

کاربرد فولاد نرم بر رفتار دینامیکی مهاربندهای ضربداری در برش بخش دوم: تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی افزایشی

پرویز عبادی^۱، مهرداد مرادی^۲

^۱ گروه عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

^۲ دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی صدرالمآلهین (صدرا)، تهران، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۱۵

بازنگری: ۱۳۹۷/۰۲/۲۶

پذیرش: ۱۳۹۷/۰۴/۱۹

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۰۶/۰۴

کلمات کلیدی:

مهارند ضربداری

تحلیل استاتیکی پیشرفته غیرخطی

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

جذب انرژی

گرید فولاد

خلاصه: در بخش اول، تئوری طراحی مهاربندهای ضربداری با گریدهای مختلف فولاد ارائه و قاب‌های مختلف با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بررسی گردید. مشخص گردید که استفاده از فولاد نرم در مهاربندهای ضربداری منجر به افزایش سختی، کاهش دررفت سازه، جذب انرژی و میرایی بیشتر و افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌گردد. به منظور ارزیابی کامل‌تر رفتار سازه‌های فولادی با مهارند ضربداری در طراحی با گریدهای مختلف فولاد و در نظر گرفتن رفتار دینامیکی مهاربندها، قاب‌های با ارتفاع‌های مختلف با استفاده از آنالیزهای استاتیکی پیشرفته غیرخطی و نیز آنالیزهای دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بررسی گردیده‌اند و نتایج برای سازه‌های با ارتفاعات مختلف بصورت مقایسه‌ای ارائه گردیده‌اند. در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها از زلزله‌های نزدیک و دور برای ارزیابی کارایی لرزه‌ای با استفاده از پارامترهای سختی و حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات استفاده گردیده‌اند. بنابراین تحقیق حاضر می‌تواند منجر به ارائه راهکارهایی برای ارزیابی بهتر پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های طراحی شده با گریدهای مختلف گردد. آنچه از تحلیل‌های انجام شده و تئوری طراحی مهاربندهای ضربداری نتیجه می‌شود این است که آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی می‌توانند اثرات استفاده از انواع مختلف فولادها را در اختصاص پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ها در نظر بگیرند. نتایج بدست آمده بیانگر بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی طراحی شده با فولادهای از گریدهای پایین‌تر تحت تحلیل‌های انجام شده می‌باشد. ضمن اینکه پاسخ‌های سازه‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بزرگتر می‌باشد. همچنین با افزایش ارتفاع قاب‌ها و غالب شدن رفتار خمشی بر رفتار برشی و تأثیر بیشتر ستون‌ها بر تغییر مکان‌های کلی قاب‌ها، اثرات استفاده از فولاد نرم در رفتار کلی سازه‌ها به تدریج کاسته می‌گردد.

۱- مقدمه

در بخش اول این مقاله، تئوری طراحی مهاربندهای ضربداری ارائه گردید و نتایج طراحی قاب‌های با ارتفاع‌های مختلف با استفاده از قاب معادل یک طبقه و تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی گردیدند. در روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی متداول، تمرکز اصلی بر روی استفاده از مود اول به عنوان نماینده رفتار سازه‌ها می‌باشد. به گونه‌ای که پاسخ غیرخطی سازه را تابعی از مود اول در نظر گرفته و به صورت یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع می‌نمایند. در حالی که این شرایط در

سازه‌های خاص نظیر سازه‌های بلند مرتبه، که تأثیر مودهای بالا قابل توجه است، باید اصلاح گردد. لذا محققان روش‌های جدیدی را توصیه کرده‌اند، که در آن‌ها از مودهای بالاتر و اثرات آن‌ها استفاده شده است. در این مقاله از بروزترین روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی غیرخطی افزایشی برای تکمیل مباحث مربوط به کاربرد فولاد نرم در طراحی مهاربندهای ضربداری ویژه استفاده گردیده است.

یکی از روش‌های متداول برای بررسی رفتار سازه‌ها که در عین سادگی نسبی، پاسخ‌های قابل قبولی را ارائه می‌نماید، روش مطرح

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: parviz.ebadi@gmail.com



شده در آیین‌نامه ATC-40 [۱] می‌باشد که به نام روش طیف ظرفیت معروف می‌باشد. این روش در سال ۱۹۸۰ برای پیدا کردن رابطه بین زلزله وارده و عملکرد سازه بکار گرفته شد.

طی دهه‌های گذشته با پیشرفت مطالعات انجام شده بر ماهیت زمین‌لرزه و مطالعه بر روی اثرات آن، نشریه موسسه مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) اقدام به انتشار نشریه‌های متعددی نموده است. یکی از روش‌های مطرح شده در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، که در دستورالعمل FEMA-356 [۲] چاپ گردیده است، روش ضرایب جابه‌جایی می‌باشد.

آنتونیو^۱ و پینهو^۲ در سال ۲۰۰۲ روش‌های تحلیل پوش‌اور مودال با الگوی بار بهنگام‌شونده با یک بار اجرا را توسعه دادند. در این روش الگوی بار جانبی ثابت نبوده و بر اساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی، بهنگام می‌شود [۳].

روش دیگری که در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی کاربرد دارد، محاسبه تغییرمکان هدف به روش موسوم به N2 می‌باشد. N معرف تحلیل استاتیکی غیرخطی^۳ و عدد ۲ معرف مدل‌های دوبعدی به کار رفته می‌باشد. این روش توسط دانشگاه لیوبلیانا^۴ معرفی شده است [۴].

یکی از روش‌های نوین در تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA^۵) می‌باشد. روش IDA در سال ۲۰۰۰ توسط پروفیسور کرنل^۶ در دانشگاه استنفورد مطرح گردید و در ماه جولای سال ۲۰۰۲ طی پروژه دکتری آقای وامواتسیکوز^۷ در سازه‌های مختلف ساختمانی به کار گرفته شد [۵، ۶]. تحقیقات بعدی، برای تکمیل این روش و کاربرد آن در تحلیل سازه‌های مختلف استفاده گردیدند [۷-۱۰].

در ادامه این تحقیقات و در سال ۲۰۰۵، محققان روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده مودال (MIDA^۸) را بر اساس اصول روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی و با استفاده از مفاهیم تحلیل مودال مطرح کردند که با کاهش پیچیدگی‌های روش IDA

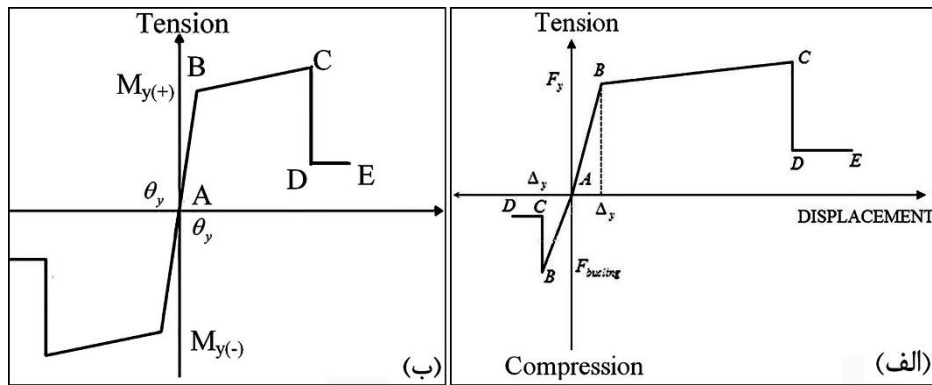
- 1 Antiniou
- 2 Pinho
- 3 Nonlinear Static Analysis
- 4 Ljubljana
- 5 Incremental Dynamic Analysis
- 6 Cornell
- 7 Vamvatsikos
- 8 Modal Incremental Dynamic Analysis

نتایج نسبتاً قابل قبولی را نیز ارائه می‌دهد [۱۱]. از این روش نیز در تحلیل سازه‌های مختلف استفاده شده است [۱۲].

در سال ۲۰۱۵ عبادی و همکاران به مطالعه موردی روش‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته با روش‌های پوش‌اور بهنگام‌شونده در تحلیل قاب‌های فولادی با سیستم مهاربند ضربدری پرداختند. در این تحقیقات مشخص گردید که استفاده از مودهای بالاتر با روش‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته منجر به افزایش ظرفیت و سختی سازه می‌گردد. ضمناً اصلاح سختی قاب در مودهای بالاتر نیز منجر به بهبود نسبی سختی و ظرفیت نهایی سازه می‌گردد [۱۳].

در این مقاله قاب‌های با سیستم مهاربند ضربدری با فولاد نرم و فولاد ساختمانی با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار گرفتند و اثرات استفاده از فولاد نرم در پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه بررسی گردیدند. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی متداول از روش طیف ظرفیت در آیین‌نامه ATC-40 [۱] و روش ضرائب جابه‌جایی در دستورالعمل FEMA356 [۲] استفاده شده است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته از روش‌های ATC-40 [۱]، FEMA356 [۲]، پوش‌اور بهنگام شونده بر اساس نیرو (FAP^۹) [۱۳]، پوش‌اور بهنگام شونده بر اساس تغییرمکان (DAP^{۱۰}) [۱۴]، N2 [۱۵] و MIDA^{۱۱} [۱۱]، برای بررسی تغییرمکان‌های هدف، ضرایب شکل‌پذیری و جذب انرژی سازه‌های با تعداد طبقات مختلف استفاده شده است. همچنین تحلیل‌های تاریخچه زمانی (TH^{۱۲}) غیرخطی [۱۶] و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) [۵-۱۰] نیز برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد با استفاده از پارامترهای مربوط به سختی، پایداری و تغییرمکان نسبی طبقات مورد استفاده قرار گرفته اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های طراحی شده با فولاد نرم بهبود می‌یابند. ضمن اینکه با افزایش ارتفاع و غالب شدن رفتار خمشی بر رفتار برشی و تأثیر بیشتر ستون‌ها بر تغییرمکان‌های کلی قاب‌ها، اثرات استفاده از فولاد نرم در طراحی مهاربندها به تدریج کاسته می‌گردد.

- 9 Force-Based Adaptive Pushover
- 10 Displacement-Based Adaptive Pushover
- 11 Modal Incremental Dynamic Analysis
- 12 Time History



شکل ۱. تعریف مفاصل پلاستیک، الف) مهاربندها، ب) ستون‌ها [۲]
 Fig. 1. Plastic Hinge Definitions, a) Braces, b) Columns

۲- طراحی و مدل‌سازی نمونه‌ها

طراحی نمونه‌های مورد مطالعه برای قاب‌های با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه با استفاده از ضوابط آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های فولادی آمریکا و ضوابط لرزه‌ای آن [۱۷، ۱۸] انجام گردیده‌اند که در بخش اول این مقاله، پلان، بارگذاری و مقاطع طراحی قاب‌ها بصورت کامل ارائه گردیده‌اند. به منظور امکان مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌ها، مهاربندها در دو حالت با استفاده از فولاد ساختمانی ($F_y=250\text{MPa}$) و فولاد نرم ($F_y=90\text{MPa}$) طراحی گردیده‌اند. سایر المان‌های سازه از جمله تیرها و ستون‌ها دارای مقاطع یکسانی در هر دو سیستم می‌باشند و با استفاده از فولاد ساختمانی طراحی گردیده‌اند.

برای مدل‌سازی نمونه‌ها، قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000 مدل‌سازی و تحلیل گردیدند. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی المان‌ها از تعریف مفاصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها و وسط مهاربندها استفاده گردید. مفاصل پلاستیک در ستون‌ها با توجه به اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی و در مهاربندها از نوع محوری با توجه به دستورالعمل FEMA356 [۲] تعریف گردیده‌اند. مطابق شکل ۸، شیب بین نقاط B و C برابر ۳٪ سختی اولیه در نظر گرفته شده است. همچنین شیب اولیه قسمت فشاری برابر شیب اولیه قسمت کششی در نظر گرفته می‌شود. نقاط کششی C، D و E بر اساس FEMA356 برای مهاربندهای تحت کشش و فشار تعریف گردیده‌اند.

۳- تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

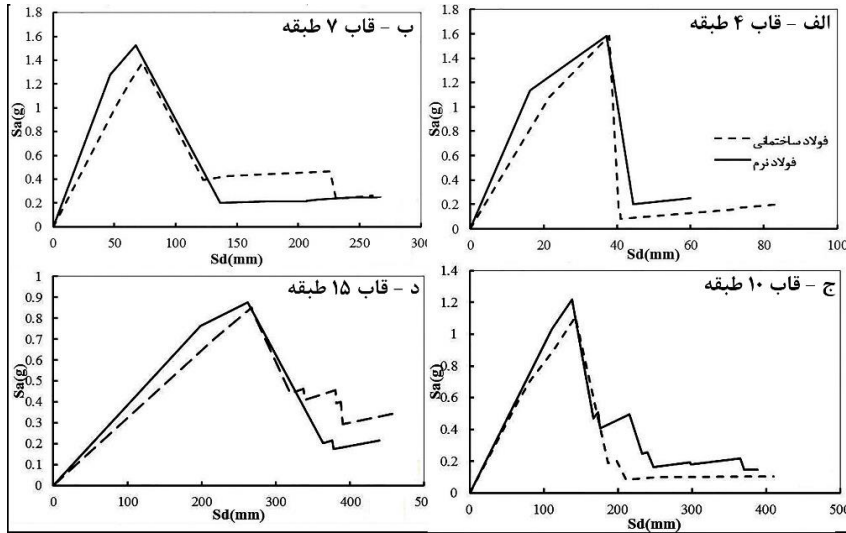
تحلیل استاتیکی غیرخطی در تعیین نیاز لرزه‌ای سازه و به طور خاص در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد مورد توجه بسیاری از

محققین قرار گرفته است. اساس کلی این روش بدین صورت می‌باشد که یک مدل غیرخطی از سازه تحت یک الگوی بار جانبی قرار گرفته و این بار جانبی با آهنگ ثابتی افزایش پیدا می‌کند تا به تغییرمکان هدف از پیش تعیین شده برسد. در طول فرآیند افزایش صعودی بار جانبی، مقاومت و سختی اجزای سازه در هر گام با توجه به منحنی رفتاری غیرخطی (تعریف مفاصل) که از پیش برای آنها تعریف شده اصلاح می‌گردد.

در روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی متداول، تمرکز اصلی بر روی استفاده از مود اول به عنوان نماینده رفتار سازه‌ها می‌باشد. در حالی که این شرایط در سازه‌های خاص نظیر سازه‌های بلند مرتبه که تحت تأثیر مودهای بالاتر نیز قرار دارند، منجر به ایجاد خطا می‌گردد. بنابراین محققان روش‌های جدیدی را توصیه کرده‌اند، که در آن‌ها از مودهای بالاتر و اثرات آن‌ها استفاده شده است. در این بخش، آنالیزهای استاتیکی غیرخطی متداول و پیشرفته برای بررسی رفتار قاب‌ها در مقایسه با تئوری کلاسیک رفتاری مهاربندها مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

۳-۱- روش طیف ظرفیت

اصلی‌ترین خروجی این تحلیل، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل تغییرمکان بام می‌باشد که به آن منحنی ظرفیت سازه گفته می‌شود. هر نقطه روی منحنی ظرفیت بیان‌کننده یک حالت خسارت خاص بر روی سازه می‌باشد. بنا به تعریف، نقطه عملکرد هر سازه محل برخورد منحنی طیف پاسخ و طیف ظرفیت سازه در یک سیستم مختصات یکسان می‌باشد. منحنی طیف پاسخ برای سطح خطر ۱ (با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال) و با توجه به FEMA-356 [۲]



شکل ۲. مقایسه منحنی‌های طیف ظرفیت برای قاب‌های طراحی شده با فولاد ساختمانی و فولاد نرم

Fig. 2. Comparison of capacity spectrum diagrams for designed frames with structural steel and lower grade steel

جدول ۱. مقادیر تغییرمکان تسلیم هدف و شکل‌پذیری در قاب‌های مورد مطالعه با روش طیف ظرفیت

Table 1. Calculated yield and performance displacements and ductility of studied frames using capacity spectrum method

مدل	XBF4	XBF10	XBF10	XBF15
$Sd_{P(SS)}$	۳۰	۶۶/۷	۱۴۸/۴	۲۵۸/۴
$Sd_{P(LGS)}$	۲۱/۶	۵۵/۱	۱۲۱/۸	۲۳۷
$Sd_{y(SS)}$	۲۳/۴۲	۵۱/۲۱	۱۱۸/۲	۲۱۸/۹
$Sd_{y(LGS)}$	۱۶/۱	۴۲/۷	۹۸	۱۹۸/۴
$\mu_{(SS)}$	۱/۲۸	۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۱۸
$\mu_{(LGS)}$	۱/۳۳	۱/۳	۱/۲۷	۱/۱۹
$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}}$	۰/۷۲	۰/۸۲	۰/۸۲	۰/۹۲

($F_y=90$ MPa) نسبت به تنش تسلیم در فولاد ساختمانی ($F_y=250$ MPa) کمتر می‌باشد، قاب‌های با مهاربند از نوع فولاد نرم زودتر وارد ناحیه غیرخطی می‌گردند و در تغییرمکان‌های جانبی کوچکتری شروع به جذب انرژی زلزله می‌نمایند. بدین ترتیب آسیب کمتری به المان‌های اصلی (ستون‌ها) وارد می‌شود.

در جدول ۱ مقادیر تغییرمکان هدف و شکل‌پذیری تغییرمکانی برای فولاد ساختمانی و فولاد نرم برای قاب‌های با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ ارائه گردیده‌اند و با مقادیر متناظر در تئوری مقایسه گردیده‌اند. در این جدول، Sd_p تغییرمکان هدف، Sd_y تغییرمکان در نقطه تسلیم و μ ضریب شکل‌پذیری می‌باشند. همچنین اندیس‌های

تعریف گردیده و در این تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. در منحنی طیف تقاضای مورد استفاده، مقادیر شتاب پاسخ در پریود کوتاه (S_y) و پریود ۱ ثانیه (S_1) به ترتیب برابر با ۲/۲۹ و ۰/۹۴ می‌باشند. به منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه منحنی ظرفیت، ابتدا بارهای ثقلی به صورت زیر به سازه اعمال گردیده‌اند.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (1)$$

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (2)$$

که Q_G بار ثقلی، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده می‌باشند. پس از اعمال بارهای ثقلی، بارهای جانبی زلزله به سازه اعمال گردیده‌اند. دو نوع بارگذاری جانبی با الگوی مثلثی و یکنواخت برای ارزیابی سازه در نظر گرفته شده‌اند. منحنی‌های طیف ظرفیت برای قاب‌های مورد مطالعه در دو حالت طراحی با فولاد ساختمانی و فولاد نرم در شکل ۲ ارائه شده‌اند. ملاحظه می‌گردد که سطح زیر نمودار منحنی طیف ظرفیت در قاب با فولاد نرم تا حدودی بزرگتر از قاب با فولاد ساختمانی می‌باشد. ضمن اینکه با افزایش تعداد طبقات سازه، مساحت زیر نمودار (جذب انرژی) نمونه‌های طراحی شده با فولاد نرم و ساختمانی به یکدیگر نزدیکتر می‌گردند که به دلیل نقش بیشتر تغییرشکل‌های خمشی در رفتار سازه‌های با ارتفاع بیشتر می‌باشد. همچنین با توجه به اینکه تنش تسلیم در فولاد نرم

جدول ۲. سطح عملکرد مهاربندها و ستونها در نقطه عملکرد در تحلیل به روش طیف ظرفیت

Table 2. Performance level of braces and columns in performance point using capacity-spectrum analysis method

ستون	مهاربند					قاب
	عملکرد	CL	CP	LS	IO	
۳،۲	CL	۲	-	۱	۴،۳	XBF4 _(SS)
۲	CL	۳،۲	-	۴	-	XBF4 _(LGS)
۶	CL	۶،۵	-	-	۳،۲	XBF7 _(SS)
-	-	۱،۲	-	۴	۳	XBF7 _(LGS)
۵	CL	۲،۳،۴	-	۱۰،۶	۷،۵	XBF10 _(SS)
۵	IO	۲،۳،۴	-	۶	۷،۵	XBF10 _(LGS)
۸	CL	۶،۷	۱۱	۹،۱۰	۳،۴	XBF15 _(SS)
-	-	۷،۸،۹	-	-	۳،۴	XBF15 _(LGS)

*اعداد داخل جدول شماره طبقات می باشد.

در نقطه عملکرد سازه، مهاربند طبقات ۳ و ۴ در سطح عملکرد IO و مهاربند طبقه اول در سطح عملکرد LS قرار دارند. مهاربند طبقه ۲ نیز گسیخته شده است. همچنین ستون طبقات ۲ و ۳ در قاب با مهاربند ساختمانی گسیخته شده اند. در قاب XBF4_(LGS)، مهاربند طبقه ۴ در سطح عملکرد LS قرار دارد و مهاربندهای طبقات ۲ و ۳ نیز گسیخته شده اند. در ستون های این قاب نیز ستون طبقه ۲ گسیخته گردیده است. با مقایسه این دو قاب می توان ملاحظه نمود که با توجه به اینکه تعداد مهاربندهای گسیخته شده در قاب با فولاد نرم بیشتر و تعداد ستون های گسیخته شده کمتر از قاب با فولاد ساختمانی می باشد، بنابراین تمرکز نیروها در قاب با فولاد نرم بیشتر روی مهاربندها بوده و آسیب کمتری به ستون ها نسبت به قاب با فولاد ساختمانی وارد گردیده است.

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۲، در سازه های طراحی شده با مهاربندهایی از جنس فولاد ساختمانی، در اکثر موارد پس از تشکیل چند مفصل در مهاربند طبقات در سطوح عملکرد مختلف، مفاصل در ستون ها تشکیل شده و معمولاً تعدادی از این ستون ها نیز گسیخته می شوند و سازه ناپایدار می گردد. در مقابل، در سازه های طراحی شده با مهاربندهایی از جنس فولاد نرم، با توجه به تئوری ارائه شده در بخش اول این مقاله، مهاربندها زودتر وارد ناحیه غیرخطی می شوند. بنابراین، بیشتر انرژی زلزله توسط مهاربندها جذب گردیده

SS بیانگر فولاد ساختمانی و LGS بیانگر فولاد نرم می باشد. با توجه به جدول ۱ می توان ملاحظه نمود که تغییر مکان هدف و تسلیم قاب های طراحی شده با فولاد نرم تر کمتر از قاب های طراحی شده با فولاد ساختمانی می باشد. اختلاف بین این مقادیر، با افزایش ارتفاع سازه کمتر می گردد که به دلیل رفتار خمشی قاب ها و نقش بیشتر ستون ها در تغییر مکان های جانبی قاب ها می باشد. همان گونه که ذکر شد ستون ها در طراحی قاب ها بصورت مشابه در نظر گرفته شده اند و بنابراین، می توان انتظار داشت که با افزایش ارتفاع سازه، نقش فولاد نرم مورد استفاده در مهاربندها در رفتار کلی سازه کمتر گردد. نکته قابل توجه در نتایج بدست آمده، مربوط به شکل پذیری بیشتر نمونه های طراحی شده با فولاد نرم می باشد.

سطح عملکرد مهاربندها و ستون ها در نقطه عملکرد در تحلیل به روش طیف ظرفیت در جدول ۲ ارائه شده است. در این جدول، مفاصل ایجاد شده در مهاربندها، ستون ها و سطوح عملکرد آن ها در نقطه عملکرد سازه ارائه شده اند. منظور از IO¹، LS²، CP³ و CL⁴ به ترتیب سطوح عملکرد استفاده بی وقفه، ایمنی جانی، آستانه فروریزش و گسیختگی سازه می باشد. اعداد نوشته شده در جدول ۲ مربوط به شماره طبقات می باشد. به عنوان نمونه، در قاب XBF4_(SS)

- 1 Immediate occupancy
- 2 Life safety
- 3 Collapse prevention
- 4 Collapse

جدول ۳. نتایج تحلیل نمونه‌ها بر اساس روش ضریب جابه‌جایی در دستورالعمل FEMA 356
Table 3. Analysis results of specimens according to displacement ratio method in FEMA 356

مدل*	XBF4(SS)	XBF4(LGS)	XBF10(SS)	XBF10(LGS)	XBF10(SS)	XBF10(LGS)	XBF15(SS)	XBF15(LGS)
δ_f	۲۵	۱۶	۶۳/۱	۴۲/۶۸	۱۱۵/۹	۹۰/۹	۲۵۶	۲۳۰
$Sd_{p(LGS)}/Sd_{p(SS)}$	۰/۶۴		۰/۶۶		۰/۷۹		۰/۸۹	
T_e	۰/۲۸	۰/۲۳	۰/۴۵	۰/۳۸	۰/۶۵۸	۰/۵۵۶	۱/۱۱	۱/۰۲
K_e	۱۷۵۵۲	۲۳۱۷۷	۱۱۲۸۲	۱۴۵۳۸	۶۹۱۳	۸۴۸۱	۳۶۷۰	۴۱۸۷
$K_{e(LGS)}/K_{e(SS)}$	۱/۳۲		۱/۲۹		۱/۲۳		۱/۱۴	
V_y	۵۲۷	۵۳۲	۸۷۰	۱۰۴۸	۸۸۹	۱۰۵۶	۷۰۵	۸۰۴
Sa	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۸۷	۰/۸۷	۰/۷۳	۰/۸۷	۰/۵۱	۰/۵۴
R	۱/۰۴۵	۱	۱/۲۴۷	۱/۰۷	۱/۴۱	۱/۲	۲/۲۳	۲/۱۶

* تمامی واحدها بر حسب کیلونیوتن و میلی‌متر می‌باشند.

مزیت روش معرفی شده در FEMA-356 به روش معرفی شده در ATC-40 سادگی بکارگیری آن است. در این روش برخلاف روش طیف ظرفیت، لازم نیست منحنی‌ها به سیستم مختصات ADRS تبدیل شوند و تنها با استفاده از منحنی ظرفیت و تعدادی رابطه ساده می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را محاسبه نمود. همچنین در روش ضریب جابه‌جایی، علاوه بر تغییرمکان هدف، مقادیری از قبیل زمان تناوب و سختی در ناحیه الاستیک و تغییرمکان هدف، برش پایه و نسبت مقاومت قابل محاسبه می‌باشند.

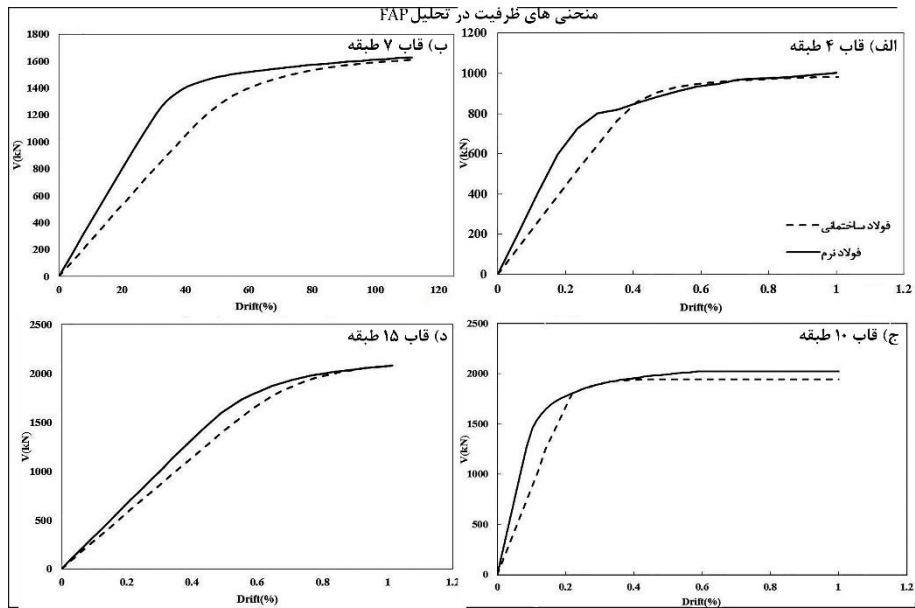
طبق دستورالعمل FEMA-356 برای محاسبه تغییرمکان هدف، ابتدا یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده و منحنی برش پایه در مقابل جابه‌جایی (منحنی پوش‌اور) بدست می‌آید. سپس منحنی پوش‌اور دوخطی شده، مقادیر تغییرمکان هدف (δ_f) و برش پایه (V_y) محاسبه می‌گردند. پارامترهای مربوط به این روش برای قاب‌های مورد مطالعه در جدول ۳ ارائه شده‌اند و با نتایج تئوری مقایسه گردیده‌اند. در این جدول δ_f تغییرمکان هدف، Sa شتاب طیفی، T_e زمان تناوب اصلی، K_e سختی قاب، R نسبت مقاومت، V برش پایه می‌باشند.

با توجه به نتایج حاصل شده از این روش در جدول ۳ ملاحظه

و نیروی کمتری به ستون‌ها وارد می‌گردد که نهایتاً منجر به پایداری بیشتر قاب می‌گردد. به عبارت ساده‌تر، مشارکت بیشتر و مؤثرتر مهاربندها در جذب انرژی سیستم منجر به تشکیل مفاصل کمتر در ستون‌ها می‌گردد که به معنی سطح عملکرد بالاتر ستون‌ها می‌تواند تفسیر گردد.

۳-۲- روش ضریب جابه‌جایی

با افزایش جابه‌جایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند تا حدی که در بعضی از نقاط سازه نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر می‌روند. با توجه به سطح عملکردی که برای ساختمان انتخاب می‌شود، سازه باید بتواند تا حد معینی از جابه‌جایی جانبی را بدون این که تغییرشکل‌ها در منحنی ظرفیت اعضا از یک حد فراتر رود تحمل کند. مقدار این تغییرمکان برای یک سطح عملکرد معین، مشخص است. این تغییرمکان در آیین‌نامه FEMA-356 تغییرمکان هدف و در آیین‌نامه ATC-40 جابه‌جایی تقاضا نامیده می‌شود. روش محاسبه تغییرمکان هدف در آیین‌نامه FEMA-356، ضریب جابه‌جایی و روش محاسبه تغییرمکان هدف در آیین‌نامه ATC-40، طیف ظرفیت نامیده می‌شود.



شکل ۳. منحنی ظرفیت قاب‌ها تحت تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس نیرو
 Fig. 3. Capacity diagrams for frames under force adaptive pushover analysis

صورت $F_j = \Gamma_j \phi_j M_i S_a(j)$ تعیین و رسم می‌شود. در این رابطه، Γ ضریب تحریک مودال، M_i جرم طبقه i ام و S_a شتاب طیفی می‌باشند. سپس با استفاده از روش SRSS⁴، این نیروها با یکدیگر ترکیب شده و یک الگوی بارگذاری معادل حاصل می‌شود. در گام بعدی، برش طبقات حاصل از مجموع نیروهای طبقات بالاتر برای چند مود اول محاسبه می‌گردد. از تقسیم برش پایه در هر مود (V_i) به نسبت تغییرات برش پایه طبقات (ΔV_i)، مقدار ضریب λ در هر مود حاصل می‌گردد. این ضریب در هر مرحله و در هر مود به P_0 (بردار بار اسمی که مقداری ثابت می‌باشد) و الگوی بارگذاری معادل ضرب شده و به سازه اعمال می‌شود. نمودار نیرو - تغییرمکان در تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس نیرو بر روی قاب‌های مورد مطالعه در شکل ۳ نشان داده شده‌اند.

در این شکل، منحنی‌های ظرفیت قاب با تعداد طبقات مختلف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام‌شونده بر اساس نیرو تا دریافت ۱ درصد ترسیم گردیده‌اند تا در یک جابه‌جایی نسبی مشخص و یکسان نتایج حاصل از اعمال این الگوی بارگذاری بر روی سازه با فولاد نرم و سازه با فولاد ساختمانی مقایسه گردد. با توجه به شکل ۲، وجود سختی بیشتر در قاب با فولاد نرم نسبت به فولاد ساختمانی در نتایج همه سازه‌ها مشهود می‌باشد که این موضوع به

می‌گردد که نسبت تغییرمکان هدف در سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم به سازه‌های طراحی شده با فولاد ساختمانی در قاب‌های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب برابر با ۰/۶۴، ۰/۶۶، ۰/۷۹ و ۰/۸۹ می‌گردد. همچنین، با افزایش تعداد طبقات، اختلاف بین تغییرمکان‌های هدف کاهش می‌یابد که به دلیل تغییرمکان غالب خمشی بر رفتار کلی سازه و اثرات کمتر استفاده از فولاد نرم می‌باشد.

۳-۳- تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده

در تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده^۱، الگوی بار جانبی ثابت نبوده و بر اساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی بهنگام می‌شود. در این روش، چند مود اول سازه تعیین گردیده و کاهش سختی سازه، افزایش پیروی و اصلاح نیروی اینرسی مد نظر قرار می‌گیرند. این روش به دو صورت تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده بر اساس نیرو^۲ و تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده بر اساس جابه‌جایی^۳ ارائه شده است.

۱-۳-۳ تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده بر اساس نیرو (FAP)

در این روش، ابتدا الگوی بارگذاری مربوط به چند مود اول به

1 Adaptive Pushover Analysis
 2 Force Adaptive Pushover
 3 Displacement Adaptive Pushover

4 Square Root of the Sum of Squares

FAP است، با این تفاوت که در روش DAP به جای بردارهای نیرو از بردارهای جابه‌جایی که از تحلیل‌های دینامیکی خطی بدست می‌آید استفاده می‌گردد و رابطه (۳) برقرار است:

$$U_i = \lambda_i \cdot DT \cdot U_0 \quad (3)$$

در این رابطه، DT گام زمانی و U_0 یک مقدار ثابت اولیه جابه‌جایی می‌باشد. این روش بر خلاف روش FAP تغییرات سختی در سازه را نیز نشان می‌دهد که این تغییر با تغییر شکل متناظر با سختی در طبقات مختلف سازه در مودهای گوناگون ظاهر می‌شود. نمودارهای نیرو - تغییر مکان در تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس جابه‌جایی بر روی قاب‌های مورد مطالعه در شکل ۴ نشان داده شده‌اند.

با توجه به نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود که در سازه‌های با ارتفاع کمتر نتایج منحنی ظرفیت در قاب با مهاربند فولاد نرم و فولاد ساختمانی بسیار نزدیک به هم حاصل شده است. اما با افزایش ارتفاع سازه، منحنی ظرفیت قاب با مهاربند فولاد نرم نسبت به قاب با مهاربند فولاد ساختمانی بزرگتر می‌باشد.

در جدول ۴ نیز مقایسه جذب انرژی قاب‌ها در تحلیل با روش DAP نشان داده شده است که نتایجی مشابه روش FAP را در بر دارد. با این تفاوت که مقدار جذب انرژی در این تحلیل تا حدودی بیشتر می‌باشد. لازم به ذکر است که در روش DAP اثرات سختی و جابه‌جایی طبقات نیز در الگوهای بارگذاری لحاظ می‌گردند. بنابراین، با افزایش ارتفاع سازه تأثیر این نوع الگوی بارگذاری در پاسخ سازه بیشتر شده و ظرفیت سازه دارای مقادیر بزرگتری نسبت به روش FAP می‌باشند.

۳-۳-۳ مقایسه نتایج تحلیل‌های بهنگام‌شونده و روش طیف ظرفیت یک نمونه از مقایسه منحنی‌های ظرفیت بدست آمده از تحلیل‌های بهنگام‌شونده و روش‌های طیف ظرفیت برای قاب ۴ طبقه در شکل ۵ نشان داده شده است. با توجه به این شکل، شیب اولیه منحنی (سختی اولیه سازه) در روش DAP بیشتر از روش‌های دیگر می‌باشد که این موضوع، به دلیل مشارکت سختی و جابه‌جایی طبقات در الگوی بارگذاری چند مود اول می‌باشد. به عبارت ساده‌تر، در روش تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس جابه‌جایی (DAP)، سختی اولیه سازه

دلیل سطح مقطع بزرگتر در مهاربندهای قاب با فولاد نرم نسبت به فولاد ساختمانی می‌باشد. از طرفی سطح زیر نمودار قاب با فولاد نرم نسبت به قاب با فولاد ساختمانی بیشتر می‌باشد. این موضوع نشان می‌دهد که سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم نسبت به فولاد ساختمانی انرژی بیشتری از زلزله را جذب می‌نمایند.

در جدول ۴ سطح زیر نمودار منحنی ظرفیت قاب با تعداد طبقات مختلف در تحلیل با روش FAP با یکدیگر مقایسه شده‌اند و نسبت‌های بین سطوح زیر نمودار در قاب با فولاد نرم و فولاد ساختمانی محاسبه گردیده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده در جدول ۴ ملاحظه می‌گردد که نسبت جذب انرژی در قاب با فولاد نرم به قاب با فولاد ساختمانی با افزایش تعداد طبقات سازه افزایش پیدا می‌کند و سازه با فولاد نرم انرژی بیشتری از زلزله را مستهلک می‌کند.

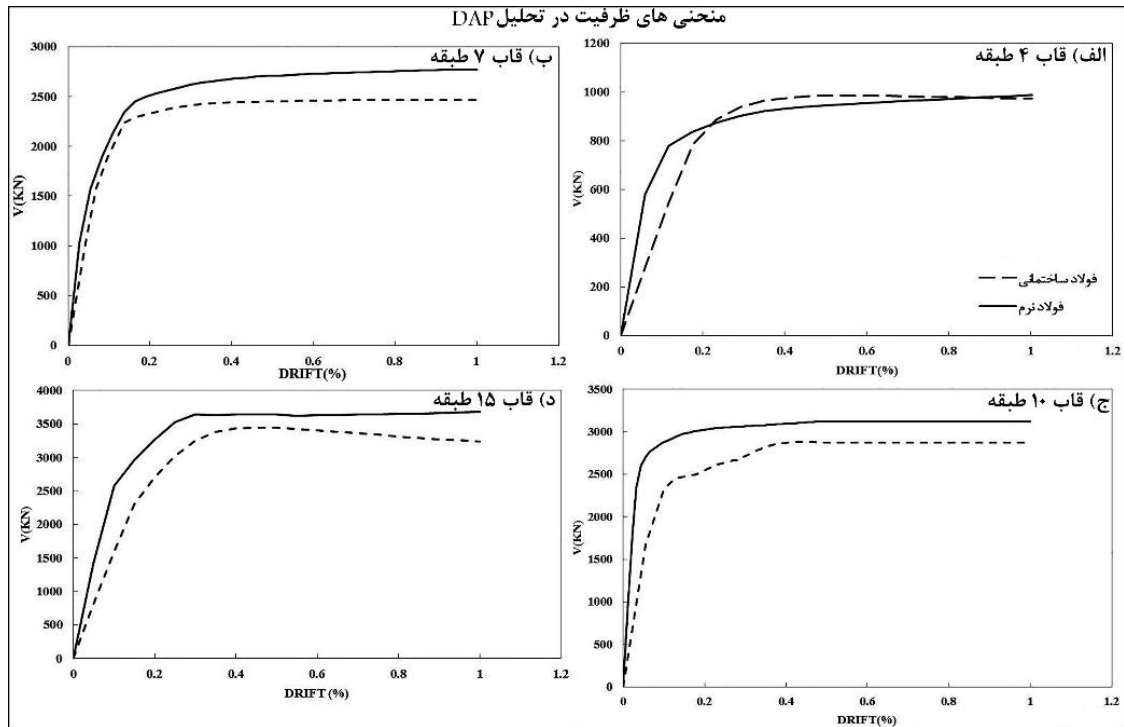
۳-۳-۲ تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده بر اساس جابه‌جایی (DAP)

در روش FAP برخی خصوصیات سازه از قبیل وجود بی‌نظمی در ارتفاع (بی‌نظمی مربوط به سختی در ارتفاع سازه) و وجود طبقات نرم دیده نمی‌شوند. در تحلیل پوش‌اور بهنگام‌شونده بر اساس جابه‌جایی (DAP) یک الگوی بارگذاری مبتنی بر جابه‌جایی استفاده می‌شود به گونه‌ای که در این الگوی بار، تغییر شکل در هر گام تغییر کرده و تغییرات سختی سازه در آن وارد می‌شود. این روش همانند روش

جدول ۴. مقایسه ظرفیت جذب انرژی در تحلیل با روش‌های بهنگام‌شونده

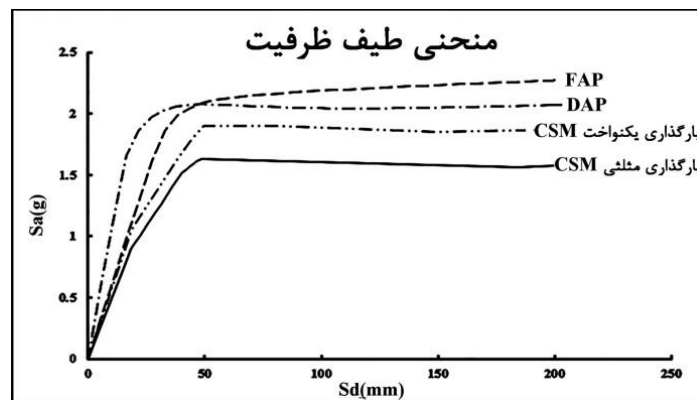
Table 4. Comparison of energy dissipation capacity using adaptive pushover analysis methods

A_{LGS}/A_{SS}		جذب انرژی (kN-mm)		فولاد مهاربند	مدل
DAP	FAP	DAP	FAP		
۱/۰۱	۱/۰۳۹	۸۶۹	۷۸۷	LGS	XBF4
		۸۵۸	۷۵۷	SS	
۱/۱۱	۱/۰۵۱	۲۵۱۹	۱۴۵۹	LGS	XBF7
		۲۲۶۹	۱۳۸۷	SS	
۱/۱۲	۱/۰۶۸	۲۹۹۱	۱۷۹۰	LGS	XBF10
		۲۶۵۱	۱۶۷۵	SS	
۱/۱۴	۱/۰۷۵	۳۳۴۰	۱۹۹۸	LGS	XBF15
		۲۹۳۱	۱۸۵۸	SS	



شکل ۴. منحنی ظرفیت قاب‌ها تحت تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس تغییرمکان

Fig. 4. Capacity diagrams for frames under displacement adaptive pushover analysis



شکل ۵. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب ۴ طبقه با فولاد ساختمانی در روش‌های بهنگام‌شونده و طیف ظرفیت

Fig. 5. Comparison of capacity diagrams of four-story frames with structural steel under FAP and DAP methods

از روش‌های ترکیب درجه دوم، از تغییر علامت نیروهای مودال در طبقات صرفنظر گردیده و علامت مؤلفه‌های برداری الگوی بار اعمالی در تمام طبقات یکسان می‌باشد. همان‌گونه که اشاره گردید، روش DAP مبتنی بر جابه‌جایی بوده و از لحاظ مفهومی نسبت به روش FAP صحیح‌تر می‌باشد. اما در این روش نیز الگوی بار اعمالی در تمام طبقات یکسان می‌باشد که این نقطه ضعف محسوب می‌شود.

بیشتر می‌باشد و سطح زیر نمودار بزرگتری دارد. نتایج روش تحلیل بهنگام‌شونده بر اساس نیرو نیز بسیار نزدیک به روش DAP می‌باشند، اما سختی اولیه سازه در این روش کمتر از DAP است. زیرا در الگوی بارگذاری FAP اثرات کاهش سختی سازه و تأثیر آن در افزایش زمان تناوب و اصلاح نیروی اینرسی ناشی از مقادیر طیفی در نظر گرفته نمی‌شود. در روش FAP به دلیل استفاده

جهت اصلاح این نقطه ضعف می‌توان از روش تحلیل با یکبار الگوی بار بهنگام شونده استفاده نمود. در این روش برای تعیین الگوی بار در هر مرحله از بارگذاری بر خلاف روش‌های قبلی، از نیروهای مودال لحظه‌ای طبقات استفاده نمی‌شود. بلکه شکل الگوی بار از روی برش مودال لحظه‌ای طبقات استخراج می‌گردد. در این حالت علامت مولفه‌های برداری الگوی بار اعمالی نیز در تمام طبقات یکسان نخواهد بود. همچنین منحنی‌های طیف ظرفیت حاصل از روش ATC-40 [۱] سطح زیر نمودار کمتری نسبت به روش‌های تحلیل بهنگام‌شونده دارد که علت آن می‌تواند به مشارکت تنها مود اول در الگوی بارگذاری باشد. به منظور اصلاح این ضعف در روش ATC-40 می‌توان به جای یک مود، نتایج چند مود اول سازه را مورد بررسی قرار داد. به طور کلی نتایج روش ATC-40 نسبت به نتایج تحلیل بهنگام‌شونده محافظه‌کارانه‌تر می‌باشند.

۳-۴ تحلیل با روش N2

اولین مطالعات بر روی سازه‌های نامنظم و آنالیز استاتیکی غیرخطی سه بعدی آنها به اواسط دهه ۱۹۹۰ برمی‌گردد. در سال ۱۹۹۷ محققین بسیاری آنالیز استاتیکی غیرخطی را به ساختمان‌های نامنظم توسعه دادند. با اعمال یک توزیع بار جانبی، مشابه آنچه بر مرکز جرم در روش‌های استاتیکی غیرخطی انجام می‌گیرد، یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تقریبی ارائه گردید. همچنین روش‌های دیگری نیز توسط محققان ارائه گردید که شامل دو مرحله می‌باشد. اول آنالیز دینامیکی غیرخطی طیفی سه بعدی و در ادامه آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب دویعدی برای هریک از المان‌های مقاوم. پس از آن روش توسعه یافته N2 جزء معدود روش‌هایی محسوب می‌شوند که

جدول ۵. مقایسه تغییرمکان هدف و ضریب شکل‌پذیری در تحلیل با روش N2

Table 5. Comparison of performance displacement and ductility ratio under N2 analysis method

$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}}$	$\mu_{P(LGS)}$	$\mu_{P(SS)}$	$Sd_{P(LGS)}$	$Sd_{P(SS)}$	طبقه*
۰/۸۸	۲/۹	۲/۸۵	۸/۸	۱۰	۴
۰/۸۸۹	۱/۷۱	۱/۶۵	۱۰/۲	۱۱/۵	۷
۰/۹۲	۱/۹۵	۱/۶۳	۱۵/۵	۱۶/۷	۱۰
۰/۹۷	۱/۶۹	۱/۶۵	۲۶/۲	۲۷	۱۵

* تغییرمکان‌ها براساس میلی‌متر می‌باشند.

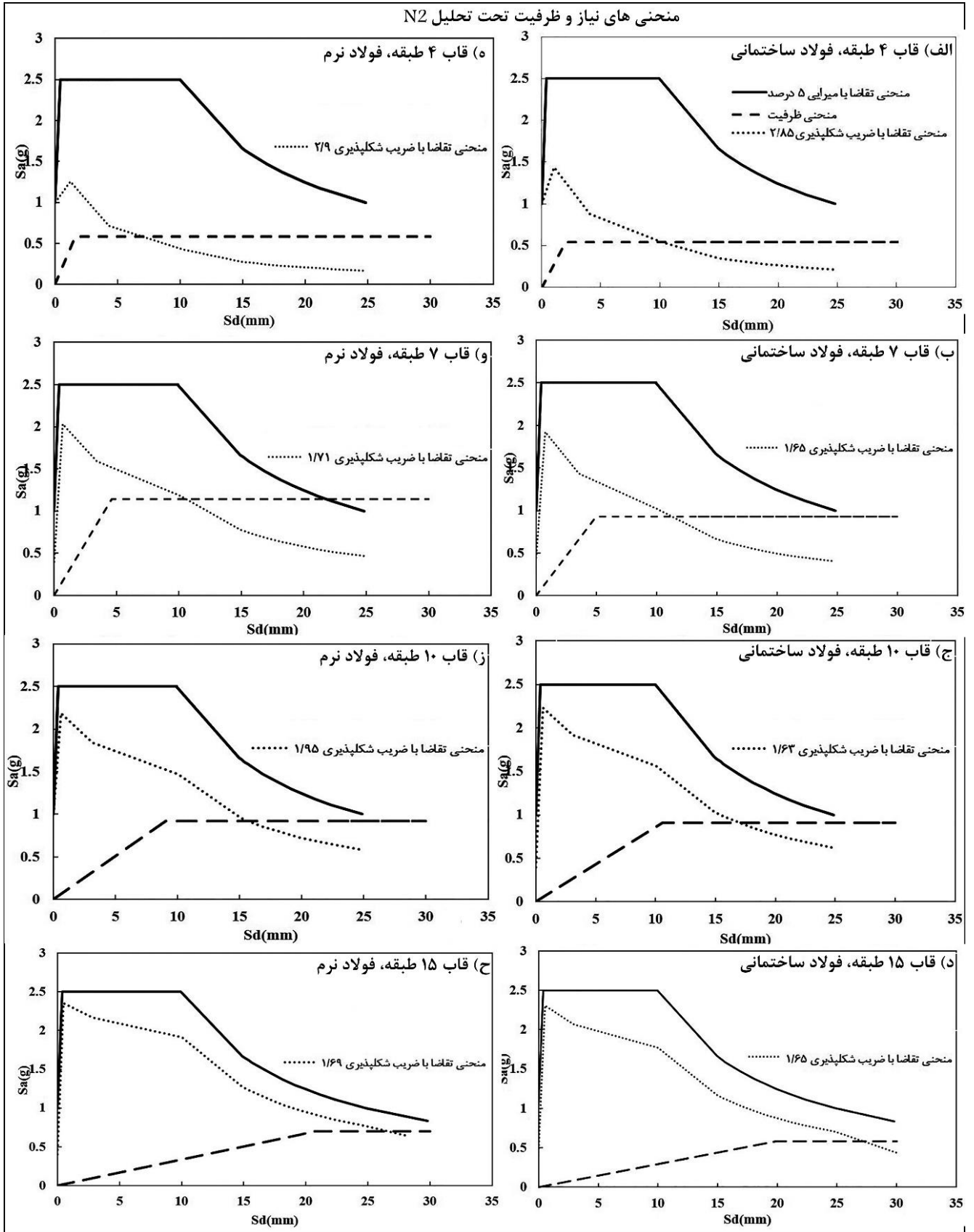
در سازه‌های متقارن و نامتقارن توسعه یافته‌اند [۱۵].

مراحل انجام این روش، همان روش طیف ظرفیت در آیین‌نامه ATC-40 [۱] می‌باشد. با این تفاوت که در این تحلیل به جای طیف تقاضای الاستیک، از طیف تقاضای غیرالاستیک استفاده می‌شود. در این روش ابتدا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی طیف ظرفیت بدست می‌آید. سپس منحنی طیف تقاضای الاستیک محاسبه گردیده و با استفاده از روابطی به منحنی طیف تقاضای غیرالاستیک تبدیل می‌شود. محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و منحنی طیف تقاضای غیرالاستیک سازه تغییرمکان هدف خواهد بود. الگوی بارگذاری که در این روش به سازه اعمال می‌گردد، به صورت $P = m\phi$ می‌باشد. m ماتریس مربوط به جرم سازه می‌باشد. برای محاسبه شکل مودی سازه (ϕ) نیز یک تحلیل مودال باید انجام گردد. منحنی ظرفیت و منحنی‌های تقاضا برای میرایی ۵ درصد و کاهش‌یافته برای قاب‌های مورد تحلیل با تعداد طبقات مختلف در شکل ۶ ارائه شده‌اند.

همچنین مقایسه تغییرمکان‌های هدف و شکل‌پذیری قاب‌های مورد تحلیل با روش N2 در جدول ۵ انجام گردیده است. ملاحظه می‌گردد که در این روش نیز با افزایش تعداد طبقات سازه، اختلاف بین تغییرمکان‌های هدف کاهش می‌یابد. همچنین ضریب شکل‌پذیری در قاب با مهاربند از نوع فولاد ساختمانی با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب برابر با ۲/۸۵، ۱/۶۵، ۱/۶۳ و ۱/۶۵ حاصل گردیده است که این مقادیر در قاب با مهاربند فولاد نرم به ترتیب برابر با ۲/۹، ۱/۷۱، ۱/۶۹ و ۱/۶۹ می‌باشد. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که استفاده از فولاد نرم‌تر در طراحی مهاربند باعث افزایش ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها می‌گردد. ضمن اینکه تغییرمکان هدف در سازه فولاد نرم کمتر از فولاد ساختمانی می‌باشد.

۳- تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

اگرچه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی دید خوبی از ظرفیت سازه را فراهم می‌نمایند، اما با این حال قادر به پیش‌بینی دقیق مکانیسم شکست سازه و چگونگی باز توزیع نیروها در حین تسلیم‌های پی‌درپی نمی‌باشند و ممکن است نتایج قابل اطمینانی در مورد میزان تغییرشکل‌های پلاستیک و در نتیجه میزان آسیب‌های سازه‌ای را ارائه نمایند. دقیق‌ترین روش تحلیل غیرخطی در حال حاضر روش‌های



شکل ۶. منحنی ظرفیت و نیاز در قاب‌های مورد مطالعه تحت تحلیل با روش N2
 Fig. 6. Capacity and Demand diagram for studied frames under N2-method analysis

جدول ۶. شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی

Table 6. selected records for dynamic analyses

	زلزله	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)	DISTANCE(km)
حوزه نزدیک	Duzce	۰/۵۲	۷۹	۵۱	۶/۶
	Gazli	۰/۷۱	۷۱	۲۳/۷	۳/۹
	Capamend	۱/۴۳	۱۲۰	۳۸/۵	۷
	Chi Chi	۰/۳۱	۹۸/۸	۴۹	۰/۶
	Kocaeli	۰/۵۶	۷۳	۳۱	۴/۸
حوزه دور	Northridge	۰/۵۲	۶۳	۱۱/۰۷	۲۷/۲
	Kocaeli	۰/۲	۲۹	۱۷/۱	۲۷/۴
	Imperial vally	۰/۳۵	۳۳	۱۹/۲	۲۲
	Hector	۰/۳۴	۴۲	۲۴	۳۲
	KOBE	۰/۲۴	۳۸	۲۲	۲۹

می‌دهد که زلزله‌های حوزه نزدیک دارای ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه دور می‌باشند. در مجموع بیشتر این ویژگی‌ها، در اثر پدیده مهم جهت‌پذیری پیش‌رونده در زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد. در اکثر این شتاب نگاشت‌ها، تقریباً کل انرژی زلزله، در این پالس‌ها جمع می‌شود که ورود یکباره انرژی به سازه، تغییر شکل‌های بزرگی ایجاد می‌نماید.

از زلزله‌های حوزه نزدیک، شتاب‌نگاشت‌های گزلی، دوزجه، کاپمند، چی‌چی و کوچالی استفاده شده است. همچنین برای زلزله‌های حوزه دور نیز از زلزله‌های کوچالی، نورث‌ریج، کوبه، ایمپریال و هکتور استفاده گردیده است. شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس نوع خاک، شدت زلزله و فاصله از گسل انتخاب گردیده‌اند. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه نزدیک و دور در شکل ۷ و جدول ۶ ارائه شده‌اند.

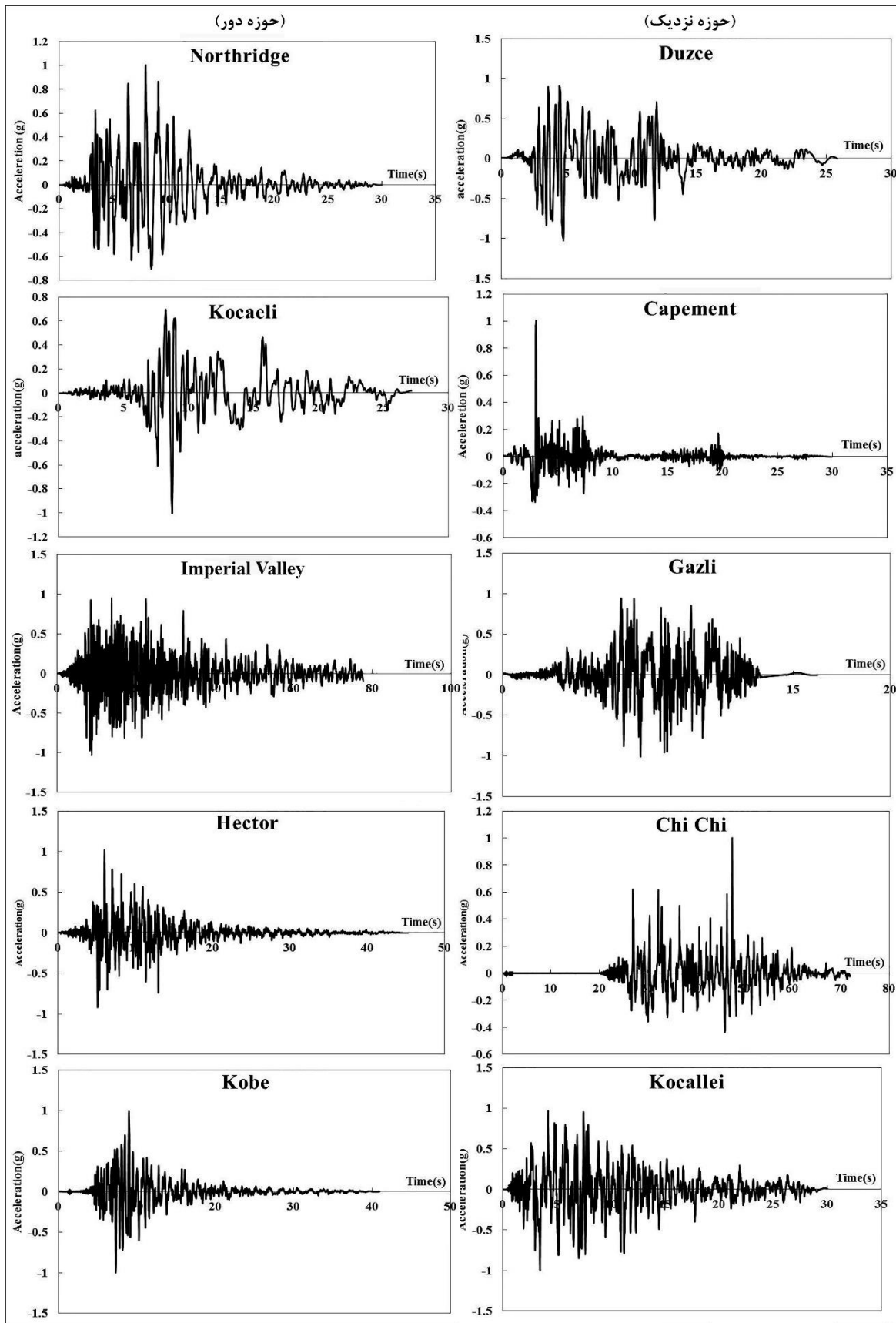
۲-۴ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

این تحلیل کاملاً واقعی بوده و به مانند سایر تحلیل‌ها، مثل پوش‌اور، ابتکاری نمی‌باشد. مهم‌ترین و تأثیرگذارترین بخش در تحلیل تاریخچه زمانی، انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زلزله می‌باشد. در تحلیل تاریخچه زمانی، شتاب‌نگاشت‌های زلزله به مدل نرم‌افزاری اعمال و سپس رفتار مدل‌ها تحت اثر این زلزله‌ها بررسی گردیده است. به عبارت دیگر می‌توان گفت که شتاب‌نگاشت به عنوان یک بارگذاری خارجی به سازه وارد شده و پاسخ‌های سازه در لحظات مختلف ثبت

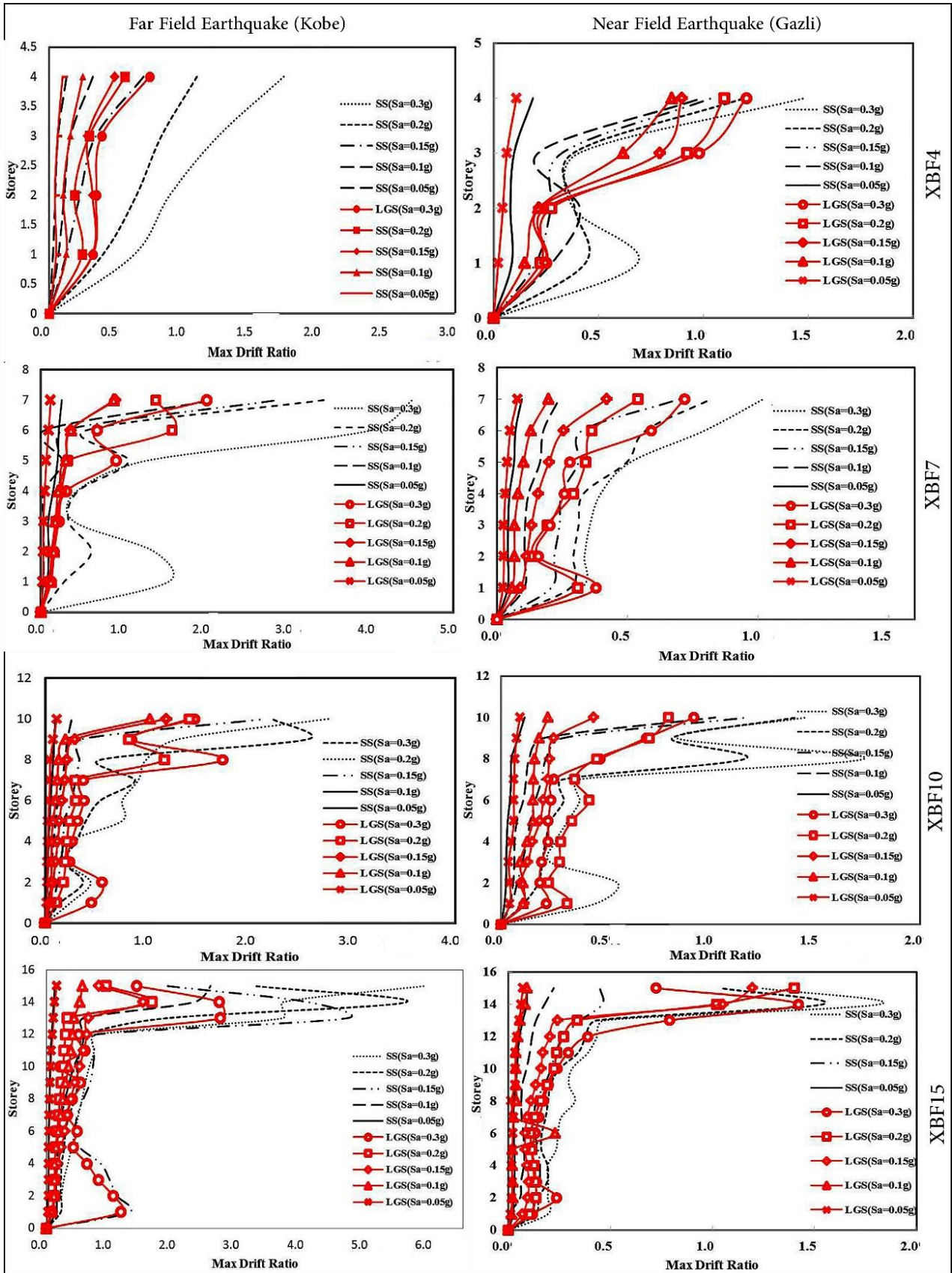
تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشند. بنابراین پارامترهای رفتاری قاب‌ها از قبیل سختی و جابه‌جایی حداکثر طبقات با استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی نظیر تاریخچه زمانی، IDA و MIDA در این بخش بررسی گردیده‌اند.

۱-۴ انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها سعی گردیده است از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه دور و نزدیک استفاده گردد و رفتار سازه‌های مورد مطالعه تحت هر دو نوع شتاب‌نگاشت بررسی گردد. در زلزله‌های حوزه نزدیک، فاصله از مرکز سطحی زلزله کمتر از یک حد معین می‌باشد. یکی از ویژگی‌های شاخص در زلزله‌های حوزه نزدیک وجود پالس در شتاب‌نگاشت زلزله‌ها می‌باشد. بروز پالس در رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک نشانگر آزاد شدن یک انرژی جنبشی قابل توجه در مدت زمان کوتاه، ناشی از شکست گسل می‌باشد. در یک دامنه زمانی کوتاه، انرژی جنبشی بزرگی به سازه القا می‌گردد. این مسأله یکی از مهمترین ویژگی‌های رکوردهای جنبش زمین در حوزه نزدیک گسل به حساب می‌آید. این امر علاوه بر اینکه باعث بوجود آمدن پدیده تشدید در سازه‌های با پیوندهای بلند می‌گردد. از طرف دیگر از آنجایی که این حرکات پالس‌گونه در مدت زمان کوتاهی به سازه وارد می‌شوند، سازه زمان کافی برای نشان دادن پاسخ به نیروهای وارده را نخواهد داشت. رکوردهای ثبت شده از زمین‌لرزه‌های اخیر نیز نشان



شکل ۷. منحنی شتاب‌نگاشت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک
Fig. 7. Records of Far and near-field earthquakes



شکل ۸. جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی برای زلزله‌های کوبه (حوزه دور) و گزلی (حوزه نزدیک)
 Fig. 8. Maximum story drift ratio under nonlinear time-history analyses for Kobe (far-field) and Gazli (near-field) earthquakes

تغییر مکان‌های بزرگ در سازه، معمولاً علاوه بر مهاربندها، تعدادی از ستون‌ها نیز وارد ناحیه گسیختگی می‌شوند و آسیب‌های جدی به المان‌های اصلی سازه وارد می‌شود. این در حالی است که در سازه با مهاربند فولاد نرم، به دلیل مقاطع بزرگتر و تنش تسلیم پایین‌تر مهاربندها، تغییر مکان‌های ایجاد شده در سازه کمتر بوده و با تمرکز تغییر شکل‌های غیرخطی و جذب انرژی بیشتر در داخل مهاربندها، ستون‌ها آسیب کمتری دارند.

۴-۲-۲ الگوی تشکیل مفاصل

به منظور بررسی رفتار قاب‌ها در طول زلزله، ترتیب تشکیل مفاصل در مهاربندها و ستون‌ها بررسی گردیده‌اند. بعنوان نمونه، نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت زلزله کاپمند (به عنوان زلزله حوزه نزدیک) و زلزله کوچالی (به عنوان زلزله حوزه دور) ارائه گردیده و روند تشکیل مفاصل تحت اعمال این دو شتاب‌نگاشت مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

در شتاب‌نگاشت کاپمند، یک پالس قوی در فاصله زمانی بین ۲/۸ تا ۳/۵ ثانیه وجود دارد. قرار گرفتن این پالس در ابتدای شتاب‌نگاشت زلزله باعث می‌شود که یک ضربه بزرگ در همان ابتدای زلزله به سازه وارد شده و تغییراتی در جابه‌جایی و نحوه تشکیل مفاصل آن ایجاد شود. در حالی که در شتاب‌نگاشت کوچالی، چند پالس نسبتاً بزرگ در بازه زمانی ۳ تا ۲۰ ثانیه وجود دارد.

در جداول ۷ و ۸ نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک تحت زلزله‌های کاپمند و کوچالی ارائه شده‌اند. در این جداول منظور از LS، IO، CP و CL به ترتیب سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی، آستانه فروریزش و گسیختگی المان‌ها می‌باشد. منظور از ارائه این جداول، مقایسه میزان تغییر شکل‌های ایجاد شده در المان‌های مختلف سازه (بصورت موضعی) با مقادیر متناظر حدی برای معیارهای سطوح عملکرد تحت حداکثر تغییر شکل‌های ایجاد شده حین تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. همچنین اعداد نوشته شده در جدول مربوط به شماره طبقاتی می‌باشند که در حین انجام تحلیل‌ها وارد ناحیه غیرخطی گردیده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده از جداول ۷ و ۸ می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های با فولاد نرم عمده آسیب‌های ناشی از اعمال زلزله در سازه به مهاربندها وارد می‌شود و ستون‌ها تقریباً از گزند آسیب‌های بزرگ در امان هستند. این در

می‌شود که در ادامه روند طراحی، مقدار این پاسخ‌ها با محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای (معیارهای پذیرش) کنترل می‌شود.

۴-۲-۱ جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات

جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات می‌تواند معیاری برای ارزیابی رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌های شدید و پایداری آنها باشد. علاوه بر این، با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان تمرکز نیروها در طبقات مختلف سازه و نقاط ضعف و قوت سازه را بررسی نمود. به عنوان نمونه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های مورد مطالعه برای شدت زلزله‌های مختلف تحت شتاب‌نگاشت زلزله گزلی به عنوان یکی از زلزله‌های حوزه نزدیک و شتاب‌نگاشت زلزله کوبه به عنوان یکی از زلزله‌های حوزه دور در شکل ۸ ارائه گردیده‌اند.

با توجه به شکل ۸، وجود جابه‌جایی‌های بزرگ و ناگهانی در طبقات سازه و به خصوص در طبقات بالاتر آن مربوط به تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها و ستون‌های سازه می‌باشد که معمولاً در زمان‌هایی از زلزله که پالس‌های بزرگی وجود دارد تشکیل می‌شوند. پس از تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها و به خصوص ستون‌ها، از سختی و مقاومت سازه کاسته شده و با ادامه اعمال نیروی زلزله، تغییر شکل‌های بزرگی در سازه ایجاد می‌گردد. از طرفی جابه‌جایی‌ها و تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه، با مقدار شتاب بیشینه انتخابی رابطه مستقیم دارد. بدین صورت که هر چه شتاب بیشینه بزرگتری اعمال گردد، مفاصل بیشتری در سازه ایجاد شده و در نتیجه تغییر شکل‌های بزرگتری نیز در سازه ایجاد می‌گردد. ملاحظه می‌گردد که با افزایش شتاب طیفی، تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات نیز افزایش پیدا می‌کند که این تغییرات در طبقات پایینی قاب‌ها کمتر می‌باشد. در حالی که در طبقات بالاتر مقدار تغییرات بیشتر می‌باشد. به عبارت دیگر در سازه‌های بلندتر، در طبقات بالا به دلیل کاهش سختی، پدیده نرم‌شوندگی در شتاب‌های بیشینه بالاتر ایجاد می‌شود، در حالی که این پدیده در سازه‌های کوتاه‌تر کمتر مشاهده می‌شود.

پس از تشکیل چند مفصل در مهاربندهای طراحی شده با فولاد ساختمانی، ستون‌های سازه نیز وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و مفاصل پلاستیک در آنها ایجاد می‌شود. به عبارت دیگر با توجه به سطح مقطع پایین مقاطع در مهاربند با فولاد ساختمانی و ایجاد

جدول ۷. بررسی سطوح عملکرد بحرانی مهاربندها و ستون‌ها تحت زلزله کاپمند (حوزه نزدیک)
Table 7. Critical performance levels of braces and columns under Capamend earthquake (near-field)

ستون (طبقه)		مهاربند (طبقه)				
طبقه	سطح عملکرد	CL	CP	LS	IO	قاب
۴	CP	۴،۳،۲	-	۱	-	XBF4(SS)
۴	IO	۳،۲	-	۴	-	XBF4(LGS)
۷	CL	۷،۶،۵	-	-	-	XBF7(SS)
۷	CL	۷،۶	۵	-	۴	XBF7(LGS)
۱۰	IO	۹،۵،۳،۱	-	۱۰،۶	۸	XBF10(SS)
-	-	۱۰،۹،۸	-	-	۷	XBF10(LGS)
۱۵	CL	۱۵،۱۴	-	-	۱۲،۱۱	XBF15(SS)
۱۵	CL	۱۵،۱۴	-	-	۱۳،۱۲	XBF15(LGS)

جدول ۸. بررسی سطوح عملکرد بحرانی مهاربندها و ستون‌ها تحت زلزله کوچالی (حوزه دور)
Table 8. Critical performance levels of braces and columns under Kocaeli earthquake (far-field)

ستون (طبقه)		مهاربند (طبقه)				
طبقه	سطح عملکرد	CL	CP	LS	IO	قاب
۴	IO	۴		۱،۳	۲	XBF4(SS)
		۴،۲			۲	XBF4(LGS)
۷	LS	۷		۶		XBF7(SS)
-	-	۷	۶			XBF7(LGS)
۱۰	LS	۴،۳	۱			XBF10(SS)
۱۵	LS	۱۰،۹				XBF10(LGS)
۱۵	LS	۱۴،۱۵				XBF15(SS)
۱۵	IO	۱۴			۱۵	XBF15(LGS)

بالای مهاربندها نیز باعث می‌شود تا تغییر مکان سازه کاهش یافته و آسیب کمتری به سازه وارد شود. همچنین در بررسی اثرات اعمال شتاب‌نگاشت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به سازه نیز می‌توان نتیجه گرفت که در زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل وجود پالس‌های بزرگ با زمان تناوب بلند، آسیب بیشتری به سازه‌ها وارد می‌شود.

حالی است که در سازه با مهاربند فولاد ساختمانی، در ستون‌ها نسبت به سازه با فولاد نرم، آسیب بیشتری وارد می‌شود. علت این موضوع نیز به تنش تسلیم پایین و سطح مقطع بالای مهاربند با فولاد نرم مربوط می‌شود. به طوری که تنش تسلیم پایین باعث می‌شود تا مهاربندها زودتر از ستون‌ها وارد ناحیه غیرخطی شوند و سطح مقطع

۳-۴ تحلیل بار افزون (IDA)

این تحلیل پیشنهاد شده است، استفاده از روش مقادیر درصدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد می‌باشد [۷]. به همین منظور، برای بررسی میزان دقت در نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی، به بررسی میزان پراکندگی منحنی‌های IDA پرداخته شده است. به طور مثال، منظور از ناحیه ۵۰ درصد، ناحیه‌ای میانی برای سری جواب‌های بدست آمده برای شتاب‌نگاشت مشخص می‌باشد. اگر این سه ناحیه به یکدیگر نزدیکتر باشند، پراکندگی نتایج کمتر خواهد بود و نتایج قابل قبول‌تر می‌باشد. منحنی‌های IDA در قاب‌های مورد مطالعه، در شکل ۹ ارائه شده‌اند. کلیه شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و حوزه دور به سازه اعمال گردیده و در منحنی‌ها با درصدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان داده شده‌اند.

با توجه به شکل ۹ ملاحظه می‌گردد که در تمامی منحنی‌های IDA، نتایج تقریباً تا شتاب $0.05g$ یکسان و در ناحیه الاستیک می‌باشند. با افزایش شتاب طیفی، پراکندگی نتایج مربوط به شتاب‌نگاشت‌های مختلف زلزله نیز افزایش می‌یابد. در سازه‌های با فولاد نرم به دلیل سختی بالاتر سازه، پراکندگی نتایج کمتر می‌باشند. اما در فولاد ساختمانی تغییرشکل‌های بزرگ در بعضی طبقات سبب ایجاد پراکندگی زیاد در منحنی‌ها گردیده است. همچنین، عموماً تغییرمکان‌های جانبی سازه با فولاد نرم کمتر از سازه با فولاد ساختمانی می‌باشد که با توجه به سختی بالاتر قاب‌های طراحی شده با مهارندهایی از نوع فولاد نرم، طبیعی به نظر می‌رسد. از طرفی، با افزایش تعداد طبقات سازه، پراکندگی در نتایج کاهش پیدا کرده و نتایج به یکدیگر نزدیکتر می‌شوند. در سازه‌های با تعداد طبقات کمتر، تغییرمکان‌های برشی حاکم بوده و تعیین‌کننده سختی جانبی سازه می‌باشند و این سختی توسط مهارندهای سازه تأمین می‌شود. اما در سازه‌های با تعداد طبقات بالاتر تغییرمکان خمشی تعیین‌کننده بوده و تغییرشکل‌های محوری بزرگ در ستون‌ها ایجاد می‌شود. با در نظر گرفتن این موضوع که در قاب‌های طراحی شده در این تحقیق، مقاطع ستون‌ها یکسان بوده و مقاطع مهاربندها متفاوت و با دو نوع فولاد طراحی شده‌اند، می‌توان نتیجه گرفت که هر چه بر تعداد طبقات افزوده می‌شود نتایج منحنی‌های IDA در قاب‌ها به یکدیگر نزدیکتر می‌شود.

۲-۳-۴ بررسی سطوح عملکرد در منحنی‌های IDA

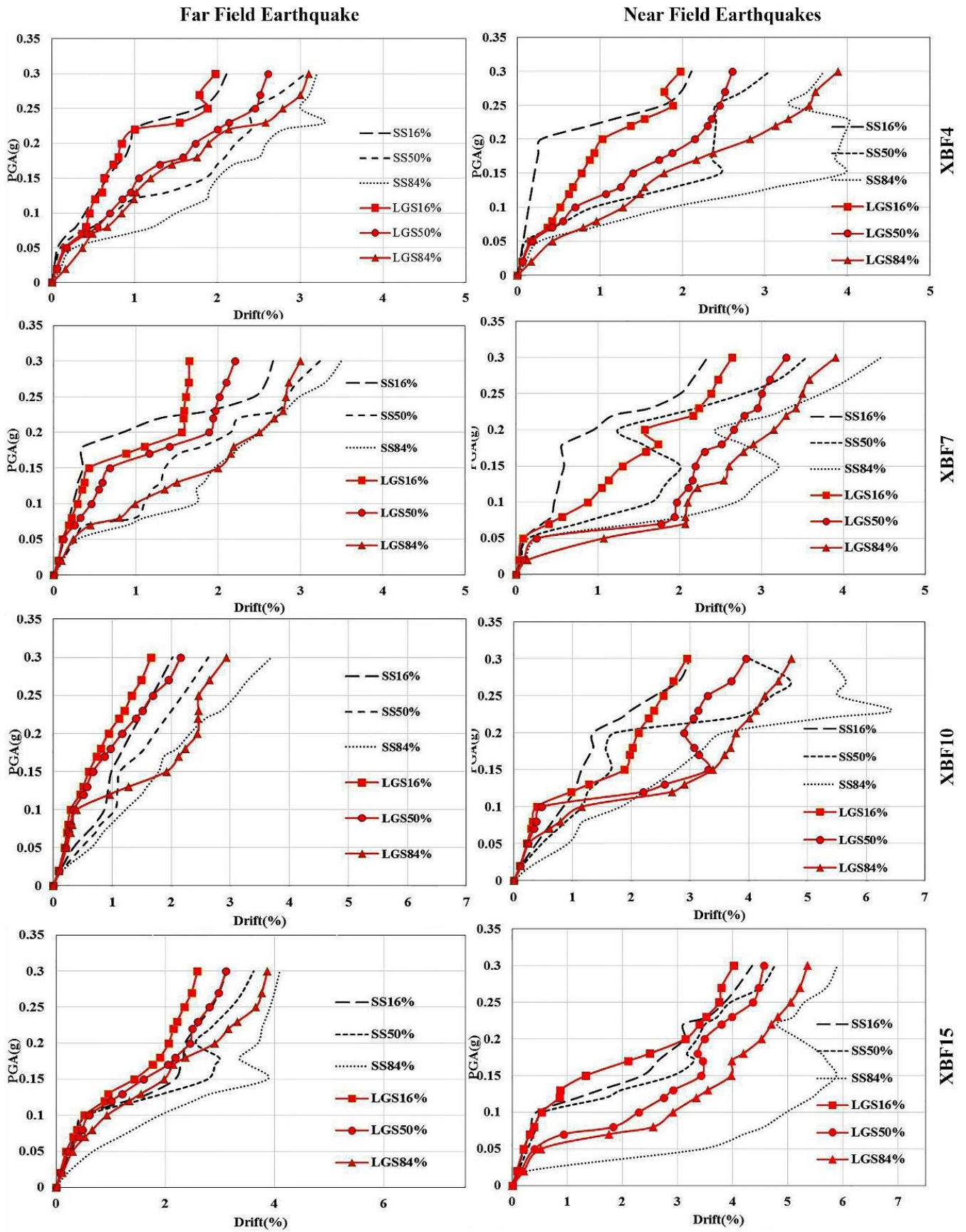
در این قسمت به بررسی حالات حدی در قالب منحنی‌های

یکی از روش‌های قدرتمند و به‌روز در تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش IDA^۱ می‌باشد. تحلیل تاریخچه زمانی بیانگر رفتار دینامیکی غیرخطی یک سازه مشخص تحت اثر یک شتاب‌نگاشت مشخص می‌باشد. با این وجود، این تحلیل وابستگی زیادی به شتاب‌نگاشت زلزله انتخاب شده دارد و به تنهایی نمی‌تواند رفتار واقعی ساختمان را برای سایر زلزله‌ها پیش‌بینی نماید. بنابراین، باید تعداد مناسبی از شتاب‌نگاشت‌های زلزله انتخاب گردد تا بتواند محدوده وسیعی از پاسخ‌های سازه را پوشش دهد. در منحنی IDA، هدف بدست آوردن خرابی‌ها (یا DM^2 ‌های مدل سازه‌ای) در هر سطحی از IM^3 است. اندازه شدت زمین (IM)، کمیتی مقیاس‌پذیر از یک شتاب‌نگاشت مقیاس شده است. این کمیت تابعی از شتاب‌نگاشت اصلی است و به صورت هماهنگ با افزایش و کاهش شتاب‌نگاشت، تغییر می‌کند [۷]. کمیت شدت خرابی یا تغییرپذیری شرایط سازه (DM) نیز یک مقدار عددی مثبت می‌باشد که خصوصیات پاسخ مدل سازه‌ای را در برابر بارهای لرزه‌ای مورد نظر بیان می‌کند. گزینه مناسب برای انتخاب DM می‌تواند به نوع سازه و خرابی مورد نظر بستگی داشته باشد. با ترسیم مقادیر IM و DM در یک دستگاه مختصات، منحنی پیوسته IDA حاصل می‌شود. در این تحلیل ابتدا تمامی شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از نرم‌افزار SEISMOSIGNAL به مقدار $1g$ مقیاس می‌گردند. سپس در نرم‌افزار به هنگام معرفی مشخصات شتاب‌نگاشت برای هر تحلیل، مقادیر شتاب‌نگاشت‌ها به مقادیری (از قبیل $0.1g$ ، $0.2g$ ، $0.5g$ و ...) مقیاس می‌شوند تا سازه در شتاب‌های بیشینه مختلف تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گیرد. در این تحقیق، منحنی‌های IDA به روش‌های مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند که در ادامه به بررسی هر یک از این حالت‌ها پرداخته می‌شود.

۱-۳-۴ درصدک‌های منحنی‌های IDA

با اینکه هر منحنی برای یک مدل سازه‌ای و شتاب‌نگاشت زلزله مشخص، به صورت قطعی و کامل تعیین می‌گردد. اما اگر احتمال اثر زلزله‌های مختلف در طول عمر سازه مطرح باشد، باید بحث احتمالات را نیز در نظر گرفت. ساده‌ترین روشی که برای عمومیت دادن به نتایج

1 Incremental Dynamic Analysis
2 Damage Measure
3 Intensity Measure



شکل ۹. درصدک‌های منحنی IDA تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور
 Fig. 9. IDA diagram percentages under near and far field earthquakes

۱۰ و جدول ۹ ارائه شده‌اند. با بررسی نتایج بدست آمده از شکل ۱۰ برای مقایسه سازه با فولاد نرم و فولاد ساختمانی، مشاهده می‌گردد

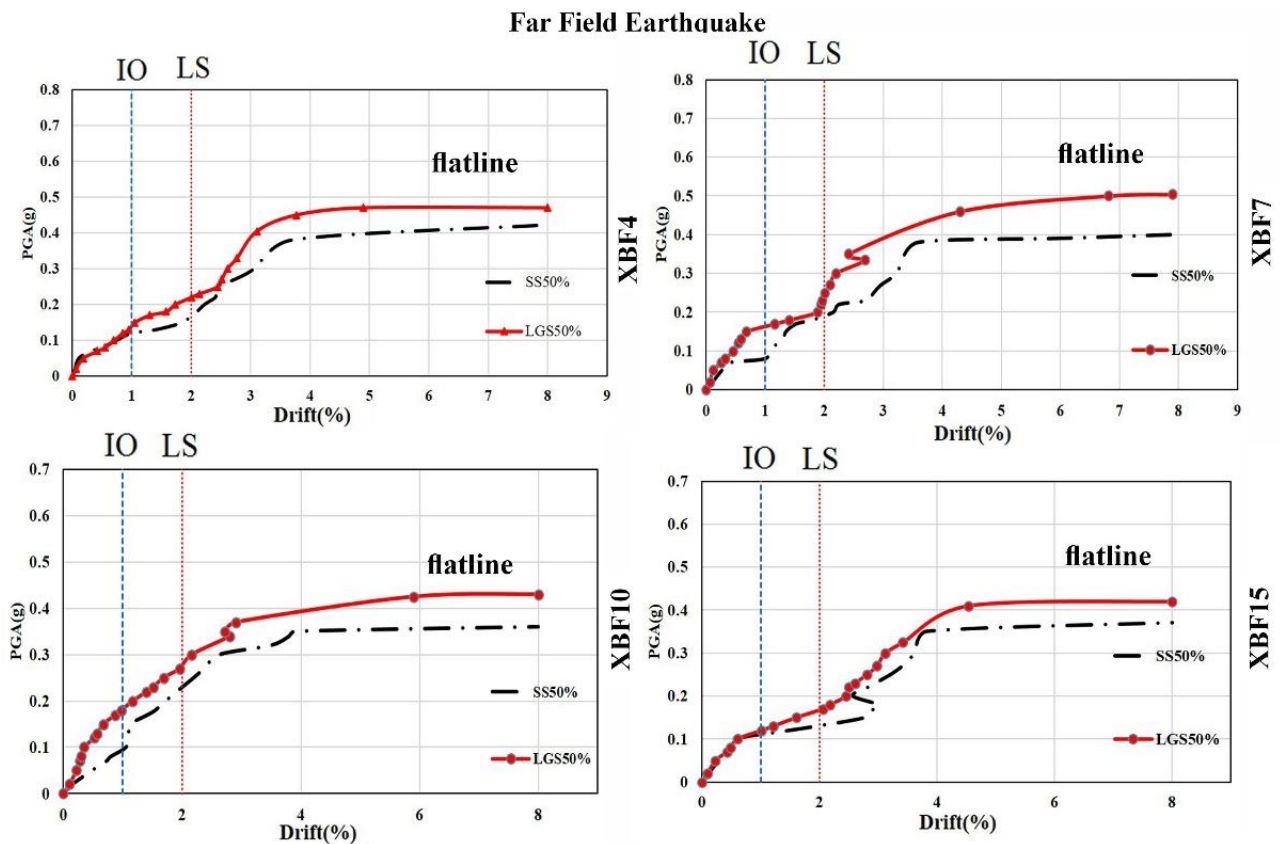
جدول ۹. مقادیر سطوح عملکرد در زلزله های حوزه دور در درصد ۵۰٪

Table 9. Performance levels under far-field earthquakes in 50% percentage

PGA (g)			نوع فولاد	نمونه
GI	LS	IO		
۰/۵۲	۰/۲۱	۰/۱۲	LGS	XBF4
۰/۴۶	۰/۱۶۲	۰/۱۴۵	SS	
۰/۵	۰/۲۵	۰/۱۶۶	LGS	XBF7
۰/۴۲	۰/۱۸۹	۰/۱	SS	
۰/۴۲۵	۰/۲۸	۰/۱۷۴	LGS	XBF10
۰/۳۵	۰/۲۳	۰/۰۹	SS	
۰/۴۱	۰/۱۵۲	۰/۱۲	LGS	XBF15
۰/۳۸	۰/۱۲۳	۰/۱۱۴	SS	

IDA پرداخته شده است. در حالت کلی، حالات حدی را می‌توان به سطح عملکرد IO, LS, CP, GI و تقسیم بندی نمود. به همین منظور بر اساس راهنمای FEMA356 و FEMA-P695، ظرفیت سطح عملکرد استفاده‌ی بی وقفه (IO) در دریفت حدود ۱٪ در نظر گرفته شده است. حالت حدی GI نیز در جایی در نظر گرفته شده است که منحنی بصورت خط صاف می‌شود و هر افزایشی در اندازه شدت (IM) منجر به پاسخ اندازه خرابی (DM) بزرگی می‌گردد. عبارتی، بی‌ثباتی دینامیکی سازه (GI) وقتی اتفاق می‌افتد که افزایش کوچک در سطح IM باعث افزایش نامحدودی در DM گردد. همچنین سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) به صورت شاخص متناظر با دریفت ۲٪ در منحنی IDA در نظر گرفته شده است [۱۹].

در این مقاله، وضعیت شتاب حداکثر متناظر سازه‌ها در منحنی‌های IDA تحت زلزله حوزه دور در سطوح عملکرد مختلف و با استفاده از مقادیر درصد ۵۰٪ محاسبه گردیده‌اند و در شکل



شکل ۱۰. سطوح عملکرد قاب‌ها تحت آنالیز IDA در درصد ۵۰٪

Fig. 10. Performance level of frames under IDA for 50% percentage

قرار گرفته است.

این روش می‌تواند هم مزیت‌های روش پیشین را داشته باشد و هم نواقص آن را برطرف کند که برخی از محققین آن را MPA-Based IDA می‌نامند. این روش در واقع آمیخته‌ای از روش‌های مودال پوش‌اور (MPA) و IDA می‌باشد و تقریباً مزایای هر دو را شامل می‌شود و در عین حال بسیار ساده‌تر از روش IDA می‌باشد. مزیت روش IDA در برگرفتن بازه وسیعی از شدت‌های زلزله می‌باشد و مزیت روش MPA استفاده از سازه تک درجه آزادی معادل می‌باشد. در این روش برای محاسبه منحنی‌های IDA، از روش MPA^1 و همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سیستم یک درجه آزادی استفاده شده است. ابتدا با استفاده از روش MPA، منحنی‌های پوش‌اور سازه چند درجه آزادی مربوط به چند مود اول محاسبه و رسم می‌شوند. سپس منحنی ظرفیت قاب چند درجه آزادی با یک مدل دوخطی مناسب تقریب زده می‌شود و مشخصات مربوط به سیستم یک درجه آزاد معادل مانند نقطه تسلیم و سخت شوندگی کرنشی مصالح معادل بر اساس آن بدست می‌آید. سیستم یک درجه آزاد معادل برای جایگزینی برای سازه چند درجه آزاد اصلی، باید به گونه‌ای انتخاب گردد که دارای زمان تناوب و میرایی برابر با سازه اصلی باشد. در نهایت سیستم یک درجه آزاد معادل تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و حداکثر تغییر مکان هدف آن بدست می‌آید.

در تحلیل MIDA از شتاب‌نگاشت‌های گزلی، کوچالی و کاپمند برای تحلیل زلزله‌های حوزه نزدیک و از شتاب‌نگاشت‌های هکتور، نورثریچ و کوبه برای زلزله‌های حوزه دور استفاده شده است. برای اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به سازه، از یک ضریب مقیاس استفاده می‌شود که بر اساس مشخصات سازه از قبیل زمان تناوب و سختی سازه تعیین می‌شود. برای محاسبه ضریب مقیاس بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ابتدا مطابق شکل ۱۲ منحنی طیف پاسخ زلزله‌های مختلف رسم می‌شود. سپس منحنی طیف پاسخ میانگین محاسبه گردیده و با مقایسه طیف طرح آیین‌نامه در محدوده 0.2T و 1.5T مقادیر ضریب مقیاس حاصل می‌شود. در نهایت شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر در دو حوزه نزدیک و دور، با ضریب مقیاس بدست آمده به سازه اعمال گردیده‌اند.

که در یک سطح عملکرد مشخص، سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم در شتاب بیشینه‌های بالاتری به سطح عملکرد مورد نظر می‌رسند. بطوری‌که در سطح عملکرد LS، در قاب‌های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه، مقادیر شتاب‌های حداکثر به ترتیب ۲۹، ۳۲، ۲۷ و ۲۳ درصد نسبت به مقادیر نظیر در فولاد ساختمانی بیشتر می‌باشد و سازه می‌تواند در ستاب‌های بالاتری، سطح عملکرد مورد نظر را تأمین نماید. برای سایر سطوح عملکرد نیز روند مشابهی مشاهده می‌گردد. همچنین فاصله بیشتر بین مرحله شروع ناحیه غیرخطی و مرحله گسیختگی (Flatline) در سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم بیانگر جذب انرژی بیشتر آن می‌باشد.

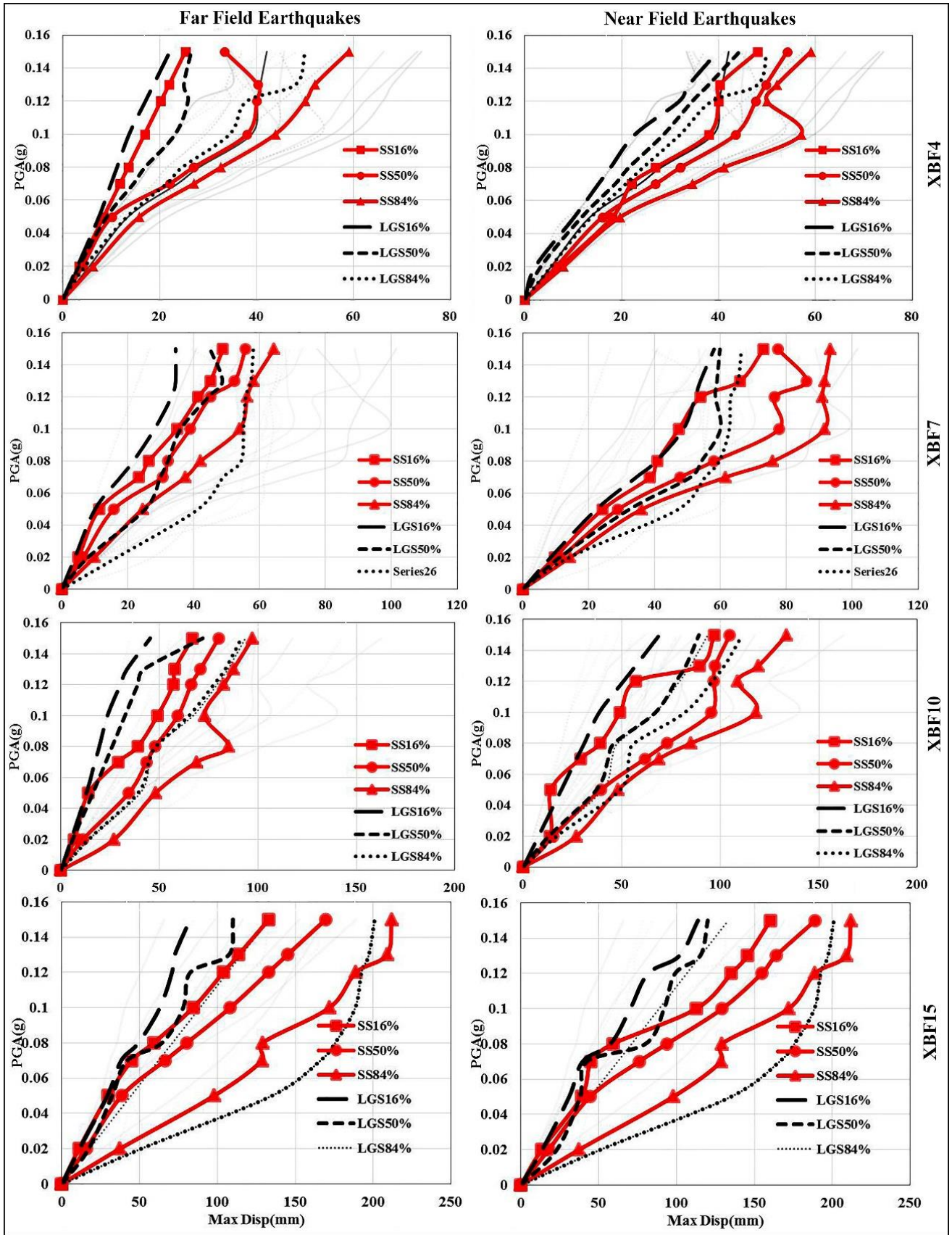
۳-۳-۴ جابه‌جایی حداکثر طبقات

در شکل ۱۱ شاخص جابه‌جایی حداکثر طبقات با استفاده از درصدک‌های IDA ترسیم شده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده، در اکثر موارد، قاب با فولاد ساختمانی نسبت به قاب با فولاد نرم تغییرشکل بیشتری را نشان می‌دهد.

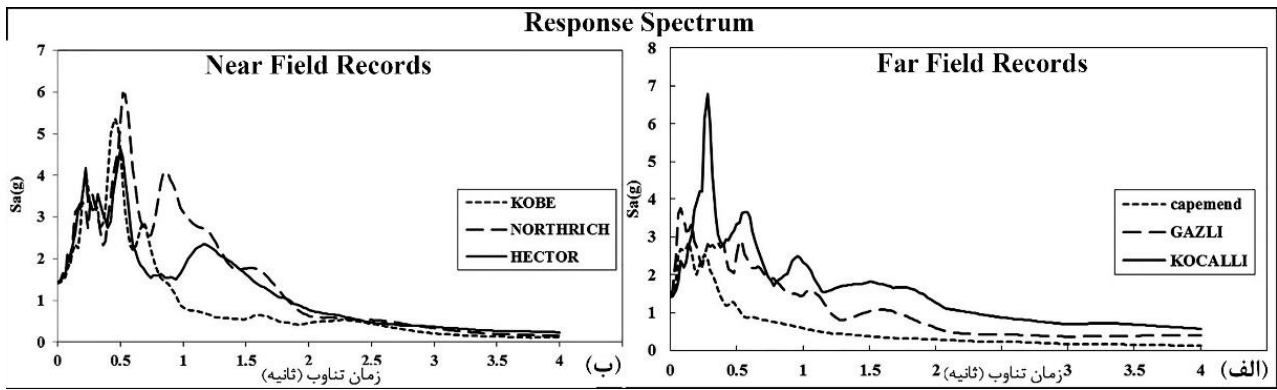
نتایج شکل ۹ نشان‌دهنده این موضوع می‌باشد که قاب با فولاد نرم به دلیل سختی بیشتری که دارد، تغییرمکان‌های کمتری از خود نشان می‌دهد. از طرفی، منحنی‌های IDA با هر دو نوع فولاد، در زلزله‌های حوزه نزدیک دارای تغییرمکان‌های بیشتری می‌باشند که عمدتاً به دلیل وجود پالس‌های بزرگ در زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد که سبب می‌شود تا تغییرشکل‌های بزرگتری در سازه ایجاد می‌گردد. ملاحظه می‌گردد که با کنترل تغییرشکل‌ها با استفاده از فولاد نرم‌تر پایداری سازه به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

۴-۴ روش MIDA

رفتار غیرخطی سازه همواره یکی از مهمترین اهداف در علم مهندسی سازه و زلزله بوده است. یکی از جدیدترین روش‌های تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال MIDA می‌باشد. این روش در واقع به عنوان جایگزین روش سخت و زمان‌بر IDA در نظر گرفته می‌شود. علی‌رغم تقریبی بودن نتایج روش MIDA، مزیت‌هایی مانند دقت مناسب، سرعت بالا و کم هزینه بودن، این روش را به یک روش کارآمد تبدیل نموده است. صحت و دقت این روش تاکنون برای سازه‌های بسیاری بررسی و مورد تأیید



شکل ۱۱. جابه‌جایی حداکثر طبقات در روش IDA تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک
 Fig. 11. Performance level of frames under IDA for far and near-field earthquakes



شکل ۱۲. منحنی طیف پاسخ زلزله الف) حوزه نزدیک، ب) حوزه دور
 Fig. 12. Earthquake response spectrum diagram, a) near-field, b) far-field

جدول ۱۰. تغییر مکان هدف (Sdp) قاب‌ها تحت تحلیل MIDA برای شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور

Table 10. performance displacement (Sdp) of frames under MIDA analysis method for near and far-field records

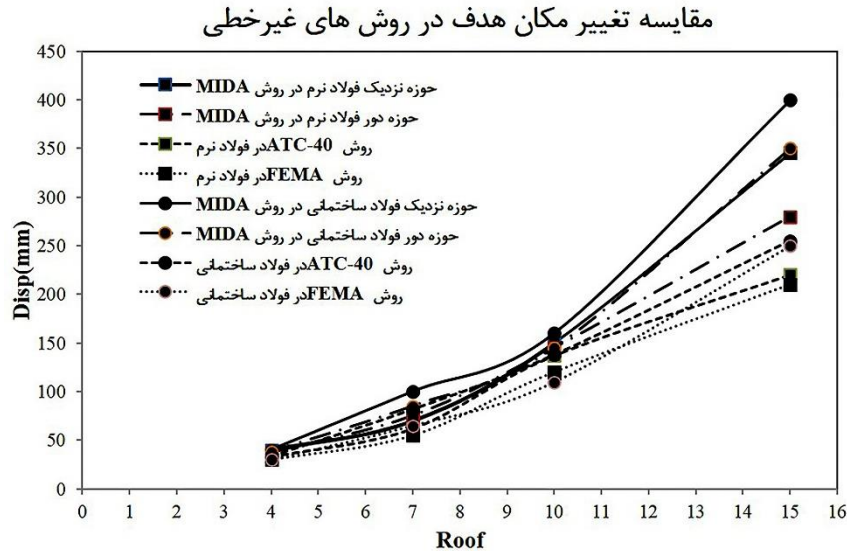
XBF15		XBF10		XBF7		XBF4		مدل‌ها	
LGS	SS	LGS	SS	LGS	SS	LGS	SS	نوع فولاد	
۳۳/۵	۳۸/۴	۱۳/۳	۱۵/۴	۶/۲	۸/۴	۲/۶	۳/۶	Capement	حوزه نزدیک
۳۳/۹	۳۸/۸	۱۳/۴	۱۵/۵	۶/۲	۸/۴	۲/۷	۳/۱	Gazli	
۳۴	۳۸/۹	۱۳/۵	۱۵/۶	۶/۲	۸/۵	۳	۳/۵	Kocaeli	
۲۷/۳۴	۳۱/۲۹	۱۲/۴۸	۱۴/۹۴	۶/۴۹	۸/۵۳	۲/۱	۳/۵۷	Kobe	حوزه دور
۲۷/۸۶	۳۱/۸۸	۱۳/۵۷	۱۵/۱۵	۶/۵۸	۸/۶۳	۲/۷	۳/۱۹	Hector	
۳۱/۶۲	۳۸/۹۶	۱۳/۵۴	۱۵/۰۶	۶/۵۴	۸/۵۹	۲/۷۲	۳/۱۶	Northridge	

ضمناً با افزایش ارتفاع قاب‌ها، اختلاف بین تغییر مکان‌های هدف در طراحی با فولاد نرم و فولاد ساختمانی کاهش می‌یابد که به دلیل رفتار غالب خمشی در رفتار کلی سازه می‌باشد.

۴-۴-۱ مقایسه نتایج روش MIDA با روش طیف ظرفیت و روش ضریب جابه‌جایی

تغییر مکان هدف محاسبه شده از روش MIDA تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور با نتایج روش طیف ظرفیت و ضریب جابه‌جایی در شکل ۱۳ مقایسه گردیده‌اند. ملاحظه می‌گردد که مقادیر تغییر مکان هدف در تحلیل‌های MIDA بزرگتر از تغییر مکان‌های هدف در روش‌های استاتیکی غیرخطی متداول می‌باشند. این تفاوت در قاب‌های کوتاه کمتر می‌باشد. اما هرچه به تعداد طبقات افزوده می‌شود، نسبت تغییر مکان هدف در روش

در جدول ۱۰ تغییر مکان هدف (Sdp) قاب‌ها تحت تحلیل MIDA برای شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور ارائه شده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده در جدول ۱۰، مشخص است که مقادیر تغییر مکان هدف در هر دو حالت قاب با فولاد نرم و فولاد ساختمانی در زلزله‌های حوزه نزدیک بزرگتر از تغییر مکان هدف در زلزله‌های حوزه دور حاصل شده است. این اختلاف در نتایج در دو حوزه معمولاً به دلیل وجود پالس‌های بزرگ در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد که سبب می‌شود تا تغییر مکان‌های بزرگتری در قاب‌ها ایجاد گردد. همچنین تغییر مکان‌ها در قاب‌های طراحی شده با فولاد نرم نسبت به مقادیر نظیر در قاب‌های طراحی شده با فولاد ساختمانی کوچکتر می‌باشند. به عبارتی، با کاهش منحنی نیاز و افزایش نسبی در منحنی ظرفیت قاب‌ها، تغییر مکان هدف کاهش می‌یابد که به معنی سطح عملکرد بیشتر قاب‌های طراحی شده با فولاد نرم می‌باشد.



شکل ۱۳. مقایسه تغییر مکان هدف محاسبه شده از روش MIDA تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور با مقادیر نظیر در روش طیف ظرفیت و ضریب جابه‌جایی

Fig. 13. Comparison of performance-displacement under near and far-field records calculated using MIDA, capacity-spectrum and displacement-ratio methods

نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد بیانگر آن است که استفاده از فولاد نرم‌تر در طراحی مهاربندها منجر به افزایش سختی و کاهش تغییر مکان تسلیم گردیده و مهاربندها زودتر شروع به جذب انرژی زلزله می‌نمایند و به این ترتیب ضمن افزایش شکل‌پذیری سازه، از میزان آسیب وارده به ستون‌ها در تغییر مکان‌های بزرگ ناشی از زلزله‌ها می‌کاهند. ضمن اینکه با کاهش تغییر مکان هدف، عملکرد سازه افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ارتفاع سازه‌ها و غالب شدن رفتار خمشی بر رفتار کلی سازه‌ها، تأثیر استفاده از فولاد نرم‌تر در سازه‌ها تا حدودی کاهش می‌یابد.

تشکر و قدردانی

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

مراجع

- [1] A. ATC, 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City, (1996).

MIDA به مقدار نظیر در روش طیف ظرفیت بزرگتر می‌شود. با توجه به دقت بالاتر روش‌های دینامیکی نسبت به روش‌های استاتیکی، می‌توان انتظار داشت که مقادیر روش تحلیل MIDA، نتایج واقع‌بینانه‌تری داشته باشند. از طرفی هر چه تعداد طبقات سازه افزوده می‌شود، تأثیر مودهای بالاتر در سازه نیز افزایش می‌یابد و روش‌های استاتیکی غیرخطی متداول که تنها یک مود را در نظر می‌گیرند تغییر مکان‌های کوچکتری را نشان می‌دهند.

۵- نتیجه گیری

در تکمیل مباحث مربوط به تئوری کلاسیک رفتار مهاربندهای ضربدری و مزایای استفاده از فولاد نرم در طرح لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی ضربدری، قاب‌های با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و سطح عملکرد لرزه‌ای استفاده از فولاد نرم در طراحی مهاربندها بصورت مقایسه‌ای نسبت به فولاد ساختمانی بررسی گردیده است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از روش‌های طیف ظرفیت، ضریب جابه‌جایی، N2 و تحلیل به‌نگام‌شونده براساس نیرو و جابه‌جایی و در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از روش‌های تحلیل تاریخچه زمانی، IDA و MIDA استفاده شده است.

- dynamics, 39(2) (2010) 141-163.
- [11] P. Zarfam, M. Mofid, On the modal incremental dynamic analysis of reinforced concrete structures, using a trilinear idealization model, *Engineering Structures*, 33(4) (2011) 1117-1122.
- [12] M. Mofid, P. Zarfam, B.R. Fard, On the modal incremental dynamic analysis, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 14(4) (2005) 315-329.
- [13] B. Gupta, S.K. Kunnath, Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures, *Earthquake spectra*, 16(2) (2000) 367-392.
- [14] M. Hadianfard, H. Rahnema, Advanced nonlinear time-history analysis of partially restrained steel frames by using integrated equations of motion, in: *Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering* W. Tizani, Editor, Nottingham University Press, 2010.
- [15] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake spectra*, 16(3) (2000) 573-592.
- [16] J.W. Baker, Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection, *Journal of Structural Engineering*, 137(3) (2010) 322-331.
- [17] A. AISC, AISC 341-05, Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, (2005).
- [18] A. Committee, Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10), American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, (2010).
- [19] R.K. Goel, A.K. Chopra, Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings, *Earthquake spectra*, 20(1) (2004) 225-254.
- [2] F. 356, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, in, Washington (DC). 2000.
- [3] S. Antoniou, R. Pinho, Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(05) (2004) 643-661.
- [4] S. Antoniou, R. Pinho, Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(04) (2004) 497-522.
- [5] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, in: *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, 2002.
- [6] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Applied incremental dynamic analysis, *Earthquake Spectra*, 20(2) (2004) 523-553.
- [7] B. Asgarian, A. Sadrinezhad, P. Alanjari, Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis, *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2) (2010) 178-190.
- [8] M. Dolsek, Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(6) (2009) 805-825.
- [9] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation, *Journal of Structural Engineering*, 131(4) (2005) 589-599.
- [10] D. Vamvatsikos, M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty, *Earthquake engineering & structural*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

P. Ebadi, M. Moradi, *Application of Lower Grade Steel on Dynamic Behavior of X-braces in Shear Part 2: Advanced Nonlinear Static and Incremental Dynamic Analyses (IDA)*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(1) (2021) 343-366.

DOI: [10.22060/ceej.2018.13812.5481](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.13812.5481)

