



تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی دروازه‌ای با استفاده از

روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

ساسان عزت شعار^۱، نادر فنائی^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

مهاربندهای دروازه‌ای نوعی از مهاربندهای همگرا می‌باشند که مشابه مهاربندهای شورون (۸ شکل) می‌باشند، با این تفاوت که به جهت تأمین فضای بازشوها، اعضای آن مستقیم نبوده و در نقطه‌ای با شیب‌های مختلف به هم متصل و در انتهای دیگر، به محل اتصال تیر به ستون وصل می‌شوند. در این مقاله، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار این سیستم مهاربندی مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور قابهایی با سیستم مهاربندی دروازه‌ای با تعداد طبقات مختلف، روی خاک نوع II در نظر گرفته شده اند و آنالیز استاتیکی غیر خطی، آنالیز دینامیکی خطی و آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی روی این قابها با استفاده از نرم افزار Opensees انجام شده است. به منظور لحاظ کردن عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله و نیز جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، تعداد ۱۰ رکورد از زلزله‌های شدیدی که تاکنون رخ داده است، شامل رکوردهای زلزله بم و طبس، انتخاب شده است. در نهایت مقادیر ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه‌ای محاسبه گردیده و مقدار ضریب رفتار به ترتیب برابر ۵ و ۳/۵ برای روش طراحی تنش مجاز و حالت حدی نهایی پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی

مهاربندی دروازه‌ای، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری، تحلیل دینامیکی افزایشی

Determination of response modification factor, R, for gate bracing system using Incremental Dynamic Analysis method (IDA)

S. Ezzatshoar¹, N. Fanaie²

ABSTRACT

Gate bracing system is a form of concentric bracing systems which is similar to chevron (inverted V) bracing. To provide enough space for openings, the members are not direct and joined together with different slope in one point. Bracing is joined to connection joint of beam and column in its other end. In this paper, overstrength factor, ductility factor and response modification factor of steel frames with gate bracing are evaluated. To do it, buildings with different story numbers on soil type II are considered. Static push over analysis, linear dynamic analysis and nonlinear incremental dynamic analysis are performed using Opensees software. To consider the uncertainties associated with earthquakes and to perform Incremental dynamic analysis procedure, 10 records of sever earthquakes ever happened including records of Bam and Tabas earthquakes are selected. Finally ductility factor, overstrength factor and response modification factor for gate bracing system are calculated and values of 3.5 and 5 has been suggested for ultimate limit state and allowable stress design method.

Key words

Gate Bracing, Response Modification Factor, Overstrength Factor, Ductility Factor, Incremental Dynamic Analysis

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، s_ezzatshoar@sina.kntu.ac.ir

۲. استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، nader_fanaie@kntu.ac.ir

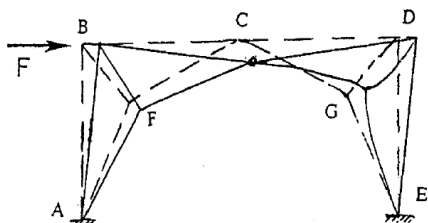


رفتار که بیانگر خصوصیات شکل پذیری سیستم می‌باشد، بسیار حائز اهمیت است.

به همین دلیل در این مطالعه با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis, IDA)، روی این نوع از سیستم مهاربندی، تحت بارهای دینامیکی زلزله، مقدار ضریب رفتار برای طراحی لرزه‌ای این قابها تعیین شده است.

۲- سیستم مهاربندی دروازه ای

مهاربند دروازه‌ای مشابه مهاربند شورون (شکل ۸) می‌باشد، با این تفاوت که جهت تأمین فضای بیشتر اضلاع ۸ به صورت شکسته در آمده و نقاط شکسته توسط عضوی دیگر به گوشه اتصال تیر و ستون متصل می‌گردد. مهاربند دروازه ای به لحاظ تأمین فضای بازتر معماری بر مهاربندهای همگرا ارجحیت داشته ولی سختی، مقاومت و شکل پذیری کمتری نسبت به آن دارد [۲]. در شکل (۱) هندسه نمونه این گونه مهاربندی مشاهده می‌شود. موقعیت اتصال اعضای مهاربندی به یکدیگر (گره میانی)، فضای بازشوی قاب را تعیین می‌کند. هرچه گره میانی به سمت گوشه قاب حرکت کند از بازشویهای بزرگتری می‌توان استفاده کرد. در شکل (۲) با فرض تأمین پایداری کافی در جهت خارج از صفحه و ممتد بودن تیر در نقطه C، خرابی سازه که براساس کماتش میله های فشاری و تشکیل مفصل پلاستیک در نقطه C استوار است، مشاهده می‌شود [۳]. این امکان نیز وجود دارد که تحت اثر نیروهای جانبی مهارهای فشاری دچار کماتش خارج از صفحه شده و گره متصل کننده این مهارها به یکدیگر (گره میانی)، از صفحه قاب بیرون رود.

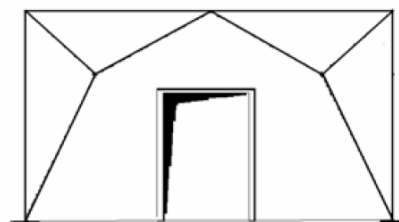


شکل (۲): تغییر شکل غیرخطی در بادبند دروازه ای

امروزه یکی از متداولترین روشهای مقاوم سازی ساختمان در مقابل بارهای جانبی زلزله، استفاده از سیستمهای مهاربندی همگرا یا واگرا می‌باشد. شکل‌های متداول مهاربندهای همگرا مشکلاتی را از لحاظ تأمین فضای بازشوها در ساختمان بوجود می‌آورند. در سالهای اخیر معماران برای تأمین فضای کافی معماری برای بازشوها در ساختمان، دست به استفاده و اجرای نوعی از مهاربندها موسوم به مهاربندهای دروازه‌ای زده اند.

از آنجا که تأمین مقاومت، شکل پذیری و سختی مناسب، اهداف اصلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌آیند، پذیرش هرگونه سیستم سازه‌ای جدید توسط آیین نامه، پس از انجام آزمایشات مختلف و تحلیل دقیق توسط متخصصین، صورت می‌گیرد. در کشور ما بدون وجود آزمایشات و تحلیل‌های لرزه‌ای دقیق استفاده از این نوع مهاربندی رواج عمده‌ای یافته است [۱].

برای بررسی رفتار دقیق سازه‌ها تحت نیروی زلزله، انجام تحلیل‌های غیرخطی ضروری می‌باشد. رفتار سازه‌ها بعد از محدوده ارتجاعی معمولاً به صورت کلاسیک توسط روشهای تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیر خطی بررسی می‌گردد و رفتار واقعی سازه با پذیرش برخی فرضیات، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از آنجا که اغلب سیستمهای مهاربندی در قابهایی با اتصالات مفصلی بکار می‌روند، مهاربندها بخش اصلی ساختمان جهت جذب انرژی زلزله و تأمین پایداری خواهند بود. از طرفی چون عامل اصلی جذب انرژی زلزله، شکل پذیری می‌باشد، محاسبه ضریب



شکل (۱): قاب با مهاربند دروازه ای

مطالعات تجربی صورت گرفته در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن [۴]، نیز نشان داده است که این نوع از مهاربندی به شدت مستعد کماتش خارج از صفحه اعضای فشاری می باشد که با طراحی مناسب مقاطع به نحوی که شعاع ژیراسیون در کماتش خارج از صفحه بیشتر از مقدار نظیر آن برای کماتش داخل صفحه باشد، می توان از کماتش خارج صفحه قاب جلوگیری نمود و نیز قرارگیری نقطه همگرایی در فاصله $0/25$ قطر چشمه مهاربندی از گوشه قاب، تأمین کننده بهترین شرایط از لحاظ سختی و مقاومت جانبی سیستم می باشد.

در قابهای با مهاربندی دروازه ای نیز مانند اغلب قابهای مهاربندی شده، اتصال اعضای قاب و اتصال اعضای مهاری به گوشه های قاب، مفصلی فرض می گردد. اتصال اعضای مهاری به یکدیگر را نیز می توان از نظر چرخش اعضاء در داخل صفحه قاب مفصلی فرض کرد، ولی مفصلی بودن آن برای حرکت عمود بر صفحه قاب باعث ناپایداری هندسی قاب خواهد شد، لذا حداقل در محل تقاطع سه عضو مهاری لازم است تا اتصال دارای صلبیت خمشی کافی برای تغییر شکل خارج از صفحه باشد. با در نظر گرفتن چنین شرایطی، این اعضاء در جهت عمود بر صفحه دیگر اعضای محوری نبوده بلکه به صورت یک تیر - ستون رفتار خواهند کرد [۱].

سیستم فوق به علت ضعف بسیار زیاد در اجرای اتصالات به ویژه کاهش صلبیت اتصال در گره میانی بدلیل استفاده از ورق های اتصال با ابعاد ضخامت ناکافی، دارای توانایی کمی است و گاهاً با تغییر شکلهای خارج از صفحه ناپایدار می گردد. با اجرای صحیح اتصال در گره میانی بصورتیکه ابعاد، ضخامت و طول جوش در این اتصال، تأمین کننده صلبیت لازم باشد و نیز تعیین صحیح ضریب طول موثر المانهای مهاربند در فشار برای کماتش خارج صفحه، می توان از این سیستم در طراحی ها، بهتر بهره جست [۵].

۳- روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

۳-۱- کلیات

یکی از مهمترین عدم قطعیت های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها، طبیعت ذاتی زلزله می باشد که از نوع عدم قطعیت های تصادفی بوده و برای کمی نمودن این عدم قطعیت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد توسط رکوردهای متفاوت زلزله می باشد. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن اثر این نوع از عدم قطعیت ها از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA استفاده شده است.

در این روش که به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله در بررسی پاسخ لرزه ای سازه ها ابداع شده است [۶]، برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله ها، تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار می گیرد، سپس هر رکورد زلزله به نحوی مقیاس می شود تا گستره مناسبی از شدتهای لرزه ای و نیز رفتار سازه، از حد الاستیک تا خرابی را پوشش دهد.

برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر شدت لرزه ای (به عنوان مثال PGA یا $S_a(T_1)$)، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه ای تحت تحلیل دینامیکی تا سطح مشخصی از شدت لرزه ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می گردد و هر بار این ضریب مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی می گردد. در پایان هر یک از مراحل آنالیز، مقدار شدت خرابی متناظر با سطحی از شدت لرزه ای که آنالیز در آن صورت گرفته است ثبت می گردد و در نهایت تحت هر رکورد مقیاس شده یک منحنی پاسخ در برابر شدت که از آن به منحنی IDA یاد می کنند، بدست می آید (شکل ۳).

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. [۶] 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 $S_a(T_1)$ به عنوان معیار شدت لرزه‌ای استفاده شده است.

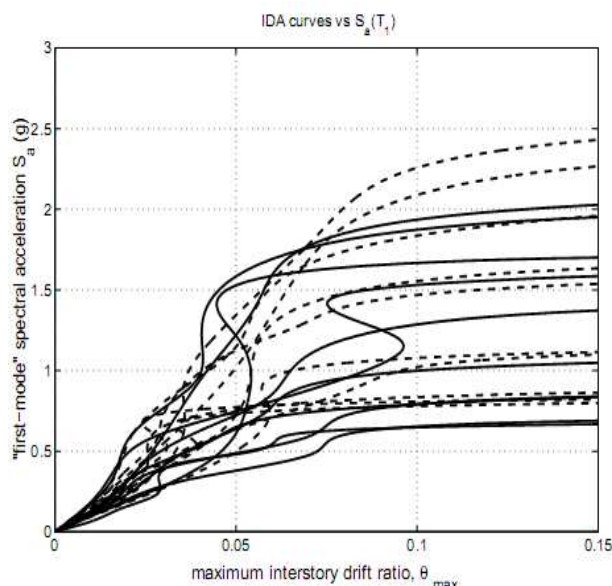
۳-۳- معیار شدت خرابی (Damage Measure, DM)

درمان گرهی در یک سازه، تغییر مکان نسبی بین طبقه ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المانها می‌توانند به عنوان معیار خرابی یک سازه استفاده گردد. در این مطالعه به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای و از آنجا که این مطالعه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد [۷]، مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد از پارامتر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای، θ_{max} ، به عنوان معیار شدت خرابی استفاده شده است.

۳-۴- انتخاب و نحوه مقیاس نمودن شتابنگاشتها

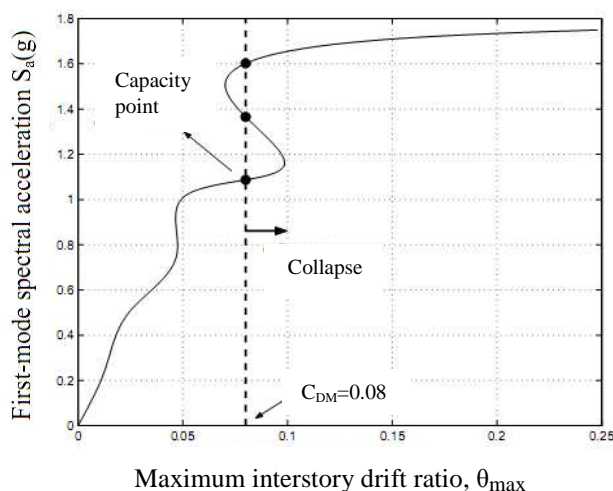
برای انجام تحلیل IDA، رکوردهای زلزله‌ای که از لحاظ پارامترهای لرزه‌ای مشابهت خوبی با سایت محل قرارگیری سازه داشته باشند می‌بایست انتخاب گردد. با توجه به این موضوع ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا که شامل دو زلزله مهم ایران، «بم» و «طبس» نیز می‌باشد و از لحاظ سرعت موج برشی در خاک، مطابق با خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، مطابق جدول (۱)، انتخاب شده اند.

جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای می‌بایست از یک الگوریتم مناسب استفاده نمود تا علاوه بر بهینه شدن تعداد دفعات مقیاس نمودن هر رکورد برای انجام آنالیز، ترسیم منحنی‌های IDA از دقت و سرعت کافی نیز برخوردار باشد. بدین منظور در این مطالعه از الگوریتم Hunt & Fill استفاده شده است [۶].



شکل (۳): دسته منحنی IDA [۶].

این عمل برای همه رکوردهای مورد نظر صورت گرفته و در انتها با مشخص نمودن حالت حدی خرابی مورد نظر و خلاصه سازی و تفسیر مناسب این دسته منحنی‌ها می‌توان به بررسی عملکرد و رفتار سازه تحت شرایط مختلف مورد نظر، مطابق شکل (۴) پرداخت.



شکل (۴): تعیین نقطه ظرفیت سازه روی منحنی IDA

۳-۲- معیار شدت لرزه ای (Intensity Measure, IM)

جهت استفاده از آنالیز 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



جدول (۱) : مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب شده

برای تحلیل IDA

رکورد	ایستگاه ثبت	تاریخ وقوع	PGA(g)
Chi-Chi, Taiwan	CHY080	9/20/1999	0.902
Coyote Lake	Gilroy Array 3	8/6/1979	0.434
Kobe	KJMA	1/16/1995	0.821
Landers	Coolwater	6/28/1992	0.417
Loma Prieta	Corralitos	10/18/1989	0.644
Morgan Hill	Anderson Dam	4/24/1984	0.423
N. Palm Springs	N. Palm Springs	7/8/1986	0.694
Northridge	Santa Monica	1/17/1994	0.883
Bam	Bam	26/12/2003	0.767
Tabas	9101 Tabas	9/16/1978	0.05

در این روش در اولین گام جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار ۰/۰۰۵g) برای پارامتر شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی مود اول) که متضمن پاسخ خطی سازه باشد، انتخاب می‌گردد. سپس در مرحله Hunt، برای یافتن بازه‌ای از شتاب طیفی مود اول که در آن خرابی مورد نظر رخ داده است، با استفاده از تعداد حداقلی از نقاط، شدت لرزه‌ای مطابق رابطه (۱) به صورت تصاعدی در هر گام افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که مقدار $S_a(T_1)$ در هر گام برابر مقدار $S_a(T_1)$ در گام قبل به علاوه α برابر شماره گام باشد که مقدار ضریب α در این مطالعه برابر ۰/۰۵ لحاظ شده است.

(۱)

بعد از پشت سر نهادن حالت حدی خرابی مورد نظر مرحله Fill فرا می‌رسد. از آنجا که پارامتر شدت لرزه‌ای به صورت جهشی افزایش یافته است، در این مرحله با استفاده از افزایش نقاط انجام تحلیل در بازه وقوع خرابی، نقطه‌ای که با دقت کافی متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر باشد تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان با افزایش نقاط در بازه‌های دیگر شتاب طیفی مود اول، دقت منحنی IDA را افزایش داد.

۳-۵- تعیین حالت حدی خرابی

آیین نامه‌های مختلف از جمله FEMA و دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ایران، معیارهای

مختلفی را جهت تعیین خرابی در حالت‌های حدی مختلف پیشنهاد داده اند. به عنوان مثال FEMA350 برای قابهای خمشی ویژه، تغییر مکان جانبی نسبی برابر ۲٪ را معادل سطح عملکرد خدمت پذیری بی وقفه (IO) معرفی می‌کند [۸]. از آنجا که هدف این مطالعه، یافتن پارامترهای لرزه‌ای مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، نقاط عملکردی هر سازه با استفاده از مفاهیم این استاندارد تعیین شده اند. بدین معنی که از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است که با فرض رفتار واقعی سازه به صورت غیر خطی بدست می‌آید. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سازه می‌باشد به صورت زیر تعریف می‌گردد [۷].

$$T < 0.7 \quad \Delta_M = 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

$$T \geq 0.7 \quad \Delta_M = 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

T: زمان تناوب اصلی ساختمان بر حسب ثانیه

در این سطح عملکردی، ساختمان دچار خرابی های قابل توجهی می شود و سختی سازه به مقدار چشم گیری کاهش می یابد، ولی به هر حال حاشیه ایمنی قابل توجهی نیز برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد.

۴- محاسبه ضریب رفتار

۴-۱- مبانی محاسبه ضریب رفتار سازه ها

عموماً رفتار واقعی غیر خطی یک سازه با یک رابطه دو خطی مدل می‌گردد که در آن نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر V_e خواهد بود که این نیرو به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد که این موضوع در شکل (۵) نشان داده شده است.

۴-۲- محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز

دینامیکی افزایشی غیر خطی

در این روش که توسط موافای و الناشای [۱۰]، ابداع گردیده برای محاسبه برش پایه در سازه از تحلیل IDA استفاده شده و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اولین جاری شدن به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجه مرجع [۱۱] به صورت رابطه (۷) اصلاح می‌گردد:



(۷)

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد. علت استفاده از این است که هنگام افزایش تدریجی شتاب طیفی ممکن است در سازه تنها یک مفصل پلاستیک داشته باشیم، با افزایش بیشتر شتاب طیفی مود اول، اگر مفصل دوم در آستانه تشکیل قرار گیرد باز هم تنها یک مفصل پلاستیک در کل سازه خواهیم داشت و نقطه‌ای از منحنی رفتار سازه که اولین جاری شدن در آن رخ می‌دهد قابل تمیز دادن نخواهد بود. بنابراین از برش پایه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، حاصل از آنالیز استاتیکی غیر خطی به عنوان برش پایه نقطه تسلیم استفاده می‌گردد. یعنی انتهای ناحیه خطی در منحنی‌های رفتاری رانش و IDA را می‌توان یکسان در نظر گرفت [۱۰ و ۱۱].

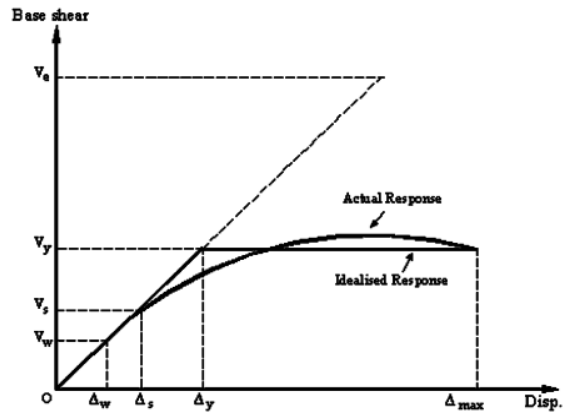
۴-۳- محاسبه ضریب شکل پذیری با استفاده از آنالیز

دینامیکی افزایشی غیر خطی

در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده و انجام آنالیز IDA، ماکزیمم برش پایه غیر خطی ، متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر بدست می‌آید. سپس با آنالیز الاستیک سازه تحت همین رکورد، ماکزیمم برش پایه خطی محاسبه شده و مطابق رابطه (۸) ضریب شکل پذیری محاسبه می‌گردد:



(۸)



شکل (۵): رفتار غیر خطی سازه

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری مطابق رابطه (۲) تعریف می‌گردد:



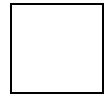
(۲)

نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه به برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه (وقوع اولین جاری شدن در المانهای سازه)، ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود و طبق رابطه (۳) تعریف می‌گردد [۹].



(۳)

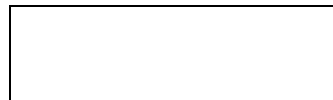
برای طراحی به روش تنش مجاز، آیین نامه‌های طراحی نیروی را به نیروی کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز طبق رابطه (۴) صورت می‌گیرد.



(۴)

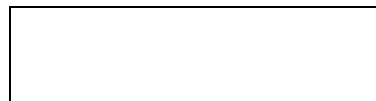
با توجه به توضیحات فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی بکار می‌رود مطابق روابط (۵) و (۶)، محاسبه می‌گردد:

برای روش مقاومت نهایی:



(۵)

برای روش تنش مجاز:



(۶)



۴-۴- ضریب تنش مجاز

این ضریب برای نیمرخ های بال په‌ن در حدود ۱/۵-۱/۴ می باشد که در این مطالعه ضریب تنش مجاز با توجه به توصیه آیین نامه UBC-97، ۱/۴۴ لحاظ گردیده است [۱۲].

۵- مدل‌های مورد بررسی

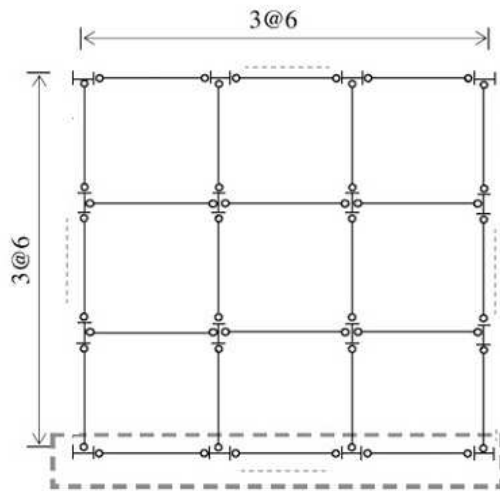
در این مطالعه سه سازه فولادی ۳، ۵ و ۷ طبقه با سیستم مهاربندی دروازه‌ای به صورت سازه های سه بعدی و با فرض احداث سازه در منطقه ای با خطر نسبی خیلی زیاد و روی خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش سال ۱۳۸۷ و به روش تنش های مجاز با استفاده از نرم افزار ETABS 9.5.2 تحلیل و طراحی شده اند. فولاد مصرفی از نوع St-37 و ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر و دهانه ها ۶ متر در نظر گرفته شده است، همچنین بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب 400 kg/m^2 و 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربندها به یکدیگر، در صفحه قاب به صورت مفصلی بوده و جهت لحاظ کردن اثرات کمانش خارج صفحه در طراحی که در این نوع از مهاربندی بسیار قابل اهمیت می باشد، ضریب طول مؤثر برای کمانش خارج صفحه برابر ۱/۶ در نظر گرفته شده است [۱۳]. بر این اساس ضریب لاغری عضو بزرگتر مهاربندها در جدول (۲) آورده شده است. همانطور که از مقادیر ضرایب لاغری مشاهده می شود، کمانش اعضای مهاربندی در محدوده کمانش غیر الاستیک می باشد.

جدول (۲): ضریب لاغری اعضای مهاربندی

مقطع مهاربند	2UNP 180	2UNP 160	2UNP 140	2UNP 120
λ_{\max}	63.97	68.96	74.97	81.05

پلان کلیه طبقات نیز در سازه های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل (۶) نشان داده شده است و محل قرارگیری مهاربند ها با نقطه چین مشخص شده است. همچنین پیکر بندی قابهای استخراج

شده از سازه سه بعدی نیز در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۶): پلان طبقات سازه های مورد مطالعه

برای تیرهای دهانه های مهاربندی شده جهت کنترل توزیع نامتعادل نیروهای محوری کششی و فشاری مهاربندها بر اثر زلزله، از تیر ورق استفاده شده است که مشخصات مقاطع تیر ورق ها در جدول (۳) آورده شده است.

جدول (۳): مشخصات مقاطع تیر ورق های استفاده شده

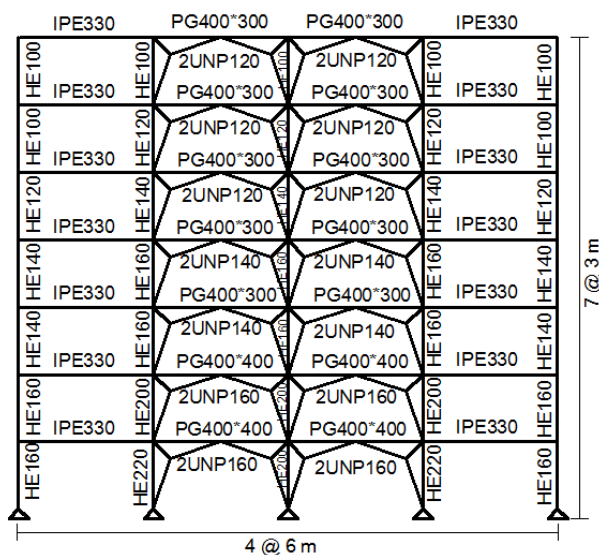
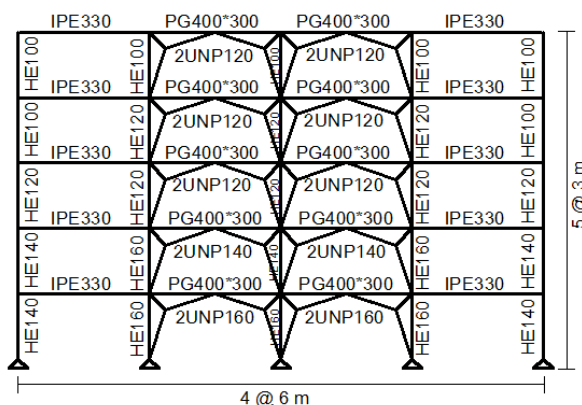
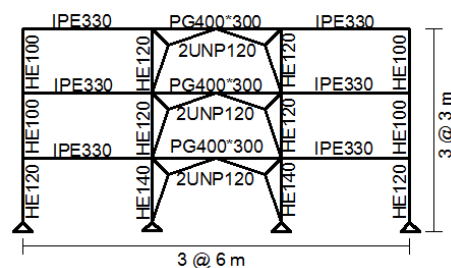
تیر ورق	ارتفاع جان (cm)	ضخامت جان (cm)	عرض بال (cm)	ضخامت بال (cm)
PG400*300	40	0.8	30	1.8
PG400*400	40	1	40	2

۶- مدلسازی در نرم افزار Opensees

جهت مدلسازی و انجام تحلیلهای غیر خطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی در این مطالعه از نرم افزار Opensees 2.2.1 استفاده شده است [۱۴]. این نرم افزار که از محصولات دانشگاه برکلی کالیفرنیا است، یکی از قویترین نرم افزارهای موجود برای انجام تحلیل های غیر خطی و دینامیکی با استفاده از المانهای الیافی می باشد.

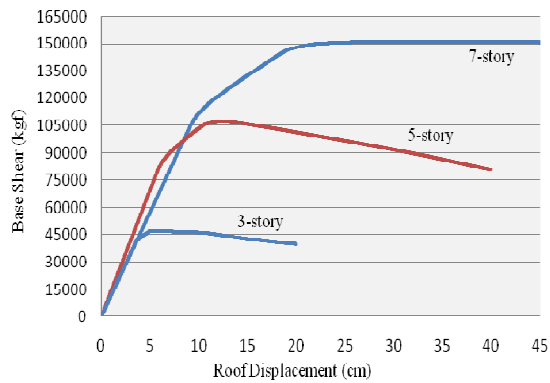
همچنین جهت مدلسازی مصالح فولادی از مدل رفتاری Uniaxial Material Hysteric که قابلیت مدلسازی رفتار فولاد به صورت سه خطی در کشش و فشار را دارد، استفاده شده است به طوریکه می توان نقاط تسلیم، گسیختگی و کماتش را برای هر المان با این منحنی رفتاری به برنامه معرفی نمود. باید توجه نمود که جهت لحاظ نمودن مدخرابی کماتش خارج صفحه، بار کماتشی معرفی شده در مدلسازی المانهای مهاربند و مصالح فولادی اختصاص یافته به آنها، با استفاده از ضریب طول موثر کماتش خارج صفحه محاسبه گردیده است. همچنین شیب ناحیه سخت شوندگی فولاد نیز در کشش ۲٪ شیب ناحیه الاستیک لحاظ شده است همچنین لازم به ذکر است که در مدلسازی رفتار فولاد از تنش تسلیم واقعی فولاد $(F_{ye}=1/15F_y)$ ، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است. برای مدلسازی اتصالات مفصلی اعضای قاب و پای ستونها نیز از المان با طول صفر (Zero-Length Element) در محل اتصال تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون استفاده شده است و گره‌ها در محل اتصال مفصلی فقط در درجات آزادی انتقالی مقید شده اند.

همچنین جرم طبقات در گره‌ها به صورت متمرکز و کف طبقات نیز صلب در نظر گرفته شده است. جهت اطمینان از حصول رفتار مطابق واقعیت اعضای سازه ای مدل شده، سه عضو مهاربند با مقطع یکسان دابل ناودانی ۱۴۰ رخ به رخ ولی با سه لاغری متفاوت ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ در نرم افزار مذکور مدل شده اند. کلیه پارامترهای غیرخطی عیناً مشابه مدل های اصلی در نظر گرفته شده است و جهت تأمین شرایط غیرخطی هندسی، یک خروج از مرکزیت به میزان یک هزارم طول عضو در وسط طول عضو لحاظ شده است. سپس هریک از اعضا تحت سیکل های بارگذاری متناوب قرار گرفته و منحنی رفتاری هیستریزس برای هر لاغری بدست آمده است و بار کماتش اولیه هریک از اعضا با استفاده از رابطه (۹)



شکل (۷): پیکر بندی قاب های مورد بررسی

برای مدلسازی المانهای ستونها، مهاربندها و تیرها در این نرم افزار از المان تیر-ستون غیر خطی (Nonlinear Beam Column) با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ و تغییر شکل های بزرگ را جهت لحاظ نمودن اثرات غیر خطی هندسی مدل دارا می باشد. جهت مدلسازی پلاستیسیته گسترده در المانها در برنامه، مقطع هر المان اعم از تیر، ستون و مهاربند به تعدادی الیاف (Fiber) و در طول خود نیز به چندین قسمت (segment) تقسیم می شوند.

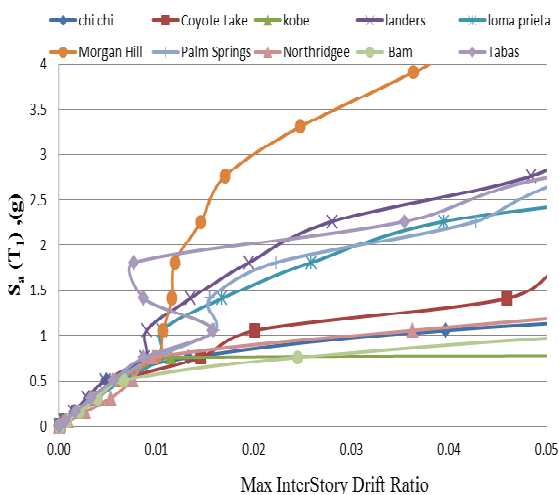


شکل (۹): منحنی رانش قابهای مورد مطالعه

۲-۷- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

منحنی‌های IDA برای قابهای مورد مطالعه در شکل‌های (۱۰ و ۱۱ و ۱۲) نشان داده شده است. با کمی دقت در این منحنی‌ها می‌توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد ارتجاعی تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود.

همانطور که در منحنی‌ها دیده می‌شود به طور کلی با افزایش ارتفاع ساختمان سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیر خطی شده و برای یک مقدار ثابت DM، مقادیر IM در نمودارها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر می‌توان گفت ظرفیت S_a سازه‌ها متناظر با یک معیار خرابی معین با افزایش ارتفاع آنها کاهش می‌یابد.



شکل (۱۰): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۳ طبقه

محاسبه شده و با آنچه از نمودار هیستریزس مدل‌ها بدست آمده است مقایسه شده است.



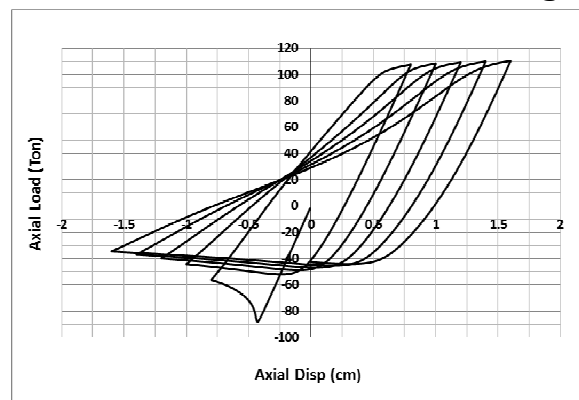
(۹)

در این رابطه F_a تنش کمانشی عضو می‌باشد، همچنین λ لاغری عضو بوده و C_c از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد.



(۱۰)

نمونه‌ای از منحنی‌های هیستریزس بدست آمده برای لاغری ۸۰ در شکل (۸) نشان داده شده است، همچنین نتایج این مقایسه در جدول (۴) ارائه گردیده است.



شکل (۸): منحنی هیستریزس مهار با لاغری ۸۰

جدول (۴): مقایسه بار کمانش تئوریک و بار کمانش

حاصل از تحلیل مدل‌ها

لاغری مهار	بار کمانشی تئوریک (Ton)	بار کمانشی مدل (Ton)
40	93.35	94.25
80	82.76	84.35
120	57.08	56.10

۷- نتایج تحلیل

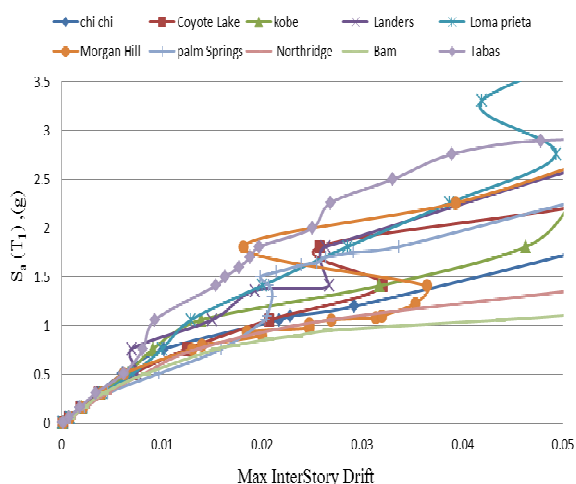
۷-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

نمودارهای رانش سازه برای الگوی بارگذاری جانبی مثلی شکل (مطابق روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰)، در شکل (۹) نشان داده شده است.

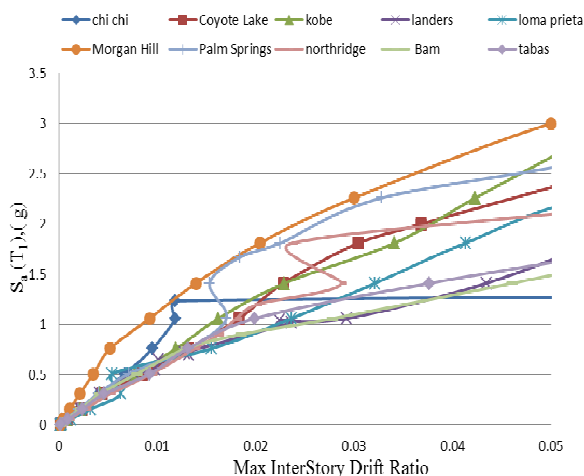
۷-۳- محاسبه ضریب رفتار

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده و توضیحات بخش (۴) این مقاله، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و نیز ضریب رفتار قابهای مورد بررسی برای روش‌های طراحی به روش حدی نهایی و تنش مجاز در جداول (۵، ۶ و ۷) آمده است. همانطور که در توضیحات بخش مدلسازی نیز ذکر شده است، سازه‌های مورد بررسی به روش تنش مجاز طراحی گردیده و برای بدست آوردن ضریب رفتار متناسب با روش طراحی حالات حدی، ضریب رفتار بدست آمده برای روش تنش مجاز بر ضریب تنش مجاز تقسیم می‌گردد.

همانطور که در نتایج حاصله مشاهده می‌گردد ضریب اضافه مقاومت این قابها حدود ۱/۵-۱/۲ می‌باشد. همچنین در نهایت با میانگین‌گیری از نتایج حاصله و حذف نتایج دارای پراکندگی زیاد مقدار ضریب رفتار برای قابهای با سیستم مهاربندی دروازه‌ای در جدول (۸) ارائه شده است. از نتایج موجود در جدول (۸) می‌توان مشاهده نمود که ضریب رفتار سازه‌ها با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد که علت این امر کاهش ضریب شکل پذیری سازه‌ها با افزایش ارتفاع می‌باشد.



شکل (۱۱): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۵ طبقه



شکل (۱۲): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۷ طبقه

جدول (۵): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۳ طبقه

record	DM	IM	$V_b (D_{yn,u}) (kgf)$	$V_b (st,y) (kgf)$	$V_b (D_{yn,e}) (kgf)$	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.008	52998.2	41460.76266	89746.6	1.28	1.69	3.12	2.16
coyote lake	0.025	1.126	54066.4		111448	1.30	2.06	3.87	2.69
kobe	0.025	1.016	51195.4		119768	1.23	2.34	4.16	2.89
Landers	0.025	2.101	53018.4		170822.4	1.28	3.22	5.93	4.12
Loma prieta	0.025	1.771	55388.5		174525.7	1.34	3.15	6.06	4.21
Morgan hill	0.025	3.320	50370.5		307497.5	1.21	6.10	10.68	7.42
palm springs	0.025	1.869	56334.99		179750.6	1.36	3.19	6.24	4.34
Northridge	0.025	0.933	50525.67		114307	1.22	2.26	3.97	2.76
Bam	0.025	0.764	49709.08		76650.65	1.20	1.54	2.66	1.85
Tabas	0.025	2.090	52321.26		193597	1.26	3.70	6.72	4.67



جدول (۶): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۵ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn.,u) (kgf)	V_b (st.,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.134	117165.68	79427.07	238282.83	1.48	2.03	4.32	3.00
coyote lake	0.025	1.193	118166.76		256973.54	1.49	2.17	4.66	3.24
kobe	0.025	1.278	118556.03		263599.07	1.49	2.22	4.78	3.32
Landers	0.025	1.399	86874.59		283456.61	1.09	3.26	5.14	3.57
Loma prieta	0.025	1.645	112223.08		359471.27	1.41	3.20	6.52	4.53
Morgan hill	0.025	1.025	97927.07		211233.72	1.23	2.16	3.83	2.66
palm springs	0.025	1.657	117614.51		246209.79	1.48	2.09	4.46	3.10
Northridge	0.025	1.021	118514.39		317945.87	1.49	2.68	5.76	4.00
Bam	0.025	0.950	119060.43		218957.39	1.50	1.84	3.97	2.76
Tabas	0.025	2.000	99850.83		395096.72	1.26	3.96	7.16	4.97

جدول (۷): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۷ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn.,u) (kgf)	V_b (st.,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.02	1.24	132815.59	102830.88	345056.5	1.29	2.60	4.83	3.36
coyote lake	0.02	1.19	125459.30		311580.3	1.22	2.48	4.36	3.03
kobe	0.02	1.26	124577.08		343994.0	1.21	2.76	4.82	3.35
Landers	0.02	0.72	104323.10		196422.8	1.01	1.88	2.75	1.91
Loma prieta	0.02	0.93	153320.07		361605.1	1.49	2.36	5.06	3.52
Morgan hill	0.02	1.81	127826.31		244331.0	1.24	1.91	3.42	2.38
palm springs	0.02	1.73	137974.66		303043.7	1.34	2.20	4.24	2.95
Northridge	0.02	1.19	139962.38		416816.4	1.36	2.98	5.84	4.05
Bam	0.02	0.93	149149.59		267490.8	1.45	1.79	3.75	2.60
Tabas	0.02	1.06	117864.00		272316.0	1.15	2.31	3.81	2.65

جدول (۸): مقادیر نهایی ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب

رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه ای

تعداد طبقات	Ω_{ave}	$R_{\mu,ave}$	$R_{ASD,ave}$	$R_{LRFD,ave}$
3	1.27	2.93	4.75	3.71
5	1.39	2.56	5.06	3.51
7	1.28	2.33	4.29	2.98
مقادیر نهایی	1.31	2.61	4.70	3.40

خلاصه و نتیجه گیری

امروزه مهاربندهای دروازه‌ای به علت تأمین فضای بیشتر بازشوها در ساختمان و بدون توجه به استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب در طراحی به عنوان سیستم باربر جانبی رواج زیادی یافته اند.

تعیین ضریب رفتار از مسایل بسیار مهم جهت طراحی لرزه‌ای سیستم قاب فولادی با مهاربند دروازه‌ای می‌باشد که تاکنون مطالعه ای دقیق براساس آنالیزهای دینامیکی غیر خطی در این باره صورت نگرفته است. در این مقاله با تحلیل دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیر خطی سه قاب

با تعداد طبقات مختلف، تحت ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا، ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای مهاربندهای دروازه‌ای محاسبه شده است. مطالعه صورت گرفته، مقدار ضریب رفتار $R_{LRFD} \approx 3/5$ را برای طراحی در حالت حدی و $R_{ASD} \approx 5$ برای طراحی به روش تنش مجاز به دست می‌دهد.

همچنین مقادیر ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر $2/61$ و $1/31$ برای مقاصد طرح لرزه ای و نیز تحلیل های غیرخطی این نوع از مهاربندی پیشنهاد می‌گردد.

در نهایت می‌توان بیان نمود که با استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب جهت طراحی این نوع از مهاربندی و نیز اجرای صحیح اتصال گره میانی می‌توان از این سیستم مهاربندی در ساخت سازه های کوتاه و میان مرتبه در مناطق لرزه خیز نیز استفاده نمود.

- 12-Uniform Building code, "International Conference of Building Officials", Whittier, California, 1997.
- 13- H. Saffari, H. Mosalman Yazdi, "An efficient and direct method for out-of-plane buckling analysis for Y-braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, No. 66, pp. 1107 - 1111, 2010.
- 14-OpenSees Command Language, "Open System for Earthquake Engineering Simulation", 2010 June 1, <http://opensees.berkeley.edu/>
- ۱- کاظمی، محمدتقی، عرفانی گرگری، سعید، "طراحی بادبندهای دروازه ای برای زلزله"، سومین همایش ملی نقد و بررسی آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، تهران، ۱۳۸۱.
- ۲- بیات، ولی، حسینی محمود، حسین زاده، نقدعلی، "مقایسه رفتار غیر خطی مهاربندهای دروازه ای و مهاربندهای هم مرکز"، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۶.
- ۳- کاظمی، محمدتقی، "رفتار بادبندهای دروازه ای"، مجموعه مقالات پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۶.
- ۴- مجید زمانی، سید سهیل، رسولی، سید مصطفی، "مقایسه نظری و تجربی رفتار فرم های مختلف مهاربندی های همگرا"، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۸۸.
- ۵- صفاری، حامد، مسلمان یزدی، حسنعلی، "تعیین بار کماتشی سیستم مهاربندی دروازه ای"، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۳.
- 6-Vamvatsikos, D. Cornell, C.A, "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514, 2002.
- ۷- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد شماره ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- 8-Federal Emergency Management Agency, FEMA 350, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- 9-Uang C.M, "Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision", Journal of Structure Engineering, Vol.117, No.10, August 1991.
- 10- Mwafy A.M & Elnashai A.S, "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.6, P.239-273, 2002.
- ۱۱- معصومی، علی، "تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.

