

# تحلیل دینامیکی افزایشی قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

اسماء سیستانی<sup>۱</sup>، بهروز عسگریان<sup>۲</sup>، علی جلائی فر<sup>۳\*</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۳- دانش آموخته دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

ali\_jalaeefar@yahoo.com

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۷/۶]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۳/۱۲/۲۴]

**چکیده:** زلزله‌های حوزه نزدیک منجر به ایجاد خرابی‌های قابل توجه در سازه‌های گوناگون در دهه‌های اخیر شده‌اند و در نتیجه ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای در رابطه با این مسئله تغییرات عمده‌ای یافته است. در این میان آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای کشور ایران (استاندارد ۲۸۰۰) ضوابط ویژه‌ای برای زلزله‌های حوزه نزدیک پیش‌بینی نکرده است. در این مقاله رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده فولادی که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مختلف، شامل ویرایش‌های اول، دوم و سوم آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰)، ضوابط طراحی لرزه‌ای UBC-97 و الزامات طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه AISC-ASD89 طراحی شده‌اند، به صورت مقایسه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است. قاب‌های با ارتفاع و نوع مهاربندی متفاوت با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک آنالیز شده‌اند. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) یک روش جدید و نوظهور در تحلیل سازه‌ها است که با استفاده از رکوردهای متعدد زلزله مقیاس شده و یک سری تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی منجر به تخمین و ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای، حدود پایداری و تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها می‌شود. نتایج حاصل از این پژوهش بیانگر آن است که قاب‌های طراحی شده بر اساس ضوابط لرزه‌ای حوزه نزدیک UBC-97 عملکرد بهتری تحت زلزله‌های حوزه نزدیک در مقایسه با دیگر قاب‌ها دارند و ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای تامین ایمنی سازه‌ها، به ویژه سازه‌های بلند مرتبه، در برابر زلزله‌های حوزه نزدیک نیازمند بازنگری است.

**واژگان کلیدی:** تحلیل دینامیکی افزایشی، سطح عملکرد، بهره برداری بی وقفه (IO)، آستانه فروریزش (CP).

## ۱- مقدمه

خرابی‌های شدید به وقوع پیوسته در آن‌ها، عدم کفایت ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله حوزه نزدیک بیش از پیش روشن شد. این موضوع سبب شد تا تغییرات اساسی در ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای بسیاری از کشورها اعمال شود. از جمله این آیین‌نامه‌ها، می‌توان به پیوست لرزه‌ای آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC Seismic Provision) و ویرایش‌های مختلف آیین‌نامه FEMA اشاره نمود. همچنین پژوهشگران بسیاری مطالعه عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله حوزه نزدیک را در اولویت پژوهش‌های خود قرار دادند.

در گذشته، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای فقط روی زلزله‌های حوزه دور متمرکز و در نتیجه بسیاری از مهندسين محاسب سازه از زلزله‌های حوزه نزدیک و مشخصات و تاثیر آن‌ها بی‌اطلاع بوده‌اند. از سوی دیگر همواره زلزله‌های حوزه نزدیک منجر به ایجاد خسارات جدی در سازه‌ها شده است. این امواج با محتوای ضربه‌ای و انرژی بسیار زیاد خود، آثار متفاوتی روی سازه‌ها در قیاس با زلزله‌های متداول حوزه دور دارند. پس از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه و مطالعه قابلیت اطمینان لرزه‌ای سازه‌های موجود و آسیب دیده و بررسی شکست‌های ترد، آسیب دیدگی‌ها و

در منطقه‌ی با خطر لرزه‌ای خیلی زیاد (شتاب مبنای طرح 0.35g) و خاک نوع ۲ براساس طبقه‌بندی آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (سرعت موج برشی خاک 375-750 m/s) در نظر گرفته شدند. سازه‌ها در پلان متقارن فرض شده‌اند (شکل ۱). سقف کلیه طبقات به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است.

شکل (۱) پلان سازه مورد بررسی

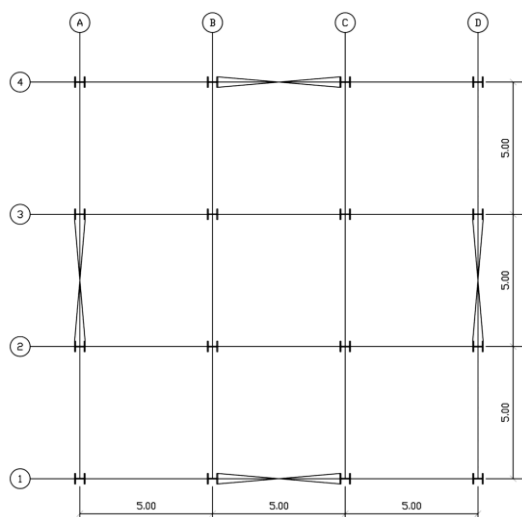


Fig. 1. Plan of studied structures

نیروی جانبی زلزله با استفاده از ویرایش‌های اول، دوم و سوم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) و ضوابط طراحی لرزه‌ای UBC-97 محاسبه شده و الزامات طراحی AISC\_ASD89 در قاب‌های استفاده شده است. در مجموع ۲۰ قاب در این پژوهش بررسی شده و جزییات آن‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

### ۳- مدلسازی قاب‌ها به روش اجزای محدود

برای مدلسازی و آنالیز سازه‌ها از نرم‌افزار اجزای محدود "OpenSees [13]" استفاده شده است. به دلیل تقارن موجود و برای ساده‌سازی، قاب واقع در محور ۱ هر سازه به صورت دو بعدی در نرم‌افزار مدلسازی شده و در تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی مورد استفاده قرار گرفته است. برای مدلسازی منحنی تنش- کرنش، از مصالح موجود در این نرم‌افزار (Steel-02) مطابق شکل (۲) استفاده شد. المان تیر- ستون با رفتار نیرویی و با استفاده از المان‌های Fiber به مهاربندها، تیرها و ستون‌ها اختصاص داده شد.

Chen و همکاران وی در سال 1994، اثر زلزله‌های حوزه نزدیک را بر تقاضای غیرخطی سازه‌ها را مطالعه کردند. [۱] Luco و همکارانش نیز در سال 2002 به بررسی آثار زلزله بر سازه‌ها پرداخته و با ارائه معیارهایی، زلزله‌ها را به سه گروه حوزه نزدیک، حوزه میانه و حوزه دور تقسیم‌بندی نمودند. [۲] Goel و همکاران وی در سال 2008 عملکرد سازه‌های فولادی با قاب مهاربندی هم‌مرکز (CBF) را بر اساس روش طراحی پلاستیک و نیز با استفاده از طیف طراحی NEHRP-1997 ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که قاب‌های فولادی با مهاربندی هم‌مرکز که بر اساس روش پلاستیک طراحی می‌شوند، در مقایسه با قاب‌های طراحی شده بر اساس طیف NEHRP-1997 به طور چشمگیری سطوح اطمینان بالاتری در مقابل ویرانی کلی دارند. [۳]

Cornell و همکاران در سال 2000 قابلیت اطمینان سازه‌های فولادی را در برابر زلزله‌های حوزه نزدیک مورد مطالعه قرار داده و روشی برای طراحی لرزه‌ای احتمالاتی ساختمان‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک پیشنهاد نمودند. [۴ و ۵]

عسگریان و جلائی‌فر در سال 2011 از روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی هم‌مرکز تحت زلزله‌های حوزه دور بهره جستند. [۶] هدف از این پژوهش ارزیابی و مقایسه پاسخ سازه‌های فولادی با شکل‌های مختلف مهاربندی هم‌مرکز، طراحی شده بر اساس ویرایش‌های مختلف آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۷، ۸ و ۹] و ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های AISC-ASD89 [10,11] و UBC-97[12] تحت زلزله‌های حوزه نزدیک است. روش‌های مختلفی برای انجام این مطالعه قابل استفاده است که از آن جمله می‌توان به روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) اشاره نمود. در این روش با استفاده از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی متعدد و شتاب نگاشت‌های مقیاس شده در سطوح متنوع، ظرفیت و حدود پایداری سازه به صورت آماری قابل تخمین است.

### ۲- فرضیه‌های طراحی سازه‌های بررسی شده

برای این مطالعه، قاب‌های مهاربندی شده ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با دو نوع مهاربندی ضربدری (X-Braces) و هشتی شکل (Inverted V)،

همچنین از روش پلاستیسیته گسترده برای مدل‌سازی ویژگی‌های غیرخطی مصالح و از روش Corotational برای در نظر گرفتن خواص غیرخطی هندسی استفاده شده است. لازم به گفتن است در این مطالعه از اثر شکست اتصالات چشم‌پوشی و اتصالات به صورت صلب در نظر گرفته شده است.

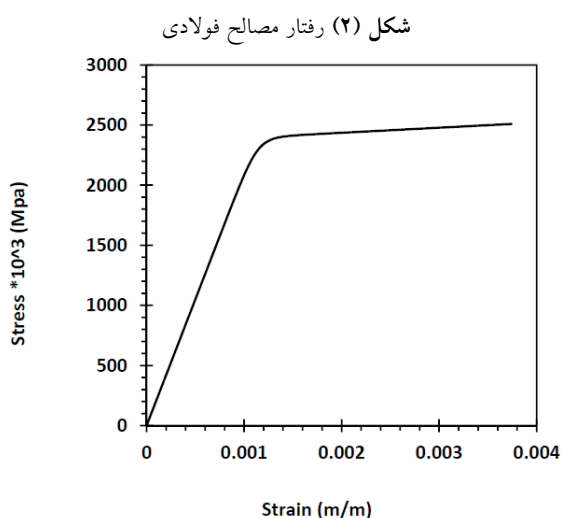


Fig. 2. Behavior of steel material

#### ۴- درستی آزمایشی مدل‌ها

برای به دست آوردن اطمینان از درستی رفتار غیر خطی و چرخه‌ای مهاربندها، مدل اعضای تک محوری با لاغری‌های ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ تولید شده و رفتار هیستریزس هر یک مطابق شکل (۳) استخراج شده است. بار کمناشی این اعضا نزدیک به بار کمناشی محاسباتی بر اساس AISC-ASD 89 است (جدول ۲). همچنین مطابق شکل (۴)، منحنی‌های هیستریزس به دست آمده مشابه با نتایج پژوهش‌ها و آزمایش‌های معتبر انجام شده به وسیله‌ی Zayas و Popov است. [۱۴]

#### ۵- تحلیل دینامیکی افزایشی

تحلیل دینامیکی افزایشی یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی سازه‌هاست که از طریق آن حدود پایداری، ظرفیت و تقاضای سازه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی متعدد و رکوردهای مقیاس شده قابل تخمین است.

برای تامین شرایط رفتار غیرخطی هندسی ستون‌ها و مهاربندها در وسط طول هر یک از آنها، به میزان یک هزارم طول المان ( $L/1000$ ) خروج از مرکزیت لحاظ شد.

جدول (۱) معرفی قاب‌های بررسی شده

Model Name	Seismic Code	Stories	Bracing	T1 (sec)
X5-1	1 <sup>st</sup> Edition (2800)	5	X	0.84
V5-1	1 <sup>st</sup> Edition (2800)	5	V	0.79
X5-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	5	X	0.66
X8-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	8	X	1.06
X12-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	12	X	1.68
V5-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	5	V	0.60
V8-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	8	V	1.01
V12-2	2 <sup>nd</sup> Edition (2800)	12	V	1.64
X5-3	3 <sup>rd</sup> Edition (2800)	5	X	0.64
V5-3	3 <sup>rd</sup> Edition (2800)	5	V	0.59
X5-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	5	X	0.64
X8-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	8	X	1.01
X12-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	12	X	1.60
V5-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	5	V	0.59
V8-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	8	V	0.95
V12-3A	+ 3 <sup>rd</sup> Edition AISC	12	V	1.48
X5-U	UBC97	5	X	0.62
X12-U	UBC97	12	X	1.55
V5-U	UBC97	5	V	0.55
V12-U	UBC97	12	V	1.47

Table 1. Description of Studied Frames

معادل خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ و بین ۳۵۰ الی ۷۵۰ متر بر ثانیه انتخاب شده است)

جدول (۳) شتاب نگاشت‌های انتخاب شده

No	Event	year	Station	Soil Type	Distance (Km)	M
1	Imp. Valley	1979	EC County	C	7.6	6.5
2	Imp. Valley	1979	Ec Meloland	C	0.5	6.5
3	Imp. Valley	1979	El Centro Array #8	C	3.8	6.5
4	Imp. Valley	1979	El Centro Array #4	C	4.2	6.5
5	Imp. Valley	1979	Centro Array #6	C	1	6.5
6	Imp. Valley	1979	Centro Array #5	C	1	6.5
7	Northridge	1994	Newhall - west pico	B	7.1	6.7
8	Northridge	1994	75 Sylmar - Converter	C	6.1	6.7
9	Northridge	1994	74 Sylmar - Converter	C	6.2	6.7
10	Northridge	1994	24087 Arleta-	B	9.2	6.7
11	Park Filed	1966	1013 Cholame# 2	C	0.1	6.6
12	Northridge	1994	Rinaldi Receiving	C	7.1	6.7
13	Duzce, Turkey	1999	Duzce	C	8.2	7.1
14	Loma Prieta	1989	57007 Coralitos	B	5.1	6.9
15	Coyote Lake	1979	Gilroy Array#6	B	3.1	5.7

Table 3: Selected Time History Records

از مهم‌ترین موضوعات در روش تحلیل دینامیکی افزایشی، انتخاب معیار شدت (IM) و خسارت (DM) مناسب است. در این پژوهش و برای بیان بهتر تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک ابتدا چهار پارامتر شدت با یکدیگر مقایسه شده‌اند که عبارتند از: شتاب

شکل (۳) رفتار چرخه ای نمونه مهاربند مدل شده

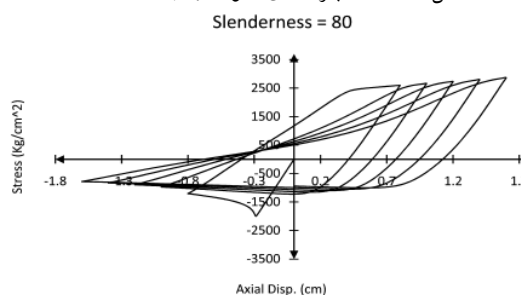


Fig. 3. Cyclic behavior of sample brace

شکل (۴) رفتار نمونه مهاربند در مطالعات Zayas [۱۴]

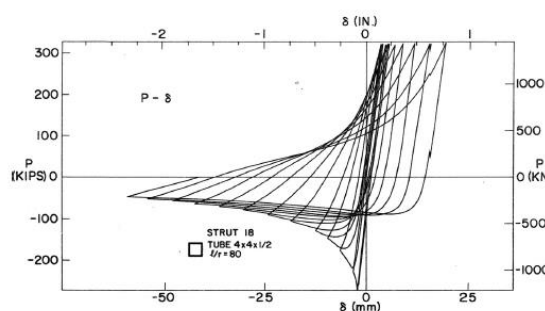


Fig. 4. Behavior of sample brace in zayas studies

جدول (۲) د بار کماشی مهاربند نمونه

Slenderness	Model Buckling Load- Kg/cm <sup>2</sup>	Buckling Load (AISC)-Kg/cm <sup>2</sup>
40	2309	2288
80	1997	1955
120	1373	1399

Table 2: Verification of brace buckling load

براساس مطالعات انجام شده در گذشته، در این پژوهش ۱۵ رکورد معروف و پرکاربرد زلزله‌های حوزه نزدیک مطابق آنچه در جدول (۳) نشان داده شده، انتخاب شده است. ملاک‌های

مورد استفاده برای انتخاب این رکوردها عبارتند از:

۱- نزدیکی به گسل (فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر)

۲- جهت شکست (پیشرونده)

۳- گشتاور زلزله  $6/6 < Mw < 7/4$

۴- تناسب سرعت با زلزله‌های حوزه نزدیک

۵- تناسب محتوای فرکانسی با زلزله‌های حوزه نزدیک

۶- ماهیت ضربه‌ای (پالسی)

۷- سرعت موج برشی خاک (سرعت موج برشی در خاک

محل سایت ثبت رکورد بر اساس طبقه‌بندی NEHRP[15]

شکل (۶) منحنی IDA قاب X5-3A با استفاده از  $S_a(T_1)$

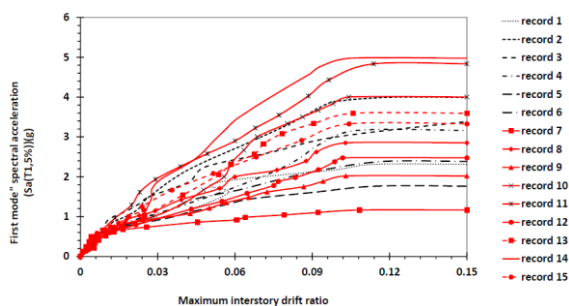


Fig. 6. IDA curve for X5-3A ( $S_a(T_1)$ )

شکل (۷) منحنی IDA قاب X5-3A با استفاده از  $S_a(T_n)$

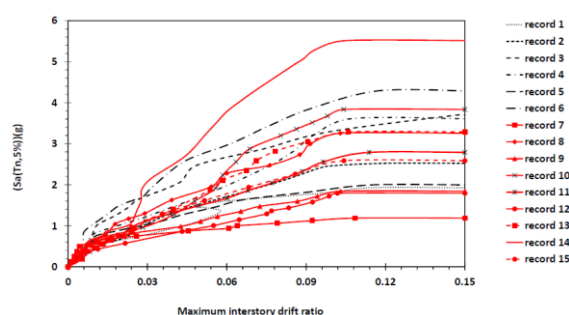


Fig. 7. IDA curve for X5-3A ( $S_a(T_n)$ )

شکل (۸) منحنی IDA قاب X5-3A با استفاده از  $S_v(T_1)$

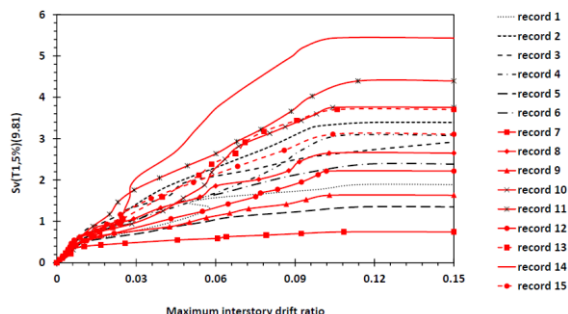


Fig. 8. IDA curve for X5-3A ( $S_v(T_1)$ )

## ۶- ارزیابی عملکرد قاب‌ها

در ادامه، با استفاده از منحنی‌های IDA به دست آمده، برای هر قاب نقاط عملکردی معرفی شده در ضمیمه A آیین‌نامه FEMA-350 تعیین شده و مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. [۱۸] نقاط عملکردی در معیار تغییر مکان نسبی طبقات برای سطح عملکردی قابلیت بهره برداری بی‌وقفه برابر ۰/۰۲ و برای سطح عملکردی آستانه فروریزش برابر ۰/۱ در نظر گرفته شده است. با استخراج منحنی‌های IDA برای تمام ۱۵ رکورد حجم

ماکزیمم زلزله (PGA)، شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۰/۵  $(S_a(T_1, 5\%))$ ، سرعت طیفی مود اول سازه با میرایی ۰/۵  $(S_v(T_1, 5\%))$ ، شتاب طیفی معادل n مود اول سازه با میرایی ۰/۵  $(S_a(T_n, 5\%))$  که مطابق رابطه (۱) محاسبه می‌شود [۱۶ و ۱۷] (در این پژوهش برابر ۳ فرض شده است)

$$S_a(T_n, 5\%) = S_a(T_1, 5\%)^{\frac{1}{n}} S_a(T_2, 5\%)^{\frac{1}{n}} S_a(T_3, 5\%)^{\frac{1}{n}} \dots S_a(T_n, 5\%)^{\frac{1}{n}} \quad (1)$$

هم‌چنین ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه  $(\theta_{max})$  که به عنوان پارامتری برای تعریف ناپایداری کلی شناخته می‌شود، به عنوان معیار خسارت در نظر گرفته شده است.

هریک از شتاب نگاشت‌های انتخاب شده در محدوده تقریبی ناحیه خطی و الاستیک اولیه با گام ۰.۱g و در ناحیه غیرخطی با گام ۰.۲g مقیاس شده‌اند و بدین ترتیب کل محدوده رفتاری مدل‌ها از حالت الاستیک تا تسلیم و ویرانی پوشش داده شده است. منحنی‌های IDA به دست آمده با استفاده از چهار معیار شدت انتخاب شده، برای قاب‌های نمونه در اشکال (۵) الی (۸) برای مقایسه نمایش داده شده‌اند.

بر اساس نتایج این مقایسه، نتایج حاصل از معیار شدت شتاب طیفی مود اول،  $S_a(T_1, 5\%)$ ، دارای پراکندگی کمتری در میان چهار پارامتر شدت در نظر گرفته شده است. هم‌چنین اثر مودهای بالاتر که به ویژه در رفتار سازه‌های بلندتر غیر قابل اجتناب است، با این معیار شدت به شکل مناسب‌تری نسبت به معیارهای PGA و  $S_v$  لحاظ می‌شود. پس در ادامه پژوهش فقط از معیار شتاب طیفی مود اول استفاده شده است.

شکل (۵) منحنی IDA قاب X5-3A با استفاده از PGA

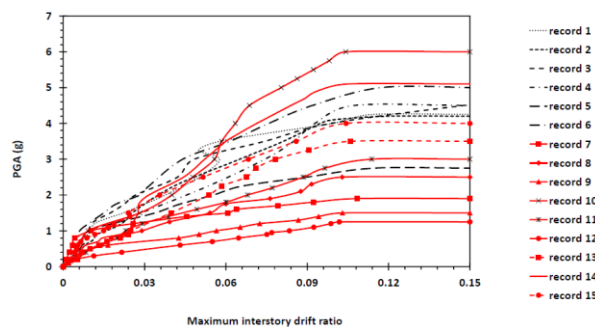


Fig. 5. IDA curve for X5-3A (PGA)

شکل (۱۱) منحنی میانه X12-3A و X8-3A ، X5-3A

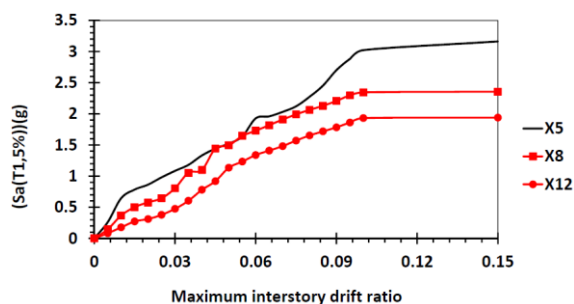


Fig. 11. Median curve for X5-3A, X8-3A & X12-3A

شکل (۱۲) منحنی میانه V12-3A و V8-3A ، V5-3A

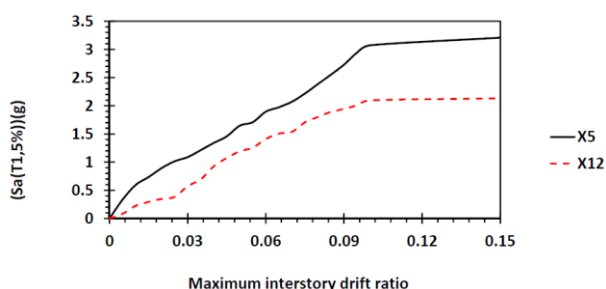


Fig. 12. Median curve for V5-3A, V8-3A & V12-3A

شکل (۱۳) منحنی میانه X12-U و X5-U

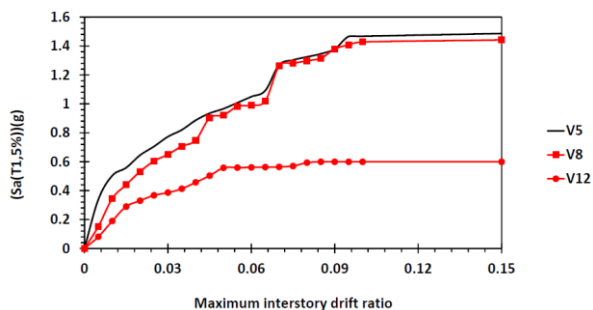


Fig. 13. Median curve for X5-U & X12-U

شکل (۱۴) منحنی میانه V12-U و V5-U

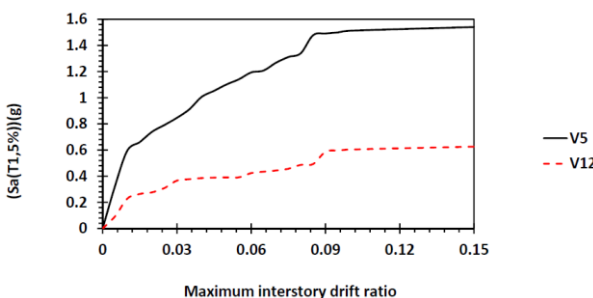


Fig. 14. Median curve for V5-U & V12-U

زیادی از اطلاعات و داده‌ها با پراکندگی زیاد حاصل می‌شود. لازم است این حجم زیاد از داده‌ها با استفاده از روش‌های آماری مناسب خلاصه‌سازی شوند تا امکان مقایسه کمی آن‌ها فراهم شود. در مطالعات مشابه عموماً سه چندک آماری ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ برای هر خوشه از منحنی‌های IDA استفاده شده است [۱۷]. با استفاده از چندک ۵۰٪ (میانه آماری)، امکان مقایسه رفتار قاب‌های مختلف با آسانی بیشتری فراهم می‌شود. از این رو منحنی‌های IDA میانه برای کلیه قاب‌ها استخراج شده است.

مقایسه نتایج حاصل برای قاب‌های با تعداد طبقات متفاوت در شکل‌های (۹) الی (۱۴) نمایش داده شده‌اند. مطابق انتظار با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها به ازای معیار شدت ثابت، تغییر مکان نسبی طبقات افزایش پیدا می‌کند. هم چنین سختی الاستیک اولیه با افزایش ارتفاع سازه‌ها کاهش می‌یابد.

شکل‌های (۱۵) الی (۲۰) نتایج حاصل را برای قاب‌های با ارتفاع یکسان و آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای متفاوت نشان می‌دهد. هم چنین جدول (۴) حد ظرفیت سازه‌ها را براساس سطح عملکرد CP نشان می‌دهد.

شکل (۹) منحنی میانه X12-2 و X8-2 ، X5-2

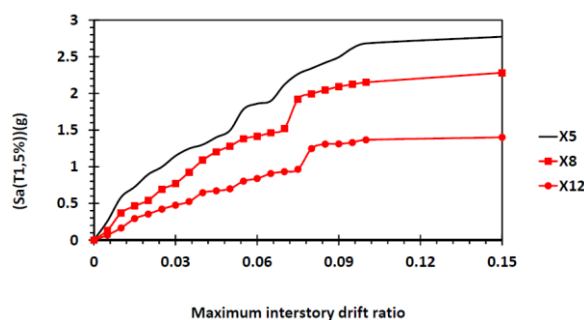


Fig. 9. Median curve for X5-2, X8-2 & X12-2

شکل (۱۰) منحنی میانه V12-2 و V8-2 ، V5-2

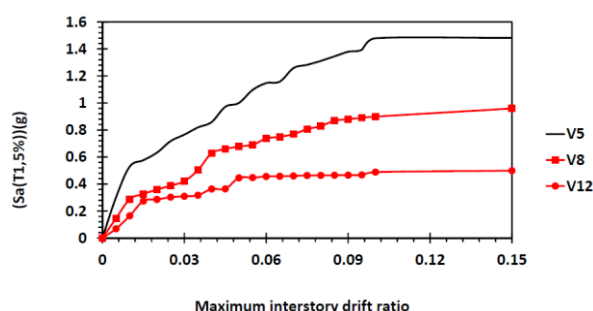


Fig. 10. Median curve for V5-2, V8-2 & V12-2

بر اساس شکل‌های (۱۵) ال (۲۰)، سختی الاستیک از اولین ویرایش تا سومین ویرایش آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران افزایش می‌یابد.

شکل (۱۷) منحنی میانه قاب‌های ۸ طبقه با مهاربندی ضربدری طراحی شده با آیین‌نامه‌های متفاوت

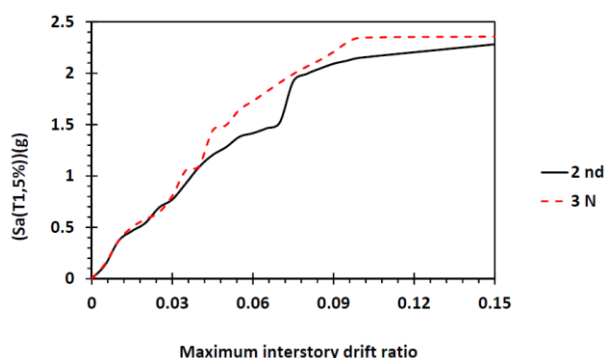


Fig. 17. Median curve for 8 story X-braced frames designed with different codes

شکل (۱۸) منحنی میانه قاب‌های ۸ طبقه با مهاربندی شورن طراحی شده با آیین‌نامه‌های متفاوت

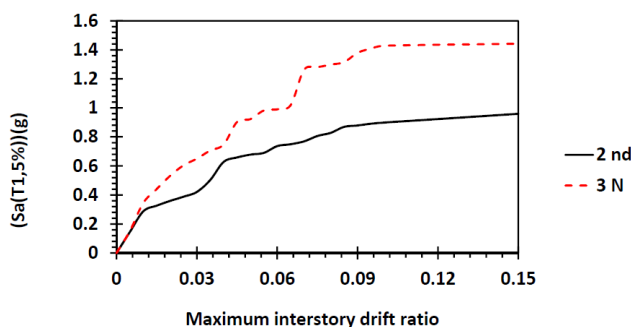


Fig. 18. Median curve for 8 story V-braced frames designed with Different Codes

شکل (۱۹) منحنی میانه قاب‌های ۱۲ طبقه با مهاربندی ضربدری طراحی شده با آیین‌نامه‌های متفاوت

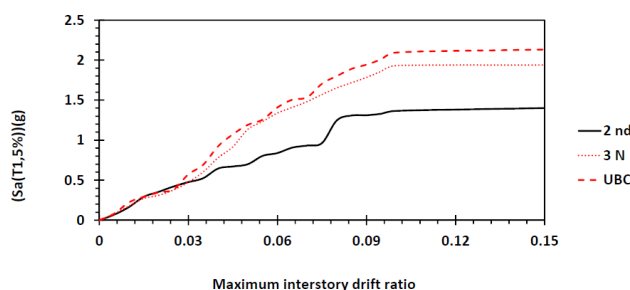


Fig. 19. Median curve for 12 story X-braced frames designed with different codes

همچنین قاب‌های طراحی شده بر اساس ویرایش اول آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران عملکرد بسیار ضعیفی در تحمل تغییر مکان‌های ناشی از زلزله نمایش می‌دهند. به طور کلی می‌توان ادعا کرد که الزامات ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران، ضوابط لرزه‌ای AISC و ضوابط طراحی حوزه نزدیک UBC-97 در بهبود رفتار سازه‌های تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، موثر بوده و از میان آن‌ها ضوابط طراحی حوزه نزدیک UBC-97 موثرترین نقش را ایفا نموده و قاب‌های طراحی شده بر اساس الزامات این آیین‌نامه بیشترین ظرفیت را دارد. با افزایش ارتفاع سازه، اختلاف بین عملکرد قاب‌های طراحی شده با آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مختلف بارزتر می‌شود. می‌توان ادعا نمود ویرایش‌های اول و دوم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران در طراحی سازه‌های بلند و متوسط کارآمدی کمی داشته‌اند.

شکل (۱۵) منحنی میانه قاب‌های ۵ طبقه با مهاربندی ضربدری طراحی شده با آیین‌نامه‌های متفاوت

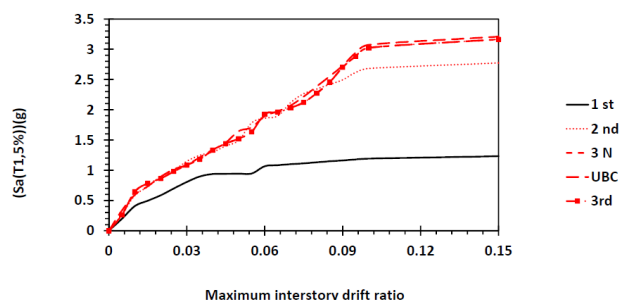


Fig. 15. Median curve for 5 story X-braced frames designed with different codes

شکل (۱۶) منحنی میانه قاب‌های ۵ طبقه با مهاربندی شورن طراحی شده با آیین‌نامه‌های متفاوت

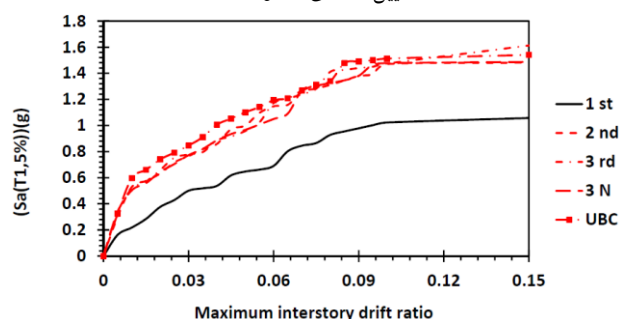


Fig. 16. Median curve for 5 story V-braced frames designed with different codes

جدول (۴) ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های بررسی شده

Stories	Bracing	Seismic Code	Capacity $S_a(T_1, 5\%)$
5	X	1 <sup>st</sup> Edition-2800	1.19 g
		2 <sup>nd</sup> Edition-2800	2.68 g
		3 <sup>rd</sup> Edition-2800	3.02 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	3.02 g
		UBC-97	3.07 g
8	X	2 <sup>nd</sup> Edition-2800	2.15 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	2.34 g
12	X	2 <sup>nd</sup> Edition-2800	1.36 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	1.93 g
		UBC-97	2.09 g
5	V	1 <sup>st</sup> Edition-2800	1.02 g
		2 <sup>nd</sup> Edition-2800	1.47 g
		3 <sup>rd</sup> Edition-2800	1.47 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	1.47 g
		UBC-97	1.51 g
8	V	2 <sup>nd</sup> Edition-2800	0.90 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	1.43 g
12	V	2 <sup>nd</sup> Edition-2800	0.49 g
		AISC +3 <sup>rd</sup> Edition-2800	0.60 g
		UBC-97	0.61 g

Table 4: Seismic Capacity of Frames

شکل (۲۰) منحنی میانه قاب‌های ۱۲ طبقه با مهاربندی شورن طراحی شده

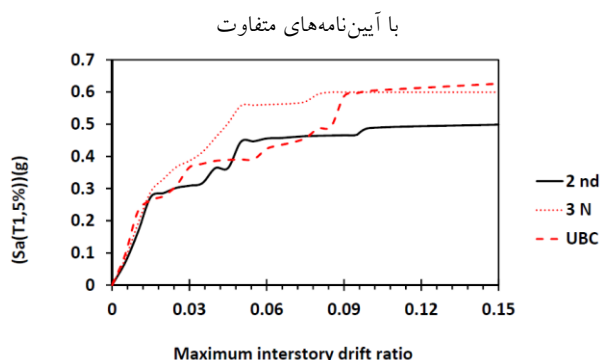


Fig. 20. Median curve for 12 story V-braced frames designed with different codes

منحنی‌های IDA خلاصه شده برای قاب‌های با مهاربندی متفاوت در اشکال (۲۱) تا (۲۳) نشان داده شده است. براساس این اشکال، شیب ناحیه الاستیک منحنی رفتار قاب‌های با مهاربندی شورن کمتر از قاب‌های با مهاربندی ضربدری است. هم چنین ظرفیت قاب‌های با مهاربندی ضربدری بیشتر از قاب‌های با مهاربندی شورن است.

شکل (۲۱) منحنی میانه قاب‌های X5-3A و V5-3A

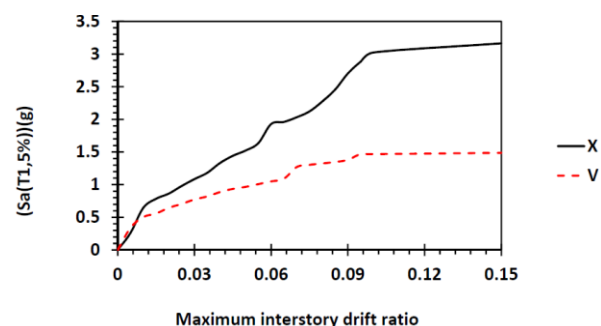


Fig. 21. Median curve for X5-3A & V5-3A

شکل (۲۲) منحنی میانه قاب‌های X8-3A و V8-3A

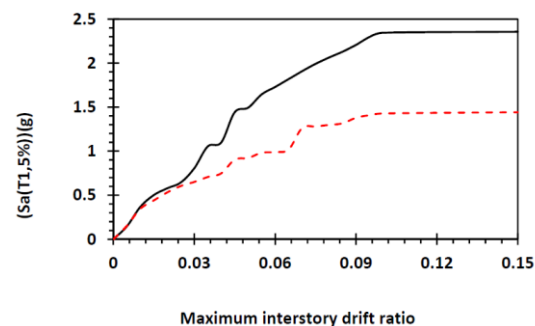


Fig. 22. Median curve for X8-3A & V8-3A



۵- سازه‌های طراحی شده بر اساس الزامات طراحی لرزه‌ای حوزه نزدیک آیین‌نامه UBC-97، بیشترین ظرفیت را در مقایسه با سایر سازه‌های طراحی شده با دیگر آیین‌نامه‌ها دارد. این اختلاف در ساختمان‌های بلندتر، شاخص‌تر است.

۶- با توجه به این‌که با در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای AISC، تیر اتصال در قاب‌های با مهاربندی شورون تقویت می‌شود، این قاب‌های ظرفیت بالاتری در مقایسه با قاب‌های طراحی شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ دارند.

۷- به طور کلی و با وجود پیشرفت در ویرایش سوم، به نظر می‌رسد ضوابط آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران برای رسیدن به حد مطلوب برای تامین ایمنی کافی در برابر زلزله‌های حوزه نزدیک نیازمند بازنگری است.

## References

## ۸- مراجع

- [1] Chen X, Iwan W 1994, "Important Near-Field Ground Motion Data from the Landers Earthquake" Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.
- [2] Luco N, 2002, "Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures and near source effects", dissertation;
- [3] Goel C, Chao Sh, Bayat MR, 2008, "Performance-based plastic design of steel concentric braced frames for enhanced confidence level" Proceedings, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [4] Cornell CA, Shome N, 1999. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Report no. RMS-35, RMS Program. Stanford: Stanford University;
- [5] Cornell CA, Baker J, 2005, "A Vector Valued Ground Motion Intensity Measure for Probabilistic Seismic Demand Analysis", Report No. RMS-89, RMS Program, Stanford University, Stanford.
- [6] Asgarian B, Jalaeifar A, 2011, "Incremental dynamic analysis of steel braced frames designed based on the first, second and third editions of the Iranian seismic code (standard no. 2800)", THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS. 20, 190-207.
- [7] BHRC (Building and Housing Research Center). 1986. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 1st edn. BHRC: Tehran.
- [8] BHRC (Building and Housing Research Center). 1998. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 2nd edn. BHRC: Tehran.
- [9] BHRC (Building and Housing Research Center). 2004. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 3rd edn. BHRC: Tehran.

شکل (۲۳) منحنی میانه قاب‌های X12-3A و V12-3A

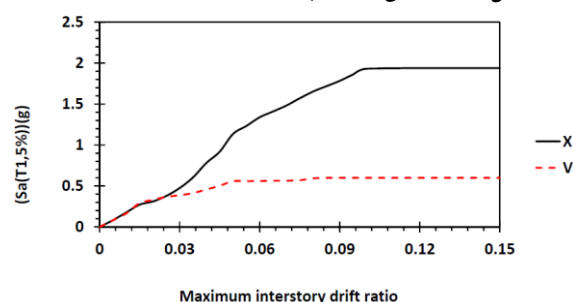


Fig. 23. Median curve for X12-3A & V12-3A

## ۷- نتیجه گیری

در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با مهاربندی ضربدری و هشتی شکل که بر اساس ویرایش‌های مختلف آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران، ضوابط لرزه‌ای AISC و الزامات طراحی لرزه‌ای حوزه نزدیک UBC-97 طراحی شده‌اند، با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی مورد مطالعه قرار گرفت و نتایج زیر حاصل شد:

- ۱- نتایج حاصل از معیار شدت شتاب طیفی مود اول،  $S_a(T_1, 5\%)$ ، دارای پراکندگی کمتری در میان چهار پارامتر شدت در نظر گرفته شده است. هم‌چنین اثر مودهای بالاتر با این معیار شدت به شکل مناسب‌تری نسبت به معیارهای PGA و  $S_v$  لحاظ می‌شود.
- ۲- با افزایش ارتفاع سازه، ظرفیت سازه به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد که نشان دهنده آثار مخرب‌تر زلزله‌های حوزه نزدیک بر سازه‌های بلند است.
- ۳- شیب اولیه در منحنی‌های IDA با حرکت از ویرایش اول به سمت ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران افزایش می‌یابد و سازه‌های سخت‌تری با ویرایش سوم این استاندارد طراحی می‌شود.
- ۴- در ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰، هیچ‌گونه تمهید ویژه‌ای برای تقویت اعضای قاب‌های مهاربندی شده در مقابل زمین لرزه ارائه نشده است. بنابراین قاب‌های طراحی شده با این ویرایش استاندارد ۲۸۰۰، سطوح عملکرد بسیار پایینی از خود به نمایش می‌گذارند. در مقابل در ویرایش دوم و سوم استاندارد ۲۸۰۰ با تقویت ستون‌ها و مهاربندها، ظرفیت قاب‌های مهاربندی برای تحمل زلزله‌های حوزه نزدیک افزایش می‌یابد.

- [15] Robert A. Williams, William J. Stephenson, Jack K. Odum, and David M. Worley, 1994, High-resolution Surface-Seismic Imaging Techniques for NEHRP Soil Profile Classifications and Earthquake Hazard Assessments in Urban Areas, U.S. Geological Survey, Open-File Report 97-501, (online edition)
- [16] Jalayaer F, Cornell CA, 2004, "A technical Frame Work for Probability -Based Demand and Capacity factor (DCFD) seismic formats", Report No. RMS program, Stanfod University, Stanford.
- [17] Vamvatsikos D. 2002. Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: California.
- [18] FEMA, 2000, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame buildings, Report No. 350.
- [10] AISC (American Institute of Steel Construction). 1989. Manual of Steel Construction. Allowable Stress Design AISC-ASD89. AISC: Chicago, IL.
- [11] AISC (American Institute of Steel Construction). 2005. Seismic Provision for Structural Steel Building. AISC: Chicago, IL.
- [12] UBC, 1997, Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Wittier, Calif.
- [13] Crisfield MA. 1991. Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol. 1. John Wiley & Sons: New York. Mazzoni S. 2006. Manual of OpenSees 1.73. University of California: Berkeley, CA.
- [14] Zayas V, Popov E. 1981. Inelastic structural modeling of braced offshore platforms for seismic loading. UCB/EERC-81/04, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

# Incremental Dynamic Analysis of Concentrically Braced Frames Subjected to Near Field Ground Motions

A. Systani, B. Asgarian, A. Jalaii far

1- M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Civil Eng., K.N.Toosi University of Technology

2- Associate Prof., Earthquake Eng. Dept., Faculty of Civil and Eng., K.N.Toosi University of Technology

3- Ph.D. in Structural Engineering, K.N.Toosi University of Technology

ali\_jalaeefar@yahoo.com

## Abstract:

In last decades, most of the famous seismic design codes, had concentrated mainly on far field earthquakes. Generally no special requirements were introduced to minimize near fault earthquake effects. Near field ground motions have caused several structural damages in recent decades, causing seismic codes to be updated with related requirements. As a result, it seems necessary to evaluate domestic seismic design codes and their requirements to see their effectiveness in designing safe structures against near fault earthquakes. In this paper seismic behavior of concentrically braced frames (CBFs) designed based on different seismic design codes is comparatively studied. Various Frames of different heights, (5, 8 and 12 stories), and bracing types (X-bracing and inverted V bracing) are designed based on the Iranian seismic code (standard no.2800) and also taking into account the near fault requirements of AISC-ASD 89 and UBC-97. These frames are analyzed using a nonlinear time history analysis method, namely "Incremental Dynamic Analysis" (IDA) under near field ground motions. IDA is an emerging method in analysis of structures which allows estimating seismic capacity, limit states and demand via series of nonlinear dynamic analyses using multiple scaled ground motion records. A total of 15 near filed time histories are selected according to special characteristics namely: fault distance to site (less than 10 km), fault direction, earthquake moment magnitude, time history frequency content, time history velocity content, shear wave velocity in the site soil and near fault wave's pulse nature.

The 15 selected earthquake time histories were scaled in several steps. To achieve a more accurate point for yielding point of the frames, 0.1g steps were used in the initial elastic region. From the end of the initial elastic point up to the end, 0.2g steps were used for scaling the records.

On other important step was to select proper intensity measure and damage measure. According to FEMA-350 requirements, the maximum inter story drift was selected as damage measure. For selecting a proper intensity measure, four intensity measures were selected and compared together, namely: first mode spectral acceleration  $S_a(T_1)$ , first mode spectral velocity  $S_v(T_1)$ , peak ground acceleration PGA and the equivalent first n modes spectral acceleration  $S_n(T_1)$ . Among them, first mode spectral acceleration  $S_a(T_1)$  showed the least dispersion in the analysis results.

Finally, all the 20 frames designed were analyzed using the 15 time histories selected in multiple steps and IDA curves were extracted. Using FEMA requirements the points corresponding to 2 performance levels namely IO and CP were defined on summarized IDA curves using which it was possible to compare the performance of the frames.

The results of this paper imply that frames designed based on the near field seismic design criteria of UBC-97 have better performance under near-field earthquakes comparing to others. It can be concluded that the requirements of the Iranian seismic code (standard no.2800) should be updated according to the effects of near fault earthquakes. Besides, frames with X-bracing system showed better performance in comparison with chevron ones. Also the deficiencies in the seismic requirements of the domestic codes are more obvious while designing taller frames and moving from 5 story frames to 8 and 12 story ones, their seismic performance obviously deteriorate.

**Keywords:** IDA, Performance Level, Immediate Occupancy (IO), Collapse Prevention (CP).