

تعیین ضریب رفتار دیوار برشی فولادی با ورق نازک به روش تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

مجید قلهکی^{۱*}، قاسم پاچیده^۲، امید رضائی فر^۳، سجاد قزوینی^۴

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۴- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

امروزه با گسترش روزافزون ساخت‌وسازهای بلند به عنوان نمادی از پیشرفت، ضرورت انتخاب سیستم‌های مقاوم مناسب جهت تحمل بارهای ناشی از زلزله و باد به شکلی بهینه و با توان جذب انرژی زیاد مورد توجه قرار گرفته است. دیواربرشی فولادی بیش از چهار دهه است که به عنوان یک سیستم مقاوم جانبی کارآمد مورد استفاده قرار گرفته است. در این مقاله ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار این سیستم‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های ۷، ۱۵ و ۳۰ طبقه که دارای یک یا دو دهانه‌ی دیواربرشی فولادی هستند، تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی، آنالیز دینامیکی خطی و آنالیز دینامیکی افزاینده (IDA) قرار گرفته‌اند. به منظور لحاظ کردن عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده و ۷ رکورد از زلزله‌های شدید که تاکنون رخ داده، انتخاب گردیده است. نتایج نشان داد که ضریب رفتار این سیستم در حالت حدی برای سازه های بلند برابر ۸ و برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه در حدود ۹ می‌باشد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، تحلیل دینامیکی افزاینده، ضریب رفتار، رکورد، اپنسیس

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/jsce.2018.100459.1346		چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi:	10.22065/jsce.2018.100459.1346	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۶/۱۲/۰۳	۱۳۹۶/۱۲/۰۳	۱۳۹۶/۱۱/۰۹	۱۳۹۶/۰۷/۱۶
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				مجید قلهکی		
				Mgholhaki@semnan.ac.ir		

Specification of Response Modification Factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method (IDA)

Madjid Gholhaki^{1*}, Ghasem Pachide², Omid Rezayfar, Sajjad Ghazvini

1- Associate professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Ph.D. Student in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Associate professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

4- M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Today, with the increasing spread of high constructions, as a development symbol, the need for selecting robust and suitable system for bearing optimally loads from earthquakes and wind and with high energy absorption power, has been significantly considered. Steel plate shear walls have been used over four decades as an efficient lateral resistance system. This paper analyzed the over strength factor, Ductility Factor and behavior factor of these system. For this, 7, 15 and 30 floors frames possessing one or two steel plate shear wall spans, have been analyzed in non-linear static, linear dynamic or increasingly dynamic analysis (IDA). For considering inherent uncertainty of earthquake, it was used of increasingly dynamic analysis and 7 records of the strongest earthquakes have been ever occurred were selected. The results showed that the behavior factor of this system in limit form for high construction is 8 and for short and middle construction is about 9.

ARTICLE INFO

Received: 08/10/2017

Revised: 29/01/2018

Accepted: 22/02/2018

Keywords:

Steel plate shear wall,
Incremental Dynamic
Analysis,
Response modification
factor,
Record,
Opensees.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.100459.1346

*Corresponding author: Madjid Gholhaki
Email address: Mgholhaki@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

دیواربرشی فولادی نوعی سیستم مقاوم جانبی است که در چهار دهه‌ی اخیر مورد توجه قرار گرفته است. از مزایای این سیستم می‌توان به سختی، مقاومت و جذب انرژی بالا اشاره کرد. از نقطه نظر اجرایی دیوار برشی فولادی بسیار ساده بوده و هیچ گونه پیچیدگی در آن موجود نیست. از آنجا که تأمین شکل پذیری و سختی مناسب، هدف اصلی طراحی این دیوارها به شمار می‌آید، پذیرش آن به عنوان سیستمی جدید نیازمند تحلیل و بررسی دقیق است.

برای بررسی رفتار دقیق سازه‌ها تحت نیروی زلزله، انجام تحلیل‌های غیرخطی ضروری است. رفتار سازه‌ها بعد از محدوده‌ی ارتجاعی معمولاً به صورت کلاسیک توسط روش‌های تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیرخطی بررسی می‌گردد و رفتار واقعی سازه با پذیرش برخی فرضیات، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه دیوار برشی فولادی در قاب‌هایی با اتصالات مفصلی شده بکار برده می‌شود، دیوار بخش سیستم در جذب انرژی زلزله خواهند بود. لذا ضریب مقاومت، شکل‌پذیری و همچنین ضریب رفتار این سیستم از اهمیت خاصی برخوردار است. بر این اساس در این مقاله از تحلیل دینامیکی افزاینده برای تعیین ضریب رفتار این سیستم استفاده شده است.

۲- دیوار برشی فولادی^۱

به طور کلی سیستم دیوار برشی فولادی متشکل از ورق‌های فولادی است که توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده و همانند یک تیر طره‌ای قائم عمل می‌کند. در مقایسه دیوار برشی فولادی با تیروورق، ستون‌ها همانند بال تیروورق، ورق‌ها همانند جان تیروورق و تیرهای طبقات حکم سخت کننده‌های تیروورق را دارا می‌باشند [۱].

در صورت استفاده از المان صفحه‌ای برای مدلسازی ورق‌ها در این سیستم، تحلیل این سیستم زمان بر بوده لذا در مدلسازی‌ها از مدل نواری استفاده شده که طی آن، ورق فولادی توسط اعضاء خربایی صرفاً کششی تا حد تسلیم عضو مدلسازی می‌شوند (شکل ۱). این سیستم با ورق نازک، در مقابل نیروهای جانبی وارد بر سازه با استفاده از رفتار پس‌کمانشی خود به خوبی مقاومت نموده، به گونه‌ای که ابتدا کمانش حدی الاستیک در ورق اتفاق افتاده و سپس میدان کشش قطری در آن تشکیل شده و در نهایت با تسلیم ورق فولادی در بارهای دوره‌ای انرژی قابل توجهی را جذب می‌نماید [۱].

الزامات طراحی دیوار برشی فولادی برای اولین بار در آیین‌نامه AISC-341 ویرایش سال ۲۰۰۵ بیان شده است که در ویرایش سال ۲۰۱۰ آن نیز مواردی اصلاح و تکمیل گردید. علاوه بر آن موارد مربوط به بارگذاری این سیستم در آیین‌نامه ASCE 07-10 مطرح گردیده است. با وجود این آیین‌نامه هنوز مباحث ناتمام فراوانی وجود دارد که نیاز به تحقیق و بررسی خواهند داشت [۲ و ۳].

در سه دهه گذشته دانشگاه آلبرتا اقدام به انتشار دو تحقیق مهم نموده که زیر بنای آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی دیوار برشی فولادی می‌باشد. توربورن تحقیقی بر مبنای مقاومت پس‌کمانشی ورق جان و همچنین پیشرفت روش نواری انجام داد و مدتی کمی پس از آن تیملر و کلاک گزارشی در رابطه با مدلسازی مقیاس کامل یک نمونه یک طبقه دیوار برشی فولادی را منتشر کردند [۴ و ۵].

علاوه بر آن مطالعات مختلفی بر روی دیوار برشی فولادی انجام شده است که آنها به بررسی پاسخ دینامیکی دیوارهای برشی فولادی، اثرات بازشوها، اثرات اتصالات، ضریب رفتار و رفتار دیوار برشی با فولاد نرم انجام گرفته است.

در سال ۲۰۰۹ کو و برونو روش طراحی پیشنهاد دادند که در آن تاثیر ورق جان و المان‌های مرزی به طور همزمان در نظر گرفته شده است [۶].

^۱Steel Plate Shear Wall

۳- روش تحلیل دینامیکی افزایشی^۲

۳-۱- کلیات

یکی از مهم‌ترین عدم قطعیت‌های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، طبیعت ذاتی زلزله است که از نوع عدم قطعیت‌های تصادفی بوده و برای کمی نمودن این عدم قطعیت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه توسط آنالیزهای دینامیکی متعدد توسط رکوردهای متفاوت زلزله است. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن این اثر از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است.

در این روش که به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله در بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها ابداع شده است [۷]، برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله‌ها، تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار گرفته سپس هر رکورد زلزله به نحوی مقیاس می‌شود تا گستره مناسبی از شدت‌های لرزه‌ای و نیز رفتار سازه، از حد الاستیک تا خرابی را پوشش دهد.

برای انجام این تحلیل، در ابتدا پارامتر شدت لرزه‌ای از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه‌ای تحت تحلیل دینامیکی تا سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می‌گردد و هر بار این ضریب مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه با این رکورد، تحت آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد. در پایان هر یک از مراحل آنالیز، مقدار شدت خرابی متناظر با سطحی از شدت لرزه‌ای که آنالیز در آن صورت گرفته است ثبت گردیده و در نهایت تحت هر رکورد مقیاس شده یک منحنی پاسخ به دست آمده که از آن به عنوان دسته منحنی IDA نام برده می‌شود.

از جمله نواقص موجود در روش‌های دینامیکی، عدم ارائه تصویری پیوسته از رفتار سازه تحت اثر زمین‌لرزه برای بررسی از حالت الاستیک تا نقطه تسلیم و در نهایت شکست و ناپایداری سازه می‌باشد. با توجه به پیشرفت‌های اخیر مبنی بر حرکت از روش تحلیل استاتیکی خطی به سوی تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشی (Pushover) روش جدیدی طبق تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بوجود آمد که در آن از بارگذاری‌های مربوط به زمین‌لرزه‌های مقیاس شده استفاده شده بود. اصول این روش که تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی یا IDA نامیده شده، برای اولین بار توسط برترو و همکاران [۸] بیان گردید و به وسیله پژوهشگران دیگری نظیر کورنل و شومه [۹] و همچنین کورنل و وامواتسیکوس [۱۰] و بسیاری از محققان برجسته‌ی دیگر مورد بررسی قرار گرفت.

مفید و همکاران [۱۱] روشی را برای تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال ارائه کردند که ترکیبی از دو روش IDA و MPA بود بطوری که به جای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی در روش IDA از روش MIDA (Modal Incremental Dynamic Analysis) استفاده می‌گردید و بدین ترتیب در آن از مزایای موجود در هر دو روش نظیر استفاده از سیستم یک درجه آزادی معادل و نیز کاربرد رکوردهای مقیاس شده زمین‌لرزه در سطوح مختلف، استفاده شده بود. با استفاده از روش MIDA می‌توان منحنی‌های تقریبی ساده مربوط به رفتار لرزه‌ای واقعی خطی و غیرخطی سازه را به دلیل استفاده از سطوح مختلف مقیاس شده زلزله به راحتی استخراج نمود. اگر منحنی‌های بدست آمده از تحلیل IDA را بتوان به عنوان نماینده‌ای از رفتار سازه در نظر گرفت، با بررسی مقادیر DM در قسمت انتهایی منحنی می‌توان مکانیزم شکست و فروریزی سازه را بدست آورد. قسمت صاف و هموار انتهای منحنی هنگامی اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش DM بسیار سریع و برعکس نرخ تغییرات IM بسیار کند گردد. به عبارت دیگر، تحت تغییرات اندک نیرو، جابجایی‌های بزرگ در سازه رخ دهد، که این رویداد خطری برای ناپایداری دینامیکی سازه می‌باشد [۱۰].

²Incremental Dynamic Analysis

لی و فوج [۱۲]، یون و همکاران [۱۳] به ارزیابی ظرفیت خرابی قاب‌های خمشی فولادی چند طبقه پرداختند، در حالی که لیو و همکاران [۱۴]، تاگاوا و همکاران [۱۵] چندین مدل سه بعدی از سازه را تحت تحلیل دینامیکی فزاینده مورد ارزیابی قرار دادند. پینهو و همکاران [۱۶] تعداد ۱۲ پل را تحت تحلیل دقیق پوش اور قرار دادند. گولت و همکاران [۱۷] بطور تقریبی بر روی سازه‌ی قاب بتنی مسلح، تحلیل دینامیکی فزاینده انجام دادند.

در سال ۲۰۱۲ تعیین ضریب رفتار قاب مجهز به میراگر اصطکاکی پال به روش تجربی، که در آن برای یک قاب فولادی یک طبقه به ابعاد 80×190 سانتی متر مجهز به میراگر اصطکاکی پال و به روش یانگ انجام شده است، بررسی شد [۱۸]. همچنین در همان سال پژوهشگران دیگری در رابطه با ضریب رفتار سازه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی سیلندری به بررسی پرداخته اند [۱۹]. در سال‌های ۲۰۱۲ و ۲۰۱۳ در پژوهش‌های دیگری به بررسی ضرایب رفتار در سیستم‌های قاب خمشی فولادی ویژه به همراه میراگر هیستریزیس و بادبندهای کمانش ناپذیر پرداخته شده است، که در آن ضریب رفتار قاب خمشی فلزی بدون میراگر، $5/95$ اشاره شده است [۲۰ و ۲۱]. در سال ۲۰۱۴ پژوهشگران به بررسی تأثیر میراگر اصطکاکی در رفتار لرزه ای مخازن پرداخته‌اند [۲۲].

۳-۲- معیار شدت لرزه ای^۳

جهت استفاده از تحلیل IDA، انتخاب پارامترهای مناسب شدت لرزه‌ای و شدت خرابی بسیار مهم و تأثیرگذار است. شرط لازم برای انتخاب یک شدت لرزه‌ای مناسب، قابل مقیاس بودن آن است. همچنین انتخاب یک پارامتر شدت لرزه‌ای مناسب علاوه بر اینکه باعث پراکندگی کمتر و در نتیجه عمومیت بیشتر پاسخ ایجاد شده در سازه تحت اثر رکوردهای گوناگون زلزله می‌گردد، می‌بایست در بردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد. در این مطالعه جهت وارد کردن زمان تناوب اصلی سازه به حیطه مقیاس کردن رکوردها و نیز لحاظ کردن پارامترهای مدت زمان لرزش و میرایی، از شتاب طیفی مود اول سازه به عنوان معیار شدت لرزه‌ای استفاده شده است.

۳-۳- معیار خرابی^۴

دوران گرهی در یک سازه، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المان‌ها می‌تواند به عنوان معیار خرابی یک سازه استفاده گردد. در این مطالعه به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای و از آنجاکه این مطالعه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران است [۲۳]. لذا مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد از پارامتر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، استفاده شده است.

۳-۴- انتخاب شتابنگاشت‌ها

انتخاب رکورد زلزله باید به گونه‌ای صورت گیرد که نتایج تحلیل‌ها شامل همه حالات رفتاری سازه در محدوده‌های الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل باشد. اگر رکورد زلزله خیلی قوی باشد سازه دچار شکست ترد می‌شود و نمی‌توان رفتار آن را بررسی نمود. از طرفی اگر رکورد وارده بسیار ضعیف باشد، نمی‌تواند سازه را به مرحله غیرخطی یا خرابی کامل برساند. باید نوع خاک برای رکوردهای انتخاب شده یکسان باشد تا رکوردها از مشابهت خوبی با یکدیگر برخوردار باشند. هر چه تعداد رکوردهای مورد استفاده بیشتر باشد، نتایج تحلیل از اعتبار بیشتری برخوردار است اما از طرفی اضافه نمودن تعداد رکوردها سبب افزایش زمان تحلیل و حجم خروجی‌ها خواهد بود. بنابراین لازم است تا تعداد شتابنگاشت‌ها در حد معقولی باشد تا علاوه بر کاهش زمان تحلیل، نتایج نیز از مقبولیت بیشتری برخوردار گردد تحلیل کاهش یابد و هم نتایج از مقبولیت بیشتری برخوردار گردد. از این رو در این تحقیق از ۷ رکورد زلزله معروف که از لحاظ سرعت موجی مطابق با خاک نوع دو استاندارد ۲۸۰۰ است، مطابق جدول ۱ استفاده شده است.

³ Intensity Measure(IM)

⁴ Damage Measure(DM)

جدول ۱: مشخصات رکوردهای انتخاب شده برای تحلیل IDA

رکورد	ایستگاه ثبت	تاریخ وقوع	PGA(g)
Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	1992/04/25	0.195
Friuli	Tolmezzo	1976/06/05	0.267
Hector mine	Hector	1994/01/17	0.318
Imperial valley	Delta	1979/10/15	0.237
Kobe	Shin-Osaka	1995/01/16	0.058
Landers	Cool Water	1992/06/28	0.008
Northridge	Beverli hills	1994/01/17	0.616

۳-۵- حالت حدی خرابی

با توجه به اینکه هدف این مطالعه، یافتن پارامترهای لرزه‌ای مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران است، لذا از مفهوم تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح استفاده شده است که با فرض رفتار واقعی سازه به صورت غیرخطی به دست می‌آید. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی سازه است طبق روابط ۱ و ۲ می‌گردد [۳]:
برای ساختمان‌هایی با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه:

$$\Delta_M < 0.0025h \quad (1)$$

برای ساختمان‌هایی با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی ۰/۷ ثانیه:

$$\Delta_M < 0.02h \quad (2)$$

در این روابط h ، ارتفاع کل ساختمان و Δ_M ، تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با فرض رفتار غیرالاستیک سازه است.

۴- محاسبه ضریب رفتار

سه پارامتر ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب تنش مجاز در تعیین ضریب رفتار یک سازه نقش اساسی دارند

[۲۴].

۴-۱- ضریب اضافه مقاومت

محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی دارای محدودیت‌هایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی است، از طرف دیگر پدیده مقاومت افزون در هنگام بروز زلزله اهمیت می‌یابد و هر قاب تحت تأثیر زلزله‌های مختلف اضافه مقاومتی متفاوت از خود نشان می‌دهند. در نتیجه می‌توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی ضریب اضافه مقاومت را محاسبه نمود. در این روش که توسط موافای و الناشای [۲۵] ابداع شده است برای به دست آوردن ماکزیمم برش پایه از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده می‌شود و نسبت برش پایه نهایی، $V_{b(Dyn,u)}$ ، به برش پایه معادل اولین جاری‌شدگی، $V_{b(Dyn,y)}$ ، به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد؛ اما این روش با توجه به نتایج به دست آمده در تحقیقات معصومی [۵] به صورت رابطه‌ی ۳ اصلاح شده است:

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (3)$$

که در آن ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی که منجر به تشکیل مکانیسم (ناپایداری) در سازه شده به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است. علت استفاده از $V_{b(St,u)}$ است که هنگام افزایش تدریجی شتاب طیفی ممکن است در سازه تنها یک مفصل پلاستیک ایجاد شود و با افزایش بیشتر شتاب طیفی مود اول، اگر مفصل دوم در آستانه تشکیل قرار گیرد باز هم تنها یک مفصل پلاستیک در کل سازه وجود خواهد داشت و نقطه‌ای از منحنی رفتار سازه که اولین جاری‌شدگی در آن رخ می‌دهد قابل تمیز دادن نخواهد بود؛ بنابراین از برش پایه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی به‌عنوان برش پایه نقطه تسلیم استفاده می‌گردد. [۲۵ و ۲۶]

۴-۲- ضریب شکل پذیری

در روش تحلیل دینامیکی فزاینده ضریب شکل‌پذیری R_{μ} ، به طور مستقیم و با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی و نیز یک آنالیز دینامیکی خطی مطابق رابطه ۴ به دست می‌آید.

$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,el)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (۴)$$

برای به دست آوردن $V_{b(Dyn,u)}$ ، شتاب طیفی (معیار شدت لرزه‌ای استفاده‌شده رکورد زلزله استفاده شده تا مرحله‌ای که در سازه مکانیسم (ناپایداری) به وجود آمده و یا به حد خرابی موردنظر در سازه برسد، افزایش داده می‌شود. شتاب طیفی که منجر به تشکیل مکانیسم و یا رسیدن به حد خرابی موردنظر شده است به‌عنوان حد نهایی پذیرفته شده و برش پایه معادل آن به دست می‌آید. همچنین با آنالیز دینامیکی سازه با فرض رفتار الاستیک آن تحت همین شتاب طیفی، ماکزیمم برش پایه خطی $V_{b(Dyn,el)}$ ، محاسبه می‌گردد.

۴-۳- ضریب تنش مجاز

ضریب تنش مجاز، ضریبی است که با توجه به نحوه برخورد آیین‌نامه‌ها با روش طراحی تنش‌های مجاز تعیین می‌گردد. این ضریب را به‌طور تقریبی می‌توان برابر نسبت لنگر پلاستیک عضو، M_p ، به لنگر الاستیک آن، M_w ، تحت بارهای لرزه‌ای به‌صورت زیر در نظر گرفت:

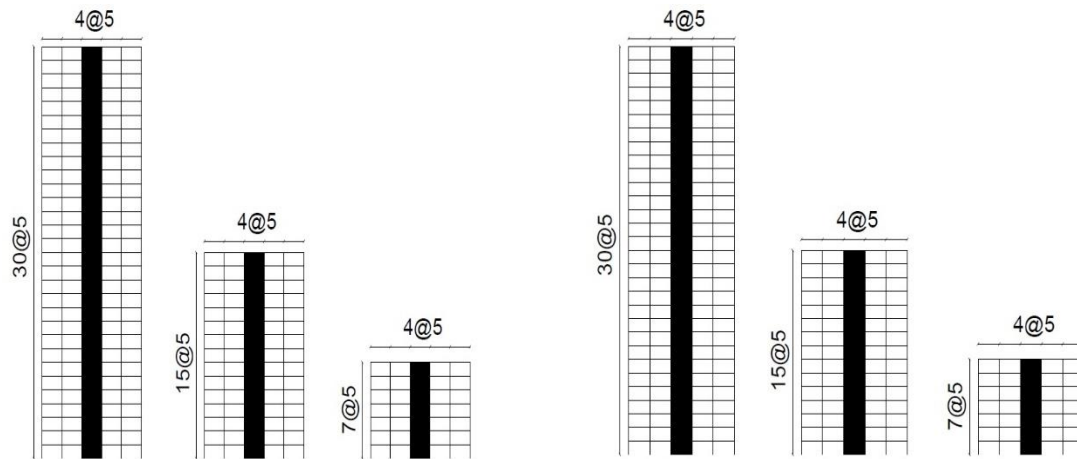
$$Y = \frac{M_p}{M_w} = \frac{Z \times f_y}{S \times (1.33 \times 0.6 f_y)} = 1.253 \left(\frac{Z}{S} \right) \quad (۵)$$

در این رابطه Z و S به ترتیب اساس مقطع پلاستیک و الاستیک عضو بوده و F_y تنش تسلیم فولاد است. نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل نیز گفته می‌شود برای نیمرخ‌های بال‌پهن در حدود $1/15$ بوده و از این‌رو مقدار Y ، برابر $1/44$ حاصل می‌گردد که برای محاسبه ضریب رفتار در روش طراحی تنش مجاز طبق توصیه آیین‌نامه UBC-97 نیز همین عدد در نظر گرفته می‌شود [۲۷].

۵- مدل‌های مورد بررسی

در این مطالعه سه دسته سازه مورد بررسی قرار گرفته است که شامل قاب‌های ۷، ۱۵ و ۳۰ طبقه دارای دیوار برشی فولادی است که به صورت دو بعدی و بر روی خاک تپ II طراحی و سپس مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفته‌اند. انتخاب سازه‌ها به لحاظ ارتفاع و تعداد طبقات به‌گونه‌ای صورت پذیرفته است که سازه ۷ طبقه معرف گروه سازه‌های کوتاه، سازه ۱۵ طبقه معرف گروه سازه‌های متوسط و سازه ۳۰ طبقه معرف گروه سازه‌های بلند مرتبه هستند. همچنین در هر سازه ارتفاع طبقات برابر ۳ متر در نظر گرفته شده که از لحاظ ارتفاع طبقات مشابه عموم سازه‌های ساختمانی در کشور است.

شکل هندسی نمونه قاب‌های دوبعدی در شکل های ۱ و ۲ نشان داده شده است. در این قاب‌ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۴ متر لحاظ شده است.



شکل ۱: مشخصات هندسی قاب ۷ دهانه

شکل ۲: مشخصات هندسی قاب ۵ دهانه

قاب‌های این سازه‌ها در دو حالت ۷ دهانه و ۵ دهانه مدل شده که دهانه میانی در سازه‌های ۵ دهانه و دهانه های ۲ و ۶ در سازه‌های ۷ دهانه در کل ارتفاع قاب دارای دیوار برشی فولادی است. همچنین سازه‌ها به صورت اتصال تیر با ستون گیردار در نظر گرفته شده است.

تمامی مدل‌های فوق با فرض احداث در تهران و روی خاک نوع دو مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و آیین‌نامه AISC 360-10 که بیشترین مطابقت را با آیین‌نامه ایران دارد به روش حدی نهایی و در نرم‌افزار Sap2000 تحلیل و طراحی شده اند. فولاد مصرفی از نوع ST-37 و بارهای مرده وزنده کلیه طبقات به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار سیستم دیوار برشی مطابق با آیین‌نامه ASCE 07-10 برای حالات حدی معادل ۸ در نظر گرفته شده است [۳].

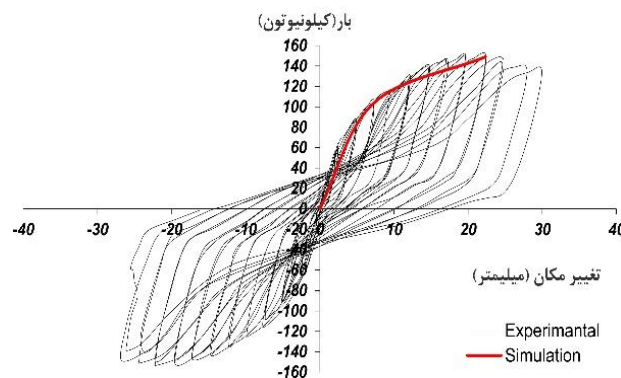
جدول ۲ مقاطع تیر و ستون و همچنین ضخامت ورق فولادی طراحی شده را به صورت نمونه در قاب ۷ طبقه ی ۷ دهانه نشان می دهد.

جدول ۲: مشخصات مقاطع قاب ۷ طبقه ۷ دهانه

طبقه	ضخامت ورق فولادی (mm)	عضو مرزی افقی	عضو مرزی قائم (ستون)	سایر تیرها	سایر ستونها
۷	1	IPE360	Box 250*250*20	IPE180	Box 250*250*20
۶	1.5	IPE400	Box 250*250*20	IPE180	Box 250*250*20
۵	1.5	IPE400	Box 250*250*20	IPE180	Box 250*250*20
۴	1.5	IPE400	Box 250*250*20	IPE180	Box 250*250*20
۳	2	IPE450	Box 250*250*20	IPE180	Box 250*250*20
۲	2	IPE450	Box 400*400*50	IPE180	Box 250*250*20
۱	2	IPE450	Box 400*400*50	IPE180	Box 250*250*20

۶- مدل سازی و صحت سنجی

مدل های دو بعدی طراحی شده، در نرم افزار Opensees مدل سازی شدند. برای تمامی مقاطع از المان Fiber استفاده شده است. این رشته الیاف با توجه به نوع رفتار مصالح تعریف شده قابلیت ایجاد پلاستیسیته گسترده را در المان فراهم می کند. به منظور صحت سنجی نرم افزار فوق یک مدل آزمایشگاهی سه طبقه مربوط به صبوری و قلپکی [۲۸] مورد استفاده قرار گرفت. بعد از انجام تحلیل در نرم افزار OpenSees منحنی بارافزون سازه رسم شده و با نمودار به دست آمده از داده ی آزمایشگاهی [۲۹] مقایسه شده است. نمودارها در قسمت خطی برهم منطبق بوده در قسمت غیرخطی اختلافات جزئی مشاهده می شود که ماهیت انجام آنالیز چرخه ای و در نظر گرفتن خطاهای جزئی در مدل سازی مانند اتصال کاملاً صلب و نیمه صلب، دلیل این اختلاف جزئی است.



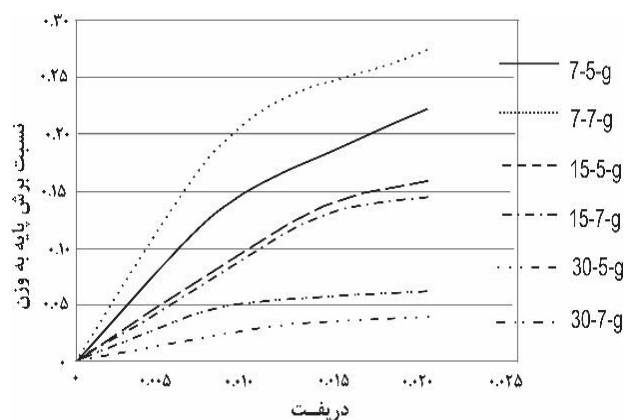
شکل ۳: منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دوخطی و سه خطی نمونه ی دارای اتصال گیردار

۷- نتایج تحلیل

تحلیل ها در دو بخش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده دنبال گردیده و بر اساس آن ضریب رفتار مدل ها محاسبه گردید.

۷-۱- تحلیل استاتیکی خطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی مقادیر برش پایه نظیر رخ دادن اولین تسلیم در مدل ها از نمودار بار افزون، استخراج گردید. شکل ۴ نمودار بار افزون این مدل ها را نشان می دهد.



شکل ۴: نمودارهای تحلیل بارافزون قابهای مورد مطالعه

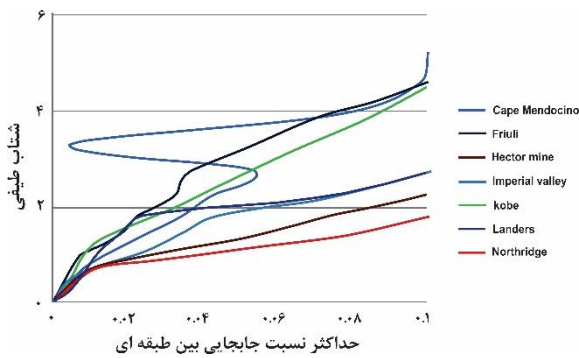
همچنین مقادیر برش پایه نظیر رخ دادن اولین تسلیم در سازه در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳: برش پایه نظیر وقوع اولین تسلیم در سازه

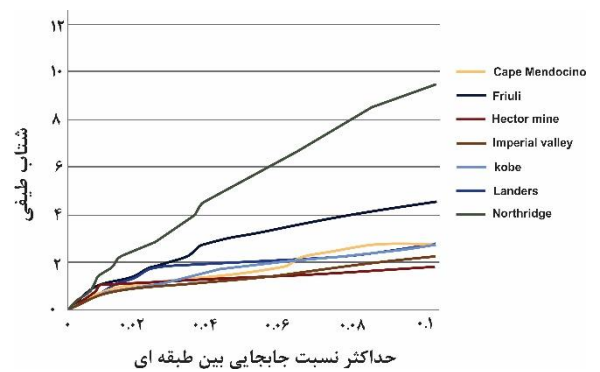
مدل ها	برش پایه (kN)
قاب ۷ طبقه‌ی ۵ دهانه	۱۸۷۵
قاب ۱۵ طبقه‌ی ۵ دهانه	۴۵۳۶
قاب ۳۰ طبقه‌ی ۵ دهانه	۲۱۶۹
قاب ۷ طبقه‌ی ۷ دهانه	۲۴۱۷
قاب ۱۵ طبقه‌ی ۷ دهانه	۶۵۳۷
قاب ۳۰ طبقه‌ی ۷ دهانه	۴۵۳۷

۲-۷- منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده

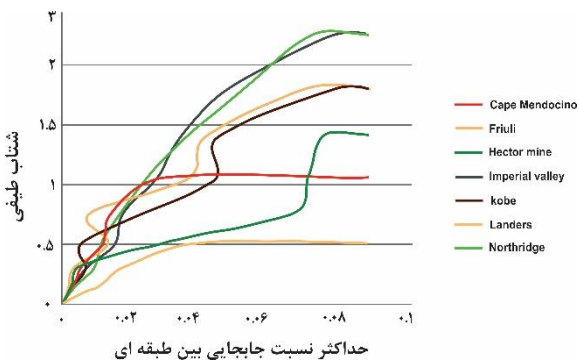
منحنی‌های IDA برای قاب های مورد مطالعه در شکل های ۵ تا ۱۰ نشان داده شده است. با کمی دقت در این منحنی‌ها می توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد الاستیک تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود.



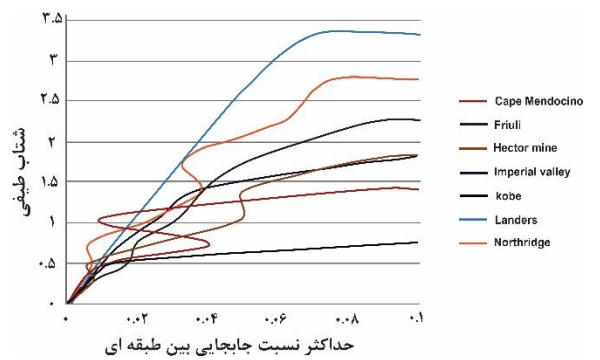
شکل ۶: دسته منحنی‌های قاب ۷ طبقه با ۷ دهانه



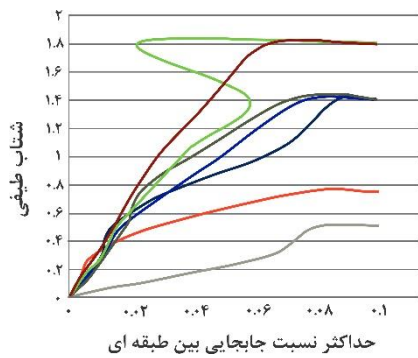
شکل ۵: دسته منحنی‌های قاب ۷ طبقه با ۵ دهانه



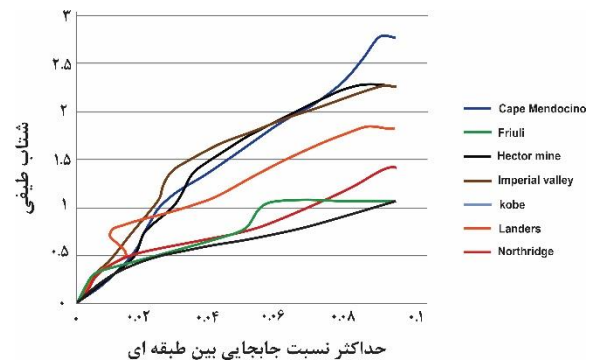
شکل ۸: دسته منحنی‌های قاب ۱۵ طبقه با ۷ دهانه



شکل ۷: دسته منحنی‌های قاب ۱۵ طبقه با ۵ دهانه



شکل ۱۰: دسته منحنی‌های قاب ۳۰ طبقه با ۷ دهانه



شکل ۹: دسته منحنی‌های قاب ۳۰ طبقه با ۵ دهانه

۸- محاسبه ضریب رفتار

مقدار ضریب رفتار هریک از قاب‌های مورد بررسی تحت هر یک از رکوردهای زلزله طبق روابط ۶ و ۷ محاسبه می‌گردد [۲۴]:

$$R_{LRFD} = R_{\mu} \times R_s \quad (6)$$

$$R_{ASD} = R_{\mu} \times R_s \times Y \quad (7)$$

رابطه‌ی ۶ ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش مقاومت نهایی و رابطه ۷ ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش تنش‌های مجاز را نشان می‌دهد. مقادیر ضریب رفتار برای قاب ۷ طبقه ۷ دهانه در جدول (۴) آورده شده است. با توجه به تعدد مدل‌ها از ارائه جدول‌های مشابه خودداری شده است. همچنین برای پارامترهای لرزه‌ای به‌دست‌آمده برای هر قاب تحت رکوردهای زلزله‌ی در نظر گرفته‌شده، مقادیر آماری میانگین، \bar{X} ، انحراف معیار σ و ضریب تغییرات، CV، نیز مطابق روابط ۸ و ۹ جهت بررسی پراکندگی نتایج ارائه گردیده است.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N}} \quad (8)$$

$$C.V. = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (9)$$

در یک نمونه آماری هر چه مقدار ضریب تغییرات کمتر باشد، پراکندگی داده‌ها نیز کمتر و دقت آن‌ها بیشتر بوده و از عمومیت بالاتری برخوردار هستند. همان‌طور که در جدول ۴ به عنوان نمونه‌ای از نتایج قاب‌ها ملاحظه می‌گردد، ضریب تغییرات برای ضرایب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار در قالب موارد کمتر از ۰/۴ است.

جدول ۴: مقادیر ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۷ طبقه ۷ دهانه با اتصال گیردار

RLRFD	RASD	R_{μ}	R_s	$V_{(Dy,e)b}$	$V_{(st,y)b}$	$V_{(Dy,u)b}$	رکورد
۹/۸۴۵۸	۱۴/۱۷۸	۲/۶۶۰۴	۳/۷۰۰۹	۲۳۷۹۷	۲۴۱۷	۸۹۴۵/۱	Cape Mendocino
۱۲/۷۱	۱۸/۳۰۳	۲/۹۱۹۴	۴/۳۵۳۸	۳۰۷۲۱	۲۴۱۷	۱۰۵۲۳	Friuli
۷/۳۵۹۴	۱۰/۵۹۸	۱/۸۳۰۲	۴/۰۲۱۱	۱۷۷۸۸	۲۴۱۷	۹۷۱۹	Hectormine
۱۱/۴۵	۱۶/۴۸۸	۱/۹۸۲	۵/۷۷۷۲	۲۷۶۷۵	۲۴۱۷	۱۳۹۶۴	Imperial Vllej
۶/۰۶۶۳	۸/۷۳۵۴	۱/۴۹۳۶	۴/۰۶۱۵	۱۴۶۶۲	۲۴۱۷	۹۸۱۶/۷	Kobe
۱۲/۱۷۳	۱۷/۵۲	۳/۱۹۸۹	۳/۸۰۵۶	۲۹۴۲۳	۲۴۱۷	۹۱۹۸	Landers
۷/۳۱۴۹	۱۰/۵۳۳	۱/۸۰۷۸	۴/۰۴۶۴	۱۷۶۸۰	۲۴۱۷	۹۷۸۰/۱	Northridge
۹/۵۶	۱۳/۷۶۶	۲/۲۷۰۳	۴/۲۵۲۴				Average
۲۴۶۴	۳/۵۴۸۲	۰/۶۰۱۲	۰/۶۵۱۵				σ
۰/۲۵۷۷	۰/۲۵۷۷	۰/۲۶۴۸	۰/۱۵۳۲				C.V.

پس از استخراج نتایج تمامی قاب‌ها (شبیه قاب ۷ طبقه‌ی ۷ دهانه) مقدار ضریب رفتار این قاب‌ها به صورت خلاصه در جدول ۵ آورده شده است.

جدول ۵: ضرایب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

R(LRFD)	R(ASD)	قاب‌ها
۱۰/۱۲	۱۴/۱۷	قاب ۷ طبقه ۵ دهانه
۹/۳	۱۲/۷۵	قاب ۱۵ طبقه ۵ دهانه
۸/۱	۱۱/۳۴	قاب ۳۰ طبقه ۵ دهانه
۹/۵۶	۱۳/۳۸	قاب ۷ طبقه ۷ دهانه
۸/۴۷	۱۱/۸۶	قاب ۱۵ طبقه ۷ دهانه
۷/۶۸	۱۰/۷۵	قاب ۳۰ طبقه ۷ دهانه

همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد طبقات، از مقدار ضریب رفتار مدل‌ها کاسته شده است. این روند کاهشی در زمان افزایش تعداد دهانه‌ها نیز مشاهده می‌شود که می‌تواند به تعدیل سختی قاب به دلیل افزایش تعداد دهانه‌های قاب خمشی مربوط باشد. همانطور که مشاهده می‌شود ضریب رفتار قاب ۵ دهانه از مقدار ۱۰/۱۲ در حالت ۷ طبقه به مقدار ۸/۱ در حالت ۳۰ طبقه و در قاب ۷ دهانه از ۹/۰۶ در قاب ۷ طبقه به ۷/۶۸ در قاب ۳۰ طبقه، ۲۰ درصد کاهش می‌یابد که تغییرات چشمگیری را نشان می‌دهد. لذا به نظر می‌رسد به جای ارائه‌ی یک ضریب رفتار برای تمامی قاب‌ها و دهانه‌ها، روابطی بر حسب تعداد دهانه و تعداد طبقه در این زمینه ارائه نمود. آیین‌نامه‌ی ASCE07-2010 مقدار ضریب رفتار برای این سیستم را عدد ۸ معرفی نموده که با توجه به نتایج، به نظر می‌رسد برای قاب‌های کوتاه و میان‌مرتبه، محافظه کارانه است. لذا در مجموع می‌توان ضریب رفتار ۸ را برای قاب‌های بلندمرتبه و ضریب رفتار حدود ۹ در حالت حدی را برابر قاب‌های میان‌مرتبه و کوتاه‌مرتبه در نظر گرفت، که البته تحقیقات بیشتر در این زمینه الزامی است.

۹- نتیجه گیری

با توجه به استفاده‌ی روزافزون از سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک، لزوم دستیابی به مبانی طراحی آن، از جمله ضریب رفتار آن بیش از پیش حس می‌شود. در این مقاله به محاسبه‌ی ضریب رفتار این سیستم توسط تحلیل دینامیکی فزاینده پرداخته شده است. بر این اساس تعداد ۶ قاب با تعداد طبقات ۷، ۱۵ و ۳۰ و دارای ۵ و ۷ دهانه که به ترتیب در آن‌ها یک و دو دهانه از دیواربرشی فولادی استفاده شده و اتصال تیر به ستون آن‌ها گیردار است تحت ۷ رکورد زلزله مورد تحلیل قرار گرفتند. نتایج نشان داد که ضریب رفتار این سیستم برای قاب‌های بلندمرتبه می‌تواند در حدود ۸ و برای قاب‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه در حدود ۹ در حالت حدی در نظر گرفته شود که البته مطالعات بیشتر در این خصوص الزامی است.

مراجع

- [1] Astaneh-Asl, A. (2001) Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls. AISC Web Page (www.aisc.org).
- [2] AISC. (2010). Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341#10. American Institute of Steel Construction.
- [3] ASCE. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI7#10 American Society of Civil Engineers.
- [4] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis of steel plate shear walls. Structural Engineering Report No. 107 Department of Civil Engineering University of Alberta.
- [5] Timler, P. A. Kulak, G. L. (1983). Experimental study of steel plate shear walls. Structural Engineering Report No. 114. Department of Civil Engineering University of Alberta.
- [6] Qu, B. & Bruneau, M. (2009). Design of steel plate shear walls considering boundary frame moment resisting action. Journal of Structural Engineering, 135(12), 1511-1521.
- [7] Vamvatsikos, D. Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514.
- [8] Bertero, V.V., and Bresler, B. (1977). "Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)," Proc. of 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.
- [9] Shome, N., and C.A. Cornell, (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures," Reliability of Marine Structures Report No. RMS-35, Dept. of Civil. and Environmental Engineering., Stanford University.
- [10] Vamvatsikos, D. and Cornell. C.A., (2002), "Incremental dynamic analysis," Earthquake Engineering. And Dynamic structures, 31(3), pp 491-512.
- [11] Mofid S, Zarfam P, Raesi Fard B. (2005). On the modal incremental dynamic analysis. The Structural Design of Tall and Special Buildings 14(4): 315-329. DOI:10.1002/tal.271.
- [12] Lee K, Foutch DA. (2002). Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. Earthquake Eng Struct Dynam, 31(3):653-70.
- [13] Yun SY, Hamburger RO, Cornell CA, Foutch DA. (2002). Seismic performance evaluation for steel moment frames. ASCE J Struct Eng, 128(4):534-45.
- [14] Liao KW, Wen YK, (2007), Foutch DA. Evaluation of 3D steel moment frames under earthquake excitations. I: Modeling. ASCE J Struct Eng; 133(3):462-70.
- [15] Tagawa H, MacRae G, Lowes L. (2008), Probabilistic evaluation of seismic performance of 3-story 3D one- and two way steel moment-frame structures. Earthquake Eng Struct Dynam; 37(5):681-96.
- [16] Pinho R, Casarotti C, Antoniou S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. Earthquake Eng Struct Dynam; 36(10):1347-62.
- [17] Goulet CA, Haselton CB, Mitrani-Reiser J, Beck JL, Deierlein GG, Porter KA. (2007). Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses. Earthquake Eng Struct Dynam; 36(13):1973-97.
- [18] Vaseghi Amiri J. and Azazy, A. (2012). Determine the response modification factor of frame and pall friction damper with experimental Test", First National Conference on Disaster Management, Earthquake and Vulnerability of Places, Lifeline.
- [19] Mirzaei Fard, H., Mirtaheri, M. and Rahmani, H. (2013). Determine the response modification factor of structures with cylindrical friction dampers", 9th International Congress on Civil Engineering.
- [20] Mahmoudi, M. and Abdi, M.G. (2012). Evaluating response modification factors of TADAS frames", Journal of Constructional Steel Research, 71, pp. 162-170.

- [21] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2013). Determination of the response modification factors of buckling restrained braced frames", *Proceeded Engineering*, 54, pp. 222-231.
- [22] Miri, M. and Kahkeshan, A. (2014). Seismic evaluation and studying the effect of friction damper", *International Journal of Engineering & Technology*, 3(2), pp. 137-154.
- [23] Regulations of Earthquake Resistant Design of Buildings, Standard No.2800, (2005). Building and Housing Research Center, third edition.
- [24] Uang C.M, (1991). "Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision", *Journal of Structure Engineering*, Vol.117, No.10.
- [25] Mwafy A.M & Elnashai A.S, (2002). "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.6, P.239-273.
- [26] Masumi, Ali, (2003). "Coefficient of reinforced concrete frames with an emphasis on increasing resistance and the degree of uncertainty", thesis PhD of Structural Engineering, Faculty of Engineering, Tarbiat Modarres University.
- [27] Uniform Building code, (1997). "International Conference of Building Officials", Whittier, California.
- [28] Sabouri, S. Gholhaki, M. (1998). "Experimental investigation of two three-story ductile steel shear walls", *Journal - University of Technology Issue V*. 68.
- [29] OpenSees Command Language, (2010). "Open System for Earthquake Engineering Simulation" june1, <http://opensees>