

# استخراج پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دوگانه متناسب با تقاضاهای لرزه‌ای در ستون‌های قاب‌های خمشی و ارزیابی رفتار چرخه‌ای این اعضا

مجتبی فرهی<sup>۱</sup>، سعید عرفانی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکترای مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی امیرکبیر،

۲- استادیار، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

sderfani@aut.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۸/۱۳]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۳/۲]

**چکیده:** وقوع یک رخداد لرزه‌ای موجب ایجاد هم‌زمان دو اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌های یک قاب خمشی می‌شود. بررسی ماهیت و بزرگای این آثار در این اعضا هدف اولیه این پژوهش است. نکته غیر قابل گذشت در این میان، اثر هم‌زمان این دو تقاضای لرزه‌ای و نیز ماهیت ارتعاشی آنها است. با در نظر داشتن این واقعیت، در گام نخست حدود کمی نیروی محوری و دوران تحمیل شده به ستون‌ها در حین رخدادهای لرزه‌ای بررسی شده است. به این منظور قاب‌های خمشی نمونه تحت رکوردی لرزه‌ای با شدت‌های جداگانه «طراحی» و «بیشینه لرزه مورد انتظار» تحلیل شده‌اند. سپس تاریخچه زمانی نیروی محوری و جابه‌جایی جانبی نسبی (دوران) ایجاد شده در ستون‌ها با استفاده از روش‌های آماری مطالعه شده است. با استفاده از حدود تقاضاهای لرزه‌ای اشاره شده و با توجه به ماهیت ارتعاشی آنها، پروتکل‌های دوگانه بارگذاری چرخه‌ای برای هر دو شدت لرزه‌ای یاد شده معرفی خواهند شد. استفاده از این پروتکل‌ها امکان شبیه‌سازی آثار لرزه‌ای محتمل در مقطع ستون‌های قاب‌های خمشی را فراهم می‌نماید. در گام دوم، به اهمیت ماهیت ارتعاشی آثار محوری شکل گرفته در ستون‌ها حین یک رخداد لرزه‌ای پرداخته خواهد شد. به منظور نیل به این هدف، نخست مدل‌های اجزای محدود از تعدادی از ستون‌های متداول در قاب‌های خمشی ساخته می‌شوند. پس از آن، ستون‌های مدل‌سازی شده تحت دو روند اعمال بار خارجی تحلیل می‌شود. یک‌بار، اعمال بارگذاری با استفاده از پروتکل دوگانه پیشنهادی خواهد بود و بار دیگر همان ستون‌ها تحت بار محوری ثابت همراه با بارگذاری جانبی چرخه‌ای تحلیل می‌شوند. در پایان، به مقایسه رفتار ستون‌های نمونه تحت بارگذاری‌های یاد شده پرداخته خواهد شد.

**کلیدواژه‌ها:** تقاضای لرزه‌ای، پروتکل بارگذاری، ستون ساختمانی، قاب‌های خمشی ویژه

## ۱ مقدمه

شده در ستون‌ها با دقت و تفصیل مطالعه نشده است. روشن ساختن حدود و بزرگای نیروی محوری و دوران تحمیلی به ستون‌ها و تغییرات آن‌ها حین یک رخداد لرزه‌ای می‌تواند به پیشنهاد یک پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دوگانه بیانجامد. چنین پروتکلی شامل چرخه‌های دو نوع بارگذاری محوری و جانبی به صورت هم‌زمان خواهد بود. این نوع الگوی بارگذاری متفاوت از پروتکل‌های موجود در آیین‌نامه‌هایی

ایجاد هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از جابه‌جایی نسبی (دریفت) طبقه در ستون‌های قاب‌های خمشی حین رخدادهای لرزه‌ای امری اجتناب‌ناپذیر می‌نماید. میزان این دو اثر توأم سازه‌ای در پای ستون‌های طبقه نخست که متحمل بیشترین بار محوری است می‌تواند بحرانی‌تر هم قلمداد شود. با این وجود، شدت و ماهیت آثار لرزه‌ای یاد

مانند AISC [۱] است. معرفی چرخه‌های بارگذاری دوگانه مسیر را برای پژوهش‌های آتی و انجام آزمایش روی ستون‌ها هموارتر از پیش خواهد ساخت.

عمده آزمایش‌ها روی ستون‌ها با اعمال چرخه‌های جابه‌جایی افقی در انتهای عضو (متناظر با دریافت طبقه) در حضور یک نیروی محوری ثابت انجام پذیرفته‌اند. به عنوان نمونه، کراتا و همکارانش حین اعمال یک نیروی محوری ثابت، انتهای آزاد ستون‌های نمونه جعبه‌ای شکلی را تحت چرخه‌های جابه‌جایی افقی قرار دادند [۲]. چرخه‌های بارگذاری افقی با بیشینه دریافت نسبی  $0/04$  هرکدام سه بار و چرخه‌های بزرگای بیش از آن هرکدام با چهار تکرار به ستون‌های آزمایش شدند. این آزمایش‌ها برای دو سطح ثابت بارگذاری محوری برابر با  $10\%$  و  $30\%$  نیروی تسلیم اسمی ستون‌های آزمایش شد. آزمایش‌های دیگری تحت الگوی مشابه بارگذاری به وسیله‌ی ناکاشیما و لو انجام پذیرفته است. با این تفاوت که در این آزمایش‌ها بیشینه جابه‌جایی نسبی افقی اعمال شده بزرگتر انتخاب شده بود [۳]. ژائو و همکاران وی از بارگذاری چرخه‌ای معرفی شده در آیین نامه AISC برای بارگذاری ستون‌ها بهره گرفتند، اما در پایان این پروتکل به بارگذاری نمونه‌ها با اعمال جابه‌جایی‌های افقی بزرگتر ادامه دادند [۴]. آزمایش‌های دیگری بر اساس الگوی مشابه بارگذاری روی ستون‌ها به وسیله‌ی چنگ و همکارانش انجام گرفت [۵]. در این آزمایش‌ها، بزرگای جابه‌جایی افقی در انتهای ستون‌های با ارتفاع ۱۵۰ سانتی‌متر به ۱۰ سانتی‌متر می‌رسید. به هر روی، در قریب به اتفاق آزمایش‌هایی که بر روی ستون‌ها به منظور شناسایی رفتار لرزه‌ای آن‌ها انجام گرفته است، از اثر تغییرات نیروی محوری در طول یک رخداد لرزه‌ای هم‌زمان با تغییرات دوران انتهایی در آن‌ها چشم‌پوشی شده است. همچنین، چرخه‌های بارگذاری جانبی مورد استفاده هیچ‌یک بر مبنای پاسخ لرزه‌ای ستون‌ها استخراج نشده بودند. بنابراین، پیش از انجام هر مطالعه دیگری بر رفتار ستون‌ها، معرفی یک سیستم بارگذاری دوگانه (دوجهته) که معرف پاسخ لرزه‌ای ستون‌ها باشد ضروری به نظر می‌رسد.

مطالعاتی پیشتر به منظور معرفی پروتکل‌های بارگذاری برای

دیگر اعضای سازه‌ای به انجام رسیده است. به عنوان نمونه، کراوینکلر و همکاران وی با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، اقدام به پیشنهاد یک پروتکل بارگذاری چرخه‌ای برای اعمال بارگذاری بر قاب‌های خمشی فولادی نمودند [۶]. آن‌ها همچنین، به شکل مشابه، یک پروتکل چرخه‌ای برای بارگذاری قاب‌های چوبی معرفی کردند [۷]. مجموعه این پژوهش‌ها، به عنوان مبنای بارگذاری قاب‌های خمشی در آیین نامه AISC مورد استناد قرار گرفت [۱]. بعدها، ریچاردز و یوانگ تصمیم به انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روی قاب‌های مهاربندی برون محور گرفتند [۸]. آنان بر مبنای پاسخ لرزه‌ای المان‌های لینک در این قاب‌ها و با تخمین تقاضاهای لرزه‌ای در این اعضا، یک پروتکل بارگذاری نزدیک‌تر به واقعیت برای این اعضا ارائه نمودند [۸].

اولین پروتکل بارگذاری چرخه‌ای برای ستون‌ها به وسیله‌ی نول و یانگ معرفی شد [۹]. هدف آن‌ها استفاده از آن چرخه‌های بارگذاری در آزمایش‌هایی بود که در ادامه روی ستون‌های قاب‌های با مهاربندی کم‌انرژی ناپذیر به انجام رسید. پروتکل بارگذاری این پژوهشگران برای نخستین بار از چرخه‌های بارگذاری محوری به همراه چرخه‌های بارگذاری جانبی به صورت هم‌زمان تشکیل یافته بود. به این ترتیب، تنها الگوی بارگذاری چرخه‌ای برای ستون‌ها بر اساس پاسخ این اعضا در قاب‌های مهاربندی شده استخراج شده است. بدیهی است که این چرخه‌های بارگذاری برای انجام مطالعات و آزمایش‌های آتی روی ستون‌های موجود در قاب‌های خمشی مناسب نیست. همچنین لازم به گفتن است که نول و یانگ به منظور استخراج این چرخه‌های بارگذاری تنها به پاسخ دو قاب مهاربندی اکتفا نموده بودند. بنابراین، معرفی یک سیستم بارگذاری برای ستون‌های قاب‌های خمشی، مشتمل بر چرخه‌های هم‌زمان بارگذاری محوری و جانبی، از مهمترین نتایج این پژوهش است.

در گام بعدی ستون‌های نمونه تحت الگوی بارگذاری دوگانه معرفی شده بارگذاری شده‌اند و پاسخ این ستون‌ها مورد تحقیق قرار گرفته است. همچنین، کارآمدی الگوی بارگذاری

روی این قاب‌ها انجام شده است. در ابتدا، تعدادی ساختمان با سیستم باربر جانبی از نوع قاب‌های خمشی ویژه و با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ بر مبنای آیین‌نامه  $\Delta \leq II$  [۱۰] بارگذاری شد. سپس، این ساختمان‌ها بر مبنای ضوابط طراحی آیین‌نامه AISC 360-10 [۱۱] طراحی شدند. طراحی اعضای قاب‌های خمشی در این ساختمان‌ها نیز بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای AISC 340-10 [۱۲] کنترل شد. ترکیب بارهای طراحی بر اساس ASCE/SEI 07-10 [۱۰] و متناسب با حالت طراحی به روش مقاومت نهایی انتخاب شدند. در موارد لازم از ترکیب بارهای تشدید یافته بر مبنای فصل ۴.۱۲ از آیین‌نامه بهره گرفته شد. همچنین، ضوابط مربوط به پایداری ساختمان‌ها مطابق فصل C2 از آیین‌نامه AISC 360-10 لحاظ شده است.

در این تحقیق، از طیف پیشینه شتاب طراحی که در گزارش FEMA P695 [۱۳] ارائه شده است برای محاسبه برش پایه طرح استفاده شده است. این انتخاب به منظور حفظ استقلال روند طراحی از محل احداث ساختمان‌های نمونه بوده است. این طیف بر مبنای پیشینه مقادیر طیفی موجود در آیین‌نامه ASCE برای نقاط مختلف استخراج شده است. سایر پارامترهای مورد نیاز برای طراحی، مانند ضریب رفتار، ضریب مقاومت افزون و نیرو ضریب تشدید جابه‌جایی، بر اساس جدول ۲-۱۲ از آیین‌نامه  $\Delta \leq II$  و به ترتیب برابر با ۳، ۸ و ۵/۵ انتخاب شدند.

ارتفاع طبقه همکف در ساختمان‌های نمونه برابر با ۴ متر و ارتفاع سایر طبقات برابر با ۳/۵ متر فرض شد. کف‌ها متحمل بار مرده برابر با ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شدند. میزان بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع منظور شد. مقطع ستون‌ها از نوع جعبه‌ای استاندارد (HSS) انتخاب شده است در حالی که مقاطع بال پهن (I شکل) در طراحی تیرها به کار رفته‌اند. در پایان، پیشینه جابه‌جایی‌های جانبی نسبی طبقات در ساختمان‌های طراحی شده بر اساس فصل ۱۲.۱۲ از  $\Delta \leq II$  کنترل شد.

معرفی شده در مقایسه با الگوهای بارگذاری که در پژوهش‌های پیشین به ستون‌ها اعمال شده است بررسی شده است.

## ۲ استخراج و معرفی چرخه‌های بارگذاری همزمان محوری و جانبی

راهبرد استخراج پروتکل بارگذاری دوگانه در این پژوهش بر اساس روندی مشابه با آنچه سایر پژوهشگران به کار بسته‌اند خواهد بود [۶، ۸ و ۹]. ابتدا مشخص می‌شود که پروتکل بارگذاری بر مبنای کدام تقاضاهای لرزه‌ای و برای کدام اعضای سازه‌ای استخراج می‌شود. پس از انتخاب تقاضاهای لرزه‌ای هدف، فرآیند استخراج چرخه‌های بارگذاری را می‌توان در مراحل زیر خلاصه نمود:

- انتخاب ساختمان‌ها و قاب‌های نمونه شامل اعضای سازه‌ای مورد نظر
- انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکوردهای لرزه‌ای متفاوت
- استخراج تاریخچه زمانی تقاضاهای لرزه‌ای هدف برای اعضای سازه‌ای مورد نظر
- ساده‌سازی تاریخچه‌های زمانی به مجموعه‌ای از چرخه‌های متناوب با رنج‌های مختلف
- انتخاب اعضای بحرانی بر اساس تحلیل آماری چرخه‌های پاسخ استخراج شده در مرحله پیشین
- استخراج چرخه‌های بارگذاری متناسب با پاسخ لرزه‌ای عضو یا اعضای بحرانی شناسایی شده از میان تمام اعضای سازه‌ای مراحل یاد شده در بالا به تفصیل در ادامه خواهد آمد.

### ۲-۱ قاب‌های خمشی نمونه

برای معرفی یک پروتکل بارگذاری سازگار با تقاضاهای محتمل لرزه‌ای در اعضای سازه‌ای، تبیین حدود کمی این تقاضاها در حین رخدادهای لرزه‌ای محتمل ضروری است. به منظور بررسی تقاضاهای لرزه‌ای در ستون‌های قاب‌های خمشی، قاب‌های نمونه‌ای با هندسه و شرایط باربری متفاوت انتخاب شده‌اند. سپس، تحلیل‌های تاریخچه زمانی مورد نیاز

شکل ۱. پلان ساختمان‌های نمونه مورد استفاده در این تحقیق

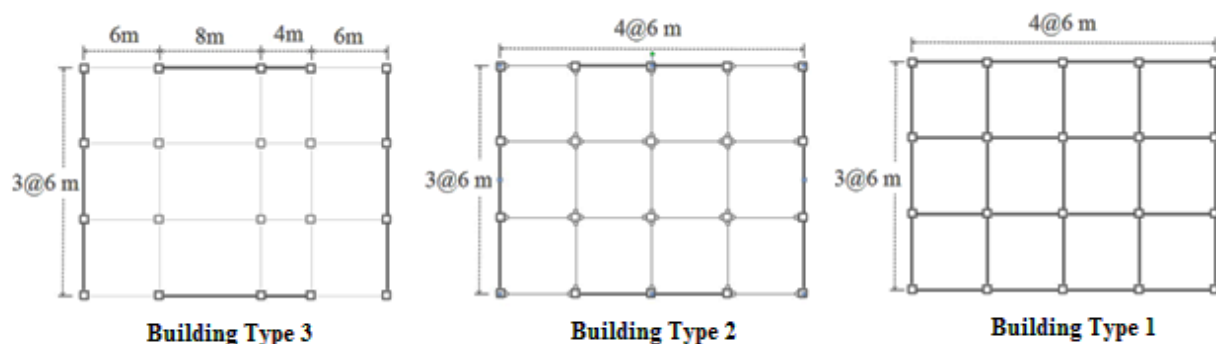


Fig. 1. Plan of sample building

پی گرفته شد. (جدول ۱) مقاطع یکی از قاب‌های طراحی شده را نشان می‌دهد.

جدول شماره ۱

مقاطع طراحی شده برای قاب ۶ط-۲د-۳پ

Story	Column	Beam
1,2	HSS18x18x5/8	W16x100
3,4	HSS18x18x5/8	W16x89
5	HSS16x16x5/8	W14x61
6	HSS16x16x5/8	W14x30

Table 1. Designed sections for 6-story frames with 2 bays and the third type plan

۲-۲ تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی پس از طراحی ساختمان‌های معرفی شده و انتخاب قاب‌های خمشی نمونه، در گام بعدی تحلیل‌های دینامیکی (تاریخچه زمانی) غیرخطی روی این قاب‌ها انجام گرفت. سپس آثار سازه‌ای و تقاضاهای لرزه‌ای شکل گرفته در ستون‌های این قاب‌ها بررسی شد. به منظور ساخت مدل‌های عددی غیر-خطی از قاب‌های نمونه از امکانات موجود در نرم افزار؟؟؟<math>\langle \odot \diamond \rangle</math> بهره گرفته شده است.

ستون‌ها با استفاده از المان‌های تیر-ستون مدل شده اند در حالی که سطح مقطع آنها متشکل از فایبرهای با رفتار غیر-خطی بوده است. رفتار تخصیص داده شده به این فایبرها معرف رفتار مصالح تشکیل دهنده ستون‌ها و به صورت دو خطی است. این روند مدلسازی امکان رصد نمودن رفتار غیرخطی گسترده در طول ستون را فراهم می‌کند. همچنین تغییر طول پلاستیک این اعضا نیز در روند شبیه‌سازی عددی لحاظ می‌شود. رفتار غیرخطی در تیرهای قاب‌های نمونه به صورت متمرکز در دو انتهای این اعضا فرض شده است. به این منظور، از مفاصل پلاستیک انتهایی در شبیه‌سازی عددی تیرها بهره برده شده است. این مفاصل با استفاده از المان‌های بدون طول در این نرم افزار مدل شده‌اند و مدل رفتاری مصالح بایلین (؟؟؟<math>\langle \odot \diamond \rangle</math>) به مقطع آن‌ها تخصیص داده شده است. قابلیت این روند در شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای تیرها به

تمام ساختمان‌ها در راستای طولی دارای ۴ دهانه و در راستای عرضی دارای ۳ دهانه است. ساختمان‌های نمونه دارای سه نوع قاب‌بندی با پلان‌های متفاوت است (شکل شماره ۱). در نخستین نوع پلان، تمامی قاب‌های موجود در پلان، قاب‌های باربر جانبی و از نوع خمشی ویژه است. در دو نوع دیگر پلان در این پژوهش، قاب‌های میانی از نوع ثقلی است و تنها قاب‌های پیرامونی باربر جانبی و از نوع قاب خمشی است. با این حال، در پلان نوع دوم دهانه‌ها با هم برابر است در حالی که ابعاد دهانه‌های مجاور در پلان نوع سوم متفاوت می‌باشند. بنابراین، هر یک از قاب‌های خمشی نمونه را می‌توان بر اساس تعداد طبقات و دهانه‌ها و نیز نوع پلان ساختمانی که عضوی از آن می‌باشد نامگذاری نمود. به عنوان نمونه، قاب ۳ط-۳د-۳پ به قابی اشاره می‌کند با ۳ طبقه و ۳ دهانه که متعلق به ساختمانی با پلان شماره ۳ است. در مجموع هشت قاب، از میان قاب‌های موجود در ساختمان‌های نمونه طراحی شده، انتخاب شدند. در ادامه، با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روی این قاب‌های انتخاب شده، روند این پژوهش

ای، نوع زلزله و محل ثبت آن و نیز کیفیت و قابل اطمینان بودن روند ثبت رکورد در این گزینش لحاظ شده‌اند. اطلاعات بیشتر در مورد این مجموعه رکورد و چگونگی انتخاب آن‌ها در پیوست A از FEMA P695 قابل دسترسی است [۱۳].

شکل ۳. چرخه‌های استخراج شده از پاسخ تاریخیچه زمانی (الف) جابه‌جایی نسبی و (ب) نسبت نیروی محوری نمایش داده شده در شکل

شماره ۲

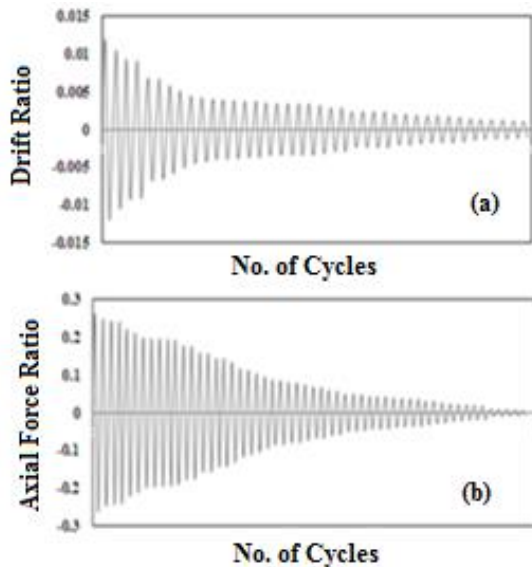


Fig. 3. Resonance cycles extracted from the (a) drift ratio (b) axial force ratio time histories depicted in Figure 2

هر یک از رکوردها پیش از اعمال به مدل‌های عددی فراهم آمده، در دو حالت مقیاس شدند. ضرایب مقیاس سازی در دو حالت به گونه‌ای انتخاب و به هر رکورد اعمال شده است که شتاب طیفی رکورد مورد نظر در زمان تناوب اصلی هر قاب، یک بار با شتاب طیفی سطح زلزله طرح (DE) و یک بار با شتاب طیفی سطح پیشینه زلزله مورد انتظار (MCE) هم‌پایه شود. چنان که بیشتر گفته شد، مقادیر طیفی مبنا در این پژوهش بر اساس طیف‌های طراحی پیشنهاد شده در FEMA P695 انتخاب شده‌اند. بنابر آنچه گفته شد، هر یک از قاب‌های نمونه خمشی مدل‌سازی شده تحت ۴۴ رکورد لرزه‌ای و تحت دو شدت متفاوت تحلیل شده‌اند. تاریخچه زمانی "نسبت نیروی محوری" در ستون‌ها در کنار تاریخچه زمانی "جابه‌جایی جانبی نسبی" ایجاد شده در این اعضا، پاسخ‌های لرزه‌ای استخراج شده در این پژوهش را تشکیل می‌دهند.

وسیله‌ی لیگنوس و همکارانش بررسی و تایید شده است [۱۴]. همچنین، در روند مدل‌سازی، از ستون‌های مجازی الاستیک استفاده شده است. این ستون‌ها حامل وزن قاب‌های مجاور به قاب‌های نمونه بوده‌اند. این بخش از روند مدل‌سازی به منظور لحاظ نمودن آثار مرتبه دوم در تحلیل‌های عددی است.

شکل ۲. تاریخچه زمانی (الف) جابه‌جایی نسبی دو انتها و (ب) نسبت نیروی محوری شکل گرفته در ستون کناری قاب ۶ط-۲د-۳پ تحت سومین رکورد از مجموعه رکوردهای اعمال شده

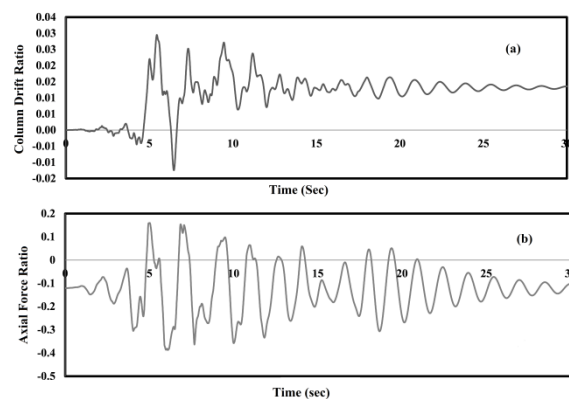


Fig. 2. Time histories of (a) drift ratio (b) axial force ratio for the side column of the first story of one of the sample building

مدل‌های عددی ساخته شده از قاب‌های خمشی نمونه، پیش از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تحت ترکیب بار ثقلی  $(1/5L + 1/25 D)$  بارگذاری شده‌اند. اعمال این ترکیب بار ثقلی در مدرک FEMA P695 پیشنهاد شده است [۱۳].  $D$  و  $L$  به ترتیب معرف بار مرده و زنده است. پس از بارگذاری ثقلی اولیه، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت مجموعه‌ای از رکوردهای لرزه‌ای معرفی شده به وسیله‌ی FEMA P695 انجام گرفته‌اند. این مجموعه رکورد شامل ۲۲ زوج رکورد است که دور از کانون لرزه به ثبت رسیده‌اند. هر زوج از این مجموعه به صورت متعامد در یک نقطه ثبت شده است. بزرگای رخدادهای لرزه‌ای که به ثبت این ۴۴ رکورد منفرد انجامیده است بین  $6/5$  تا  $7/6$  بوده است. این ۲۲ زوج رکورد در جدول A-4A از FEMA P695 معرفی شده‌اند [۱۳]. این رکوردها از میان رکوردهای موجود در مجموعه PEER انتخاب شده‌اند. معیارهایی چون بزرگای و شدت رخداد لرزه-

رنج و بیشینه بزرگای (پیک) قابل استخراج در چرخه‌های پاسخ یک عضو می‌توان به عنوان شاخص‌های آنی معرف آثار سازه‌ای ایجاد شده در آن عضو نام برد.

۲-۳-۱ مقاردهی به شاخص‌های تجمعی و آنی بر اساس تقاضاهای لرزه‌ای رصد شده در ستون‌های قاب‌های خمشی نمونه

در مطالعات گذشته پیرامون رفتار چرخه‌ای ستون‌ها، جابه‌جایی جانبی نسبی ۰/۰۲ معادل دررفت آغاز خرابی در این اعضا گزارش شده است [۹]. با این وجود، چرخه‌های موجود در پاسخ ستون‌ها با رنج بزرگتر از نیمی از این مقدار به عنوان چرخه‌های مخرب لحاظ شده‌اند. از سوی دیگر، از چرخه‌های با رنج کوچک‌تر از ۰/۰۲ در میان چرخه‌های جابه‌جایی جانبی نسبی استخراج شده از پاسخ ستون‌های مورد نظر چشم‌پوشی شده است. همچنین چرخه‌های نسبت نیروی محوری با رنج کوچکتر از ۰/۰۱ در ادامه محاسبات از پاسخ این ستون‌ها حذف شدند.

مجموع رنج تمامی چرخه‌های مخرب در پاسخ یک عضو را می‌توان به عنوان یک شاخص تجمعی از تقاضای ایجاد شده در آن عضو محاسبه نمود. همچنین از حاصل تقسیم این مقدار محاسبه شده بر تعداد چرخه‌های مخرب موجود در پاسخ هر عضو، به عنوان یک شاخص متوسط تجمعی از تقاضاهای لرزه‌ای ایجاد شده در آن عضو بهره گرفته شده است. از این شاخص در طول این مقاله با عنوان "شاخص متوسط خرابی" یاد می‌شود. در مجموع، به کمک این شاخص‌ها، ستون‌های بحرانی از منظر شدت تقاضاهای لرزه‌ای هدف شناسایی شدند. شاخص‌های تجمعی و آنی محاسبه شده بر مبنای پاسخ‌های لرزه‌ای هدف، در ستون کناری طبقه نخست از قاب ۶ط-۲د-۳پ در جدول‌های شماره ۲ و ۳ جمع‌بندی شده‌اند. "شاخص تجمعی" در این جدول‌ها به اختصار به مجموع رنج تمامی چرخه‌های موجود در پاسخ این ستون اشاره دارد. برای محاسبه این شاخص‌ها از نتایج شبیه‌سازی‌های عددی تحت رکوردهای لرزه‌ای مقیاس شده به شدت زلزله طرح استفاده شده است

"نسبت نیروی محوری" در این مقاله به نسبت نیروی محوری عضو به ظرفیت تسلیم محوری اسمی آن عضو اطلاق می‌شود. تاریخچه‌های زمانی "نسبت نیروی محوری" و "جابه‌جایی جانبی نسبی" که در ستون کناری از قاب ۶ط-۲د-۳پ، رصد شده‌اند، در شکل ۲ نمایش داده شده‌اند. این نتایج حاصل از اعمال سومین رکورد از مجموعه رکوردهای اعمالی با شدت زلزله طرح به این قاب است.

۲-۳-۲ پردازش و جمع‌بندی داده‌های تاریخچه زمانی پروتکل بارگذاری هدف در این پژوهش، شامل چرخه‌های نیروی محوری و جابه‌جایی جانبی نسبی (دررفت طبقه) است. بنابراین، پس از انجام تحلیل‌های عددی، تاریخچه زمانی این آثار برای تمامی ستون‌ها و برای هر دو شدت لرزه‌ای یاد شده استخراج شد. از این دو پاسخ و تقاضای لرزه‌ای در ادامه با عنوان پاسخ‌ها یا تقاضاهای لرزه‌ای هدف در ستون‌ها یاد خواهد شد. مرحله بعد تبدیل تاریخچه زمانی پاسخ‌های لرزه‌ای هدف به مجموعه‌ای از چرخه‌های متقارن است.

این چرخه‌ها به صورت سعودی می‌توانند آرایش یابند. برای این منظور از فرایندی که به وسیله‌ی کراوینکلر و همکاران او نیز استفاده شده، بهره گرفته شده بود [۶]. در این فرآیند فاصله میان هر دو تغییر شیب متوالی در تاریخچه زمانی به عنوان رنج یک چرخه منظور می‌شود. بنابراین، با توجه به فرض تقارن چرخه‌ها، بیشینه پاسخ (بزرگ، پیک) در هر چرخه برابر نصف رنج به دست آمده برای آن چرخه است. (شکل ۳) چرخه‌های متقارن استخراج شده را از تاریخچه‌های زمانی تقاضاهای هدف نمایش می‌دهد. این تاریخچه‌های زمانی در ستون کناری قاب ۶ط - ۲د - ۳پ و تحت سومین رکورد مجموعه ثبت شده‌اند. تاریخچه زمانی پاسخ‌های لرزه‌ای هدف، برای ستون‌های دیگر در تمامی قاب‌های نمونه نیز، به صورت مشابه، به چنین چرخه‌های متقارنی ساده‌سازی شدند. پس از انجام این ساده‌سازی، مقاردهی به شاخص‌های تجمعی و آنی معرف تقاضاهای لرزه‌ای امکان‌پذیر می‌شود. تعداد چرخه‌های مخرب و مجموع رنج تمامی چرخه‌های مخرب موجود در پاسخ یک عضو از جمله شاخص‌های تجمعی مورد بحث در این پژوهش است. همچنین، از بیشینه

جدول شماره ۲

شاخص‌های محاسبه شده بر اساس جابه‌جایی جانبی نسبی ستون کناری طبقه اول از قاب  
۶ط-۲پ تحت رکورد‌های لرزه‌ای اعمال شده

Average Cumulative Index	Total number of cycles*	No. of Damaging Cycles	Max. Peak	Max. Range	Cumulative Index	Record No.
0.0051	111	30	0.0083	0.0134	0.1525	1
0.0059	93	42	0.0067	0.0112	0.2466	2
0.0073	110	40	0.0238	0.0234	0.2928	3
0.0059	104	22	0.0078	0.0142	0.1295	4
0.0059	119	41	0.0133	0.0149	0.2431	5
0.0047	87	31	0.0073	0.0093	0.1452	6
0.0051	88	27	0.0063	0.0115	0.1369	7
0.0065	94	35	0.0123	0.0202	0.2260	8
0.0048	200	75	0.0073	0.0111	0.3636	9
0.0059	198	58	0.0125	0.0194	0.3401	10
0.0063	131	54	0.0269	0.0282	0.3428	11
0.0048	121	44	0.0092	0.0148	0.2130	12
0.0081	133	58	0.0171	0.0225	0.4674	13
0.0070	126	46	0.0109	0.0153	0.3197	14
0.0050	100	27	0.0074	0.0115	0.1339	15
0.0049	74	33	0.0086	0.0128	0.1603	16
0.0072	86	38	0.0204	0.0206	0.2718	17
0.0085	93	10	0.0125	0.0173	0.0847	18
0.0038	185	39	0.0109	0.0121	0.1470	19
0.0082	158	30	0.0311	0.0406	0.2459	20
0.0065	148	23	0.0122	0.0134	0.1486	21
0.0084	154	29	0.0127	0.0177	0.2449	22
0.0039	164	20	0.0051	0.0083	0.0780	23
0.0027	157	5	0.0022	0.0030	0.0133	24
0.0055	111	37	0.0078	0.0145	0.2027	25
0.0074	124	44	0.0079	0.0139	0.3269	26
0.0070	144	55	0.0136	0.0212	0.3877	27
0.0072	103	38	0.0200	0.0276	0.2722	28
0.0068	222	77	0.0291	0.0293	0.5231	29
0.0055	234	49	0.0151	0.0156	0.2719	30
0.0047	145	27	0.0085	0.0119	0.1272	31
0.0080	113	32	0.0177	0.0350	0.2557	32
0.0052	146	62	0.0096	0.0157	0.3202	33
0.0048	138	51	0.0075	0.0110	0.2455	34
0.0073	118	28	0.0078	0.0149	0.2031	35
0.0055	122	46	0.0124	0.0159	0.2528	36
0.0074	160	40	0.0262	0.0410	0.2971	37
0.0059	173	32	0.0173	0.0232	0.1879	38
0.0061	190	35	0.0135	0.0233	0.2142	39
0.0041	187	22	0.0064	0.0108	0.0900	40
0.0053	90	45	0.0098	0.0152	0.2399	41
0.0057	153	59	0.0161	0.0225	0.3388	42
0.0051	131	33	0.0088	0.0113	0.1677	43
0.0056	122	41	0.0089	0.0129	0.2292	44

تمامی چرخه‌های موجود در پاسخ (بدون حذف چرخه‌های با رنج کوچکتر از ۰.۰۰۲)

Table2. Calculated indexes based on the drift ratio time histories of the side column of one of the sample frames under the set of earthquake records

جدول شماره ۳

شاخص‌های محاسبه شده بر اساس اساس نیروی محوری ستون کناری طبقه اول از قاب ۶ط-۲پ  
- ۳پ تحت رکورد‌های لرزه‌ای اعمال شده

Average Cumulative Index	Total number of cycles*	No. of Damaging Cycles	Max. Peak	Max. Range	Cumulative Index	Record No.
0.2760	66	25	0.2853	0.5411	6.8288	1
0.2698	97	32	0.2956	0.5444	8.6347	2
0.2899	86	31	0.3873	0.5153	8.9865	3
0.2812	70	22	0.2939	0.5407	6.1856	4
0.2895	59	27	0.2822	0.5121	7.8152	5
0.2664	52	28	0.2624	0.5078	7.4581	6
0.2567	57	24	0.2898	0.4980	6.1604	7
0.2887	79	26	0.2836	0.5349	7.5056	8
0.2884	136	37	0.3175	0.5385	10.6723	9
0.3770	110	31	0.2961	0.5431	11.6881	10
0.3000	86	32	0.2875	0.5390	9.6004	11
0.2466	78	33	0.2923	0.5279	8.1366	12
0.3421	108	42	0.2866	0.5219	14.3662	13
0.3469	98	33	0.2919	0.5249	11.4478	14
0.2655	46	27	0.2930	0.5302	7.1684	15
0.2796	42	30	0.2886	0.5427	8.3871	16
0.3260	103	29	0.2705	0.4796	9.4547	17
0.3304	59	11	0.2920	0.5494	3.6343	18
0.2676	93	23	0.2936	0.5159	6.1551	19
0.3284	127	23	0.2951	0.5413	7.5534	20
0.3605	73	20	0.3968	0.5492	7.2106	21
0.4327	105	24	0.2961	0.5521	10.3836	22
0.2579	65	12	0.2204	0.4337	3.0954	23
0.1258	68	5	0.0995	0.1473	0.6291	24
0.3403	88	25	0.2923	0.5445	8.5072	25
0.3858	99	37	0.2932	0.5392	14.2754	26
0.2960	76	39	0.2861	0.5315	11.5456	27
0.3131	91	30	0.2976	0.5385	9.3943	28
0.3086	174	39	0.2851	0.5215	12.0367	29
0.3107	112	32	0.2954	0.5381	9.9425	30
0.2581	50	26	0.2952	0.5299	6.7106	31
0.3346	83	31	0.2922	0.5480	10.3712	32
0.3133	86	32	0.2805	0.5204	10.0253	33
0.3104	78	27	0.2881	0.5213	8.3805	34
0.3948	90	25	0.2967	0.5461	9.8707	35
0.2709	69	35	0.3778	0.4753	9.4811	36
0.3596	173	27	0.2979	0.5495	9.7104	37
0.3344	107	24	0.2900	0.5477	8.0254	38
0.2983	100	25	0.2882	0.4738	7.4577	39
0.2361	99	13	0.2699	0.5236	3.0692	40
0.3038	81	39	0.2941	0.5411	11.8480	41
0.2864	98	42	0.2913	0.5409	12.0289	42
0.2025	72	21	0.2708	0.5181	4.2525	43
0.2678	69	32	0.2458	0.4531	8.5701	44

تمامی چرخه‌های موجود در پاسخ (بدون حذف چرخه‌های با رنج کوچکتر از ۰.۰۱)

Table2. Calculated indexes based on the drift ratio time histories of the side column of one of the sample frames under the set of earthquake records

مطابق انتظار بیشترین شاخص‌های تجمعی و آنی در ارتباط با نیروی محوری، در میان تمامی ستون‌های هریک از قاب‌های نمونه، برای ستون‌های طبقه اول آن قاب به دست آمده است. از سوی دیگر و در رابطه با تقاضای لرزه‌ای یاد شده، بیشینه عمده شاخص‌های تعریف شده، در ستون‌های کناری طبقه اول از قاب ۶ط-۲-۳پ به ثبت رسیده‌اند. از میان نتایج به دست آمده برای تمام ستون‌های بررسی شده، بحرانی‌ترین مقادیر برای شاخص‌های آنی و تجمعی مربوط به تقاضای نیروی محوری برای ستون‌های موجود در ساختمان‌های با

در مجموع، شاخص‌های تجمعی و نیز آنی محاسبه شده بر مبنای دریافت رصد شده در ستون‌های قاب‌های خمشی پیرامونی (پلان‌های ۲ و ۳) بیش از مقادیر این شاخص‌ها برای ستون‌های ساختمان‌های با پلان نوع اول به دست آمدند. بررسی عمده شاخص‌های معرف تقاضای دوران نسبی (دریفت) نشان می‌دهد، این تقاضای لرزه‌ای در ستون‌های موجود در قاب‌های ۳ طبقه نسبت به ستون‌های موجود در قاب‌های با تعداد طبقات بالاتر بحرانی‌تر است.

پلان نوع سوم به دست آمد. نکته مهم دیگر در ارتباط با این تقاضا در ستون‌ها، عدم افزایش محسوس آن با افزایش سطح تحریک لرزه‌ای از سطح زلزله طرح به سطح بیشینه مورد انتظار است. بنابراین، میزان تقاضای لرزه‌ای برای مقاومت محوری با مقدار این تقاضا حین زلزله‌های با شدت طرح اشباع می‌شود. به عبارت بهتر، افزایش بیشتر سطح تحریک پایه و متعاقباً افزایش جابه‌جایی نسبی ستون‌ها (دریفت طبقه)، به افزایش بیش از پیش شاخص‌های تجمعی و آنی معرف این تقاضا نخواهد انجامید.

در ادامه، بر اساس شاخص‌های تجمعی و آنی محاسبه شده، ستون‌های بحرانی از میان تمامی ستون‌های قاب‌های نمونه انتخاب شده‌اند. محاسبات نهایی آماری برای استخراج پروتکل‌های بارگذاری روی پاسخ لرزه‌ای ستون‌های بحرانی انجام می‌گیرد. در این پژوهش، به صورت محافظه کارانه، برای هر یک از تقاضاهای دوگانه هدف و برای هر یک از دو شدت لرزه‌ای طرح و بیشینه زلزله مورد انتظار، ستون‌های بحرانی به صورت جداگانه انتخاب شده‌اند.

تحت هر یک از شدت‌های لرزه‌ای و برای هر یک از تقاضاهای هدف، هر عضوی که بیشترین شاخص متوسط خرابی را داشته باشد، به عنوان عضو بحرانی در نظر گرفته شده است. تحت تحریک‌های لرزه‌ای اعمال شده با شدت زلزله طرح، بیشترین مقدار شاخص متوسط خرابی مربوط به تقاضای دریفت نسبی ستون کناری در طبقه دوم از قاب ۳ط-۲د-۲پ محاسبه شده است. بنابراین، این ستون به عنوان ستون بحرانی برای تهیه چرخه‌های بارگذاری جانبی از پروتکل مورد نظر برای این شدت لرزه‌ای انتخاب شده است. به همین ترتیب، بر اساس محاسبات انجام شده روی تاریخچه‌های زمانی جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات در قاب‌های نمونه، ستون کناری طبقه دوم از قاب ۶ط-۲د-۲پ به عنوان ستون بحرانی برای این تقاضای لرزه‌ای و تحت شدت زلزله بیشینه مورد انتظار انتخاب شد. همچنین بر اساس پردازش تاریخچه‌های زمانی نیروی محوری شکل گرفته در ستون‌های قاب‌های نمونه، ستون کناری طبقه اول از قاب ۶ط-۲د-۳پ به عنوان بحرانی ترین ستون با بیشترین تقاضا برای مقاومت محوری شناخته شد.

در گام بعدی، انجام تحلیل‌های آماری دیگری به استخراج پروتکل‌های بارگذاری جداگانه برای هر دو شدت لرزه‌ای مورد بحث خواهد انجامید. این تحلیل‌ها روی تاریخچه‌های زمانی هر یک از تقاضاهای لرزه‌ای هدف در ستون‌های بحرانی انجام می‌شوند. انتظار می‌رود با اعمال چرخه‌های بارگذاری پروتکل مورد نظر به یک ستون، نیروی محوری و دوران نسبی شکل گرفته در آن ستون، معرف تقاضاهای لرزه‌ای آن عضو باشند. تا این مرحله از این پژوهش، حدود کمی این تقاضاها با معرفی شاخص‌هایی مشخص شده است. بنابراین، مقادیر محاسبه شده برای شاخص‌های تجمعی و آنی برای ستون‌های بحرانی معیار تشکیل پروتکل‌های مورد نظر خواهند بود. از آنجا که این شاخص‌ها برای تعداد متنابهی از رکوردهای لرزه‌ای مقدار دهی شده اند، از ابزارهای آماری برای ساده سازی و فائق آمدن بر پراکندگی موجود در نتایج جمع آوری شده بهره گرفته شده است. در ادامه، بر اساس پیشنهاد دیگر پژوهشگران [۶، ۸ و ۹]، فرض شد که مقادیر شاخص‌هایی که بر اساس پاسخ اعضای بحرانی تحت ۴۴ رکورد لرزه‌ای محاسبه شده‌اند از توزیع لگاریتمی نرمال تبعیت می‌کنند. شکل ۴ تعدادی منحنی توزیع لگاریتمی نرمال را نشان می‌دهد که به برخی شاخص‌های محاسبه شده برازش داده شده‌اند. مقادیر به دست آمده برای این شاخص‌ها براساس جابه‌جایی جانبی نسبی ستون کناری طبقه دوم از قاب ۳ط-۲د-۳پ محاسبه شده‌اند. این ستون، ستون بحرانی مرتبط با این تقاضا برای شدت لرزه‌ای طرح است. بر اساس منحنی‌های توزیع لگاریتمی نرمال برای هر کدام از شاخص‌های تعریف شده، می‌توان احتمال متناظر با عدم تجاوز یک شاخص را از یک مقدار خاص محاسبه نمود. به عنوان نمونه، می‌توان از مشاهده منحنی توزیع لگاریتمی نرمال "بیشینه جابه‌جایی جانبی نسبی" در شکل (۴) نتیجه گرفت که دریفت ایجاد شده در ستون بحرانی تحت تمام رکوردهای اعمالی در ۹۰٪ موارد از ۰/۰۳۵ تجاوز نکرده است. بنابراین، مقدار دریفت ۰/۰۳۵ به عنوان یک مقدار حداکثر برای شاخص مورد اشاره مطرح است. از سوی دیگر، در این مقاله به دنبال معرفی یک پروتکل بارگذاری برای ستون‌ها هستیم که با اعمال آن به یک ستون نمونه، رفتار آن ستون تحت زلزله‌های



۲-۳-۲ استخراج چرخه‌های بارگذاری جانبی پروتکل‌های پیشنهادی

چنانچه در بخش پیش روشن شد، این چرخه‌ها بر اساس حدود شاخص‌های به دست آمده برای ستون‌های بحرانی مربوطه استخراج شده‌اند. به عبارت دیگر، این چرخه‌ها بر مبنای تحلیل‌های آماری انجام شده و بر اساس معیارهای ذیل معرفی می‌شوند:

الف) تعداد چرخه‌ها: بنابر پیشنهاد کراوینکلر و همکارانش [۶]، متوسط تعداد چرخه‌های تجربه شده در پاسخ ستون بحرانی مربوطه تحت رکوردهای لرزه‌ای اعمال شده، به عنوان تعداد چرخه‌ها در پروتکل هدف انتخاب شده است. بر این اساس و با توجه به (شکل ۴) پروتکل بارگذاری پیشنهادی برای شدت لرزه‌ای طرح در این پژوهش شامل ۶۰ چرخه جابه‌جایی افقی نسبی است. همچنین ازین تعداد، انتظار می‌رود حدود ۳۰ چرخه رنج بیش از ۰,۰۱ (معرف رفتار غیر-خطی و مخرب) داشته باشند. تعداد چرخه‌های مخرب بر اساس منحنی توزیع لگاریتمی نرمال برای شاخص "تعداد چرخه‌های مخرب" در شکل (۶) انتخاب شده است. این منحنی نشان می‌دهد احتمال وجود بیش از ۳۰ چرخه مخرب در پاسخ ستون بحرانی تحت تمامی رکوردها کمتر از ۱۰٪ بوده است. بنابراین، این انتخاب، محافظه‌کارانه است.

تعداد به دست آمده برای کل چرخه‌ها و چرخه‌های در محدوده غیرخطی، چهارچوب کلی بارگذاری جانبی در پروتکل هدف را روشن می‌سازند. به همین ترتیب، تعداد کل چرخه‌های بارگذاری جانبی و تعداد چرخه‌های مخرب موجود در پروتکل متناظر با سطح شدت لرزه‌ای بیشینه مورد انتظار نیز به دست آمده است.

ب) مجموع رنج چرخه‌های هدف: در این پژوهش، از این مقدار به عنوان یک شاخص تجمعی در ارزیابی رفتار لرزه‌ای ستون‌های قاب‌های خمشی استفاده شده است. بر اساس تحلیل آماری انجام شده روی رفتار ستون بحرانی مرتبط، می‌توان مقداری از این شاخص را یافت که احتمال تجاوز از آن تحت رکوردهای اعمالی بیش از ۱۰٪ نباشد. این مقدار، به عنوان مقدار هدف برای مجموع رنج چرخه‌های بارگذاری جانبی موجود در پروتکل مورد نظر، منظور می‌شود. انتخاب

واقعی شبیه‌سازی شود. پس می‌توان انتظار داشت، بیشینه چرخه‌های جابه‌جایی نسبی ایجاد شده در یک ستون، با اعمال چنین پروتکل بارگذاری، به سقف ۰,۰۳۵ برسد. به این ترتیب یک معیار برای تولید یک پروتکل بارگذاری متناسب با شدت لرزه‌ای طرح به دست داده شد. به همین ترتیب و بر اساس دیگر شاخص‌ها و حدود قابل استخراج برای آن‌ها می‌توان به تعریف پروتکل‌های بارگذاری پرداخت.

با توجه به این نکته که سطح نیروی محوری شکل گرفته در ستون‌ها با افزایش سطح تحریک لرزه‌ای از شدت لرزه‌ای طرح به شدت بیشینه مورد انتظار افزایش نمی‌یابد، تنها یک مجموعه از چرخه‌های بارگذاری محوری استخراج می‌شود. این مجموعه از چرخه‌های بارگذاری محوری در هر دو پروتکل بارگذاری متناسب با هر یک از دو شدت لرزه‌ای به کار خواهد رفت.

شکل ۴. توزیع لگاریتمی نرمال برازش داده شده به شاخص‌های محاسبه شده بر اساس جابه‌جایی جانبی نسبی ستون کناری طبقه دوم قاب ۳ط-۲د-۲ تحت اعمال مجموعه رکوردها با شدت لرزه‌ای طرح

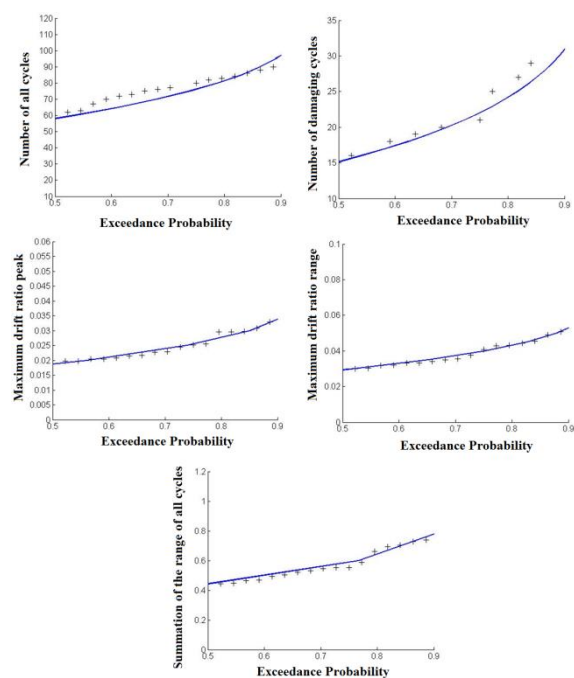


Fig. 4. Log-normal distribution fitted to the calculated indexes for the side column of the second story of one of the sample frames under the set of record with DE intensity

شکل ۶. توابع توزیع تجمعی احتمال براساس چرخه‌های موجود در پاسخ عضو بحرانی و چرخه‌های بارگذاری جانبی پروتکل پیشنهادی (شدت لرزه‌ای بیشینه مورد انتظار)

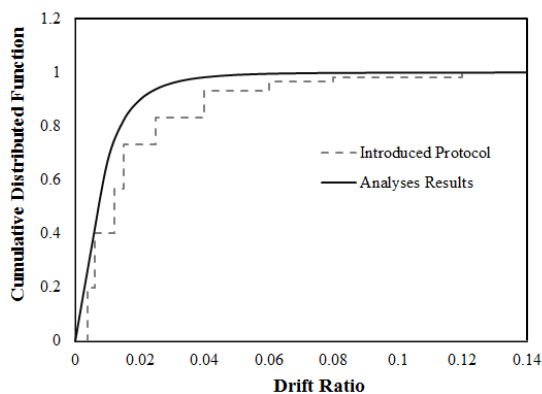


Fig. 6. Cumulative distribution function for the response cycles of the critical column beside the lateral cycles of the developed loading protocol (MCE intensity)

چنانچه گفته شد، پاسخ ستون‌های بحرانی تحت اعمال ۴۴ رکورد لرزه‌ای با دو شدت متفاوت یاد شده، ابتدا به چرخه-های متقارن تبدیل شده اند. بنابراین، می‌توان از توابع توزیع تجمعی برای ارزیابی احتمال وقوع و فراوانی مقادیر به دست آمده برای رنج این چرخه‌ها استفاده کرد. همچنین، از این توابع توزیع تجمعی برای نهایی نمودن تعداد چرخه‌های بارگذاری با رنج‌های متفاوت در پروتکل‌های بارگذاری هدف بهره گرفته شده است. ضمن لحاظ نمودن شرایط یاد شده در بندهای الف تا ج بالا، یک معیار دیگر نیز منظور شده است. فراوانی چرخه‌های با رنج‌های مختلف موجود در یک پروتکل بارگذاری دلخواه را نیز می‌توان با یک تابع توزیع تجمعی نشان داد. بنابراین، تعداد چرخه‌های با رنج‌های مختلف در هر پروتکل بارگذاری هدف به شکلی باید انتخاب شوند که چنین تابعی با تابع توزیع تجمعی رسم شده بر مبنای پاسخ لرزه‌ای ستون بحرانی مغایر نباشد. (شکل‌های ۵ و ۶) توابع توزیع تجمعی را برای چرخه‌های بارگذاری جانبی پیشنهاد شده برای هر یک از شدت‌های لرزه‌ای نمایش می‌دهند. در کنار این توابع، توابع برازش داده شده به پاسخ ستون‌های بحرانی نیز رسم شده‌اند. به کمک روند سعی و خطا، تعداد چرخه‌های بارگذاری جانبی با رنج‌های مختلف به شکلی انتخاب شد که دو منحنی موجود در هریک از (شکل-

این معیار برای مجموع رنج چرخه‌های موجود در بارگذاری جانبی پروتکل مورد نظر بر اساس مطالعات پیشین [۶، ۸، ۹] و به صورت محافظه کارانه بوده است. این مقادیر هدف برای ستون‌های بحرانی تحت شدت لرزه‌ای طرح و بیشینه مورد انتظار به ترتیب برابر ۰/۹ و ۰/۹۴ محاسبه شده‌اند.

ج) بیشینه رنج و بزرگای چرخه‌های بارگذاری جانبی: در گام نخست، مقادیر بیشینه رنج و بزرگا (پیک) برای چرخه‌های پاسخ ستون بحرانی تحت رکوردهای لرزه‌ای اعمال شده شناسایی شد. سپس، بیشینه این مقادیر حداکثری به عنوان معیار انتخاب بیشینه رنج چرخه‌های بارگذاری جانبی در پروتکل‌های هدف لحاظ شده است. بیشینه رنج و بزرگا برای چرخه‌های جابه‌جایی جانبی نسبی که ستون بحرانی حین اعمال رکوردهای لرزه‌ای تحت شدت لرزه‌ای طرح متحمل آن‌ها شده است به ترتیب برابر ۰/۰۹ و ۰/۰۵ بوده اند. بنابراین، این، با توجه به این که چرخه‌های بارگذاری جانبی در پروتکل هدف به صورت متقارن فرض شده اند، بیشینه بزرگای موجود در میان این چرخه‌ها در پروتکل متناظر با سطح شدت لرزه‌ای طرح به ۰/۰۴ (رنج برابر با ۰/۰۸) محدود شده است. بر همین مبنا و بر اساس پاسخ ستون بحرانی انتخاب شده برای معرفی چرخه‌های بارگذاری جانبی برای شدت لرزه‌ای بیشینه مورد انتظار، بیشینه بزرگای لحاظ شده برای این چرخه‌ها برابر ۰/۰۶ بوده است.

شکل ۵. توابع توزیع تجمعی احتمال براساس چرخه‌های موجود در پاسخ عضو بحرانی و چرخه‌های بارگذاری جانبی پروتکل پیشنهادی (شدت لرزه‌ای طرح)

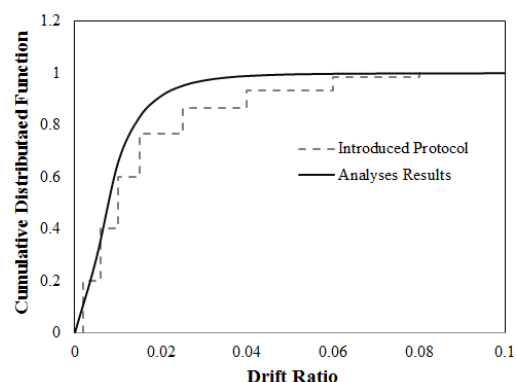


Fig. 5. Cumulative distribution function for the response cycles of the critical column beside the lateral cycles of the developed loading protocol (DE intensity)

بارگذاری محوری برای هر دو سطح شدت لرزه‌ای بررسی شده در این پژوهش معرفی شده است.

بزرگای هر چرخه بارگذاری محوری بر اساس تقاضای محوری موجود در ستون بحرانی، هنگام به ثبت رسیدن پیک چرخه جابه‌جایی متناظر انتخاب شده است. در هر جابه‌جایی نسبی طبقه، معادل پیک هر یک از چرخه‌های بارگذاری جانبی معرفی شده، متوسط نیروی محوری ایجاد شده در ستون بحرانی تحت رکوردهای لرزه‌ای اعمال شده محاسبه شده است. در ادامه، این مقادیر متوسط نیروی محوری به صورت نسبت نیروی محوری درآمده‌اند محوری (نسبت نیروی محوری اعمالی به ظرفیت تسلیم اسمی عضو). سپس نسبت‌های به دست آمده، به شکل چرخه‌های بارگذاری هم‌زمان با چرخه‌های جابه‌جایی جانبی نسبی متناظر معرفی شده‌اند. همچنین، به دلیل وجود نیروی محوری ثقلی در ستون‌ها پیش از وقوع یک رخداد لرزه‌ای، چرخه‌های نسبت نیروی محوری معرفی شده متقارن فرض نشده‌اند. نسبت اولیه نیروی محوری در ستون‌ها به پیشنهاد نول و همکارانش برابر با ۰٫۱۵- (به صورت فشاری) منظور شده است [۹]. شکل (۹) چرخه‌های بارگذاری محوری استخراج شده را معرفی می‌نماید. این چرخه‌های بارگذاری محوری در کنار دو مجموعه چرخه‌های بارگذاری جانبی جداگانه که در بخش قبل معرفی شدند، دو پروتکل بارگذاری پیشنهاد شده متناسب با دو شدت لرزه‌ای متفاوت را تشکیل می‌دهند.

شکل ۹. چرخه‌های نسبت نیروی محوری از پروتکل بارگذاری پیشنهاد شده

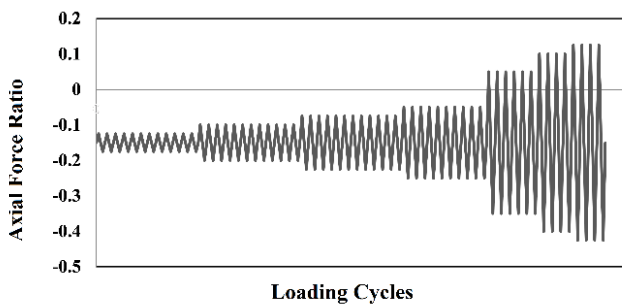


Fig. 9. Axial cycles of the suggested loading protocol

های ۵ و ۶) با یکدیگر سازگار باشند. آن چنان که در این شکل‌ها مشهود است، بر اساس پاسخ لرزه‌ای ستون‌های بحرانی، عمده چرخه‌های بارگذاری جانبی پیشنهاد شده باید دارای رنج کوچک باشند و تعداد محدودی از این چرخه‌ها می‌توانند رنج‌های بزرگتر و بیشینه داشته باشند. بر اساس آنچه تا به اینجا گفته شد، چرخه‌های بارگذاری جانبی از پروتکل‌های بارگذاری هدف برای هر دو شدت لرزه‌ای استخراج شدند. این چرخه‌ها در (شکل‌های ۷ و ۸) به نمایش درآمده‌اند.

شکل ۷. چرخه‌های جابه‌جایی نسبی از پروتکل بارگذاری پیشنهاد شده برای سطح لرزه‌ای طرح

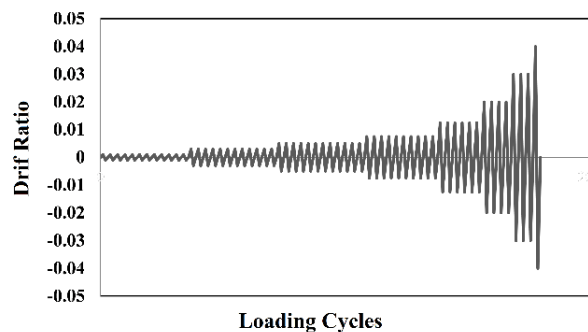


Fig. 7. Lateral cycles of the suggested loading protocol for DE intensity

شکل ۸. چرخه‌های جابه‌جایی نسبی از پروتکل بارگذاری پیشنهاد شده برای سطح لرزه‌ای بیشینه مورد انتظار

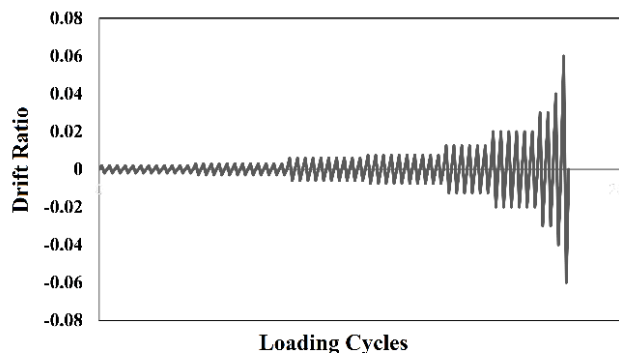


Fig. 8. Lateral cycles of the suggested loading protocol for MCE intensity

۲-۳-۳ استخراج چرخه‌های بارگذاری محوری برای پروتکل‌های پیشنهادی  
به دلیلی که پیشتر گفته شد، یک سری یکسان از چرخه‌های



روند مدل‌سازی معرفی شده برای شبیه‌سازی این آزمایش‌ها به کار بسته شد. نتایج به دست آمده از تحلیل مدل‌های عددی در کنار نتایج آزمایش‌های اشاره شده در شکل (۱۱) به نمایش در آمده است. چنانچه از این شکل بر می‌آید، می‌توان قابلیت روند مدل‌سازی انجام شده را در پیش‌بینی رفتار ستون‌های فولادی جعبه‌ای قابل قبول برشمرد. از بین رفتن پیوستگی فیزیکی نمونه آزمایش شده به صورت موضعی (وقوع ترک و گسیختگی) در چرخه‌های پایانی این آزمایش‌ها نیز محتمل به نظر می‌رسد. در چنین صورتی، نمی‌توان از مدل‌های عددی تهیه شده متوقع ارائه یک پیش‌بینی دقیق از نتایج آزمایشگاهی بود.

شکل ۱۱. مقایسه نتایج آزمایشگاهی کراتا و همکاران وی [۱۷] با نتایج مدل‌سازی عددی انجام شده برای ستون‌های نمونه مختلف

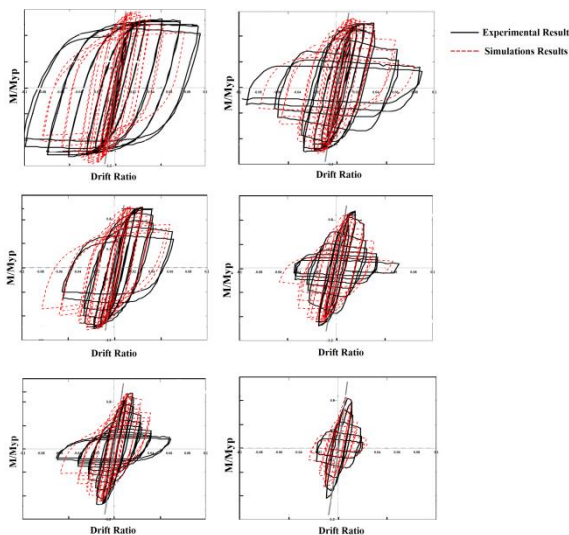


Fig. 11. Validation of the obtained numerical modelling results with the experimental results reported by Kurata et al. [17]

### ۳-۳ انتخاب ستون‌های نمونه

بر اساس مطالعات پیشین و آنچه پیشتر در این پژوهش بررسی شد، ستون‌های یک قاب خمشی حین وقوع یک رخداد لرزه‌ای، به صورت هم‌زمان، علاوه بر تغییر شکل‌های جانبی نسبی متحمل نیروهای محوری بزرگی نیز خواهند شد. همچنین روشن است که سطح هر دو اثر سازه‌ای یاد شده در این اعضا در حین زلزله بسیار متغیر خواهد بود. انجام

اما دور از ذهن نیست که انجام چنین آزمایش‌هایی تحت چرخه‌های نیروی محوری توأم با چرخه‌های جابه‌جایی جانبی به سادگی میسر نخواهد بود. در این پژوهش، به استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود به منظور درستی‌آزمایی روند مدل‌سازی اکتفا شده است. در این آزمایش‌ها، مقاطع جعبه‌ای تحت یک بار محوری ثابت و چرخه‌های جابه‌جایی جانبی قرار گرفته‌اند.

آزمایش‌های انتخاب شده برای ارزیابی قابلیت روند مدل‌سازی، بخشی از پژوهش‌های انجام شده به وسیله‌ی کراتا و ناکاشیما است [۱۷]. این پژوهشگران اقدام به ساخت ستون‌های نمونه‌ای با ابعاد بیرونی یکسان (۲۰ در ۲۰ سانتی‌متر) و ارتفاع برابر با ۱۲۲ سانتی‌متر نمودند. سپس، این نمونه‌ها تحت اعمال چرخه‌های جابه‌جایی جانبی و هم‌زمان با اعمال بارگذاری محوری ثابت آزمایش شدند. چرخه‌های بارگذاری جانبی استفاده شده در این آزمایش‌ها در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. در این پژوهش از سه نوع ورق با ضخامت ۶، ۹ و ۱۲ میلی‌متر برای ساخت نمونه‌ها استفاده شد. بنابراین، ستون‌های نمونه‌ای با ضرایب لاغری به ترتیب ۰.۳۳، ۰.۲۲ و ۰.۱۷ به وسیله‌ی این پژوهشگران ساخته شدند. همچنین، آزمایش‌های یاد شده تحت دو سطح نسبت نیروی محوری ۰/۳ و ۰/۱ انجام گرفتند. در مجموع، بر اساس این مطالعات، نتایج ۶ آزمایش روی ستون‌های جعبه‌ای در دست است (شکل ۱۱). این نتایج، با هدف درستی‌آزمایی روند مدل‌سازی عددی، در این پژوهش استفاده شدند.

شکل ۱۰. چرخه‌های بارگذاری استفاده شده در آزمایش‌های انجام شده به وسیله‌ی کراتا و همکارانش [۱۷]

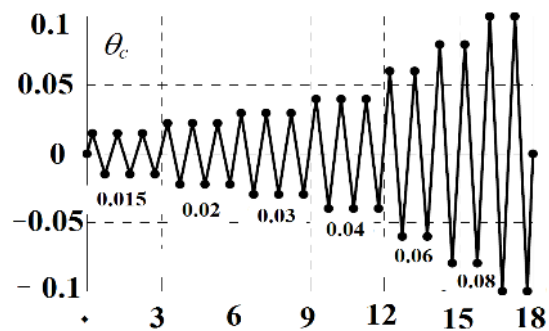


Fig. 10. Lateral loading cycles used in the experiments conducted by Kurata et al. [17]

شکل ۱۲. مدل عددی ساخته شده از ستونی با مقطع HSS 20x20x5/8 پیش از بارگذاری و در حین بارگذاری

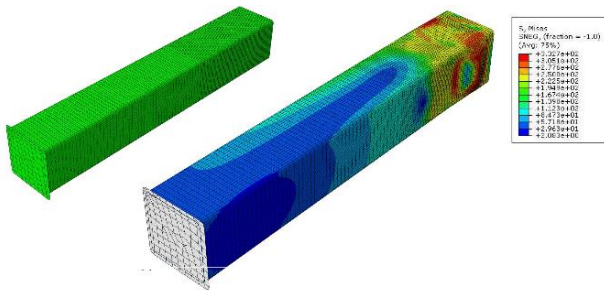


Fig. 12. Numerical model provided for HSS20x20x5/8 before and during the loading

شکل ۱۳. منحنی‌های "لنگر پای ستون - جابه‌جایی نسبی دو انتهای ستون (دوران اسمی پای ستون)" برای مقاطع نمونه تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دو جهته پیشنهاد شده

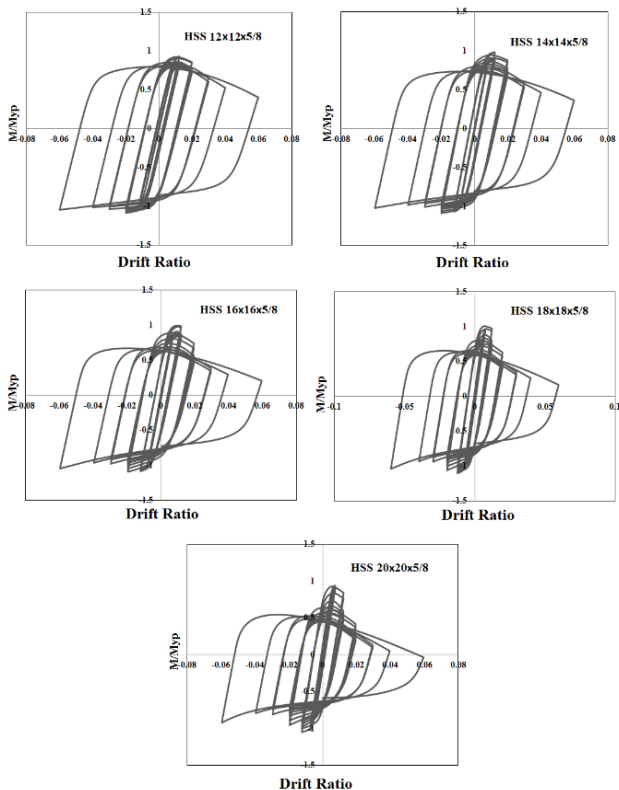


Fig. 13. End moment-drift ratio curves obtained for the archetype columns under the suggested loading protocol dual

شکل (۱۲) مدل عددی ساخته شده از ستون نمونه HSS 20x20x5/8 را پیش از بارگذاری و در حین آن نمایش می‌دهد. چنان‌که انتظار می‌رفت، وقوع کمانش‌های موضعی در

آزمایش‌های هماهنگ با واقعیت روی این اعضا آنچنان که هم سطح نیروی محوری و هم جابه‌جایی جانبی اعمالی متغیر باشد، بسیار دشوار به نظر می‌رسد. به همین خاطر، می‌توان با استفاده از شبیه‌سازی‌های عددی به مطالعه جزئیات رفتار ستون‌های فولادی متداول در قاب‌های خمشی پرداخت. لازم به یادآوری است که در بخش پیشین، نسبت به قابلیت روند مدل‌سازی اجزای محدود مورد استفاده اطمینان حاصل شده است. بنابراین، ستون‌های نمونه در ادامه به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که معرف ستون‌های متداول در قاب‌های خمشی باشند. سپس، این ستون‌های نمونه با استفاده از شبیه‌سازی‌های عددی تحت پروتکل بارگذاری پیشنهاد شده‌اند.

ادامه این پژوهش بر رفتار ستون‌های فولادی جعبه‌ای شکل متمرکز خواهد بود. به همین منظور، از میان مقاطع استاندارد توخالی با مقطع مربعی شکل (HSS)، مقطعی که بر اساس معیارهای لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341 [۱۲] فشرده محسوب می‌شوند انتخاب شده‌اند. بر مبنای معیار یاد شده مقاطع جعبه‌ای با نسبت بعد به ضخامت کوچکتر از مقدار رابطه  $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  فشرده محسوب می‌شوند. مقدار این رابطه با فرض استفاده از مقاطع استاندارد ساخته شده از فولاد نوع ASTM A500 Grade D با تقریب برابر با ۳۲ خواهد بود. بر این اساس، از میان مقاطع جعبه‌ای مربع شکل استاندارد، مقاطع معرفی شده در جدول ۴ به عنوان ستون‌های نمونه برگزیده شده‌اند.

جدول شماره ۴

مشخصات مقاطع استاندارد انتخاب شده نمونه

Section Name	Nominal Dimension (cm)	Thickness (cm)	Width to Thickness ratio	Cross Section Area (cm <sup>2</sup> )
HSS12x12x5/8	30.48	1.59	17.7	165.81
HSS14x14x5/8	35.56	1.59	21.1	195.48
HSS16x16x5/8	40.64	1.59	24.5	225.81
HSS18x18x5/8	45.72	1.59	25.8	267.1
HSS20x20x5/8	50.8	1.59	29	299.35

Table4. Section properties of selected archetypes

در گام بعدی هر یک از ستون‌های نمونه معرفی شده، با استفاده از روند مدل‌سازی تشریح شده، در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده‌اند. به این ترتیب، امکان بررسی پاسخ آن‌ها تحت پروتکل بارگذاری مورد نظر فراهم آمده است.

## Referensec

## ۵. مراجع

- [1] AISC. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction." *ANSI/AISC 341-05*, (2002), Chicago.
- [2] Kurata, M., Nakashima, M., and Suita, K. "Effect of Column Base Behavior on the Seismic Response of Steel Moment Frames." *J. Of Earthquake Engineering*, 9(2) (2005) 415-438.
- [3] Nakashima, M., Liu, D. "Instability and Complete Failure of Steel Columns Subjected to Cyclic Loading." *J. of Eng. Mech.*, 131 (2005), 559-567.
- [4] Xiao, Y., Li, H., and Zhou, T. "Seismic behavior of wide-flange steel column with confined potential plastic hinge." *J. of Constructional Steel Research*, 65 (2009) 808-817.
- [5] Cheng, X., Chen, Y., Nethercot, D. A. "Experimental study on H-shaped steel beam-columns with large width-thickness ratios under cyclic bending about weak-axis." *J. of Eng. Structures*, 49 (2013) 264-274.
- [6] Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., and Luco, N. "Loading histories for seismic performance testing of SMRF components and assemblies." *Rep. SAC/BD-00/10* (2000), SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.
- [7] Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., and Medina, R. "Development of a testing protocol for wood frame structures." *Rep. W-02* (2001), *CUREE-Caltech Woodframe Project*, Stanford Univ., Stanford, Calif.
- [8] Richards, P., and Uang, C. M. "Testing protocol for short links in eccentrically braced frames." *J. Struct. Eng.*, 132(8) (2006), 1183-1191.
- [9] Newell, J., and Uang, C. M. "Cyclic behavior of steel wide-flange columns subjected to large drift." *J. Struct. Eng.*, 134(8) (2008), 1334-1342.
- [10] American Society of Civil Engineering (ASCE). "Minimum design loads for buildings and other structures." *ASCE/SEI-10* (2010).
- [11] AISC. "Specification for structural steel buildings." *ANSI/AISC 360-10*, Chicago (2010).
- [12] AISC. "Seismic provisions for structural steel buildings." *ANSI/AISC 341-10*, Chicago (2010).
- [13] Federal Emergency Management Agency (FEMA). "Quantification of building seismic performance factors." *FEMA P695*, Washington, DC (2009).
- [14] Lignos, D., Krawinkler, H. "Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitation." *Report No. 177*, John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre, Department of Civil Engineering, Stanford University (2012).
- [15] Imani, R. "Post-earthquake fire resistance of ductile concrete filled double-skin tube columns." Ph.D. thesis, (2014), State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- [16] Abaqus Analysis User's Guide, Abaqus Software Package. Providence (RI): SIMULIA; (2012).
- [17] Kurata M., "Effects of column base behaviour on the overall response of steel moment frames", Mater thesis, *European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk*, (2004).

پای ستون‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی بالا، کنترل کننده رفتار کلی ستون‌ها است. این پدیده موجب زوال مقاومت ستون‌های نمونه، در چرخه‌های متناوب بارگذاری بوده است. بدیهی است در مقاطع با سطح مقطع لاغرتر، آثار موضعی یاد شده تشدید می‌شود و در نتیجه زوال رفتار چرخه ای بحرانی‌تر خواهد بود. پاسخ ستون‌های نمونه شبیه‌سازی شده در قالب منحنی‌های هیسترتیک "لنگر پای ستون - جابه‌جایی نسبی دو انتهای ستون (دوران اسمی پای ستون)" در (شکل ۱۳) به نمایش در آمده است.

## ۴- نتیجه‌گیری

چنانچه گفته شد، تقاضاهای لرزه‌ای در ستون‌های متکثری از یک مجموعه قاب‌های خمشی بررسی شد. تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی جانبی دو انتهای ستون‌ها و همچنین تاریخچه زمانی نیروی محوری تشکیل شده در این اعضا تحت رخدادهای لرزه‌ای متفاوت استخراج شد. به کمک این تاریخچه‌های زمانی حدود تقاضاهای لرزه‌ای در ستون‌های متعلق به قاب‌های خمشی مشخص شد. همچنین، به کمک روش‌های آماری، پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای دوجته برای این اعضا استخراج شد. این پروتکل‌ها شامل چرخه‌های بارگذاری همزمان محوری و جانبی هستند. این چرخه‌های بارگذاری برای نخستین بار معرف تقاضاهای لرزه‌ای محتمل در ستون‌های فولادی قاب‌های خمشی حین یک رخداد لرزه‌ای است. با معرفی یک پروتکل بارگذاری که معرف تقاضاهای لرزه‌ای در ستون‌ها باشد، امکان بررسی رفتار آنها فراهم آمد. انجام شبیه‌سازی‌های عددی در فضای اجزای محدود پیوسته نشان داد که آثار (کمانش) موضعی در پای ستون‌ها، بیشترین نقش را در زوال مقاومت این اعضا در چرخه‌های پیاپی بارگذاری دارند. مقدار این زوال وابسته به میزان بعد به ضخامت این اعضا متغیر خواهد بود. با این وجود، زوال مقاومت در حین یک رخداد لرزه‌ای، برای بیشتر ستون‌های جعبه‌ای متداول قابل چشم‌پوشی نخواهد بود.

# Evaluation of Cyclic Behavior of the Columns of Moment Frames regarding their Seismic Demands, and Developing their Cyclic Dual Loading Protocols

Mojtaba Farahi<sup>1</sup>, Saeed Erfani<sup>2</sup>

1.PhD Student, Civil Engineering Department, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

2.Assistant Professor, Civil Engineering Department, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

sderfani@aut.ac.ir

**Abstract:** Columns of the moment frames are subjected to high axial forces as well as inelastic rotations during a seismic event. Estimating the boundaries for these simultaneous structural demands on the columns of special moment frames are one the aims of this research. These demands are evaluated by performing a vast number of non-linear time history analyses on some archetype frames. Totally, eight archetype buildings are designed under two levels of spectral accelerations representing the Maximum Credible Earthquake (MCE) and the Design Earthquake (DE). Both geometric and material nonlinearities are taken into account. Far-field earthquake record set -proposed by FEMA P696- is utilized in this study to conduct the required time history analyses. This set includes 44 individual seismic records with different magnitudes and other specifications. Each sample special moment frame is excited by each of the individual records with two different intensity levels referring to DE and MCE respectively. After performing numerous time history analyses, the boundaries and the values for the axial force and the story drift ratio on columns are fairly established for the seismic events with MCE and DE intensity levels. It is proved that the columns might experience the axial force around 30% of their yielding capacity as well as the drift ratios up to 6%. Effects of simultaneous changes in axial force and plastic rotation in such columns are neglected in available loading frameworks (protocols, setups, what?!) for these members. On the other hand, existing loading frameworks are introduced quite arbitrarily in different research studies, with no root in the real seismic demands of these structural members. Hence, a statistical approach implemented to extract the loading cycles based on the results of the mentioned non-linear time histories. Therefore, a representative loading protocol is also developed for the column members of special moment frames with the aid of the results of the supportive analyses. This loading protocol includes cycles of varied axial force ratios as well as simultaneous cycles of lateral loading.

Providing such a loading regime can pave the way to investigate the behavior of the columns of moment frames by more sophisticated numerical models which cannot be ordinarily employed to perform costly time history analyses under seismic records. The overall response of steel columns may be dominantly affected by the local effects like as local buckling at large deflections. Hence, the response of some archetype individual columns is fairly investigated under the proposed loading protocol by utilizing continuum finite element simulations which are expected to capture these kinds of local effects deliberately. The investigation not only reveals more on the details of the behavior of these members, but also proves the versatility of the proposed loading protocol in comparison with the previous loading procedures. In order to do so, the numerical models of the archetype columns are also examined under the proposed lateral loading protocol. Accordingly, constant levels of axial loading and the results of both cases are compared. It is shown that implementing a constant axial load besides the cyclic lateral cyclic loading may not be an appropriate loading framework and the results would not represent the seismic demands in these members accurately.

**Keywords:** Seismic Demands, Cyclic Loading Protocol, Column Members, Special Moment Frames