف تحت زمینلرزه Taft

در شکل‌های (۶-۶۴) الی (۶-۶۸) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم‌های مختلف تحت

زمینلرزه Taft با شتاب حداکثر $PGA=0.18g$ که یک زلزله متوسط می‌باشد، ارائه شده است. با

دقت در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که سیستم‌های CBF و CHEVRON تحت این زمینلرزه

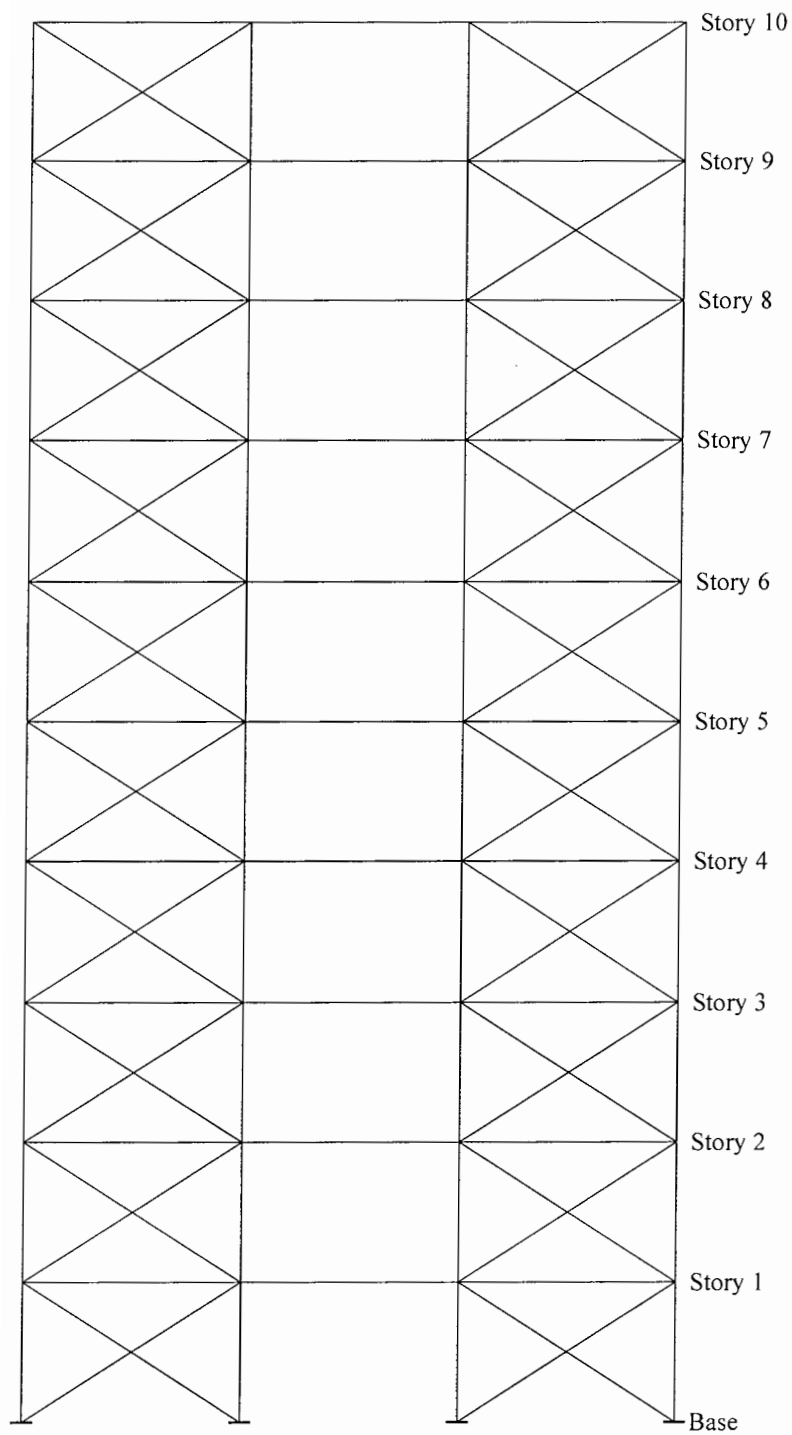
رفتار کاملاً الاستیک داشته‌اند و هیچگونه مفصل پلاستیکی در آنها مشاهده نمی‌شود.

در مورد سیستم EBF مفاصل پلاستیک فقط در تیرهای Link متمرکز شده است و سایر اعضای

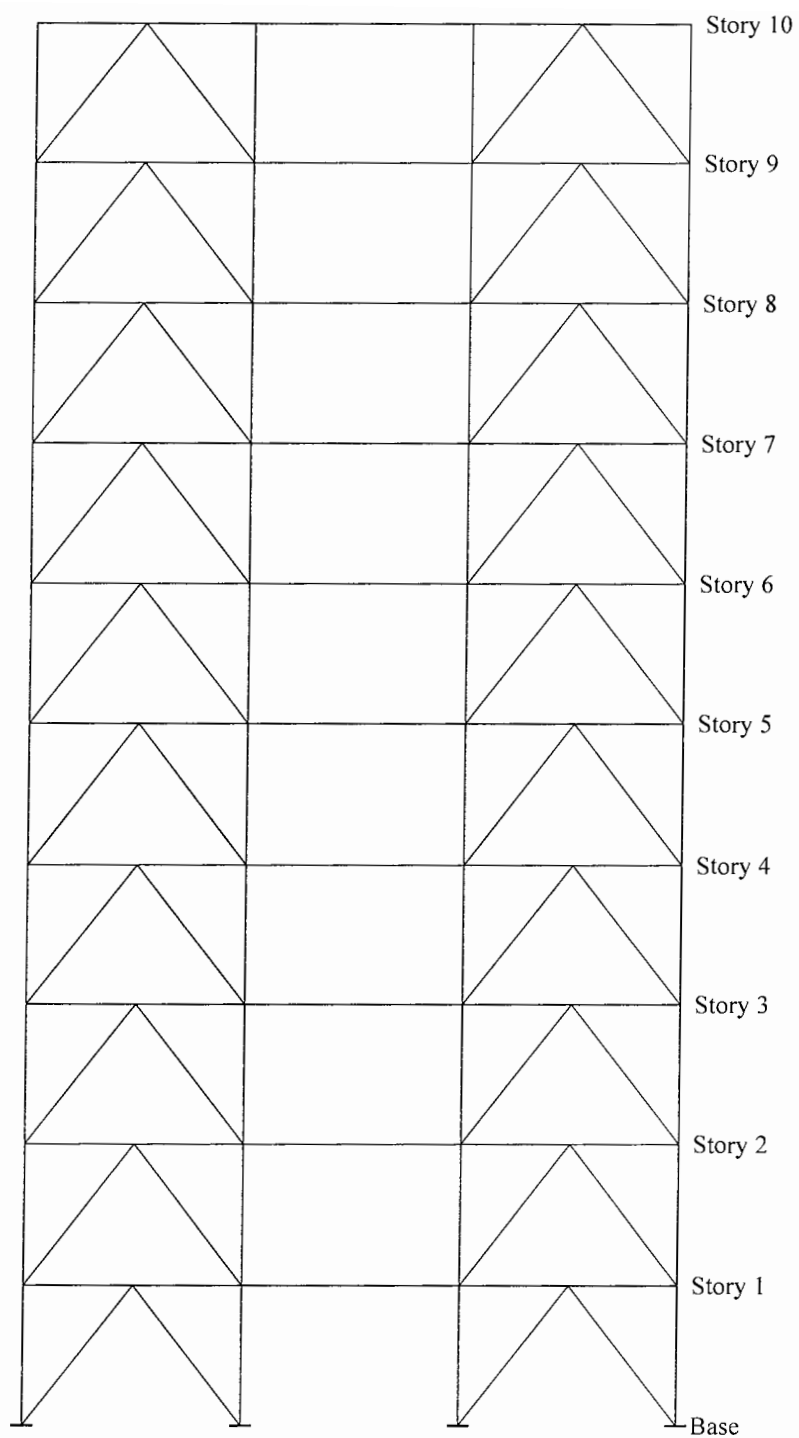
سازه‌ای رفتار کاملاً الاستیک داشته‌اند. در سیستم‌های مجهز به میراگرهای ADAS و TADAS نیز

مفاصل پلاستیک فقط در میراگرها بوجود آمده است و با جاری شدن میراگرها، سایر اعضای

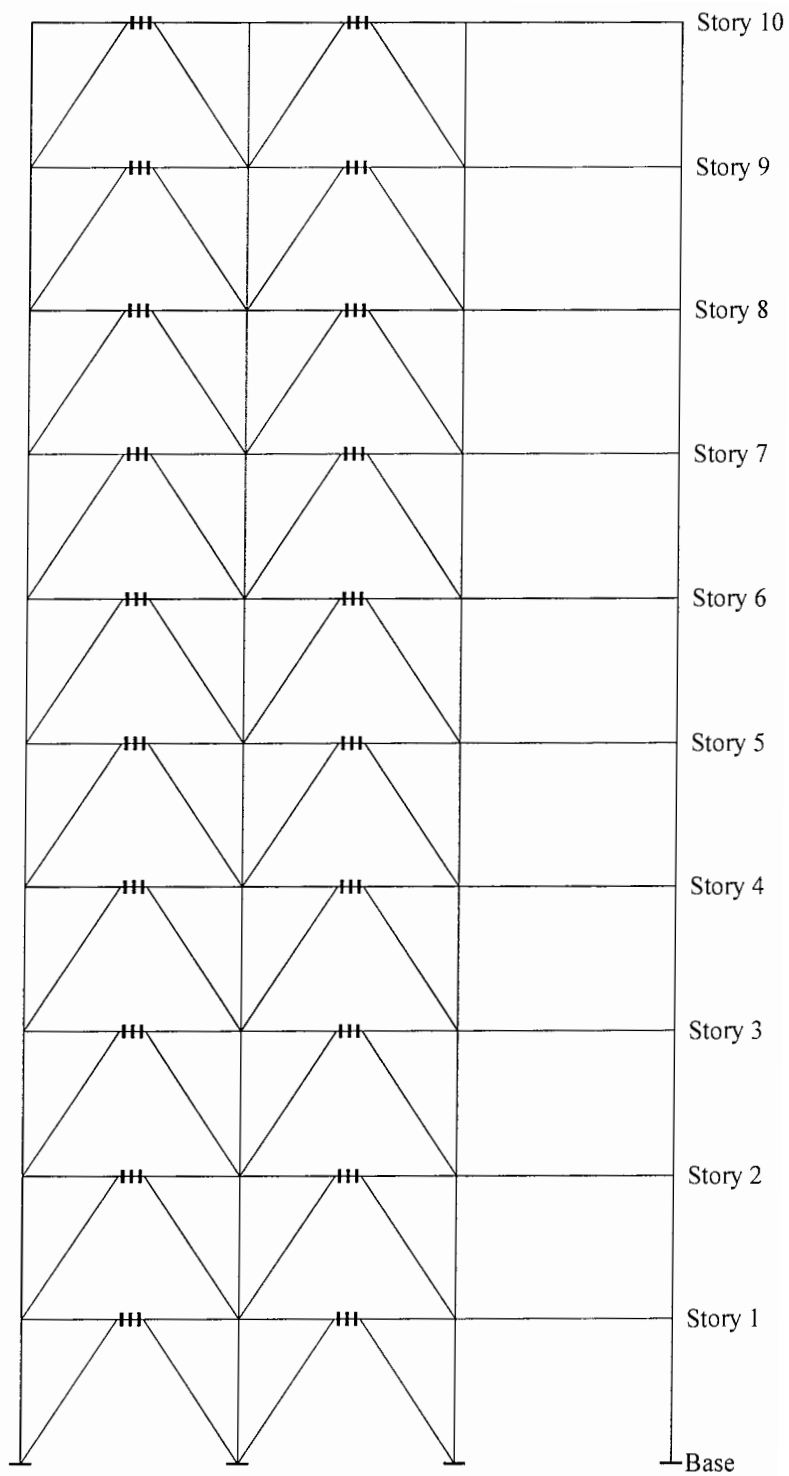
سازه‌ای بدون هیچگونه تغییرشکل پلاستیک بصورت کاملاً الاستیک رفتار نموده‌اند.



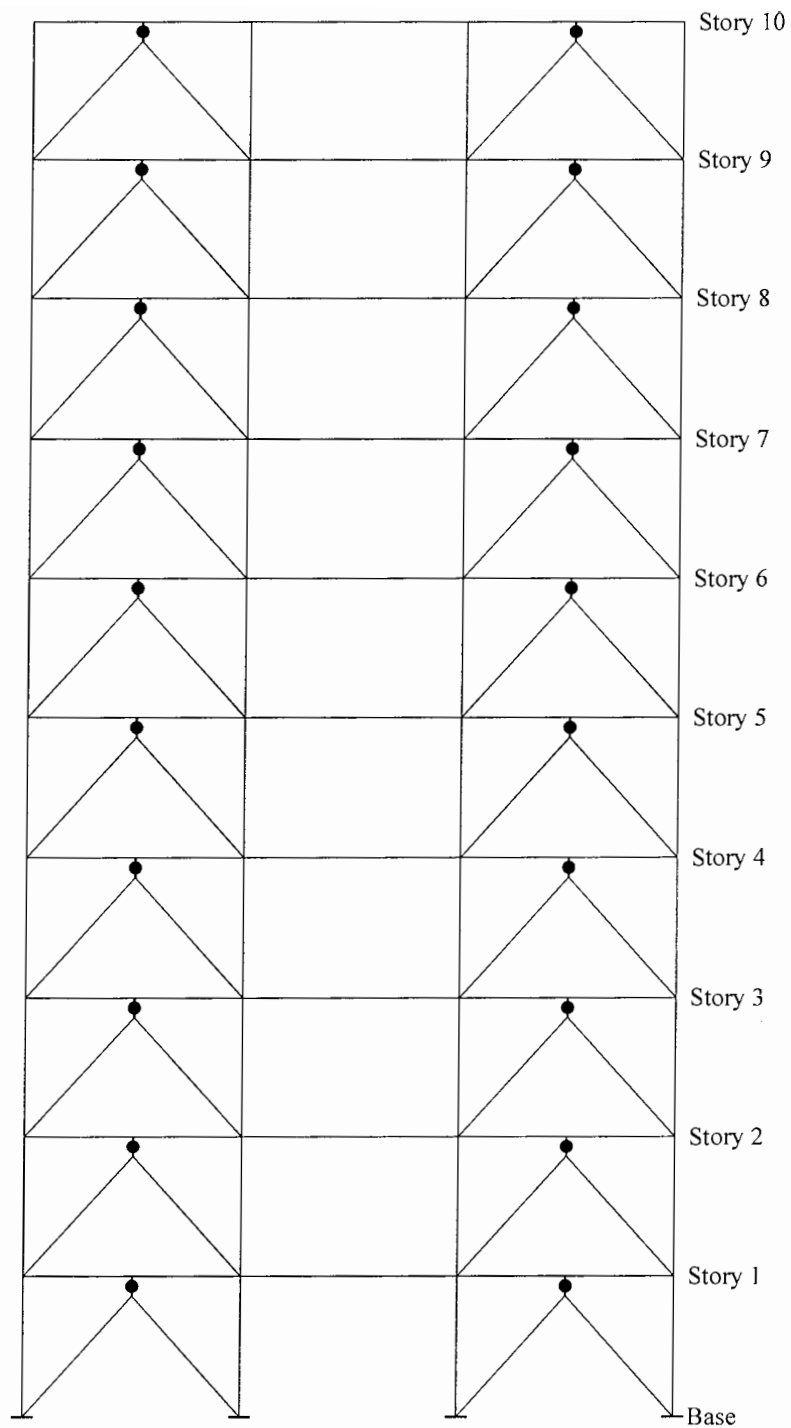
شکل (۶-۶۴) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب *CBF* تحت اثر زمینلرزه *Taft*
 (↷ = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک)



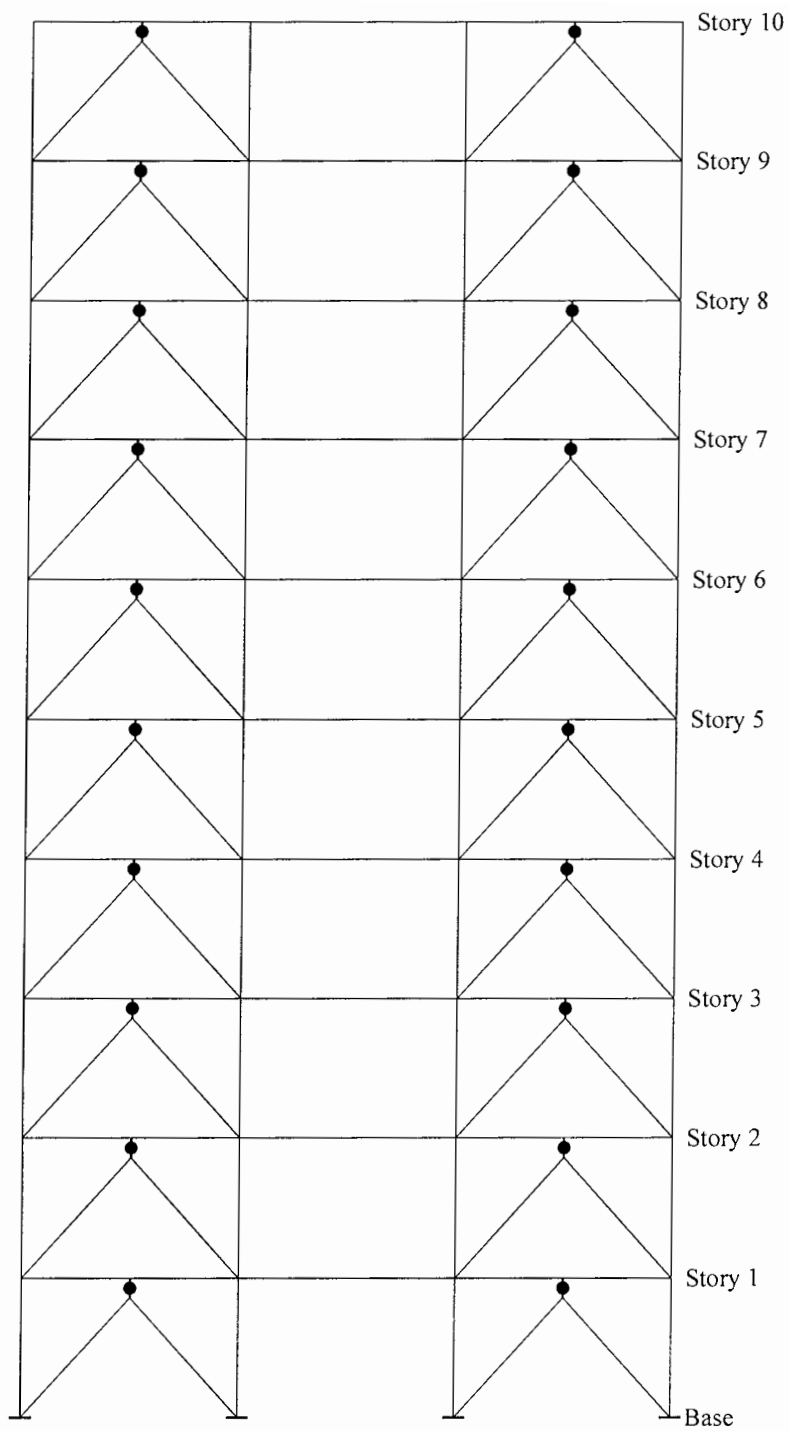
شکل (۶-۶۵)- روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب CHEVRON تحت اثر زمینلرزه Taft
 (تغییر شکل خمیری = ↗ ، مفصل پلاستیک = ●)



شکل (۶-۶۶) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب EBF تحت اثر زمینلرزه Taft
 (تغییر شکل خمیری ، مفصل پلاستیک ، تسلیم برشی)



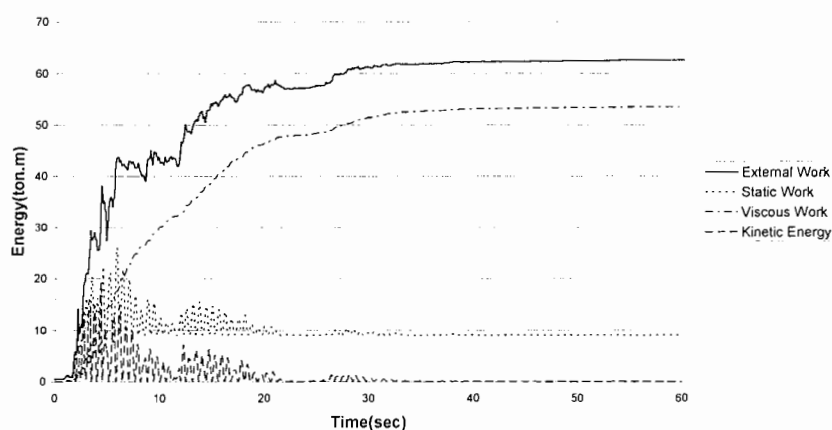
شکل (۶-۶۷) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای ADAS تحت اثر زمینلرزه Taft
 () = تغییر شکل خمیری ، —●— = مفصل پلاستیک



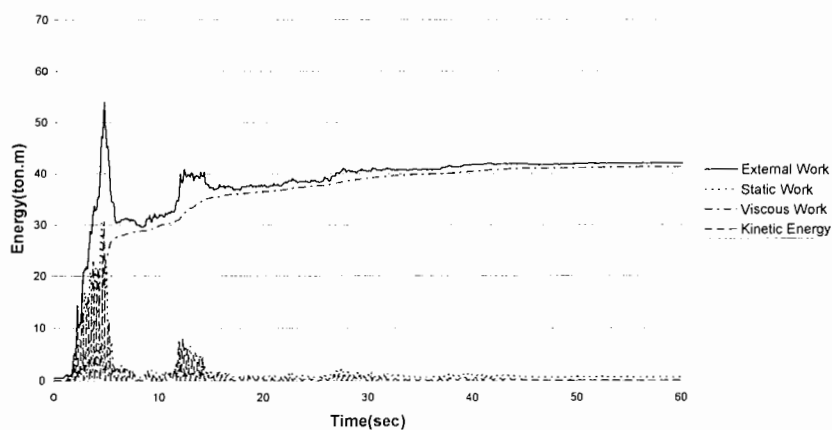
شکل (۶-۶۸) - روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب مجهز به میراگرهای TADAS تحت اثر زمینلرزه Taft
 (↗ = تغییر شکل خمیری ، ● = مفصل پلاستیک)

۶-۷- مقایسه سهم کار انجام شده در اعضای مختلف سیستم‌های ساختمانی

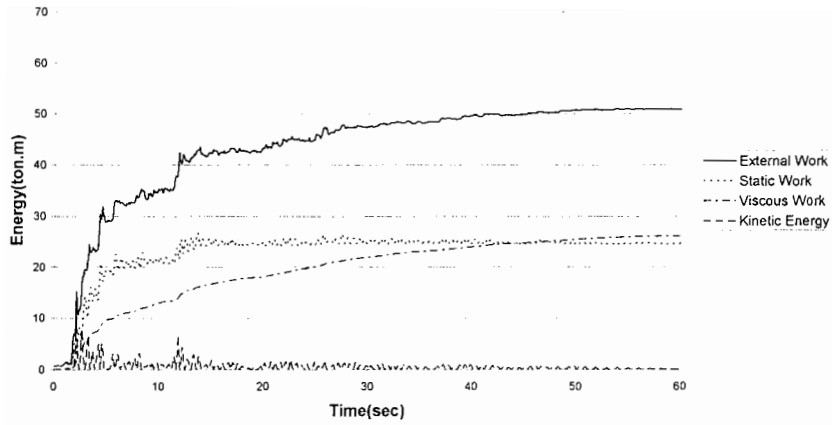
در این بخش به بررسی سهم کار انجام شده در هر یک از اعضای سیستم‌های ساختمانی تحت زمینلرزه *El Centro* می‌پردازیم. با توجه به مطالب ارائه شده در بخش ۲-۵، انرژی ورودی به سازه بوسیله کار نیروی میرایی و انرژی کرنشی پلاستیک تلف می‌شود. انرژی کرنشی الاستیک نیز بطور مداوم به انرژی جنبشی و برعکس تبدیل می‌شود. در شکل‌های (۶-۶) الی (۶-۷) پاسخ انرژی سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *El Centro* نشان داده شده است.



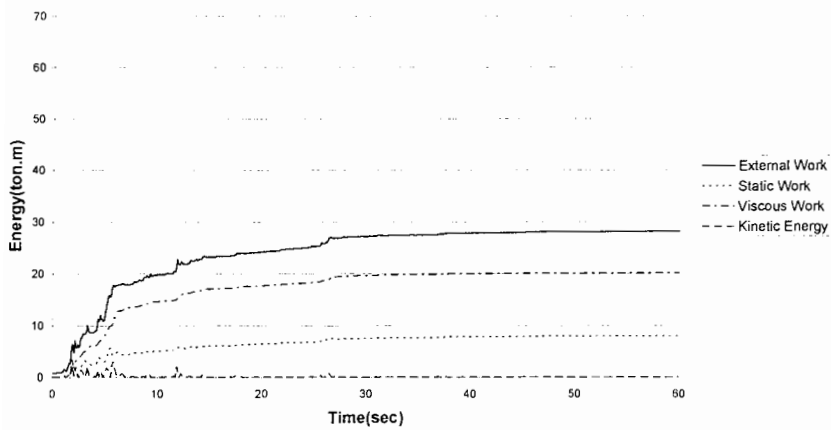
شکل (۶-۶) - پاسخ انرژی سازه CBF تحت زمینلرزه *El Centro*



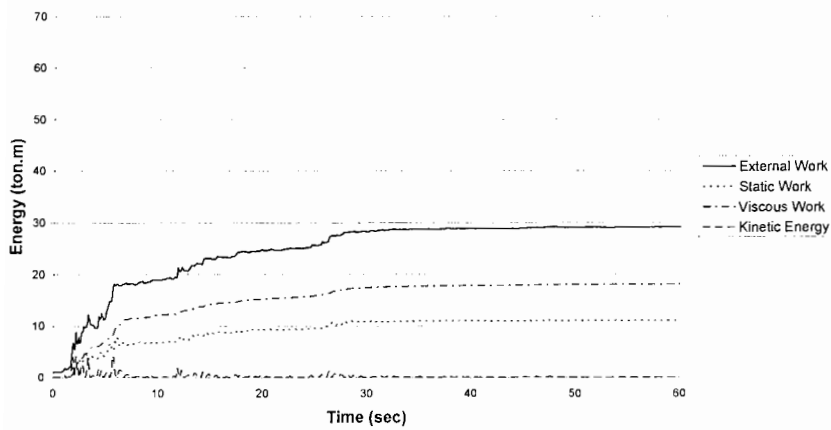
شکل (۶-۷) - پاسخ انرژی سازه CHEVRON تحت زمینلرزه *El Centro*



شکل (۶-۷۱) - پاسخ انرژی سازه EBF تحت زمینلرزه El Centro



شکل (۶-۷۲) - پاسخ انرژی سازه مجهز به میراگرهای ADAS تحت زمینلرزه El Centro

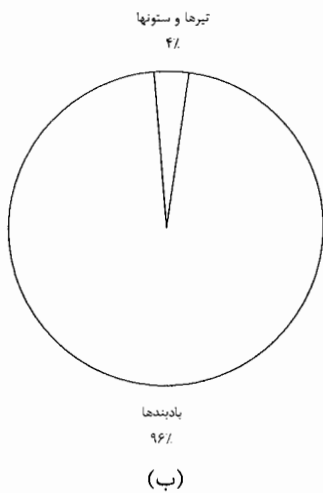


شکل (۶-۷۳) - پاسخ انرژی سازه مجهز به میراگرهای TADAS تحت زمینلرزه El Centro

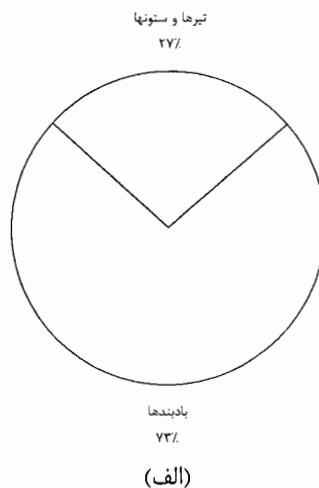
به منظور پی بردن به سهم کار انجام شده توسط نیروی میرایی و همچنین کار انجام شده الاستو- پلاستیک توسط هر یک از اعضای سازه‌ای، سهم اعضای سیستم‌های مختلف ساختمانی از کار انجام شده تحت زمینلرزه *El Centro* در شکل‌های (۶-۷۴) الی (۶-۷۸) ارائه شده است. با توجه به این موضوع که کار الاستو- پلاستیک انجام شده بدلیل تغییر شکلهای غیرالاستیک در اعضا رخ می‌دهد، از اینرو با بررسی کار الاستو- پلاستیک انجام شده در اعضای مختلف می‌توان خسارت ایجاد شده در آنها را پیش بینی نمود.

با توجه به شکل‌های (۶-۷۷) و (۶-۷۸) مشاهده می‌شود که در سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* سهم عمده‌ای از کار الاستو- پلاستیک در این سیستم‌ها توسط میراگرها (در حدود ۹۰٪) و الباقی توسط ستون‌ها انجام شده است. در مورد سیستم *EBF* (شکل (۶-۷۶)) نیز سهم عمده کار الاستو- پلاستیک توسط تیرهای *Link* (در حدود ۹۶٪) انجام شده است و سهم ستون‌ها از کار انجام شده فقط ۴٪ می‌باشد. در سیستم *CBF* سهم عمده کار الاستو- پلاستیک در بادبندها (در حدود ۹۶٪) و بقیه در ستون‌ها انجام شده است. در سیستم *CHEVRON* سهم ستونها بیشتر از سایر اعضای سازه‌ای می‌باشد (در حدود ۷۳٪) و سهم بادبندها از کار الاستو- پلاستیک انجام شده فقط ۲۷٪ می‌باشد.

Elasto-Plastic Work



Beta-K Damping Work

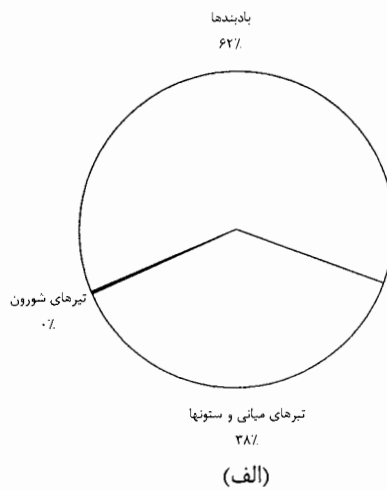


شکل (۶-۷۴) - سهم کار انجام شده در اعضای سازه CBF تحت زمینلرزه El Centro
الف) کار نیروی میرایی ب) کار الاستو-پلاستیک

Elasto-Plastic Work

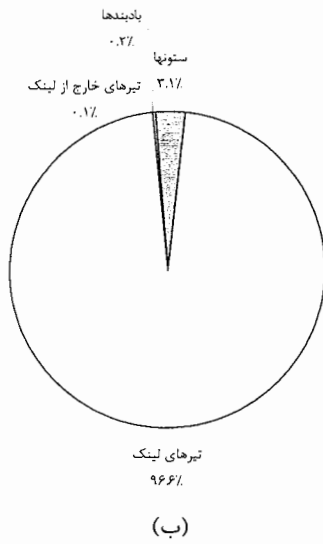


Beta-K Damping Work

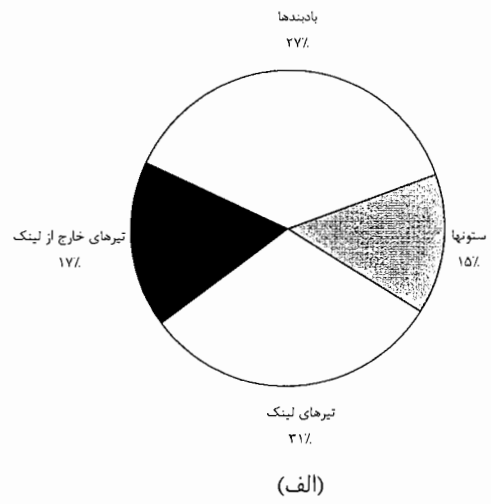


شکل (۶-۷۵) - سهم کار انجام شده در اعضای سازه CHEVRON تحت زمینلرزه El Centro
الف) کار نیروی میرایی ب) کار الاستو-پلاستیک

Elasto-Plastic Work

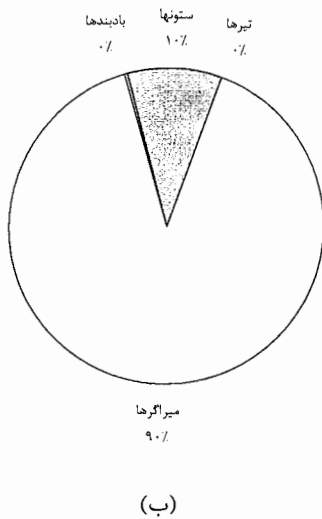


Beta-K Damping Work

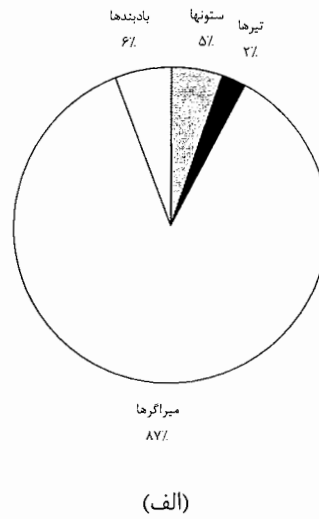


شکل (۶-۷۶) - سهم کار انجام شده در اعضای سازه **EBF** تحت زمینلرزه *El Centro*
 (الف) کار نیروی میرایی (ب) کار الاستو-پلاستیک

Elasto-Plastic Work

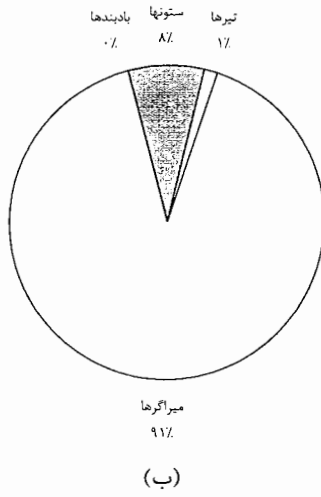


Beta-K Damping Work

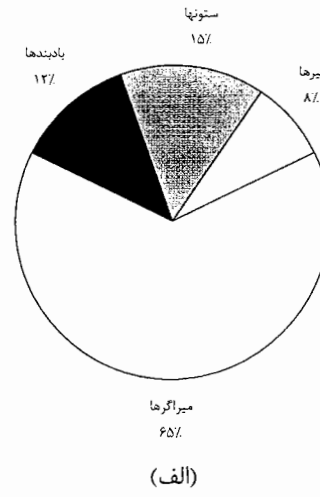


شکل (۶-۷۷) - سهم کار انجام شده در اعضای سازه مجهز به میراگرهای **ADAS** تحت زمینلرزه *El Centro*
 (الف) کار نیروی میرایی (ب) کار الاستو-پلاستیک

Elasto-Plastic Work



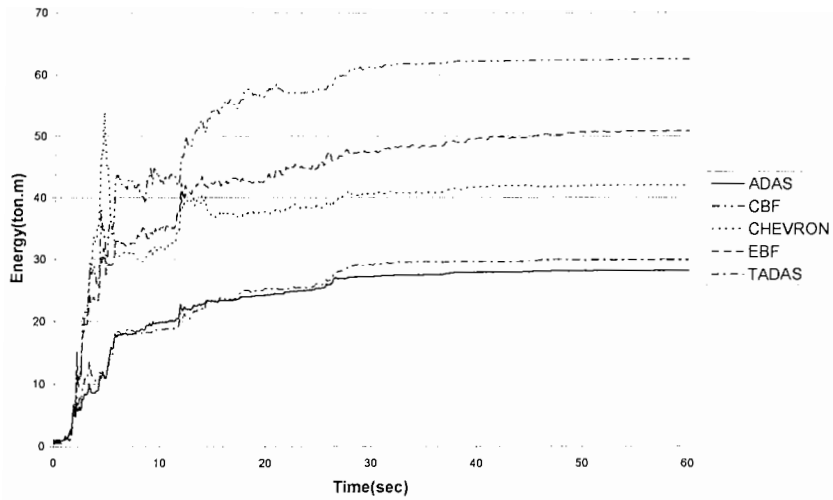
Beta-K Damping Work



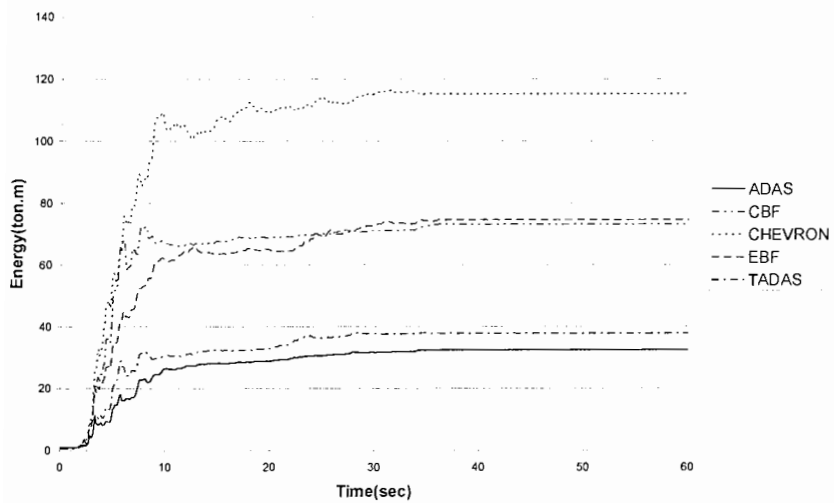
شکل (۶-۷۸) - سهم کار انجام شده در اعضای سازه مجهز به میراگرهای *TADAS* تحت زمینلرزه *El Centro*
الف) کار نیروی میرایی ب) کار الاستو-پلاستیک

۶-۸- مقایسه انرژی ورودی به سازه

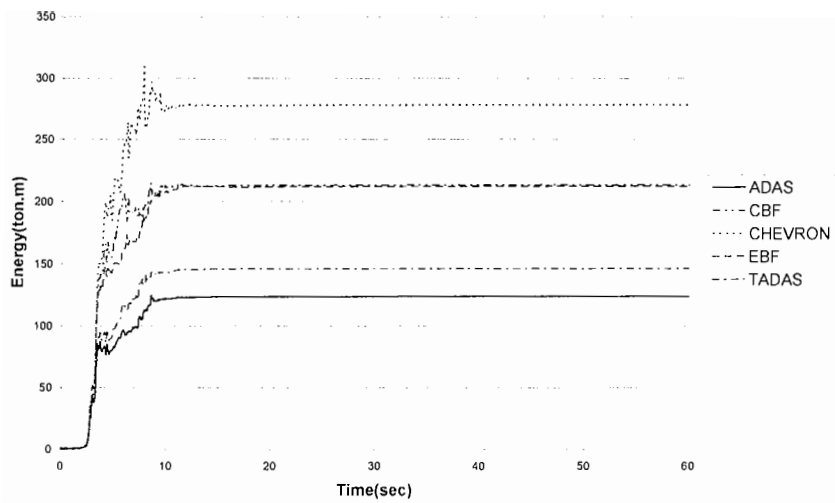
با توجه به مطالبی که در بخش ۲-۵ ارائه شد جهت کاهش خسارت سازه‌ای بایستی انرژی ورودی به سیستم را کاهش دهیم. با کاهش انرژی ورودی به سازه، تقاضای اتلاف انرژی در اعضا نیز کاهش می‌یابد و در نتیجه خسارت سازه‌ای به حداقل می‌رسد. در این بخش به منظور بررسی انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف، مقادیر انرژی ورودی برای سیستم‌های مورد مقایسه تحت شتابنگاشت‌های *El Centro*، *Hachinohe*، *Sanfernando* و *Taft* بترتیب در شکل‌های (۶-۷۹) الی (۶-۸۲) ارائه شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که انرژی ورودی به سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* تحت زمینلرزه‌های *El Centro*، *Hachinohe* و *Sanfernando* بطور چشمگیری کمتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد. بطوری‌که میزان انرژی ورودی به این سیستم‌ها تحت زمینلرزه *El Centro* کمتر از ۵۰٪ انرژی ورودی به سیستم *CBF* می‌باشد. انرژی ورودی به سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* تحت زمینلرزه *Hachinohe* نسبت به سایر سیستم‌ها بسیار کمتر بوده به نحوی که انرژی ورودی به این سیستم‌ها در حدود ۳۰٪ انرژی ورودی به سیستم *CHEVRON* می‌باشد. انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Taft*، تفاوت چندانی با یکدیگر ندارد.



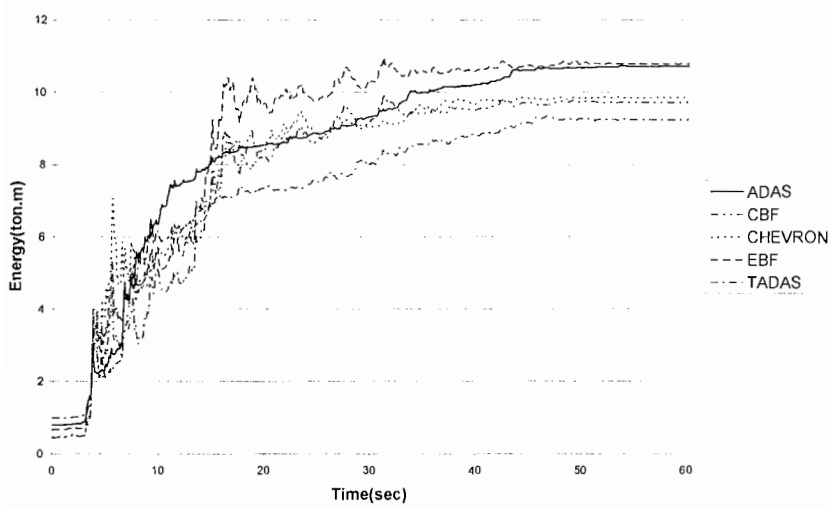
شکل (۶-۷۹) - انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه El Centro



شکل (۶-۸۰) - انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه Hachinohe



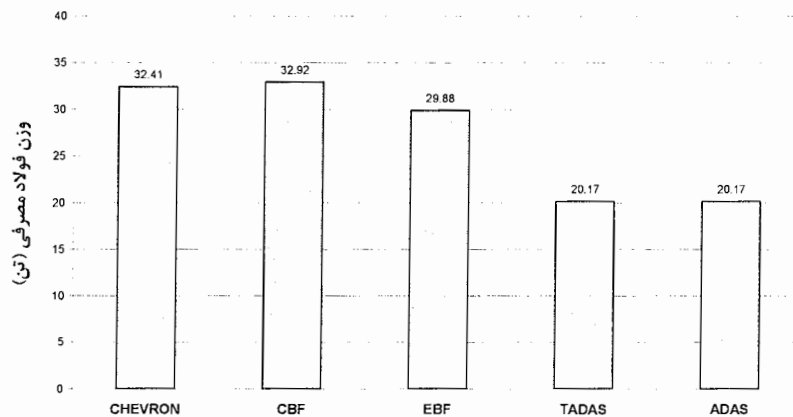
شکل (۶-۸۱) - انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Sanfernando*



شکل (۶-۸۲) - انرژی ورودی به سیستم‌های مختلف تحت زمینلرزه *Taft*

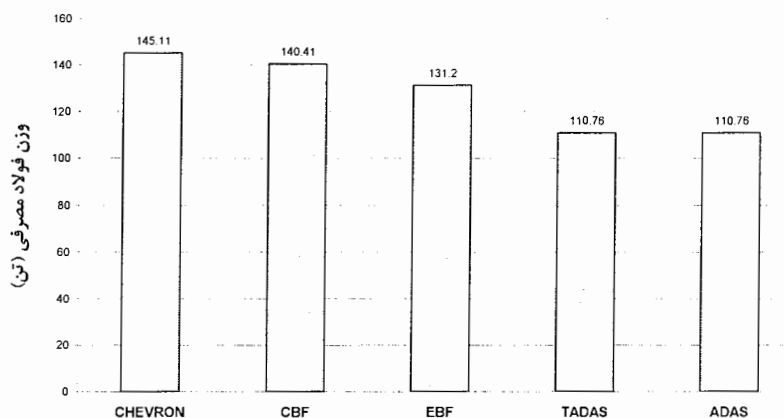
۶-۹- مقایسه اقتصادی

جهت انتخاب یک سیستم ساختمانی علاوه بر اطمینان از عملکرد مناسب آن سیستم در برابر نیروهای وارده، هزینه‌های مربوط به آن نیز از اهمیت بسزایی برخوردار است. همواره پس از معرفی سیستم‌های ساختمانی جدید این سوال به ذهن می‌رسد که آیا سیستم جدید از لحاظ عملکردی قابل اطمینان است و هزینه‌های ساخت سیستم جدید چقدر می‌باشد. در این پایان نامه پس از بررسی عملکرد سیستم‌های مختلف در بخش‌های قبلی، در این بخش به مقایسه اقتصادی سیستم‌ها پرداخته می‌شود تا بتوان گزینه مناسب از بین سیستم‌های مختلف را با در نظر گرفتن کلیه جوانب انتخاب نمود. بدین منظور هزینه‌های مربوط به فولاد مصرفی و هزینه‌های اجرایی برای سیستم‌های مختلف مقایسه شده است. در شکل (۶-۸۳) وزن فولاد مصرفی برای قاب مورد مطالعه و در شکل (۶-۸۴) وزن فولاد مصرفی کل برای سیستم‌های مختلف نشان داده شده است. با توجه به شکل (۶-۸۳) مشاهده می‌شود که وزن فولاد مصرفی در قاب‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نسبت به قاب *CHEVRON* در حدود ۳۷٪، نسبت به قاب *CBF* در حدود ۳۸٪ و نسبت به قاب *EBF* در حدود ۳۲٪ کمتر می‌باشد.



شکل (۶-۸۳)- وزن فولاد مصرفی برای قاب مورد مطالعه سیستم‌های مختلف

با دقت در شکل (۶-۸۴) مشاهده می‌شود که وزن فولاد مصرفی کل در سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۲۱٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۲۳٪ و نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۱۵٪ کمتر می‌باشد.



شکل (۶-۸۴) - وزن فولاد مصرفی کل برای سیستم‌های مختلف

در تعیین قیمت تمام شده سازه یک سیستم ساختمانی علاوه بر هزینه‌های مصالح مصرفی (که در اینجا فولاد می‌باشد)، هزینه‌های مربوط به اجرای سیستم‌های مختلف نیز حائز اهمیت می‌باشد. در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS*، علاوه بر موارد یاد شده بایستی هزینه مربوط به خرید و نصب میراگرها نیز در برآورد کلی هزینه‌ها در نظر گرفته شوند.

هزینه‌های اجرایی سیستم‌ها شامل تهیه و نصب سیستم‌های مختلف، بسته به سختی کار و پیچیدگی اجرا با یکدیگر اندکی تفاوت دارد. با توجه به مطالب فوق هزینه‌های اجرایی سیستم‌های مختلف در جدول (۶-۳) ارائه گردیده است. قابل ذکر است که قیمت‌های ارائه شده در این جدول مربوط به تابستان سال ۱۳۸۴ می‌باشد.

جدول (۳-۶) - هزینه‌های اجرایی سیستم‌های مختلف ساختمانی

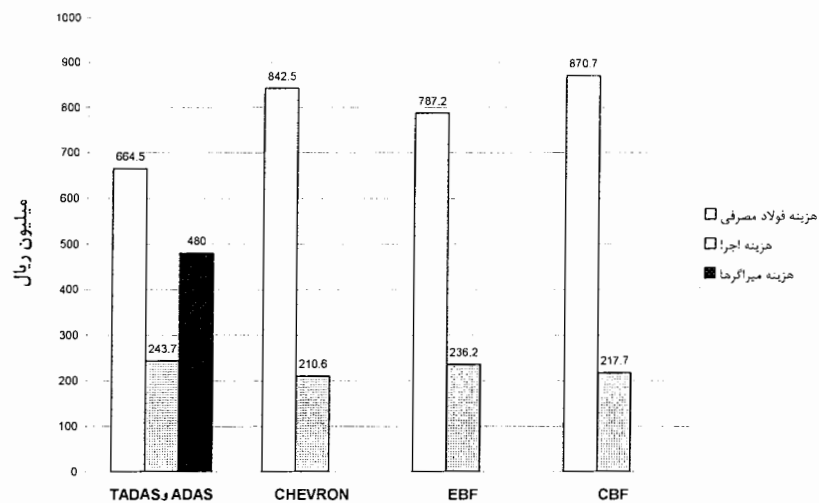
سیستم ساختمانی	هزینه‌های اجرایی شامل ساخت و نصب (کیلوگرم فولاد مصرفی / ریال)
قاب مهاربندی شده <i>CBF</i> ضربدری و شورون (اتصال تیر به ستون بصورت مفصلی می‌باشد)	۱۵۰۰
قاب مهاربندی شده <i>EBF</i> (اتصال تیر به ستون بصورت مفصلی می‌باشد)	۱۸۰۰
قاب مقاوم خمشی مجهز به میراگرهای <i>TADAS</i> و <i>ADAS</i> (اتصال تیر به ستون بصورت گیردار می‌باشد)	۲۲۰۰

با توجه به جدول (۳-۶) مشاهده می‌شود که هزینه اجرا سیستم *EBF* نسبت به سیستم *CBF* اندکی بیشتر است که دلیل آن پیچیدگی ساخت تیرهای *Link* سیستم *EBF* می‌باشد. در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نیز بدلیل آنکه اجرای اتصالات گیردار قاب خمشی دشوارتر از اجرای اتصال مفصلی است، قیمت اجرای آن کمی بیشتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد. قیمت فولاد مصرفی شامل ورق و پروفیل نیز بطور متوسط با توجه به قیمت روز برابر ۶۰۰۰ ریال به ازاء هر کیلوگرم در نظر گرفته شده است.

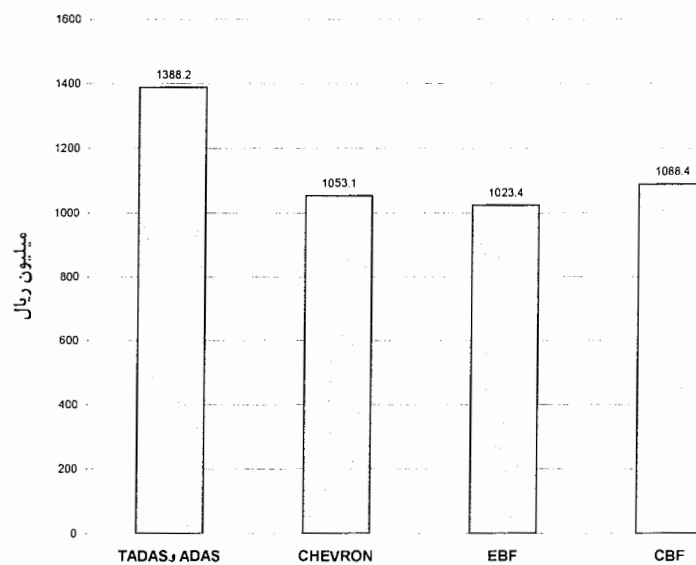
با توجه به این موضوع که میراگرهای *ADAS* و *TADAS* در خارج از کشور تولید می‌شوند و تولید این میراگرها در داخل کشور هنوز مراحل مقدماتی و آزمایشگاهی خود را پشت سر می‌گذارد، برآورد اولیه قیمت هر یک از نمونه‌های آزمایشگاهی این میراگرها در حدود ۶,۰۰۰,۰۰۰ ریال در نظر گرفته شده است. بدیهی است که با تولید صنعتی و انبوه این میراگرها، قیمت آن به یک سوم قیمت نمونه آزمایشگاهی یعنی در حدود ۲,۰۰۰,۰۰۰ ریال کاهش خواهد یافت (قیمتهای فوق شامل قیمت میراگر و هزینه نصب آن می‌باشد). با توجه به هزینه‌های فوق، مقایسه جزئیات هزینه

با در نظر گرفتن قیمت نمونه آزمایشگاهی میراگر در شکل (۶-۸۵) و مقایسه هزینه‌های کل در

شکل (۶-۸۶) برای سیستم‌های مختلف ارائه شده است.



شکل (۶-۸۵) - مقایسه جزئیات هزینه سیستم‌های مختلف با در نظر گرفتن قیمت نمونه آزمایشگاهی میراگر



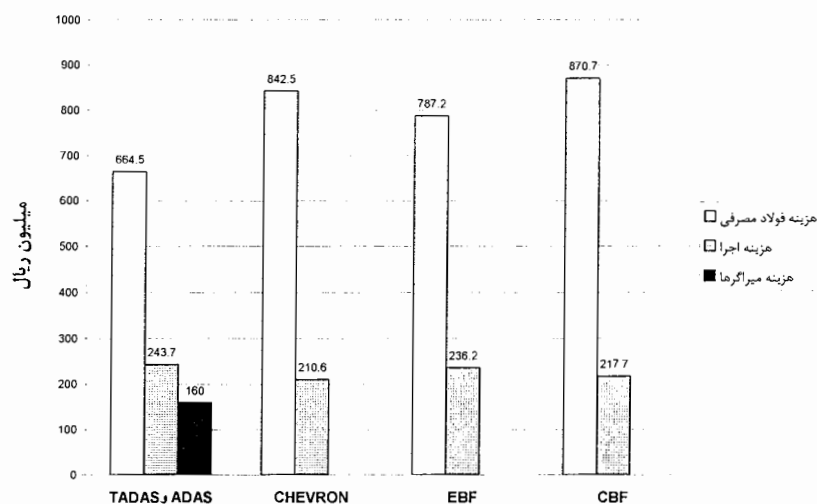
شکل (۶-۸۶) - مقایسه هزینه‌های کل سیستم‌های مختلف با در نظر گرفتن قیمت نمونه آزمایشگاهی میراگر

با دقت در شکل (۶-۸۵) مشاهده می‌شود که قسمت عمده هزینه‌ها مربوط به فولاد مصرفی

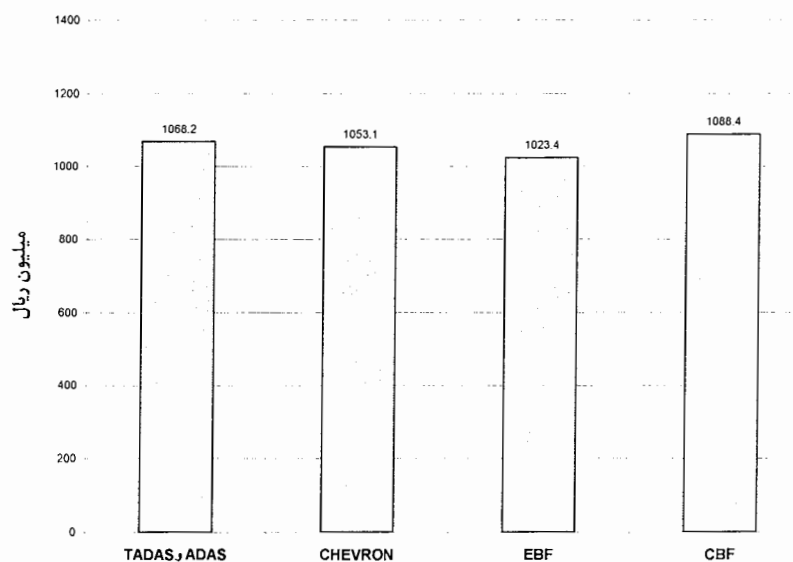
می‌باشد و هزینه‌های اجرایی تقریباً برای همه سیستم‌ها با هم برابر است. با مقایسه قیمت کل

سیستم‌های مختلف در شکل (۶-۸۶) مشاهده می‌شود که هزینه‌های کل سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* با در نظر گرفتن قیمت نمونه آزمایشگاهی میراگرها، نسبت به سایر

سیستم‌های در حدود ۳۲٪ بیشتر می‌باشد. قیمت سایر سیستم‌ها تقریباً با هم برابر است.



شکل (۶-۸۷) - مقایسه جزئیات هزینه سیستم‌های مختلف با در نظر گرفتن قیمت تولید انبوه میراگر



شکل (۶-۸۸) - مقایسه هزینه‌های کل سیستم‌های مختلف با در نظر گرفتن قیمت تولید انبوه میراگر

با مقایسه قیمت کل سیستم‌های مختلف با در نظر گرفتن قیمت تولید انبوه میراگرها در شکل (۶-۸۸) می‌توان دریافت که هزینه‌های کل سیستم‌های مختلف تقریباً با هم برابر می‌باشد که در این حالت با توجه به رفتار مناسب‌تر سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS*، استفاده از این سیستم‌ها توجیه اقتصادی نیز خواهد داشت.

۷-۱- نتیجه‌گیری

در این پایان نامه پنج سیستم ساختمانی مختلف شامل سیستم‌های *EBF* ، *CHEVRON* ، *CBF* و سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* مورد بررسی قرار گرفت و رفتار این سیستم‌ها با استفاده از نرم افزار *DRAIN-2DX* شبیه سازی لرزه‌ای شد. برای این منظور از چهار شتابنگاشت *El Centro* ، *Hachinohe* ، *Sanfernando* و *Taft* جهت تحلیل رفتار غیرخطی این سیستم‌ها استفاده گردید. پس از انجام آنالیز غیر خطی با استفاده از نرم افزار *DRAIN-2DX* بر روی سیستم‌های مذکور تحت شتابنگاشتهای انتخاب شده، نتایج زیر حاصل گردید:

- تغییرمکان نسبی طبقات (*Drift*) سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و همچنین سیستم *EBF* در ارتفاع ساختمان بسیار یکنواخت است و تحت زمینلرزه *Sanfernando* که به عنوان یک زمینلرزه بسیار شدید مورد استفاده قرار گرفته است، *Drift* سیستم‌های مذکور بر خلاف سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* در محدوده مجاز آیین‌نامه *UBC* قرار دارد ($Drift < 0.02H = 6.4 \text{ cm}$). بجز زمینلرزه *Sanfernando* ، تغییرمکان نسبی همه سیستم‌ها تحت سایر زمینلرزه‌ها در محدوده مجاز آیین‌نامه *UBC* قرار دارد.

- شتاب وارد بر تراز بام سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نسبت به سایر سیستم‌ها کمتر می‌باشد که نشان دهنده سطح عملکرد بالای این سیستم‌ها در مقایسه با سایر سیستم‌ها می‌باشد.
- تغییر مکان تراز بام سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* نسبت به سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* کوچکتر است و در مورد سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS*، حرکت‌های سریع رفت و برگشتی به نحو محسوسی هموارتر گشته و پس از چند سیکل میرا شده و به صفر می‌رسد.
- نیروی برشی پایه سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* تحت زمینلرزه‌های *El Centro*، *Hachinohe* و *Taft* نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۵۰٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۶۰٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۷۰٪ کاهش نشان می‌دهد. در مورد زمینلرزه *Sanfernando* نیز نیروی برشی پایه سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نسبت به سیستم *EBF* در حدود ۳۶٪، نسبت به سیستم *CBF* در حدود ۴۸٪ و نسبت به سیستم *CHEVRON* در حدود ۵۸٪ کاهش نشان می‌دهد.
- زمان تناوب مود اول سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* بترتیب 1.39 sec و 1.23 sec است که در مقایسه با زمان تناوب سیستم‌های *EBF*، *CBF* و *CHEVRON* بزرگتر می‌باشند.
- روند تشکیل مفاصل پلاستیک تحت زمینلرزه *El Centro* نشان می‌دهد که در سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* مفاصل پلاستیک فقط در میراگرها تشکیل می‌شوند

و در مورد سیستم *EBF* نیز فقط تیرهای پیوند دچار تسلیم برشی می‌شوند و بر خلاف سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* سایر اعضای سازه‌ای مانند تیرها، ستون‌ها و مهاربندها هیچگونه آسیبی نمی‌بینند. در مورد زمینلرزه *Hachinohe* نیز تقریباً وضعیت مشابه زمینلرزه *El Centro* است با این تفاوت که در سیستم مجهز به میراگرهای *TADAS*، تعدادی از تیرها نیز جاری شده‌اند که دلیل این امر قرار گرفتن زمان تناوب سیستم مجهز به میراگرهای *TADAS* در محدوده غالب شتاب زمینلرزه *Hachinohe* و تشدید این سیستم تحت زمینلرزه *Hachinohe* می‌باشد. در زمینلرزه *Sanfernando* بجز سیستم *EBF*، تقریباً همه اعضای سایر سیستم‌ها دچار تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی شده‌اند ولی در سیستم *EBF* فقط تیرهای پیوند دچار تسلیم برشی شده‌اند و سایر اعضای سازه‌ای مانند تیرها، ستون‌ها و مهاربندها هیچگونه آسیبی ندیده‌اند. تحت زمینلرزه *Taft*، در سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* هیچگونه مفصل پلاستیک بوجود نیامده است ولی در مورد سیستم *EBF* تیرهای پیوند دچار تسلیم برشی شده‌اند و میراگرهای سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* نیز جاری شده‌اند. میزان *Drift* همه سیستم‌ها تحت زمینلرزه *Taft* در حدود 1 cm می‌باشد که می‌توان نتیجه گرفت سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* و سیستم *EBF* می‌توانند بدون هیچگونه مشکلی در برابر زمینلرزه‌های بعدی مقاومت کنند بدون آنکه نیازی به تعویض میراگرها یا تیرهای پیوند باشد.

- قسمت عمده کار الاستو-پلاستیک انجام شده در سیستم *EBF*، در تیرهای پیوند متمرکز شده و سایر اعضای سازه‌ای سهم بسیار ناچیزی دارند. در مورد سیستم‌های مجهز به

با در نظر گرفتن نتایج ارائه شده می‌توان دریافت که سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* سطح عملکرد بالاتری نسبت به سیستم‌های *EBF*، *CBF* و *CHEVRON* در برابر زمینلرزه‌های مورد مطالعه دارند. علاوه بر این مقایسه هزینه‌ها نشان می‌دهد که در صورت تولید انبوه میراگرها، هزینه‌های کلی ساخت سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* تقریباً با سایر سیستم‌ها مساوی می‌شود که در این صورت با توجه به عملکرد مناسب این سیستم‌ها در برابر زلزله، استفاده از آنها در ساختمان‌ها توصیه می‌شود.

با توجه به اینکه تمرکز خرابی در سیستم‌های مجهز به میراگرهای *ADAS* و *TADAS* در میراگرها می‌باشد، پس از وقوع زلزله بدون آنکه کاربری ساختمان دچار مشکل شود به راحتی می‌توان میراگرها را تعویض کرد و سیستم را مقاوم سازی نمود. اما در مورد سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON*، بدلیل تمرکز خرابی در اعضای اصلی سازه (تیرها، ستون‌ها و مهاربندها) امکان ترمیم و مقاوم سازی آنها عملاً غیر ممکن و غیر اقتصادی می‌باشد. در مورد سیستم *EBF* خرابی در تیرهای پیوند متمرکز می‌شود که تعویض این تیرها به مراتب مشکل‌تر و پرهزینه‌تر از تعویض میراگرهای *ADAS* و *TADAS* می‌باشد. علاوه بر این کاربری ساختمان نیز مختل می‌شود.

در صورتیکه سطح عملکرد بالایی مورد نظر نباشد، با توجه به رفتار مناسب‌تر سیستم *EBF* نسبت به سیستم‌های *CBF* و *CHEVRON* استفاده از این سیستم توصیه می‌شود.

منابع و مراجع

منابع و مراجع:

- [۱] اسکینر- آر، روبینسون- و، مک وری- گ، ترجمه: محسن تهرانی زاده و فرزانه حامدی، "جداسازی لرزه‌ای در مقابل زلزله"، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
- [۲] پهلوانی نیا- علیرضا، مالک- شاهرخ، "بررسی رفتار دینامیکی قاب‌های مهاربندی شده با سیستم‌های میراگر"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، دانشگاه تهران، دانشکده فنی، ۱۳۷۶.
- [۳] جلی- عزیزالله، حسینی هاشمی- بهرخ، "مطالعه رفتار دینامیکی ساختمان‌های طرح شده با مهاربندی‌های هم‌مرکز و خارج از مرکز"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۷.
- [۴] جهانبخش- افشین، تیو- مهران، "عملکرد میراگرهای اصطکاکی *Pall* در مقایسه با سیستم‌های *CBF* و *EBF*"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۷.
- [۵] سالمون- چ، جانسون- ج، ترجمه: فریدون ایرانی، "طرح و محاسبه سازه‌های فولادی"، مشهد، دانشگاه فردوسی مشهد، موسسه چاپ و انتشارات، جلد اول و دوم، ۱۳۷۹.
- [۶] صاحب‌الزمانی- علی، ناطقی‌الهی- فریبرز، "بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های میان‌مرتبه پیچشی با میراگرهای جاری شونده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۰.
- [۷] کامروا- مهدی، ناطقی‌الهی- فریبرز، "مقایسه میراگرها در مقاوم‌سازی ساختمان‌ها"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی، ۱۳۷۸.

- [۸] کریمخانی- بابک، تیو- مهران، "رفتار دینامیکی یک ساختمان مجهز به میراگرهای ADAS و مقایسه آن با سیستم‌های CBF، EBF و PFD"، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
- [۹] کلاف- ر، پنزین- ج، ترجمه: محمد مهدی سعادت پور، "دینامیک سازه‌ها"، اصفهان، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۷۷.
- [۱۰] ماشینچیان- امید، ناطقی‌الهی- فریبرز، "بررسی تاثیر میراگرهای الحاقی بر رفتار دینامیکی ساختمان"، پایان نامه کارشناسی ارشد، واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی، ۱۳۷۶.
- [۱۱] مدرس حقیقی- کامبیز، ثنایی- ابراهیم، "بررسی برخی سیستم‌های لرزه بر در ساختمان‌های فولادی"، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده عمران، ۱۳۷۵.
- [۱۲] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش دوم)"، تهران، انتشارات مدیریت، آذر ۱۳۷۸.
- [۱۳] ناطقی‌الهی- فریبرز، "میراگرهای انرژی در مقام سازی لرزه‌ای ساختمان‌ها"، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
- [۱۴] ناطقی‌الهی- فریبرز، ادیب رضائی- محمدرضا، "ترکیب کنترل فعال و غیر فعال در سازه‌ها"، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
- [۱۵] واکابایاشی- م، ترجمه: محمد مهدی سعادت پور، "ساختمان‌های مقاوم در مقابل زلزله"، اصفهان، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۷۴.
- [۱۶] وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی (تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹)"، تهران، انتشارات مدیریت، ۱۳۷۹.

[۱۷] یوسف پور- هومن، ناطقی‌الهی- فریبرز، "ارزیابی آسیب پذیری سازه‌های بتنی مسلح مجهز به میراگر فلزی جاری شونده"، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۰.

- [18] Aiken, I.D., Nims, D.K., Whittaker, A.S. and Kelly, J.M., "**Testing of Passive Energy Dissipation Systems**," J. Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, August 1993.
- [19] AISC 92, Manual of Steel Construction.
- [20] Bergman, D.M. and Goel, S.C., "**Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness**," Report No. UCME 87-10, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, November 1987.
- [21] Colunga, A.T., "**Mathematical Modelling of the ADAS Energy Dissipation Device**," J. Structural Engineering, Vol.19, No. 10, 1997.
- [22] Constantinou, M.C. and Symans, M.D., "**Seismic Response of Structures with Supplemental Damping**," J. The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 2, 1993.
- [23] Fierro, E.A. and Perry, C.L., "**San Francisco Retrofit Design Using Added Damping and Stiffness (ADAS) Elements**," Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.593-603, March 1993.
- [24] Hendsbee, D. and Hill, J.A., "**Retrofit of a Concrete Frame Building Using Added Damping**," Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.617-626, March 1993.
- [25] Jara, J.M, Soberon, C.G., Vargas, E. and Gonzalez, R., "**Seismic Performance of Building with Energy Dissipating Systems**," Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.663-673, March 1993.

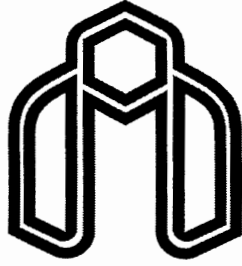
- [26] Kasai, K., and Popov, E.P., "*A study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames Systems,*" Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, January 1986.
- [27] Kelly, J.M., Skinner, R.I. and Heine, A.J., "*Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures,*" Bulletin of N.Z. Society for Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, September 1972.
- [28] Naeim F., "*The Seismic Design Handbook,*" Van Nostrand Reinhold, New York, First Edition, 1989.
- [29] Parkash, V., Powell, G.H. and Filippou, F.C., "*DRAIN-2DX a General Purpose Computer Program for Static and Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structure,*" Report No. UCB/SEMM-92/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1992.
- [30] Popov, E.P. and Kasai, K., "*Advances in Design of Eccentrically Braced Frames,*" J. Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, 1987.
- [31] Ricles, J.M., and Popov, E.P., "*Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors,*" Report No. UCB/EERC-87/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, June 1987.
- [32] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W. and Chung, R.M., "*Passive Energy Dissipation Devices for Seismic Applications,*" Technical Report NISTIR-5923, U. S. Department of Commerce, National Institute of Standard and Technology, November 1996.
- [33] Scholl, R.E., "*Design Criteria for Yielding and Friction Energy Dissipators,*" Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.485-495, March 1993.
- [34] Scholl, R.E., "*Added Damping and Stiffness Elements for Earthquake Damage and Loss Control,*" Proceedings of Conference XLI: A Review of Earthquake Research Applications in the National Earthquake Hazards Reduction Program: 1977-1987, U.S. Geological Survey Open File, Report No. 88-13-A, San Diego, CA, 1988.
- [35] Soong T.T., Dargush G.F. "*Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering,*" Wiley, Chichester-England, 1997.

- [36] Stiemer, S.F. and Godden, W.G., ***“Shaking Table Tests of Piping Systems with Energy-Absorbing Restrainers,”*** Report No. UCB/EERC-80/33, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, September 1980.
- [37] Stiemer, S.F. and Godden, W.G. and Kelly, J.M., “Experimental Behavior of Spatial Piping System with Steel Energy Absorbers Subjected to a Simulated Differential Seismic Input,” Report No. UCB/EERC-81/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, July 1981.
- [38] Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F., ***“Welded Steel Triangular Plate Device for Seismic Energy Dissipation,”*** Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.687-698, March 1993.
- [39] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F., ***“Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction,”*** J. Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, 1993.
- [40] Uniform Building Code (UBC), 1997.
- [41] Whittaker, A., Aiken, I., Bergman, D., Clark, P., Cohen, J., Kelly, J. and Scholl, R., ***“Code Requirements for the Design and Implementation of Passive Energy Dissipation Systems,”*** Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.497-508, March 1993.
- [42] Whittaker, A., Bertero, V., Alonso, J., and Thompson C., ***“Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements,”*** Report No. UCB/EERC-89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, January 1989.
- [43] Whittaker, A.S., Constantinou, M.C. and Kircher, C.A., ***“Seismic Rehabilitation Using Supplemental Damping Systems,”*** Report No. UCB/EERC-96-01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, May 1996.

- [44] Xia, C. and Hanson, R.D., "*Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response*," J. Structural Engineering, Vol.118, No. 7, July 1992.
- [45] Youssef, N. and Guh, T.J., "*Seismic Retrofit of Structures with Passive Energy Dissipation Devices*," Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, Applied Technology Council, ATC-17-1, pp.639-651, March 1993.
- [46] Engelhardt, D. and Popov, E.P., "Behaviour of Long Link in Eccentrically Braced Frames,"
- [47] Popov, E.P. and Ricles, J.M., "Application Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames with Composite Floors," Proceeding of Ninth World Conference, 1989, Japan.

ABSTRACT

In recent years, new systems are used in earthquake-resisting structures. Metallic dampers are among of passive systems, which are developed. Metallic dampers have a stable behavior and can be used in steel and concrete structures. In current research, the behavior and performance of steel structures equipped with ADAS and TADAS metallic dampers are investigated and compared with conventional earthquake-resisting steel systems such as CBF, CHEVRON and EBF systems. For this purpose, the behavior of different systems designed based on Iranian seismic codes are compared with each other. The El Centro, Hachinohe, Sanfernando and Taft earthquake are used as the disturbing earthquakes and nonlinear behavior of the systems is studied by DRAIN-2DX program. Results shows steel structures equipped with ADAS and TADAS metallic dampers have a better behavior and performance in comparison with other systems. In these systems, earthquake input energy is mainly dissipated by ADAS and TADAS damper. As a result repairing after the earthquakes can be easily done by replacing the damaged dampers. From economic point of view, mass production of these dampers results in a cost reduction comparing to conventional systems. Although, EBF systems shows a reduced performance comparing to ADAS and TADAS systems, but they show better results comparing to CBF and CHEVRON systems.



Shahrood University of Technology
Department of Civil Engineering

*A Comparison of Seismic Behaviour and Cost of
Steel Buildings Equipped with ADAS and TADAS Dampers
With Eccentric and Concentric Braced Frames*

By

Seyyed Masoud Sajjadi Ale Hashem

Supervised By

Dr. Ali Keyhani

And

Dr. Hassan Poormohammad