Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۵۹-۶۹

Original Article

بررسی اثر پیکربندی هندسی در رفتار لرزه‌یی قاب‌های نامنظم هندسی دارای پس‌رفتگی در ارتفاع

زهره بهلولی (کارشناس ارشد)
مهدی پورشاه * (استادیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

در این نوشتار رفتار لرزه‌یی سازه‌های نامنظم هندسی دارای پس‌رفتگی در ارتفاع مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور، ۲۰ قاب خمشی ویژه‌ی فولادی ۹ طبقه دارای پس‌رفتگی در ارتفاع با پیکربندی‌های هندسی مختلف طراحی و ویژگی‌های دینامیکی آنها شامل دوره‌ی تناوب و نسبت مشارکت جرم مؤثر مودی برای سه مود ارتعاشی اول و همچنین نسبت ضریب مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول بررسی شده است. رفتار لرزه‌یی این نوع سازه‌ها با استفاده از تجزیه و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی با به‌کارگیری ۷ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور با تأکید بر موقعیت و سطح پس‌رفتگی بررسی شده است. همچنین با توجه به توسعه‌ی روش‌های تحلیل بار افزون ارتقاءیافته، به ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌های انتخابی با استفاده از روش‌های بار افزون ارتقاءیافته شامل: تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (MPA)، تحلیل بار افزون کران بالا (UBPA)، تحلیل بار افزون مودال متوالی (CMP)، و روش N۲ توسعه‌یافته (EN۲) پرداخته شده و دقت نتایج حاصل از تحلیل‌های بار افزون ارتقاءیافته مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که پاسخ لرزه‌یی سازه‌های مذکور و دقت روش‌های بار افزون ارتقاءیافته به ویژگی‌های دینامیکی و پیکربندی هندسی سازه‌های ذکرشده بستگی دارد.

واژگان کلیدی: سازه‌ی نامنظم هندسی، پس‌رفتگی در ارتفاع، ویژگی‌های دینامیکی، رفتار لرزه‌یی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل‌های بار افزون ارتقاءیافته.

z_bohlolie8899@yahoo.com
poursha@sut.ac.ir

۱. مقدمه

رفتار لرزه‌یی سازه‌ها تحت تأثیر ۳ ویژگی مهم سازه است، که تغییر در هر یک، ویژگی‌های دینامیکی سازه را دچار تغییر می‌کند. این ۳ ویژگی عبارت‌اند از: سختی، مقاومت، و جرم سازه. این تغییرات گاهی به دلیل تغییر ناگهانی در هندسه‌ی سازه ایجاد می‌شوند. در سازه‌های نامنظم دارای پس‌رفتگی در ارتفاع با کاهش ناگهانی در سطح پس‌رفتگی، در ۳ پارامتر مذکور تغییر ایجاد می‌شود و سازه‌های ذکرشده، رفتار لرزه‌یی متفاوتی نشان می‌دهند. به همین جهت در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی، ضوابطی برای سازه‌های مذکور در نظر گرفته شده است.

امروزه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) به دلیل کاهش هزینه‌ی تحلیل و به طور هم‌زمان دقت قابل قبول در نتایج، به‌عنوان یکی از روش‌های تحلیل مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در روش بار افزون، سازه تحت الگوی باری که متناسب با شکل مود غالب سازه (مود اول کشسان) است، قرار می‌گیرد. این بار به‌صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود، تا آنجا که تغییرمکان در نقطه‌ی کنترل (که معمولاً بام است) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخص از پیش تعیین‌شده (تغییرمکان هدف) برسد. در روش ذکرشده، دو پارامتر مهم الگوی بار جانبی و تغییرمکان هدف تأثیرگذار است. علی‌رغم اینکه روش بار افزون گسترش زیادی پیدا کرده است، فاقد یک پشتوانه‌ی تئوریک قوی است. درنظرنگرفتن اثر مودهای ارتعاشی بالاتر و کاهش سختی پس از تسلیم از ضعف‌های این روش است. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است، با این تفاوت که رفتار غیرخطی تمام اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌شود و همچنین اثر زلزله به جای اعمال بار با مقدار مشخص، بر حسب تغییرمکان برآورد می‌شود.[۱]

در سازه‌های نامنظم و بلند، به دلیل مشارکت مودهای ارتعاشی بالاتر در پاسخ‌های لرزه‌یی سازه، روش بار افزون مرسوم اعتبار ندارد. برای رفع مشکل عنوان شده، روش‌های ارتقاءیافته از جمله روش‌های: تحلیل بار افزون مودال (MPA)،[۲] تحلیل بار افزون کران بالا[۱]،[۳] تحلیل بار افزون به‌هنگام‌شونده (AMC)،[۴] تحلیل بار افزون بهبودیافته (IMPA)،[۵] تحلیل بار افزون مودال متوالی (CMP)[۶] و روش N۲ توسعه‌یافته (EN۲)،[۷] توسط پژوهشگران ارائه شده است، که روش‌های مذکور اثر مودهای ارتعاشی بالاتر را در برآورد نیازهای لرزه‌یی سازه‌ها لحاظ می‌کنند.

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۵/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۰/۱۷، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۸.

www.SID.ir

Archive of SID

نامنظمی در ساختمان‌ها طبق تعریف آیین‌نامه‌های مختلف به علت توزیع نامتناسب جرم، سختی و مقاومت در سازه رخ می‌دهد و یا به دلیل نامنظمی هندسی در ارتفاع ایجاد می‌شود، که ابعاد پلان سازه در ارتفاع تغییر قابل توجهی می‌یابد، که ساختمان‌های دارای پس‌رفتگی یا عقب‌نشینی در ارتفاع (Setback) و ساختمان‌های با شکل هرمی از این نوع هستند.[۸] از این رو این نوع نامنظمی، مورد توجه پژوهشگران قرارگرفته است. در سال ۱۹۷۷ پژوهشگران، پاسخ لرزه‌یی قاب‌های فولادی دارای پس‌رفتگی را مورد مطالعه قرار داده و تأثیر پس‌رفتگی‌ها در بسامدهای سازه و شکل‌های مودی و همچنین اثر آنها در پاسخ لرزه‌یی را بررسی کردند.[۹] در پژوهش دیگری در سال ۱۹۸۴، تقاضای شکل‌پذیری قاب‌های RC نامنظم در ارتفاع بررسی و نتیجه گرفته شده است که نامنظمی در ارتفاع، تقاضای شکل‌پذیری را تقریباً به ۲ برابر افزایش می‌دهد.[۱۰] همچنین برخی پژوهشگران (۱۹۹۰) با انجام آزمایش بر روی یک ساختمان بتن مسلح ۶ طبقه‌ی دارای پس‌رفتگی در وسط ارتفاع، ضمن بررسی آیین‌نامه‌ی UBC۱۹۸۸ برای این نوع سازه‌ها، یک روش طراحی استاتیکی را برای سازه‌های بتن مسلح دارای پس‌رفتگی پیشنهاد کرده‌اند.[۱۱] همچنین در سال ۱۹۹۴ نیز اعتبار ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی برای ساختمان‌های دارای پس رفتگی بررسی و نتیجه گرفته شده است که باید برش پایه‌ی حاصل از تحلیل دینامیکی به برش پایه‌ی حاصل از روش بار استاتیکی معادل آیین‌نامه هم‌پایه شود.[۱۲] برخی پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۱۹۹۵، سازه‌های setback را مورد مطالعه قرار داده و نتیجه گرفته‌اند که رفتار لرزه‌یی سازه‌های منظم و نامنظم، مشابه است. در مطالعه‌ی آنها مقدار پس‌رفتگی و نسبت ارتفاع پایه به ارتفاع کل سازه کوچک است.[۱۳] در پژوهش دیگری در سال ۱۹۹۶ نیز این نتیجه به‌دست آمده است که وجود پس‌رفتگی‌ها پاسخ لرزه‌یی را بدتر نمی‌کند.[۱۴] همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۰۰)، یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را برای ارزیابی لرزه‌یی سازه‌های چند طبقه ارائه کرده‌اند، که در آن از یک تحلیل طیف پاسخ برای محاسبه‌ی جابه‌جایی هدف و توزیع بار برای تحلیل بارافزون استفاده شده است.[۱۵] پژوهشگران دیگری (۲۰۰۴) نیز به ارزیابی رفتار سازه‌های قاب بتن مسلح نامنظم در ارتفاع پرداخته و نتیجه گرفته‌اند که سازه‌های دارای پس‌رفتگی رفتاری متفاوت از سازه‌ی منظم ندارند.[۱۶]

همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۰۶، رفتار لرزه‌یی سازه‌های نامنظم در ارتفاع بررسی و مشاهده شده است که بسیاری از مطالعات انجام‌شده بر افزایش تقاضا در قسمت برج سازه‌های دارای پس‌رفتگی و افزایش تقاضای لرزه‌یی برای ساختمان‌های با ناپیوستگی در توزیع جرم، سختی، و مقاومت توافق دارند.[۱۷] پژوهشگرانی نیز (۲۰۰۶)، دو سازه‌ی نامنظم ۱۴ طبقه به‌صورت قاب بتنی خمشی مسلح را بررسی کرده و تمرکز تنش نامطلوبی در همسایگی پس‌رفتگی گزارش نکرده‌اند.[۱۸] در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۸، روش جدیدی برای شناسایی نامنظمی در قاب‌های ساختمانی ناشی از حضور پس‌رفتگی پیشنهاد و نشان داده شده است که تعداد طبقات، نسبت مقاومت تیر به ستون، و نوع نامنظمی هندسی در مقدار و توزیع تغییرشکل‌های غیرکشسان در ارتفاع سازه تأثیر می‌گذارد.[۱۹] برخی پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۲۰۰۸، عملکرد لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح (RC) چند طبقه‌ی نامنظم در ارتفاع را بررسی کرده و نتیجه گرفته‌اند که ساختمان‌های دارای پس‌رفتگی و ساختمان‌های منظم طراحی‌شده براساس EC۸ هنگامی که تحت بارگذاری لرزه‌یی قرار می‌گیرند، مشابه هم رفتار می‌کنند.[۲۰] در پژوهش دیگری (۲۰۱۰) نیز با بررسی سازه‌های دارای پس‌رفتگی در ارتفاع، شاخصی برای نامنظمی سازه‌های مذکور معرفی شده است.[۲۱]

از آنجا که با وجود کاربرد روزافزون تحلیل‌های بار افزون تاکنون ارزیابی لرزه‌یی ساختمان‌های بلند دارای پس‌رفتگی در ارتفاع با استفاده از تحلیل‌های بارافزون ارتقاءیافته مورد توجه قرار نگرفته است، در این پژوهش ارزیابی روش‌های تحلیل بارافزون ارتقاءیافته در سازه‌های مذکور، بررسی و دقت روش‌های مذکور در سازه‌های بلند دارای پس‌رفتگی در ارتفاع لازم شناخته شده است. در این پژوهش، رفتار لرزه‌یی این سازه‌ها و دقت روش‌های تحلیل بارافزون ارتقاءیافته مورد بررسی قرارگرفته است. به همین منظور یک مدل قاب ۹ طبقه به‌عنوان سازه‌ی منظم مرجع در نظرگرفته شده و ۱۹ قاب دارای پس‌رفتگی در ارتفاع با پیکربندی‌های هندسی مختلف ایجاد و طراحی شده‌اند. سپس پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌های نامنظم دارای پس‌رفتگی در ارتفاع (Setback) با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی و ویژگی‌های دینامیکی سازه‌ها از قبیل دوره‌ی تناوب ارتعاشی سازه، نسبت مشارکت جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی برای سه مود اول ارتعاش سازه با استفاده از تحلیل مقدار ویژه محاسبه شده و مورد بررسی قرارگرفته است. همچنین نیازهای لرزه‌یی سازه‌های مذکور با استفاده از تحلیل‌های ارتقاءیافته استاتیکی غیرخطی MPA، CMP، UB و EN۲ محاسبه شده و با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد مقایسه قرارگرفته است. در انتها این نتیجه گرفته شده است که دو پارامتر موقعیت تراز پس‌رفتگی و میزان کاهش سطح پس‌رفتگی در پاسخ لرزه‌یی سازه‌های مذکور تأثیر دارد، که خود بیانگر اثر مهم پیکربندی سازه در رفتار لرزه‌یی سازه است. همچنین نتایج نشان می‌دهند که پاسخ لرزه‌یی سازه‌های بلند دارای پس‌رفتگی در ارتفاع و دقت روش‌های بار افزون ارتقاءیافته به ویژگی دینامیکی سازه‌های مذکور بستگی دارد.

۲. تحلیل‌های بار افزون ارتقاء یافته برای درنظرگرفتن اثر مودهای ارتعاشی بالاتر در ارتفاع

۱.۲. روش بار افزون مودال (MPA)

چوپرا و گوئل روش تحلیل بار افزون مودال (MPA) را ابتدا برای ساختمان‌های کشسان خطی توسعه داده و نشان داده‌اند که روش معادل روش معروف تحلیل طیف پاسخ (RSA) است. سپس، روش مذکور را برای ساختمان‌های غیرکشسان بسط داده‌اند. در واقع روش تحلیل بار افزون مودال (MPA) بر این فرض استوار است که پاسخ سازه در مودهای مختلف در حالت غیرکشسان مستقل از هم هستند. بنابراین پاسخ لرزه‌یی سازه در هر مود مستقلاً محاسبه می‌شود و درنهایت، پاسخ کلی سازه از ترکیب پاسخ‌های مودی با استفاده از روش ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) به دست می‌آید.[۲]

۲.۲. روش تجزیه و تحلیل بار افزون کران بالا (UBPA)

روش تجزیه و تحلیل بار افزون کران بالا (UBPA) در سال ۲۰۰۳ ارائه شده است، که در آن برای مشارکت تغییرمکان پاسخ مود بالاتر در مقایسه با مود اصلی، از نسبت مشارکت مود دوم به مود اول $\left(\frac{q_2}{q_1}\right)_{UB}$، در محاسبه‌ی الگوی بار و تغییرمکان هدف استفاده شده است.[۲]

از طیف پاسخ کشسان زلزله نیز برای محاسبه‌ی کران بالای نسبت مشارکت مود دوم به مود اول $\left(\frac{q_2}{q_1}\right)_{UB}$، استفاده می‌شود (رابطه‌ی ۱):

$$\left|\frac{\Gamma_2 D_2}{\Gamma_1 D_1}\right| =_{UB} \left(\frac{q_2}{q_1}\right) \qquad (1)$$

که در آن، $\Gamma_n\ (n = 1, 2)$ ضریب مشارکت مودی و $D_n\ (n = 1, 2)$ جابه‌جایی به‌دست‌آمده از طیف پاسخ جابه‌جایی کشسان است.

www.SID.ir

Archive of SID

۳.۲. روش بار افزون مودال متوالی (CMP)

در پژوهش سال ۲۰۰۹، روش بارافزون مودی متوالی (CMP) برای تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌ها ارائه شده است، که در آن آنالیزهای بار افزون یک‌مرحله‌یی و چندمرحله‌یی انجام می‌شود و پاسخ لرزه‌یی سازه از بیشینه‌ی پاسخ تحلیل‌های یادشده به‌دست می‌آید.[۶] در تحلیل چندمرحله‌یی، تغییرمکان بام در هر مرحله طبق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$u_{ri} = \beta_i \delta_t \qquad (۲)$$

که در آن β_i از روابط ۳ و ۴ به‌دست می‌آید:

$$\beta_i = \alpha_i \qquad (۳)$$

$$\beta_i = ۱ - \sum_{j=۱}^{N_s - ۱} \alpha_j \qquad (۴)$$

که در آن‌ها، δ_t جابه‌جایی هدف کلی در بام و N_s تعداد مراحل موجود در تجزیه و تحلیل بار افزون چندمرحله‌یی است. همچنین α_i نسبت جرم مؤثر مودال برای مود iام است، که از معادله‌ی ۵ حاصل می‌شود:

$$\alpha_n = \frac{M_n^*}{M^*} \qquad (۵)$$

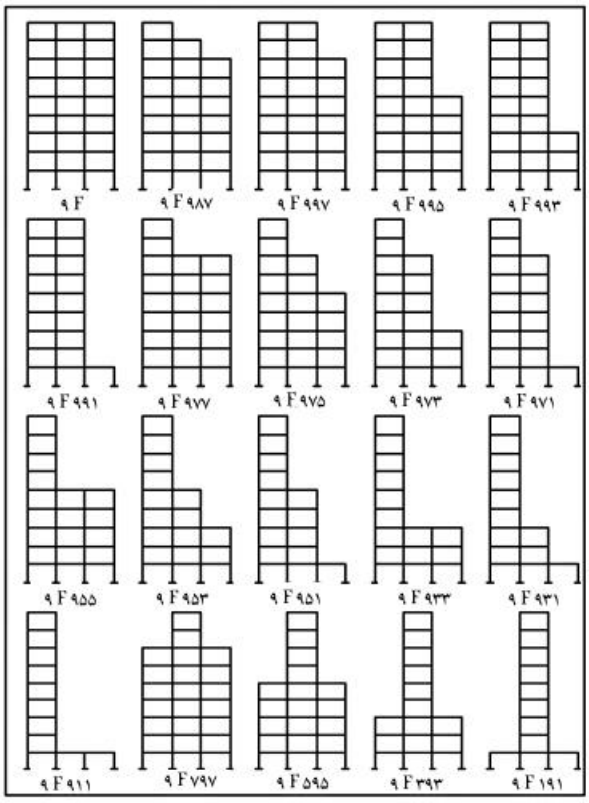
که در آن، M_n^* جرم مؤثر مود nام و M^* جرم لرزه‌یی کل سازه است.

۴.۲. روش N۲ توسعه‌یافته (EN۲)

روش N۲ به منظور لحاظ‌کردن اثر مودهای بالاتر در محاسبه‌ی پاسخ‌های لرزه‌یی توسط کرسلین و فایفر توسعه یافته و روش EN۲ نام گرفته است. توسعه‌ی روش مذکور بر این فرض استوار است که وقتی سازه در مودهای بالاتر ارتعاش می‌کند، در محدوده‌ی کشسان باقی می‌ماند. نیازهای لرزه‌یی برحسب جابه‌جایی و دریفت طبقه می‌تواند از ترکیب تحلیل بار افزون اصلی و تحلیل مودال کشسان استاندارد به‌دست آید. در روش N۲ توسعه‌یافته که برای سازه‌های با اثر مودهای بالاتر قابل کاربرد است، ایده‌ی اصلی روش ثابت نگه داشته می‌شود و برای درنظرگرفتن اثر مودهای بالاتر از ضرایب تصحیح بر پایه‌ی نتایج تحلیل مودال کشسان استفاده می‌شود. در واقع تحلیل بار افزون، رفتار آن قسمت‌هایی از سازه را که تغییرشکل‌های خمیری بزرگ اتفاق می‌افتد کنترل می‌کند، در حالی که تحلیل کشسان تقاضای لرزه‌یی را درقسمت‌هایی که اثر مودهای بالاتر مهم است، تعیین می‌کند.[۷]

۳. سازه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش قاب فولادی ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه ($R = ۱۰$) براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان،[۲۲] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران،[۲۳] به روش تنش مجاز طراحی شده‌اند؛ که قاب‌ها شامل یک قاب منظم و ۱۹ قاب دارای پس‌رفتگی در ارتفاع هستند. سازه‌های انتخابی در شکل ۱ نشان داده شده‌اند. خاک منطقه از نوع II (نوع C آیین‌نامه‌ی NEHRP) با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد است. عرض قاب، ۱۵ متر (۳ دهانه به طول ۵ متر) و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است. دهانه‌ی بارگیر قاب‌ها ۵ متر، بار مرده ($۶۵۰\ kg/m^۲$) و بار زنده ($۲۰۰\ kg/m^۲$) هستند. جرم لرزه‌یی در هر تراز کف از ترکیب بار مرده به‌علاوه ۲۰٪ بار زنده در نظرگرفته شده



شکل ۱. سازه‌های مورد مطالعه.

است، از اثرات اندرکنش خاک و سازه صرف‌نظر شده است. همچنین در طراحی تمام مدل‌ها، کنترل ضابطه‌ی تیر ضعیف ـ ستون قوی وکنترل دریفت انجام شده است. رفتار مفاصل غیرخطی تعریف‌شده در تیرها از نوع خمشی (M) و برای ستون‌ها از نوع محوری دو لنگری (P-M-M) است. برای طراحی مدل‌های نامنظم از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شده است،[۲۴] که از طیف میانگین رکورد زلزله‌های مندرج در جدول ۱ برای این منظور استفاده شده است.

در ۱۹ مدل از قاب‌های ۹ طبقه، نامنظمی هندسی (پس‌رفتگی) در ارتفاع ایجاد شده است. همه قاب‌های نامنظم انتخابی براساس استاندارد ۲۸۰۰،[۲۳] دارای نامنظمی هندسی هستند. نام‌گذاری قاب‌ها به صورتی بوده است که مثلاً در قاب ۹F۹۸۷ عدد اول نشانه‌ی تعداد طبقات، حرف F مخفف کلمه‌ی FRAME به دلیل دو بُعدی‌بودن قاب‌های انتخابی است، سه عدد بعدی که به معنی سه دهانه‌بودن قاب است، به ترتیب نشان‌گر تعداد طبقات موجود در هر دهانه‌ی قاب از چپ به راست است. بنابراین ۹F۹۸۷ نشانگر قاب ۹ طبقه‌یی است که از چپ به راست در دهانه‌ی اول ۹ طبقه، در دهانه‌ی دوم ۸ طبقه و در دهانه‌ی سوم ۷ طبقه دارد، شکل‌های قاب‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است.

۴. توصیف تحلیل‌ها

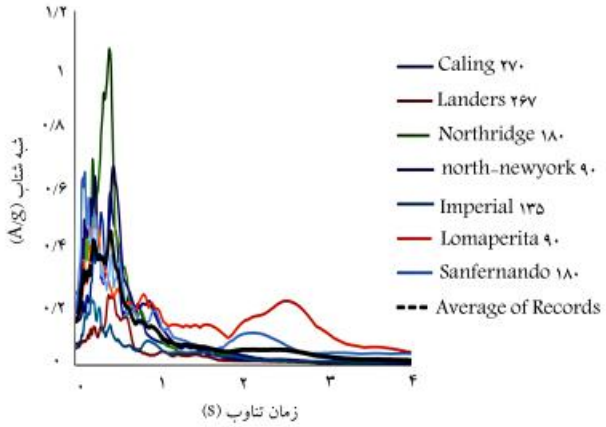
به منظور تعیین ویژگی‌های دینامیکی سازه‌ها از جمله بسامدها، درصد مشارکت‌های جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی، تحلیل مقدار ویژه انجام شده است. همچنین جهت بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NLRHA) به روش انتگرال‌گیری مستقیم و با فرض تغییر شتاب به‌صورت خطی

www.SID.ir

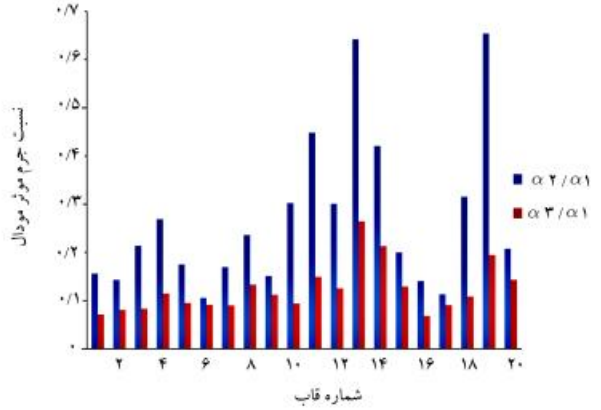
Archive of SID

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت زلزله‌های انتخابی.

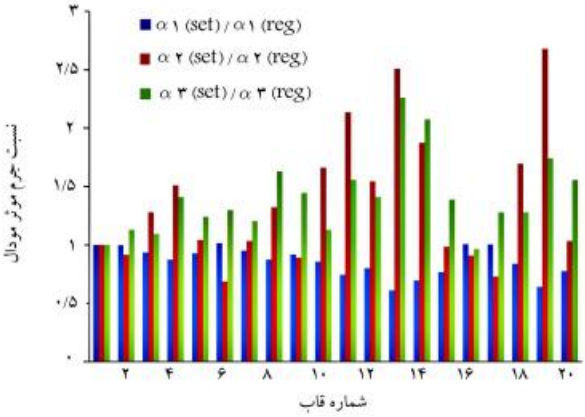
شماره‌ی زلزله	نام زلزله	مؤلفه	سال	فاصله (km)	اندازه (ریشتر)	شتاب بیشینه (g)
۱	Coalinga	H-C۰۵۲۷۰	۱۹۸۳	۴۷٫۳	۶٫۴	۰٫۱۴۷
۲	Landers	LANDERS/GLP۲۶۷	۱۹۹۲	۱۴۷٫۹	۷٫۳	۰٫۰۷۱
۳	Imperial Valley	IMPVALL/H-PLS۱۳۵	۱۹۷۹	۳۱٫۷	۶٫۵	۰٫۰۵۷
۴	Northridge	NORTHR/SMV۱۸۰	۱۹۹۴	۳۹٫۲	۶٫۷	۰٫۲۴۵
۵	Northridge	NORTHR/NYA۰۹۰	۱۹۹۴	۲۲٫۳	۶٫۷	۰٫۱۷۸
۶	San Fernando	SFERN/PEL۱۸۰	۱۹۷۱	۲۱٫۲	۶٫۶	۰٫۱۷۴
۷	Loma Prieta	LOMAP/AGW۰۹۰	۱۹۸۹	۲۸٫۲	۶٫۹	۰٫۱۵۹



شکل ۲. طیف شبه شتاب رکورد زلزله‌های انتخابی و طیف میانگین آنها.



شکل ۳. نسبت جرم مؤثر مودهای دوم و سوم به مود اول در سازه‌های ۹ طبقه.



شکل ۴. نسبت جرم مؤثر مودی سازه‌های دارای پس‌رفتگی به مقدار متناظر در سازه‌ی منظم ۹ طبقه.

مطابق روش Wilson-θ ($\theta = ۱٫۴$) استفاده شده است. برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، ۷ رکورد زلزله از پایگاه PEER-BERKELEY،[۲۵] انتخاب شده است، که خاک ساختگاه رکوردها منطبق با خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ایران (معادل خاک C آیین‌نامه‌ی NEHRP) است. رکوردهای زلزله‌ی انتخابی، رکوردهای معمولی حوزه‌ی دور با بزرگای (۶-۷٫۵) هستند. مشخصات شتاب‌نگاشت زلزله‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. برای اطمینان از اینکه سازه‌های منظم و نامنظم در ارتفاع، تحت اثر رکوردهای زلزله وارد مرحله‌ی غیرخطی می‌شوند، همه‌ی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی طوری مقیاس شده‌اند، که شتاب بیشینه‌ی آنها (PGA) به ۰٫۷ g برسد. در شکل ۲، نمودار طیف میانگین رکوردهای زلزله انتخابی نشان داده شده است. با توجه به کاربرد روزافزون تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و به منظور بررسی دقت این روش‌ها در سازه‌های نامنظم دارای پس‌رفتگی، تحلیل‌های بار افزون ارتقاءیافته (ارجاع به بخش دوم) روی سازه‌های ذکرشده انجام شده است. برای انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نیز از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰،[۲۶] استفاده شده است.

۵. ویژگی‌های دینامیکی قاب‌ها

به‌منظور تعیین مشخصه‌های ارتعاشی شامل بسامدها و شکل مودهای طبیعی سازه از حل مسئله‌ی مقدار ویژه استفاده شده است. در جدول ۲ و شکل‌های ۳ و ۴،

مقادیر دوره‌ی تناوب (T_n) و نسبت مشارکت جرم مؤثر مودی (α_n) برای سه مود ارتعاشی اول و نسبت ضریب مشارکت مودی (Γ_n) برای مود دوم به مود اول سازه‌های نامنظم ۹ طبقه نشان داده شده است. همان‌طور که از جدول ۲ مشخص است، دوره‌ی تناوب مود اول سازه‌های نامنظم کاهش یافته است. همچنین مطابق جدول مذکور، نسبت جرم مؤثر مودی برای مود اول α_1، در سازه‌های نامنظم کاهش می‌یابد؛ ولی نسبت جرم مؤثر مودی برای مود دوم α_2، در مدل‌های با تراز

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۲. مشخصات دینامیکی سازه‌های ۹ طبقه.

شماره‌ی قاب	نام قاب	T_1 (sec)	T_2 (sec)	T_3 (sec)	α_1	α_2	α_3	T_2/T_1
۱	9F	۱٫۱۷۳۸	۰٫۴۲۱	۰٫۲۴۶۸	۰٫۷۵۶	۰٫۱۱۸	۰٫۰۵۴	۰٫۴۰۷۶
۲	9F۹۹۷	۱٫۰۸۱	۰٫۴۰۹۹	۰٫۲۵۱۶	۰٫۷۵۳	۰٫۱۰۸	۰٫۰۶۱	۰٫۴۷۹۸
۳	9F۹۹۵	۱٫۰۴۴۷۷	۰٫۴۳۳۷	۰٫۲۳۸۵	۰٫۷۰۷	۰٫۱۵۱	۰٫۰۵۹	۰٫۴۷۲۵
۴	9F۹۹۳	۱٫۰۸۱۶۱	۰٫۴۰۸۱	۰٫۲۴۹۴	۰٫۶۶۱	۰٫۱۷۸	۰٫۰۷۶	۰٫۴۹۱۵
۵	9F۹۹۱	۱٫۱۴۳۱۳	۰٫۴۰۵	۰٫۲۳۵۴	۰٫۷۰۱	۰٫۱۲۳	۰٫۰۶۷	۰٫۴۲۳۶
۶	9F۹۷۷	۰٫۹۵۱۹	۰٫۳۸۱	۰٫۲۴۴۸	۰٫۷۶۷	۰٫۰۸۱	۰٫۰۷	۰٫۵۸۸۸
۷	9F۹۷۵	۰٫۹۲۶۵	۰٫۴۱۱	۰٫۲۴۵۹	۰٫۷۱۹	۰٫۱۲۲	۰٫۰۶۵	۰٫۶۰۴۴
۸	9F۹۷۳	۰٫۹۴۶	۰٫۳۹۳	۰٫۲۵۷۳	۰٫۶۶	۰٫۱۵۶	۰٫۰۸۸	۰٫۶۵
۹	9F۹۷۱	۱٫۰۰۳۱۳	۰٫۳۸۹۲	۰٫۲۴۳	۰٫۶۹۳	۰٫۱۰۵	۰٫۰۷۸	۰٫۵۵۸۴
۱۰	9F۹۵۵	۰٫۸۵۹۱	۰٫۴۲۸۶	۰٫۲۰۵۱	۰٫۶۴۸	۰٫۱۹۶	۰٫۰۶۱	۰٫۵۶
۱۱	9F۹۵۳	۰٫۹۰۶۴	۰٫۴۲۶۴	۰٫۲۳۵۴	۰٫۵۶۲	۰٫۲۵۲	۰٫۰۸۴	۰٫۶۰۳۷
۱۲	9F۹۵۱	۰٫۹۵	۰٫۴۲۶۷	۰٫۲۲۲	۰٫۶۰۵	۰٫۱۸۲	۰٫۰۷۶	۰٫۵۳۹
۱۳	9F۹۳۳	۰٫۹۳	۰٫۳۷	۰٫۲۳۷۹	۰٫۴۶۱	۰٫۲۹۶	۰٫۱۲۲	۰٫۶۴۵۳۸
۱۴	9F۹۳۱	۱٫۰۱۸۳۷	۰٫۳۸۱۲	۰٫۲۳۷۲	۰٫۵۲۵	۰٫۲۲۱	۰٫۱۱۲	۰٫۵۷۴۲
۱۵	9F۹۱۱	۱٫۱۰۳۳۷	۰٫۳۷۹۵	۰٫۲۱۳۱	۰٫۵۸	۰٫۱۱۶	۰٫۰۷۵	۰٫۴۳۹۱
۱۶	9F۹۸۷	۱٫۰۲۶۷	۰٫۳۷۶۷	۰٫۲۴۱۶	۰٫۷۶۱	۰٫۱۰۷	۰٫۰۵۲	۰٫۵۷۰۹
۱۷	9F۷۹۷	۰٫۹۸۰۹	۰٫۳۸۶۷	۰٫۲۵۹۴	۰٫۷۵۹	۰٫۰۸۶	۰٫۰۶۹	۰٫۶۱۸۴
۱۸	9F۵۹۵	۰٫۸۸۴۴۷	۰٫۴۵۸۳	۰٫۲۲۳۹	۰٫۶۳۴	۰٫۲	۰٫۰۶۹	۰٫۵۸۱۹
۱۹	9F۳۹۳	۰٫۹۴۲۱	۰٫۳۸۷۷	۰٫۲۴۵۵	۰٫۴۸۳	۰٫۳۱۶	۰٫۰۹۴	۰٫۶۳۲۴
۲۰	9F۱۹۱	۱٫۱۱۰۶	۰٫۳۸۱۸۷	۰٫۲۱۵۴۹	۰٫۵۸۷	۰٫۱۲۲	۰٫۰۸۴	۰٫۴۴۷۷

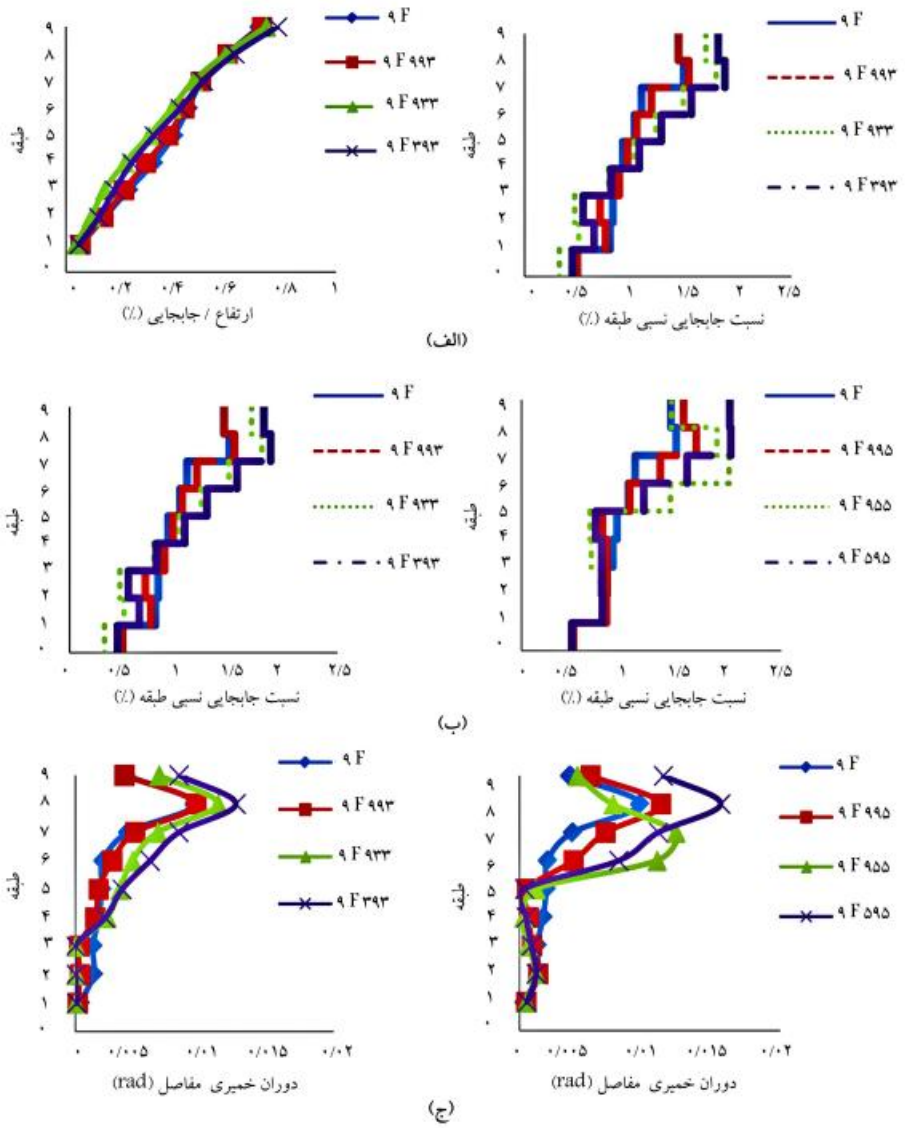
پس‌رفتگی در یک سوم ارتفاع (9F۳۹۳، 9F۹۳۳) افزایش می‌یابد، به طوری که در مدل 9F۳۹۳ حتی به ۳۱٪ می‌رسد و درصد جرم مؤثر مودی برای مود سوم α_3، در سازه‌های نامنظم نیز افزایش می‌یابد. همچنین مطابق شکل‌های ۳ و ۴، نسبت درصد جرم مؤثر مود دوم و سوم به مود اول هر یک از سازه‌ها نشان می‌دهد که در سازه‌های نامنظم اثر مودهای بالاتر قابل توجه است. مطابق شکل ۴ نیز نسبت جرم مؤثر مودی سازه‌ی نامنظم به مدل سازه‌ی منظم حاکی از اثر قابل توجه مودهای دوم و سوم در این سازه‌هاست. بنابراین مشارکت مودهای بالاتر در ارزیابی لرزه‌یی این سازه‌ها ضروری است. همچنین در یک تراز یکسان با کاهش سطح پس‌رفتگی، دوره‌ی تناوب اصلی سازه کاهش یافته است. این کاهش وقتی که سطح پس‌رفتگی در میانه‌ی ارتفاع است، بیشتر است. به‌طور مثال، در مدل‌های 9F۹۳۳ و 9F۹۹۳ و یا در مدل‌های 9F۹۵۵ و9F۹۹۵، هر چه کاهش سطح پس‌رفتگی بیشتر شده است، یعنی مدل‌های 9F۹۳۳ و 9F۹۵۵، دوره‌ی تناوب کمتر شده است.

۶. بررسی نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی NLRHA برای سازه‌های نامنظم

در شکل‌های ۵ الی ۷، جابه‌جایی کف‌ها، دریفت بین طبقات و دوران خمیری مفاصل که از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی حاصل شده‌اند، در سازه‌های نامنظم دارای پس‌رفتگی در ارتفاع و سازه‌ی منظم مرجع مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. همان‌طورکه در شکل‌ها مشاهده می‌شود، پاسخ سازه‌های نامنظم (جابه‌جایی، دریفت و دوران مفاصل) در طبقات پایین از سازه‌ی منظم کمتر و در طبقات بالا از سازه‌ی منظم بیشتر است.[۹] با مقایسه‌ی نمودارهای ارائه‌شده در شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود که به طور مثال برای سازه‌های (با سطح پس‌رفتگی یکسان ۳۳٪) 9F۹۹۱، 9F۹۹۳، 9F۹۹۵ و 9F۹۹۷ پاسخ‌ها به ترتیب در حالتی که پس‌رفتگی در یک دوم و یک سوم ارتفاع رخ می‌دهد، یعنی مدل‌های 9F۹۹۳ و 9F۹۹۵، بیشترین مقدار را دارد؛ یعنی در این مدل‌ها نسبت به مدل‌های با همین میزان کاهش سطح

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۵. مقایسه‌ی نمودارهای: الف) جابجایی کف؛ ب) تغییرمکان نسبی طبقه؛ ج) دوران مفاصل خمیری برای قاب‌های دارای پس رفتگی در ترازهای بالاتر از طبقات سوم و پنجم با استفاده از تحلیل NLRHA.

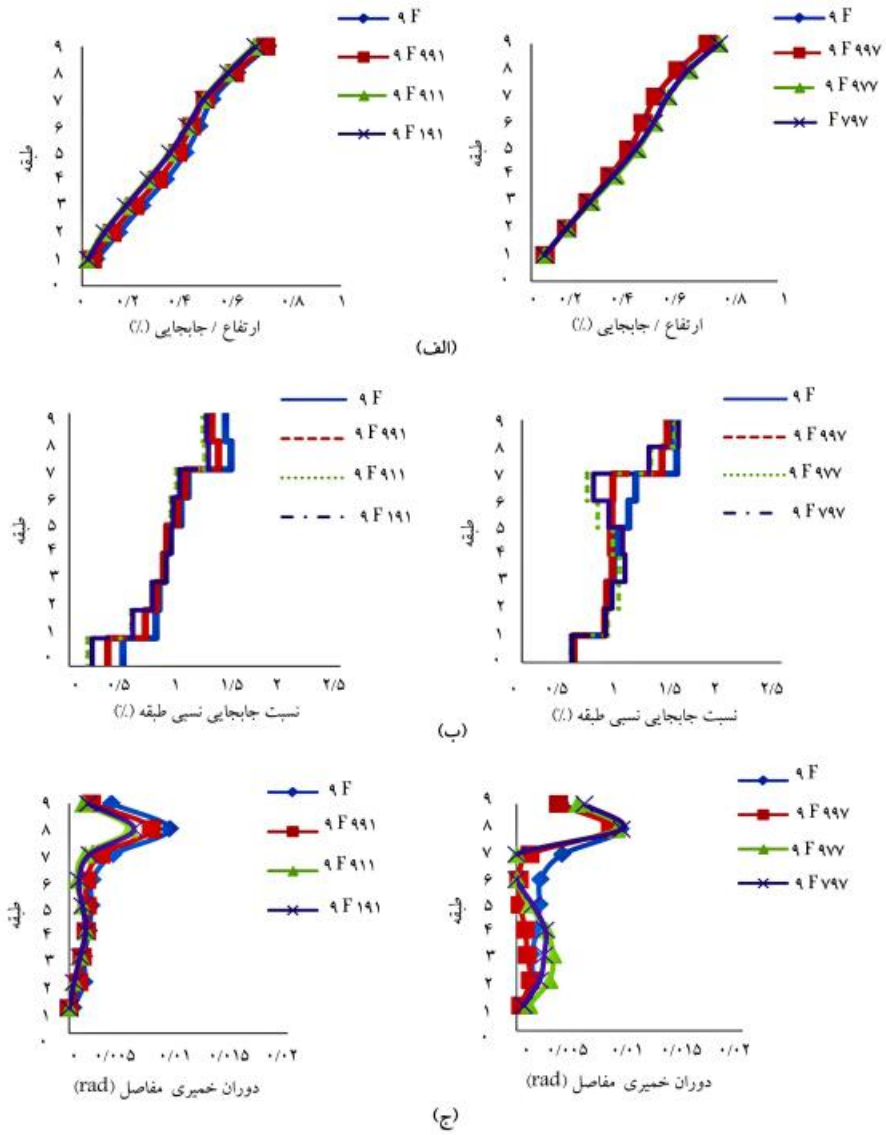
پس‌رفتگی درصد جرم مؤثر مودی، مود دوم یا سوم بیشتر است. همچنین از میان سازه‌های با تراز پس‌رفتگی یکسان مانند: ۹F۵۹۵، ۹F۹۵۵ و ۹F۹۹۵ پاسخ‌های لرزه‌یی در سازه‌هایی که میزان سطح پس‌رفتگی بیشتری دارد، بیشتر است، یعنی در ۹F۵۹۵ و ۹F۹۵۵ پاسخ‌ها بیشتر از ۹F۹۹۵ است.

در شکل‌های ۵ الی ۷ مشاهده می‌شود که به ازاء پس‌رفتگی در هر تراز در نمودار دریفت آن طبقه و طبقات مجاور پرش بزرگی (اختلاف دریفت) ایجاد می‌شود. البته بسته به پیکربندی ایجادشده در طبقات دیگر هم‌پرش (اختلاف دریفت) وجود دارد، ولی در این ترازها میزان جهش بزرگ‌تر است. به‌عنوان مثال در مدل‌های ۹F۷۹۷، ۹F۵۹۵، ۹F۳۹۳ و ۹F۱۹۱ به ترتیب در ترازهای هفتم، پنجم، سوم، و اول در نمودار دریفت پرش بزرگ‌تری نسبت به سازه‌ی منظم رخ داده است. در مدل‌های ۹F۹۷۷، ۹F۹۵۵، ۹F۹۳۳ و ۹F۹۱۱ هم به ترتیب در ترازهای هفتم، پنجم، سوم، و اول در نمودار دریفت پرش بزرگی رخ داده است، که این پرش‌ها به طورکلی ناشی از تغییر ناگهانی در سختی طبقات بالا و پایین پس‌رفتگی است.

همچنین نمودار نتایج تمامی پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌های ۹F۱۹۱، ۹F۹۱۱ و ۹F۳۹۳، ۹F۹۳۳ و ۹F۵۹۵، ۹F۹۵۵ و ۹F۷۹۷، ۹F۹۷۷، در شکل‌های ۵ و ۶ دو به دو با هم مشابه هستند، که به دلیل جرم و سختی کاهش‌یافته‌ی مشابه در تراز یکسان انتظار می‌رود نتایج مشابه باشند و البته مقداری تفاوت به دلیل تفاوت موقعیت پیکربندی هندسی وجود دارد. در سازه‌های ۹F۹۵۵ و ۹F۵۹۵ در شکل ۵ که تراز پس‌رفتگی در میانه‌ی ارتفاع است، بیشترین جابه‌جایی و دریفت وجود دارد. همچنین در مدل ۹F۹۵۳ در شکل ۷ پاسخ‌های لرزه‌یی بیشینه در طبقات بالای پس‌رفتگی رخ داده است و در سازه‌های ۹F۹۳۳ و ۹F۳۹۳ در شکل ۵، یعنی برای پس‌رفتگی در یک سوم ارتفاع نیز مقادیر پاسخ، دریفت، و دوران مفاصل، در طبقات بالای پس‌رفتگی زیاد است. به دلیل بالابودن نیاز لرزه‌یی جابه‌جایی و دریفت در بعضی مدل‌ها پیشنهاد می‌شود از آن پیکربندی‌های اجتناب شود و یا در صورت استفاده، ظرفیت و شکل‌پذیری لازم برای جابه‌جایی و دریفت فراهم شود، مانند سازه‌های ۹F۹۳۳، ۹F۹۵۵ و ۹F۹۵۳. در یک سطح پس‌رفتگی یکسان،

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۶. مقایسه‌ی نمودارهای: الف) جابجایی کف؛ ب) تغییرمکان نسبی طبقه؛ ج) دوران مفاصل خمیری برای قاب‌های دارای پس رفتگی در تراز‌های بالاتر از طبقات اول و هفتم با استفاده از تحلیل NLRHA.

پاسخ‌های لرزه‌یی به ترتیب در تراز پس‌رفتگی طبقه‌های پنجم، سوم، اول، و هفتم بیشتر هستند، یعنی همان سازه‌هایی که درصد جرم مؤثر مودی آنها در مودهای دوم و سوم به مقدار بیشینه است.

۷. دقت روش‌های بار افزون ارتقاءیافته در تخمین نیازهای لرزه‌یی سازه‌های نامنظم در ارتفاع دارای پس‌رفتگی

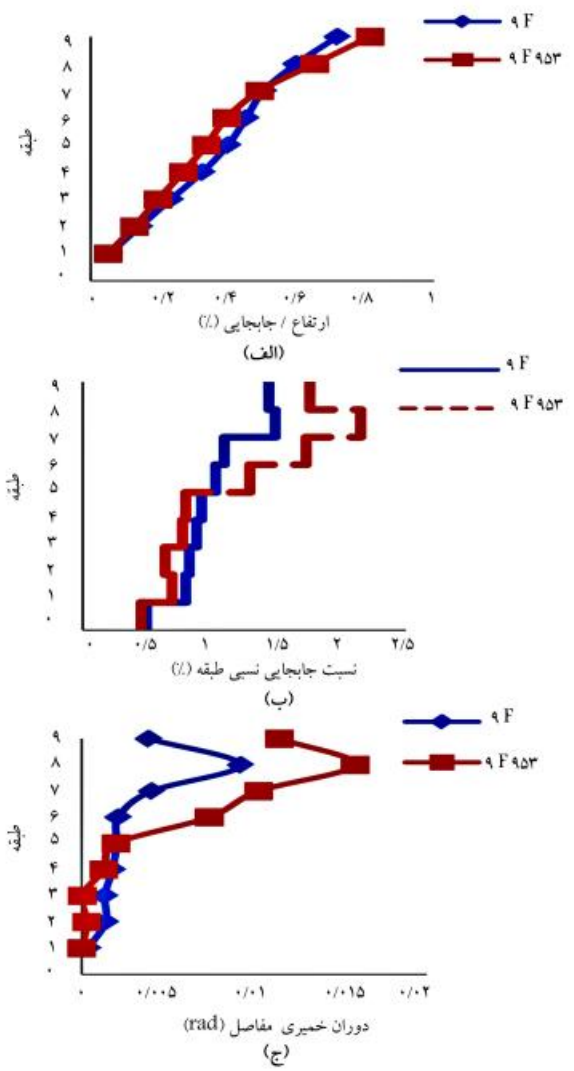
پاسخ‌های لرزه‌یی (جابه‌جایی بیشینه‌ی کف‌ها، جابه‌جایی نسبی بین طبقات، دوران خمیری مفاصل) برای قاب‌های نامنظم ۹ طبقه با استفاده از تحلیل‌های ارتقاءیافته‌ی بار افزون (MPA, CMP, EN۲, UB) به‌دست آمده و با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی (NLRHA) مورد مقایسه قرار گرفته‌اند، که نتایج حاصل از تحلیل‌های یادشده در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده است. در سازه‌های مورد بررسی چون زمان تناوب مود غالب کمتر از ۲/۲ ثانیه است، برای تحلیل بار افزون مودال متوالی (CMP) از تجزیه و تحلیل بار افزون دو مرحله‌یی استفاده شده است. همچنین یک تحلیل بارافزون براساس الگوی مود اول در سازه‌ها انجام شده است. به منظور بهبود دقت روش بار فزون مودال (MPA) از سه مود ارتعاشی جهت محاسبه‌ی نیازهای لرزه‌یی سازه‌ها استفاده شده است.

در روش بار افزون ارتقاءیافته کران بالا (UB)، تغییرمکان هدف برابر با میانگین تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی NLRHA در نظر گرفته شده است. در انجام روش N۲ توسعه‌یافته (EN۲) برای تحلیل طیف پاسخ کشسان در سازه‌های ۹ طبقه، از ۵ مود ارتعاش استفاده شده است.

برای محاسبه‌ی تغییرمکان نسبی در تحلیل مودال کشسان، که نرم‌افزار مستقیماً قادر به محاسبه‌ی آن نیست، و همچنین محاسبه‌ی آن از مقادیر جابه‌جایی ترکیب‌یافته درست نیست،[۲۷] بسته به روش ترکیب انتخاب‌شده (SRSS یا CQC) با داشتن

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۷. مقایسه‌ی نمودارهای: الف) جابه‌جایی کف؛ ب) تغییرمکان نسبی طبقه؛ ج) دوران مفاصل خمیری برای قاب‌های ۹F۹۵۳ و ۹F سازه‌ها با استفاده از تحلیل NLRHA.

جابه‌جایی ترکیب‌یافته در پایان هر مود و با حل یک معادله‌ی درجه دو، تغییرمکان نسبی هر مود به‌صورت معکوس محاسبه شده است. لازم به ذکر است که به منظور ترکیب پاسخ‌های مودی در تحلیل مودال کشسان برای سازه‌ی منظم از روش SRSS و برای سازه‌های نامنظم از روش CQC استفاده شده است. روش‌های CMP، EN۲ و MPA نتایج خوبی از جابه‌جایی کف طبقات ارائه می‌کنند که نتایج روش MPA به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نزدیک‌تر است، اما روش UB تغییرمکان طبقات را در طبقات پایین خیلی کمتر تخمین می‌زند. این تذکر لازم است که در ارزیابی آسیب‌های لرزه‌یی سازه‌ها تغییرمکان کف‌ها شاخص مناسبی نیست. در ادامه، به بررسی دقت روش‌های بارافزون ارتقاءیافته در تخمین پاسخ دریفت طبقات پرداخته شده است.

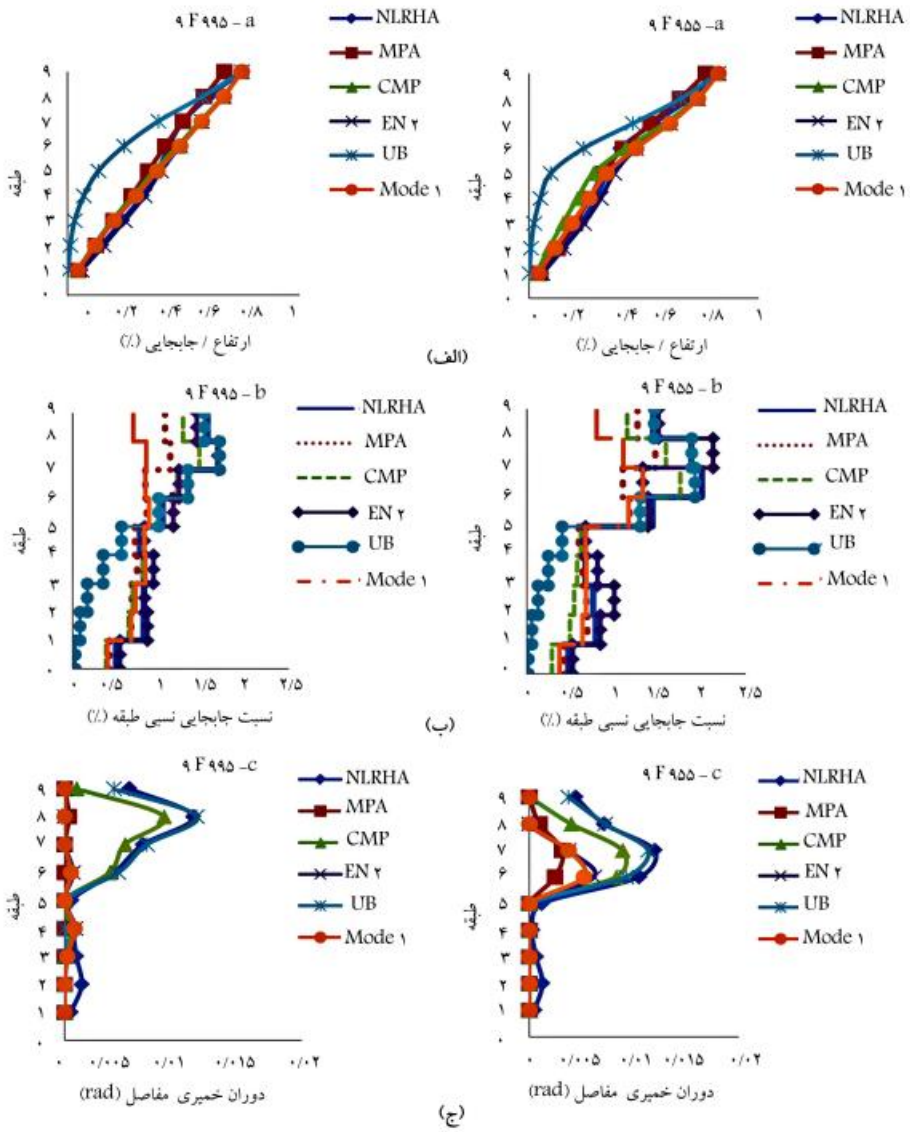
برای سازه‌های با تراز پس‌رفتگی در طبقات اول، سوم، پنجم، و هفتم و برای کاهش سطح پس‌رفتگی به میزان ۳۳٪ و ۶۶٪، در مواردی که مقادیر نسبت جرم مؤثر مودی برای مودهای سوم و دوم به مود اول بیشتر باشد، دقت روش MPA رضایت‌بخش خواهد بود، که این موضوع نشان‌دهنده‌ی در نظرگرفتن اثر مودهای بالاتر در این روش است. بیشترین خطا در روش MPA در محاسبه‌ی دریفت در مدل ۹F۹۵۵ (سازه دارای نامنظمی زیادی است) حدود ۴۵٪ در طبقه‌ی هفتم است.

در سازه با سطح پس‌رفتگی و تراز پس‌رفتگی یکسان، در مواردی که مقادیر نسبت جرم مؤثر مودی مودهای دوم و سوم به مود اول بیشتر باشد، دقت روش CMP در محاسبه‌ی دریفت رضایت‌بخش خواهد بود. این مفهوم نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که با توجه به دو مرحله‌یی بودن روش CMP و استفاده از الگوی مود دوم نتایج با دقت خوبی تخمین زده می‌شود. در واقع علت موفقیت روش CMP به دلیل انجام تحلیل‌های بارافزون دو مرحله‌یی است. به طور مثال، بیشینه‌ی خطای روش CMP در محاسبه‌ی دریفت در مدل ۹F۹۹۳ مطابق شکل ۹، ۷٪ و برای مدل ۹F۹۹۵ در شکل ۸، ۱۳٪ است. بیشترین خطای روش CMP در محاسبه‌ی دریفت در مدل ۹F۹۵۱ در طبقه‌ی ششم بوده و حدود ۳۷٪ است، که در این مدل در میانه‌ی ارتفاع و در تراز طبقه‌ی اول پس‌رفتگی رخ داده است.

در سازه با تراز پس‌رفتگی در طبقه‌های اول، سوم، پنجم، و هفتم و برای کاهش سطح پس‌رفتگی به میزان ۳۳٪ و ۶۶٪، هر چه نسبت جرم مؤثر مودی برای مود اول بیشتر باشد، دقت روش EN۲ بیشتر می‌شود. به طور مثال، دقت این روش در شکل‌های ۸ و ۹ در مدل ۹F۹۹۵ از مدل ۹F۹۵۵ بیشتر است، که بیشینه‌ی خطا در این مدل‌ها به ترتیب ۸٪ و ۳۰٪ است و مطابق جدول ۲ نسبت جرم مؤثر مودی برای مود اول مدل ۹F۹۹۵ از مدل ۹F۹۵۵ بیشتر است و دقت روش در مدل ۹F۹۵۵ از مدل ۹F۹۳۳ بیشتر است، که بیشینه‌ی خطا در این مدل‌ها به ترتیب ۳۰٪ و ۳۷٪ است و مطابق جدول ۲، نسبت جرم مؤثر مودی برای مود اول مدل ۹F۹۵۵ از مدل ۹F۹۳۳ بیشتر است. به طور کلی، بیشترین خطا در روش EN۲ در محاسبه‌ی دریفت در مدل ۹F۹۳۳ و در طبقه‌ی هشتم حدود ۳۷٪ است، که به دلیل ترکیب مناسب تحلیل طیفی و تحلیل بار افزون در روش EN۲، مودهای بالاتر به طور مناسب در نظرگرفته می‌شود. اما این روش در محاسبه‌ی دوران مفاصل خمیری به خصوص در طبقات بالا، دقت کافی نیست، که علت آن به دلیل ترکیب تحلیل بار افزون و تحلیل دینامیکی طیفی در روش EN۲ به منظور محاسبه‌ی ضرایب اصلاح است که تحلیل طیفی قادر به نمایش رفتار غیر خطی اعضا نیست. نتایج نشان می‌دهد که در سازه با تراز پس رفتگی در طبقه‌های اول، سوم، پنجم، و هفتم و برای کاهش سطح پس‌رفتگی به میزان ۳۳٪ و ۶۶٪، هر چه نسبت مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول کمتر باشد، دقت روش UB در محاسبه‌ی دریفت در طبقات بالا بیشتر و در طبقات پایین کمتر می‌شود و برعکس هر چه این نسبت بیشتر باشد، دقت روش UB در طبقات پایین بیشتر و در طبقات بالاکمتر می‌شود. این نسبت در الگوی بار روش UB منظور شده و تأییدکننده‌ی این مفهوم است که چون روش UB، نتایج را در طبقات بالا قدری بیشتر و در طبقات پایین کمتر تخمین می‌زند، کاهش و افزایش نسبت مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول باعث افزایش دقت نتایج به ترتیب در طبقات بالا و پایین می‌شود. به طور مثال با توجه به شکل ۹، دقت روش UB در محاسبه‌ی دریفت در مدل ۹F۹۹۳ از مدل ۹F۹۳۳ در طبقات بالا بیشتر است و دقت روش در مدل ۹F۹۳۳ از مدل ۹F۹۹۳ در طبقات پایین بیشتر است که علت آن کمتربودن نسبت مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول در مدل ۹F۹۹۳ از مدل ۹F۹۳۳ مطابق جدول ۲ است. همچنین در مدل‌های ۹F۹۳۳ و ۹F۹۵۵ با توجه به شکل‌های ۸ و ۹، دقت نتایج حاصل از روش UB در مدل ۹F۹۳۳ در طبقات پایین و دقت نتایج در مدل ۹F۹۵۵ در طبقات بالا بیشتر است، که نسبت مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول در مدل ۹F۹۳۳ بیشتر است. بیشترین خطای روش UB در محاسبه‌ی دریفت در طبقات پایین بیش از ۹۰٪ است، در حالی که در طبقات بالا بیشترین خطا در مدل

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۸. الف) مقایسه‌ی نمودار جابه‌جایی کف؛ ب) تغییرمکان نسبی طبقه؛ ج) دوران مفاصل خمیری سازه‌های ۹F۹۹۵ و ۹F۹۵۵ در روش‌های ارتقاءیافته‌ی UB، EN۲، CMP و MPA با نتایج تحلیل NLRHA.

۹F۹۳۳ به‌وجود آمده و حدود ۴۲٪ است. از میان سازه‌ها، در مدل‌های ۹F۵۹۵، ۹F۹۳۳ و ۹F۹۵۱ تحلیل‌های ارتقاءیافته‌ی بار افزون، نیازهای لرزه‌یی این سازه‌ها را با دقت کافی محاسبه نکرده‌اند، یعنی سازه‌هایی که پس‌رفتگی در میانه و ثلث ارتفاع آن‌ها رخ داده است.

۸. نتیجه‌گیری

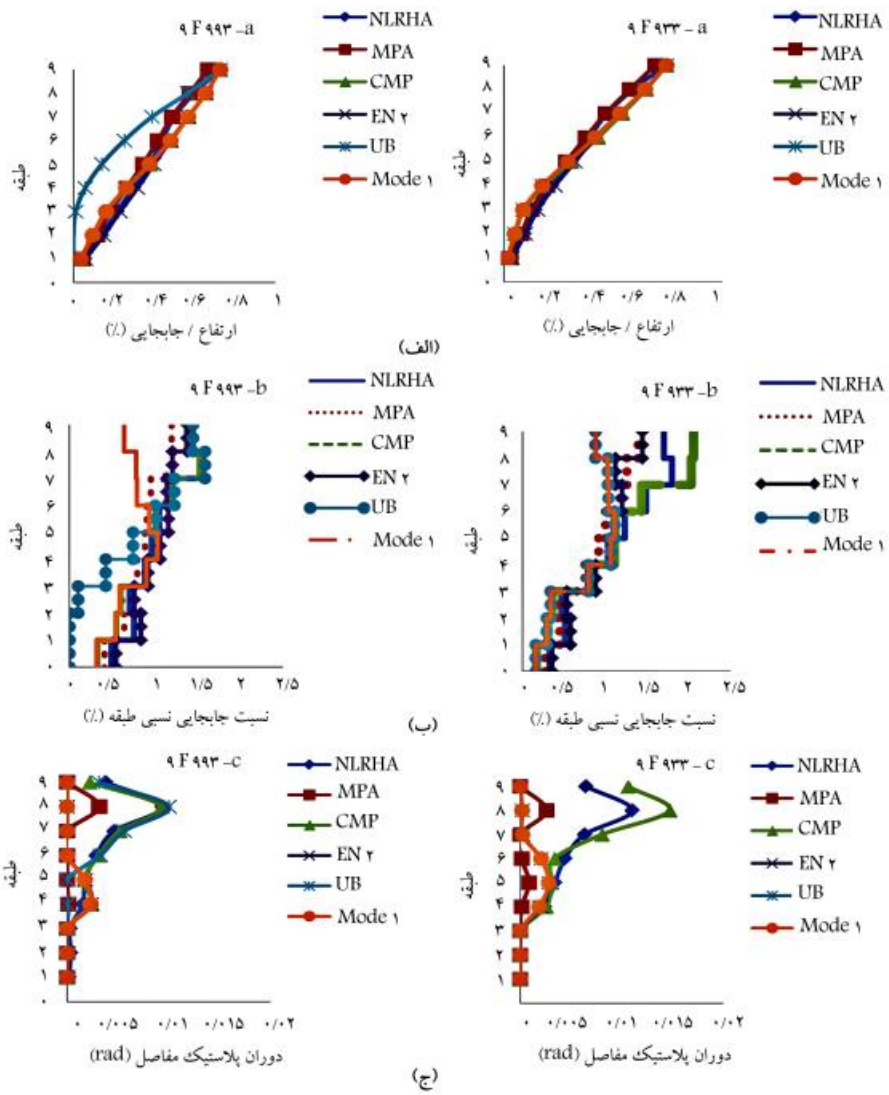
در این نوشتار، ۲۰ قاب خمشی فولادی ویژه‌ی ۹ طبقه دارای پس‌رفتگی در ارتفاع با پیکربندی‌های هندسی مختلف مورد مطالعه قرار گرفته است؛ ویژگی‌های دینامیکی آنها با استفاده از نتایج تحلیل مقدار ویژه و همچنین رفتار لرزه‌یی سازه‌های مذکور با استفاده از تجزیه و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی بررسی شده است. همچنین، پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌های انتخابی با استفاده از روش‌های بار افزون ارتقاءیافته شامل تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (MPA)، روش تحلیل بار افزون کران بالا (UBPA)، روش تحلیل بار افزون مودال متوالی (CMP) و روش EN۲ (N۲ توسعه‌یافته) ارزیابی و این نتایج حاصل شده است:

۱. با توجه به ویژگی‌های مودال، در سازه‌های دارای پس‌رفتگی در ارتفاع، درصد مشارکت مؤثر مودی در مودهای بالاتر افزایش می‌یابد. نسبت درصد جرم مؤثر مودی برای مودهای دوم و سوم به مود اول سازه‌ها $\left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1}, \frac{\alpha_3}{\alpha_1}\right)$ نشان می‌دهد که در سازه‌های نامنظم هندسی دارای پس‌رفتگی اثر مودهای بالاتر قابل توجه است. همچنین در یک تراز یکسان با کاهش سطح پس‌رفتگی، دوره‌ی تناوب اصلی سازه کاهش می‌یابد.

۲. پاسخ‌های لرزه‌یی قاب‌های دارای پس‌رفتگی در ارتفاع، در قسمت پایه کمتر از پاسخ‌های قاب منظم متناظر و در قسمت برج بیشتر از پاسخ‌های لرزه‌یی قاب منظم است و با افزایش سطح پس‌رفتگی پاسخ‌ها افزایش می‌یابد.

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۹. الف) مقایسه‌ی نمودار جابه‌جایی کف؛ ب) تغییرمکان نسبی طبقه؛ ج) دوران مفاصل خمیری سازه‌های ۹F۹۹۳ و ۹F۹۳۳ در روش‌های ارتقاءیافته‌ی UB، EN۲، CMP و MPA با نتایج تحلیل NLRHA.

۳. برای سطح پس‌رفتگی یکسان در سازه، برای پس‌رفتگی در یک دوم و یک سوم ارتفاع، به ترتیب بیشترین پاسخ‌های لرزه‌یی به‌دست آمده است. در سازه‌های با تراز‌های پس‌رفتگی مشابه هر چه میزان سطح پس‌رفتگی بیشتر باشد، پاسخ های لرزه‌یی بیشتر خواهد بود. بنابراین دو پارامتر موقعیت تراز پس‌رفتگی و میزان سطح پس‌رفتگی در پاسخ لرزه‌یی سازه‌های مذکور تأثیر دارد، که خود بیان‌گر اثر مهم پیکربندی سازه در رفتار لرزه‌یی این سازه‌هاست و تقاضای جابه‌جایی و تغییرشکل وابسته به پیکربندی هندسی قاب است.

۴. در هر تراز پس‌رفتگی در نمودار دریفت در آن طبقه، یعنی محل اتصال برج به پایه، پرش بزرگ‌تری نسبت به سازه‌ی منظم مشاهده می‌شود، که می‌تواند ناشی از سخت‌تربودن طبقه‌ی زیرین در مقایسه با طبقه‌ی بالایی و تفاوت سختی قابل توجه در دو طبقه‌ی مجاور باشد.

۵. در سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع، که جرم مؤثر مودی مودهای دوم و سوم بیشتر است، پاسخ‌های لرزه‌یی آنها هم بیشتر است.

۶. پاسخ لرزه‌یی سازه‌های دارای پس‌رفتگی در ارتفاع و دقت روش‌های بار افزون ارتقاءیافته به ویژگی دینامیکی این سازه‌ها بستگی دارد.

در قاب‌های دارای پس‌رفتگی که نسبت جرم مؤثر مودی مود دوم و سوم به مود اول بیشتر باشد، دقت روش CMP و MPA رضایت‌بخش است. دقت روش EN۲ به نسبت جرم مؤثر مودی برای مود اول وابسته است؛ به طوری که هر چه این نسبت بیشتر می‌شود، دقت روش بیشتر می‌شود. دقت روش UB به نسبت مشارکت مودی برای مود دوم به مود اول $\left(\frac{\Gamma_2}{\Gamma_1}\right)$ وابسته است. به‌طورکلی می‌توان علت موفقیت روش‌های بار افزون ارتقاءیافته را درنظرگرفتن ویژگی‌های دینامیکی سازه در محاسبات الگوی بار دانست. در سازه‌های نامنظم هندسی، روش‌های CMP و UB دوران‌های خمیری را با دقت مناسب محاسبه می‌کنند، اما روش EN۲ دقت مناسب ندارد. چون دوران‌های خمیری مفاصل که از تحلیل بار افزون پایه حاصل می‌شوند، در طبقات بالاتر کم (و حتی صفر) است و با اعمال ضریب تصحیح در ارتفاع، تغییر و بهبود قابل توجهی در دوران‌های خمیری ایجاد نمی‌شود.

www.SID.ir

Archive of SID

پانوشت

1. upper-bound

منابع (References)

1. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures,* **20**(4-6), pp. 452-464 (1998).
2. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* **33**(8), pp. 903-927 (2004).
3. Jan, T.S., Liu, M.W. and Kao, Y.C. "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings", *Engineering Structures*, **26**(1), pp. 117-128 (2004).
4. Dr. N. Nallusamy, "Energy Management through PCM Based Thermal Storage System for Building Air-Conditioning - Tidel Park, Chennai", Proc. of the International Symposium on Renewable energy-Environment Protection & Energy Solution for Sustainable Development, Kuala Lumpur, Malaysia, 14 - 17, pp. 623-631, (september 2003).
5. Mao, J., Zhai, C. and Xie, L. "An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **7**(1), pp. 25-31 (2008).
6. Fazilati, M.A., and Alemrajabi, A.A."Improvement of solar water heater using phase change material (PCM)", Proceedings of the 17th International Conference on Mechanical engineering, Tehran University, Iran, **2**, May 19-21, (2009).
7. Kreslin, M. and Fajfar, P. "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(14), pp. 1571-1589 (2011).
8. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J. and Lee, D.H. "Evaluation of seismic behaviour of steel special moment frame buildings with vertical irregularities", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(3), pp. 215-232 (2012).
9. Humar, J. and Wright, E. "Earthquake response of steel framed multistorey buildings with setbacks", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **5**(1), pp. 15-39 (1977).
10. Aranda, G. "Ductility demands for R/C frames irregular in elevation", *in Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering,* San Francisco, USA (1984).
11. Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. "Seismic response and design of setback buildings", *Journal of Structural Engineering,* **116**(5), pp. 1423-1439 (1990).
12. Wong, C.M. and Tso, W.K. "Seismic loading for buildings with setbacks", *Canadian Journal of Civil Engineering,* **21**(5), pp. 863-871 (1994).
13. Pinto, D. and Costa, A.G. "Influence of vertical irregularities on seismic response of buildings", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, A.A. Balkema, Rotterdam, **2** (1995).
14. Mazzolani, F.M. and Piluso, V., *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*, London, New York, FN & SPON an Imprint of Chapman & Hall (1996).
15. Moghadam, A. and Tso, W. "Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings", *Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering* (2000).
16. Romão, X., Costa, A. and Delgado, R. "Seismic behaviour of reinforced concrete frames with setbacks", *in Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, CD ROM, Vancouver (2004).
17. Soni, D.P. and Mistry, B.B. "Qualitative review of seismic response of vertically irregular building frames", *ISET Journal of Earthquake Technology,* **43**(4), pp. 121-132 (2006).
18. Tena-Colunga, A. and Zambrana-Rojas, C. "Dynamic torsional amplifications of base isolated structures with an eccentric isolation system", *Eng. Struct.,* **28**(1), pp. 72-83 (2006).
19. Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D. "Seismic response of plane steel MRF with setbacks: Estimation of inelastic deformation demands", *Journal of Constructional Steel Research,* **64**(6), pp. 644-654 (2008).
20. Athanassiadou, C.J. "Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation", *Engineering Structures*, **30**(5), pp. 1250-1261 (2008).
21. Sarkar, P., Prasad, A.M. and Menon, D. "Vertical geometric irregularity in stepped building frames", *Engineering Structures*, **32**(8), pp. 2175-2182 (2010).
22. The 10th Issue of National Building Regulations, *Building and Housing Research Cente*, Ministry of Roads and Urban Development (2008).
23. *Design of Buildings for Earthquakes*, Standard 2800, Institute of Standards and Industrial Research of Iran, 3ed Edition (2005).
24. *First Draft of 4th Edition Standard 2800*, Institute of Standards and Industrial Research of Iran (2012).
25. *Strong Ground Motion Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER) (2013). http://peer.berkeley.edu/
26. SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis and Design, Version 11.0.8. Berkeley, (California): Computers & Structures.
27. Chopra, Anil K., *Dynamics of Structures*, 4th Edition, Prentice-Hall (2011).

www.SID.ir