http://journalisss.ir

رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربند ضربدری با فولاد گرید پایین با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل

پرویز عبادی[1*]، محمود گلی[2]

۱- استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهر قدس، تهران

۲- کارشناس ارشد، مهندسی عمران-زلزله

* تهران، صندوق پستی ۳۷۵۱۵-۳۷٤، parviz.ebadi@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۲/۰۷، تاریخ پذیرش: ۱٤۰۰/۰٦/۱۰)

چکیده

آیین‌نامه‌ها و کدهای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده از فولاد مقاومت بالا را در سیستم باربر جانبی ساختمان‌ها محدود نموده‌اند که به دلیل شکل‌پذیری کمتر این نوع فولاد می‌باشد. با این وجود، می‌توان از فولادهای نرم‌تر با گرید پایین‌تر در طراحی سیستم‌های باربر جانبی ساختمانی و از جمله مهاربندهای ضربدری استفاده نمود. از طرفی، در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها، تفاوت چندانی بین پارامترهای لرزه‌ای فولادهای با گریدهای مختلف در نظر گرفته نمی‌شود. در این تحقیق اثرات استفاده از فولادهای با گریدهای مختلف در رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی ضربدری تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بررسی گردیده است. قاب‌های ٤، ۸ و ۱۲ طبقه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی شدید بر اساس روش‌های متداول آیین‌نامه‌های ساختمانی و دو نوع گرید مختلف فولاد طراحی شده‌اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که قاب‌های طراحی شده با مهاربند از نوع فولاد گرید پایین‌تر کارایی لرزه‌ای بالاتری را تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور دارند. همچنین در بررسی قابها تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک، بخصوص با ویژگی جهت‌پذیری پیش‌رونده گسل، پاسخ‌ها شدیدتر بوده و تغییرمکان‌های بزرگتری در قاب‌ها ایجاد گردیدند.

واژگان کلیدی

مهاربند ضربدری، گرید فولاد، رفتار لرزه‌ای، ظرفیت جذب انرژی، پایداری

Seismic response of X-bracing system with lower grade steel using nonlinear static and dynamic analyses in near and far field earthquakes

P. Ebadi, M. Goli

Abstract

The building codes and seismic design specifications restricted using high strength steel in lateral load resisting systems because of its less ductility. However, it is possible to use lower grade steel in design of lateral load resisting systems, including X-Braces. In addition, the seismic design specifications generally do not consider significant difference in seismic design parameters of steel with different grades. In this research, effects of using steel with different grades in seismic behavior of X-Bracing system studied using nonlinear dynamic analyses. The frames with 4, 8 and 12 stories in high seismic zone designed with conventional design methods and regarding requirements of building codes. Two different steel grades considered in design of diagonals in X-Braced frames. According to nonlinear static and dynamic analyses on different frames, it is found that the seismic performance of frames designed with lower grade steel is higher under near and far field earthquakes. In addition, the analysis of both type of frames under near-field ground motions showed more sever responses and bigger displacements, especially in progressive-direction faults.

Keywords

X-bracing, Steel grade, Seismic response, Energy dissipation capacity, Near and far field

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

۱- مقدمه

سیستم مهاربندی همگرا یکی از متداول‌ترین سیستم‌های باربر جانبی در تامین سختی و مقاومت جانبی سازه‌ها می‌باشد. از امتیازات این سیستم می‌توان به سختی مناسب برای کنترل تغییرمکان‌های جانبی طبقات اشاره نمود.

تحقیقات پیشین بر روی رفتار لرزه‌ای این سیستم نشان‌دهنده رفتار نامناسب قاب‌های مهاربندی شده ضربدری تحت زلزله‌های شدید می‌باشد [۱-۶]. ظرفیت انرژی جذب شده توسط مهاربندهای همگرای ضربدری، در واقع به طور کامل وابسته به رفتار چرخه‌ای غیرخطی مهاربند تحت بارهای رفت و برگشتی متناوب می‌باشد. با توجه به رفتار متفاوت مهاربندها در کشش و فشار، به منظور تامین شکل‌پذیری مورد نیاز سازه، رفتار این سیستم تحت شتابنگاشت‌های حوزه دور و نزدیک حائز اهمیت می‌باشد. حساسیت این موضوع در زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس‌های قوی در ابتدای رکورد و فرکانس نوسان بالا از اهمیت بیشتری برخوردار است. استفاده از فولاد گرید پایین در طراحی مهاربندهای سازه یکی از راهکارهای افزایش شکل‌پذیری و تامین سختی و بالابردن مقاومت جانبی سازه‌ها می‌باشد [۲-۴]. همچنین بکارگیری فولاد نرم در مهاربندها باعث افزایش سختی سازه گردیده و از طرفی به دلیل پایین بودن تنش جاری شدگی، تغییرمکان متناظر با شروع تسلیم در سازه کاهش یافته و منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌شود [۷].

Goel و Chao در سال ۲۰۰۸ عملکرد سازه‌های فولادی با قاب مهاربندی هم‌مرکز (CBF) را بر اساس روش طراحی پلاستیک و نیز با استفاده از طیف طراحی ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که قاب‌های فولادی با مهاربندی هم‌مرکز که بر اساس روش پلاستیک طراحی می‌شوند، در مقایسه با قاب‌های طراحی شده بر اساس طیف NEHRP97 به طور چشمگیری سطوح اطمینان بالاتری در مقابل ویرانی کلی دارند [۸]. Nikname و Khavar (۲۰۱۲) به بررسی سازه فولادی مهاربندی هم‌محور تحت زلزله حوزه نزدیک پرداختند و نتیجه گرفتند با نزدیک شدن سازه به گسل میزان تغییرمکان نسبی به میزان چشمگیری افزایش می‌یابد. تا جایی که در اثر زلزله حوزه نزدیک این مقدار در زمان تشکیل مفصل پلاستیک در سازه به میزان حداکثر خود یعنی ۰/۰۱۲ می‌رسد که از میزان مجاز آن بیشتر است. بررسی مقدار حداکثر تغییرمکان نسبی، برای مدل‌های انتخابی نشان می‌دهد که میزان حداکثر تغییرمکان غالبا در طبقه ما قبل آخر متمرکز گردیده و با توجه به نتایج تحلیل غیرخطی، سازه‌ی انتخابی در حوزه نزدیک دچار تغییرمکان‌های بزرگ می‌گردند [۹].

بکارگیری فولاد نرم در مهاربندها باعث افزایش سختی سازه گردیده و از طرفی به دلیل پایین بودن تنش جاری شدگی، نقطه‌ی شروع تسلیم در سازه زودتر ایجاد گردد و منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌شود [۱-۱۰].

Rahman-Shokrgozar و همکارانش در سال ۲۰۱۵ اثر استفاده از فولاد نرم در ضریب رفتار قاب‌های فولادی دارای استفاده از فولاد معمولی و نرم در هسته‌ی باربر مهاربندهای کمانش‌تاب را بررسی نمودند و دریافتند که استفاده از فولاد نرم موجب افزایش ضریب رفتار این مهاربندها می‌گردد [۱۰]. Ebadi و Sabouri-Ghomi در سال ۲۰۱۰ رفتار مهاربند ضربدری با استفاده از فولاد نرم را با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی بررسی نمودند. نتایج آزمایش بیانگر عملکرد مناسب مهاربندها و پایداری بیشتر منحنی‌های دوره‌ای بود که معیار پایداری بیشتر سیستم و جذب انرژی مناسب‌تر آن با استفاده از فولاد نرم می‌باشد [۵].

Bahrampoor و Sabouri-Ghomi در سال ۲۰۱۰ تاثیر فولاد نرم بر رفتار لرزه‌ای مهاربند قطری را بررسی نمودند نشان دادند که استفاده از فولاد نرم منجر به افزایش استهلاک انرژی سازه می‌گردد [۱۱]. استفاده از فولاد نرم در دیگر سیستم‌های باربر جانبی نیز مورد مطالعه قرار گرفت است که می‌توان به استفاده از فولاد نرم در مهاربندهای هم مرکز و خارج از مرکز [۱۲-۱۴]، مهاربند زانویی [۱۵]، کنترل دریفت قاب‌های خمشی [۱۶]، دیوار برشی فولادی [۱۷-۱۹]، مشخصات مکانیکی فولاد نرم [۲۰]، قاب‌های مهاربندی با هسته جاری شونده [۲۱]، میراگرهای فلزی (ADAS) [۲۲]، گاست پلیت‌ها [۲۳] و پل‌های فولادی [۲۴] اشاره نمود.

Momenzadeh و Shen در سال ۲۰۱۸ نیاز لرزه‌ای ستون‌ها را در ساختمان‌های دو طبقه با قاب مهاربندی ویژه بررسی نمودند و دریافتند که ستون‌ها تسلیم می‌گردند و استفاده از مورد اول برای طراحی کافی نمی‌باشد [۲۵]. Kheyroddin و Mashhadiali در سال ۲۰۱۸ ضریب رفتار مهاربندهای ضربدری با الگوی شش ضلعی را در ساختمان‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه تعیین نمودند و مقادیر ضریب رفتار پیشنهادی برای مهاربندهای هم مرکز در ASCE7 را برای طراحی این سیستم تایید نمودند [۲۶].

Trutalli و همکارانش در سال ۲۰۱۹ پارامترهای بهینه لرزه‌ای سیستم مهاربندی هم مرکز را با انجام تحلیل دینامیکی

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

افزایشی (IDA[1]) بر روی ساختمان‌های ۱، ۳، ٦ و ۱۰ طبقه برای Eurocode تعیین نمودند [۲۷].

Faytarouni و همکارانش در سال ۲۰۱۹ مدل‌های موجود در ارزیابی گسیختگی مهاربندهای هم‌مرکز را مقایسه و میزان کاربردی بودن آنها در تحلیل‌های لرزه‌ای پس از گسیختگی مهاربندها را مطالعه نمودند و دریافتند که استفاده از این مدل‌ها برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای سیستم مهاربندی هم‌مرکز در ساختمان‌های دو طبقه منجر به دریفت‌های بین طبقه‌ای در محدوده ۵ تا ۱۰ درصد در سازه می‌گردد [۲۸].

Hassanzadeh و Gholizadeh در سال ۲۰۱۹ روش بهینه‌سازی سیستم مهاربند هم‌مرکز ویژه را بر اساس محل بهینه قرارگیری مهاربندها و تعیین سایز مقاطع مهاربندی بر اساس عملکرد و تعیین حاشیه اطمینان مناسب در برابر خرابی را با استفاده از تحلیل‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی پیشنهاد نمودند. تحقیقات آنها نشان داد که در ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با طرح بهینه، نه تنها وزن سازه به حداقل ممکن کاهش می‌یابد، بلکه حاشیه اطمینان در برابر خرابی نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد [۲۹].

Kumar و همکارانش در سال ۲۰۱۹ مهاربند تحت کشش را در ساختمان‌های مهاربندی هم‌مرکز ویژه با تعداد طبقات ٦، ۹، ۱۲ و ۱۵ برای بار جانبی برابر با ۱۰۰، ۷۰ و ٦۰ درصد برش پایه طراحی نمودند و مشاهده کردند که نسبت نیرو به ظرفیت (DCR[2]) ستون‌ها در محدوده ۰/٤ تا ۰/۵ برای مهاربندهای طراحی شده با نسبت DCR بین ۰/۸ تا ۰/۹ به منظور تامین مقاومت و شکل‌پذیری مورد نیاز مناسب می‌باشد. همچنین، تقاضای تغییرمکانی در قاب‌های طراحی شده برای ٦۰ درصد برش پایه در محدوده قابل قبولی قرار دارد [۳۰].

Sen و همکارانش در سال ۲۰۱۹ رفتار غیرخطی سه نوع مهاربند هم‌مرکز ویژه، معمولی و غیرلرزه‌ای را بر اساس مطالعات آزمایشگاهی موجود بر روی مهاربندهای با مقطع HSS بررسی نمودند و پیشنهاداتی برای بهبود عملکرد مهاربندهای با شکل‌پذیری کم ارائه نمودند [۳۱].

محسن زاده و ویبه در سال ۲۰۱۹ با بررسی اثرات گیرداری اتصالات تیر به ستون در مهاربندهای هم مرکز، دریافتند که در صورت صرف نظر نمودن از مشارکت قاب‌ها در تحمل بارهای ثقلی، افزایش مقاومت خمشی و سختی اتصالات تیر به ستون به میزان قابل توجهی احتمال خرابی سیستم را کاهش می‌دهد. همچنین این اثر در ساختمان‌های کوتاه بسیار ناچیز بوده و در مقایسه با سختی و مقاومت ثقلی قاب‌ها از اهمیت بسیار کمتری برخوردار است [۳۲].

یکی از اشکالات رایج در آیین‌نامه‌ها، عدم توجه کافی به گرید فولاد در طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد و از نظر آیین‌نامه‌های رایج طراحی ساختمان‌ها، پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد ثابت می‌باشند. درصورتی که تحقیقات اخیر بیانگر جذب انرژی و پایداری بیشتر سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشد [۷].

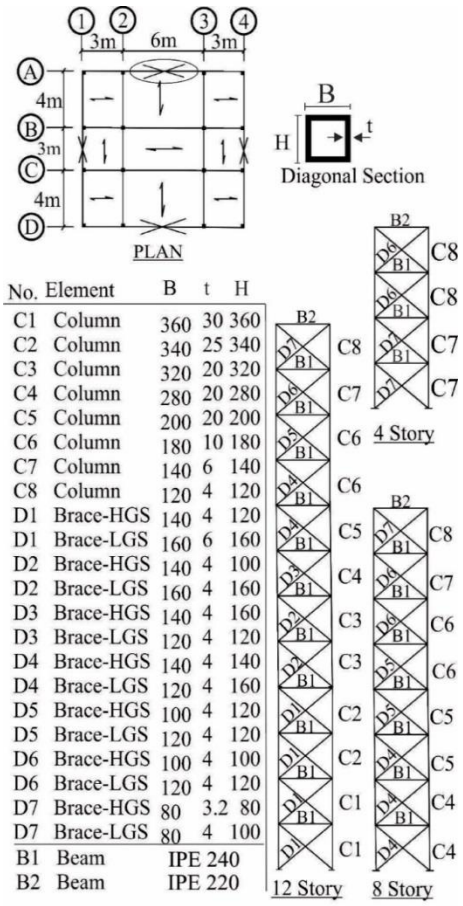
در این تحقیق، قاب‌های مهاربندی با دو نوع گرید مختلف در ساختمان‌های ٤، ۸ و ۱۲ طبقه طراحی گردیده‌اند و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی گردیده است. نتایج بدست آمده بیانگر عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر و پایداری بیشتر سازه‌های طراحی شده با فولاد گرید پایین‌تر می‌باشد.

۲- طراحی نمونه‌ها

به منظور ارزیابی تاثیر استفاده از فولادهای با گرید مختلف در طراحی سیستم مهاربندی ضربدری، ساختمان‌های ٤، ۸ و ۱۲ طبقه با طول دهانه ٦ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر با استفاده از ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران طراحی گردیدند.

پلان ساختمان مورد مطالعه در شکل (۱) نشان داده شده است. کاربری ساختمان از نوع مسکونی، نوع زمین ۲ و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده‌اند. بار زنده و مرده طبقات با توجه به مبحث ٦ مقررات ملی ساختمانی ایران انتخاب شده‌اند. همه اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی فرض گردیده‌اند. طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۳۳]، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳٤] و با استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نهایی (LRFD[3]) انجام گردیده است. تیرها و ستون‌ها با استفاده از فولاد با گرید بالا طراحی شده‌اند و سعی گردیده تا به گونه‌ای طراحی انجام شود که ستون‌ها دچار کمانش نشده و مهاربندها بتوانند وظیفه خود را به خوبی انجام دهند. مهاربندها از دو نوع فولاد با گرید مختلف طراحی گردیده‌اند. عبارت HGS برای فولاد با گرید بالاتر[4] (مطابق با فولاد S355J2) با تنش تسلیم ۳۷۰ و تنش گسیختگی ۵۵۰ مگاپاسکال و عبارت LGS برای فولاد با گرید پایین‌تر[5] (مطابق با فولاد نوع S235J2) با تنش تسلیم ۲۳۵ و تنش گسیختگی ۳۵۰ مگاپاسکال استفاده گردیده است. ضریب پواسون برابر با ۰/۳ و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند.

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]



شکل ۱- پلان، مقاطع و مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

مقاطع طراحی شده قاب‌ها در شکل (۱) نشان داده شده‌اند. در شکل (۱) برای مشخص کردن مقاطع ستون‌ها[۶] و مهاربندها[۷] به ترتیب از پیشوند B، C و D استفاده شده است. مقاطع تیرها[۸] در طبقات مختلف (بجز بام) یکسان می‌باشد. مطابق انتظار، نیروهای وارد به ستون‌ها در حالت استفاده از مهاربندهای با گرید مختلف در هر طبقه یکسان می‌باشد. همچنین ابعاد مهاربندهای با گرید پایین‌تر بزرگ‌تر می‌باشند. مشخص است که سطح مقطع بزرگ‌تر مهاربندهای با گرید پایین‌تر منجر به افزایش سختی اولیه، کاهش تغییرمکان تسلیم و نهایتاً افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌گردد.

۳- مدل‌سازی

۳-۱- مدل هندسی

برای مدل‌سازی نمونه‌ها از المان Frame در نرم‌افزار SAP2000 استفاده گردیده است. اتصالات تیر به ستون‌ها و دو سر مهاربندها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل‌ها، اثرات مرتبه دوم و P-Δ در نظر گرفته شده‌اند. قاب‌ها به صورت دو بعدی تحلیل شده‌اند و از اثرات پیچش صرف‌نظر گردیده است.

۳-۲- مفاصل پلاستیک

مفاصل پلاستیک مطابق با جدول (۵-۵) از FEMA356 برای ستون‌ها و مهاربندها تعریف گردیده‌اند [۳۵]. با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای موجود تفاوت نوع گرید فولاد در تعریف مفاصل پلاستیک در نظر گرفته نشده است. بنابراین در صورتی که از تعاریف استاندارد FEMA356 برای تعریف مفصل پلاستیک در ستون‌ها و مهاربندها با گریدهای مختلف استفاده گردد، شکل‌پذیری المان‌های با مقاطع بزرگتر به دلیل پدیده خستگی در سیکل‌های پایین[۹] کاهش می‌یابد. درحالیکه، تحقیقات تئوری و آزمایشگاهی اخیر بیانگر شکل‌پذیری بیشتر مهاربندهای طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشند که به دلیل سختی بیشتر سیستم و استفاده از مقاطع بزرگ‌تر مهاربندها و کاهش تغییرمکان جانبی تسلیم (δy) و افزایش تغییرمکان نهایی (δu) و به دلیل افزایش طول نسبی[۱۰] بالاتر فولاد نرم‌تر می‌باشد. با این وجود، این موضوع در تعریف مفاصل پلاستیک در FEMA356 لحاظ نشده است.

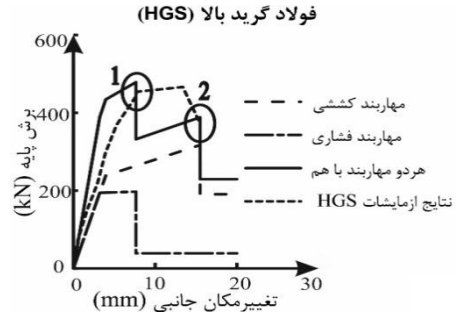
تغییرشکل محوری مهاربند با رابطه (۱) تعریف می‌گردد.

$$\delta = \frac{P.L}{EA} \qquad (۱)$$

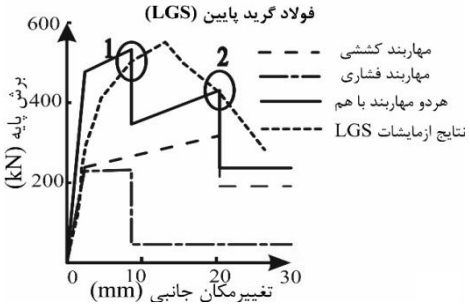
که P نیروی محوری مهاربند، L طول مهاربند، A سطح مقطع مهاربند و E مدول الاستیسیته فولاد می‌باشند. برای تعریف درست و صحیح مفاصل پلاستیک در مهاربندها و مشخص کردن دقیق‌تر آن برای نرم افزار SAP2000 از نتایج آزمایشگاهی Ebadi و Sabouri-Ghomi [۵]، استفاده گردیده است. در شکل (۲) تعریف مفصل پلاستیک در مهاربندها با توجه به FEMA356 و آزمایش‌های تجربی Ebadi و Sabouri-Ghomi ارائه گردیده‌اند.

در این آزمایش‌ها که در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام گردیدند، سه قاب یکسان تحت نیروی یکسان تحت بارگذاری یکسان و با استفاده از گریدهای مختلفی برای مهاربندها طراحی و بصورت شبه دینامیکی و با استفاده از ATC24 [۳۶] بارگذاری گردیدند. عرض و ارتفاع دهانه این قاب‌ها حدودا ۱۵۰۰ میلی‌متر بودند و با توجه به مصالح موجود در بازار آهن، از دو نوع فولاد معمولی و مقاومت بالا در طراحی نمونه ها استفاده گردید و نتایج به صورت مقایسه‌ای بدست آمدند [۵].

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]



(الف)



(ب)

شکل ۲- تعریف مفاصل در مهاربندها با توجه به آزمایشات عبادی و صبوری، الف) HGS، ب) LGS [۵]

ملاحظه می‌گردد که با توجه به تعریف جدید، ظرفیت اعضای طراحی شده با فولاد با گرید پایین‌تر بیشتر از فولاد گرید بالاتر می‌گردد. نمودار نیرو-تغییرمکان جانبی هر یک از قطریها در فشار و کشش به تفکیک ترسیم گردیده‌اند و با جمع آن‌ها منحنی نهایی رفتار مهاربندها بدست آمده است که با نتایج آزمایشگاهی قابل مقایسه می‌باشد.

لازم به ذکر است که به منظور انطباق نمودارهای نیرو-تغییرمکان قاب‌های طراحی شده با نتایج تجربی، گریدهای مورد استفاده در طراحی مهاربندها دقیقا با فولادهای مورد استفاده در تحقیق فوق یکسان در نظر گرفته شده‌اند.

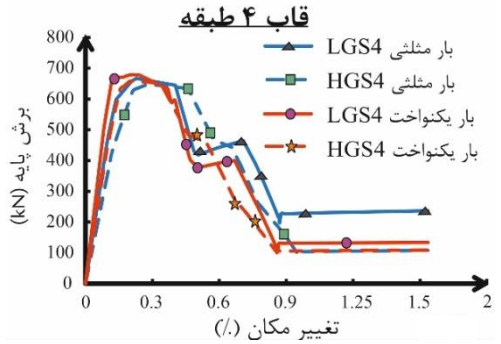
٤- تحلیل استاتیکی غیرخطی

٤-١- بارگذاری

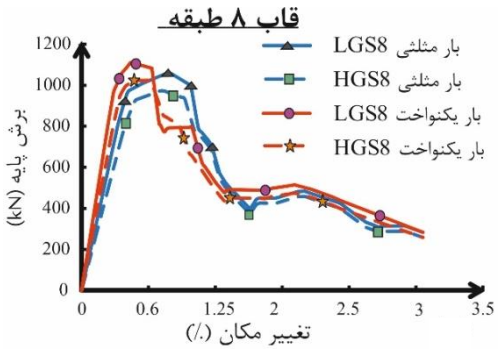
تحلیل استاتیکی غیرخطی[11] روشی تقریبا ساده و با دقت مناسب برای تعیین شکل‌پذیری و تشخیص نحوه‌ی تشکیل مکانیزم خرابی سازه‌ها می‌باشد. روش کار بدین صورت است که پس از بارگذاری ثقلی سازه، بار جانبی اعمال می‌گردد و به تدریج افزایش داده می‌شود. این افزایش نیرو باعث ایجاد مفاصل پلاستیک و باز توزیع نیروها در المان‌های سازه می‌گردد. این عمل تا زمان ایجاد ناپایداری در سازه و یا رسیدن به تغییرمکان هدف با توجه به سطح عملکرد مورد انتظار سازه ادامه می‌یابد. در تحلیل‌ها با دو نوع ترکیب بار جانبی یکنواخت و مثلثی استفاده شده است. اثرات غیرخطی نیز با تعریف مفاصل پلاستیک در مدل لحاظ گردیده‌اند.

٤-٢- ظرفیت و پایداری

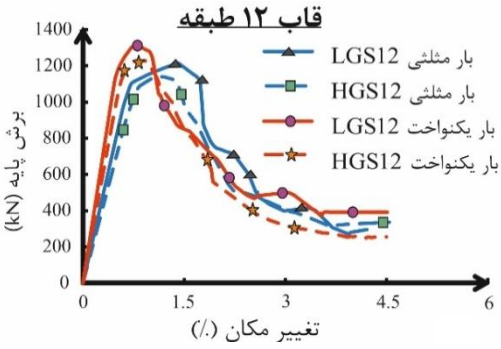
در شکل (۳) نمودار ظرفیت سازه‌ها برش پایه در برابر جابه‌جایی نسبی کل سازه تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و برای دو نوع بارگذاری جانبی با توزیع یکنواخت و مثلثی نشان داده شده‌اند.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۳- منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها، (الف) ٤ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲طبقه

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

توزیع بار جهت پوش سازه‌ها بر اساس توزیع بار زلزله آیین‌نامه زلزله ایران انجام شده و تمام قاب‌ها در محدوده تغییرمکان نسبی ۱/۵ تا ۵ درصد بام پوش داده شده‌اند. نتایج شکل (۳) بیانگر این مطلب است که تمام قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز ویژه دارای مهاربندی با فولاد گرید پایین‌تر، مقاومت بیشتری نسبت به قاب مشابه با مهاربند از فولاد گرید بالاتر دارند. همچنین، ملاحظه می‌گردد که افت‌های موضعی در نمودارهای پوش-آور قاب‌های دارای فولاد نرمتر عموماً کمتر می‌باشد. البته در بعضی سازه‌ها نظیر سازه چهار طبقه تحت بار مثلثی، تفاوت‌ها خیلی محسوس نمی‌باشند و ممکن است به مقدار جزئی هم افت‌های مربوط به فولاد نرم بیشتر باشد. از ظرفی، با افزایش ارتفاع سازه‌ها میزان اختلاف در نمودارها کمتر می‌گردد. زیرا با افزایش ارتفاع در سازه نقش تغییرمکان‌های خمشی بیشتر شده و درصد مشارکت ستون‌ها در جابه‌جایی سازه افزایش می‌یابد.

ملاحظه می‌گردد که عموماً افت‌های موضعی در نمودارهای پوش‌آور قاب‌های دارای فولاد نرم‌تر کمتر می‌باشد. در واقع افت‌های کلی و موضعی در منحنی پوش‌آور در نمونه LGS در تغییرمکان جانبی بزرگتری نسبت به نمونه‌های HGS صورت می‌گیرد که نشان‌دهنده پایداری و مقاومت بیشتر در نمونه‌های با مهاربند از نوع فولاد نرم‌تر می‌باشد.

٤-٣- جذب انرژی

باتوجه به این‌که سطح زیر منحنی ظرفیت بیان‌گر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، بنابراین هرچه مساحت زیر این سطح بزرگ‌تر باشد، توانایی سازه در جذب و استهلاک انرژی بیشتر می‌گردد. میزان جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه گردیده‌اند. همانطور که در جدول (۱) ملاحظه می‌گردد نسبت جذب انرژی در نمونه‌های LGS نسبت به قاب‌های HGS به ترتیب برابر ۱/٤۱، ۱/۳۲ و ۱/۱۵ درصد برای قاب‌های ٤، ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد.

جدول ۱- جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه

طبقه	A_{HGS}	A_{LGS}	A_{LGS12}/A_{HGS12}
٤	۱۲۷	۱۷۹	۱/٤۱
۸	۲۸۷	۳۷٤	۱/۳۲
۱۲	۱۸۱۰	۲۱۸۱	۱/۱۵

* اعداد جدول بر حسب kN/mm^2 می‌باشند.

ملاحظه می‌گردد که با افزایش ارتفاع سازه این نسبت کاهش می‌یابد که به دلیل نقش بیشتر مهاربندها در ساختمان‌های کوتاه‌تر و رفتار برشی آن‌ها می‌باشد. در ساختمان‌های بلندتر نقش ستون‌ها و تغییرشکل‌های محوری آن‌ها در تغییرشکل‌های خمشی سیستم محسوس‌تر بوده و بنابراین تفاوت بین میزان جذب انرژی در سیستم LGS نسبت به قاب‌های HGS در ساختمان‌های بلندتر کاهش می‌یابد.

٤-٤- تغییرمکان تسلیم و هدف

به‌منظور ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های طراحی شده با فولادهای با گریدهای مختلف، منحنی‌های ظرفیت به منحنی‌های دوخطی معادل تبدیل گردیده‌اند. با استفاده از این نمودار دوخطی شکل‌پذیری و سایر پارامترهای لرزه‌ای قاب‌ها قابل محاسبه هستند. برای دو خطی کردن منحنی‌های پوش‌آور از آیین نامه FEMA356 استفاده گردید. برای محاسبه شکل‌پذیری، تغییرمکان تسلیم در نقطه تغییر شیب منحنی دو خطی از ناحیه الاستیک به غیر الاستیک در نظر گرفته شده است. تغییرمکان هدف نیز نقطه برخورد منحنی‌های ظرفیت و تقاضا در نظر گرفته شده‌اند. این مقادیر در جدول (۲) ارائه شده‌اند. در جدول (۲)، δy و δt به ترتیب تغییرمکان‌های تسلیم و هدف در قاب‌های مورد مطالعه می‌باشند.

جدول ۲- مقادیر تغییرمکان هدف FEMA356، در قاب‌های مورد مطالعه

طبقه	δy		δt	
	LGS	HGS	LGS	HGS
٤	٤۰	۵۹	۵٤	۷٦
۸	۱٤۵	۱۸۱	۱۸۵	۲۲۳
۱۲	۲٦۵	۳۰۰	۳۱۳	۳٤٦

* تغییرمکان‌ها بر حسب میلی‌متر می‌باشند.

با توجه به جدول (۲) ملاحظه می‌گردد که تغییرمکان هدف در قاب‌های با مهاربندی LGS نسبت به قاب‌های HGS مقادیر کمتری را نشان می‌دهد، که بیانگر نیاز شکل‌پذیری کمتر قاب‌های دارای مهاربندی از نوع فولادهای با گرید پایین‌تر می‌باشد.

٤-۵- شکل‌پذیری و ضریب رفتار در تغییرمکان هدف

قابلیت سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیر الاستیک و پلاستیک،

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

بدون این‌که سازه دچار فروریزش شود ضریب شکل‌پذیری سازه نامیده می‌شود .ضریب شکل‌پذیری را می‌توان با استفاده از رابطه (۲) تعریف نمود:

$$\mu = \frac{\Delta_t}{\Delta_y} \qquad (۲)$$

که Δ_t تغییرمکان نهایی متناظر با تغییرمکان هدف و Δ_y تغییرمکان حد تسلیم سازه می‌باشد. در جدول (۲) ضرایب شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه با توجه به روش FEMA356 ارائه شده‌اند. می‌توان ملاحظه نمود که ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های LGS نسبت به HGS بالاتر می‌باشد. این مقدار افزایش به طور متوسط برابر با ۳۰ درصد است.

توضیح اینکه مقادیر جدول (۳) با استفاده از تغییرمکان هدف هر یک محاسبه گردیده‌اند و بیشتر بحث نتایج نسبی با توجه به طراحی های انجام شده ملاک بوده است. با توجه به اینکه در FEMA356 و کدهای ساختمانی، اثرات تغییر گرید فولاد در پارامترهای لرزه‌ای سیستم نظیر ضریب رفتار (با دید طراحی) کمتر توجه شده است، بنابراین نتایج بصورت مقایسه‌ای ارائه گردیده‌اند. می‌توان به این موضوع مهم اشاره نمود که با افزایش سطح مقطع سازه‌های با فولاد نرم‌تر، سختی سیستم افزایش یافته و طبیعتاً در کدهای ساختمانی، تغییرمکان هدف کمتری را ارائه شده است و به احتمال زیاد، مقادیر ارائه شده در کدهای ساختمانی برای نتایج این تحلیل‌ها قابل استفاده نباشند. همانطور که در تعریف مفصل‌ها هم این موضوع در نظر گرفته نمی‌شود. با این وجود به منظور داشتن یک دید کلی از رفتار سازه‌ها، با توجه به اینکه تعریف نقطه مکانیزم نهایی سازه، تاثیر زیادی در نتایج مربوط به جدول (۳) دارد، این نتایج صرفاً به صورت مقایسه‌ای ارائه شده‌اند. طبیعتاً دقت این نتایج منوط به انجام آزمایش‌های بیشتر می‌باشد. برای بحث کامل در این خصوص می‌توان به مقالات Ebadi و Moradi مراجعه نمود [۳۷ و ۳۸].

٤-٦- ضریب کاهش شکل‌پذیری

ضریب کاهش شکل پذیری باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای از سطح نیروی الاستیک حداکثر به سطح ورود به ناحیه غیرخطی در منحنی پوش‌آور می‌شود. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی الاستیک حداکثر را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم کاهش داد. بنابراین این ضریب به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$R_\mu = \frac{V_{eu}}{V_y} \qquad (۳)$$

که V_{eu} نیروی متناظر با حداکثر برش پایه در صورتی که سازه کاملاً در محدوده الاستیک باقی بماند و V_y نیروی متناظر با حد تسلیم سازه می‌باشد. باتوجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های LGS بیشتر از قاب‌های HGS می‌باشند.

٤-٧- ضریب اضافه مقاومت

این ضریب باعث انتقال سطح نیروی طراحی از سطح نیروی ورود به ناحیه غیرخطی به سطح نیروی الاستیک می‌شود. در حقیقت مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز واقعی تسلیم سازه و سطح نیروی طراحی به روش حالات حدی نهایی وجود دارد، بر حسب ضریب اضافه مقاومت بیان می‌شود. بنابراین ضریب اضافه مقاومت سازه برابر است با:

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d} \qquad (٤)$$

که V_y مقاومت متناظر با حد تسلیم سازه، V_d مقاومت متناظر با طراحی سازه می‌باشند. باتوجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب اضافه مقاومت سازه‌های LGS بالاتر از HGS می‌باشد که بیانگر ذخیره مقاومتی قابل توجه در سیستم‌های LGS نسبت به HGS است.

جدول ۳- جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه

طبقه	٤		٨		١٢	
	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS
μ	١/٣٥	١/٢٨	١/٢٧	١/٢٣	١/١٨	١/١٥
R_μ	١/٣٠	١/٢٤	١/٢٤	١/٢٠	١/١٦	١/١٤
Ω_0	٢	١/٨٧	١/٦٨	١/٥٨	١/٩٨	١/٨٥
R_U	٢/٦٠	٢/٣١	٢/٣٨	٢/١٧	٢/٢٩	٢/١٠

٤-٨- ضریب رفتار کلی سازه

ضریب رفتار به صورت حاصل‌ضرب ضریب اضافه مقاومت در اثر ضریب شکل پذیری در ضریب اضافه مقاومت تعریف می‌شود. این ضریب رفتار در سطح بارهای نهائی می‌باشد.

$$R_U = \Omega_0 \times R_\mu \qquad (٥)$$

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

با توجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب رفتار سیستم طراحی شده با فولاد گرید پایین‌تر عدد بزرگتری می‌باشد. بنابراین، نیروی جانبی وارد شده بر سازه نیز کاهش یافته و می‌توان سیستم را برای بار جانبی کمتری طراحی نمود.

ملاحظه می‌گردد که ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات ساختمان کاهش می‌یابد. همچنین ضریب رفتار تابع زمان تناوب اصلی نوسان و بارهای وارد بر سازه می‌باشد. شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری قاب مهاربندی LGS از قاب مهاربندی HGS بیشتر است. زیرا جابه جایی بام در آستانه خرابی قاب LGS از قاب HGS بیشتر است. پس همواره ضریب رفتار قاب LGS از قاب HGS بیشتر است. با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دارای قاب های مهاربندی شده با فولاد گرید پایین‌تر، مقادیر شکل پذیری و ضریب رفتار سازه کاهش می یابد یعنی کاربرد این نوع قاب‌ها تا یک ارتفاع محدودی موثر می‌باشد (به دلیل ترکیب اثرات برشی و خمشی در سازه‌های بلندتر).

۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۵-۱- بارگذاری

بر اساس مطالعات انجام گرفته، نیرویی که در طی یک زلزله واقعی نسبتاً بزرگ بر سازه وارد می‌شود، ممکن است با نیروهای نظیر در تحلیل استاتیکی متفاوت باشند. ماهیت دینامیکی رفتار سازه تحت زلزله‌های مختلف و رفتار غیرخطی اعضا و اثر متقابل المان‌ها بر یکدیگر منجر به تغییر توزیع نیروها در المان‌ها می‌گردد. برای مدل‌سازی واقعی سازه و درک رفتار واقعی آن، استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی ضروری می‌باشد.

به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی با فولادهای گرید مختلف تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی قاب‌های مورد مطالعه انجام گرفت. تعداد ۱۲۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۲۰ تحلیل برای هر قاب ٤ و ۸ و ۱۲ طبقه با دو نوع مهاربند LGS و HGS) انجام گرفت و پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند.

۵-۲- شتاب‌نگاشت‌ها و مقیاس کردن آن‌ها

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۲۰ شتابنگاشت حوزه دور و نزدیک مربوط به خاک نوع ۲ استفاده شده است، این شتابنگاشت‌ها دارای گستره‌ای از محتوای فرکانسی مدت و دامنه متفاوت هستند و به ۲ گروه مجزا تقسیم‌بندی شده‌اند. دسته اول در برگیرنده ۱۰ رکورد مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشند که در آن‌ها ویژگی‌های جهت‌پذیری پیش‌رونده نیز دیده شده است و دارای شدت (M_W) بین ٦ تا ۷/۱٤ در مقیاس ریشتر می‌باشند و در فاصله کمتر از ۵ کیلومتر تا مرکز زلزله ثبت شده‌اند. دسته دوم ۱۰ رکورد مربوط به زلزله‌های حوزه دور از گسل می‌باشد که در فاصله بین ۲۰ تا ۳۷ کیلومتر از مرکز زلزله واقع شده‌اند و دارای شدت بین ٦ تا ۷/۵ در مقیاس ریشتر می‌باشند که با توجه به طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۲ مقیاس گردیده‌اند. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخاب شده از سایت PEER[۱۲] برای زلزله‌های نزدیک و دور انتخاب و در جدول (٤) ارائه شده‌اند. در انتخاب شتابنگاشت‌ها سعی گردید تا اثر فاصله تا مرکز زلزله برای تعدادی از شتابنگاشت‌ها نیز لحاظ گردیده و با توجه به فاصله ثبت شتابنگاشت، در دو گروه نزدیک و دور طبقه بندی گردیده‌اند.

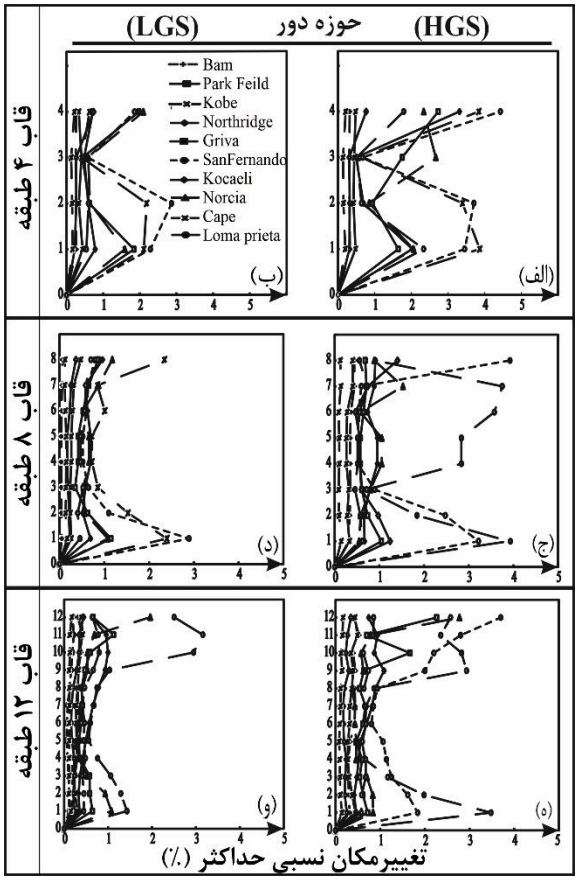
جدول ٤- مشخصات لرزه‌ای شتابنگاشت‌های انتخاب شده برای حوزه نزدیک گسل

	زلزله	M_W	R (km)	PGA (g)	PGA/PGA
حوزه نزدیک	Bam	٦/٦	۰/۵	۰/۸	۱۵۵
	Park field	٦/۰	٤/۵۱	۰/۲۷	۳۷٤
	Kobe	٦/۹	۱/٤٦	۰/٦۱	۱۹٦
	Chi-Chi	۷/۰۱	۸/٦۲	۰/۳۱	۱۷۰
	Northridge	٦/٦۹	۱/۷٤	۰/٦	۱۲۸
	Montenegro	۷/۱	۱/۵۱	۰/۲۸	۳۵۷
	Oki-Japan	٦/۸	۳/۹۷	۰/۲۸	۱۲۵
	Duzce	۷/۱٤	۳/۹۳	۰/۵۳	۳۳۹
	Managua	٦/۲٤	۳/۵۱	۰/۳۷	۱۵٦
	Whittier	٦/۰	٤/۳٤	۰/۲۳	۳۰٤
حوزه دور	Bam	٦/٦	۳۷/۱	۰/۱٦	۲۵
	Park field	٦/۰	۲۱/۸	۰/۱۲	۵۰
	Kobe	٦/۹	۲۹/۹	۰/۰۹	٦۰
	Northridge	٦/٦۹	۲۰/۷	۰/۱۷	٦٤
	Griva	٦/۱	۲٦/۷	۰/۱	۳۰
	SanFernando	٦/٦	۲٤/۱	۰/۱۱	۸۰
	Kojaeli	۷/۵	۳۰/۷	۰/۱۲	۹۰
	Norcia	٦/۰	۳۱/٤	۰/۲۳	۹۱
	Cape	۷/۱	۲٦/۵	۰/۲۲	۳۰
	Loma	٦/۹	۲۸/٦	۰/۱٦	۲۷

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

۵-۳- تغییرمکان نسبی طبقات

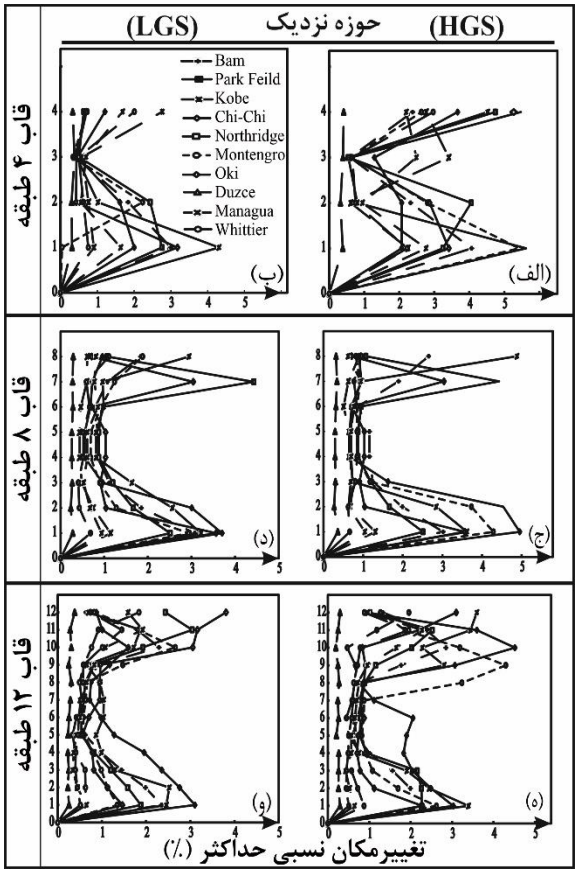
اهمیت تغییرمکان نسبی بین طبقات به‌عنوان یک شاخص مهم از عملکرد ساختمان می‌باشد. در طول یک زلزله، تغییرمکان‌های بین طبقات همراه با زمان و تغییر مودهای ساختمان تغییر می‌کنند. در شکل (٤) و (٥) تغییرمکان نسبی جانبی طبقات تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های مورد مطالعه نشان داده شده‌اند. مشاهده می‌گردد که شتابنگاشت‌های نزدیک گسل، نیازهای تغییرشکل بالاتری نسبت به شتابنگاشت‌های دور از گسل دارند. همچنین پراکندگی نتایج در زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر می‌باشد. از طرفی مشاهده می‌گردد که قاب‌های LGS پاسخ‌های کمتر و در عین حال پراکندگی کمتری در نتایج نشان می‌دهند. ضمن اینکه نتایج زلزله‌های دور از گسل بصورت یکنواخت‌تر و با پراکندگی کمتر می‌باشد که می‌تواند به معنای پاسخ پایدارتر سیستم تحت زلزله‌های دور تفسیر گردد.



شکل ٤- تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای در قاب‌های مورد مطالعه برای زلزله حوزه دور تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

با مقایسه پاسخ‌های زلزله‌های دور و نزدیک در شکل (٤) و (٥) ملاحظه می‌گردد که بیش‌ترین انحراف در قاب‌های مورد بررسی مربوط به طبقه‌ی ماقبل آخر می‌باشد. که احتمالا مربوط به اثرات دینامیکی بیشتر به دلیل سختی پایین‌تر این طبقه باشد.

بیشترین پاسخ سازه در قاب‌های LGS توسط شتابنگاشت‌های بم و پارکفیلد با نسبت ٤/٣ و ٣/٨ درصد می‌باشد (شکل (٥)-ب). برای قاب با مهاربند HGS نیز شتابنگاشت‌های بم و پارکفیلد بیشترین پاسخ‌ها را در قاب ۱۲ طبقه با ٥/٨ و ٤/٩ درصد داشتند (شکل (٥)-ه).



شکل ٥- تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای در قاب‌های مورد مطالعه برای زلزله حوزه نزدیک تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

نمودارهای ارائه شده در شکل بیانگر پاسخ‌های بزرگ تحت زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد به عنوان مثال شتابنگاشت زلزله کوبه در قاب ٤ طبقه حوزه نزدیک در شکل برای قاب HGS تغییرمکان نسبی ۲/۹ درصد و برای قاب LGS مقدار ۳/۱ درصد را در طبقه اول نشان می‌دهد. در حالی که تحت زلزله کوبه (نمونه‌ای از شتابنگاشت‌های حوزه دور) مقادیر ۲/۵ و ۱/۸ درصد را برای قاب‌های ٤ طبقه دارای می‌باشد (شکل (٤)-الف).

به صورت کلی، استفاده از فولاد با گرید پایین‌تر در

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

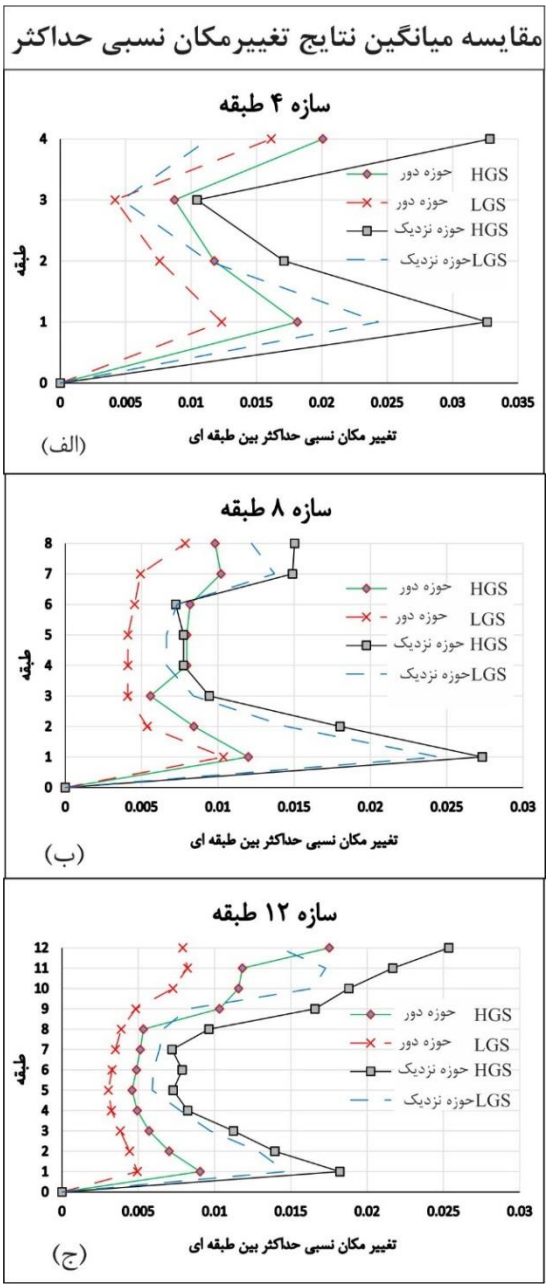
مهاربندهای قاب باعث کاهش تغییرمکان‌های نسبی گردیده است. بطور مثال در قاب ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله کوبه (برای حوزه نزدیک) مقادیر تغییرمکان نسبی قاب LGS به ترتیب برابر با ۳/٤ و ۳/۹ درصد می‌باشد (شکل ٥-د، و). در حالی که در قاب‌های HGS به میزان ۰/۱۲ و ۰/۳۷ درصد کمتر می‌باشند که به خاطر تعداد کمتر مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ستون‌های قاب‌های LGS، مقدار تغییرمکان نسبی سازه کمتر بوده و پایداری قاب‌های طراحی شده با استفاده از فولاد نرم‌تر بیشتر گردیده است.

در قاب‌های HGS با کمانش با تسلیم مهاربندها در یک طبقه، نسبت تغییرمکان بین طبقه‌ای به شدت افزایش یافته و خرابی‌ها در آن طبقه متمرکز می‌گردند. در حالی که در قاب‌های LGS به علت سختی بیشتر سیستم، جذب انرژی بالاتر و جلوگیری از افزایش نیروها در ستون‌ها (به دلیل شروع جذب انرژی در تغییرمکان‌های جانبی کوچکتر) توزیع خرابی کمتر می‌باشد و رفتار یکنواخت‌تری در کل سازه مشاهده می‌گردد. همچنین مقایسه میانگین نتایج تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در شکل (٦) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود میانگین نتایج قاب‌های LGS از قاب‌های HGS کمتر می‌باشد.

نکته آخر مربوط به پراکندگی کمتر نتایج در شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد. همچنین در قاب‌های LGS نسبت به قاب‌های HGS پراکندگی نتایج و تغییرشکل‌های جانبی کمتری مشاهده می‌گردد که می‌تواند به افزایش بیشتر پایداری سیستم با استفاده از طراحی مهاربندها با فولاد گرید پایین‌تر و اثرات کمتر پدیده $P-\Delta$ و سطح نیروهای کمتر سیستم تفسیر گردد.

٥-٤- برش پایه

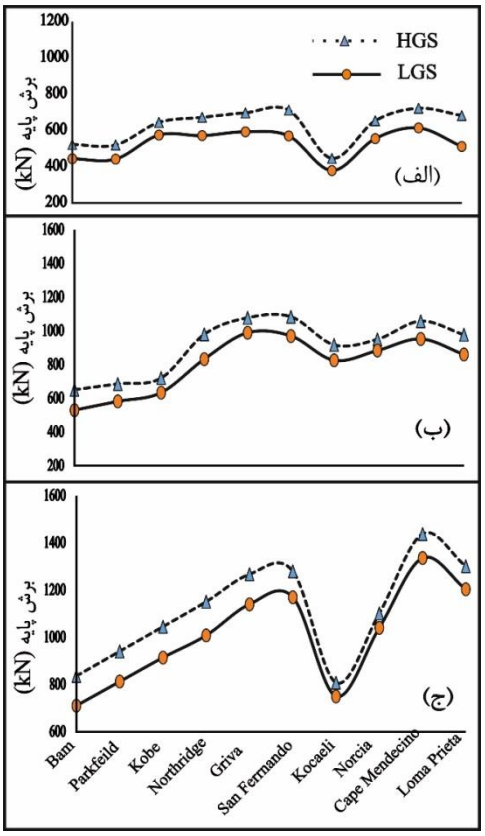
این شاخص به صورت مستقیم در آیین نامه‌ها تحت عنوان شاخص خرابی مطرح نشده است، ولی اگر برای سازه مشخصی، برش پایه محاسبه شده از برش پایه طراحی بیشتر شود، پارامترهای لرزه‌ای که در وارد آمدن خسارت به سازه نقش اساسی را ایفا می‌کنند، عموماً از حد مجاز خود فراتر خواهند رفت. ضمن اینکه مقدار نسبی برش پایه ایجاد شده در سیستم تحت شتابنگاشت‌های مختلف می‌تواند پارامترهای مهم برای سنجش قابلیت‌های آن سیستم در استهلاک انرژی زلزله باشد. نمودار مربوط به برش پایه حداکثر برای قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل در شکل (۷) و (۸) ترسیم گردیده‌اند.



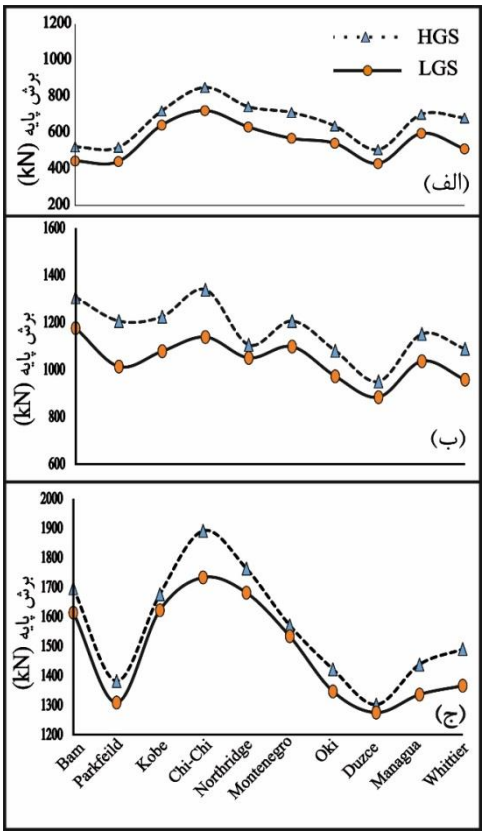
شکل ٦- مقایسه میانگین نتایج تغییر مکان حداکثر بین طبقه‌ای مدل‌های ٤، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور

با توجه به شکل (۷)-الف و (۸)-الف قاب ٤ طبقه LGS برش پایه حداکثر کمتری نسبت به قاب HGS دارند. در بین زلزله‌های حوزه دور از گسل بیشترین مقدار برش پایه مربوط به زلزله کیپ‌مندسینو[۱۳] می‌باشد که برای قاب HGS و LGS این مقدار به ترتیب برابر با ۷٥۰ و ٦۲۰ کیلونیوتن همچنین کمترین مقدار مربوط به زلزله کوجایلی برای قاب HGS برابر ٤۳۰ و برای قاب LGS برابر ۳۷۰ کیلونیوتن می‌باشد.

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]



شکل ۷– مقایسه برش پایه قاب‌های HGS و LGS تحت زلزله‌های حوزه دور



شکل ۸– مقایسه برش پایه قاب‌های HGS و LGS تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

مقدار برش پایه حداکثر در دسته رکوردهای حوزه نزدیک نیز اختلاف نتایج بین قاب مهاربندی با فولاد نرم و فولاد ساختمانی وجود دارد. بیشترین مقدار برش پایه حداکثر برای قاب ٤ طبقه در زلزله‌های حوزه نزدیک مربوط به زلزله چی–چی می‌باشد و برای قاب HGS و LGS به ترتیب برابر ۸۷۰ و ۷٦۰ کیلونیوتن می‌باشد و نسبت به نتایج برش پایه حداکثر از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۱/۳ برابر بیشتر می‌باشد. همچنین نتایج برش پایه حداکثر قاب چهار طبقه بیانگر آنست که که با وجود دور از گسل بودن شتاب‌نگاشت‌های زلزله لوماپریتا، این شتابنگاشت دارای برش پایه در حدود ۱/۵ برابر زلزله حوزه نزدیک دوزجه می‌باشد که نشان دهنده تاثیر محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت در پاسخ برش پایه سازه می‌باشد.

نتایج برش پایه قاب ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف بیانگر نسبت بیشتر برش پایه حداکثر در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد همانطور که در شکل (۸) ملاحظه می‌شود بیشترین مقدار قاب با مهاربند فولاد گرید بالا مربوط به زلزله چی–چی با مقدار ۱۳۳۰ کیلونیوتن (شکل (۸)–ب) و برای قاب با مهاربند فولاد گرید پایین‌تر، بیشترین مقدار مربوط به زلزله بم با ۱۱۸۰ کیلونیوتن می‌باشد. قاب‌های LGS در تعدیل برش پایه برای زلزله‌های حوزه نزدیک عملکرد بهتری نشان می‌دهند زیرا شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک با پالس بزرگ در ابتدای شتابنگاشت به یکباره انرژی زیادی را به سازه وارد می‌کنند. با استفاده از فولاد گرید پایین و افزایش جذب انرژی قاب مهاربندی شده پاسخ سازه به نیروی زلزله کمتر می‌شود. در قاب ۸ طبقه HGS بیشترین برش پایه در شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور مربوط به زلزله سن فرناندو ۱۱۲۰ کیلونیوتن و برای LGS زلزله گریوا با ۱۰۱٤ کیلونیوتن می‌باشد (شکل (۷)–ب).

قاب ۱۲ طبقه تحت رکورد حوزه نزدیک زلزله‌ی چی–چی برای قاب HGS دارای بیشترین مقدار برش پایه برابر ۱۹۱۰ کیلوتیوتن و قاب LGS در همین زلزله مقداری برابر ۱۷٤۵ کیلونیوتن (شکل (۸)–ج) را نشان می‌دهد که نسبت به برش پایه حداکثر حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی مقدار بیشتری را نشان می‌دهد، همچنین حدود برش پایه قاب LGS به HGS برای زلزله چی چی برابر ۰/۹۲ می‌باشد، همچنین با بررسی پاسخ رکوردها در حوزه دور برای قاب ۱۲ طبقه زلزله کپه مندسیو بیشترین مقدار را دارا می‌باشد، مقدار برش پایه در این زلزله

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

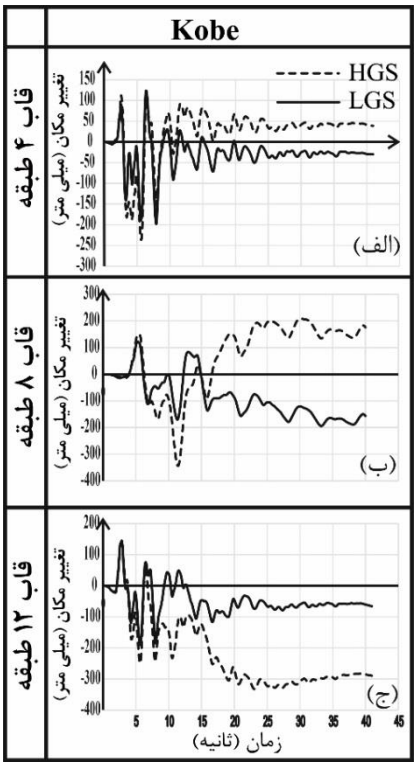
برای قاب HGS برابر ۱٤٤۰ کیلونیوتن و برای قاب LGS برابر ۱۳٦۰ کیلونیوتن است (شکل (۷)–ج).

بررسی نتایج برش پایه در قاب‌های مورد مطالعه نشان‌دهنده این است که مقدار برش پایه حداکثر در تمامی رکوردهای حوزه نزدیک و دور در قاب‌های LGS کمتر از قاب‌های HGS می‌باشد و نتایج عموماً نشان‌دهنده‌ی برش پایه بیشتر در رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد که نمایانگر شدت انرژی بالاتر زلزله‌های حوزه نزدیک است. استفاده از فولاد نرم‌تر در مهاربندها و در نتیجه افزایش پایداری و جذب انرژی در تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر در مهاربندها باعث می‌شود ستون‌های سازه دیرتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برش پایه کمتری به آن‌ها وارد شود. با توجه به نتایج استفاده از مهاربندهای فولاد نرم در سازه برش پایه را به میزان ۱۵ الی ۲۰ درصد کاهش می‌دهد.

۵–۵– تغییرمکان پس‌ماند[14]

وجود پالس‌های اولیه شدید در ابتدای زلزله‌های نزدیک گسل عموما منجر به تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگی می‌گردد که عمدتا به موقعیت اولیه بر نمی‌گردند و تغییرشکل‌های پس ماند قابل توجهی در سیستم ایجاد می‌گردد. این تغییرشکل‌های پسماند بزرگ باعث می‌شود که سازه با وجود عدم فروریزش، غیر قابل بهره برداری باشد. بنابراین سنجش و تخمین جابه جایی پسماند سازه‌ها در زلزله‌های نزدیک گسل از موضوعات مهم ارزیابی سرویس پذیری سازه‌ها پس از زلزله‌ها می‌باشد. تغییرمکان پسماند موجب افزایش خطر پذیری سازه در برابر پس‌لرزه‌ها، افزایش هزینه تعمیرات و جایگزینی اجزای غیرسازه‌ای می‌شود.

در جدول (۵) جابه‌جایی پس‌ماند و بیشینه جابه‌جایی مربوط به سه زلزله کوبه، نورثریج و ماناگوا از حوزه نزدیک برای قاب‌های مورد مطالعه بر حسب میلیمتر آورده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد، استفاده از فولاد نرم‌تر در مهاربندهای سازه منجر به تاخیر در ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و تعدیل انرژی ناگهانی زلزله‌های حوزه نزدیک گسل با ایجاد مفاصل بیشتر در مهاربندهای قاب‌های LGS می‌گردد و افزایش شکل‌پذیری و کاهش جابه‌جایی پسماند کل سازه را به همراه دارد. به عنوان مثال، بیشترین مقدار جابه‌جایی پسماند در قاب ۸ طبقه HGS و LGS تحت زلزله کوبه به ترتیب برابر با ۳۲۰ و ۲۰۰ میلیمتر می‌باشد (شکل (۹)) همانگونه که اشاره شد، کاهش تغییرمکان‌های جانبی، اثرات نامطلوب پدیده $p-\Delta$ را کاهش می‌دهد و منجر به پایداری بیشتر سیستم می‌گردد.

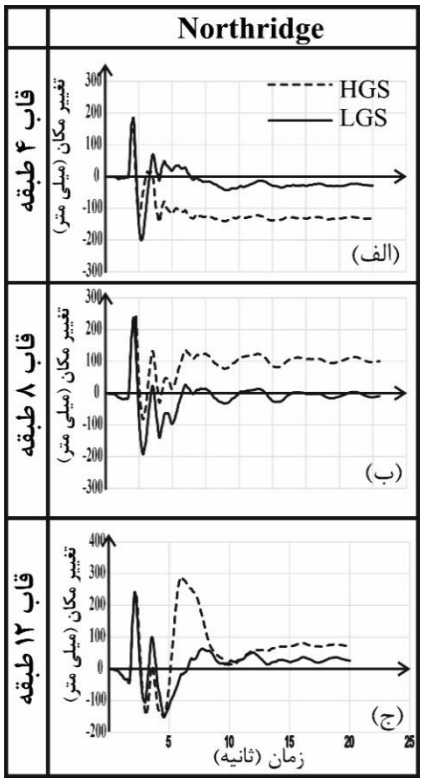


شکل ۹– مقایسه اثر تغییرمکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه

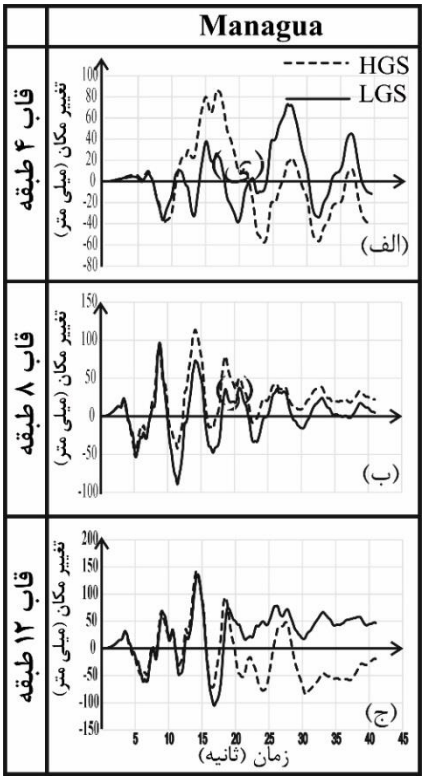
در شکل (۹)، (۱۰) و (۱۱) تغییرمکان ماندگار بام برحسب زمان برای قاب‌های مورد بررسی تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک کوبه، نورثریج و ماناگوا (که دارای بیشترین نیاز بودند) نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد این تغییرمکان در قاب ۱۲ طبقه مهاربند HGS به ترتیب برابر با ۳۰۰، ۲۸۰ و ۱۰۰ میلیمتر در زلزله‌های فوق می‌باشد. در حالی که در همین قاب با مهاربند LGS نیز به ترتیب برابر با ۳۲۰، ۱۰۰ و ۳۰ میلیمتر می‌باشد. در همین قاب با مهاربند LGS تحت زلزله کوبه برابر با ۲۰۰ می‌باشد (شکل (۸)، (۹) و (۱۰)–ج). ولی تحت دو زلزله نورثریج و ماناگونا تغییرمکان پسماند آن بسیار ناچیز است. مقدار این تغییرمکان در قاب ٤ طبقه با مهاربند HGS به ترتیب برابر با ۵۰، ۱٤۰ و ٤۰ میلیمتر و در قاب با مهاربند LGS به ترتیب برابر با ۳۰، ۲۰ و ۱۵ میلیمتر مباشد. واضح است که استفاده از فولاد گرید پایین‌تر در طراحی مهاربندهای سازه منجر به کاهش قابل توجه تغییرمکان‌های نسبی و پسماند در اعضای سازه و افزایش پایداری و کاربری سازه گردیده است.

دریفت سازه‌های LGS و HGS تحت زلزله نزدیک گسل در طبقات فوقانی در هر دو نوع سازه و در همه مدل‌ها با هم متفاوت هستند. و با افزایش تعداد طبقات این اختلاف از طبقات

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]



شکل ۱۰– مقایسه اثر تغییرمکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک نورثریج



شکل ۱۱– مقایسه اثر تغییرمکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک ماناگوا

ابتدایی شروع شده و تا انتهای سازه ادامه می‌یابد. همچنین در طبقات پایینی نیز در سازه‌های کوتاه مرتبه دریفت و جابجایی سازه‌های با مهاربند فولاد گرید بالاتر ناشی از شتابنگاشت نزدیک گسل بیشتر از سازه‌های با مهاربند فولاد نرم تحت همین شتابنگاشت است اما با افزایش تعداد طبقات این اختلاف رفته رفته با افزایش تعداد طبقات کمتر می‌شود.

با مقایسه نمودارهای دریفت نزدیک گسل و دور از گسل می‌توان دریافت که دریفت سازه‌ها تحت زلزله نزدیک گسل در تمام طبقات بیشتر از دریفت ناشی از زلزله دور از گسل است، که البته در برخی شتابنگاشت‌ها، سازه‌های میان مرتبه HGS (۸ طبقه) در طبقات فوقانی دریفت ناشی از زلزله های دور از گسل اندکی بیشتر از دریفت ناشی از رکوردهای نزدیک گسل شده است همچنین بررسی ناشی از دریفت طبقات سازه‌های نشان می‌دهد که در تمام سازه‌های LGS دریفت ناشی از رکورد نزدیک گسل بیشتر از دریفت ناشی از دور از گسل است و از طرفی در طبقات فوقانی مقادیر دریفت حاصل از زلزله نزدیک گسل به دریفت حاصل از زلزله دور از گسل نزدیک می‌شود. در حقیقت با افزایش تعداد طبقات اختلاف کم می‌شود. در سازه‌های ٤ طبقه در کلیه طبقات دریفت حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از دریفت ناشی از زلزله‌های دور از گسل است و در سازه ۸ طبقه در سه طبقه فوقانی و در سازه ۱۲ طبقه در ٤ طبقه فوقانی دریفت حاصل از زلزله های دور از گسل به دریفت ناشی از زلزله های نزدیک گسل نزدیک می‌شود ولی همچنان کمتر می‌باشد. و هر چه تعداد طبقات سازه بالاتر می‌رود اختلاف بین دریفت حاصل از زلزله دور از گسل و نزدیک گسل در کل طبقات سازه کمتر می‌شود.

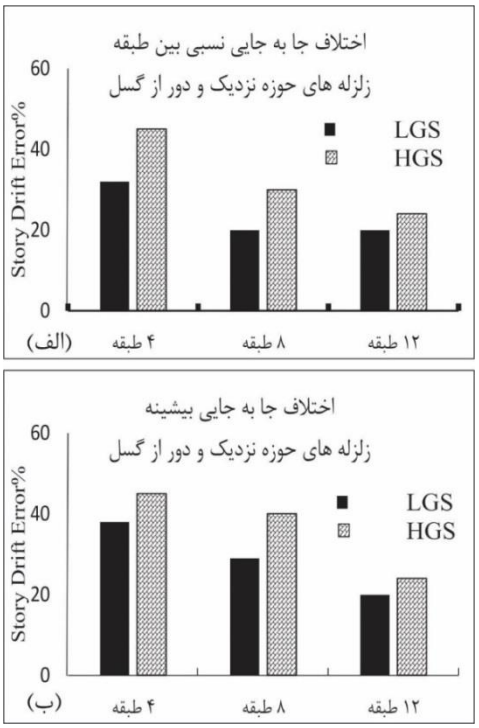
بررسی حاصل از نتایج جابجایی نیز نشان می‌دهد که جابجایی سازه LGS تحت زلزله نزدیک گسل در سازه کوتاه مرتبه ٤ طبقه کمتر از جابجایی سازه HGS است. این در حالیست که هر چه تعداد طبقات بیشتر می‌شود جابجایی سازه LGS به نسبت سازه HGS کمتر می‌شود این کمتر شدن با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. همچنین در تمام سازه‌های مورد بررسی جابجایی ناشی از زلزله نزدیک گسل بیشتر از جابجایی ناشی از زلزله دور از گسل است.

شکل (۱۲) مقادیر اختلاف دریفت و جابجایی تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد. به منظور محاسبه درصد خطای هر روش از رابطه (٦) که توسط پینهو و همکاران معرفی شده است، استفاده می‌شود.

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

$$Error\ (\%) = \frac{100}{n}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\Delta i\ Far\ Fult - \Delta i\ Near\ Fult}{\Delta i\ Far\ Fault}\right)} \quad (٦)$$

در رابطه فوق، n تعداد طبقات سازه، Δi Near Fult حداکثر تغییرمکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای نزدیک از گسل، Δi Far Fult حداکثر تغییرمکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای دور از گسل می‌باشد.

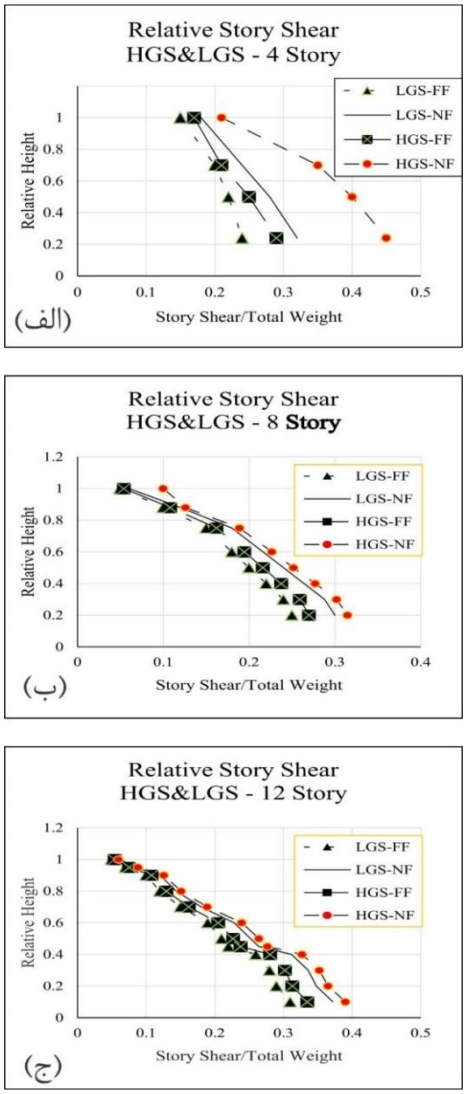


شکل ۱۲– اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه (الف) تغییرمکان نسبی و (ب) جابجایی طبقات در سازه‌های مورد مطالعه

بررسی میزان اختلاف نتایج حاصل از رکوردهای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات و دوره تناوب سازه، مقدار اختلاف دریفت و جابجایی ناشی از رکورد دور از گسل و نزدیک گسل عمدتاً کاهش پیدا می‌کند.

از طرفی اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه جابجایی و دریفت طبقات در سازه‌های LGS به مراتب کمتر از این اختلاف در سازه‌های HGS است. که نشان می‌دهد اثربخشی رکوردهای نزدیک گسل بر سازه‌های HGS بیشتر از سازه‌های با مهاربند LGS است. بیشترین اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه دریفت و جابجایی طبقات سازه HGS به ترتیب حدود ۳۲ و ۴۲ درصد و برای سازه LGS حدود ۱۴ و ۱۵ درصد مربوط به سازه کوتاه مرتبه است.

در شکل (۱۳) نتایج برش طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی تحت حوزه نزدیک گسل و دور از گسل ارائه می‌شوند.



شکل ۱۳– مقایسه برش طبقات سازه ها به نسبت ارتفاع (الف) ٤ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲ طبقه

نتایج بررسی برش طبقات تحت رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل نشان می‌دهد که برش طبقات در سازه‌های مورد بررسی ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از برش طبقات ناشی از زلزله‌های دور از گسل است. با افزایش تعداد طبقات

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

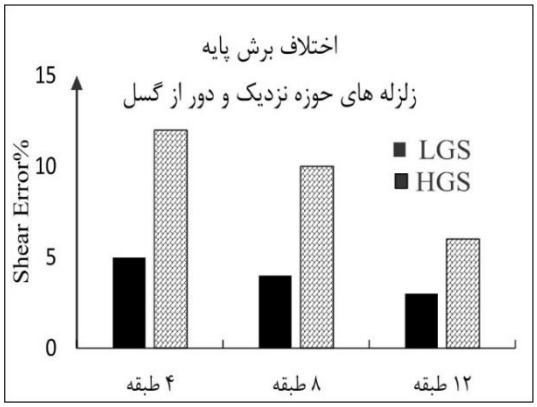
جدول ۵- مقایسه جابه‌جای بیشینه و جابه‌جایی پس‌ماند قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل

مدل	Managua				Northridge				Kobe			
	بیشینه جابجایی		جا بجایی پسماند		بیشینه جابجایی		جا بجایی پسماند		بیشینه جابجایی		جا بجایی پسماند	
	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS
٤	٨٥	٧٥	٤٠	١٥	٢٠٠	١٨٥	١٤٠	٢٠	٢٥٠	٢٠٠	٥٠	٣٠
٨	١٠٠	٩٠	٣٠	١٥	٢٤٠	٢٣٥	١٠٠	٥	٣٦٠	٢١٠	٣٢٠	٢٠٠
١٢	١١٠	٨٠	١٠٠	٧٠	٣٠٠	٢٤٠	٢٨٠	١٥٠	٣١٠	١٤٠	٣٠٠	٥٠

برش طبقات سازه‌ها ناشی از رکوردهای نزدیک گسل رفته رفته به برش ناشی از رکوردهای دور از گسل نزدیک می‌شود. افزایش تعداد طبقات تاثیر بیشتری بر کم شدن برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل نسبت به رکورد دور از گسل در سازه‌های مورد بررسی دارد.

برش پایه سازه‌های کوتاه مرتبه فولادی تحت زلزله نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. در حالیکه در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه تاثیر برش پایه ناشی در طبقات پایینی از رکورد نزدیک از گسل بیشتر از دور گسل است. لذا در سازه‌های مورد بررسی تاثیر برش پایه در طبقات پایینی در نزدیکی گسل بحرانی‌تر هستند.

شکل (١٤) مقادیر اختلاف برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد.



شکل ١٤- اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه برش پایه در سازه‌های مورد مطالعه

همانطور که از اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه برش طبقات در سازه‌های مورد بررسی پیداست، با افزایش ارتفاع طبقات این اختلاف با سرعت بسیار کمی رو به کاهش است. اما اختلاف برش طبقات بین رکوردهای دور و نزدیک گسل در سازه‌های HGS بیشتر از همین اختلاف در سازه‌های LGS می‌باشد. بیشترین اختلاف برش طبقات ناشی از رکوردهای دور و نزدیک گسل مربوط به سازه HGS به مقدار تقریبی ١٣ درصد و سازه LGS به مقدار حدودی ٤ درصد برای سازه‌های کوتاه مرتبه است و کمترین اختلاف برش طبقات ناشی از رکوردهای دور و نزدیک گسل مربوط به سازه HGS حدود ٢ درصد و سازه LGS حدود ١ درصد برای سازه‌های بلندمرتبه است.

همانطور که از اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه برش پایه در سازه‌های بلند مرتبه LGS می‌توان مشاهده کرد، این اختلاف بیشتر از سازه‌های بلند مرتبه HGS است. و از طرفی در سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه اختلاف برش پایه ناشی از دور و نزدیک گسل سازه های HGS به مراتب بیشتر از اختلاف برش پایه ناشی از این دو نوع رکورد در سازه‌های LGS ست.

٦- نتیجه‌گیری

رفتار قاب‌های مهاربندی ضربدری ویژه با تعداد طبقات مختلف که با دو نوع گرید مختلف فولاد طراحی گردیده‌اند تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی قاب‌های با تعداد طبقات ٤، ٨ و ١٢ مورد بررسی قرار گرفته است.

نتایج بدست آمده بیانگر رفتار شکل‌پذیرتر نمونه‌های طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشد و پایداری سیستم به میزان قابل ملاحظه‌ای افزوده می‌گردد. به دلیل جذب انرژی بیشتر توسط مهاربندهای از نوع فولاد نرم‌تر، سطح نیروها در ستون‌ها و اثرات $P-\Delta$ ناشی از تغییرمکان‌های جانبی کمتر می‌گردند. به صورت کلی، در نمونه‌های LGS مقادیر برش پایه و تغییرمکان‌های حداکثر و ماندگار بام نیز تحت تحلیل‌های انجام شده کاهش یافتند. ضمن اینکه عموما رفتار یکنواخت‌تری در ارتفاع سازه مشاهده گردید و از تمرکز خرابی‌ها در یک طبقه

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

خاص جلوگیری گردید. مقایسه نتایج زلزله‌های جوزه دور و نزدیک بیانگر پاسخ‌های بزرگ‌تر، نیاز شکل‌پذیری بالاتر و پراکندگی نتایج بیشتر تحت زلزله‌های حوزه نزدیک (به‌خصوص با جهت‌پذیری پیش رونده) می‌باشد.

ضمنا با توجه به تفاوت معنی‌دار میزان جذب انرژی و رفتار سازه‌های طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد، پیشنهاد می‌گردد این موضوع در آیین‌نامه‌های طرحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولاد مد نظر قرار گیرد.

۷- تقدیر و تشکر

از واحد شهر قدس دانشگاه آزاد اسلامی به عنوان حامی مالی این تحقیق تشکر و قدردانی می‌گردد.

۸- مراجع

[1] Asgarian, B. and Jalaeefar, A. (2011), "Incremental dynamic analysis of steel braced frames designed based on the first, second and third editions of the iranian seismic code (standard No. 2800)", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, pp. 190–207.

[2] Sabouri-Ghomi, S. and Ebadi, P. (2007), "The seismic benefits of using easy-going steel in X-braced frames", 8th International High-Rise Conference (IFHS2007), Abu Dhabi-UAE December, DOI: 10.13140/2.1.1440.8325.

[3] Ebadi, P. (2010), "Behavior improvement of steel X-bracing system using lower grade steel", PhD Thesis, K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran.

[4] Ebadi, P. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Effects of steel grade on seismic benefits of X-braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia.

[5] Ebadi, P. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Conceptual study of X-braced frames with different steel grades using cyclic half-scale tests", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Springer, Vol. 11, pp. 313–329.

[6] Sabouri-Ghomi, S. and Ebadi, P. (2013), "Test description of steel X-bracing system using low grade steel and internal oblique transverse stiffeners", The Structural Design of Tall and Special Buildings Journal, Wiley-Blackwell, Vol. 22, pp. 235–250.

[7] Goli, M. (2017), "Dynamic behavior of X-bracing system under near and far field earthquakes and effects of different steel grade on seismic parameters", M.Sc. Thesis in Civil Engineering, Sadra Institute of Higher Education, Tehran, Iran.

[8] Goel, C. and Chao, S.h. (2008), "Performance based plastic design of steel concentric braced frames for enhanced confidence level", Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, China.

[9] Nikname, A. and Khavar, A. (2012), "Study and evaluation of the behavior of X-bracing systems in the near-far field", 9th International Congress in Civil Engineering, Isfahan University of Technology.

[10] Rahman-Shokrgozar, H., Ghanad, A. and Aghbalagh, M. (2015), "Evaluate the behavior factor braced steel frames using mild steel", 6th National Conference on Steel & Structure, Tehran, Iran.

[11] Bahrampoor, H. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Effect of easy-going steel concept on the behavior of diagonal eccentrically braced frames", International Journal of Civil Engineering, Vol. 8, pp. 242–255.

[12] Watanabe A and Nakamura H (1992), "Study on the Behavior of Buildings Using Steel with Low Yield Point," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4465–4468.

[13] Saedi-Daryan, A., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A. and Assareh M.A. (2008), "Seismic behavior of vertical shear links made of easy-going steel", American Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 1, pp. 368–377.

[14] Irandegani, M.A. and Narmashiri, K. (2012), "Numerical study on aluminum panels used in braced steel frames as energy dissipation systems", International Journal of Physical Sciences, 7(10), pp.1661–1669.

[15] Mahmoudi, M. and Vatani-Oskouie, A. (2013), "The effect of easy-going steel on KBF's seismic behavior", Civil Engineering Infrastructures Journal, Vol. 46, PP. 81–94.

[16] De-Matteis, G., Landolfo, R. and Mazzolani, F.M. (2003), "Seismic response of MR steel frames with low-yield steel shear panels", Engineering structures, Vol. 25, pp.155–168.

[17] Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S. and Akazawa, T.M. (1994), "Energy dissipation behavior of shear panels made of low Yield steel", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 23, pp.1299–1313.

[18] Nakashima, M. (1995), "Strain-hardening behavior of shear panel made of low Yield steel. I: test", Journal of structural Engineering, pp. 1742–1749.

[19] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M. (2008), "Ductility of thin steel plate shear walls", Asian Journal of Civil Engineering, Vol. 9, pp. 153–166.

[20] Saeki, E., Sugisawa, M., Yamaguchi, T. and Wada, A. (1998), "Mechanical properties of low Yield point steels", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 10, pp. 143–152.

[21] Sabouri-Ghomi, S. and Payandehjoo, B. (2009), "Investigating the effect of stiffness and strength of each component on overall stiffness and strength of Yield damped braced core (YDBC)", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, pp.747–756.

[22] Shih, M.H. and Sung, W.P. (2005), "A model for hysteretic behavior of rhombic low Yield strength steel added damping and stiffness", Computers & structures, Vol. 83, pp.895–908.

[23] Chen, S.J. and Chang, C.C. (2012), "Experimental study of low Yield point steel gusset plate connections", Thin-Walled Structures, 57, pp. 62–69.

[24] Susantha, K.A.S., Aoki, T., Kumano, T. and Yamamoto, K. (2005), "Applicability of low-Yield strength steel for ductility improvement of steel bridge piers", Engineering Structures, /Vol. 27, pp. 1064–1073.

[25] Momenzadeh, S. and Shen, J. (2018), "Seismic demand on columns in special concentrically braced frames", Engineering Structures, Vol. 168, pp. 93–107

[26] Kheyroddin, A. and Mashhadiali, N. (2018), "Response modification factor of concentrically braced frames with hexagonal pattern of braces", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 148, pp. 658–668.

[27] Trutalli, D., De Stefani, L., Marchi, L. and Scotta, R. (2019), "Seismic capacity of steel frames braced with cross-concentric rectangular plates: non-linear analyses", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 161, pp. 128–136.

[28] Faytarouni, M., Shen, J., Seker, O. and Akbas, B. (2019),

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]

"Evaluation of brace fracture models in seismic analysis of concentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, 162, pp. 105709.

[29] Hassanzadeh, A. and Gholizadeh, S. (2019), "Collapse-performance-aided design optimization of steel concentrically braced frames", Engineering Structures, Vol. 197, pp. 109411.

[30] Kumar, M.S., Senthilkumar, R. and Sourabha, L. (2019), "Seismic performance of special concentric steel braced frames", In Structures, Elsevier, Vol. 20, pp. 166–175.

[31] Sen, A.D., Roeder, C.W., Lehman, D.E. and Berman, J.W. (2019), "Nonlinear modeling of concentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 157, pp. 103–120.

[32] Mohsenzadeh, V. and Wiebe, L. (2018), "Effect of beam-column connection fixity and gravity framing on the seismic collapse risk of special concentrically braced frames", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 115, pp. 685–697.

[33] Standard No. 2800 (4th Edition), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Road, Housing and Urban Development Research Center.

[34] Iranian national building code (No. 10), Design and construction of steel buildings, Iranian national regulation of buildings, Road, Housing and Urban Development Research Center.

[35] FEMA356 (2000), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).

[36] ATC-24 (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council.

[۳۷] عبادی، پ. و مرادی، م. (۱٤۰۰)، "کاربرد فولاد نرم بـر رفتـار دینـامیکی مهاربندهای ضربدری در برش، بخش اول: تئوری کلاسیک مهاربنـدها در برش"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳، سـال ۱٤۰۰، شـماره ۳، ص. ۱–۱۷.

[۳۸] عبادی، پ. و مرادی، م. (۱٤۰۰)، "کاربرد فولاد نرم بـر رفتـار دینـامیکی مهاربندهای ضربدری در برش، بخش دوم: تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی افزایشی"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیـر، دوره ۵۳، سال ۱٤۰۰، شماره ۱، ص. ۳٤۳–۳٦٦.

پی نوشت

[1] Incremental dynamic analysis

[2] Demand-capacity ratio

[3] Load and resistance factor design

[4]. Higher grade steel

[5] Lower grade steel

[6] Columns

[7] Diagonals

[8] Beams

[9] Low cycle fatigue

[10] Elongation

[11] Push over

[12] Pacific earthquake engineering research center

[13] Cape Mendocino

[14] Fling step

[Downloaded from old.journalisss.ir on 2026-02-07]