

ارزیابی احتمالاتی اثر کاهش مقاومت درون چرخه در رفتار لرزه‌ی سازه‌های با قاب خمشی فولادی با ارتفاع متوسط

غلامرضا قدرتی امیری* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

نغمه پاکدل لاهیجی (کارشناس ارشد)

پژوهشکده‌ی ساختمان و مسکن، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

احسان درویشان (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۲)
دربی ۲، شماره ۳، ص. ۳۹-۴۸

پس از زلزله‌ی نورتریج^۱ و مشاهده‌ی رفتار شکننده در اتصالات سازه‌های فولادی، مطالعات زیادی جهت بررسی اثرات کاهندگی در رفتار این اتصالات انجام شد. در نتیجه‌ی این تحقیقات، نوعی از رفتار کاهشی در چرخه‌های هیستریزیس مورد توجه بسیار پژوهشگران قرار گرفت، که کاهش مقاومت درون چرخه‌یی نام گرفت. در این تحقیق به منظور مطالعه‌ی اثر این نوع کاهش، سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه‌ی فولادی با انواع اتصالات قبل و بعد از زلزله‌ی نورتریج و اتصالات ایده‌آل در نظر گرفته شدند و پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی با استفاده از روش ارزیابی احتمالاتی، درصد قابلیت اطمینان سازه در سطوح عملکرد موردنظر محاسبه شد. نتایج حاکی از آن است که کاهش مقاومت درون چرخه، باعث کاهش قابل ملاحظه‌ی درصد قابلیت اطمینان سازه و نیز ظرفیت مقاومت سیستم در برابر ناپایداری جانبی کلی در سازه‌های مذکور می‌شود.

واژگان کلیدی: کاهش مقاومت درون چرخه‌یی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، قاب خمشی فولادی، اتصال قبل از زلزله‌ی نورتریج، ارزیابی احتمالاتی.

۱. مقدمه

به دلیل ایجاد آسیب‌های سازه‌یی و غیرسازه‌یی فراوان در زلزله‌ی نورتریج (۱۹۹۴)، تحقیقات وسیعی در زمینه‌ی اعضا، اتصالات و نیز روش‌های ارزیابی سازه‌ها انجام شده است؛ که شامل مطالعات گسترده در زمینه‌ی عملکرد لرزه‌یی سازه‌هایی با قاب خمشی فلزی، مطالعات تحلیلی بر ساختمان‌های آسیب دیده، و انجام تست‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌هایی از اتصالاتی بود که قبل از زلزله‌ی نورتریج در ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گرفتند، و منجر به بازبینی کلی آیین‌نامه‌های ساختمانی شدند.^[۱-۲] نتیجه‌ی این آزمایش‌ها و تحقیقات در سال ۲۰۰۰ در دستورالعمل‌های FEMA ۳۵۵D، FEMA ۳۵۵، FEMA-۳۵۱، FEMA-۳۵۲ و FEMA-گرددآوری شد.^[۳-۵] گروه تحقیقاتی SAC در پایان آزمایش‌ها چنین نتیجه‌گیری کردند که اتصالات قبل از زلزله‌ی نورتریج، دارای عملکرد ضعیف و رفتار شکننده تحت اثر زلزله بوده‌اند.^[۶] در پژوهشی در سال ۲۰۰۲، بر روی عملکرد قاب‌های خمشی فلزی با اتصالات قبل از زلزله‌ی نورتریج تحقیق شد.^[۷] همچنین یک روش ارزیابی عملکردی، براساس قابلیت اعتماد سازه، برای قاب‌های خمشی فلزی، با استفاده از تحلیل دینامیکی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۲/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱۰/۶، پذیرش ۱۳۹۰/۱۱/۲۹.

ghodrati@iust.ac.ir
naghmeh.pakdel@gmail.com
darvishan@iust.ac.ir

غیرخطی پیشنهاد،^[۸] و نیز در زمینه‌ی متغیرهای موجود در مکانیزم‌های شکست و مودهای خرابی در اتصالات قبل از زلزله‌ی نورتریج تحقیق شد.^[۹-۱۰] در نتیجه‌ی تحقیقات انجام شده مشخص شد که چگونگی رفتار هیستریزیس اعضا و اتصالات در محدوده‌ی غیرخطی می‌تواند تأثیر زیادی در پاسخ لرزه‌یی کلی سازه بگذارد.^[۱۱-۱۳] با بررسی‌های صورت گرفته در سال‌های اخیر نوعی از رفتار کاهشی مهم در بیشتر اتصالات شکننده‌ی قبل از زلزله‌ی نورتریج مشاهده شد، که نظر پژوهشگران را به خود جلب کرد، و کاهش مقاومت درون چرخه^۲ نام گرفت. اثرات این نوع کاهش در سازه‌های با یک درجه آزادی توسط گروه تحقیقاتی SAC-FEMA مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد که این رفتار در سازه‌های با یک درجه آزادی می‌تواند منجر به ناپایداری دینامیکی جانبی کلی سازه^۳ شود. نتیجه‌ی این تحقیقات در دستورالعمل FEMA P۴۴۰A (۲۰۰۹) منتشر شد. در نتیجه‌ی این رفتار، کاهش مقاومت در درون یک سیکل از چرخه‌ی بارگذاری رخ می‌دهد. این پدیده می‌تواند ناشی از اثرات P-Δ و نیز رفتار اعضا در محدوده‌ی غیرخطی و یا ترکیبی از آن‌ها باشد.^[۱۴] به دلیل اهمیت این نوع رفتار کاهشی و تأثیر آن بر ناپایداری دینامیکی جانبی سازه‌هایی با یک درجه آزادی، در اینجا این رفتار در سازه‌های واقعی با چند درجه آزادی

که دارای رفتار پیچیده‌تری نسبت به سازه‌های با یک درجه آزادی هستند، مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین جهت بررسی دقیق‌تر اثرات کاهش مقاومت درون چرخه از روش احتمالاتی^۴ استفاده شده است. روش احتمالاتی مورد استفاده در این تحقیق براساس پژوهشی در سال ۲۰۰۲ است که توسعه‌یافته‌ی روش به‌کاررفته در دستورالعمل FEMA-۳۵۰^[۲] است.^[۱۶،۱۵] روش تحلیل به‌کاررفته در این تحقیق تحلیل دینامیکی افزایشی^۵ است که در این روش مدل‌های ساختمانی تحت اثر چندین رکورد زلزله که هر کدام در چند سطح شدت مقیاس می‌شوند، قرار می‌گیرند. این مقیاس‌ها به تدریج افزایش می‌یابند تا اینکه سازه به حد ناپایداری دینامیکی جانبی^۶ برسد.^[۱۷] بدین ترتیب متغیرهایی مانند نیاز^۷ لرزه‌یی و ظرفیت^۸ که برای ارزیابی براساس سطح عملکرد^۹ به آن‌ها نیاز است، قابل بررسی خواهند بود.^[۱۸]

۲. روش تحقیق

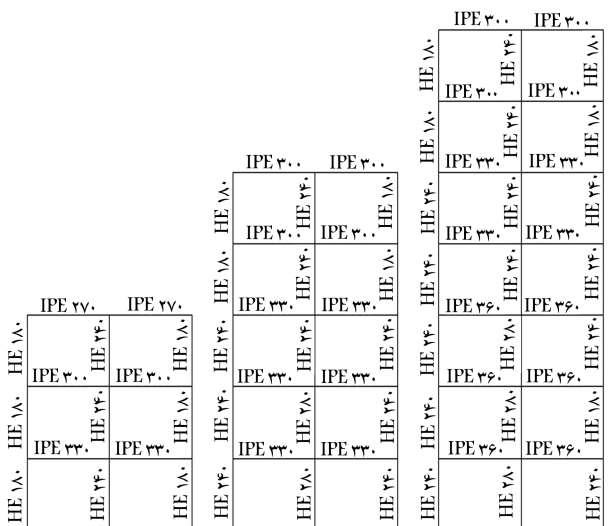
در این تحقیق، اثرات کاهش مقاومت درون چرخه‌یی در رفتار لرزه‌یی سازه‌های فولادی بررسی شده است. بدین منظور سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با قاب خمشی فولادی و ۲ دهانه به‌کار رفته است. هر یک از این قاب‌ها به‌طور جداگانه با ۶ نوع اتصال تیر به ستون جهت بررسی اثرات کاهش مقاومت درون چرخه مدل شده‌اند. تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) با نرم‌افزار Opensees^[۱۹] انجام شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی در هر یک از قاب‌ها با انواع اتصالات مربوط به قبل از زلزله‌ی نورتریج، پس از زلزله‌ی نورتریج، و اتصالات ایده‌آل (جهت مقایسه) انجام شده است و نتایج تحلیل با استفاده از روش ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها که کرنل و جلاپر به‌طور کامل مطالعه کرده‌اند،^[۱۶،۱۵] بررسی و درصد قابلیت اعتماد هر یک سازه‌ها محاسبه شده است.

۳. مشخصات طراحی

سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بوده است که شامل سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با ۲ دهانه و ارتفاع متوسط هستند. ارتفاع تمامی طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه‌ها ۴ متر است. سازه‌ها در منطقه‌یی با خاک نوع III و خطر نسبی زلزله‌ی خیلی زیاد ($A = 0.35$) مطابق با ویرایش سوم طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران واقع شده‌اند،^[۲۰] ضریب رفتار کلیه‌ی قاب‌ها (R) برابر با ۱۰ است. همچنین به‌دلیل مشابهت ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ایران با AISC، طراحی سازه‌ها با استفاده از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است.^[۲۱] برای بارگذاری ثقلی از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان^[۲۲] و بارگذاری لرزه‌یی از ویرایش دوم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. قاب‌ها در پلان و ارتفاع منظم هستند، در نتیجه قاب‌های مسطح آن‌ها به‌صورت دو بعدی مدل شده‌اند. بارمرده‌ی طبقات برابر 1100 kg/m^2 و بارزننده برابر 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده و تنش حد تسلیم فولاد به‌کاررفته 2400 kg/cm^2 است. در شکل ۱، قاب‌های مورد استفاده همراه با مقاطع مورد استفاده در آن‌ها نشان داده شده‌اند.

۴. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید با شرایط ساختگاه منطقه مطابقت داشته باشند. در این تحقیق از ۱۵ رکورد زلزله استفاده شده است که همگی بر روی خاک نوع III



شکل ۱. قاب‌های مورد استفاده در سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای تحلیل و مقاطع آن‌ها.^[۲۴]

مطابق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ثبت شده‌اند. بزرگی این زلزله‌ها براساس تحقیقات قدرتی و همکاران بین ۶ تا 7.5 و فاصله‌ی آن‌ها تا مرکز زلزله کمتر از 35 کیلومتر در نظر گرفته شده است.^[۲۳] ضمناً فاصله‌ی مرکز زلزله تا ساختگاه بیشتر از 10 کیلومتر لحاظ شده است تا از اثرات زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک اجتناب شود. در جدول ۱، مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها آورده شده است.

۵. انواع اتصالات مورد استفاده

۱.۵. ویژگی‌های اتصال مورد استفاده در سیستم قاب ساختمانی

شکل‌ناپذیر (اتصال شماره ۱)

به‌علت پراکندگی زیادی که در ظرفیت اتصالات قبل از زلزله‌ی نورتریج وجود دارد، در اینجا از ۲ نوع اتصال a و b به‌عنوان نمونه استفاده شده است. در اتصال شماره ۱، منحنی نیرو-تغییرشکل شامل کاهش مقاومت زیاد بلافاصله پس از حد تسلیم است که به یک سطح پایینی از مقاومت پس‌ماند در 15% مقاومت تسلیم (جاری شدن) و ظرفیت تغییرشکل نهایی 6% می‌رسد. شیب منفی در بخش کاهش مقاومت در اتصال نوع a برابر 43% و در اتصال نوع b برابر با 21% است (شکل‌های ۲ و ۳). این شکل‌ها نشان‌دهنده‌ی نمونه‌یی از اتصالات جوش‌شده‌ی تیر به ستون هستند، که قبل از زلزله‌ی نورتریج در قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار می‌گرفتند. این اتصالات در اثر زلزله‌ی نورتریج دچار شکست و کاهش زیاد در مقاومت جانبی شدند. نتایج آزمایش‌های انجام‌شده پس از زلزله‌ی نورتریج نیز رفتاری مشابه با رفتار فوق را نشان می‌دهد (شکل ۴).^[۱۴]

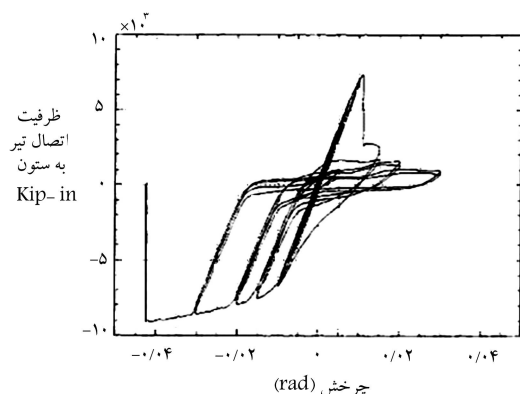
۲.۵. ویژگی‌های اتصالات مورد استفاده در سیستم قاب ساختمانی

شکل‌پذیر (اتصال شماره ۲)

در اینجا نیز از دو نوع اتصال a و b استفاده شده است که اتصال b دارای کاهش مقاومت درون چرخه‌ی کمتر و مقاومت پسماند بیشتری نسبت به اتصال a است. این اتصال شامل یک بخش افزایش مقاومت با شیب مثبت 2% سختی حد کشسان است، همچنین بخش مربوط به کاهش مقاومت دارای شیب منفی 13% در اتصال

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده. [۲۴]

ردیف	سال وقوع	نام زلزله	بزرگا	نام ایستگاه	فاصله (km)	PGA (g)
۱	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶٫۵	Delta	۳۴	۰٫۳۴
۲	۱۹۸۷	Whittier Narrows	۶	LA-Hollywood Stor FF	۲۵٫۲	۰٫۲۲۱
۳	۱۹۸۷	Whittier Narrows	۶	LA-Hollywood Stor FF	۲۵٫۲	۰٫۱۲۴
۴	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Gilroy Array #4	۱۵٫۸	۰٫۴۱۷
۵	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Gilroy Array #4	۱۶٫۱	۰٫۲۱۲
۶	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Gilroy Array #3	۱۴٫۴	۰٫۳۶۷
۷	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Hollister City Hall	۲۸٫۲	۰٫۲۱۵
۸	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶٫۵	UNAMUCSD ۶۶۱۷ Cucapah	۲۳٫۶	۰٫۳۰۹
۹	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۷٫۴	Iznik	۳۱٫۸	۰٫۱۳۶
۱۰	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۷٫۴	Iznik	۳۱٫۸	۰٫۰۹۸
۱۱	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Sunnyvale-Colton Ave	۲۸٫۸	۰٫۲۰۷
۱۲	۱۹۸۷	Superstition Hills (B)	۶٫۷	El Centro Imp. Co. Cent	۱۳٫۹	۰٫۳۵۸
۱۳	۱۹۸۷	Superstition Hills (B)	۶٫۷	El Centro Imp. Co. Cent	۱۳٫۹	۰٫۲۵۸
۱۴	۱۹۸۷	Superstition Hills (B)	۶٫۷	Westmorland Fire Sta	۱۳٫۳	۰٫۱۷۲
۱۵	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶٫۹	Agnews State Hospital	۲۸٫۲	۰٫۱۷۲

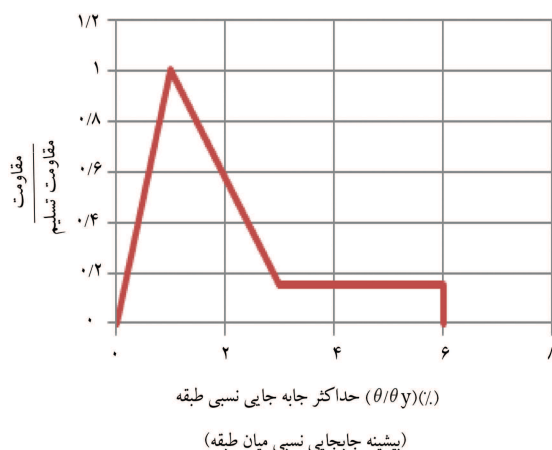


شکل ۴. رفتار هیستریزیس در آزمایش‌های انجام‌شده بر اتصالات (تیر به ستون) فولادی جوش‌شده مربوط به قبل از زلزله‌ی نورتریج. [۱۴]

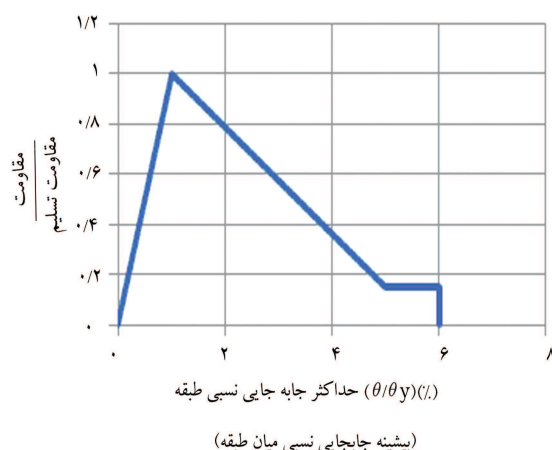
b و ۳۰٪ در اتصال a است که به ترتیب در جابجایی‌های جانبی نسبی ۴٪ شروع و ۶٪ خاتمه می‌یابد، اتصال‌های a و b به ترتیب دارای مقاومت پسماند ۴۵٪ و ۸۰٪ هستند که در نهایت در جابجایی جانبی نسبی ۸٪ به حد نهایی‌اش و مقاومت صفر می‌رسد. این نوع رفتار که در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است در قاب‌های خمشی با اتصالات RBS (اتصالانی با مقطع کاهش‌یافته‌ی تیر) مشاهده شده است که نمونه‌ی از اتصالات پس از زلزله‌ی نورتریج [۵] می‌باشند (شکل ۷).

۳.۵. ویژگی‌های اتصال ایده‌آل (اتصال شماره‌ی ۳)

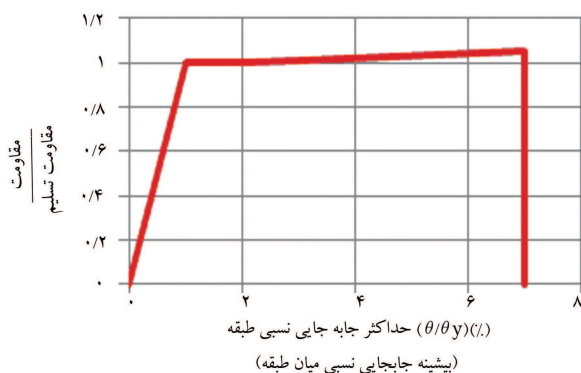
در بسیاری از مطالعات انجام‌شده در زمینه‌ی اثرات رفتار غیرخطی بر پاسخ لرزه‌ی سازه‌ها در سال‌های اخیر، فرض شده است که سازه دارای رفتار هیستریزیس کشسان-خمیری و یا ۲ خطی است، در این اتصال رفتار پس از حد جاری شدن می‌تواند خمیری کامل و سختی پس از حد جاری شدن برابر با صفر و یا دارای اندکی سخت‌شدگی باشد. این نوع اتصال جهت مدل‌سازی اتصالات بدون کاهش، مانند سازه‌هایی با قاب‌های خمشی فولادی که در آن‌ها شکست جوش و یا کمانش



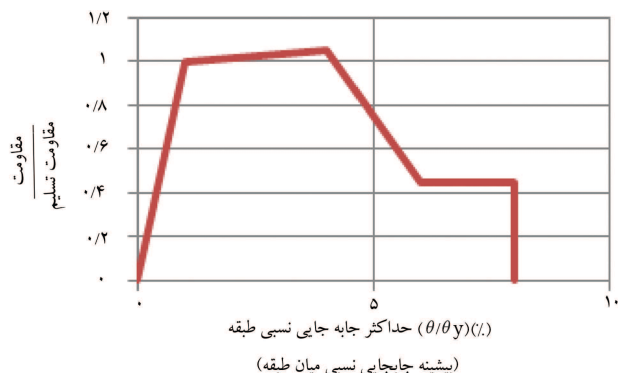
شکل ۲. منحنی نیرو-تغییر شکل برای رفتار شکل‌ناپذیر ۱a. [۲۴]



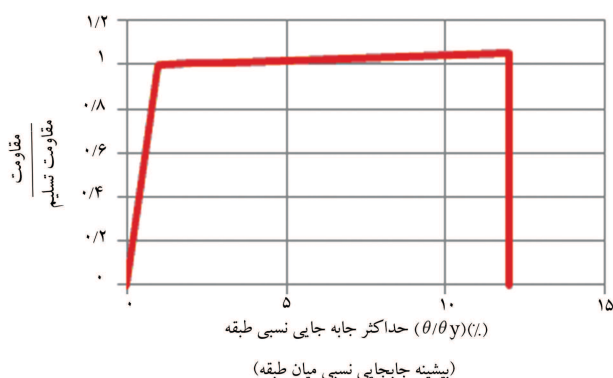
شکل ۳. منحنی نیرو-تغییر شکل برای رفتار شکل‌ناپذیر ۱b. [۲۴]



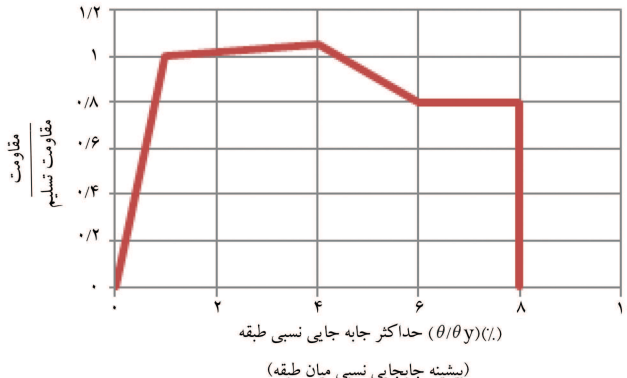
شکل ۸. منحنی نیرو-تغییر شکل اتصال ایده آل ۳a. [۲۳]



شکل ۵. منحنی نیرو-تغییر شکل اتصال شکل پذیر ۲a. [۲۴]

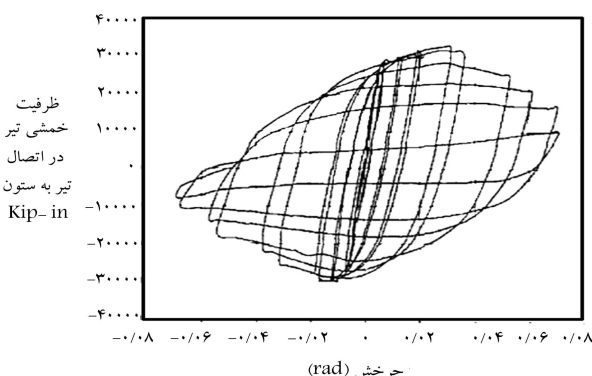


شکل ۹. منحنی نیرو-تغییر شکل اتصال ایده آل ۳b. [۲۴]



شکل ۶. منحنی نیرو-تغییر شکل اتصال شکل پذیر ۲b. [۲۴]

MinMax و Steel^{۰۱} انجام شده است. برای تعریف رفتار غیرخطی مفصل متمرکز خمیری از المان Zerolength استفاده شده است. المان ۴ pinching از دسته ۲ مقادیر برای مدل سازی رفتار غیرخطی اعضا استفاده می کند. دسته اول پوش منحنی لنگر-دوران را تعریف می کنند. مقادیر انتخاب شده در این تحقیق جهت مدل سازی کاهش مقاومت درون چرخه در اتصالات شماره ۱ و ۲ در شکل های ۲، ۳، ۵ و ۶ نشان داده شده اند. سایر پارامترها که کاهش در چرخه های هیستریزس را مدل می کنند، برابر صفر قرار داده شده اند تا اثرات کاهش سختی و بار یک شدگی لحاظ نشود. همچنین مصالح MinMax محدودی کرنشی معینی را برای اتصالات ۴ Pinching و Steel^{۰۱} تعریف می کند. با این مصالح حد ظرفیت نهایی اتصالات ناشی گسیختگی مدل شده است. مقادیر این مصالح در شکل های ۲، ۳، ۵، ۶، ۸ و ۹ با افت ناگهانی ظرفیت خمشی اتصال در انتهای منحنی های رفتاری نشان داده شده اند. مصالح Steel^{۰۱} جهت تعریف مشخصات منحنی غیرکاهنده ی لنگر-دوران اتصال ایده آل شماره ۳ تعریف شده است. پارامترهای عددی منحنی های رفتار این نوع اتصالات در شکل های ۸ و ۹ نشان داده شده اند. این تذکر لازم است که مقادیر کلیه ی اتصالات فوق براساس پیشنهاد دستورالعمل FEMA-P440A انتخاب شده اند. با توجه به اینکه تغییر شکل های غیرکشیان چشمه ی اتصال می تواند در پاسخ جابجایی سازه مؤثر باشد، در مدل سازی از اثر چشمه ی اتصال صرف نظر شده است.



شکل ۷. رفتار هیستریزس در آزمایش های انجام شده بر اتصالات خمشی RBS. [۱۴]

بال رخ نمی دهد، استفاده می شود. [۲۵] منحنی نیرو-تغییر شکل این اتصال، در شکل های ۸ و ۹ نشان داده شده است. تفاوت اصلی ۲ اتصال نشان داده شده در شکل های مذکور در ظرفیت تغییر شکل نهایی آن هاست. ظرفیت نهایی دورانی در اتصال a، ۷ برابر و در اتصال b، ۱۲ برابر چرخش حد تسلیم است.

۶. مدل سازی نرم افزاری

جهت مدل سازی رفتار غیرخطی کاهش مقاومت درون چرخه از مفصل هایی در دو سر انتهای تیرها استفاده شده است. رفتار تیر بین این مفصل ها کشیان تعریف شده و اثر تغییر شکل های ثانویه ی P-Δ نیز در تحلیل ها در نظر گرفته شده است. مدل سازی اتصالات در برنامه ی OpenSees [۱۹] با استفاده از مصالح ۴ Pinching،

۷. ارزیابی احتمالاتی سازه ها

به دلیل وجود عدم قطعیت های فراوانی که در طی یک رویداد لرزه ای بر رفتار سازه ها مؤثر است، روش ارزیابی احتمالاتی سازه ها شکل گرفت. در این روش، اهداف

در این رابطه، مقادیر a و b را می‌توان از طریق مختصات ۲ نقطه در منحنی میانه‌ی شتاب طیفی برحسب بیشترین جابجایی جانبی نسبی میان‌طبقه محاسبه کرد. $\eta_D(x)$ میانه‌ی جابجایی جانبی نسبی میان‌طبقه و x_a میانه‌ی شتاب طیفی است.

۳.۷. مراحل محاسبه‌ی سطح اطمینان کلی سازه با توجه به سطح عملکرد انتخاب‌شده

محاسبه‌ی سطحی از اطمینان برای احتمال مجاز P_0 برای یک سازه‌ی طراحی شده شامل این مراحل است: [۱۹]

- محاسبه‌ی نیاز لرزه‌ی ضریب‌دار $(D.\gamma)$ برای احتمال مجاز P_0 (رابطه‌ی ۳) و همچنین ظرفیت ضریب‌دار سازه (رابطه‌ی ۴):

$$D.\gamma = \eta_{D|S_a}(S_a^{P_0}).e^{\frac{1}{\gamma} \frac{k}{b} \beta_{D|S_a}^2} \quad (3)$$

$$C.\phi = \eta_c.e^{-\frac{1}{\gamma} \frac{k}{b} \beta_c^2} \quad (4)$$

در این روابط، $\eta_{D|S_a}(S_a^{P_0})$ میانه‌ی نیاز لرزه‌ی سازه به ازای شتاب طیفی با احتمال مجاز P_0 و $\beta_{D|S_a}$ انحراف معیار لگاریتم مقادیر مربوط به نیاز لرزه‌ی سازه به ازای احتمال مجاز P_0 ، η_c میانه‌ی ظرفیت سازه، β_c انحراف معیار لگاریتم مقادیر مربوط به ظرفیت سازه که با توجه به هر شتاب‌نگاشت محاسبه شده است و $S_a^{P_0}$ شتاب طیفی با احتمال مجاز P_0 است. احتمال مجاز P_0 با توجه به سطح عملکرد انتخاب‌شده تعیین می‌شود.

شتاب طیفی سازه $S_a^{P_0}$ با توجه به احتمال مجاز P_0 با استفاده از منحنی خطر مربوط متناسب با منطقه‌ی موردنظر تعیین می‌شود (رابطه‌ی ۵):

$$F.D/F.C = \frac{D.\gamma}{C.\phi} \quad (5)$$

- محاسبه‌ی پارامتر مربوط به کل عدم قطعیت ناشی از β_{UT} (عدم قطعیت ناشی از کمبود اطلاعات) رابطه‌ی ۶:

$$\beta_{UT} = \sqrt{\beta_{UC}^2 + \beta_{UD}^2} \quad (6)$$

که در آن، β_{UC} عدم قطعیت ذاتی در محاسبه‌ی ظرفیت سازه، β_{UD} عدم قطعیت ذاتی در محاسبه‌ی نیاز لرزه‌ی سازه، و β_{UT} کل عدم قطعیت‌های ذاتی در محاسبه‌ی نیاز لرزه‌ی و ظرفیت سازه هستند.

- حل رابطه‌ی ۷ و محاسبه‌ی متغیر k_x :

$$\frac{F.D.(P_0)}{F.C.} = e^{-k_x.\beta_{UT}} \quad (7)$$

- محاسبه‌ی سطح اطمینان x برای سازه‌ی طراحی‌شده (رابطه‌ی ۸):

$$x = \phi(k_x) \quad (8)$$

سطح اطمینان x با استفاده از جدول توزیع نرمال به‌دست می‌آید.

در شکل‌های ۱۱ تا ۲۳ نمونه‌ی از منحنی‌های IDA با ۱۵ رکورد زلزله برای سازه‌ی ۳ طبقه و منحنی‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ برای سازه‌های ۳ و ۵ طبقه با انواع اتصالات مورد استفاده نشان داده شده‌اند. نقاط سبز رنگ روی منحنی‌های IDA، در شکل ۱۳ نقاط ظرفیت سازه مربوط به سطح خطر CP و نقاط قرمز رنگ، نقاط ظرفیت سازه مربوط به سطح خطر IO هستند.

عملکردی با عنوان «احتمال تجاوز نیاز لرزه‌ی از یک حد معین ظرفیتی» برای سازه‌ی موردنظر بیان می‌شوند. [۲] در اینجا، نیاز لرزه‌ی بیشترین جابجایی جانبی نسبی میان‌طبقه در بین تمام طبقات ساختمان در نظر گرفته شده است که با توجه به شتاب طیفی مود اول سازه و سطح خطر در نظر گرفته‌شده در منحنی‌های IDA محاسبه می‌شود. ظرفیت دینامیکی جانبی کلی در روش تحلیل دینامیکی افزایشی IDA برای رکوردهای مختلف اعمال شده به سازه براساس کمینه‌ی مقدار، بیشترین جابجایی جانبی میان‌طبقه ۱۰٪ و نقطه‌ی روی منحنی که شیب منحنی برابر با ۲۰٪ شیب حد کشسان باشد، محاسبه و ظرفیت نظیر سطح عملکرد (IO) برابر با بیشترین جابجایی جانبی میان‌طبقه ۲٪ در نظر گرفته شده است. [۶] عدم قطعیت می‌تواند ناشی از اتفاقی بودن داده‌ها^{۱۰} مانند به‌کارگیری رکوردهای مختلف در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و یا ناشی از کمبود اطلاعات^{۱۱} مانند مدل‌سازی سیستم‌های سازه‌ی، مقدار دقیق پارامترهای فیزیکی هستند. [۱۹، ۱۵، ۱۲]

۱.۷. منحنی خطر طیفی

منحنی خطر طیفی، میانه‌ی نرخ تجاوز سالانه از یک شتاب طیفی خاص را برای یک دوره‌ی تناوب و نسبت میرایی خاص فراهم می‌کند. براساس تحقیقات انجام‌شده با استفاده از یک رابطه‌ی توانی نیز می‌توان به صورت تقریبی این منحنی‌ها را در منطقه‌ی موردنظر تقریب زد (رابطه‌ی ۱): [۲۳]

$$H_{S_a}(S_a) = P[S_a \geq x] = k_0 x^{-k} \quad (1)$$

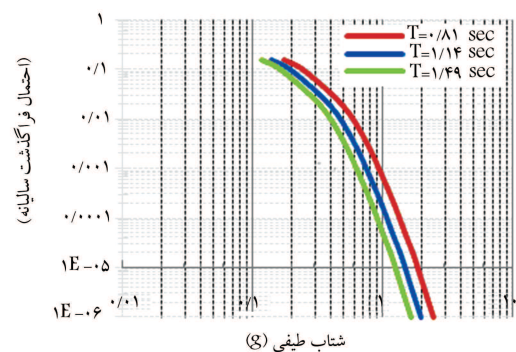
در این رابطه، K و k_0 پارامترهای تعیین‌کننده‌ی شکل منحنی خطر هستند، معمولاً جهت محاسبه‌ی این پارامترها ۲ نقطه‌ی متناظر با احتمال فراگذشت ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه در نظر گرفته می‌شود. x ، شتاب طیفی رکورد زلزله و S_a شتاب طیفی در رویدادهای لرزه‌ی آینده هستند. منحنی‌های خطر لرزه‌ی مورد استفاده برای قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با دوره‌های تناوب نوسان ۰/۸۱، ۰/۱۴ و ۱/۵۹ ثانیه در شکل ۱۰ نشان داده شده‌اند.

۲.۷. رابطه‌ی بین میانه‌ی شتاب طیفی و میانه‌ی جابجایی جانبی

نسبی میان‌طبقه در روش ارزیابی احتمالاتی

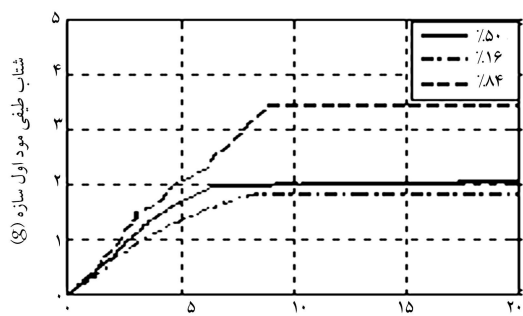
همانند روش به‌کاررفته در مورد منحنی خطر، در اینجا نیز می‌توان رابطه‌ی بین میانه‌ی شتاب طیفی و میانه‌ی جابجایی جانبی نسبی میان‌طبقه تعریف کرد (رابطه‌ی ۲): [۱۵]

$$\eta_D(x) = a.x_a^b \quad (2)$$

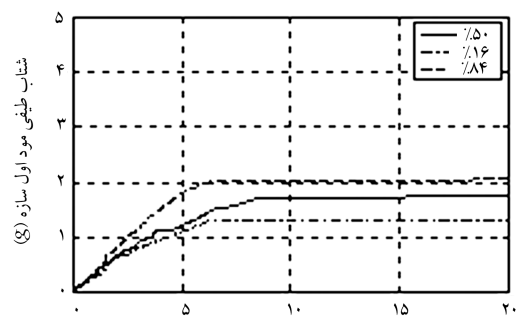


شتاب طیفی (g)

شکل ۱۰. منحنی خطر طیفی برای خاک نوع III. [۲۳]



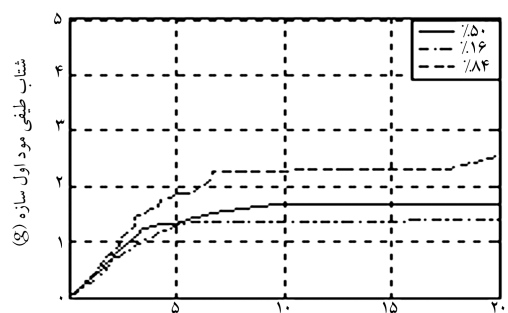
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)



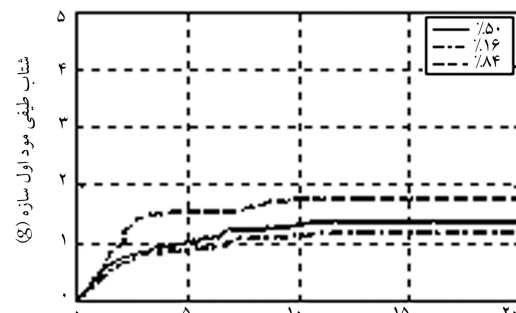
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۱۵. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۲b.

شکل ۱۱. منحنی‌های IDA مربوط به ۱۵ رکورد برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۱b.



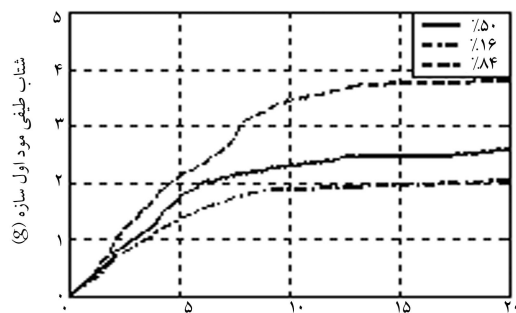
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)



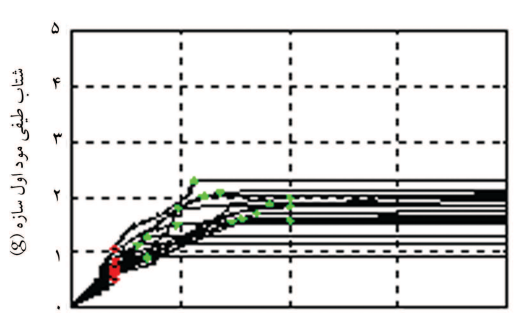
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۱۶. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۳a.

شکل ۱۲. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۱a.



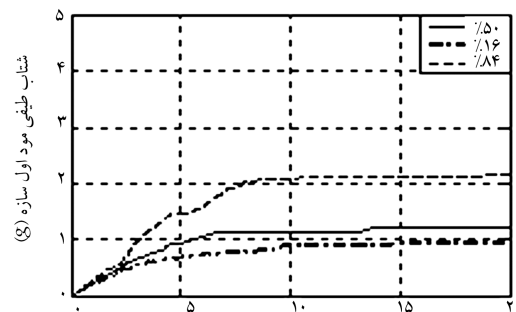
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)



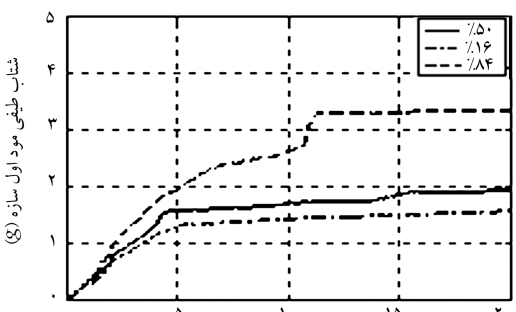
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۱۷. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۳b.

شکل ۱۳. منحنی‌های IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۱b.



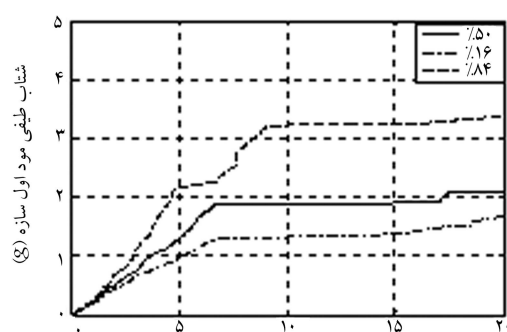
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)



بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

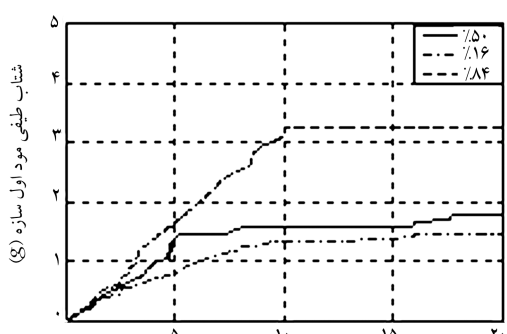
شکل ۱۸. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۱a.

شکل ۱۴. منحنی‌های ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۳ طبقه با اتصال ۲a.



بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۲۲. منحنی‌های ۵.۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۳a.



بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

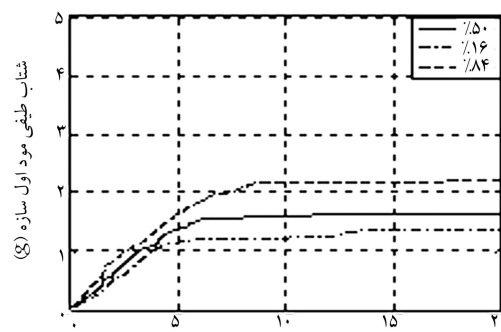
شکل ۲۳. منحنی‌های ۵.۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۳b.

مرحله‌ی است که سازه وارد بخش ناپایداری دینامیکی جانبی می‌شود. با مقایسه‌ی منحنی‌ها مشاهده می‌شود که هر چه درجه میزان کاهش مقاومت درون چرخه بیشتر باشد، سازه زودتر به ناپایداری دینامیکی جانبی کلی می‌رسد.

۴.۷. نتایج عددی و محاسبات مربوط به قابلیت اطمینان سازه

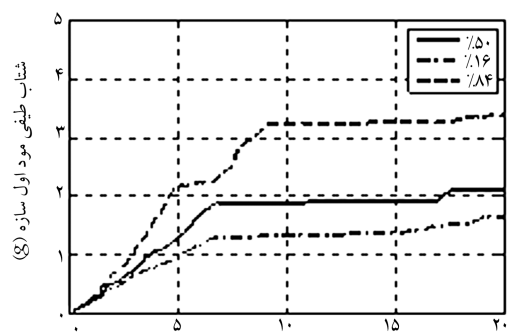
در جدول ۲ مقادیر مورد نیاز جهت محاسبه‌ی سطح اطمینان کلی سازه‌ها برای سطوح خطر ۵.۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه و نیز مقدار سطح اطمینان کلی سازه محاسبه شده‌اند. که در آن مقدار قابلیت اطمینان سازه (سطح اطمینان کلی سازه)، ضریب نیاز لرزه‌ی سازه و ϕ ضریب ظرفیت سازه است. β_{TC} بنا به توصیه‌ی FEMA۳۵۰ برابر با ۰/۲ در نظر گرفته شده است.

با توجه به جدول ۲ مشاهده می‌شود که کاهش مقاومت درون چرخه باعث کاهش قابل ملاحظه‌ی درصد قابلیت اطمینان سازه می‌شود، برای مثال در سازه‌ی ۳ طبقه با اتصالات ۱a که دارای کاهش مقاومت درون چرخه‌ی بیشتری نسبت به اتصال ۲a است، درصد قابلیت اعتماد سازه برابر با ۲۰٪ است و نسبت به اتصال ۲a به میزان ۶۴٪ کاهش یافته است، بنابراین مشاهده می‌شود که هر میزان کاهش مقاومت درون چرخه در اتصالات تیر به ستون افزایش می‌یابد، قابلیت اطمینان سازه کاهش بیشتری از خود نشان می‌دهد.



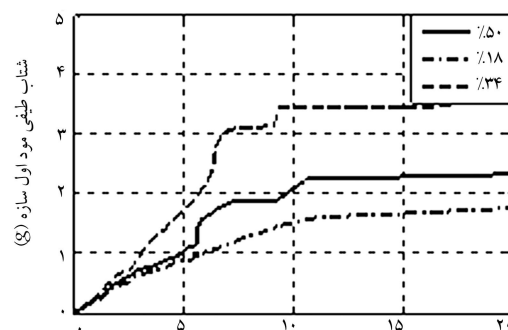
بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۱۹. منحنی‌های ۵.۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۱b.



بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۲۰. منحنی‌های ۵.۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۲a.



بیشینه جابجایی جانبی نسبی میان طبقه (%)

شکل ۲۱. منحنی‌های ۵.۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ IDA برای سازه‌ی ۵ طبقه با اتصال ۲b.

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، در این تحقیق ۶ نمونه‌ی اتصال ۱a، ۱b، ۲a، ۲b، ۳a و ۳b در نظر گرفته شده و سپس تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بر روی هریک از سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه انجام شده است. نتایج منحنی‌ها در سازه‌های ۷ طبقه مشابه با نتایج سازه‌های ۳ و ۵ طبقه هستند که در این تحقیق نشان داده نشده‌اند.

در منحنی‌های IDA به وضوح می‌توان عدم قطعیت ناشی از پراکندگی در اعداد مربوط به نیاز لرزه‌ی و ظرفیت سازه را به دلیل وجود اعداد مختلف در رکوردهای مختلف زلزله مشاهده کرد. بخش افقی منحنی‌های IDA مربوط به

جدول ۲. محاسبه‌ی درصد قابلیت اطمینان سازه‌ها برای سطح خطر ۵۰٪ و ۲۰٪.

C.L	F.D/F.C	C	D	ϕ	γ	β_{UT}	β_{UC}	β_{RC}	β_{UD}	β_{RD}	b	k	قاب
۵۰٪													
۰٫۷۱	۰٫۸۹	۲٫۰	۱٫۶۱	۰٫۹۲	۱٫۰۲	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۲	۰٫۰۹	۰٫۹۶	۴٫۱۹	۳ طبقه ۲a
۰٫۷۴	۰٫۸۷	۲٫۰	۱٫۵۲	۰٫۹۲	۱٫۰۶	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۶	۱٫۰	۴٫۱۹	۳ طبقه ۲b
۰٫۷۱	۰٫۸۹	۲٫۰	۱٫۶۱	۰٫۹۲	۱٫۰۲	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۲	۰٫۰۹	۰٫۹۶	۴٫۱۹	۳ طبقه ۱a
۰٫۷۱	۰٫۸۹	۲٫۰	۱٫۶۱	۰٫۹۲	۱٫۰۲	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۲	۰٫۰۹	۰٫۹۶	۴٫۱۹	۳ طبقه ۱b
۰٫۷۶	۰٫۸۷	۲٫۰	۱٫۵۷	۰٫۹۳	۱٫۰۳	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۳	۰٫۱۲	۱٫۱۲	۴٫۱۹	۳ طبقه ۳a
۰٫۷۹	۰٫۸۲	۲٫۰	۱٫۶۱	۰٫۹	۱٫۰۳	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۲	۰٫۱	۰٫۷۷	۴٫۱۹	۳ طبقه ۳b
۰٫۳۸	۱٫۰۶	۲٫۰	۱٫۷۱	۰٫۸۴	۱٫۰۵	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۳	۰٫۱	۰٫۴۸	۴٫۱	۵ طبقه ۲a
۰٫۳۸	۱٫۰۶	۲٫۰	۱٫۷۱	۰٫۸۴	۱٫۰۵	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۳	۰٫۱	۰٫۴۷	۴٫۱	۵ طبقه ۲b
۰٫۳۷	۱٫۰۷	۲٫۰	۱٫۹۴	۰٫۹۶	۱٫۰۴	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۵	۱٫۳۷	۴٫۱	۵ طبقه ۱a
۰٫۴	۰٫۹۴	۲٫۰۰	۱٫۷۱	۰٫۹۶	۱٫۰۶	۰٫۲۱	۰٫۲	۰	۰٫۰۶	۰٫۲۳	۱٫۹۶	۴٫۱	۵ طبقه ۱b
۰٫۴۵	۱٫۰۲	۲٫۰	۱٫۶۵	۰٫۸۶	۱٫۰۷	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۳	۰٫۱۲	۰٫۵۴	۴٫۱۹	۵ طبقه ۳a
۰٫۴۵	۱٫۰۲	۲٫۰	۱٫۶۵	۰٫۸۶	۱٫۰۷	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۳	۰٫۱۲	۰٫۵۴	۴٫۱۹	۵ طبقه ۳b
۰٫۳۲	۱٫۱	۲٫۰	۱٫۸۹	۰٫۹	۱٫۰۵	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۴	۰٫۸۲	۴٫۱۹	۷ طبقه ۲a
۰٫۳۲	۱٫۱	۲٫۰	۱٫۸۹	۰٫۹	۱٫۰۵	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۴	۰٫۸۲	۴٫۱۹	۷ طبقه ۲b
۰٫۱	۱٫۳	۲٫۰	۲٫۱۶	۰٫۸۹	۱٫۰۴	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۵	۰٫۷۲	۴٫۱۹	۷ طبقه ۱a
۰٫۱	۱٫۳	۲٫۰	۲٫۱۶	۰٫۸۹	۱٫۰۷	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۵	۰٫۷۲	۴٫۱۹	۷ طبقه ۱b
۰٫۴۲	۱٫۰۴	۲٫۰	۱٫۸۸	۰٫۹۴	۱٫۰۴	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۵	۱٫۲۵	۴٫۱۹	۷ طبقه ۳a
۰٫۴۲	۱٫۰۴	۲٫۰	۱٫۸۸	۰٫۹۴	۱٫۰۴	۰٫۲	۰٫۲	۰	۰٫۰۴	۰٫۱۵	۱٫۲۵	۴٫۱۹	۷ طبقه ۳b
۲۰٪													
۰٫۸۴	۰٫۸	۶٫۸۷	۵٫۲۷	۰٫۸۷	۱٫۲	۰٫۲۲	۰٫۲	۰٫۲۴	۰٫۰۹	۰٫۳۵	۱٫۴۶	۴٫۱۹	۳ طبقه ۲a
۰٫۹۸	۰٫۳۹	۷٫۷۸	۳٫۳۱	۰٫۷۴	۱٫۲۴	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۱۷	۰٫۰۶	۰٫۲۱	۰٫۴۸	۴٫۱۹	۳ طبقه ۲b
۰٫۲	۱٫۲۹	۱۰٫۰	۱۰٫۷۲	۰٫۹۴	۱٫۲۹	۰٫۳	۰٫۲	۰٫۴۲	۰٫۲۳	۰٫۸۹	۶٫۹۴	۴٫۱۹	۳ طبقه ۱a
۰٫۶۹	۰٫۸۸	۶٫۸۱	۵٫۵۳	۰٫۹	۱٫۲	۰٫۲۶	۰٫۲	۰٫۴۶	۰٫۱۷	۰٫۶۵	۱٫۲۴	۴٫۱۹	۳ طبقه ۱b
۰٫۹۹	۰٫۴۵	۱۰	۳٫۱۶	۰٫۷۷	۱٫۰۸	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۳۵	۰٫۰۶	۰٫۲۲	۱٫۲۸	۴٫۱۹	۳ طبقه ۳a
۰٫۹۹	۰٫۳۷	۱۰	۳٫۱۶	۰٫۹۳	۱٫۰۸	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۰۷	۰٫۰۶	۰٫۲۲	۱٫۲۸	۴٫۱۹	۳ طبقه ۳b
۰٫۹۹	۰٫۴۲	۱۰	۳٫۶۵	۰٫۹۱	۱٫۰۵	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۲۶	۰٫۰۶	۰٫۲۴	۲٫۳۵	۴٫۱۰	۵ طبقه ۲a
۰٫۹۹	۰٫۵	۱۰	۴٫۰۱	۰٫۹۳	۱٫۱۶	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۰۲	۰٫۰۷	۰٫۲۷	۱٫۰۸	۴٫۱۰	۵ طبقه ۲b
۰٫۱۹	۱٫۲۴	۶٫۸۳	۴٫۲۳	۰٫۸	۱٫۵۹	۰٫۲۴	۰٫۲	۰٫۳۴	۰٫۱۴	۰٫۵۴	۱٫۳۸	۴٫۱۰	۵ طبقه ۱a
۰٫۲۴	۱٫۱۶	۱۰	۳٫۶۶	۰٫۶۳	۱٫۹۹	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۱	۰٫۰۷	۰٫۲۶	۰٫۲۲	۴٫۱۰	۵ طبقه ۱b
۰٫۹۹	۰٫۴۹	۱۰	۳٫۲۴	۰٫۷۸	۱٫۱۸	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۱۹	۰٫۰۶	۰٫۲۲	۰٫۶۳	۴٫۱۹	۵ طبقه ۳a
۰٫۹۹	۰٫۴۴	۱۰٫۰۰	۳٫۲۴	۰٫۸۸	۱٫۱۸	۰٫۲۱	۰٫۲	۰	۰٫۰۶	۰٫۲۲	۰٫۶۳	۴٫۱۹	۵ طبقه ۳b
۰٫۸۱	۰٫۸۳	۹٫۳۴	۲٫۹۱	۰٫۶	۱٫۵۹	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۱۹	۰٫۰۷	۰٫۲۵	۰٫۳۱	۴٫۱۹	۷ طبقه ۲a
۰٫۹۶	۰٫۶۹	۷٫۶۱	۳٫۶۴	۰٫۷۷	۱٫۱۲	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۳	۰٫۰۶	۰٫۲۳	۱٫۰۴	۴٫۱۹	۷ طبقه ۲b
۰٫۴۷	۱٫۰۱	۱۰	۴٫۰۵	۰٫۶۸	۱٫۷۰	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۰۹	۰٫۰۶	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۴٫۱۹	۷ طبقه ۱a
۰٫۹۹	۰٫۴۹	۱۰	۴٫۲۸	۰٫۹۲	۱٫۰۶	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۲۴	۰٫۰۶	۰٫۲۴	۲٫۴۲	۴٫۱۹	۷ طبقه ۱b
۰٫۹۹	۰٫۴۸	۹٫۵۶	۳٫۱۱	۰٫۸۳	۱٫۲۳	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۱۱	۰٫۰۶	۰٫۲۴	۰٫۶۱	۴٫۱۹	۷ طبقه ۳a
۰٫۹۹	۰٫۴۵	۱۰	۳٫۱۱	۰٫۸۵	۱٫۲۳	۰٫۲۱	۰٫۲	۰٫۰۸	۰٫۰۶	۰٫۲۴	۰٫۶۱	۴٫۱۹	۷ طبقه ۳b

۸. نتیجه گیری

پس از انجام محاسبات احتمالاتی مشاهده شد که مقدار قابلیت اطمینان سازه‌هایی با اتصال شماره ۲ (مربوط به اتصالات با مقطع کاهش یافته) به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از سازه‌های با اتصالات شماره ۱ (اتصالات شکل‌ناپذیر - اتصالات قبل از زلزله‌ی نورتریج) هستند، مقدار قابلیت اطمینان این قاب‌ها برای سطح عملکرد CP بین ۸۱٪ تا ۹۸٪ متغیر است که می‌توان گفت به احتمال بسیار زیاد سطح عملکرد موردنظر را برآورده می‌کند. در مورد قاب‌هایی با اتصالات شکل‌ناپذیر (اتصال شماره ۱) قابلیت اطمینان سازه بسیار کاهش یافته و مقدار قابلیت اطمینان سازه در مورد سازه‌های ۳ طبقه با اتصالات ۱a و ۱b به ترتیب برابر با ۲۰٪ و ۶۹٪ و در مورد سازه‌های ۵ طبقه ۱۹٪ و ۲۴٪، و ۷ طبقه برابر با ۴۷٪ و ۵۳٪ است که می‌توان گفت احتمال برآورده شدن سطح عملکرد CP کم است.

در مورد سازه‌های با اتصالات بدون کاهش، قابلیت اطمینان در حدود ۹۹٪ بود که بیانگر این است که به احتمال بسیار زیاد سطح عملکرد موردنظر برآورده می‌شود. همچنین با توجه به منحنی‌های IDA می‌توان نتیجه گرفت که پاسخ دینامیکی غیرخطی یک سیستم به مشخصه‌های منحنی نیرو - جابجایی سیستم موردنظر بستگی دارد و رفتار پس از حد جاری شدن و شروع کاهش، به طور قابل ملاحظه‌ای بر کاهش مقاومت درون چرخه و همچنین ظرفیت مقاومت در برابر خرابی کلی سیستم مؤثر است.

با توجه به این مهم که مقاومت حد نهایی سیستم‌ها به مشخصه‌های نیرو - تغییرشکل اتصالات وابسته است، بنابراین می‌توان گفت که با بهسازی اتصالات در قاب‌های خمشی فولادی می‌توان به مقدار قابل ملاحظه‌ای مقاومت، شکل‌پذیری سیستم را افزایش داد و از ناپایداری کلی سیستم در برابر بارهای جانبی زلزله جلوگیری کرد.

پانوشته‌ها

1. Northridge
2. in-cycle strength degradation
3. collapse
4. probability-based seismic design
5. incremental dynamic analysis
6. dynamic instability
7. demand
8. capacity
9. performance-based earthquake engineering (PBEE)
10. aleatory uncertainty
11. epistemic uncertainty

منابع (References)

1. FEMA-267, *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (1995).
2. FEMA-352, *Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Building*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
3. FEMA-350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
4. FEMA-351, *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
5. FEMA-355D, *State of the Art Report on Connection Performance*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
6. FEMA-355F, *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
7. Lee, K. and Foutch, D.A. "Seismic performance evaluation of pre-northridge steel frame buildings with brittle connections", *J. of Structural Eng.*, **128**(4), pp. 546-555 (April 2002).
8. Foutch, D.A. and Yun, S. "Modeling of steel moment frames for seismic loads", *J. of Constructional Steel Research*, **58**, pp. 529-564 (2002).
9. Roeder C.W. "Connection performance for seismic design of steel moment frames", *J. of Structural Eng.*, **128**(4), pp. 517-525 (April 2002).

10. Roeder, C.W., *State of the Art Report on Connection performance*, SAC Joint Venture (2000).
11. Medina, R. and Krawinkler, H. "Influence of hysteretic behavior on the nonlinear response of frame structures", *13th World Conf. on Earthquake Eng.*, Vancouver, Canada (2004).
12. Sivaselvan, M. and Reinhorn, A. "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures", *J. of Eng. Mechanics*, **126**(6), pp. 633-640 (2000).
13. Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. "Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake ground motions", *Second World Conf. on Earthquake Engineering*, **II**, Tokyo and Kyoto, Japan, pp. 895-912 (1960).
14. Fema p440A, *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2009).
15. Jalayer, F. and Cornell A. "A technical framework for probability-based demand and capacity factor $\sim$ DCFD seismic formats", RMS Technical Rep. No. 43 to the PEER Center, Dept. of Civil and Environmental Eng., Stanford University, California (2002).
16. Cornell, C.A., Vamvatsikos, D. and Jalayer, F. "Seismic reliability of steel frames", Stanford University (2000).
17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
18. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", *12th European Conf. on Earthquake Eng.*, p. 479 (2002).
19. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. and Jeremic, B., *OpenSees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Eng. Research (PEER) Center (2005).
20. Building and Housing Research center Iranian Seismic code (standard No.2800). 3rd. Edition (IN Persain)(2005).
21. Iranian National Building code. No 10, Steel structure design (In Persain)(2005).
22. Iranian National Building code. No.6.Loading guideline (In Persain)(2005).
23. Ghodrati Amiri, G., Motamed, R. and Rabet Es-Haghi, H. "Seismic hazard assessment of metropolitan Tehran, Iran", *J. of Earthquake Eng.*, **7**(3), pp. 347-372 (2003).
24. Pakdel Lahiji, N. "Assessment of In-cycle strength degradation on seismic behavior of structures with probabilistic approach" M.sc. Dissertation, Faculty of Building and Housing Research center (BHRC), (In Persain)(2010).
25. Berg, G.V. and Da Deppo, D.A. "Dynamic analysis of elastoplastic structures", *Proc. American Society of Civil Engineers*, **86**(2), pp. 35-58 (1960).
26. Medina, R. "Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions", Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Eng., Stanford University (2002).

PROBABILISTIC ASSESSMENT OF THE EFFECT OF IN-CYCLE STRENGTH DEGRADATION ON SEISMIC BEHAVIOR ON MID-RISE STEEL MOMENT FRAMES

G. Ghodrati Amiri(corresponding author)

ghodrati@iust.ac.ir

School of Civil Engineering
Iran University of Science and Technology

N. Pakdel Lahiji

naghmeh.pakdel@gmail.com

Faculty of Building and Housing Building
and Housing Research Center (BHRC)

E. Darvishan

darvishan@iust.ac.ir

School of Civil Engineering
Iran University of Science and Technology

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 3, Page 39-48, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 20 May 2011; received in revised form 27 Desember 2011; accepted 18 February 2012.

Abstract

For many years, providing sufficient strength for buildings, whilst trying to prevent collapse, was the most important purpose behind seismic codes. After the Northridge earthquake (1994) and the amount of damage due to brittle behavior in steel structure connections, many studies about degrading effects have been undertaken. One of the most important degrading behaviors was in-cycle strength degradation. In recent years, many researchers have focused on in-cycle strength degradation in hysteresis cycles. In this phenomenon, degradation occurs in the same cycle of loading. Recent investigations done by FEMA-P440A, have shown that the effects of in-cycle strength degradation can be critical in determining the possibility of lateral dynamic instability in Single Degree Of Freedom (SDOF) systems. Multi degree of freedom (MDOF) systems have more complicated behavior than SDOF systems. In this research, in order to study the effects of such kinds of degradation, 3, 5 and 7 story steel moment frame buildings with three types of connection (Pre-Northridge, Post-Northridge and Elastic-Perfectly-Plastic), have been modeled. In order to have a more precise study, a probabilistic seismic design approach has been used and, then, the reliability of structures at pre-defined confidence levels have been calculated. By performing Incremental Dynamic Analysis (IDA), the required parameters in the probabilistic approach, such as demand and capacity, have been calculated. Results of this study have shown that in-cycle strength degradation can greatly increase the likelihood of global dynamic instability and decrease the reliability of mid-rise steel moment frame structures.

bility of structures at pre-defined confidence levels have been calculated. By performing Incremental Dynamic Analysis (IDA), the required parameters in the probabilistic approach, such as demand and capacity, have been calculated. Results of this study have shown that in-cycle strength degradation can greatly increase the likelihood of global dynamic instability and decrease the reliability of mid-rise steel moment frame structures.

Key Words: In-cycle strength degradation, incremental dynamic analysis, steel moment frame, pre-Northridge connection, probabilistic approach.