

رفتار دیوارهای برشی مرکب تحت بارگذاری لرزه‌یی

فرزاد حاتمی (استادیار)

پژوهشگاه صنعت نفت، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

علیرضا رهایی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

در میان سیستم‌های مؤثر مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌توان به دیوارهای برشی با هسته‌ی فولادی اشاره کرد که مزیت عمده‌ی آنها، قابلیت شکل‌پذیری ناشی از کمانش در ورق فولادی است. برای استفاده از این قابلیت دو راه حل کلی وجود دارد: استفاده از سخت‌کننده‌های فلزی، و دیگری بهره‌گیری از پوشش بتنی که از طریق برش‌گیرها به ورق فولادی متصل شده و تشکیل دیوار برشی مرکب (کامپوزیت) می‌دهد. در این تحقیق و تشکیل دیوار برشی مرکب - از جمله صلبیت تیر میانی، تأثیر نوع اتصال تیر به ستون، اثر تغییرات فاصله‌ی برش‌گیرها و اثر تغییرات ضخامت پوشش بتنی در دیوارهای برشی با هسته‌ی فولادی، (در حالت با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده) - ارزیابی جامعی از رفتار این سیستم در برابر بارهای جانبی ارائه شده است. بدین منظور مدل‌های مختلفی از این دیوارها با استفاده از روش اجزاء محدود مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. نتایج حاصل از اعتبارسنجی مدل تحلیلی با یک نمونه مدل آزمایش شده، نشان می‌دهد که رفتار دیوار برشی فولادی تقویت شده مستقل از صلبیت تیرهای میانی و نوع اتصال تیر به ستون است ولی در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده، افزایش صلبیت تیرهای میانی باعث یکنواختی بهتر توزیع تنش در ورق فولادی می‌شود. همچنین مقاومت برشی دیوار برشی مرکب با ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم، و با فاصله‌ی بین برش‌گیرها نسبت عکس دارد. بدین منظور با ارائه‌ی نمودارهایی ضمن بررسی نتایج، کم‌ترین میزان ضخامت مناسب برای پوشش بتنی و نیز فاصله‌ی مناسب بین برش‌گیرها پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، دیوار برشی کامپوزیت، سخت‌کننده، صلبیت، اتصال تیر به ستون، کمانش، پس‌کمانش، برش‌گیر، پوشش بتنی.

مقدمه

دیوارهای برشی با هسته‌ی فولادی از اجزاء مؤثر مقاوم در برابر بارهای جانبی هستند. هر پانل دیوار برشی فولادی شامل یک ورق نازک فولادی، دو ستون و تیرهای افقی کف به‌عنوان اجزاء مرزی است. صفحه‌ی دیوار برشی فولادی همراه با دو ستون مجاور، همانند یک تیروبرق قائم رفتار می‌کند. در این تیروبرق قائم، ستون‌ها به‌عنوان بال‌های تیروبرق و صفحه‌ی فولادی دیوار مانند جان آن، رفتار می‌کنند. مقاومت مجموعه نیز ناشی از عملکرد «میدان کشش قطری» به‌وجود آمده در ورق فلزی، در ترکیب با عمل خمشی قاب است. تیرهای افقی کف، اصولاً به‌عنوان سخت‌کننده‌های عرضی در این تیروبرق قائم عمل می‌کنند.

در حالت دیوار برشی مرکب، یک لایه بتن مسلح نیز به‌صورت پیش‌ساخته یا درجا به یک یا دو سوی صفحه‌ی فولادی متصل می‌شود تا ضمن افزایش ظرفیت برشی سیستم به‌دلیل افزایش تعداد خطوط میدان کشش قطری، مقاومت پانل نیز در برابر عوامل مخرب (نظیر آتش‌سوزی، ضربه، انفجار و...) بهبود یابد. آیین‌نامه‌ی «ضوابط طراحی سازه‌های فولادی ۲» کانادا این سیستم را تأیید کرده و آیین‌نامه‌ی ایالات متحده‌ی آمریکا نیز راهنمایی‌های لازم را برای تحلیل و طراحی آن ارائه کرده است.

یکی از مسائل مرتبط با این سیستم، کمانش خارج از صفحه‌ی ورق فولادی است که باعث ایجاد خطوط کشش قطری در صفحه‌ی فلزی می‌شود و به‌دنبال افزایش و توزیع یکنواخت‌تر این خطوط، ظرفیت برشی سیستم بهبود می‌یابد. استفاده از این ظرفیت با بهبود عملکرد، به دو شیوه‌ی کلی امکان‌پذیر است:

- استفاده از شبکه‌های فلزی به‌عنوان سخت‌کننده به‌منظور تقویت جانبی، که به ورق فلزی متصل می‌شود (SSW)؛
- استفاده از پوشش بتنی پیش‌ساخته یا درجا، به‌منظور به تأخیر انداختن کمانش، که با برش‌گیر به ورق فلزی متصل می‌شود (C-SPW).

مطالعات پیشین

طی ۲۰ سال اخیر، در آمریکای شمالی و ژاپن تحقیقات قابل ملاحظه‌ی درخصوص روش مدل‌سازی و ارزیابی رفتار این دیوارها تحت بارهای رفت و برگشتی انجام

شده است. اگرچه داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از این نوع سیستم در دسترس است و تعداد زیادی از ساختمان‌های مهم نیز بر مبنای این سیستم سازه‌ی بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ی این سیستم در آیین‌نامه‌های لرزه‌ی موجود بسیار محدود است. در سال‌های ۱۹۷۳ و ۱۹۷۷ تعداد ۱۲ نمونه‌ی یک طبقه و ۲ نمونه‌ی دو طبقه از دیوار برشی فولادی مورد آزمایش قرار گرفت^[۱]. نمونه‌های یک طبقه حدود ۲٫۱ متر عرض، ۰٫۹ متر ارتفاع داشتند و شامل صفحات فولادی با ضخامت‌های مختلف بودند. نمونه‌ها به منظور ایجاد بیشترین برش خالص در پانل در امتداد مورب بارگذاری شدند. رفتار نمونه‌ها کاملاً شکل پذیر بود و رانندگی^۳ زوایا در بعضی قسمت‌ها متجاوز از ۰٫۱ رادیان بود. مقاومت برشی نمونه با دقت مناسب با معیار حد تسلیم فون میسر^۴ برای برش خالص به صورت $V_y = \frac{AF_y}{\sqrt{3}}$ تطبیق داشت. برای بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی در ساختمان‌های بلند، در سال ۱۹۷۳ دو نمونه‌ی آزمایش‌شده‌ی دو طبقه توسط تاکاناشی و همکاران مورد مطالعه قرار گرفتند که این نمونه‌ها در مقیاس واقعی ساخته شده بودند. ضخامت یکی از نمونه‌ها با بازشو برابر ۶ میلی‌متر، و ضخامت دیگری بدون بازشو برابر ۴٫۵ میلی‌متر بود. در مورد این نمونه‌ها نیز نتایج استفاده از مدل رفتاری فون میسر و مطالعاتی که بعدها (در سال‌های ۱۹۸۷ و ۱۹۹۱) در دانشگاه آلبرتا انجام شد، بسیار نزدیک به یکدیگر بودند. این محققان به این نتیجه رسیدند که روابط مرسوم برای تیورق‌ها می‌تواند در محاسبه‌ی سختی و مقاومت سخت‌کننده‌ی دیوار برشی مورد استفاده قرار گیرد^[۱].

در سال ۱۹۸۳ بر پایه‌ی مطالعات سایر محققان، معادله‌ی برای تعیین زاویه‌ی تمایل میدان کششی پیشنهاد، و دقت آن با برخی آزمایش‌ها کنترل شد^[۲]. سپس، محققان دانشگاه آلبرتا از طریق بارگذاری یکنواخت^۵ و چرخه‌ی^۶ آزمایش‌هایی بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده انجام دادند. نتایج این آزمایش‌ها نشان‌گر شکل‌پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم بود^[۳-۵].

در سال‌های ۱۹۹۴ و ۱۹۹۵ نیز با انجام مطالعات تجربی، رفتار دیوار برشی ساخته‌شده از فولاد با حد تسلیم محدود تحت بارگذاری تجربی مورد مطالعه قرار گرفت^[۱]. همچنین طی این سال‌ها نتایج مطالعه‌ی ۱۶ پانل برشی فولادی تحت بارگذاری قطری با/بدون گشایش گزارش شده است^[۷،۶]. این نمونه‌ها شامل صفحاتی فولادی بودند که در درون یک قاب مفصلی قرار می‌گرفتند. نتایج این تجربیات نشان داد که همه‌ی پانل‌ها شکل‌پذیری کافی دارند و چهار تکیه‌گاه، بارهای غیرخطی بزرگی را تحمل می‌کنند. شکل حلقه‌های هیستریزس در این تجربه نشان‌گر آن است که بدون کم‌ترین کاهش در مقاومت، ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها به بیش از ۷ می‌رسد. یکی از جنبه‌های جالب این برنامه‌ی آزمایشی بررسی اثر گشایش در مقاومت و سختی دیوار بود. این محققان به این نتیجه رسیدند که مقاومت و سختی با افزایش ابعاد بازشو به طور خطی کاهش می‌یابد^[۷،۶].

در سال ۱۹۹۳ نیز مجموعه مطالعاتی در خصوص دیوارهای برشی صفحه فولادی انجام گرفته است^[۸]. بخش تجربی این تحقیقات شامل ۶ نمونه دیوار سه طبقه و یک دهانه بود که بار چرخه‌ی در تراز بام به صورت افقی وارد می‌شد. مدل دیوارها با مقیاس ۱:۴ بدون سخت‌کننده بودند؛ اما این مطالعات نتوانست رفتار پس‌کمانشی ورق فولادی را توجیه و ضابطه‌ی خاصی برای آن ارائه دهد^[۸].

در سال ۱۹۹۸ محققین گزارشی از نتایج آزمایش بارگذاری چرخه‌ی بر روی یک مدل دیوار برشی چهار طبقه ارائه کردند^[۵]. مدل دیوار آزمایشی با مقیاس ۱:۲ ساخته شده بود که از طریق اتصال جوشی، صفحه‌ی فولادی با یک قاب خمشی ویژه تشکیل یک سیستم دوگانه را داده بود. پاسخ هیستریزس پانل طبقه‌ی اول از دیوار برشی نشان‌گر آن بود که در چرخه‌ی بیستم به دلیل فزونی تغییر شکل‌های بزرگ، کمانش موضعی ایجاد شده در بال ستون، در ادامه باعث شکست نمونه شده است.

با این وجود رفتار نمونه بیش از شکست بسیار شکل‌پذیر بوده است^[۳]. ساگی و یامادا (۱۹۹۶) نتایج آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ی و یکنواخت را روی ۱۴ دیوار برشی فولادی ارائه دادند. نمونه‌ها در مقیاس ۱:۱۰ و در دو طبقه بودند. قاب‌های مرزی از قاب‌هایی مرکب با مقطع فولادی I شکل که در مقاطع بتن آرمه‌ی مستطیل شکل محاط بودند، تشکیل شده بود. نتایج تحقیق بیان‌گر آن بود که کلیه‌ی نمودارهای هیستریزس نمونه‌ها به دلیل کمانش فشار قطری افت نسبی داشتند^[۱]. در سال ۱۹۹۶، مطالعاتی تحت عنوان «کاربرد فولاد با حد تسلیم پائین^۷ در دیوارهای برشی فولادی» برای سازه‌های بلندمرتبه انجام گرفت که نتایج حاصل از آن نشان‌گر افزایش ضریب شکل‌پذیری و ظرفیت باربری سیستم بود^[۱]. همچنین در سال‌های ۱۹۹۷ تا ۲۰۰۰ محققان دانشگاه UBC کانادا یک مجموعه آزمایش بارگذاری چرخه‌ی توسط میز لرزان روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی انجام دادند^[۱۳-۱۱] که در آن‌ها بارهای لرزه‌ی به دو مدل دیوار یک طبقه اعمال شدند. این نمونه‌ها در ترکیب با قاب خمشی اطراف خود یک سیستم دوگانه تشکیل می‌دادند. نمونه‌های یک طبقه تغییر شکل غیرخطی قابل ملاحظه‌ی با ضریب شکل‌پذیری حدود ۶ داشتند و میزان اضافه مقاومت در آن‌ها حدود ۱٫۵ بود. به باور این محققان نتایج عملکرد این دو نمونه‌ی یک طبقه نشان‌گر آن است که صفحات فولادی دیوار از طریق ایجاد مهارهای قطری طبقه که منجر به کم‌شدن دوران در محل اتصال تیر به ستون می‌شود، نیاز به استفاده از عملکرد مقاومتی قاب خمشی را کاهش می‌دهد. دو مطالعه‌ی مستقل نیز در سال‌های ۱۹۹۸ تا ۲۰۰۱ در دانشگاه برکلی پیرامون رفتار دیوارهای برشی فولادی معمولی و دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته است که دو سازه ۳ طبقه با مقیاس ۱:۲ تحت بارهای چرخه‌ی قرار گرفتند. هدف از این اقدام تعیین و تبیین توصیه‌های طراحی لرزه‌ی در این زمینه بود که مقادیری برای ضریب رفتار این سیستم‌ها نیز ارائه شده است. نتایج تحقیقات فوق در قالب دو گزارش آزمایشگاهی مجزا، نشان‌گر عملکرد بسیار مناسب دیوار برشی فلزی و همچنین قابلیت‌های بالای دیوار برشی مرکب در افزایش ضریب شکل‌پذیری و کنترل نحوه‌ی تشکیل میدان کشش قطری داشت.

در این سیستم مقاوم برشی که در آن علاوه بر صفحه‌ی فولادی از یک لایه‌ی بتنی نیز بر روی صفحه‌ی فلزی استفاده می‌شود، صفحه‌ی بتنی با استفاده از برش‌گیرها به صفحه‌ی فلزی متصل شد. طبق نتایج منتشره، وجود لایه‌ی بتنی موجب توزیع مناسب‌تر تنش‌های حاصله در صفحه‌ی فولادی شده و متعاقب آن، خطوط کشش قطری در محدوده‌ی وسیع‌تری تشکیل می‌شود. این رفتار موجب بهبود عملکرد سیستم و افزایش ظرفیت برشی دیوار فلزی می‌شود.

در آزمایش انجام‌شده بر دیوار برشی مرکب، دو سیستم مجزا که در یکی درز بین لایه‌ی بتنی و قاب دیوار برشی و در دیگری بدون درز پیرامون لایه‌ی بتنی قرار داده شده بود، مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج نشان‌دهنده‌ی افزایش ظرفیت برشی و پایداری بیشتر حلقه‌های هیستریزس در نمونه‌ی با درز بود^[۱۳-۱۵].

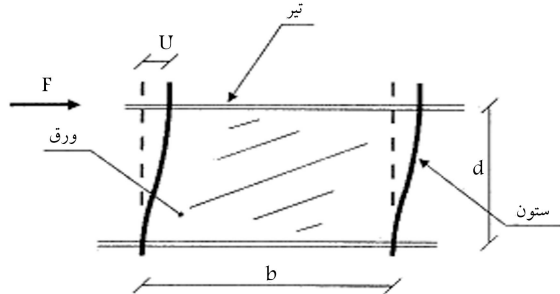
عملکرد ورق فولادی و روابط سختی - مقاومت

ورق‌های فولادی تحت اثر فشار (مانند شرایط برش خالص)، رفتاری مشابه رفتار ستون‌ها دارند و رابطه‌ی اساسی کمانش برای آنها مشابه رابطه‌ی کمانش اوپلر برای ستون‌ها است^[۱۶].

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (1)$$

جدول ۲. مجموع تغییر مکان‌های جانبی برشی و خمشی طبقات برای دیوار برشی فولادی تقویت شده.

تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)
۱۸,۳۳	۳	۵,۷۱	۱
۲۳,۴۹	۴	۱۲,۱۵	۲



شکل ۲. پانل دیوار برشی فولادی به صورت یک طبقه‌ی مجزا [۱۷].

رابطه‌های ۲ تا ۷ قابل ترسیم است:

$$\tau_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2)$$

$$K = 5,35 + 4\left(\frac{b}{d}\right)^2 \text{ برای } \frac{d}{b} \geq 1 \quad (3)$$

$$K = 5,35\left(\frac{b}{d}\right)^2 + 4 \text{ برای } \frac{d}{b} \leq 1 \quad (4)$$

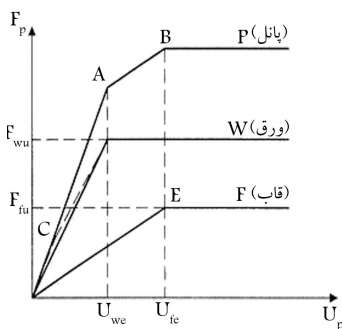
$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr}\sigma_{ty} \sin 2\theta + \sigma_{ty}^2 - \sigma_c^2 = 0 \quad (5)$$

$$F_{wu} = bt(\tau_{cr} + \frac{1}{3}\sigma_{ty}) \quad (6)$$

$$U_{wu} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E}\right)d \quad (7)$$

در این رابطه‌ها b دهانه‌ی پانل، d ارتفاع پانل، E ضریب ارتجاعی، μ ضریب پواسون، G ضریب ارتجاعی برشی، τ_{cr} تنش برشی حد کمانش، F_{wu} بار برشی نهایی، U_{we} تغییر مکان برشی حد کشسانی و σ_c تنش حد جاری شدن ورق فولادی هستند. همچنین σ_{ty} تنش حد جاری شدن میدان کششی به وجود آمده در ورق فولادی است [۱۷، ۱۸].

نمودار بار - تغییر مکان برشی قاب با فرض گیردار بودن اتصال بین تیرها و



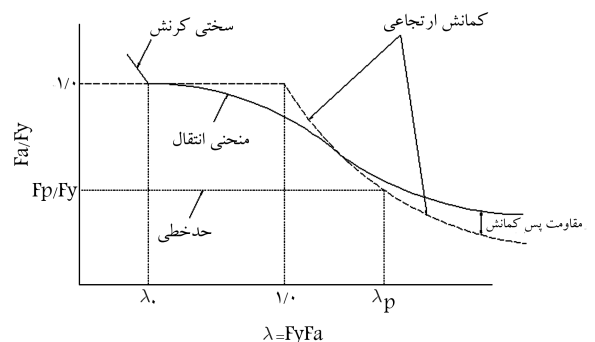
شکل ۳. نمودار بار - تغییر مکان برشی پانل [۱۷].

در این رابطه، k ضریب ثابتی است که بستگی به نوع تنش، شرایط لبه‌های ورق و نسبت طول به عرض آن دارد؛ μ ضریب پواسون؛ $\frac{b}{t}$ نسبت عرض به ضخامت ورق و F_{cr} نیروی بحرانی کمانش ورق است. به‌ازاء مقادیر کم $\frac{b}{t}$ تنش‌های پسماند یا عیوب موجود در قطعه سبب بروز کمانش غیرارتجاعی قطعه می‌شوند و تنش‌های نهایی غیرارتجاعی خواهد بود. برای مقادیر بزرگ $\frac{b}{t}$ ، کمانش قطعه طبق رابطه‌ی ۱ اتفاق خواهد افتاد. مقاومت واقعی ورق‌ها به‌ازاء مقادیر بالای $\frac{b}{t}$ بیشتر از مقاومت کمانشی آنها است؛ به عبارت دیگر، در ورق‌ها مقاومت پس از کمانش قطعه به وجود می‌آید. در واقع این مقاومت پس‌کمانشی پس از جلوگیری از بروز کمانش رخ می‌دهد. به‌دنبال این جلوگیری، مقاومت فشاری مقطع از طریق عملکرد میدان کششی ایجادشده در ورق تا لحظه‌ی تسلیم کششی آن ادامه می‌یابد. بنابراین استفاده‌ی بهینه از این قابلیت مهم در بالا بردن مقاومت نهایی برشی ورق بسیار مؤثر است. (شکل ۱)

به‌منظور بررسی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی به روش سختی - مقاومت، با توجه به این که تحلیل دیوار برشی فیزی براساس فرض صلبیت طبقات انجام می‌شود، محاسبات بدون توجه به سختی تیرهای میانی انجام شده [۱۸، ۱۷، ۷]. تغییر مکان جانبی طبقات که از مجموع تغییر مکان‌های برشی و خمشی به دست می‌آید، برای دو حالت بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده (تقویت‌شده) محاسبه و در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. این نتایج مطابق روش سختی - مقاومت که براساس جداسازی قاب و صفحه‌ی فولادی دیوار برشی و سپس جمع آثار نیرو پیشنهاد شده [۶]، توسط مؤلف محاسبه شده است.

با توجه به جدول‌های ۱ و ۲ مشاهده می‌شود، تغییر مکان جانبی دیوار برشی فولادی تقویت‌شده کم‌تر از دیوار برشی بدون سخت‌کننده بوده و افزایش تغییر مکان جانبی در هر دو سیستم یادشده، با بالاتر رفتن طبقات سیر مشابهی طی می‌کند. در این روش برای محاسبه‌ی تغییر مکان‌های برشی، یک پانل برشی فولادی به‌عنوان یک طبقه‌ی مجزا مطابق شکل ۲ در نظر گرفته می‌شود و چنان که در شکل ۳ نشان داده شده است، نمودار بار - تغییر مکان برشی آن برای ورق فولادی و قاب به تفکیک تعیین شده و سپس با جمع آثار آنها، نمودار بار - تغییر مکان برشی کل پانل به دست می‌آید.

نمودار بار-تغییر مکان برشی ورق فولادی قبل از کمانش و بعد از آن به‌کمک



شکل ۱. افزایش مقاومت ناشی از اثر پس کمانش [۶].

جدول ۱. مجموع تغییر مکان‌های جانبی برشی و خمشی طبقات برای دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده.

تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)	تغییر مکان جانبی (mm)
۲۰,۸۷	۳	۶,۶۸	۱
۲۶,۴۲	۴	۱۳,۹۹۹	۲

ستون‌ها، و با استفاده از روابط ۸ و ۹ قابل محاسبه و ترسیم است:

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad (8)$$

$$U_{fe} = \frac{M_{fp}d^r}{6EI_f} \quad (9)$$

که در آنها M_{fp} گشتاور خمیری ستون‌ها، I_f گشتاور اینرسی ستون‌ها، F_{fu} بار برشی نهایی، و U_{fe} تغییر مکان برشی حد کشسانی قاب هستند.

ساخت مدل

به منظور ارزیابی عملکرد دیوار برشی فلزی و مرکب (با توجه به بررسی اثر صلبیت تیرهای میانی، بررسی تأثیر اتصال تیر به ستون بر رفتار دیوارهای برشی فولادی و نیز بررسی اثر تغییرات ضخامت پوشش بتنی و تغییر فاصله‌ی برش‌گیرها بر عملکرد دیوارهای برشی مرکب) با در نظر گرفتن پارامترهای طراحی، چندین نمونه با مشخصات هندسی و شرایط مرزی زیر برای حالت‌های مختلف، مدل‌سازی و تحلیل شده است. (شکل ۴)

فرضیات در نظر گرفته شده برای تحلیل مدل‌ها عبارت‌اند از:

- نمونه‌ها در تراز تحتانی خود در همه‌ی جهات، و ستون‌ها در جهت خارج از صفحه مقیدند.
- از اصطکاک میان فولاد و بتن در مدل‌ها صرف نظر شده است.
- رفتار فولاد مصرفی اعم از ورق، تیرها و ستون‌ها و میلگردهای درون بتن دوخطی فرض شده است.
- مقاومت ۲۸ روزه بتن، ۲۱ مگا پاسکال و تنش حد تسلیم فولاد ۲۳۵ مگا پاسکال فرض شده است. (جدول ۳)

جدول ۳. مشخصات فولاد مصرفی.

نوع قطعه	حد جاری شدن KN/mm ²	ضریب ارتجاعی KN/mm ²	ضریب پواسون
تیرها، ستون‌ها، ورق فولادی	۲۳۵	۲۰۶	۰٫۳

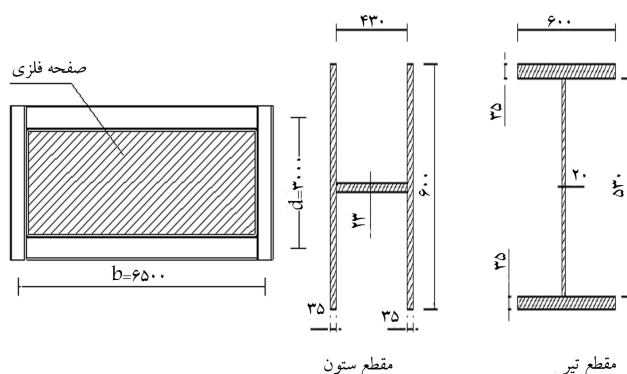
کالیبره کردن مدل تحلیلی با مدل آزمایشگاهی

به منظور اعتبارسنجی مدل و روش تحلیلی، دو نمونه‌ی آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه آلبرتا کانادا و برکلی ایالات متحده آمریکا انتخاب، و مدل‌های عددی آن ساخته شد [۱۹].

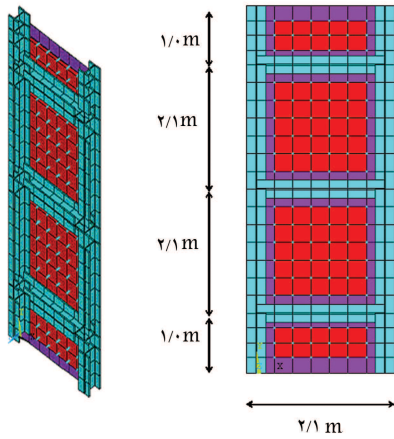
کالیبراسیون مدل آلبرتای کانادا

اولین آزمایش مورد نظر روی یک دیوار برشی چهارطبقه مطابق شکل ۵ در دانشگاه آلبرتا انجام یافته و نتایج آن منتشر شده است. نمونه‌ی مورد آزمایش به صورت چهارطبقه، تحت بار جانبی در تراز تیرهای طبقات و دو بار متمرکز بر روی تیر فوقانی قرار داشت. بارگذاری نمونه به صورت نیمه‌استاتیکی انجام شده و جابه‌جایی طبقات و تنش صفحات ثبت شد. (شکل ۶)

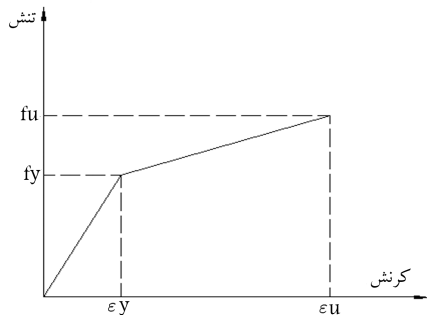
نتایج تحلیل‌های انجام یافته به روش سختی - مقاومت، مقدار جابه‌جایی در تراز تیر بالاترین طبقه را معادل ۲۹٫۶ میلی‌متر نشان می‌دهد. در این مورد نتیجه‌ی آزمایش



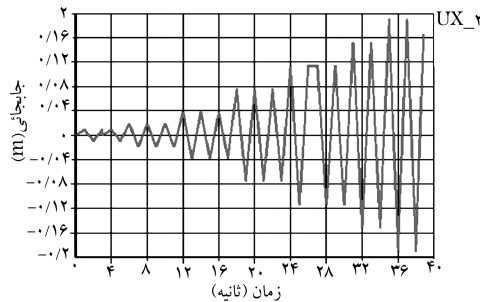
شکل ۴. ابعاد نمونه (تمام ابعاد به میلی‌متر است) [۱۸].



شکل ۷. مدل اجزاء محدود بر اساس نمونه آزمایش شده [۲۰].



شکل ۸. مدل رفتاری فولاد مصرفی مدل نرم افزاری [۱۹].



شکل ۹. تاریخچه‌ی بارگذاری تغییر مکانی [۱۹].

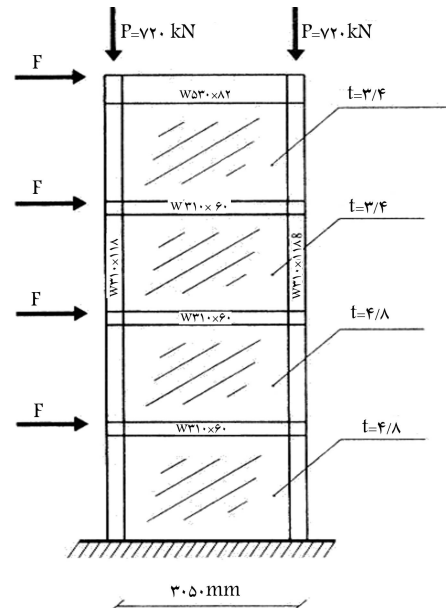
- تیر و ستون از پروفیل های W.

مشخصات مکانیکی بولت‌ها و برش‌گیرها نیز عبارت است از:

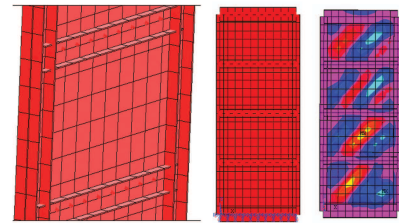
- بتن مسلح با مقاومت ۲۸ روزه، ۲۸ مگاپاسکال با میزان آرماتور ۰/۹۲ درصد حجم بتن؛

- بارگذاری: بارگذاری به صورت متناوب و مشابه مدل آزمایشی در تراز فوقانی مدل اعمال شده است. (شکل ۹)

پس از انجام تحلیل های مربوطه، منحنی های هیستریزس مطابق با شکل های ۱۰ و ۱۱ تهیه شده و با نمودارهای ارائه شده‌ی حاصل از مطالعات تجربی مقایسه می‌شود. بار اعمال شده در تحلیل استاتیکی غیر خطی معادل ۶۵۰ کیلو نیوتن است که در طول تیر فوقانی مدل‌ها به‌طور مساوی توزیع شده‌است. این مقدار بار به‌روش سعی و خطا برای دیوار برشی فولادی به دست آمده است، به‌نحوی که ورق را وارد مرحله‌ی



شکل ۵. نمونه‌ی آزمایش دانشگاه آلبرتا [۱۸].



شکل ۶. تغییر شکل کمانشی صفحه‌ی فولادی و نحوه‌ی مش‌بندی و شرایط حادی مدل آزمایش شده در دانشگاه آلبرتا [۱۸].

برای خیز جانبی عدد ۳۰ میلی‌متر را گزارش کرد. مدل اجزاء محدود ساخته شده توسط مؤلف نیز عدد ۲۸/۸۰ میلی‌متر را در تراز مربوطه ارائه داد که مطابق آزمایش امکان کمانش صفحه وجود داشت. در مدل نرم افزاری، کمانش جانبی برای صفحه‌ی فولادی امکان پذیر بوده و تیر طبقات به‌منظور جابه‌جایی در راستای عمود بر صفحه مقید شده بودند. این نتایج خود حکایت از دقت بالای تحلیل کلاسیک و مدل اجزاء محدود دارد و نشان‌گر کالیبراسیون بالای این روش است.

کالیبراسیون مدل دانشگاه برکلی آمریکا

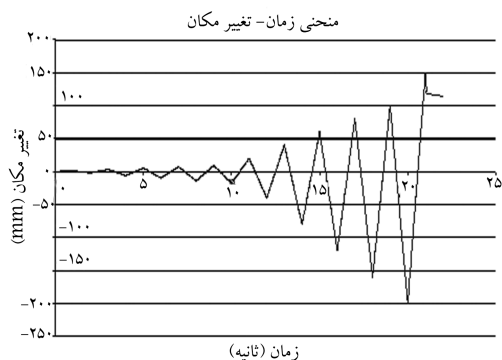
در این قسمت برای مقایسه‌ی نتایج مطالعات آزمایشگاهی با نتایج تحلیل های عددی، دیوار برشی مرکبی که در سال ۲۰۰۲ میلادی در دانشگاه برکلی مورد آزمایش قرار گرفت [۱۵]، با استفاده از نرم افزار ANSYS مدل شده است. (شکل ۷)

مشخصات مصالح به کار رفته در ساخت مدل مطابق جدول ۴ است:

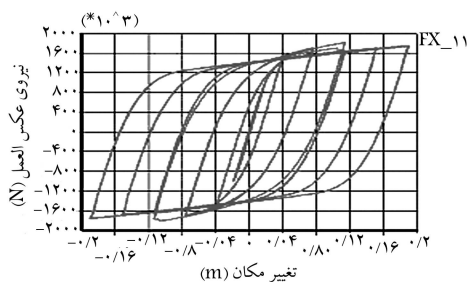
- ورق فولادی به ضخامت ۴/۹ میلی‌متر با مدل رفتاری (شکل ۸):

جدول ۴. مشخصات مصالح مصرفی.

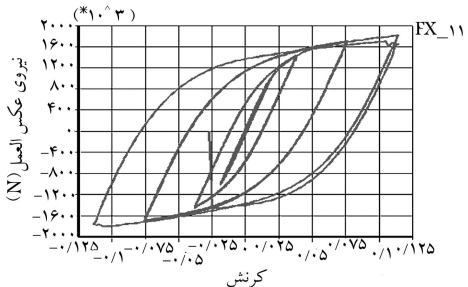
	ϵ_u	ϵ_y	$f_u (\frac{N}{m^2})$	$f_y (\frac{N}{m^2})$	μ	$E (\frac{N}{m^2})$	
ورق	۰/۲۸	۱/۲۴۱e-۳	۳/۹۹۹e۸	۲/۴۸۲e۸	۰/۳	۱/۹۹۹e۱۱	
تیر و ستون	۰/۲۲	۱/۷۲۴e-۳	۵/۱۰۰e۸	۳/۲۴۷e۸	۰/۳	۱/۹۹۹e۱۱	
بولت و برش‌گیر	۰/۲۲	۰/۲۸۹e-۲	۸/۰۰۹e۸	۵/۷۸۶e۸	۰/۳	۱/۹۹۹e۱۱	



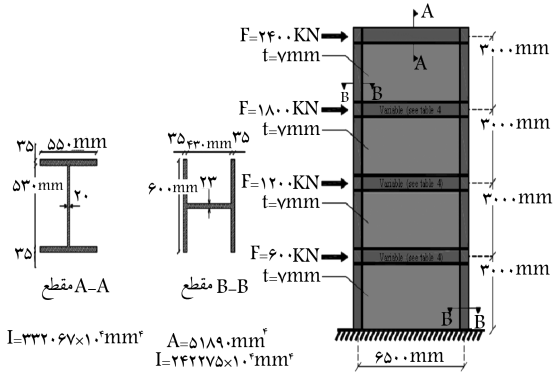
شکل ۱۰. منحنی هیستریزیس نیرو - تغییر مکان تحلیلی [۱۹].



شکل ۱۱. منحنی هیستریزیس نیرو - کرنش تحلیلی [۱۹].



شکل ۱۲. منحنی هیستریزیس نیرو - تغییر مکان نسبی طبقه همکف-نمونه دارای فاصله در پیرامون دیوار بتنی



شکل ۱۳. بارگذاری متناوب [۱۹].

۱. به دلیل نبود اطلاعات لازم در مورد تکیه‌گاه‌های فوقانی و تحتانی در مدل تحلیلی، ورق فلزی در بالا و پایین مقید شده و تیر برای این ترازها مدل نشده است.

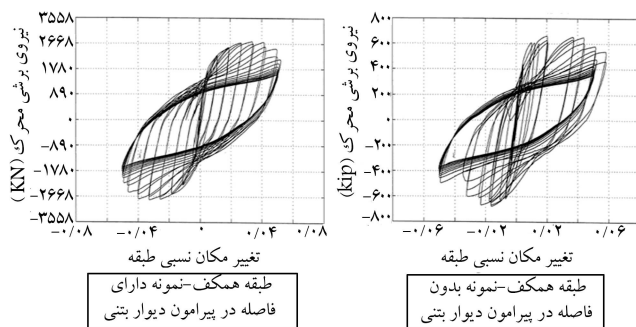
۲. به دلیل نامشخص بودن تاریخچه‌ی زمانی بارگذاری، تفاوت در بارگذاری اعمال شده بر روی مدل تا حدودی محتمل است.

۳. برای ساده‌سازی مدل کردن دیوار برشی بدون درز، فاصله‌ی بتن از طرفین ۳۰۰ میلی‌متر است که این خود باعث کاهش مقاومت نهایی برشی نمونه شده است. این فاصله در مدل آزمایش شده ۳۰ میلی‌متر است.

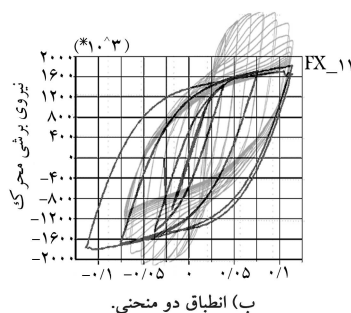
۴. با توجه به این که رفتار مصالح فلزی به صورت دوخطی در مدل لحاظ شده طبعاً دارای اختلاف با رفتار واقعی مصالح به‌کار رفته در آزمایش است. در مدل‌سازی انجام‌شده، بارگذاری متناوب تغییر مکانی مطابق شکل ۱۳ و ابعاد نمونه‌های ساخته شده مطابق شکل ۱۴ می‌باشد.

اثر صلبیت تیرهای میانی

برای بررسی اثر صلبیت تیرهای میانی بر رفتار دیوار برشی فولادی و مرکب، یک قاب چهارطبقه مورد مطالعه قرار گرفته است. در دیوار مذکور ستون‌ها و تیرهای انتهایی به‌نوعی طراحی شده‌اند که پاسخ‌گوی نیروهای وارده از طرف ورق تا حد جاری شدن آن باشند، ولی بارهای وارده به قاب تا حد کشسانی ورق فولادی است. در محاسبات فوق برای بررسی اثر صلبیت این تیرها بر رفتار دیوارهای تقویت‌شده (با شبکه‌ی فولادی سخت‌کننده) و بدون تقویت، یک‌بار محاسبات با فرض کماتش ورق و تشکیل میدان کشش قطری، و بار دیگر براساس عدم کماتش ورق انجام شده



الف) پاسخ نیروی برشی - تغییر مکان نسبی در هر دو نمونه در مدل آزمایش شده در دانشگاه برکلی [۱۱]



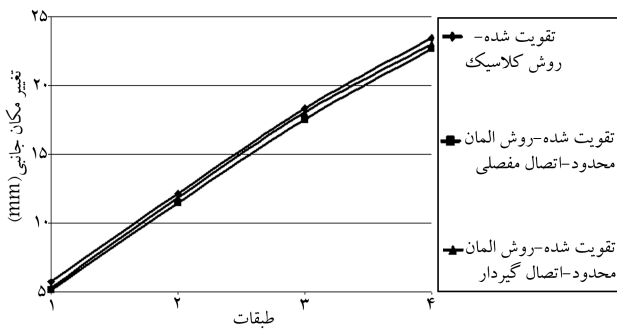
شکل ۱۴. منحنی بار جابه‌جایی نمونه‌ها.

خمیری می‌کند. ابعاد نمونه نیز چنان در نظر گرفته شده است که عمدتاً رفتار برشی دیوار مورد بررسی گرفته و عملکرد خمشی دیوار تأثیر چندانی بر روند تغییرات و توزیع میدان کششی ایجاد شده در ورق فولادی نداشته باشد.

منحنی هیستریزیس تحلیلی با منحنی ارائه‌شده در شکل ۱۲ به خوبی مطابقت دارد. با این که سعی شده بیشترین نزدیکی در مدل‌سازی ایجاد شود، در چند مورد بین مدل آزمایش شده و مدل تحلیلی تفاوت وجود دارد.



شکل ۱۷. نمودار تغییر مکان جانبی دیوار برشی فولادی تقویت نشده [۱۹].



شکل ۱۸. نمودار تغییر مکان جانبی دیوار برشی فولادی تقویت شده [۱۹].

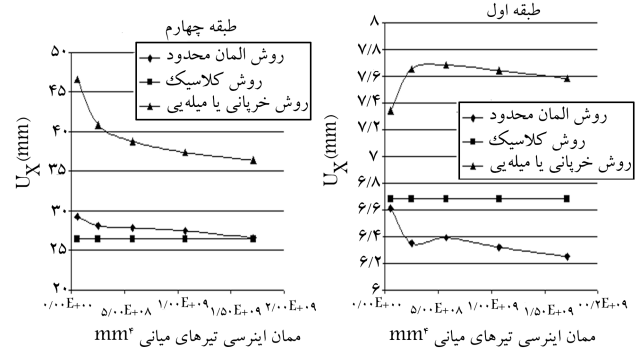
کشسانی ورق فولادی است. در محاسبات فوق برای بررسی اثر اتصال مفصلی بین تیر و ستون در تیرهای میانی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با شبکه‌ی فولادی و بدون آن، یک بار محاسبات با فرض کمانش ورق و تشکیل میدان کشش قطری، و بار دیگر براساس عدم کمانش ورق انجام شده است. همچنین برای حصول اطمینان از نتایج، محاسبات به سه روش متداول در رابطه با دیوارهای برشی فولادی -- روش جایگزینی ورق با میله، روش اجزاء محدود و روش کلاسیک -- انجام شده که نتایج حاصله به صورت جابه‌جایی عرضی طبقات در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است.

در این نمودارها تغییر مکان جانبی طبقات دیوار برشی فولادی، در دو حالت بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده به روش‌های سختی - مقاومت و روش اجزاء محدود با توجه به نوع اتصال تیر به ستون نمایش داده شده است. با توجه به نمودارهای فوق مشاهده می‌شود که نوع اتصال تیر به ستون در دیوار برشی فولادی تقویت نشده مؤثر است ولی در حالت با سخت‌کننده، در عملکرد سیستم بی‌تأثیر است. همچنین نتایج روش سختی و مقاومت، به دلیل عدم دخالت نوع اتصال در روابط، در هر دو حالت بر یکدیگر منطبق است.

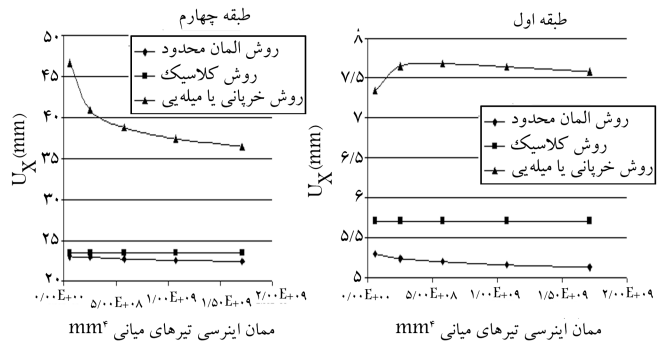
ارزیابی تأثیر تغییرات فاصله‌ی برش‌گیرها در دیوار

برشی مرکب

برای بررسی اثر فاصله بین برش‌گیرها در رفتار دیوار برشی مرکب، مدل‌های متعددی مورد مطالعه قرار گرفتند. در این ارزیابی، لایه‌ی بطنی توسط برش‌گیرها به صفحه‌ی فولادی متصل شد و اثر تغییر فاصله بین برش‌گیرها با انتخاب ۷ فاصله‌ی مختلف مورد بررسی قرار گرفت (جدول ۵). بارگذاری اعمال شده در دو حالت چرخه‌ی و استاتیکی یکنواخت بوده است. برای مدل‌سازی رفتار واقعی این دیوارها، نیاز به



شکل ۱۵. نمودار تغییر مکان جانبی طبقات اول و چهارم دیوار برشی فولادی تقویت نشده (به ترتیب از بالا روش اجزاء محدود، کلاسیک، خرپا) [۱۸].



شکل ۱۶. نمودار تغییر مکان جانبی طبقات اول و چهارم دیوار برشی فولادی تقویت شده (به ترتیب از بالا روش اجزاء محدود، کلاسیک، خرپا) [۱۸].

است. همچنین برای اطمینان یافتن از نتایج، محاسبات به سه روش متداول مربوط به دیوارهای برشی فولادی -- روش جایگزینی ورق با میله، روش اجزاء محدود، و روش کلاسیک -- انجام و نتایج حاصله در قالب «تغییر مکان جانبی طبقات» مقایسه شده است.

در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ تغییر مکان جانبی طبقات اول و چهارم دیوار برشی فولادی را در دو حالت بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده متناسب با تغییرات گشتاور اینرسی تیرهای میانی ارائه شده است.

با توجه به نمودارهای فوق، کاملاً مشخص است که نتایج مدل‌سازی به روش خرپایی، اختلاف زیادی با نتایج روش سختی - مقاومت و نیز روش اجزاء محدود دارد و به هیچ عنوان نمی‌توان از آن برای شبیه‌سازی رفتار این گونه سیستم‌ها استفاده کرد. این اختلاف به دلیل عدم توزیع مناسب تنش در قاب و نبود صفحه‌ی فولادی و تمرکز نیروها در اعضای قطری است. ضمناً این نتایج نشان‌دهنده‌ی تطابق مناسب دو روش سختی - مقاومت و اجزاء محدود هستند.

تأثیر نوع اتصال تیر به ستون

برای بررسی اثر اتصال مفصلی بین تیر و ستون در تیرهای میانی بر رفتار دیوار برشی فولادی، همان قاب چهارطبقه‌ی حالت قبل مورد مطالعه قرار گرفته است. در دیوار یادشده ستون‌ها و تیرهای انتهایی به نحوی طراحی شده‌اند که پاسخ‌گوی نیروهای وارده از طرف ورق تا حد جاری شدن آن باشند، ولی بارهای وارده به قاب تا حد

جدول ۵. ضخامت، تغییرات فاصله میان برش‌گیرها و ابعاد تیر میانی در مدل‌سازی‌ها.

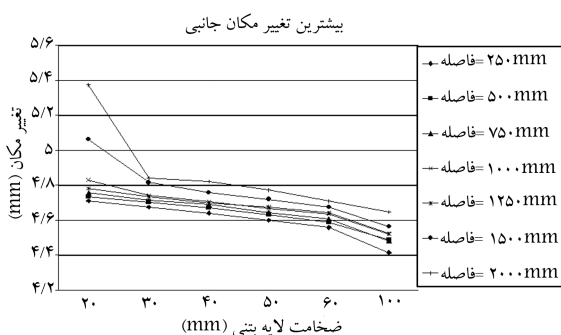
۱۰۰ - ۶۰ - ۵۰ - ۴۰ - ۳۰ - ۲۰	مقادیر ضخامت پوشش بتنی (mm)
۲۵۰ - ۵۰۰ - ۷۵۰ - ۱۰۰۰ - ۱۲۵۰ - ۱۵۰۰ - ۲۰۰۰	مقادیر فاصله بین برش‌گیرها (mm)
IPB۶۰۰ - IPB۵۰۰ - IPB۴۰۰ - IPB۳۰۰ - IPB۲۰۰	صلبیت تیر میانی

جانمایی بیشینه‌ی دیوار برشی مرکب چوب-بتنی چندان تأثیری ندارد ولی در کنترل نحوه و میزان تغییر مکان خارج از صفحه‌ی این سیستم بسیار مؤثر است. همچنین در ضخامت ۲۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی، از یک حد مشخص به بعد به دلیل نازک بودن ضخامت لایه‌ی بتنی، بتن خرد می‌شود و در شیب نمودار مربوطه تغییر شیب ناگهانی ایجاد می‌شود.

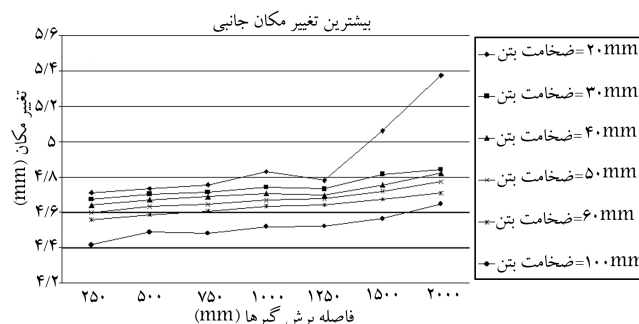
ارزیابی تأثیر تغییرات ضخامت پوشش بتنی در دیوار برشی مرکب

با توجه به تنوع موجود در تحقیق، جمعاً ۴۲ مدل دیوار که در آنها ضخامت پوشش بتنی و فاصله‌ی میان برش‌گیرها متغیر بودند، مطابق جدول ۵ انتخاب و تحلیل شدند. برای بررسی اثر ضخامت پوشش بتنی در رفتار دیوار برشی مرکب، مطابق بند ۹، مدل‌هایی با ضخامت‌های مختلف پوشش بتنی انتخاب و تحلیل شدند. نتایج حاصل از این تحلیل، به صورت نمودارهایی که بیشترین جابه‌جایی جانبی و جابه‌جایی خارج از صفحه را برحسب ضخامت پوشش بتن‌آرمه نشان می‌دهد، در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ ارائه شده است.

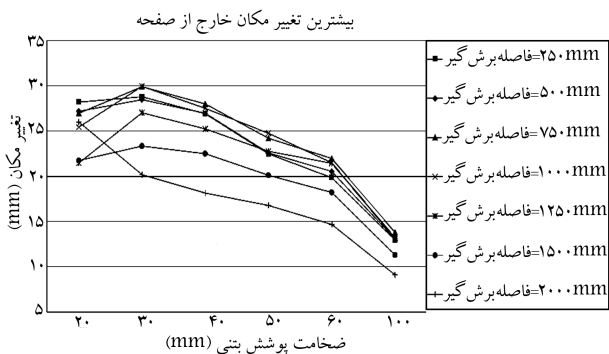
انتخاب یک مدل رفتاری مناسب با در نظر گرفتن عملکرد غیرخطی مصالح، اثر ترک و خردشدگی بتن با امکان تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی است. انتخاب ابعاد و مشخصات فوق‌مبتنی بر رعایت شکل مودهای شکست سیستم بود، به طوری که مطابق آیین‌نامه‌ی AISC و نیز توصیه‌های ارائه‌شده، خرابی در اثر مودهای شکست نرم اتفاق بیفتد. برای رسیدن به این فرض، ابعاد تیر و ستون و همچنین ضخامت صفحه‌ی فولادی و لایه‌ی بتنی به نحوی طراحی شد که خرابی در اثر تسلیم صفحه‌ی فولادی شروع شده و به ترتیب به تیر، اتصال و در نهایت به ستون برسد. فاصله بین برش‌گیرها نیز از کم‌ترین مقدار ممکن، با توجه به شرایط اجرایی، شروع شده و به سمت بیشترین مقدار معقول برای تأثیرگذاری بر رفتار سیستم افزایش می‌یابد. همچنین صلبیت تیرهای میانی نیز بر همین اساس از کم‌ترین شماره‌ی پروفیل موجود تا بیشترین آن انتخاب شد. ضخامت لایه‌ی بتن‌آرمه از ضخامت ۲۰ میلی‌متر تا بیشترین مقدار منطقی با توجه به ابعاد دیوار و کاربری آن انتخاب شد. در کلیه‌ی مدل‌ها در جهت مشابهت با نمونه‌های تجربی، درز در محیط لایه‌ی بتنی پیش‌بینی شد. نتایج تحلیل در شکل‌های ۱۹ و ۲۰ به صورت نمودارهایی که بیشترین جابه‌جایی جانبی و جابه‌جایی خارج از صفحه را متناسب با تغییر فاصله بین برش‌گیرها ارائه می‌دهد، نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های ۱۹ و ۲۰، افزایش فاصله بین برش‌گیرها در میزان تغییر مکان



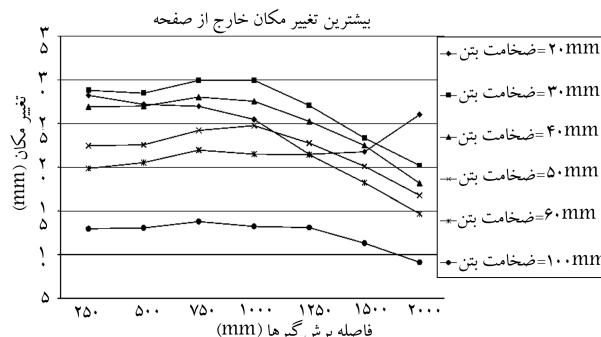
شکل ۲۱. تغییرات تغییر مکان جانبی برحسب ضخامت پوشش بتنی [۱۹].



شکل ۱۹. نمودار بیشترین تغییر مکان جانبی براساس تغییر در فاصله میان برش‌گیرها [۱۹].



شکل ۲۲. تغییرات تغییر مکان خارج از صفحه برحسب ضخامت پوشش بتنی [۱۹].



شکل ۲۰. نمودار بیشترین تغییر مکان خارج از صفحه براساس تغییر در فاصله‌ی میان برش‌گیرها [۱۹].

جدول ۶. نتایج تحلیل اجزای محدود دیوار برشی فولادی توسط SAP2000 و رابطه‌ی سختی‌ها در بخش کشسانی.

نتایج $K_{Panel} = K_{Plate} + K_{Fram}$	سختی $K = \frac{F}{\Delta}$ (KN/mm)	تغییر مکان جانبی در راستای بار (mm) Δ	بار جانبی اعمالی F (KN)	جزء سازه‌یی
$751/9 + 199/28 = 951/2$	751,9	6,65	5000	صفحه‌ی فولادی
	199,28	25,09	5000	قاب محیطی
۱۲٪ درصد اختلاف	952,4	5,25	5000	پانل دیوار برشی فولادی
$(951,2/511,7) * 100 = 186\%$	511,7	9,77	5000	پانل مهاربندی ضربدری

جدول ۷. مقایسه هزینه‌ی ساخت نمونه‌ها.

مشخصات ابعادی (mm)	وزن (kg)	برآورد هزینه (ارقام به هزار ریال)	سختی (KN/mm)
$500 \times 3000 \times 4500$	۱۶۸۷۵	۳۳۷۵	۴۴۶۱,۱۵
$150 \times 3000 \times 4500$	۵۰۶۲,۵	۱۰۱۲,۵	۱۳۳۸,۱۵
$10 \times 3000 \times 4500$	۱۰۶۰	۷۴۲۰	۷۷۳,۲۱
$10 \times 3000 \times 4500$	۱۲۰۶,۵	۸۴۴۵,۵	۱۰۷۵,۶

شکل‌پذیری دیوار برشی فولادی، معادل ۹/۴۲ تعیین شد^[۱۸]. از مقایسه‌ی اعداد ارائه شده در جدول ۶ مشخص می‌شود که روش جمع آثار نیرو برای قاب، صفحه و پانل دیوار برشی فولادی، صحیح است و میزان خطای ناشی از این فرض با واقعیت، حدود ۱۲٪ درصد است.

براساس این نتایج، تغییر ضخامت پوشش بتنی تأثیر اندکی در تغییر مکان جانبی بیشینه‌ی دیوار برشی مرکب دارد اما در کنترل تغییر مکان خارج از صفحه‌ی سیستم مرکب بسیار مؤثر است. همچنین در ضخامت کم‌تر از ۳۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی، رفتار لایه‌ی بتن آرمه نامنظم است که نشان‌گر خرد شدن لایه در چنین ضخامتی است.

مقایسه‌ی هزینه‌ی ساخت

برای ارزیابی هزینه‌ی ساخت، سه سیستم دیوار برشی بتن مسلح و دیوار برشی فلزی با/بدون سخت‌کننده مورد بررسی قرار گرفته است. ابعاد قاب دیوار برشی بتن آرمه مشابه دیوار برشی فلزی است اما، با استفاده از روابط ویتنی و نیز معادل‌سازی سختی‌ها، ضخامت معادل صفحه‌ی فولادی برای دیوار برشی بتن آرمه تعیین شده است. طراحی مدل‌ها نشان می‌دهد که کم‌ترین ضخامت دیوار برشی بتن آرمه نیروی که دیوار برشی فلزی براساس آن طراحی شده است، برابر ۵۰ میلی‌متر است. برای مقایسه‌ی اقتصادی سیستم‌ها نیز با استفاده از فهرست بها و وزن مصالح مورد نیاز می‌توان تفاوت هزینه‌ی مصالح مصرفی را به دست آورد (جدول ۷).

رابطه‌ی بین سختی‌های اجزاء پانل و مقایسه با مهاربند

ضربدری

در حالت کلی، پانل دیوار برشی فولادی متشکل از صفحه‌ی فولادی و قاب محیطی است. در این بخش سعی می‌شود تا ارتباط بین سختی صفحه‌ی فولادی و قاب فولادی محیطی و پانل دیوار برشی فولادی در بخش کشسانی به دست آید. در تخمین اولیه به نظر می‌رسد که سختی پانل معادل مجموع سختی‌های صفحه و قاب است. اثبات این موضوع به کمک نرم‌افزار SAP2000 و نیز از طریق مدل‌سازی صفحه‌ی فولادی و قاب محیطی، پانل دیوار برشی فولادی، اعمال نیروی جانبی و تعیین تغییر مکان جانبی در راستای نیروی فوق، و در نهایت محاسبه‌ی سختی‌های هر جزء انجام گرفت (جدول ۶).

به منظور ارزیابی بهتر و مقایسه‌ی سختی دیوار برشی فولادی با سایر سیستم‌های مهاربند جانبی، یک سیستم مهاربند ضربدری که سختی قابل ملاحظه‌ی داشته انتخاب و تحلیل شد، و سپس سختی این دو سیستم با یکدیگر مقایسه شد. ابعاد قاب مدل‌شده برای مهاربند ضربدری کاملاً مشابه قاب دیوار برشی فولادی است و ابعاد مهارهای قطری، با معادل‌سازی سختی برشی صفحه‌ی فولادی در اثر تشکیل میدان کشش قطری با سختی محوری مهاربند ضربدری به دست آمده است. مقایسه‌ی نتایج نشان‌گر آن است که سختی سیستم دیوار برشی فولادی در حدود ۸۶ درصد بیشتر از سختی سیستم مهاربند ضربدری است. این در شرایطی است که علاوه بر افزایش سختی، افزایش ضریب شکل‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی نیز حاصل شده است (با به کارگیری آیین‌نامه‌ی CAN/CSA-S16.1-1994، ضریب

نتیجه‌گیری

۱. در دیوار برشی فولادی با ورق نازک که امکان وقوع کمانش و تشکیل میدان قطری وجود دارد، با تقویت تیرهای میانی نتایج تحلیل عددی و تحلیل حاصل از روش سختی - مقاومت به هم نزدیک می‌شوند. به عبارت دیگر، نتایج تحلیل به روش سختی - مقاومت با فرض گشتاور اینرسی بی‌نهایت برای تیرهای میانی به دست آمده‌اند و محاسبات انجام‌شده به روش اجزاء محدود نیز همین نتیجه‌گیری را ارائه می‌دهد. اما فرض گشتاور اینرسی بی‌نهایت باعث کاهش مقادیر جابه‌جایی جانبی می‌شود که عملاً با استفاده از گشتاور اینرسی واقعی، مشاهده شد که در یک سیستم چهارطبقه، این جابه‌جایی ممکن است تا ۱۱ درصد نیز افزایش

تحلیل کلاسیک که در آن سقف طبقات صلب فرض می‌شود، ضمن سادگی به لحاظ توضیح فیزیکی رفتار دیوارها، روشی مناسب با خطای اندک است. در روش جایگزینی ورق با میله که به تحلیل دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک محدود می‌شود، نتایج حاصل تا حد زیادی بستگی به فرض زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری دارد. با توجه به این که طبق نتایج آزمایشگاهی، زاویه‌ی میدان کشش قطری عملاً در نقاط مختلف ورق متفاوت است، فرض یک مقدار معین برای زاویه مشکل است و طبق مطالعات انجام شده در دانشگاه UBC کانادا، به خصوص وقتی ارتفاع طبقه بیش از عرض دیوار باشد، جواب‌ها به این روش قابل اعتماد نیست.

۹. سختی جسم دیوار با فاصله‌ی برش‌گیرها نسبت عکس دارد.
۱۰. براساس نمودارهایی که تغییر مکان‌های خارج صفحه را نشان می‌دهند، در یک نقطه‌ی معین، تغییر مکان بیشینه رخ می‌دهد. این تغییر زمانی رخ می‌دهد که پوشش بتنی به دلیل ترک خوردگی و شکست کارایی خود را از دست می‌دهد و تنها ورق فولادی تحمل تنش می‌کند. این موضوع برای ضخامت‌های بیش از ۳۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی بهتر خود را نشان می‌دهد.
۱۱. با توجه به مقدار بیشترین تغییر مکان‌های خارج از صفحه می‌توان بیشترین فاصله بین برش‌گیرها را برآورد کرد. به این معنی که هرچه فاصله‌ی بین برش‌گیرها بیشتر شود (درواقع هر قدر طول آزاد کمانش ورق فولادی بیشتر شود)، تمایل ورق فولادی برای کمانه کردن در حالت اول کمانشی خود بیشتر می‌شود. در حالت اول، تغییر شکل تنها در یک سمت است و با کم کردن فاصله بین برش‌گیرها این تمایل به سمت دوم بیشتر خواهد شد که در این حالت تغییر شکل در هر دو سمت وجود دارد. همچنین ایجاد میدان کششی و به دنبال آن به وجود آمدن پدیده‌ی پس‌کمانش برای حالت اول کمانش منتفی است و دست کم از حالت دوم به بعد بروز این پدیده مورد انتظار است. لذا افزایش فاصله‌ی بین برش‌گیرها موجب کاهش تمایل به شرایط پس‌کمانش را به دنبال دارد. بررسی مقادیر تغییر مکان‌های خارج از صفحه مشخص می‌کند که با افزایش فاصله‌ی بین برش‌گیرها از حد ۷۵ میلی‌متر، روند تغییر مکان خارج صفحه‌ی جسم دیوار یکنواخت می‌شود. یعنی به جای یک نقطه‌ی بیشینه، یک مجموعه نقاط با بیشترین تغییر شکل حاصل می‌شود. این نحوه‌ی تغییر مکان تنها در حالت اول کمانش انتظار می‌رود، در حالی که برای حالت دوم نقاط تیز نیز در منحنی تغییر شکل دیده می‌شوند (این روند تا فاصله‌ی ۷۵ میلی‌متری دیده می‌شود). بنابراین با توجه به مدل‌های تحلیل شده و فواصل انتخابی برای برش‌گیرها، بیشترین فاصله برای این اجزا، ۷۵ میلی‌متر پیشنهاد می‌شود.

یابد و این فرض خلاف جهت اطمینان است. آزمایش انجام شده در آلبرتا نشان می‌دهد که روش سختی - مقاومت در عمل نتایج نزدیک به واقع‌تری را، حتی نسبت به روش اجزاء محدود، ارائه می‌دهد.

۲. در دیوارهای برشی فولادی تقویت شده که امکان وقوع کمانش و تشکیل میدان قطری وجود ندارد، با تقویت تیرهای میانی فاصله‌ی نتایج تحلیل به روش سختی - مقاومت از روش‌های عددی بیشتر می‌شود (به عبارت دیگر، مقادیر جابه‌جایی جانبی کم‌تری می‌شود). بنابراین در این‌گونه سیستم‌ها فرض گشتاور اینرسی بی‌نهایت در جهت اطمینان است، به طوری که در یک سیستم چهارطبقه، این جابه‌جایی ممکن است تا ۱۰٪ نیز کاهش یابد.
۳. با افزایش ممان اینرسی تیرهای میانی، مقادیر تنش‌های اصلی در سیستم‌های دیوار برشی فولادی تقویت نشده کاهش می‌یابد، یعنی افزایش گشتاور اینرسی تیرهای میانی در توزیع تنش‌های ایجاد شده در صفحه‌ی فولادی نقش مثبت دارد.
۴. با افزایش گشتاور اینرسی تیرهای میانی، مقادیر تنش‌های اصلی در سیستم دیوار برشی فولادی تقویت شده تغییر محسوسی نمی‌کنند. به عبارتی بیشتر نقش توزیع تنش‌ها در این سیستم عمدتاً تابع عملکرد اجزاء سخت‌کننده‌ی صفحه‌ی فولادی است.
۵. در دیوار برشی مرکب، سختی جسم دیوار با ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم دارد.
۶. از ضخامت‌های به کار رفته در مدل‌های دیوار برشی مرکب، بعد از ضخامت ۳۰ میلی‌متر روند تغییر شکل‌ها برای سایر ضخامت‌ها بسیار شبیه به هم است. با توجه به محدودیت‌های اجرایی و نتایج تحلیل، کم‌ترین ضخامت برای این مدل دیوار که ابعادی مشخص دارد، ۴۰ میلی‌متر است. البته با توجه به الگوی ترک خوردگی می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر کم‌تر از ۴۰ میلی‌متر برای پوشش بتنی مناسب نیست. یادآور می‌شود که در ضخامت‌های ۳۰ و ۴۰ میلی‌متری، فاصله‌ی بین ترک خوردگی و خردشدگی در مقایسه با سایر ضخامت‌ها کوتاه‌تر است.
۷. اثر نوع اتصال تیر و ستون بر رفتار دیوارهای برشی فولادی ناچیز است و می‌توان از آن در تحلیل این دیوارها صرف نظر کرد. این اثر در دیوارهای برشی فولادی تقویت شده (که در آنها میدان کشش قطری که تا قبل از جاری شدن ورق فولادی تشکیل نمی‌شود) به مراتب کم‌تر از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک است.
۸. با توجه به عدم تأثیر نوع اتصال تیر و ستون بر رفتار دیوارهای برشی فولادی، روش

پانویس

1. diagonal tension field.
2. CAN/CSA-S 16.1-1994
3. drift.
4. von Mises yield criterion.
5. monotonic.
6. cyclic
7. "Low-yield".
8. shear transfer coefficients for an open crack.
9. shear transfer coefficients for a closed crack.

10. uniaxial tensile cracking stress.
11. uniaxial crushing stress.

منابع

1. Mimura, H. and Akiyama, H. "Load-deflection relationship of earthquake-resistant steel shear walls with a developed diagonal tension field", *Transactions of AIJ*, 260 (1977).

2. Thorburn, L.J.; Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. "Analysis of steel plate shears walls", *Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada* (1983).
3. Timler, P.A. and Kulak, G.L. "Experimental study of steel plate shear walls", *Structural Engineering Report, (114), Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB* (1983).
4. Kulak, G.L. "Unstiffened steel plate shears walls. chapter 9 of structures subjected to repeated loading-stability and strength", Narayanan R. and Roberts, T.M. (ed.), *Elsevier Applied Science Publications, London*, pp. 237-276 (1991).
5. Driver, R.G.; Kulak, G.L.; Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. "Cyclic tests of four-story steel plate shear wall", *J. of Structural Engrg., ASCE*, **124**(2), pp. 112-120 (1998).
6. Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T.M. "Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", *Engineering Structures*, **14**(5), pp. 309-317 (1992).
7. Roberts, T.M. "Seismic resistance of steel plate shears walls", *Engineering Structures*, **17**(5), pp. 344-351 (1995).
8. Elgaaly, M. and Caccese, V. "Post-buckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads", *J. of Structural Engrg., ASCE*, **119**(2), pp. 588-605 (1993).
9. Caccese, V. and Elgaaly, M. "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", *J. of Structural Engrg., ASCE*, **119**(2), pp. 573-587 (1993).
10. Torii, S.; Teramoto, T.; Kihara, H.; and Kitamura, H. "The response control design of high-rise building with low yield steel wall", *Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earth. Engrg. Acapulco*, (97) (1996).
11. Lubell, A.S. "Performance of unstiffened steel plate shear walls under cyclic quasi-static loading", M.A.Sc. Thesis, *Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada* (1997).
12. Rezaei, M. "Seismic behavior of steel plate shear walls by shake table testing", Ph.D. Dissertation, *University of British Columbia, Vancouver, Canada* (1999).
13. Rezaei, M.; Ventura, C.E. and Prion, H.G.L. "Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shears walls". *Proceedings 12th World Conf. on Earthquake Engineering* (2000).
14. Astaneh-Asl, A. "Seismic studies of innovative and traditional composite shear walls". *Research project in-progress. Dept. of Civil and Env. Engineering, Univ. of California, Berkeley*, (1998-2000).
15. Astaneh-Asl, A. "Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls", *Steel Tips Report. Structural Steel Educational Council, CA*, (May 2002).
16. Astaneh-Asl, A. "Cyclic tests of steel shear walls", *Research project in-progress. Dept. of Civil and Env. Engineering, Univ. of California, Berkeley*, (2000-2001).
17. AISC. "Manual of steel construction-load and resistance factor design", 2nd Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago (1994).
18. Sabouri-Ghomi, S. "Lateral load resisting systems an introduction to steel shear walls", Angize Pop.; Tehran, Iran (2002).
19. Hatami, F.; Sabouri, S. "Investigation of middle beam inertia on steel plate shear wall behavior", *Ms.C. Dissertation, K.N.T.U.*, (2003).
20. Hatami, F.; Rahai, A. R. "Investigation of behavior and optimization of compositeshear walls", *Ph.D. Dissertion, A.U.T.*, (2008).

