

# بررسی طیف ظرفیت دیوارهای برشی فولادی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده و روش انرژی بدون نیاز به نقطه‌ی کنترل

مجید فلهکی\* (دانشیار)

امیرعلی جواهرزاد (کارشناس ارشد)  
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۷ (۱۳۹۷)  
دوری ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۱۰۱-۹۵ (پادداشت فنی)

در ترسیم طیف ظرفیت تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی فزاینده جهت بررسی عملکرد سازه، نیاز به در نظر گرفتن یک نقطه از سازه به عنوان نقطه‌ی کنترل است که در قاب‌های ساختمانی معمولاً مرکز جرم بام لحاظ می‌شود. در نوشتار حاضر، طیف ظرفیت تغییرمکان از طریق دو روش مبتنی بر انرژی بدون نیاز به تعیین نقطه‌ی کنترل، برای ۱۲ قاب فولادی ۷، ۱۵ و ۳۰ طبقه به صورت دو بُعدی در دو حالت ۵ و ۷ دهانه با اتصالات مفصلی و صلب تحت اثر مود اصلی و مودهای بالاتر، محاسبه و با طیف ظرفیت تغییرمکان طبقات مختلف مقایسه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که دو روش مبتنی بر انرژی، طیف ظرفیت تغییرمکان را نزدیک به یکدیگر ارائه می‌کنند و مقایسه‌ی آن‌ها با طیف ظرفیت تغییرمکان با در نظر گرفتن نقطه‌ی بام به عنوان نقطه‌ی کنترل نشان می‌دهد که طیف ظرفیت تغییرمکان نقطه‌ی بام در مود اول بر طیف ظرفیت تغییرمکان حاصل شده از دو روش انرژی منطبق است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، طیف ظرفیت تغییرمکان، روش انرژی، تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده.

mgholhaki@semnan.ac.ir  
amir\_x\_x@yahoo.com

## ۱. تاریخچه‌ی پژوهش

دیوار برشی را می‌توان به صورت یک تیر ورق عمودی ایده‌آل‌سازی کرد، به طوری که ورق‌های فولادی شبیه به جان، ستون‌ها همانند بال‌ها و تیرهای طبقات به عنوان سخت‌کننده‌های عرضی عمل می‌کنند. فرایند طراحی دیوار برشی در گذشته سبب می‌شد طرح بسیار محافظه‌کارانه باشد. از کماتش جان با استفاده از سخت‌کننده‌های زیاد یا با انتخاب ورق با جان تقریباً ضخیم جلوگیری می‌شد تا اینکه اطلاعات بیشتری در مشخصات پس کماتش آن‌ها به دست آمد. اساس ایده‌ی دیوارهای برشی فولادی که در ۴۰ سال اخیر به طور جدی به آن توجه شده است، بهره‌گیری از میدان کشش قطری است که پس از کماتش ورق فولادی در آن ایجاد می‌شود، در سال‌های اول از دیوارهای برشی فولادی با تقویت سنگین فولادی برای جلوگیری از کماتش استفاده می‌کردند.<sup>[۱]</sup>

به طور کلی از مزایای دیوار برشی فولادی می‌توان به کاهش فولاد مصرفی سازه (این مقدار بسته به زیر بنا و تعداد طبقات سازه متغیر است)، کاهش بار مرده و سبک‌سازی ناشی از آن، کاهش سطح اشغال دیوار برشی  $U$  و در نتیجه افزایش فضای مفید داخلی، افزایش سرعت اجرا (سریع سازی)، کاهش طول و تعداد دیوار برشی و نیز رفع محدودیت‌های معماری ناشی از آن و افزایش ضریب رفتار سازه و شکل پذیری در برابر زلزله اشاره کرد.<sup>[۲]</sup> دیوار برشی فولادی در ۴ حالت قابل استفاده است: حالت اول، دیوارهای فلزی برشی بدون سخت‌کننده است که در آن‌ها ورق

در سه دهه‌ی اخیر، به سیستم دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم برابر بارهای جانبی به سرعت در دنیا توجه شده و از سیستم مذکور برای ساخت و مقاوم‌سازی ساختمان‌های مهمی در دنیا به ویژه در کشورهای زلزله‌خیزی چون ژاپن و آمریکا استفاده شده است. از جمله ساختمان‌های ساخته شده با سیستم دیوار برشی فولادی می‌توان بیمارستان ۶ طبقه در لوس‌آنجلس در اوایل دهه‌ی ۸۰ میلادی، مرکز درمانی پرتلند (۲۰۰۸)، ساختمان بین‌المللی لاس وگاس (۲۰۰۹) و ساختمان اداری ۳۵ طبقه در کوبه را نام برد. به طوری که ساختمان بیمارستان ۶ طبقه در لوس‌آنجلس و ساختمان اداری ۳۵ طبقه در کوبه، دو سازه‌ی مهمی هستند که در آن‌ها از سیستم دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی استفاده شده است. دیوارهای برشی فولادی از ورق فولادی که توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده است، تشکیل شده‌اند، که به تیرها و ستون‌ها، عناصر مرزی می‌گویند.<sup>[۱]</sup> سیستم دیوار برشی فولادی علاوه بر داشتن مقاومت و سختی، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی خوبی دارند. سیستم مذکور در مقایسه با سیستم‌های دیگر، فولاد مصرفی کمتری دارد و سیستمی مناسب در بحث مقاوم‌سازی نیز است. یک

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۸/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۶/۱/۳۰، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۲۹

DOI:10.24200/J30.2019.1441

شود. در نوشتار حاضر، دو روش ارائه شده توسط مونتز و پارادوسی در محاسبه‌ی طیف ظرفیت تغییرمکان ارائه و کاربرد آن‌ها در مورد ۱۲ نوع قاب فولادی با دیوار برشی فولادی در موده‌های متفاوت بررسی شده است.

### ۳. روش انرژی

فرمولاسیون روش پیشنهادی مونتز برای محاسبه‌ی نمو ظرفیت تغییرمکان از تقسیم نمو انرژی ورودی به سازه‌ی چند درجه آزادی در گام  $i$ ام بر میزان برش پایه در همان گام و همچنین میزان مطلق ظرفیت تغییرمکان در انتهای هر گام از مجموع نمو‌های محاسبه شده تا انتهای همان گام به دست می‌آید. بیان ریاضی روش مونتز در محاسبه‌ی طیف ظرفیت تغییر مکان در انتهای گام  $i$ ام در تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی سازه تحت مود  $m$ ام در رابطه‌ی ۱ ارائه شده است:

$$S_{d,n}^i = \sum \Delta D_n^i = \sum (\sum (F_{n,j}^i \Delta d_{n,j}^i) / V_n^i) \quad (1)$$

فرمولاسیون دوم مربوط به پارادوسی است که در آن، انرژی ورودی به سازه با فرمولاسیون کمی متفاوت از روش مونتز محاسبه و با انرژی کرنشی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل می‌شود و از این تعادل میزان نمو تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در هر گام محاسبه می‌شود. بیان ریاضی روش پارادوسی در رابطه‌ی ۲ ارائه شده است: [۱۳]

$$S_{d,n}^i = \sum \Delta D_n^i = \sum (\sum ((F_{n,j}^i + \frac{1}{4} \Delta F_{n,j}^i) \times \Delta d_{n,j}^i) / V_n^i + \frac{1}{4} V_n^i) \quad (2)$$

در تعیین میزان  $S_{d,n}^i$  در روش معمول براساس تغییرمکان نقطه‌ی کنترل از رابطه‌ی ۳ استفاده می‌شود:

$$S_{d,n}^i = \frac{u_{n,control}^i}{\Gamma_n \phi_{n,control}} \quad (3)$$

مقدار ظرفیت شتاب  $S_{a,n}^i$  سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در گام  $i$ ام در مود  $m$ ام نیز از رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$S_{a,n}^i = \frac{V_n^i}{M_{affective,n}} \quad (4)$$

### ۴. طراحی مدل‌ها و مدل‌سازی نرم‌افزاری

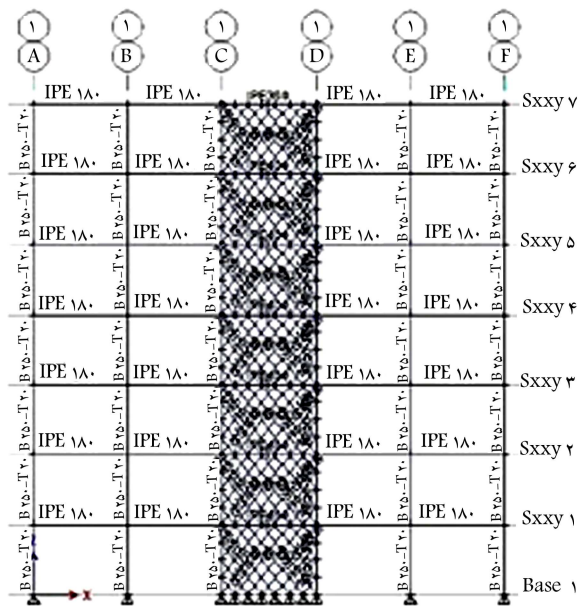
کاربرد دو روش ارائه شده در مورد قاب‌های فولادی با دیوار برشی فولادی برای ۱۲ قاب فولادی ۷، ۱۵ و ۳۰ طبقه به صورت دو بعدی در حالت‌های ۵ و ۷ دهانه مدل شده است که دهانه‌ی میانی در سازه‌های ۵ دهانه و دهانه‌های ۲ و ۶ در سازه‌های ۷ دهانه در کل ارتفاع قاب با دیوار برشی فولادی با اتصالات مفصلی و صلب در ۳ مود اول بررسی شده است. در قاب‌های مذکور، ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۴ متر لحاظ شده است. همچنین سازه‌ها به دو صورت اتصال تیر با ستون گیردار و مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار Perform۳d استفاده شده است. بارگذاری ثقلی براساس آیین‌نامه‌ی بارگذاری ایران انجام و سقف طبقات از نوع سقف مرکب با بار مرده‌ی  $500 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است، که وزن پارتیشن بندی نیز در آن لحاظ شده است. همچنین با توجه

جان مقاومت فشاری ناچیزی دارد و بنابراین کماتش در اثر بارهای کوچک به وجود می‌آید. از طرف دیگر، بارهای جانبی توسط مقاومت کششی قطری به وجود آمده در جان دیوار تحمل می‌شود که این عملکرد همانند میدان‌های کششی به وجود آمده در تیورورق هاست. حالت دوم، دیوار برشی فلزی شامل سخت‌کننده است که در آن‌ها سخت‌کننده‌ها ظرفیت کمانشی ورق جان دیوار برشی را افزایش می‌دهند. حالت سوم، دیوار برشی فلزی مرکب (ترکیب بتن و فلز) است که آن سختی مورد نیاز برای ورق فلزی جان دیوار توسط بتن آرمه تامین می‌شود. از بتن سخت‌کننده می‌توان در یک طرف یا هر دو طرف ورق جان دیوار استفاده کرد. [۳]

در نهایت، حالت چهارم دیوارهای برشی فولادی با بازشوه‌های استراتژیک هستند. [۴] در طول سال‌های اخیر، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده به منزله‌ی روشی مناسب جهت بررسی رفتار سازه در ناحیه‌ی غیرخطی گسترش یافته و در آیین‌نامه‌های مختلف نیز برای بررسی سازه‌ها استفاده شده است. [۵،۶] جهت بهبود کارایی روش مذکور، روش تغییرمکان هدف همواره مدنظر پژوهشگران بوده است. یکی از روش‌های تعیین تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده، استفاده از روش طیف ظرفیت است. برای ترسیم طیف ظرفیت و تغییرمکان هدف، با مشخص کردن یک نقطه‌ی کنترل در روی سازه‌ی چند درجه آزادی، با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده، منحنی برش پایه‌ی کل سازه در برابر جابه‌جایی نقطه‌ی کنترل استخراج و به طیف ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل تبدیل می‌شود. این روش در مطالعات پژوهشگران مختلف در مورد پل‌ها استفاده شده است. [۷-۱۲] در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده با توجه به پیشنهاد‌های ارائه شده از طرف پژوهشگران، با در نظر گرفتن نقطه‌ی کنترل در رأس پایه‌ی بحرانی و رأس پایه‌های با جابه‌جایی بیشینه، میزان جابه‌جایی به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده و تحلیل دینامیکی فزاینده مقایسه شده است.

### ۲. تحلیل استاتیکی غیرخطی و روش انرژی

امروزه روش تحلیل لرزه‌ی استاتیکی فزاینده در بسیاری از آیین‌نامه‌ها وجود دارد و هدف از آن، تعیین ظرفیت در برابر تقاضا و بررسی عملکرد سازه در تغییرمکان هدف است. منحنی ظرفیت از رسم برش پایه در برابر تغییرمکان با مدهست می‌آید و سطح زیر این منحنی توانایی سازه را در استهلاک انرژی نشان می‌دهد. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا آنجا که تغییرمکان در نقطه‌ی معینی از حد مورد نظر فراتر رود. در هنگام افزایش بار جانبی تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی به‌طور مداوم تحت نظر قرار می‌گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است، با این تفاوت که رفتار غیرخطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌شود و اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییرشکل برآورد می‌شود. در اغلب پژوهش‌های انجام شده، به منظور تخمین دقت نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده شده است. نوآوری نوشتار حاضر در این است که با توجه به ناکافی بودن بررسی‌های انجام شده روی سیستم دیوار برشی مذکور تحت رکوردهای مختلف زلزله و همچنین با پیشرفت روش‌های تحلیلی از حالت استاتیکی خطی به حالت دینامیکی غیرخطی و وجود روش‌هایی همچون روش تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، بهتر است رفتار ساختمان‌های موجود تحت رکوردهای ثبت شده با استفاده از روش ذکر شده بررسی شود تا یک سری اصلاحات در مورد برخی نظریات صورت پذیرد و همچنین پاسخ سازه از نتایج به دست آمده و مدل‌سازی تحت تأثیر زلزله‌ها در برخی موارد دقیق



شکل ۲. مقاطع به کار رفته در سازه‌ی ۷ طبقه با ۵ دهانه با اتصال مفصلی.

دیوار برشی فولادی با ورق نازک است. با توجه به اینکه ستون‌ها ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کمناش شوند، لذا سختی ستون‌های کناری باید از رابطه ۸ تبعیت کنند:

$$I_c \geq \frac{0.7 \times 0.3 \times V t h_s^4}{L} \quad (8)$$

همچنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی قطری نامتقارن، رابطه ۹ باید کنترل شود:

$$M_{f_{pb}} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^3}{\lambda} \sin^2 \alpha \quad (9)$$

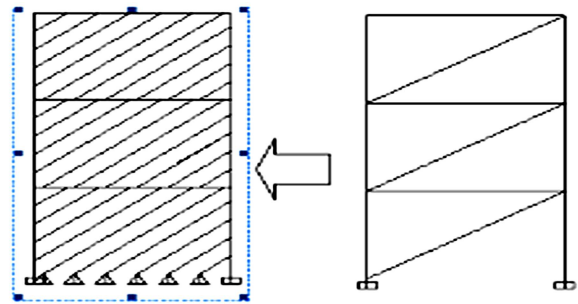
که در آن،  $M_{f_{pb}}$  لنگر خمیری مقطع تیر و  $\sigma_{ty}$  تنش نهایی میدان کشش قطری است که برای ورق‌های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. با توجه به تفاوت اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور، کنترل رابطه‌ی مذکور فقط برای تیر انتهایی الزامی است؛ اما اگر تفاوت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور زیاد باشد، رابطه ۹ برای تیرهای میانی نیز باید کنترل شود. به منظور حصول اطمینان از اینکه ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های وارده‌ی ناشی از بارهای محیطی، به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل کنند، لازم است که رابطه‌ی ۱۰ برای ستون‌ها نیز رعایت شود:

$$M_{f_{pc}} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^3}{\lambda} \cos^2 \alpha \quad (10)$$

که در آن،  $M_{f_{pc}}$  لنگر خمیری مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه‌ی ۱۰، باید بار محوری ستون‌ها نیز در نظر گرفته شود. در شکل ۲، به عنوان نمونه، مقاطع به دست آمده از طراحی سازه‌ی ۷ طبقه با ۵ دهانه با اتصال مفصلی مشاهده می‌شود.

## ۵. نتایج تحلیل و نمودارهای بارافزون

تمامی قاب‌ها تا رسیدن نقطه‌ی بام به میزان ۰/۲۵ ارتفاع کلی قاب‌ها آنالیز شده‌اند. در ادامه، طیف ظرفیت تغییرمکان - شتاب نقطه‌ی بام و روش مونزون پارادوسی تحت



شکل ۱. مهاربند معادل و مدل نواری. [۱۶]

به مسکونی بودن کاربری ساختمان، بار زنده‌ی طبقات برابر  $200 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. بارگذاری زلزله جهت طراحی مدل‌های مورد بررسی در مطالعه‌ی حاضر براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران (آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله)، محاسبه شده است. محل قرارگیری سازه‌های مورد بررسی، شهر تهران فرض شده است که با توجه به قرارگیری تهران در پهنه‌ی خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب میثالی طرح  $A = 0.35g$  و زمین از نوع تیپ II و با توجه به کاربری مسکونی ساختمان، ضریب اهمیت ساختمان  $I = 1$  در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار در آیین‌نامه‌ی آمریکا، [۱۴] برای دیوار برشی فولادی مقدار ۸ برای طراحی به روش حدی پیشنهاد شده است. این تذکر لازم است که در طراحی، اثر  $P - \Delta$  نیز با در نظر گرفتن ترکیب بارهای ثقلی مرده و زنده بدون ضریب لحاظ شده است. سازه‌های مورد بررسی در مطالعه‌ی حاضر، مطابق فرضیات مطرح شده در قسمت‌های قبل در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ به روش LFRD مدل‌سازی، تحلیل، و طراحی شده‌اند.

## ۱.۴. طراحی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از الگوی نواری

در آیین‌نامه‌ی فولاد آمریکا، [۱۴] و کانادا، [۱۵] به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه‌ی مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای فقط کششی انجام می‌شود. بر این اساس، به جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱). پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند، ضخامت ورق فولادی از رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{2 A_b \sin \theta \sin^2 \alpha}{L \sin^2 \alpha} \quad (5)$$

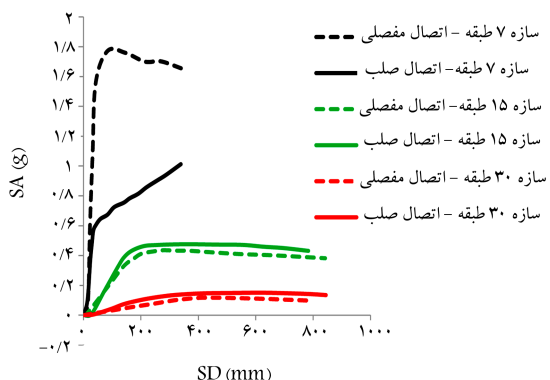
که در آن،  $\theta$  زاویه‌ی بین مهاربند و ستون،  $L$  عرض دهانه‌ی قاب،  $A_b$  سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$  زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است که از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$\tan^2 \alpha = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{2 A_c}}{1 + t \cdot h_s \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h_s^2}{3 \phi \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad (6)$$

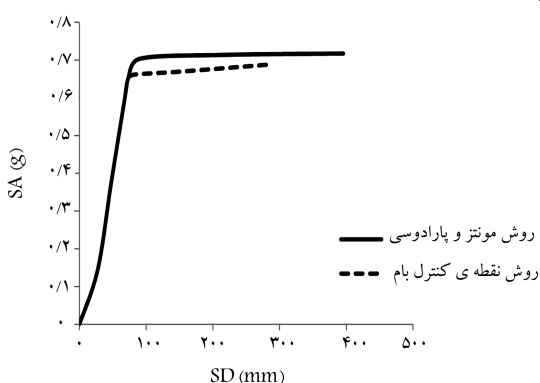
که در آن،  $I_c$  و  $A_c$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری،  $h_s$  ارتفاع طبقه و  $A_b$  سطح مقطع تیر است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h_s \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (7)$$

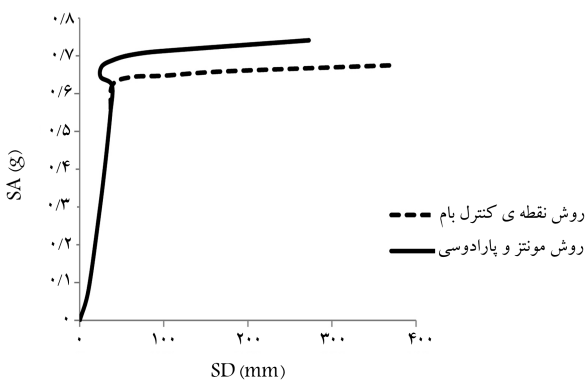
که در آن،  $n$  تعداد نوارهاست. مطالعات متعددی در زمینه‌ی تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده است که نتایج نشان‌دهنده‌ی کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای آنالیز یک



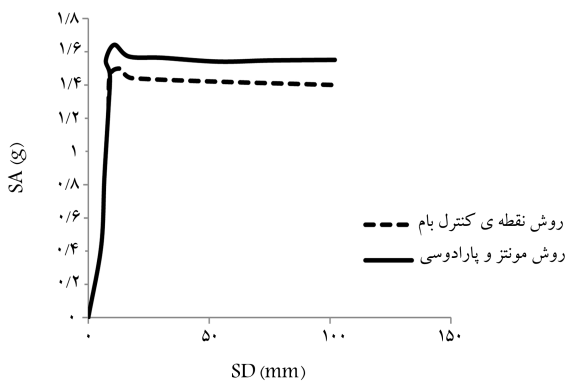
شکل ۵. مود اول سازه‌های ۷ دهانه به روش نقطه‌ی کنترل بام و روش مونتز و پارادوسی.



شکل ۶. مود دوم سازه‌ی ۷ طبقه و ۵ دهانه با اتصال مفصلی.



شکل ۷. مود دوم سازه‌ی ۷ طبقه و ۵ دهانه با اتصال صلب.

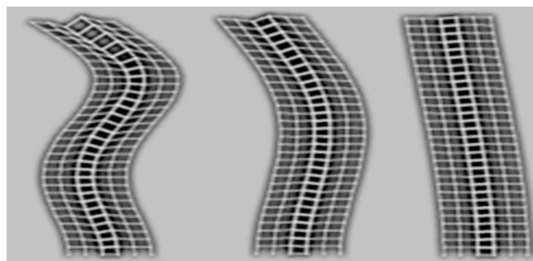


شکل ۸. مود سوم سازه‌ی ۷ طبقه و ۵ دهانه با اتصال مفصلی.

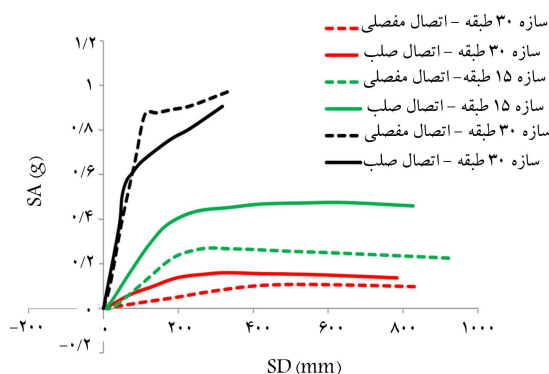
اثر سه مود اول برای قاب‌های ۷، ۱۵، و ۳۰ طبقه با ۵ و ۷ دهانه و اتصالات صلب و مفصلی نشان داده شده است. به جهت ساده‌سازی و اجتناب از تعدد نمودارهای زیاد، فقط به برخی از نمودارها به عنوان نمونه اشاره شده است. در محاسبه‌ی ظرفیت تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل براساس نقطه‌ی بام در روش معمول از رابطه‌ی ۳ و برای تعیین طیف ظرفیت تغییرمکان، براساس روش انرژی از روابط ۱ و ۲ استفاده شده است. ملاک محاسبه‌ی طیف ظرفیت شتاب نیز رابطه‌ی ۴ است. در شکل ۳، نیز شکل‌های مودی قاب ۳۰ طبقه مشاهده می‌شود.

همان‌طورکه در شکل ۴ مشاهده می‌شود، در سازه‌ی ۷ طبقه در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. همچنین در سازه‌ی ۷ طبقه در حالت صلب در مود اول، سختی بیشتر از حالت مفصل است و نیز در سازه‌ی ۷ طبقه با اتصالات مفصلی، در مود دوم در لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی شکستگی در نمودار مشاهده می‌شود و در سازه‌ی ۷ طبقه در مود سوم در حالت مفصل و صلب در لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی، سازه حالت تسلیم محسوس دارد. مطابق شکل ۴، در حالت مفصلی با افزایش مودها، سختی سازه در ناحیه‌ی خطی افزایش می‌یابد و به‌طور کلی، ظرفیت و شکل‌پذیری سازه در مود اول در حالت مفصلی بیشتر از صلب و در مودهای بالاتر اختلاف زیادی ندارند.

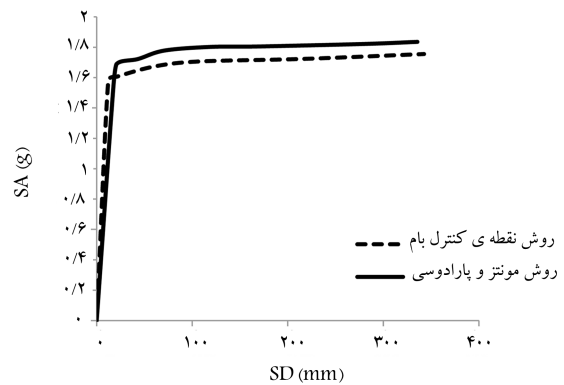
همان‌طورکه در شکل ۵ مشاهده می‌شود، در سازه‌ی ۷ طبقه در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. مطابق شکل‌های ۶ الی ۹، در سازه‌های ۷



شکل ۳. شکل‌های مودی قاب ۳۰ طبقه.



شکل ۴. مود اول سازه‌های ۵ دهانه به روش نقطه‌ی کنترل بام و روش مونتز و پارادوسی.



شکل ۹. مود سوم سازه‌ی ۷ طبقه و ۵ دهانه با اتصال صلب.

بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در سازه‌ی ۳۰ طبقه با ۵ دهانه در مود اول، در حالت مفصلی ظرفیت سازه بیشتر از حالت صلب، ولی شکل‌پذیری آن کمتر از حالت صلب و در مودهای بالاتر، در حالت صلب ظرفیت سازه بیشتر از حالت مفصلی است. همچنین در حالت صلب با افزایش مود ظرفیت سازه افزایش پیدا می‌کند. در سازه‌ی ۳۰ طبقه با ۷ دهانه، در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی، مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. در سازه‌ی ۳۰ طبقه با ۵ و ۷ دهانه در حالت صلب، با افزایش دهانه در مود اول، ظرفیت، سختی، و شکل‌پذیری تغییر چندانی نکرده است، اما در حالت مفصلی در مود اول با افزایش دهانه، سختی و ظرفیت سازه مقداری افزایش یافته است، ولی در سازه‌ی ۳۰ طبقه با ۷ دهانه همچنان در حالت صلب ظرفیت سازه بیشتر از حالت مفصلی است. همچنین مشاهده می‌شود که در حالت صلب در مودهای بالاتر نیز ظرفیت سازه بیشتر از حالت مفصلی است.

## ۶. بررسی تأثیر ارتفاع

در حالت ۵ دهانه با اتصال مفصلی، در مود اول با افزایش ارتفاع، شتاب طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه کمتر و جابه‌جایی طیفی بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است.

در حالت ۵ دهانه با اتصال مفصلی، در مودهای دوم و سوم، ارتفاع تأثیر معناداری در طیف ظرفیت ندارد. در حالت ۵ دهانه با اتصال صلب، نیز در مود اول با افزایش ارتفاع، شتاب طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه کمتر و جابه‌جایی طیفی بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است.

در حالت ۵ دهانه با اتصال صلب، در مود دوم با افزایش ارتفاع، جابه‌جایی طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی بیشتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است. در حالت ۵ دهانه با اتصال مفصلی، در مود سوم ارتفاع تأثیر معناداری در طیف ظرفیت ندارد. در حالت ۷ دهانه با اتصال مفصلی، در مود اول با افزایش ارتفاع، شتاب طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه کمتر و جابه‌جایی طیفی بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است. در حالت ۷ دهانه با اتصال مفصلی، در مود دوم با افزایش ارتفاع، جابه‌جایی طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی بیشتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است. در حالت ۷ دهانه با اتصال مفصلی، در مود سوم، ارتفاع تأثیر معناداری در طیف ظرفیت ندارد.

در حالت ۷ دهانه با اتصال صلب، در مود اول با افزایش ارتفاع، شتاب طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه کمتر و جابه‌جایی طیفی بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی

طبقه با ۵ و ۷ دهانه، در حالت صلب در مود اول، ظرفیت، سختی و شکل‌پذیری سازه در حالت‌های ۵ و ۷ دهانه، تقریباً یکسان است و در حالت مفصلی در مود اول در حالت ۷ دهانه، سازه سختی بیشتری نسبت به حالت ۵ دهانه دارد و همچنین در حالت ۷ دهانه در ناحیه‌ی غیرخطی، افت مقاومتی نیز مشاهده می‌شود. در سازه‌ی ۷ طبقه با ۷ دهانه، در حالت صلب در مود سوم در لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی شکستگی در نمودار مشاهده می‌شود و در مود سوم در حالت مفصلی در لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی، تسلیم محسوسی وجود دارد. در نتیجه، به‌طور کلی در حالت مفصلی با افزایش مودها، ظرفیت سازه بیشتر می‌شود. در سازه‌ی ۱۵ طبقه در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. سازه‌ی ۱۵ طبقه با ۵ دهانه، در حالت صلب در مود اول، ظرفیت بیشتری نسبت به حالت مفصلی دارد، ولی در حالت مفصلی سختی سازه بیشتر است. همچنین در حالت مفصل در ناحیه‌ی غیرخطی، افت مقاومتی وجود دارد که بدان معناست که در حالت صلب سازه، شکل‌پذیری بیشتری دارد، و نیز در مودهای دوم و سوم سازه‌ی ۱۵ طبقه با ۵ دهانه، ظرفیت و شکل‌پذیری سازه رابطه‌ی معناداری با افزایش مود ندارد، ولی سختی سازه در هر دو حالت مفصلی و صلب با افزایش مود بیشتر است و در حالت صلب در مود سوم، سازه در لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی خمیری، یک شکستگی جزئی دارد.

در سازه‌ی ۱۵ طبقه با ۷ دهانه، در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای بالاتر، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول در ناحیه‌ی خطی بر هم منطبق و بعد از ناحیه‌ی خطی، روش انرژی مقادیر شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهد. در سازه‌ی ۱۵ طبقه با ۵ و ۷ دهانه در حالت صلب، با افزایش دهانه در مود اول ظرفیت، سختی و شکل‌پذیری تغییر چندانی نکرده است، ولی در حالت مفصلی در مود اول با افزایش دهانه، سختی و ظرفیت سازه مقداری افزایش یافته است، ولی در سازه‌ی ۱۵ طبقه با ۷ دهانه همچنان در حالت صلب، ظرفیت سازه بیشتر از حالت مفصلی است. همچنین در حالت صلب در مودهای بالاتر نیز ظرفیت سازه بیشتر از حالت مفصلی است. در نتیجه در هر دو حالت صلب و مفصلی با افزایش مود، سختی سازه بیشتر می‌شود.

در سازه‌ی ۳۰ طبقه با ۵ دهانه در حالت مفصلی و صلب در مود اول، نمودار بارافزون حاصل از روش انرژی و روش معمول کاملاً بر هم منطبق هستند و در مودهای

رود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است. در حالت ۷ دهانه با اتصال صلب، در مود دوم با افزایش ارتفاع، جابه‌جایی طیفی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی بیشتر شده است، در نتیجه ظرفیت سازه بیشتر می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، شکستگی لحظه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی کمتر شده است. در حالت ۷ دهانه با اتصال صلب، در مود سوم، ارتفاع تأثیر معناداری در طیف ظرفیت ندارد.

## ۷. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به‌دست آمده می‌توان دریافت که در هر سازه به‌طورکلی با افزایش شماره‌ی مودها سختی سازه افزایش می‌یابد. دلیل این اتفاق می‌تواند به نوع بارگذاری که براساس شکل مودی سازه است، بستگی داشته باشد و هر چقدر سازه با بارگذاری غیرمقارن‌تری به‌صورت استاتیکی غیرخطی آنالیز شود (شکل‌های مودی دوم و سوم)، سختی سازه افزایش یابد.

در مود اول، سازه‌های دیوار برشی فولادی با ۷ طبقه با اتصالات مفصلی در هر دو حالت ۵ و ۷ دهانه، مقدار  $S_a$  بیشتری نسبت به سازه‌های با اتصالات صلب دارند، ولی با افزایش ارتفاع این موضوع برعکس می‌شود. با در نظر گرفتن اتصالات تیر به ستون به‌صورت صلب، تیرها نیز در تحمل بار جانبی نقش آفرین می‌شوند در سختی سازه تأثیر می‌گذارند و ظرفیت آن‌ها را افزایش می‌دهند، اما ممکن است با ایجاد اتصال صلب، تیرها مقداری لنگر متمرکز به ستون‌ها منتقل کنند، که باعث خرابی زودتر سازه شود، اما چون در مدل‌سازی مذکور از دیوار برشی فولادی استفاده شده است، مقدار لنگرهای انتقالی از تیر به ستون به دلیل استفاده از دیوار برشی کم است و به همین دلیل ظرفیت کلی سازه با اتصالات صلب با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد.

نتایج نشان داد که در تعداد طبقات ثابت در مود اول با افزایش دهانه‌ها، ظرفیت سازه (سطح زیر نمودار) افزایش می‌یابد. با افزایش تعداد دهانه و همچنین تعداد دیوار برشی که در سازه‌های ۷ دهانه در ۲ دهانه و در سازه‌های ۵ دهانه در ۱ دهانه‌ی دیوار برشی فولادی در نظر گرفته شده است، توانایی مقاومتی سازه در برابر نیروهای جانبی افزایش می‌یابد؛ در نتیجه، ظرفیت سازه نیز افزایش می‌یابد. نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع سازه‌ها از ۷ طبقه به ۱۵ و ۳۰ طبقه، ظرفیت سازه متغیر است. با توجه به نتایج به‌دست آمده، روند خاصی در رابطه با ظرفیت سازه و افزایش تعداد طبقات مشاهده نشده است، چون ظرفیت سازه با طراحی آن رابطه‌ی مستقیم دارد و طراحی سازه‌ها براساس فاز مقاومتی آن‌ها بوده است. با تغییر ارتفاع، ظرفیت و طراحی سازه‌ها براساس فاز مقاومتی آن‌هاست، و با تغییر ارتفاع، ظرفیت سازه‌ها متغیر است. نتایج نشان داده است که در مودهای دوم و سوم، بعضی از نمودارها یک

شکستگی در نمودارها مشخص است که با افزایش ارتفاع سازه و همچنین تبدیل اتصالات تیر به ستون از حالت مفصلی به صلب و افزایش تعداد دهانه، شکستگی مذکور کاهش می‌یابد.

نتایج نشان داد که در تمامی سازه‌ها، منحنی‌های طیف ظرفیت رسم شده در روش طیف ظرفیت تغییرمکان - شتاب و روش مونتزو و پارادوسی در مود اول بر هم منطبق می‌شوند. با در نظر گرفتن اینکه آنالیز استاتیکی غیرخطی براساس مود اول بارگذاری به شکل تقریباً مثلثی است و توزیع نیروی یکنواخت‌تری برای آنالیز در نظر می‌گیرد، منحنی‌های طیف ظرفیت‌های رسم شده براساس ۳ روش بر هم منطبق هستند. نتایج حاکی از آن است که در مودهای دوم و سوم، منحنی‌های طیف ظرفیت رسم شده براساس روش مونتزو و پارادوسی با هم اختلاف‌های بسیار جزئی دارند، اما در هر حال بالای نمودار طیف ظرفیت تغییرمکان-شتاب قرار می‌گیرند. نتایج نشان داد که در سازه‌های مفصلی، شکستگی‌های شدیدتری در نمودارهای طیف ظرفیت ایجاد شده است. با مفصلی در نظر گرفتن اتصال تیر به ستون، مقاومت جانبی سازه فقط بر روی دیوار برشی فولادی تحمیل می‌شود و بعد از کماتش موضعی اولیه‌ی جان ورق دیوار برشی فولادی، یک میدان کششی ایجاد و یک شکستگی در نمودار ایجاد می‌شود. نتایج نشان داد که در سازه‌ی ۳۰ طبقه در مود اول نیز شکستگی مشاهده می‌شود. سازه‌های بلند به‌گونه‌ی عمل می‌کنند که در آن‌ها براساس مودهای بالاتر رفتار سازه مشخص می‌شود که به‌صورت یک تیرکنسولی بزرگ است، که مود اول چندان در رفتار آن مؤثر نیست. به همین دلیل سازه‌ی ۳۰ طبقه در مود اول نیز رفتاری مشابه با مودهای دوم و سوم دارد.

## فهرست علائم

$S_{d,n}^i$ : ظرفیت تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $\Delta D_n^i$ : نمو تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $F_{n,j}^i$ : نیروی وارد بر طبقه‌ی  $j$ ام در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $\Delta d_{n,j}^i$ : نمو تغییرمکان طبقه‌ی  $j$ ام در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $V_n^i$ : برش پایه در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $\Delta F_{n,j}^i$ : نمو نیروی وارد بر طبقه‌ی  $j$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $u_{n,control}^i$ : تغییرمکان نقطه‌ی کنترل در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $\Gamma_n$ : ضریب مشارکت مود  $n$ ام در جهت اعمال بار؛  
 $\phi_{n,control}$ : میزان دامنه‌ی جابه‌جایی نقطه‌ی کنترل در بردار شکل مود  $n$ ام در جهت اعمال بار؛  
 $S_{a,n}^i$ : مقدار ظرفیت شتاب سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در گام  $i$ ام در مود  $n$ ام؛  
 $M_{affective,n}$ : جرم مؤثر مود  $n$  در جهت اعمال بار.

## منابع (References)

- Sabouri-Ghomi, S. "Resistant systems against side loads, an introduction to steel plate shear wall", 1rd ed., Tehran, Angizeh Publication (2001).
- Ghanbari, H. and Rahgozar, R. "Evaluation of seismic behavior of available buildings with double structural system design based on 2800 with pushover non-linear static analysis", 4th Attitude Conference on Building Regulations against Earthquake (Standard 2800), Tehran, Building and Housing Research Center (2008).
- Ghasemi, R. and Nejati, Y. "Design based on performance levels for seismic retrofitting of steel structure with steel shear wall", 6th National Congress on Civil Engineering, Semnan University (2010).
- Vian, D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and et al. "Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. I: Experimental investigation", J. Struct. Eng., ASCE, 135(3), pp. 221-228 (Mar., 2009).

5. Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC-40, 1, Redwood City (1996).
6. European Committee for Standardization, "EC8: Design of structures for earthquake resistance", Part 2: Bridges, Brussels (2005).
7. Pinho, R., Monteiro, R., Casarotti, C. and et al. "Assessment of continuous span bridges through nonlinear static procedures", *Earthquake Spectra*, **25**(1), pp. 143-159 (2009).
8. Isakovic, T. and Fischinger, M. "Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **35**(1), pp. 95-114 (2006).
9. Isakovic, T., Lazaro, M. and Fischinger, M. "Applicability of pushover methodes for the seismic analysis of single-column bent viaducts", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **37**(8), pp. 1185-1202 (2008).
10. Mergos, P., Sextos, A. and Kappos, A. "Seismic assessment of a major bridge using pushover analysis", *International Conference on Computational and Experimental Engineering and Sciences*, Corfu, Greece, Paper No. 333 (2003).
11. Paraskeva, T.S., Kappos, A. and Sextos, A. "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **35**(10), pp. 1269-1293 (2006).
12. Paraskeva, T.S. and Kappos, A. "Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **39**(2), pp. 211-222 (2010).
13. Parraducci, A., Comodini, F., Lucarelli, M. and et al. "Energy based nonlinear static analysis", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland. E.M. (2006).
14. AISC, American Institute of Steel Construction, "Seismic provisions for structural steel building", Chicago (IL, USA) (2005).
15. CAN/CSA, Canadian Standards Association (CAN/CSA-S16-01), "Limit states design of steel structures", (Ontario, Canada) (2001).
16. Anjan K. "Seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations", *Thin-Walled Structures*, **75**, pp. 30-42 (2014).