

ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای فولادی با دیوار برشی بتن مسلح

علی حاجی پور^۱، محمدرضا محمدی زاده^{۲*}

۱. دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان

۲. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان

* mrz_mohammadizadeh@hormozgan.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۷/۱۲/۱۸

تاریخ دریافت ۹۷/۰۱/۱۵

چکیده

امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط موجود، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از این رو به طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش معیار تغییر مکان و شکل پذیری مورد انتظار، توجه شده است. در مهندسی زلزله براساس عملکرد برای این ارزیابی لازم است ظرفیت و نیاز لرزه‌ای آن تعیین شود. ارزیابی عملکرد سیستم‌های غیر خطی پیچیده بوده و باید روش‌های تحلیلی مناسبی برای مدل‌سازی رفتار سازه در برابر زمین لرزه استفاده شود. تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار تحلیلی مفید در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد است. این روش قادر است تقاضای لرزه‌ای و حالات حدی ظرفیت یک سازه را تحت بارگذاری لرزه‌ای با استفاده از رکوردهای مناسب که به چندین سطح شتاب به صورت افزایشده مقیاس شده‌اند، تخمین بزند. با استفاده از این روش می‌توان درک بهتری از رفتار سازه از حالت الاستیک تا خرابی را بدست آورد. در این مطالعه هفت ساختمان با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ و با دو نوع پلان، بررسی قرار شدند. سازه‌های بررسی شده پس از تحلیل و طراحی با توجه به مقاطع طراحی شده، مشخصات بارگذاری ثقلی و پارامترهای لرزه‌ای، توسط نرم افزار قدرتمند OpenSees تحت آنالیز دینامیکی افزایشی قرار گرفتند. سپس با ترسیم منحنی‌های خوشه‌ای و چنک‌های IDA با استفاده از مفاهیم تئوری احتمالات به ارزیابی ساختمان‌های مورد مطالعه پرداخته شده است.

کلیدواژگان: دیوار برشی بتن مسلح، طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل دینامیکی فزاینده، آسیب پذیری.

۱- مقدمه

سازه و بهبود عملکرد در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله می‌توان استفاده کرد. پس مطالعه در زمینه بررسی رفتار این نوع سیستم سازه‌ای تحت بار زلزله ضروری به نظر می‌رسد. در این پژوهش رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی با اتصالات مفصلی همراه با سیستم مقاوم جانبی دیوار برشی بتن مسلح بررسی می‌شود. اگر چه در زلزله‌های اخیر دنیا، سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط لرزه‌ای

برای مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی در برابر بارهای جانبی مانند زلزله، سیستم‌های باربر جانبی مختلفی وجود دارد و در ساختمان‌ها بر حسب ویژگی‌های آن‌ها استفاده می‌شود. با توجه به ویژگی‌های دیوار برشی بتنی مسلح به عنوان سیستم باربر جانبی می‌توان آن را در ساختمان‌های فولادی به منظور افزایش سختی

موجود، در حفظ ایمنی افراد مناسب عمل کرده‌اند اما دامنه خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌ها و خسارت اقتصادی وارد شده، بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است. امروزه به خوبی مشخص شده که سازه‌های طراحی شده براساس این ضوابط، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از این رو طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش معیار تغییر مکان و شکل پذیری مورد انتظار (و هماهنگ با سطوح مورد انتظار) باشد، مورد توجه قرار گرفت. در مهندسی زلزله براساس عملکرد برای ارزیابی عملکرد سازه لازم است ظرفیت و نیاز لرزه‌ای آن تعیین شود. با توجه به اینکه ارزیابی عملکرد سیستم‌های غیر خطی پیچیده است، باید روش‌های تحلیلی مناسبی برای مدل‌سازی رفتار سازه در برابر زمین لرزه استفاده شود. با توجه به پیشرفت‌های اخیر در زمینه تحلیل‌های کامپیوتری، امروزه امکان استفاده از آنالیزهای دینامیکی غیر خطی برای رسیدن به این منظور میسر است. در این روش پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه تحت اثر زلزله مشخص تعیین می‌شود. استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده یا (Incremental Dynamic Analysis) IDA شاخص مناسب و قدرتمندی برای ارزیابی سازه‌ها است که در آن بارهای لرزه‌ای مقیاس شده به تدریج افزایش می‌یابند [1]. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی یا IDA در سال ۱۹۷۷ توسط برترو^۱ بیان شد [2]. در نهایت به شکل قانونمند در سال ۲۰۰۲ توسط واموات سیکو و کرنل^۲ توسعه داده شد [3]. در پژوهش دیگری از مکی و استوجادینوس^۳ مولفه‌های حاصل از تحلیل IDA و نیز روش‌های تحلیل ریسک و خطر زلزله در ترکیب با یکدیگر بررسی شد و در طراحی سازه به روش احتمالاتی استفاده شد [4]. در مطالعه دیگری که توسط جلایر و کرنل^۴ انجام شد، یک سازه‌ی بتن مسلح با روش IDA مورد بررسی قرار گرفت [5]. در سال ۲۰۰۶ مندر^۵ و همکاران روش IDA را برای ارزیابی خطر لرزه‌ای پل‌های بتنی به استفاده نمودند [6]. هان و چوپرا^۶ در سال ۲۰۰۶ روش تحلیل دینامیکی افزایشی

۲- معرفی روش IDA

یکی از جدیدترین روش‌های تحلیل سازه، روش تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده یا IDA است. این آنالیز پارامتریک بر مبنای آنالیز دینامیکی غیر خطی بوده و برای بررسی عملکرد سازه‌ها تحت بار زلزله ابداع شده است. در این شیوه تحلیل، یک یا چند شتابنگاشت به چندین سطح از شدت، مقیاس شده و به سازه اعمال

7 Kim

8 Hamburger & Moehle

9 Uriz & Mahin

10 Karavasilis

11 Khaloo & Tonekaboni

12 Montiel & Ruiz

13 Yun

14 Bojórquez & Terán-Gilmore

15 Bojórquez

16 Freddi

1 Bertero

2 Vamvatsikos and Cornell

3 Mackie & Stojadinovic

4 Jalayer and Cornell

5 Mander

6 Han and choopra

شتاب‌نگاشت اصلی است که به صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب‌نگاشت، تغییر می‌کند.

کمیت‌های مختلفی برای بیان شدت شتاب‌نگاشت انتخابی پیشنهاد شده است. نمونه‌هایی از این کمیت که قابلیت مقیاس شدن دارند، شامل ماکزیمم شتاب (PGA)، ماکزیمم سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی در مود غالب ارتعاشی سازه با در نظر گرفتن نسبت میرایی ۵ درصد ($s_a(T_1, \xi = 5\%)$) که در این مطالعه با توجه به اینکه سیستم سازه‌ای مورد مطالعه جزء سیستم‌های متعارف است. پس مود اول به عنوان مود غالب در نظر گرفته شده است. در انتخاب IM مناسب باید گفت که با توجه به پژوهش‌های انجام شده توسط شوم و کرنل، با انتخاب $s_a(T_1, \xi = 5\%)$ پراکندگی نتایج به کمترین حد خود می‌رسد، بطوریکه فقط تعداد کمی از رکوردهای حرکت زمین برای ارائه برآورد ظرفیت و تقاضای خوب مورد نیاز است [19].

۲-۳- شدت خرابی یا تغییرپذیری شرایط سازه (DM)

این کمیت نیز یک مقدار عددی مثبت است که ویژگی‌های پاسخ مدل سازه‌ای را در برابر بارهای لرزه‌ای مورد نظر بیان می‌کند.

$$IM = f_{aI}(\lambda) \quad (3)$$

$$DM \in [0, +\infty) \quad (4)$$

به عبارت دیگر (DM) کمیتی قابل مشاهده است که می‌تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی برداشت شود. انتخاب یک DM مناسب به نوع سازه و خرابی مورد نظر بستگی دارد. امروزه برای سازه‌های ساختمانی کمیت‌هایی همچون ماکزیمم برش پایه، چرخش‌های گره‌ای، بیشینه شکل‌پذیری طبقه، بیشینه تغییر مکان بام، بیشینه تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای^۹ یک سازه n طبقه $\theta_{max} = (\theta_1, \dots, \theta_n)_{max}$ می‌تواند گزینه‌های مناسبی برای انتخاب DM باشند. با توجه به اینکه ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه θ_{max} با ناپایداری دینامیکی کلی سازه و حالات حدی عملکردی رابطه مستقیم داشته و دید خوبی از مقدار دوران گره‌ها و فروریزش کلی اجزاء سازه‌ای در اختیار ما

می‌شود. هدف از مقیاس کردن نگاشت‌ها، پوشش دقیق‌تر کل محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا ویرانی است. در هر گام مقیاس کردن، مدل سازه‌ای تحت شتاب نگاشت‌های مورد نظر تحلیل شده و یک یا چند منحنی از پاسخ خسارت برحسب شدت حاصل می‌شود. با استفاده از این منحنی‌ها، تعریف حالات حدی و در نهایت ترکیب نتایج با منحنی تحلیل احتمالی خطر منطقه مورد مطالعه، می‌توان به ارزیابی سازه‌ها پرداخت. اطلاعات منحصر به فردی که این منحنی‌ها در مورد پاسخ سازه‌های چند درجه آزادی ارائه می‌کنند، می‌تواند توجیهی بر گسترش استفاده از این روش، با وجود فرایند دشوار و زمان بر انجام آن باشد [18]. در این بخش ابتدا به تعریف مبانی و مفاهیم مورد کاربرد در تحلیل دینامیکی افزایشی پرداخته می‌شود.

۲-۱- ضریب مقیاس

برای تعیین حرکت زمین در سطوح مختلف شدت از سطح ملایم تا خیلی قوی، باید شتاب‌نگاشت انتخاب شده را مقیاس کرد. بدین منظور از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس استفاده می‌شود. ضریب مقیاس در یک شتاب‌نگاشت مقیاس شده، یک مقدار عددی (اسکالر) غیر منفی است که دامنه آن از صفر تا بی نهایت تغییر می‌کند.

$$\lambda \in [0, +\infty) \quad (1)$$

این مقدار عددی در تمامی مقادیر ثبت شده از شتاب‌نگاشت مورد نظر ضرب شده و با توجه به کوچک یا بزرگ بودن آن، سطح شدت کاهش یا افزایش می‌یابد. در صورتی که بردار شتاب‌نگاشت مقیاس نشده را a_I و a_λ را بردار شتاب‌نگاشت مقیاس شده را بنامیم [3]:

$$a_\lambda = \lambda a_I \quad (2)$$

۲-۲- اندازه شدت حرکت زمین (IM)

اندازه شدت حرکت زمین (IM)، کمیتی مقیاس پذیر از یک شتاب‌نگاشت مقیاس شده است. این کمیت در واقع تابعی از

18 Damage Measure

19 Maximum interstory drift ratio

17 Intensity Measure

قرار می‌دهد، پس در این مطالعه θ_{max} برای کمیت DM انتخاب می‌شود [3].

۲-۴- انتخاب شتابنگاشت ها

این پژوهش، به منظور بررسی مشخصات لرزه‌ای سازه‌های مطالعه شده، از پانزده شتابنگاشت مقیاس شده با اندازه‌های نسبتاً بزرگ 6.5-6.9 و فاصله‌های متعادل، که مربوط به مولفه افقی زلزله، استفاده شده است. تمامی این شتابنگاشت‌ها مربوط به خاک نوع II (سرعت موج برشی متوسط در عمق ۳۰ متر: ۳۶۰-۷۵۰ متر بر ثانیه) بوده و از سایت PEER اقتباس شده‌اند [20]. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در جدول (۱) ارائه شده است.

۲-۵- ظرفیت و سطوح عملکرد

در ارزیابی عملکردی سازه‌ها براساس نتایج منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده، نیاز به راهی کوتاه و ساده برای قضاوت در مورد عملکرد سازه‌ها است. بنابراین باید ملاحظات و محدوده‌هایی خاص معرفی شوند تا با نزدیک شدن کمیت DM به محدوده‌های مورد نظر روی منحنی، بتوان عملکرد سازه را تعیین نمود [۲]. FEMA-273 نشان می‌دهد که دیوارهای برشی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش^{۲۰} (CP)، ترک‌های خمشی و برشی عمده، لغزش در محل‌های اتصال، خرد شدن گسترده بتن و کمانش میلگردها، و خسارت‌های شدید در المان‌های مرزی را تجربه می‌کنند. بیشینه تغییر مکان نسبی برای این سطح برابر با ۲٪ است. چنان که در زیر نشان داده خواهد شد، حالت حدی ۲٪ برای بیشینه تغییر مکان نسبی برای سیستم مقاوم جانبی دیوار برشی بتنی بسیار کوچک خواهد بود [21]. FEMA-355F توصیه می‌کند که سطح اطمینان ۹۰٪ در رسیدن به سطح عملکردی آستانه فروریزش در نظر گرفته شود. در این پژوهش، سطح عملکرد آستانه فروریزش با توجه به زلزله‌های اعمال شده، متناظر با ظرفیت‌های تعیین شده برای ساختمان‌های مورد مطالعه در نظر گرفته شده است. در FEMA-355F، جابه‌جایی نسبی فروریزش به خاطر اینکه مدل تحلیلی برای جابه‌جایی‌های نسبی بالاتر از ۰.۱۰ قابل اعتماد نیست، به ۰.۱۰ محدود می‌شود [22].

هنگامی ساختمان به ظرفیت کلی تغییر مکان نسبی خود می‌رسد که یک تغییر مکان نسبی بسیار بزرگ رخ دهد به صورتی که شیب منحنی IDA کمتر از ۲۰٪ شیب الاستیک می‌شود. این مسئله بیشتر برای ساختمان‌هایی مانند قاب‌های خمشی فولادی رخ می‌دهد و این روش تعیین ظرفیت، با توجه به سختی بالای سیستم‌های مقاوم جانبی دیوار برشی، حفظ پایداری تا جابه‌جایی‌های نسبی زیاد و تاثیر اندک P-Δ با توجه به تعدد دیوارهای برشی نمی‌تواند به طور مستقیم برای این نوع سیستم‌ها به کار رود. برای رفع این مشکل، 4.5g که سه برابر S_a مربوط به زلزله ماکزیمم طرح برای سایت تهران است، به عنوان کران بالا برای S_a در نظر گرفته می‌شود. قاعده مورد نظر برای تعیین ظرفیت جابه‌جایی نسبی، به صورت زیر است:

بیشینه تغییر مکان نسبی در 4.5g چک می‌شود. اگر تغییر مکان نسبی کمتر از ۱/۱ باشد، آنگاه مقدار ۱/۱ به عنوان ظرفیت تغییر مکان نسبی در نظر گرفته می‌شود در غیر این صورت از روش تشبیه انرژی معادل الاستو پلاستیک^{۲۱} استفاده می‌شود. سپس مقایسه الاستو پلاستیک برای تعیین ظرفیت تغییر مکان نسبی در منحنی IDA به کار برده می‌شود. تغییر مکان نسبی نهایی هنگامی تعیین می‌شود که تغییر مکان نسبی بسیار بزرگی واقع شده باشد [8].

۳- معرفی سازه‌ها و فرضیات طراحی

در این مطالعه هفت ساختمان با سیستم مقاوم جانبی دیوار برشی با چهار ارتفاع متفاوت سه، شش، نه و دوازده طبقه و دو نوع پلان با ابعاد مختلف اما طرح معماری یکسان در نظر گرفته شده است. برای مشخص کردن ساختمان‌ها از کلمه SW به همراه دو شماره که بدنبال هم آمده‌اند، استفاده می‌شود. شماره اول از سمت چپ تعداد طبقات و شماره بعدی شماره نوع پلان ساختمان را مشخص می‌نماید. ساختمان‌های SW3-1، SW6-1 و SW9-1 مربوط به پلان با طول ۲۵ متر و عرض ۱۵ متر (فاصله بین ستون‌ها ۵ متر) و ساختمان‌های SW2-2، SW3-2، SW6-2 و SW9-2 مربوط به پلان با طول ۳۲.۵ متر و عرض ۱۹.۵ متر (فاصله بین ستون‌ها ۶.۵ متر) است. طرح پلان سازه‌های ساختمان‌های مورد مطالعه در شکل (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱. مشخصات شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی [20]

No	ID	Event	Station	ϕ^1	Soil ²	M ³	R ⁴	PGA(g)
1	NR1	Northridge,1994	24 278 Castaic-Old Ridge Route	90	B , B	6.7	22.6	0.568
2	NR2	Northridge,1994	14 403 LA-116th St School	90	B , D	6.7	41.9	0.208
3	NR3	Northridge,1994	24 396 Malibu-Point Dumesch	90	B , B	6.7	35.2	0.130
4	NR4	Northridge,1994	24 400 LA-Obregon Park	90	B , D	6.7	37.9	0.335
5	SF1	San Fernando 1971	262 Palmdale Fire Station	210	B , D	6.6	25.4	0.151
6	SF2	San Fernando 1971	80 053 Pasadena-CIT Athenaeum	0	B , D	6.6	31.7	0.088
7	SF3	San Fernando 1971	287 Upland-San Antonio Dam	15	B , A	6.6	58.1	0.058
8	SF4	San Fernando 1971	290 Wrightwood-6074 Park Dr	25	B , B	6.6	60.3	0.061
9	IV1	Imperial Valley 1979	6604 Cerro Prieto	147	B , A	6.5	26.5	0.169
10	LP1	Loma Prieta ,1989	57 064 Fremont-Misson San Jose	0	B , B	6.9	43	0.124
11	LP2	Loma Prieta ,1989	74 189 SAGO South-Surface	261	B , B	6.9	34.7	0.073
12	NR5	Northridge,1994	14 196 Inglewood-Union Oil	0	B , D	6.7	44.7	0.091
13	LP3	Loma Prieta ,1989	58262 Belmont-Envirotech	0	B , A	6.9	49.9	0.108
14	LP4	Loma Prieta ,1989	58 471 Berkeley LBL	0	B , A	6.9	83.6	0.057
15	LP5	Loma Prieta ,1989	1678 Golden Gate Bridge	270	B , A	6.9	85.1	0.233

Table 1- Acceleration used in time-history dynamic analysis [20]

چنان‌که در پلان مشخص است، سیستم مقاوم جانبی ساختمان‌ها در هر دو جهت طولی و عرضی، دیوارهای برشی بتن مسلح است. قسمت عمده بارهای ثقلی توسط قاب‌های فولادی با اتصالات ساده تحمل می‌شود. سیستم کف ساختمان‌ها سقف کامپوزیت با ضخامت بتن ۱۰ سانتی‌متر است. بارگذاری ثقلی بر اساس مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم- بارهای وارد بر ساختمان (۱۳۹۲) [23] صورت گرفته است. طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های مورد مطالعه با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [24] و برای سایت تهران با خاک نوع دو انجام شده است. برای طراحی اعضای فولادی و بتنی ساختمان‌ها مورد مطالعه، به ترتیب از مبحث دهم (طراحی و ساخت ساختمان‌های فولادی) [25] و مبحث نهم (طراحی و ساخت ساختمان‌های بتن مسلح) [26] از مجموعه مقررات ملی ساختمان استفاده شده است. ساختمان‌های مورد بررسی در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار OpenSees^۲ مدل‌سازی، بارگذاری، تحلیل و طراحی شده‌اند [27]. ابعاد و جزئیات میلگردهای فولادی دیوارهای برشی طراحی شده در جداول (۲ تا ۴) ارائه شده است و حروف اختصاری مورد استفاده در این جداول که برای نام گذاری ابعاد دیوارها بکار برده شده‌اند در شکل (۲) نشان داده شده است.

شکل ۱. ۱. پلان سازه ای ساختمان‌های مورد مطالعه (الف) با دهانه‌های

۶،۵ متر، (ب) با دهانه‌های ۵ متر

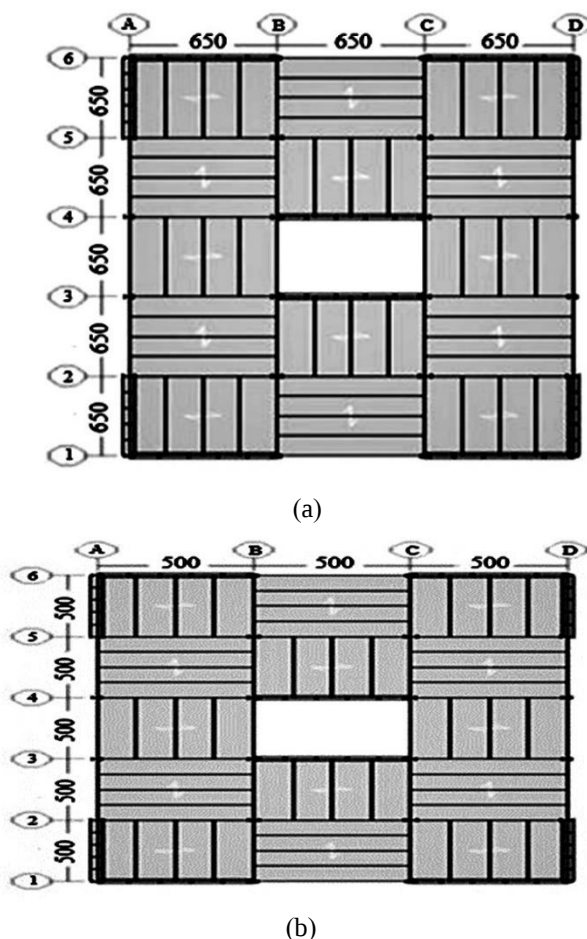


Fig. 1. Building plan: (a) with spans 6.5m , (b) with spans 5m

حالت فشاری از مدل رابطه تنش-کرنش یکنواخت کنت و پارک^{۲۵} (۱۹۷۱) که توسط اسکات^{۲۶} و همکاران (۱۹۸۲) توسعه یافت، پیروی می کند مدل کنت و پارک اصلاح شده شکل (۴) تعادل خوبی بین سادگی و درستی برقرار می کند و به شکل گسترده مورد استفاده قرار گرفته است [29].

شکل ۴. مدل کنت و پارک اصلاح شده (۱۹۸۲) برای بتن در حالت فشاری

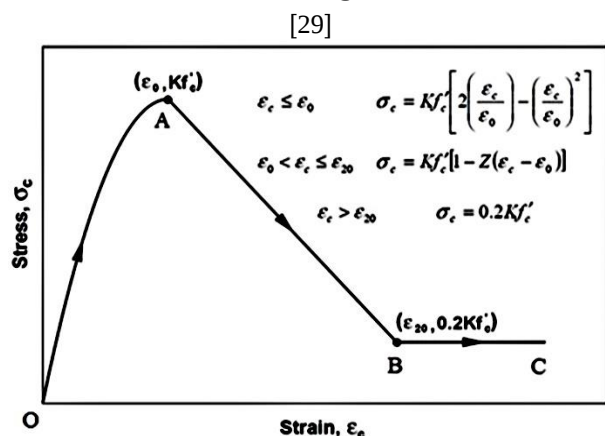


Fig. 4. Kent, D. and Park, R modified model for concrete in compressive state [29].

همان گونه که در شکل (۴) نشان داده شده است در مدل کنت و پارک اصلاح شده، رابطه تنش-کرنش یکنواخت بتن ($\sigma_c - \epsilon_c$) در فشار با سه ناحیه بیان می شود. با پذیرش قرارداد مثبت بودن فشار، سه ناحیه به ترتیب زیر است:

ناحیه OA:

$$\epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad \sigma_c = Kf'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (5)$$

ناحیه AB:

$$\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20} \quad \sigma_c = Kf'_c [1 - z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad (6)$$

ناحیه BC:

$$\epsilon_c \geq \epsilon_{20} \quad \sigma_c = 0.2Kf'_c \quad (7)$$

۵-المان های مورد استفاده

در این پژوهش از المان تیر ستون غیرخطی با رفتار مبتنی بر نیرو برای مدل سازی المان های تیرها و ستون های قاب ها استفاده شده است. در فرمول بندی مبتنی بر نیرو (مبتنی بر نرمی) است، تعادل

شکل ۲. شماتیکی از نما و مقطع دیوارهای برشی

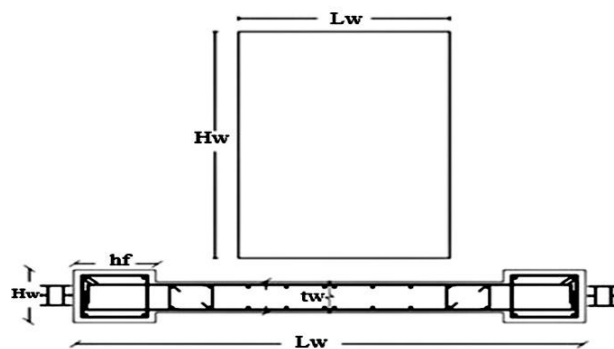


Fig. 2. Schematic of elevation and cross section of the shear walls

۳- مدل مصالح مورد استفاده

در این مطالعه برای میلگردهای فولادی مدل دیوار و همچنین تیر و ستون های قاب های فولادی، از مدل مصالح فولادی Steel 02 استفاده شده است. روابط مشخصه تنش-کرنش تک محوری استفاده شده برای Steel02، مدل مشهور هیستریک غیر خطی منگوتو و پیتنو^{۲۳} (۱۹۷۳) است، که توسط فیلپو و همکاران^{۲۴} (۱۹۸۳) برای در نظر گرفتن تاثیر سخت شدگی کرنش ایزوتروپیک توسعه پیدا کرد (شکل ۳).

شکل ۳. مدل مشخصه برای فولاد [28]

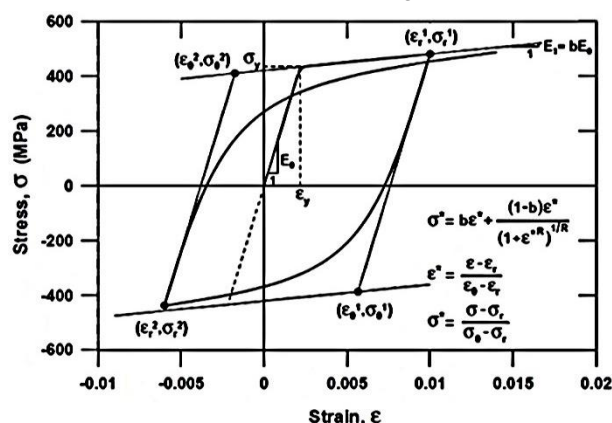


Fig. 3. Specified model for steel [28]

مدل از لحاظ محاسباتی کارآمد و قادر به باز تولید نتایج آزمایشگاهی با دقت بالا است [28]. برای مصالح بتن دیوارهای برشی بتن مسلح از مدل مصالح Concrete02 استفاده شده است. که در آن از منحنی پوش یکنواخت مدل هیستریک بتن در

جدول ۳. آرما توره‌های دیوارهای برشی (ناحیه جان)

ناحیه جان				
ساختمان	میلگرد های عمودی		میلگرد های افقی	
	درصد	تعداد میلگرد	درصد	تعداد میلگرد
	(%)	(%)	(%)	(%)
SW3-1	0.249	Φ14@25 cm	0.264	Φ14@30 cm
SW3-2	0.249	Φ14@25 cm	0.264	Φ14@30 cm
SW6-1	0.250	Φ14@25 cm	0.247	Φ14@25 cm
SW6-2	0.251	2-Φ12@30 cm	0.258	2-Φ12@30 cm
SW9-1	0.293	2-Φ14@30 cm	0.258	2-Φ12@25 cm
SW9-2	0.312	2-Φ14@30 cm	0.307	2-Φ14@25 cm
SW12-1	0.281	2-Φ14@30 cm	0.247	2-Φ14@30 cm

Table 3. Rebars of the shear wall (web region)

جدول ۴. آرما توره‌های دیوارهای برشی (مرز)

المان های مرزی					
ساختمان	طبقات	میله گرد های طولی		میلگرد های عرضی	
		تعداد میله گرد ها	درصد میله گرد ها(%)	تعداد میله گرد ها	درصد میله گرد ها(%)
SW3-1	1~3	8φ16	1.00	φ8@8 cm	1.57
SW3-2	1~3	12φ16	1.00	φ8@8 cm	1.57
SW6-1	1~3	12φ18	1.13	φ8@10 cm	1.26
	3~6	12φ16	0.89		
SW6-2	1~3	16φ18	1.13	φ8@10 cm	1.05
	3~6	16φ16	0.89		
SW9-1	1~3	18φ20	1.61	φ8@10 cm	1.35
	3~6	18φ18	1.30		
	6~9	18φ16	1.00		
SW9-2	1~3	28φ20	1.57	φ8@10 cm	1.18
	3~6	28φ18	1.27		
	6~9	28φ16	1.00		
	1~3	38φ22	1.71		
SW12-2	3~6	38φ20	1.41	φ8@12.5 cm	0.97
	6~9	38φ18	1.14		
	9~12	38φ16	0.90		

Table 4. Boundary elements' rebars used in the shear walls

۶- نتایج تحلیل های IDA

۶-۱- منحنی های خوشه ای

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی به صورت منحنی های خوشه ای برای ۱۵ شتاب نگاشت اعمالی و خلاصه منحنی های IDA ارائه شده است. شکل های (۵ - ۸) منحنی های خوشه ای برای ۷ ساختمان مورد مطالعه را نشان می دهد. با دقت در

دقیقا ارضا می شود. اگر تاثیر غیر خطی هندسی نادیده گرفته شود، توابع درون یابی دقیقی می توانند به آسانی محقق شوند. برای نمونه در غیاب بارهای گسترده، تغییرات لنگر خمشی همیشه در طول المان قاب خطی است. المان تیر ستون غیر خطی با رفتار مبتنی بر جابه جایی برای مدل سازی المان دیوار برشی استفاده شده است. المان های بر پایه جابه جایی (DBE)^{۲۷} امکان گسترش پلاستیسیته در طول المان را فراهم می کنند (مدل های پلاستیسیته گسترده). مدل های پلاستیسیته گسترده امکان وقوع تسلیم در هر موقعیت در طول المان را فراهم می نمایند، که به ویژه در حضور بارهای المانی گسترده (شاه تیرها با بارهای ثقلی بزرگ) مهم است. بیشتر کارهای پژوهشی در مورد تحلیل غیر خطی هندسی و مصالح قاب ها بر اساس روش مبتنی بر جابه جایی صورت گرفته است، و اولین المان ها با غیرخطی گسترده با روش سختی (مبتنی بر جابه جایی) با استفاده از چند جمله ای های درجه سه هرمیتی برای تقریب زدن تغییر شکل های در طول المان، فرمول بندی شدند [30].

جدول ۲. ابعاد دیوار برشی های طراحی شده

ساختمان	نسبت ارتفاع به طول دیوار	t_w	b_f	h_f	H_w	L_w
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
SW3-1	2.1	0.2	0.2	0.8	10.5	5
SW3-2	1.61	0.2	0.2	1.2	10.5	6.5
SW6-1	4.2	0.25	0.25	0.9	21	5
SW6-2	3.23	0.3	0.3	1.3	21	6.5
SW9-1	6.3	0.35	0.35	1	31.5	5
SW9-2	4.85	0.4	0.4	1.4	31.5	6.5
SW12-2	6.46	0.45	0.65	1.3	42	5

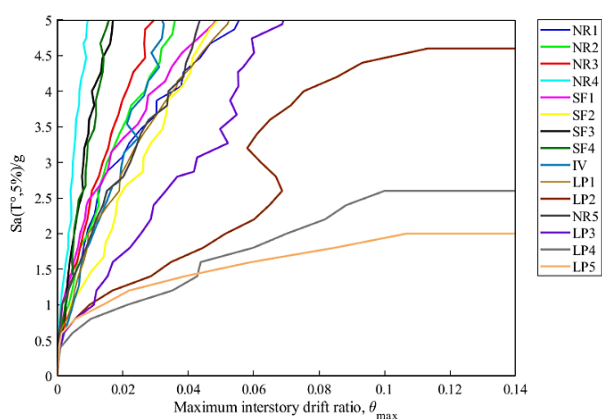
Table 2. Dimensions of the designed shear walls

منحنی های فوق، ملاحظه می شود که رفتار سازه ها در برابر زلزله های اعمالی به دو دسته کلی تقسیم می شود، در دسته اول برخی از منحنی ها مانند سیستم های خطی رفتار می کنند و این رفتار را حتی تا شتاب طیفی $5g$ نیز دنبال می نمایند، برخی دیگر رفتار نرم تری دارند و با وجود کاهش نسبی در شیب، حتی 20% شیب الاستیک را نیز تجربه می کنند اما با نوسان حول این شیب تا شتاب طیفی $5g$ و بالاتر پیش می روند. در دسته دوم، اعمال شتابنگاشت ها باعث تسلیم زود هنگام و گسترده سازه ها می شود و با طی بازه کوتاه الاستیک وارد فاز پلاستیک شده و قبل از رسیدن به جابه جایی نسبی 10% ، شیب 20% الاستیک را تجربه می کنند، اما ناپایداری دینامیکی کلی مشاهده نمی شود. با مقایسه کلی منحنی های ساختمان های مختلف می توان گفت که با افزایش نسبت ارتفاع به ابعاد پلان، تقاضای تحمل شده و نرخ تجمع خسارت افزایش پیدا می کند. چندگانگی در رفتار سازه ها در حالت کلی برای یک سازه مشخص، به ویژگی های شتاب نگاشت های اعمال شده از جمله الگوی بار و تغییرات آن نسبت به زمان بستگی دارد. به عنوان نمونه، در ساختمان SW3-1 می توان مشاهده کرد که منحنی زلزله Northridge (NR4) پس از طی کردن بازه الاستیک در جابه جایی های نسبی پایین و سطوح شدت (IM) بالا رفتاری خطی و گاهی نرم شدگی و سخت شدگی های بسیار ملایمی را تجربه می کند و بدون افزایش چندانی در نرخ تجمع خسارت به شدت $5g$ می رسد و حتی پیرامون این شدت روند سخت شدگی را در پیش می گیرد و بطور کلی، با اعمال این رکورد، سازه سختی بالایی را از خود نشان می دهد. اما سختی این سازه در زلزله ای مانند Loma Prieta (LP5) با افزایش سطح شدت، روند کاهنده ای را در پیش می گیرد و نتیجه آن افزایش قابل توجه نرخ تجمع خسارت است.

2-6 خلاصه منحنی های IDA

شکل های (9 - 11) خلاصه منحنی های IDA (16% ، 50% و 84%) برای سازه های مورد مطالعه را نشان می دهد با دقت در منحنی های فوق، ملاحظه می شود در قاب های سه طبقه، منحنی 16% و 50% به ترتیب نماینده منحنی های با رفتار سخت و نسبتاً نرم از دسته اول منحنی ها و منحنی 84% نماینده دسته دوم است.

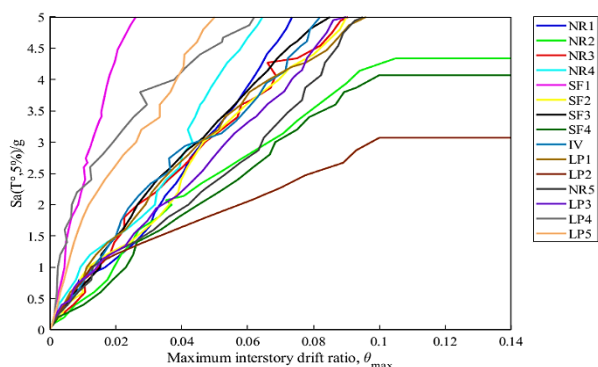
شکل 5. منحنی های IDA قاب سه طبقه، (الف) قاب SW3-1، (ب) قاب SW3-2



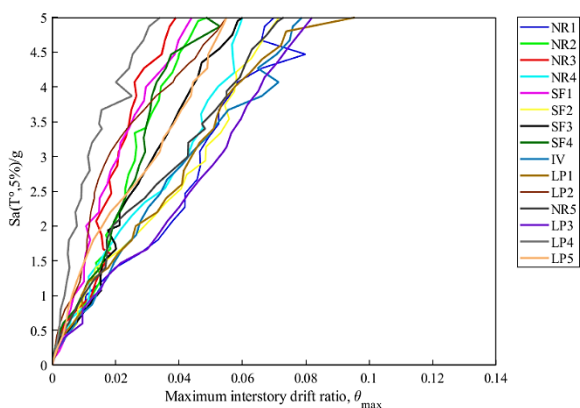
(a)

شکل ۷. منحنی‌های IDA قاب ۹ طبقه، (الف) قاب SW9-1، (ب)

قاب SW9-2



(a)



(b)

Fig. 7. IDA curves for 9 story frames, a) SW9-1, b)SW9-2

شکل ۸. منحنی‌های IDA قاب ۱۲ طبقه

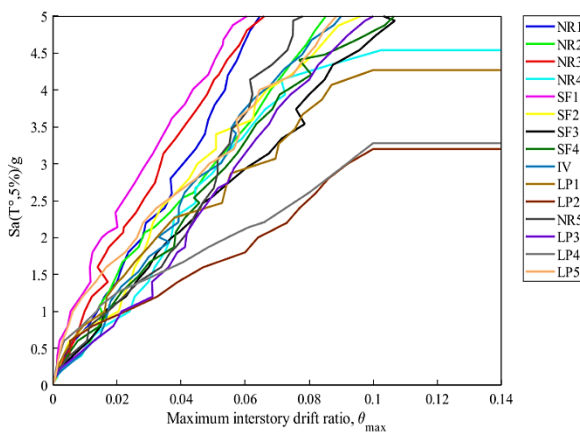
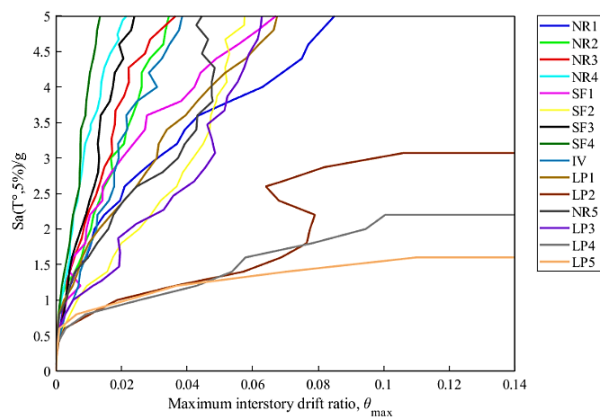


Fig. 8. IDA curves for 12 story frame SW12-2

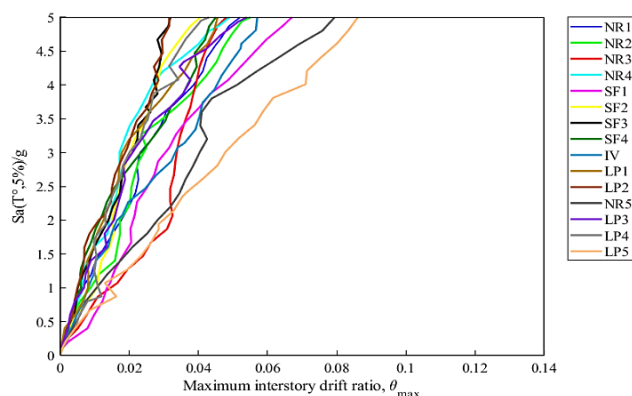


(b)

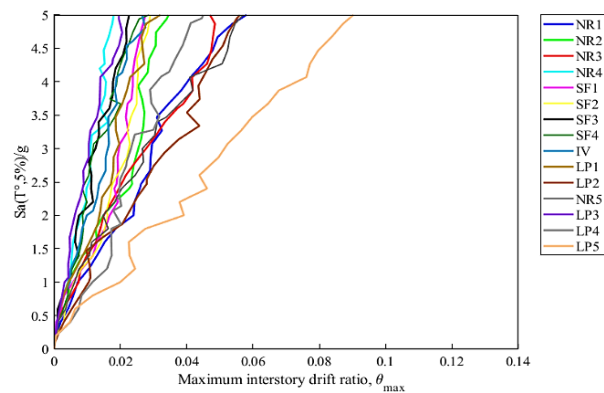
Fig. 5. IDA curves for 3 story frames, a) SW3-1, b)SW3-2

شکل ۶. منحنی‌های IDA قاب‌های ۶ طبقه، (الف) قاب SW6-1،

(ب) قاب SW6-2



(a)



(b)

Fig. 6. IDA curves for story frames, a) SW6-1, b)SW6-2

7- نتیجه گیری

۱. پارامتر سنجش میزان شدت لرزه (که در این مطالعه شتاب طیفی مود اول سازه در نظر گرفته شده است) عامل تعیین کننده ای در انعکاس صحیح رفتار رکورد شتاب زلزله اعمالی به سازه است. برای انجام یک مطالعه دقیق با تحلیل IDA لازم است معیار شدت به گونه ای انتخاب شود که به بهترین شکل رفتار شتاب نگاشت منتخب را نمایش دهد. با وجود برتری نسبی پارامتر شتاب طیفی (S_a) بر بیشینه شتاب زمین (PGA) هم چنان به نظر می رسد که این پارامتر نماینده ای کاملی از رفتار رکورد نیست.

۲. منحنی های IDA سازه های فولادی با سیستم مقاوم جانبی دیوارهای برشی بتن مسلح بیانگر این مطلب است که بطور کلی در این گونه سازه ها حتی در سطوح شدت بالا نیز نشانه ای از فرو ریزش کلی دیده نمی شود.

۳. هر چند نتایج این مطالعه بیانگر عملکرد بهتر سازه های متوسط در مقابل سازه های کوتاه و بلند است، لکن به نظر می رسد ارتفاع مناسب یک سازه با توجه مشخصات خاک محل ساخت آن و پارامترهای تشدید و میرایی میان سازه و خاک (اثر اندرکنش خاک و سازه) و محتوای فرکانسی رکوردهای شتاب مود اول در منطقه تعیین شود.

References

۸- منابع

- [1] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 2002, PP. 491-514.
- [2] Bertero, V.V., "Strength and Deformation Capacities of Buildings Under Extreme Environments", Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed), Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1977, pp. 211-215.
- [3] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., "The Incremental Dynamic Analysis and its Application to Performance Based Earthquake Engineering", 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No. 479, 2002.
- [4] Mackie, K. and Stojadinovic, B., "Relation Between Probabilistic Seismic Demand Analysis and Incremental Dynamic Analysis", 7th US National Conference on Earthquake Engineering, 2002, Boston, MA.

شکل 9. خلاصه منحنی های IDA، قاب SW3-1 و SW3-

2

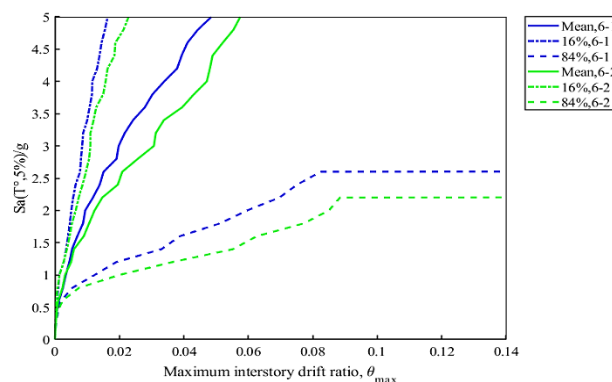


Fig. 9. IDA Curves Summary, SW3-1 and SW3-2

شکل ۱۰. خلاصه منحنی های IDA، قاب SW6-1 و SW6-2

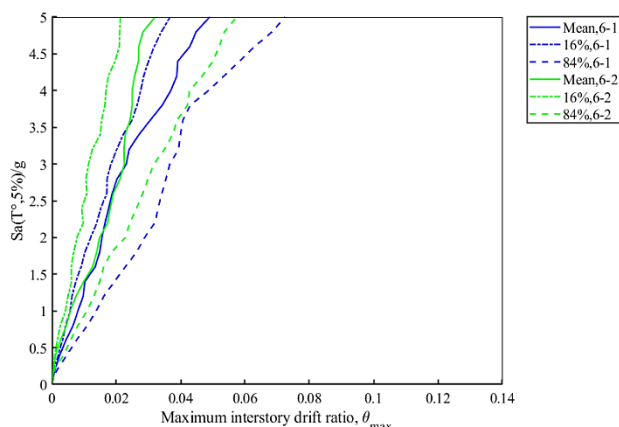


Fig. 10. IDA Curves Summary, SW6-1 and SW6-2

شکل ۱۱. خلاصه منحنی های IDA، SW9-1 و SW9-2

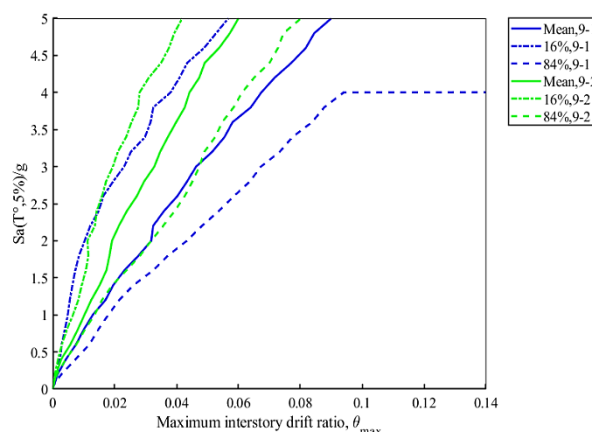


Fig. 11. IDA Curves Summary, SW9-1 and SW9-2

- [16] Bojorquez, E., Teran-gilmor, A., Ruiz, S., Reyes-Salazar, A., "Evaluation of Structural Reliability of Steel frames considering cumulative damage", The 14 World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [17] Bojorquez, E., Ruiz, S.E., and Teran-Gilmore, A., "Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts", Engineering Structures, 30(6), 2008, pp. 1745–1759.
- [18] Freddi, F., Tubaldi, E., Ragni, L., and Dall'Asta, A., "Probabilistic performance assessment of low-ductility reinforced concrete frames retrofitted with dissipative braces", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(7), 2013, pp. 993–1011.
- [18] Jalayer, F., and Cornell, C.A., "A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats", PEER Report 2003/08, University of California Berkeley, November 2003.
- [19] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., "Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics", 31(3), 2002, PP. 491-514.
- [20] Asgarian, B., Sadrinejad, A. and Alanjari, P. (2010). "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis", Journal of Constructional Steel Research, 66(2), 2010, pp. 178–190.
- [21] FEMA 273, NEHRP guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, 1996.
- [22] FEMA-355F, State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, 2000.
- [23] Iranian National Building Regulations, Six Issue, (Loads on Buildings) National Building Regulation Office, Ministry of Roads and Buildings, 2013. (in Persian)
- [24] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Buildings Design (Standard No. 2800), Fourth Edition, Building and Housing Research Center, November 2014, (in Persian)
- [25] Iranian National Building Regulations, Tenth Issue, (Design and Construction of Steel Buildings) National Building Regulation Office, Ministry of Roads and Buildings, 2013. (in Persian)
- [26] Iranian National Building Regulations, ninth Issue, (Design and Construction of Reinforced Concrete Buildings) National Building Regulation Office, Ministry of Roads and Buildings, 2013. (in Persian)
- [27] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. L., "Open System Earthquake Engineering
- [5] Jalayer, F., and Cornell, C.A., "Application of Incremental Dynamic Analysis to an RC Structure", Fib Symposium Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, 2003.
- [6] Mander, J.B., Dhakal, R.B., and Mashiko, N., "Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Bridges", 8th US National Conference on Earthquake Engineering, 2006, San Francisco, California, USA.
- [7] Han W.S. and Chopra, A.K., "Approximate Incremental Dynamic Analysis Using the Modal Pushover Analysis Procedure", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35(15), 2006, PP. 1853-1974.
- [8] Kim, T.W., Foutch, D., LaFave, J.M., and Wilcoski, J., "Performance Assessment of Reinforced Concrete Structural Walls for Seismic Loads", Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana, Illinois, Structural Research Series No. 634, May 2004.
- [9] Hamburger, R.O., and Moehle, J.P., "State of Performance-Based Engineering in the United States", Technical report, University of California, Berkeley, USA, 2002.
- [10] Uriz, P., and Mahin, S.A., "Seismic Performance Assessment of Concentrically Braced Steel Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August1-6, Paper No.1639, 2004.
- [11] Karavasilis, T.L., Bazeos, N., and Beskos, D.E., "Maximum displacement profiles for the performance based seismic design of plane steel moment resisting frames", Engineering Structures, 28(1), 2006, pp. 9–22.
- [12] Khaloo, A., and Tonekaboni, M., "Risk based seismic assessment of structures", Advances in Structural Engineering, 16(2), 2013, pp. 307–314.
- [13] Montiel, M.A., and Ruiz, S.E., "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36(13), 2007, pp. 1915–1934.
- [14] Yun, S.Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A., and Foutch, D.A. Seismic performance evaluation for steel moment frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(4), 2002, pp. 534–545.
- [15] Mansouri I., Wan Hu J., Shakeri K., Shahbazi S., Nouri B., "Assessment of Seismic Vulnerability of Steel and RC Moment Buildings Using HAZUS and Statistical Methodologies," Discrete Dynamics in Nature and Society, 2017, Article ID 2698932.

- [29] Scott, B.D., Park, R., and Priestly, M.J.N., "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, 79(1), 1982, PP. 13-27.
- [30] Terzic, V., "Force-based Element vs. Displacement-based Element", University of California, Berkeley, USA, December, 2011
- simulation", User Manual, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [28] Filippou F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.

Seismic Vulnerability Assessment of Simple Steel Buildings with RC Shear Wall

Ali Hajipour¹, Mohammad Reza Mohamadizadeh^{2*}

1- M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan, Bandar Abbas, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan, Bandar Abbas, Iran

mrz_mohamadizadeh.ac.ir

Abstract

Nowadays with development of urbanity, request for dwelling has increased extremely. In all the cases the steel structures as for the high speed of construction have a special status. Among the defect of steel buildings than concrete type is higher cost of construction. Hence, occasionally the fabricators with a view to imparting of advantage of both the construction speed and some deal decreasing providing cost of steel lateral bracing, use the steel buildings with reinforced concrete shear wall as lateral bearing system. Hence, study in the field of analysis and design of this structure system seems necessary. At present, one of the most important goals of earthquake engineers is predicting of the structures behavior versus future earthquakes. Today, it has become evident that structures designed on the basis of the existing regulations sustain extensive damages in under intense earthquakes. Thus, performance-oriented design as a method based on acceptance of expected displacement and ductility has been considered. In earthquake engineering, it is imperative to determine the capacity and the seismic demand of the structure in terms of performance. The performance assessment of nonlinear systems is a complex task requiring appropriate analytical methods suitable for modeling the behavior of the structure against the earthquake. The incremental dynamic analysis is an analytical tool which can be used to assess performance in earthquake engineering. This method is able to estimate the seismic demand and limit states of the capacity of a structure under seismic loading using suitable records scales to several levels. Utilizing this method, one can attain better understanding of the behavior of a structure from elastic to destruction conditions. In the present research, dynamic analysis of the time history and the robust software OpenSees have been employed considering the geometric nonlinear effects of materials for seven buildings having 3, 6, 9, and 12 stories and two plans. The structures under consideration are analyzed using incremental dynamic analysis and the robust Opensees software subsequent to the design phase and considering the designed sections, gravity loading characteristics and specifications and seismic parameters. Then, graphing the cluster curves and IDA quantiles the buildings under consideration are assessed. Although the results of this study indicate better performance of the moderate structures in comparison to the short and rise structures, it seems that the proper height of a structure with respect to the characteristics of the soil of its construction site and the parameters of the resonance and damping between the structure and the soil (the effect of soil and structure interaction) and the frequency content of the acceleration records of the first mode in the region. The seismic intensity estimation parameter (which is considered in this study, the first-mode spectral acceleration) is a determinant factor in reflecting the behavior of the earthquake acceleration record applied to the structure. In order to conduct a detailed study with the IDA analysis, it is necessary to select the severity criterion in a way that best describes the content of the selected accelerogram. In spite of the relative advantage of the Spectral Spectrum Parameter (S_a) on the maximum acceleration (PGA), it still seems that this parameter is not a complete representation of record content.

Keywords (Reinforced Concrete Shear wall, performance- based design, Incremental dynamic analysis, Vulnerability)