



کد مقاله: ۲-۱۲۵

بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی پرشده از بتن و ستون‌های کامپوزیت

محمود یحیایی^۱، فواد مبارکی مقدم^۲، حسین ابول نژادیان^۳

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، Yahyai@kntu.ac.ir

۲ و ۳- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

چکیده

یکی از سیستم‌های نوین مقاوم در برابر بارهای جانبی سیستم دیوار برشی کامپوزیت است که کاربرد آن به دلیل سختی و مقاومت بالا و نیز شکل پذیری مناسب، رو به افزایش است. استفاده از دیوارهای کامپوزیت در مقایسه با دیوارهای بتن مسلح، ضخامت کمتری را نیاز دارد که علاوه بر اشغال فضای کمتر از لحاظ معماری، وزن کمتر و به طبع آن کاهش نیروهای لرزه‌ای وارد بر سازه‌های بلند مرتبه را به دنبال خواهد داشت. همچنین استفاده از این دیوارها به دلیل عدم نیاز به آرماتورگذاری و قالب‌بندی سبب تسریع در فرآیند ساخت و ساز می‌شود.

در این پژوهش نمونه‌ای از دیوارهای کامپوزیت تحت عنوان دیوارهای برشی فولادی پرشده از بتن به وسیله نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS مدل‌سازی و نتایج با مدل آزمایشگاهی صحت سنجی شد که حاکی از برآزش خوب مدل اجزا محدود با نتایج تجربی است. سپس با استفاده از فرضیات تایید شده در مدل اجزای محدود، یک قاب فولادی دارای ستون‌های مرکب پرشده با بتن که در آن دیوار بتنی توسط دو ورق فولادی احاطه و هر سه توسط بولت‌های پرمقاومت به هم متصل می‌شوند طراحی شد. مقایسه‌ای بین رفتار لرزه‌ای این سیستم با دو سیستم دیوارهای برشی فولادی و قاب خمشی فولادی انجام شد. سختی و حداکثر مقاومت دیوار فولادی پرشده از بتن نسبت به دو سیستم مذکور بیشتر بود. به علاوه درصد افزایش پارامترهای شکل‌پذیری، ماکزیمم جابجایی و مقاومت دیوارهای برشی فولادی پرشده از بتن نسبت به دو سیستم دیگر تعیین گردید. سپس رفتار هیستریزس سیستم تحت بارهای رفت و برگشتی مورد مطالعه قرار گرفت. منحنی‌های دوکی شکل حاکی از توانایی خوب سیستم در جذب انرژی در برابر بارهای رفت و برگشتی است.

کلمات کلیدی: دیوار کامپوزیت، رفتار هیستریزس، شکل‌پذیری، اجزا محدود

۱- مقدمه

در ساختمان‌های بلندمرتبه با افزایش ارتفاع ساختمان نیروی فشاری محوری در پای دیوار به سرعت افزایش می‌یابد. در دیوارهای برشی بتن مسلح، تنها راه کارآمد برای محدود کردن نسبت بار محوری، افزایش ضخامت دیوار است. ضخامت بیش از حد دیوار و به دنبال آن افزایش حجم آرماتورهای به کار رفته، سختی در ساخت و ساز را افزایش و فضای قابل استفاده بیشتری را اشغال می‌کند. به علاوه مقاطع تیرها و ستون‌های قاب بایستی بیش از حد بزرگ طراحی شوند تا مطمئن شویم که قاب‌ها می‌توانند بخش معینی از نیروهای جانبی را تحمل کنند. افزایش ضخامت دیوار

همچنین ممکن است منجر به افزایش وزن سازه و متناظر با آن افزایش اثرات لرزه‌ای شود. لذا رسیدن به یک طراحی منطقی و اقتصادی در این نوع دیوارها امری دشوار است. یک راه، استفاده از اشکال جدید دیوارهای سازه‌ای همچون دیوارهای برشی کامپوزیت می‌باشد که ظرفیت بالای شکل‌پذیری تحت بارهای فشاری محوری بزرگ و بارهای رفت و برگشتی با ضخامت قابل قبولی را دارند. به‌طور کلی این دیوارها را می‌توان به دیوارهای کامپوزیت SPRC (دیوار برشی فولادی تقویت شده با بتن) و CFDS (دیوار برشی فولادی پر شده با بتن) تقسیم کرد که به موقعیت قرارگیری ورق فولادی و دیوار بتنی بستگی دارد [1]. مطالعات گسترده تجربی و عددی نشان داده است که این سیستم با ترکیب خوب مقاومت، سختی و ظرفیت شکل‌پذیری، عملکرد لرزه‌ای بسیار خوبی در مناطق با لرزه‌خیزی بالا دارد.

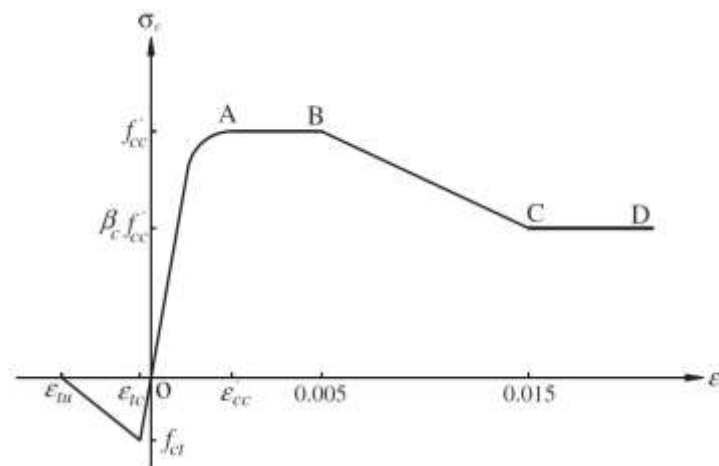
در رابطه با دیوارهای کامپوزیت از نوع ورق فولادی تقویت شده با پانل بتنی، مطالعاتی در دانشگاه برکلی توسط آستانه اصل و همکارانش انجام شد. در این تحقیق نمونه‌ها تحت بارهای رفت و برگشتی قرار گرفتند. علاوه بر تبیین توصیه‌های طراحی لرزه‌ای برای این دیوارها نشان داده شد که ایجاد یک درز بین دیوار بتنی و تیرها و ستون‌های اطراف علاوه بر افزایش شکل‌پذیری، موجب کاهش آسیب وارده به دیوار می‌شود [2]. در سال ۲۰۱۲ عربزاده و احمدی تاثیر فاصله بین برشگیرها در حالتی که از پیچ استفاده شود را مورد مطالعه قرار دادند [3]. در سال ۲۰۰۹ رهایی و حاتمی در مطالعه‌ای تاثیر صلبیت تیر میانی، اتصال تیر به ستون و فاصله بین برشگیرها را بر رفتار این دیوارها بررسی کردند [4]. در سال ۲۰۱۱ عربزاده و همکاران مطالعاتی آزمایشگاهی بر روی دو قاب یک و سه طبقه دارای دیوار برشی کامپوزیت انجام دادند. تعیین شکل‌پذیری، ماکزیمم مقاومت، مود گسیختگی نهایی، تعیین بارهای کمانش و تسلیم از اهداف این آزمایشات بود [5].

در رابطه با دیوارهای کامپوزیت پر شده با بتن Wright و همکارانش [6] نخست یک دیوار کامپوزیت شامل دولایه ورق موج‌دار پر شده با بتن را مورد مطالعه قرار دادند. انجام این مطالعات به منظور یافتن عملکرد این نوع دیوارهای کامپوزیت تحت شرایط مختلف بارگذاری و یافتن روابط طراحی بود [7]. Link و همکارانش رفتار استاتیکی یک دیوار کامپوزیت پر شده با بتن با دیافراگم‌های عمودی که تحت نیروهای عرضی و طولی بود، به‌منظور شبیه‌سازی یک دیوار ساحلی، بررسی کردند [8]. Emori یک دیوار کامپوزیت مشابه با دیافراگم‌های افقی و عمودی ابداع کرد [13]. در اواسط دهه ۹۰ میلادی یک دیوار کامپوزیت پر شده با بتن برای نیروگاه هسته‌ای ژاپن ایجاد شد و مطالعات مختلفی توسط محققین بر روی آن صورت گرفت [14]. به‌علاوه Eom و همکارانش پنج دیوار کامپوزیت را با سطح مقاطع و اشکال مستطیلی و T شکل تحت بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه قرار دادند. دو صفحه فولادی آزمایش آن‌ها با آرماتورهای فولادی به هم متصل شده بودند. در آزمایش آن‌ها نیروی محوری فشاری در نظر گرفته نشد و نمونه آزمایشی، به دلیل شکست کششی جوش در پای دیوار و در محل اتصال تیرها و نیز کمانش ورق‌های فولادی گسیخته شد [15].

۲-مدلسازی عددی و صحت‌سنجی با نمونه‌های آزمایشگاهی

در مدلسازی اجزای محدود المان Solid برای تیر، ستون‌ها، بخش‌های بتنی و آرماتورهای U شکل به‌کار گرفته شد. برای ورق فولادی از المان Shell و برای بولت‌ها از المان Beam با شش درجه آزادی در هر گره استفاده شد که طول آن برابر ضخامت پوشش بتنی می‌باشد. مش‌بندی سیستم به گونه‌ای صورت گرفت که فقط دو گره در دو انتهای بولت‌ها داشته باشیم که این گره‌ها به گره‌های متناظر بر روی ورق‌های فولادی و پوشش بتنی متصل (Couple) گردند. همچنین ورق فولادی و پوشش بتنی باید مش‌بندی یکسانی داشته باشند تا گره‌ها در محل اتصال این دو دیوار به بولت‌ها قرار گیرد. در آنالیز مدل مش‌های ریزتری برای دیوارهای بتنی و فولادی به کار رفت تا نتایج دقیق‌تری در محل بولت‌ها بدست آید.

مدل اندرکنش بین فولاد و بتن از طریق تماس صفحه به صفحه فولاد و بتن صورت می‌گیرد. با در نظر گرفتن تماس سخت، نفوذ سطح بتن به سطح فولاد به حداقل رسیده و اجازه انتقال تنش کششی را در طول بخش اندرکنش نمی‌دهد. در تعریف رفتار تانژانتی از مدل اصطکاکی کلمب با ضریب اصطکاکی ۰/۳ استفاده شده است. بارگذاری مدل از طریق اعمال جابجایی به تیر بتنی و بر مبنای کنترل تغییر مکان به صورت افزایشی به بالای نمونه اعمال شد. برای سازگاری با شرایط آزمایشگاهی پای مدل گیردار فرض و از خروج از صفحه تیر سقف ممانعت شد. در این تحلیل برای در نظر گرفتن خصوصیات پلاستیک بتن از مدل پلاستیسیته خرابی بتن استفاده شد که یک مدل پیوسته بر پایه پلاستیسیته و خرابی می باشد. همچنین دو مکانیزم اصلی گسیختگی فرض شده در این مدل، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری مصالح بتن است. در این مدل می‌توان بتن ساده و بتن آرمه را تحت بارگذاری‌های یکنواخت، رفت و برگشتی و یا بارگذاری دینامیکی تحت فشارهای محصورشدگی کم مورد بررسی قرار داد. مطابق با شکل ۱، برای خصوصیات پلاستیک بتن از مدل پیشنهاد شده توسط Liang و همکارانش [12] استفاده شد.



شکل ۱: نمودار تنش کرنش بتن برای ستون‌های مستطیلی پر شده با بتن [12]

در ناحیه OA تنش بتن بر پایه رابطه مندر و همکارانش [13] قابل محاسبه است. روابط سایر ناحیه‌ها به شرح زیر می باشند:

$$\sigma_c = \begin{cases} f'_c & \varepsilon_c < \varepsilon_{cc} \\ \beta_c f'_c + 100(0.015 - \varepsilon_c)(f'_c - \beta_c f'_c) & 0.005 < \varepsilon_c \leq 0.015 \\ \beta_c f'_c & \varepsilon_c > 0.015 \end{cases} \quad (1)$$

در روابط بالا f'_c مقاومت فشاری موثر بتن می‌باشد و برابر با مقدار $\gamma_c f'_c$ است. γ_c ضریب کاهش مقاومت است که توسط Liang [12] به منظور در نظر گرفتن ابعاد ستون ارائه و برابر با $1.85D_c^{-0.135}$ می‌باشد. مقدار این پارامتر در محدوده ۰/۸۵ تا ۱ می‌باشد. در این رابطه D_c مقدار بزرگتر دو عبارت $B-2t$ و $D-2t$ می‌باشد که B و D به ترتیب عرض و عمق مقطع مستطیلی و t ضخامت آن می‌باشد. مقدار کرنش ε_c به مقاومت بتن به کاررفته بستگی دارد. برای بتن با مقاومت کمتر از ۲۸ مگاپاسکال برابر با ۰/۰۰۲، برای بتن با مقاومت بالای ۸۲ مگاپاسکال برابر با ۰/۰۰۳ و برای بتن با مقاومت بین ۲۸ و ۸۲ مگاپاسکال به صورت تابعی خطی از مقاومت بتن تعیین می‌گردد. با توجه به نسبت عرض به ضخامت در ستون کامپوزیت برای پارامتر بتا سه مقدار محتمل به شرح زیر وجود دارد:

$$\beta_c = \begin{cases} 1 & \frac{B_s}{t} \leq 24 \\ 1.5 - \frac{1}{48} \frac{B_s}{t} & 24 < \frac{B_s}{t} \leq 48 \\ 0.5 & \frac{B_s}{t} > 48 \end{cases} \quad (2)$$

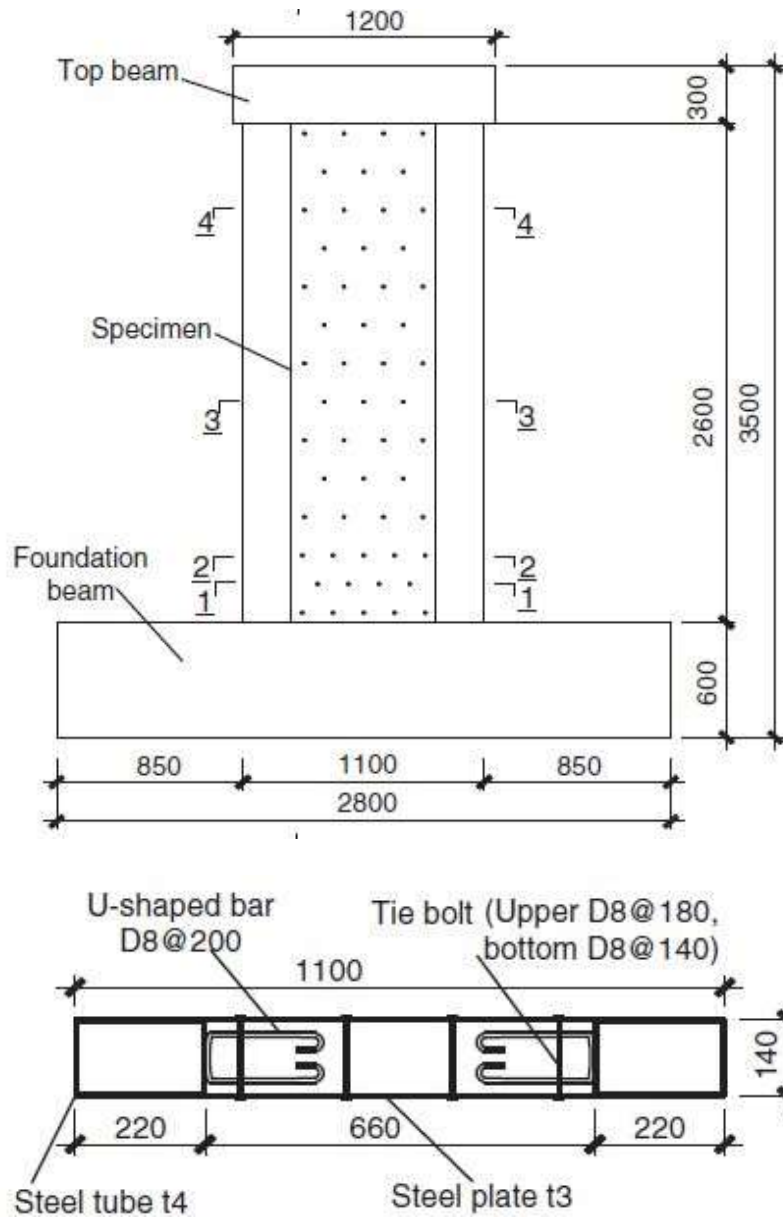
در رابطه بالا D_e مقدار بزرگتر عرض و ارتفاع مقطع می‌باشد. مقاومت کششی بتن نیز $0.6\sqrt{f'_{cc}}$ بوده و ماکزیمم کرنش کششی، ده برابر کرنش ترک خوردگی در نظر گرفته می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد از مدل دوخطی با سخت‌شوندگی کرنشی با شیبی معادل ۲ درصد مدول ارتجاعی فولاد استفاده شد.

به منظور صحت سنجی مدل اجزا محدود از آزمایش Xiaodong Ji و همکارانش [14] استفاده شد. نمونه SW5 این آزمایش در نرم‌افزار Abaqus مدل و نتایج با یافته‌های آزمایشگاهی مقایسه شد. بتن مصرفی برای تمامی قسمت‌ها دارای مقاومت فشاری ۳۱ مگاپاسکال بود. آرماتورهای U شکل دارای قطر ۸ میلیمتر و مقاومت تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال بودند. از بولت‌های پرمقاومت به قطر ۸ میلیمتر و تنش نهایی ۸۰۰ مگاپاسکال و نسبت تنش تسلیم به تنش نهایی ۰/۸ استفاده شد. در قسمت‌های پای دیوار فاصله بین پیچ‌ها ۱۴۰ میلیمتر و در بخش‌های بالایی دیوار ۱۸۰ میلیمتر بود. مشخصات مصالح فولادی در جدول ۱ خلاصه شده است:

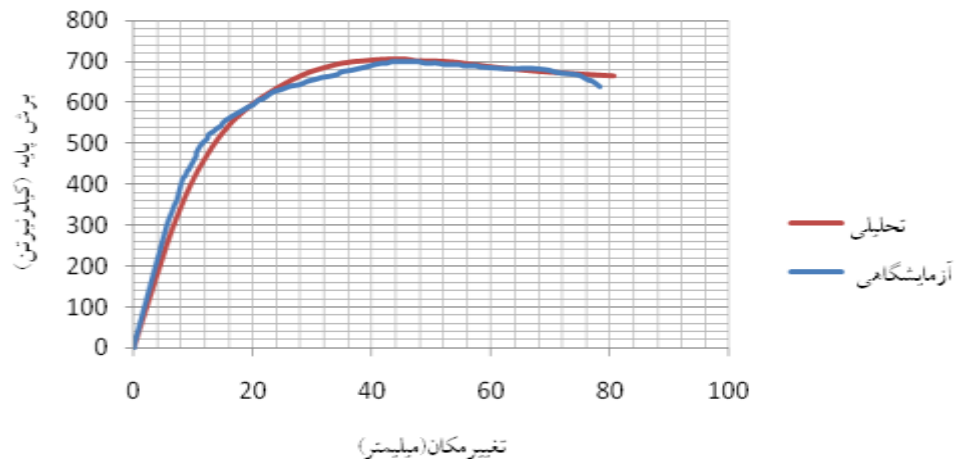
جدول ۱: مشخصات مصالح فولادی در آزمایش [14] Xiaodong Ji

مورد استفاده	ضخامت (mm)	مقاومت تسلیم (Mpa)	مقاومت نهایی (Mpa)	مدول ارتجاعی (MPa)	ضریب پواسون
ورق فولادی	۳/۵	۳۲۲/۱	۴۳۳/۵	$2/1 \times 10^5$	۰/۲۸
قوطی فولادی	۴	۲۹۸/۶	۴۳۳/۶	$2/1 \times 10^5$	۰/۲۹

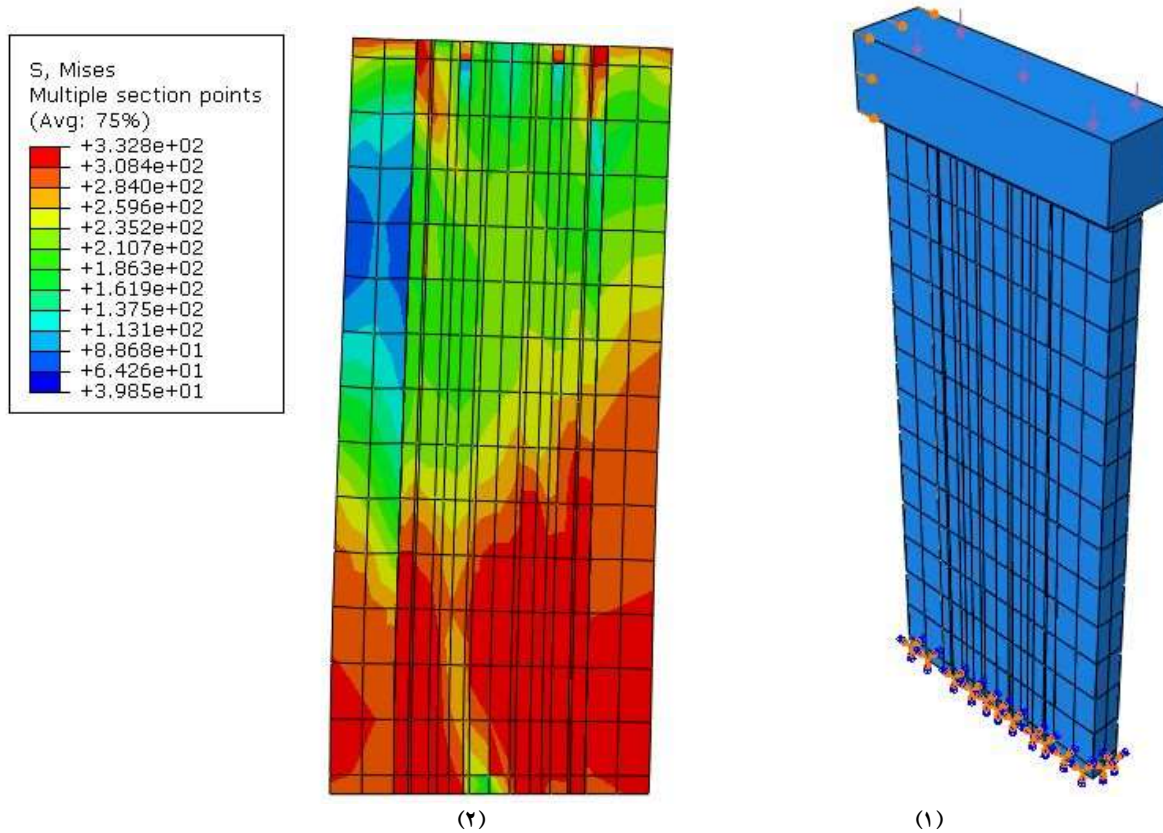
نمونه تحت بار محوری ۱۴۳۱ کیلونیوتن و نیز بارگذاری رفت و برگشتی مطابق تاریخچه بارگذاری انتخاب شده، قرار گرفت [15]. شکل ۲ ابعاد و جزئیات نمونه آزمایشگاهی Xiaodong Ji و همکارانش را نشان می‌دهد. در شکل ۳ منحنی بار-تغییر مکان مدل اجزا محدود در برابر منحنی بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی مربوط به پوش حاصل از منحنی هیستریزس این نمونه‌ها ترسیم شده است. انطباق این دو منحنی مبین توانایی مدل انتخاب شده و روش اجزا محدود در برآورد مناسب رفتار نمونه می‌باشد. شکل ۴ نیز مدل تحلیلی در نرم‌افزار و توزیع تنش در قاب فولادی پس از تحلیل را نشان می‌دهد.



شکل ۲: نمونه آزمایشگاهی [14] Xiaodong Ji



شکل ۳: مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی



شکل ۴: مدلسازی در نرم‌افزار اجزا محدود، (۱) نمایی از بارگذاری و قیدهای جانبی (۲) توزیع تنش فون میزس در قاب فولادی

۳-مقایسه رفتار لرزه‌ای سیستم دیوارهای برشی فولادی پر شده از بتن با دیوارهای برشی فولادی و قاب‌های خمشی

به منظور انجام مقایسه‌ای بین سختی و مقاومت نهایی سیستم دیوارهای کامپوزیت شامل ورق‌های فولادی پر شده از بتن و ستون‌های مرکب با دوسیستم دیوار برشی و قاب خمشی فولادی از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده شد. آنالیز استاتیکی افزایشی یک روش آنالیز ساده شده برای

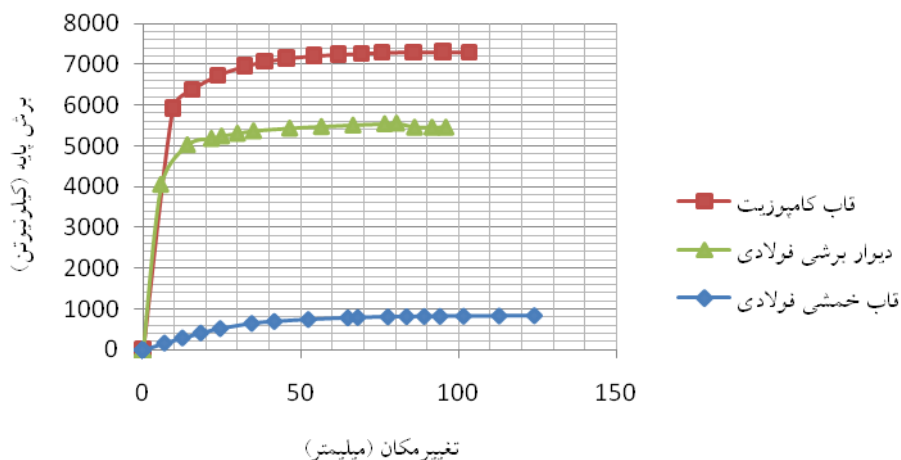
ارزیابی عملکرد سازه هنگام زلزله می‌باشد. در این روش سازه طرح شده تحت الگوی بارگذاری مشخص، در مکان جرم‌های قابل ملاحظه در سازه قرار می‌گیرد و این بارهای جانبی تا رسیدن سازه به تغییر شکل مورد انتظار در زلزله طرح تدریجاً افزایش می‌یابند. در این حالت نیروهای اعضا و تغییر شکل‌ها که تخمینی است از آنچه که سازه در زلزله طرح تجربه می‌کند، محاسبه می‌شوند. لازم به توضیح است که از روی نمودار بار- تغییر مکان جانبی که به منحنی ظرفیت معروف است و مهمترین دستاورد تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد، اطلاعات بسیار مهمی از جمله سختی اولیه، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری استنتاج می‌شود.

در طراحی نمونه‌های کامپوزیت ضخامت پوشش بتنی از تبدیل مقطع فولاد به بتن معادل با سخت کننده ورق فولادی بدست آمد [16]. طراحی ورق‌های فولادی بر مبنای تحمل کل برش توسط ورق‌ها و عدم کماتش آن قبل از تسلیم صورت گرفته است. طراحی بولت‌ها بر مبنای ظرفیت برشی پوشش بتنی و مطابق با رابطه بخش 11.9.6 در آیین‌نامه ACI-318 [17] انجام شد. بر این اساس با در نظر گرفتن ابعاد $6/5$ و 4 متر برای عرض پانل فولادی و ارتفاع قاب، ضخامت پوشش بتنی و هریک از ورق‌های فولادی به ترتیب 80 و 2 میلیمتر انتخاب و همچنین از بولت‌های پرمقاومت به قطر 8 میلیمتر و تنش تسلیم 900 و تنش نهایی 1000 مگاپاسکال استفاده شد. برای ستون‌ها از مقطع قوطی متشکل از ورق‌های به ضخامت و عرض به ترتیب 10 و 380 میلیمتر استفاده شد. ابعاد بال و جان تیورق طراحی شده نیز به ترتیب ورق‌های $250*25$ و $580*12$ میلیمتر می‌باشند. تنش تسلیم ورق‌های فولادی 240 مگاپاسکال می‌باشد. در طراحی دیوار برشی فولادی، ضخامت ورق با فرض عدم استفاده از سخت کننده و برابر با 5 میلیمتر بدست آمد. جدول ۲ نتایج مربوط به مقایسه پارامترهای مختلف این سه سیستم را نشان می‌دهد. در شکل ۵ نیز نمودارهای ظرفیت هر یک از این سه سیستم با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

جدول ۲: مقایسه عملکرد بین سیستم قاب خمشی و دیوار برشی فولادی با دیوار کامپوزیت

نمونه	مقاومت تسلیم (KN)	تغییر مکان تسلیم (mm)	مقاومت نهایی (KN)	تغییر مکان نهایی (mm)	شکل پذیری
قاب خمشی	۵۲۷/۹۵	۲۱/۶۳	۸۴۶/۰۹	۱۲۰	۵/۵۴
برشی فولادی	۴۹۵۰	۱۲/۴۹	۵۵۴۵/۶۹	۹۵/۸۳	۶/۷۲
کامپوزیت	۶۰۲۰	۱۴/۵۸	۷۳۰۴/۱۳	۱۰۳/۲۷	۷/۰۸

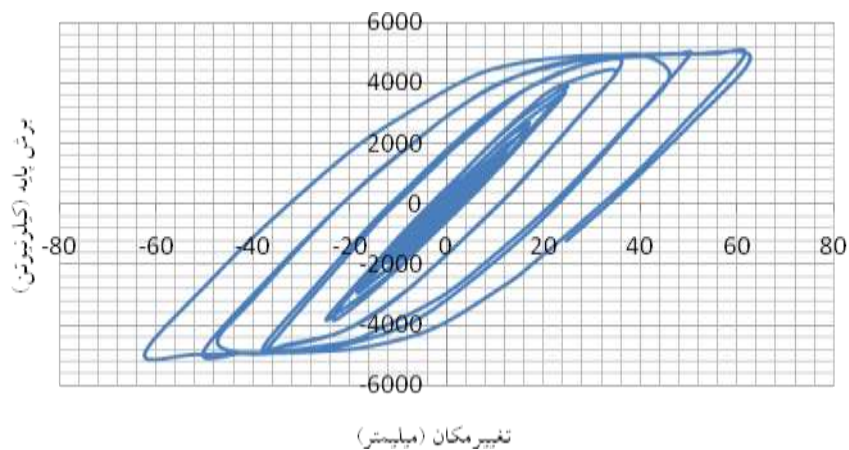
از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل این سه سیستم مشخص می‌شود که استفاده از دیوارهای برشی فولادی پر شده با بتن نسبت به سیستم دیوار برشی فولادی و قاب خمشی فولادی به ترتیب $5/35$ و $27/7$ درصد شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد. به منظور مقایسه سختی با در نظر گرفتن ماکزیمم نیرو و تغییر مکان انتهای تیر [4]، استفاده از دیوار کامپوزیت نسبت به دیوار برشی فولادی موجب افزایش $24/95$ درصدی سختی می‌شود. در شکل ۴ مقایسه بین نمودارهای ظرفیت برای سه مدل مذکور ارائه شده است.



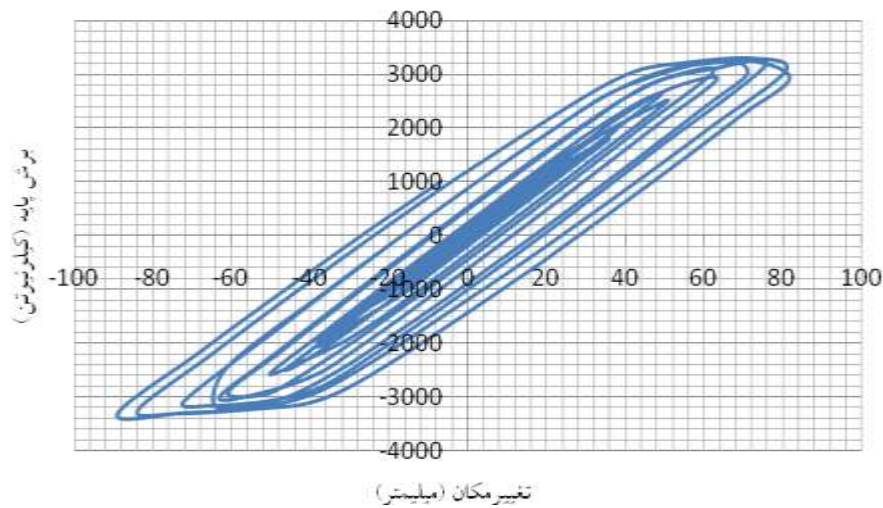
شکل ۵ : مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان برای سه سیستم مختلف

۴- بررسی رفتار سیستم تحت اثر بارهای رفت و برگشتی

حلقه‌های هیستریزس معرف رفتار سیستم در برابر بارهای جانبی می‌باشند. از روی این حلقه‌ها می‌توان وضعیت مقاومت و سختی سیستم را در هر دوره از بارگذاری مشاهده نمود. سطح زیر این حلقه‌ها بیانگر میزان جذب انرژی سیستم می‌باشد و با محاسبه آن در هر دوره از بارگذاری می‌توان مقدار افزایش یا کاهش آن را نسبت به دوره‌های قبل تعیین نمود. هرگونه ناپایداری کلی یا موضعی در اعضای تشکیل دهنده سیستم، خود را در حلقه‌های مذکور نشان می‌دهد و می‌توان در هر دوره از بارگذاری در صورت وجود، آنها را مشاهده کرد. تعداد حلقه‌هایی که یک سیستم می‌تواند در برابر بارهای دوره‌ای تحمل نماید به نوعی بیانگر عملکرد آن می‌باشد. از پروتکل بارگذاری ATC24 [17] برای تعریف تاریخچه بارگذاری استفاده شده است. شکل‌های ۶ و ۷ منحنی‌های پاسخ هیستریزس قاب ۳ و ۵ طبقه را نشان می‌دهند. منحنی‌های دوکی شکل حاکی از توانایی خوب سیستم در جذب انرژی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی می‌باشد.



شکل ۶ : نمودار هیستریزس قاب ۳ طبقه با عرض پانل ۶/۵ متر



شکل ۷: نمودار هیستریزس قاب پنج طبقه با عرض پانل ۶/۵ متر

۵- ضریب اضافه مقاومت در دیوارهای برشی فولادی پر شده با بتن

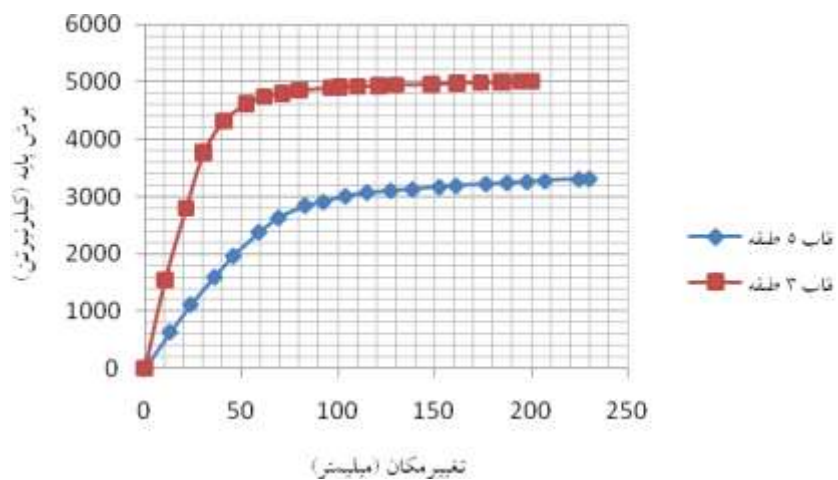
ضریب اضافه مقاومت بیانگر نسبت بین نیروی جاری شدن به نیروی معادل با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است.

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

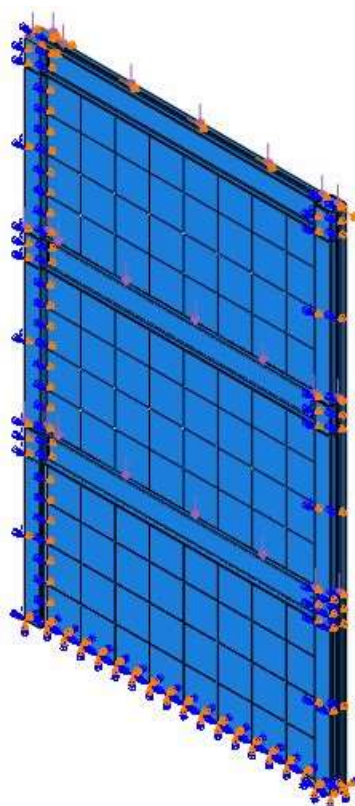
این ضریب از جمله پارامترهای مورد نیاز در تعیین ضریب رفتار یک سیستم سازه‌ای می‌باشد و با استفاده از منحنی پاسخ نیرو-تغییر مکان ایده‌آل شده سازه، تحت تاثیر یک زمین‌لرزه شدید که به صورت یک منحنی الاستوپلاستیک کامل نشان داده می‌شود، بدست می‌آید. جدول ۳ مقادیر این دو ضریب را برای دو قاب ۳ و ۵ طبقه کامپوزیت به همراه دیوار برشی فولادی پر شده از بتن نشان می‌دهد. در شکل ۸ نیز منحنی ظرفیت این دو قاب باهم مقایسه شده است. همانطور که در شکل پیداست، افزایش تعداد طبقات که موجب افزایش اثرات خمشی می‌شود، مقاومت نمونه را کاهش می‌دهد. شکل ۹ نیز نمایی از مدل قاب ۳ طبقه در نرم‌افزار اجزا محدود Abaqus را نشان می‌دهد.

جدول ۳: ضریب مقاومت و شکل‌پذیری برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه

R_s	$V_y (KN)$	$V_s (KN)$	نمونه
۱/۰۹	۴۸۰۰	۴۴۰۵	طبقه ۳
۱/۱۵	۳۰۰۰	۲۶۱۰	طبقه ۵



شکل ۸: مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های ۳ و ۵ طبقه



شکل ۹: مدل قاب ۳ طبقه در نرم‌افزار Abaqus

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم دیوارهای برشی فولادی پر شده از بتن به همراه ستون‌های کامپوزیت مورد مطالعه قرار گرفت. برخی از نتایج حاصل بطور خلاصه در ادامه آمده است:

- ۱- با مقایسه دیوارهای برشی فولادی پرشده از بتن و ستون‌های کامپوزیت با سیستم‌های دیوار برشی و قاب خمشی فولادی نشان داده شد که در صورت استفاده از این سیستم شکل‌پذیری به ترتیب ۵/۳۵ و ۲۷/۷ درصد افزایش می‌یابد.
- ۲- تغییر مکان نهایی در دیوار کامپوزیت نسبت به دیوار برشی فولادی ۷/۷۶ درصد و ماکزیمم مقاومت آن ۳۱/۷ درصد بیشتر می‌باشد.
- ۳- مقاومت و سختی اولیه مدل ۵ طبقه نسبت به مدل ۳ طبقه کاهش، ولی شکل‌پذیری آن افزایش یافته است. به عبارت دیگر ستون‌ها تحت تنش‌های خمشی قابل ملاحظه‌ای قرار گرفته‌اند. افزایش بیش از حد این تنش‌ها ممکن است منجر به کمانش یا تسلیم ستون گردد.
- ۴- پاسخ‌های هیستریزس در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه حاکی از توانایی خوب سیستم در جذب انرژی در برابر بارهای رفت و برگشتی دارد.
- ۵- مدل اجزای محدود ارائه شده به‌خوبی قادر به پیش‌بینی رفتار سیستم می‌باشد. با استفاده از منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، با دوری جستن از پیچیدگی‌های آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی، می‌توان رفتار آن را بررسی و پارامترهای موردنیاز برای تعیین ضریب رفتار سیستم از جمله ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری و... را بدست آورد.

مراجع

- [1] Jian-Guo Nie, Hong-Song, Hu Jian-Sheng Fan, Mu-Xuan Tao, Sheng-Yong Li, Fu-Jun Liu, "Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 88 (2013) 206–219.
- [2] Astaneh-Asl A., (2002) "Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls", Steel TIPS Report, *Structural Steel Educational Council*, Moraga, California.
- [3] Ahmadi H. and Arabzadeh A. "Evaluating the Effects of Distance between Bolts on the Behavior of Steel Shear Wall". *Asian journal of civil engineering (BHRC)* Vol. 14, No. 1 (2013) pages 145-15.
- [4] Hatami F, Rahai A. "Evaluation of Composite Shear Wall Behavior under Cyclic Loadings". *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2009)1528-37.
- [5] Arabzadeh A, Soltani M, Ayazi A. "Experimental Investigation of Composite Shear Walls under Shear Loadings". *Journal of Thin-walled Structures*, 49(2011) 842–54.
- [6] Wright HD, Gallocher SC. The behaviour of composite walling under construction and service loading. *J Constr Steel Res* 1995;35(3):257-73.
- [7] Hossain K, Wright HD. Performance of double skin-profiled composite shear walls experiments and design equations. *Can J Civ Eng* 2004; 31(2):204–17.
- [8] Link RA, Elwi AE. Composite concrete steel plate walls—analysis and behavior. *J Struct Eng ASCE* 1995;121(2):260–71.
- [9] Emori K. Compressive and shear strength of concrete filled steel box walls. *Steel Struct* 2002;68(2):29–40.
- [10] Takeda T, Yamaguchi T, Nakayama T, Akiyama K, Kato Y. Experimental study on shear characteristics of a concrete filled steel plate wall. *Transactions of the 13th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology; Porto Alegre, Brazil; 1995*. p. 1–12 [H01].
- [11] Eom TS, Park HG, Lee CH, Kim JH, Chang IH. Behavior of double skin composite wall subjected to in-plane cyclic loading. *J Struct Eng ASCE* 2009;135(10): 1239–49.
- [12] Liang QQ. Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns, Part I: theory and algorithms. *J Constr Steel Res* 2009;65(2):363–72.
- [13] Mander JB, PriestlyMNJ, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J Struct Eng ASCE* 1988;114(8):1804–26.
- [14] Xiaodong Ji, Feiming Jiang, Jiaru Qian, "Seismic behavior of steel tube-double steel plate-concrete composite walls: Experimental tests", *Journal of Constructional Steel Research*, 86 (2013) 17–30
- [15] JGJ. 101-96 Specification of testing methods for earthquake resistant building. Beijing: *China Planning Press*; 1997 [In Chinese].
- [۱۶] ازهری، مجتبی و میرقادری، سید رسول، "طراحی سازه های فولادی"، جلد چهارم، مباحث طراحی لرزه ای، انتشارات. ارکان دانش، چاپ دوم، تابستان ۱۳۹۰
- [17] ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete and commentary. *American Concrete Institute*, Farmington Hall, MI, 2008.