

# ارزیابی عملکرد و بهینه‌سازی دیوارهای برشی کامپوزیت

علیرضا رهایی<sup>۱\*</sup>؛ فرزاد حاتمی<sup>۲</sup>؛ محمدرضا سلیمی<sup>۳</sup>

چکیده

دیوارهای برشی فولادی از دهه ۱۹۷۰ میلادی در ساختمانهای مختلف به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار گرفته اند. برتری ویژه این نوع دیوارها، قابلیت شکل پذیری بالا می‌باشد. در دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک با کمانش ورق فولادی، میدان کشش قطری در دیوار تشکیل می‌گردد. دو راه حل کلی برای جلوگیری از کمانش ورق وجود دارد که یکی استفاده از سخت کننده‌های فلزی و دیگری بهره گرفتن از پوشش بتنی است که از طریق برشگیرها به ورق فولادی متصل می‌شود.

در این تحقیق ضمن بررسی رفتار دیوارهای برشی با ورق فولادی و لایه بتنی جانبی با استفاده از روشهای عددی برای بهینه‌سازی هندسی این دیوارها اقدام شده است. بدین منظور مدل‌های مختلفی از این دیوارها انتخاب و با تغییر ضخامت پوشش بتنی و فاصله برشگیرها با روش اجزا محدود تحلیل شده‌اند، بر اساس نتایج حاصل مقاومت برشی دیوار با افزایش ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم و با افزایش فاصله بین برشگیرها نسبت عکس دارد. نتایج تغییر شکل نمونه‌ها بر حسب تغییر در فاصله میان برشگیرها و ضخامت پوشش بتنی در قالب نمودار ارائه شده است و بر اساس این نتایج مقادیر ضخامت و فاصله مناسب پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی : دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مرکب، کمانش و پس کمانش، برشگیر

## *Evaluation of Performance and Optimization of Composite Shear Wall*

Alireza Rahai ; Farzad Hatami ; Mohammadreza Salami

### ABSTRACT

Steel plate shear walls have been used in structures as a lateral load resisting system since 1970. Main advantage of thin steel plate shear wall is buckling of steel plate under tension field action. Generally, there are two methods to delay the steel plate buckling, using stiffeners or concrete cover which attached to the steel plate by shear connectors.

In the present study, a numerical approach has been used to investigate the shear behavior of composite shear walls under lateral loading. Furthermore a geometrical optimization analysis was carried out by changing the concrete cover thickness and distance between shear connectors. The results of numerical analysis, show increasing concrete cover thickness will result decreasing stress concentration in steel plate and distributing them. Furthermore the result show that decreasing distance between shear connector will result increasing the strength and stiffness of shear panel. Finally studying the models deformation the optimum concrete cover thickness and distance between shear connectors are proposed.

### KEYWORDS

Steel plate shear wall, Composite shear wall, Buckling, Post-buckling, Shear connector

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۵/۳/۲۳

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۸۷/۳/۲۹

### ۱- مقدمه

<sup>۱</sup> نویسنده مسئول و استاد دانشگاه صنعتی امیرکبیر-دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست [rahai@aut.ac.ir](mailto:rahai@aut.ac.ir)

<sup>۲</sup> استادیار پژوهشگاه صنعت نفت و دانشگاه صنعتی امیرکبیر [hatamif@ripi.ir](mailto:hatamif@ripi.ir)

<sup>۳</sup> کارشناس ارشد زلزله- دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست [m\\_r\\_salimi@yahoo.com](mailto:m_r_salimi@yahoo.com)

استفاده از دیوار برشی به اشکال گوناگون بتن مسلح، فلزی و یا ترکیب این دو به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی روشی متداول در سازه‌ها می‌باشد.

تا حدود ۳۰ سال تنها دیواربرشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گرفت، اما در طی سه دهه اخیر مطالعات و تحقیقات گسترده‌ای روی دیوارهای برشی فلزی صورت گرفته است که منجر به استفاده روزافزون این سیستم ابتکاری هم در سازه‌های نوساز و هم برای مقاوم سازی سازه‌های موجود شده است.

این سیستم شامل پانلهای مجزاست که هر پانل در داخل دو تیر و ستون جانبی دربرگرفته شده است. مقاومت مجموعه نیز پس از کمانش ورق فولادی از طریق عمل میدان کشش قطری<sup>۱</sup> بوجود آمده در ورق فولادی در ترکیب با عمل خمشی قاب تامین می‌شود. این سیستم نوین در عین حال که قابلیت سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند قاب خمشی، مهاربندی هم‌محور و مهاربندی برون‌محور را دارا می‌باشد به لحاظ میزان مصرف فولاد و همچنین اجرای ساده‌تر و سطح تمام شده تمیزتر برتر از سایر سیستم‌ها است. بررسی‌های انجام شده نشانگر آنست که این سیستم تا حدود ۵۰ درصد در میزان فولاد مصرفی نسبت به قاب خمشی فولادی به صرفه‌تر بوده که این نسبت در مورد مهاربندیهای هم محور حدود ۱۵ درصد می‌باشد.

یکی از مسایل مرتبط با این نوع سیستم‌ها، کمانش خارج از صفحه ورق فولادی است که باعث ایجاد میدان کشش قطری در صفحه فولادی می‌گردد، جلوگیری از کمانش ورق باعث بالا رفتن ظرفیت برشی سیستم می‌شود. برای جلوگیری از کمانش ورق به دو شیوه کلی امکان‌پذیر است:

- استفاده از شبکه‌های فلزی به عنوان سخت‌کننده که به ورق فلزی متصل می‌شود (SSW).

- استفاده از پوشش بتنی پیش ساخته یا درجا که با برشگیر به ورق فلزی متصل می‌شود (C-SPW).

طی بیست سال اخیر، میزان قابل ملاحظه‌ای از تحقیقات در امریکای شمالی و ژاپن بر روی رفتار این دیوارها حین بارهای رفت و برگشتی و مدل‌های تحلیلی این دیوارها متمرکز شده است.

با وجود اینکه داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از این نوع سیستم در دسترس بوده و ضمن اینکه تعداد زیادی از ساختمانهای مهم نیز بر مبنای این سیستم سازه‌ای بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود بسیار محدود می‌باشد.

تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳) و میمورا و آکیاما (۱۹۷۷)، ۱۲ نمونه یک طبقه و ۲ نمونه دو طبقه را آزمایش کردند. ۱۲ نمونه یک طبقه حدود ۲/۱ متر عرض و ۰/۹ متر ارتفاع داشتند. آنها صفحات فولادی با ضخامتهای حدود ۲/۳، ۳/۲ و ۴/۵ میلیمتر را استفاده کردند. با مقایسه ابعاد نمونه‌ها با ابعاد متعارف در ساختمانها، نمونه‌ها دارای مقیاس ۱ به ۴ بودند. با استثناء یک نمونه، همه نمونه‌ها سخت‌کننده‌های جوش شده قائم یا قائم و افقی در یک یا هر دو طرف صفحه فولادی داشتند. قابهای مرزی از نوع بسیار سخت با اتصالات پیچی بودند. نمونه‌ها در امتداد مورب برای ایجاد بیشترین برش خالص در پانل بارگذاری شده بودند. رفتار نمونه‌ها خیلی شکل‌پذیر بود و رانندگی<sup>۲</sup> زوایا در بعضی قسمت‌ها متجاوز از ۰/۱ رادیان بود. مقاومت برشی نمونه با دقت مناسب بوسیله حدتسلیم فون

میزس<sup>۳</sup> برای برش خالص به صورت  $V_y = \frac{AF_y}{\sqrt{3}}$  بدست می‌آمد.

دو نمونه آزمایش شده دو طبقه به وسیله تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳)، برای نشان دادن عملکرد دیوارهای برشی فولادی برای ساختمانهای بلند، طراحی شده بودند. این نمونه‌ها در مقیاس واقعی آزمایش شدند. یک نمونه با بازشو و دیگری بدون بازشو بود. نمونه با بازشو دارای ضخامت حدود ۶ میلیمتر بود در حالی که ضخامت نمونه بدون بازشو حدود ۴/۵ میلیمتر بود. برای این نمونه‌ها نیز نتایج رابطه فون میزس و آزمایشگاه بسیار نزدیک به یکدیگر بودند. محققان به این نتیجه رسیدند که روابط مرسوم برای تیورق‌ها می‌تواند برای محاسبه سختی و مقاومت سخت‌کننده دیوار برشی استفاده شود. [۱۷]

سوربون و همکاران (۱۹۸۳) بر مبنای مطالعات سایر محققان، معادله‌ای را برای زاویه تمایل میدان کششی پیشنهاد کردند. آزمایش نشان می‌داد که معادله پیشنهاد شده به قدر کافی دقیق است. [۱۸]

محققان دانشگاه آلبرتا (تیملر و کولاک ۱۹۸۷)، (کولاک ۱۹۹۱) و (دراپور و همکاران ۱۹۹۶)، آزمایش‌هایی را با بارگذاری یکنواخت<sup>۴</sup> و چرخه‌ای<sup>۵</sup> بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده انجام دادند. نتایج این آزمایشها نشانگر شکل-پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم بود [۴]، [۷]، [۸]، [۱۹]. ناکاشیما و همکاران (۱۹۹۴ و ۱۹۹۵) آزمایشهایی را انجام داده و گزارشاتی را در ارتباط با رفتار چرخه‌ای دیواربرشی ساخته شده از فولاد با حد تسلیم پائین ارائه کرده‌اند [۱۰]. صبوری و روبرتز (۱۹۹۲) و روبرتز (۱۹۹۵) نتایج مطالعه



شکل غیرخطی بالا با شکل‌پذیری حدود ۶ داشتند و اضافه مقاومت حدود ۱/۵ بود. این محققان استنباط کردند که نتایج این دو نمونه یک طبقه نشانگر آنست که صفحات فولادی دیوار از طریق ایجاد مهارهای قطری، ضمن افزایش سختی جانبی، منجر به کم شدن دوران در محل اتصال تیر به ستون می‌شود که نیاز به استفاده از عملکرد مقاومتی قاب خمشی را کاهش می‌دهد [۹]، [۱۱]، [۱۲].

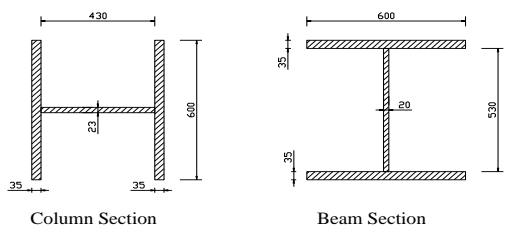
دو مطالعه مستقل نیز در دانشگاه برکلی توسط دکتر آستانه اصل و همکارش طی سالهای ۱۹۹۸ تا ۲۰۰۱ بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی معمولی و دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته است که دو سازه ۳ طبقه با مقیاس ۱ به ۲ تحت بارهای چرخه‌ای قرار گرفتند، که هدف آن تعیین و تبیین توصیه‌های طراحی لرزه‌ای در این زمینه بود که مقادیری نیز برای ضریب رفتار این سیستمها ارائه گردید [۱]، [۲]، [۳].

در طول سالهای ۲۰۰۳ الی ۲۰۰۸ یک مطالعه گسترده عددی و آزمایشگاهی توسط مولف و همکاران بر روی رفتار دیوارهای برشی مرکب انجام پذیرفت که نشانگر افزایش سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی دیوارهای برشی مرکب ساخته شده از فولاد و لایه بتن آرمه نسبت به دیوار برشی فولادی می‌باشد [۵]، [۶].

## ۲- مدل سازی و تحلیل مدلها

هدف اصلی از این تحقیق بررسی رفتار دیوار برشی مرکب تحت بارگذاری چرخه‌ای و استاتیکی یکنواخت است. در این بررسی با تغییر در پارامترهایی که در مقاومت نهایی دیوار برشی کامپوزیت موثر می‌باشند، نظیر ضخامت پوشش بتنی روی ورق فولادی و فاصله میان برشگیرها، ضمن بررسی تأثیر تغییرات در عملکرد برشی دیوار، نسبت به بهینه سازی این دو پارامتر اقدام شده است.

بر این اساس و با توجه به تنوع موجود در تحقیق در مجموع ۴۲ مدل دیوار با توجه به فاصله میان برشگیرها و ضخامت پوشش بتنی ساخته شده که مشخصات آنها در جدول (۱) ارائه شده است. مشخصات هندسی اجزای نمونه‌ها نیز مطابق شکل (۱) می‌باشد.



۱۶ پائل برشی فولادی با بارگذاری قطری با و بدون بازشو را گزارش نموده‌اند. نمونه‌ها شامل صفحات فولادی و آلومینیومی است که در درون یک قاب چهار مفصلی قرار گرفته بودند. آزمایشهای انجام شده نشان داد که همه پانلها شکل‌پذیری کافی را دارا بوده و چهار تکیه‌گاه، بارهای غیرخطی بزرگ را تحمل می‌کنند. شکل حلقه‌های هیستریزس حاصل نشان می‌دهد که بدون کمترین کاهش در مقاومت، ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها به بیش از ۷ می‌رسد. یکی از جنبه‌های جالب این برنامه آزمایشی بررسی اثر گشایش در مقاومت و سختی دیوار بود. محققان به این نتیجه رسیدند که مقاومت و سختی با افزایش ابعاد سوراخ به طور خطی کاهش می‌یابد [۱۳]، [۱۴].

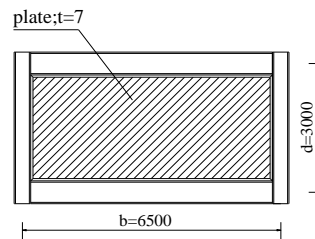
درایور و همکاران (۱۹۹۶ و ۱۹۹۸) گزارشی از نتایج آزمایش بارگذاری چرخه‌ای نمونه دیوار برشی چهار طبقه ارائه دادند. نمونه آزمایش در دو مقیاس ۱ به ۲ ساخته شده بود که از طریق اتصال جوشی صفحه فولادی دیوار برشی با یک قاب خمشی ویژه، سیستم دوگانه تشکیل شده بود. پاسخ هیستریزس پائل طبقه اول از دیوار برشی نشانگر آن بود که در چرخه بیستم، بدلیل فزونی تغییر شکل‌های بزرگ، کمانش موضعی در بال ستون ایجاد شده که در ادامه باعث شکست نمونه شده است با این وجود رفتار نمونه پیش از شکست بسیار شکل‌پذیر بوده است [۴].

ساگی و یامادا (۱۹۹۶) نتایج آزمایشات چرخه‌ای و یکنواخت را روی ۱۴ دیوار برشی فولادی ارائه دادند. نمونه‌ها در مقیاس ۱ به ۱۰ و در دو طبقه بودند. قابهای مرزی، متشکل از قابهای مرکب با مقطع فولادی I شکل و مقاطع بتن آرمه مستطیل شکل بودند. نتایج بیانگر آن بود که همه نمونه‌ها در پاسخ هیستریزس خود بدلیل کمانش فشاری قطری شاهد افت در نمودار هیستریزس خود بودند [۱۶].

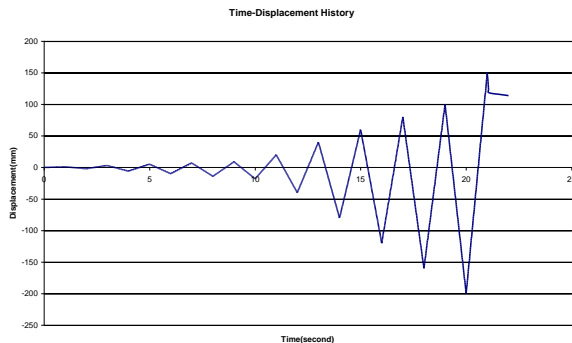
توری و همکاران (۱۹۹۶) مطالعاتی را تحت عنوان کاربرد فولاد با حد تسلیم پائین<sup>۱</sup> در دیوارهای برشی فولادی برای سازه‌های بلند مرتبه انجام داده‌اند [۲۰].

محققان دانشگاه UBC کانادا یک سری از آزمایشهای بارگذاری چرخه‌ای توسط میز لرزان روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی انجام دادند (لوپل ۱۹۹۷)، (رضائی ۱۹۹۹) و (رضائی و همکاران ۱۹۹۸ و ۲۰۰۰). در این مطالعات، بارهای برشی چرخه‌ای به دو نمونه یک طبقه اعمال شده‌اند. این نمونه‌ها در ترکیب با قاب خمشی اطراف خود یک سیستم دوگانه تشکیل می‌دادند. دو نمونه تنها در جزئیات صفحه اتصال پایه و تیر بالائی اختلاف داشتند. برای نمونه دوم، اتصال پایه و تیر فوقانی قویتری، استفاده شده بود. نمونه‌های یک طبقه تغییر

|     |      |
|-----|------|
| ۲۰  | ۲۵۰  |
| ۳۰  | ۵۰۰  |
| ۴۰  | ۷۵۰  |
| ۵۰  | ۱۰۰۰ |
| ۶۰  | ۱۲۵۰ |
| ۱۰۰ | ۱۵۰۰ |
|     | ۲۰۰۰ |



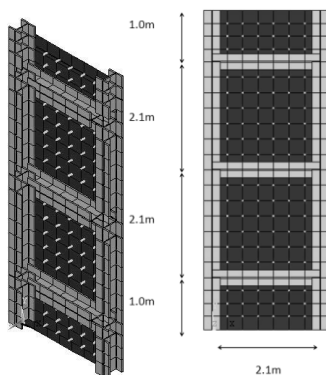
شکل (۱): ابعاد نمونه (تمام ابعاد به میلی متر می باشد) [۶]



شکل (۲): بارگذاری دوره ای (شامل ۲۰ گام بارگذاری)

### ۳- کالیبره کردن مدل عددی با مدل آزمایشگاهی

به منظور اعتبارسنجی مدل و روش تحلیل عددی، یک نمونه تجربه آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه برکلی توسط دکتر ابوالحسن آستانه اصل و همکاران، دیواری که دارای دوطبقة کامل و دو نیم طبقه با مقیاس ۱ به ۲ نسبت به ابعاد واقعی است، انتخاب و مدل عددی آن مطابق شکل (۳) ساخته شد. این مدل تحت بارگذاری که در شکل (۴) ارائه شده است، قرارگرفت و نتایج عملکرد آن با نتایج ارائه شده از آزمایش مقایسه شد [۱۵]. شکل (۵) نتایج مدل تهیه شده را در قالب منحنی هیستریزس نشان می دهد.



شکل (۳): مدل تحلیل شده بر اساس آزمایش دانشگاه برکلی

ابعاد نمونه طوری انتخاب شده که بیشتر رفتار برشی دیوار مورد بررسی قرارگرفته و عملکرد خمشی دیوار تأثیر چندانی بر روند توزیع میدان کششی ایجاد شده در ورق فولادی دیوار نداشته باشد.

با توجه به مشخصات یادشده مدل های عددی ساخته شده تحت بارگذاریهای یکنواخت و دوره ای واقع شده اند.

بار اعمال شده در تحلیل استاتیکی غیر خطی معادل ۶۵۰۰ کیلو نیوتن است که در طول تیر فوقانی مدلها به طور مساوی توزیع شده است. این مقدار بار به روش سعی و خطا برای دیوار برشی فولادی بدست آمده است، به گونه ای که ورق را وارد مرحله پلاستیک می کند. بارگذاری دوره ای تغییرمکانی نیز مطابق شکل (۲) می باشد.

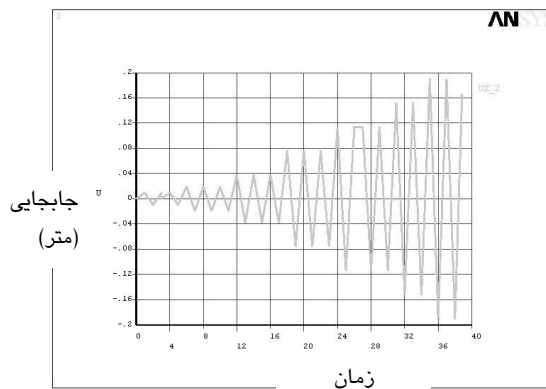
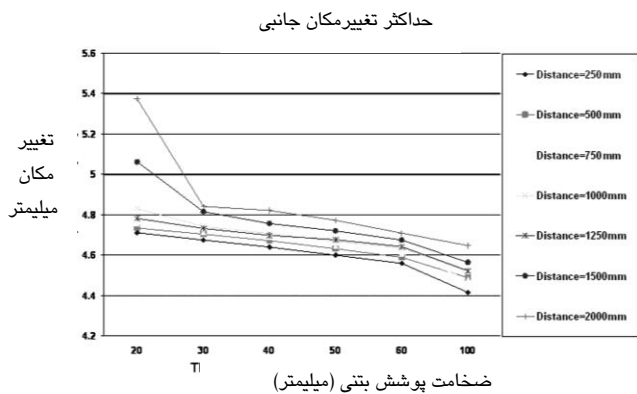
به منظور تحلیل مدلها فرضیاتی در نظرگرفته شده که عبارتند از:

- نمونه ها در تراز تحتانی خود در همه جهات و ستونهای مرزی در جهت خارج از صفحه مقید می باشند.
- رفتار فولاد مصرفی اعم از ورق، المانهای مرزی و میلگردهای درون بتن دوخطی فرض شده است.
- مقاومت ۲۸ روزه بتن مدل معادل، ۲۱ مگاپاسکال منظور گردیده است.

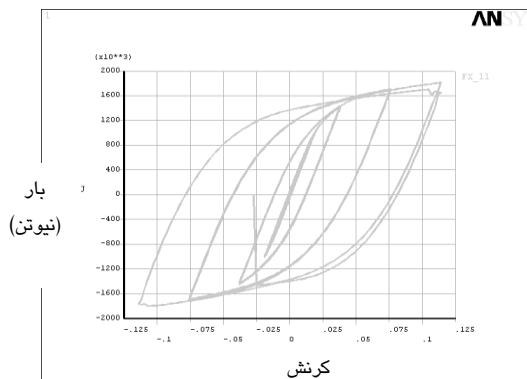
در مدل های عددی المان تیر، ستون و برشگیرها از نوع BEAM، ورق فولادی از نوع SHELL و بتن مسلح از نوع SOLID می باشد.

جدول (۱): تنوع مدل سازی

| مقادیر ضخامت پوشش<br>بتنی (میلی متر) | مقادیر فاصله بین<br>برشگیرها (میلی متر) |
|--------------------------------------|---|
|--------------------------------------|---|



شکل (۴): تاریخچه بارگذاری تغییرمکانی در تراز فوقانی مدل



شکل (۵): منحنی هیستریزس نیرو-کرنش

#### شکل (۶): نمو بیشینه تغییر مکان جانبی بر اساس تغییر در ضخامت پوشش بتنی تحت بار ۶۵۰۰ کیلونیوتن

در واقع برای ضخامت‌های ۲۰ و ۳۰ میلی‌متر نوعی پرش در روند کاهش تغییر مکان (به تعبیری دیگر افزایش سختی) بویژه برای حالت‌هایی که فاصله بین برشگیرها بیش از ۱۰۰۰ میلی‌متر است، دیده می‌شود. نتایج تحلیل بیانگر گسترش ترک و بدنبال آن خرابی بتن با افزایش فاصله بین برشگیرهاست. این موضوع بیشتر برای ضخامت‌های کوچکتر از ۴۰ میلی‌متر دیده شد. برای مقایسه عددی در مورد ضخامت پوشش بتن، نسبت مقادیر تغییر مکان‌ها در مقایسه با یکدیگر آورده شده است.

با توجه به شکل (۶) برای فواصل ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۵۰ میلی‌متری بین برشگیرها، روند کاهش به این شکل است که با افزایش یک واحدی در ضخامت پوشش بتنی، یک درصد از مقدار تغییر مکان کاسته می‌شود (نسبت به تغییرات در ضخامت ۲۰ میلی‌متری برای پوشش بتنی). این روند کاهش در مورد فواصل ۱۰۰۰ و ۱۲۵۰ میلی‌متری نیز تا اندازه‌ای وجود دارد اما بعد از این فواصل، کاهش ۵ درصدی تغییر مکان جانبی برای فاصله ۱۵۰۰ میلی‌متری برشگیرها از ضخامت ۲۰ به ۳۰ میلی‌متر و کاهش ۱۰ درصدی تغییر مکان جانبی برای فاصله ۲۰۰۰ میلی‌متری برشگیرها از ضخامت ۲۰ به ۳۰ میلی‌متر دیده می‌شود. بعد از این پرش دوباره روند کاهش سیری مشابه حالت‌های دیگر دارد. علاوه بر موارد یادشده، تأثیر افزایش ضخامت پوشش بتنی بر روی سختی مجموعه دیوار با افزایش فاصله بین برشگیرها کمتر می‌شود. به طور نمونه افزایش ضخامت پوشش بتنی از ۶۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر برای وضعیتی که فاصله بین برشگیرها ۲۵۰ میلی‌متر است، باعث کاهش به میزان (نزدیک به) ۳ درصدی در تغییر مکان جانبی می‌شود در حالیکه همین میزان کاهش برای وضعیتی که فاصله بین برشگیرها ۲۰۰۰ میلی‌متر است نزدیک به ۱ درصد می‌باشد.

در شکل (۷) نمودار تغییرات بیشینه تغییر مکان خارج از صفحه برای ۴۲ مدل تحلیل شده ارائه گردیده است. این نمودار

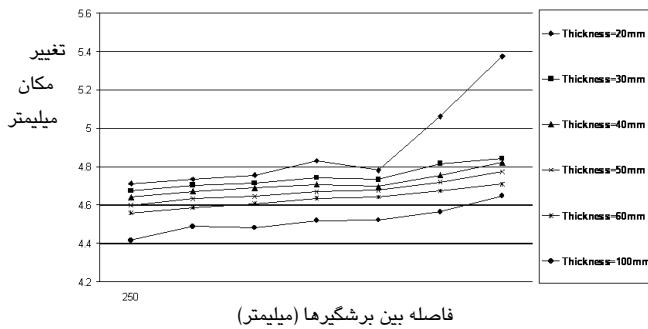
منحنی هیستریزس حاصل شده برابری خوبی با منحنی آزمایشگاهی دارد. با دلائل برخی تفاوت‌های محدود بین مدل آزمایش شده و مدل تحلیلی که عبارتند از:

- ۱- بدلیل نبودن اطلاعات لازم در مورد تکیه‌گاه‌های فوقانی و تحتانی در مدل تحلیلی ورق فلزی در بالا و پایین مقید شده است و تیر برای این ترازها مدل نشده است.
- ۲- با توجه به اینکه رفتار مصالح فلزی به صورت دو خطی در مدل لحاظ شده بطور طبیعی دارای اختلاف با رفتار واقعی مصالح بکار رفته در آزمایش می‌باشد.

#### ۴- نتایج تحلیل مدلها

نتایج تحلیل شامل تغییر مکان قاب در دو جهت اعمال بار و عمود بر جهت اعمال بار می‌باشد. همچنین با استفاده از بارگذاری دوره‌ای که در شکل (۴) ارائه شد، منحنی تغییرات تغییر مکان و منحنی هیستریزس برای مدل‌های مطالعاتی ترسیم شده که در اشکال (۶) تا (۹) ارائه می‌شود. بر اساس منحنی‌های شکل (۶)، با افزایش ضخامت پوشش بتنی مقدار تغییر مکان جانبی کاهش می‌یابد که به معنی افزایش سختی است. روند کاهش تغییر مکان از ضخامت ۴۰ میلی‌متر به بعد برای تمام حالت‌های موجود از نظر فاصله بین برشگیرها مشابه یکدیگر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی



فاصله بین برشگیرها (میلیمتر)

شکل (۸): نمو بیشینه تغییر مکان جانبی بر اساس تغییر در فاصله بین برشگیرها

بر اساس شکل (۸)، افزایش فاصله بین برشگیرها، افزایش میزان تغییر مکان جانبی یا به تعبیری کاهش سختی را به دنبال دارد. البته با توجه به اینکه افزایش فاصله بین برشگیرها تا اندازه ای زیاد است، روند کاهش سختی بسیار ملایم است. در واقع با مقایسه بین اشکال (۶) و (۸) دیده می شود که تأثیر پذیری سختی دیوار از تغییرات فاصله بین برشگیرها و تغییرات ضخامت پوشش بتنی نزدیک به یک میزان است.

برای مقایسه عددی تأثیر تغییرات فاصله بین برشگیرها، تغییر مکان بوجود آمده در فاصله ۲۵۰ میلیمتری برای برشگیرها را در تمام حالت ها برای ضخامت پوشش بتنی برابر واحد در نظر گرفته می شود تا نسبت سایر مقادیر تغییر مکان ها نسبت به آن سنجیده شود. مقادیر شکل (۸) روند ملایم افزایش تغییر مکان ها را که پیش از این نیز مطرح شد، به خوبی نشان می دهد. به عنوان نمونه افزایش فاصله برشگیرها از ۲۵۰ میلیمتر به ۲۰۰۰ میلیمتر، به ترتیب برای شرایطی که ضخامت پوشش بتنی برابر ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰، ۶۰ و ۱۰۰ میلیمتر باشد، مقدار تغییر مکان جانبی را به ترتیب بمیزان ۱/۴، ۲/۶، ۳/۹، ۳/۸، ۳/۳ و ۳/۵ درصد افزایش می دهد (نرخ افزایش تغییر مکان جانبی با افزایش ضخامت کاهش می یابد). البته در مورد ضخامت ۲۰ میلیمتری درصد افزایش تغییر مکان نسبت به سایر ضخامت ها بسیار بیشتر است که این نکته نیز بیان از کم بودن ضخامت پوشش بتنی دارد. در شکل (۹) تغییرات بیشینه تغییر مکان خارج از صفحه بر حسب فاصله بین برشگیرها ارائه شده است. این نمودار یک فاصله مرزی را برای برشگیرها نشان می دهد که بعد از آن بدلیل رفتار بتن، مشخصه های عملکردی کلی دیوار که همان ایجاد پدیده پس کمانش و بدنبال آن افزایش مقاومت کششی ورق و در پایان افزایش مقاومت برشی مجموعه دیوار است، حاصل نمی شود. با توجه به نتیجه گیری انجام شده در قسمت قبل که حداقل ضخامت ۴۰ میلیمتری برای پوشش بتنی بدست آمد، برای دست یابی به نتایج کلی تر، نیاز

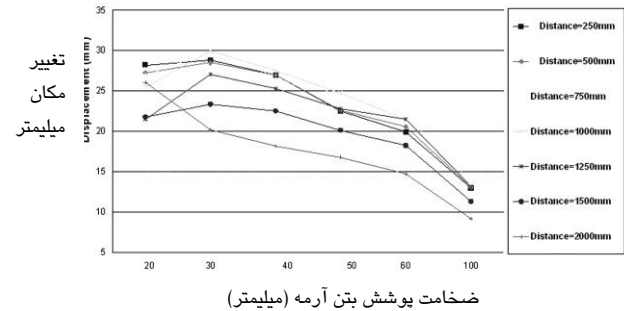
نشان می دهد که با افزایش ضخامت پوشش بتنی، تغییر مکان خارج صفحه به مقدار قابل توجهی کاهش می یابد.

بر اساس این نمودار قبل از ضخامت ۴۰ میلیمتری برای پوشش بتنی روند نمودار بسیار نامنظم است، بویژه برای فواصل بزرگتر از ۱۰۰۰ میلیمتر بین برشگیرها، این نامنظمی بیشتر می شود.

در واقع با افزایش ضخامت پوشش بتنی مقاومت در برابر تغییر شکل خارج صفحه بیشتر می شود، هر چه طول آزاد کمانش ورق که همان فاصله بین برشگیرهاست کمتر می شود، تأثیر افزایش ضخامت بهتر دیده می شود.

روند کاهش برای تغییر مکان خارج صفحه همانند تغییر مکان جانبی است. با توجه به شکل (۷) با افزایش ضخامت پوشش بتنی تغییرات زیادی در میزان تغییر مکان خارج از صفحه ایجاد می کند. این تغییرات برای فواصل کوچکتر بین برشگیرها شدیدتر است.

حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه



ضخامت پوشش بتن آرمه (میلیمتر)

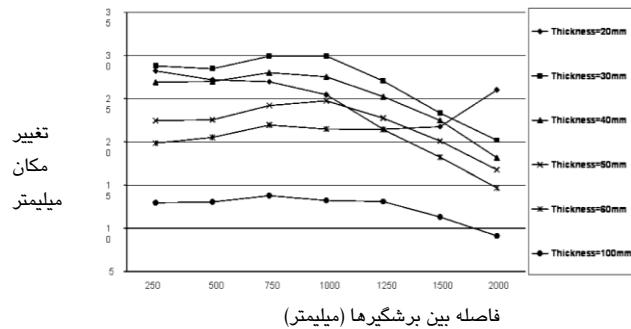
شکل (۷): نمو بیشینه تغییر مکان خارج از صفحه بر اساس تغییر در ضخامت پوشش بتنی

به عنوان نمونه با افزایش ضخامت از ۴۰ میلیمتر به ۵۰ میلیمتر، به ترتیب برای وضعیت هایی که فاصله بین برشگیرها برابر ۲۵۰، ۵۰۰، ۷۵۰، ۱۰۰۰، ۱۲۵۰، ۱۵۰۰ و ۲۰۰۰ میلیمتر می باشد درصد کاهش مقدار تغییر مکان خارج از صفحه برابر با ۱۵/۷، ۱۲/۶، ۱۴/۲، ۱۰/۹، ۱۰/۹ و ۵/۳ درصد می باشد. البته در ارتباط با قضاوت قطعی در مورد تغییر مکان های خارج از صفحه نیاز به آزمایش می باشد که شاید آزمایش های آتی مقادیر صحیح تری را بدست خواهند داد. با توجه به اشکال (۶) و (۷) و نتایج ناشی از مقادیر تغییر مکان ها می توان به این نتیجه رسید که برای پوشش بتنی با ضخامت کمتر از ۴۰ میلیمتر، نتایج رضایت بخش حاصل نمی شود. ضمن اینکه از نظر اجرایی نیز ضخامت کمتر از این حد مشکل ایجاد می کند.

با توجه به این اشکال می توان به نتیجه رسید که برای حداکثر فاصله بین برشگیرها نیز باید محدودیت قائل شد که در قسمت های بعدی به آن پرداخته خواهد شد.

به تمرکز بیشتری بر روی منحنی‌های ترسیم شده برای ضخامت‌های بیش از ۴۰ میلیمتر می‌باشد.

حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه



شکل (۹): نمو بیشینه تغییر مکان خارج صفحه بر اساس تغییر در فاصله بین برشگیرها

شکل (۹) نشان می‌دهد که فواصل ۱۰۰۰ و ۷۵۰ میلیمتر برای ضخامت‌های کوچک پوشش بتنی و به موازات افزایش ضخامت پوشش بتنی فاصله ۷۵۰ میلیمتر نقطه ماکزیم در نمودار شکل (۹) است. مقادیر مندرج در جدول (۲) به خوبی بیانگر این نکته است که برای پوشش بتنی با ضخامت‌های بزرگتر از ۴۰ میلیمتر، عدد ۷۵۰ میلیمتر حداکثر فاصله قابل قبول برای برشگیرها است. همچنین تغییر فاصله بین برشگیرها تأثیر فراوانی روی میزان تغییر مکان‌های خارج از صفحه دارد. افزایش فاصله بین برشگیرها عریض‌تر شدن ترک بتن و پیرو آن خرابی بتن را در پی دارد. به عنوان نمونه، با افزایش فاصله برشگیرها از ۲۵۰ میلیمتر به ۱۵۰۰ میلیمتر، به ترتیب برای شرایطی که ضخامت پوشش بتنی معادل ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰، ۶۰، ۱۰۰ و ۱۰۰ میلیمتر باشد، درصد افزایش مقدار تغییر مکان جانبی برابر با ۳۳، ۱۹، ۱۶، ۱۱، ۸ و ۱۲ درصد است. این نتایج نشان می‌دهد با افزایش بیشتر فاصله بین برشگیرها تغییر مکان‌های حداکثر نیز کاهش یافته و سطح تغییر شکل یافته صاف تر می‌شود.

## ۵- جمع بندی و نتیجه گیری

با توجه به مطالعات انجام شده، موارد زیر نتیجه گیری می‌شود که عبارتند از:

- ۱- سختی دیوار برشی کامپوزیت با ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم و با فاصله بین برشگیرها نسبت عکس دارد.
- ۲- در روند تغییر ضخامت در مدل‌ها، بعد از ضخامت ۳۰ میلی‌متر روند تغییر شکل‌ها برای سایر ضخامت‌ها

بسیار شبیه به یکدیگر می‌باشد. با توجه به محدودیت‌های اجرایی و نتایج تحلیل، حداقل ضخامت برای این نمونه که دارای ابعاد مشخص می‌باشد، ۴۰ میلی‌متر است. البته با توجه به الگوی ترک خوردگی می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر کمتر از ۴۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی مناسب نیست. توضیح اینکه در ضخامت‌های ۳۰ و ۴۰ میلی‌متری فاصله بین ترک خوردگی و خردشدگی به نسبت سایر ضخامت‌ها کوتاه‌تر است.

۳- نمودارهایی که تغییر مکان‌های خارج صفحه را نشان می‌دهند، همگی دارای یک نقطه با تغییر مکان حداکثر هستند. این موضوع برای ضخامت‌های بعد از ۳۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی بهتر خود را نشان می‌دهد.

۴- بر اساس حداکثر تغییر مکان‌های خارج صفحه می‌توان برآوردی برای حداکثر فاصله بین برشگیرها نمود. به این معنی که هر چه فاصله بین برشگیرها بیشتر شود، طول آزاد کمانش ورق فلزی بیشتر خواهد شد که این موضوع تمایل ورق فلزی برای کمانه کردن در مد اول کمانشی خود را بیشتر می‌کند. در مد اول، تغییر شکل تنها در یک سمت می‌باشد. با کم کردن فاصله بین برشگیرها این تمایل به سمت مد دوم بیشتر خواهد شد و در این مد تغییر شکل در هر دو سمت وجود دارد. بنابراین با افزایش فاصله بین برشگیرها، کاهش تمایل به پس کمانش در مدهای بالاتر ایجاد می‌شود. از نتایج ارائه شده مشخص است، بعد از اینکه افزایش بین برشگیرها از ۷۵۰ میلی‌متر، روند تغییر مکان خارج صفحه جسم دیوار یکنواخت‌تر می‌شود. این نحوه تغییر مکان تنها از مد اول کمانش انتظار رفته و این روند تا فاصله ۷۵۰ میلی‌متری دیده می‌شود. بنابراین با توجه به مدلهای مطالعه شده، حداکثر فاصله بین برشگیرها برای این نسبت ارتفاع به دهانه نمونه، معادل ۷۵۰ میلی‌متر است.

۵- سیستم دیوار برشی مرکب در مقایسه با سیستم‌های مشابه، به لحاظ اقتصادی به صرفه‌تر است. علاوه بر آن سختی آن نیز در مقایسه با سیستم‌های مقاوم مشابه قابل قبول بنظر می‌رسد.

## ۶- مراجع

- Rezaii, M., Ventura, C. E. and Prion, H.G.L. (2000); Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shear walls, Proceedings, 12th World Conf. on Earthquake Eng. [۱۲]
- Roberts, T.M., (1995); Seismic resistance of steel plate shear walls, Engineering Structures, 17, No.5, pp. 344-351. [۱۳]
- Sabouri-Ghomi, S., and Roberts, T.M. (1992); Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations, Eng. Structures, 14, no.5, pp. 309-317. [۱۴]
- Salimi, M.R., Rahai, A. (2007); Evaluation of Composite Shear Wall under cyclic loading, Ms.c. Dissertation, Amirkabir Uni. of Technology. [۱۵]
- Sugii, K., Yamada, M. (1996); Steel Panel Shear Walls with and Without Concrete Covering, Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Eng., Acapulco, Mexico. [۱۶]
- Takanashi, Y., Takemoto, T., Tagaki, M. (1973); Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load, Pre. Report, IABSE, Lisbon, Portugal. [۱۷]
- Thorburn, L.J., Kulak, G.L., and Montgomery, C.J. (1983); Analysis of steel plate shear walls, Structural Eng. Report No. 107, Dep. of Civil Eng., Uni. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada. [۱۸]
- Timler, P.A. and Kulak, G.L., (1983); Experimental Study of Steel Plate Shear Walls, Structural Eng. Report No. 114, Dep. of Civil Eng., University of Alberta, Edmonton, AB. [۱۹]
- Torii, S., Teramoto, T., Kihara, H. and Kitamura, H. (1996); The response control design of high-rise building with low yield steel wall, 11th World Conf. on Earth. Eng., Acapulco, Paper 97. [۲۰]
- Astaneh-Asl A (2000); Seismic behavior and design of steel shear walls, Steel Tips report, Moraga, CA. [۱]
- Astaneh-Asl, A. (1998-2000); Seismic studies of innovative and traditional composite shear walls, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley. [۲]
- Astaneh-Asl, A. (2000-2001); Cyclic tests of steel shear walls, Dept. of Civil Eng., Berkeley. [۳]
- Driver, R.G., Kulak, G. L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1998); Cyclic tests of four-story steel plate shear wall; J. of Structural Eng., ASCE, Vol. 124, No. 2, Feb., pp. 112-120. [۴]
- Hatami, F., Rahai, A. (2008); Performance Evaluation and Optimization of Composite Shear Wall, Ph.D. Dissertation, Amirkabir University of Technology. [۵]
- Hatami, F., Sabouri, S. (2004-2005); Behavior of Steel Plate Shear Walls in Earthquake Due to Change of Rigidity of the Internal Storey Beams, Amirkabir Journal, Vol. 15, No 60-2, Civil Eng. [۶]
- Kulak, G. L., Fisher, J. W., and Struik, J. H. A. (1987); Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, John Wiley and Sons, New York. [۷]
- Kulak, G.L. (1991); Unstiffened steel plate shears walls, Applied Science Publications, London, pp. 237-276. [۸]
- Lubell, A.S., 1997, Performance of unstiffened steel plate shear walls under cyclic quasi-static loading, M.A.Sc. Thesis, Dep. of Civil Eng., Uni. of British Columbia, Vancouver, BC, Canada. [۹]
- Nakashima, M., Akawaza, T., Tsuji, B. (1995); Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. II: Model, J. of Structural Eng., ASCE, 121(12), pp. 1750-1757. [۱۰]
- Rezaii, M. (1999); Seismic behavior of steel plate shear walls by shake table testing, Ph.D. Dissertation, Uni. of British Columbia, Canada. [۱۱]

جدول (۲): نسبت حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه با توجه به تغییر در فاصله بین برشگیرها

| ضخامت پوشش بتنی | فاصله میان برشگیرها |       |       |       |       |       |       |
|-----------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                 | ۲۵۰                 | ۵۰۰   | ۷۵۰   | ۱۰۰۰  | ۱۲۵۰  | ۱۵۰۰  | ۲۰۰۰  |
| ۲۰              | ۱                   | ۰.۹۶۳ | ۰.۹۵۶ | ۰.۹۰۲ | ۰.۷۶۱ | ۰.۷۷۱ | ۰.۹۲۲ |
| ۳۰              | ۱                   | ۰.۹۸۹ | ۱.۰۳۹ | ۱.۰۴۰ | ۰.۹۳۹ | ۰.۸۱۱ | ۰.۷۰۱ |
| ۴۰              | ۱                   | ۰.۹۶۵ | ۱.۰۴۱ | ۱.۰۲۳ | ۰.۹۳۸ | ۰.۸۳۶ | ۰.۶۷۵ |
| ۵۰              | ۱                   | ۱.۰۰۴ | ۱.۰۷۷ | ۱.۰۱۲ | ۱.۰۱۳ | ۰.۸۹۵ | ۰.۷۴۷ |
| ۶۰              | ۱                   | ۱.۰۰۹ | ۱.۱۰۷ | ۱.۰۸۳ | ۱.۰۸۰ | ۰.۹۱۸ | ۰.۷۳۹ |
| ۱۰۰             | ۱                   | ۱.۰۰۷ | ۱.۰۶۴ | ۱.۰۲۱ | ۱.۰۱۰ | ۰.۸۷۲ | ۰.۷۰۴ |



- <sup>1</sup> . Diagonal tension field
- <sup>2</sup> Drift
- <sup>3</sup> Von Misses yield criterion
- <sup>4</sup> Monotonic
- <sup>5</sup> Cyclic
- <sup>6</sup> “Low – yield”

