

## تعیین ضریب رفتار دیوار برشی فولادی در قاب بتن آرمه با استفاده از روش طرح

### پلاستیک

حامد ولی زاده<sup>۱</sup>، مجید قلهکی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، پردیس فنی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس فنی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

در چند دهه اخیر، ایده استفاده از دیوار برشی فولادی نازک، به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در طراحی و تقویت ساختمان‌ها، مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. در این تحقیق تلاش شده است تا ضمن ارائه روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد با احتساب اندرکنش بین قاب خمشی بتن آرمه ویژه با دیوار برشی فولادی نازک، به منظور پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی دیوارهای برشی فولادی، ضریب رفتار  $R$ ، ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  و ضریب تشدیدکننده جابجایی  $C_d$  مورد بررسی قرار گیرد. روش طراحی ارائه شده می‌تواند به صورت دقیق و بر اساس اهداف و عملکردهای مورد انتظار از سازه باشد. بدین منظور قاب‌هایی با سیستم دیوار برشی فولادی با تعداد طبقات مختلف، در نظر گرفته شده‌اند و آنالیز استاتیکی غیرخطی، روی این قاب‌ها با استفاده از مدل نواری در نرم‌افزار *OpenSees* انجام شده است. نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش تجربی مقایسه گردیدند و تطبیق قابل قبولی مشاهده گردید. در نهایت مقادیر ضریب رفتار  $R$ ، ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  و ضریب تشدیدکننده جابجایی  $C_d$  برای سیستم قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی نازک بر اساس روش یوانگ محاسبه گردیده و به ترتیب برابر ۹/۳۷، ۲/۲۱ و ۱۱/۰۶ برای روش طراحی در حالت حدی پیشنهاد شده است. همچنین استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب خمشی بتن آرمه نشان از افزایش مقاومت، شکل‌پذیری، سختی الاستیک و نهایتاً افزایش ضریب رفتار سازه را دارد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی نازک، قاب بتن آرمه، طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب تشدیدکننده جابجایی.

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

10.22065/JSCE.2019.167530.1761	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2019.167530.1761	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۷/۱۱/۲۶	۱۳۹۷/۱۱/۲۲	۱۳۹۷/۱۰/۲۳

\*نویسنده مسئول: مجید قلهکی

پست الکترونیکی: mgholhaki@semnan.ac.ir

# Determination of response modification coefficient of Steel Plate Shear Walls in Reinforced Concrete Frame using performance-based plastic design method

Hamed Valizadeh <sup>\*1</sup>, majid Gholhaki <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Ph.D. Student of Structural Engineering, Semnan University, Semnan, Iran  
<sup>2</sup> Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

## ABSTRACT

*In the last few decades, the idea of using thin steel plate shear wall, ( SPSW ) , has been noted as a lateral load resisting system in design and retrofit of buildings. In this research, it has been tried to determine, the appropriate response modification coefficient ( R ) , overstrength factor and the deflection amplification factor In the reinforced concrete Special moment frames, RC-SMF, with thin steel plate shear wall and using performance-based plastic design, PBPD. To do it, buildings with thin steel plate shear wall system and different story numbers are considered. Static pushover analysis are performed using strip model and OpenSees software. The simulation results were compared with experimental results and acceptable matching was observed. Finally response modification coefficient, overstrength factor and deflection amplification factor for reinforced concrete Special moment frames with thin steel plate shear wall system are calculated based on Uang's method and values of 9.37, 2.21 and 11.06, respectively, has been suggested for ultimate limit state design method. Also, the use of a thin steel plate shear wall in a RC-SMF shows an increase in strength, ductility, elastic hardness and, finally, an increase in the response modification coefficient ( R ) of the structure.*

## ARTICLE INFO

**Receive Date:** 13 January 2019

**Revise Date:** 11 February 2019

**Accept Date:** 15 February 2019

### Keywords:

*Thin Steel Plate Shear Wall; Reinforced Concrete Frame; PBPD; Response Modification Coefficient; Overstrength Factor; Deflection Amplification Factor*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.167530.1761

\*Corresponding author: majid Gholhaki  
 Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

سیستم‌های دیوار برشی که منحصراً از دیوار بتن‌آرمه ساخته شده‌اند به‌طور مرسوم در ساختمان‌های بلندمرتبه در سراسر دنیا استفاده می‌شوند. اما از سال ۱۹۷۰ مهندسان سازه، از دیوارهای برشی فولادی نیز به‌عنوان یک سیستم مؤثر مقاوم باربر جانبی و اقتصادی در ساختمان‌های بااهمیت و بلندمرتبه، برای مقابله با نیروهای ناشی از باد در برخی از ایالت‌های امریکا و زلزله در نواحی با لرزه‌خیزی بالا مانند کالیفرنیا، ژاپن و کانادا استفاده نموده‌اند. همچنین از این دیوارها برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود به‌منظور افزایش مقاومت و سختی استفاده شده است. وظیفه اصلی دیوار برشی فولادی، مقاومت در برابر برش افقی طبقه و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی است. به‌طور کلی سیستم دیوار برشی فولادی، شامل یک صفحه نازک فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی است، که این سیستم با ورق نازک، در مقابل نیروهای جانبی وارد بر سازه با استفاده از رفتار پس‌کمانشی خود به‌خوبی مقاومت نموده، به‌گونه‌ای که ابتدا کمانش حدی الاستیک در ورق اتفاق افتاده و سپس میدان کشش قطری در آن تشکیل شده و در نهایت با تسلیم ورق فولادی در بارهای دوره‌ای انرژی قابل توجهی را جذب می‌نماید [۱].

در چند دهه اخیر، برای افزایش سهولت در ساخت‌وساز و کاهش هزینه‌ها، دیوار با ورق فولادی نازک بدون تقویت، توسط بسیاری از محققان (توربورن و همکاران در سال ۱۹۸۳ [۲]، کیسیس و همکاران در سال ۱۹۹۳ [۳]، الگالی در سال ۱۹۹۸ [۴]، برمن و برونو در سال ۲۰۰۳ [۵]، علینیا و دستفان در سال ۲۰۰۶ [۶]، هباشی و علینیا در سال ۲۰۱۰ [۷]، صبوری قمی و سجادی در سال ۲۰۱۲ [۸]، بهومیک و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۹]، پوربا و برونو در سال ۲۰۱۵ [۱۰]، بهره‌بر و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۱]، شکسته‌بند و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۲]، اوزلیک و کلایتون در سال ۲۰۱۸ [۱۳]) مورد مطالعه قرار گرفته است. بر اساس مطالعات آن‌ها، دیوار با ورق فولادی نازک بدون تقویت، انعطاف‌پذیری خوب، ظرفیت اتلاف انرژی و همچنین استحکام بالا دارد. علاوه بر این مزیت سازه‌ای، مزایای مختلفی هم مانند افزایش سرعت در اجرا، سبک‌سازی، مقاوم‌سازی یا تقویت سازه‌های بتنی موجود، وجود دارد و همچنین، با توجه به تغییرات پیوسته در عملکرد فضاها، جابجایی یا سوراخ کردن دیوارهای موجود آسان‌تر است. با توجه به رفتار مناسب لرزه‌ای این سیستم‌ها، ضوابط استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب فولادی، در آیین‌نامه‌های معتبری نظیر AISC341-10 [۱۴] و CAN/SCA-16 [۱۵] ارائه شده است. طراحی در این آیین‌نامه‌ها بر اساس روش‌های ساده‌شده مبتنی بر نیرو (FBSD)<sup>۱</sup> بوده که بر مبنای نیاز کاهش داده‌شده الاستیک ناشی از رفتار غیر الاستیک است.

امروزه به‌منظور ارزیابی واقعی‌تر از پاسخ غیر الاستیک سازه و شناخت بهتر از خرابی آن، روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، به‌تدریج در حال تغییر از روش‌های مبتنی بر نیرویی به روش‌های مبتنی بر اساس عملکرد (PBSD)<sup>۲</sup> می‌باشند. یک روش طراحی کامل که هم مستقیماً رفتار غیر الاستیک را در نظر بگیرد و هم به تکرار پس از طراحی اولیه نیاز نداشته یا تعداد تکرارها ناچیز باشد توسعه داده شده است (لی‌لاتاویوات و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۱۶]، لی و گوئل در سال ۲۰۰۱ [۱۷]، داس‌گوپتا و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۱۸]، چائو و همکاران در سال ۲۰۰۷ [۱۹]، چائو و گوئل در سال ۲۰۰۸ [۲۰]، ساهو و چائو در سال ۲۰۱۰ [۲۱]، خرمال و قوش در سال ۲۰۱۳ [۲۲]، لیائو و گوئل در سال ۲۰۱۴ [۲۳]، بای و اوپو در سال ۲۰۱۶ [۲۴]، گورجی و چنگ در سال ۲۰۱۸ [۲۵]). این روش، طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD)<sup>۳</sup> نامیده می‌شود. در این روش تغییر مکان نسبی هدف و مکانیزم تسلیم، قبل از طراحی انتخاب‌شده و نیروی جانبی طرح برای سطح خطر معلوم و تغییر مکان نسبی هدف انتخابی محاسبه می‌گردد. بنابراین در طرح اولیه به ضریب اهمیت (I) و ضریب رفتار (R) که بر پایه قضاوت مهندسی تعیین می‌شدند نیازی نیست.

معمولاً قاب‌های بتنی رایج، به‌صورت قاب خمشی همراه با دیوار برشی بتنی برای مقابله با بارهای جانبی طراحی می‌شوند. استفاده از دیوار برشی فولادی نازک در قاب‌های بتنی به‌جای دیوار برشی بتنی به دلیل سبکی، زمان اجرا کمتر، نصب راحت‌تر و امکان تقویت و بهسازی قاب‌های بتنی ارجحیت دارد. برای آنکه بتوان از ظرفیت پس‌کمانشی دیوار برشی فولادی نازک بهره برد، باید از قاب

<sup>1</sup> Force-Based Seismic Design

<sup>2</sup> Performance-Based Seismic Design

<sup>3</sup> Performance-Based Plastic Design

محیطی با صلبیت بالا استفاده شود. افزایش مقطع ستون‌ها به شدت هزینه بر بوده، اما این مسئله در قاب‌های بتنی به راحتی قابل توجیه است و حتی افزایش چشمگیر در مقاطع ستون‌های بتنی هزینه را نسبت به مقاطع فولادی افزایش نمی‌دهد. از طرفی اتصالات قاب‌های بتنی به صورت قاب خمشی رایج بوده و هزینه اتصالات صلب فولادی را نخواهد داشت؛ بنابراین ارائه روش طراحی نوین و قابل اطمینان بر اساس اهداف و عملکردهای مورد انتظار از سازه، برای این نوع از سازه‌ها لازم و ضروری خواهد بود.

بامطالعه بر روی روش‌های طراحی موجود دو نقص مهم در این روش‌ها به خوبی مشخص می‌شود، اول استفاده از تحلیل مجزا برای سیستم قاب خمشی همراه با دیوار برشی به علت اندرکنش بین آن‌ها و دوم عدم اطمینان از رسیدن به سطوح عملکرد هدف است؛ بنابراین در این تحقیق تلاش گردید تا ضمن ارائه روش طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد (PBPD) با احتساب اندرکنش بین قاب خمشی بتن‌آرمه و دیوار برشی فولادی، به منظور پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی دیوارهای برشی فولادی، با کمک مدل‌سازی قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک با تعداد طبقات مختلف و استفاده از مدل نواری در نرم‌افزار OpenSees [۲۶]، ضریب رفتار  $R$ ، ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  و ضریب تشدیدکننده جابجایی  $C_H$  مورد بررسی قرار گیرد.

## ۲- صحت سنجی مدل‌سازی عددی

شرط پذیرش نتایج تحلیل عددی و قابلیت استناد به نتایج حاصل از آن، این است که ابتدا مدل اجزای محدود با نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی صحت‌سنجی شود. در صورتی که نتایج تحلیل عددی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی شد می‌توان نمونه‌های مشابه را توسط تحلیل عددی مورد بررسی قرار داد و به نتایج تحلیل عددی نمونه‌ها با تقریب قابل قبول استناد کرد.

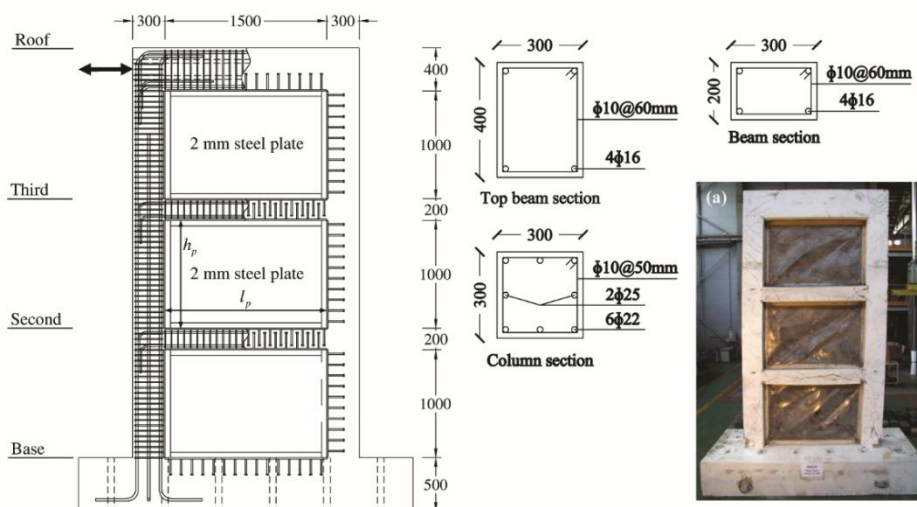
### ۲-۱ نمونه آزمایشگاهی

در این تحقیق به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی، مدل عددی یک نمونه آزمایشگاهی ساخته شد و نتایج عددی حاصل از بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نمونه آزمایشگاهی انتخابی، قاب خمشی بتنی یک دهانه و سه طبقه با دیوار برشی فولادی (مدل SPIW1) چوبی و پارک در سال ۲۰۱۰ است [۲۷]. در شکل (۱) ابعاد و جزئیات میلگردهای نمونه آزمایشی نشان داده شده است و در جدول (۱) مشخصات نمونه شبیه‌سازی شده آمده است. بارگذاری جانبی به بالاترین نقطه تیر قاب اعمال شده و هیچ‌گونه بارمحوری بر نمونه وارد نشده است. بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط تغییر مکان به تیر فوقانی قاب وارد شده است.

جدول ۱: مشخصات نمونه آزمایشگاهی SPIW1

بتن	ورق فولادی		ستون‌ها				تیر انتهایی				تیرهای میانی			
			آرماتور طولی		آرماتور عرضی*	ابعاد ستون	آرماتور طولی		آرماتور عرضی*	ابعاد تیر	آرماتور طولی		آرماتور عرضی*	ابعاد تیر میانی
			مساحت (mm <sup>2</sup> )	درصد میلگرد (%)	فاصله (mm)	(Cm)	مساحت (mm <sup>2</sup> )	درصد میلگرد (%)	فاصله (mm)	(Cm)	مساحت (mm <sup>2</sup> )	درصد میلگرد (%)	فاصله (mm)	(Cm)
مقاومت فشاری (MPa)	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	(a)۲۲۳۶	۳/۷	۵۰	۳۰×۳۰	(b)۷۹۴	۰/۶۶	۶۰	۳۰×۴۰	(b)۷۹۴	۱/۳	۶۰	۳۰×۲۰

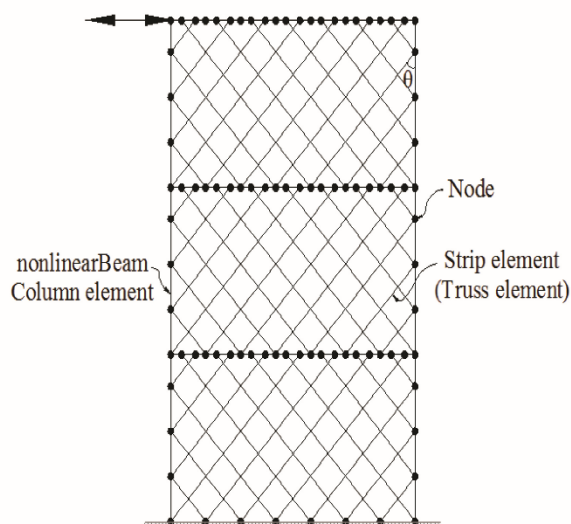
a) 6-D22 (f<sub>y</sub> = 430 MPa) and 2-D25 (f<sub>y</sub> = 443 MPa), b) 4-D16 (f<sub>y</sub> = 471 MPa), \*D10 (f<sub>y</sub> = 486 MPa)



شکل ۱: ابعاد هندسی و جزئیات آرماتور گذاری قاب بتن آرمه با ورق فولادی نمونه آزمایشگاهی SPIW1.

## ۲-۲ مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

برای تجزیه و تحلیل دیوار برشی با ورق فولادی نازک از مدل نواری توسعه یافته توسط توربورن و همکاران در سال ۱۹۸۳ استفاده شده است [۲]. در این مدل، صفحات پر نازک که تحت برش به سادگی کمانش می کنند توسط یک سری از المان های کششی شیب دار با انتهای مفصلی مدل شده است. همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده، ده نوار کششی با شیب  $(\theta)$  برای هر پانل در نظر گرفته شده است. مساحت معادل هر نوار از رابطه (۱) محاسبه گردید.



شکل ۲: مدل نواری شبیه سازی شده از ورق.

$$A_s = \frac{(L \cos \theta + h \sin \theta) t_w}{n} \quad (1)$$

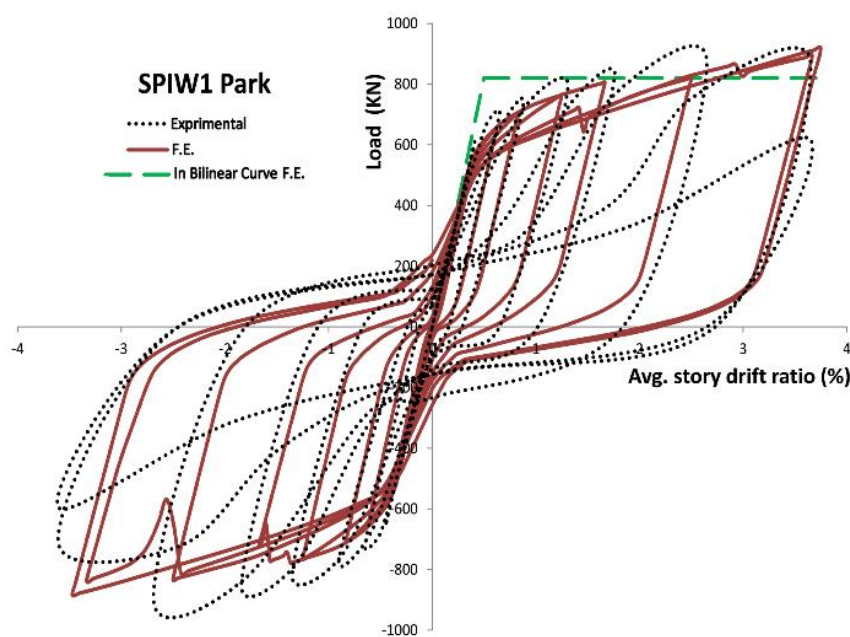
که در آن  $\theta$  زاویه میدان کشش قطری،  $n$  تعداد نوارها،  $t_w$  ضخامت،  $L$  عرض و  $h$  ارتفاع پانل دیوار فولادی است. جهت مدل سازی و انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی در این مطالعه از نرم افزار OpenSees [۲۶]، استفاده شده است.

برای مدل سازی المان های قاب خمشی بتن آرمه در این نرم افزار از المان تیرستون غیرخطی<sup>۴</sup> با کنترل تغییر شکل، استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثرات P- $\Delta$  و تغییر شکل های بزرگ را جهت لحاظ نمودن اثرات غیرخطی هندسی مدل دارا است. جهت مدل سازی پلاستیسیته گسترده المان ها در برنامه، مقطع هر المان به تعدادی الیاف<sup>۵</sup> و در طول خود نیز به چندین قسمت<sup>۶</sup> تقسیم شد.

جهت مدل سازی مصالح بتنی از مدل رفتاری Uniaxial Material Concrete01 با مقاومت کششی صفر و برای مدل سازی مصالح میلگرد از مدل رفتاری Uniaxial Material Steel01 به صورت دوخطی با سخت شونده گی سینماتیک و همچنین جهت مدل سازی مصالح ورق از مدل رفتاری Uniaxial Material Elastic-Perfectly Plastic Gap Material که قابلیت مدل سازی رفتار فولاد به صورت دوخطی با سخت شونده گی سینماتیک در کشش یا فشار را دارد، استفاده شده است.

## ۲-۳ نتیجه مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

مقایسه نتایج تحلیل عددی مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی در شکل (۳) و جدول (۲) نشان داده شده است. بررسی این نمودار نشان داد که مدل اجزای محدود رفتار مدل آزمایشگاهی را به خوبی شبیه سازی نموده و سختی الاستیک، مقاومت و سختی ثانویه را با دقت مناسب مدل نموده است لذا مدل نواری ارائه شده می تواند برای پیش بینی رفتار دیوار برشی فولادی با دقت مناسب مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۳: صحت سنجی نمونه آزمایشگاهی SPIW1

<sup>۴</sup> Nonlinear Beam-Column

<sup>۵</sup> Fiber

<sup>۶</sup> Segment

جدول ۲: مقایسه کمی تحلیل عددی و نمونه آزمایشگاهی SPIW1 در بارگذاری مثبت

	Pmax (KN)	Py (KN)	Pmax/Py	Δy (mm)	سختی الاستیک Ky=Py/Δy (KN/mm)
مدلسازی (M)	۹۲۰	۸۲۰	۱/۱۲	۱۸	۴۶
نمونه آزمایشگاهی (T)	۸۸۶	۸۰۸	۱/۱	۱۵/۳	۵۳
(M) / (T)	۱/۰۴	۱/۰۱	۱/۰۲	۱/۱۸	۰/۸۷

### ۳- روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد

#### ۳-۱ اندرکنش بین قاب و دیوار

در این سیستم دوگانه، بارهای ثقلی ساختمان باید توسط قاب‌های خمشی تحمل شوند و جان‌های دیوار برشی فولادی نباید به‌عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای ثقلی در نظر گرفته شوند [۱۴]. در این سیستم، مقاومت در برابر بارهای جانبی، به‌طور هم‌زمان توسط قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی انجام می‌گیرد و در واقع هر یک از این دو بخش سازه، سهمی از بار جانبی را خواهند برد. سهم هر یک از این دو مجموعه از برش طبقات در محدوده خطی و الاستیک، به نسبت سختی جانبی آن‌ها و همچنین متأثر از اندرکنش این دو سیستم است. اما در محدوده غیرخطی و روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، سهم برش طبقات در هر یک از این دو مجموعه، بستگی به نظر طراح دارد. همچنین در یک سازه دوگانه، قاب‌های خمشی به‌عنوان سیستم ثانویه و پشتیبان برای دیوارهای برشی عمل می‌کنند و از آنجاکه قاب‌های خمشی بارهای ثقلی سازه را تحمل می‌کنند، پایداری آن‌ها بسیار حیاتی است. با توجه به موارد فوق، قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند. در این تحقیق سهم قاب خمشی ۳۰ درصد و سهم دیوار برشی ۷۰ درصد از برش پایه در نظر گرفته شده است.

توزیع نیروی جانبی استفاده شده در این تحقیق بر اساس روابط (۲) و (۳) ارائه شده توسط چائو و گوئل در سال ۲۰۰۷ [۱۹] در نظر گرفته شده است. این توزیع متفاوت نیروی جانبی در روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، بر اساس توزیع نسبی حداکثر برش طبقه، سازگار با نتایج پاسخ دینامیکی غیر الاستیک است که اثر موده‌های بالاتر نیز در این توزیع به‌خوبی گنجانده شده است.

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} * V \quad (\text{when } i=1, \beta_{i+1}=0) \quad (2)$$

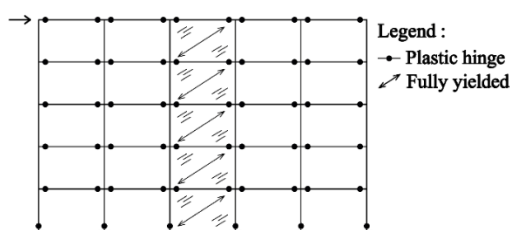
$$\beta_i = \left( \frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (3)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی در تراز  $i$ ،  $V$  برش پایه سازه دوگانه،  $w_n$ ،  $w_j$  وزن لرزه‌ای طبقه  $n$ ام و  $w_j$  و  $h_n$ ،  $h_j$  ارتفاع تراز طبقه  $n$ ام و  $w_j$  و  $h_j$  ارتفاع تراز طبقه  $j$ ام و  $T$  پریود طبیعی سازه است.

#### ۳-۲ مکانیزم تسلیم

شکل (۴) یک قاب خمشی همراه با دیوار برشی فولادی را در معرض نیروهای جانبی در مکانیزم تسلیم نشان می‌دهد که تا حد تغییر مکان نسبی پلاستیک هدف بارگذاری شده است. تلاش شد کلیه مفاصل پلاستیک به اعضای تسلیم شونده مشخص، محدود گردد

(مانند مفاصل پلاستیک در تیرها و جاری شدگی ورق در دیوار برشی فولادی). همچنین تسلیم کلی شامل مفاصل پلاستیک در پای ستون-های طبقه همکف در زلزله‌های بزرگ رخ دهد.



شکل ۴: مکانیزم تسلیم کلی ساختمان‌های مورد مطالعه.

### ۳-۳- سطوح عملکرد و تغییر مکان نسبی هدف

در این مقاله، دو سطح عملکرد در نظر گرفته شد. سطح عملکرد اول: بازسازی سریع (RR)<sup>۷</sup> که در این حالت دیوار برشی فولادی در سطح خطر با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE)<sup>۸</sup> وارد رفتار غیر الاستیک شده و تسلیم می‌شود. دیوار برشی فولادی در این سطح عملکرد باید کارایی اصلی خود را انجام داده و از تسلیم شدن اعضاء سازه اصلی جلوگیری نماید. پس از تسلیم دیوار برشی فولادی با تعویض اعضاء آسیب‌دیده، ساختمان به سرعت به خدمت‌رسانی بازمی‌گردد. سطح عملکرد دوم: آستانه فروریزش (CP)<sup>۹</sup> که در این حالت اعضاء تسلیم شونده مشخص (دیوار برشی فولادی و تیرها) در سطح خطر با احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE)<sup>۱۰</sup> وارد رفتار غیر الاستیک می‌شوند.

بر اساس پیشنهاد چائو و گوئل در سال ۲۰۰۸ [۲۰]، تغییر مکان نسبی هدف برای دو سطح خطر طراحی ارائه شده است. که اولی

نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه، ۲ درصد برای سطح خطر با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال ( $DBE = \frac{2}{3} MCE$ )، و دومی نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه، ۳ درصد برای سطح خطر با احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE) است.

### ۳-۴- برش پایه طراحی

تعیین برش پایه طراحی برای سطح خطر معلوم یک پارامتر کلیدی در روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد است که از برابر قرار دادن کار موردنیاز جهت پوش سازه به صورت یکنواخت تا تغییر مکان نسبی هدف با کار موردنیاز برای رسیدن به همان وضعیت در یک سیستم الاستوپلاستیک معادل تک درجه آزادی (EP-SDOF)<sup>۱۱</sup> محاسبه می‌شود (شکل (۵)). مقدار برش پایه تسلیم برای رسیدن سازه به تغییر مکان هدف به صورت روابط (۴) و (۵) به دست می‌آید.

7 Rapid Repair

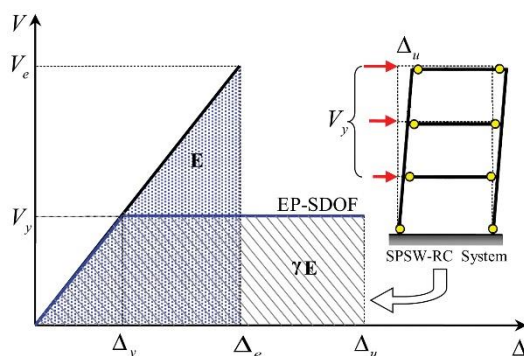
8 Design Base Earthquake

9 Collapse Prevention

10 Maximum Considered Earthquake

11 Elastic-Plastic Single Degree Of Freedom



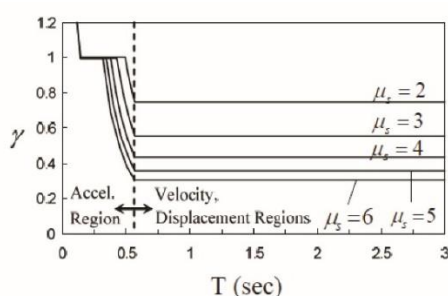


شکل ۵: مفهوم روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد.

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (4)$$

$$\alpha = \left( \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{dT^{-0.2}} \frac{8\theta_p \pi^2}{T^2 g} \quad (5)$$

که در آن  $g$  شتاب ثقل و  $S_a$  شبه شتاب طیفی است که از ASCE7-10 [۲۸] به دست می‌آید.  $\theta_p$  زاویه دوران کینماتیک کوچک مکانیزم تسلیم،  $\gamma$  ضریب اصلاح انرژی که از منحنی شکل (۶) برحسب  $T$  (دوره تناوب اصلی) و  $\mu_s$  (ضریب شکل پذیری سازه) به دست می‌آید [۱۷].  $\mu_s$  از نسبت  $\theta_u$  (تغییر مکان نسبی هدف) بر  $\theta_y$  (تغییر مکان نسبی تسلیم) به دست می‌آید. عموماً، تغییر مکان نسبی تسلیم برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف دارای مقادیر مختلفی است. مقادیر  $\theta_y$  برای سیستم‌های مختلف در مراجع معتبر ارائه شده است ولی به مقدار  $\theta_y$  برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه همراه با دیوار برشی فولادی اشاره‌ای نشده است. در این تحقیق با انجام تحلیل‌های غیرخطی مختلف مقدار  $\theta_y$  برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه همراه با دیوار برشی فولادی در محدوده ۰/۴ درصد تا ۰/۸ درصد به دست آمد، که در اینجا ۰/۴ درصد فرض شده است.



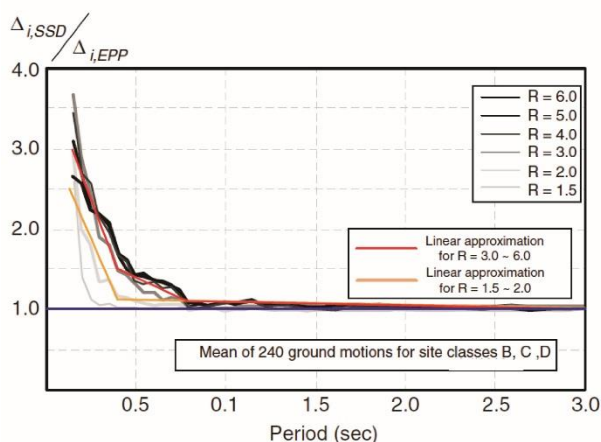
شکل ۶: طیف غیر الاستیک ضریب اصلاح انرژی توسط لی و همکاران [۱۷].

$V$  حاصله از معادله (۴) با فرض رفتار بار-تغییر مکان الاستوپلاستیک ایده‌آل (E-P)<sup>۱۲</sup> و حلقه‌های هیستریزس توپر است. این فرض برای یک سیستم فولادی شکل‌پذیر قابل قبول است. برای سیستم‌هایی مانند قاب بتنی همراه با دیوار برشی فولادی یا قاب‌های مهاربندی شده فولادی که در آن‌ها رفتار غیر الاستیک دارای زوال بوده و یا منحنی هیستریزس آن‌ها دارای فشردگی<sup>۱۳</sup> باشد، اصلاحاتی لازم

<sup>12</sup> Elastic-Plastic

<sup>13</sup> Pinching

است. دو رویکرد برای این مهم به کار گرفته می‌شود. اول، تبدیل تغییر مکان نسبی طراحی با ضریبی به نام  $C_2$  به یک سیستم غیر کاهنده و زوال نشده معادل و دوم، اصلاح ظرفیت انرژی با ضریب  $\eta$  که مساحت کاهش یافته حلقه هیستریزس را به صورت کسری از حلقه‌های توپر متناظر در نظر می‌گیرد. در این تحقیق رویکرد اول (استفاده از ضریب  $C_2$ ) در نظر گرفته شده است. عبارات تقریبی پیشنهادی برای ضرایب اصلاح که این تأثیر را در نظر بگیرند با ضریب  $C_2$  در شکل (۷) [۲۹] داده شده است. بنابراین، تغییر مکان نسبی هدف طرح یک سیستم سازه‌ای معلوم با رفتار کاهنده هیستریزس، به ضریب  $C_2$  تقسیم شده تا تغییر مکان نسبی هدف طرح برای یک سیستم غیر کاهنده معادل به دست آید. سپس برش پایه طرح با استفاده از ضریب اصلاح انرژی اصلاح شده و مجدداً محاسبه می‌شود.



شکل ۷: طیف نسبت تغییر مکان متوسط ( $C_2$ ) مدل‌های SSD به EPP محاسبه شده توسط رکوردهای سابت‌های کلاس B, C و D برای ضرایب کاهش نیروی مختلف (FEMA440, 2006) [۲۹].

### ۳-۵- نیروهای جانبی اضافی ناشی از اثر P-Delta

معادله (۲) اثر P-Delta را در نظر نمی‌گیرد. این اثر می‌بایست در تعیین ظرفیت خمشی مورد نیاز بخصوص در ساختمان‌های بلند وارد گردیده تا مقاومت لازم برای مقابله با واژگونی ناشی از بارهای ثقلی فراهم گردد. این امر با اضافه نمودن نیروی جانبی P-Delta به نیروی طراحی پایه در معادله (۲) میسر خواهد شد. از آنجاکه در این مطالعه مکانیزم از پیش انتخاب شده در طراحی یک مکانیزم جانبی کامل با تغییر مکان نسبی طبقه یکسان در همه طبقات است، اثر P-Delta به راحتی با ضرب وزن کل در تغییر مکان نسبی هدف محاسبه گردید.

### ۳-۶- طراحی اعضاء تسلیم شونده مشخص

هدف اصلی استفاده از روش طراحی پلاستیک فراهم نمودن مقاومت کافی با اطمینان از تشکیل مکانیزم تسلیم مطلوب است. که وضعیت مطلوب در این تحقیق جاری‌شدگی ورق در دیوار برشی فولادی و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها و پای ستون‌های طبقه همکف است. از الزامات آیین‌نامه AISC341-10 [۱۴] در مورد دیوارهای برشی فولادی با اندکی تغییر استفاده شده است. همچنین کلیه ضوابط آیین‌نامه ACI318-14 [۳۰] در طراحی تیرها رعایت گردید.

#### ۳-۶-۱- طراحی ورق در دیوار برشی فولادی

حداقل ضخامت ورق مطابق حالت حدی جاری‌شدگی برشی از رابطه (۶) تعیین شد.

$$t_w \geq \frac{V}{0.5 f_y l_{cf} \sin(2\theta)} \quad (6)$$

که در آن  $t_w$  ضخامت جان در طبقه آام،  $V$  سهم برش ورق در طبقه آام،  $l_{cf}$  فاصله خالص تیر بین دو ستون در طبقه آام،  $f_y$  تنش جاری شدن ورق و  $\theta$  زاویه جاری شدگی ورق، اندازه گیری شده نسبت به قائم است. در فرض اولیه زاویه انحراف  $40^\circ$  درجه فرض گردید و از رابطه (۷) مقدار دقیق آن را محاسبه شد.

$$\tan^4(\theta) = \frac{1 + \frac{nt_w l}{2A_c}}{1 + nt_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c l} \right)} \quad (7)$$

که در آن  $A_b$  سطح مقطع تیر افقی کنار ورق در طبقه آام،  $A_c$  سطح مقطع ستون کنار ورق در طبقه آام،  $I_c$  ممان اینرسی ستون کنار ورق در طبقه آام و  $n$  ضریب تبدیل ورق به بتن طبق رابطه (۸) است. نتایج استفاده از ضریب  $n$  در رابطه (۷) توسط چوی و پارک [۲۷] با نتایج آزمایشگاهی بررسی شده و تطابق خوبی نشان داده است.

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (8)$$

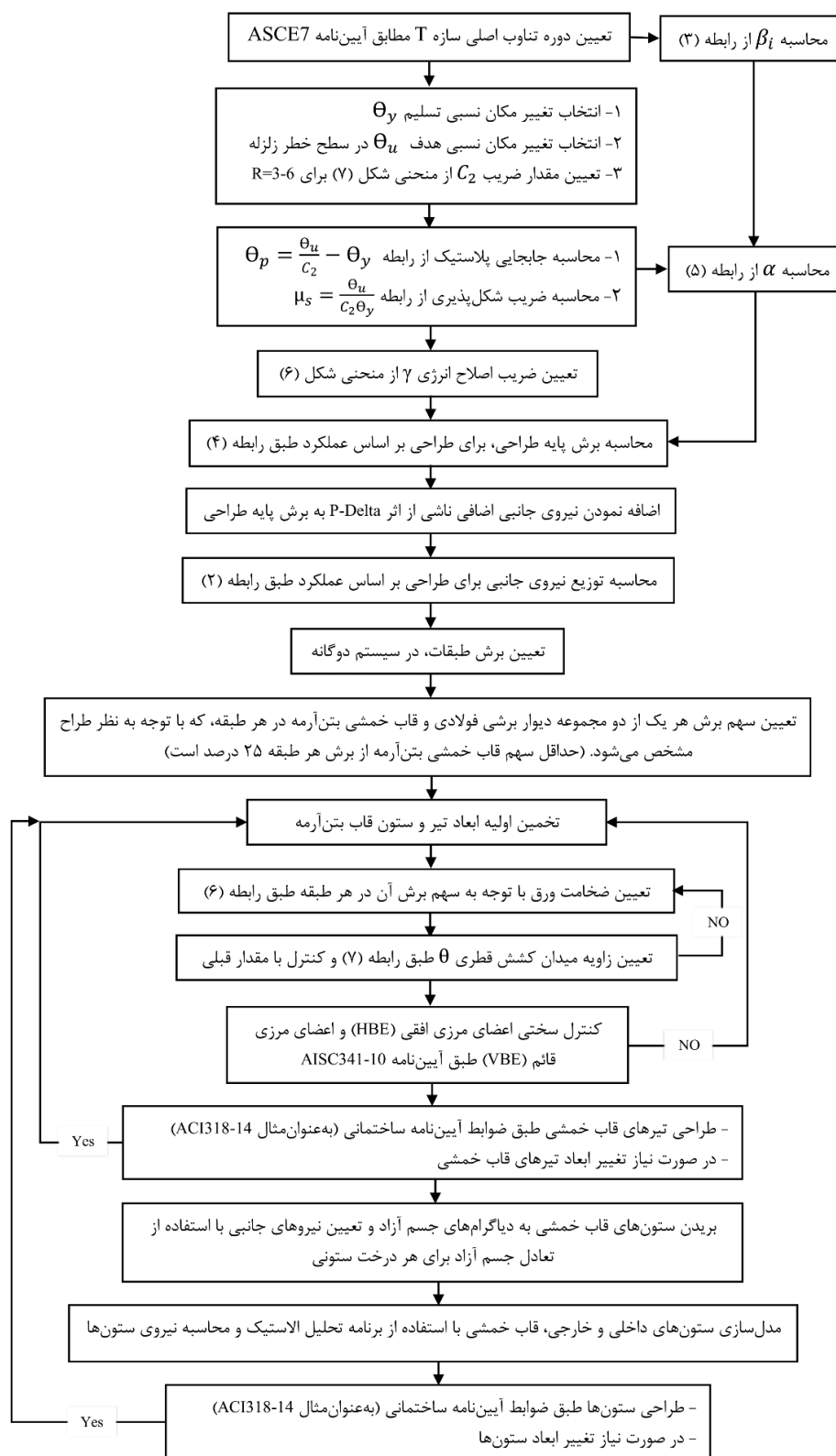
که در آن  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن و  $E_s$  مدول الاستیسیته فولاد است. با تکرار تا همگرایی در دو رابطه (۶) و (۷) ضخامت ورق در هر طبقه به دست آمد.

### ۷-۳- طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده مشخص

طراحی اعضایی که می بایستی الاستیک باقی بماند، مانند ستون ها بر اساس رویکرد طراحی بر اساس ظرفیت انجام می شود. یعنی این اعضاء باید مقاومت کافی در برابر ترکیب بارهای ثقلی با ضریب و حداکثر مقاومت مورد انتظار اعضاء تسلیم شونده مشخص، با در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح را داشته باشند. برای نیل به این مقصود، یک راه این است که تعادل مربوط به قسمت مکانیزم تسلیم طراحی در حالت حدی نهایی در نظر گرفته شود. برای اینکه از تشکیل مکانیزم تیر ضعیف-ستون قوی اطمینان حاصل شود، ستون ها باید برای حداکثر نیروهای ممکن شامل بارهای ثقلی با ضریب روی تیرها و ستون ها و با در نظر گرفتن یک مقدار منطقی برای سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح در مفاصل پلاستیک تیر طراحی گردند. همچنین فرض شد ستون های طبقه اول در تکیه گاه به حداکثر ظرفیت خود ( $M_{pc}$ ) رسیده باشند. برای طراحی ستون ها از نرم افزار Etabs2015 [۳۱] استفاده گردید. در این برنامه، اثرات توأم بارهای خمشی و محوری و همچنین اثرات لاغری ستون به خوبی در نظر گرفته می شوند. طراحی در این نرم افزار بر اساس ضوابط آیین نامه ACI318-14 [۳۰] انجام شد.

### ۸-۳- فلوجارت طرح پلاستیک دیوار برشی فولادی در قاب بتن آرمه بر اساس عملکرد

روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد یک روش طراحی مستقیم است که به هیچ گونه ارزیابی بعد از طراحی اولیه نیاز ندارد، زیرا رفتار غیرخطی و معیار عملکرد کلیدی از همان ابتدا در فرآیند طراحی وارد می شود. روش طراحی آسان بوده و به راحتی قابل برنامه نویسی است. فلوجارت مراحل طراحی پلاستیک بر اساس سطح عملکرد در شکل (۸) نشان داده شده است.

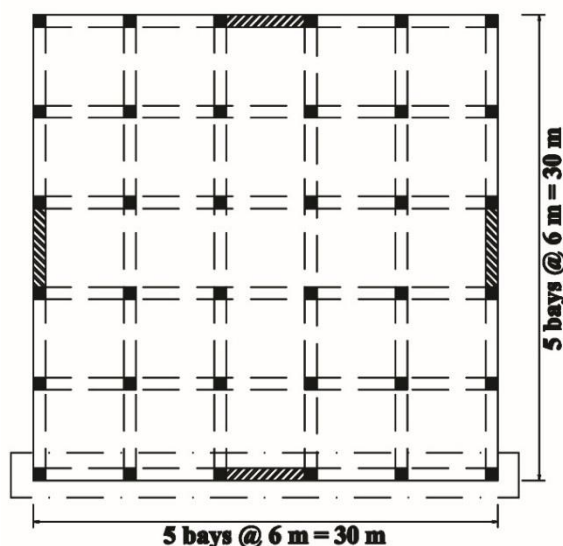


شکل ۸: فلوجارت طراحی به روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد.

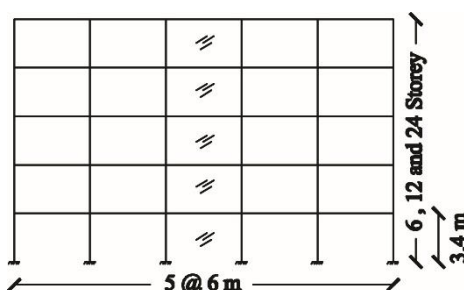
## ۴ - مدل‌های مورد بررسی

در این مطالعه سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) با سیستم قاب خمشی ویژه بتن آرمه همراه با دیوار برشی فولادی به روش طرح پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی شدند. پلان کلیه طبقات در سازه‌های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل (۹) نشان داده شده است و محل قرارگیری دیوارها با هاشور مشخص شده است. ارتفاع کلیه طبقات ۳.۴ متر و طول دهانه‌ها ۶ متر در نظر گرفته شده است. جهت ساده‌سازی برای تحلیل و طراحی به صورت دوبعدی، فرض می‌شود که دیوار برشی فولادی در کلیه قاب‌ها وجود داشته باشد. بنابراین به دلیل قرینه بودن پلان در دو جهت و همچنین مشابه بودن قاب‌ها، می‌توان یکی از قاب‌ها را بیرون کشید و سهم بار این قاب را به آن اختصاص داد. پیکربندی قاب‌های استخراج شده از سازه سه‌بعدی در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

جرم طبقات در گره‌ها به صورت متمرکز و کف طبقات صلب در نظر گرفته شده است. پارامترهای طراحی سازه‌های مورد بررسی در جدول (۲) نشان داده شده است. در تمام نمونه‌ها، قاب بتنی با قاب خمشی ویژه مطابق با ضوابط آیین‌نامه ACI318-14 [۳۰] طراحی و در بارگذاری از ضوابط آیین‌نامه ASCE7-10 [۲۸] استفاده شده است.



شکل ۹: پلان طبقات سازه‌های مورد مطالعه.



جدول ۲: پارامترهای طراحی در مدل‌های مورد بررسی

فولاد		بتن					بارگذاری لرزه‌ای				بارگذاری ثقلی					
$f_y$ (MPa)	میلگرد ورق	$E_s$ (GPa)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{cs}$	پوشش از آس میلگرد	سطح زلزله طرح	دسته طراحی	$S_{D5}$ (g)	$S_{D1}$ (g)	مردم (KN/m2)		زنده (KN/m2)		ترکیب بارگذاری
												بام	طبقات	بام	طبقات	
۱۷۷	۴۱۴	۲۰۰	۳۴	۲۹۶۸۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳۵	۷ (Cm)	بالا	D	۱/۶۲	۰/۸۵۳	۸/۳۸	۸/۳۸	۰/۹۶	۲/۳۹	۱/۲DL +LL

مقادیر محاسبه شده همه پارامترهای مهم طراحی به روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد در جدول (۳) ارائه شده است. مقدار برش پایه طراحی در سطوح خطر DBE و MCE به هم نزدیک است، لذا برش پایه طرح، ماکزیمم این دو مقدار لحاظ می‌شود. همچنین نتایج طراحی ورق، تیرها و ستون‌ها برای مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه به ترتیب در جداول (۴)، (۵) و (۶) ارائه شده است.

جدول ۳: پارامترهای طراحی در روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد

پارامترهای طراحی	طبقه ۶		طبقه ۱۲		طبقه ۲۴	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
$S_a$	۱/۳۰۱g	۱/۹۵۱g	۰/۷۷۳g	۱/۱۶۰g	۰/۵۷۱g	۰/۸۵۶g
T (Sec)	۰/۶۵	۰/۶۵	۱/۱۰۳	۱/۱۰۳	۱/۸۵۵	۱/۸۵۵
$C_2$	۱/۲۴	۱/۲۴	۱/۰۹	۱/۰۹	۱/۰۵	۱/۰۵
$\theta_y$ تغییر مکان نسبی تسلیم	۰/۴%	۰/۴%	۰/۴%	۰/۴%	۰/۴%	۰/۴%
$\theta_u$ تغییر مکان نسبی هدف	۲%	۳%	۲%	۳%	۲%	۳%
$\theta_u/C_2$ : تغییر مکان نسبی هدف اصلاح شده	۱/۶۱	۲/۴۱	۱/۸۴	۲/۷۶	۱/۹۰%	۲/۸۵%
$(\theta_u/C_2) - \theta_y$ : تغییر مکان نسبی غیر الاستیک	۱/۲۱	۲/۰۱	۱/۴۴%	۲/۳۶%	۱/۵۰%	۲/۴۵%
$\mu$	۴/۰۲	۶/۰۳	۴/۶۰	۶/۹۰	۴/۷۵	۷/۱۳
$R_\mu$	۴/۰۲	۶/۰۳	۴/۶۰	۶/۹۰	۴/۷۵	۷/۱۳
$\gamma$	۰/۴۴	۰/۳۰	۰/۳۹	۰/۲۷	۰/۳۸	۰/۲۶
$\alpha$	۳/۴۵۶	۵/۷۵۷	۲/۸۹۸	۴/۷۴۹	۲/۱۵۲	۳/۵۱۵
برش پایه بدون اثر P- $\Delta$ (KN)	۲۲۱۶	۲۱۳۹	۱۷۲۶	۱۶۶۳	۲۴۸۱	۲۳۹۲
برش پایه با اثر P- $\Delta$ (KN)	۲۴۳۶	۲۳۵۹	۲۱۷۰	۲۱۰۷	۳۳۷۳	۳۲۸۴
برش پایه طرح V (KN)	۲۴۳۶		۲۱۷۰		۳۳۷۳	

جدول ۴: جزئیات طراحی در سازه ۶ طبقه

طبقه	ورق		تیر کنار دیوار				تیر در قاب خمشی				ستون کنار دیوار		ستون خارجی		ستون داخلی	
	t	$\theta$	h	b	$\rho$	$\rho'$	h	b	$\rho$	$\rho'$	B	$\rho$	B	$\rho$	B	$\rho$
بام	۱/۱۳	۴۴/۲	۵۰	۴۵	۰/۶۸	۱/۸۵	۴۰	۴۰	۰/۶۵	۱/۵۴	۵۵	۴/۴۳	۴۵	۳/۴۱	۴۵	۵/۸۲
۵	۱/۹۶	۴۳/۷۲	۵۰	۴۵	۰/۴۵	۱/۲۷	۴۰	۴۰	۰/۷۳	۱/۷۳	۵۵	۲/۹۱	۵۰	۳/۸۳	۵۰	۶/۵۶
۴	۲/۵۹	۴۳/۰۹	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۴۰	۴۰	۰/۷۲	۱/۶۹	۵۵	۴/۰۶	۵۵	۲/۹۱	۵۵	۴/۵
۳	۳/۰۵	۴۲/۸۵	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۴۰	۴۰	۰/۷۲	۱/۶۹	۵۵	۴/۸۹	۵۵	۲/۶۱	۵۵	۴/۳۱
۲	۳/۴	۴۲/۸	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۴	۴۰	۴۰	۰/۷۲	۱/۶۹	۶۰	۵/۱۸	۵۵	۱/۹۱	۵۵	۳/۲۱
۱	۳/۶۲	۴۲/۷۵	۴۰	۴۵	۰/۵	۱/۵	۴۰	۴۰	۰/۷۲	۱/۶۹	۶۵	۴/۲۸	۵۵	۱/۱۵	۵۵	۱/۵۱

t: ضخامت ورق بر حسب میلی‌متر،  $\theta$ : زاویه میدان کشش قطری بر حسب درجه، h: ارتفاع تیر بر حسب سانتیمتر، b: عرض تیر بر حسب سانتیمتر، B: ابعاد ستون بر حسب سانتیمتر،  $\rho$ : نسبت آرماتور کششی بر حسب درصد و  $\rho'$ : نسبت آرماتور فشاری بر حسب درصد.

جدول ۵: جزئیات طراحی در سازه ۱۲ طبقه

طبقه	ورق		تیر کنار دیوار				تیر در قاب خمشی				ستون کنار دیوار		ستون خارجی		ستون داخلی	
	t	$\theta$	h	b	$\rho$	$\rho'$	h	b	$\rho$	$\rho'$	B	$\rho$	B	$\rho$	B	$\rho$
بام	۰/۶۳	۴۴/۴	۴۵	۴۵	۰/۴۶	۱/۳۳	۳۵	۳۵	۱/۱۳	۲/۶۸	۵۰	۳/۶۸	۴۵	۳/۴۶	۴۵	۶/۰۳
۱۱	۱/۰۸	۴۴/۰۲	۴۵	۴۵	۰/۳۹	۱/۱۵	۳۵	۳۵	۱/۲۵	۲/۹۴	۵۰	۲/۹۴	۵۵	۲/۹۸	۵۵	۴/۵۱
۱۰	۱/۴۶	۴۳/۶۴	۴۰	۴۵	۰/۵۴	۱/۶۱	۳۵	۳۵	۱/۲۵	۲/۹۴	۵۰	۳/۷۷	۵۵	۴/۰۸	۵۵	۶/۸۱
۹	۱/۷۷	۴۳/۴۱	۴۰	۴۵	۰/۵۴	۱/۶۱	۳۵	۳۵	۱/۲۲	۲/۸۸	۵۰	۴/۷۴	۶۰	۳/۱۲	۶۰	۵/۰۸
۸	۲/۰۵	۴۳/۲۲	۴۰	۴۵	۰/۵۴	۱/۶۱	۳۵	۴۰	۱/۰۴	۲/۴۷	۵۰	۶/۷۴	۶۰	۳/۳۳	۶۰	۵/۸۳
۷	۲/۳۱	۴۳/۲۵	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۳۵	۴۰	۱/۰۴	۲/۴۷	۵۵	۵/۰۷	۶۰	۳/۴۱	۶۰	۶/۱۷
۶	۲/۵۴	۴۳/۲۳	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۴	۳۵	۴۰	۱/۰۴	۲/۴۷	۶۰	۴/۹۳	۶۰	۳/۳۱	۶۰	۶/۲۴
۵	۲/۷۳	۴۳/۱۳	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۴	۳۵	۴۰	۱/۰۴	۲/۴۷	۶۰	۵/۷۵	۶۰	۳/۰۹	۶۰	۵/۹۴
۴	۲/۹۱	۴۳/۱	۴۰	۴۵	۰/۵	۱/۵	۴۰	۴۵	۰/۶	۱/۴۵	۶۵	۵/۵۷	۶۰	۲/۵۷	۶۰	۵/۱
۳	۳/۰۴	۴۳/۰۳	۴۰	۴۵	۰/۵	۱/۵	۴۰	۴۵	۰/۶	۱/۴۵	۶۵	۶/۲۳	۶۰	۱/۸۹	۶۰	۳/۹۷
۲	۳/۱۷	۴۲/۹۹	۴۰	۴۵	۰/۴۹	۱/۴۷	۴۰	۴۵	۰/۶	۱/۴۵	۷۰	۶/۱	۶۰	۱/۱۳	۶۰	۲/۳۸
۱	۳/۲۹	۴۲/۹۳	۴۰	۴۵	۰/۴۷	۱/۴۴	۴۰	۴۵	۰/۶	۱/۴۵	۷۵	۵/۳۷	۶۰	۱/۱۳	۶۰	۱/۱۳

t: ضخامت ورق برحسب میلی‌متر،  $\theta$ : زاویه میدان کشش قطری برحسب درجه، h: ارتفاع تیر برحسب سانتیمتر، b: عرض تیر برحسب سانتیمتر، B: ابعاد ستون برحسب سانتیمتر،  $\rho$ : نسبت آرماتور کششی برحسب درصد و  $\rho'$ : نسبت آرماتور فشاری برحسب درصد.

جدول ۶: جزئیات طراحی در سازه ۲۴ طبقه

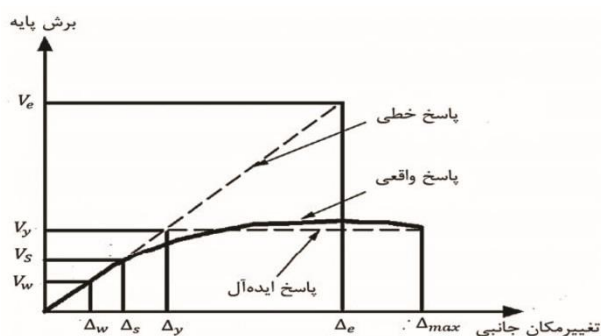
طبقه	ورق		تیر کنار دیوار				تیر در قاب خمشی				ستون کنار دیوار		ستون خارجی		ستون داخلی	
	t	$\theta$	h	b	$\rho$	$\rho'$	h	b	$\rho$	$\rho'$	B	$\rho$	B	$\rho$	B	$\rho$
بام	۰/۶۷	۴۴/۳۶	۴۵	۴۵	۰/۴۹	۱/۴۲	۳۵	۳۵	۱/۱۳	۲/۶۸	۵۰	۴/۰۹	۴۵	۳/۴۶	۴۵	۶/۰۳
۲۳	۱/۱۱	۴۴	۴۵	۴۵	۰/۳۹	۱/۱۵	۳۵	۳۵	۱/۲۵	۲/۹۴	۵۰	۲/۹۳	۵۵	۳/۰۸	۵۵	۴/۶۸
۲۲	۱/۴۸	۴۳/۶۲	۴۰	۴۵	۰/۵۴	۱/۶۱	۳۵	۳۵	۱/۲۲	۲/۸۸	۵۰	۳/۹۳	۶۰	۲/۹۹	۶۰	۴/۵۲
۲۱	۱/۸	۴۳/۳۹	۴۰	۴۵	۰/۵۴	۱/۶۱	۳۵	۳۵	۱/۲۲	۲/۸۸	۵۰	۴/۵۵	۶۰	۳/۵۶	۶۰	۶/۰۷
۲۰	۲/۱۱	۴۳/۳۷	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۳۵	۳۵	۱/۱۹	۲/۸۱	۵۵	۴/۵۲	۶۵	۲/۹۴	۶۵	۴/۵۳
۱۹	۲/۳۷	۴۳/۲۱	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۳۵	۳۵	۱/۱۹	۲/۸۱	۵۵	۵/۱۱	۶۵	۳/۱۷	۶۵	۵/۱۳
۱۸	۲/۶۴	۴۳/۱۸	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۴	۳۵	۳۵	۱/۱۹	۲/۸۱	۶۰	۵/۰۳	۶۵	۳/۳۲	۶۵	۵/۶۴
۱۷	۲/۸۷	۴۳/۰۶	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۴	۳۵	۳۵	۱/۱۹	۲/۸۱	۶۰	۵/۹	۶۵	۳/۴۸	۶۵	۶/۰۲
۱۶	۳/۱۱	۴۲/۹۹	۴۰	۴۵	۰/۵	۱/۵	۳۵	۳۵	۱/۱۹	۲/۸۱	۶۵	۵/۷۷	۶۵	۳/۴۹	۶۵	۶/۲۱
۱۵	۳/۳۱	۴۲/۹	۴۰	۴۵	۰/۵	۱/۵	۴۰	۴۰	۰/۷۴	۱/۷۴	۶۵	۶/۶۳	۶۵	۳/۵۲	۶۵	۶/۳۱
۱۴	۳/۵۳	۴۲/۸۲	۴۰	۴۵	۰/۴۹	۱/۴۷	۴۰	۴۰	۰/۷۸	۱/۸۴	۷۰	۶/۲۷	۶۵	۳/۶۵	۶۵	۶/۲۷
۱۳	۳/۷۵	۴۲/۷۲	۴۰	۴۵	۰/۴۸	۱/۴۶	۴۰	۴۰	۰/۸۲	۱/۹۲	۷۵	۶/۰۵	۶۵	۳/۷۱	۶۵	۶/۱۶
۱۲	۳/۹۵	۴۲/۶۱	۴۰	۴۵	۰/۵۱	۱/۵۲	۴۰	۴۰	۰/۸۶	۲	۸۰	۵/۹۱	۶۵	۳/۷	۶۵	۶
۱۱	۴/۱۱	۴۲/۵۳	۴۰	۴۵	۰/۵۳	۱/۵۷	۴۰	۴۰	۰/۸۹	۲/۰۷	۸۰	۶/۵۱	۶۵	۳/۵۴	۶۵	۵/۷۷
۱۰	۴/۳	۴۲/۴۲	۴۰	۴۵	۰/۵۵	۱/۶۲	۴۰	۴۰	۰/۹۲	۲/۱۳	۸۵	۶/۳	۶۵	۳/۳۱	۶۵	۵/۴۸
۹	۴/۴۸	۴۲/۵۷	۴۰	۵۰	۰/۴۹	۱/۴۸	۴۰	۴۰	۰/۹۴	۲/۱۹	۹۰	۶/۱۵	۶۵	۳/۱	۶۵	۵/۱۱
۸	۴/۶۶	۴۲/۴۶	۴۰	۵۰	۰/۵	۱/۵۱	۴۵	۴۵	۰/۶۱	۱/۴۳	۹۵	۶/۰۳	۶۵	۲/۸۲	۶۵	۴/۷۴
۷	۴/۸۳	۴۲/۳۶	۴۰	۵۰	۰/۵۱	۱/۵۴	۴۵	۴۵	۰/۶۳	۱/۴۵	۱۰۰	۵/۹۵	۶۵	۲/۴۵	۶۵	۴/۳۷

۶	۴/۹۴	۴۲/۳۱	۴۰	۵۰	۰/۵۲	۱/۵۶	۴۵	۴۵	۰/۶۴	۱/۴۸	۱۰۰	۶/۳۹	۶۵	۲/۰۳	۶۵	۴/۰۴
۵	۵/۱	۴۲/۲۲	۴۰	۵۰	۰/۵۳	۱/۵۹	۴۵	۴۵	۰/۶۵	۱/۵	۱۰۵	۶/۲۹	۶۵	۱/۷۸	۶۵	۳/۶۷
۴	۵/۲۵	۴۲/۱۲	۴۰	۵۰	۰/۵۴	۱/۶	۴۵	۴۵	۰/۶۵	۱/۵۱	۱۱۰	۶/۱۹	۶۵	۱/۴۹	۶۵	۳/۲۶
۳	۵/۴	۴۲/۰۳	۴۰	۵۰	۰/۵۴	۱/۶۱	۴۵	۴۵	۰/۶۶	۱/۵۲	۱۱۴	۶/۲۱	۶۵	۱/۱۵	۶۵	۲/۹۲
۲	۵/۵۳	۴۱/۹۴	۴۰	۵۰	۰/۵۵	۱/۶۲	۴۵	۴۵	۰/۶۶	۱/۵۳	۱۲۰	۶/۰۱	۶۵	۱/۱۲	۶۵	۲/۷۴
۱	۵/۶۱	۴۱/۹۱	۴۰	۵۰	۰/۵۵	۱/۶۳	۴۵	۴۵	۰/۶۶	۱/۵۳	۱۲۰	۶/۳۴	۶۵	۱/۱۲	۶۵	۲/۶۵

t: ضخامت ورق برحسب میلی‌متر،  $\theta$ : زاویه میدان کشش قطری برحسب درجه، h: ارتفاع تیر برحسب سانتیمتر، b: عرض تیر برحسب سانتیمتر، B: ابعاد ستون برحسب سانتیمتر، p: نسبت آرماتور کششی برحسب درصد و p': نسبت آرماتور فشاری برحسب درصد.

## ۵ - ضریب رفتار<sup>۱۴</sup>

از اوایل دهه ۱۹۸۰، محققان درصد تجزیه ضریب رفتار به عوامل تشکیل‌دهنده آن برآمدند. به دنبال این تحقیق‌ها، در سال ۱۹۹۵، فرمول‌بندی جدیدی برای ضریب رفتار ارائه گردید که به روش یوانگ شهرت دارد. در شکل (۱۱) رفتار واقعی سازه به صورت یک رفتار دوخطی الاستیک-کاملاً پلاستیک مدل گردیده است که در آن  $V_e$  برش پایه نظیر رفتار ارتجاعی کامل،  $V_y$  برش پایه نظیر تسلیم،  $V_s$  برش پایه نظیر اولین تسلیم و  $V_w$  برش پایه طراحی می‌باشند [۳۲] و [۳۳]. ضریب رفتار مذکور مطابق رابطه (۹) به صورت حاصل ضرب سه عامل است.



شکل ۱۱: رفتار حقیقی (منحنی بار افزون) و ایده‌آل (نمودار دوخطی ایده‌آل) سازه.

(۹)

$$R = R_R \cdot R_\mu \cdot \Omega_0$$

که در آن  $R_R$  ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه است که با توجه به درجات نامعینی بالا در دیوارهای برشی فولادی این مقدار برابر حداکثر، یعنی ۱ است.  $R_\mu$  ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (وابسته به زمان تناوب) و  $\Omega_0$  ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون یا ضریب اضافه مقاومت است. با ایده‌آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی الاستیک-پلاستیک کامل، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه به صورت خارج‌قسمت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر ( $\Delta_{max}$ ) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم ( $\Delta_y$ ) تعریف می‌شود که مطابق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (10)$$

<sup>14</sup> Response Modification Coefficient



سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل‌توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزیس مستهلک می‌کنند، که مقدار این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، می‌توان نیروی طراحی الاستیک ( $V_e$ ) را به تراز مقاومت تسلیم ( $V_y$ ) کاهش داد. از این رو، ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، عبارت است از خارج‌قسمت نیروی نهایی وارد بر سازه ( $V_e$ ) (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی ( $V_y$ ) که مطابق رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (11)$$

برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری، روابط مختلفی توسط محققان ارائه شده است، روش‌های کراوینکلر و نصر [۳۴]، میراندا و برترو [۳۵] و روش نیومارک و هال [۳۶] در گزارش ATC19 [۳۷] برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری پیشنهاد شده است. در این تحقیق از روش نیومارک و هال استفاده شده است. نیومارک و هال برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) سیستم‌های الاستیک-پلاستیک کامل یک درجه آزادی، روابط (۱۲) تا (۱۴) را پیشنهاد کردند. برای زمان‌های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه (فرکانس‌های بالای ۳۳ هرتز) از رابطه (۱۲)، برای زمان‌های تناوب بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه (فرکانس‌های بین ۲ و ۸ هرتز) از رابطه (۱۳) و برای زمان‌های تناوب بزرگ‌تر از ۱/۰ ثانیه (فرکانس‌های کوچک‌تر از ۱ هرتز) از رابطه (۱۴) استفاده می‌شود. برآورد  $R_{\mu}$  در زمان‌های تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با درون‌یابی بین مقادیر حدی روابط (۱۲) الی (۱۴) قابل‌محاسبه است.

$$R_{\mu} = 1 \quad (12)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad , \quad \frac{\mu}{R_{\mu}} \geq 1 \quad (13)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad (14)$$

با افزایش نیروی خارجی در تحلیل غیرخطی استاتیکی، روند تشکیل مفاصل پلاستیک نیز ادامه یافته و مفاصل بیشتری در سازه پدید می‌آید، تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را ندارد. بر این اساس طبق تعریف، مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) تا مرحله مکانیزم ( $V_y$ ) از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود و از رابطه (۱۵) به دست می‌آید.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (15)$$

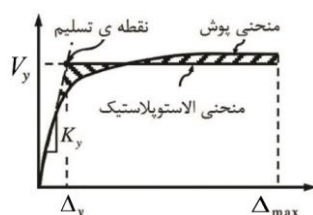
در طراحی لرزه‌ای، جابه‌جایی جانبی غیرخطی ناشی از زلزله را می‌توان با اعمال ضریب افزایش تغییر مکان،  $C_d$  به جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل خطی سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ای تخمین زد. به عبارت دیگر تغییر مکان غیر الاستیک مورد انتظار با ضرب تغییر مکان الاستیک در یک ضریب افزایشی  $C_d$  تعیین می‌شود. این ضریب از رابطه (۱۶) به دست می‌آید.

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \Omega_0 \quad (16)$$

## ۶- نتایج مدل سازی

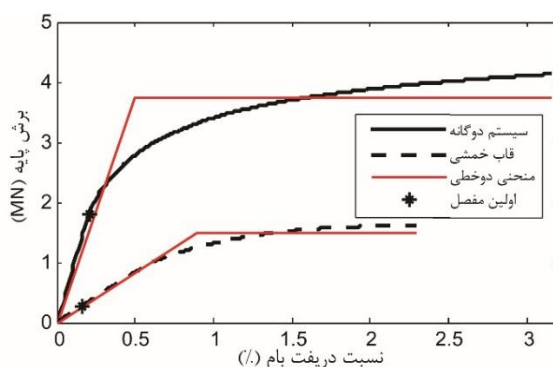
طرح نهایی مدل‌ها با انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی در دو حالت: قاب خمشی بتنی ویژه همراه با دیوار برشی فولادی نازک و قاب خمشی بتنی ویژه بدون دیوار برشی فولادی ارزیابی گردید. الگوی بار جانبی با توجه به توزیع نیروی جانبی بر اساس روابط (۲) و (۳) در نظر گرفته شده است.

برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا نمودار دوخطی ایده‌آل منحنی بار افزون ترسیم شد. نحوه دوخطی کردن منحنی بار افزون در شکل (۱۲) نشان داده شده است. تعریف نقطه تسلیم  $(\Delta_y, V_y)$  بر پایه مفهوم برابری انرژی پلاستیک است که سطح زیر منحنی الاستیک-پلاستیک کامل با سطح زیر منحنی پوش واقعی برابر باشد.

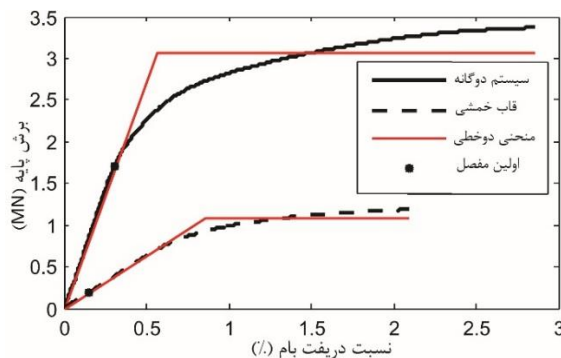


شکل ۱۲: نمودار دوخطی ایده‌آل منحنی بار افزون و معرفی نقطه تسلیم.

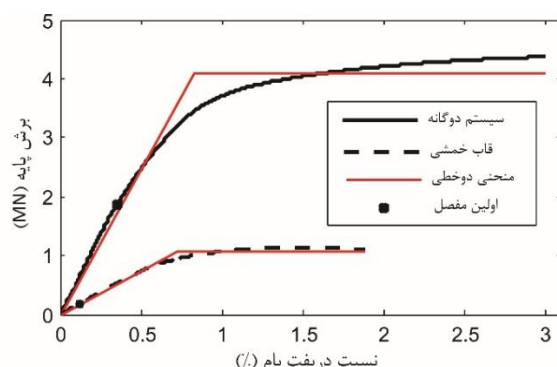
شکل‌های (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) به ترتیب نمودار پوش (رابطه نیرو - تغییر مکان نسبی بام) و دوخطی ایده‌آل مدل‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) را نشان می‌دهد. با دوخطی کردن منحنی بار افزون مقادیر برش پایه تسلیم سازه  $(V_y)$ ، تغییر مکان تسلیم  $(\Delta_y)$  و تغییر مکان نهایی سازه  $(\Delta_{max})$  به دست آمد.



شکل ۱۳: منحنی پوش اور و دوخطی ایده‌آل مدل ۶ طبقه.



شکل ۱۴: منحنی پوش اور و دوخطی ایده‌آل مدل ۱۲ طبقه.



شکل ۱۵: منحنی پوش اور و دوخطی ایده آل مدل ۲۴ طبقه.

همان طور که در منحنی پوش شکل های ۱۳، ۱۴ و ۱۵ مشخص است، سازه های دوگانه در تغییر مکان نسبی هدف، حدود ۳ درصد که با فرض طراحی، تطابق بسیار خوبی دارند دچار مکانیزم و شکست شده است. همچنین با توجه به نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی غیرخطی این مقاله ضریب اضافه مقاومت، ضریب تشدیدکننده جابجایی و ضریب رفتار مدل های مورد بررسی برای طراحی به روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد در جدول (۷) آمده است. در این جدول مقادیر  $\Delta_s$ ،  $\Delta_y$ ،  $\Delta_{max}$ ،  $V_s$ ،  $V_y$ ،  $\mu$ ،  $R\mu$ ،  $\Omega_0$ ،  $C_d$ ، ضریب رفتار (R) و سختی الاستیک ( $K_y$ ) مدل های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) در دو حالت: سیستم دوگانه و قاب خمشی ارائه شده است.  $T_D$  زمان تناوب اصلی نوسان با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین شد و سختی الاستیک ( $K_y$ ) مطابق رابطه (۱۷) محاسبه گردید. همچنین در نهایت با میانگین گیری از نتایج حاصله مقدار این ضرایب در این جدول ارائه شده است.

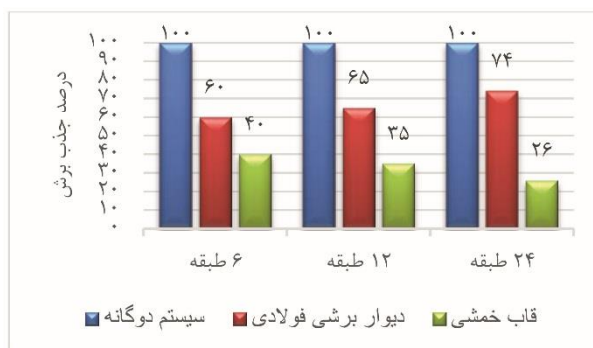
$$K_y = \frac{V_y}{\Delta_y} \quad (17)$$

جدول ۷: محاسبه ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت، تشدیدکننده جابجایی و ضریب رفتار

	مدل	$T_D$ تحلیلی (Sec)	$\Delta_s$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_{max}$ (mm)	$V_s$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\mu$	$R\mu$	$\Omega_0$	$C_d$	R	$K_y$ (kN/mm)
سیستم دوگانه	۶ طبقه	۰/۶۴	۴۲	۱۰۲	۶۴۴	۱۸۰۰	۳۷۲۳	۶/۳۱	۴/۲۲	۲/۴۳	۱۵/۳۳	۱۰/۲۵	۳۶/۵
	۱۲ طبقه	۱/۷۶	۱۲۶	۲۳۰	۱۱۶۶	۱۷۰۸	۳۰۵۵	۵/۰۷	۵/۰۷	۱/۸۳	۹/۲۸	۹/۲۸	۱۳/۲۸
	۲۴ طبقه	۳/۷۵	۲۸۶	۶۷۶	۲۴۵۲	۱۸۶۴	۴۰۹۵	۳/۶۳	۳/۶۳	۲/۳۶	۸/۵۷	۸/۵۷	۶/۰۶
	میانگین	-----	-----	-----	-----	-----	-----	۵	۴/۳۱	۲/۲۱	۱۱/۰۶	۹/۳۷	-----
قاب خمشی	۶ طبقه	۱/۷۵	۵۴	۱۸۲	۴۶۸	۴۵۲	۱۴۹۰	۲/۵۷	۲/۵۷	۳/۳۷	۸/۶۶	۸/۶۶	۸/۱۹
	۱۲ طبقه	۳/۹۱	۹۸	۳۵۱	۸۵۶	۳۰۰	۱۰۸۳	۲/۴۴	۲/۴۴	۳/۵۸	۸/۷۴	۸/۷۴	۳/۰۹
	۲۴ طبقه	۶/۹۸	۱۷۴	۵۹۵	۱۵۴۲	۳۱۳	۱۰۷۸	۲/۵۹	۲/۵۹	۳/۴۲	۸/۸۶	۸/۸۶	۱/۸۱
	میانگین	-----	-----	-----	-----	-----	-----	۲/۵۳	۲/۵۳	۳/۴۶	۸/۷۵	۸/۷۵	-----

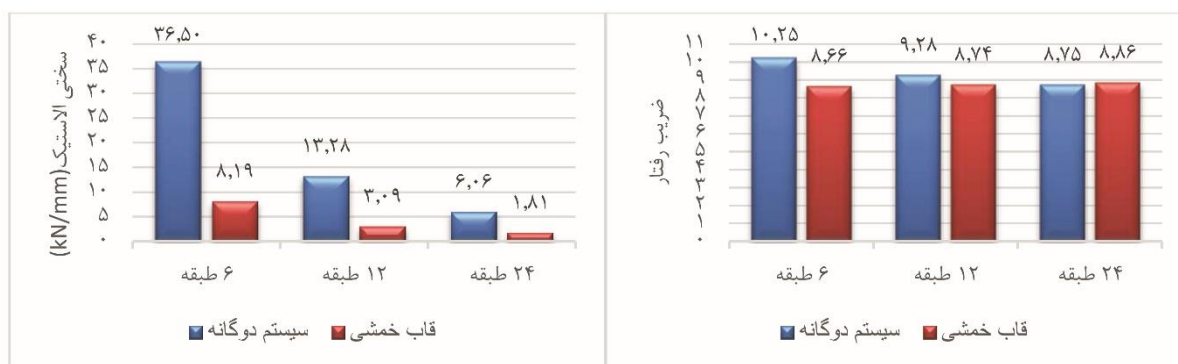
با توجه به نمودار دوخطی ایده آل شکل های ۱۳، ۱۴، ۱۵ و نتایج جدول (۷)، درصد جذب برش قاب خمشی بدون حضور دیوار و دیوار برشی فولادی به تنهایی در نمودار شکل (۱۶) نشان داده شده است. همان طور که در این نمودار مشاهده می شود، درصد جذب برش قاب خمشی بدون حضور دیوار مطابق آیین نامه طراحی بالای ۲۵ درصد است. همچنین نتایج این نمودار با نتایج طرح اولیه (سهم قاب خمشی ۳۰ درصد و سهم دیوار برشی ۷۰ درصد از برش پایه) برای سازه ۱۲ و ۲۴ طبقه حدود ۵ درصد و برای سازه ۶ طبقه حدود ۱۰ درصد است.

درصد اختلاف را نشان داد. که عمده این اختلاف به دلیل حاکم شدن اثر بار ثقلی در تیرها و قوی تر شدن آن‌ها نسبت به اثر بار جانبی است. بنابراین در صورت استفاده از روش طراحی ارائه شده در این مقاله، اندرکنش قاب و ورق با دقت نسبتاً خوبی لحاظ شد.



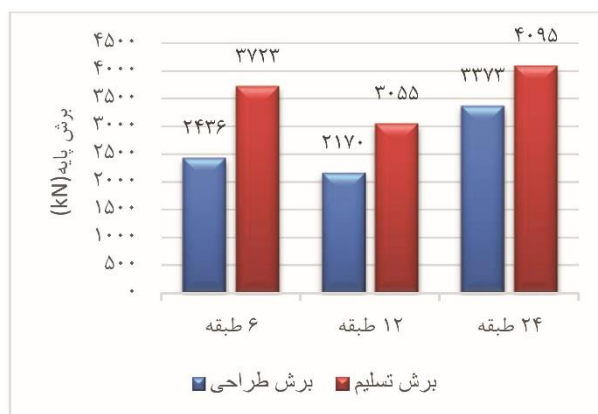
شکل ۱۶: درصد جذب برش قاب خمشی بدون حضور دیوار و دیوار برشی فولادی به تنهایی از برش تسلیم سیستم دوگانه در محدوده غیرخطی (پلاستیک).

جهت مقایسه ضریب رفتار (R) و سختی الاستیک سازه ( $K_y$ ) در دو سازه قاب خمشی بتنی ویژه همراه با دیوار برشی فولادی نازک و قاب خمشی بتنی ویژه بدون دیوار برشی فولادی برای مدل‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) با استفاده از نتایج جدول (۷)، نمودار شکل (۱۷) نشان داده شده است. همان‌طور که در این نمودار مشخص است، با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دوگانه ضریب رفتار سازه (R)، تدریجاً کاهش و در سازه‌های قاب خمشی، تقریباً ثابت است. همچنین با توجه به این نمودار و نتایج جدول (۷) استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب خمشی بتن‌آرمه نشان از افزایش مقاومت، شکل‌پذیری، سختی الاستیک  $K_y$  و نهایتاً افزایش ضریب رفتار سازه را دارد.



شکل ۱۷: مقایسه ضریب رفتار (R) و سختی الاستیک سازه ( $K_y$ ) در سازه دوگانه و قاب خمشی برای مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه.

همچنین جهت مقایسه برش پایه طراحی ( $V_{Design}$ ) با برش پایه تسلیم سازه ( $V_y$ ) در مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه برای سازه قاب خمشی بتنی ویژه همراه با دیوار برشی فولادی نازک (دوگانه) با استفاده از نتایج جدول‌های (۳) و (۷)، نمودار شکل (۱۸) نشان داده شده است. نتایج این نمودار نشان می‌دهد که برش پایه تسلیم ( $V_y$ ) برای سازه دوگانه در مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه به ترتیب حدود ۱/۵، ۱/۴ و ۱/۲ برابر برش پایه طراحی ( $V_{Design}$ )، مقاومت می‌کند.



شکل ۱۸: مقایسه برش پایه طراحی ( $V_{Design}$ ) با برش پایه تسلیم ( $V_y$ ) سازه در مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه.

## ۷- نتیجه‌گیری

طراحی ارائه‌شده در این مقاله که برای سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک (دوگانه) است، بر اساس روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد صورت گرفته است. این روش طراحی، روشی غیرتکراری، ساده و قابل برنامه‌نویسی است که توسط آن سازه تحت سطوح عملکرد هدف‌های مختلف، با دقت مناسب طراحی شده و دستیابی به سطوح عملکرد هدف موردنظر به راحتی میسر می‌شود. طراحی سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) و ارزیابی آن‌ها توسط تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای سطوح خطر مختلف، سادگی، دقت و کارایی بالای این روش طراحی را به خوبی نشان داد. همچنین در صورت استفاده از روش طراحی ارائه‌شده در این مقاله، اندرکنش قاب و ورق با دقت نسبتاً خوبی لحاظ می‌گردد. همان‌طور که در نتایج حاصله از آنالیز استاتیکی غیرخطی مشاهده شد، نتایج زیر حاصل می‌گردد:

- ۱- سازه‌های دوگانه در تغییر مکان نسبی هدف، حدود ۳ درصد که با فرض طراحی، تطابق بسیار خوبی دارند دچار مکانیزم و شکست شده است.
- ۲- مقادیر ضریب شکل‌پذیری  $R_{\mu}$ ، ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$ ، ضریب تشدیدکننده جابجایی  $C_d$  و ضریب رفتار  $R$  به روش طراحی در حالت حدی برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک (دوگانه) به ترتیب برابر ۴/۳۱، ۲/۲۱، ۱۱/۰۶، ۹/۳۷ و برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه به ترتیب برابر ۲/۵۳، ۳/۴۶، ۸/۷۵ و ۸/۷۵ محاسبه شده است.
- ۳- استفاده از دیوار برشی فولادی نازک در قاب خمشی بتن‌آرمه، شکل‌پذیری را حدود ۲ برابر و سختی الاستیک ( $K_y$ ) را حدود ۴ برابر نسبت به قاب خمشی بتن‌آرمه افزایش داد.
- ۴- با توجه به نمودار شکل (۱۷) با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دوگانه ضریب رفتار سازه ( $R$ )، تدریجاً کاهش و در سازه‌های قاب خمشی، تقریباً ثابت است. همچنین استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب خمشی بتن‌آرمه نشان از افزایش مقاومت، شکل‌پذیری، سختی الاستیک و نهایتاً افزایش ضریب رفتار سازه را دارد.
- ۵- با توجه به نمودار شکل (۱۶) درصد جذب برش قاب خمشی بدون حضور دیوار مطابق آیین‌نامه طراحی بالای ۲۵ درصد است. همچنین نتایج این نمودار با نتایج طرح اولیه (سهم قاب خمشی ۳۰ درصد و سهم دیوار برشی ۷۰ درصد از برش پایه) برای سازه ۱۲ و ۲۴ طبقه حدود ۵ درصد و برای سازه ۶ طبقه حدود ۱۰ درصد اختلاف را نشان داد. که عمده این اختلاف به دلیل حاکم شدن اثر بار ثقلی در تیرها و قوی‌تر شدن آن‌ها نسبت به اثر بار جانبی است. بنابراین در صورت استفاده از روش طراحی ارائه‌شده در این مقاله، اندرکنش قاب و ورق با دقت نسبتاً خوبی لحاظ شد.

۶- با توجه به نمودار شکل (۱۸) برش پایه تسلیم ( $V_y$ ) برای سازه دوگانه در مدل‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه به ترتیب حدود ۱/۵، ۱/۴ و ۱/۲ برابر برش پایه طراحی ( $V_{Design}$ )، مقاومت می‌کند.

## مراجع

- [1] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C. E., & Kharrazi, M. H. (2005). Shear analysis and design of ductile steel plate walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(6), 878-889.
- [2] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). *Analysis and design of steel shear Wall system*. Structural Engineering Rep. No. 107, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.
- [3] Caccese, V., Elgaaly, M., & Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587.
- [4] Elgaaly, M. (1998). Thin steel plate shear walls behavior and analysis. *Thin-Walled Structures*, 32(1), 151-180.
- [5] Berman, J., & Bruneau, M. (2003). Plastic analysis and design of steel plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 129(11), 1448-1456.
- [6] Alinia, M. M., & Dastfan, M. (2006). Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members. *Journal of constructional steel research*, 62(7), 730-738.
- [7] Habashi, H. R., & Alinia, M. M. (2010). Characteristics of the wall-frame interaction in steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 150-158.
- [8] Sabouri-Ghomi, S., & Sajjadi, S. R. A. (2012). Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners. *Journal of constructional steel research*, 75, 152-159.
- [9] Bhowmick, A. K., Grondin, G. Y., & Driver, R. G. (2014). Nonlinear seismic analysis of perforated steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 94, 103-113.
- [10] Purba, R., & Bruneau, M. (2015). Experimental investigation of steel plate shear walls with in-span plastification along horizontal boundary elements. *Engineering Structures*, 97, 68-79.
- [11] Bahrebar, M., Kabir, M. Z., Zirkalian, T., Hajsadeghi, M., & Lim, J. B. (2016). Structural performance assessment of trapezoidally-corrugated and centrally-perforated steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 584-594.
- [12] Shekastehband, B., Azaraxsh, A. A., Showkati, H., & Pavir, A. (2017). Behavior of semi-supported steel shear walls: Experimental and numerical simulations. *Engineering Structures*, 135, 161-176.
- [13] Ozelik, Y., & Clayton, P. M. (2018). Seismic design and performance of SPSWs with beam-connected web plates. *Journal of Constructional Steel Research*, 142, 55-67.
- [14] AISC, A. A. (2010). 341-10, "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [15] CSA, C. (2001). CSA S16-01. *Limit States Design of Steel Structures*, Canadian Standards Association, Willowdale, Ontario, Canada.
- [16] Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic', B. (1999). "Toward performance-based seismic design of structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 3, pp. 435-461.
- [17] Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001). *Performance-Based Design of Steel Moment Frames using Target Drift and Yield Mechanism*, Research Report No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, USA.
- [18] Dasgupta, P., Goel, S. C., Parra-Montesinos, G., & Tsai, T. C. (2004, August). Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC* (pp. 1-6).
- [19] Chao, S. H., Goel, S. C., & Lee, S. S. (2007). A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*, 23(3), 547-569.
- [20] Chao, S. H., & Goel, S. C. (2008). Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering journal*, 45(2), 127-150.
- [21] Sahoo, D. R., & Chao, S. H. (2010). Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames. *Engineering Structures*, 32(9), 2950-2958.
- [22] Kharmale, S. B., & Ghosh, S. (2013). Performance-based plastic design of steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 90, 85-97.
- [23] Liao, W. C., & Goel, S. C. (2014). Performance-Based Seismic Design of RC SMF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria. *Advances in Structural Engineering*, 17(4), 529-542.
- [24] Bai, J., & Ou, J. (2016). Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method. *Engineering Structures*, 107, 66-79.

- [25] Gorji, M. S., & Cheng, J. R. (2018). Plastic analysis and performance-based design of coupled steel plate shear walls. *Engineering Structures*, 166, 472-484.
- [26] McKenna, F., Fenves, G. L., Jeremic, B., & Scott, M. (2015). Open system for earthquake engineering simulation, 2000. URL <http://opensees.berkeley.edu>. [May 2008].
- [27] Choi, I. R., & Park, H. G. (2010). Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), 654-664.
- [28] ASCE 7 (2010). *Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures*. American Society Of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [29] FEMA (2006). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA.
- [30] ACI Committee, American Concrete Institute, & International Organization for Standardization. (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary*. American Concrete Institute.
- [31] ETABS, C. (2015). 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures inc.
- [32] Uang, C. M. (1991). Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28.
- [33] Uang, C. M., & Maarouf, A. (1994). Deflection amplification factor for seismic design provisions. *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2423-2436.
- [34] Krawinkler, H. E. L. M. U. T., & Nassar, A. A. (1992). Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, 23-39.
- [35] Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake spectra*, 10(2), 357-379.
- [36] Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake spectra and design. *Earth System Dynamics*.
- [37] ATC (1995). *Structural response modification factors*. ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, California.