

## چکیده

سازه قاب خمشی فولادی با چیدمان و ساختارهای ترکیبی مختلف می‌تواند به‌عنوان اسکلت مقاوم با قابلیت میرا نمودن انرژی ناشی از بارگذاری‌های دینامیکی به کار برده شود. این اسکلت مقاوم نیز حاوی چیدمان‌های مختلف اتصالات صلب و نیمه‌صلب است. هدف از این پژوهش، ارزیابی مشخصات عملکرد لرزه‌ای دو سازه قاب خمشی محیطی دسته شده با پیکربندی ۱۰ و ۲۰ طبقه است. پیکربندی هر دو اسکلت مقاوم نیز در دو حالت دارای چیدمان اتصالات صلب کامل و نیز حاوی آرایش ترکیبی از اتصالات صلب و نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد می‌باشد. بررسی‌های صورت گرفته در این پژوهش، متأثر از وجود اثرات پالس و اسپایک‌های نیرومند سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای سه مؤلفه‌ای انتخابی است. رفتار و پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی با انجام و ارزیابی نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی (NTHA) بررسی شده است. ارزیابی‌های مقایسه‌ای بر روی تغییرات پارامتر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (Drift)، تدوین و ساختارسازی نمودارهای شکنندگی و محاسبه شاخص استحکام تاب‌آوری لرزه‌ای (تاب‌آوری سخت) صورت گرفته است. آورده‌های محاسباتی و نتایج حاصله گویای آن است که حاکمیت اصل ستون قوی-تیر ضعیف، همراه با رعایت مشخصه رفتار پیشگی سخت برای طرح لرزه‌ای می‌تواند سبب تقارب و نزدیکی قابل توجه میان پارامترهای پاسخ غیرخطی و شاخص تاب‌آوری اسکلت‌های قاب-پایه با چیدمان‌های اتصالات صلب و نیمه‌صلب گردد. همچنین ملاحظه شد که لحاظ نمودن نکات یاد شده، تأثیر به نسبت یکسانی در برقرار ماندن پایداری سازه و جلوگیری از وقوع وضعیت فروریزش تحت اثر جنبش‌های ضربه‌ای زمین در هنگام زلزله‌های نیرومند دارد.

**واژگان کلیدی:** قاب خمشی محیطی دسته شده، اتصال نیمه‌صلب، تحلیل IDA، نمودار شکنندگی، تاب‌آوری.

## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب محیطی ترکیبی دارای اتصالات نیمه‌صلب با تمرکز بر پیاده‌سازی مفاهیم تحلیلی تاب‌آوری

## صالحة صفائی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

## صفورا مرشد شکرچی

دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

## افشین مشکوه‌الدینی (نویسنده مسئول)

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران،  
meshkat@khu.ac.ir

## پیمان همایی

دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

## ۱- مقدمه

ساختار سازی موضوعی و پیاده‌سازی تحلیلی برای مشخصات رفتار واقعی اتصالات در سازه‌های فولادی امری بسیار پیچیده است. نگرش‌های پایه در این موضوعات نیز بیشتر متأثر از این فرض است که اتصالات میان المان‌های اصلی اسکلت مقاوم، در شرایط پوشش‌دهنده رفتار یک حوزه پیوستگی با صلبیت کامل می‌باشند. این ساده‌سازی عمومی نیز می‌تواند منجر به یک برآورد همراه با تقریب برای تنش‌ها و تغییر شکل المان‌ها بشود. اتصالات

صلب تا اندازه‌ای دارای انعطاف‌پذیری بوده که به‌طور عمومی در محاسبات طراحی نادیده گرفته می‌شود (Saadi et al., 2021). بررسی‌های میدانی خسارات پس از وقوع دو زلزله نورث‌ریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و کوبه ۱۹۹۵ ژاپن نشان داد که تعداد زیادی از اتصالات در اسکلت‌های قاب صلب، به‌ویژه در سطوح پیوستگی تیر به ستون و نیز بخش‌هایی از حوزه چشمه اتصال به‌شدت آسیب دیده‌اند. همچنین، مشخص شد که در هنگام وقوع این دو زلزله

ساختارها تحت اثر زلزله‌های بزرگ نیز دارای مشخصات رفتاری و پارامترهای پاسخ لرزه‌ای قابل قبول خواهند بود (Abolmaali et al., 2005; Aksoylar et al., 2011; De Carvalho et al., 1998; Sharma et al., 2019).

نتایج مطالعات موقتی و همکاران (۲۰۱۹) بر روی قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب نشان می‌دهد که این سازه‌ها دارای رفتار شکل‌پذیر و با مشخصات هیستریزس پایدارتری نسبت به ساختار با صلبیت کامل می‌باشند و می‌توانند عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر انتشار امواج ناشی از زلزله داشته باشند (Movaghati & Abdelnaby, 2019). بر طبق نتایج تحقیقات بخالخال و همکاران (۲۰۲۰) و سعدی و همکاران (۲۰۲۱)، ویژگی انعطاف‌پذیری اتصالات باعث کاهش نسبی سختی سازه، افزایش پیروی و همچنین افزایش جابه‌جایی افقی آن می‌شود. نتایج یک مطالعه پارامتریک دیگر نیز نشان داد که مشخصه انعطاف‌پذیری در اتصالات می‌تواند در دامنه تغییرات و پردازش پارامترهای پاسخ ساختمان‌های کوتاه تا میان‌مرتبه تأثیر قابل توجهی داشته باشد (Boukhalkhal et al., 2020; Saadi et al., 2021).

فرایند تحلیل شکنندگی یکی از تکنیک‌های قدرتمند برای ارزیابی و برآورد حدود احتمالی مشخصه‌های عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است. شارما و همکاران (۲۰۲۱) در پژوهش خود به ارزیابی نمودارهای شکنندگی ساختارهای ده طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب برای چهار معیار خسارت مختلف، با مشخصه‌های دررفت بیشینه و ماکزیمم تغییر مکان جانبی بام (تراز ارتفاعی  $Z = H$ )، ماکزیمم شتاب بام و ماکزیمم برش پایه پرداختند. دانسته شد که از میان چهار معیار سنجش خسارت، ساختار تحلیلی نمودارهای شکنندگی برای پردازش تغییرات دررفت بیشینه و ماکزیمم تغییر مکان جانبی در تراز ارتفاعی  $Z = H$  نسبت به نوع زمین لرزه حساس تر هستند (Sharma et al., 2021).

سازمان علمی این پژوهش شامل ارزیابی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های مقاوم قاب خمشی دسته شده ترکیبی ۱۰ و ۲۰ طبقه، یک‌بار با چیدمان اتصالات صلب کامل و یک‌بار با چیدمان اتصالات نیمه‌صلب با درصد گیرداری ۸۰ درصد برای هر

نیرومند، عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های مقاوم نیز انتظارات و مقتضیات طراحی را در راستای میرا نمودن انرژی زلزله برآورده نکرده و اتصالات صلب جوشی نیز دچار شکست‌های گسترده در ناحیه وجه بال کششی و ستون شده‌اند. بدین ترتیب در پی مطالعات یاد شده، روند تحقیقات به‌سوی تدوین مفاهیم و رویکردهای تعمیم‌یافته طراحی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای انواع اسکلت‌های مقاوم در سازه‌های فولادی گرایش پیدا نمود (Ahleghagh & Mirghaderi, 2020; Bruneau et al., 1996; Hajjar et al., 1998; Uang & Bruneau, 2018). یک نتیجه مشخص این روند جامع نیز در قالب ساختارسازی و ملاحظات طراحی برای اسکلت‌های پیوسته قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب مطرح می‌شود. در همین موضوع نیز پژوهش‌های انجام شده، یک ساختار مقاوم با عنوان قاب فولادی ترکیبی معرفی نمودند که به‌صورت یکپارچه بوده و دارای قابلیت میرا نمودن انرژی ناشی از بارگذاری‌های دینامیکی است. این ساختار مقاوم حاوی چیدمان‌های مختلف اتصالات صلب و نیمه‌صلب می‌باشد.

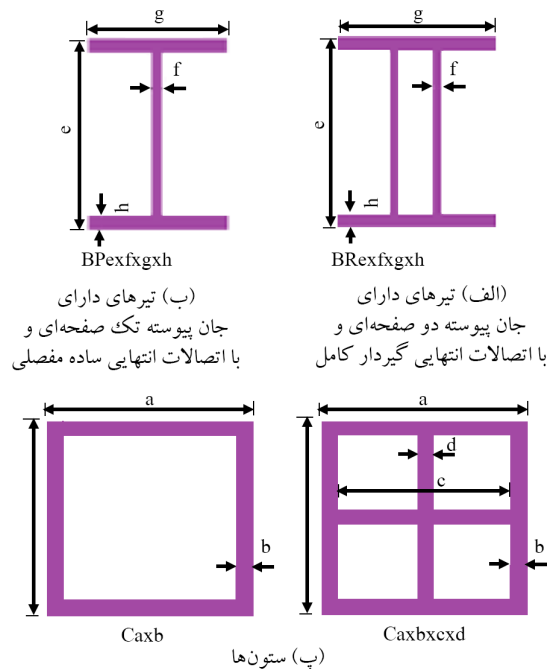
عملکرد لرزه‌ای ساختارهای پیوسته قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب و همراه با اتصالات صلب، به‌صورت بهبود یافته و کارآمد است (Abolmaali et al., 2012; Razavi & Abolmaali, 2014). نکته دیگر آنکه تحت اثر زلزله‌های ضعیف و جنبش‌های کم‌دامنه زمین، به دلیل باقی ماندن مشخصه رفتاری اتصالات صلب در ناحیه الاستیک، ساختارهای اتصالات نیمه‌صلب نیز قادر به استهلاک انرژی جنبشی وارده به سازه بوده و قابلیت پایداری در حوزه رفتار خطی تا حدود زیادی برقرار خواهد بود. افزون بر آن نیز ملاحظه شده هنگامی که ساختارهای مقاوم حاوی چیدمان اتصالات صلب و نیمه‌صلب در معرض حرکات شدید زمین قرار می‌گیرند، با توجه به ارزیابی مشخصات رفتاری مرتبط با رویکرد تاب‌آوری و شاخص‌های پایداری، احتمال وقوع فروریزش سازه مقاوم به نسبت کاهش می‌یابد.

مطالعات مختلف در مورد عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های قاب خمشی دارای ترکیب اتصالات نیمه‌صلب نشان داده که این



داده شده و مشخصات مقطع المان‌های مجموعه سازه‌های مطالعاتی قاب محیطی دسته شده دارای اتصالات صلب و نیمه‌صلب در جدول‌های (۱) و (۲) آورده شده است. مشخصات تحلیلی اتصال نیمه‌صلب نیز فقط در حوزه پیوستگی تیرها به چشمه‌های اتصال (پانل زون‌ها) در چهار قاب خمشی داخلی پلان جایگزین شده است. جدول (۳) دربرگیرنده مشخصات مودال سازه‌های مطالعاتی است و مشخصات مذکور نشان‌دهنده رفتار اسکلت مقاوم در حالت پیچشی سخت است (Safaie, 2021). با توجه به اثرات انتشار امواج زلزله و احتمالاتی بودن فرایند رفتار غیرخطی، ساختار تحلیلی مفروض برای مفاصل و حوزه‌های پلاستیک طبق ضوابط FEMA و با تعریف دامنه‌های مربوطه در شکل (۳) لحاظ گردیده است (FEMA, 2000, 2005).

شکل‌گیری مفاصل پلاستیک و حوزه‌های غیرخطی در المان‌های ستون، همچنین تیرهای با اتصالات پیوسته گیردار و نیز اتصالات نیمه‌صلب از عوامل اساسی تأثیرگذار در ایجاد رفتار غیرخطی اسکلت مقاوم سازه می‌باشند. در شکل (۴-الف) المان ترکیبی تیرها نشان داده شده است که شامل ناحیه الاستیک میانی دهانه، دو مفصل پلاستیک و دو ناحیه صلب انتهایی است.



شکل (۲): هندسه نیم‌رخ اعضای سازه.

پیکربندی المان‌های تیر و ستون در قاب‌های خمشی چهارگانه (درون پلان) سازه مطالعاتی با اتصالات نیمه‌صلب (شکل ۱) نیز به‌طور کامل همانند سازه دیگر حاوی اتصالات صلب کامل است. همچنین در شکل (۲) هندسه نیم‌رخ عرضی المان‌های سازه نشان

جدول (۱): مقاطع اعضای سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه با ساختار قاب محیطی دسته شده (ابعاد بر حسب سانتی‌متر) (Safaie, 2021).

گروه طبقات	ستون‌ها در قاب‌های خمشی پیرامونی و داخلی	تیرها در قاب‌های خمشی پیرامونی و داخلی	ستون‌ها در قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل	تیرها در قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل
۱ و ۲	C۵۰×۲	BR ۴۵×۱/۵×۳۵×۲/۵	C۵۰×۲	BP ۳۵×۲×۱۵×۱
۳ و ۴	C۴۵×۲	BR ۴۵×۱/۵×۳۵×۲/۵	C۴۵×۲	BP ۳۵×۲×۱۵×۱
۵ و ۶	C۴۰×۲	BR ۴۵×۱/۵×۳۰×۲/۵	C۴۰×۲	BP ۳۵×۲×۱۵×۱
۷ و ۸	C۳۵×۲	BR ۳۵×۱/۵×۳۰×۲/۰	C۳۵×۲	BP ۳۵×۲×۱۵×۱
۹ و ۱۰	C۳۰×۲	BR ۳۰×۱/۰×۲۵×۲/۰	C۳۰×۲	BP ۳۵×۲×۱۵×۱

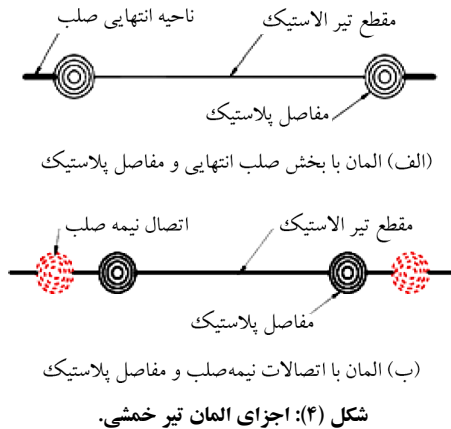
جدول (۲): مقاطع اعضای سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه با ساختار قاب محیطی دسته شده (ابعاد بر حسب سانتی‌متر) (Safaie, 2021).

گروه طبقات	ستون‌ها در قاب‌های خمشی پیرامونی و داخلی	تیرها در قاب‌های خمشی پیرامونی و داخلی	ستون‌ها در قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل	تیرها در قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل
۱-۴	C۶۰×۳ & ۵۴×۲/۵	BR ۵۵×۲×۴۵×۲/۵	C۴۰×۳/۰	BP ۳۵×۲×۱۵×۱/۰
۵-۸	C۶۰×۳/۰	BR ۵۵×۲×۴۵×۲/۵	C۳۵×۲/۵	BP ۳۵×۲×۱۵×۱/۰
۹-۱۲	C۵۵×۳/۰	BR ۵۵×۲×۴۵×۲/۵	C۳۰×۲/۵	BP ۳۵×۲×۱۵×۱/۰
۱۳-۱۶	C۵۰×۲/۵	BR ۵۵×۲×۴۰×۲/۵	C۲۵×۲/۰	BP ۳۵×۲×۱۵×۱/۱
۱۷-۲۰	C۴۵×۲/۰	BR ۵۰×۲×۳۰×۲/۰	C۲۰×۱/۵	BP ۳۵×۲×۱۵×۱/۳

جدول (۳): آرایش مودال سازه‌های مطالعاتی متناظر با سه مود اول (شکل ۱).

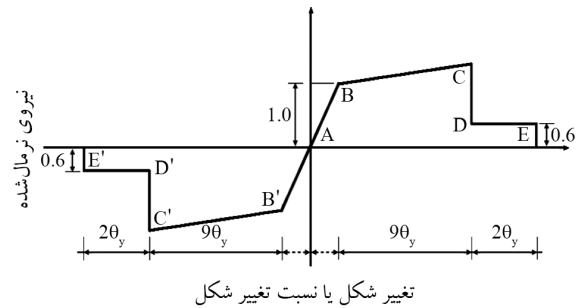
T3 (sec)	T2 (sec)	T1 (sec)	سازه مطالعاتی	
پریود مود اول پیشی (محور Z)	پریود مود دوم انتقالی (محور Y)	پریود مود اول انتقالی (محور X)		
۱/۰۸۵	۱/۳۲	۱/۳۲	با اتصالات صلب کامل	ساختار
۱/۰۸۹	۱/۴۰	۱/۴۰	با اتصالات دارای صلیبیت ۸۰ درصد	۱۰ طبقه
۱/۴۷۰	۱/۸۴	۱/۸۴	با اتصالات صلب کامل	ساختار
۱/۵۵۰	۲/۰۴	۲/۰۴	با اتصالات دارای صلیبیت ۸۰ درصد	۲۰ طبقه

گرفت (Dong et al., 2024; Lu et al., 2024). مطالعات نشان داده است که ماهیت رفتار الاستیک در بازه تغییر شکل‌های بزرگ احتمالی به‌ویژه در انتهای تیر، در قاب‌های نیمه‌صلب خطی رخ می‌دهد. این در حالی است که برای قاب‌های نیمه‌صلب در حوزه غیرخطی، شکست اتصالات فقط در انتهای تیرها اتفاق می‌افتد (Dong et al., 2024).

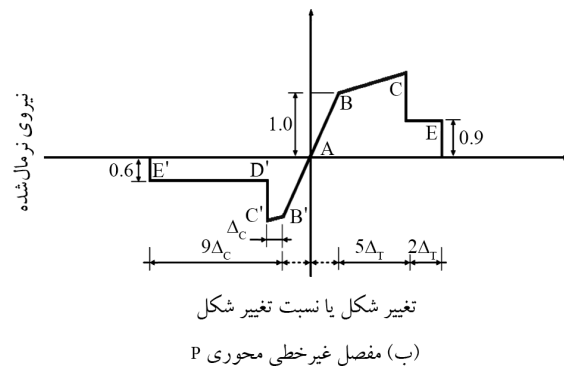


مدل‌سازی اتصال نیمه‌صلب با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و مطالعات تحلیلی انجام شده و نیاز است که پارامترهایی نظیر سختی اولیه، سختی پس از تسلیم و مقدار لنگر تسلیم تعیین شوند. بدین لحاظ، در این تحقیق برای تعیین سختی اتصال نیمه‌صلب از ساختار مفهومی روابط تعادل و سازگاری در رفتار فنر پیشی معادل استفاده شده و مشخصه مذکور برای گیرداری ۸۰ درصد به دست آمده است. رابطه تقریبی و کاربردی برای تعیین سختی دورانی اتصال نیمه‌صلب به‌قرار رابطه (۱) است.

$$k_0 = \frac{2REI}{(100 - R)L} \quad (1)$$



(الف) مفصل غیرخطی خمشی M3 و مفصل اندرکنشی خمشی - محوری P-M2-M3



شکل (۳): معیارهای رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای (FEMA, 2000; Safaie, 2021)

فرض پایه آن است که بخش میانی دهانه تیر با مشخصه رفتار خطی بوده و دو ناحیه صلب انتهایی نیز دارای کرنش صفر می‌باشند. همچنین در مواردی که اتصال تیر به ستون به‌صورت نیمه‌صلب باشد، هر دو قسمت صلب انتهایی با فنر پیشی که رفتار اتصال را شبیه‌سازی می‌کند، جایگزین می‌شوند. اجزای ترکیبی مذکور در المان تیر خمشی در شکل (۴-ب) نشان داده شده است (FEMA, 2005; Safaie, 2021). فنرها برای ارزیابی ویژگی مکانیکی اعضای اتصال استفاده شدند و رفتار دورانی اتصال با توجه به رابطه بین فنرهای مختلف مورد بررسی قرار

بر صفحه شکست گسل (به ترتیب با شناسه‌های LN و TR) و منطبق بر جهت‌های Y و X پلان سازه، آورده شده است. مؤلفه شتاب قائم نیز با شناسه UP معرفی می‌شود. رکوردهای انتخابی در مجموعه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی (NTHA) و تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) به صورت هم‌پایه شده به پارامتر PGA مربوط به مؤلفه TR و برابر با شتاب ثقل (g)، لحاظ شده‌اند.

جدول (۴) ویژگی‌های فیزیکی مؤلفه TR از رکوردهای زلزله انتخابی را نشان می‌دهد. اطلاعات رکوردهای زلزله از پایگاه تحقیقاتی PEER دریافت شده است (PEER Ground Motion Database). لازم به ذکر است، تاریخچه زمانی رکوردهای انتخابی حاوی موجک‌های پیوسته و اسپایک‌های پیرامنه شتاب و سرعت در سطوح هم‌پایه شده می‌باشند.

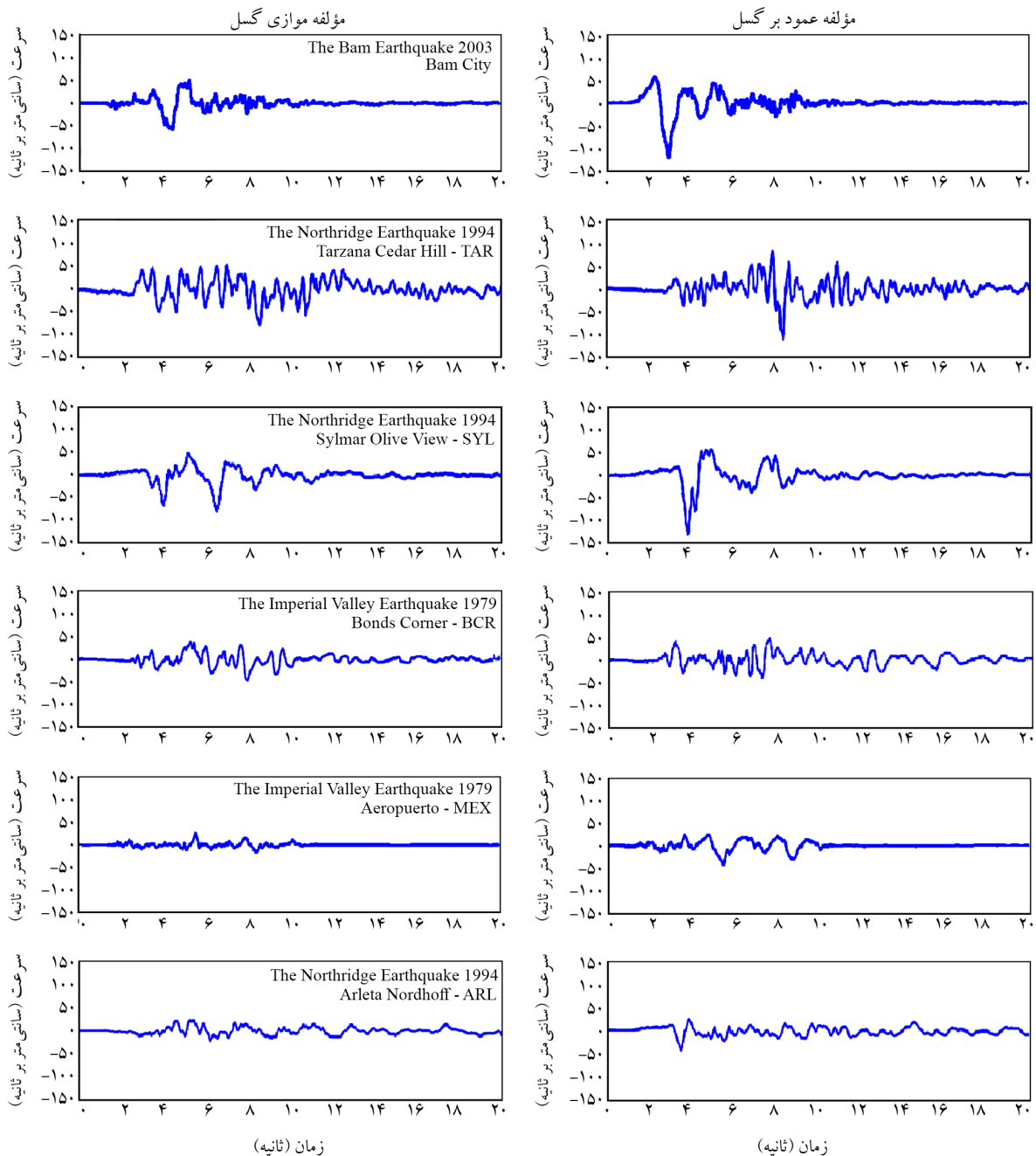
پارامتر EI سختی خمشی المان تیر، R درصد گیرداری اتصال و L طول تیر است (Kishi et al., 1996; Kishi & Chen, 1986).

### ۳- رکوردهای زلزله انتخابی

تجربیات طراحی و پیاده‌سازی مفاهیم و نیز ارزیابی رفتار لرزه‌ای نشان می‌دهد که بهتر است از هر دو گروه زلزله‌های حوزه نزدیک و دور، با توجه به تطابق هرچه بیشتر محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها با آرایش مودال سازه، انتخاب زمین‌لرزه را انجام داد. در این مطالعه، ۱۰ رکورد سه مؤلفه‌ای زلزله حاوی اثرات جهت‌داری<sup>۳</sup> نیرومند پیش‌رونده<sup>۴</sup>، جهت‌داری پس‌رونده<sup>۵</sup> و جهت‌داری خنثی<sup>۶</sup> انتخاب شده است. همچنین در شکل (۵) تاریخچه زمانی سرعت تعدادی از رکوردهای انتخابی، متناظر با دو مؤلفه شتاب موازی<sup>۷</sup> و عمود<sup>۸</sup>

جدول (۴): مشخصات فیزیکی رکوردهای زلزله انتخابی و پارامترهای تحلیلی مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل (مؤلفه TR).

رخداد لرزه‌ای	بزرگا (Mw)	ایستگاه لرزه‌نگاری (فاصله نسبی از گسل)	PGA(TR) (g)	PGV(TR) (سانتی‌متر بر ثانیه)	PGD(TR) (سانتی‌متر)	دسته‌بندی رخداد - اثرات جهت‌داری
بم ۲۰۰۳	۶/۶	BAM City (BAM) ۱/۰ کیلومتر	۰/۷۹۳	۱۲۳/۷۰	۳۷/۴۰	حوزه نزدیک - پیش‌رو
		Bonds Corner (BCR) ۲/۵ کیلومتر	۰/۷۷۵	۴۵/۹۱	۱۵/۰۱	حوزه نزدیک ضعیف - پیش‌رو
امپریال ولی ۱۹۷۹	۶/۵	Calexico (CXO) ۱۰/۶ کیلومتر	۰/۲۷۵	۲۱/۰۶	۱۲/۲۰	حوزه نزدیک - خنثی
		Delta (DLT) ۴۳/۶ کیلومتر	۰/۳۵۱	۳۱/۶۸	۱۰/۳۴	حوزه دور
		Mexicali (MEX) ۸/۵ کیلومتر	۰/۳۲۷	۴۲/۸	۱۰/۱۰	حوزه نزدیک - پس‌رو
		Arleta (ARL) ۱۲/۹ کیلومتر	۰/۳۴۵	۴۰/۶۰	۱۵/۰۴	حوزه نزدیک - خنثی
نورث‌ریج ۱۹۹۴	۶/۷	Sylmar (SYL) ۶/۴ کیلومتر	۰/۸۴۳	۱۲۹/۶۰	۳۲/۶۸	حوزه نزدیک - پیش‌رو
		Tarzana (TAR) ۷/۱ کیلومتر	۱/۷۷۹	۱۱۳/۶۰	۳۳/۲۲	حوزه نزدیک - پیش‌رو
ال‌سنتر و ۱۹۴۰	۷	El Centro (ELC) ۸/۳ کیلومتر	۰/۳۱۴	۲۹/۸۰	۱۳/۳۲	ماهیت حوزه دور و حاوی مجموعه بزرگ اسپایک‌های کم دامنه
طبس ۱۹۷۸	۷/۴	Tabas City (TAB) ۳/۰ کیلومتر	۰/۸۵۱	۱۲۱/۳۰	۹۷/۵	حوزه نزدیک - پیش‌رو

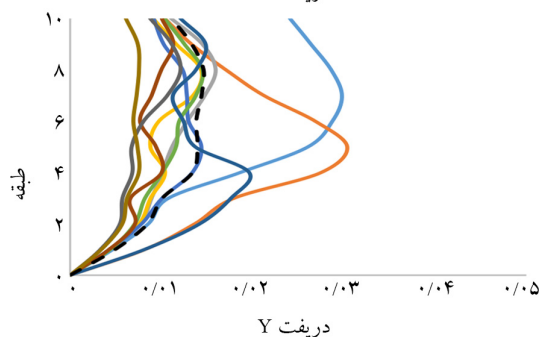
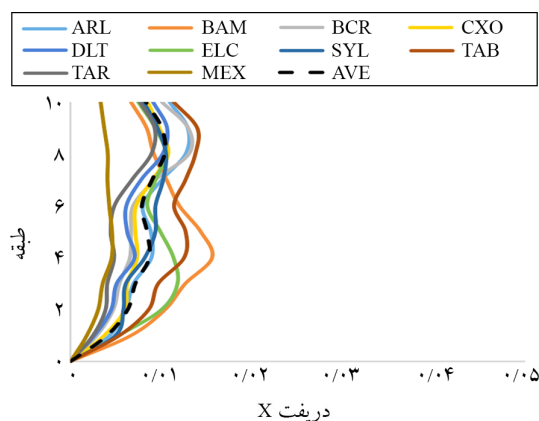


شکل (۵): تاریخچه زمانی سرعت مربوط به مؤلفه‌های LN و TR از رکوردهای نیرومند و دارای پالس BAM, TAR, SYL. توضیح آتکه رکورد BCR حاوی ساختارهای موجک مانند و نیز رکورد بدون پالس MEX دارای اثرات جهت‌داری پس‌رو و رکورد ARL متأثر از اثرات جهت‌داری خشی است.

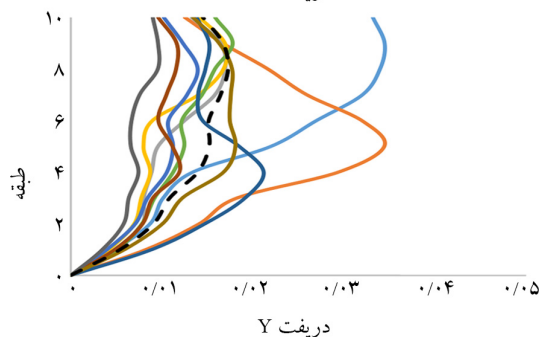
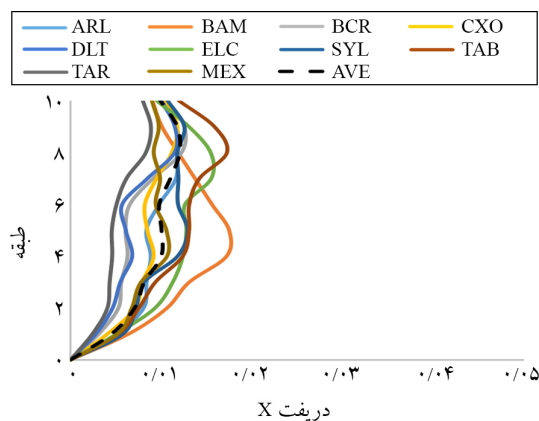
طرح لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی با مشخصه حاکمیت مود ترکیبی خمشی-برشی و پیوستگی رفتاری سلول‌های صلب تشکیل‌دهنده اسکلت مقاوم یکپارچه است. بررسی تحلیلی بر روی دامنه تغییرات و تاریخچه زمانی دریافت جانبی، ساختار

#### ۴- تحلیل سازه‌های مطالعاتی و یافته‌های محاسباتی

این پژوهش شامل ارزیابی مشخصات رفتار غیرخطی و محاسبه شاخص تاب‌آوری اسکلت‌های سه‌بعدی قاب-پایه با چیدمان‌های ترکیبی اتصالات صلب و نیمه‌صلب است.



شکل (۶): پوش بیشینه دررفت برای جهات X و Y پلان سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات صلب کامل تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.



شکل (۷): پوش بیشینه دررفت برای جهات X و Y پلان سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.

نمودارهای IDA، شاخص‌های محاسباتی مؤلفه شکنندگی، تبیین ارتباط توابع خسارت و مؤلفه تاب‌آوری برای سازه‌های مطالعاتی صورت گرفته است.

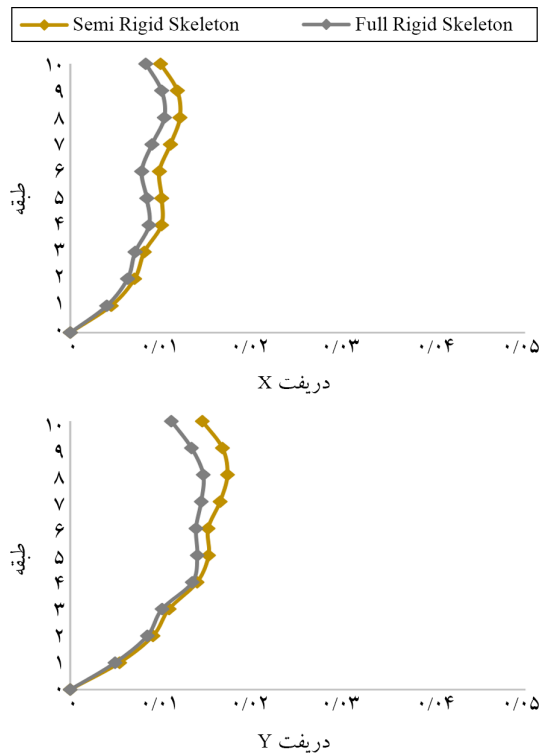
فرایند ارزیابی‌های تحلیلی بر اساس نتایج آنالیزهای غیرخطی تاریخچه زمانی و دینامیکی فزاینده با نرم‌افزار 3D PERFORM همراه با تعریف قابلیت رفتار لرزه‌ای غیرخطی برای المان‌های سازه و تشکیل حوزه‌های پلاستیک تحت اثر رکوردهای نیرومند سه مؤلفه‌ای به انجام رسیده است.

افزون بر آن، به منظور تخصیص درصد گیرایی اتصالات نیمه‌صلب از روش Shear Force Strength Section جهت مدل‌سازی اعضای تیر و اتصالات آنها استفاده شده است. همچنین، محدوده تغییر شکل خمیری و نسبت تنش‌های پسماند در مفصل پلاستیک تخصیص‌یافته اجزای ستون، بر اساس المان FEMA-Column تعریف شدند. لازم به ذکر است، مدل‌سازی در محیط نرم‌افزار 3D PERFORM منطبق با خصوصیات سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار SAP2000 صورت گرفته است (Safaei, 2021). شایان ذکر است که در روند تحلیل دینامیکی غیرخطی، همگی رکوردهای زلزله با سطح شتاب ۱g هم‌پایه شده‌اند.

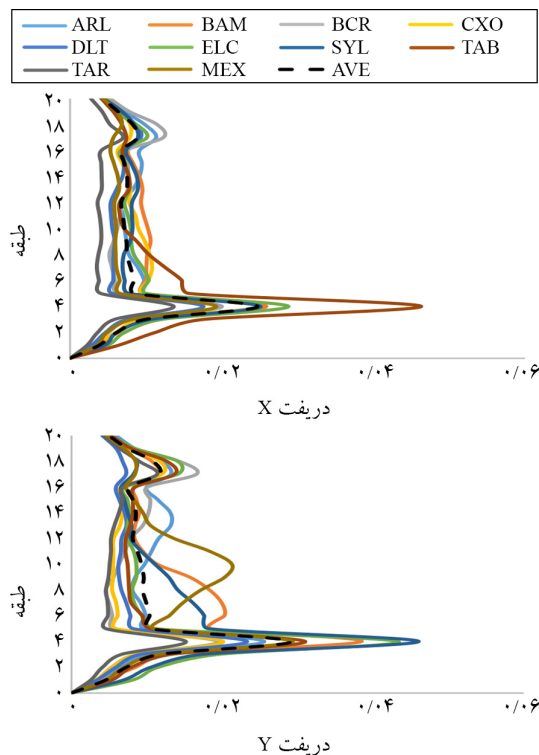
#### ۴-۱- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی (NTHA)

تغییر مکان جانبی نسبی یا دررفت طبقات یکی از مهم‌ترین پارامترهای ارزیابی پاسخ غیرخطی سازه است. نمودارهای پوش بیشینه دررفت در هر دو جهت X (منطبق با راستای اعمال مؤلفه LN) و Y (منطبق با امتداد تأثیر مؤلفه TR) برای سازه‌های مطالعاتی ۱۰ طبقه بر اساس ساختار صلب کامل و نیز ساختار دارای اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد در شکل‌های (۶) و (۷) ملاحظه می‌شود.

همچنین نمودار میانگین پوش ماکزیمم دررفت هر دو سازه مذکور در شکل (۸) آورده شده است. نتایج پیاده‌سازی روند فوق برای دو سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه نیز در شکل‌های (۹) تا (۱۱) مشاهده می‌شود.

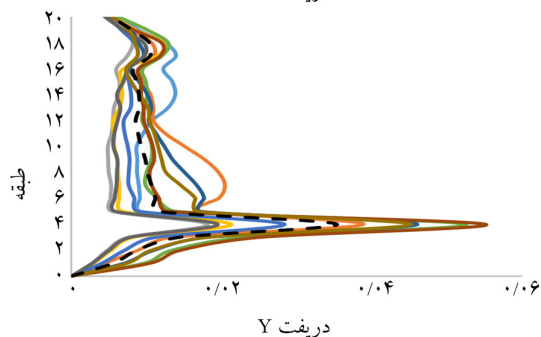
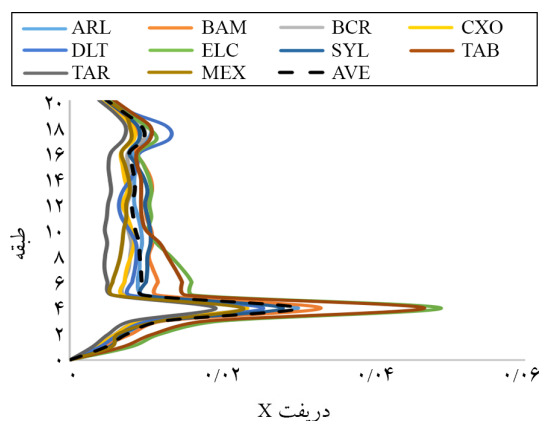


شکل (۸): میانگین بیشینه دریفت طبقات در جهات X و Y پلان سازه ۱۰ طبقه تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.

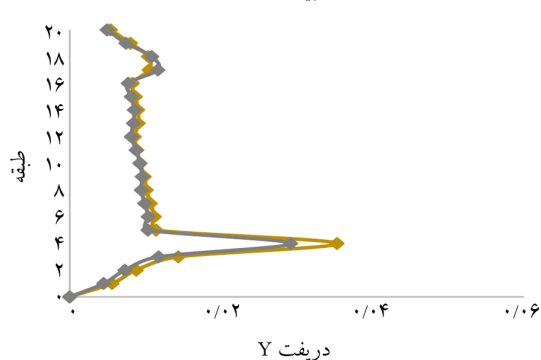
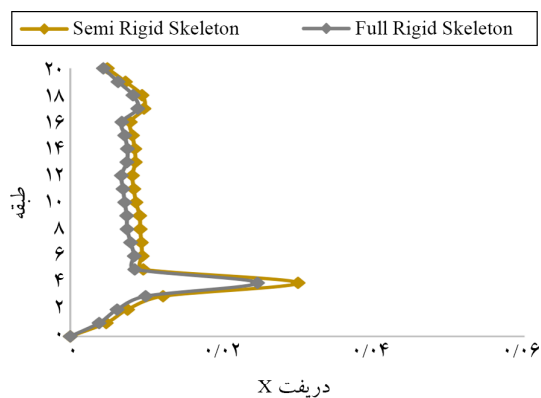


شکل (۹): پوش بیشینه دریفت در جهات X و Y پلان سازه ۲۰ طبقه دارای اتصالات صلب کامل تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.

با توجه به نتایج حاصله از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در شکل‌های (۶) و (۷) و نیز پیکربندی و چیدمان المان‌های تیر و ستون در قاب‌های خمشی چهارگانه واقع در درون پلان سازه، مشاهده می‌شود که رفتار ساختارهای مطالعاتی با اتصالات نیمه‌صلب به گونه‌ای است که نیاز دریفت نسبت به سازه با اتصالات صلب در دامنه بیشتری قرار می‌گیرد. همچنین تحت اعمال رکوردهای نیرومند SYL، TAB، BAM نیز به علت وجود اثرات جهت‌داری پیش‌رونده و حضور پالس‌های با دامنه بزرگ و بلندمدت در تاریخچه زمانی سرعت زمین، ایجاد نیاز بیشتر دریفت در رفتار لرزه‌ای سازه‌های قاب محیطی دسته شده با صلبیت کامل و نیز با صلبیت ۸۰ درصد، اتفاق افتاده است. نکته دیگر آنکه در تاریخچه زمانی جنبش‌هایی نظیر رکورد MEX با نمود اثرات جهت‌داری پس‌رو و همچنین رکورد ARL متأثر از اثرات جهت‌داری خنثی، تعداد به نسبت زیادی از اسپایک‌های کم‌دامنه شتاب و سرعت به‌ویژه در یک بازه زمانی طولانی از شتاب‌نگاشت وجود دارند. این مشخصه برای هر دو مؤلفه LN و TR برقرار است. بدین لحاظ پس از هم‌پایه شدن مؤلفه‌های سه‌گانه این‌گونه رکوردهای زلزله با سطح شتاب ۱g (بر اساس محوریت مؤلفه TR)، ضرایب مقیاس به نسبت بزرگی ایجاد شده و گروه اسپایک‌های کم‌دامنه مذکور نیز با یک مجموعه موجک‌های شبه‌پالس جایگزین خواهند شد. بدین ترتیب، یک افزایش شدید و بزرگ شدن قابل توجه برای بیشینه دامنه تغییرات پارامترهای پاسخ تغییر مکان پایه برقرار خواهد شد. این مقادیر بیشینه دریفت و تغییر مکان جانبی نیز در بازه موجک‌های شبه‌پالس (شتاب و سرعت) پدیدار می‌شوند. افزون بر آن، مؤلفه TR رکورد حوزه دور DLT دارای موجک‌های کم‌دامنه سرعت در حالت میدان آزاد است. پس از هم‌پایه‌سازی نسبت به سطح شتاب ۱g، در تاریخچه رکورد مذکور مجموعه پالس و اسپایک‌های پردامنه سرعت و شتاب مشاهده می‌شود. از این‌رو، سازه‌های ۱۰ طبقه مطالعاتی تحت رکورد DLT دارای مقادیر بزرگ‌تر دریفت در مقایسه با دو رکورد حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رو TAB و TAR هستند.



شکل (۱۰): پوش بیشینه دررفت در جهات X و Y پلان سازه ۲۰ طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.



شکل (۱۱): میانگین ماکزیمم دررفت طبقات در جهات X و Y پلان سازه ۲۰ طبقه تحت رکوردهای هم‌پایه شده با سطح شتاب ۱g.

با توجه به شکل (۸)، ارزیابی دامنه میانگین نتایج عددی نشان می‌دهد که روند تغییرات بیشینه پارامتر دررفت در سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد و به‌طور مشخص در ترازهای ارتفاعی بالاتر اسکلت مقاوم، نمود بیشتری دارد. این نمود تحلیلی افزایشی نیز بر پایه بیشتر بودن پریود سازه‌های دارای اتصالات نیمه‌صلب و انعطاف‌پذیر نسبت به ساختارهای صلب، قابل توجیه است.

ساختار عمومی توضیحات برای تغییرات بیشینه پارامتر دررفت سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه با هر دو آرایش اسکلت مقاوم حاوی اتصالات صلب و نیمه‌صلب، مطابق با شکل‌های (۹) و (۱۰) دارای یک تفاوت شاخص با ساختارهای ۱۰ طبقه است. بررسی نتایج پژوهش‌های صورت گرفته با تمرکز بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های طبقاتی میان‌مرتبه و به‌ویژه بلند، نشان می‌دهد که تحت تأثیرات زلزله‌های نیرومند حوزه نزدیک، به‌وضوح یک‌روند افزایشی به نسبت شدید در زوال مقاومت و کاهش سختی المان‌ها و اتصالات قرار گرفته در بخش‌های میانی اسکلت مقاوم به وقوع می‌پیوندد. چگونگی وقوع این اثرات نیز بر پایه ایجاد اندرکنش نیرویی شدید ناشی از برخورد و درهم‌آمیختگی دو جبهه امواج لرزه‌ای پر قدرت رفت و برگشتی در ساختار سازه توصیف می‌شود. بر همین اساس در بخش‌های میانی و ترازهای ارتفاعی نیمه‌پایینی سازه، پاسخ تغییر مکان و دررفت جانبی دارای یک دامنه مشخص بزرگ بوده و احتمال بالایی برای ایجاد ناپایداری موضعی در حوزه‌های اتصالات و به‌ویژه ستون‌های اسکلت مقاوم وجود دارد.

همگام با شکل‌های (۹) و (۱۰)، تأثیرات تحلیلی مرتبط با رکوردهای حوزه نزدیک و نه‌چندان نیرومند MEX و ARL در مشخصات رفتار غیرخطی سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه نیز همراه با تأکید بر تمرکز بیشینه دررفت برای ترازهای ارتفاعی در نیمه پایینی اسکلت مقاوم برقرار است. یک نکته افزوده شده به این مطلب آن است که ساختار تغییرات بیشینه دررفت تحت رکورد ELC حاوی اسپایک‌های کوچک و کم دامنه شتاب نیز به‌مانند دور رکورد نامبرده دیگر، حاصل شده است. ملاحظه می‌شود که

برگشتی در بخش میانی اسکلت مقاوم سازه آشکار می‌شود. تأثیرات شاخص این فرایند نیز ایجاد مکانیسم‌های پرتعداد از مفصل پلاستیک و حوزه‌های متمرکز غیرخطی در المان‌های اصلی واقع در ترازهای ارتفاعی میانی سازه است. از سوی دیگر، همپایه‌سازی رکوردها سبب افزایش دامنه اسپایک‌های شتاب و پالس‌های سرعت می‌شود. بدین ترتیب، پالس سرعت مصنوعی ایجاد شده در مؤلفه TR از رکورد حوزه دور ELC (در حالت هم‌پایه شده)، افزایش مقادیر دررفت در تراز میانی سازه ۲۰ طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب را در پی دارد. این دامنه بزرگ دررفت نیز می‌تواند با نتایج حاصل از رکورد پرنرژی TAB (متأثر از جهت‌داری پیش‌رو) و همچنین رکورد حوزه نزدیک MEX (متأثر از جهت‌داری پس‌رو) مقایسه گردد. رکورد ARL حاوی اثرات جهت‌داری خنثی دارای مجموعه موجک‌های کم‌دامنه سرعت (شکل ۵) است. هم‌پایه‌سازی بر مبنای PGA سبب ایجاد اسپایک‌های شتاب پدیده با مدت‌زمان کم و نیز مجموعه پالس‌ها و شبه‌پالس‌های پدیده سرعت می‌شود. از این‌رو، هم‌پایه‌سازی رکوردهای زلزله بر مبنای بیشینه شتاب مؤلفه TR سبب تغییر ماهیت رکوردهای حوزه دور و نیز جنبش‌های حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری می‌شود. نتیجه آنکه، در سازه‌های بلندمرتبه احتمال افزایش بسیار زیاد دررفت ناشی از پدیده انتشار موج و هم‌افزایی اندرکنش دو مؤلفه افقی LN و TR وجود دارد.

#### ۴-۲- تحلیل دینامیکی فرایند (IDA)

شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نمایشگر نمودارهای IDA مربوط به سازه‌های مطالعاتی تحت رکوردهای انتخابی می‌باشند. نمودارهای IDA باید بر اساس تغییرات یک پارامتر مشخصه DM (نیاز لرزه‌ای سازه) نسبت به یک پارامتر مشخصه IM (اندازه شدت زلزله)، مورد ارزیابی و پردازش قرار گیرند (Vamvatsikos & Cornell, 2005). ساختار توصیفی این موارد در مقاله حاضر به‌صورت بیشینه جابه‌جایی نسبی جانبی<sup>۹</sup> در مرکز جرم طبقات سازه‌های مطالعاتی، به‌عنوان پارامتر نیاز لرزه‌ای و نیز بیشینه شتاب زمین‌لرزه (PGA)<sup>۱۰</sup> به‌عنوان معیار شدت لحاظ شده است.

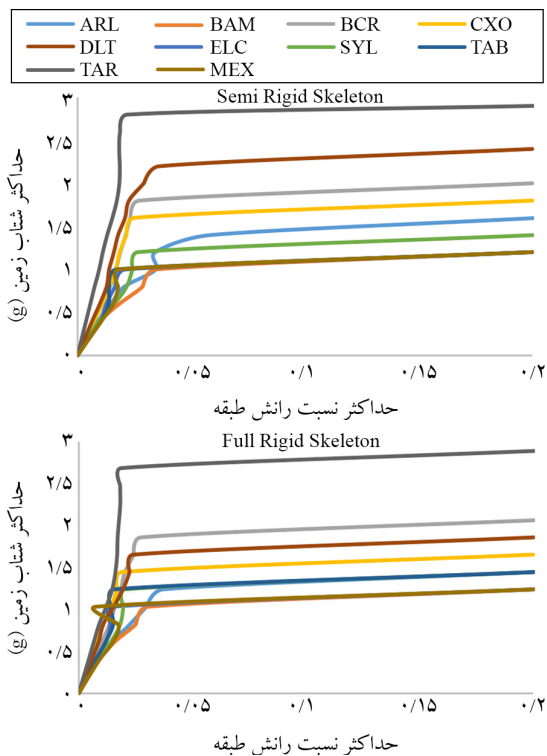
هم‌پایه‌سازی طیفی برای هر دو گروه جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک و نیز رکوردهای ضعیف و نه‌چندان نیرومند زلزله با سطوح شتاب مختلف، سبب تغییر نسبی قابلیت آزادسازی انرژی و کوچک شدن (با مفهوم محاسباتی) پالس‌های شتاب و سرعت در تاریخچه زمانی زلزله‌های پرقدرت خواهد شد و همچنین قابلیت تأثیرگذاری دینامیکی برای زلزله‌های ضعیف را دچار یک افزایش (با مفهوم ریاضی) می‌نماید. تأثیرات تحلیلی ناشی از پیاده‌سازی روند فوق برای محاسبه پاسخ دررفت ناشی از اعمال رکورد حوزه نزدیک و به نسبت نیرومند TAR که دارای یک مجموعه اسپایک‌های پدیده شتاب و سرعت در تاریخچه زمانی مؤلفه‌های سه‌گانه LN، TR و UP می‌باشد، سبب حصول دامنه‌های ناممگون پاسخ دررفت برای سازه‌های مطالعاتی شده است. نکته دیگر آنکه، سازه‌های ۲۰ طبقه مطالعاتی تحت سه رکورد حوزه نزدیک TAR و CXO و BCR دارای مقادیر دررفت کمتری نسبت به رکورد حوزه دور DLT در حالت هم‌پایه شده هستند. توضیح آنکه، ساختار رکورد حوزه دور DLT پس از هم‌پایه‌سازی شامل پالس و اسپایک‌های پدیده سرعت و شتاب است، از این‌رو می‌تواند سبب افزایش نرخ جذب انرژی و پاسخ سازه شود.

بررسی پیکره نمودارهای دررفت در شکل (۱۱)، حاکی از افزایش به نسبت زیاد این پارامتر برای ترازهای ارتفاعی در نیمه پایینی سازه است. همچنین، دامنه بزرگ عددی نیز در ترازهای ۰/۲H تا ۰/۳H پدیدار شده است. این نمود خاص برای بیشینه دررفت در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه، متأثر از اثرات انتشار نیرومند امواج لرزه‌ای در ساختار مقاوم و ماهیت همبسته هر سه مؤلفه شتاب رکوردهای حوزه نزدیک است. وجود چیدمان مفروض برای قرارگیری اتصالات نیمه‌صلب، تأثیرات نسبی در افزایش دررفت سازه داشته است. شایان ذکر است که پدیدار شدن حوزه‌های متمرکز و با دامنه بزرگ دررفت جانبی و نیز افزایش‌های پلکانی شدید برای این پارامتر پاسخ، به‌ویژه در رفتار لرزه‌ای سازه‌های میان‌مرتبه تا بلند اتفاق می‌افتد. این نمود ویژه تحت اندرکنش پرقدرت میان دو جبهه امواج لرزه‌ای رفت و

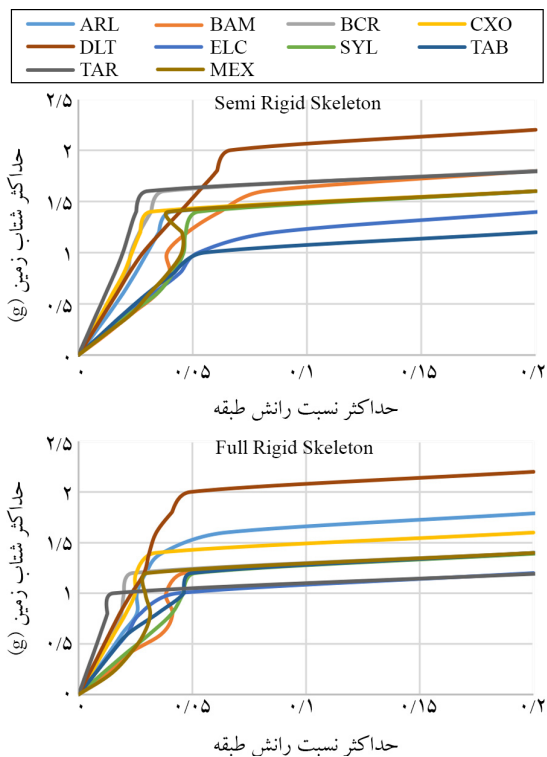
هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها در روند تحلیل IDA با گام افزایشی ۰/۲g اعمال شده‌اند. بررسی نتایج مطالعات و تجربیات تحلیلی (Hassan et al., 2020) و نیز ارزیابی آورده‌های پژوهش حاضر نشان می‌دهد که حوزه‌های مشخص غیرخطی در سطح عملکرد LS و یا دامنه‌های کم‌ویش فراتر از آن، می‌تواند در دهانه آزاد ستون‌های طبقات پایین ایجاد گردد. همچنین تحت اعمال رکوردهای حوزه نزدیک حاوی ساختارهای پدانه موجی شکل متأثر از فرایند پر قدرت جهت‌داری پیش‌رو ملاحظه می‌شود که با بیشتر شدن دامنه شتاب ورودی (بر پایه روند IDA)، گروه بزرگی از مفاصل پلاستیک در تراز LS تشکیل شده و سپس با گذر از اوج پالس بزرگ و اسپایک‌های پدانه سرعت، با یک‌روند سریع و پیوسته مجموعه‌ای از حوزه‌های متمرکز دربرگیرنده مفاصل پلاستیک با تراز CP در اسکلت مقاوم‌سازه تشکیل می‌گردد. نمود این روند تحت اثرات جنبش‌های حوزه نزدیک و نه‌چندان نیرومند حاصل از گسلش‌های ایجادکننده انتشار امواج لرزه‌ای برگرفته از فرایندهای جهت‌داری پس‌رو و خشی، به‌مراتب کوچک‌تر و کم‌دامنه‌تر است. همچنین برای نمودار IDA برخی رکوردها مانند MEX نیز یک روند سخت‌شدگی مجدد مشاهده می‌شود. این اثر می‌تواند نمودی از باز توزیع نیرو و گسترش مفاصل پلاستیک در وضعیت پس از تسلیم برخی المان‌های مقاوم جانبی تحت تاریخچه زمانی شتاب و سرعت، همراه با افزایش سطح شتاب باشد.

#### ۳-۴- نمودارهای شکنندگی

مفاهیم مرتبط با ارزیابی و پردازش رفتار دینامیکی سازه‌ها و پیش‌بینی دامنه عملکردی تحت بارهای زلزله، همراه با در نظر گرفتن جنبه‌های احتمالاتی و شاخص‌های سنجشی آن می‌تواند منبای برآورد حالت‌های فروریزش و ایجاد ناپایداری ساختارهای مقاوم قرار گیرد. دانسته شده است که چهار پارامتر با درجه ارزش بالاتر در پیاده‌سازی موضوعی و مفهوم‌سازی کاربردی مباحث فوق دارای تأثیرات بسزایی می‌باشند. اولین پارامتر، اندازه شدت (IM)<sup>۱۱</sup> است که تعیین‌کننده میزان شدت جنبش زمین در یک زلزله است. پارامتر دوم، دامنه عددی تقاضای مهندسی است



شکل (۱۲): نمودارهای IDA سازه‌های ۱۰ طبقه دارای اتصالات صلب کامل و دارای اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد.



شکل (۱۳): نمودارهای IDA سازه‌های ۲۰ طبقه دارای اتصالات صلب کامل و دارای اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد.

نیز از ارزیابی داده‌های حاصل از منابع مختلف به دست می‌آیند (Lachanas & Vamvatsikos, 2021; Mai et al., 2017).

شایان ذکر است که در این پژوهش با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) و در نظر گرفتن پارامتر تغییر مکان نسبی جانبی (دریفت) در محل مرکز جرم طبقات، داده‌های معیار از نوع تحلیلی بوده و امکان تهیه نمودارهای شکنندگی را ایجاد می‌نماید. نکته دیگر آنکه از تابع توزیع لوگ‌نرمال استفاده شده که تابع چگالی احتمال متناظر آن به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2\right] \quad (2)$$

عبارات  $\lambda = E(\ln X)$  و  $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد  $\ln(x)$  می‌باشند و با نام پارامترهای توزیع معرفی می‌شوند (Mai et al., 2017). نماد IM همان پارامتر مشخصه تعیین شدت زلزله (بیشینه شتاب زمین PGA و یا شتاب طیفی) بوده و  $\lambda$  (IM) بازه تناوب متوسط فراگذشت از حد IM است. جدول (۵) دربرگیرنده مقادیر معیار فراگذشت سطوح سه گانه عملکرد لرزه‌ای از حالات حدی برای پارامتر دریفت است. این مشخصات برای سازه‌های مطالعاتی دارای اتصالات صلب کامل، بر اساس ضوابط FEMA 356 در نظر گرفته شده‌اند. همچنین درباره سازه‌های مطالعاتی حاوی اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد نیز این مشخصات بر اساس بررسی و مقایسه تشکیل اولین مفصل IO، سپس نخستین مفصل LS و در پی آن اولین مفصل CP در ستون‌ها، برای تخمین و پیش‌بینی سه حد عملکردی فوق به دست آمده است.

جدول (۵): معیار تعیین حالات حدی دریفت برای سطوح سه‌گانه عملکردی.

حالت حدی	استفاده‌ی وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)
سازه دارای اتصالات صلب کامل	۰/۰۱	۰/۰۲۰	۰/۰۴
سازه دارای اتصالات با صلبیت ۸۰ درصد	۰/۰۱	۰/۰۲۳	۰/۰۵

که نشان‌دهنده واکنش سازه در برابر زلزله است. پارامتر سوم نیز میزان خسارت (DM)<sup>۱۲</sup> است و با مفهوم خسارت فیزیکی گسسته در سازه لحاظ می‌شود. چهارمین پارامتر نیز متغیر تصمیم‌گیری است که با خسارت‌های واقعی ارتباط دارد و می‌توان از تلفات، خرابی‌ها و آسیب مالی نام برد. بر پایه این مفاهیم نیز ساختار احتمالاتی نمودارهای شکنندگی جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، تدوین و به کار برده می‌شود. احتمال شکست همراه با یک معیار تعیین شده (برای مثال؛ حداکثر دریفت میان طبقه‌ای) به صورت تابعی از شدت حرکت زمین لرزه (به عنوان مثال؛ حداکثر شتاب زمین یا شتاب طیفی) نشان داده می‌شود (Liu et al., 2022; Noh et al., 2015; Seniwongse, 2021).

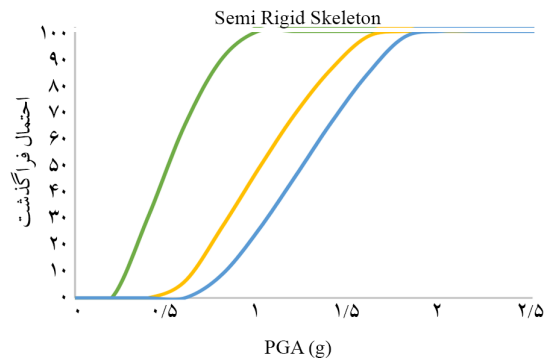
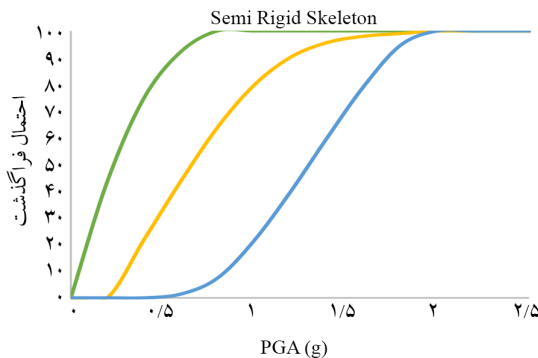
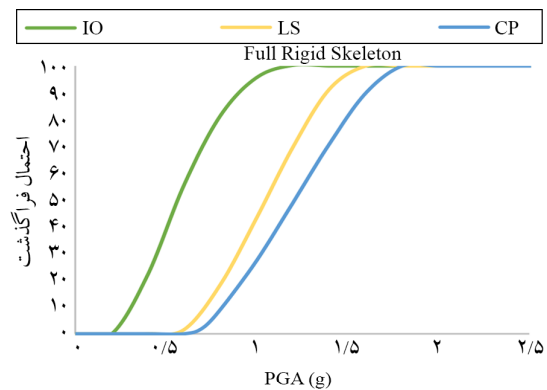
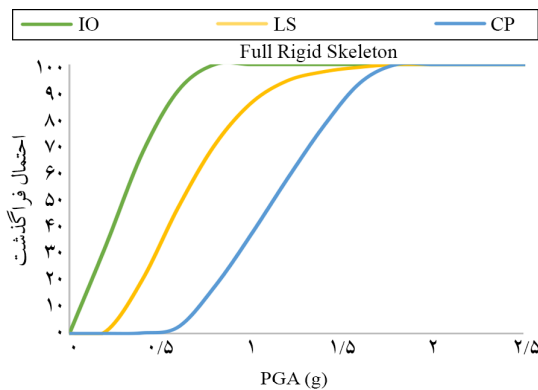
نمودارهای شکنندگی، نخستین بار در اوایل دهه ۱۹۸۰ میلادی به منظور ارزیابی ایمنی نیروگاه‌های هسته‌ای معرفی شده و امروزه کاربردهای گسترده‌ای جهت اهداف مختلف دارند. بر این اساس می‌توان به موضوعات برآورد خسارت، ارزیابی خطر فروریزش، کنترل طراحی، ارزیابی تأثیرات روش‌های بهسازی اشاره داشت. همچنین در چند سال گذشته، روش‌های جدیدی در موضوع تجزیه و تحلیل نمودارهای شکنندگی تدوین شده که شامل ارائه توابع شکنندگی چند پارامتری و نیز ساخت منحنی‌های زمان‌محور است. نکته دیگر آنکه مفاهیم محاسباتی وابسته به موضوعات مذکور، با نگرش‌های تعمیم‌یافته برای سازه‌های خاص و کاربردهای ویژه نیز رابطه‌سازی شده است. نمودارهای شکنندگی را می‌توان بر اساس منابع داده‌ها و جامعه آماری مطالعاتی به چهار دسته طبقه‌بندی نمود.

مبحث یاد شده شامل نمودارهای شکنندگی تحلیلی، تجربی، مبتنی بر قضاوت و نیز با معیار ترکیبی است. نمودارهای شکنندگی تحلیلی از داده‌های حاصل از تجزیه و تحلیل مدل‌های سازه‌ای به دست می‌آیند. نمودارهای شکنندگی تجربی نیز حاصل مشاهدات آسیب‌های ناشی از زلزله‌ها هستند که در بررسی‌های پس از رویداد مربوطه گزارش شده‌اند. منحنی‌های مبتنی بر قضاوت توسط گروه‌های تخصصی در زمینه مهندسی زلزله محاسبه می‌شوند و نمودارهای شکنندگی با معیار ترکیبی

صلب کامل و ساختارهای حاوی اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد نیز به صورت جداگانه برای دو سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۴) تا (۱۷) آورده شده است.

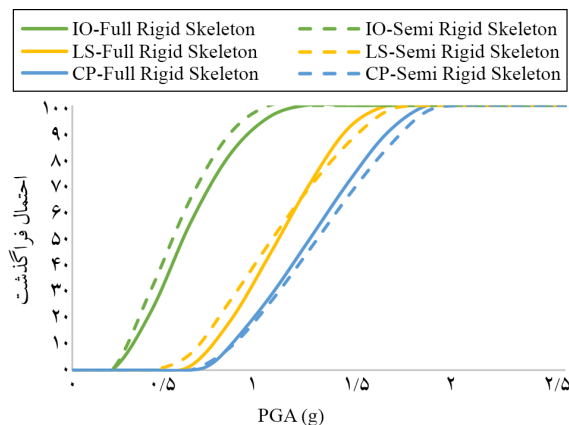
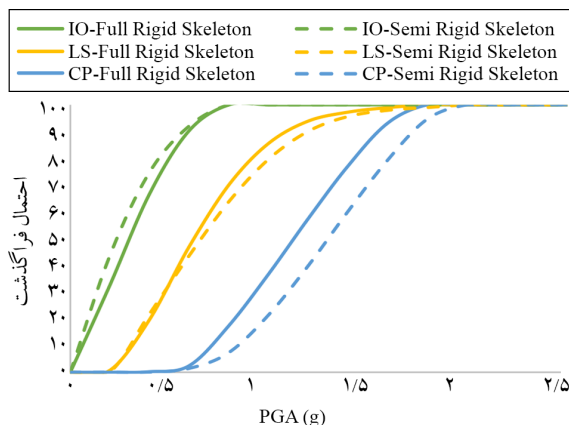
با توجه به شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ملاحظه می‌شود که برای سازه قاب محیطی دسته شده ۱۰ طبقه دارای چیدمان اتصالات نیمه‌صلب، احتمال تشکیل ناحیه عملکردی IO (استفاده بی‌وقفه) بیشتر است. همچنین این احتمال برای سازه‌های مذکور نیز با افزایش

با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) و محاسبه پارامترهای میانگین و انحراف معیار استاندارد مربوط به داده‌های خروجی بر اساس معیارهای تعیین حالات حدی در FEMA 356 و توزیع لوگ‌نرمال تجمعی، نمودارهای شکنندگی مطابق شکل‌های (۱۲) تا (۱۷) برای چهار سازه مطالعاتی این پژوهش محاسبه و ترسیم شده است. آرایش ترکیبی و هماهنگی برای هر دو دسته نمودارهای شکنندگی مربوط به اسکلت‌های مقاوم دارای چیدمان اتصالات



شکل (۱۴): نمودارهای شکنندگی سازه‌های ۱۰ طبقه مطالعاتی.

شکل (۱۶): نمودارهای شکنندگی سازه‌های ۲۰ طبقه مطالعاتی.



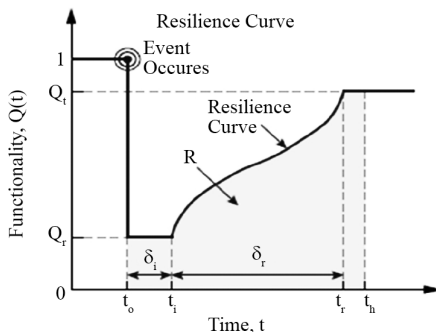
شکل (۱۷): نمایش انطباق نمودارهای شکنندگی سازه‌های ۲۰ طبقه مطالعاتی.

شکل (۱۵): نمایش انطباق نمودارهای شکنندگی سازه‌های ۱۰ طبقه مطالعاتی.

شدت زلزله، به صورت نسبی در محدوده‌های عملکردی LS (ایمنی جانی) و CP (آستانه فروریزش) کمتر می‌شود. همچنین، مشخص است که تفاوت چندانی برای دامنه عددی ورود به ترازهای احتمالاتی رفتاری در محدوده‌های عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نیز میان دو ساختار اسکلت مقاوم دارا و بدون اتصالات نیمه‌صلب ملاحظه نمی‌شود. با همین پیکره موضوعی، نمودهای تحلیلی مذکور برای هر دو سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه دارای چیدمان اتصالات صلب و نیمه‌صلب نیز ملاحظه می‌شود (شکل‌های ۱۶ و ۱۷). گزاره‌ها و سنجه‌های اصلی موضوعی در این خصوص، ماهیت تصادفی رکوردهای زلزله و اندرکنش پیوسته میان سه مؤلفه شتاب LN، TR و UP و پیچیدگی اثرات انتشار امواج لرزه‌ای در پاسخ دینامیکی غیرخطی اسکلت مقاوم سازه است.

فرایند بازیابی می‌باشد. همچنین، زمان آماده‌به‌کار شدن و کاربری، با نماد  $\delta_i$  تعریف شده و اغلب برای آماده‌سازی روند بازیابی که در زمان  $t_i$  شروع می‌شود، مورد نیاز است. فرایند بازیابی نیز به اندازه دوره  $\delta_r$  است تا اینکه به یک تراز عملکرد هدف (با نماد  $Q_i$ ) برسد. این مفهوم در پایان فرایند و در زمان  $t_i$  لحاظ می‌شود (Pang & Wang, 2021). معیارسازی تاب‌آوری را می‌توان در چهار دسته با ساختارهای موضوعی «مؤلفه نیرومندی (استحکام)»، «مؤلفه افزونگی»، «توانمندی» و «سرعت» طبقه‌بندی نمود. اصلی‌ترین مشخصه تاب‌آوری نیز مؤلفه نیرومندی (استحکام) است که ناظر بر عملکرد لرزه‌ای ساختارهای مقاوم در برخورد با اثرات تخریبی ناشی از انتشار امواج زلزله می‌باشد.

همچنین، این مؤلفه بیان‌گر چگونگی افت کیفیت سیستم‌های سازه‌ای در برخورد با اثرات زلزله بوده و هدف از تعریف آن نیز حفظ توانایی یک ساختار مقاوم (یا یک سامانه) در تأمین فضای کار و زندگی بعد از وقوع زلزله در بازه‌های کوتاه‌مدت و بلندمدت است (Bruneau & Reinhorn, 2006).



شکل (۱۸): ساختار مفهومی تاب‌آوری با رویکرد و روند بهبود کلی پس از وقوع یک رویداد (Bruneau et al., 2003; Bruneau & Reinhorn, 2006).

#### ۵-۱- ضریب خسارت و تابع خسارت

تابع خسارت  $L$  به‌عنوان تابعی از شدت زلزله  $I$  و زمان بازیابی  $T_{RE}$  بیان می‌شود و به‌طور کلی خسارات ناشی از یک حادثه را می‌توان در دو جنبه موضوعی تقسیم‌بندی نمود (رابطه ۴):

جنبه ۱: خسارت مستقیم  $L_D$  (خسارت سازه‌ای) که بلافاصله و در طول وقوع فاجعه رخ می‌دهد.

مفهوم و مشخصه تاب‌آوری به‌عنوان نماد ظرفیت لرزه‌ای یک سیستم سازه‌ای برای بازیابی تراز عملکرد هدف مفروض، پس از وقوع یک رویداد زلزله تعریف می‌شود. پیاده‌سازی این روند به تصمیم‌گیرندگان اجازه می‌دهد که تأثیرات اجتماعی و اقتصادی سرمایه‌گذاری و سیاست‌های مربوط به ساختارها و زیرساخت‌های وابسته را به‌صورت کمی ارزیابی کنند (Bruneau et al., 2003; Cimellaro et al., 2010; Lachanas & Vamvatsikos, 2021; Sun et al., 2020). این ساختارسازی موضوعی در شکل (۱۸) به‌صورت نمادین نشان داده شده است. نکته دیگر آنکه می‌توان تاب‌آوری را بر اساس برآورد قابلیت بازیابی عملکرد سازه پس از رویداد  $Q(t)$  در یک بازه زمانی مشخص، به‌صورت بخش سایه‌دار در شکل (۱۸) تعیین نمود. رابطه (۳) بیانگر ساختار پردازشی برای محاسبه تاب‌آوری با نماد  $R$  می‌باشد.

#### ۵- ارزیابی شاخص تاب‌آوری

رابطه (۳) بیانگر ساختار پردازشی برای محاسبه تاب‌آوری با نماد  $R$  می‌باشد.

$$R = \frac{1}{t_h - t_0} \int_{t_0}^{t_h} Q(t) dt \quad (3)$$

ساختار پارامتری رابطه (۳) شامل  $t_0$  به‌عنوان زمان وقوع یک رویداد مانند زلزله است و  $t_h$  نیز نقطه زمانی بررسی شده پس از

برابر با هزینه کل جایگزینی سازه می‌باشد و به این ترتیب نسبت  $C_s$  به  $I_s$  به‌عنوان معادل ضرایب خسارت در حالات حدی در نظر گرفته می‌شود. همچنین  $P_j$  احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی مورد نظر است که در قالب نمودارهای شکنندگی بیان می‌شود.

#### ۵-۲- تعیین محدوده کنترل سازه

شایان ذکر است که در پی آماده‌سازی و ترسیم نمودارهای شکنندگی مربوط به سازه‌های مطالعاتی و تعیین ضرایب خسارت برای سطوح عملکردی مختلف، جهت به دست آوردن مقادیر کمی مؤلفه نیرومندی (استحکام) تاب‌آوری، نیاز به تعیین یک محدوده کنترل مناسب است.

روند پایه در این خصوص، به‌صورت برآورد محدوده مذکور با توجه به ضرایب شتاب مبنای طرح ساختگاه (ضریب A) و تأثیرات بازتاب خاک ساختگاه متناظر با ضریب بازتاب زمین B (استاندارد ۲۸۰۰) و مطابق رابطه (۶) است (Baghaei Lake et al., 2021; Khademi et al., 2023).

$$C_u = ABI \quad (6)$$

پارامتر  $C_u$  حد کنترل عملکرد لرزه‌ای و I ضریب اهمیت سازه می‌باشد. خاک ساختگاه از نوع II و ساختگاه در پهنه‌بندی خطر بسیار زیاد ( $A = 0.35$ ) قرار دارد. نکته دیگر آنکه با توجه به پیرو سازه‌های مطالعاتی، ضریب بازتاب به‌صورت دقیق برای هر سازه محاسبه شده که بر اساس آن می‌توان حد کنترل عملکرد لرزه‌ای را به دست آورد. این محدوده کنترل در جدول (۷) آورده شده است.

#### ۵-۳- افت کیفیت کارایی سازه و تعیین مؤلفه استحکام

##### تاب‌آوری لرزه‌ای

پس از تعیین تابع خسارت و حد کنترل عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بنا بر پیشنهاد برونو و همکاران پارامتر «افت کیفیت کارایی سازه» که نشان‌دهنده میزان افت کیفیت عملکردی سازه بلافاصله پس از وقوع زلزله و در اثر تخریب ناشی از وقوع انتشار

جنبه ۲: خسارت غیرمستقیم  $L_1$  (خسارت غیرسازه‌ای) که به زمان وابسته است.

$$L(I, T_{RE}) = L_D(I) + L_1(I, T_{RE}) \quad (4)$$

یک جنبه نگرش تحلیلی بر سازه‌های مطالعاتی در این پژوهش، بر اساس محاسبه مؤلفه نیرومندی (استحکام) تاب‌آوری است. روش‌های چندگانه برای به دست آوردن ضریب خسارت موجود است و همچنین نمی‌توان با درجه قطعیت بالا نسبت به نتایج حاصله، جنبه‌های پردازش تحلیلی را پیاده‌سازی نمود. بر همین اساس می‌توان به دیدگاه تحلیلی توصیه شده برونو و همکاران استناد نموده و مطابق با نکات پردازشی و توصیه‌های HAZUS 2005 تعریف حدود خسارت مطرح شده را در نظر گرفت (Cimellaro et al., 2010; HAZUS 2005). این مفهوم‌سازی برای تخمین خسارت مستقیم (سازه‌ای) استفاده می‌شود و با در نظر گرفتن یک اثر افزایشی بر آنها، اثرات خسارت غیرسازه‌ای در این ضرایب در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب با معادل‌سازی نسبت خسارت با حالات حدی عملکردی سازه، نسبت‌ها و سنجش‌های محاسباتی برای هر حالت استخراج می‌گردد (جدول ۶) و سپس بر اساس فرمولاسیون پیشنهادی MCEER نیز تابع خسارت محاسبه می‌شود. تعریف تابع خسارت با نماد  $L(I)$  و مطابق رابطه (۵) بنا بر پیشنهاد برونو و همکاران به‌صورت زیر است (Cimellaro et al., 2010; HAZUS 2005):

$$L(I) = \sum_{j=1}^n \left[ \frac{C_s}{I_s} \right] * P_j \left\{ \bigcup_{i=1}^n (R_i \geq R_{limi}) \right\} \quad (5)$$

پارامتر  $C_s$  هزینه تعمیرات سازه در حالت حدی مورد نظر و  $I_s$

جدول (۶): ضرایب خسارت در حالت حدی عملکردی (Cimellaro et al., 2010; HAZUS 2005).

خسارت	متوسط		تخریب کامل
	معادل حد	معادل حد	
مستقیم	عملکردی IO	معادل حد	معادل حد
غیرمستقیم	معادل ۰/۱	معادل ۰/۱	عملکردی CP
مجموع	۰/۲	۰/۶	۱

امواج زلزله و اعمال تابع خسارت است، به صورت رابطه (۷) بیان می‌شود (Bruneau et al., 2003; Cimellaro et al., 2010):

$$Q = 1 - L_i \quad (7)$$

پارامتر  $Q$  نشانگر افت کیفیت کارایی سازه و  $L_i$  تابع خسارت است. این پارامترها در جدول (۸) با توجه به احتمال فراگذشت از حالات حدی عملکردی برای سازه‌های مطالعاتی

(شکل ۱) محاسبه و آورده شده‌اند. هنگامی که پارامتر «افت کیفیت کارایی سازه» محاسبه شده و به صورت درصد بیان شود، آنگاه خروجی مذکور به عنوان «مؤلفه استحکام تاب‌آوری لرزه‌ای<sup>۱۳</sup>» یا «تاب‌آوری سخت<sup>۱۴</sup>» معرفی می‌گردد. داده‌های جدول‌های (۹) و (۱۰) بیان‌گر مقادیر محاسباتی این شاخص برای سازه‌های مطالعاتی است.

جدول (۷): تعیین احتمال فراگذشت از حالات حدی عملکردی بر اساس محدوده کنترل عملکردی سازه‌ها.

نوع سازه	حد کنترل	احتمال فراگذشت از حالت حدی		
		استفاده بی‌وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)
سازه ۱۰ طبقه	صلیبت کامل	۰/۱۹۸۹	۰	۰
	صلیبت ۸۰ درصد	۰/۲۴۹۲	۰	۰
سازه ۲۰ طبقه	صلیبت کامل	۰/۵۹۰۷	۰/۱۳۲۵	۰/۰۰۱۳۴
	صلیبت ۸۰ درصد	۰/۶۸۶۱	۰/۱۶۷۴	۰/۰۰۰۳۵

 جدول (۸): تعیین توابع خسارت  $L_i$  سازه‌های مطالعاتی.

حالت حدی	ضرایب خسارت	سازه ۱۰ طبقه				سازه ۲۰ طبقه			
		صلیبت کامل		صلیبت ۸۰ درصد		صلیبت کامل		صلیبت ۸۰ درصد	
		احتمال	تابع	احتمال	تابع	احتمال	تابع	احتمال	تابع
استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۲	۰/۱۹۸۹	۰/۳۹۸	۰/۲۴۹۲	۰/۴۹۸	۰/۵۹۰۷	۰/۱۱۸۱	۰/۶۸۶۱	۰/۱۳۷۲
ایمنی جانی (LS)	۰/۶	۰	۰	۰	۰	۰/۱۳۲۵	۰/۰۷۹۵	۰/۱۶۷۴	۰/۱۰۰۴
آستانه فروریزش (CP)	۱	۰	۰	۰	۰	۰/۰۰۱۳۴	۰/۰۰۱۳۴	۰/۰۰۰۳۵	۰/۰۰۰۳۵

جدول (۹): تعیین مؤلفه نیرومندی (استحکام) تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۱۰ طبقه.

نوع سازه	حالت حدی	تابع خسارت $L_i$	تابع کیفیت $Q$	مؤلفه استحکام تاب‌آوری (%)
صلیبت کامل	استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۰۳۹۸	۰/۹۶۰۲	۹۶/۰۲
	ایمنی جانی (LS)	۰	۱	۱۰۰
	آستانه فروریزش (CP)	۰	۱	۱۰۰
صلیبت ۸۰ درصد	استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۰۴۹۸	۰/۹۵۰۲	۹۵/۰۲
	ایمنی جانی (LS)	۰	۱	۱۰۰
	آستانه فروریزش (CP)	۰	۱	۱۰۰

جدول (۱۰): تعیین مؤلفه نیرومندی (استحکام) تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه.

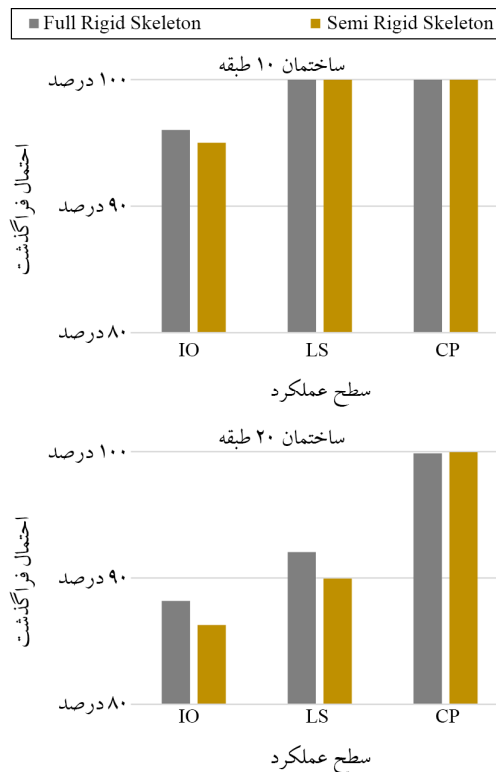
نوع سازه	حالت حدی	تابع خسارت $L_i$	تابع کیفیت $Q$	مؤلفه استحکام تاب‌آوری (%)
صلیبت کامل	استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۱۱۸۱	۰/۸۸۱۹	۸۸/۱۹
	ایمنی جانی (LS)	۰/۰۷۹۵	۰/۹۲۰۵	۹۲/۰۵
	آستانه فروریزش (CP)	۰/۰۰۱۳۴	۰/۹۹۸۶	۹۹/۸۶
صلیبت ۸۰ درصد	استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۱۳۷۲	۰/۸۶۲۸	۸۶/۲۸
	ایمنی جانی (LS)	۰/۱۰۰۴	۰/۸۹۹۶	۸۹/۹۶
	آستانه فروریزش (CP)	۰/۰۰۰۳۵	۰/۹۹۹۶	۹۹/۹۶

۱۰ طبقه، مقادیر متفاوت دررفت در زمان اولین تشکیل مفصل پلاستیک CP مشاهده شده است. از این رو، سازه با اتصالات نیمه‌صلب در تراز دررفت حدود ۵ درصد و سازه با اتصالات صلب کامل نیز در تراز دررفت ۴ درصد دارای شاخص تاب‌آوری سخت CP یکسان هستند.

همچنین بر طبق داده‌های جدول (۱۰) و بخش مربوطه از شکل (۱۹) ملاحظه می‌شود که برای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۲۰ طبقه با آرایش ترکیبی اتصالات نیمه‌صلب، مقادیر شاخص استحکام کمتری در سطوح عملکردی IO و LS نسبت به ساختار مقاوم دیگر حاصل شده است. بر همین اساس، سازه مطالعاتی بلندمرتبه با اتصالات نیمه‌صلب به سبب تغییر شکل جانبی نسبی (دررفت) بیشتر، از ظرفیت مقاومت پایین تری و در نتیجه قابلیت بروز خسارات لرزه‌ای بیشتر برخوردار است. بدین ترتیب، روند عبور از سطوح عملکردی IO و LS در سازه ۲۰ طبقه با اتصالات نیمه‌صلب تحت رکوردهای منتخب، با آهنگ سریع تری رخ می‌دهد. باید توجه داشت که در سطح عملکرد CP، دامنه عددی این شاخص برای سازه با اتصالات نیمه‌صلب نیز کمی بیشتر است. برداشت تحلیلی از این نتیجه نشان‌دهنده رفتار پایدار و عملکرد لرزه‌ای مناسب این سازه به‌ویژه در نزدیک شدن تدریجی مشخصات پاسخ دینامیکی به سطح آستانه فروریزش است.

#### ۶- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به بررسی و مقایسه رفتار دینامیکی غیرخطی و تعیین مؤلفه استحکام تاب‌آوری لرزه‌ای دو نوع سازه قاب-پایه با اتصالات صلب کامل و نیمه‌صلب در دو ساختار میان‌مرتبه و بلند پرداخته شده است. بدین منظور نیز از هم‌پایه‌سازی رکوردهای انتخابی به سطح شتاب  $1g$  در تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی استفاده گردید. همچنین، یک مجموعه تحلیل‌های IDA بر روی سازه‌های مطالعاتی انجام شد و بر اساس ارزیابی و پردازش نتایج حاصله، نمودارهای شکنندگی با به‌کارگیری توزیع آماری لوگ-نرمال ترسیم



شکل (۱۹): شاخص مؤلفه استحکام تاب‌آوری سازه‌های مطالعاتی بر پایه نتایج جدول‌های (۹) و (۱۰).

نتایج جدول‌های (۹) و (۱۰) در شکل (۱۹) و در قالب نمودارهای ترازبندی شده، بر پا گردیده‌اند.

مطابق نتایج جدول (۹) و نیز شکل (۱۹)، مقدار شاخص تاب‌آوری در سطح عملکرد IO برای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۱۰ طبقه با اتصالات صلب کامل نسبت به ساختار مقاوم با آرایش ترکیبی اتصالات نیمه‌صلب، بیشتر است. در این پژوهش، حد عملکردی IO برای هر دو سازه با اتصالات صلب کامل و نیمه‌صلب در تراز دررفت برابر ۱ درصد تعریف شده است. بر طبق نتایج شاخص تاب‌آوری ملاحظه شد که در شدت لرزه‌ای شتاب مبنای طرح، سازه با اتصالات صلب کامل، توانایی بیشتری برای تحمل بارهای دینامیکی در حوزه عملکردی IO دارد. شاخص مذکور درباره سطوح عملکردی LS و CP نیز برای هر دو سازه مذکور به صورت یکسان و برابر ۱۰۰ درصد است. در تعریف شاخص خسارت متناظر با آستانه فروریزش برای هر دو سازه مطالعاتی

نمودار شکنندگی مربوط به ساختار نیمه‌صلب کاسته شده و احتمال رخداد سطح عملکرد LS برای این ساختار مقاوم کمتر از سازه با اتصالات صلب کامل خواهد شد. این موضوع در حالی است که برای سازه ۲۰ طبقه، نمودارهای شکنندگی متناظر با سطح عملکرد LS ساختار مقاوم با اتصالات صلب کامل در تمامی ترازهای شتاب دارای احتمال فراگذشت بیشتری نسبت به سازه با اتصالات نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد است. این مقدار در تراز شتاب ۱g برای سازه با اتصالات صلب برابر ۸۵/۶۰ درصد و در میدان رفتار لرزه‌ای سازه با اتصالات نیمه‌صلب نیز برابر ۷۹/۶۴ درصد است. نتایج حاصل از نمودار شکنندگی متناظر با سطح عملکرد CP، بیشتر بودن مقادیر احتمال فراگذشت برای ساختار مقاوم با اتصالات صلب نسبت به نیمه‌صلب در هر دو پیکربندی سازه‌های مطالعاتی میان‌مرتبه و بلند را نشان می‌دهد. مطابق با نتایج عددی تاب‌آوری لرزه‌ای، یکسان بودن شاخص استحکام در سطح عملکرد LS و CP نشان‌گر کارایی خوب و قابلیت بالای سازه‌های مطالعاتی ۱۰ طبقه با اتصالات صلب کامل و نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد تحت اثر زلزله‌های نیرومند و تحریک‌های لرزه‌ای است. همچنین مقادیر مؤلفه استحکام تاب‌آوری، نمودی از کارایی خوب و روند بهتر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه با اتصالات نیمه‌صلب را به‌صورت همگام با افزایش سطح حالت حدی نشان می‌دهد.

## References

- Abolmaali, A., Matthys, J. H., Farooqi, M., & Choi, Y. (2005). Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(12), 1595-1612. doi: 10.1016/j.jcsr.2005.05.004
- Abolmaali, A., Razavi, M., & Radulova, D. (2012). On the concept of earthquake resistant hybrid steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 68(1), 34-42. doi : 10.1016/j.jcsr.2011.07.001
- Ahleghagh, S., & Mirghaderi, S.R. (2020). Decoupling the strength and drift criteria in steel moment-resisting

## مراجع

شدند. پیرو گام‌های محاسباتی صورت گرفته، احتمال فراگذشت از سه حالت حدی عملکردی و نیز مؤلفه استحکام تاب‌آوری سخت متناظر با سازه‌های مطالعاتی به دست آمد. مطابق با نتایج تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی، تأثیرات پالس سرعت رکوردهای حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رو در ایجاد نیاز بزرگ‌تر برای بیشینه دررفت طبقات هر چهار سازه مطالعاتی نمود یافته است. همچنین کاربرد اتصالات نیمه‌صلب در سازه‌های مطالعاتی ۱۰ و ۲۰ طبقه نسبت به سازه‌های با اتصالات صلب کامل، به ترتیب افزایش ۱۸ و ۲۱ درصدی برای حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات را در پی داشته است. توضیح آنکه اثرات انتشار امواج لرزه‌ای سبب ایجاد دامنه بزرگ دررفت در محدوده ترازهای ۰/۲H تا ۰/۳H در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه شده است. با مقایسه نتایج تحلیل‌های IDA دریافت گردید که در یک سطح دررفت معین، سازه با ساختار اتصالات نیمه‌صلب دارای مقادیر متناظر PGA بیشتری نسبت به سازه با ساختار اتصالات صلب کامل است. این مورد نشان‌دهنده تفاوت مقادیر بیشینه دررفت در تعیین معیار فراگذشت از حدود عملکرد لرزه‌ای CP و LS برای سازه‌های مطالعاتی دارای اتصالات صلب کامل و نیمه‌صلب با گیرداری ۸۰ درصد است.

همچنین در پردازش نمودارهای شکنندگی سازه‌های مطالعاتی مشاهده شد که در یک سطح شتاب یکسان، احتمال رخداد حالت حدی IO برای سازه با اتصالات نیمه‌صلب، بیشتر از سازه با اتصالات صلب کامل است. نمود عددی این موضوع برای سازه‌های مطالعاتی ۱۰ و ۲۰ طبقه با اتصال نیمه‌صلب، به‌صورت مقادیر فراگذشت از سطح عملکرد لرزه‌ای در تراز شتاب ۰/۴g برابر ۳۰/۴۹ و ۷۴/۸۹ درصد است. این مقادیر در حالی که ساختار اتصالات سازه به‌صورت صلب کامل باشد، به ترتیب ۲۲/۲۶ و ۶۶/۸۰ درصد به دست می‌آید. بر پایه بررسی نمودار شکنندگی سطح عملکرد LS سازه ۱۰ طبقه در تراز شتاب ۱g، مقادیر به‌دست‌آمده برای ساختار مقاوم با اتصالات نیمه‌صلب و صلب، به ترتیب برابر ۴۸/۰۹ و ۴۳/۴۸ درصد محاسبه گردید. نکته دیگر آنکه پس از تراز شتاب ۱g از شیب

- Research*, 46(1-3), 238-240. doi: 10.1016/S0143-974X(98)00092-3
- Dong, S., Yu, Y., Ge, H., & Luo, Y. (2024). Nonlinear dynamic collapse analysis of space semi-rigid frames using finite particle method. *Journal of Constructional Steel Research*, 216, 108607. doi: 10.1016/j.jcsr.2024.108607
- FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA356*. Create Space Independent Publication.
- FEMA. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA440 (FEMA Region II)*. Applied Technology Council (ATC-55 Project).
- Hajjar, J.F., Gourley, B.C., O'Sullivan, D.P., & Leon, R.T. (1998). Analysis of mid-rise steel frame damaged in northridge earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 12(4), 221-231. doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(1998)12:4(221)
- Hassan, E.M., Admuthe, S., & Mahmoud, H. (2020). Response of semi-rigid steel frames to sequential earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 173, 106272. doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106272
- Khademi, M., Tehranizadeh, M., Shirkhani, A., & Hajirasouliha, I. (2023). Earthquake-induced loss assessment of steel dual concentrically braced structures subjected to near-field ground motions. *Structures*, 51, 1123-1139. doi: 10.1016/j.istruc.2023.03.105
- Kishi, N., & Chen, W.F. (1986). *Database for Steel Beam to Column Connections, CE-STR-86-26, School of Civil Engineering*, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
- Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y., & Hasan, R. (1996). Behavior of tall buildings with mixed use of rigid and semi-rigid connections. *Computers & Structures*, 61(6), 1193-1206. doi: 10.1016/0045-7949(96)00052-1
- Lachanas, C.G., & Vamvatsikos, D. (2021). Model type effects on the estimated seismic response of a 20-story steel moment resisting frame. *Journal of Structural Engineering*, 147(6), 04021078. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003010
- Liu, Y.X., Cui, X.Z., & Hong, H.P. (2022). Stochastic modelling of the pulse-like near-fault ground motions with time-frequency representation. *Journal of frames. The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(17), e1804. doi: 10.1002/tal.1804
- Aksoylar, N.D., Elnashai, A.S., & Mahmoud, H. (2011). The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(1), 114-126. doi: 10.1016/j.jcsr.2010.07.001
- Baghaei Lake, E., Homami, P., & Meshkat-Dini, A. (2021). Evaluation of the robustness component of seismic resilience in low and mid-rise braced frame structures in near-field sites. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37.2(2.2), 159-171. doi: 10.24200/j30.2020.56543.2839 (in Persian)
- Boukhalkhal, S.H., Ihaddoudène, A.N.T., Da Costa Neves, L.F., Vellasco, P.C.G.D.S., & Madi, W. (2020). Performance assessment of steel structures with semi-rigid joints in seismic areas. *International Journal of Structural Integrity*, 11(1), 13-28. doi: 10.1108/IJSI-02-2019-0007
- Bruneau, M., Chang, S.E., Eguchi, R.T., Lee, G.C., O'Rourke, T.D., Reinhorn, A.M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W.A., & Von Winterfeldt, D. (2003). A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 19(4), 733-752. doi: 10.1193/1.1623497
- Bruneau, M., & Reinhorn, A. (2006). Overview of the Resilience Concept. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA.
- Bruneau, M., Wilson, J.C., & Tremblay, R. (1996). Performance of steel bridges during the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe, Japan) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(3), 678-713. doi: 10.1139/196-883
- Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., & Bruneau, M. (2010). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 32(11), 3639-3649. doi: 10.1016/j.engstruct.2010.08.008
- CSI, *Analysis Reference Manual for SAP2000*. (2010). Berkeley, California, USA.
- De Carvalho, L.C.V., De Andrade, S.A.L., & Vellasco, P.C.G.S. (1998). Experimental analysis of bolted semi-rigid steel connections. *Journal of Constructional Steel*

28991/cej-2021-03091714

Safaie, S. (2021). *Assessment of Dynamic Instability of Steel Resistant Frames with Rigid and Semi-Rigid Connections Affected by Seismic Wave Propagation due to Near-Field Records*. MSc. Thesis, Kharazmi University, Tehran, Iran, 2021 (in Persian).

Seniwongse, M. (2021). Specifying fixed-base columns or pinned-base columns in computer analysis and design of steel frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 26(1), 04020059. doi: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000541

Sharma V., Shrimali M.K., Bharti S.D., Datta T.K., (2019). Seismic energy dissipation in semi-rigid connected steel frames. *16<sup>th</sup> World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, ASSIS, RAEE, Saint-Petersburg, 705-717.

Sharma, V., Shrimali, M.K., Bharti, S.D., & Datta, T.K. (2021). Seismic fragility evaluation of semi-rigid frames subjected to near-field earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 176, 106384. doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106384

Sun, W., Bocchini, P., & Davison, B.D. (2020). Resilience metrics and measurement methods for transportation infrastructure: *The state of the art. Sustainable and Resilient Infrastructure*, 5(3), 168-199. doi: 10.1080/23789689.2018.1448663

Standard No. 2800. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, 4<sup>th</sup> Edition, Tehran, Iran (in Persian).

The Iranian National Building Code. (2014). *Design Loads for Buildings*. Issue 6, Tehran, Iran (in Persian).

The Iranian National Building Code. (2014). *Steel Structures*. Issue 10, Tehran, Iran (in Persian).

Uang, C.M., & Bruneau, M. (2018). State-of-the-art review on seismic design of steel structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(4), 03118002. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001973

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2005). 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), 589-599. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(589)

*Seismology*, 26(2), 387-414. doi: 10.1007/s10950-021-10064-7

Lu, S., Wang, M., Han, X., & Yin, T. (2024). Seismic performance analysis of semi-rigid steel frame based on panel zone mechanical characteristics of the joint experiment study. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 28(5), 1960-1979. doi: 10.1007/s12205-024-1482-9

Mai, C., Konakli, K., & Sudret, B. (2017). Seismic fragility curves for structures using non-parametric representations. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 11(2), 169-186. doi: 10.1007/s11709-017-0385-y

Movaghati, S., & Abdelnaby, A.E. (2019). Experimental study on the nonlinear behavior of bearing-type semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 199, 109609. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109609

*Multi-Hazard Loss Estimation Methodology (HAZUS)*, (2005). Federal Emergency Management Agency & Department of Homeland Security, Washington, D.C., USA.

Noh, H.Y., Lallemand, D., & Kiremidjian, A.S. (2015). Development of empirical and analytical fragility functions using kernel smoothing methods. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1163-1180. doi: 10.1002/eqe.2505

Pang, Y., & Wang, X. (2021). Cloud-IDA-MSA conversion of fragility curves for efficient and high-fidelity resilience assessment. *Journal of Structural Engineering*, 147(5), 04021049. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002998

*PEER Ground Motion Database, California*, <http://peer.berkeley.edu>

PERFORM 3D, CSI, (2011). *Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

Razavi, M., & Abolmaali, A. (2014). Earthquake resistance frames with combination of rigid and semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 98, 1-11. doi: 10.1016/j.jcsr.2014.02.006

Saadi, M., Yahiaoui, D., Lahbari, N., & Tayeb, B. (2021). Seismic fragility curves for performance of semi-rigid connections of steel frames. *Civil Engineering Journal*, 7(7), 1112-1124. doi: 10.

## واژه‌نامه

Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۱- تحلیل دینامیکی فزاینده
Nonlinear Time History Analysis (NTHA)	۲- تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی
Directivity Effects	۳- اثرات جهت‌داری
Forward Directivity	۴- جهت‌داری پیش‌رونده
Backward Directivity	۵- جهت‌داری پس‌رونده
Neutral Directivity	۶- جهت‌داری خنثی
Fault Parallel Component (LN)	۷- مؤلفه موازی با صفحه شکست گسل
Fault Normal Component (TR)	۸- مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل
Drift	۹- جابه‌جایی نسبی جانبی
Peak Ground Acceleration (PGA)	۱۰- بیشینه شتاب زمین لرزه
Intensity Measure (IM)	۱۱- اندازه شدت
Damage Measure (DM)	۱۲- میزان خسارت
Robustness Component of Seismic Resilience	۱۳- مؤلفه استحکام تاب‌آوری لرزه‌ای
Hard Resilience	۱۴- تاب‌آوری سخت

## Evaluation of Seismic Performance of Hybrid Framed Tube Structures with Semi-Rigid Connections focusing on the Implementation of Analytical Concepts of Resilience

Salehe Safaie<sup>1</sup>, Safoora Morshed-Shekarchi<sup>2</sup>, Afshin Meshkat-Dini<sup>3\*</sup> and Peyman Homami<sup>4</sup>

1. M.Sc. Graduate, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

2. Ph.D. Student, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

3. Assistant Professor, Kharazmi University, Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: meshkat@khu.ac.ir

4. Associate Professor, Kharazmi University, Tehran, Iran

Steel moment frame structures with different layouts and composite configurations can be used as resistant systems with the ability to dampen the energy resulting from dynamic loads. This resistant system also contains different layouts of rigid and semi-rigid connections. The primary objective of the present study is to evaluate the seismic performance characteristics and nonlinear dynamic behavior of two bundled tube structures with the configurations of 10 and 20 stories. Both resistant skeletons were prepared in two different modes, which include a fully rigid connections arrangement and also contain a combination of rigid and semi-rigid connections with 80% fixity.

The investigations carried out in this study are influenced by the effects of strong near-field ground motions characterized by prominent pulses and high-amplitude spikes in the acceleration and velocity time histories of selected three-component earthquake records. The distinct appearance of high-amplitude spikes and long-period velocity pulses due to forward directionality effects in the site and the fault rupture process indicates the characteristics of strong near-field records. Dynamic behavior of structures under such earthquake records has many complexities. However, due to the stochastic nature and physical properties of strong near-field records containing forward directivity effects, there are evident needs to develop comprehensive computational approaches to determine the extended viewpoints in seismic performance assessment of structures.

In this context, the seismic response parameters of the considered structures were assessed through nonlinear time history analyses (NTHA) and incremental dynamic analyses (IDA). The lateral displacement profiles, lateral drift concentration patterns, and peak interstory drift ratios were comparatively evaluated across the different structural configurations. Furthermore, fragility curves were developed based on a log-normal probabilistic distribution, and the probability of exceeding distinct performance limit states (i.e., Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP)) was quantified. Additionally, the seismic resilience strength index (also referred to as the hard resilience parameter) was calculated to assess the structural capacity for functionality retention under extreme seismic loading scenarios.

The assessment of numerical outcomes indicates that forward directivity-induced velocity pulses significantly increase interstory drift demands, particularly in the lower and mid-height zones of the 20-story structure. The implementation of semi-rigid connections resulted in increased peak drift values by approximately 18% and 21% in the 10- and 20-story structures, respectively, when compared to their fully rigid counterparts. Moreover, the influence of wave propagation phenomena was found to amplify the drift demand in the height range of approximately 0.2H to 0.3H in the 20-story model, highlighting the sensitivity of tall structures to ground motion characteristics.

Comparative IDA results reveal that, at equal drift levels, frames with semi-rigid connections required higher peak ground acceleration (PGA) values to reach specific damage states, suggesting a delayed performance degradation at certain thresholds. Nevertheless, fragility assessments indicate that at a constant PGA value (e.g., 0.4g), the probability of reaching the IO state was higher in semi-rigid frames (about 30.49% and 74.89% for the 10- and 20-story configurations, respectively) compared to 22.26% and 66.80% in fully rigid systems. Numerically

different trends were observed for the LS and CP limit states, though the comparative probabilities varied depending on building height and connection type.

The computed seismic resilience strength indices demonstrate that, provided the strong column–weak beam principle is observed and torsional stiffness capability is adequately addressed, the seismic response and resilience indices of both connection configurations exhibit significant convergence. This convergence suggests that both studied systems are capable of maintaining structural stability and preventing collapse under severe ground excitations. Particularly, the semi-rigid 20-story configuration exhibited a more favorable resilience trend under increasing seismic intensities.

**Keywords:** Bundled Tube, Semi-Rigid Connections, IDA, Fragility Curve, Resilience.