

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه

# مقاوم سازی قاب خمشی فولادی با سیستم مهاربندی با در نظر گرفتن شاخص خرابی

صادق گری

استاد راهنما :

دکتر علی کیهانی

بهمن ۱۳۹۲

شماره: ۹۲  
تاریخ: ۱۰، ۱۳، ۹۲  
ویرایش:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی  
فرم شماره (۶)

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) نتیجه ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای صادق گری رشته رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان : مقاوم سازی قاب خمشی فولادی با سیستم مهاربندی با در نظر گرفتن شاخص خرابی که در تاریخ ۱۳۹۲/۱۱/۲۹ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول ( با درجه: بسیار امتیاز: ۱۸/۲۶)  دفاع مجدد  مردود

۱- عالی (۲۰ - ۱۹) ۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶) ۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر علی کیهانی	استادیار	
۲- استاد مشاور			
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استادیار	
۴- استاد ممتحن	دکتر وحیدرضا کلات جاری	استادیار	
۵- استاد ممتحن	دکتر سید مهدی توکلی	استادیار	

رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

تقدیم به مادر عزیزتر از جانم که هرچه دارم از اوست

تقدیم به پدر عزیزم که در تمام مشکلات پشت و پناهم بود

## **تقدیر و تشکر**

اینک که به لطف پرودگار، توفیقی دست داد تا موفق به برداشتن گام مهمی در زندگی بشوم، وظیفه خود می‌بینم که از اساتید و سرورانی که مرا در این راه یاری نموده‌اند، قدردانی کنم. به ویژه از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر علی کیهانی که همواره از مساعدت‌های پدران‌شان برخوردار بوده‌ام، صمیمانه تشکر می‌کنم.

## تعهد نامه

اینجانب صادق گری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران - سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مقاوم سازی قاب خمشی فولادی با سیستم مهاربندی با در نظر گرفتن شاخص خرابی تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام <<دانشگاه صنعتی شاهرود>> و یا <<shahrood university of technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل راز داری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

• کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

• استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

## چکیده

ساختمان های زیادی در نواحی لرزه ای قرار گرفته اند که بر اساس آیین نامه های لرزه ای موجود نامناسب هستند. بعلاوه شمار زلزله های شدیدی که در طول سال های اخیر اتفاق افتاده اهمیت کاهش خطرات لرزه ای را بیشتر کرده است. مقاوم سازی لرزه ای ساختمان های موجود یکی از مؤثر ترین روش های کاهش این خطرات است. روش های متفاوتی برای بهسازی لرزه ای سازه ها از قبیل استفاده از مهاربند های فولادی و دیوار های برشی و .... وجود دارند، اما قبل از انتخاب یک روش مقاوم سازی باید برآورد دقیقی از رفتار لرزه ای و عملکرد آن داشت. آنالیز های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی روش های مناسبی برای تعیین عملکرد لرزه ای سازه ها می باشند. علاوه بر این آنالیز ها شاخص های خرابی نیز می توانند در تعیین مقدار خرابی و وضعیت سازه کمک کننده باشند.

شاخص خرابی در واقع یک مدل ریاضی برای توصیف کمی و کیفی سازه ها در زمین لرزه های محتمل است. در این تحقیق ۳ قاب خمشی فولادی ۵، ۷ و ۱۰ طبقه با استفاده از انواع مختلف سیستم مهاربندی مقاوم سازی شده اند، برای تعیین میزان تاثیر و عملکرد روش های مختلف مقاوم سازی، با استفاده از نرم افزار PERFORM 3D تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی انجام شد و بر اساس شاخص خرابی قبارا که براساس پارامتر سختی تنظیم شده است، میزان خرابی سازه قبل و بعد از مقاوم سازی محاسبه شد. نتیجه بیانگر آنستکه سیستم مهاربندی واگرا تأثیر بهتری روی مقاوم سازی سازه داشته است.

**کلمات کلیدی:** قاب خمشی فولادی ، مقاوم سازی ، مهاربندهای فولادی، تحلیل غیرخطی ، شاخص

خرابی

## فهرست مطالب

صفحه

عنوان

### فصل اول - مقدمه و کلیات

۲	۱-۱- مقدمه .....
۳	۲-۱- مقاوم سازی لرزه ای سازه ها .....
۳	۱ - ۲ - ۱- اهداف بهسازی لرزه‌ای ساختمان .....
۴	۳-۱- معرفی راهکار های بهسازی .....
۴	۱ - ۳ - ۱- افزایش مقاوت و سختی .....
۵	۱ - ۳ - ۱- استفاده از مهاربند .....
۶	۱ - ۳ - ۱- استفاده از دیوار برشی بتنی و فولادی .....
۶	۴-۱- هدف و فلسفه طراحی لرزه ای .....
۷	۵-۱- هدف تحقیق .....
۷	۶-۱- پیکر بندی پایان نامه .....



## فصل دوم - مروری بر شاخص های خرابی

- ۱-۲-۱- مقدمه ..... ۱۰
- ۲-۲- روش های گوناگون ارزیابی خسارت ..... ۱۰
- ۲-۲-۱- روش های مستقیم ..... ۱۱
- ۲-۲-۲- روش های غیر مستقیم ..... ۱۱
- ۲-۲-۳- روش های قراردادی ..... ۱۱
- ۲-۲-۴- روش های کیفی ..... ۱۲
- ۲-۲-۵- روش های کمی ..... ۱۳
- ۲-۳- پارامتر های خرابی ..... ۱۴
- ۲-۴- طبقه بندی شاخص های خرابی ..... ۱۵
- ۲-۴-۱- شاخص های خرابی براساس مقاومت ..... ۱۵
- ۲-۴-۲- شاخص های خرابی براساس بازتاب ..... ۱۵
- ۲-۴-۱-۲- شاخص های خرابی موضعی و کلی ..... ۱۶
- ۲-۴-۲-۲- شاخص های خرابی تجمعی ..... ۱۷
- ۲-۴-۳-۲- شاخص های خرابی غیر تجمعی ..... ۲۴
- ۲-۴-۴-۲- شاخص های خرابی ترکیبی ..... ۳۰

- ۲-۵ - ارزیابی اقتصادی سازه ها با استفاده از شاخص های خرابی ..... ۳۶
- ۲-۶ - فعالیت های انجام شده در ایران برای ارزیابی خسارت ساختمان ها ..... ۳۷
- ۲-۷ - طبقه بندی خسارت ..... ۳۹

### فصل سوم - روشهای تحلیل و مدل سازی

- ۳-۱ - مقدمه ..... ۴۲
- ۳-۲ - تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) ..... ۴۳
- ۳-۳ - تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیر خطی) ..... ۴۵
- ۳-۳-۱ - شتاب نگاشت ها ..... ۴۶

### فصل چهارم - محاسبات و مدل سازی

- ۴-۱ - مقدمه ..... ۴۸
- ۴-۲ - مشخصات کلی پروژه ..... ۴۸
- ۴-۳ - معرفی خصوصیات مصالح ..... ۴۹
- ۴-۴ - بارگذاری سازه ..... ۵۰
- ۴-۴-۱ - بارهای قائم ثقلی ..... ۵۰

- ۴-۴-۲- بار جانبی زلزله ..... ۵۱
- ۴-۴-۵ - مشخصات مقاطع عناصر خطی ..... ۵۳
- ۴-۴-۶- مقاوم سازی قاب خمشی موجود با سیستم مهاربندی ..... ۵۴
- ۴-۴-۷ - طراحی لرزه ای و ترکیبات بار گذاری ..... ۵۷
- ۴-۴-۸- مدل سازی المان های سازه ای در نرم افزار PERFORM 3D ..... ۵۷
- ۴-۴-۸-۱- تیرها ..... ۵۷
- ۴-۴-۸-۲- ستون ها ..... ۶۰
- ۴-۴-۸-۳- مهاربند ها ..... ۶۳
- ۴-۴-۸-۴- پارامتر های مدل سازی و معیار های پذیرش در روش های غیر خطی ..... ۶۴
- ۴-۴-۹ - معرفی حالت های بار گذاری غیر خطی ..... ۶۸
- ۴-۴-۱۰ - اجرای تحلیل های مورد نیاز برای محاسبه شاخص خرابی قبارا ..... ۶۹
- ۴-۴-۱۰-۱- تنظیم حالت های بارگذاری استاتیکی غیر خطی ..... ۶۹
- ۴-۴-۱۰-۱-۱- توزیع نیرو و بزرگی آن ..... ۶۹
- ۴-۴-۱۰-۱-۲- انتخاب توزیع بار پوش آور ..... ۶۹
- ۴-۴-۱۰-۲- تنظیم حالت های بارگذاری دینامیکی غیر خطی ..... ۷۱
- ۴-۴-۱۱ - اجرای تحلیل های سازه ..... ۷۲

## فصل پنجم - استخراج و بررسی نتایج

۷۶	۱-۵- مقدمه .....
۷۶	۲-۵- محاسبه شاخص خرابی .....
۷۷	۵- ۲- ۱- ساختمان ۵ طبقه .....
۹۳	۵- ۲- ۲- ساختمان ۷ طبقه .....
۱۰۹	۵- ۲- ۳- ساختمان ۱۰ طبقه .....
۱۲۵	۵- ۳- جمع بندی .....

## فصل ششم - نتیجه گیری

۱۳۰	نتیجه گیری .....
۱۳۳	منابع و مراجع .....

## فهرست اشکال

صفحه	عنوان
۵	شکل (۱-۱) - نمونه هایی از مهاربند های همگرا (CBF) و واگرا (EBF).....
۲۵	شکل (۱-۲) - تغییر سختی کل سازه بعد از آنالیزهای پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله.....
۲۶	شکل (۲-۲) - تغییر سختی طبقه سازه بعد از آنالیزهای پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله.....
۴۴	شکل (۱-۳) - تبدیل سیستم چند درجه آزادی به تک درجه آزادی در تحلیل پوش آور.....
۴۹	شکل (۱-۴) - پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر) و جهت تیرچه ریزی سقف.....
۵۳	شکل (۲-۴) - شکل هندسی مقاطع بکار رفته در سازه.....
۵۴	شکل (۳-۴) - مدل ۳ بعدی قاب خمشی ۷ طبقه.....
۵۵	شکل (۴-۴) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند واگرا.....
۵۶	شکل (۵-۴) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند ضربدري.....
۵۶	شکل (۶-۴) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند همگرای هشتی.....
۵۸	شکل (۷-۴) - اجزای اصلی مدل دوران قطری.....
۵۹	شکل (۸-۳) - اجزای اصلی مدل مفصل پلاستیک.....
۵۹	شکل (۹-۴) - اجزای اصلی مدل پیوند برشی.....
۶۰	شکل (۱۰-۴) - ساخت مولفه مرکب ستون 2*30*30 T طبقات.....
۶۱	شکل (۱۱-۴) - ساخت مولفه مرکب ستون 2*30*30 T طبقه همکف.....
۶۱	شکل (۱۲-۴) - ساخت مولفه مرکب تیر IPE400.....
۶۲	شکل (۱۳-۴) - ساخت مولفه مرکب تیر های دهانه مهاربندی هشتی.....
۶۲	شکل (۱۴-۴) - ساخت مولفه مرکب تیر پیوند مهاربند واگرا.....
۶۳	شکل (۱۵-۴) - رفتار چرخه ای شبیه سازی شده برای مهاربند با استفاده از STEEL STRUT.....

- شکل (۴-۱۶) - منحنی نیرو- تغییر شکل در محدوده غیرخطی در FEMA 356 ..... ۶۴
- شکل (۴-۱۷) - رفتار نیرو- تغییر مکان تیر مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D ..... ۶۷
- شکل (۴-۱۸) - رفتار نیرو- تغییر مکان مهاربند مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D ..... ۶۷
- شکل (۴-۱۹) - رفتار نیرو- تغییر مکان ستون مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D ..... ۶۷
- شکل (۴-۲۰) - تعریف حالت بارگذاری ثقلی ..... ۶۸
- شکل (۴-۲۱) - پنجره معرفی و تنظیم تحلیل پوش آور در جهه X ..... ۷۰
- شکل (۴-۲۲) - پنجره معرفی و تنظیم تحلیل پوش آور در جهه Y ..... ۷۱
- شکل (۴-۲۳) - تحلیل پوش آور سازه ۷ طبقه قبل از اعمال زلزله ..... ۷۳
- شکل (۴-۲۴) - تحلیل پوش آور سازه ۷ طبقه بعد از اعمال زلزله TABAS ..... ۷۳
- شکل (۵-۱) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه X ..... ۷۷
- شکل (۵-۲) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه Y ..... ۷۷
- شکل (۵-۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه X ..... ۷۷
- شکل (۵-۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه Y ..... ۷۸
- شکل (۵-۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه X ..... ۷۸
- شکل (۵-۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه Y ..... ۷۸
- شکل (۵-۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه X ..... ۷۹
- شکل (۵-۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهه Y ..... ۷۹
- شکل (۵-۹) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه X ..... ۸۱
- شکل (۵-۱۰) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه Y ..... ۸۱
- شکل (۵-۱۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه X ..... ۸۱
- شکل (۵-۱۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه Y ..... ۸۲
- شکل (۵-۱۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه X ..... ۸۲
- شکل (۵-۱۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهه Y ..... ۸۲

- شکل (۵-۱۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری جهت X..... ۸۳
- شکل (۵-۱۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری جهت Y..... ۸۳
- شکل (۵-۱۷) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X..... ۸۵
- شکل (۵-۱۸) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۸۵Y
- شکل (۵-۱۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۸۵X
- شکل (۵-۲۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۸۶Y
- شکل (۵-۲۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۸۶X
- شکل (۵-۲۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۸۶Y
- شکل (۵-۲۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت X..... ۸۷
- شکل (۵-۲۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت Y..... ۸۷
- شکل (۵-۲۵) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X..... ۸۹
- شکل (۵-۲۶) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y..... ۸۹
- شکل (۵-۲۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X..... ۹۰
- شکل (۵-۲۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت Y..... ۹۰
- شکل (۵-۲۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X..... ۹۰
- شکل (۵-۳۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت ۹۱Y
- شکل (۵-۳۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X..... ۹۱
- شکل (۵-۳۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y..... ۹۱
- شکل (۵-۳۳) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X..... ۹۳
- شکل (۵-۳۴) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y..... ۹۳

- شکل (۵-۳۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X..... ۹۳
- شکل (۵-۳۶) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y..... ۹۴
- شکل (۵-۳۷) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X..... ۹۴
- شکل (۵-۳۸) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y..... ۹۴
- شکل (۵-۳۹) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله NORTHRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X..... ۹۵
- شکل (۵-۴۰) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله NORTHRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y..... ۹۵
- شکل (۵-۴۱) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X..... ۹۷
- شکل (۵-۴۲) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y..... ۹۷
- شکل (۵-۴۳) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X..... ۹۸
- شکل (۵-۴۴) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y..... ۹۸
- شکل (۵-۴۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X..... ۹۸
- شکل (۵-۴۶) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y..... ۹۹
- شکل (۵-۴۷) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله NORTHRIDGE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری جهت X..... ۹۹
- شکل (۵-۴۸) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله NORTHRIDGE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری جهت Y..... ۹۹
- شکل (۵-۴۹) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X..... ۱۰۱
- شکل (۵-۵۰) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y..... ۱۰۱
- شکل (۵-۵۱) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X..... ۱۰۲
- شکل (۵-۵۲) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله TABAS سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y..... ۱۰۲
- شکل (۵-۵۳) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X..... ۱۰۲
- شکل (۵-۵۴) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله KOBE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y..... ۱۰۳
- شکل (۵-۵۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله NORTHRIDGE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت X..... ۱۰۳



- شکل (۵-۵۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHDRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت ۷ ..... ۱۰۳
- شکل (۵-۵۷) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X ..... ۱۰۵
- شکل (۵-۵۸) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت ۷ ..... ۱۰۵
- شکل (۵-۵۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X ..... ۱۰۶
- شکل (۵-۶۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت ۷ ..... ۱۰۶
- شکل (۵-۶۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X ..... ۱۰۶
- شکل (۵-۶۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت ۷ ..... ۱۰۷
- شکل (۵-۶۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHDRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X ..... ۱۰۷
- شکل (۵-۶۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHDRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت ۷ ..... ۱۰۷
- شکل (۵-۶۵) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X ..... ۱۰۹
- شکل (۵-۶۶) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت ۷ ..... ۱۰۹
- شکل (۵-۶۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X ..... ۱۱۰
- شکل (۵-۶۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت ۷ ..... ۱۱۰
- شکل (۵-۶۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X ..... ۱۱۰
- شکل (۵-۷۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت ۷ ..... ۱۱۱
- شکل (۵-۷۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHDRIDGE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X ..... ۱۱۱
- شکل (۵-۷۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHDRIDGE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت ۷ ..... ۱۱۱
- شکل (۵-۷۳) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X ..... ۱۱۳
- شکل (۵-۷۴) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت ۷ ..... ۱۱۳
- شکل (۵-۷۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X ..... ۱۱۴
- شکل (۵-۷۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت ۷ ..... ۱۱۴

- شکل (۵-۷۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X...۱۱۴
- شکل (۵-۷۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y...۱۱۵
- شکل (۵-۷۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت .....۱۱۵
- شکل (۵-۸۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری جهت Y...۱۱۵
- شکل (۵-۸۱) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X.....۱۱۷
- شکل (۵-۸۲) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y.....۱۱۷
- شکل (۵-۸۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X.....۱۱۸
- شکل (۵-۸۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y.....۱۱۸
- شکل (۵-۸۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت X.....۱۱۸
- شکل (۵-۸۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی جهت Y.....۱۱۹
- شکل (۵-۸۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت X.....۱۱۹
- شکل (۵-۸۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت Y.....۱۱۹
- شکل (۵-۸۹) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X.....۱۲۱
- شکل (۵-۹۰) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت Y.....۱۲۱
- شکل (۵-۹۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X...۱۲۲
- شکل (۵-۹۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله TABAS سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت Y...۱۲۲
- شکل (۵-۹۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت X.....۱۲۲
- شکل (۵-۹۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله KOBE سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی جهت Y.....۱۲۳
- شکل (۵-۹۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X.....۱۲۳
- شکل (۵-۹۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله NORTHTRIDGE برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y.....۱۲۳

شکل (۹۷-۵) - مقادیر خرابی برای روش های مختلف مقاوم سازی ..... ۱۲۵

شکل (۹۸-۵) - منحنی های پوش آور قبل و بعد از بهسازی با انواع مختلف مهاربند ..... ۱۲۶

شکل (۹۹-۵) - مقادیر خرابی برای سازه های ۵،۷ و ۱۰ طبقه به تفکیک روش مقاوم سازی ..... ۱۲۷

## فهرست جداول

صفحه	عنوان
۲۷	جدول (۱-۲) - وضعیت خرابی بر اساس شاخص قبارا.....
۳۹	جدول (۲-۲) - طبقه بندی شاخص آسیب قبارا.....
۳۹	جدول (۳-۲) - طبقه بندی خسارت بر اساس شاخص آسیب پارک و آنگ.....
۳۹	جدول (۴-۲) - طبقه بندی شاخص آسیب پارک و آنگ با توجه به ترازهای عملکرد.....
۴۰	جدول (۵-۲) - ارتباط شاخص های خرابی با سطوح عملکرد.....
۴۰	جدول (۶-۲) - طبقه بندی آسیب بر اساس ترازهای عملکرد ارائه شده در آیین نامه FEMA-356.....
۶۵	جدول (۱-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش اجزای غیر خطی.....
۶۶	جدول (۲-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش اجزای غیر خطی.....
۷۲	جدول (۳-۴) - شتاب نگاشت های استفاده شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی.....
۸۰	جدول (۱-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله TABAS.....
۸۰	جدول (۲-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله KOBE.....
۸۰	جدول (۳-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله NORTHRIDGE.....
۸۴	جدول (۴-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله TABAS.....
۸۴	جدول (۵-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله KOBE.....
۸۴	جدول (۶-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله NORTHRIDGE.....
۸۸	جدول (۷-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله TABAS.....
۸۸	جدول (۸-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله KOBE.....
۸۸	جدول (۹-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله NORTHRIDGE.....
۹۲	جدول (۱۰-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله TABAS.....

- جدول (۵-۱۱) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله KOBÉ ..... ۹۲
- جدول (۵-۱۲) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۹۲
- جدول (۵-۱۳) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله TABAS ..... ۹۶
- جدول (۵-۱۴) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله KOBÉ ..... ۹۶
- جدول (۵-۱۵) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۹۶
- جدول (۵-۱۶) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله TABAS ..... ۱۰۰
- جدول (۵-۱۷) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۰۰
- جدول (۵-۱۸) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۰۰
- جدول (۵-۱۹) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله TABAS ..... ۱۰۴
- جدول (۵-۲۰) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۰۴
- جدول (۵-۲۱) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۰۴
- جدول (۵-۲۲) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله TABAS ..... ۱۰۸
- جدول (۵-۲۳) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۰۸
- جدول (۵-۲۴) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۰۸
- جدول (۵-۲۵) - شاخص خرابی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله TABAS ..... ۱۱۲
- جدول (۵-۲۶) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۱۲
- جدول (۵-۲۷) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۱۲
- جدول (۵-۲۸) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله TABAS ..... ۱۱۶
- جدول (۵-۲۹) - شاخص سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۱۶
- جدول (۵-۳۰) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۱۶
- جدول (۵-۳۱) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله TABAS ..... ۱۲۰
- جدول (۵-۳۲) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله KOBÉ ..... ۱۲۰
- جدول (۵-۳۳) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی واگرای هشتی تحت زلزله NORTHDRIDGE ..... ۱۲۰

جدول (۳۴-۵) - شاخص خرابی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله  
۱۲۴..... TABAS

جدول (۳۵-۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله KOBE.....  
۱۲۴.....

جدول (۳۶-۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی همگرای هشتی تحت زلزله NORTHBRIDGE.....  
۱۲۴.....

# فصل اول

مقدمه و کلیات

## ۱-۱- مقدمه

با توجه به اینکه کشورما در منطقه‌ای با ساختار ویژه زمین ساختی، گسل‌های فراوان و لرزه-خیزی زیاد قرار دارد، همواره در معرض خطر زلزله‌های زیاد و شدیدی قرار دارد که وقوع زلزله‌های بسیار در گذشته تاکید بر این موضوع است. به همین دلیل موضوع ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها مورد توجه دستگاه‌ها و مهندسين قرار گرفته تا بتوان از خسارت وارده جلوگیری کرده. یکی از مهمترین عوامل در تحقق این امر، استفاده از روشهای مختلف مقاوم‌سازی است و هر روزه میتوان شاهد گسترش این روشها و ابداع روشهای نوین بود.

یکی از عوامل تاثیر گذار در تعیین مناسب ترین روش بهسازی، تشخیص مقدار خرابی و بررسی وضعیت سازه در اثر زمین لرزه است. برای ارزیابی خسارت، یکی از روش‌ها استفاده از شاخص‌های خرابی است. شاخص‌های خرابی با تعیین مقدار خرابی و وضعیت سازه، انتخاب روش مناسب بهسازی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای را فراهم می‌کنند. شاخص خرابی معمولاً به صورت کمیته بین صفر تا یک تعریف می‌گردد که می‌توان آن را در سطوح مختلف سازه‌ای اعم از عضو، طبقه و یا کل سازه محاسبه نمود. سازه‌ای که شاخص خرابی آن صفر باشد کاملاً سالم است و هیچ آسیبی به آن وارد نشده است اما سازه با شاخص خرابی یک کاملاً تخریب شده است. اعداد بین صفر و یک نیز نشان دهنده‌ی خرابی‌های مابین این دو حالت حدی هستند. [1]



## ۱-۲- مقاوم سازی لرزه‌ای سازه‌ها

بطور کلی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، اصلاح خردمندانه خواص سازه‌ای ساختمان موجود به منظور بهبود عملکرد در زلزله‌های آینده و پاسخگویی به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه می باشد. به دلیل گوناگونی ساختمان‌ها و تنوع نواقص و کاستی‌های محتمل و نیز گوناگونی مقاصد مقاوم‌سازی، تکنیک‌های مقاوم‌سازی نیز متفاوت بوده و نیاز به انجام تحقیقات تکمیلی دارد. تاکنون تحقیقات و مطالعات زیادی در زمینه چگونگی تقویت سازه‌های ساختمانی ساخته شده در کشورهای مختلف انجام و نتایج چشمگیری نیز بدست آمده است. به طور کلی در موارد زیر مقاوم سازی سازه‌های متعارف متداول است: [۲]

- ساختمانهای آسیب دیده حین وقوع زلزله.
- ساختمانهایی که کاربری آنها تغییر داده شده است (مثلا از مسکونی به اداری یا انبار)
- ساختمان‌هایی که به دلایل تغییر ضوابط آیین‌نامه‌ها مقاومت کافی ندارند.
- ساختمان‌هایی که قرار است طبقات اضافی روی آنها ساخته شود.
- ساختمان‌هایی که به دلیل نواقص طراحی یا اجرا ضعیف بوده و آثار ضعف بصورت ترک، خیز نامتعارف و .... در آنها پدیدار می‌شود.

## ۱-۲-۱- اهداف بهسازی لرزه‌ای ساختمان

پنج مورد از مواردی که انگیزه اصلی جهت بهسازی ساختمانهای موجود محسوب میشوند به

شرح زیر می‌باشند: [۳]

۱. قابلیت عملکرد - مراکز که در هنگام زلزله و بعد از آن بایستی به فعالیت خود ادامه دهند (مانند مراکز کامپیوتری، مالی و ....).
۲. حفظ محتویات - لوازم مهم و ارزشمندی که بایستی از خسارت ناشی از ارتعاشات زلزله محافظت شوند (مانند آثار تاریخی و هنری).

۳. حفظ سرمایه - جلوگیری از ضررهای اقتصادی ناشی از خسارت زلزله.

۴. حفظ آثار باستانی - جلوگیری از تخریب یا ایجاد خسارت در ساختمانهای تاریخی.

### ۱-۳- معرفی راهکارهای بهسازی

منظور از تعیین راهکارها، انتخاب پارامتر مناسب عملکردی برای اصلاح یا کنترل سازه است. راهکارهای تقویت سازه شامل افزایش سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، قابلیت جذب انرژی، میرایی و کاهش نیاز لرزه‌ای سازه می‌باشد. از بین این راهکارها به روش افزایش سختی و مقاومت که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است اشاره می‌شود:

#### ۱-۳-۱- افزایش مقاومت و سختی

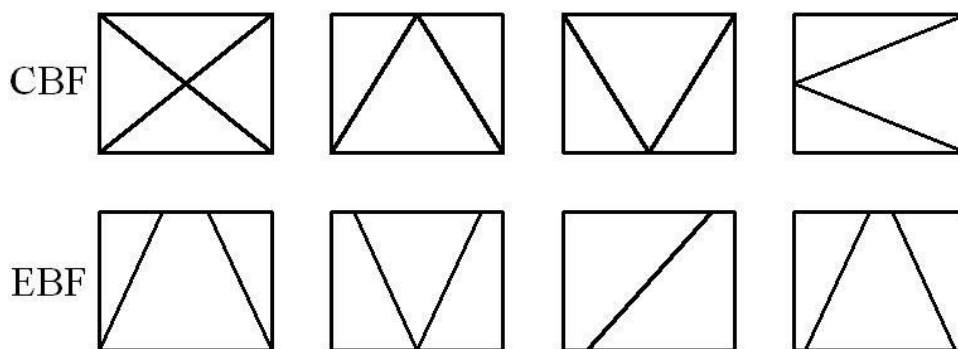
افزایش مقاومت و سختی از متداول‌ترین روش‌های تقویت سازه می‌باشد. البته افزایش مقاومت و سختی را می‌توان دو مورد جداگانه دانست. تأثیر افزایش مقاومت جانبی سازه این است که مقدار بار جانبی لازم برای شروع هرگونه خرابی افزایش می‌یابد و ممکن است تأثیر چندانی در سختی سازه نداشته باشد. افزایش مقاومت سازه باعث جابجایی نقطه عملکرد و کاهش تغییر مکان سازه می‌شود. در صورتی که اگر سختی افزایش داده شود بار جانبی سازه تغییر نکرده، اما نقطه عملکرد سازه در جهت کاهش تغییر مکان، جابه‌جا می‌شود. [۴] در ادامه به چند نمونه از سیستم‌هایی که باعث افزایش مقاومت و سختی می‌شوند اشاره مختصری شده است.

### ۱-۳-۱- استفاده از مهاربندها

مهاربندهای هم‌محور و برون‌محور فولادی با اضافه شدن به دهانه انتخاب شده قاب‌ها، منجر به افزایش مقاومت جانبی قاب می‌شوند. از مزایای این روش، افزایش مقاومت، سختی، استهلاک انرژی و داشتن رفتار شکل‌پذیر در بارگذاری تناوبی و سیکلی بدون گسیختگی زود هنگام می‌باشد.

دو نوع سیستم قاب مهاربندی جانی موسوم به قاب‌های مهاربندی همگرا (CBF) و قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF) مورد توجه طراحان و محققان لرزه‌ای سازه‌های فولادی می‌باشد. هر کدام از این دو سیستم باربر جانبی لرزه‌ای به گونه‌ای متفاوت موجب اتلاف انرژی القایی ناشی از زلزله می‌گردند. در قاب‌های مهاربندی همگرا اتلاف انرژی توسط مهاربندها و در قاب‌های مهاربندی واگرا اتلاف انرژی توسط رفتار شکل‌پذیر تیر پیوند انجام می‌گیرد. مهاربندهای همگرا سختی جانبی بیشتری نسبت به مهاربندهای واگرا دارند.

از جمله مهاربندهای معمول هم‌محور می‌توان به مهاربندهای قطری (X)، مهاربندهای کا شکل (K)، مهاربندهای شورون هفتی (V) و هشتی ( $\Delta$ ) اشاره کرد. در مورد مهاربندهای برون‌محور می‌توان به مهاربند واگرای (V) و ( $\Delta$ )، مهاربند واگرای قطری و مهاربند واگرای دوطرفه ( $\Delta$ ) اشاره کرد. در شکل (۲-۲) نمونه‌هایی از بادبندهای (CBF) و (EBF) نشان داده شده است.



شکل (۱-۱) - نمونه‌هایی از مهاربندهای همگرا (CBF) و واگرا (EBF)

از مزایای دیگر استفاده از سیستم مهاربندی برای مقاوم سازی ساختمان فولادی می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- امکان ایجاد بازشوها
- حداقل بودن وزن اضافه شده به سازه ( در مقایسه با دیوار برشی)
- امکان اجرای آن با حداقل اختلال در استفاده و سکونت در ساختمان

### ۱-۳-۱-۲- استفاده از دیوار برشی بتنی یا فولادی

استفاده از دیوار برشی یکی از روش‌های تقویت سازه‌های بتنی و فولادی بوده و معمولاً روشی اقتصادی است. افزودن دیوار برشی هم سختی و هم مقاومت سازه را افزایش می‌دهد ولی اجرای این روش باعث افزایش جرم سازه و ایجاد اشکال در معماری آن می‌گردد.

### ۱-۴- هدف و فلسفه طراحی لرزه‌ای

آسیب دیدن بسیاری از ساختمانهای طراحی و احداث شده براساس آئین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه‌ای در برابر زلزله‌های اخیر نشان دهنده این واقعیت است که روشهای طراحی سازه‌ها جهت مقابله با نیروهای زلزله هنوز نیاز به بهسازی و تکمیل دارند. بیشترین خطر زمین‌لرزه، به علت سیستمهای سازه‌ای ضعیف، قدیمی و آسیب پذیر است. از زمین‌لرزه سال ۱۹۹۵ کوبه مشخص شد که اکثر قربانیان (۵۵۰۰ نفر) در ساختمانهایی سکونت داشتند که از آئین‌نامه‌های قدیمی در طراحی آنها استفاده شده بود. در طرح کلاسیک سازه‌ها، ایمنی سازه با محدود نمودن تنشها در حد جاری شدن مصالح حاصل میشود، اما حتی زلزله‌های متوسط ممکن است باعث جاری شدن بعضی اعضای سازه شوند. بنابراین برای پیش‌بینی عملکرد ساختمانها در مقابل زلزله نیاز به روشهای تحلیلی غیرخطی احساس میشود. هدف طراحی در آئین‌نامه‌های فعلی حفظ ایمنی جانی تحت زلزله‌های شدید می باشد و شرایط سرویس دهی نیز بطور ضمنی کنترل میشود. این هدف یک هدف حداقل است که برای سازه‌های معمول لازم الاجرا می‌باشد.

در طراحی ساختمانها، انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی از میان سیستمهای مختلف لرزه بر و توجه به امتیازات و ضعفهای هر یک از این سیستمها، امری ضروری است. این انتخاب باید تامین کننده کلیه نیازها مشتمل بر تامین مقاومت و سختی جانبی کافی و شکل پذیری بالا باشد. تامین نیازهای معماری، کاهش هزینهها، راحتی و سرعت مناسب اجرا نیز اهمیت خاص خود را دارد.

## ۱-۵- هدف تحقیق

هدف این پایان نامه بررسی تأثیر بهسازی با انواع مختلف مهاربند ها، بر عملکرد لرزه ای سازه ها می باشد که برای رسیدن به این هدف از شاخص های خرابی استفاده خواهد شد. برای این منظور ۳ ساختمان ۵، ۷، و ۱۰ طبقه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی گردید سپس با استفاده از انواع سیستم مهاربندی (همگرا و واگرا) بهسازی شد. سپس با بدست آوردن شاخص خرابی برای هر یک از روش های مقاوم سازی، بهترین و مناسب ترین روش بهسازی مشخص خواهد شد.

## ۱-۶- پیکربندی پایان نامه

در فصل اول این تحقیق، لزوم مطالعه آسیب پذیری ساختمانها و اهداف و زمینه تحقیق بررسی شده است. در فصل دوم روشهای گوناگون ارزیابی خسارت، پارامترهای مهم در محاسبه شاخصهای خرابی، بررسی انواع آنها و تحقیقات انجام شده در ایران ذکر می شود. در فصل سوم توضیحاتی در مورد تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی داده شده است. در فصل چهارم روشهای مدل کردن قابها و المان ها در نرم افزار `perform 3d`، آنالیز آنها و تنظیم پارامترهای مورد نیاز بررسی می -گردد. در فصل پنجم، مدل ها بررسی شده و مقادیر شاخص های خرابی به صورت نمودار و جدول ارائه می گردد. فصل ششم نیز شامل نتیجه گیری می باشد.



# فصل دوم

**مروری بر شاخص های خرابی**

## ۲-۱- مقدمه

به منظور بررسی خسارت وارده به سازه ابتدا باید شاخص هایی تعریف نمود که به کمک آنها بتوان خرابی ها را به مقدار کمی تبدیل نمود. بدین منظور یک سری شاخص های خرابی تعریف شده است. اغلب شاخص های خرابی بر اساس تغییر شکل های ایجاد شده در سازه و یا انرژی چرخه ای جذب شده در آن تعریف می شوند. در این فصل مرور نسبتاً کاملی بر شاخص های خرابی ارائه می گردد.

## ۲-۲- روش های گوناگون ارزیابی خسارت

به طور کلی خسارت لرزه ای عاملی وابسته به تغییر شکل لرزه ای است که به دلیل عدم قطعیت زیاد مرتبط با نیروها، خواص مصالح و ظرفیت اعضا و سیستم، منجر به بروز حالت های مختلفی می گردد. شاخص خرابی در واقع یک مدل ریاضی است که با تعیین مقدار خرابی اعضاء سازه، طبقات و نهایتاً خرابی کل به صورت کمی و عددی، می تواند در انتخاب شیوه مقاوم سازی نیز موثر باشد. محققین برای ارزیابی خسارت سازه های موجود روش های گوناگونی را پیشنهاد کرده اند. این روش ها به طور کلی به سه دسته روش های آماری، آزمایشگاهی و تحلیلی- عددی تقسیم می شوند. از روش های آماری در همه موارد نمی توان استفاده کرد و روش های آزمایشگاهی نیز در مقیاس گسترده بسیار گران تمام می شوند. کاربرد روش های فوق بیشتر برای کالیبره کردن نتایج حاصل از روش های تحلیلی عددی می باشد. [۵]

دسته بندی دیگری توسط « پترینی » و « کورسانگو » در سال ۱۹۹۰ پیشنهاد شده است. این تقسیم بندی به شرح زیر می باشد:



## ۲-۲-۱- روش‌های مستقیم

در روش‌های مستقیم، برآورد خسارت یک زلزله معلوم در یک مرحله انجام می‌شود. روش‌های گونه‌شناسی و مکانیکی از تکنیک‌های روش مستقیم هستند. در روش گونه‌شناسی، سازه را با توجه به مصالح سازنده و عوامل دیگری که در پاسخ لرزه‌ای مؤثر هستند تقسیم می‌کنند و بر اساس خسارت مشاهده شده در سازه‌های مشابه در اثر زلزله‌های گذشته خسارت سازه مورد بررسی را ارزیابی می‌کنند. در روش‌های مکانیکی پیش‌بینی خسارت با استفاده از مدل‌های مکانیکی مناسب انجام می‌گیرد. در این روش از مدل‌های یک درجه آزادی با شکل‌پذیری محدود استفاده می‌شود و خسارت وارده نیز با یک شاخص، مانند نسبت تغییر شکل خمیری انجام شده به حداکثر تغییر شکل، کمی می‌شود. این روش برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که رفتار لرزه‌ای آن‌ها با مدل‌های ساده قابل توصیف باشد.

## ۲-۲-۲- روش‌های غیرمستقیم

در روش‌های غیرمستقیم، ابتدا یک شاخص خسارت تعیین می‌شود و سپس ارتباط بین خسارت و شدت لرزه‌ای تعیین می‌گردد.

## ۲-۲-۳- روش‌های قراردادی

روش‌های قراردادی، تجربی هستند و شاخص خسارت را به طور مستقل و قبل از پیش‌بینی خسارت مشخص می‌کنند. در این روش، شاخص‌ها نشان دهنده میزان نسبی خسارت در ناحیه خاص هستند.

در کنار این روش‌ها، روش‌های دیگری نیز وجود دارند که از ترکیب تکنیک‌های فوق برای ارزیابی خسارت استفاده می‌کنند. این روش‌ها که با قضاوت مهندسی نیز همراه می‌باشند روش‌های مختلف نامیده می‌شوند.

برای روش‌های ارزیابی خسارت طبقه‌بندی دیگری نیز وجود دارد که در آن طبقه‌بندی، روش‌ها به دو گروه تقسیم می‌شوند: [۶]

## ۲-۲-۴- روش‌های کیفی

روش‌های کیفی، نسبت به روش‌های کمی روش‌های سریع‌تری هستند و برای مطالعات آماری بر آورد خسارت ساختمان‌ها در مقیاس وسیع، مناسب هستند. در این روش‌ها با توجه به شرایط لرزه-خیزی و ساختمان‌سازی منطقه و براساس تجربیات بدست آمده از زلزله‌های گذشته برای جمع‌آوری اطلاعات، فرم‌های ویژه‌ای تهیه می‌شود و توسط بازرسان اعزامی به محل، اطلاعات سازه‌ای جمع‌آوری می‌شود. از آنجایی که پرسشنامه تهیه شده در نوع خود اولین مدل جمع‌آوری اطلاعات به منظور ارزیابی خسارت در برابر زلزله محسوب می‌شود، نحوه نگرش در طرح سؤالات و جمع‌آوری اطلاعات و تجزیه و تحلیل آن بسیار مهم است. زیرا آنچه که می‌تواند پروژه تحقیقاتی را به سوی نتایج روشن رهنمون سازد، توجه و دقت نظر در مرحله آغازین کار می‌باشد و مطالعات و اطلاعات اولیه، پایه فکری فرضیات و نتایج نهایی خواهند شد. لذا باید دقت زیادی در جمع‌آوری اطلاعات اولیه صورت گیرد. این اطلاعات به صورت نسبی وضعیت سیستم باربر، اتصالات شکل‌پذیری عضوها، چگونگی ساخت و نوع خاک محل احداث سازه را بیان می‌کنند و در برآورد تقریبی و سریع ظرفیت باربری لرزه‌ای ساختمان استفاده می‌شوند. البته باید با توجه به شرایط و وضعیت شهر مورد مطالعه و فرم و کالبد آن، روش برداشت میدانی تنظیم گردد. به طور مثال در منطقه‌ای که دارای گونه‌های مشخص بافت شهری می‌باشد می‌توان با انتخاب قسمتی از هر یک از گونه‌ها و برداشت اطلاعات از آن، تکمیل پرسشنامه‌ها را در کمترین زمان ممکن به پایان رساند و چون هر یک از این گونه‌ها می‌تواند به عنوان نماینده

سطح وسیعی از شهر باشد، می‌توان در تحلیل نهایی، نتایج بدست آمده از هر بخش را به کل آن ناحیه بسط داد و بدین ترتیب کل شهر را بررسی و ارزیابی نمود و یا در منطقه‌ای که دارای گونه‌های مشخص بافت شهری نباشد می‌توان برداشت اطلاعات را به شیوه تصادفی ولی با نظم مشخص انجام داد. [۷]

باید خاطر نشان نمود که روش‌های کیفی در مواردی استفاده می‌شود که زمان کافی برای بررسی دقیق موجود نباشد و یا احتمال یک زلزله زودهنگام در یک منطقه بالا باشد و زمان لازم برای کنترل دقیق ساختمان‌ها و یا توان انجام ارزیابی دقیق در سطح گسترده موجود نباشد. باید گفت در این روش‌ها قضاوت مهندسی نقش مهمی ایفا می‌کند اما با وجود دقت پایین، این روش‌ها در برآورد خطر لرزه‌ای شهرها و مطالعات آماری ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند و در کشورهایی مانند ژاپن بسیار هم توسعه یافته‌اند. از روش‌های ارزیابی کیفی می‌توان به روش آریا، روش ارزیابی سریع آمریکا ATC-40 [8] و روش ارزیابی کمی - کیفی ونزوئلا اشاره نمود.

در ایران طرح تحقیقاتی به منظور ارزیابی خسارت ساختمان‌های متداول شهری توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن با عنوان «تحقیقات لرزه‌خیزی و طرح مقاوم‌سازی ساختمان‌های استان «ایلام» انجام گرفت که در آن از روش ارزیابی کیفی استفاده شد. [۷]

## ۲-۲-۵- روش‌های کمی

روش‌های کمی در واقع تکمیل‌کننده روش‌های کیفی هستند. در ساختمان‌های با اهمیت بالا و نیز در مواقعی که نتایج حاصل از بررسی کیفی نیاز به تقویت با هزینه بالا یا تخریب را نشان می‌دهد، از این روش‌ها استفاده می‌شود. در این روش‌ها سازه با جزئیات بیشتری بررسی می‌شود. این روش‌ها ابتدا در ژاپن و آمریکا شکل گرفتند که به بررسی مقاومت و شکل‌پذیری سازه‌ها می‌پردازند. این امر به تدریج با مدل‌سازی کامپیوتری و تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها همراه شد. برنامه‌هایی همچون

DAMAGB و DAB، ACE، DRAIN که قادر به تحلیل غیرخطی قاب‌ها می‌باشند به پیشرفت

روش ارزیابی کمی کمک شایانی کردند. [۷]

## ۲-۳- پارامترهای خرابی

مهم‌ترین پارامترهای خرابی در شاخص‌های خرابی را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود: [۶]

الف- تغییر شکل‌های پلاستیک: تغییر شکل پلاستیک چه در مقیاس عضو و چه در مقیاس سازه‌ای می‌تواند به عنوان یک پارامتر، نشان دهنده خرابی باشد.

ب- انرژی به هدر رفته در سازه: انرژی که تحت اثر زلزله به سازه وارد می‌شود، در سازه تحت اثر میرایی و یا تغییر شکل‌های پلاستیک و چرخه‌های هیسترتیک به هدر می‌رود. مقدار این انرژی به هدر رفته نشان دهنده شدت خرابی در سازه است.

پ- تعداد چرخه‌های با دامنه پلاستیک معین: این پارامتر که اساس تئوری خستگی چرخه‌ای را تشکیل می‌دهد، همواره استفاده گسترده‌ای در مهندسی سازه و مکانیک داشته است.

ت- تغییر پارامترهای مود اول سازه: پارامترهای مود اول سازه مانند پریود طبیعی سازه، تغییر فیزیکی خوبی از تغییر شرایط لرزه‌ای سازه‌ی تحت اثر زلزله دارد و به این دلیل شاخص‌های زیادی بر این مبنا شکل گرفته‌اند.

ث- تغییر سختی: این پارامتر نیز در مقیاس سازه‌ای و یا عضوی به عنوان نشانگر خرابی مورد توجه قرار گرفته است.

پارامترهای خرابی اطلاعات خوبی را از شدت خرابی در اختیار ما قرار می‌دهند اما مقادیر آن‌ها کمّیاتی بین صفر و یک نمی‌باشد. برای تبدیل پارامترهای خرابی به شاخص‌های خرابی باید پارامترهای استفاده شده در یک شاخص به نحوی نرمال گردند. اکثر شاخص‌های خرابی یکی از دو روش زیر را برای نرمال کردن استفاده کرده‌اند:

الف- می‌توان یک پارامتر را نسبت به حداکثر مقدار قابل تحمل آن پارامتر در سازه و یا عضو نرمال کرد. اکثر شاخص‌های معتبر که امروزه بسیار متداول می‌باشند مانند شاخص پارک - آنگ از این روش استفاده کرده‌اند.

ب- در روش دوم میزان افت یک پارامتر، نشانه‌ای از خرابی در نظر گرفته می‌شود. به عنوان مثال می‌توان برای پارامتر سختی از نسبت سختی سازه در هر لحظه به سختی ابتدایی آن استفاده کرد.

## ۴-۲- طبقه‌بندی شاخص‌های خرابی

شاخص‌های خرابی را می‌توان به دو دسته کلی طبقه‌بندی کرد: [۶]

### ۴-۲-۱- شاخص‌های خرابی بر اساس مقاومت

شاخص خرابی بر اساس مقاومت اولین بار در سال ۱۹۶۸ توسط شیگا و همکاران [۹] پیشنهاد شد و بعدها توسط یانگ و لیانگ [۷] بکار گرفته شد. انجمن استاندارد پیشگیری از بلایای ساختمانی ژاپن نیز شاخصی بر همین اساس برای ارزیابی توانایی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود پیشنهاد کرد. این شاخص‌ها ساده هستند و نیاز به تحلیل ندارند و وابسته به هندسه المان‌های سازه‌ای نظیر مقاطع دیوارها و ستون‌ها و ویژگی‌های عمومی مصالح هستند اما به دلیل نیاز به دامنه اطلاعات زیاد چندان مورد استفاده قرار نمی‌گیرند.

### ۴-۲-۲- شاخص‌های خرابی بر اساس بازتاب

شاخص‌های دسته دوم از اهمیت زیادی برخوردارند و نیاز به تحلیل‌های غیرخطی نسبتاً پیچیده دارند اما نسبت به شاخص‌های خرابی بر اساس مقاومت به اطلاعات کمتری برای کالیبراسیون نیاز دارند. این شاخص‌ها را به صورت جزئی‌تر می‌توان به گروه‌های زیر تقسیم کرد: [۷]

## ۲-۴-۲-۱ - شاخص‌های خرابی موضعی و کلی

شاخص خرابی موضعی شاخصی است که به یک عضو و یا یک طبقه نسبت داده می‌شود و ضعف اعضا یا اجزای آسیب دیده‌ای که بایستی ترمیم شوند را نشان می‌دهد. در حالی که شاخص کلی مربوط به تمام سازه است و تصمیمات مهم مربوط به ایمنی و مقاومت باقی مانده یک سازه خراب شده، به طور معمول بر اساس این شاخص است. این شاخص از ترکیب خاص شاخص‌های خرابی موضعی بدست آورده می‌شود. ساده‌ترین تکنیک برای ترکیب شاخص‌های خرابی موضعی، استفاده از میانگین‌گیری وزنی است. در زیر به دو روش ترکیب شاخص‌های خرابی موضعی اشاره می‌شود:

الف- روش میانگین‌گیری وزنی بر اساس انرژی جذب شده

در این روش که توسط پارک و آنگ ارائه شده است میزان اهمیت هر عضو، همان میزان انرژی جذب شده توسط عضو است [۶]. به این ترتیب روابط (۲-۱) و (۲-۲) برای آن ارائه شده است.

$$DI_{STORY} = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad (1-2)$$

$$DI_{total} = \frac{\sum DI_{story} E_{story}}{\sum E_{story}} \quad (2-2)$$

که در آن‌ها  $D_i$  شاخص خرابی المان،  $E_i$  انرژی تلف‌شده توسط المان،  $DI_{Story}$  شاخص خرابی طبقه،  $E_{Story}$  انرژی تلف‌شده طبقه و  $DI_{Story}$  شاخص خرابی کل سازه می‌باشد.

استفاده از روش میانگین‌گیری وزنی برای محاسبه شاخص خرابی کلی ممکن است منجر به نتایج غلط شود [10]. به عنوان مثال دو قاب خمشی A و B را در نظر بگیرید که قاب A در معرض یک نیروی جانبی است که منجر به ایجاد یک مفصل پلاستیک در سمت راست تیر با شاخص خرابی  $d_R$  می‌شود، بنابراین شاخص کلی نیز برابر  $d_R$  می‌شود و قاب B در معرض نیروی جانبی بزرگتری است که باعث ایجاد دو مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر می‌شود. شاخص خرابی موضعی در دو سمت

چپ و راست تیر B برابر  $d_L$  و  $d_R$  است. انرژی هیسترتیک اتلافی در دو انتهای چپ و راست نیز برابر  $E_R$  و  $E_L$  است. شاخص خرابی کلی برابر  $(d_R E_R + d_L E_L) / (E_R + E_L)$  می‌باشد. اگر  $(d_R, E_R)$  قاب B کمی بزرگتر از  $(d_R, E_R)$  قاب A و  $(d_L, E_L)$  قاب B کسری از  $(d_R, E_R)$  قاب B باشد محاسبات ممکن است شاخص خرابی کوچک‌تری برای قاب B نسبت به قاب A نشان دهند. حال آنکه چنانکه قبلاً توضیح داده شد قاب B خرابی بیشتری داشته است.

ب- روش براچی و همکاران

در سال ۱۹۸۹ روش کلی‌تری از روش اول ارائه شد که در آن میزان اهمیت هر عضو، به بار ثقلی حمل شده توسط عضو نسبت داده شده است. [11] در عین حال شاخص‌های موضعی به صورت غیرخطی با یکدیگر جمع شده‌اند. رابطه (۳-۲) برای تبدیل شاخص‌های موضعی به کلی در این روش استفاده می‌گردد.

$$DI_{story} = \frac{\sum W_i D_i^{(b+1)}}{\sum W_i D_i^b} \quad (3-2)$$

که در آن  $W_i$  و بار ثقلی حمل شده توسط المان و  $D_i$  شاخص خرابی المان می‌باشد. این رابطه را در حالت ساده  $w=b=1$  می‌توان به صورت رابطه (۴-۲) مورد استفاده قرار داد.

$$DI_{story} = \frac{\sum D_i^2}{\sum D_i} \quad (4-2)$$

## ۲-۲-۴-۲ - شاخص‌های خرابی تجمعی

شاخص‌های خرابی تجمعی بر خلاف شاخص‌های غیرتجمعی، اثرات تجمعی زلزله را لحاظ می‌کنند.

الف- شاخص‌های تجمعی - تغییر شکلی

- شاخص تغییر شکل تجمعی نرمال شده

شاخص تغییر شکل نرمال شده از اولین شاخص‌هایی بود که تأثیر تجمعی زلزله را در بر داشت. این شاخص به صورت نسبت مجموع تغییر شکل‌های پلاستیک نیم‌چرخه به تسلیم تعریف می‌گردد. مقدار این شاخص به مدت و شدت زلزله دارد (روابط (۵-۲) و (۶-۲)).

$$NSD = \frac{\sum(\delta_m - \delta_y)}{\delta_y} \quad (۵-۲)$$

$$NSR = \frac{\sum(\theta_m - \theta_y)}{\theta_y} \quad (۶-۲)$$

که در آن‌ها  $\theta_m$  و  $\delta_m$  به ترتیب چرخش و جابه‌جایی پلاستیک ماکزیمم و  $\theta_y$  و  $\delta_y$  به ترتیب چرخش و جابه‌جایی تسلیم می‌باشد.

با توجه به مفهوم کلی این شاخص، تغییر شکل را می‌توان به گونه‌های متنوعی مانند جابجایی و چرخش در نظر گرفت. آزمایشات انجام شده، پراکندگی زیادی در پیش‌بینی خرابی، توسط این شاخص را نشان داده‌اند. [9]

• شاخص تجمعی انعطاف‌پذیری (استفان و یاو)<sup>۱</sup>

این شاخص بر اساس پارامتر تغییر شکل پلاستیک توسط استفان و یاو پیشنهاد گردید. [12,13] رابطه (۷-۲) فرمول محاسبه آن است.

$$DI = \sum \left( \frac{\Delta\delta_{pt}}{\Delta\delta_{pf}} \right)^{1-br} \quad (۷-۲)$$

---

<sup>۱</sup> -Stephans and Yao



که در آن  $r$  از رابطه (۸-۲) به دست می‌آید و  $b$  ضریب نسبت تغییر شکل،  $r$  نسبت تغییر شکل نسبی،  $\Delta\delta_{pt}$  تغییر مثبت تغییر شکل پلاستیک در سیکل  $i$ ،  $\Delta\delta_{pc}$  تغییر منفی تغییر شکل پلاستیک در سیکل  $i$  و  $\Delta\delta_{pf}$  تغییر شکل در لحظه گسیختگی تحت بارگذاری یکنواخت می‌باشد.

$$r = \frac{\Delta\delta_{pc}}{\Delta\delta_{pf}} \quad (۸-۲)$$

• شاخص خرابی ونگ و شاه

یک شاخص خرابی تجمعی ساده در سال ۱۹۸۷ توسط ونگ و شاه مطابق رابطه (۹-۲) ارائه شد. [14] پارامترهای این شاخص از کالیبراسیون آزمایشات تیر-ستون سازه‌های بتن مسلح به دست می‌آید. در این شاخص فرض می‌شود که رشد خرابی به حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در یک چرخه بستگی دارد. این شاخص بر اساس پارامتر بارگذاری  $\beta$  به صورت رابطه (۹-۲) تعریف می‌شود.

$$D = f(\beta) \quad (۹-۲)$$

با شرایط مرزی

$$f(0) = 0 ; f(1) = 1$$

در این شاخص نرخ تغییرات  $\frac{dD}{d\beta}$  با  $\beta$  به صورت خطی است (رابطه (۱۰-۲)):

$$\frac{dD}{d\beta} = n\beta \quad (۱۰-۲)$$

که در آن  $\beta$  از رابطه (۱۱-۲) به دست می‌آید.

$$\beta = c \sum_i \frac{X_i}{X_f} \quad (۱۱-۲)$$

$$D = \frac{e^{n\beta} - 1}{e^n - 1} \quad (12-2)$$

که در آن‌ها  $X_i$  ماکزیمم تغییر مکان در سیکل  $i$ ،  $X_f$  تغییر مکان گسیختگی تحت بارگذاری افزایش یافته یکنواخت،  $c$  و  $n$  هردو ثابت و  $c$  کمتر از یک است،  $S=1$  برای اتصالات با آرماتورگذاری قوی و  $S=-1$  برای اتصالات با آرماتورگذاری ضعیف می‌باشد. همچنین آن‌ها بر اساس انجام آزمایشات، مقادیر  $C=0.1$  و  $X_f = 5 X_y$  را پیشنهاد دادند.

ب- شاخص خرابی چرخه‌ای

این شاخص‌ها علی‌رغم داشتن دقت بالا و مفهوم فیزیکی مناسب، یک ضعف بسیار بزرگ دارند و آن سختی محاسبه آن‌ها است.

• شاخص خرابی کراوینکلر و زهره‌ای

این شاخص بیشترین میزان استفاده را در سازه‌های فولادی دارد زیرا آزمایشات انجام شده برای کالیبره کردن رابطه آن بر روی تیرآهن‌های I شکل بوده است. [15] بر اساس این شاخص، برای ارزیابی سازه‌ها تحت اثر تحریکات زلزله، لازم است تا میزان خرابی سازه تحت اثر افت مقاومت، افت سختی و افت ظرفیت جذب، محاسبه گردد. برای این منظور در این شاخص خستگی کم‌چرخه استفاده شده است که به صورت ساده، احتمال تخریب عضو را به صورت رابطه (۱۳-۲) بیان می‌کند:

$$P_f = p\{D > \gamma\} = p\{c \sum_{i=1}^n (\Delta\delta p_i)^c > \gamma\} \quad (13-2)$$

که در آن  $Y$  مقدار حدی قابل پذیرش خرابی،  $N$  تعداد سیکل‌های خرابی و  $\Delta\delta p_i$  تغییر شکل پلاستیک رنج  $I$  می‌باشد.

در این شاخص فرضیات زیر صورت گرفته است:

- رابطه بین تعداد چرخه‌های تا مرحله خرابی یک عضو یا یک دامنه نوسان پلاستیک معین، بر اساس رابطه کافین-منسون (رابطه (۲-۱۴)) محاسبه می‌گردد.

$$N_f = C^{-1}(\Delta\delta p)^a \quad (۲-۱۴)$$

برای لحاظ کردن اثر حقیقی زلزله از رابطه ماینر استفاده شده است که در آن خرابی‌های عضو به صورت خطی با یکدیگر جمع می‌شوند (رابطه (۲-۱۵)).

$$D = \sum_{i=1}^n \left( \frac{1}{N_{fi}} \right) \quad (۲-۱۵)$$

- از اثرات تغییر شکل‌های کوچک صرف‌نظر شده است. قابل ذکر است که در نظر گرفتن تغییر شکل‌های کوچک از طریق تئوری خستگی پرچرخه ممکن است با توجه به سیکل‌های نسبتاً کم زلزله تأثیر خیلی ناچیزی داشته باشند.

در این شاخص دو حالت کمانش و انتشار ترک در عضوهای سازه‌های فولادی بررسی شده است که برای این منظور تعداد زیادی آزمایش بر روی دو گروه اصلی که در هر گروه ۱۰ نمونه وجود داشت صورت گرفت. این نمونه‌ها تحت بارگذاری یکنواخت، بارگذاری چرخه‌ای با خیز ثابت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز متغیر قرار گرفتند.

دسته اول نمونه‌ها به منظور مطالعه افت در تیرآهن‌های I شکل بدون اثر کمانش موضعی بررسی گردیده‌اند.

دسته دوم نمونه‌ها تنها به منظور مطالعه تأثیر کماتش موضعی در افت تیرآهن‌های I شکل است.

[15]

رابطه اصلی شاخص کراوینکلر و زهره‌ای به صورت رابطه (۱۶-۲) می‌باشد و تأثیر نوع افت اعم از مقاومت، سختی و یا انرژی و همچنین مود خرابی تنها در ضرایب رابطه، نشان داده شده است.

$$\Delta d = A(\Delta\delta_p)^a \quad (16-2)$$

که در آن  $A$  و  $\alpha$  ضرایب کراوینکلر و زهره‌ای می‌باشند که به خصوصیات مقاطع بستگی داشته و از گراف‌هایی که آن‌ها از کالیبره کردن آزمایشات خود بر روی تیرآهن‌های I شکل ترسیم کردند به دست آورده می‌شود.

در این شاخص می‌توان با دقت خوبی افت را تا ۱۰ درصد توسط این شاخص حدس زد اما در افت‌های بیشتر میزان خطا بسیار زیاد می‌شود.

پ- شاخص تجمعی انرژی

این شاخص‌ها از پارامتر انرژی عمدتاً به صورت مجموعه‌ای از انرژی مستهلک شده در اثر جاری شدن مواد و میرایی به عنوان نشان‌دهنده خرابی استفاده می‌کنند.

• شاخص انرژی هیسترتیک نرمال شده

از آنجایی که حرکت زلزله به صورت چرخه‌های رفت و برگشتی می‌باشد برای چرخه‌های با دامنه نوسان بزرگ‌تر از حد تسلیم، چرخه‌های هیسترتیک تشکیل می‌شود [16]. این شاخص به نوعی، از مقدار انرژی به هدر رفته در عضو که با ظرفیت انرژی الاستیک عضو نرمال شده است استفاده می‌کند و رابطه آن به شکل رابطه (۱۷-۲) می‌باشد.

$$D_e = \sum_i \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \quad (17-2)$$

که در آن  $\delta_i$  جابه‌جایی المان،  $\delta_y$  جابه‌جایی تسلیم،  $F_i$  تنش المان و  $F_y$  تنش تسلیم می‌باشد. با توجه به تحقیقات انجام گرفته توسط پیشنهاد دهندگان این شاخص، تمامی چرخه‌های با نسبت نیروی چرخه به نیروی جاری شدن بزرگ‌تر از ۷۵، برای محاسبه این شاخص در نظر گرفته می‌شود. همچنین می‌توان آن را به صورت رابطه (۱۸-۲) نیز تعریف کرد که در آن تلاش چرخشی، معیار محاسبه انرژی در عضو قرار گرفته است.

$$NHE = \int_0^{t_m} \frac{M(\tau) \times \theta(\tau)}{E_e} \quad (18-2)$$

که در آن  $M(\tau)$  لنگر پیچشی عضو،  $\theta(\tau)$  پیچش عضو،  $E_e$  انرژی مستهلک شده توسط عضو و  $t_m$  مدت زمان وقوع زلزله می‌باشد.

همچنین در سال ۱۹۹۳ شاخص دیگری تعریف شد که تقریباً از همین مفهوم استفاده کرده است [17] با این تفاوت که در آن میزان انرژی کل به هدر رفته در عضو نسبت به انرژی هدر رفته، در یک نسبت افزایش یافته استاتیکی نرمال می‌گردد. رابطه محاسبه این شاخص نیز در رابطه (۱۹-۲) نشان داده شده است.

$$DI_H = \frac{E_H}{E_{Hmon}} \quad (19-2)$$

که در آن  $E_H$  انرژی مستهلک شده توسط عضو و  $E_{Hmon}$  انرژی مستهلک شده توسط عضو تحت بار استاتیکی یکنواخت می‌باشد.

## ۲-۴-۲-۳- شاخص‌های غیر تجمعی

الف- نرمی

نرمی به صورت ماکزیمم تغییر شکل تسلیم تعریف می‌شود که به طور گسترده‌ای در تحلیل‌های لرزه-ای برای ارزیابی توانایی سازه جهت تحمل کردن تغییر شکل‌های غیرخطی و گسترش طیف پاسخ غیرارتجاعی استفاده شده است [10]. برای یک شاخص خرابی، نرمی ممکن است رضایت بخش نباشد خصوصاً وقتی که اعوجاج (تغییر شکل) برشی در اتصالات و بیرون زدگی میل‌گرد از انتهای تیر پیش-بینی شود.

بر اساس مطالعات آزمایشگاهی، نرمی برای اثر مدت و فرکانس حرکت زمین محاسبه نمی‌شود. به طور معمول فرض می‌شود که گسیختگی وقتی اتفاق می‌افتد که مقدار شکل‌پذیری از توان شکل‌پذیری سازه تجاوز کند که معادل نسبت تغییر شکل نهایی تحت بار استاتیکی یکنواخت به تغییر شکل ارتجاعی است.

رابطه‌های متداول برای محاسبه نرمی، به صورت روابط (۲۰-۲) تا (۲۲-۲) می‌باشند که به ترتیب از جابجایی، چرخش و انحنای به عنوان پارامتر جابجایی استفاده می‌کنند. [۷]

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y} \quad (20-2)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_y} \quad (21-2)$$

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y} \quad (22-2)$$

که در آن  $\delta_m$  و  $\delta_y$  به ترتیب جابه‌جایی ماکزیمم و تسلیم عضو،  $\theta_m$  و  $\theta_y$  به ترتیب چرخش ماکزیمم و تسلیم عضو و  $\phi_m$  و  $\phi_y$  به ترتیب انحنای ماکزیمم و تسلیم عضو می‌باشد.

از معایب این شاخص پرکاربرد می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- در این شاخص تأثیر مدت اثر ارتعاش و محتوای فرکانسی آن دیده نشده است. [18]

- تعیین تغییر شکل تسلیم به خصوص در مقیاس کل سازه ساده نیست.

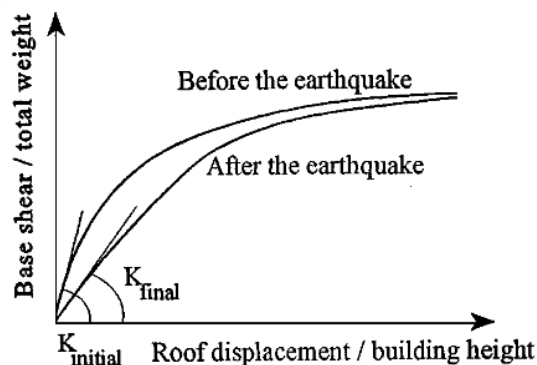
ب- سختی

• شاخص قبارا

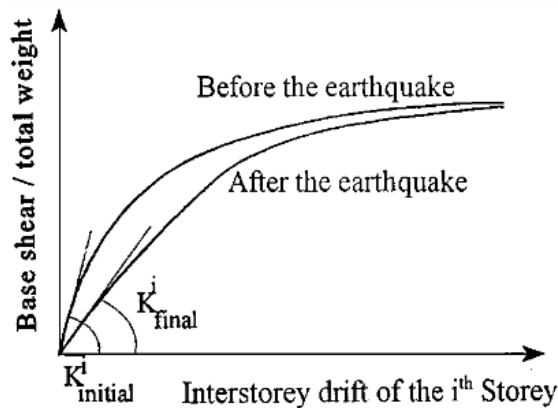
جهت برطرف کردن مشکلات تحلیلی در محاسبه تغییر در پیوند به عنوان یک اندازه خرابی، یک روش جدید برای تعیین کردن تغییر در سختی سازه توسط قبارا و همکاران پیشنهاد شد [10]. اساس این روش بر انجام دو تحلیل پوش آور استوار است. یک بار قبل از اعمال زلزله و بار دیگر بعد از اینکه سازه در معرض زلزله قرار می گیرد. قبل از انجام دومین تحلیل پوش آور سازه به حالت استاتیکی بدون بار بر گردانده می شود. بسته به سختی سازه قبل و بعد از اعمال زلزله یک شاخص کلی جدید برای هر طبقه تعیین می شود. شاخص های خرابی طبقات در تعیین افت سختی و توزیع خرابی طبقات مختلف مفید هستند.

این شاخص برای کل قاب بر اساس رابطه (۲-۲۳) محاسبه می شود.

$$DI_K = 1 - \frac{K_{final}}{K_{initial}} \quad (2-23)$$



شکل (۲-۱) - تغییر سختی کل سازه بعد از آنالیزهای پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله [10]



شکل (۲-۲) - تغییر سختی طبقه بعد از آنالیزهای پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله [10]

که در آن  $K_{initial}$  شیب اولیه منحنی ضریب برش پایه - تغییر مکان نسبی کل به دست آمده از تحلیل پوش آور قاب قبل از اعمال زلزله و  $K_{final}$  شیب اولیه همان منحنی بعد از اینکه قاب در معرض زلزله قرار می گیرد می باشد.

شاخص هر طبقه نیز از رابطه (۲-۲۴) به دست آورده می شود.

$$DI_k^i = 1 - \frac{K_{final}^i}{K_{initial}^i} \quad (۲-۲۴)$$

که در آن  $K_{initial}^i$  و  $K_{final}^i$  به ترتیب شیب های اولیه منحنی ضریب برش پایه - تغییر مکان نسبی هر طبقه بدست آمده از تحلیل پوش آور قاب قبل و بعد از اعمال زلزله می باشد. مقدار این شاخص بسته به مقدار خرابی بین ۰ و ۱ است. ضمناً این شاخص به توزیع بار اعمال در تحلیل پوش آور حساس نیست و اثر پیچش و بی نظمی نیز به وسیله پوش آور 3D لحاظ می شود.

محاسن این شاخص به قرار زیر است: [10]

- محاسبه این شاخص بر اساس اصول منطقی تحلیل و با نیاز کم به کالیبراسیون است.



- سختی بعد از برداشتن اثرات نیروهای اینرسی و استهلاک محاسبه می‌شود.
- خرابی در هر مرحله بارگذاری بدون نیاز به حدس زدن جابجایی ماکزیمم با تغییر شکل سازه در هنگام فروریختن محاسبه می‌شود.
- از آنجائیکه مقدار خرابی کل سازه را بدون نیاز به استفاده از روش های میانگین گیری وزنی محاسبه می کند، درصد خطای آن کم است.
- دو سختی متفاوت بسته به جهت بار در تحلیل پوش آور (از راست به چپ یا از چپ به راست) محاسبه می‌شود که سختی کوچک تر در محاسبه این شاخص استفاده می‌شود.
- قبارا برای شاخص پیشنهادی خود ترازهای آسیب زیر را طبق جدول (۱-۲) پیشنهاد کرده است.

جدول (۱-۲)- وضعیت خرابی بر اساس شاخص قبارا

$DI_{Ghobara}$	میزان خرابی
$0.0 < DI < 0.15$	کم
$0.15 < DI < 0.3$	تعمیر پذیر
$0.3 < DI < 0.8$	شدید ( غیر قابل تعمیر )
$0.8 < DI$	فروریختن

از محدودیت‌های این شاخص می‌توان به این مسئله اشاره کرد که محاسبه آن نیاز به تحلیل های بیشتری نسبت به سایر شاخص‌ها دارد. به علاوه اینکه کارایی و واقعیت این شاخص با محدودیت‌های تکنیک تحلیل پوش آور متأثر می‌شود.

#### پ- جابجایی نسبی طبقات

جابجایی نسبی طبقات به صورت ماکزیمم جابجایی، میان دو طبقه که با ارتفاع طبقه نرمالیزه

می‌شود مطابق رابطه (۲۵-۲) تعریف می‌شود.

$$DI_{Drift} = \frac{\Delta_m}{H} \quad (25-2)$$

که در آن  $\Delta_m$  ماکزیمم جابجایی، میان دو طبقه مجاور و  $H$  ارتفاع طبقه می باشد.

بر این اساس سزن رابطه (26-2) را برای ارزیابی خرابی پیشنهاد کرد. [19]

$$DI\% = 50 \left( \text{ماکزیمم تغییر مکان جانبی داخلی به درصد} \right) - 25 \quad (26-2)$$

از تحلیل داده‌های آزمایش روی قطعات و سازه‌های کوچک مقیاس، دریافت می‌شود که خرابی کوچک‌تر از ۱ درصد منجر به خرابی مؤلفه‌های غیرسازه‌ای می‌شود. در حالی که خرابی بزرگ‌تر از ۴ درصد ممکن است منجر به خرابی یا فروریختن جبران‌ناپذیر اجزای سازه‌ای شود. اما به طور معمول فروریختن زمانی اتفاق می‌افتد که درصد خرابی از ۶ تجاوز کند.

مشابه شاخص خرابی بر اساس نرمی، این شاخص نیز برای اثرات خرابی به علت تغییر شکل غیرارتجاعی تکرار شونده، محاسبه می‌شود. بعلاوه ارتباط میان خرابی و تغییر مکان جانبی بسته به حداکثر تغییر شکل در فروریختن که وابسته به درجه نرمی سازه است تغییر می‌کند.

با توجه به آن که خرابی سازه‌ها عمدتاً به دلیل تغییر شکل‌های پلاستیک اتفاق می‌افتد، برای بهبود این پارامتر، قسمت مربوط به تغییر شکل الاستیک را می‌توان از آن حذف کرد و شاخص‌های اصلاح شده را به صورت روابط (27-2) و (28-2) ارائه کرد.

$$DI_P = \Delta_m - \Delta_y \quad (27-2)$$

$$DI_{p.Drift} = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{H} \quad (28-2)$$

که در آن  $\Delta_y$  جابجایی تسلیم می‌باشد.

ذکر این نکته ضروری است که این شاخص‌ها را می‌توان در مقیاس طبقه و کل سازه محاسبه کرد. از مهم‌ترین ایرادهای این شاخص نیز می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- محاسبه تغییر مکان تسلیم، ساده نمی‌باشد.

- جابجایی حداکثر یک نقطه از سازه نمی‌تواند نمایانگر خصوصیات چرخه‌ای زلزله باشد.

ت- نسبت شیب

نسبت شیب، مقدار خرابی به علت کاهش سختی در طول بارگذاری لرزه‌ای است که به صورت نسبت شیب قسمت بارگذاری شده‌ی دیاگرام نیرو-جابجایی به شیب قسمت باربرداری تعریف می‌شود. از آزمایشات انجام شده روی سازه‌های کوچک معین می‌شود که نسبت شیب با مقادیر ۰.۲ و ۱ به ترتیب مربوط به رفتار سازه‌ای ایمن و خراب شده است.

ث- تغییر شکل پلاستیک نرمال شده

این شاخص خرابی که در سال ۱۹۸۸ پیشنهاد شده است [10] و یکی از پرکاربردترین شاخص‌ها می‌باشد که اکثر دستورالعمل‌های بهسازی مانند FEMA-356 [20] از آن استفاده می‌کنند. از ویژگی‌های مهم این شاخص سادگی نسبی محاسبه و مفهوم فیزیکی ساده است اما از سوی دیگر نباید ضعف بزرگ آن، که عدم در نظر گرفتن خاصیت تجمعی زلزله است را نادیده گرفت. رابطه (۲۹-۲) شکل کلی این شاخص را نشان می‌دهد. این شاخص بیشتر در مقیاس عضو استفاده می‌شود.

$$DI_{\mu} = \frac{U_{max} - U_y}{U_{mon} - U_y} = \frac{\mu - 1}{\mu_{mon} - 1} \quad (29-2)$$

که در آن  $U_{max}$  تغییر شکل ماکزیمم عضو،  $U_y$  تغییر شکل تسلیم عضو و  $U_{mon}$  تغییر شکل عضو تحت بار استاتیکی یکنواخت می‌باشد.

### ج) نسبت خرابی نرمی

میزان اطمینان‌پذیری یک سازه در مقابل زلزله بستگی کامل به میزان افت مقاومت و نرمی آن تحت اثر زلزله دارد. این مسئله باعث شکل‌گیری شاخص نسبت خرابی نرمی بر اساس میزان ظرفیت باقیمانده مقاومت و نرمی سازه تحت اثر زلزله گردید. این شاخص از نسبت سختی در ابتدای تحریک به سختی سکانت در هنگام بیشترین تغییر شکل، به عنوان نشان دهنده خرابی استفاده می‌کند. [18] رابطه (۲-۳۰) رابطه معمول شاخص نسبت خرابی نرمی است.

$$FDR = \frac{K_0}{K_m} \quad (۲-۳۰)$$

که در آن  $K_0$  سختی اولیه سازه و  $K_m$  سختی ماکزیمم سازه می‌باشد.

## ۲-۴-۲ - شاخص‌های خرابی ترکیبی

شاخص‌های ترکیبی، آن دسته از شاخص‌ها هستند که از دو یا چند نوع پارامتر خرابی برای محاسبه خرابی استفاده می‌کنند. بیشتر شاخص‌های ترکیبی که تا به امروز معرفی شده‌اند به صورت ترکیبی از ترم‌های تغییر شکل و انرژی می‌باشند. در زیر به تعدادی از این شاخص‌ها اشاره می‌شود.

### الف- شاخص بانون

بانون شاخص خرابی معرفی کرد که در آن سختی اولیه سازه به سختی سازه در ماکزیمم جابجایی طبقات سنجیده می‌شود. [18,21] در این شاخص در واقع دو شاخص نرمی و انرژی

هیسترتیک نرمال شده در حالت الاستیک را مطابق روابط (۳۱-۲) و (۳۲-۲) به صورت برداری با یکدیگر جمع می‌شوند.

$$D_1 = \frac{D_m}{D_y} \quad (۳۱-۲)$$

$$D_2 = \frac{E \bar{h}}{(2Q_y D_y)} \quad (۳۲-۲)$$

که در آن‌ها  $Q_y$  مقاومت تسلیم مدل،  $D_m$  حداکثر تغییر شکل پلاستیک مدل در حین زلزله و  $D_y$  تغییر مکان تسلیم می‌باشد.

به علاوه با تعریف پارامترهای اصلاح شده  $D_1^*$  و  $D_2^*$  طبق روابط (۳۳-۲) و (۳۴-۲) که به طور تجربی  $a=1.1$  و  $b=0.38$  در نظر گرفته می‌شوند شاخص خرابی به صورت رابطه (۳۵-۲) تعریف می‌شود. [18]

$$DI = \sqrt{D_1^{*2} + D_2^{*2}} D_1^* = D_1 - 1 \quad , \quad D_2^* = aD_2^b \quad (۳۳-۲)$$

$$DI = \sqrt{D_1^{*2} + D_2^{*2}} \quad (۳۴-۲)$$

$$DI_{Banon} = \frac{DI}{DI_{mon}} \quad (۳۵-۲)$$

که در آن‌ها  $DI_{Banon}$  شاخص خرابی بانون و  $D_1^*$  و  $D_2^*$  به ترتیب پارامترهای اصلاح شده  $D_1$  و  $D_2$  می‌باشند و تابع مربوطه نرمال شده  $DI_{mon}$  از تقسیم عبارت بالا بر مقدار شکست در حالت یکنواخت به دست می‌آید.

این شاخص با توجه به تأثیر دادن همزمان نقش انرژی و تغییر مکان لحظه‌ای، جزء بهترین شاخص‌ها در بررسی خرابی سازه‌ها می‌باشد. نتایج برخی تحقیق‌ها نشان می‌دهد در حالتی که سازه به صورت تیر قوی- ستون ضعیف ایجاد شده باشد به دلیل فرم خاص تغییر مکان حداکثر قاب و نوع نرمال- سازی انرژی و تغییر مکان در شاخص بانون، این شاخص خرابی‌های بزرگ و نامتعارف را علی‌رغم عدم ضعف کلی یا جانبی قاب نشان می‌دهد.

### ب- شاخص پارک و آنگ

این شاخص یکی از پرکاربردترین شاخص‌های خرابی می‌باشد که اگرچه در ابتدا برای سازه‌های بتنی ارائه شد ولی با توجه به مفهوم فیزیکی آن به مرور جای خود را در میان محققین باز کرد و با انجام آزمایشات بعدی بر روی سازه‌های فولادی، از آن برای محاسبه خرابی در سازه‌های فولادی نیز استفاده می‌شود. این شاخص که اولین بار توسط پارک و آنگ در سال ۱۹۸۵ ارائه شد به مرور سال‌ها دچار اصلاحات زیادی شده است. [22] آن‌ها شاخص خرابی مرکبی را پیشنهاد دادند که اثر توأم تغییر شکل و انرژی را لحاظ می‌کرد. شکل اولیه آن که در نرم افزار IDARC نیز استفاده شده است به صورت رابطه (۲-۳۶) می‌باشد [23]. ضریب  $\beta$  در این رابطه پارک و آنگ نام دارد.

$$DI_{P\&K} = \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} + \frac{\delta_m}{\delta_u} \quad (۲-۳۶)$$

که در آن  $\delta_m$  ماکزیمم تغییر مکان نسبی به دست آمده تحلیل دینامیکی غیرخطی،  $\delta_u$  تغییر مکان نسبی نهایی از تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت بارگذاری یکنواخت،  $F_y$  مقاومت تسلیم المان و  $\int dE$  میزان انرژی جذب شده توسط عضو مورد نظر در خلال حرکات رفت و برگشتی زلزله می‌باشد.

$\beta$  برای سازه‌های فولادی بین ۰.۱۵ - ۰.۱ و برای سازه‌های بتنی از رابطه (۲-۳۷) بدست می‌آید.

$$\beta = \left(-0.447 + 0.73 \frac{1}{d} + 0.24n_0 + 0.31P_t\right) 0.7^{\rho\omega} \quad (37-2)$$

که در آن  $\frac{1}{d}$  نسبت دهانه برشی،  $n_0$  نیروی محوری نرمال شده،  $P_t$  ضریب تعیین حد و  $\rho\omega$  نسبت فولادی طولی می باشد.

یکی از بزرگترین محاسن این شاخص تعریف حدود خرابی برای مقدار شاخص توسط ارائه کنندگان آن می باشد. پارک و آنگ حدود خرابی شاخص را در سازه های بتنی به صورت زیر تعریف کردند:

$D < 0.1$ : عضو بدون خرابی و یا ترک های محلی جزئی

$0.1 < D < 0.25$ : عضو با خرابی و ترک های جزئی

$0.25 < D < 0.4$ : عضو با خرابی متوسط و ترک های شدید

$0.4 < D < 0.8$ : عضو با خرابی شدید و خردشدگی بتن به صورتی که آرماتورها نمایان شوند.

$D > 0.8$ : تخریب کامل عضو

علی رغم تمامی محاسن این شاخص نباید از ضعف آن نیز غافل بود. از مهم ترین آن ها می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- جابجایی نهایی عضو برای عضوهایی مانند تیرهای طره مشخص است ولی برای عضوهایی مانند تیرهای دو سر گیردار و یا مفصلی خیلی واضح نمی باشد.

- برای زمانی که عضو در محدوده الاستیک است و  $E_H$  آن معادل صفر است باید میزان خرابی صفر باشد ولی این شاخص عددی بزرگ تر از صفر را نشان می دهد.

این شاخص همچنین برای بارگذاری کاملاً یکنواخت مقدار خرابی را اشتباه تخمین می زند. زمانی که یک عضو تحت اثر بار یکنواخت تا حد نهایی تغییر شکل پیدا می کند باید شاخص، عدد یک را نشان دهد درحالی که این شاخص عددی بزرگ تر از یک را نشان می دهد.

برای اصلاح شاخص پارک و آنگ در سال ۱۹۹۰ شاخص به شکلی ارائه شد که در آن به جای استفاده از پارامتر تغییر شکل جابجایی از انحنا استفاده شده بود. در این شاخص که به شکل رابطه (۲-۳۸) می‌باشد ضعف اول شاخص پارک و آنگ اصلاح شد.

$$DI_{P\&K} = \beta_e \frac{\int dE}{M_y \theta_u} + \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (2-38)$$

به منظور اصلاح شاخص پارک و آنگ در سال ۱۹۹۲ نسخه جدیدی از آن معرفی شد [19] که در آن تمامی ضعف‌های قبلی برطرف شده بود. این شاخص به شکل رابطه (۲-۳۹) است.

$$DI_{P\&K} = \beta_e \frac{\int dE}{M_y \theta_u} + \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (2-39)$$

که در آن  $\theta_m$  ماکزیمم چرخش انتهای عضو،  $\theta_u$  چرخش نهایی مقطع المان،  $\theta_y$  چرخش تسلیم مقطع المان و  $M_y$  لنگر تسلیم المان مورد نظر می‌باشد.

در سال ۱۹۹۳ نیز حدود خرابی زیر به مقادیر آن نسبت داده شد [17]:

- $D < 0.11$ : عضو بدون خرابی و یا ترک‌های محلی
- $0.11 < D < 0.4$ : عضو را می‌توان تعمیر کرد و سختی اولیه عضو باقی مانده است.
- $0.4 < D < 0.76$ : عضو را نمی‌توان تعمیر کرد. عضو مقاومت کرده است اما خرابی حتمی است.

- $D > 0.76$ : عضو تخریب شده است.

از معایب این شاخص اصلاح شده نیز می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- مقیاس خرابی غیرخطی است.



- مقادیر بزرگتر از ۴ که خرابی شدید را نشان می‌دهد از یکدیگر قابل تمیز نمی‌باشد و نمی‌توان به اعداد در این محدوده، خرابی‌های مشخصی را نسبت داد.

پ- شاخص بزرگ‌نیا و برترو

بزرگ‌نیا و برترو در سال ۲۰۰۱ دو شاخص برای یک سیستم تک درجه آزادی به صورت روابط (۲-۴۰) و (۲-۴۱) تعریف کردند که در واقع نوع تکمیل شده‌ای از شاخص پارک و آنگ می‌باشد [24,25,26]

$$DI_1 = \frac{(1-\alpha_1)(\mu-\mu_g)}{\mu_{mon}-1} + \alpha_1 \frac{E_H}{E_{Hmon}} \quad (40-2)$$

$$DI_2 = \frac{(1-\alpha_2)(\mu-\mu_g)}{\mu_{mon}-1} + \alpha_2 \left( \frac{E_H}{E_{Hmon}} \right)^{0.5} \quad (41-2)$$

که در آن‌ها  $E_H$  انرژی مستهلک شده توسط عضو،  $E_{Hmon}$  انرژی مستهلک شده توسط عضو تحت بار استاتیکی یکنواخت،  $\mu$  نرمی عضو و  $\mu_{mon}$  نرمی عضو تحت بار استاتیکی یکنواخت می‌باشد.

در این شاخص سعی شده است که برخی از ایرادهای مهم شاخص پارک و آنگ گرفته شود. اما کمبود نتایج آزمایشگاهی برای ضرایب این شاخص یعنی  $a_1$  و  $a_2$  باعث شده است که هنوز این شاخص‌ها جایگاه خود را پیدا نکرده تا به عنوان یک شاخص معتبر مورد استفاده قرار گیرند.

برخی از ویژگی‌های مهم شاخص‌های بزرگ‌نیا و برترو به صورت زیر است:

- در صورتی که عضو در محدوده کاملاً خطی باقی بماند مشاهدات نشان داده است که هیچ گونه خرابی به آن وارد نمی‌شود. در این حالت این شاخص‌ها هیچ گونه خرابی را نشان نمی‌دهند.
- عضوی که تحت اثر بار یکنواخت قرار می‌گیرد در حداکثر تغییر شکل قابل تحمل خراب می‌شود. این شاخص‌ها نیز در این تغییر شکل مقداری برابر با یک می‌دهند.

## ۲-۵- ارزیابی اقتصادی سازه‌ها با استفاده از شاخص‌های خرابی

شاخص‌هایی که تاکنون به آن‌ها پرداخته شد تنها به مسائل سازه‌ای توجه داشتند و برآوردی از مقدار هزینه ترمیم سازه در آن‌ها دیده نمی‌شد. اما برای ارزیابی اقتصادی سازه نیز شاخص‌هایی وجود دارد که در زیر به دو مورد آن اشاره خواهد شد.

### الف- شاخص سلمن و ویگز

در این شاخص فرض شده است که یک رابطه خطی لگاریتمی بین نسبت هزینه تعمیرات به هزینه جایگزینی و جابجایی نسبی طبقه وجود دارد [17] این شاخص در رابطه (۲-۴۲) نشان داده شده است. بعدها در سال ۱۹۹۱ نشان داده شد که این شاخص انطباق مناسبی با نسبت جابجایی بین طبقه به ارتفاع طبقه دارد.

$$D = \frac{\text{repair:cost}}{\text{replacement:cost}} = e^{K \cdot \ln(\text{drift})} \quad (۲-۴۲)$$

که در آن  $D$  شاخص سلمن و ویگز و  $K$  ضریبی در محدوده ۲-۳ می‌باشد.

### ب- شاخص گانتاری و شاه

گانتاری و شاه در سال ۱۹۹۳ خسارت‌های اقتصادی وارد شده به صاحبان ساختمان را به ۳ دسته مهم تقسیم کردند [۷]:

- خرابی سازه‌ای: آن‌ها شاخص پارک و آنگ را برای میزان خرابی سازه‌ای پیشنهاد کردند.
- خرابی وارد شده به معماری تأسیسات مکانیکی و الکتریکی: این دسته از خرابی‌ها در درجه اول به نسبت جابجایی بین طبقه بستگی دارد.

- خرابی وارد شده به محتویات ساختمان: این دسته از خرابی‌ها به حداکثر شتاب طبقه بستگی دارد.

## ۲-۶- فعالیت‌های انجام شده در ایران برای ارزیابی خسارت ساختمان‌ها

در ایران پس از زلزله رودبار- منجیل ارزیابی خسارت ساختمان‌ها و بررسی روش‌های مقاوم سازی به طور جدی مورد مطالعه قرار گرفت. به عنوان نمونه می‌توان به تهیه شناسنامه فنی ساختمان‌ها در مرکز مقابله با سوانح طبیعی ایران اشاره نمود که در راستای ارزیابی خسارت ساختمان‌ها و روش مقاوم‌سازی آن‌ها ارائه گردیده است.

رازانی و برنایی مطالعاتی را در مورد یک تئوری تجربی تحت عنوان مدل آسیب‌پذیری لرزه‌ای ایران و زیرمدل‌های مختلف آن و نیز آسیب‌پذیری لرزه‌ای شهر اهواز انجام دادند [۷].

ناطق‌الهی و حسین‌زاده ارزیابی خسارت یک ساختمان فولادی چهار طبقه را با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی توسط برنامه DRAIN-2D انجام دادند و با بررسی خروجی‌های برنامه از جمله تغییر مکان جانبی طبقات، مراحل تشکیل مفصل‌های خمیری و برش پایه، میزان آسیب‌پذیری آن را در برابر زلزله‌های ناغان، طبس و السنترو بررسی کردند [۷].

ناطق‌الهی و معتمدی نیز تعدادی ساختمان بتن مسلح مشابه با پلان و مشخصات همسان و تعداد طبقات مختلف در دو دسته با دیوار برشی و بدون دیوار برشی طرح کردند. سپس با استفاده از برنامه کامپیوتری IDARC به تحلیل غیرخطی آن‌ها پرداختند و در نهایت آسیب‌پذیری آن‌ها را بررسی کردند [۶].

تهرانی‌زاده و همکارانش روش‌های ارزیابی خسارت و مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی در برابر زلزله را بررسی کردند و با مطالعه خواص مکانیکی ساختمان‌های بنایی موجود و رفتار آن‌ها، معیارها و روش‌های مقاوم‌سازی آن‌ها را در برابر زلزله بیان نمودند.

تهرانی‌زاده و فلاحی در پژوهشی برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح شهر تهران، به بررسی قابلیت آسیب‌پذیری نمونه‌هایی از پل‌های ساخته شده و یا در حال ساخت تهران از لحاظ کیفی و با توجه به معیارهای آیین‌نامه‌های معتبر پل‌سازی پرداختند [۶].

شکیب و برکچیان نیز با مطالعه چهار نوع سازه فولادی و استفاده از نرم افزار 2D-DRAIN آسیب-پذیری آن‌ها را در اثر زلزله‌های آب‌بر و ناغان، هم از لحاظ خسارت سازه‌ای و هم از لحاظ آسیب‌محتویات مورد بررسی قرار دادند.

شایانفر و انگوتی شش قاب بتن مسلح که برای بار ثقلی طراحی شده و فاقد مقاومت لرزه‌ای لازم بودند را تحت اثر زلزله طبس، ناغان و منجیل با استفاده از برنامه IDARC تحلیل و بررسی کردند [۵]. نتیجه نشان داد که این سازه‌ها دارای ضعف شدید در برابر زلزله بوده و تغییر مکان جانبی زیاد و آسیب‌دیدگی شدید ستون‌ها در همه آن‌ها مشاهده می‌شود و احتمالاً قادر به تحمل زلزله‌های محتمل در بسیاری از شهرهای ایران نبودند. در نتیجه از استفاده از بادبند ضربداری را برای بالا بردن سختی جانبی پیشنهاد نمودند.

تسنیمی و همکارانش آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح طراحی شده بر اساس سطوح مختلف شکل‌پذیری را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار IDARC قاب‌های بتن مسلح را با دهانه‌ها و طبقات مختلف، بررسی نمودند و تغییرات شاخص خرابی را نسبت به پارامترهای مختلف مانند تغییرات ارتفاع قاب و تغییرات حداکثر برش پایه در سطوح مختلف شکل‌پذیری تعیین کردند [۷].

جلالی و همکارانش در سال ۱۹۹۸ از روش کاهش در برخی خواص سازه‌ای مثل کاهش سختی یا تغییر در شکل مود پایه برای محاسبه اندیس خسارت استفاده کردند. روش المان محدود برگزیده آن‌ها، مدل‌سازی المان‌های بنایی به صورت المان تنش صفحه‌ای و درزهای ملات (المان بین صفحه‌ای) همراه با انتخاب معیار گسیختگی کولمب بود. مبنای کار آن‌ها کاهش در خواص مشخصه‌های سیستم می‌باشد که از دو پارامتر، یکی کاهش در سختی و دیگری تغییرات در شکل مود پایه سود جستند.

## ۷-۲- طبقه‌بندی خسارت

قبارا برای شاخص پیشنهادی خود ترازهای آسیب زیر را طبق جدول (۲-۲) پیشنهاد کرده است.

جدول (۲-۲) - طبقه‌بندی شاخص آسیب قبارا [10]

$DI_{Ghobara}$	میزان خرابی
$0.0 < DI < 0.15$	کم
$0.15 < DI < 0.3$	تعمیر پذیر
$0.3 < DI < 0.8$	شدید ( غیر قابل تعمیر )
$0.8 < DI$	فروریختن

پارک و آنگ نیز طبقه‌بندی زیر را برای میزان خسارت وارده به ساختمان‌ها ارائه دادند که این طبقه‌بندی در جدول (۳-۲) آمده است [22]. همچنین آن‌ها با توجه به ترازهای عملکرد، طبقه‌بندی دیگری را نیز که در جدول (۴-۲) نشان داده شده است ارائه دادند. این طبقه‌بندی در آیین نامه ATC- 40 [8] آمده است.

جدول (۳-۲) - طبقه‌بندی خسارت بر اساس شاخص آسیب پارک و آنگ [22]

$DI_{Park\&Ange}$	ترازهای آسیب
$1.0 < DI$	شکست و فروریختگی المان یا سازه
$0.5 < DI < 1.0$	خسارت سخت
$0.3 < DI < 0.5$	خسارت متعادل
$0.1 < DI < 0.3$	خسارت اندک
$DI < 0.1$	عدم خرابی

جدول (۴-۲) - طبقه‌بندی شاخص آسیب پارک و آنگ با توجه به ترازهای عملکرد [22]

$DI_{Park\&Ange}$	ترازهای عملکرد
۰.۲	قابل استفاده
۰.۳	قابلیت استفاده بی‌وقفه
۰.۵	ایمنی جانی
۰.۸	ناپایداری سازه

برای مقایسه کردن سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی، هر سطح عملکرد با یک مقدار عددی بین صفر و یک مشخص می‌شود [28] مقادیر مشخص شده در جدول (۲-۵) نشان داده شده است.

جدول (۲-۵)- ارتباط شاخص‌های خرابی با سطوح عملکرد [28]

سطوح عملکرد	A-B	IO	DC	LS	LSR	CP	C
شاخص خرابی	۰.۰۰	۰.۱۷	۰.۳۳	۰.۵۰	۰.۶۷	۰.۸۳	۱.۰۰

در این جدول A-B محدوده خطی، DC خرابی محدود، LSR ایمنی جانبی محدود و C فروپاشی را نشان می‌دهد. سایر موارد قبلاً معرفی شده است.

در آیین‌نامه FEMA-356 [20] نیز طبقه‌بندی زیر با توجه به شدت آسیب وارده به سازه در هر یک از ترازهای عملکرد آمده است که در جدول (۲-۶) نشان داده شده است.

جدول (۲-۶)- طبقه‌بندی آسیب بر اساس ترازهای عملکرد ارائه شده در آیین‌نامه FEMA-356 [20]

سطح عملکرد	خدمت رسانی بی‌وقفه	قابلیت استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانبی	آستانه فرو ریزش
خسارت کلی ساختمان	بسیار کم	کم	متوسط	شدید
عضوهای سازه‌ای	سختی و مقاومت عضوها تغییر نمی- کند. تغییر شکل- های ماندگار و ترک خوردگی ایجاد نمی‌شود	سختی و مقاومت عضوها تغییر می- کند. تغییر شکل- های ماندگار و ترک خوردگی ایجاد نمی‌شود	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر، ثقلی عمل می‌کند. تغییر شکل‌های ماندگار وجود دارد	سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستون‌ها و دیوارها عمل می‌کنند. تغییر شکل‌های ماندگار زیاد است. ساختمان در آستانه فرو ریزش است

# فصل سوم

**روش های تحلیل و مدل سازی**

بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها با روشهای سنتی اغلب منجر به طراحی غیراقتصادی و غیراجرایی می‌گردد، در حالی که به اعمال روشهای جدید از حجم عملیات اجرایی کاسته و طرح‌های بهسازی از توجیه اقتصادی برخوردار می‌گردند. این روشها در دستورالعمل و آئین‌نامه‌های موجود مانند FEMA356 و ATC40 مورد استفاده قرار گرفته‌اند، در این حالت تحلیل سازه‌ها عمدتاً به روش غیرخطی انجام می‌شود که شامل تحلیل‌های استاتیکی بارافزون (Push Over) و تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (Nonlinear Time History) می‌باشد [۲۹]. پس از انجام تحلیل‌ها، کنترل اعضا با توجه به معیارهای پذیرش غیرخطی انجام می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن مشخصات غیرخطی مصالح و هندسه، مدل سازه‌ای با الگوهای نیروی قابل انتظار در زلزله، بارگذاری می‌شود. این بارگذاری بصورت مرحله به مرحله و افزایشی انجام می‌شود. با افزایش بارگذاری، رفتار سازه وارد محدوده غیرخطی می‌شود در این حالت منحنی برش پایه ساختمان نسبت به تغییرمکان نقطه کنترلی (معمولاً مرکز جرم تراز بام) یک نمودار غیرخطی است. این منحنی نمایانگر ظرفیت سازه بوده و با منحنی طیف طرح زلزله که نمایانگر حداکثر نیروهای وارده در تراز طراحی زلزله با توجه به ویژگیهای ساختگاه است مقایسه و نقطه تقاطع نشان دهنده حداکثر برش پایه و تغییرمکان مورد انتظار تحت اثر زلزله طراحی می‌باشد. در این نقطه عملکرد اعضا بررسی و معیارهای پذیرش آنها کنترل می‌گردد.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی با اعمال شتاب‌نگاشت‌های طراحی که متناسب با ساختگاه و تراز زلزله طرح انتخاب شده‌اند، در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در اعضا و اتصالات، عملکرد اعضا در پایان تاریخچه زمانی زلزله بررسی و معیار پذیرش آنها کنترل می‌گردد. [۳۰]

در این تحقیق، سازه انتخابی با روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است.



## ۳-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)

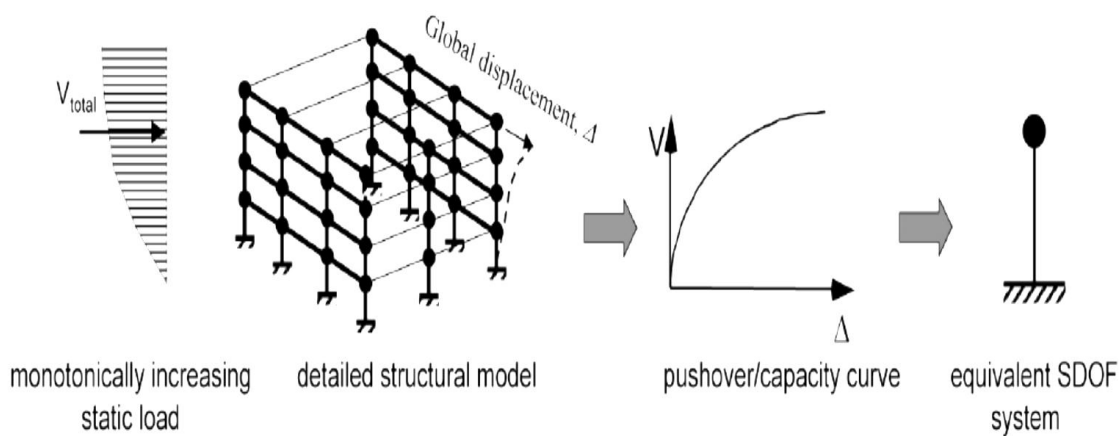
تحلیل غیرخطی بار جانبی افزایش یافته یا تحلیل مود خرابی، یک روش ساده و مفید برای پیش بینی پاسخ لرزه‌ای، خصوصاً در سازه‌های معمولی با توزیع جرم و سختی در پلان و ارتفاع می‌باشد. همان‌طور که مشخص است ظرفیت کلی یک سازه به ظرفیت نیرویی و ظرفیت تغییر مکانی هر یک از عضوهای آن وابسته است. لذا برای دستیابی به ظرفیت سازه در آن سوی محدوده الاستیک احتیاج به استفاده از تحلیل‌های غیرخطی نظیر بار افزون می‌باشد. با استفاده از تحلیل بار جانبی افزایش یافته می‌توان ترتیب و توالی تسلیم شدن‌ها، ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت جانبی سازه را تعیین کرد. در این تحلیل نیروهای جانبی به صورت گام به گام افزایش می‌یابند تا عضوهای سازه‌ای به تدریج وارد حالت جاری شدن شوند ولی مقدار نیروها در هر گام ثابت فرض می‌شود. معادله حاکم به صورت رابطه (۳-۱) می‌باشد.

$$[K_t]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (۳-۱)$$

که در آن  $[K_t]$  ماتریس سختی مماسی،  $\{\Delta u\}$  بردار میزان افزایش تغییر مکان جانبی و  $\{\Delta F\}$  بردار میزان افزایش نیروهای جانبی می‌باشد. [۳۱]

در این روش بار جانبی با یک الگوی معین، به آرامی به سازه اعمال می‌شود و سازه اجازه می‌یابد اندک اندک وارد حالت جاری شدن و سپس تسلیم شود. عمل فوق آنقدر ادامه می‌یابد تا سازه ناپایدار شود یا یکی از حالات حدی رفتاری اتفاق افتد. به این ترتیب نمودار ظرفیت سازه به صورت نمودار برش پایه ساختمان در مقابل تغییر مکان جانبی بالاترین سطح سازه، به دست می‌آید. با استفاده از این نمودار می‌توان تغییر مکان مورد انتظار (هدف) را محاسبه کرده و نحوه توزیع مفاصل را در این تغییر مکان نشان داد. در نهایت با توجه به نتایج به دست آمده به ارزیابی عملکرد سازه پرداخته می‌شود. در مجموع باید گفت با تحلیل بارافزون می‌توان دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار

عضوهای سازه‌های تحت اثر تحریک شدید زمین لرزه به دست آورد. برای سازه‌هایی که اساساً بر مبنای مود اول ارتعاش نوسان می‌کنند به کمک این تحلیل تخمین قابل قبولی از تغییر شکل‌های تقاضای غیرالاستیک محلی یا کلی سازه حاصل می‌شود. همچنین در این تحلیل بسیاری از موارد و نقاط ضعف طراحی که در یک تحلیل الاستیک ممکن است مخفی مانده باشد به روشنی آشکار می‌شود. [32]



شکل (۳-۱) - تبدیل سیستم چند درجه آزادی به تک درجه آزادی در تحلیل پوش‌آور [6]

در سال ۱۹۹۶ میلادی، انجمن تکنولوژی‌های کاربردی (ATC) دستورالعمل مربوط به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی (ATC-40) ارائه داد و در آن بصورت جداگانه به معرفی و بررسی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخت. در حال حاضر نیز نمونه‌هایی از روش‌های ساده غیرخطی که به روش طیف ظرفیت مشهور هستند به گونه‌های مختلفی در آئین‌نامه‌های ساختمانی ژاپن و سایر کشورها معرفی شده است. روش استاتیکی غیرخطی نیز همزمان در دستورالعمل FEMA-356 توسعه یافته و مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین روشی شبیه روش استاتیکی غیرخطی موجود در FEMA-273 در مقررات اخیر NEHRP ارائه شده است. با وجود تمام روش‌های ارائه شده، آنچه در دستورالعمل ATC-40 وجود دارد، علاوه بر وجود برخی روش‌های ساده

شده تحلیل غیرخطی استاتیکی، تکنیکی جدید و آسان برای تخمین سختی جانبی موثر و برش پایه تسلیم موثر ارائه نموده است. در این روش مدل غیرخطی سازه با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین گردیده و مقادیر بدست آمده برای محاسبه زمان تناوب موثر سازه در جهت برآورد تغییرمکان هدف، بکار گرفته شده است.

جزئیات دو خطی سازی برای سازه‌هایی با سختی مثبت و منفی بعد از تسلیم متفاوت می‌باشد، ولی اصول کلیات دوخطی سازی برای هر دو نوع یکسان است. در سال‌های اخیر روش مذکور در -ATC 40 بصورت گسترده در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه مهندسان و محققان زیادی بوده است.

یکی از نقایص این روش، هنگامی است که جابجایی بام کمتر از جابجایی هدف باشد. در این حالت کار انجام شده براساس منحنی دو خطی با منحنی واقعی **Pushover** برابر نخواهد بود. این نقصان در زلزله‌های با پایایی زیاد که چرخه‌های زیادی در آنها وجود دارد، قابل توجه خواهد بود. [8]

آنالیز پوش آور روشی است که به کمک آن می‌توان مقادیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، تغییرمکان نظیر نقطه تسلیم و حداکثر تغییرمکان نظیر گسیختگی را برآورد کرد. با افزایش هر گام مقدار نیروی وارده و در نتیجه مقدار تغییرمکان طبقه‌ای افزایش می‌یابد. تا اینکه اولین مفصل پلاستیک در سازه ایجاد شود. سپس نیرو را افزایش داده تا مکانیسم گسیختگی تشکیل شود.

### ۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی)

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظرگرفتن رفتار غیرخطی مصالح و هندسه سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض برآنست که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. در مدلسازی سازه نیز باید کلیه‌ی اعضای اصلی و غیراصلی را منظور نمود و رفتار غیرخطی آنها را تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل گردد. در

صورت وجود کاهندگی، اثرات آن نیز باید در مدل رفتاری عضو منظور شود. همچنین تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای سه شتابنگاشت انجام شود. [۲]

### ۳-۳-۱- شتاب نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌های که برای طراحی انتخاب می‌شوند باید از نظر محتوای فرکانسی و پاسخ طیفی و دوام (مدت زمان) جنبش شدید زمین، مشابه جنبش‌های شدید زمین باشند که امکان رویداد آنها در منطقه مورد مطالعه وجود دارد. در انتخاب و بسط تاریخچه‌های زمانی توجه به ویژگی‌های زمین ساختی محل و موقعیت ساختگاه لازم است. تاریخچه‌های زمانی بسط یافته برای ساختگاه‌هایی که در ۱۵ کیلومتری هر گسل فعال قرار می‌گیرند، باید با سرشت گسل‌های نزدیک یکسان فرض شود. همچنین شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. [۳۳]

انتخاب نگاشت‌های زمین‌لرزه جهت تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در ارزیابی آسیب پذیری سازه‌ها در یک زمین‌لرزه محتمل، بسیار اهمیت دارد. با وجود اینکه زلزله یک پدیده تصادفی بوده و تمام خصوصیات آن نیز غیرقابل پیش بینی است و زمین‌لرزه‌هایی که منبع مختلفی داشته و در مناطق گوناگون اتفاق می‌افتند، تفاوت‌های بنیادینی با یکدیگر دارند و تأثیری که هر یک بر سازه وارد می‌کنند نیز متفاوت است. این تفاوت‌ها ریشه در خصوصیات صفحات زمین ساختی، نوع گسل مسبب، شرایط ژئوتکنیکی محلی و عوامل دیگری دارد که در اینجا به آن پرداخته نمی‌شود.

استفاده از زمین‌لرزه‌های مربوط به صفحه ایران، به زمین‌لرزه‌های خارجی ترجیح دارد. اصولاً بکاربردن زمین‌لرزه اتفاق افتاده در یک منطقه برای مطالعه رفتار ساختمانی در منطقه‌ای دیگر، کار صحیحی نمی‌باشد. ولی برای ارزیابی آسیب پذیری ساختمانها در تهران که اطلاعاتی از زمین‌لرزه‌های گذشته برای آن در دسترس نیست، بکار بردن شتابنگاشت زمین‌لرزه‌های مربوط به شمال فلات ایران و ناحیه البرز توصیه می‌گردد.

# فصل چهارم

## محاسبات و مدل سازی

#### ۴-۱- مقدمه

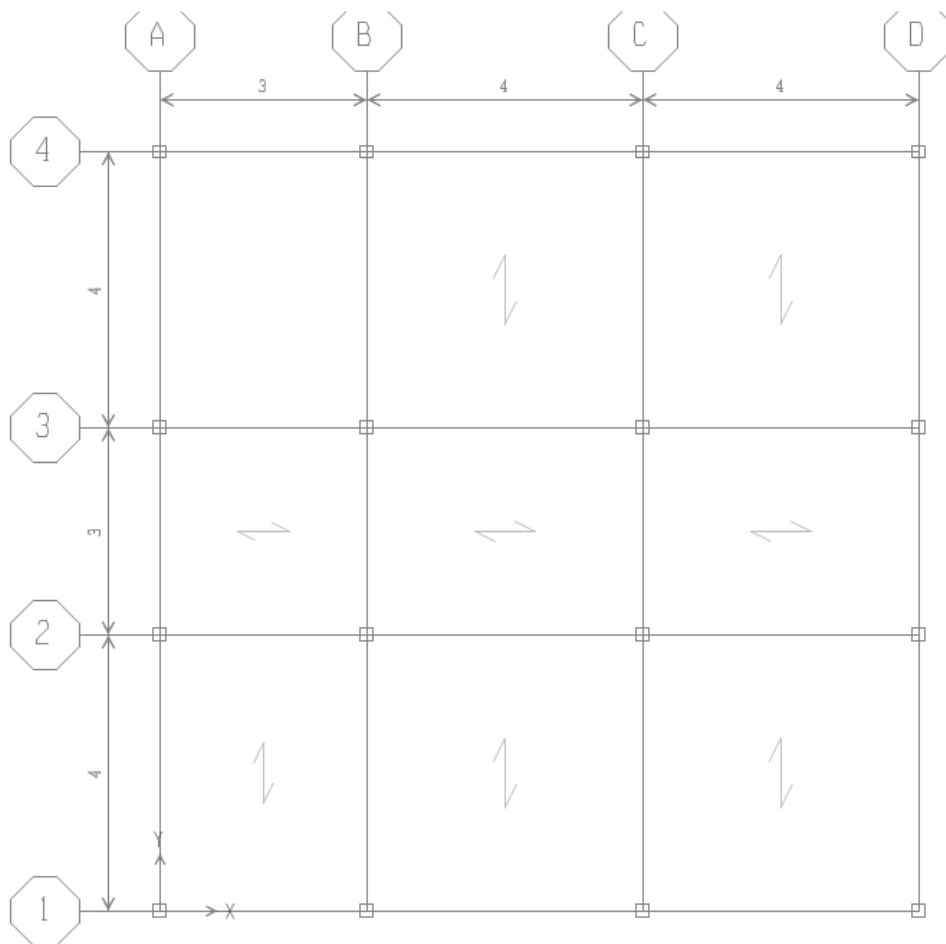
در این فصل روند مدل‌سازی سازه سه بعدی فولادی با قاب خمشی متوسط و با تعداد طبقات ۵، ۷ و ۱۰ طبقه بیان می‌شود. تحلیل و طراحی سازه (برای بدست آوردن مقاطع اولیه) توسط برنامه ETABS ویرایش ۹ انجام می‌شود. [۳۴] برای محاسبه شاخص خرابی نیاز به انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی است که توسط برنامه PERFORM 3D V5 انجام خواهد شد، این نرم افزار منطبق بر گزارشات و دستورالعمل‌های FEMA۳۵۶ (نشریه ۳۶۰) و ATC40 می‌باشد.

در ابتدا قاب‌های خمشی برای بارهای ثقلی و بار زلزله تحلیل و طراحی می‌شوند تا ابعاد سازه بدست آید. و سپس با افزودن انواع مختلف مهاربند سازه بهسازی می‌شود و در ادامه با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی میزان خرابی هر کدام از سیستم‌های بهسازی شده بررسی می‌شود و با بدست آوردن شاخص خرابی قبارا برای هر کدام از سیستم‌ها بهترین و مناسب‌ترین نوع سیستم و مقاوم‌سازی انتخاب می‌شود.

در این تحقیق جهت مقایسه هرچه بهتر نتایج و رسیدن به یک جواب منطقی، از سازه‌هایی با تعداد طبقات مختلف (۵، ۷ و ۱۰ طبقه) استفاده گردید.

#### ۴-۲- مشخصات کلی پروژه

سازه مورد مطالعه شامل ۳ ساختمان ۵، ۷ و ۱۰ طبقه با کاربری مسکونی است. محل احداث آن در شهر گرگان و روی زمین با خاک نوع III واقع می‌باشد. پلان سازه مطابق شکل (۴-۱) منظم می‌باشد. ارتفاع همه ی طبقات ۳ متر و طبقه خرپشته ۲.۸ متر می‌باشد. قبل از مقاوم سازی، سازه از قاب خمشی متوسط با اتصالات گیردار بین تیر و ستون است بعد از بهسازی لرزه‌ای با انواع سیستم مهاربندی سازه تبدیل به سیستم دوگانه ترکیبی می‌گردد.



شکل (۴-۱) - پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر) و جهت تیرچه‌ریزی سقف‌ها

### ۴-۳ - معرفی خصوصیات مصالح

سازه مورد نظر فولادی است و المان‌های تیر، ستون، بادبند دارای مشخصات St 37 هستند. در مدلسازی رفتار خطی سازه از کرانه پایین مقاومت مصالح (Lower-Bound Strength) استفاده می‌شود. که با توجه به آیین‌نامه در صورت وجود نقشه‌های اجرایی معتبر، مقدار آنرا میتوان برابر مقادیر آورده شده در نقشه‌های ساختمان در نظر گرفت. در مدلسازی غیرخطی سازه در اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل از مقاومت مورد انتظار مصالح (Expected Strength) استفاده

میشود. براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی) مقدار آن برای فولاد برابر با :

[20]

$$St\ 37 \Rightarrow \begin{cases} F_{ye} = 1.1F_y = 1.1 \times 2400 = 2640 \frac{kg}{cm^2} \\ F_{ue} = 1.1F_u = 1.1 \times 3700 = 4070 \frac{kg}{cm^2} \end{cases} \quad (۱-۴)$$

#### ۴-۴- بارگذاری سازه

#### ۴-۴-۱- بارهای قائم ثقلی

بارهای وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده وارد بر کفها، دیوارها و بارگذاری راه‌پله و آسانسور می‌باشند. مقدار بارهای مرده (Dead) براساس جزئیات اجرایی سقف و دیوار تعیین می‌گردد. که در تعیین مقدار وزن واحد سطح موردنظر از جرم مخصوص مصالح و ضخامت آنها استفاده می‌شود.

مقدار بارهای زنده (Live) براساس نوع کاربری پخش‌های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد. پس از محاسبه مقدار بار و اعمال آنها، توزیع بار کفها به تیرها بطور خودکار توسط برنامه (ETABS) انجام می‌شود. بار معادل تیغه بندی دیوارهای داخلی 120 kg/m<sup>2</sup> می‌باشد که به بار کفها اضافه می‌گردد. تمام سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک می‌باشد و ضخامت کل کف حدود 40 cm است. با توجه به بخش بار کفها بصورت یک‌طرفه، ضخامت سقف (Deck) و وزن مصالح بتن آنرا صفر در نرم‌افزار تعریف کرده و کل بار سقف به‌مراه بار تیغه‌ها اعمال می‌گردد. که در این صورت بار مرده کف طبقات 600 kg/m<sup>2</sup> و کف بام و خرپشته برابر 500 kg/m<sup>2</sup> می‌شود. بار زنده کف طبقات هم با توجه به کاربری مسکونی ساختمان مساوی 200 kg/m<sup>2</sup> و بار زنده بام و خرپشته هم 150 kg/m<sup>2</sup> می‌گردد. [۳۵]

بار مرده تیرهای دو طرف راه‌پله که بصورت خطی اختصاص می‌یابند، برابر  $700\text{ kg/m}^2 \times \frac{4}{2} = 1400\text{ kg/m}$  و بار زنده  $350\text{ kg/m}^2 \times \frac{4}{2} = 700\text{ kg/m}$  است. برای سادگی،



بار دیوارهای خارجی نمادار و فاقد نما برابر  $700 \text{ kg/m}$  در نظر گرفته شد. بار دیوار جان پناه با ارتفاع  $80$  سانتیمتر برابر  $300 \text{ kg/m}$  در نظر گرفته شد که به تیرهای جانبی طبقه بام اختصاص می‌یابند. بار مرده دیوار خرپشته نیز با ارتفاع  $2.8$  متر مساوی  $500 \text{ kg/m}$  و بار زنده برابر  $150 \text{ kg/m}$  است. همچنین جهت اصلاح جرم طبقه بام در محاسبه نیروی زلزله، نصف وزن دیوارهای خارجی زیرین بام به تیرهای اطراف آن که برابر  $350 \text{ kg/m}$  است و نصف وزن تیغه بندی معادل نیز به کف‌های تراز بام که مساوی  $60 \text{ kg/m}^2$  می‌باشد، اعمال می‌گردد.

#### ۴-۲- بار جانبی زلزله

با توجه به منظم بودن ساختمان و کمتر بودن ارتفاع آن از  $50$  متر، طبق مبحث ششم و آیین‌نامه  $2800$  می‌توان برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله (Earthquake) از روش استاتیکی معادل استفاده نمود. برای اعمال بار زلزله به سازه، ضریب زلزله © را به برنامه وارد نموده و برنامه ETABA بصورت خودکار برش پایه را محاسبه و آنرا بین طبقات توزیع می‌نماید. با توجه به اینکه سیستم سازه در دو جهت یکسان است، ضریب C در دو جهت برابر خواهد بود. [۳۳] بایستی توجه داشت که چون کف طبقات دارای بتن رویه است می‌توان آنرا سقف صلب (Rigid Diaphragm) در نظر گرفت، که در این حالت بار زلزله بطور متمرکز تنها به مرکز جرم طبقات وارد می‌شود و دیگر نیروی محوری در تیرها بوجود نمی‌آید.

نحوه تعیین ضریب زلزله برای سازه قاب خمشی ۵، ۷ و ۱۰ طبقه که در دو جهت X و Y یکسان می‌باشد در ادامه آمده است:

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \rightarrow \begin{cases} H_5 = 3 \times 5 = 15 \text{ m} \\ H_7 = 3 \times 7 = 21 \text{ m} \\ H_{10} = 3 \times 10 = 30 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_5 = 0.609 \\ T_7 = 0.69 \\ T_{10} = 1.025 \end{cases} \quad (3-4)$$

با توجه به نوع زمین که خاک آن تیپ III است و خطر نسبی زیاد زلزله، پریود خاک  $T_s = 0.7$  بوده و بقیه پارامترها برابر  $T_0 = 0.15$  و  $S = 1.75$  می گردند. پس به این ترتیب ضریب بازتاب ساختمان (B) مساوی است با :

$$\begin{aligned} T_0 \leq T_5 \leq T_s & \rightarrow B_5 = S + 1 = 2.75 \\ T_0 \leq T_7 \leq T_s & \rightarrow B_7 = S + 1 = 2.75 \\ T_{10} \geq T_s & \rightarrow B_{10} = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T_{10}} \right) = 2.133 \end{aligned} \quad (4-4)$$

و  $R=7$  در نهایت ضریب زلزله برابر با :

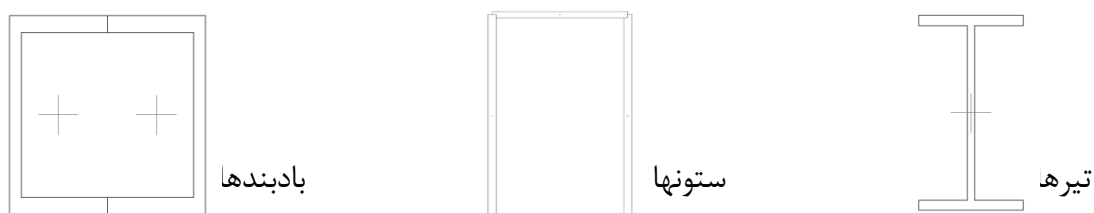
$$C = \frac{ABI}{R} \quad \begin{cases} A = 0.3 \\ I = 1 \\ R = 7 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_5 = 0.1179 \\ C_7 = 0.1179 \\ C_{10} = 0.00914 \end{cases} \quad (5-4)$$

ملاحظه می شود که با افزایش طبقات و در واقع ازدیاد مقدار  $H$  و بدنبال آن بالا رفتن دوره تناوب  $T$ ، مقدار  $B$  و در نتیجه ضریب  $C$  کاهش می یابند. پس با افزایش شکل پذیری سازه مقدار نیروی زلزله اعمال شده به آن کم می شود. قابل ذکر است که نرم افزار بطور خودکار پیچش را با توجه به فاصله مرکز جرم و سختی هر طبقه محاسبه می کند. همچنین جهت برآورد برش پایه سازه  $V=CW$ ، مقدار  $W$  وزن مؤثر ساختمان و شامل کل بار مرده و 20 درصد بار زنده (ساختمان مسکونی) وارد بر سازه می باشد. [36]

#### ۴-۵- مشخصات مقاطع عناصر خطی

در نرم افزار مقاطع استاندارد برای تیرها، ستونها و بادبندها تعریف و لیستهای انتخاب خودکار (Auto Sections) برای طراحی فولادی ایجاد می‌شوند.

در این سازه برای تیرها از مقاطع IPE، برای ستونها باتوجه به اینکه سیستم باربر دوطرف قاب خمشی با اتصالات گیردار می‌باشد، از مقاطع جعبه‌ای TUBO استفاده شده است. و جهت مقاطع مهاربندها که برای مقاوم‌سازی سازه اضافه می‌شوند، از مقاطع ناودانی دابل (2UNP) استفاده شده است.



شکل (۴-۲) - شکل هندسی مقاطع بکار رفته در سازه

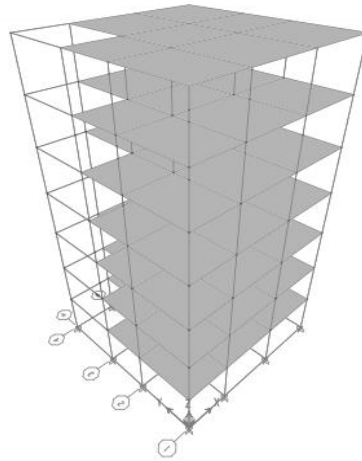
مقاطع به کار رفته برای تیرها عبارتند از:

IPE400, IPE360, IPE330, IPE300, IPE270, IPE240, IPE200, IPE180,  
IPE160, IPE120

مقاطع به کار رفته برای ستون ها عبارتند از:

TUBO300\*300\*20, TUBO280\*280\*16, TUBO260\*260\*20,  
TUBO240\*240\*16, TUBO220\*220\*16, TUBO200\*200\*16,  
TUBO200\*200\*20, TUBO180\*180\*20, TUBO180\*180\*16,  
TUBO180\*180\*10, TUBO160\*160\*10, TUBO160\*160\*16

پس از انجام آنالیز اولیه بر روی قاب خمشی ۵، ۷ و ۱۰ طبقه و بدست آوردن مقاطع تیرها و ستون، با اضافه کردن انواع مختلف مهاربند سازه مقاوم سازی می شود.



شکل (۴-۳) - مدل ۳ بعدی قاب خمشی ۷ طبقه

#### ۴-۶- مقاوم سازی قاب خمشی موجود با استفاده از سیستم مهاربندی

برای مقاوم سازی قاب خمشی موجود، از مهاربند های همگرای ضربدری و هشتی و مهاربند واگرای هشتی استفاده شده است که به دهانه های میانی قاب های بیرونی در دو جهت X و Y اضافه شده اند. برای اینکه بتوان مقایسه ی بین روش های مختلف مقاوم سازی انجام داد، مهاربندهایی که به سازه اضافه شده اند دارای مقاطع مشابه می باشند.

مقاطع مهاربند های به کار رفته به قرار زیر می باشند:

مقاوم سازی قاب خمشی ۵ طبقه:

برای طبقات اول و دوم و سوم از 2UNP160 و برای طبقات چهارم و پنجم از 2UNP100 استفاده شده است.

مقاوم سازی قاب خمشی ۷ طبقه:

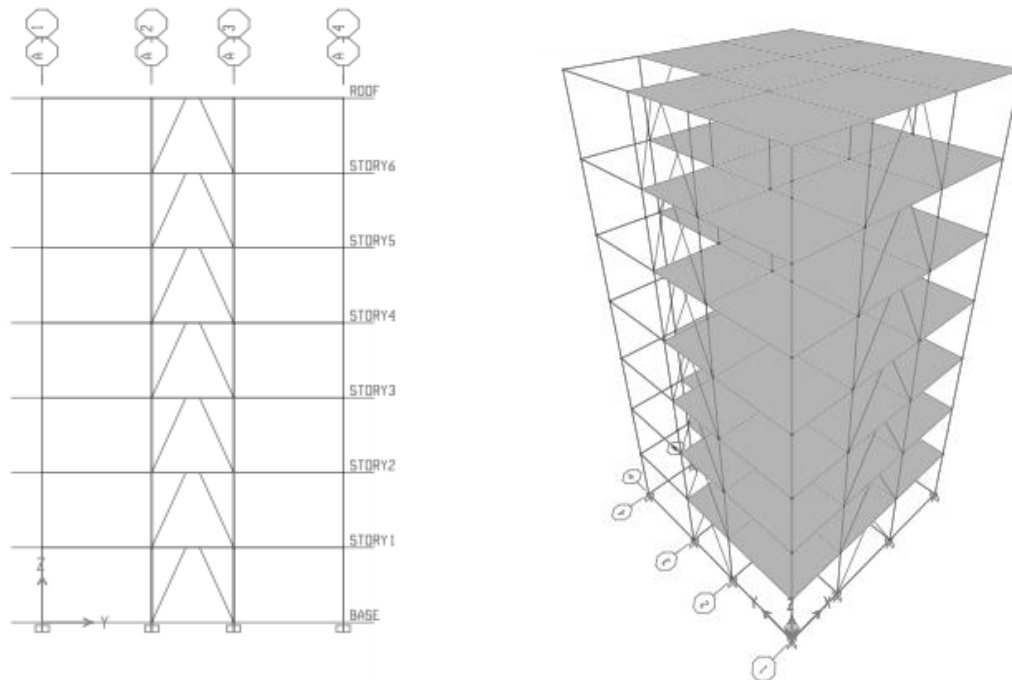
برای طبقات اول و دوم از 2UNP160 ، طبقات سوم و چهارم از 2UNP140 و برای طبقات پنجم و ششم و هفتم از 2UNP80 استفاده شده است.

مقاوم سازی قاب خمشی ۱۰ طبقه:

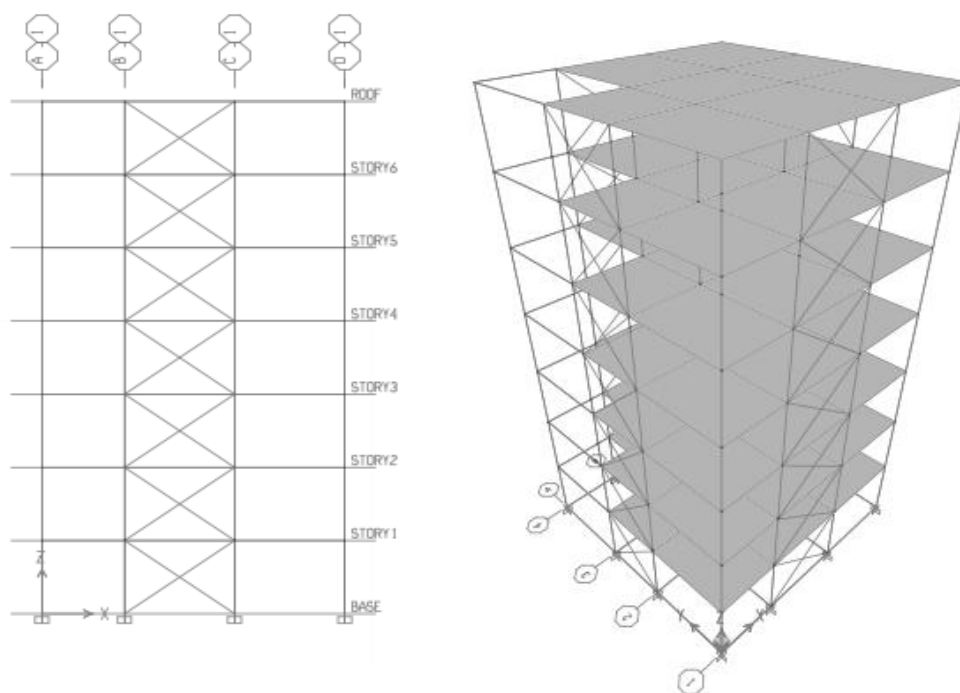
برای طبقات اول و دوم از 2UNP240 ، طبقات سوم و چهارم از 2UNP200، طبقات پنجم و ششم از 2UNP160، طبقات هفتم و هشتم از 2UNP140 و برای طبقات نهم و دهم از 2UNP100 استفاده شده است.

در روش بهسازی با مهاربند واگرا، طول تیر پیوند در قاب های ۱ و ۴ 60 cm و در قاب های A و B برابر 50 cm می باشد.

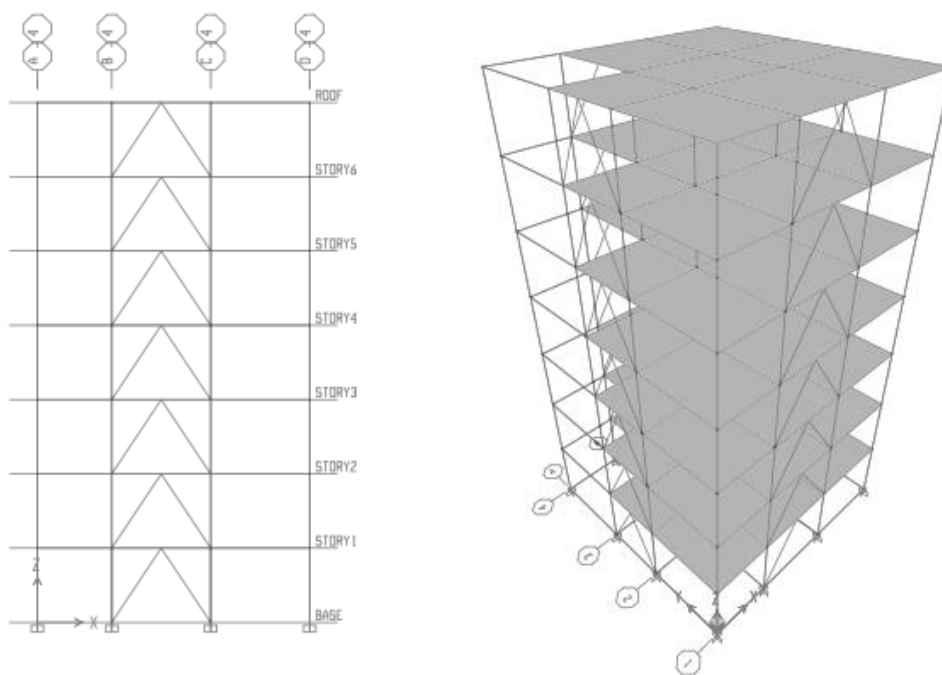
در شکل های (۴-۴) تا (۶-۴) نحوه ی بهسازی برای سازه ۷ طبقه نشان داده شده است. برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه نیز مشابه با سازه ۷ طبقه می باشد.



شکل (۴-۴) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند واگرا



شکل (۴-۵) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند ضربدری



شکل (۴-۶) - بهسازی قاب خمشی ۷ طبقه با مهاربند همگرای هشتی

## ۴-۷- طراحی لرزه‌ای و ترکیبات بارگذاری

طراحی اعضا براساس آئین‌نامه UBC97-ASD و مطابق با ضوابط طرح لرزه‌ای مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان، برای قاب خمشی متوسط به روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. بعد از انجام تحلیل و طراحی برای قاب خمشی متوسط و پیدا کردن ابعاد اولیه، در مرحله ی بعد انواع مختلف سیستم مهاربندی (ضربدری، هشتی و واگرا) به سیستم قاب خمشی اضافه می‌شود. منظور از ضوابط ویژه به عنوان مثال کنترل نسبت پهنا به ضخامت مقاطع می‌باشد که برنامه اعضا را مقطع فشرده لرزه‌ای (Seismic) اعلام می‌کند و نیز الزامات عمومی در طراحی تیرها، ستونها و بادبندها در نظر گرفته می‌شوند. همچنین ترکیب بار زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0=3.2$ ) هم اعمال می‌شود. [36]

به منظور تنظیم پارامترهای طراحی، نوع قاب (Frame Type) تیرها و ستونها بعلا اتصال صلب بین آنها از نوع قاب خمشی (OMRF) انتخاب می‌گردد. در اینصورت برنامه بطور خودکار مقدار ضریب طول مؤثر (K) و Cm را محاسبه می‌کند.

ترکیبات بارگذاری مطابق مبحث دهم برای برنامه ETABS تعریف می‌شوند. در ویرایش قدیم برای ترکیباتی که بار زلزله در آن وجود داشت، تنش مجاز به میزان ۳۳ درصد افزایش داده می‌شد، ولی در آئین‌نامه UBC97 افزایش تنش مجاز (Allowable) حذف و بجای آن ضریب کاهش ۰.۷۵ در ترکیب بارها لحاظ می‌گردد. [36]

## ۴-۸- مدل سازی المان های سازه ای در نرم افزار PERFORM 3D

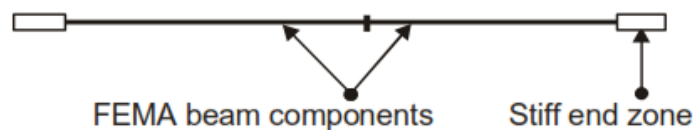
### ۴-۸-۱- تیرها

الف) مدل دوران قطری (Chord Rotation Model)

این مدل یکی از ساده ترین ( و متداولترین ) روش ها برای مدل کردن تیرها در نرم افزار PERFORM 3D می باشد. نرم افزار این مدل را با استفاده از اجزای تیر FEMA به کار می گیرد.

برای استفاده از این نوع مدل باید رابطه غیر خطی بین لنگر و دوران انتهایی تیر مشخص باشد. دوران انتهایی، دوران نسبت به وتر می باشد که از دوران جسم صلب جلوگیری می کند. مزیت اصلی استفاده از این مدل، این است که دستورالعمل FEMA(356) اطلاعات لازم شامل ظرفیت های دوران انتهایی تیر را بیان می کند. در شکل (۴-۱۰) اجزای اصلی این تیر دیده می شود. [37]

در این تحقیق در کلیه تیرها (از جمله دهانه های مهاربندی ضربدری) بجز دهانه های مهاربندی واگرا و هشتی از این مدل استفاده شده است.



شکل (۴-۷) - اجزای اصلی مدل دوران قطری [37]

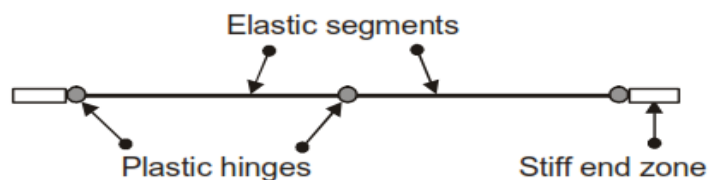
#### ب) مدل مفصل پلاستیک (Plastic Hing Model)

برای مدل کردن تیرهایی که رفتار غیر الاستیک تیر بوسیله طراحی در نقاط خاصی از تیر محدود شده است از این نوع مدل استفاده می شود. که در این حالت می توان علاوه بر دو انتهای تیر، در وسط تیر نیز مفصل پلاستیک تشکیل داد، در این مدل می توان به صورت مستقیم از مفاصل پلاستیک استفاده نمود در حالی که در مدل دوران وتری به صورت غیر مستقیم از مفاصل پلاستیک استفاده می شود.

بنابراین نمی توان با استفاده از مولفه های تیر FEMA این مدل را تنظیم کرد، زیرا مدل دوران قطری فرض می کند که تسلیم شدگی فقط در انتهای المان است. [37]



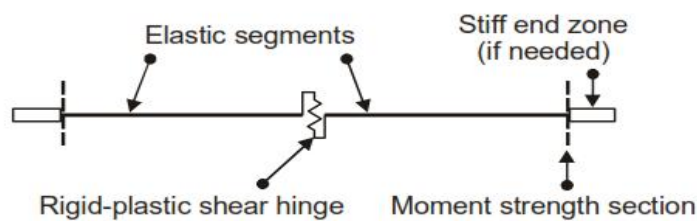
از این المان در دهانه های مهاربندی شده با مهاربند هشتی استفاده می شود. اجزای این مدل در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است.



شکل (۴-۸) - اجزای اصلی مدل مفصل پلاستیک [37]

### پ) مدل پیوند برشی (Shear Link Model)

اغلب تیر های غیر ارتجاعی فقط در خمش غیر ارتجاعی اند، و اساسا در برش ارتجاعی هستند. اما رفتار یک لینک برشی در یک قاب مهاربندی شده واگرا برعکس است. یک لینک برشی انتظار می رود تا در برش تسلیم شود، و اساسا در خمش ارتجاعی باقی بماند. از این مدل در دهانه های مهاربندی شده با مهاربند های واگرا استفاده می شود. اجزای مدل رابط برشی در شکل (۴-۱۲) نشان داده شده است. [37]



شکل (۴-۹) - اجزای اصلی مدل پیوند برشی [40]

بخش های کلیدی این مدل عبارتند از:

- ۱) دو قطعه تیر ارتجاعی که برای تغییر شکل های ارتجاعی محوری، خمشی و برشی لینک برشی در نظر گرفته شده است.
- ۲) یک مفصل برشی، که برای تسلیم در برش در نظر گرفته شده است.
- ۳) یک جفت مقاطع مقاومتی لنگر، برای کنترل اینکه در خمش تسلیم رخ ندهد.

#### ۴-۸-۲- ستون ها

برای مدل سازی ستون ها از المان FEMA Column استفاده شده است. این المان همانند المان تیر دارای دو مفصل پلاستیک از پیش تعریف شده در دو انتهای آن می باشد. تفاوت این دو مرتبط با نیروی محوری و اندرکنش آن با لنگر خمشی است.

برای ستون های طبقه همکف، در محل اتصال ستون به تکیه گاه از ناحیه صلب انتهایی صرف نظر می شود زیرا اتصال ستون به فونداسیون صلب است و نیازی به ناحیه صلب انتهایی نیست. [37]

در شکل های (۴-۱۰) تا (۴-۱۴) مولفه های مرکب ساخته شده برای المان های تیر و ستون در محیط نرم افزار نشان داده شده است.

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

**Basic Components** | Strength Sections | Self Weight

**COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED**

Component Type: SEGMENTS, BEAM TYPE

Component Name: [Empty]

Text for filter: [Empty] Filter

Length Type: [Empty] Length Value: [Empty]

Add | Insert | Replace | Delete

**COMPONENT LIST (MAX. 12)** Click to highlight. Double click to select. Show Properties

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	FEMA Column, Steel Type	T30*30*2		0.5
3	FEMA Column, Steel Type	T30*30*2		0.5
4	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

شکل (۴-۱۰) - ساخت مولفه مرکب ستون T 30\*30\*2 طبقات

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

**Basic Components** | Strength Sections | Self Weight

**COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED**

Component Type: SEGMENTS, BEAM TYPE

Component Name: [Empty]

Text for filter: [Empty] Filter

Length Type: [Empty] Length Value: [Empty]

Add Insert Replace Delete

**COMPONENT LIST (MAX. 12)** Click to highlight. Double click to select. Show Properties

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	FEMA Column, Steel Type	T30*30*2		0.5
2	FEMA Column, Steel Type	T30*30*2		0.5
3	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

شکل (۴-۱۱) - ساخت مولفه مرکب ستون T 30\*30\*2 طبقه همکف

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

**Basic Components** | Strength Sections | Self Weight

**COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED**

Component Type: End Zone for a Beam or Column

Component Name: Default End Zone

Text for filter: [Empty] Filter

Length Type: Based on adjacent beam or column size Length Value: [Empty]

Add Insert Replace Delete

**COMPONENT LIST (MAX. 12)** Click to highlight. Double click to select. Show Properties

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	FEMA Beam, Steel Type	IPE400		0.5
3	FEMA Beam, Steel Type	IPE400		0.5
4	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

شکل (۴-۱۲) - ساخت مولفه مرکب تیر IPE400

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

Basic Components      Strength Sections      Self Weight

**COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED**

Component Type

Component Name

Text for filter

Length Type  Length Value

**COMPONENT LIST (MAX. 12)** Click to highlight. Double click to select.

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	Beam, Standard Steel Section	IPE400		1

شکل (۴-۱۳) - ساخت مولفه مرکب تیر های دهانه مهاربندی هشتی

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

Basic Components      Strength Sections      Self Weight

**COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED**

Component Type

Component Name

Text for filter

Length Type  Length Value

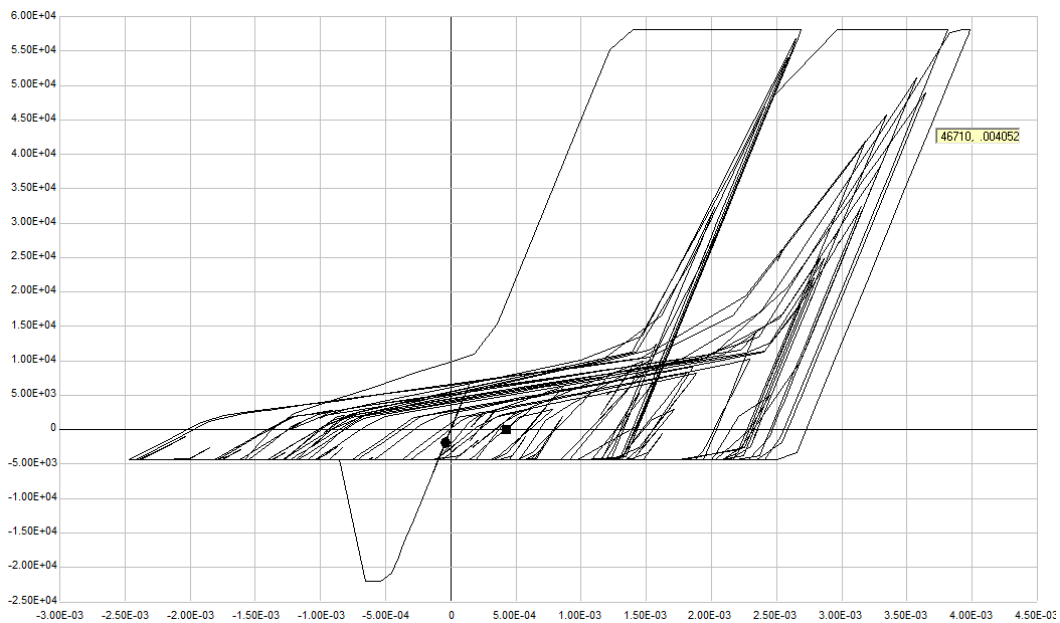
**COMPONENT LIST (MAX. 12)** Click to highlight. Double click to select.

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	Beam, Standard Steel Section	IPE400		0.5
2	Shear Hinge, Plastic Strain Type	ipe 400-link	0	(1)
3	Beam, Standard Steel Section	IPE400		0.5

شکل (۴-۱۴) - ساخت مولفه مرکب تیر پیوند مهاربند واگرا .

#### ۴-۸-۳- مهاربند ها

برای مدل‌سازی مهاربند از المان Simple Bar استفاده شده است که جهت مدل نمودن آن‌ها می‌توان از پارامترهای مدل سازی جدول ۴-۵ نشریه ۳۶۰ که مشابه با جدول 5-6 در FEMA 356 است بهره برد. همچنین برای تعریف مولفه غیر خطی مهاربند از مولفه غیر ارتجاعی Steel Bar/Tie/Strut استفاده شده است. در تعریف این المان بایستی نوع مصالح مشخص گردد از اینرو از مصالح کمانش پذیر فولادی (Inelastic Steel Material, Buckling) استفاده می‌گردد. [37]

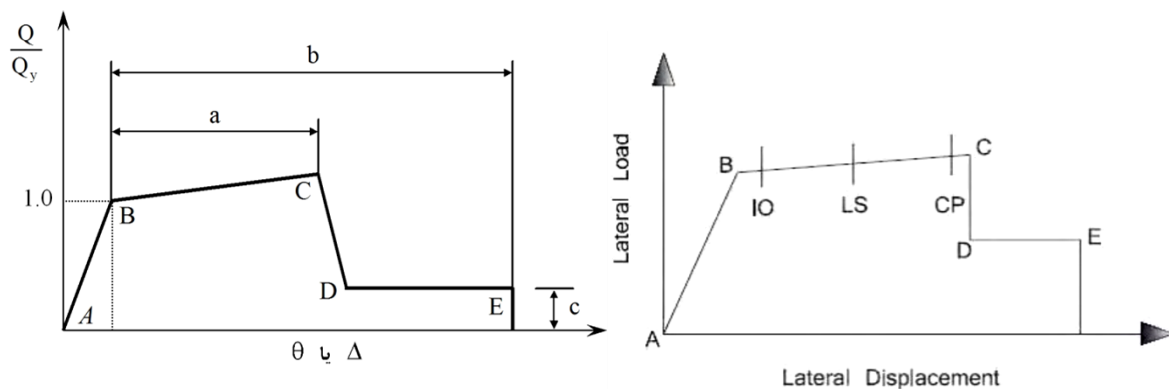


شکل (۴-۱۵) رفتار چرخه ای شبیه سازی شده برای مهاربند با استفاده از Steel Strut

#### ۴-۸-۴ پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش های غیر خطی

برای تعریف پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش المان های تیر، ستون و مهاربند از جدول های ۳-۵ و ۴-۵ نشریه ۳۶۰ استفاده می شود. در جداول (۴-۱) و (۴-۲) بخش هایی از این جداول قرار داده شده است. [۲]

پارامترهای موجود در جداول (۴-۱) و (۴-۲) در شکل (۴-۲۰) نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۶) - منحنی نیرو- تغییرشکل در محدوده غیرخطی در FEMA 356 [20]

- LS : Life Safety فقط ترک خوردگی در سازه
- IO : Immediate Occupancy بهره برداری از سازه بلافاصله بعد از وقوع زلزله
- CP : Collapse Prevention پیشگیری از حالت تخریب

جدول (۴-۱) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش اجزای غیر خطی [۲]

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی <sup>۱۲</sup>		کلیدی اعضا		b	a	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
<b>تیرها - در خمش</b>								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ برای مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصل								
<b>ستون‌ها - در خمش<sup>۱۳</sup></b>								
برای $P/P_{CL} \leq 0.15$								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ برای مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصل								
برای $0.15 < P/P_{CL} \leq 0.50$								
$4$	$6$	$3$	$5$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$4$	$3$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$1/2\theta_y$	$1/2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$1/5\theta_y$	$\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ برای مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصل								
<b>تیر پیوسته<sup>۱۴</sup></b>								
$0.16$	$0.14$	$0.14$	$0.11$	$0.05$	$0.8$	$0.17$	$0.15$	الف: $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$
مشابه با مقادیر در تیرها								ب: $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								ب: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
$15\theta_y$	$13\theta_y$	$13\theta_y$	$10\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.7$	$16\theta_y$	$14\theta_y$	دیوارهای برشی فولادی <sup>۱۳</sup>

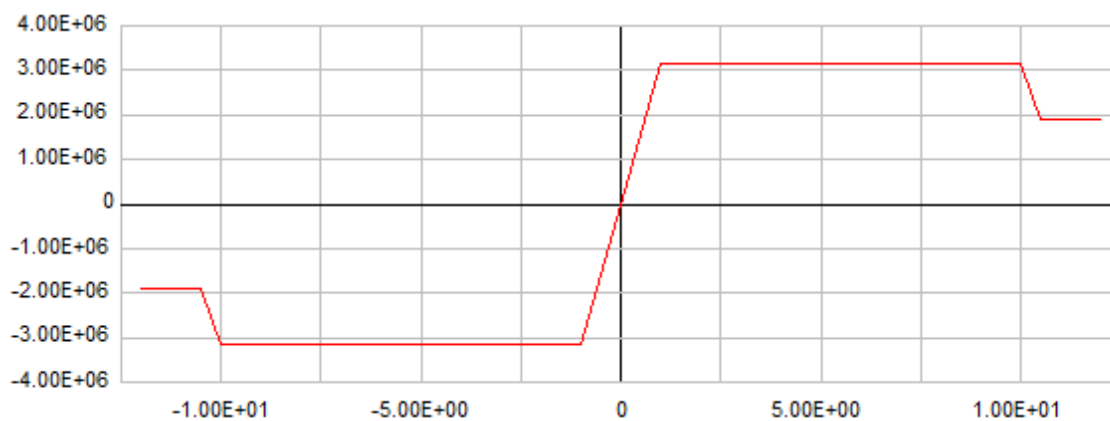
جدول (۴-۲) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش اجزای غیر خطی [۲]

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup>					پارامترهای مدل سازی <sup>۱</sup>			جزء / تلاش
تغییر شکل خمیری					نسبت تنش پس ماند	تغییر شکل خمیری		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه ی اعضا		b	a	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$7\Delta_T$	$6\Delta_T$	$5\Delta_T$	$3\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	۱/۰	$7\Delta_T$	$5\Delta_T$	تیرها و ستون ها در کشش (به استثنای تیروستون های EBF)
<b>مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندی EBF)</b>								
$8\Delta_C$	$7\Delta_C$	$7\Delta_C$	$5\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	الف: زوج نبشی کماتش داخل صفحه
$7\Delta_C$	$6\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ب: زوج نبشی کماتش خارج صفحه
$8\Delta_C$	$7\Delta_C$	$7\Delta_C$	$5\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	پ: مقاطع Z یا I
$8\Delta_C$	$7\Delta_C$	$7\Delta_C$	$5\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ت: زوج ناودانی کماتش داخل صفحه
$7\Delta_C$	$6\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ث: زوج ناودانی کماتش خارج صفحه
$7\Delta_C$	$6\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$7\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ج: مقاطع تو خالی پر شده با بتن
ح: مقاطع قوطی نورد سرد								
$7\Delta_C$	$6\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۴	$7\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_y}}$
$3\Delta_C$	$2\Delta_C$	$2\Delta_C$	$1\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$3\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون یابی خطی محاسبه می شود.							۳: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	
ح: مقاطع لوله ای شکل								
$8\Delta_C$	$5\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۴	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$3\Delta_C$	$2\Delta_C$	$2\Delta_C$	$1\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰/۲	$3\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون یابی خطی محاسبه می شود.							۳: $\frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$	
$13\Delta_T$	$11\Delta_T$	$9\Delta_T$	$7\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	۰/۸	$14\Delta_T$	$11\Delta_T$	مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی های EBF)

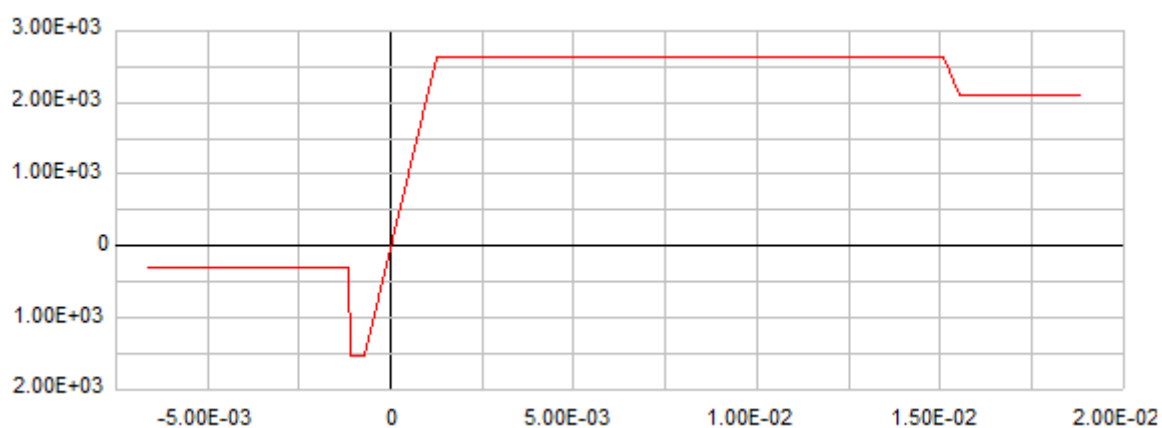
۱-  $\Delta_C$  تغییر شکل محوری در بار کماتشی مورد انتظار می باشد.

۲-  $\Delta_T$  تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهدگی مورد انتظار) می باشد.

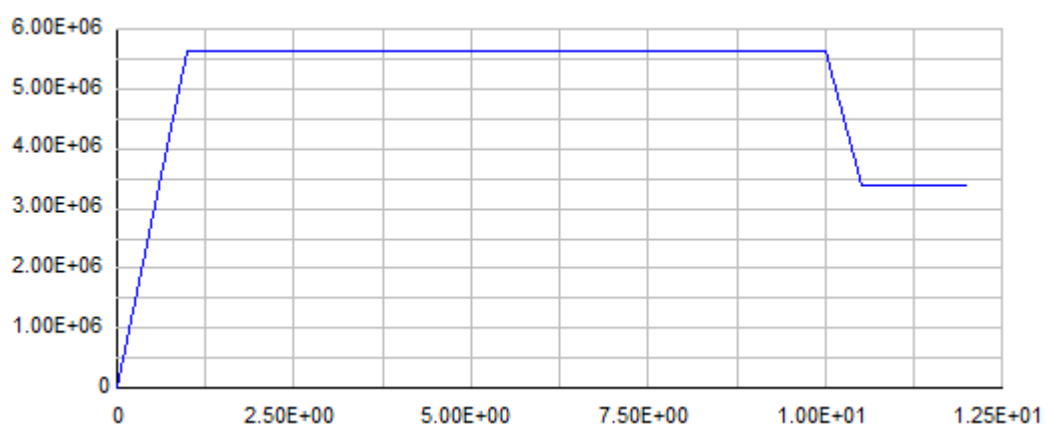




شکل ( ۴-۱۷) - رفتار نیرو- تغییر مکان تیر مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D



شکل ( ۴-۱۸) - رفتار نیرو- تغییر مکان مهاربند مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D



شکل ( ۴-۱۹) - رفتار نیرو- تغییر مکان ستون مدل سازی شده در نرم افزار PERFORM 3D

## ۴-۹ - معرفی حالات بارگذاری غیرخطی

روش کار در تحلیل استاتیکی غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌گردد، سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می‌شود. علت این امر اینست که در تحلیل‌های غیرخطی اصل جمع آثار بطور کلی معتبر نیست. براساس FEMA356 و نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی)، دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی مرده (Dead) و زنده (Live) معرفی شده است. که عبارتند از:

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1) \quad , \quad Q_G = 0.9Q_D \quad (2) \quad (۴-۹)$$

با توجه به اینکه در اکثر موارد ترکیب بار شماره (۱) در مقایسه با ترکیب بار (۲) حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌کند، بنابراین در این تحقیق این ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از بارهای قائم انتخاب می‌شود. در یک سازه واقعی باید ابتدا ترکیبات بار ثقلی معرفی شده و سپس آنالیز پوش آور تحت اثر الگوی بار جانبی، در ادامه (Continue From ...) این حالات بارگذاری انجام شود. [۲] هدف از این کار ارزیابی و طراحی سازه تحت اثر بارهای مرده و زنده نیست، بلکه در نظر گرفتن تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده تحت اثر این ترکیبات بار برای تحلیل غیرخطی می‌باشد.

**LOAD CASES**

Load Case Type: Gravity

Status: Saved

Load Case Name: 1.1DL+1.1LL

Analysis Method:

- Linear (usual option)  
Load applied in one step. Stops if there is a nonlinear event.
- Nonlinear.  
See control information in box to right.

Control Information for Nonlinear Analysis:

No. of Load Steps: [ ] Limit State to Stop Analysis: Type [ ]

Max. Events in any Step: [ ] Name: [ ]

Initial Step to First Event?  Yes  No

Load is applied in equal steps, not counting optional initial step to first nonlinear event. Analysis stops when all load is applied or limit state is reached, whichever occurs first. Analysis aborts if the maximum number of nonlinear events is exceeded in any step.

Gravity Load Patterns for this Load Case

**LOAD PATTERN TO BE ADDED OR CHANGED**

Load Type:  Nodal  Element  Self Weight

Pattern Name: PD

Scale Factor: [ ]

Add Insert Replace Delete

**LOAD PATTERN LIST**

Click to highlight for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Factor
1	Elem	DL	1.1
2	Elem	LL	1.1
3	Node	PD	1.1
4	Node	PL	1.1

A Gravity load case be any combination of nodal, element and self weight load patterns, up to a maximum of 20 patterns.

شکل ( ۴ - ۲۰) - تعریف حالت بارگذاری ثقلی

#### ۴-۱۰-۱- اجرای تحلیل های مورد نیاز برای محاسبه شاخص خرابی قبارا

همان گونه که در فصل ۲ بیان شد برای محاسبه شاخص خرابی قبارا نیاز به انجام تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی می باشد. که در این بخش چگونگی انجام این تحلیل ها بیان می شود.

#### ۴-۱۰-۱-۱- تنظیم حالت های بار گذاری استاتیکی غیر خطی

#### ۴-۱۰-۱-۱-۱- توزیع نیرو و بزرگی آن

برای اجرای یک تحلیل پوش آور، باید توزیعی از بارهای افقی در طول ارتفاع سازه مشخص شود. نسخه جاری برنامه PERFORM فقط توزیع بارهای ثابت را اجازه می دهد ( یعنی نمی توان از توزیع بار تطبیقی که وابسته به تغییر شکل سازه در هر لحظه بار گذاری است را در نظر گرفت) به عبارتی می توان توزیع باری با استفاده از الگوهای بارگذاری گره ای یا بارهایی را بر اساس جرم سازه یا شکل تغییر یافته سازه، تعیین کرد.

در تعریف یک حالت بار استاتیکی غیر خطی، فقط جهت و نحوه ی توزیع بار را مشخص می کنیم و اندازه ی بار برای ما اهمیتی ندارد. [۳۸] برای گام های بارگذاری برای یک تحلیل استاتیکی غیر خطی، سازه در نمو های تغییر مکانی یکسان تغییر شکل می دهد و در هر گام PERFORM نمو بار موردنیاز را مشخص می کند و نمو بارگذاری در هر گام به طور کلی تا تسلیم سازه کوچکتر می شود، در صورتی که سازه مقاومتش را از دست داده یا به دلیل اثرات پی دلتا نا پایدار شود، می تواند مقدار منفی نیز داشته باشد.

#### ۴-۱۰-۱-۲- انتخاب توزیع بار پوش آور

یکی از مشکل ترین کارها در تحلیل استاتیکی غیر خطی، انتخاب توزیع بار پوش آور است. در طول یک زلزله واقعی اندازه، توزیع و جهت بارهای موثر بر سازه به طور پیوسته ای تغییر می کند. بنابراین توزیع برش های طبقات در طول ارتفاع سازه نیز می تواند در هر لحظه متغییر باشد، به ویژه برای ساختمان های بلند که در آن ها اثرات موده های بالاتر اثرات مهمی می تواند داشته باشد. ولی در

تحلیل استاتیکی غیر خطی توزیع و جهت بارها ثابت است و فقط میزان اندازه آن ها تغییر می کند. از این رو توزیع برش های طبقات ثابت خواهد ماند. بنابراین برای در نظر گرفتن توزیع های برش مختلف ضروری است که تعدادی از توزیع های متفاوت را در نظر بگیریم.

یک گزینه در FEMA 356 استفاده از توزیع های یکنواخت و مثلثی در طول ارتفاع سازه است. یک توزیع یکنواخت معمولا به یک شتاب یکنواخت برای کل ارتفاع ساختمان وابسته است، در نتیجه بارگذاری در تراز هر کف متناسب با جرم هر کف است. به طور مشابه، یک توزیع مثلثی معمولا به یک شتاب با افزایش خطی در کل ارتفاع سازه وابسته است.

از آنجا که شاخص قبارا به توزیع بار اعمالی در تحلیل پوش آور حساس نیست [10] بنابراین فرقی نمی کند که از کدام توزیع (یکنواخت یا مثلثی) استفاده کنیم. تحلیل پوش آور را در دو راستای X و Y انجام می دهیم. در شکل های (۴-۲۵) و (۴-۲۶) تنظیمات مربوط به تحلیل پوش آور نشان داده شده است.

Point	V (m)	d along H1	d along H2
1	0	1	0
2	21	1	0
3			
4			
5			
6			

شکل (۴-۲۱) - پنجره معرفی و تنظیم تحلیل پوش آور در جهت X

**LOAD CASES**

Load Case Type:

Status:

Select name to edit an existing load case.

Load Case Name:

Save Save As Delete UnChange

---

**Analysis Method**

Nonlinear (usual option)  
See control information to right.

Linear (currently not allowed)

**Control Information for Nonlinear Analysis**

No. of Load Steps:

Limit State to Stop Analysis. Type:

Max. Events in any Step:

Name:

Initial Step to First Event?  Yes  No

Reference Drift:

Maximum Allowable Drift (see Controlled Drifts):

The reference drift is usually the roof drift relative to the base. It is used as the main deformation measure for plotting push-over analysis results.

---

**Load Type**

Nodal Load Patterns

Displacement Pattern

Mode Shapes

---

**Displacement Pattern** Controlled Drifts

Specify horizontal displacement pattern. Load at any mass is proportional to Mass x Displacement.

V Coordinate	Point	V (m )	d along H1	d along H2
Vn	1	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>
V2	2	<input type="text" value="21"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>
V1	3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Displacement, d

Specify at least 2 points.

Displacements define only a pattern. Length unit is not needed.

شکل ( ۴ - ۲۲) - پنجره معرفی و تنظیم تحلیل پوش آور در جهت Y

#### ۴-۱۰-۲ - تنظیم حالت های بار گذاری دینامیکی غیر خطی

برای تحلیل گام به گام دینامیکی، بار زلزله توسط رکورد های شتاب زمین در جهت های  $H_1, H_2$  و  $V$  که به ترتیب هم جهت با راستاهای  $X, Y, Z$  می باشند، تعریف می شود. تجربه نشان داده است که نتایج تحلیل های غیر خطی نسبت به تغییرات نسبتا کوچک در حرکت زمین ( Ground motion) بسیار حساس می باشد از این رو معمولا ضروری به نظر می رسد که تحلیل را با تعدادی از رکورد های مختلف اجرا کنیم. البته معمولا ضرورتی برای در نظر گرفتن شتاب زمین در جهت قائم نیست.

در این تحقیق برای تحلیل دینامیکی غیر خطی از میرایی رایلی با میرایی ویسکوز ۵٪ و در گام های زمانی ۰.۰۲ ثانیه استفاده شده است. زلزله های مورد بررسی نیز شامل سه زلزله ی طیس (Tabas)

و کوبه (Kobe) و نورت ریج (Northridge) می باشند که بیشینه شتاب آن ها در جدول (۳-۴) آمده است.

جدول (۳-۴) - شتاب نگاشت های استفاده شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی

شتاب نگاشت	Tabas	Kobe	Northridge
PGA(g)	۰.۹۱۵۴	۰.۷۲۵	۰.۵۶۸

#### ۴-۱۱- اجرای تحلیل های سازه

برای انجام تحلیل سازه دستور Run analysis را اجرا می کنیم در این دستور، گزینه ای با عنوان Check Structure برای صحت مراحل مدلسازی وجود دارد که با فشردن آن مراحل مدلسازی کنترل شده و خطاهای احتمالی به کاربر اعمال می گردد و تا زمانیکه خطاهای بیان شده برطرف نگردد تحلیل سازه اجرا نمی شود.

برای محاسبه شاخص خرابی قبارا، دو تحلیل پوش آور لازم است انجام شود تحلیل اول قبل از اعمال زلزله و تحلیل پوش آور دوم بعد از اعمال زلزله، بنابراین باید تحلیل های زیر بر روی سازه انجام شود:

الف) قبل از اعمال زلزله

- تحلیل ثقلی + تحلیل پوش آور

ب) بعد از اعمال زلزله

- تحلیل ثقلی + تحلیل دینامیکی + تحلیل پوش آور

شاخص خرابی قبارا را می توان هم برای کل ساختمان و هم برای طبقات مختلف محاسبه کرد. در این تحقیق این شاخص را برای کل ساختمان محاسبه خواهد شد.

در شکل (۴-۲۳) و (۴-۲۴) برای نمونه تحلیل های انجام شده بر روی سازه ۷ طبقه تحت زلزله طیس نشان داده شده است.

**SET UP AND RUN ANALYSES**

New Analyses to be Run

**ANALYSIS TO BE ADDED**

Load Case Type: Gravity

Load Case Name: DL+LL

Preceding Analysis Number (0 = unloaded): 0

Add Delete

Set up as many analyzes as you wish.  
Press GO to run the analyzes.

GO Don't Go

**ANALYSIS LIST**  
Click to highlight for Insert or Delete.

No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name

Previous Analyses in this Series

Analysis Series Name = push

No. of mode shapes = 21 No. of analyses = 3

For more details on any analysis, click to highlight, then press Details. Details

No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name	Status
1	Gravity	[0] + DL+LL	All load applied
2	Push-over	[1] + h1 push uniform	All load applied
3	Push-over	[1] + h2 push-uniform	All load applied

شکل ( ۴ - ۲۳) - تحلیل پوش آور سازه ۷ طبقه قبل از اعمال زلزله

**SET UP AND RUN ANALYSES**

New Analyses to be Run

**ANALYSIS TO BE ADDED**

Load Case Type: Gravity

Load Case Name: DL+LL

Preceding Analysis Number (0 = unloaded): 4

Add Delete

Set up as many analyzes as you wish.  
Press GO to run the analyzes.

GO Don't Go

**ANALYSIS LIST**  
Click to highlight for Insert or Delete.

No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name

Previous Analyses in this Series

Analysis Series Name = tabas+push

No. of mode shapes = 21 No. of analyses = 4

For more details on any analysis, click to highlight, then press Details. Details

No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name	Status
1	Gravity	[0] + DL+LL	All load applied
2	Earthquake	[1] + tabas	All load applied
3	Push-over	[2] + h1 push uniform	All load applied
4	Push-over	[2] + h2 push-uniform	All load applied

شکل ( ۴ - ۲۴) - تحلیل پوش آور سازه ۷ طبقه بعد از اعمال زلزله Tabas





# فصل پنجم

## استخراج و بررسی نتایج

## ۵-۱- مقدمه

همانگونه پیش تر نیز بیان شد، اساس روش قبارا برای محاسبه خرابی بر انجام دو تحلیل پوش-آور استوار است. یک بار قبل از اعمال زلزله و بار دیگر بعد از اینکه سازه در معرض زلزله قرار می‌گیرد. قبل از انجام دومین تحلیل پوش‌آور سازه به حالت استاتیکی بدون بار بر گردانده می‌شود. [10]

این شاخص برای کل قاب بر اساس رابطه (۲-۲۳) محاسبه می‌شود. یکی از مهمترین مزیت شاخص قبارا اینست که خرابی در هر مرحله بارگذاری بدون نیاز به حدس زدن جابجایی ماکزیمم یا تغییر شکل سازه در هنگام فروریختن محاسبه می‌شود. [10]

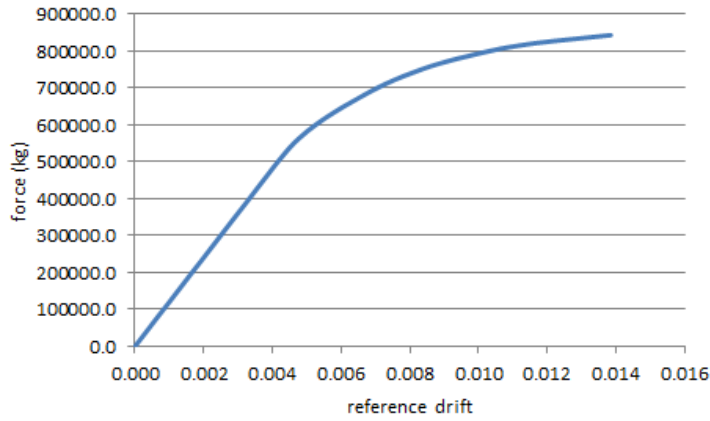
## ۵-۲- محاسبه شاخص خرابی

جهت محاسبه شاخص خرابی، منحنی های پوش آور سازه قبل و بعد از اعمال زلزله، را از نرم افزار استخراج می کنیم و سپس شیب اولیه منحنی های پوش آور را در نرم افزار اکسل محاسبه کرده و سپس با استفاده از فرمول (۲-۲۴) مقدار عددی شاخص را بدست می آوریم.

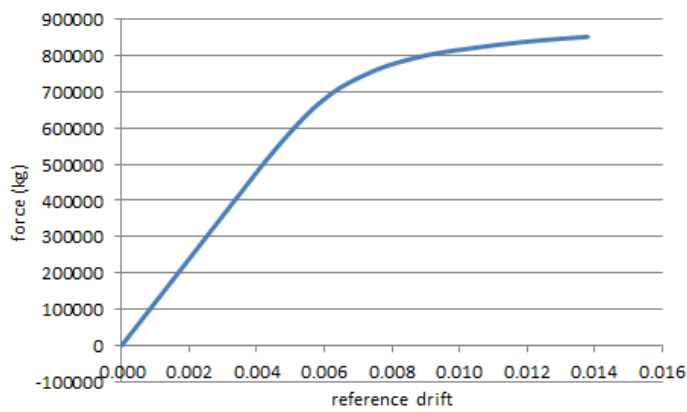
در ادامه شاخص خرابی برای سازه های ۵، ۷ و ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی (سیستم قاب خمشی) و بعد از مقاوم سازی با انواع مختلف مهاربند محاسبه خواهد شد.

## ۵-۲-۱- ساختمان ۵ طبقه

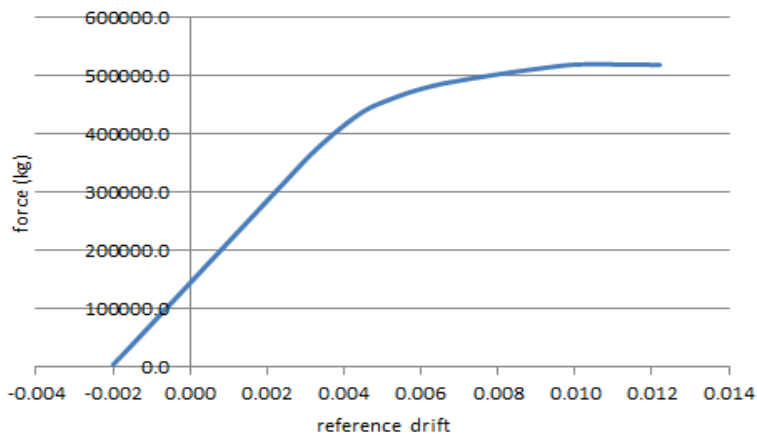
الف) قاب خمشی



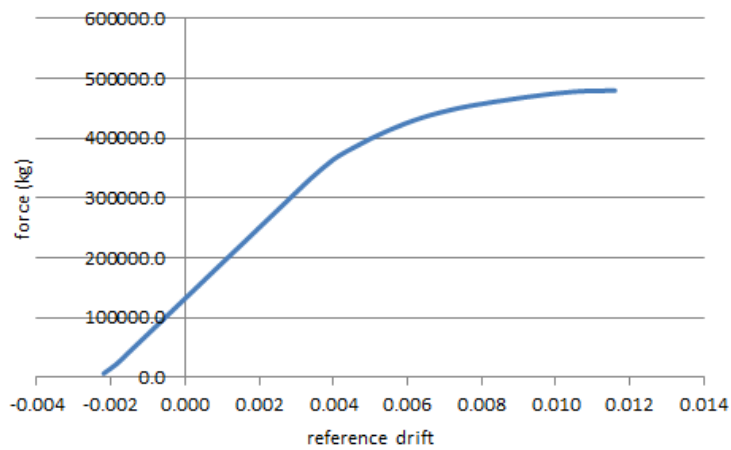
شکل (۵-۱) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X



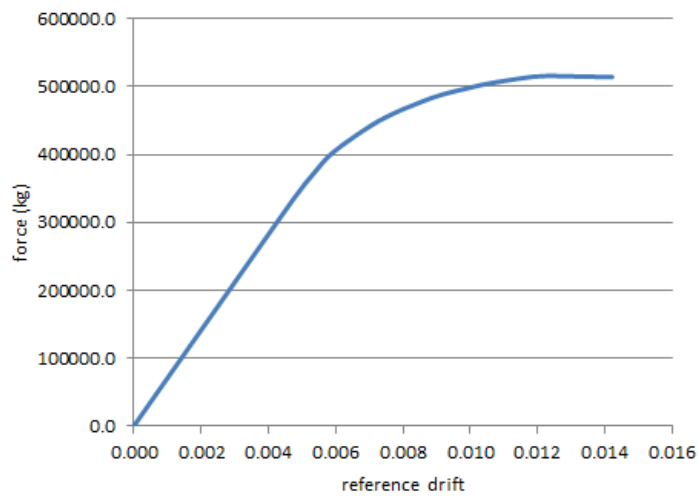
شکل (۵-۲) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در دو جهت Y



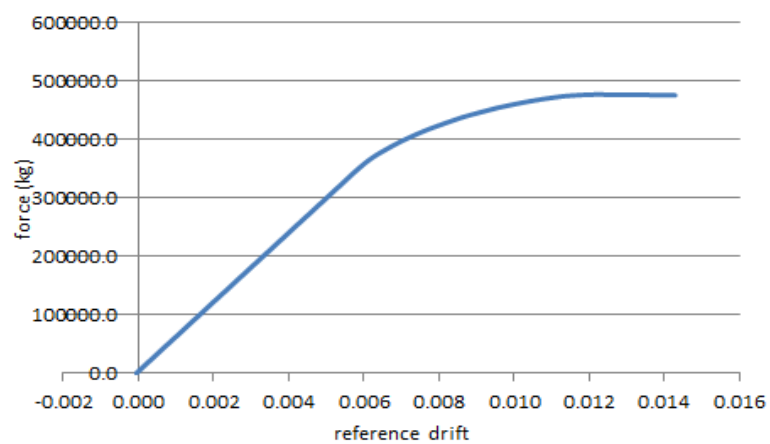
شکل (۵-۳) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X



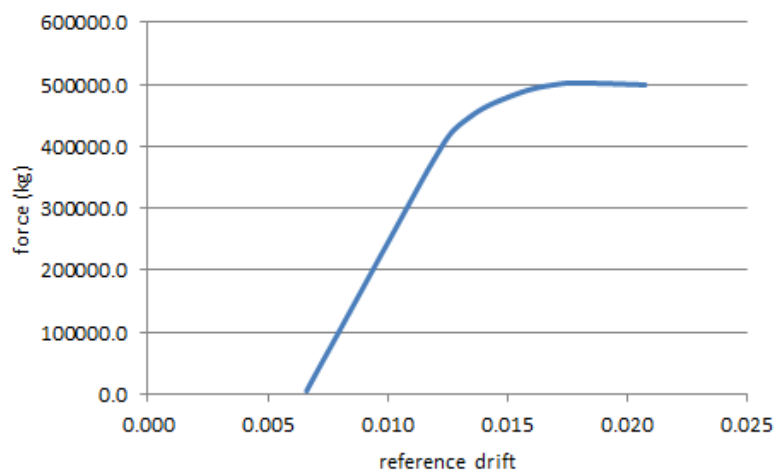
شکل (۴-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت Y



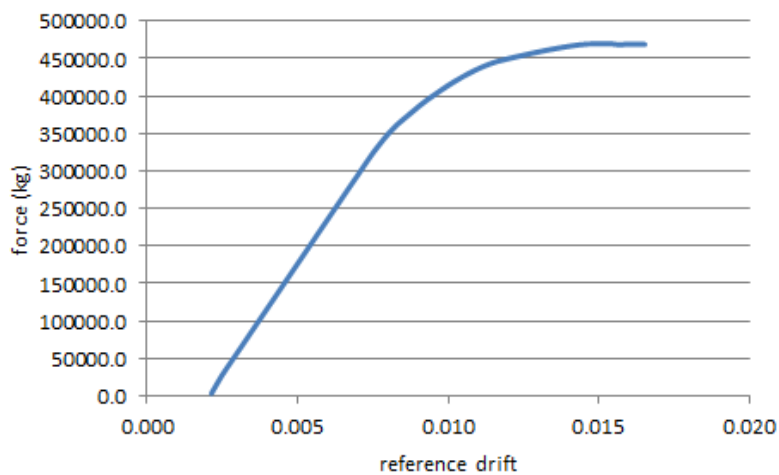
شکل (۵-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۶-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت Y



شکل (۵-۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۵-۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت Y

جدول (۵-۱) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	120300584.23	119705003.20	0.621
K <sub>2</sub>	68215475.84	45274985.66	
DI	0.433	0.621	

جدول (۵-۲) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	120300584.23	119705003.20	0.504
K <sub>2</sub>	70797749.17	59314656.38	
DI	0.411	0.504	

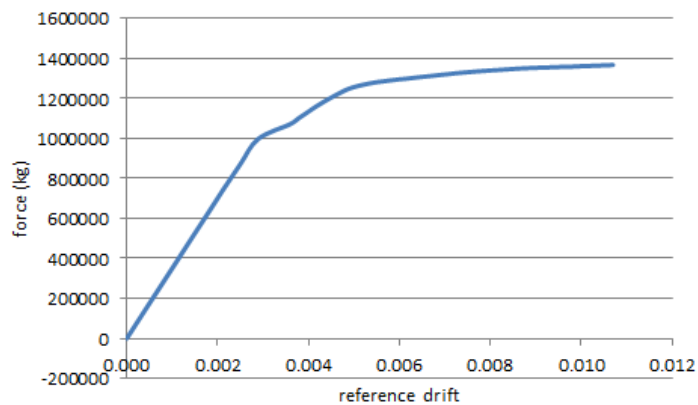
جدول (۵-۳) - شاخص سازه ۵ طبقه قاب خمشی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	120300584.23	119705003.20	0.421
K <sub>2</sub>	71339328.18	69345790.85	
DI	0.406	0.421	

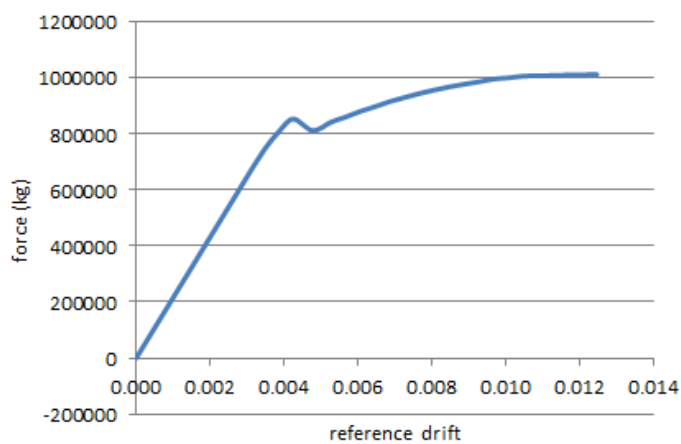
مقادیر شاخص خرابی بدست آمده برای سازه ۵ طبقه قاب خمشی ( بدون مقاوم سازی) در جداول (۵-۱) تا (۵-۳) نشان داده شده است. K<sub>1</sub> و K<sub>2</sub> به ترتیب شیب اولیه منحنی پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله می باشد که از شکل های (۵-۱) تا (۵-۸) بدست آمده اند و DI نیز شاخص خرابی محاسبه شده برای کل سازه می باشد. با توجه به جداول مقادیر خرابی برای زلزله های tabas(0.9154g) و kobe(0.725g) و northridge(0.568g) به ترتیب برابر 0.621، 0.504 و 0.421 می باشد.

با توجه به مقادیر بدست آمده مشاهده می شود که با کاهش شدت زلزله، مقادیر شاخص خرابی نیز کاهش یافته است. همچنین با توجه به جدول (۲-۲) وضعیت خرابی سازه تحت زلزله های مورد بررسی، شدید (غیر قابل تعمیر) می باشد. (0.3 < DI < 0.8)

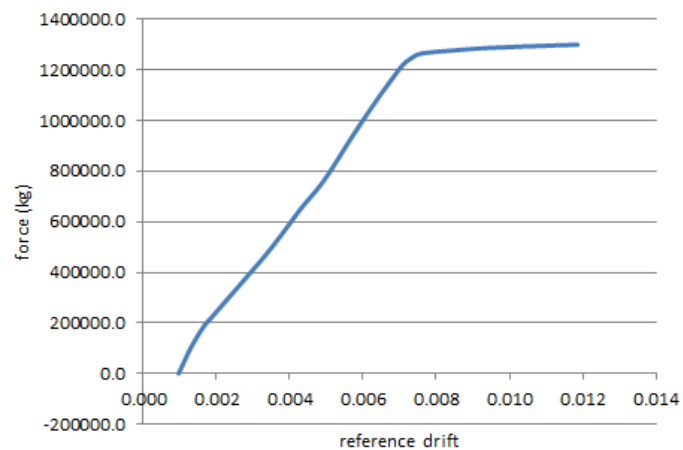
ب) مهاربندی ضربدری



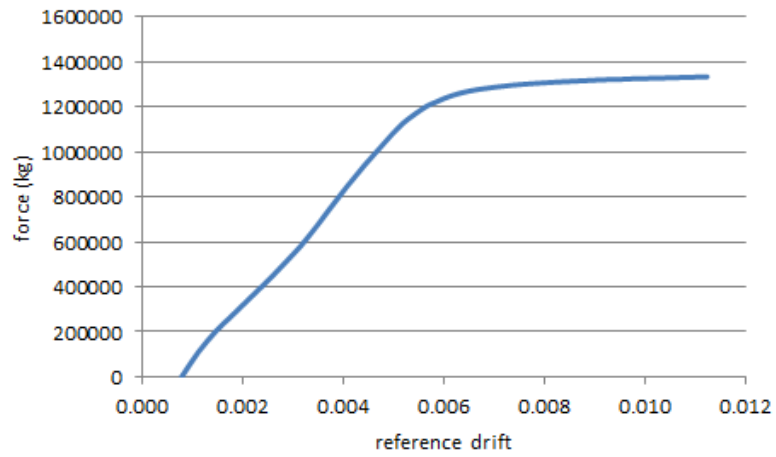
شکل (۵-۹) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X



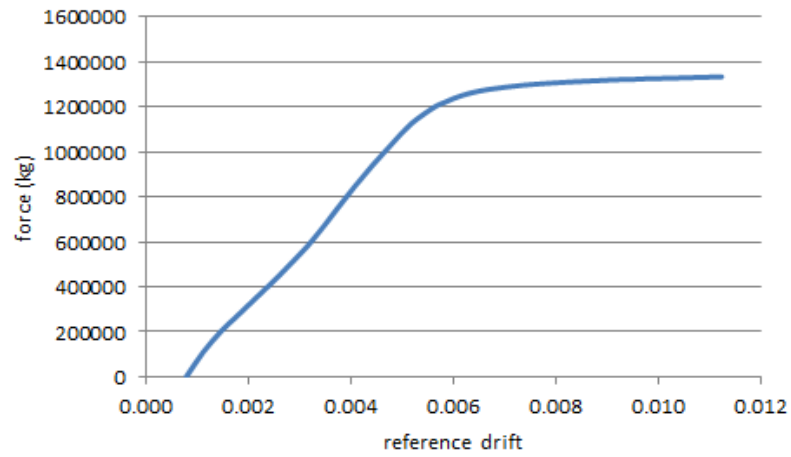
شکل (۵-۱۰) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y



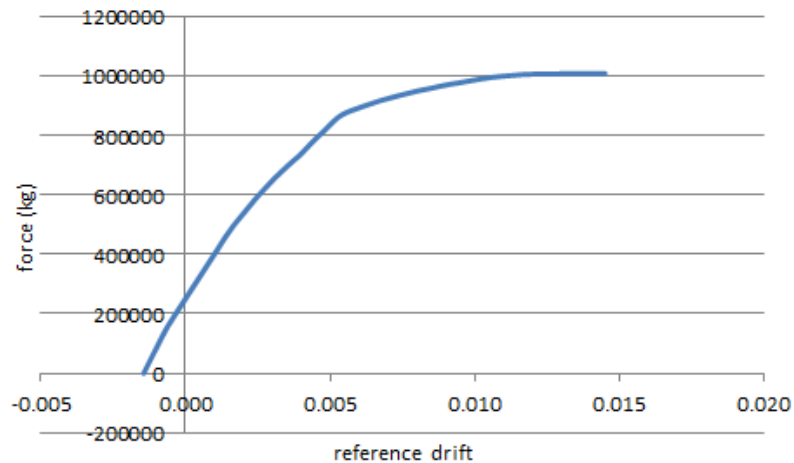
شکل (۵-۱۱) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X



شکل (۵-۱۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y

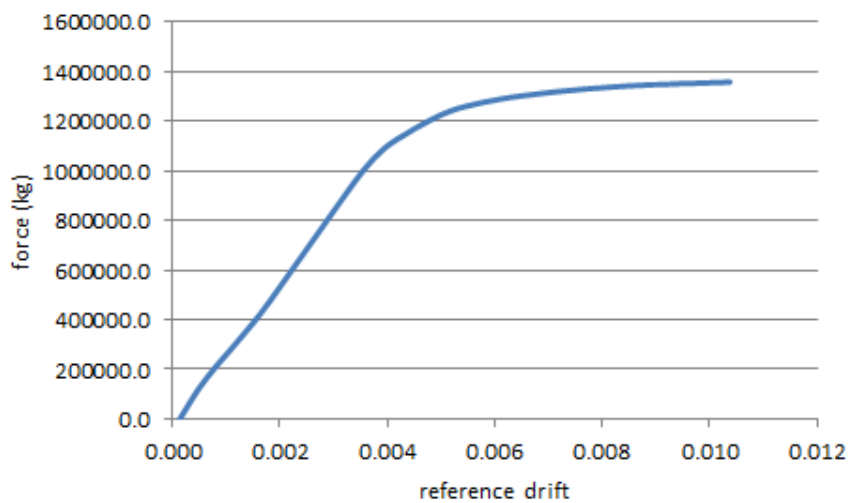


شکل (۵-۱۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X



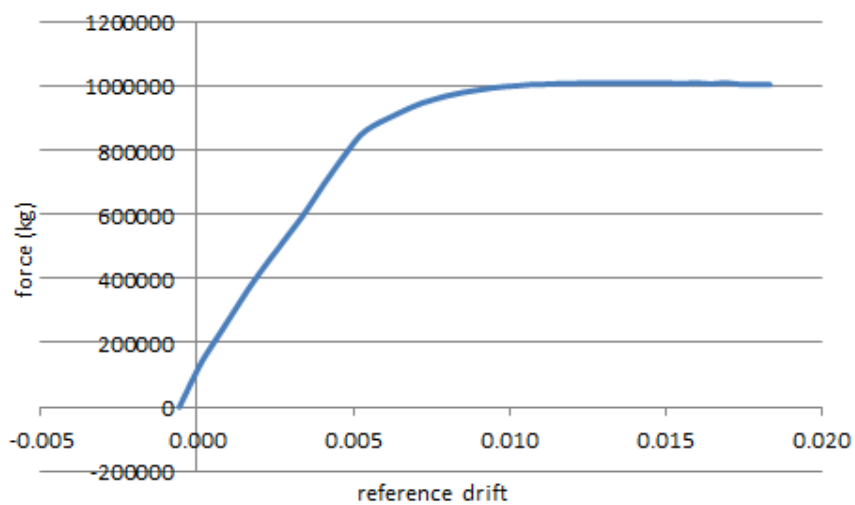
شکل (۵-۱۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y





شکل (۵-۱۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در

جهت X



شکل (۵-۱۶) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در

جهت Y

جدول (۴-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	350705412.85	215772173.94	0.133
K <sub>2</sub>	304181736.56	190451894.56	
DI	0.133	0.117	

جدول (۵-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله kobe

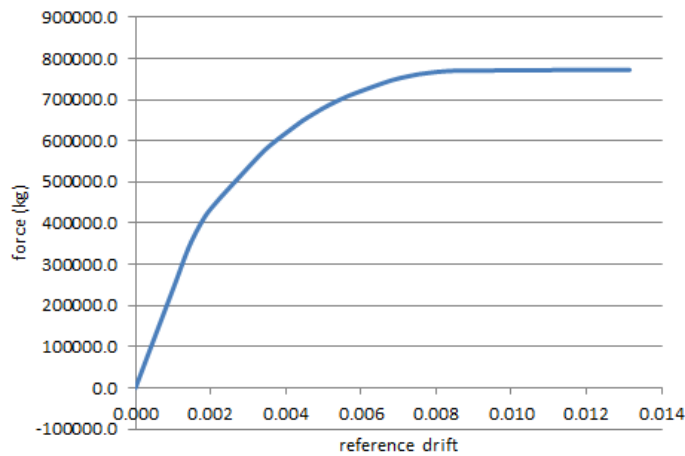
	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	350705412.85	215772173.94	0.09
K <sub>2</sub>	330051179.32	196241550.05	
DI	0.0588	0.09	

جدول (۶-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	350705412.85	215772173.94	0.06
K <sub>2</sub>	346122017.31	203552423.84	
DI	0.013	0.06	

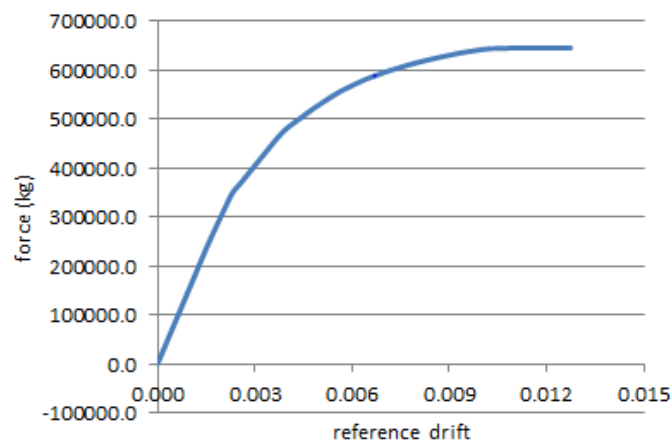
با استفاده از شکل های (۵-۹) تا (۵-۱۶) شاخص خرابی برای کل سازه محاسبه می شود. با توجه به جداول (۴-۵) تا (۶-۵) مقادیر خرابی برای زلزله های tabas(0.9154g) و kobe(0.725g) و northridge(0.568g) برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری به ترتیب برابر 0.133، 0.09 و 0.06 می باشد. با توجه به مقادیر بدست آمده مشاهده می شود که با کاهش شدت زلزله، مقادیر شاخص خرابی نیز کاهش یافته است. همچنین مشاهده می شود که مقادیر شاخص خرابی برای سازه مقاوم سازی شده با مهاربند ضربدری در مقایسه با سازه قاب خمشی (بدون مقاوم سازی) به شدت کاهش یافته است که نشان دهنده ی تاثیر مقاوم سازی بر روی سازه می باشد. همچنین با توجه به جدول (۲-۲) وضعیت خرابی سازه تحت زلزله های مورد بررسی، کم می باشد. به عبارت دیگر سازه آسیب جدی ندیده است. ( $0 < DI < 0.15$ )

پ) مهاربندی واگرای هشتی

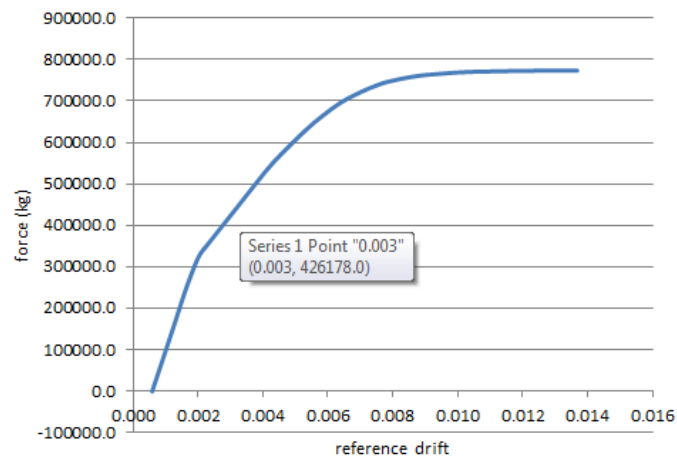


شکل (۵-۱۷) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X

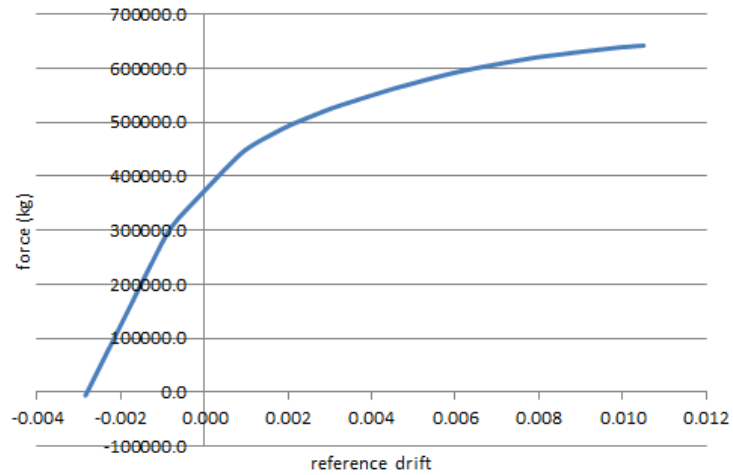


شکل (۵-۱۸) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت



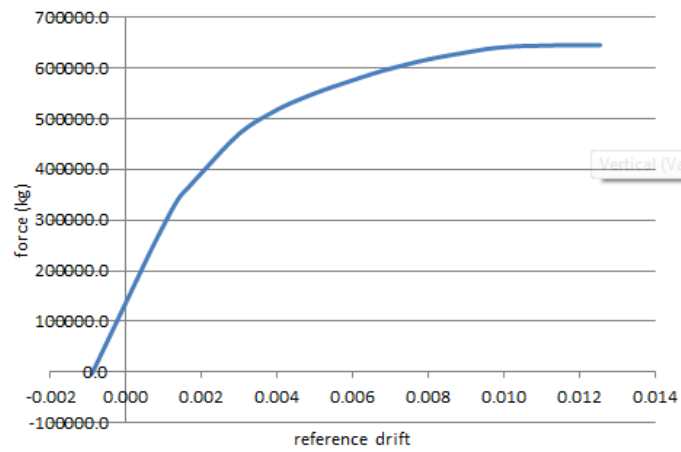
شکل (۵-۱۹) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X

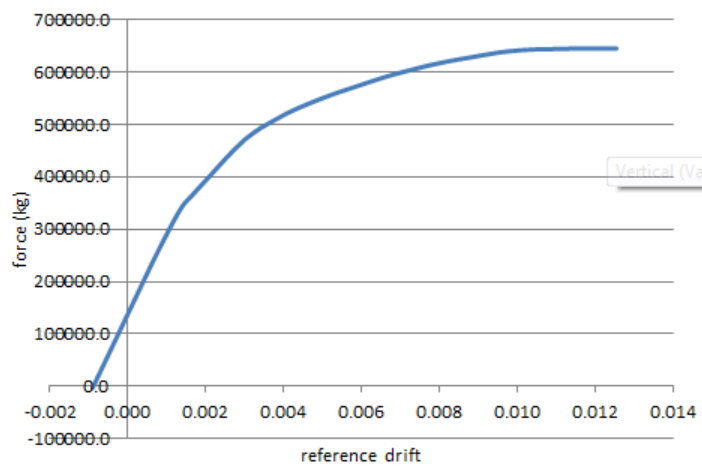


شکل (۵- ۲۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y

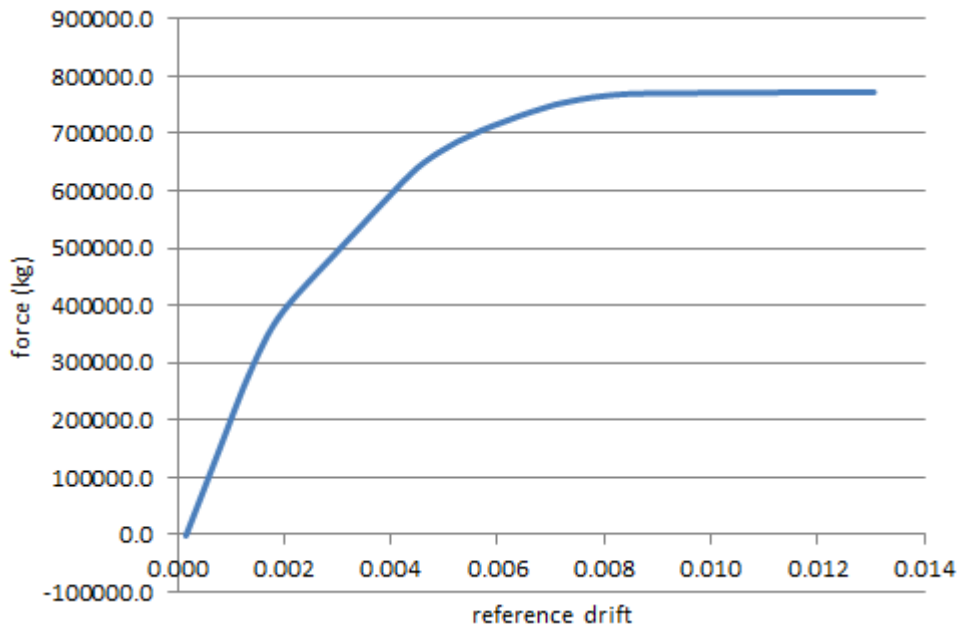


شکل (۵- ۲۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت



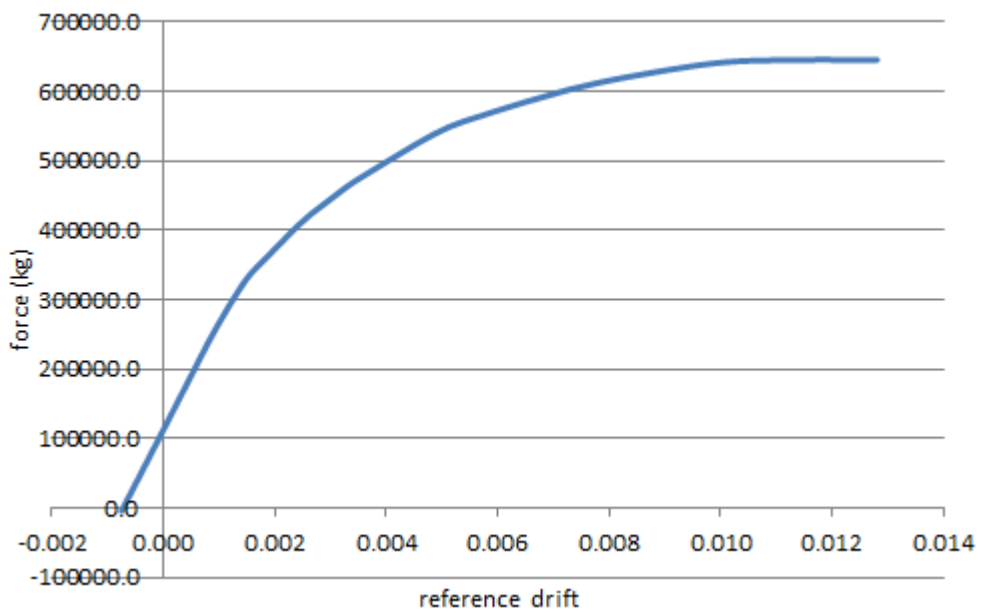
شکل (۵- ۲۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y



شکل (۵-۲۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی

در جهت X



شکل (۵-۲۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی

در جهت Y

جدول (۷-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	240639721.51	156805939.87	0.018
K <sub>2</sub>	237316293.39	153926815.35	
DI	0.0138	0.0183	

جدول (۸-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	240639721.51	156805939.87	0.009
K <sub>2</sub>	239846508.77	155324540.99	
DI	0.003	0.009	

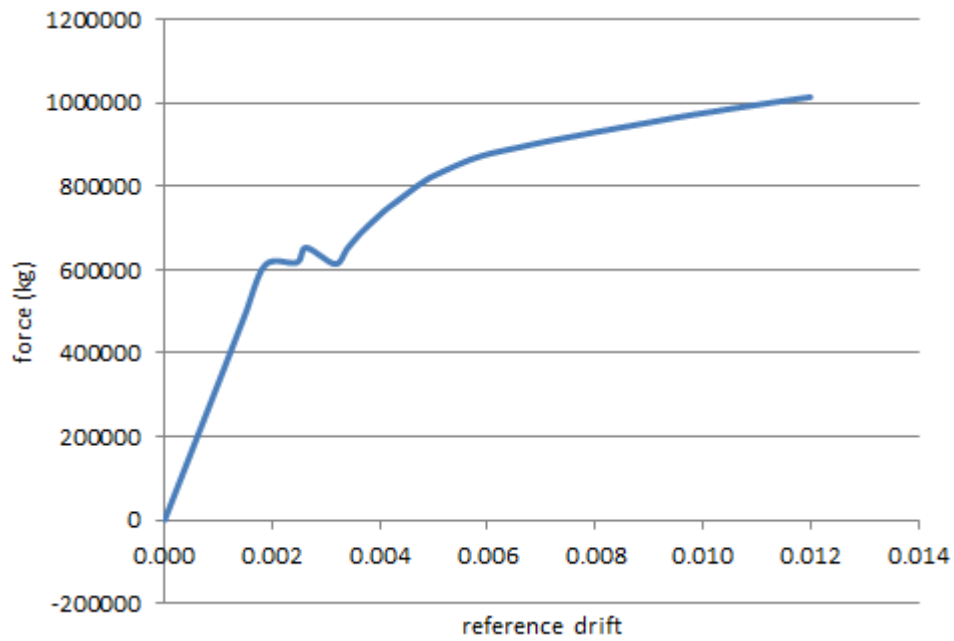
جدول (۹-۵) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	240639721.51	156805939.87	0.007
K <sub>2</sub>	239787085.22	155747352.71	
DI	0.004	0.007	

با استفاده از شکل های (۵-۱۷) تا (۵-۲۴) شاخص خرابی برای کل سازه محاسبه می شود. با توجه به جداول (۵-۷) تا (۵-۹) مقادیر خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله های tabas(0.9154g) و kobe(0.725g) و northridge(0.568g) به ترتیب برابر 0.018، 0.009 و 0.007 می باشد.

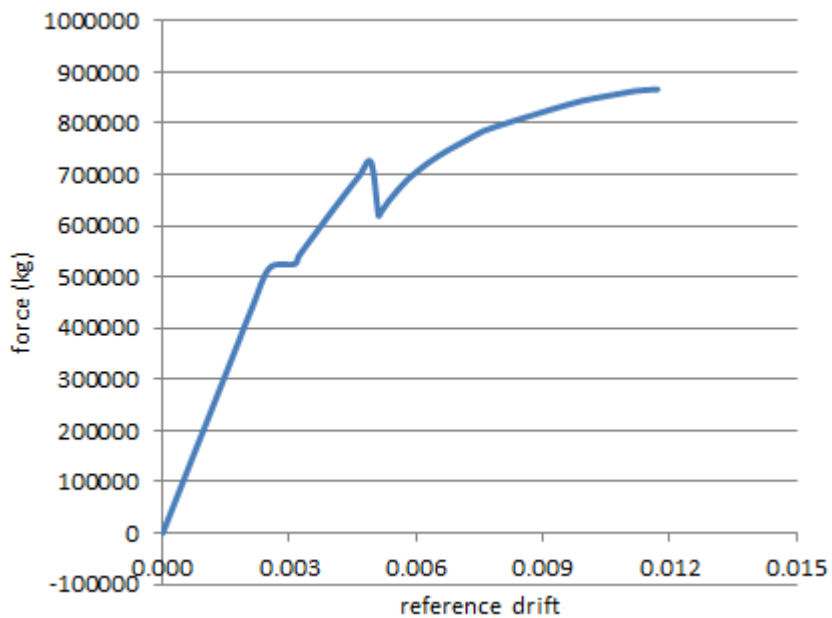
مقادیر شاخص خرابی بدست آمده نشان دهنده ی این است که سازه مقاوم سازی شده با مهاربند واگرا عملکرد مطلوبی داشته است و آسیب کمتری دیده است. ( $0 < DI < 0.15$ ) جدول (۲-۲) همچنین انتظار میرود که با کاهش شدت زلزله، مقادیر شاخص خرابی نیز کاهش یابد که اعداد بدست آمده این مسأله را تایید می نمایند.

ج) مهاربندی همگرای هشتی



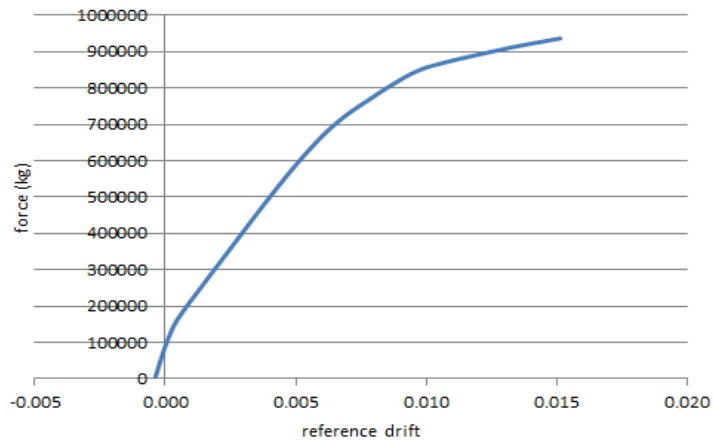
شکل (۵-۲۵) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت X



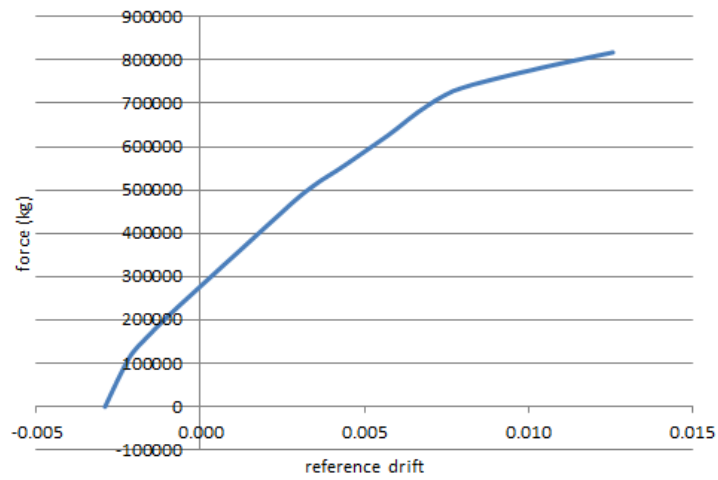
شکل (۵-۲۶) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت Y

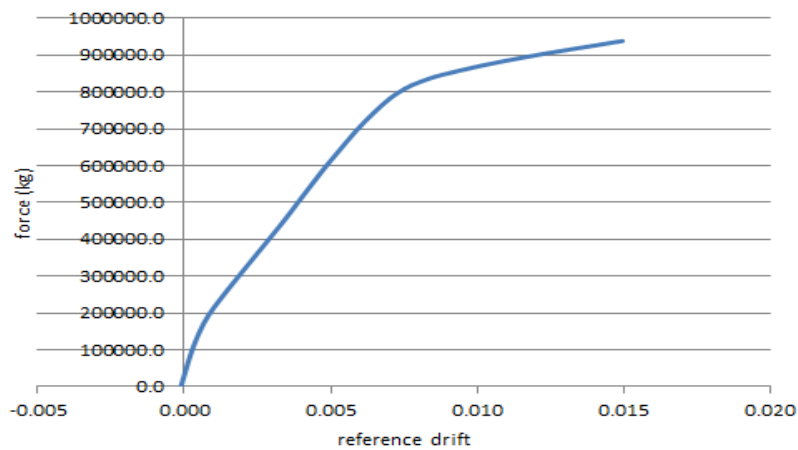


شکل (۵-۲۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت X



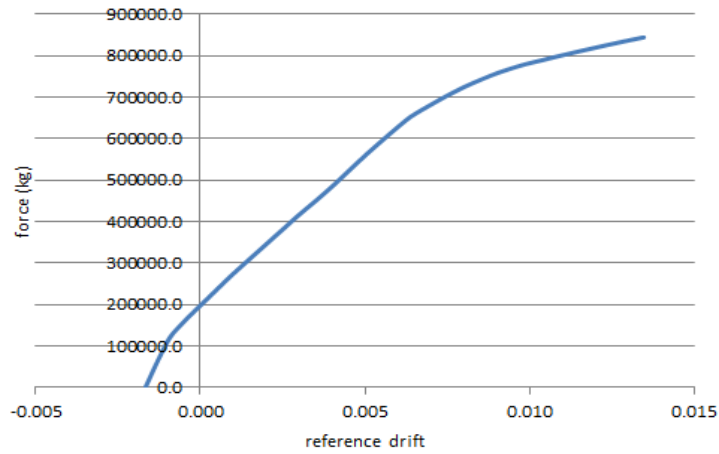
شکل (۵-۲۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y



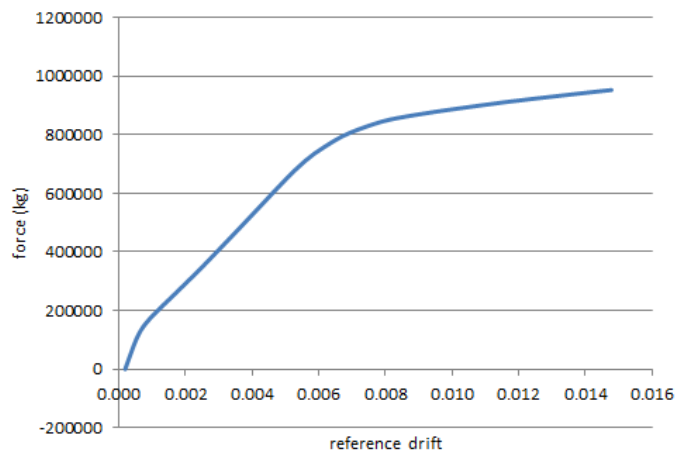
شکل (۵-۲۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

X



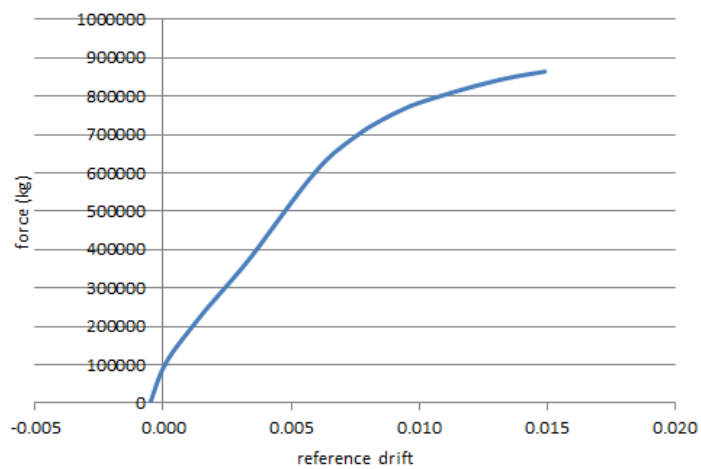


شکل (۵-۳۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y



شکل (۵-۳۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

X



شکل (۵-۳۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۵ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

Y

جدول (۵-۱۰) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	329478650.36	207993738.37	0.314
K <sub>2</sub>	226186021.25	160202321.90	
DI	0.314	0.230	

جدول (۵-۱۱) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	329478650.36	207993738.37	0.205
K <sub>2</sub>	261912052.74	172548703.31	
DI	0.205	0.17	

جدول (۵-۱۲) - شاخص خرابی سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	329478650.36	207993738.37	0.083
K <sub>2</sub>	305591948.87	190676576.31	
DI	0.072	0.083	

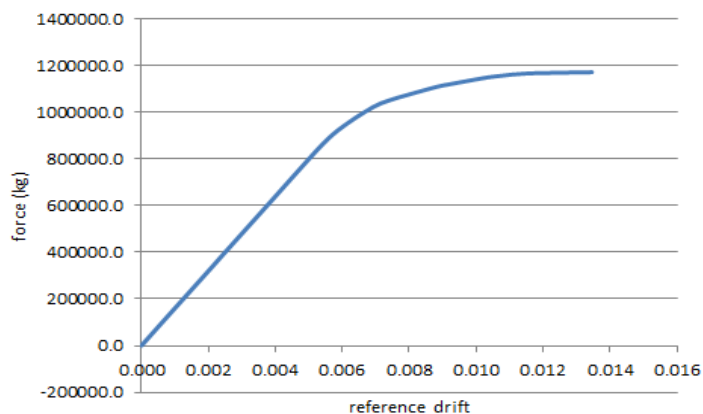
با استفاده از شکل های (۵-۲۵) تا (۵-۳۲) مقادیر خرابی برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله های tabas و kobe و northridge محاسبه شده و در جداول (۵-۹) تا (۵-۱۲) نشان داده شده است.

مقادیر شاخص خرابی بدست آمده نشان دهنده ی این است که سازه مقاوم سازی شده با مهاربند همگرای هشتی، تحت زلزله های tabas و kobe عملکرد مطلوبی نداشته است ( $0.15 < DI < 0.3$ ) و سازه در شرایط تعمیر پذیر قرار گرفته است.

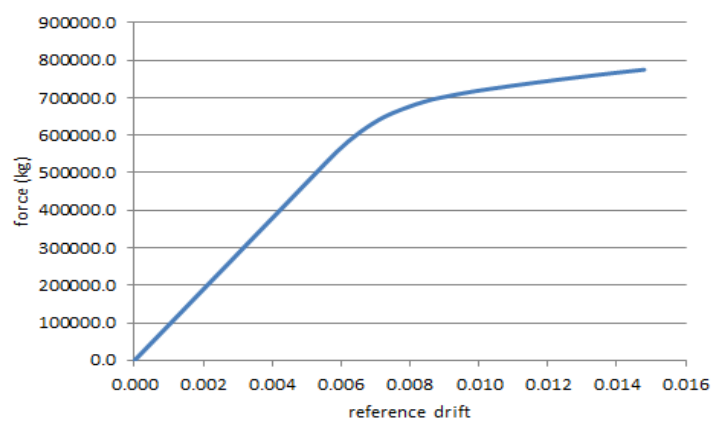
ولی سازه در برابر زلزله northridge عملکرد خوبی از خود نشان داده است و آسیب و خسارت کمی دیده است. ( $0 < DI < 0.15$ ) بر اساس جدول (۲-۲).

## ۵-۲-۲- ساختمان ۷ طبقه

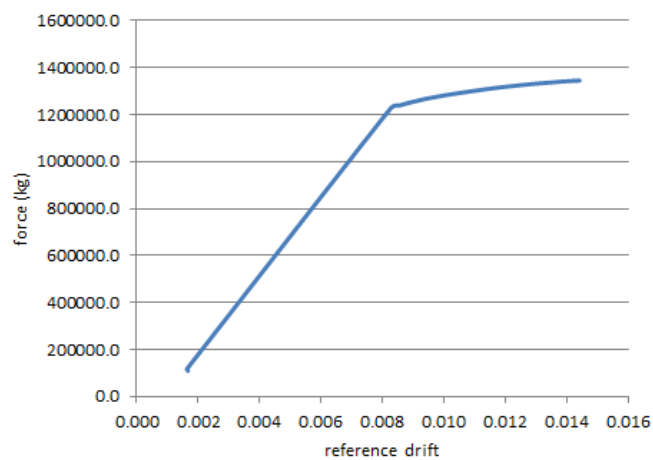
الف) قاب خمشی



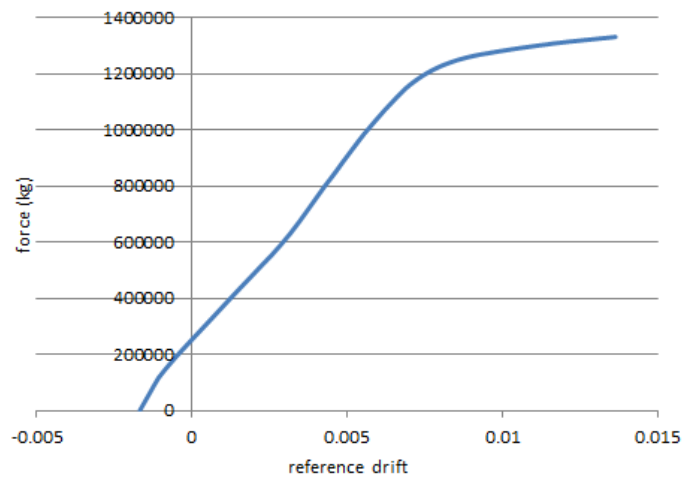
شکل (۵-۳۳) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X



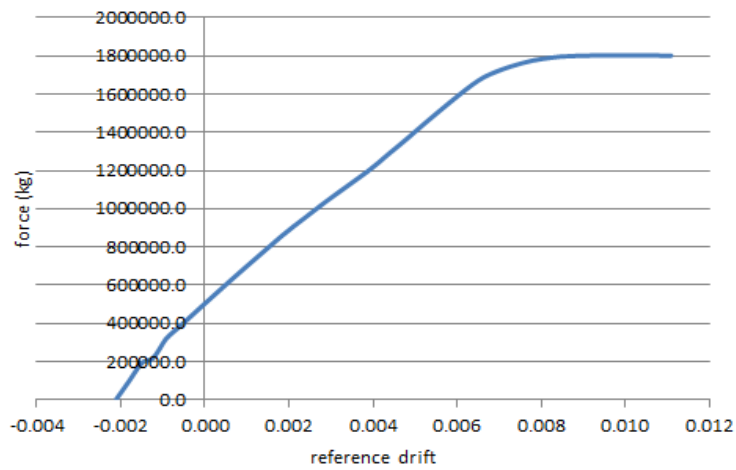
شکل (۵-۳۴) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y



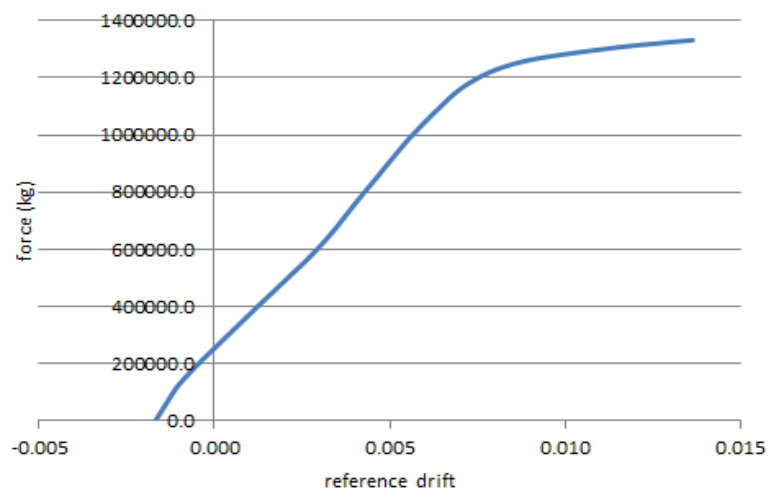
شکل (۵-۳۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X



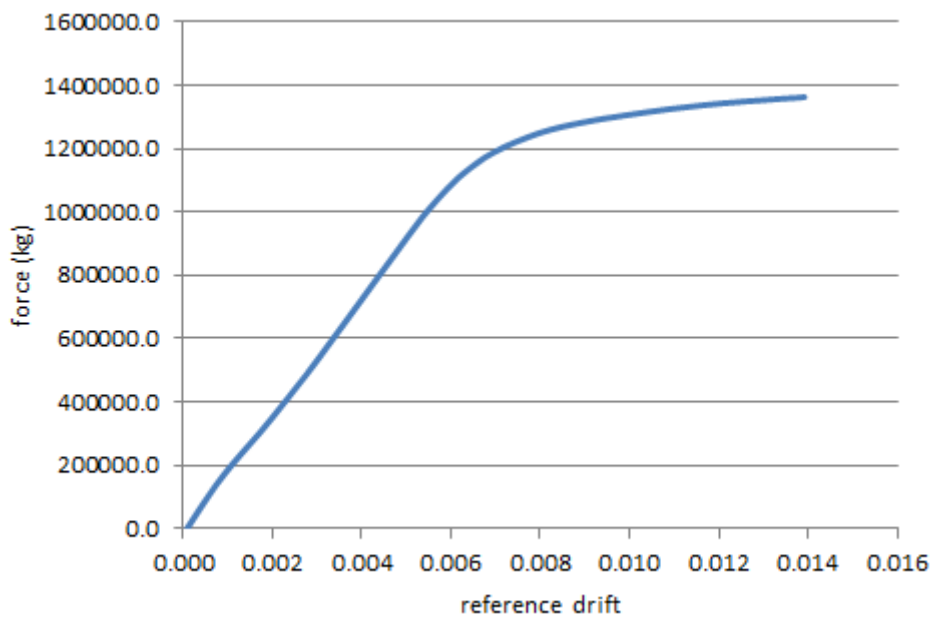
شکل (۵-۳۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y



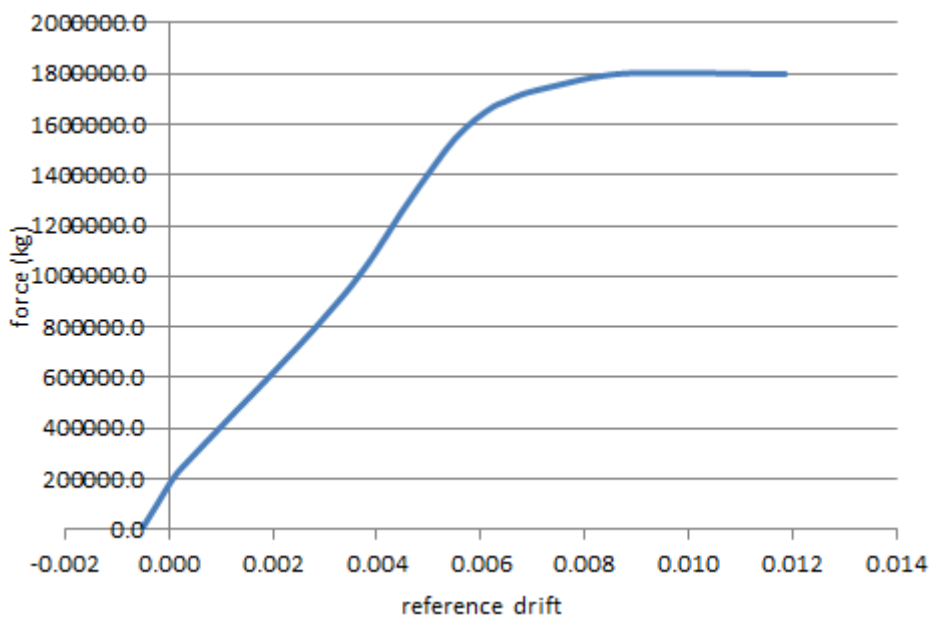
شکل (۵-۳۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۵-۳۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y



شکل (۵-۳۹) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۵-۴۰) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت نشده در جهت Y

جدول (۵-۱۳) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	450785684.04	221547512.67	0.702
K <sub>2</sub>	133951999.25	169403326.12	
DI	0.702	0.235	

جدول (۵-۱۴) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	450785684.04	221547512.67	0.311
K <sub>2</sub>	310582724.5	159772470.1	
DI	0.311	0.278	

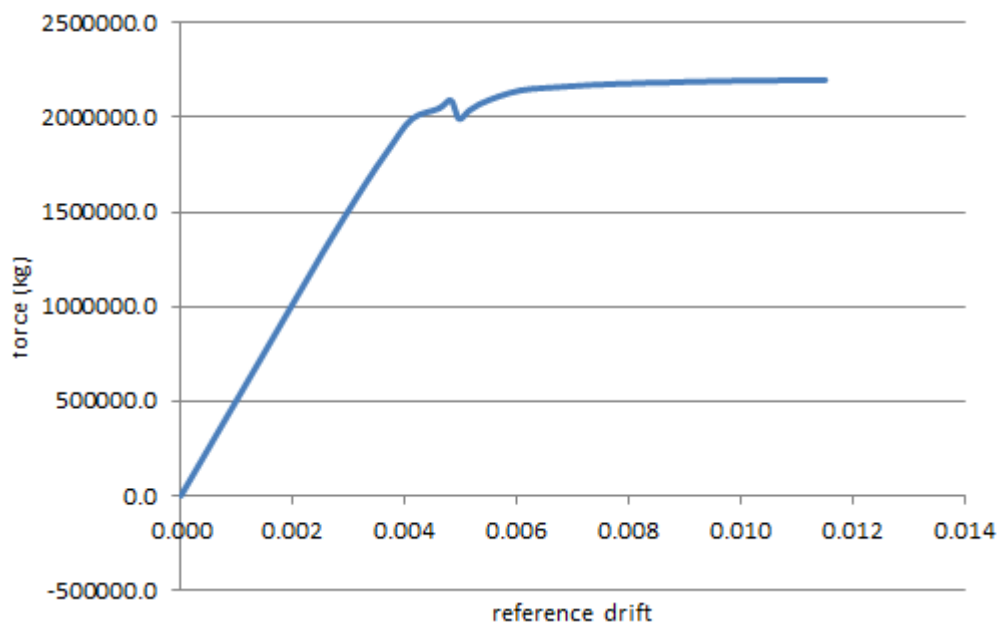
جدول (۵-۱۵) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	450785684.04	221547512.67	0.261
K <sub>2</sub>	333132321	191205848	
DI	0.261	0.137	

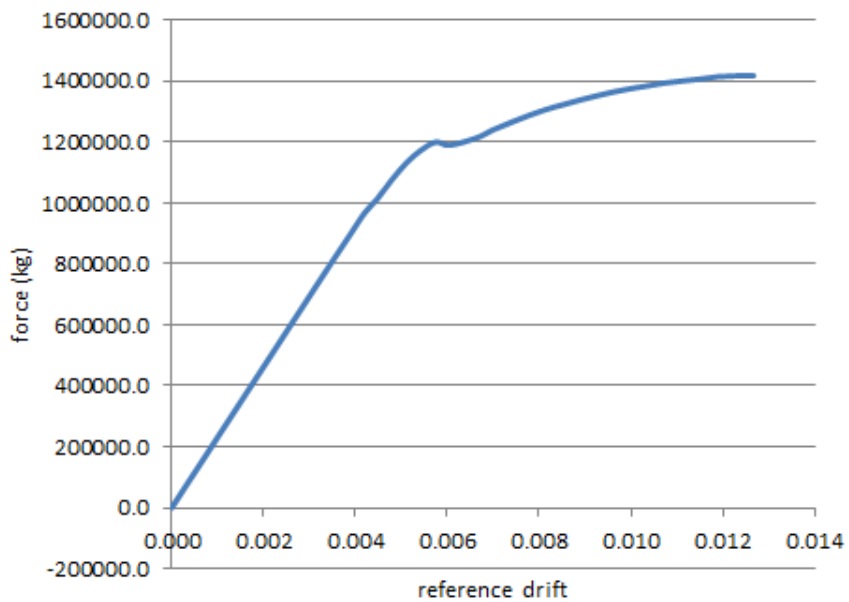
با استفاده از شکل های (۵-۳۳) تا (۵-۴۰) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۷ طبقه قاب خمشی تحت زلزله های tabas و kobe و Northridge به ترتیب برابر 0.702، 0.311 و 0.261 بدست آمده اند. (با توجه به جداول (۵-۱۳) تا (۵-۱۵)).

مقادیر بدست آمده نشان دهنده ی این است که سازه ۷ طبقه قاب خمشی، تحت زلزله های tabas و kobe عملکرد مطلوبی نداشته و دچار خسارت شدید و غیر قابل تعمیر شده است. ( $0.3 < DI < 0.8$ ) و همچنین در زلزله northridge همراه با کاهش شدت زلزله، میزان خسارت و آسیب وارده به سازه نیز کاهش یافته است و بر اساس جدول (۲-۲) تراز آسیب ساختمان در مرحله تعمیر پذیر قرار گرفته است. ( $0.3 < DI < 0.8$ )

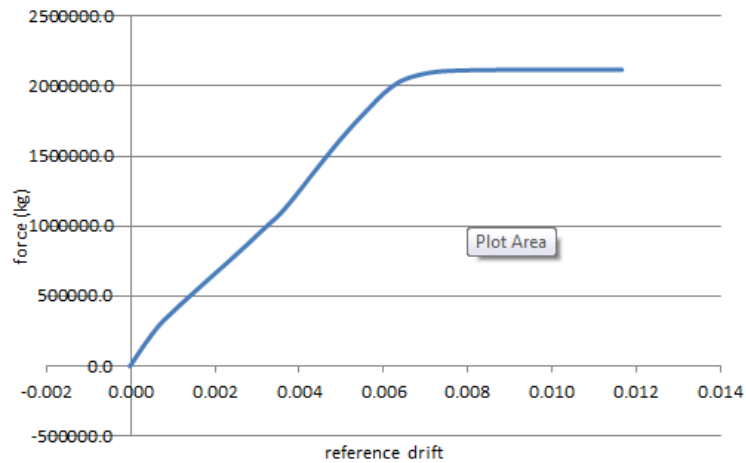
ب) مهاربندی ضربدری



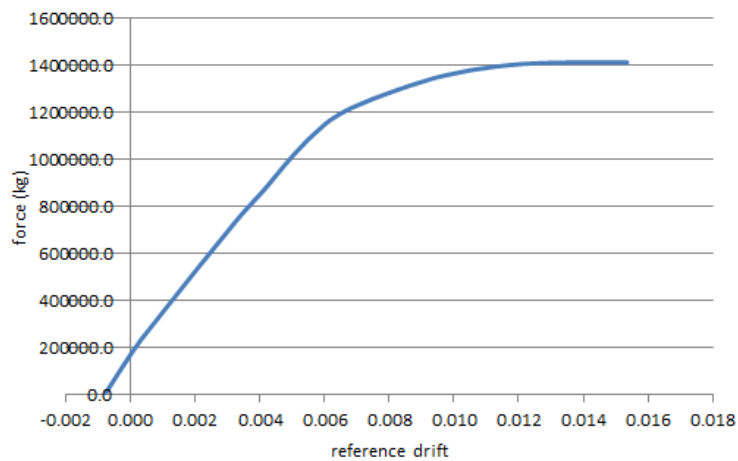
شکل (۵-۴۱) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X



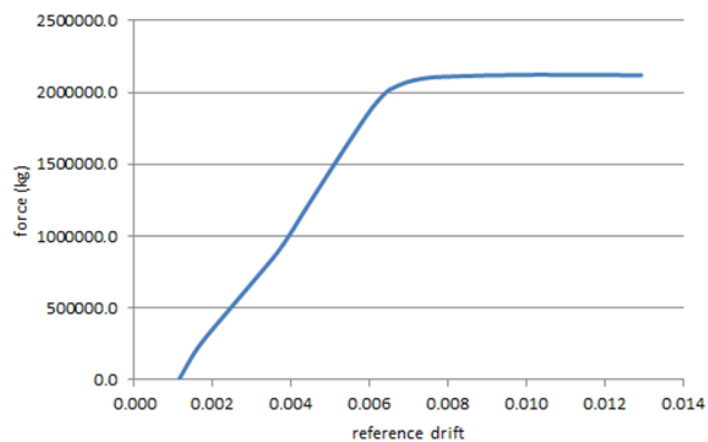
شکل (۵-۴۲) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y



شکل (۴۳-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X

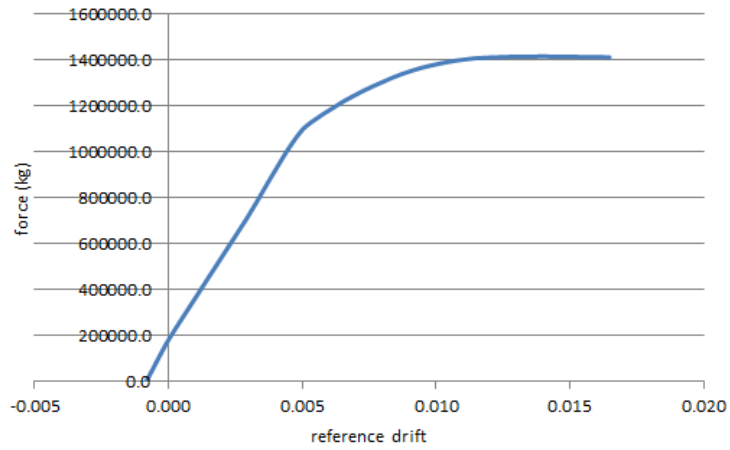


شکل (۴۴-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y

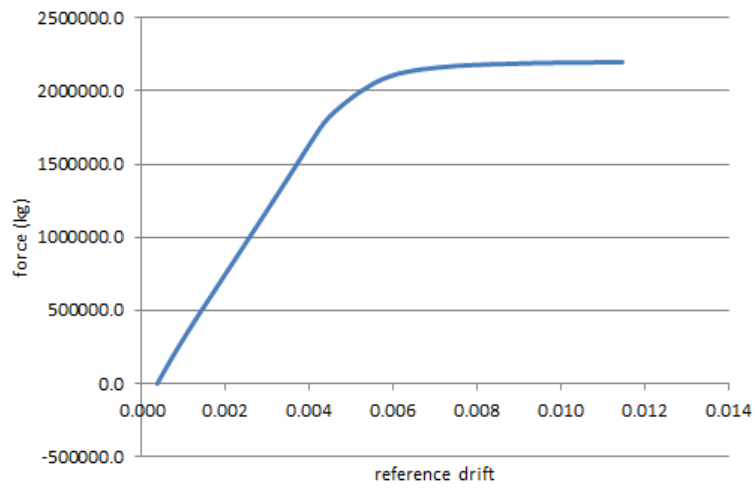


شکل (۴۵-۵) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X

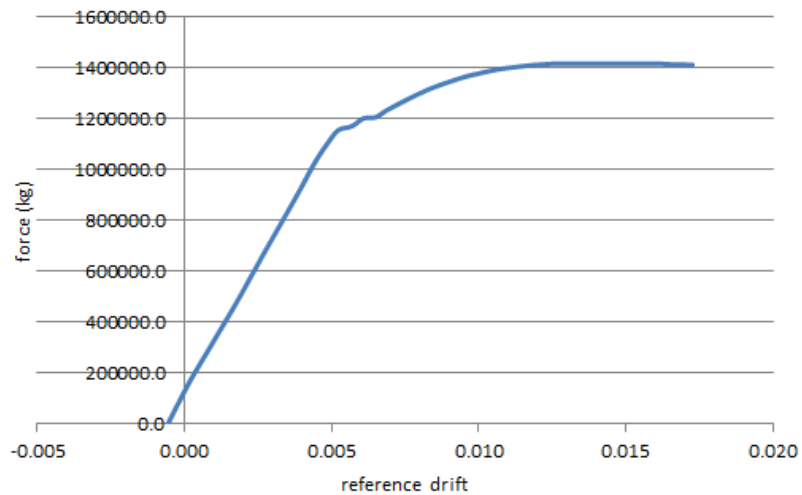




شکل (۵-۴۶) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y



شکل (۵-۴۷) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X



شکل (۵-۴۸) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y

جدول (۵-۱۶) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	507323243.06	231321256.80	0.165
K <sub>2</sub>	231321256.80	214542101.07	
DI	0.165	0.072	

جدول (۵-۱۷) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	350705412.85	215772173.94	0.155
K <sub>2</sub>	428682453.08	221576067.56	
DI	0.155	0.042	

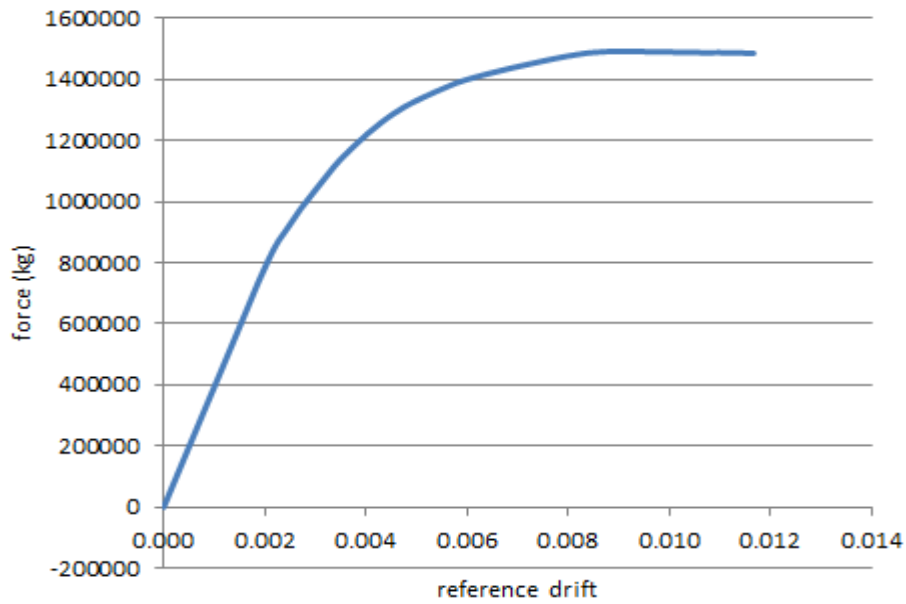
جدول (۵-۱۸) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	350705412.85	215772173.94	0.041
K <sub>2</sub>	486463016.13	224858884.55	
DI	0.0411	0.0279	

با استفاده از شکل های (۵-۴۱) تا (۵-۴۸) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.165، 0.155 و 0.041 بدست آمده اند.

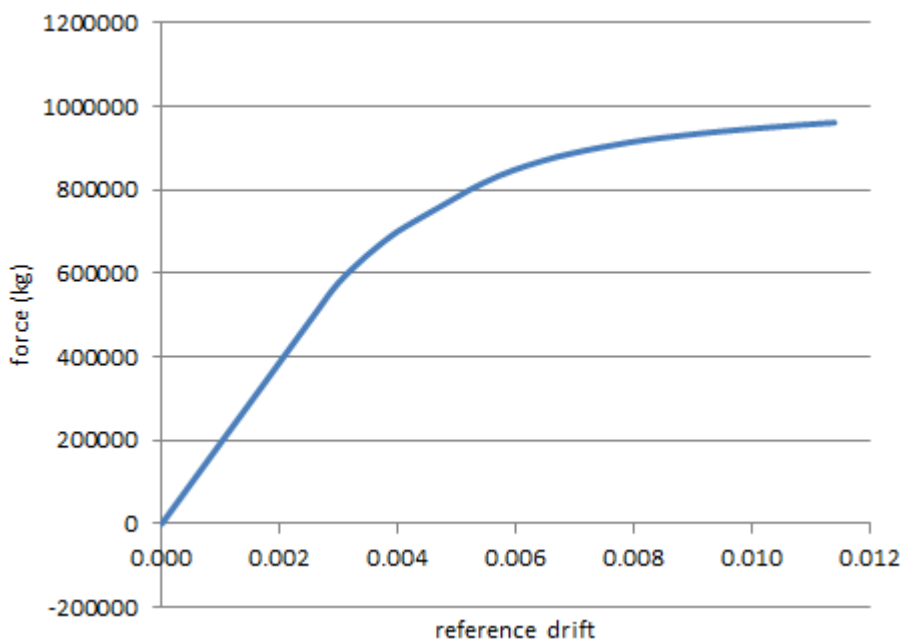
مقادیر بدست آمده از جداول (۵-۱۶) تا (۵-۱۸) نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربندی ضربدری کاهش یافته است (نسبت به سازه بدون مقاوم سازی) که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد.

پ) مهاربندی واگرای هشتی



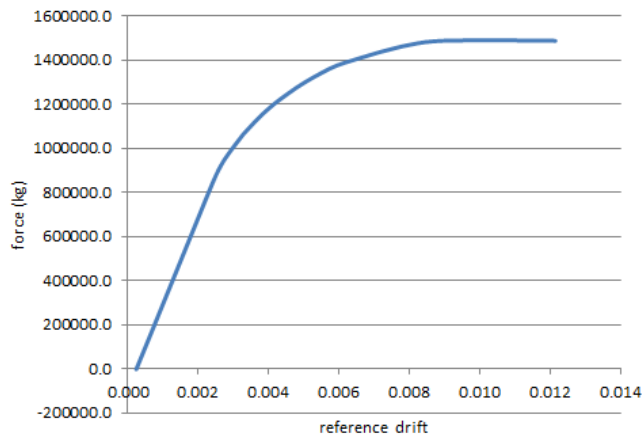
شکل (۵-۴۹) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X



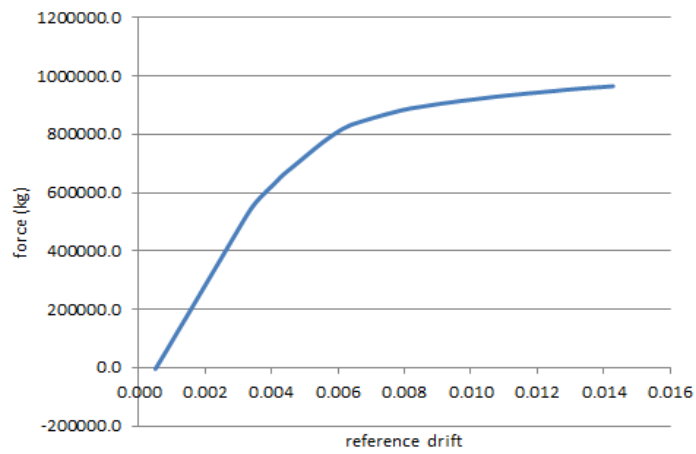
شکل (۵-۵۰) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y



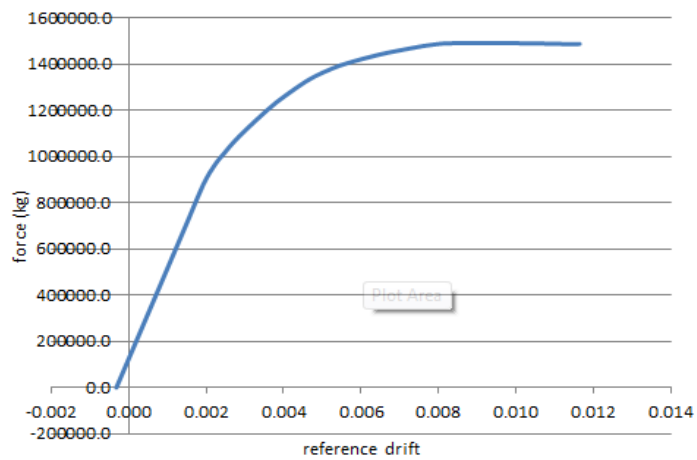
شکل (۵-۵۱)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X



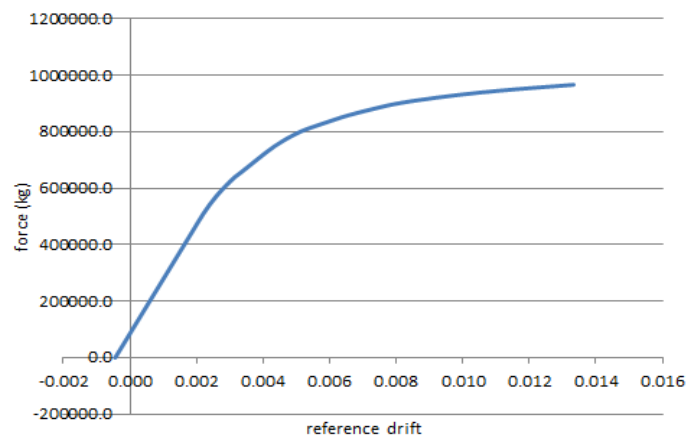
شکل (۵-۵۲)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y



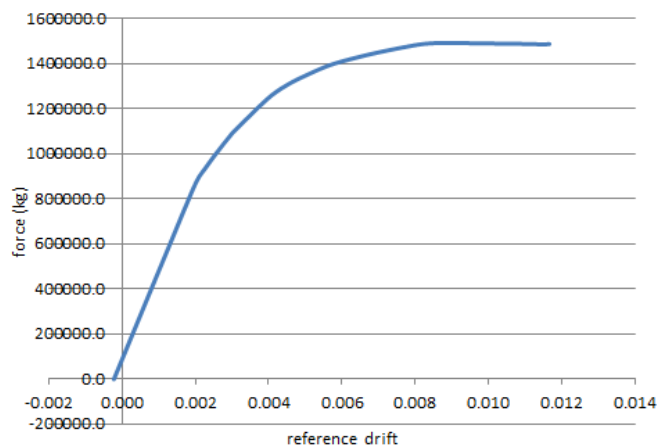
شکل (۵-۵۳)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X

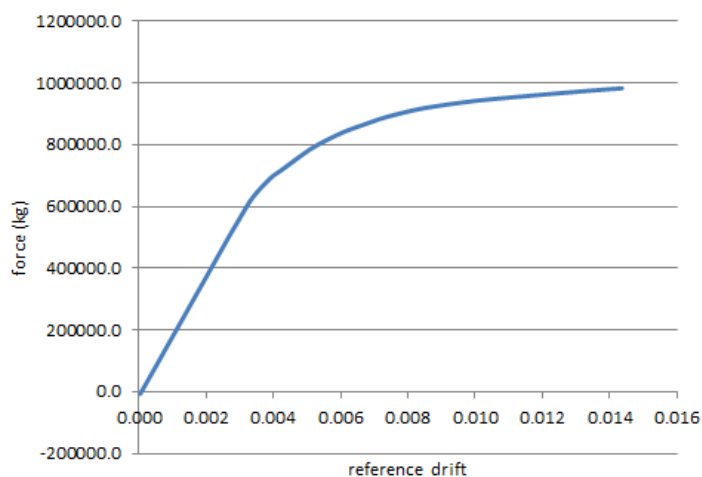


شکل (۵-۵۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y



شکل (۵-۵۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت X



شکل (۵-۵۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت Y

جدول (۵-۱۹) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	392901104.99	193391423.88	0.014
K <sub>2</sub>	390071637.19	190591076.51	
DI	0.007	0.014	

جدول (۵-۲۰) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	392901104.99	193391423.88	0.003
K <sub>2</sub>	391591946.10	192672589.52	
DI	0.0033	0.0037	

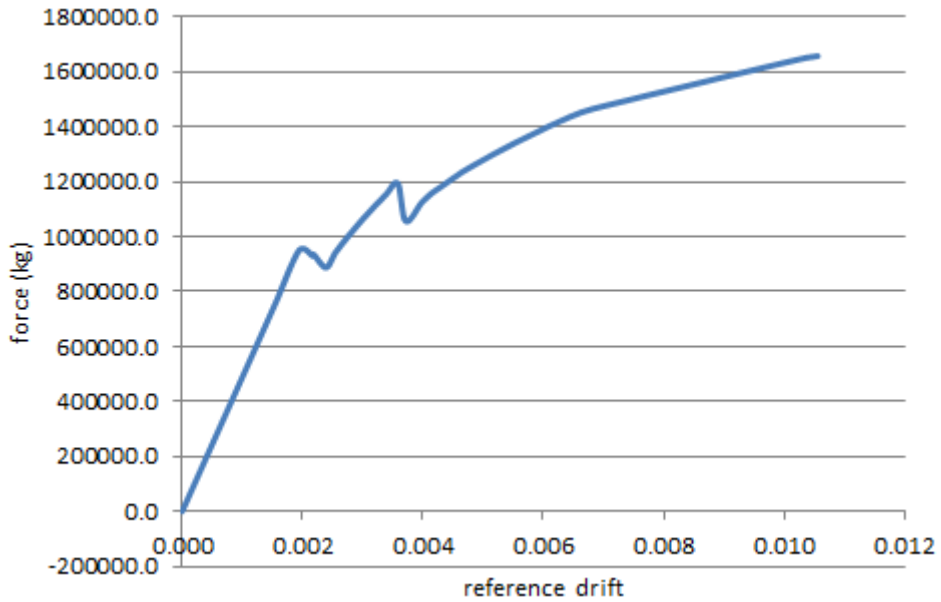
جدول (۵-۲۱) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	392901104.99	193391423.88	0.013
K <sub>2</sub>	391860343.78	190748620.71	
DI	0.0026	0.013	

با استفاده از شکل های (۵-۴۹) تا (۵-۵۶) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرا تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.014، 0.003 و 0.013 بدست آمده اند.

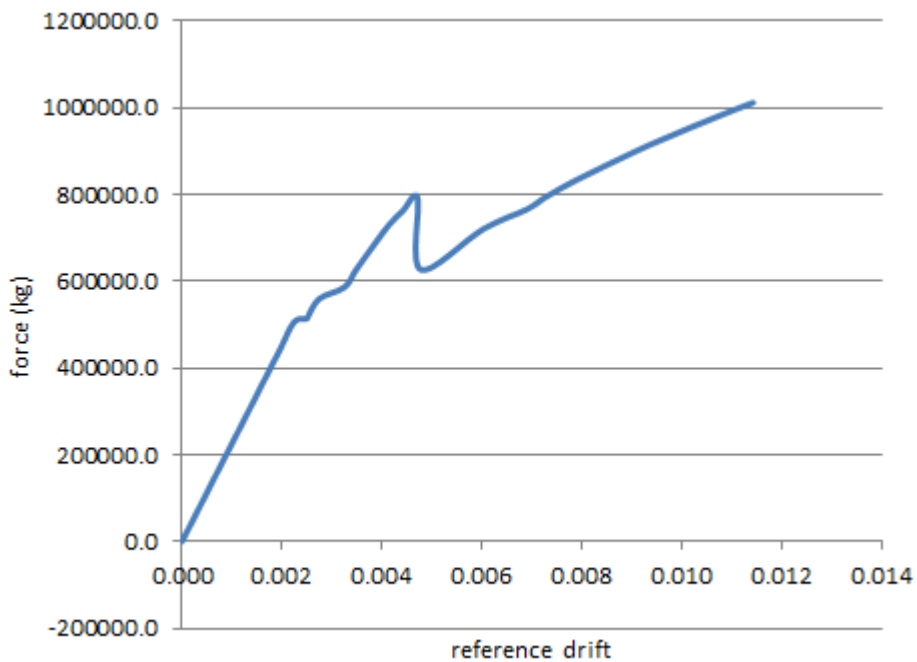
مقادیر بدست آمده از جداول (۵-۱۹) تا (۵-۲۱) نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربند واگرا کاهش یافته است (نسبت به سازه بدون مقاوم سازی) که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد. همچنین با مقایسه مقادیر خرابی بدست آمده با جدول (۲-۲) می توان به این نتیجه رسید که میزان خسارت ساختمان ۷ طبقه با مهاربندی واگرا تحت زلزله های مورد بررسی کم می باشد ( $0.3 < DI < 0.8$ ) و سازه آسیب جدی ندیده است.

ج) مهاربندی همگرای هشتی



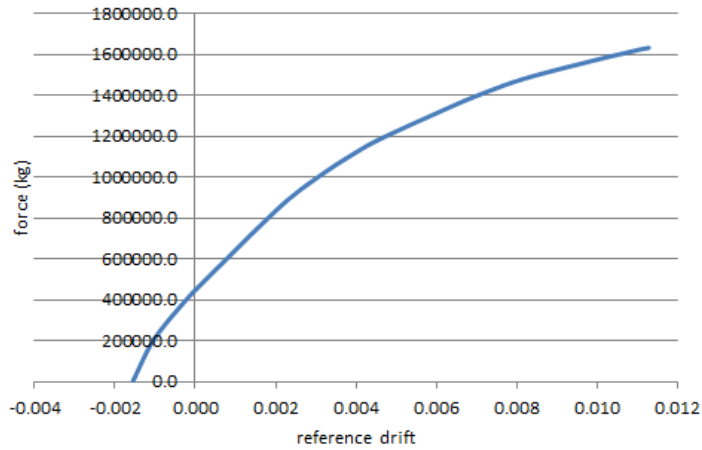
شکل (۵-۵۷) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت X

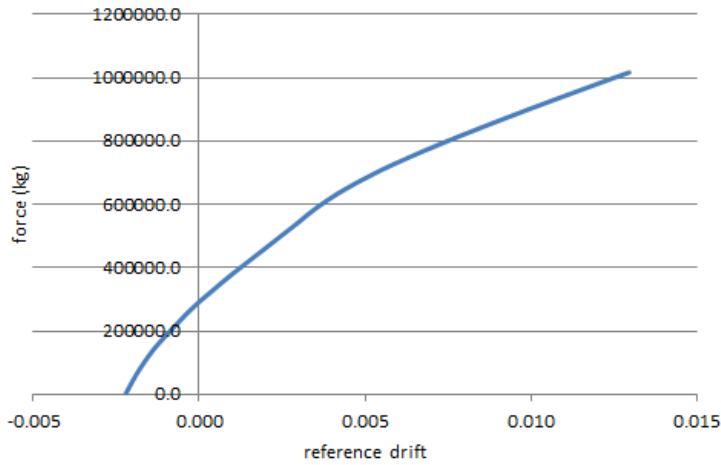


شکل (۵-۵۸) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت Y

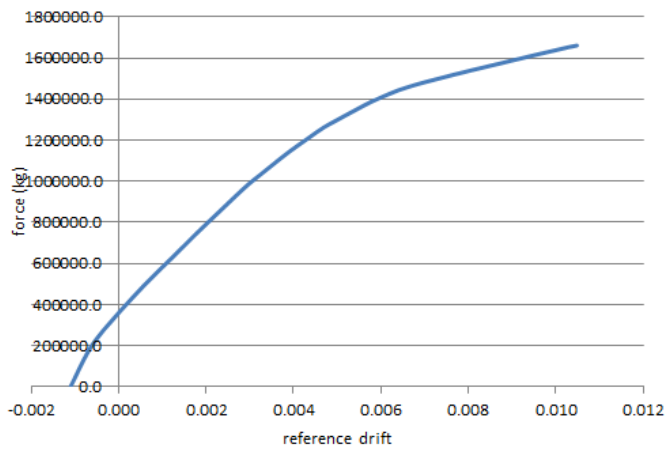


شکل (۵- ۵۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در



شکل (۵- ۶۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

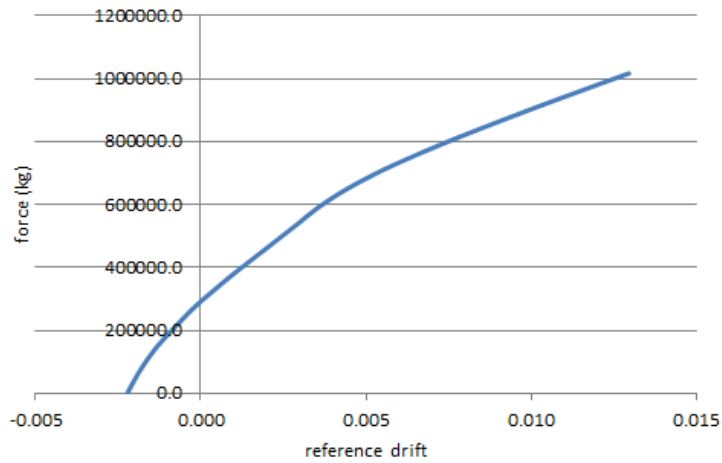
جهت Y



شکل (۵- ۶۱) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

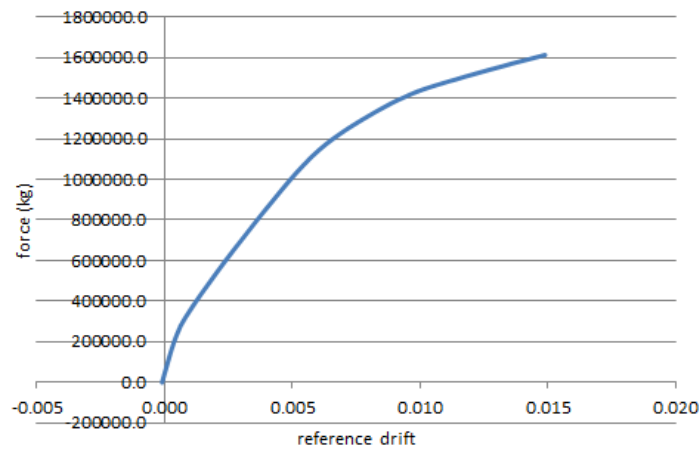
X



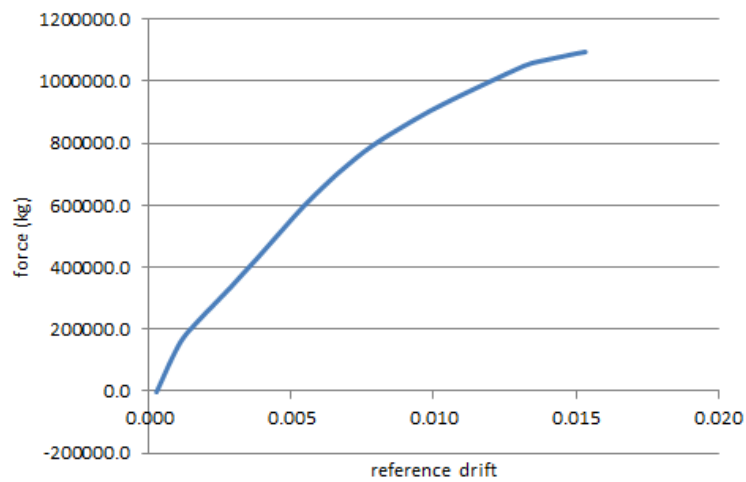


شکل (۵-۶۲) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

Y



شکل (۵-۶۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت



شکل (۵-۶۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۷ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت

Y

جدول (۵-۲۲) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	488543279.13	225652162.91	0.154
K <sub>2</sub>	413299761.21	190863426.20	
DI	0.154	0.154	

جدول (۵-۲۳) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	488543279.13	225652162.91	0.126
K <sub>2</sub>	426698938.43	203707256.72	
DI	0.126	0.097	

جدول (۵-۲۴) - شاخص خرابی سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله northridge

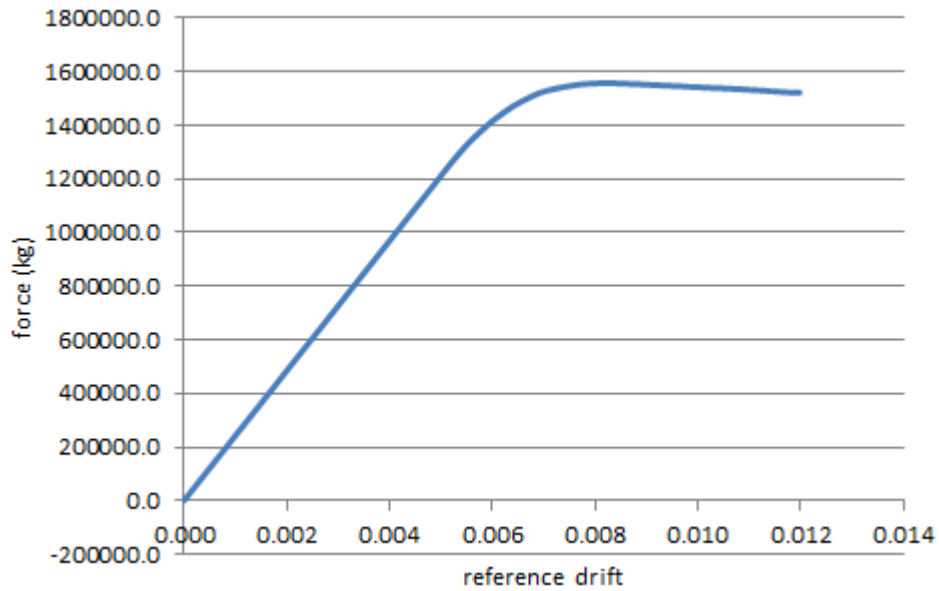
	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	488543279.13	225652162.91	0.104
K <sub>2</sub>	437452979.03	202633115.82	
DI	0.104	0.102	

با استفاده از شکل های (۵-۵۷) تا (۵-۶۴) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۷ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.154، 0.126 و 0.104 بدست آمده اند.

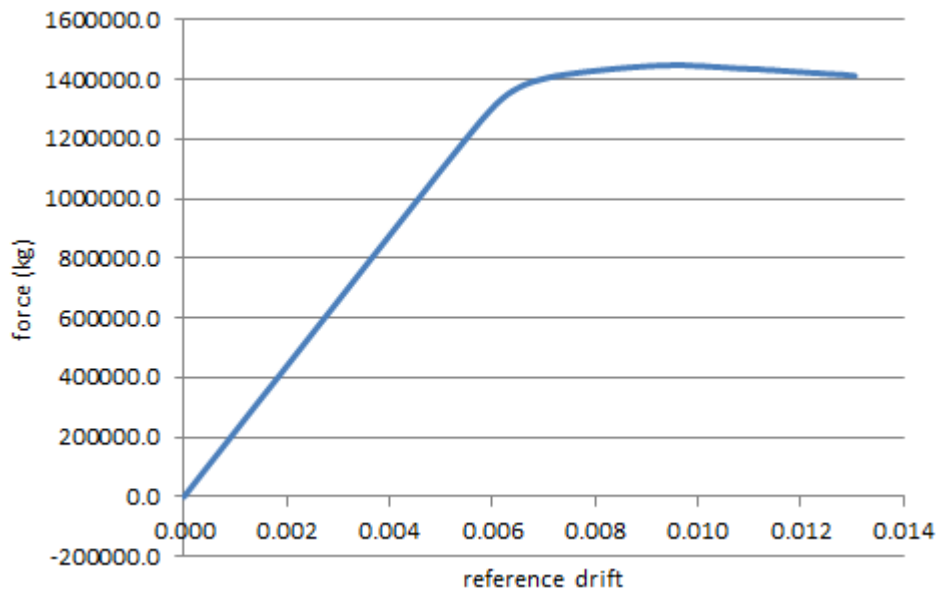
مقادیر بدست آمده از جداول (۵-۲۲) تا (۵-۲۴) نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربند همگرای هشتی کاهش یافته است (نسبت به سازه بدون مقاوم سازی) که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد. انتظار می رود که با کاهش شدت زلزله، مقدار خرابی سازه نیز کاهش یابد، که این امر به وقوع پیوسته است.

### ۵-۲-۳- ساختمان ۱۰ طبقه

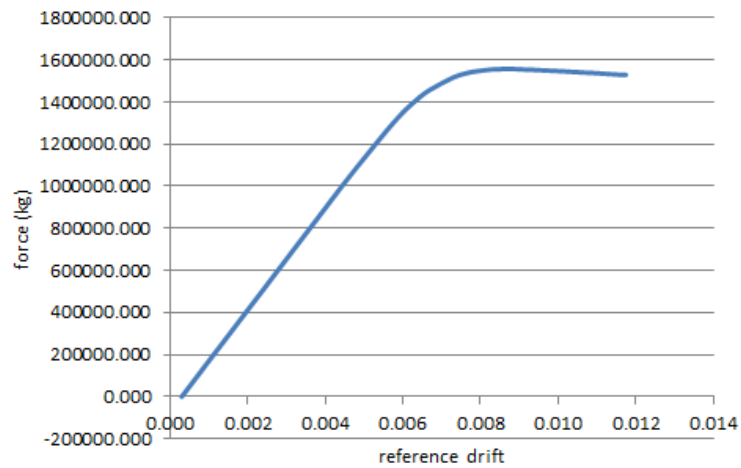
الف) قاب خمشی



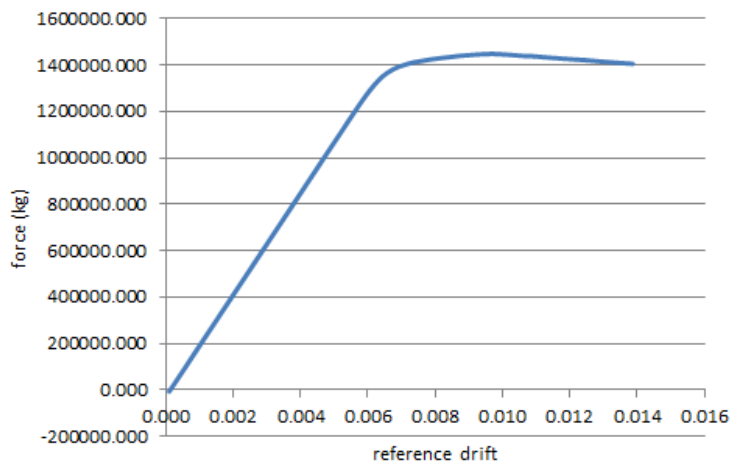
شکل (۵-۶۵) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X



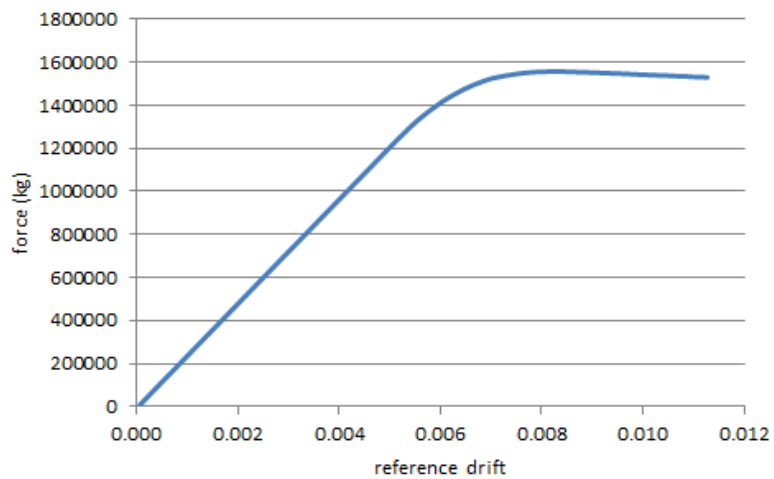
شکل (۵-۶۶) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت Y



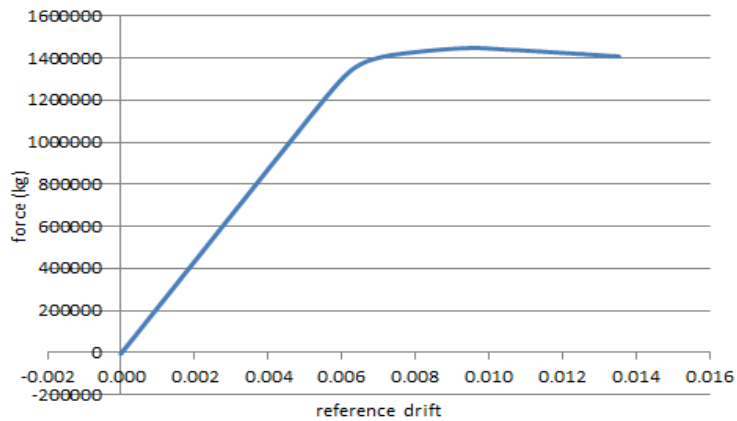
شکل (۵-۶۷)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X



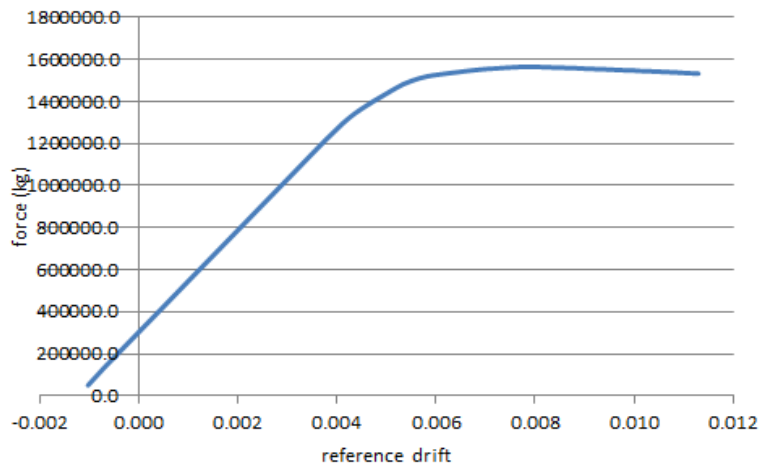
شکل (۵-۶۸)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت Y



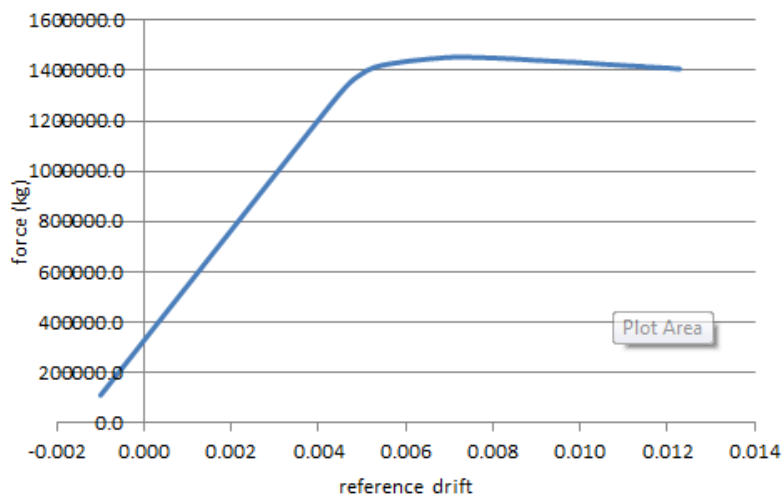
شکل (۵-۶۹)- منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۵-۷۰) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت Y



شکل (۵-۷۱) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X



شکل (۵-۷۲) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت Y

جدول (۵-۲۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	242091202.71	219021426.43	0.828
K <sub>2</sub>	41562664.40	103749910.91	
DI	0.828	0.526	

جدول (۵-۲۶) - شاخص خرابی برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله kobe

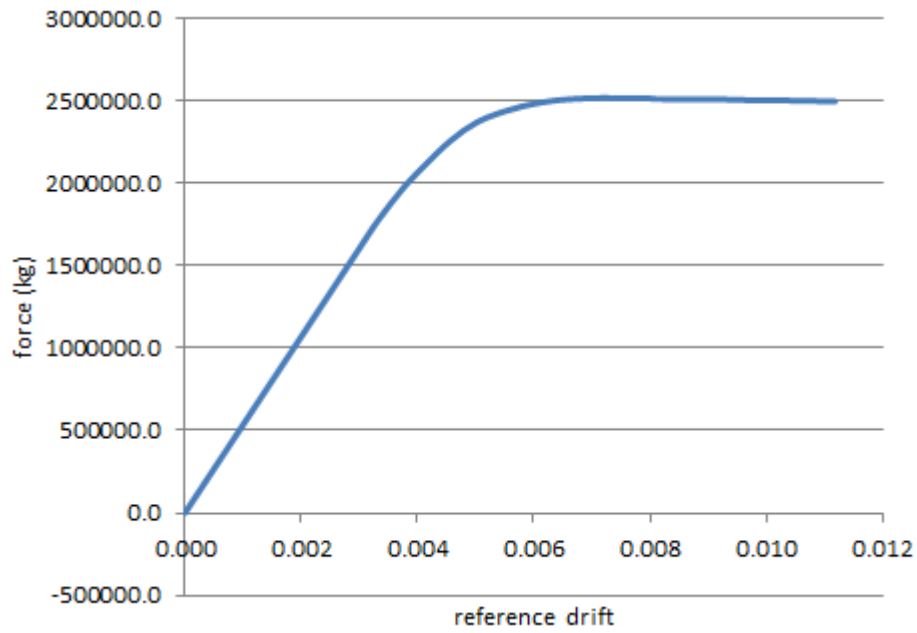
	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	242091202.71	219021426.43	0.67
K <sub>2</sub>	87743318.83	72328205.13	
DI	0.637	0.67	

جدول (۵-۲۷) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله northridge

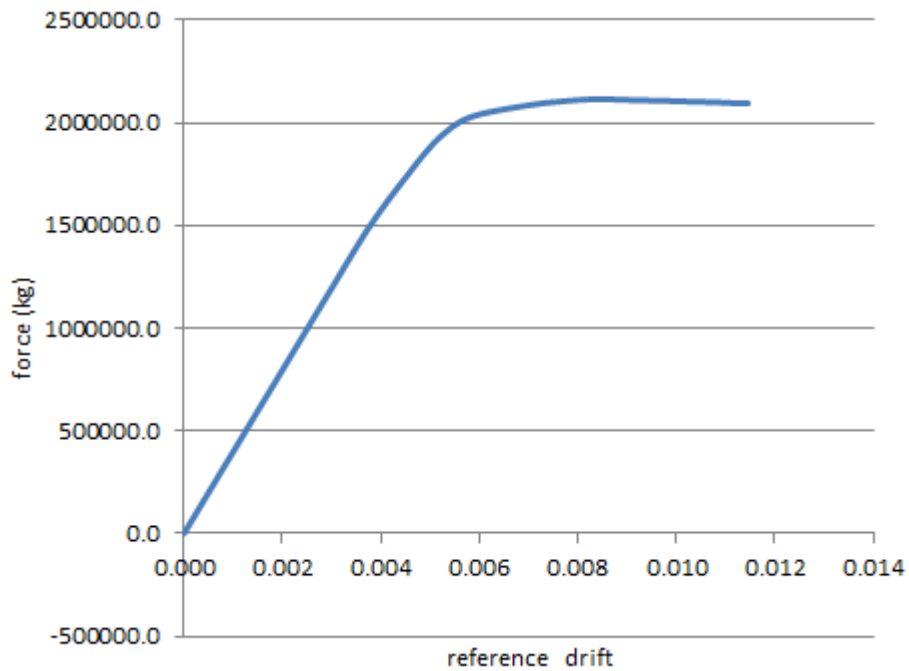
	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	242091202.71	219021426.43	0.31
K <sub>2</sub>	176978583.6	151850666.21	
DI	0.27	0.31	

مقادیر شاخص خرابی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی ( بدون مقاوم سازی) در جداول (۵-۲۵) تا (۵-۲۷) نشان داده شده است. همان طور که در قسمت های قبل گفته شد K<sub>1</sub> و K<sub>2</sub> به ترتیب شیب اولیه منحنی پوش آور قبل و بعد از اعمال زلزله می باشد که از شکل های (۵-۶۵) تا (۵-۷۲) بدست آمده اند و DI نیز شاخص خرابی محاسبه شده برای کل سازه می باشد. با توجه مقادیر بدست آمده و با استفاده از جدول (۲-۲) می توان نتیجه گرفت که ساختمان ۱۰ طبقه قاب خمشی ( بدون مقاوم سازی) تحت زلزله های مورد بررسی خسارت قابل توجهی دیده است و آسیب رسیده به سازه شدید (غیر قابل تعمیر) می باشد. (0.3 < DI < 0.8) و حتی در زلزله tabas در آستانه ی فروریختن نیز قرار گرفته است. (با استناد به جدول (۲-۲))

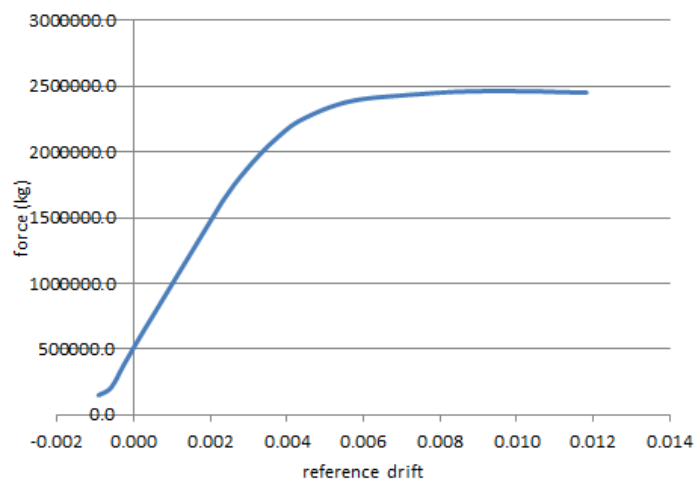
ب) مهاربندی ضربدری



شکل (۵-۷۳) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت X

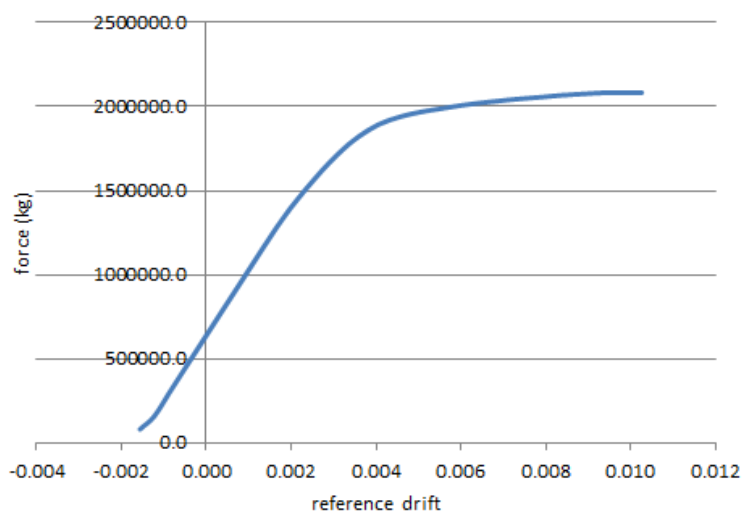


شکل (۵-۷۴) - منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند ضربدری در جهت Y

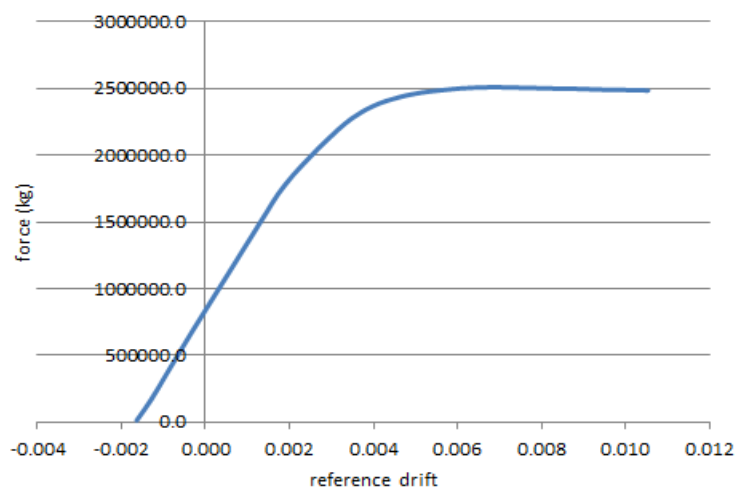


شکل (۵-۷۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت

X



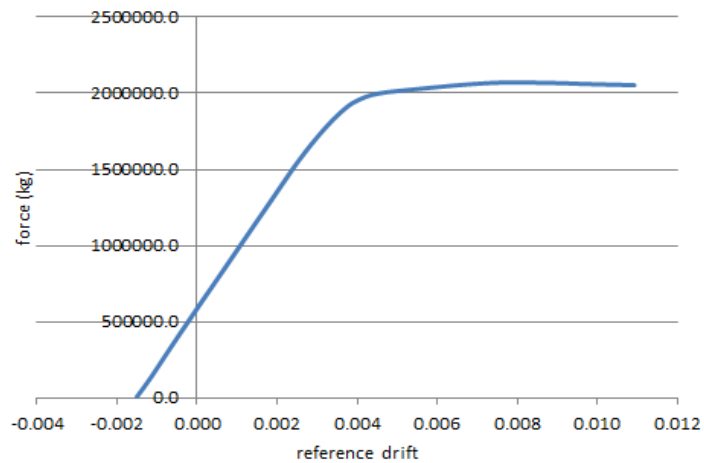
شکل (۵-۷۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت



شکل (۵-۷۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت

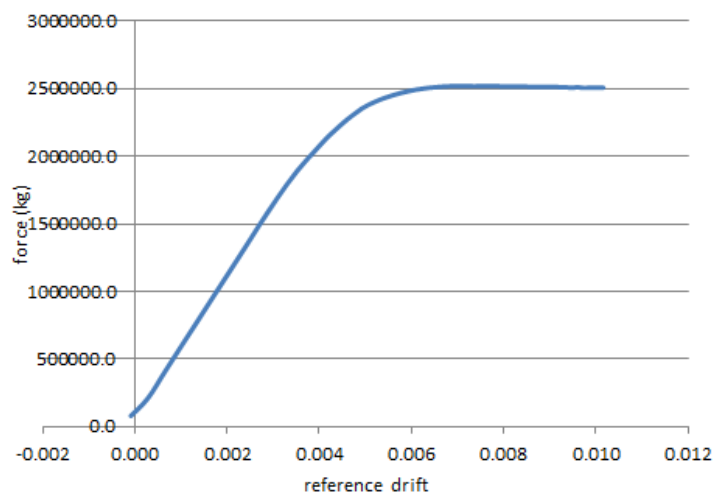
X



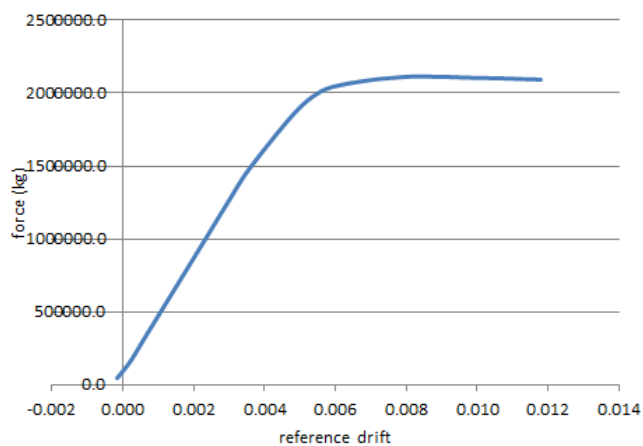


شکل (۵-۷۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت

Y



شکل (۵-۷۹) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت X



شکل (۵-۸۰) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربندی ضربدری در جهت Y

جدول (۵-۲۸) - شاخص خرابی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	534816071.86	398161123.58	0.22
K <sub>2</sub>	416675972.01	350738520.68	
DI	0.22	0.12	

جدول (۵-۲۹) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	534816071.86	398161123.58	0.095
K <sub>2</sub>	484000935.87	373156155.81	
DI	0.095	0.0628	

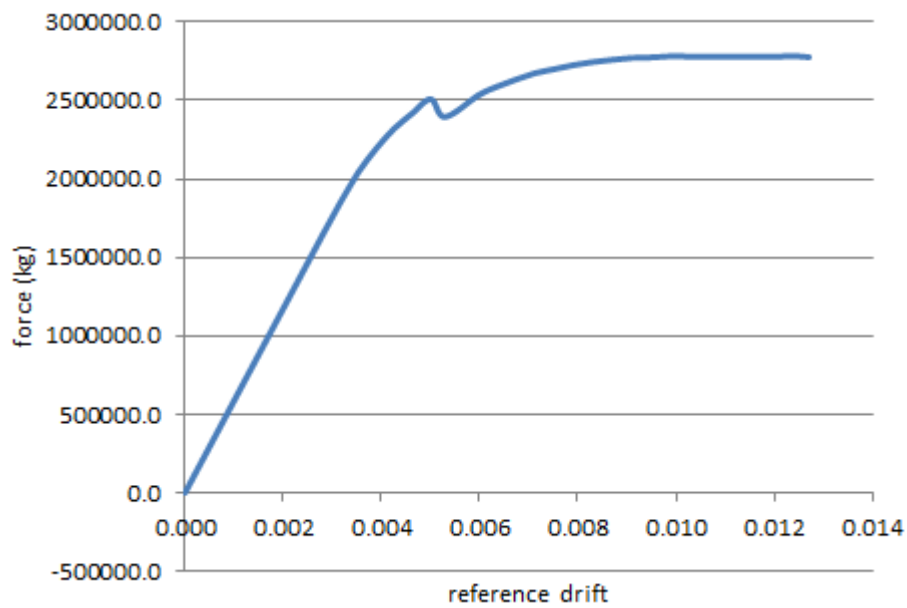
جدول (۵-۳۰) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	534816071.86	398161123.58	0.064
K <sub>2</sub>	500081732.81	384512335.21	
DI	0.064	0.034	

با استفاده از شکل های (۵-۷۳) تا (۵-۸۰) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند ضربدری تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.22، 0.095 و 0.064 بدست آمده اند.

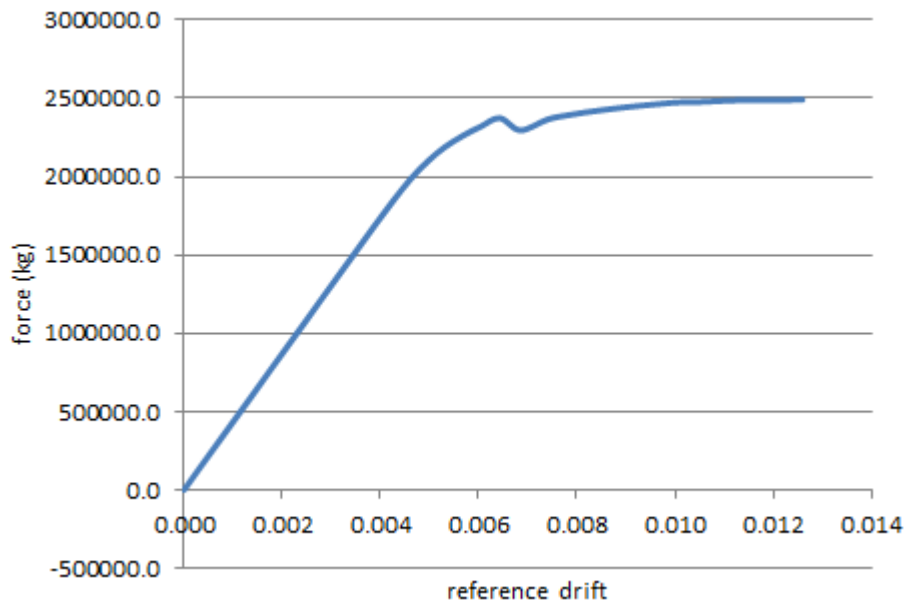
مقادیر بدست آمده از جداول (۵-۲۸) تا (۵-۳۰) نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربند ضربدری کاهش یافته است (نسبت به سازه بدون مقاوم سازی) که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد.

پ) مهاربندی واگرای هشتی



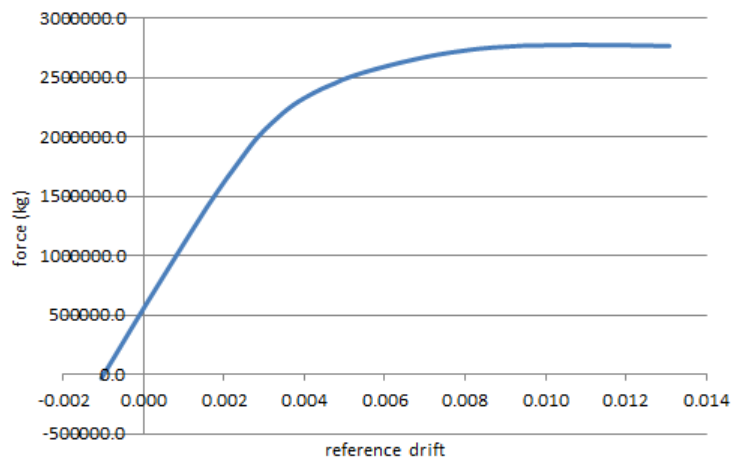
شکل (۵-۸۱) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت X



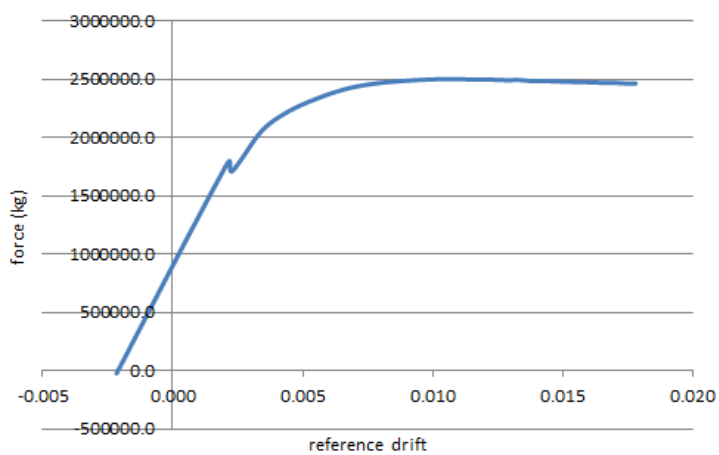
شکل (۵-۸۲) - منحنی پوش آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت Y



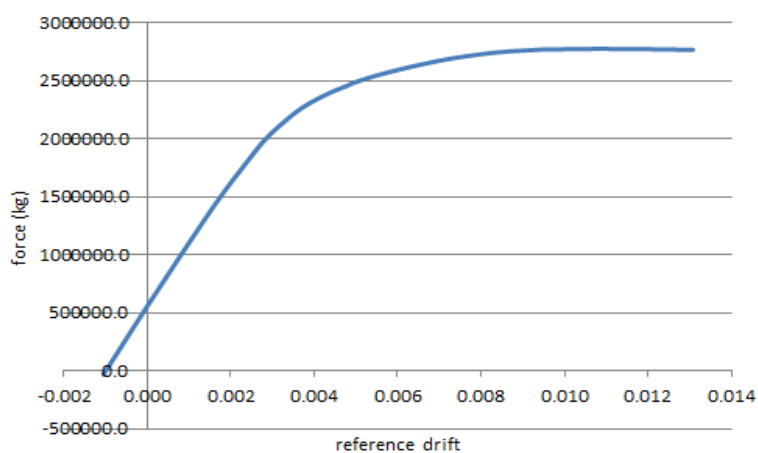
شکل (۵-۸۳) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت X



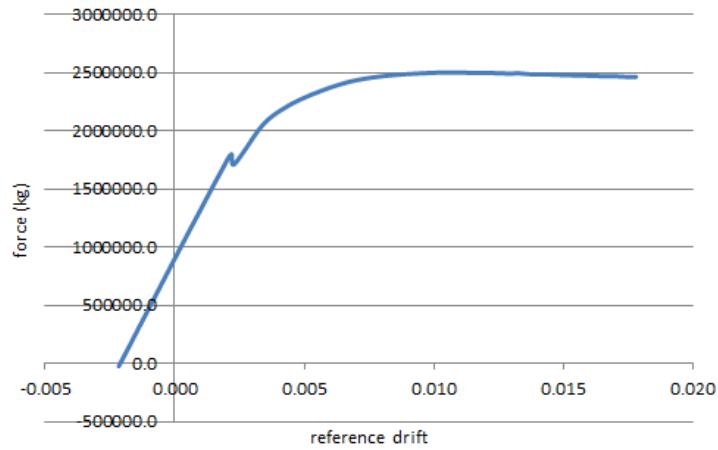
شکل (۵-۸۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت Y



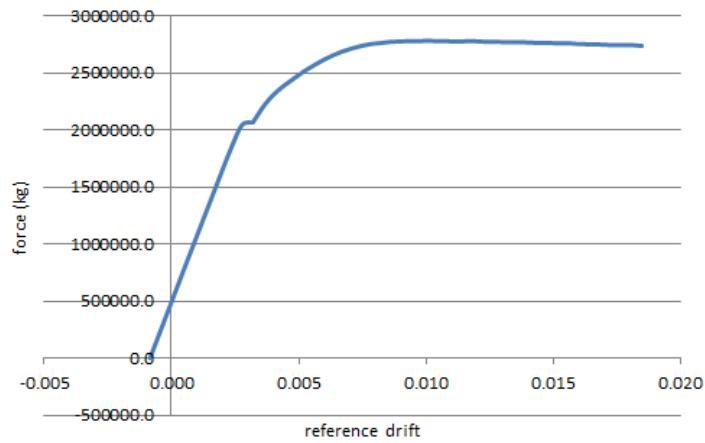
شکل (۵-۸۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت X



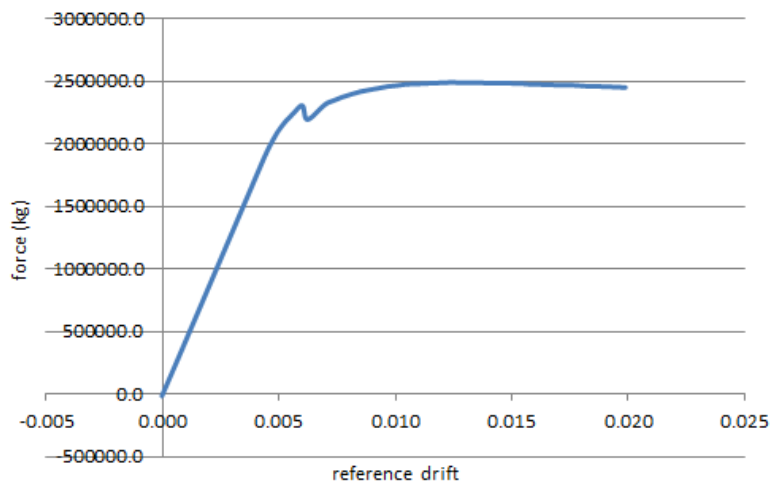
شکل (۵-۸۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در

جهت Y



شکل (۵-۸۷) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

X



شکل (۵-۸۸) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرای هشتی در جهت

Y

جدول (۵-۳۱) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	586269494.68	434590428.67	0.046
K <sub>2</sub>	559192345.30	422746532.44	
DI	0.046	0.027	

جدول (۵-۳۲) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	586269494.68	434590428.67	0.026
K <sub>2</sub>	571033837.63	424793392.33	
DI	0.026	0.022	

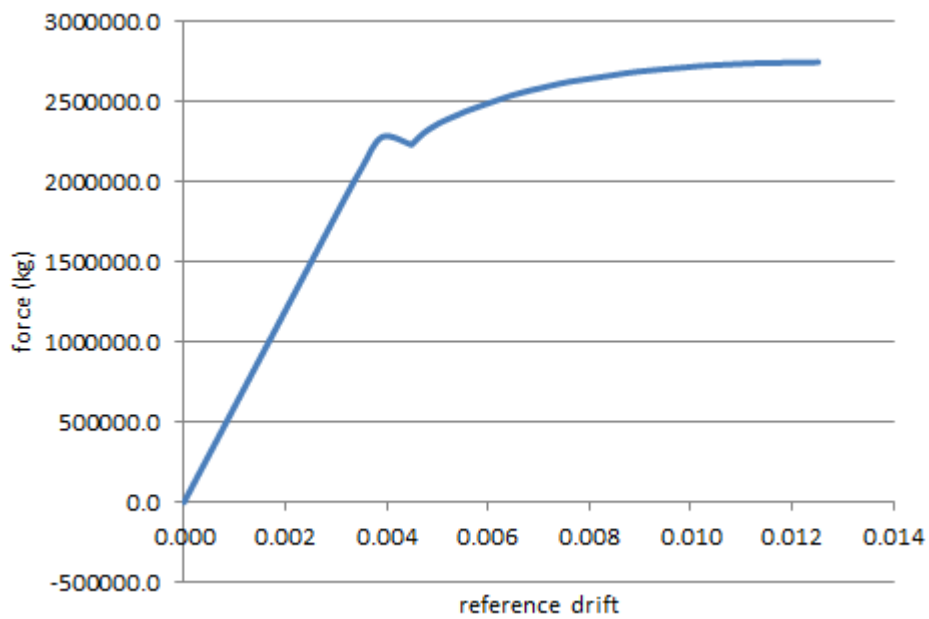
جدول (۵-۳۳) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند واگرای هشتی تحت زلزله northridge

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	586269494.68	434590428.67	0.012
K <sub>2</sub>	583197335.74	429272641.07	
DI	0.005	0.012	

با استفاده از شکل های (۵-۸۱) تا (۵-۸۸) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.046، 0.026 و 0.012 بدست آمده اند. (با توجه به جداول (۵-۳۱) تا (۵-۳۳)).

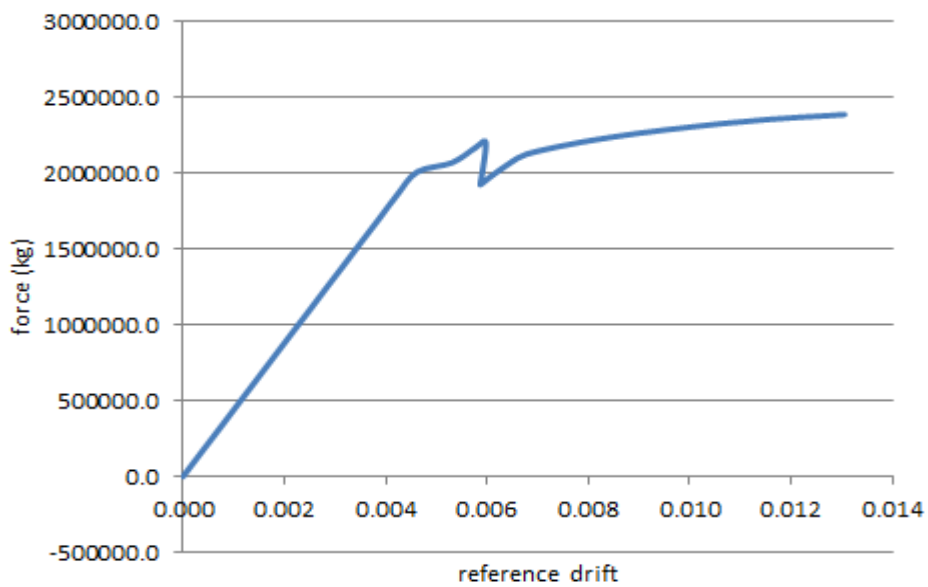
مقادیر بدست آمده از جداول (۵-۳۱) تا (۵-۳۳) نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربند واگرا نسبت به سازه بدون مقاوم سازی به شدت کاهش یافته است که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد. ( $0 < DI < 0.15$ )

ج) مهاربندی همگرای هشتی



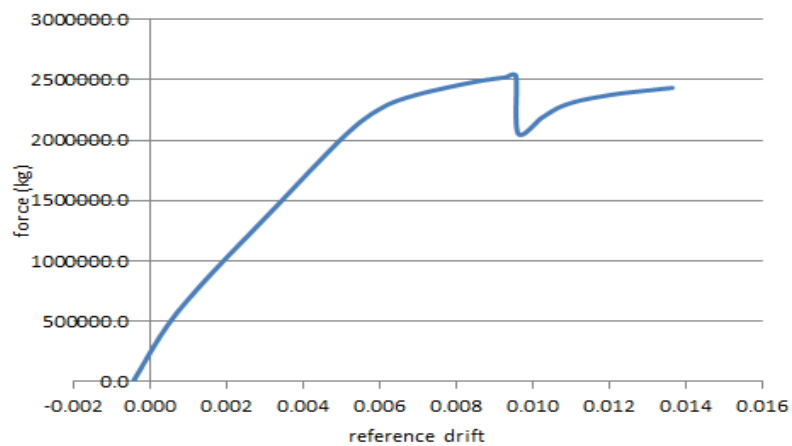
شکل (۵-۸۹)- منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

جهت X

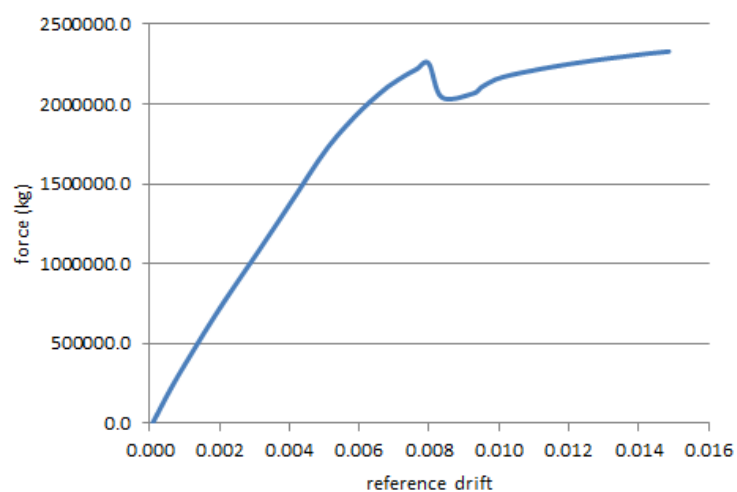


شکل (۵-۹۰)- منحنی پوش‌آور قبل از اعمال زلزله برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در

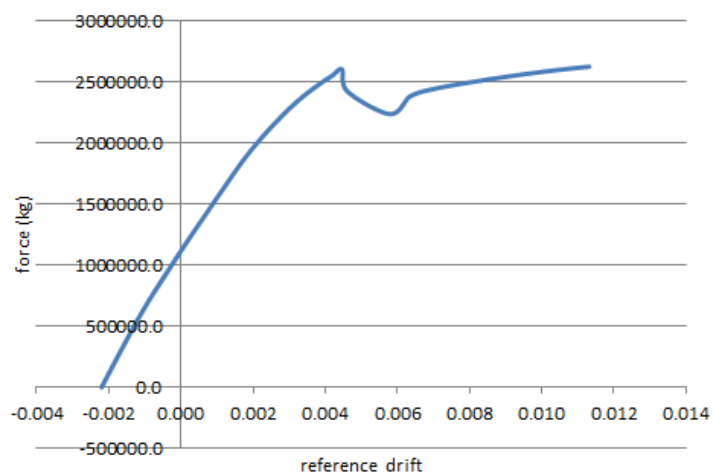
جهت Y



شکل (۵-۹۱) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X

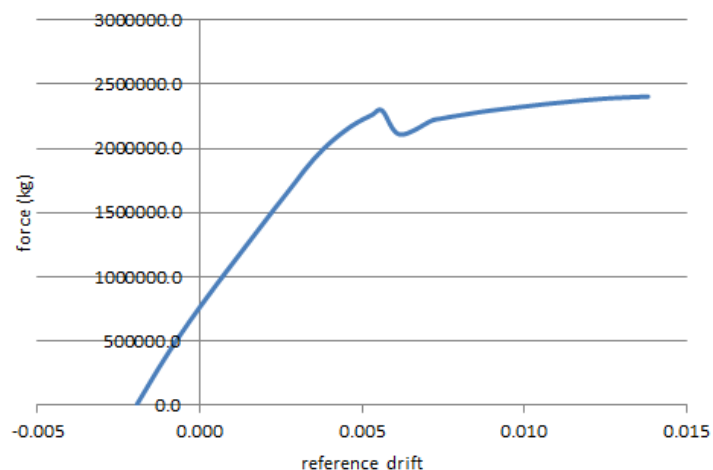


شکل (۵-۹۲) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله tabas برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y

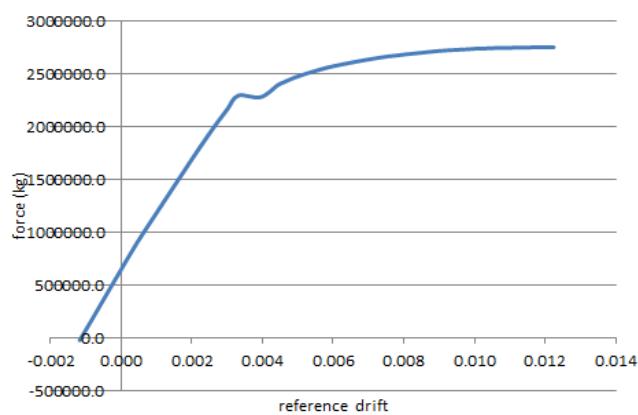


شکل (۵-۹۳) - منحنی پوش‌آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X



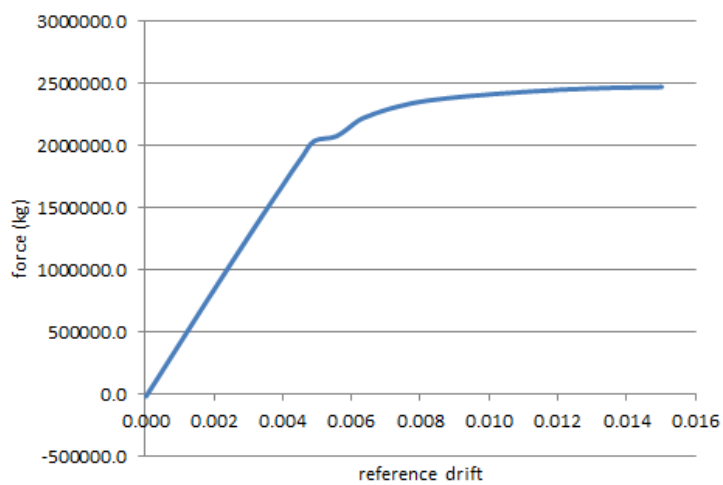


شکل (۵-۹۴) - منحنی پوش آور بعد از زلزله kobe برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y



شکل (۵-۹۵) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت X

X



شکل (۵-۹۶) - منحنی پوش آور بعد از زلزله northridge برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با مهاربند همگرای هشتی در جهت Y

Y

جدول (۳۴-۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله tabas

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	597972804.77	439523285.80	0.16
K <sub>2</sub>	503352236.83	405570892.38	
DI	0.16	0.08	

جدول (۳۵-۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله kobe

	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	597972804.77	439523285.80	0.074
K <sub>2</sub>	553593732.28	420442182.80	
DI	0.074	0.043	

جدول (۳۶-۵) - شاخص خرابی سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله northridge

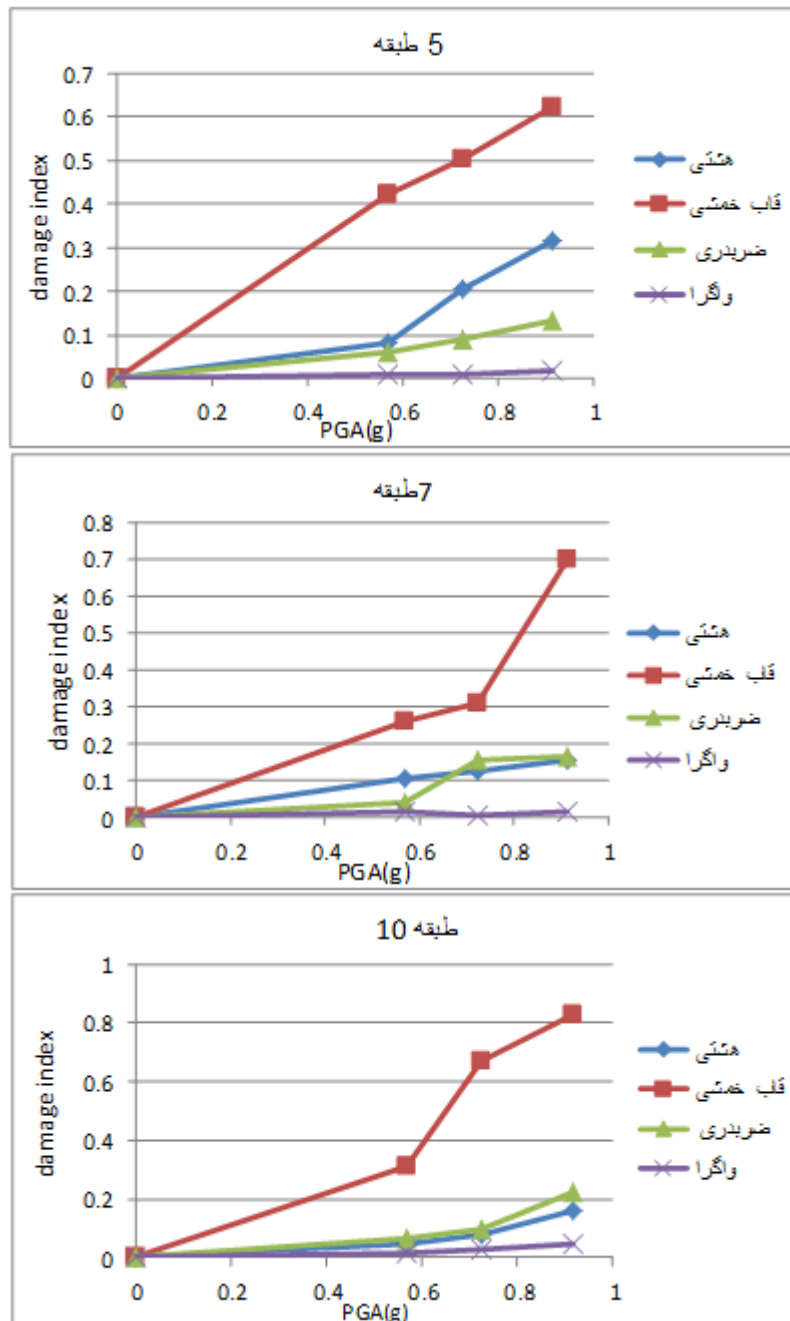
	جهت X	جهت Y	شاخص خرابی سازه
K <sub>1</sub>	597972804.77	439523285.80	0.045
K <sub>2</sub>	571240990.85	433536747.52	
DI	0.045	0.014	

با استفاده از شکل های (۵-۸۹) تا (۵-۹۶) شاخص خرابی (DI) برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده با مهاربند همگرای هشتی تحت زلزله های tabas و kobe و northridge به ترتیب برابر 0.16، 0.074 و 0.045 بدست آمده اند. (جداول (۳۴-۵) تا (۳۶-۵))

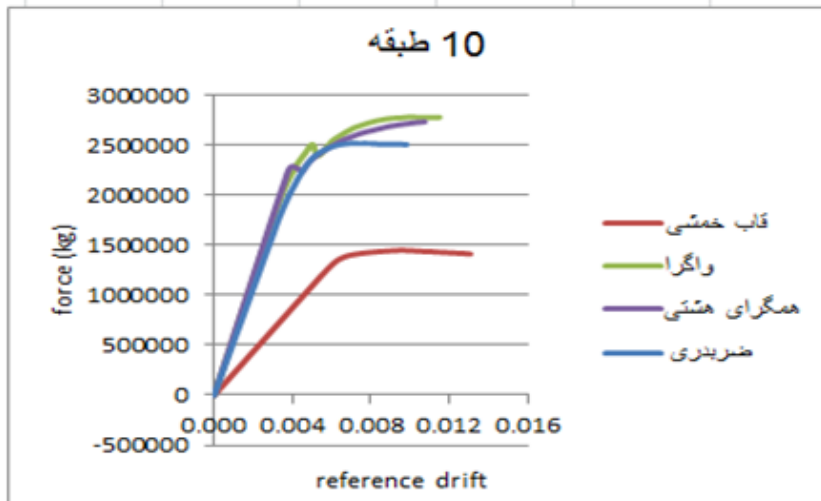
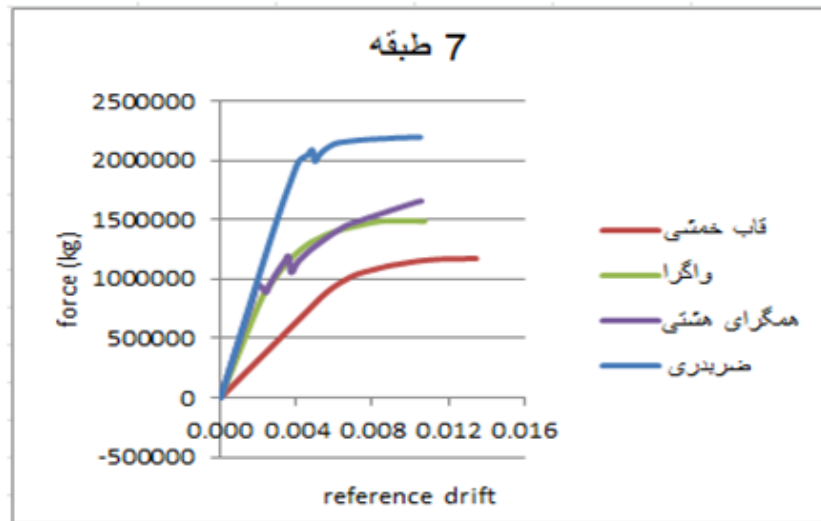
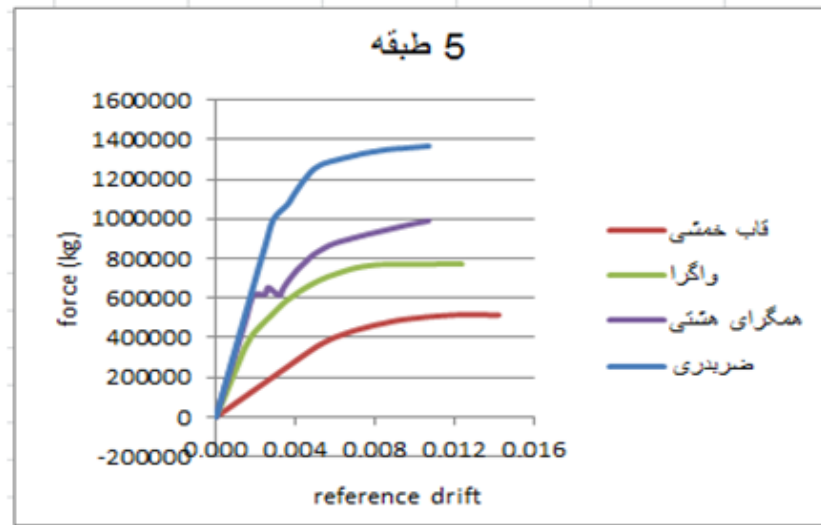
مقادیر بدست آمده برای شاخص خرابی تحت زلزله های مورد بررسی نشان دهنده ی این است که خرابی سازه بعد از بهسازی با مهاربند همگرای هشتی کاهش یافته است (نسبت به سازه بدون مقاوم سازی) که این امر بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی رفتار سازه می باشد.

### ۵-۳- جمع بندی

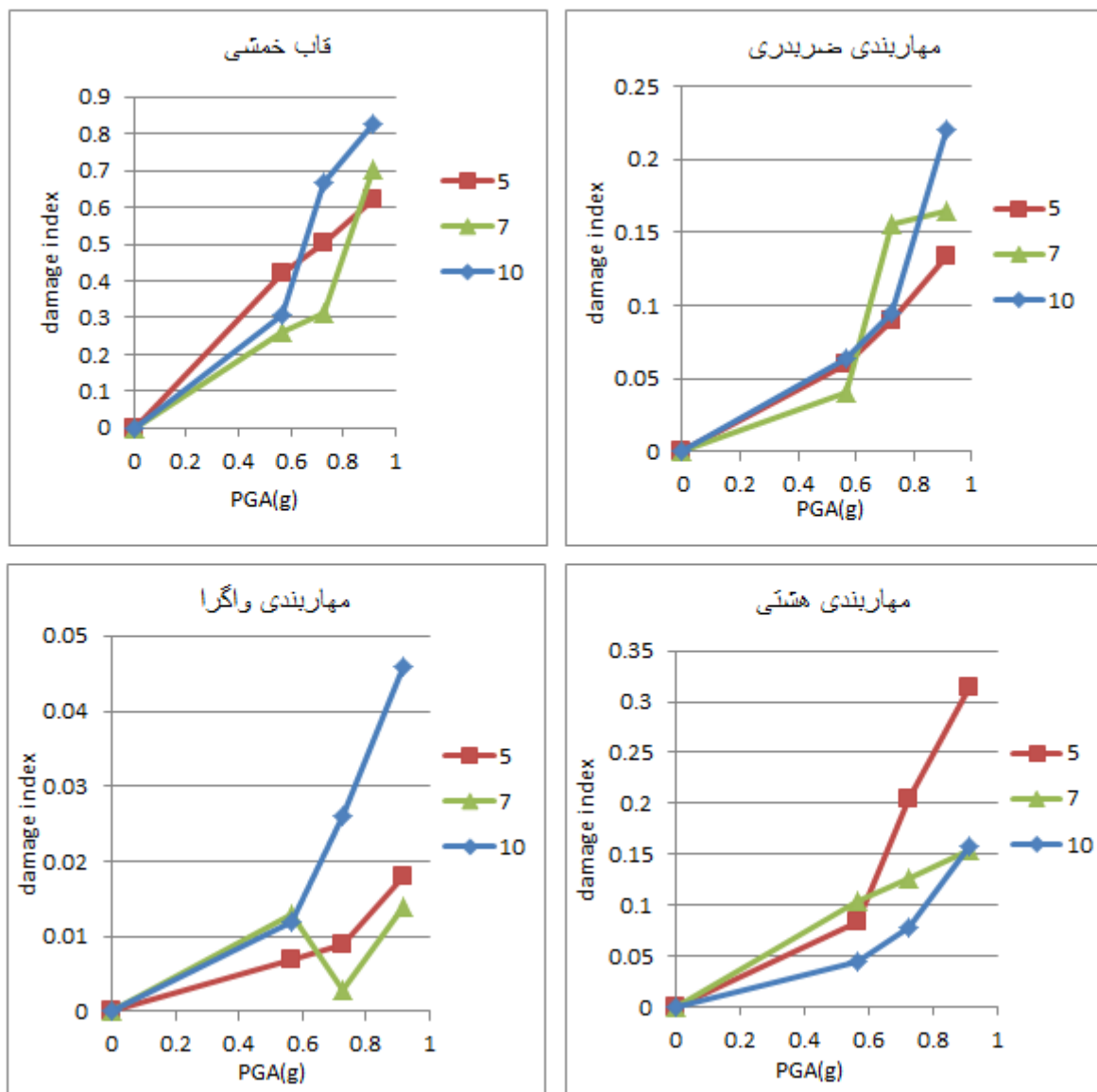
در این بخش نتایج مهمی که از تحلیل و طراحی قاب‌های سه بعدی مورد مطالعه بدست آمدن، بطور یکجا و به صورت نمودارهای گرافیکی نمایش داده می‌شود.



شکل (۵-۹۷) - مقادیر خرابی برای روش های مختلف مقاوم سازی



شکل (۵-۹۸) - منحنی های پوش آور قبل و بعد از بهسازی با انواع مختلف مهاربند



شکل (۵-۹۹) - مقادیر خرابی برای سازه های ۷،۵ و ۱۰ طبقه به تفکیک روش مقاوم سازی

در شکل (۹۷-۵) شاخص خرابی سازه های ۷،۵ و ۱۰ طبقه، برای انواع روش های مقاوم سازی انجام شده نشان داده شده است. با توجه به شکل مشاهده می شود که روش های بهسازی انجام شده تأثیر مثبتی روی وضعیت سازه ها داشته اند به گونه ای که مقادیر خرابی برای سازه های مورد بررسی بعد از بهسازی به مقدار قابل توجهی کاهش یافته است. همچنین منحنی های پوش آور قبل و بعد بهسازی نشان داده شده در شکل (۹۸-۵) نیز بیانگر این واقعیت است. در شکل (۹۹-۵) نیز شاخص خرابی برای مدل های مورد بررسی، به تفکیک روش بهسازی انجام شده نشان داده شده است.

# فصل ششم

## نتیجه گیری

## نتیجه گیری

در این پایان نامه سه قاب خمشی فولادی سه بعدی توسط انواع مختلف سیستم مهاربندی (مهاربند ضربدری، مهاربند واگرای هشتی و مهاربند همگرای هشتی) مقاوم سازی گردید. برای مقایسه ی بین روش های بهسازی انجام شده و اینکه کدام یک از روش های بهسازی تاثیر بهتری روی سازه داشته است از شاخص خرابی سازه به عنوان سنجشی برای این معیار استفاده گردید. شاخص استفاده شده در این تحقیق، شاخص قبارا می باشد که بر اساس پارامتر سختی تنظیم شده است. برای این منظور سازه تحت اثر سه شتاب نگاشت مورد ارزیابی قرار گرفت و شاخص خرابی سازه قبل و بعد از بهسازی برای روش های بهسازی انجام شده محاسبه گردید. با مقایسه مقادیر خرابی بدست آمده برای روش های بهسازی انجام شده نتایج زیر حاصل شد.

۱. بعد از بهسازی سازه توسط انواع مختلف سیستم مهاربندی، مقدار شاخص خرابی برای هر سه مدل مورد بررسی کاهش محسوسی یافته است که نشان دهنده ی این است که روش های بهسازی انجام شده تأثیر مثبتی روی رفتار سازه داشته اند. منحنی های پوش آور قبل و بعد از بهسازی نیز بیانگر تأثیر مثبت بهسازی روی وضعیت سازه می باشند.
۲. مقادیر خرابی برای سازه مقاوم شده با مهاربندی ضربدری، با افزایش ارتفاع ساختمان افزایش یافته است بنابراین می توان نتیجه گرفت که کارایی سیستم مهاربندی ضربدری با افزایش ارتفاع سازه کاهش می یابد.
۳. مقادیر خرابی برای سازه مقاوم شده با مهاربندی هشتی، با افزایش ارتفاع ساختمان کاهش یافته است بنابراین می توان نتیجه گرفت که کارایی سیستم مهاربندی هشتی با افزایش ارتفاع سازه بهتر می شود.



۴. شاخص خرابی برای سازه مقاوم شده با مهاربندی واگرا در طبقات مختلف مقادیر متفاوتی بدست آمده است به گونه ای که با افزایش ارتفاع ساختمان مقادیر خرابی گاهی افزایش و گاهی نیز کاهش یافته است بنابراین الگوی ثابتی در این روش بهسازی مشاهده نگردید.
۵. مقادیر خرابی بدست آمده برای سازه مقاوم شده با مهاربند واگرا نسبت به سایر روش ها عدد بسیار کمتری بدست آمده است به گونه ای که در سازه ۵ طبقه، مقادیر خرابی برای مهاربندی واگرا تقریباً بین ۷۰ تا ۹۰ درصد کمتر از مقادیر خرابی برای سازه های مقاوم شده با مهاربندی ضربدری و هشتی می باشد. در سازه های ۷ و ۱۰ طبقه نیز مقادیر خرابی برای مهاربند واگرا نسبت به سایر روش ها عدد بسیار کمتری بدست آمده است. بنابر این می توان نتیجه گرفت که رفتار لرزه ای سازه ها زمانیکه از مهاربند واگرا برای مقاوم سازی استفاده می شود نسبت به روش مقاوم سازی با مهاربند های ضربدری و هشتی بهتر می باشد.
۶. اگرچه استفاده از تحلیل های پوش آور و دینامیکی غیرخطی راهکاری مناسب برای عملکرد لرزه ای سازه ها است ولی با این روش ها امکان تشخیص مقدار خرابی و وضعیت سازه وجود ندارد، بنابراین استفاده از شاخص های خرابی روشی مناسب برای برآورد دقیق سازه ها می باشد.



## منابع و مراجع

[1] Estekanchi , H., Arjomandi, K., "*Comparision of Damage Indexes In Nonlinear Time History Analysis of Steel Moment Frames*" و "*Asian Journal Of Civil Eengineering*. Vol. 8, No.6,pp.629-646, 2007.

[۲] نشریه شماره ۳۶۰، "*دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود*"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.

[۳] نشریه شماره ۳۶۱، "*تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود*"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۸.

[۴] سجادی آل‌هاشم، م.، کیهانی، ع.، پورمحمد، ح.، "*مقایسه رفتاری و اقتصادی ساختمان‌های فلزی مجهز به میراگرهای ADAS و TADAS با سیستم‌های EBF و CBF*"، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، دانشکده عمران و معماری، ۱۳۸۴.

[۵] تسلیمی، ب.، م. سلطانی، و ع. محمدی.، "*ارزیابی شاخص‌های خسارت قاب‌های خمشی بتن مسلح ناشی از زلزله در سطوح عملکردی مختلف*"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۵.

[۶] استکانچی، ه.، ک. ارجمندی.، "*بررسی عملکرد شاخص‌های خرابی در تحلیل قاب‌های فولادی با استفاده از روش زمان دوام*". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف. ۱۳۸۵.

[۷] استکانچی، ه.، ا. کیانفر.، "*بررسی و مقایسه عملکرد شاخص‌های خرابی در قاب‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌ای دینامیکی*"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف. ۱۳۸۳.

[8] ATC-40, "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*", Applied Technology Council, Redwood City California, November 1996 .

- [9] Shiga, T., Shibata A., and Takabashi, T., "**Earthquake Damage and Wall Index of Reinforced Concrete Building**", *Architectural Institute of Japan*:29-32, 1968.
- [10] Ghobara, A., H Abou-Elfath., and S Biddah., "**Responce-Based Damage Assessment of Structures**", *Eearthquake Engineering And Structural Dynamics* 28:79-104,1999.
- [11] Bracci, J.M., A.M. Reinhom, J.B., Mander, and S.K. Kunth., "**Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures**", *Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Eearthquake Engineering Research, State Univercity of New York, Buffalo, NY*, 1989.
- [12] Stephens, J.E., "**A Damage Function Using Structural Response Measurements**". *Structural Safety* J.S:22-39,1990.
- [13] Stephens, J.E., and Yao J.T.P., "**Damage assessment Using Response Measurement**", *journal of Structural Engineering, ASCE* 113, No.4:785-801, 1987.
- [14] Wang, M.L., and Shah, S.P., "**Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept**", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 15, No.8:993-1003, 1987.
- [15] Krawinkler, H., and Zohrei, M., "**Cumulative Damage in Steel Structure Subjected to Earthquake Ground Motions**", *Computers and Structures* 16:531-541, 1983.
- [16] Elenas , A., "**Correlation between seismic acceleration parameters and overall structural damage indices of buildings**", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20,2000.
- [17] Cosena, E., Manfredi, G., and Reamasco, R., "**The Use of Damage Functional in Earthquake Engineering: A Comparision Between Different Methods**", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 22:588-868,1993.
- [18] Banon, H., and Vene Zino, D., "**Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures**", *Journal of Structural Engineering, ASCE* 10:179-193, 1993.

[19] Sozen, M.A., "**Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings with a View to Drift Control**", *State-of-the-Art in Earthquake engineering Turkish National Committee on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey*:383-418. 1981.

[20] FEMA-356, "**Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November 2000 .

[21] Banon, H., Biggs, J., and Irvineh, H., "**A Simplified Model for Seismic Response Prediction of Steel Frames Structure**". ASCE 113, No.3:429-444,1987.

[22] Park, Y.J., and Ang. A.H.S., "**Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**", *Journal of Structural Engineering, ASCE* 111, No.ST4:722,1985.

[23] Park, Y.J., Reinhom, A.M., and Kunnath, S.K., IDARC: "**Inelastic Damage Analysis of RC Frame-Shear Wall Structures**",*Technical Report NCEEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Reasearch, State Univercity of New York, Buffalo, NY*,1987.

[24] Bozorgnia, Y., and Bertero, V.V., "**Evaluation of Damage Potential of Recorded Earthquake Ground Motion**", *Seismologiactal Reasearch Letters*:72-233,2001.

[25] Bozorgnia, Y., and Bertero, V.V., "**Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications**", *Proceedings, SMIPO1 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles*:1-22, 2001.

[26] Bozorgnia, Y., and Bertero, V.V., "**Improved Damage Parameters for Post-Earthquake Applications**", *Proc, SMIPO2 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles*:61-82, 2002.

[27] FEMA-273, "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", The Building Seismic Safety Council (BSSC), October 1997 .

[28] Arjomandi, K., Estekanchi, H., and Vafai, A., "**Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquake**", *Scientia* 16, No.2:147-155, 2009.

[۲۹] پاک نیت، ش.، ا.، "تحلیل های مورد نیاز در بهسازی لرزه ای سازه ها"، چاپ دوم، انتشارات متفکران، تهران، ۱۳۹۰.

[۳۰] فاروقی، ع.، "راهنمای کاربردی بهسازی لرزه ای سازه ها، به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (PUSHOVER) در SAP, ETABS"، چاپ دوم، انتشارات سیمای دانش، تهران، ۱۳۸۷.

[۳۱] مقدم، ح.، "مهندسی زلزله: تئوری و کاربرد"، انتشارات فرهنگ، ایران. ۱۳۸۴.

[32] Mahmoudi, M., Zaree, M., "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research 66, p1196, 2010.

[۳۳] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، "استاندارد ۲۸۰۰ ایران"، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.

[۳۴] باجی، ح.، هاشمی، ج.، "پروژه های کاربردی در تحلیل و طراحی کامپیوتری سازه ها ETABS"، چاپ چهارم، انتشارات متفکران، تهران، ۱۳۸۴.

[۳۵] مبحث ششم، "بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۸۵.

[36] UBC-97, "Structural Engineering Design Provisions", Uniform Building Code, Volume 2, California, April 1997.

**Component and Element for Perform-3D and Perform-**

[37] Version 4, August 2006 "Collapse

[۳۸] تابش پور، م.، "تحلیل غیر خطی سازه ها"، چاپ اول، انتشارات فدک ایساتیس، تهران، ۱۳۹۰.

## Abstract

Many buildings in seismic zones have been based on existing seismic regulations are inappropriate. In addition, the number of major earthquakes that have occurred during recent years has made it more important for seismic mitigation. Seismic retrofitting of existing buildings is one of the most effective ways to reduce these risks. There are different methods for seismic rehabilitation of structures, such as the use of steel braces and shear walls and ...., But before choosing a method of strengthening will be a precise estimate of the seismic behavior and performance. Nonlinear static and nonlinear dynamic analysis method are appropriate methods for determining the seismic performance of structures. In addition analyses, damage indexes can also be helpful in determining the structural condition and amount of damage in structure.

Damage indexes in fact, a mathematical model to describe the quality and quantity of structures in probable earthquakes. In this study three steel moment frame with 5, 7 and 10 story rehabilitated by using different types of bracing systems, to determine the effectiveness and performance of the various methods of retrofitting, nonlinear static and dynamic analyses were performed by using perform 3d software and based on "Ghobarah "damage index that set based on resistance parameter, structural damage rate was calculated before and after retrofitting. Results indicate that the EBF braced system has a better efficacy on retrofitting of the structure.

**Key words :** Steel Moment Frame , Strengthening, Steel Braces , Nonlinear Analysis , Damage Index



Shahrood University of Technology

Department of Civil Engineering

A Thesis Submitted for the Degree of Master Science

In Structural Engineering

# Retrofitting of Steel Moment Frames by using of Bracing Systems with Regard to Damage Index

*Sadegh Gray*

Supervisor :

*Dr. Ali Keyhani*

February 2014