

بررسی پارامترهای لرزه‌ای سیستم دیوار برشی مرکب

مهدی سالمی^۱، محمد غلامی^۲

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

اطلاعات مقاله

چکیده

تاریخچه

دریافت: ۱۴ فروردین ۱۳۹۸

پذیرش: ۲۹ اردیبهشت ۱۳۹۸

کلید واژگان:

آباکوس

تحلیل غیرخطی استاتیکی

دیوار برشی مرکب

پارامترهای لرزه‌ای

دیوارهای برشی یکی از سیستم‌های بسیار مقاوم در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله می‌باشند که به علت جذب نیروی برشی بسیار زیاد به این نام معروف شده‌اند. تغییر شکل‌های خمشی این سازه‌ها بسیار قابل توجه است و این موضوع باعث ایجاد تنش‌های بسیار بزرگی در پای دیوارها می‌شود. این دیوارها به دو دسته‌ی بتن مسلح و فولادی تقسیم می‌شوند که مکانیزم رفتاری آنها با یکدیگر متفاوت است. دیوارهای برشی بتن مسلح از سختی برون صفحه بسیار بالایی برخوردار می‌باشند و به همین علت هیچ کمناشی در آنها رخ نمی‌دهد ولی دیوارهای برشی فولادی از سختی برون صفحه بسیار کمی برخوردار هستند و رفتار آنها متأثر از میدان‌های کشش قطری است به طوری که این موضوع باعث کاهش ظرفیت برشی این سیستم می‌شود. برای جلوگیری از کمناش این دیوارها، ورق‌های فولادی را توسط برشگیرهایی به پانل بتنی متصل می‌کنند. با مرکب شدن دیوارهای برشی فولادی، مکانیزم رفتاری آنها تغییر می‌کند و ورق‌های فولادی به ظرفیت نهایی خود می‌رسند. بنابراین در پژوهش حاضر به رفتار غیرخطی استاتیکی و پارامترهای لرزه‌ای سیستم دیوار برشی مرکب پرداخته شده است. در ابتدای پژوهش برای اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی دیوار برشی مرکب در محدوده رفتار غیرخطی، یک نمونه مدل آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است. در ادامه پژوهش یک سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب ۵ طبقه به صورت صفحه‌ای بر اساس یک ضریب رفتار معقول طراحی شده و در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی گردیده است و پارامترهای لرزه‌ای این سیستم شامل ضریب رفتار و شکل‌پذیری آن محاسبه شده است. نتایج پارامترهای لرزه‌ای حاصل از این مدل، مطابقت خوبی با پژوهش‌های پیشین دارد.



۱- مقدمه

زلزله‌های کوبه، نورث‌ریج، طبس و شدیدترین زلزله و سونامی که اخیراً در کشور ژاپن به وقوع پیوست و خسارات وسیعی برجای گذاشت، همگی بیانگر نیاز سازه‌ها به سیستم‌های باربر جانبی مناسبی است که بتوانند در برابر خشم طبیعت پایداری نمایند. امروزه با پیشرفت دانش مهندسی، انواع مختلف سیستم‌های مقاوم جانبی توسعه پیدا کرده‌اند. یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی دیوارهای برشی می‌باشد. این دیوارها به دو صورت بتن مسلح و فولادی دسته‌بندی می‌شوند که بر اساس پژوهش‌های پیشین شرح مختصری از رفتار انواع این سیستم ارائه خواهد شد.

دیوارهای برشی بتن مسلح در واقع المان‌های مسطحی هستند که از سختی خارج صفحه‌ی زیادی برخوردار می‌باشند و تغییر شکل‌های خارج از صفحه بسیار محدودی دارند. علت این امر زیاد بودن ضخامت دیوارها می‌باشد. این دیوارها مشابه یک تیر کنسولی قائم و عمیق عمل می‌کنند که برای ساختمان پایداری جانبی ایجاد نموده و در مقابل برش‌ها و لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی مقاومت می‌کنند [۱].

دیوارهای برشی فولادی یکی دیگر از سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر نیروهای جانبی است. در این نوع دیوار، کمانش خارج از صفحه ورق فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و باعث ایجاد خطوط کشش قطری در صفحه فولادی می‌شود. به دنبال افزایش و توزیع یکنواخت‌تر این خطوط، ظرفیت برشی سیستم بهبود می‌یابد. استفاده از این ظرفیت با بهبود عملکرد، به دو شیوه کلی امکان‌پذیر است: الف) استفاده از شبکه‌های فلزی که به ورق فولادی متصل می‌شود و به عنوان سخت‌کننده^۱ به منظور تقویت جانبی دیوار برشی فولادی (SPSW^۲) استفاده می‌شود. ب) استفاده از پوشش بتنی پیش ساخته یا درجا، جهت به تاخیر انداختن کمانش، که توسط برشگیرها به ورق فولادی متصل می‌شود (C-SPSW^۳). تبدیل دیوار برشی از نوع فولادی به مرکب باعث کاهش تغییر مکان‌های جانبی یا به عبارت بهتر باعث افزایش سختی جانبی می‌گردد. علت افزایش سختی جانبی در این سیستم، گسترش میدان کشش قطری و تاخیر در کمانش صفحه فولادی می‌باشد. با افزایش ضخامت پوشش بتنی سختی دیوار برشی مرکب افزایش ولی با افزایش فاصله بین برشگیرها سختی کاهش می‌یابد [۲].

با حضور پانل بتنی در سیستم دیوار برشی فولادی و استفاده از اتصالات مناسب بین ورق‌های فولادی و پانل بتنی (دیوار برشی مرکب)، کمانش خارج از صفحه ورق‌های فولادی محدودتر شده و ورق‌های فولادی به ظرفیت برشی کامل خود می‌رسند و عملکرد لرزه‌ای سیستم به شدت بهبود می‌یابد. در واقع در هر دو سیستم دیوار برشی فولادی و مرکب پدیده کمانش وجود خواهد داشت با این تفاوت که در دیوار برشی فولادی، کمانش بصورت کلی است و از مقاومت ناحیه محدودی از سطح ورق فولادی استفاده می‌گردد در حالی که در دیوار برشی مرکب کمانش از حالت کلی به موضعی تبدیل می‌گردد و بدین ترتیب از حداکثر مقاومت برشی صفحه‌های فولادی استفاده می‌شود. با وجود اجزاء مرزی چسبیده به پانل بتنی و تغییر شکل‌های ایجاد شده، نیروهای بسیار بزرگی ناشی از تنش‌های فشاری به صورت قطری باعث ایجاد کمانش کلی پانل بتنی خواهد شد که این موضوع باعث ترک خوردگی بتن و جدا شدن برشگیرها و در نهایت کمانش ورق فولادی قبل از مقاومت تسلیم می‌شود، بنابراین وجود یک درز در حدود ۵-۲٫۵ سانتی‌متر در اطراف پانل بتنی می‌تواند این تنش‌ها را کاهش داده و بسیار کارآمد باشد. این اختلاف به ظاهر ساده نتایج مهمی در عملکرد سیستم، نظیر افزایش شکل‌پذیری و کاهش تخریب در پی خواهد داشت [۳، ۴].

ضخامت پانل بتن مسلح تاثیر مستقیم بر ظرفیت برشی و مقاومت نهایی در سیستم دیوار برشی مرکب می‌گذارد و در طراحی ضخامت ورق‌های فولادی بسیار موثر است. افزایش ضخامت پانل بتنی تا یک حدی می‌تواند ظرفیت برشی و مقاومت نهایی سیستم را افزایش

1. Stiffener

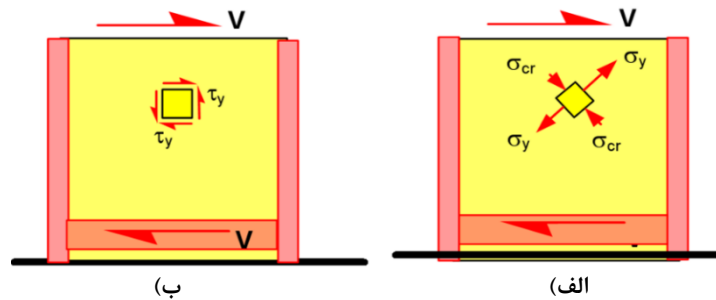
2. Steel Plate Shear Wall

3. Composite Steel Plate Shear Wall



دهد و با افزایش مجدد ضخامت پانل بتنی، این مقادیر ثابت باقی می‌مانند [۵]. پانل بتنی تاثیر بسیار خوبی بر عملکرد و خرابی اجزاء مرزی در سیستم دیوار برشی مرکب دارد، به طوری که با حضور پانل بتنی اجزاء مرزی تسلیم نمی‌شوند و از مقاومت برشی بالایی برخوردار هستند [۶].

سختی جانبی سیستم دیوار برشی مرکب در صورتی که ورق‌های فولادی در دو طرف پانل بتنی قرار گیرد بیشتر از حالتی است که ورق فولادی در یک طرف پانل بتنی قرار گیرد در حالی که انرژی مستهلک شده سیستم در این حالت بیشتر است [۷]. مطابق مباحث ذکر شده دیوارهای برشی فولادی، سختی و شکل‌پذیری بسیار خوبی دارند و سازه‌هایی قابل اطمینان در برابر نیروهای ناشی از زلزله هستند. تنها مشکل این سازه‌ها، تغییر شکل‌های خارج از صفحه‌ی زیاد ورق‌های فولادی و نرسیدن به ظرفیت نهایی است که منجر می‌شود از این ورق‌ها استفاده‌ی بهینه نشود. مبنای طراحی دیوارهای برشی فولادی مطابق شکل ۱ الف نیروهای جانبی ناشی از زلزله می‌باشد و علاوه بر این چون نیروهای ناشی از زلزله به صورت رفت و برگشتی هستند، میدان‌های قطری ایجاد شده جابجا می‌شوند و از طرفی می‌دانیم در ورق‌های فولادی نازک، بار کمانشی تابعی از خصوصیات هندسی، مصالح و شرایط مرزی است و بسیار کمتر از نیروی مورد نیاز برای به تسلیم رساندن ورق‌های فولادی می‌باشد ($\sigma_{cr} < \sigma_y$). بنابراین در طراحی چنین سازه‌هایی قطعا میدان‌های قطری کششی حاکم هستند که این موضوع باعث می‌شود ظرفیت باربری سیستم به شدت کاهش یابد. با اضافه شدن پانل‌های بتنی به سیستم دیوار برشی فولادی، تغییر شکل‌های خارج از صفحه ورق‌های فولادی محدودتر شده و متناسب با این موضوع امکان به تسلیم رسیدن ورق‌های فولادی مطابق شکل ۱ ب فراهم می‌شود. پانل‌های بتن مسلح نسبت به ورق‌های فولادی ضخیم‌تر هستند و تقریباً بحث کمانش در آنها مطرح نیست و از طرفی ورق‌های فولادی با اتصالات مناسب به پانل‌های بتنی متصل شده‌اند. در ضمن پانل‌های بتنی خود می‌توانند مکمل ظرفیت برشی سیستم باشند. با این تفاسیر سیستم دیوارهای برشی مرکب سختی، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی و مقاومت برشی بسیار بالایی در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله دارند [۳، ۴].



شکل ۱. عملکرد سیستم دیوار برشی: الف) فولادی، ب) مرکب [۳ و ۴]

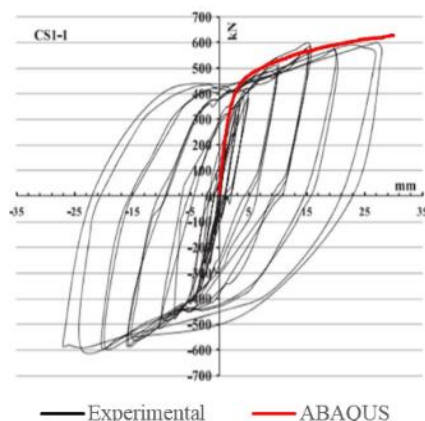
۲- صحت‌سنجی پژوهش آزمایشگاهی پیشین

عرب‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۸] نمونه‌هایی از سیستم دیوار برشی مرکب را در آزمایشگاه مدل‌سازی و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش کردند. مدل‌های مورد بررسی قرار گرفته در این مقاله شامل چند نمونه دیوار برشی مرکب یک و سه طبقه می‌باشد. در شروع پژوهش برای اطمینان از مدل‌سازی سیستم مورد نظر و صحت نتایج در محدوده رفتار غیرخطی، یک نمونه‌ی یک طبقه از این سیستم‌ها را انتخاب و مطابق پارامترهای مورد نیاز مدل‌سازی و صحت‌سنجی می‌کنیم.

شکل ۲ تطابق منحنی پوش‌آور حاصل از نرم‌افزار آباکوس و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایشگاه را در مدل یک طبقه (CS1-1) نشان می‌دهد. همچنین کانتور تنش فون مایسز^۱ در لحظه بارگذاری نهایی و تغییر شکل‌های ایجاد شده بعد از انجام آزمایش این مدل، در شکل ۳ نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، میدان کشش قطری ایجاد شده در ورق‌های فولادی مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزار آباکوس کاملاً با هم هماهنگی دارند. همچنین کمانش ورق‌ها در محل اتصال به ستون‌های مرزی بیانگر این موضوع هستند.

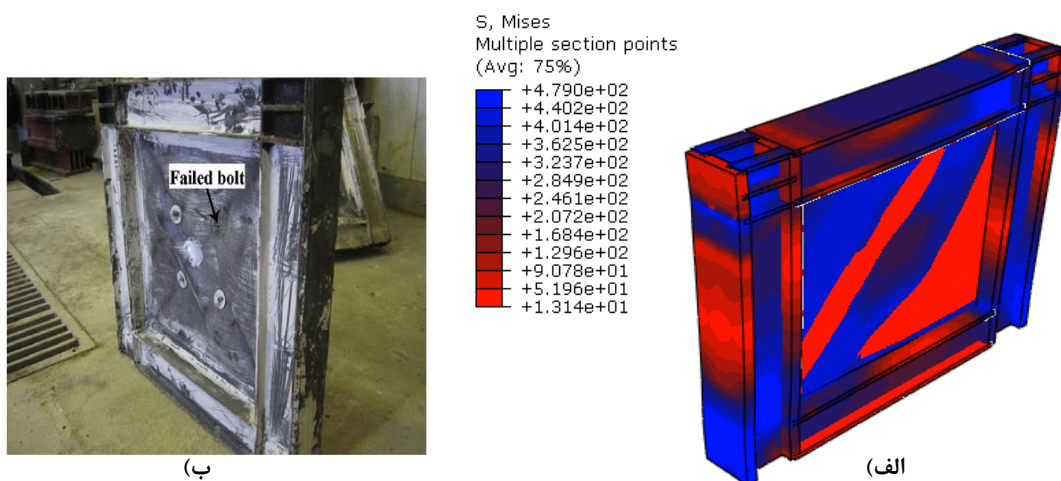
1. Von.Mises





شکل ۲. تطابق منحنی پوش آور حاصل از نرم افزار آباکوس و منحنی هیستریزس حاصل

از آزمایشگاه در مدل یک طبقه (CSI-I) [۸]



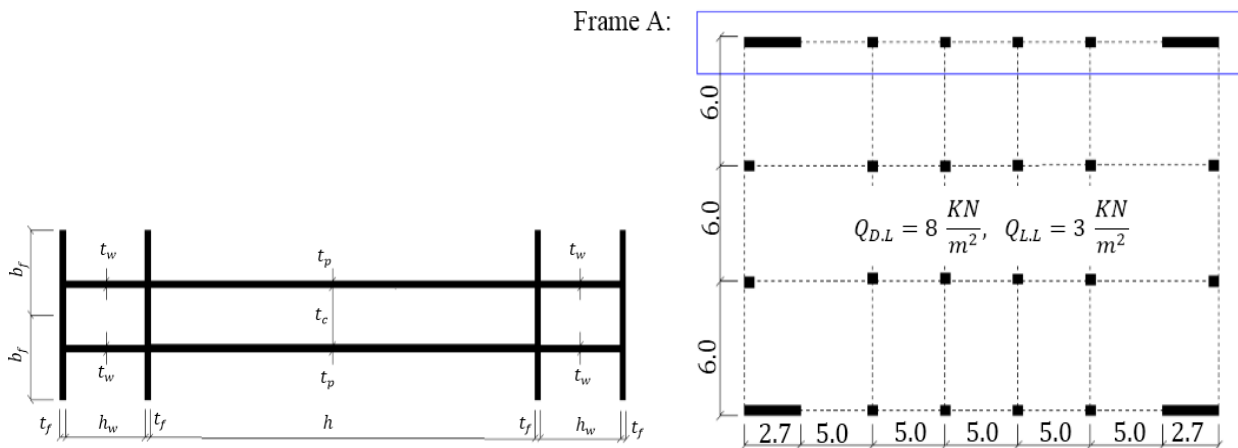
شکل ۳. سیستم دیوار برشی مرکب یک طبقه (CSI-I)

(الف) کانتور تنش فون مایسز در لحظه بارگذاری نهایی، (ب) تغییر شکل های ایجاد شده بعد از انجام آزمایش [۸]

بر اساس صحت سنجی انجام شده در این بخش، توانایی و قدرت نرم افزار آباکوس در بحث تحلیل های غیرخطی به خوبی آشکار است.

۳- معرفی مدل، تحلیل و طراحی الاستیک

در بخش حاضر ابتدا یک قاب دو بعدی از سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مطابق شکل ۴ در نظر می گیریم و ابعاد مورد نیاز این قاب را تا حدودی تخمین زده و در نرم افزار آباکوس مدل سازی و تحت بارگذاری ثقلی همانند آنچه در شکل مشاهده می شود و نیروی جانبی ناشی از اثر زلزله بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۹] و ضریب رفتار ۸ [۴] تحلیل الاستیک می کنیم و ابعاد تمامی اعضاء سازه را با استناد به نتایج حاصل از نرم افزار و آیین نامه های ACI و AISC [۱۰، ۱۱] به صورت دستی کنترل می نماییم و در صورت عدم مورد قبول بودن ابعاد تخمین زده شده، روند فوق را چندین بار به صورت سعی و خطا تکرار می کنیم تا ابعاد مورد نظر آیین نامه ها به دست آیند. در طراحی سازه مورد نظر دیافراگم ها به صورت یکطرفه، نیروهای ثقلی ناشی از اثرات بارگذاری مرده و زنده در تمامی طبقات یکسان و ارتفاع تمامی طبقات ۴ متر در نظر گرفته شده است. همچنین شتاب مبناء طرح بر اساس منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و نوع خاک II مد نظر می باشد.



شکل ۴. سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب

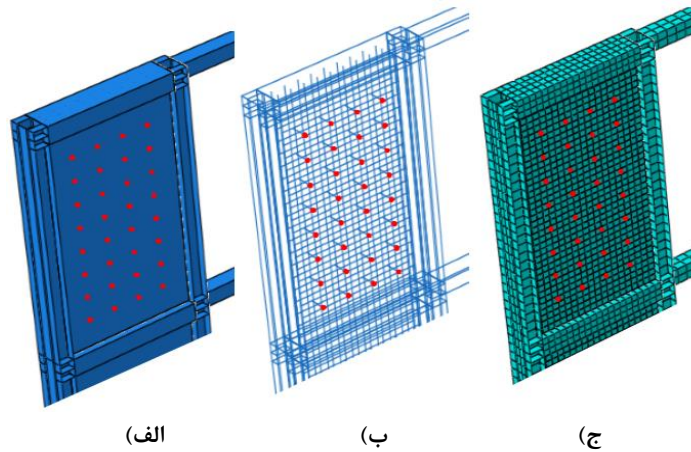
شکل ۵. پارامترهای معرفی شده در جدول ۱ مربوط به مقطع دیوارهای برشی مرکب

ابعاد حاصل از تحلیل و طراحی الاستیک قاب نشان داده شده در شکل ۴ مطابق روال ذکر شده، در جدول ۱ تنظیم شده است.

جدول ۱: ابعاد حاصل از تحلیل و طراحی الاستیک قاب نشان داده شده در شکل ۴

پارامتر	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
ابعاد ستون‌های قاب خمشی (cm)	<i>BOX</i> 30 * 30 * 1.2	<i>BOX</i> 30 * 30 * 1.2	<i>BOX</i> 30 * 30 * 1.0	<i>BOX</i> 30 * 30 * 1.0	<i>BOX</i> 30 * 30 * 0.8
ابعاد تیرهای قاب خمشی (cm)	<i>BOX</i> 25 * 25 * 0.9	<i>BOX</i> 25 * 25 * 0.9	<i>BOX</i> 25 * 25 * 0.9	<i>BOX</i> 25 * 25 * 0.7	<i>BOX</i> 25 * 25 * 0.7
ابعاد ورق‌های فولادی (cm)	$t_p = 0.5$ $h = 200$	$t_p = 0.5$ $h = 200$	$t_p = 0.5$ $h = 200$	$t_p = 0.25$ $h = 200$	$t_p = 0.25$ $h = 200$
ابعاد دیوار بتنی (cm)	$t_c = 20$ $h = 200$	$t_c = 20$ $h = 200$	$t_c = 20$ $h = 200$	$t_c = 20$ $h = 200$	$t_c = 20$ $h = 200$
تعداد و قطر آرماتورها در دیوار بتنی	$H: 36\Phi 16$ & $V: 36\Phi 16$	$H: 36\Phi 16$ & $V: 36\Phi 16$	$H: 36\Phi 16$ & $V: 36\Phi 16$	$H: 36\Phi 16$ & $V: 36\Phi 16$	$H: 36\Phi 16$ & $V: 36\Phi 16$
تعداد و قطر پیچ‌ها (برشگیرها)	32Φ10	32Φ10	32Φ10	32Φ10	32Φ10
ابعاد ستون‌های مرزی (cm)	$h_w = 30$ $t_w = 1.3$ $b_f = 24$ $t_f = 2.5$	$h_w = 30$ $t_w = 1.3$ $b_f = 24$ $t_f = 2.5$	$h_w = 30$ $t_w = 1.3$ $b_f = 24$ $t_f = 2.5$	$h_w = 30$ $t_w = 1$ $b_f = 24$ $t_f = 1.5$	$h_w = 30$ $t_w = 1$ $b_f = 24$ $t_f = 1.5$
ابعاد تیرهای مرزی (cm)	48*30	48*30	48*30	48*30	48*30



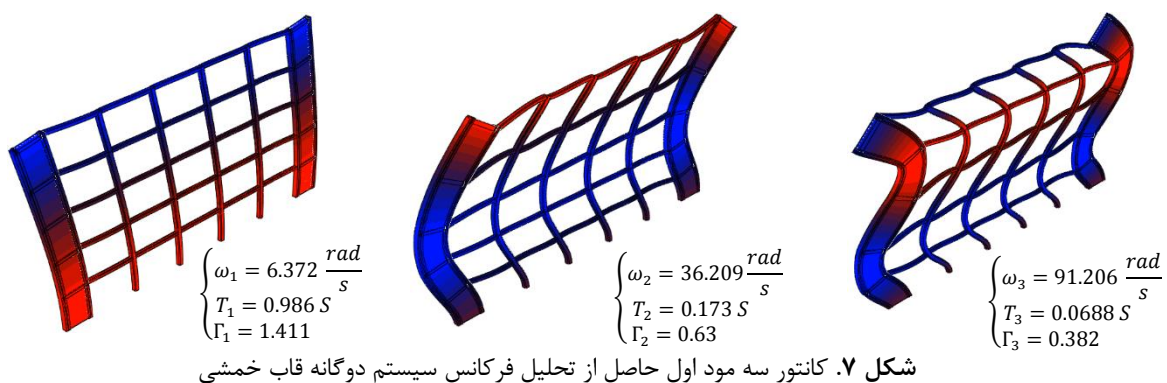


شکل ۶. مدل دیوارهای برشی مرکب در نرم‌افزار آباکوس

(الف) نمای بیرونی، (ب) نمای آرماتورها و برشگیرهای داخلی، (ج) المان‌بندی اجزاء محدود (مش‌بندی)

۴- تحلیل فرکانسی و الگوی بارگذاری جانبی سیستم در طبقات

توزیع بار جانبی (الگوی بارگذاری) در طبقات سازه ناشی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی و رفتار غیرخطی سیستم سازه‌ای مورد نظر است و در طول زلزله همواره تغییر می‌کند و در صورت ایجاد تغییر در آن، باعث تغییر در توزیع نیروها و تغییر شکل‌های اجزاء مختلف سازه می‌شود، به گونه‌ای که ممکن است برای مجموعه‌ای از اجزاء سازه یک توزیع بار و برای مجموعه‌ای دیگر توزیع دیگری حالت بحرانی شود. بنابراین توزیع بار جانبی در طبقات سازه به شدت بر روی پاسخ تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور و چرخه‌ای) تاثیر می‌گذارد. یکی از معیارهای FEMA-461 و دستورالعمل بهسازی برای یافتن رفتار بحرانی سازه، اعمال دو توزیع مختلف بار جانبی به مدل مورد نظر می‌باشد و به این ترتیب انتظار می‌رود که اکثر حالت‌های بحرانی پوشش داده شده باشند. از آنجا که در هر سازه‌ای احتمال وقوع چند مود خرابی مختلف وجود دارد، لازم است توزیع بار جانبی به گونه‌ای انتخاب شود که بحرانی‌ترین مود خرابی مورد بررسی قرار گیرد. به عنوان مثال الگوی بارگذاری جانبی در تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی می‌تواند به شکل توزیع مثلثی^۱، یکنواخت^۲ و یا ترکیب مودهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی انتخاب شود [۱۲]. در شکل ۷ تغییر شکل‌های سه مود اول حاصل از تحلیل فرکانس این سیستم در نرم‌افزار آباکوس نشان داده شده است. مقادیر ω ، T و Γ به ترتیب بیانگر فرکانس^۳، زمان تناوب^۴ و ضریب مشارکت مودال^۵ هستند.

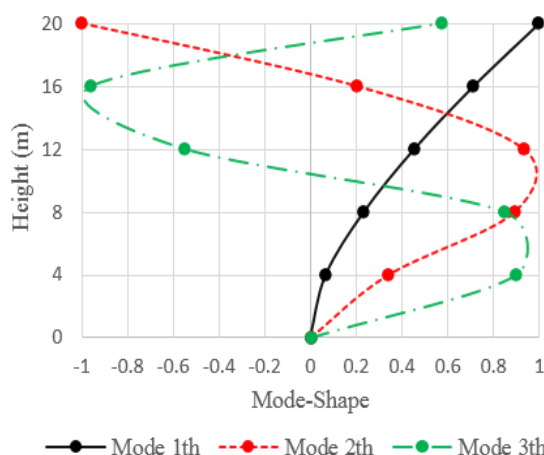


فولادی و دیوارهای برشی مرکب

1. Triangular Profile
2. Monotonic
3. Frequency
4. Time Period
5. Modal Participation Factor



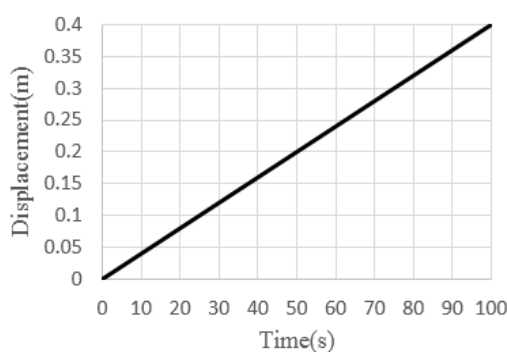
شکل ۸ مودهای اول تا سوم این سازه را بر اساس شکل ۷ به صورت یک سیستم پنج درجه آزادی معادل نشان می‌دهد.



شکل ۸. مودهای اول تا سوم سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب به صورت یک سیستم پنج درجه آزادی معادل

با توجه به نتایج حاصل از این تحلیل کاملاً واضح است که بیشترین ضریب مشارکت مودال، مربوط به مود اول سیستم می‌باشد و بنابراین بیشترین اهمیت را این مود دارد و تقریباً ترکیب مودهای دوم تا سوم این سیستم تأثیرات قابل توجهی بر روی پاسخ‌ها نمی‌گذارند. بنابراین با دقت قابل قبولی، مود اول را حاکم قرار داده و الگوی تغییر مکان‌های جانبی ناشی از اثر زلزله در طبقات را بر اساس این مود به صورت زیر در نظر می‌گیریم.

اصولاً تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزارها به صورت کنترل تغییر مکان می‌باشند و بنابراین می‌توان الگوی بارگذاری جانبی در طبقات سازه را بر اساس ضرایب حاصل از مود حاکم سیستم در نظر گرفت، چراکه این ضرایب در واقع همان بردارهای ویژه مربوط به هر یک از مقادیر ویژه (فرکانس‌ها) می‌باشند و تنها نسبت آنها اهمیت دارد. بنابراین تغییر مکان جانبی سیستم را به صورت کنترل تغییر مکان-زمان مطابق شکل ۹ تعریف نموده و ضرایب مربوط به هر یک از طبقات را مطابق بردار مربوط به مود اول اعمال می‌کنیم.



شکل ۹. نمودار کنترل تغییر مکان-زمان تعریف شده برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سیستم

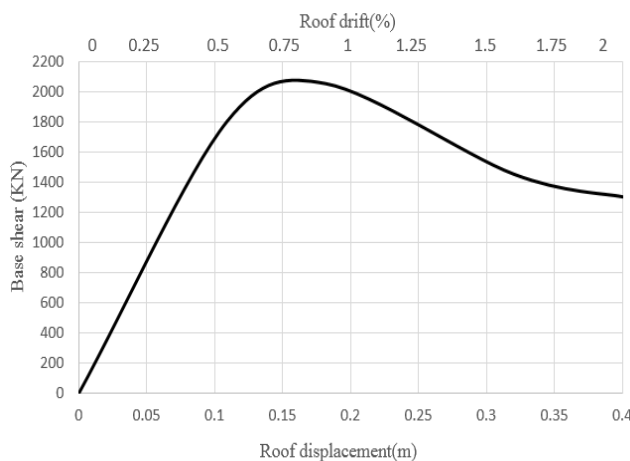
۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشی^۱

در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی افزایشی تغییر مکان‌های جانبی همواره با یک شیب ثابت مطابق شکل ۹ اعمال می‌شوند و این نوع تحلیل تنها رفتار کلی سازه را ارزیابی می‌کند. منظور از رفتار کلی سازه وارد شدن مصالح به ناحیه غیرخطی و افت نیروی برشی جذب شده در هر یک از المان‌های سازه می‌باشد. بنابراین مدل مورد بررسی قرار گرفته در بخش ۴ را مطابق پارامترهای مورد نیاز زیر تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌نماییم.

1. Nonlinear Static pushover Analysis



- برای تمامی صفحات فولادی به کار برده شده در سیستم دیوارهای برشی مرکب و همچنین تمامی ورق‌های به کار برده شده در تیر و ستون‌های سیستم قاب خمشی از فولاد ASTM A37 با مقاومت تسلیم ۲۲۸ مگاپاسکال و برای ورق‌های به کار برده شده در ستون‌های مرزی سیستم دیوارهای برشی و همچنین تمامی تیرهای همبند از فولاد ASTM A572 Gr.50 با مقاومت تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است. همچنین برای آرماتورهای به کار رفته در دیوار بتنی، از فولاد با مقاومت تسلیم ۴۵۴ مگاپاسکال و برای برشگیرها از فولاد ASTM A325 با مقاومت تسلیم ۶۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است [۱۳].
- منحنی تنش-کرنش بتن به کار برده شده ($f_c = 30 \text{ Mpa}$) در دیوارهای برشی بر اساس روابط کنت و پارک محاسبه شده است [۱۴].
- در نرم‌افزار آباکوس از مدل خرابی پلاستیک بتن^۱ استفاده شده است [۱۵].
- اثرات محصورشدگی بتن به کار رفته در دیوارها در نظر گرفته شده است.
- المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار آباکوس به شرح زیر می‌باشند:
- الف) المان چهار گرهی پوسته^۲: برای صفحات فولادی، تیر و ستون‌های مرزی
- ب) المان هشت گرهی حجم^۳: برای پانل بتنی
- ج) المان میله-خرپا^۴ در فضای سه بعدی: برای آرماتورها
- د) المان میله-تیر^۵ در فضای سه بعدی: برای پیچ‌ها (برشگیرها)
- حل‌گر مورد استفاده از نوع دینامیک-ایمپلیسیت^۶ با اتخاذ تدابیر لازم انتخاب شده است [۱۶].
- اثرات نیروهای ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده بر اساس نشریه ۳۶۰ [۱۷] اعمال شده‌اند.
- در بین دیوارهای برشی بتن مسلح، تیرها و ستون‌های مرزی هیچ فاصله‌ای وجود ندارد.
- دیوارهای بتنی و آرماتورهای داخل آن به صورت یکپارچه از کف مدل‌سازی شده و تا انتها امتداد یافته است و هیچ ناپیوستگی در بین آنها وجود ندارد.
- شکل ۱۰ تا ۱۲ منحنی‌های مربوط به تحلیل استاتیکی غیرخطی این سیستم را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰. منحنی، یوشر، آور سیستم دو گانه قاب خمشی، فولادی و دیوارهای برشی، مرکب

1. Concrete Damage Plasticity Model

2. Shell (S4R)

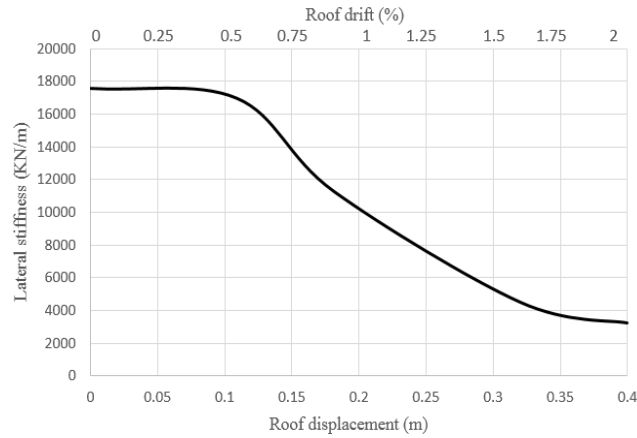
3. Solid (C3D8R)

4. Wire-Truss-3D (T3D2)

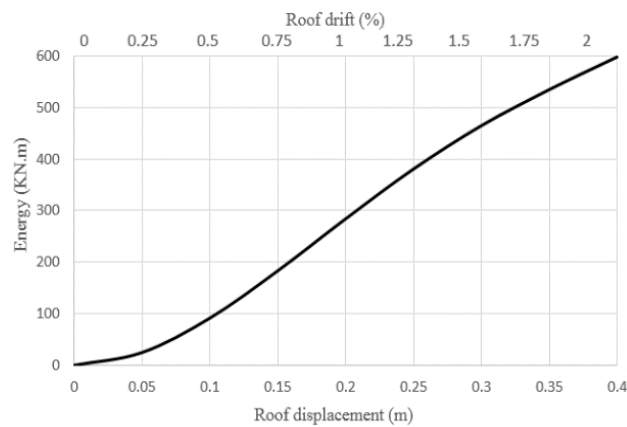
5. Wire-Beam-3D (B31)

6. Dynamic Implicit



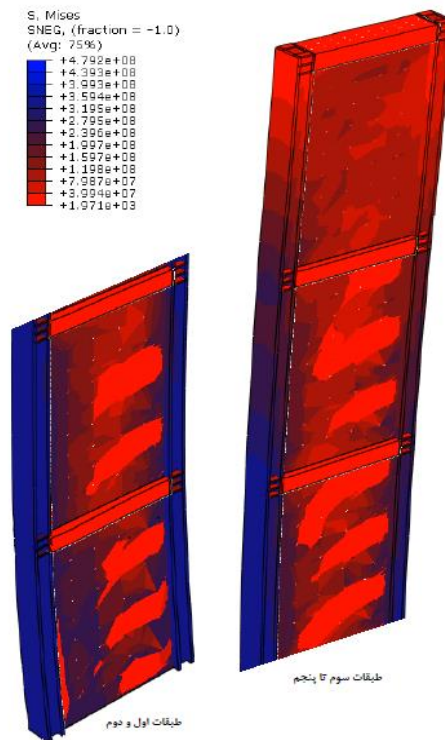


شکل ۱۱. منحنی سختی جانبی سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب



شکل ۱۲. منحنی انرژی مستهلک شده سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب

در شکل ۱۳ کانتور تنش فون مایسز یکی از دیوارهای برشی مرکب در لحظه بارگذاری نهایی نشان داده شده است.



شکل ۱۳. کانتور تنش فون مایسز یکی از دیوارهای برشی مرکب در لحظه بارگذاری نهایی



۶- بررسی پارامترهای لرزه‌ای

در بخش ۵ ظرفیت برشی نهایی، سختی جانبی الاستیک و انرژی مستهلک شده سیستم به کمک نرم‌افزار آباکوس محاسبه گردید. حال نوبت به بررسی پارامترهای لرزه‌ای از جمله ضریب رفتار^۱ و شکل‌پذیری^۲ سیستم می‌رسد. علت محاسبه و بررسی چنین پارامترهایی حضور زلزله‌های شدید و پذیرش سطوحی از خسارت سازه‌ها می‌باشد و این موضوع کاملاً واضح است که کنترلی از نظر رفتار الاستیک سازه‌ها در محدوده‌ی زلزله‌های متوسط که احتمال وقوع سالیانه آنها زیاد می‌باشد وجود ندارد.

تجربه نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله رفتاری غیرخطی دارند و به این دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را به صورت انرژی میرایی و پسماند تلف می‌کنند. بنابراین سازه‌ها را می‌توان برای نیروی زلزله بسیار کمتر از نیروی لازم در حالت خطی طراحی کرد. تحلیل و طراحی دقیق سازه‌ها با توجه به پیشرفت علم و نرم‌افزارها در محدوده رفتار غیرخطی میسر می‌باشد، اما با توجه به سهولت و گستردگی روش تحلیل و طراحی الاستیک با نیروهای کوچک شده زلزله کاربردی‌تر به نظر می‌رسد. بنابراین می‌توان با توجه به عواملی همچون شکل‌پذیری، مقاومت‌افزون^۳، میرایی و نامعینی سازه‌ها، نیروی‌های زلزله را توسط ضریبی به نام ضریب رفتار سازه کاهش داد.

سطوح خسارت‌پذیری سازه‌ها به این صورت در نظر گرفته می‌شود تا ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بمانند، در زلزله‌های متوسط خسارت غیرسازه‌ای و در هنگام وقوع زلزله‌های شدید خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای داشته باشند ولی پایداری کلی آنها حفظ شود.

بر اساس موارد گفته شده، ضریب رفتار سازه پل ارتباطی بین رفتار غیرخطی و خطی سازه‌ها می‌باشد که شامل پارامترهای زیر است [۱۸].

$$R = R_R R_\xi R_\mu R_\Omega \quad (1)$$

در رابطه فوق: R_R ، R_ξ ، R_μ و R_Ω به ترتیب بیانگر ضریب نامعینی سازه، ضریب میرایی، ضریب کاهش نیرو به علت شکل‌پذیری و ضریب مقاومت‌افزون نام دارد.

در ضرایب نام برده، R_R و R_ξ به ترتیب مربوط به نامعینی و میرایی سازه می‌باشند و تاکنون راه‌حل واضحی برای محاسبه آنها ارائه نشده و تنها به صورت تجربی مقادیری برای آنها پیشنهاد شده است.

ویتکر^۴ و همکاران بر اساس مطالعات انجام داده، مقدار ضریب نامعینی سازه را برای قاب خمشی به صورت جدول ۲ پیشنهاد نموده‌اند [۱۹].

جدول ۲: ضریب نامعینی سازه در قاب خمشی [۱۹]

ضریب نامعینی (R_R)	تعداد خطوط (دهانه‌های خمشی) مقاوم در برابر زلزله
۰/۷۱	۲
۰/۸۶	۳
۱	۴

و آیین‌نامه UBC-1994 مقدار مربوط به ضریب میرایی سازه را بر حسب میرایی آن به صورت جدول ۳ پیشنهاد کرده است [۲۰].

جدول ۳: ضریب میرایی سازه بر حسب میرایی آن [۲۰]

ضریب میرایی (R_ξ)	میرایی سیستم (ξ)
۰/۸	۲
۱	۵
۱/۲	۱۰
-	۱۵
۱/۵	۲۰

1. Response modification factor

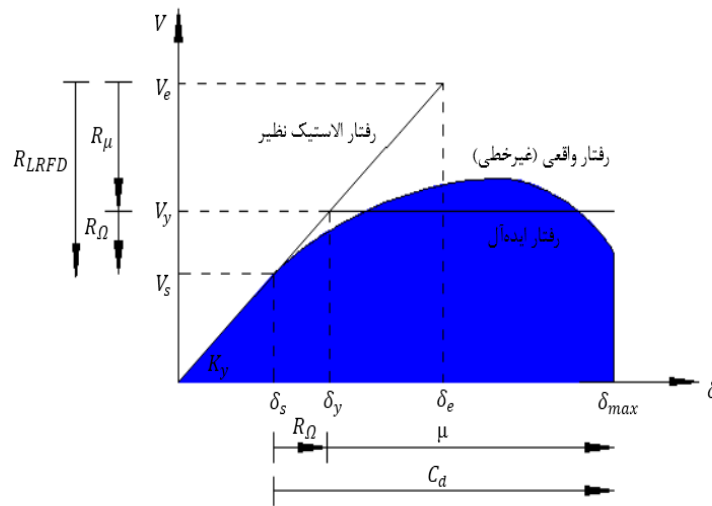
2. Ductility

3. Overstrength

4. A.S. Whittaker



ضریب مقاومت افزون (R_Ω) مربوط به اضافه مقاومت سیستم ناشی از مقاومت مصالح مصرفی (در طراحی سازه‌های فولادی و طراحی آرماتورهای به کار رفته در سازه‌های بتن مسلح از قسمت سخت شونده مجدد منحنی تنش-کرنش فولاد صرف نظر می‌شود)، ترتیب و توالی تسلیم‌شدگی در نواحی بحرانی، ضرایب اطمینان پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ها، تیپ‌بندی اعضاء سازه در اجراء، فرضیات محافظه کارانه در اثبات روابط طراحی، اثرات اجزاء غیرسازه‌ای، اثرات P- Δ و خروج از مرکزیت نیروهای زلزله می‌باشد و همچنین ضریب کاهش نیرو به علت شکل‌پذیری (R_μ) مربوط به استهلاک انرژی در ناحیه غیرخطی در اثر شکل‌پذیری سازه می‌باشد و تمامی این پارامترها بر اساس منحنی پوش سازه مطابق شکل ۱۴ تعریف شده است.



شکل ۱۴. پاسخ کلی سازه و مفهوم پارامترهای لرزه‌ای

برای محاسبه پارامترهای مورد نظر ابتدا باید مطابق شکل ۱۴ منحنی پوش واقعی سازه را به منحنی ایده‌آل دوخطی تبدیل کرد، به طوری که مساحت زیر این دو منحنی (انرژی مستهلک شده سیستم) با همدیگر برابر باشند. به همین منظور می‌توان مطابق روابط ارائه شده در زیر تغییر مکان متناظر با تسلیم سیستم (δ_y) را محاسبه نموده و سپس سایر پارامترهای مورد نظر را ارزیابی کرد. مساحت زیر منحنی ایده‌آل برابر است با:

$$A_1 = \frac{\delta_y V_y}{2} + (\delta_{max} - \delta_y) V_y \quad (2)$$

و ارتباط بین تغییر مکان تسلیم و نیروی برشی تسلیم به صورت خطی برابر است با:

$$V_y = K_y \delta_y \quad (3)$$

حال با ترکیب روابط ۲ و ۳ داریم:

$$A_1 = \left(-\frac{1}{2} K_y\right) \delta_y^2 + (\delta_{max} K_y) \delta_y \quad (4)$$

بنابراین با مساوی قرار دادن مساحت زیر منحنی ایده‌آل دو خطی با مساحت زیر منحنی پوش واقعی سازه داریم:

$$A_1 = E_{tot} \Rightarrow \left(-\frac{1}{2} K_y\right) \delta_y^2 + (\delta_{max} K_y) \delta_y = E_{tot} \quad (5)$$

در رابطه فوق، δ_{max} ، K_y و E_{tot} به ترتیب بیانگر تغییر مکان حداکثر، سختی جانبی الاستیک و کل انرژی مستهلک شده سیستم است که مقادیر تمامی این پارامترها در تحلیل پوش‌آور سازه مورد نظر مشخص می‌باشد.

حال برای محاسبه شکل پذیری سیستم تنها کافی است ریشه قابل قبول معادله ۵ را در رابطه زیر جایگذاری نماییم.

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (6)$$

همچنین ضریب مقاومت افزون سیستم مطابق شکل ۱۴ به صورت رابطه زیر تعریف می شود.

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\delta_y}{\delta_s} \quad (7)$$

در رابطه فوق، V_y و δ_y نیروی برشی و تغییر مکان متناظر با حالت تسلیم سیستم می باشد و به کمک رابطه ۳ و ۵ به دست می آید. همچنین V_s و δ_s نیروی برشی و تغییر مکان متناظر با ایجاد اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد که محاسبه آن کار چندان آسانی نیست. بنابراین آیین نامه ها به صورت تجربی ضرایبی را مطابق جدول ۴ برای مقاومت افزون سیستم های مختلف سازه های پیشنهاد نموده اند [۱۱].

جدول ۴: ضریب مقاومت افزون سازه بر حسب نوع سیستم [۱۱]

نوع سیستم سازه ای	ضریب مقاومت افزون (R_{Ω})
کلیه قاب های خمشی فولادی	۳
کلیه قاب های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای هم محور و برون محور	۲
کلیه سیستم های دو گانه	۲/۵

بنابراین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی^۱ سیستم مطابق شکل ۱۴ برابر است با:

$$C_d = R_{\Omega} \mu \quad (8)$$

حال نوبت به محاسبه تغییر مکان و نیروی برشی متناظر با حالت الاستیک سیستم می رسد. برای محاسبه این مقادیر مطابق شکل ۱۴ به صورت زیر عمل می کنیم.

مساحت زیر منحنی متناظر با حالت الاستیک سیستم برابر است با:

$$A_2 = \frac{\delta_e V_e}{2}, \quad V_e = K_y \delta_e \Rightarrow A_2 = \frac{K_y \delta_e^2}{2} \quad (9)$$

با توجه به مباحث ارائه شده، مساحت زیر منحنی نیرو-تغییر مکان واقعی و متناظر با حالت الاستیک سیستم باید با همدیگر برابر باشند.

$$A_2 = E_{tot} \Rightarrow \delta_e = \sqrt{\frac{2E_{tot}}{K_y}} \quad (10)$$

و در نهایت ضریب کاهش نیرو به علت شکل پذیری مطابق شکل ۱۴ برابر است با:

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

در رابطه فوق V_e نیروی برشی متناظر با حالت الاستیک سیستم می باشد و برای محاسبه آن تنها کافی است تغییر مکان متناظر با حالت الاستیک سیستم را در سختی جانبی سیستم ضرب نمود.

همچنین بر اساس مطالعات انجام شده توسط پژوهشگران، روابط مختلفی برای محاسبه ضریب کاهش نیرو به علت شکل پذیری سیستم پیشنهاد شده است که معروف ترین آنها عبارتند از:

1. Deflection Amplification Factor



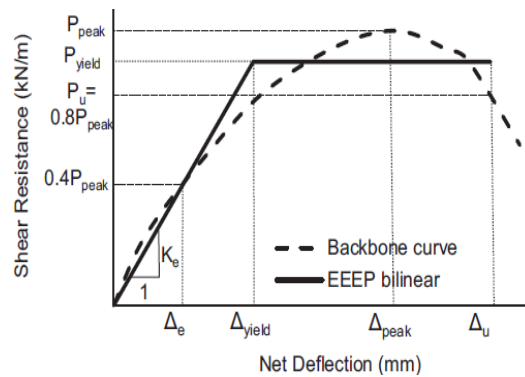
الف) روش نیومارک-هال [۲۱]:

$$R_{\mu} = \begin{cases} 1 & \text{for } 0 < T \leq 0.03 \\ 11.11T(\sqrt{2\mu-1}-1) - 0.333\sqrt{2\mu-1} + 1.333 & \text{for } 0.03 \leq T \leq 0.12 \\ \sqrt{2\mu-1} & \text{for } 0.12 \leq T \leq 0.5 \\ 2\sqrt{2\mu-1}(1-T) + \mu(2T-1) & \text{for } 0.5 \leq T \leq 1 \\ \mu & \text{for } T \geq 1 \end{cases} \quad (12)$$

ب) روش میراندا-برترو [۲۲]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{1 + \frac{1}{T(12 - \mu)} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T)-0.2)^2}} + 1 \quad (13)$$

در روابط فوق، μ شکل‌پذیری و T زمان تناوب مود اول سیستم می‌باشد. رابطه ۱۳ وابسته به نوع خاک محل احداث سازه می‌باشد و تنها برای زمین‌های رسوبی (مطابق خاک نوع II آیین‌نامه ۲۸۰۰) صحیح است و از حضور روابط مربوط به سایر زمین‌ها صرف نظر گردیده است. بنابراین با توجه به نتایج حاصل از بخش ۵ و روابط ارائه شده در این قسمت، می‌توان پارامترهای لرزه‌ای این سیستم را به صورت زیر محاسبه نمود. برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای بر اساس روابط ارائه شده در این بخش، تغییر مکان نهایی و انرژی مستهلک شده سیستم را مطابق شکل ۱۵ تا تغییر مکان متناظر با ۸۰٪ ظرفیت برشی نهایی سیستم در نظر می‌گیریم [۲۳].



شکل ۱۵. روش مورد استفاده قرار گرفته برای محاسبات مربوط به پارامترهای لرزه‌ای [۲۳]

سختی الاستیک جانبی سیستم بر اساس شکل ۱۱ برابر با $۱۷۶۰۰/۳۷$ کیلو نیوتن بر متر است و با توجه به شکل ۱۰، تغییر مکان نهایی سیستم بر اساس روال ذکر شده در مرجع [۲۳] برابر با $۰/۲۸۱$ متر به دست می‌آید و بر اساس شکل ۱۲، انرژی متناظر با این تغییر مکان برابر با $۴۵۱/۷۸$ کیلو نیوتن-متر می‌باشد. بنابراین بر اساس رابطه ۵ تغییر مکان تسلیم سیستم برابر است با:

$$\left(-\frac{1}{2} * 17600.37\right) \delta_y^2 + (0.281 * 17600.37) \delta_y = 451.78 \Rightarrow \delta_y = 0.1147 \text{ m } ok$$

$$\delta_y = 0.4472 \text{ m}$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود ریشه اول این معادله قابل قبول است زیرا ریشه دوم از $۰/۲۸۱$ متر هم بیشتر شده است. و بر اساس رابطه ۶ شکل‌پذیری سیستم برابر است با:

$$\mu = \frac{0.281}{0.1147} = 2.449$$

و سپس با فرض اینکه مقدار ضریب مقاومت‌افزون سیستم بر اساس جدول ۴ برابر با $۲/۵$ باشد، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سیستم برابر است با:

$$C_d = R_{\Omega} \mu = 2.5 * 2.449 = 6.122$$



همان طور که در بخش ۴ ملاحظه شد، زمان تناوب مود اول سیستم بر اساس نتایج حاصل از نرم افزار برابر با ۰/۹۸۶ ثانیه به دست می آید. حال ضریب کاهش نیرو به علت شکل پذیری سیستم بر اساس روابط ۱۲ و ۱۳ برابر است با:

(الف) روش نیومارک-هال:

$$0.5 \leq T = 0.986 \leq 1 \Rightarrow$$

$$R_{\mu} = 2\sqrt{2} * 2.449 - 1(1 - 0.986) + 2.449(2 * 0.986 - 1) = 2.435$$

(ب) روش میراندا-برترو:

$$R_{\mu} = \frac{2.449 - 1}{1 + \frac{1}{0.986(12 - 2.449)} - \frac{2}{5 * 0.986} e^{-2(\ln(0.986) - 0.2)^2}} + 1 = 2.968$$

با توجه به تحلیل چرخه ای انجام شده برای مدل مورد نظر که از حضور آن در مقاله حاضر صرف نظر شده است، میرائی سیستم در سیکل های اولیه بارگذاری در حدود ۶/۵٪ درصد می باشد و بنابراین ضریب میرائی سیستم بر اساس جدول ۳ برابر با ۱/۰۶ می شود. حال با فرض اینکه ضریب مقاومت افزون سیستم برابر با ۲/۵ باشد و ضریب نامعینی آن برابر با ۱ در نظر گرفته شود، ضریب رفتار سیستم بر اساس رابطه ۱ برابر یکی از دو مقدار زیر می باشد.

$$R = 2.435 * 2.5 * 1 * 1.06 = 6.452 \quad \text{روش نیومارک-هال:}$$

$$R = 2.968 * 2.5 * 1 * 1.06 = 7.865 \quad \text{روش میراندا-برترو:}$$

۷- نتیجه گیری

با توجه به پژوهش آستانه اصل [۴]، ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب ۸ پیشنهاد شده است. در پژوهش حاضر، نتیجه حاصل از روش میراندا-برترو به این مقدار نزدیک تر می باشد و تنها ۱/۷۱٪ اختلاف دارد در حالی که نتیجه حاصل از روش نیومارک-هال ۱۹/۳۵٪ کمتر از ۸ است. همچنین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی این سیستم توسط آستانه اصل برابر با ۶/۵ پیشنهاد شده و در پژوهش حاضر برابر با ۶/۱۲۲ محاسبه شده است. همان طور که ملاحظه می شود ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سیستم مورد بررسی قرار گرفته در پژوهش حاضر ۶/۱۷٪ کمتر از مقدار پیشنهاد شده توسط آستانه اصل می باشد. به نظر می رسد علت این اختلاف عدم اجراء درز در بین دیوار بتن مسلح و اجزاء مرزی در پژوهش حاضر باشد زیرا در مرجع نام برده دقیقاً به این موضوع اشاره شده است. بنابراین نتایج حاصل از این مدل کاملاً منطقی و قابل قبول می باشند.

مراجع

- [1] J. G. MacGregor, (1974) "Design and Safety of Reinforced Concrete Quebec Canada: International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium.
- [2] A. Rahai and F. Hatami, (2009) "Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings", Journal of Constructional steel Research, 65 PP 1528-1539.
- [3] A. Astandeh-Asl, (2001) "Seismic behavior and design of steel shear walls", Steel Tips report, Structural steel educational council, Moraga CA.
- [4] A. Astandeh-Asl, (2002) "Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls", Steel tips report, Structural St educational council, Moraga California.
- [5] S. Shafaei, A. Ayazi and F. Farahbod, (2015) "The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls", Journal of constructional steel research, 117 PP 81-90.



- [6] D. Sandip, (2014) "Seismic performance of composite plate shear walls", Concordia University.
- [7] R. Rahnavard, A. Hassanipour and A. Mounesi, (2016) "Numerical study on important parameters of composite steel-concrete shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 121PP 441-456.
- [8] A. Arabzadeh, M. Soltani and A. Ayazi, (2011) "Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings", *Thin-Walled Structures* 49 PP 842-854.
- [9] طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران.
- [10] D. J. Carreira, K. H. Chu, "Stress-strain relationship for plain concrete in compression", *ACI Struct. J.* 82 (11) (1985) PP 797-804.
- [11] AISC, ANSI/AISC 341-10, (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [12] FEMA, "Interim Protocols for Determining Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components Through Laboratory Testing", FEMA 461 Draft document, Federal Emergency Management Agency, (2007).
- [13] D. Vian, (2005) "Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Building Structures", Ph.D. Dissertation, University at Buffalo, New York.
- [14] D. Kent, R. Park, (1971) "Flexural member with confined concrete", *Journal of Structural Division Proc of the American Society of Civil Engineers*, 97 PP 1969-1990.
- [15] Y. Sümer, M. Aktaş, (2015) "Defining parameters for concrete damage plasticity model", *CHALLENGE JOURNAL OF STRUCTURAL MECHANICS* 1(3) PP 149-155.
- [16] ABAQUS/Implicit User's Manual: Version 6.11 Hibbitt, Karlsson, Sorensen, Inc, HKS, (2010).
- [17] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، مجله شماره ۳۶۰، ویرایش ۱ (۱۳۹۲)، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور.
- [18] A. K. Chopra, C. Chintanapakdee, "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures (single degree freedom bilinear systems)", Report no. EERC 2003-09 AT Earthquake Engineering Research; University of Berkeley (2003).
- [19] A. S. Whittaker, C. M. Uang and V.V. Bertero, "Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Eccentrically Braced Steel Structure", Report No. UCB/EERC-87/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, June (1987).
- [20] UBC, "Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA (1994).
- [21] N. M. Newmark, W. J. Hall, "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, US, (1982).
- [22] E. Miranda, V. V. Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra* 10(2) (1994) PP 357-379.
- [23] S. Mohebbi, R. Mirghaderi, F. Farahbod and A. B. Sabbagh, "Experimental work on single and double-sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions", *Thin-Walled Struct*, 91(2015) PP 50-62.



Research Paper

Investigation of seismic parameters of composite shear walls system

Mahdi salemi¹, Mohammad Gholami²

ARTICLE INFO**Article history**

Received 3 March 2019

Accepted 19 May 2019

Key words:

ABAQUS

Static nonlinear analysis

Composite shear wall

Seismic parameters

ABSTRACT

Shear walls are one of the most lateral- forces resistant systems which have been nicknamed "shear walls" due to their high shear force absorption. Bending deformation of these structures is noticeable which results in great tensions at the foot of the wall. These walls are divided into two groups of reinforced concrete and steel walls and their behavior are different from each other. Reinforced concrete shear walls have high out- of- plane stiffness which prevents them from buckling but steel shear walls have low out- of- plane stiffness and their behavior is affected by diagonal traction fields which results in shear capacity reduction. In order to prevent these walls from buckling, steel plates are connected to concrete panels by means of shear studs. Coupling of steel shear walls changes their behavior and steel plates reach their ultimate capacity. Therefore, in this study, nonlinear static behavior and seismic parameters of composite shear walls system have been investigated. At the beginning of the research, a sample of the laboratory model has been verified to ensure the modeling of the composite shear wall in the nonlinear behavior range. In the next study, a double-skinned steel frame system and five-story compound shear walls were designed in a panel based on a reasonable behavior coefficient. In ABAQUS software, non-linear static modeling and analysis was performed and seismic parameters This system has been calculated for its behavior coefficient and shape. The results of the seismic parameters derived from this model are in good agreement with previous studies.

© 2019 Lorestan University. All rights reserved.

Corresponding author: Mahdi salemi

E-mail addresses:mahdisal69@gmail.com

