

## بررسی احتمال آسیب پذیری سازه‌های میان مرتبه قاب خمشی فولادی دارای سیستم کاهش مقطع تیر (RBS)

محمد اسدی

گروه مهندسی عمران، واحد اهر، دانشگاه آزاد اسلامی، اهر، ایران

مهدی رحیمی اصل

دانشجوی دکتری، دانشگاه صنعتی شریف پردیس بین‌الملل، تهران، ایران

علی بخشی\*

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

bakhshi@sharif.edu

تاریخ دریافت: ۹۶/۰۲/۱۶ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۶/۱۰/۱۶

### چکیده:

در این مطالعه به تعیین میزان تأثیرگذاری ایجاد کاهش مقطع در تیرها، بروی منحنی‌های شکنندگی سیستم قاب خمشی متوسط و بررسی نتایج آن پرداخته شده است. برای این منظور از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. بطورکلی دو نوع سازه در این مطالعه انتخاب گردیده است دسته اول قابهای ۵ و ۱۰ طبقه قاب خمشی و دسته دوم سازه‌های با ایجاد کاهش مقطع در تیرها. با توجه به اینکه این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام گردیده است، لذا جهت مدلسازی مقطع کاهش یافته از مدل فنر پیچشی Krawinkler-Ibarra بصورت پلاستیسیته متمرکز روی تیرها، ستون‌ها و ناحیه پانل‌زون استفاده گردیده است، که پس از تثبیت عملکرد سازه RBS برای یک تیر طره‌ای، این مدل برای سازه‌های چند درجه آزادی تعمیم داده شده است، و در انتها مدل‌ها تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و از نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های قاب خمشی و سازه‌های RBS برای محاسبه و استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها استفاده شده و با همدیگر مقایسه گردیده‌اند. با توجه به نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های میان مرتبه احتمال آسیب مدل IMF نسبت به RBS بیشتر بدست آمده است.

**کلید واژگان:** سیستم قاب خمشی متوسط، سیستم قاب خمشی با مقطع کاهش یافته در تیرها، منحنی‌های شکنندگی، تحلیل دینامیکی افزایشی

## ۱- مقدمه

منحنی‌های شکنندگی ابزاری برای بررسی احتمال آسیب سازه نسبت به یکی از پارامترهای اصلی زلزله مانند بیشینه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب زلزله، می‌باشد. یکی از موارد استفاده از این منحنی‌ها، با استفاده از آیین‌نامه Hazus mr4 می‌باشد که از منحنی‌های شکنندگی برای برآورد آسیب وارده به انواع سازه‌های موجود استفاده شده است. منحنی‌های شکنندگی ابزار مفیدی هستند که برای پیش بینی رفتار و مقدار خسارت احتمالی به کار می‌روند. این منحنی‌های خسارت یا رفتار سازه‌های مختلف را به عنوان تابعی از پارامترهای زمین لرزه محاسبه می‌کنند [1].

در این مطالعه سازه قاب‌های خمشی فولادی ۵ و ۱۰ طبقه با کاهش مقطع تیره‌ها (RBS) برای مدلسازی انتخاب شدند. برای مقایسه، در دو حالت با شکل‌پذیری متوسط و زیاد بر اساس آیین‌نامه<sup>۱</sup> Hazus-mr4، و آیین‌نامه زلزله ایران (۲۸۰۰) [2] طراحی شده‌اند. برای ارزیابی دینامیکی سازه‌ها، ۷ رکورد زلزله انتخاب کرده‌ایم، که در ۶ سطح از ۰/۱g تا ۰/۶g برای سطوح خرابی کامل (Complete)، شدید (Extensive)، متوسط (Moderate) و کم (Slight) مقیاس شده‌اند.

در ادامه سازه‌ها تحت بارگذاری دینامیکی تاریخچه زمانی رکوردهای زلزله انتخابی قرار گرفتند و نتایج حاصل از این آنالیزها برای ارزیابی سازه‌ها با شاخص خرابی استخراج شدند. در ادامه به منظور بیان کمی عملکرد سازه‌ها، با استفاده از روند پیشنهادی آیین‌نامه<sup>۱</sup> Hazus -mr4، با برازش توزیع نرمال بر نتایج حاصله از شاخص خرابی، منحنی‌های شکنندگی برای دو نوع سازه معرفی گردیده و ارائه شده‌اند [۸].

## ۲- سوابق مربوط، پیشینه نظری و عملی

اتصال RBS اولین بار توسط پلومیر<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۰ [۳] پیشنهاد و تست شد که گزارشاتی از اضافه مقاومت قابل ملاحظه مصالح فولادی ارایه داد و تحقیقات بعدی در همین مورد توسط اربد<sup>۲</sup> انجام گرفت و در آمریکا در سال ۱۹۹۲ ثبت گردید (کینانه<sup>۳</sup> ۲۰۰۳).

اتصالات RBS بعد از نورتربج بسیار مورد تحقیق قرار گرفت و ۳ شکل برش مختلف پیشنهاد شد که به شکل‌های مخروطی، ثابت و شعاعی بودند. نمونه‌های برش ثابت توسط پلومیر (۱۹۹۷) و اینگلهارت (۱۹۹۶) [۴] مطالعه و آزمایش گردید. در آن زمان پلومیر دریافت که نمونه‌های برش ثابت RBS از پیشروی ترک‌های تیره‌ها در نزدیکی جوش جلوگیری می‌کند، نمونه‌های آزمایش شده توسط اینگلهارت نشانگر تجاری از شکستگی بال در مقطع

کاهش یافته تیر بود. اکثریت پانزده نمونه آزمایش شده توسط ایوانکیو<sup>۴</sup> و کارتر<sup>۵</sup> (۱۹۹۶) [۴]، چن و همکاران (۱۹۹۶) و زیکوگلیو<sup>۶</sup> و همکاران (۱۹۹۷) به دیررفت ۰/۰۳/۰ رادیان چرخش پلاستیک یا بالاتر رسیدند، هرچند تعدادی از آن‌ها شکست در مقطع نازکتر بال تیر را تجربه نمودند. باری بهبود شکل‌پذیری یک ناحیه انتقالی ملایمی در اطراف گوشه‌های تیز برای این دو شکل از نمونه‌ها لازم بود. برای اینکه این روند لازم بود چراکه بریدگی‌ها به ترک‌های کارخانه‌ای حساس بودند، RBS با برش‌های ثابت و مخروطی رایج و معمول نبود.

RBS بریده شده به صورت شعاعی عملکرد بسیار عالی را در آزمایشات اخیر، که توسط اینگلهارت و همکاران (۱۹۹۸، ۱۹۹۶) و پاپو (۱۹۹۸) انجام گرفت، نشان دادند. همه پنج نمونه تجربه کاهش مقاومت تدریجی در طی کماتش‌های موضعی و جانبی را نشان دادند و هیچ شکستی مشاهده نگردید. علاوه بر این مقایسه هزینه‌های ساختمان‌های فلزی نشان داد که RBS بریده شده به صورت شعاعی کم‌هزینه‌ترین نوع سیستم‌ها در میان ۹ اتصال مختلف تعبیه شده برای ۲۵ ساختمان اداری در حال ساخت در شهر Salt Lake بود (اینگلهارت، ۱۹۹۶). با این نتایج بدست آمده تقریباً همه تحقیقات RBS بروی RBS بریده شده بصورت شعاعی متمرکز شد. (پوپو و همکاران ۱۹۶۹، ۷).

در طی فاز ۲ پروژه‌ی SAC محققان بررسی‌های آینده را برای فهمیدن چگونگی تاثیر پارامترهای مختلف بروی رفتار RBS متمرکز ساختند. اتصالات RBS با ستون‌های عمیق توسط چی<sup>۸</sup> و یانگ (۲۰۰۲) [۶] و ژانگ<sup>۹</sup> (۲۰۰۶) [۷] انجام گرفت چی و یانگ دریافتند که ستون‌های عمیق مستعد پیچش‌اند بواسطه نیروهای خارج از مرکز وارده بر بال تیر در طی کماتش پیچش جانبی تیر. پیشنهاداتی برای بهبود طراحی این سیستم‌ها توسط ژانگ و ریکلس (۲۰۰۶) مطرح گردید، آن‌ها دریافتند که دال‌های کامپوزیت و مهارندهای جانبی، گشتاور ایجاد شده در ستوهای عمیق را کاهش می‌دهند. (چی، ۲۰۰۲) [۶]

## ۳- سازه‌های مورد بررسی

در این مطالعه در کل دو دسته سازه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. دسته اول شامل قاب‌های طراحی شده با سیستم قاب خمشی متوسط و دسته دوم شامل قاب‌های طراحی شده با سیستم RBS. هر دو دسته شامل سازه‌های ۵، ۱۰ طبقه است که به صورت سه بعدی و روی خاک نوع III طراحی و سپس مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. همچنین در هر سازه ارتفاع طبقات ۳، ۲ متر در نظر گرفته شده و باتوجه به ارتفاع در نظر گرفته شده برای طبقات،

6. Zekioglu

7. Popov

8. Chi

9. Zhang

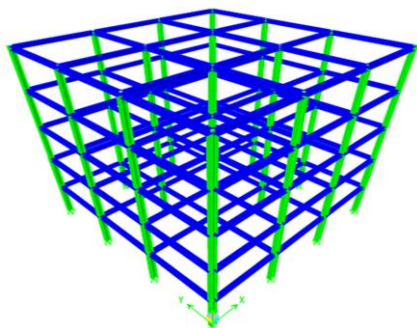
1. Plumier

2. arbed

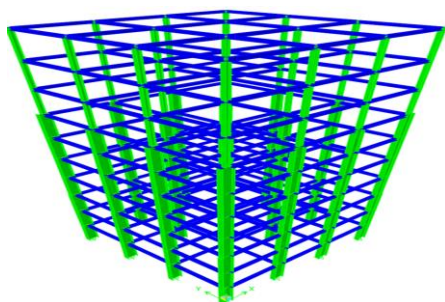
3. Kunnath

4. Iwankiw

5. Carter



شکل ۳- سازه ۵ طبقه طراحی شده در نرم افزار ETABS



شکل ۴- سازه ۱۰ طبقه طراحی شده در نرم افزار ETABS

جدول ۱- مقایسه زمان تناوب مود اول سازه های IMF طراحی شده در

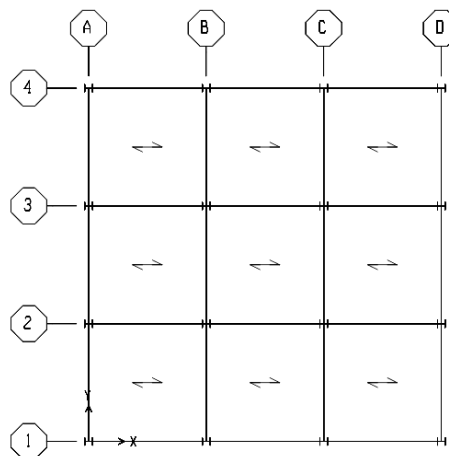
ETABS و مدل سازی شده در OpenSees

تعداد طبقات	IMF	IMF
	ETABS	OpenSEES
۵	۱,۰۹۲	۱,۰۹۴
۱۰	۱,۸۷۳	۱,۸۷۷
۱۵	۲,۴۷۰	۲,۴۹۰

سازه های ۵ طبقه دارای ارتفاع ۱۶ متر و سازه های ۱۰ طبقه دارای ارتفاع ۳۲ متر از تراز پی می باشند.

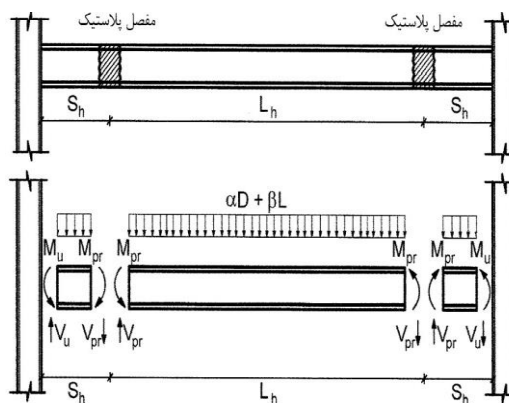
#### ۴- مشخصات هندسی سازه ها

پلان قاب های سه بعدی در شکل ۱ نشان داده شده است. در این قاب ها طول هر دهانه ۵ متر لحاظ شده است و قاب ها دارای ۳ دهانه می باشند.



شکل ۱- پلان سازه ها و نحوه تیربندی

همچنین لازم به ذکر است که کلیه اتصالات تیر به ستون، مطابق عرف قاب های خمشی گیردار می باشند.



شکل ۲- نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی (لوپیز، ۲۰۰۴)

جدول ۲- ابعاد بکار رفته برای مقاطع تیر و ستون

عضو	مقطع	A(cm <sup>2</sup> )	G	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
تیر	HE160A	۷۷/۳۸	۳۰/۴	۱۶۷۳	۶۱۵/۶
ستون	HE300B	۱۴۹/۱	۱۱۷	۲۵۱۷۰	۸۵۶۳

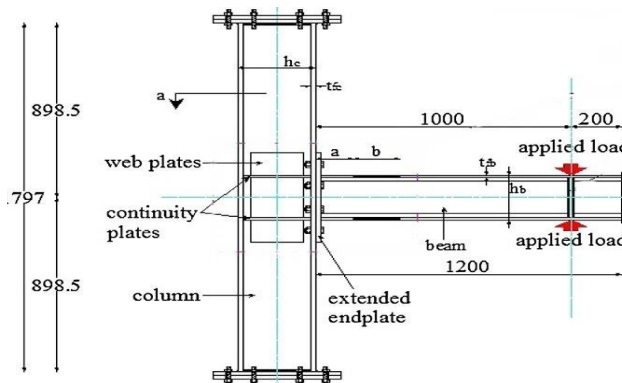
جدول ۳- پارامترهای محاسبه محل کاهش مقطع تیر

عضو	b <sub>f</sub>	d <sub>b</sub>	a	b	g	s	r
RBS	۱۶۰	۱۵۲	۹۶	۱۱۴	۴۰	۱۵۳	۶۰/۶۱

جدول ۴- مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده

عضو	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>t</sub> (MPa)	E(MPa)	ν
RBS	۴۳۰	۵۳۰	۲۲۰۰۰۰	۰/۳

طول انتخاب شده برای ستون‌ها برابر ۸۹۸/۵ cm، طول طره برابر ۱۲۰ cm و مکان اعمال بار در محل ۲۰ cm از انتهای طره می باشد که در شکل زیر جزئیات طول تیر و ستون نمایش داده شده است:

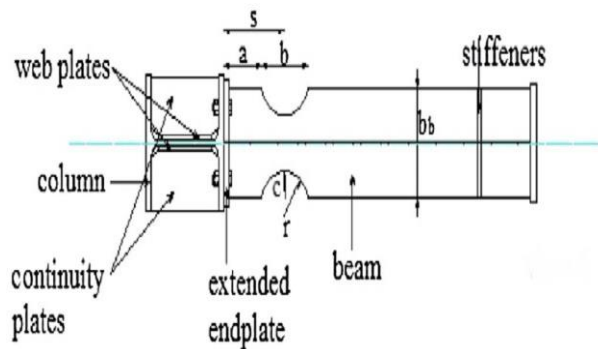


شکل ۵- ابعاد مدل آزمایشگاهی سیستم تیر طره‌ای

جدول ۵- محاسبه سختی فنر پیچشی برای مدل تیر طره‌ای

تیر طره‌ای					
ابعاد ستون (cm)					
I	n	Imod	E	s	ks
۱۶۷۳	۱۰	۱۸۴۰	۲x۱۰ <sup>۶</sup>	۳۳/۴۶	۴/۶x۱۰ <sup>۹</sup>
ابعاد تیر (cm)					
d	b	tb	tw	Bay	ks
۱۵/۲	۱۶	۰/۹	۰/۶	۱۲۰	۴/۶x۱۰ <sup>۹</sup>

شکل زیر پلان قاب آزمایشگاهی را نشان می‌دهد:



شکل ۶- پلان مدل آزمایشگاهی سیستم تیر طره‌ای

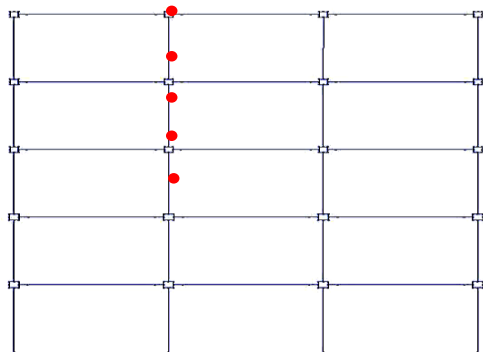
با توجه به مدل فنر پیچشی Krawinkler-Ibarra و فرمول‌های ارائه شده به معرفی پارامترهایی که رفتار فنر پیچشی را برای حالت بعد از رفتار الاستیک و وارد شدن به ناحیه پلاستیک، تا تخریب کامل فنر، کنترل و ایفای نقش می‌نمایند، پارامترهای ذکر شده برای مدل فنر پیچشی Ibarra-Krawinkler را برای مدل تیر طره‌ای به صورت زیر محاسبه می‌نماییم:

بقیه پارامترهای کنترل کننده رفتار مدل فنر پیچشی Krawinkler-Ibarra یک سری مقادیر ثابت می‌باشند.

#### ۵- طراحی دستی فنرهای پیچشی برای تیرهای ساختمان‌های

##### ۵، ۱۰ طبقه طراحی شده با سیستم قاب خمشی متوسط

در بخش‌های قبلی طراحی‌های ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط در نرم‌افزار ETABS انجام گردید، در این قسمت با استفاده از مقاطع تیرها و ستون‌ها بدست آمده، مکان و مصالح فنرهای پیچشی مربوط به تیرهای ساختمان‌ها را طراحی و محاسبه می‌کنیم. لازم بذکر است که طراحی فنرهای پیچشی برای تیرها، ستون‌ها و ناحیه پانل زون بصورت خودکار با کدنویسی در نرم‌افزار OpenSees و با توجه به پارامترهای ذکر شده در بخش قبلی صورت گرفته است. در این قسمت تنها به منظور آشنایی با نحوه این کدنویسی به طراحی دستی تعدادی از فنرهای پیچشی تیرها که مکان آن‌ها در شکل‌ها مشخص گردیده، می‌پردازیم:



شکل ۷- تیرها و ستون‌های بکار گرفته شده برای طراحی دستی فنرهای پیچشی سازه ۵ طبقه

جدول ۶- مشخصات مکانیکی مدل تیر طره‌ای

۱۵	d	ابعاد تیر
۱۶	b	
۰/۹	tb	
۰/۶	tw	
۱۶۷۳	I	My
۳۴۳	Sb	
۴۳۰۰	Fy	
۱۴۷۴۰۴۰	My	Mc
۵۳۰۰	Fu	
۱/۱۲	Cpr	
۳۸۲/۷	Zb	
۱۸۳۶۹۶۰	Mc	
۱/۲۴۶		Mc/My

در ادامه خواهیم داشت :

جدول ۷- مشخصات مکانیکی فنر پیچشی محاسبه شده

۱۵/۲	d	ابعاد تیر طره
۱۶	b	
۰/۹	tb	
۰/۶	tw	
۱x۱۰ <sup>۶</sup>	My	مشخصات مکانیکی فنر پیچشی
۲x۱۰ <sup>۶</sup>	Mc	
۱/۲۴۶	My/Mc	
۵x۱۰ <sup>۹</sup>	Ks	
۰/۰۲	th	
۰/۰۴۳۶	a-men	
۰/۰۰۴۱	asPos	
۰/۰۰۴۱	asNeg	
۱x۱۰ <sup>۶</sup>	MyPos	
-۱۴۷۴۰۴۰	MyNeg	

جدول ۸- محاسبه محل قرارگیری فنرهای پیچشی

طبقه					ابعاد (cm)	
۵	۴	۳	۲	۱		
۲۶/۹۲	۲۶/۹۲	۲۶/۹۲	۲۸/۹۵	۲۸/۹۵	d	تیر
۲۵/۹۰	۲۵/۹۰	۲۵/۹۰	۲۶/۴۱	۲۶/۴۱	b	
۲/۲۰	۲/۲۰	۲/۲۰	۳/۱۷	۳/۱۷	t <sub>b</sub>	
۱/۳۴	۱/۳۴	۱/۳۴	۱/۹۱	۱/۹۱	t <sub>w</sub>	
۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	Bay	
۲۷/۴۳	۲۷/۴۳	۲۷/۴۳	۳۲/۷۶	۳۲/۷۶	d	
۲۶/۱۶	۲۶/۱۶	۲۶/۱۶	۳۰/۹۸	۳۰/۹۸	b	
۲/۵۱	۲/۵۱	۲/۵۱	۲/۵۱	۲/۵۱	tb	
۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۴	۱/۵۴	tw	
۳۲۰	۳۲۰	۳۲۰	۳۲۰	۳۲۰	Hight	
۴۰/۶۴	۴۰/۶۴	۴۰/۶۴	۴۰/۳۳	۴۰/۳۳	محل فنر پیچشی از مرکز	

جدول ۱۰- محاسبه مشخصات مکانیکی فنرهای پیچشی

تیپ فنر		ساختمان		
۲	۱	طبقه ۵		
۱۸۹۳۸	۲۹۸۰۲	I	My	
۱۸۹۳۹	۲۹۸۰۲	Sb		
۲۴۰۰	۲۴۰۰	Fy		
۳۳۷۶۳۵۳	۴۹۴۰۲۶۸	My		
۳۷۰۰	۳۷۰۰	Fu		Mc
۱/۲۷	۱/۲۷	Cpr		
۲۴۰۹	۲۴۰۹	Zb		
۴۸۷۸۰۹	۷۳۴۷۱۲۸	Mc		

جدول ۱۱- محاسبه مشخصات مکانیکی فنرهای پیچشی

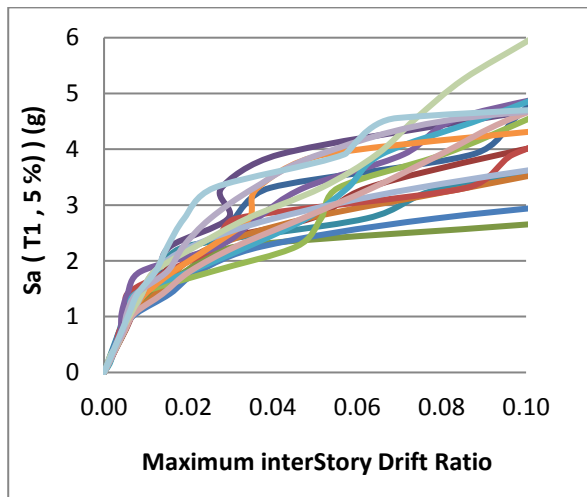
مشخصات مکانیکی		
۲	۱	فنر پیچشی تیپ
۳۳۷۶۳۵۴	۴۹۴۰۲۶۸	My
۴۸۷۸۱۰۰	۷۳۴۷۱۲۹	Mc
۱/۴۴	۱/۴۸	My/Mc
۶/۰۹x۱۰ <sup>-۹</sup>	۶/۰۹x۱۰ <sup>-۹</sup>	Ks
۰/۰۲	۰/۰۲	th
۰/۱۳	۰/۱۳	a-men
۰/۰۱۴	۰/۰۱۴	asPos
۰/۰۱۴	۰/۰۱۴	asNeg
۳۳۷۶۳۵۴	۴۹۴۰۲۶۸	MyPos
-۳۳۷۶۳۵۴	-۴۹۴۰۲۶۸	MyNeg

جدول ۹- محاسبه سختی فنرهای پیچشی

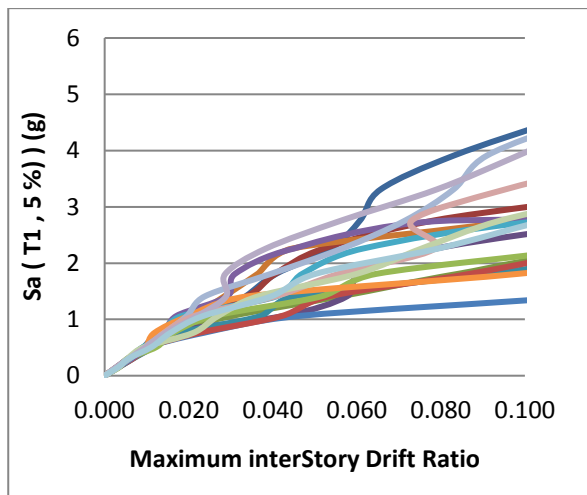
تیپ فنر		ابعاد (cm)	
۲	۱		
۲۶/۹۲	۲۸/۹۵	d	تیر
۲۵/۹	۲۶/۴	b	
۲/۲۱	۳/۱۸	t <sub>b</sub>	
۱/۳۵	۱/۹۱	t <sub>w</sub>	
۵۰۰	۵۰۰	Bay	
۱۸۹۳۸	۲۹۸۰۲	I	
۱۰	۱۰	n	
۲۰۸۳۲	۳۲۷۸۲	I <sub>mod</sub>	
۲۰۳۸۹۰۲	۲۰۳۸۹۰۲	E	
۴۰/۶	۴۵/۳	S	
۶/۰۹x۱۰ <sup>-۹</sup>	۹/۸x۱۰ <sup>-۹</sup>	Ks	

۶- نحوه مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها

همانطور که گفته شد، برای انجام تحلیل IDA، رکوردهای زلزله‌ای که از لحاظ پارامترهای خطر لرزه‌ای مشابهت خوبی با ساختگاه سازه داشته باشند، می‌بایست انتخاب گردد. جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای می‌بایست از یک الگوریتم مناسب استفاده نمود تا علاوه بر بهینه بودن تعداد



شکل ۸- منحنی‌های IDA تحت ۱۷ رکورد برای سازه ۵ طبقه IMF



شکل ۹- منحنی‌های IDA تحت ۱۷ رکورد برای سازه ۵ طبقه RBS

دفعات مقیاس نمودن هر رکورد برای انجام آنالیز، از دقت و سرعت کافی نیز جهت رسیدن به مقیاسی از شدت لرزه‌ای که باعث وقوع خرابی موردنظر در سازه می‌شود، برخوردار باشد. بدین منظور در این مطالعه از الگوریتم جستجو و تکمیل<sup>۱۰</sup> [۱] استفاده شده است. در این روش در اولین گام جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار ۰/۰۰۵ g) برای پارامتر شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی مود اول) که متضمن پاسخ خطی سازه باشد انتخاب می‌گردد. سپس در مرحله جستجو، برای یافتن بازه‌ای از شتاب طیفی مود اول که در آن خرابی مورد نظر رخ داده است، با استفاده از تعداد حداقلی از نقاط، شدت لرزه‌ای مطابق رابطه‌ی (۱) به صورت تصاعدی در هر گام افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که مقدار  $Sa(T1)$  در هر گام برابر مقدار  $Sa(T1)$  در گام قبل به علاوه  $\alpha$  برابر شماره گام قبل باشد. که مقدار ضریب  $\alpha$  در این مطالعه برابر ۰/۰۵ لحاظ شده است.

سپس ضریب مقیاس در هر گام با استفاده از رابطه‌ی (۲) محاسبه گردیده و در رکورد زلزله ضرب می‌گردد و با رکورد مقیاس شده‌ی حاصله تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی صورت می‌گیرد.

که در این رابطه  $Sa(T1)$  شتاب طیفی متناظر مود اول سازه با استفاده از رکورد مقیاس نشده می‌باشد. بعد از پشت سر نهادن حالت حدی خرابی مورد نظر مرحله تکمیل فرا می‌رسد، از آنجا که پارامتر شدت لرزه‌ای به صورت چپشی افزایش یافته است، در این مرحله با استفاده از افزایش نقاط انجام تحلیل در بازه‌ی وقوع خرابی، نقطه‌ای که با دقت کافی متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر باشد تعیین می‌گردد و می‌توان با افزایش نقاط در بازه‌های دیگر شتاب طیفی مود اول نیز، دقت منحنی IDA را افزایش داد [۳۳].

#### ۷- دسته منحنی‌های IDA

همانطور که ذکر گردید رفتار یک سازه تحت رکورد زلزله، گرچه خود دارای اهمیت است ولی قابل تعمیم برای همه رکوردها نمی‌باشد، چرا که نتیجه بدست آمده حالت کلی نداشته و نمی‌توان آن را رفتار کلی سازه تحت همه شرایط در زمان‌های مختلف و زلزله‌های مختلف دانست، به عبارت دیگر برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه نیاز به چندین منحنی تک می‌باشد تا بتوان به برآیند درستی از رفتار سازه رسید. دسته منحنی‌های IDA تحت ۱۷ رکورد مذکور برای قابهای مورد بررسی در شکل‌های ۵ الی ۸ ارائه شده‌اند.

جدول ۱۲- محدوده مقادیر شاخص خرابی بر اساس جدول Hazus-mr4

تعداد طبقات	حالات خرابی برای شکل پذیری متوسط		
	کم	متوسط	کامل
۴ تا ۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸۷	۰/۰۶
۷ تا ۴	۰/۰۰۳۳	۰/۰۵۸	۰/۰۴
	حالات خرابی برای شکل پذیری زیاد		
	کم	متوسط	شدید
۴ تا ۱	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۸
۷ تا ۴	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۶۷	۰/۰۵۳۳

### ۹- محاسبه روابط شکندگی

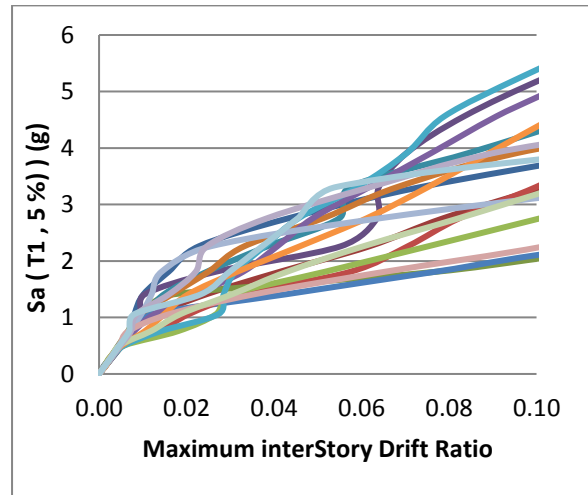
شدت زلزله در این تحقیق در ده سطح مختلف، از 0.005Sa تا 6Sa در نظر گرفته شده است. همچنین پارامتر تقاضای مهندسی است که در این تحقیق تغییر مکان بین طبقه‌ای و دوران خمیری مفاصل در نظر گرفته شده است، و از خروجی تحلیل دینامیکی غیر خطی به دست می‌آید. AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی است، که از سطوح عملکرد دست‌ورعمل بهسازی استفاده شده است. تابع احتمال داده شده در رابطه قبل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P=P[EDP>AC]=1-P[EDP<AC]=1-\Phi\left(\frac{AC-\mu}{\sigma}\right) \quad (3)$$

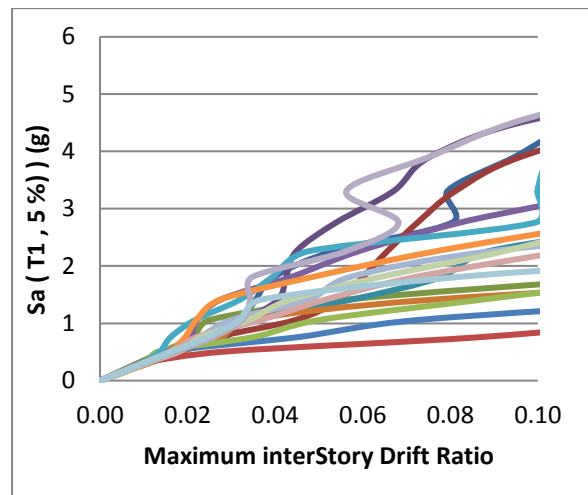
در این رابطه:

$\mu$  و  $\sigma$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار مقادیر است.

برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) یک توزیع نرمال آماری در نظر گرفته شده است. در این رابطه برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی برای اثر مجموع هفده نداشت زلزله محاسبه شده است. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال، احتمال تجاوز هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی از حالت حدی داده شده محاسبه شده است.



شکل ۱۰- منحنی‌های IDA تحت ۱۷ رکورد برای سازه ۱۰ طبقه IMF

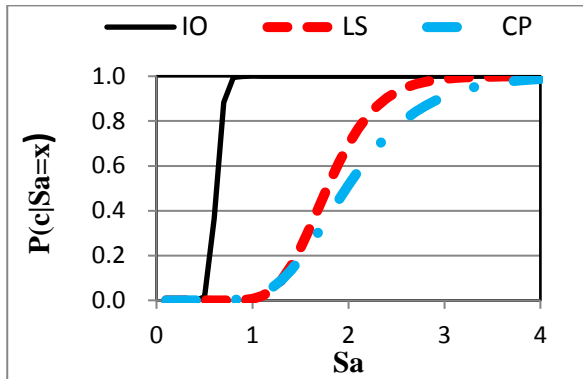


شکل ۱۱- منحنی‌های IDA تحت ۱۷ رکورد برای سازه ۱۰ طبقه RBS

### ۸- محدوده مقادیر شاخص خرابی

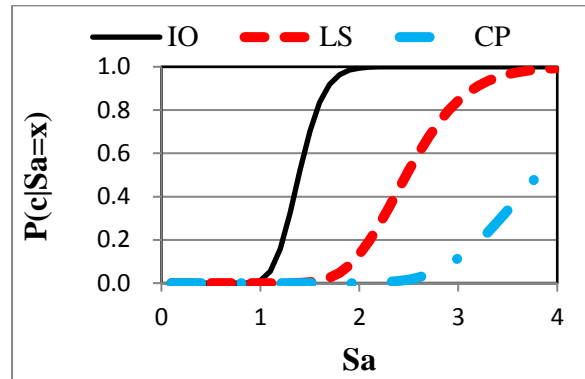
محدوده این مقادیر بر اساس آیین‌نامه Hazus-mr4 به شرح جدول زیر می‌باشد [۵].





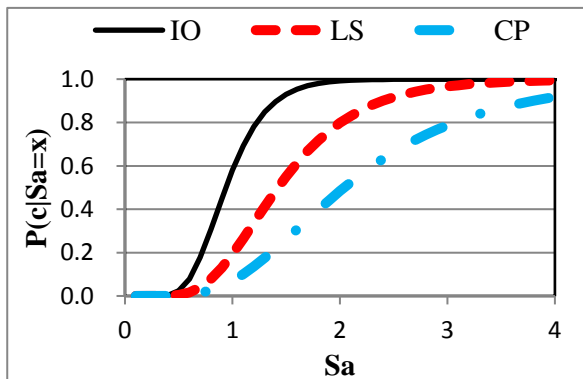
شکل ۱۴- منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۱۰ طبقه IMF

در این سازه احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO بسیار قریب الوقوع بوده بگونه ای که در شدت  $Sa=0.5g$  احتمال رخ داد آسیب حتمی ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS و CP به ترتیب در شدتهای  $Sa=3g$   $Sa=4g$  به صد در صد رسیده و این نتایج نشان دهنده نیاز برای ارتقای ظرفیت لرزه ای ساز محسوب شده است.



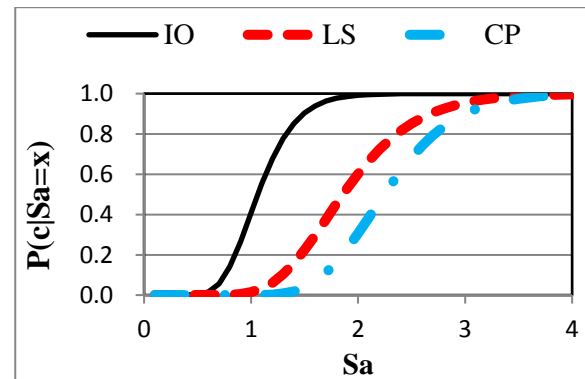
شکل ۱۲- منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۵ طبقه IMF

در سازه ۵ طبقه با ارتفاع کم احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $Sa=1.7g$  احتمال رخ داد آسیب ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS در شدتهای  $Sa=4g$  به صد در صد رسیده و این نتایج نشان دهنده نیاز برای ارتقای ظرفیت لرزه‌ای ساز محسوب شده است.



شکل ۱۵- منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۱۰ طبقه RBS

در این سازه احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $Sa=2g$  احتمال رخ داد آسیب حتمی ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد CP حتی در شدت  $Sa=4g$  به صد در صد نرسیده و این رفتار لرزه‌ای برای سازه‌های میان مرتبه مطلوب محسوب شده است. با توجه به نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های میان مرتبه احتمال آسیب مدل IMF نسبت به RBS بیشتر بدست آمده است.



شکل ۱۳- منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۵ طبقه RBS

در این سازه احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $Sa=2g$  احتمال رخ داد آسیب ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS و CP در شدت  $Sa=3.3g$  به صد در صد رسیده و این رفتار لرزه‌ای برای سازه‌های میان مرتبه نامطلوب محسوب شده است. با توجه به نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های کوتاه مرتبه، احتمال آسیب مدل RBS نسبت به IMF بیشتر بدست آمده است.

## ۱۰- نتایج

- ۱- در نمودارهای پوش آور ملاحظه می‌گردد که مقاومت نهایی مربوط به سازه‌های با مقاطع کاهش یافته در تیرها در مقایسه با سازه‌های قاب خمشی متوسط تغییر چندانی نکرده است لذا وجود کاهش مقطع در تیرها عمده اثر خود را در شکل‌پذیری سازه گذاشته است که هدف ماست.
- ۲- در سازه ۵ طبقه IMF با ارتفاع کم احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $S_a=1.7g$  احتمال رخ داد آسیب ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS در شدتهای  $S_a=4g$  به صد در صد رسیده و این نتایج نشان‌دهنده نیاز برای ارتقای ظرفیت لرزه‌ای ساز محسوب شده است.
- ۳- در سازه ۵ طبقه RBS احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $S_a=2g$  احتمال رخداد آسیب ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS و CP در شدت  $S_a=3.3g$  به صد در صد رسیده و این رفتار لرزه‌ای برای سازه‌های میان‌مرتبه نامطلوب محسوب شده است.
- ۴- با توجه به نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های کوتاه مرتبه، احتمال آسیب مدل RBS نسبت به IMF بیشتر بدست آمده است.
- ۵- در سازه ۱۰ طبقه IMF با ارتفاع متوسط احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO بسیار قریب‌الوقوع بوده بگونه‌ای که در شدت  $S_a=0.5g$  احتمال رخداد آسیب حتمی ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد LS و CP به ترتیب در شدتهای  $S_a=3g$  و  $S_a=4g$  به صد در صد رسیده و این نتایج نشان‌دهنده نیاز برای ارتقای ظرفیت لرزه‌ای ساز محسوب شده است.
- ۶- در سازه ۱۰ طبقه RBS احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد IO در شدت  $S_a=2g$  احتمال رخداد آسیب حتمی ( $P=1$ ) برآورد شده است. همچنین احتمال وقوع گذر از سطح عملکرد CP حتی در شدت  $S_a=4g$  به صد در صد رسیده و این رفتار لرزه‌ای برای سازه‌های میان‌مرتبه مطلوب محسوب شده است.
- ۷- با توجه به نمودارهای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های میان مرتبه احتمال آسیب مدل IMF نسبت به RBS بیشتر بدست آمده است.

## ۱۱- منابع

۱. آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰. ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۲. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود. ۱۳۸۵. نشریه شماره ۳۶۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
۳. مقررات ملی ساختمان. ۱۳۹۲. مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
۴. مقررات ملی ساختمان. ۱۳۹۲. مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
5. Adan SM. 2006. Reduced Beam Section Moment Connections without Continuity Plates, Ph.D. Dissertation, University of Utah, Salt Lake City, Utah, USA.
6. Bruneau M, Uang C-M. 1998. Ductile Design of Steel Structures, McGraw Hill, Boston, Massachusetts.
7. Chambers JJ, Stenger F. 2003. Effect of Reduced Beam Section Frame Elements on Stiffness of Moment Frames, Journal of Structural Engineering, 129(3): 383-393.
8. Chen CC, Lee J M. Lin MC. 2002. Behaviour of steel moment connections with a single.
9. Chi B, Uang CM. 2002. Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns, Journal of Structural Engineering, 128(4): 464-473.
10. Civjan S. 1998. Investigation of Retrofit Techniques for Seismic Resistant Steel Moment Connections, Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA.
11. Engelhardt MD, Sabol TA. 1998. Reinforcing of steel moment connections with cover plates: connections. benefits and limitations, Engineering Structures, 20(4-6):510-20.
12. Engelhardt MD, Winneberger T, Zekany AJ, Potyraj T. 1998. Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections., Engineering Journal, AISC, 35(4):128-139. 1998.
13. Engelhardt MD, Winneberger T, Zekany AJ, Potyraj T. 1993. The Dogbone Connection: Part, Modern Steel Construction, 36(8):46-55.
14. Fajfar, P. Fichinger, M. 1998. N2-Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Structures, Proceedings of the ninth world conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.

- Section Joints, Ph.D. Dissertation, Texas A&M University, College Station, Texas, USA.
27. Jones SL, Fry GT, Engelhardt MD. 2002. Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced Beam Section Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(4):441-451.
  28. Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. 1971. "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages. Report No. UCB/EERC-71/7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
  29. Krawinkler H. 1994. Static Push Over Analysis. The Developing Structural Engineers of North California, San Francisco, November..
  30. Kunnath SK, Malley JO. 2002. Advances in Seismic Design and Evaluation of Steel Moment Frames: Recent Findings from FEMA/SAC Phase II Project", *Journal of Structural Engineering*, 128(4): 415-419.
  31. Lee K, Foutch D. 2001. Performance Evaluation of New Steel Frame Buildings for Seismic Loads. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 653-670.
  32. Lignos, D. G., and Krawinkler, H. 2010. "Deterioration Modeling of Steel Beams and Columns in Support to Collapse Prediction of Steel Moment Frames", ASCE, *Journal of Structural Engineering* (under review).
  33. Lignos, D. G., and Krawinkler, H. 2009. "Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations," Technical Report 172, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
  34. Lopez WA, Sabelli R. 2004. Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", *Steel Tips*.
  35. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL, Jeremic B. 2007. *OpenSees Command Language Manual*.
  36. Moore KS, Malley JO, Engelhardt MD. 1999. Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections , *Structural Steel Education Council*, Moraga, CA.
  37. Plumier A. 1990. New Idea for Safe Structures in Seismic Zones. IABSE Symposium, Brussels, Belgium.
  38. Popov EP, Pinkney RB. 1969. Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 95(ST3): 327-351.
  39. Sang WH, Ki Hoon M , Bozidar S , Seong-Hoon H, . 2013. Seismic Performance Evaluation of
  15. FEMA.2000. Seismic Design Criteria for New Moment Resisting Steel Frame Construction. Federal Emergency Management Agency Report ... 350..
  16. FEMA-350. 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame, Master Buildings, Prepared by SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency.
  17. Freeman, S.A, 1998. Development and use of capacity spectrum method. 6th U.S. National Conf. Earthquake Eng., Seattle,
  18. Grubbs K. 1997. The Effect of the Dogbone Connection on the Elastic Stiffness of Steel Moment Frames. Masters thesis, University of Texas, Austin.
  19. Gupta, A., and Krawinkler, H. ,1999. "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures," Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
  20. Ibarra, L. F., and Krawinkler, H. ,2005. "Global collapse of frame structures under seismic excitations," Technical Report 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
  21. Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. ,2005. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *International Journal for Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No.12, pp. 1489-1511.
  22. Iwankiw NR. 2002. The Reduced Beam Section Detail: One Method to Improve Seismic Ductility of Steel Moment Frames. Ph.D. Dissertation, Illinois Institute of Technology, Chicago, Illinois, USA.
  23. Iwankiw NR, Carter CJ. 1996. The Dogbone: A New Idea to Chew On", *Modern Steel Construction*, 36(4):18-23.
  24. Jin J.2002. Seismic Performance of Steel Reduced Beam Section Moment Frame Buildings. Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, Florida, USA..
  25. Jin J, El-Tawil S. 2004. Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 61:453-471.
  26. Jones SL.2006. An Analysis Procedure to Facilitate Performance-Based Design of Steel Moment Frame Buildings with Reduced Beam

Intermediate Moment Frames with Reduced Beam Section and Bolted Web Connections .

40. Saiidi M, Sozen MA, 1981. Simple non-linear Seismic analysis of Rc Structure. ASCE J Struct Div.
41. Sean W, Gordon H, Adrian G. 2005. A Moment Resisting Connection for Earthquake Resistant Structures. Journal of Constructional Steel Research, PP:265-302 .
42. Sofias CE, Kalfas C .2014.N Pachoumis.. DT. Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading. Engineering Structures , 59:320-329.

## Investigation of Fragility Curve of Mid-rise Sreel Moment Frame with Reduce Beam Section

Mohamad Asadi

Department of Civil Engineering, Ahar Branch, Islamic Azad University,  
Ahar, Iran

Mehdi Rahimiasl

Ph.D. candidate of Civil Eng., Sharif University of Technology,  
International Branch, Kish, Iran

Ali Bakhshi\*

Associate Professor, Civil Eng. Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

### Abstract:

In this study to determine the reduce beam section effect, on intermediate moment frame system behavior and its results, are discussed. For this purpose, non-linear static analysis is used. Generally, two types of structures have been selected in this study, the first 5, 10 and 15-story moment frame and the second with a cross section reduction in beam structures. Since this research has been done using software OpenSEES also to modeling reduce beam section, we used Krawinkler-Ibarra rotational spring model with concentrate plasticity on beams. After verification of RBS for a cantilever beam, this model has been extended to multi degree of freedom buildings. Finally different models have been subjected to incremental dynamic analysis and the results of analyzing the flexural structures of the frame and RBS structures have been used to calculate and extract the fracture curves of the structures and compare them. With respect to the fracture curve graphs of intermediate structures, the probability of colliding the IMF model with the RBS is higher.

**Keywords:** Intermediate Moment-Resisting Frames (IMF), Reduced beam section, (RBS), Fragility curve, Increasing Dynamic Analysis