

بررسی اثر اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی شیاردار

هاشم شریعتمدار^{۱*}، احمد نظیفی^۲

۱-دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲-دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

در این پژوهش اثر اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی شیاردار بررسی شده است. دیوار برشی فولادی شیاردار دارای شیارهای عمودی است و هنگامی که تحت بارهای جانبی قرار می‌گیرد، با تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در انتهای شیارها، انرژی ورودی به سازه را مستهلک می‌کند. پس از مدل کردن تیر بالاسری و دیوار شیاردار، با آزمایش انجام شده توسط کورتس و لیو راستی آزمایی شده است. سپس اثر اندرکنش بر رفتار چرخه‌ای دیوار شیاردار بهبود یافته بررسی شده است و با دیوار شیاردار معمولی مقایسه شده است. به علاوه رابطه‌ای برای به دست آوردن سختی در این حالت ارائه شد. همچنین رفتار منحنی‌های چرخه‌ای، استهلاک انرژی، سختی اولیه و مقاومت مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. مشاهده شد که با افزایش سختی خمشی تیر، سختی اولیه، مقاومت و استهلاک انرژی دیوار شیاردار بیشتر می‌شود که تاثیر آن در سختی بیشتر است. همچنین در قاب‌هایی که تیر بالاسری، سختی خمشی بالایی دارد عملکرد دیوار شیاردار بهبود یافته بهتر از دیوار شیاردار معمولی می‌باشد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی شیاردار، تحلیل عددی، سختی خمشی، اندرکنش، تیر بالاسری.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/jsce.2018.113286.1420	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: https://10.22065/jsce.2018.113286.1420	۱۳۹۸/۱۰/۰۱	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۶/۱۲/۲۷	۱۳۹۶/۱۰/۱۴
هاشم شریعتمدار			*نویسنده مسئول:		
shariatmadar@um.ac.ir			پست الکترونیکی:		

EVALUATION OF THE INTERACTION OF STEEL SLIT PANEL-FRAME

Ahmad Nazifi¹, Hashem shariatmadar^{2*}

1- Student, Ferdowsi university, Mashhad, Iran

2- Associate professor, Ferdowsi university, Mashhad, Iran

ABSTRACT

All buildings need a system that resists the lateral forces such as wind and earthquake. Such systems are commonly known as Lateral Force Resisting (LFR) Systems. The steel slit shear wall system is a new LFR system intended for zones with high seismicity. One of the essential constituent of the steel slit shear wall system is the slit. The shear wall has columns with slits forming links in between them. In the presence of lateral forces, these links work as a series of small flexural members in parallel and behave in double curvature reaching yield at both ends. The most notable advantages of such a system are ductile behavior and high ability to dissipate energy. In this paper, numerical analysis using Abaqus is performed to evaluate the effect of moment inertia of beam on the behavior of steel slit shear wall. In order to verify the efficiency and accuracy of the employed finite element method, Cortes and Liu tests are conducted. After wall, twelve frame models with different beams are established. The hysteresis curves, energy dissipation capacity, initial stiffness, and ultimate strength of frames are compared and analyzed. It is observed that by increasing the moment of inertia, deformation and dissipated energy of slit steel shear wall with defined slit increase. It should be noted that, initial stiffness of steel slit shear wall with ordinary slit is higher.

ARTICLE INFO

Receive Date: 04 January 2018

Revise Date: 18 March 2018

Accept Date: 12 July 2018

Keywords:

Steel slit shear wall

FEM analysis

Moment inertia

Interaction

Beam

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.113286.1420

*Corresponding author: Hashem shariatmadar

Email address: shariatmadar@um.ac.ir

۱- مقدمه

دیوار برشی بتنی شیاردار در سال ۱۹۶۸ [۱ و ۲] به عنوان سیستم مستهلک کننده انرژی معرفی شد. مصالح تشکیل دهنده آن بتن مسلح بود که با قطع آن در وسط ارتفاع دیوار شیارهایی ایجاد شده بود. تفاوت آن با دیوار برشی بتنی در تغییر مکان‌های نسبی بالا نمود پیدا می‌کرد. عملکرد آن به گونه‌ای بود که در هنگام قرار گرفتن تحت تغییر مکان‌های بزرگ، شیارها به صورت مجموعه‌ای از اعضای خمشی عمل می‌کردند. این سیستم در ساختمانی ۳۶ طبقه در ژاپن مورد استفاده قرار گرفت. از معایب این سیستم می‌توان تخریب بتن مسلح تحت بارهای چرخه‌ای را نام برد. هم‌چنین به علت کاهش مقاومت، تعداد دیوارهای مورد استفاده افزایش می‌یافت که باعث افزایش وزن سازه می‌شد. این دو دلیل باعث عدم استفاده از این سیستم گردید [۳].

در زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریج، سازه‌های قاب خمشی فولادی شکست‌های ترد اتصال تیر به ستون را تجربه کردند [۴]. از نتایج حادثه‌ی نورث‌ریج ارائه‌ی سیستم قاب-دیوار برشی فولادی شیاردار بود.

ورق فولادی دارای شیارهای عمودی برای به وجود آوردن شماری عضو خمشی (لینک) می‌باشد. این ورق‌ها توسط پیچ به تیرهای پیرامونی وصل شده‌است. وقتی که ورق شیاردار در معرض تغییر شکل جانبی قرار می‌گیرد، لینک‌ها مانند تیرهای دو انحنایی رفتار می‌کنند که در دو انتها به ظرفیت خمشی پلاستیک خود می‌رسند و انرژی را مستهلک می‌کنند. برای پایداری خارج از صفحه‌ی ورق فولادی از یک جفت سخت کننده استفاده می‌کنند که باعث افزایش مقاومت و سختی نیز می‌شوند.

مطالعات اولیه بر روی دیوار برشی فولادی شیاردار (دیوار شیاردار) توسط هیتاکا و ماتسوی در سال ۲۰۰۳ انجام شد [۵]. آن‌ها به بررسی اثر شیار بر روی ۴۲ نمونه‌ی آزمایشگاهی با مقیاس یک به سه پرداختند. اکثر نمونه‌ها بدون زوال مقاومت تا تغییرمکان نسبی حدود ۳٪ تغییر شکل دادند. هیتاکا و ماتسوی، کمانش خارج از صفحه دیوار شیاردار را عامل اصلی زوال مقاومت اعلام کردند. آن‌ها هم‌چنین دریافتند نمونه‌هایی که در آن‌ها نسبت عرض به ضخامت رابط کمتر از ۲۰ می‌باشد دارای رفتار چرخه‌ای پایدار است. از دیگر نتایج این بود که افزایش عرض سخت کننده انتهای اثر اندکی بر سختی و مقاومت دیوار شیاردار داشته‌است ولی رفتار آن پس از آغاز کمانش خارج از صفحه پایدارتر می‌شود. براساس نتایج این تحقیق سه ساختمان هفت تا ۱۳ طبقه در ژاپن طراحی و ساخته شده است.

هیتاکا و ماتسوی در سال ۲۰۰۷ [۶]، اثر دیوار شیاردار در قاب خمشی را در دو گروه با مقیاس یک به سه بررسی نمودند. دیوارها برای تحمل ۱۱ تا ۲۵٪ برش پایه طراحی شده بود و بقیه برش را قاب خمشی تحمل می‌کند. آن‌ها دریافتند اثر دیوار بر سختی قاب بیشتر از اثر آن بر مقاومت قاب می‌باشد.

ژاکوبسن و همکاران در سال ۲۰۱۰ [۷]، مطالعه عددی بر روی ترکیب بندی رابطها را انجام دادند. آن‌ها برای بررسی اثر طول رابطها و فاصله این رابطها از یکدیگر بر رفتار دیوار شیاردار، دو نمونه تحت عنوان نمونه‌های اصلاح شده مدل نموده و با نمونه معمولی (دارای رابطها با طول و فاصله ثابت) مقایسه کردند. نتایج این بررسی بیانگر این مطلب است که رفتار نمونه با طول متفاوت رابطها، تفاوت چندانی با نمونه معمولی نداشته، درحالیکه نمونه با فاصله متغیر رابطها، نسبت به نمونه معمولی رفتار مناسب‌تری از خود بروز می‌دهد.

کورتس و لیو در سال ۲۰۱۱ [۸]، ده آزمایش بر روی دیوار شیاردار انجام دادند. اکثر نمونه‌ها تا تغییرمکان نسبی ۵٪ بدون کاهش قابل ملاحظه مقاومت (تا ۸۰٪ مقاومت نهایی) تغییر شکل دادند. مهم‌ترین تفاوت نمونه‌های مورد بررسی در مقاله کورتس و لیو با مقالات هیتاکا و همکاران این است که قاب‌های برشی مورد بررسی توسط کورتس و لیو [۸] برای تحمل تمام برش پایه اعمالی به سازه و قابهای برشی مورد بررسی توسط هیتاکا و ماتسوی [۵]، [۶] و ژاکوبسن و همکاران [۷]، تنها برای ۱۱ تا ۲۵٪ برش پایه طراحی شده است. هم‌چنین نسبت ارتفاع به عرض دیوارهای شیاردار کورتس و لیو [۸] نزدیک ۲ می‌باشد درحالی‌که دیوارهای شیاردار هیتاکا و ماتسوی [۵]، [۶] و ژاکوبسن و همکاران [۷] نزدیک ۱ بوده و دیوار شیاردار قسمت عمده دهانه را اشغال کرده است.

گو و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۹] مطالعات عددی و آزمایشگاهی بر روی دیوار برشی فولادی انجام دادند. دیوار مورد مطالعه توسط آن‌ها فقط به تیرهای پیرامونی متصل بود. آن‌ها دریافته‌اند که دیوارهای با سخت کننده شکل پذیری و استهلاک انرژی بیشتری نسبت به دیوارهای بدون سخت کننده دارند.

رحم زاده و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۱۰] اثر سخت کننده‌ها بر روی دیوار برشی فولادی را به صورت عددی بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که وجود سخت کننده‌ها نه تنها باعث بهبود سختی، مقاومت و جذب انرژی می‌شود، بلکه باعث کاهش نیروهای وارده به اجزای مرزی نیز خواهد شد.

لو و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۱۱] به تحلیل عددی دیوار برشی فولادی شیاردار پرداختند. آن‌ها به تحلیل پوش آور دو نمونه پرداختند و مدل ساده شده‌ای برای آن ارائه کردند. مدل ساده شده، پیش بینی خوبی از سختی اولیه و مقاومت دیوار شیاردار با خطای کمتر از ۱۰٪ ارائه کرد.

ژاو و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۲] رفتار قاب‌های بتنی پیش ساخته همراه با دیوار برشی شیاردار را به صورت عددی و آزمایشگاهی در مقیاس ۱/۲ مورد بررسی قرار دادند. نتایج پژوهش نشان داد که سیستم مورد نظر شکل پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالایی را دارا می‌باشد. همچنین این سیستم سختی مناسب برای کنترل تغییر مکان نسبی در سازه‌های واقع شده در مناطق لرزه خیز دارا می‌باشد.

لو و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۳] به مطالعات آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی رفتار دیوار برشی فولادی شیاردار پرداختند. دیوار مورد مطالعه آن‌ها دارای شیارهایی با فواصل غیر یکنواخت بود. نتایج آن‌ها نشان داد که رفتار دیوار برشی فولادی با فواصل شیار یکنواخت و غیر یکنواخت مشابه می‌باشد؛ با این تفاوت که ظرفیت جذب انرژی و شکل پذیری دیوار با فواصل شیار یکنواخت بیشتر می‌باشد.

هی و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۴] رفتار دیوار فولادی شیاردار با تنش تسلیم پایین را بررسی و روشی برای طراحی آن پیشنهاد کردند. آن‌ها دریافته‌اند این نوع دیوارها تغییر شکل برشی را در همه‌ی سطرها توزیع می‌کند. از دیگر مزایای استفاده‌ی آن، استهلاک انرژی بالا بدون نیاز به جلوگیری از کماتش دیوار می‌باشد.

جین و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۵] رفتار دیوارهای برشی فولادی مقاوم در برابر کماتش با شیارهای مورب را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافته‌اند که در صورت جلوگیری از کماتش دیوار، دیوارهای با شیار مورب تا تغییر مکان نسبی ۲/۸٪ رفتار پایداری در مقاومت و نسبت استهلاک انرژی دارا می‌باشند.

گو و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۶] بر روی قاب‌های دارای ستون‌های کامپوزیت و دیوار برشی فولادی تحقیق کردند. در قاب‌های مورد نظر دیوار برشی فولادی فقط به تیرهای پیرامونی متصل شده بود. آن‌ها سه نمونه‌ی دو طبقه را مورد آزمایش قرار دادند. آزمایش‌های برای بررسی رفتار دیوار برشی فولادی و دیوار برشی کامپوزیت طراحی شده بود. نتایج نشان داد که دیوار کامپوزیت مقاومت بالاتر و شکل پذیری پایین تری نسبت به دیوار برشی فولادی دارد.

حسین زاده اصل و سفرخانی در سال ۲۰۱۷ [۱۷] اثر کاهش سطح مقطع تیر پیرامونی در قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی را بررسی کردند. روش آن‌ها مبتنی بر ایجاد سوراخ‌های دایروی و بیضی بر روی جان تیر، ایجاد شیارهای عمودی بر روی جان و کاهش سطح مقطع بال تیر بود. مشاهده شد که شیارهای عمودی بهترین عملکرد را در شکل پذیری، سختی، جذب انرژی و مقاومت برشی دارند.

جیانگ و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۸] مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی رفتار دیوار برشی فولادی و دیوار برشی کامپوزیت را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها ۵ نمونه‌ی یک دهانه‌ی یک طبقه را با مقیاس یک به سه مورد بررسی قرار دادند. در تحقیق مورد نظر اثر نسبت

طول به ارتفاع، سخت کننده‌ها و نوع دیوار مورد بررسی قرار گرفت. مشاهده شد نسبت طول به ارتفاع دیوار اثر زیادی بر روی ظرفیت بار، سختی اولیه و شکل پذیری دارد. همچنین در تا نزدیک تغییر مکان نسبی ۵٪ دیوار برشی فولادی و کامپوزیت باعث بهبود رفتار قاب می‌شود.

خاتمی راد و شریعتمدار در سال ۲۰۱۷ [۱۹ و ۲۰] اثر شکل شیار و ورق سخت‌کننده انتهایی بر رفتار دیوار برشی فولادی شیاردار را بررسی کرد و شکل بهبود یافته‌ای برای دیوار شیاردار ارائه کردند.

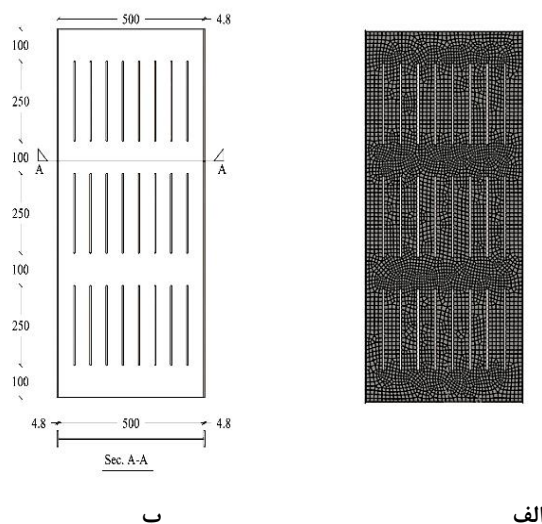
با توجه به کارهای انجام شده در گذشته، هدف اصلی در این مقاله بررسی عددی اثر اندرکنش^۱ دیوار شیاردار بهبودیافته با قاب پیرامونی آن می‌باشد. در این مدل‌ها، دیوار فقط به تیرهای پیرامونی متصل است. پارامترهای مقاومت، سختی و استهلاک انرژی مورد بررسی قرار گرفته است. مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار Abaqus با آزمایش انجام شده توسط کورتس و لیو [۸] راستی‌آزمایی شده است.

۲- ارائه‌ی مدل عددی قاب-دیوار شیاردار

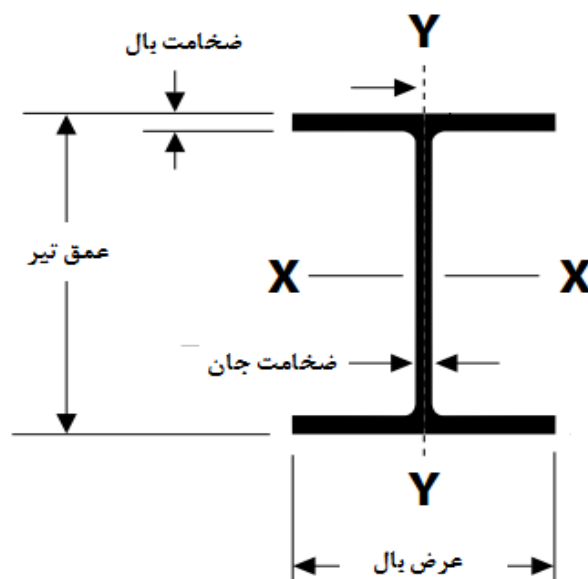
هدف اصلی این بخش ارائه‌ی مدل عددی درست برای شبیه‌سازی رفتار قاب-دیوار شیاردار تحت بارگذاری رفت و برگشتی^۲ می‌باشد. نتایج مدل عددی با نتایج آزمایش انجام شده راستی‌آزمایی^۳ می‌شود.

۲-۱- مشخصات مدل

کورتس و لیو [۸] دیوار شیاردار را با مقیاس یک به سه آزمایش نمودند. نمونه‌ی مورد نظر فقط به تیرهای پیرامونی متصل است. دیوار شیاردار دارای ارتفاع ۱۱۵۰، عرض ۵۰۰ و ضخامت ۴/۸ میلی‌متر بوده و در انتها دارای دو سخت‌کننده به عرض ۵۰ و ضخامت ۴/۸ میلی‌متر می‌باشد. همچنین دارای سه ردیف و در هر ردیف ۸ رابست می‌باشد. در شکل (۱) مشخصات هندسی و مدل المان محدود دیوار شیاردار و در شکل (۲) مدل تیرهای استفاده شده نشان داده شده است. همچنین در جدول (۱) مشخصات تیرهای مورد استفاده آورده شده است. طول تیرها ۳۰۵۰ میلی‌متر می‌باشد. همچنین تمامی اتصالات شامل تیر به ستون و پای ستون‌ها مفصل می‌باشد. تیر-دیوار شیاردار توسط المان پوسته (S4R) در نرم‌افزار Abaqus مدل شده است. S4R یک المان عمومی چهار نقطه‌ای دو انحنایی با انتگرال‌گیری کاهش یافته می‌باشد. هر نقطه دارای ۶ درجه آزادی، ۳ درجه انتقالی (U_x, U_y, U_z) و ۳ درجه دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) است.



شکل ۱: الف) مدل المان محدود دیوار شیاردار، ب) مشخصات هندسی دیوار شیاردار آزمایش شده توسط کورتس و لیو [۸]



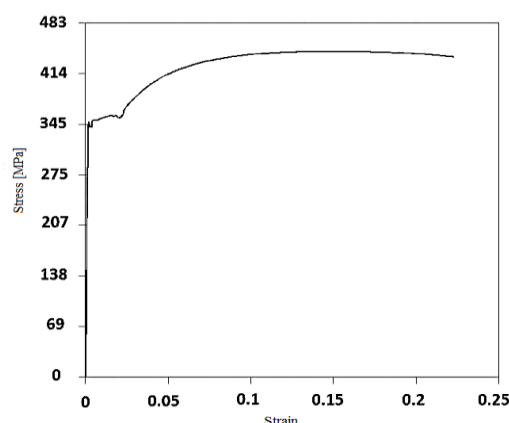
شکل ۲: نمایی از تیرهای مدل سازی شده

جدول ۱: مشخصات تیرهای مدل سازی شده

نمونه	نام تیر ($mm \times kg/m$)	سطح مقطع (mm^2)	عمق تیر (mm)	عرض یال (mm)	ضخامت یال (mm)	ضخامت جان (mm)	ممان اینرسی حول محور X ($10^6 mm^4$)
PF-1	W 150 x 13.5	۱۷۴۲	۱۵۰	۱۰۰	۵/۵	۴/۳	۶/۸۳
PF-2	W 150 x 37.1	۴۷۱۰	۱۶۲	۱۵۴	۱۱/۶	۸/۱	۲۲/۲
PF-3	W 200 x 35.9	۴۵۸۱	۲۰۱	۱۶۵	۱۰/۲	۶/۲	۳۴/۵
PF-4	W 200 x 46.1	۵۸۷۰	۲۰۳/۲	۲۰۳/۱	۱۱	۷/۲	۴۵/۸
PF-5	W 200 x 52	۶۶۴۵	۲۰۶	۲۰۴	۱۲/۶	۷/۹	۵۲/۹

۲-۲- مدل سازی مصالح

برای مدل سازی صحیح، تنش و کرنش ناحیه‌ی پلاستیک به کار گرفته شده است. در شکل (۳) منحنی تنش-کرنش واقعی در آزمایش کورتس و لیو [۸] نشان داده شده است. برای سخت‌شوندگی ماده نیز از مدل سخت‌شوندگی ترکیبی^۴ استفاده شده است [۲۱].



شکل ۳: منحنی تنش- کرنش واقعی مورد استفاده در آزمایش کورتس و لیو [۸]

۲-۳- ایجاد نواقص اولیه^۵

از آنجایی که یکی از عوامل اصلی زوال مقاومت در دیوار شیاردار کمانش خارج از صفحه می‌باشد [۵]، باید نواقص اولیه در دیوار شیاردار لحاظ شود. به همین دلیل ابتدا آنالیز کمانشی به روش Eigenvalue انجام می‌شود، سپس با استفاده از ضرایبی کوچک به مدل تحلیل اعمال می‌شود [۲۲]؛ پس از آن بارگذاری چرخه‌ای به مدل اعمال می‌شود.

۲-۴- مدل‌سازی آسیب در مصالح

یکی از عوامل زوال مقاومت^۶ در دیوار شیاردار، تمرکز تنش در ابتدا و انتهای شیارها و گسترش ترک می‌باشد. دو فرآیند اصلی که باعث ایجاد آسیب در فلزات نرم می‌شوند، آسیب شکل‌پذیر^۷ ناشی از جوانه‌زنی^۸، رشد^۹ و به هم پیوستن حفره‌ها^{۱۰} و آسیب برشی^{۱۱} ناشی از تجمع مرز برشی^{۱۲} است. برای مدل‌سازی آسیب در نرم‌افزار Abaqus بایستی هر دو آسیب شکل‌پذیر و آسیب برشی به درستی مدل شوند. برای این منظور با انجام آزمایش بر روی مصالح مورد نظر داده‌های لازم بدست می‌آید [۲۲ و ۲۳].

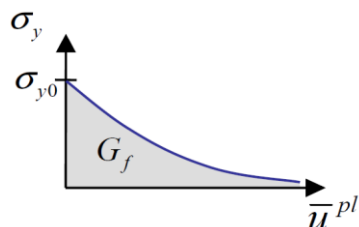
۲-۵- تکامل آسیب بر پایه انرژی از بین رفته در طی روند آسیب

در این نوع از تکامل آسیب^{۱۳}، از انرژی شکست در واحد سطح G_f ، که در طی فرآیند آسیب به صورت مستقیم از بین می‌رود، استفاده می‌شود. اگر $G_f = 0$ شود، شکست آبی اتفاق می‌افتد. در تکامل آسیب از دو فرم خطی و نمایی استفاده می‌شود که در ادامه با توجه به استفاده از فرم نمایی، به معرفی فرم نمایی پرداخته شده است [۲۳]. در فرم نمایی تکامل آسیب، متغیر آسیب بر اساس رابطه (۱) به دست می‌آید.

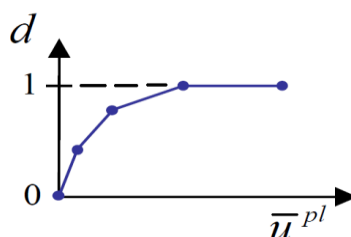
$$d = 1 - \exp\left(-\int_0^{\bar{u}^{pl}} \frac{\bar{\sigma}_y \dot{\bar{u}}^{pl}}{G_f}\right) \quad (1)$$

- 5 Initial Defect
- 6 Strength Degradation
- 7 Ductile Damage
- 8 Nucleation
- 9 Growth
- 10 Coalescence
- 11 Shear Damage
- 12 Shear Band Localization
- 13 Damage Evolution

که در آن \bar{u}^{pl} جابجایی پلاستیک معادل، $G_f = \int_0^{\bar{u}^{pl}} \sigma_y d\bar{u}^{pl}$ و σ_y تنش تسلیم است. در شکل (۴) منحنی σ_y بر اساس \bar{u}^{pl} و در شکل (۵) منحنی d بر اساس \bar{u}^{pl} نشان داده شده است.



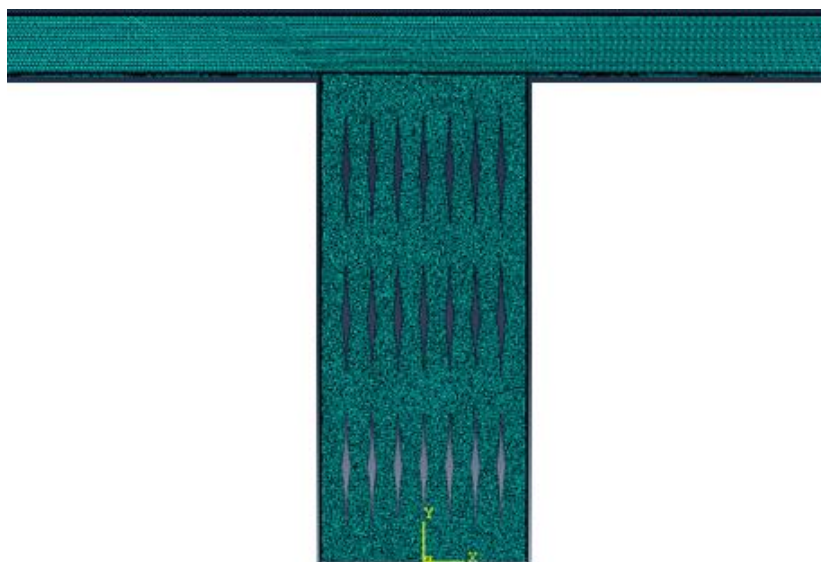
شکل ۴: نمودار تنش تسلیم - جابجایی پلاستیک معادل



شکل ۵: نمودار متغیر آسیب - جابجایی پلاستیک معادل

۲-۶- بررسی حساسیت مش بندی^{۱۴}

مرحله مش بندی مهم ترین بخش در مدل سازی المان محدود است که عمده هزینه، زمان و حجم کار را به خود اختصاص می دهد. مش بندی اصولی و صحیح تضمین کننده دقت نتایج حاصل است. در این مقاله، مدل ها با سایزهای مختلف مش بندی شده و پس از انجام تحلیل با نرم افزار، نتایج حاصل مقایسه شده است. اندازه ۵ میلی متر برای مش بندی دیوار و بین ۱۰ تا ۱۳ میلی متر برای تیرها می باشد. در شکل (۶) مش بندی مدل PF-1 نشان داده شده است.

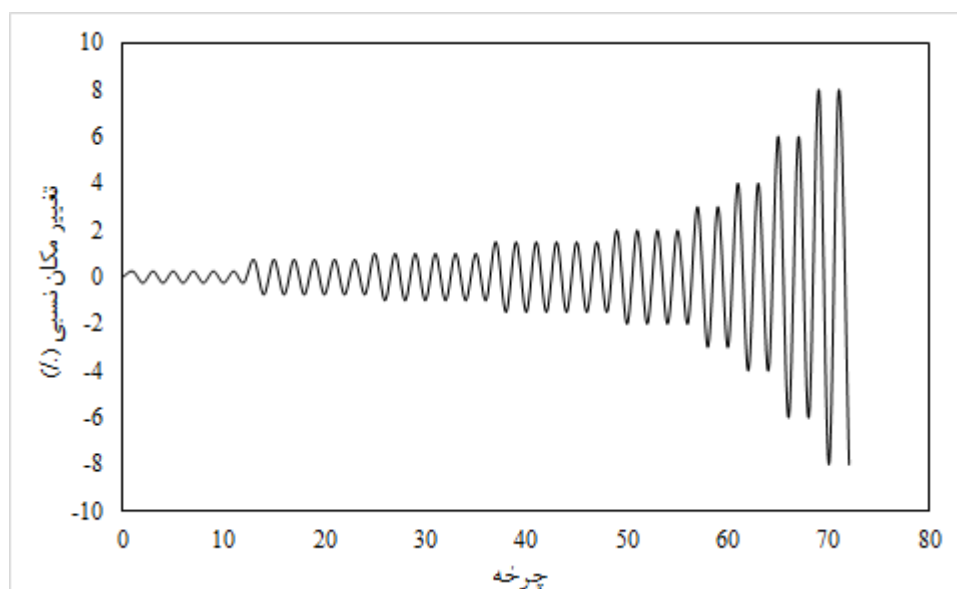


شکل ۶: مش بندی نمونه ی PF-1

14 Mesh sensitivity

۲-۷- الگوی بارگذاری

برای آنکه بتوان نتایج آزمایش‌های مختلف را با یکدیگر مقایسه نمود، آیین‌نامه ATC-24 الگوهای استاندارد بارگذاری را معرفی کرده است [۲۴]. به علت آسیب و صدمه‌های گسترش‌یافته در دیوار شیاردار، بایستی از بارگذاری رفت و برگشتی استفاده نمود [۲۵]. در این مقاله از الگوی بارگذاری شکل (۷) استفاده شده است.



شکل ۷: الگوی بارگذاری

۳- راستی آزمایشی تحلیل عددی

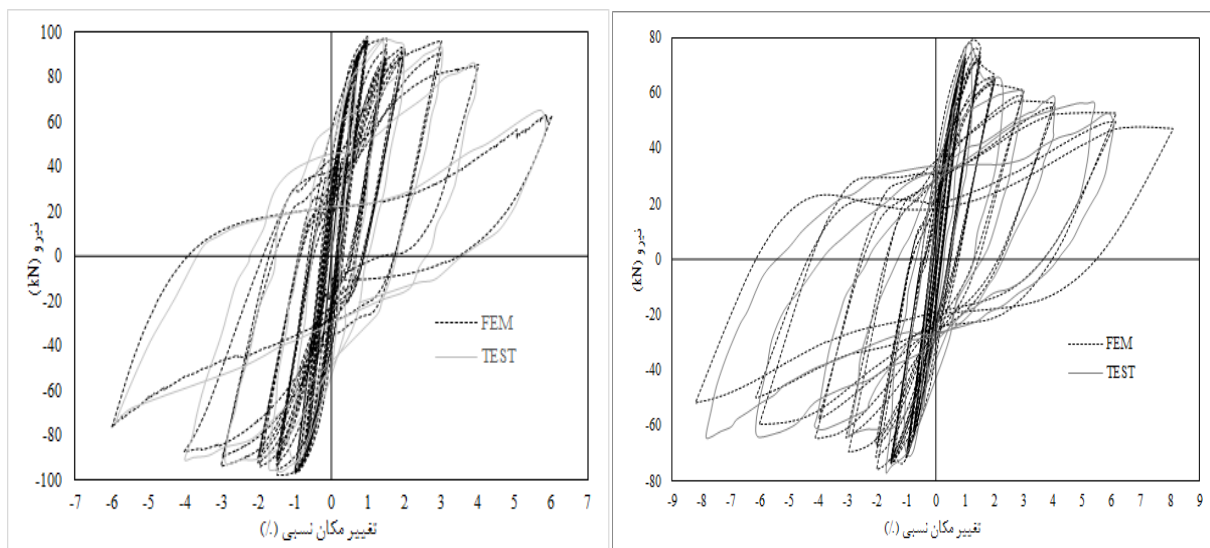
برای راستی آزمایشی مدل تهیه شده در نرم‌افزار Abaqus، آزمایش انجام شده توسط کورتس و لیو [۸] انتخاب شده است.

۳-۱- آزمایش انجام شده توسط کورتس و لیو در سال ۲۰۱۱ [۸]

در شکل (۱) مشخصات هندسی دیوار شیاردار در مقاله کورتس و لیو [۸] و مدل المان محدود آن نشان داده شده است. پس از مدل کردن تیر-دیوار شیاردار در نرم‌افزار Abaqus خصوصیات ماده، نواقص اولیه، شرایط مرزی و الگوی بارگذاری به مدل اختصاص داده می‌شود. در شکل (۸) منحنی چرخه‌ای^{۱۵} حاصل از مدل المان محدود و نتیجه آزمایش‌های انجام شده توسط کورتس و لیو [۸] نشان داده شده است. معیار راستی آزمایشی سختی اولیه^{۱۶}، مقدار مقاومت در تغییر مکان‌های نسبی مختلف و مقدار مقاومت حداکثر بر اساس منحنی‌های چرخه‌ای می‌باشد. بر اساس شکل (۸) و جداول (۲) و (۳) مدل عددی تهیه شده به خوبی مقدار مقاومت در تغییر شکل‌های نسبی مختلف و سختی اولیه را نشان می‌دهد.

بر اساس جدول (۲) اختلاف مقاومت مدل آزمایشگاهی و عددی و بر اساس جدول (۳) اختلاف مقاومت سختی مدل آزمایشگاهی و عددی، نشان‌دهنده دقت مناسب مدل عددی می‌باشد.

15 Hysteresis Curve
16 Initial Stiffness



ب

الف

شکل ۸: الف) منحنی چرخه‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی W 150 x 13.5، ب) منحنی چرخه‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی W 200 x 52

جدول ۲: مقایسه‌ی مقاومت پیشینه‌ی مدل عددی و آزمایشگاهی

	W 150 x 13.5		W 200 x 52	
	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی
مقاومت پیشینه (kN)	۷۹/۱۴	۷۸/۷	۹۶/۳	۹۴/۳
تفاوت (%)	۰/۵	----	۲	----

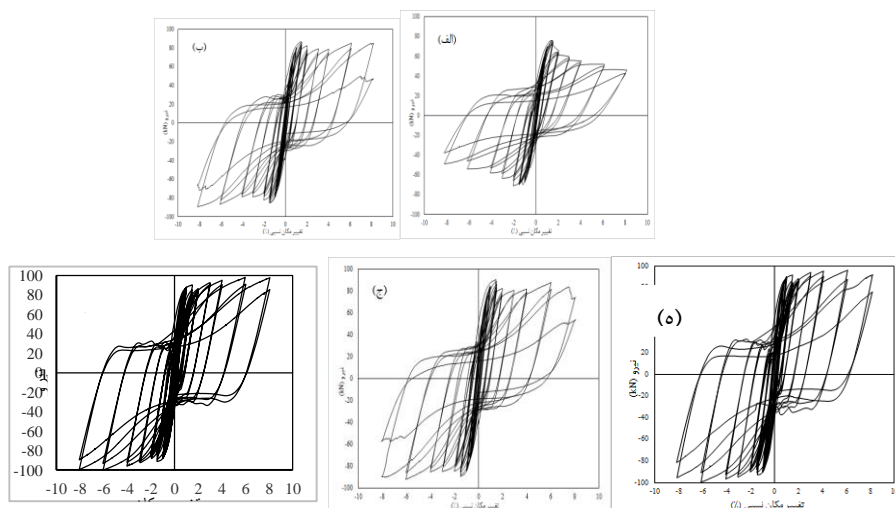
جدول ۳: مقایسه‌ی سختی اولیه‌ی مدل عددی و آزمایشگاهی

	W 150 x 13.5		W 200 x 52	
	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی
سختی اولیه (kN/mm)	۸/۷	۸/۹	۱۲/۳	۱۲
تفاوت (%)	۲/۲	----	۲/۵	----

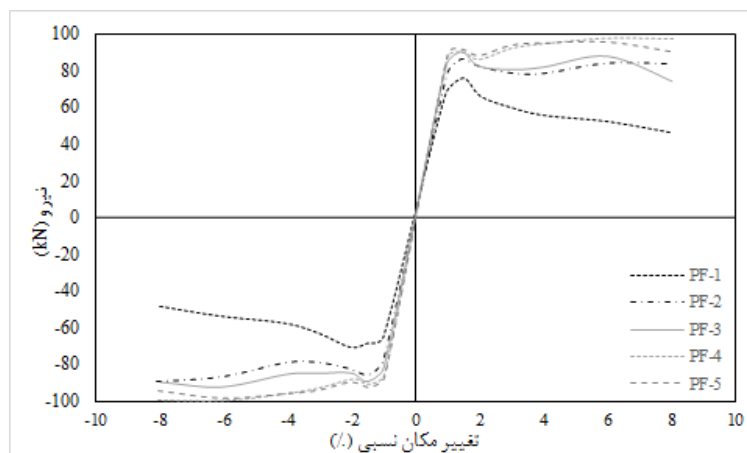
۴- بررسی اثر اندرکنش تیر-دیوار شیاردار

برای بررسی اثر اندرکنش تیر-دیوار شیاردار در این بخش نمودار چرخه‌ای مدل‌ها رسم شده‌است (شکل ۹). به طور کلی نمودارها تا تغییر مکان نسبی ۸٪ شکل پایداری دارند. همچنین در قاب PF-1 افت مقاومت دیده می‌شود اما در سایر قاب‌ها افت محسوس مقاومت وجود ندارد. در چرخه‌ی آخر نمونه‌های PF-3 و PF-4 به علت گسترش ترک، افت محسوس مقاومت در نمودار دیده می‌شود؛ در حالی که رفتار نمونه‌های PF-4 و PF-5 این افت مقاومت مشاهده نمی‌شود.

در شکل (۱۰) پوش نمودارها آورده شده‌است. مشخص است که با افزایش ممان اینرسی مقاومت افزایش یافته‌است. با ۸ برابر شدن سختی خمشی تیر، مقاومت ۲۵٪ افزایش یافته‌است. در تیرهای با سختی خمشی بالا، افزایش ممان اینرسی تغییری در مقاومت بیشینه ایجاد نمی‌کند (نمونه‌های PF-4 و PF-5). بیشترین شیب افت مقاومت مربوط به نمونه‌ی PF-1 می‌باشد. در سایر نمونه‌ها از تغییر مکان نسبی ۴٪، نمودار تغییر مکان نسبی-نیرو تقریباً با شیب خطی ادامه پیدا کرده‌است.



شکل ۹: منحنی چرخه‌ای (الف) PF-1، (ب) PF-2، (ج) PF-3، (د) PF-4، (ه) PF-5



شکل ۱۰: پوش نمودارهای چرخه‌ای

۴-۱- محاسبه‌ی سختی اولیه

هیلتاکا و ماتسوی [۵]، خاتمی و شریعتمدار [۱۹] رابطه‌ی را برای به دست آوردن سختی اولیه‌ی ورق فولادی تنها ارائه کردند؛ اما برای بحث اندرکنش قاب-دیوار شیاردار رابطه‌ی ارائه نشد. به همین دلیل در آزمایش‌های انجام شده توسط کورتس و لیو [۸] سختی محاسباتی از رابطه، در قاب‌های متفاوت یکسان بود؛ در حالی که این عدد با سختی آزمایشگاهی تفاوت زیادی داشت. در شکل (۱۱) سختی اولیه‌ی دو قاب با تیرهای متفاوت نشان داده شده‌است که سختی به دست آمده از طریق معادله برای آن یکی می‌باشد [۸]. در قاب اول تفاوت سختی معادله و آزمایشگاهی ۳۳/۷٪ می‌باشد. سختی در تغییر مکان نسبی $h/500$ اندازه‌گیری می‌شود [۸] (H: ارتفاع قاب از پایین دیوار می‌باشد).

Type	Thickness (mm)	Beam	$K_{EXP} (H/500)$ (kN/mm)	K_{eqn} (kN/mm)	% diff
T1	4.8	W150×14	8.9	11.9	33.7
T1	4.8	W200×52	12.0	11.9	-1.0

شکل ۱۱: سختی اولیه‌ی ارائه شده توسط کورتس و لیو [۸]

در پژوهش حاضر با توجه به اندرکنش تیر-دیوار شیاردار، ضریبی برای سختی قاب-دیوار شیاردار ارائه شده و با سختی به دست آمده و با مقادیر به دست آمده از مقادیر عددی و آزمایشگاهی مقایسه شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که ضریب ارائه شده مقادیر بسیار نزدیکی ارائه می‌دهد. برای محاسبه‌ی سختی ابتدا سختی ورق فولادی را با توجه به رابطه‌ی (۲) به دست می‌آید [۱۹]، سپس اثر اندرکنش با توجه به اجزای مرزی در آن لحاظ می‌شود.

$$K_{panel} = \frac{1}{\frac{k(h-ml)}{GBt} + \frac{m}{\frac{n-2}{\frac{k(\alpha,\beta)l^3}{Eb^3t} + \frac{kl}{Gbt}} + \frac{2}{\frac{k(\alpha,\beta)l^3}{12EI_{st}} + \frac{kl}{GA_{st}}}}} \quad (2)$$

m تعداد ردیف رابطه‌ها، n تعداد رابطه‌ها در هر ردیف، B عرض ورق، b عرض لینک، l طول رابط، t ضخامت دیوار، α نسبت طول به عرض (l/b) رابطه‌ها، β نسبتی از ارتفاع دیوار است که از شیار تشکیل شده است ($\beta=ml/h$).

k ضریب شکل تغییر شکل برشی است که برای مقطع مستطیلی برابر با ۱/۲ است. I_{st} ممان اینرسی و A_{st} مساحت رابطه‌های ابتدایی و انتهایی به همراه سخت‌کننده است. $K(\alpha, h/B)$ ضریبی برای کاهش سختی خمشی است. برای به دست آوردن $K(\alpha, h/B)$ رابطه‌ی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$K(\alpha, h/B) = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)^{\frac{h}{B}} \quad (3)$$

پس از به دست آوردن سختی ورق فولادی از رابطه‌ی (۲) (K_{panel}) ، با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش، مطابق رابطه‌ی (۴) سختی اولیه‌ی قاب به دست می‌آید.

$$K_{frame} = K_{panel} (1 + \lambda)^2 \quad (4)$$

در رابطه‌ی (۴)، $\lambda = \frac{I_{beam}}{I_{panel}}$ است. I_{beam} ممان اینرسی تیر و I_{panel} ممان اینرسی دیوار شیاردار می‌باشد که از درون یابی

سطح بدون شیار و سطح شیاردار به دست می‌آید. از آنجایی که نسبت سختی اولیه با ممان اینرسی تیر خطی نمی‌باشد، توان λ داخل عبارت وجود دارد. در جدول (۴) مقادیر سختی اولیه‌ی مدل عددی و سختی به دست آمده از رابطه‌ی (۴) ارائه و با یکدیگر مقایسه شده است. رابطه‌ی (۴) نتایج خوبی را ارائه کرده است.

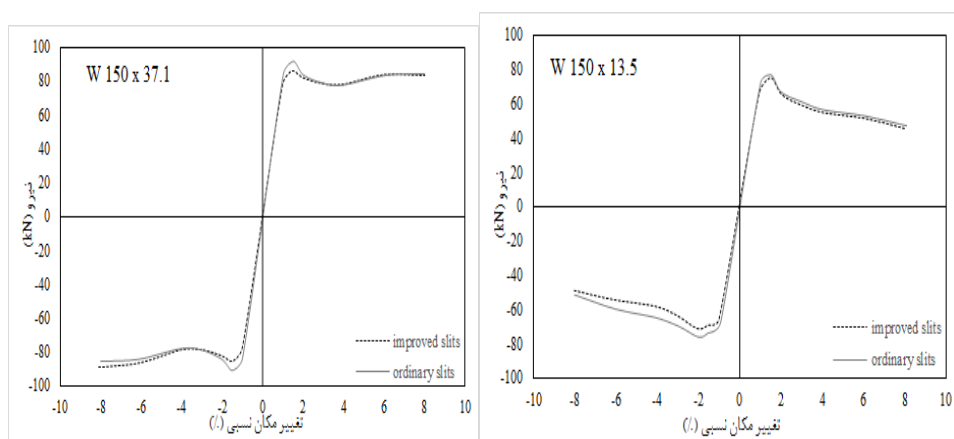
نتایج نشان می‌دهد افزایش ممان اینرسی تیر بالاسری تاثیر زیادی بر سختی قاب دارد. به طوری که با ۸ برابر شدن ممان اینرسی سختی ۲۵٪ افزایش یافته است.

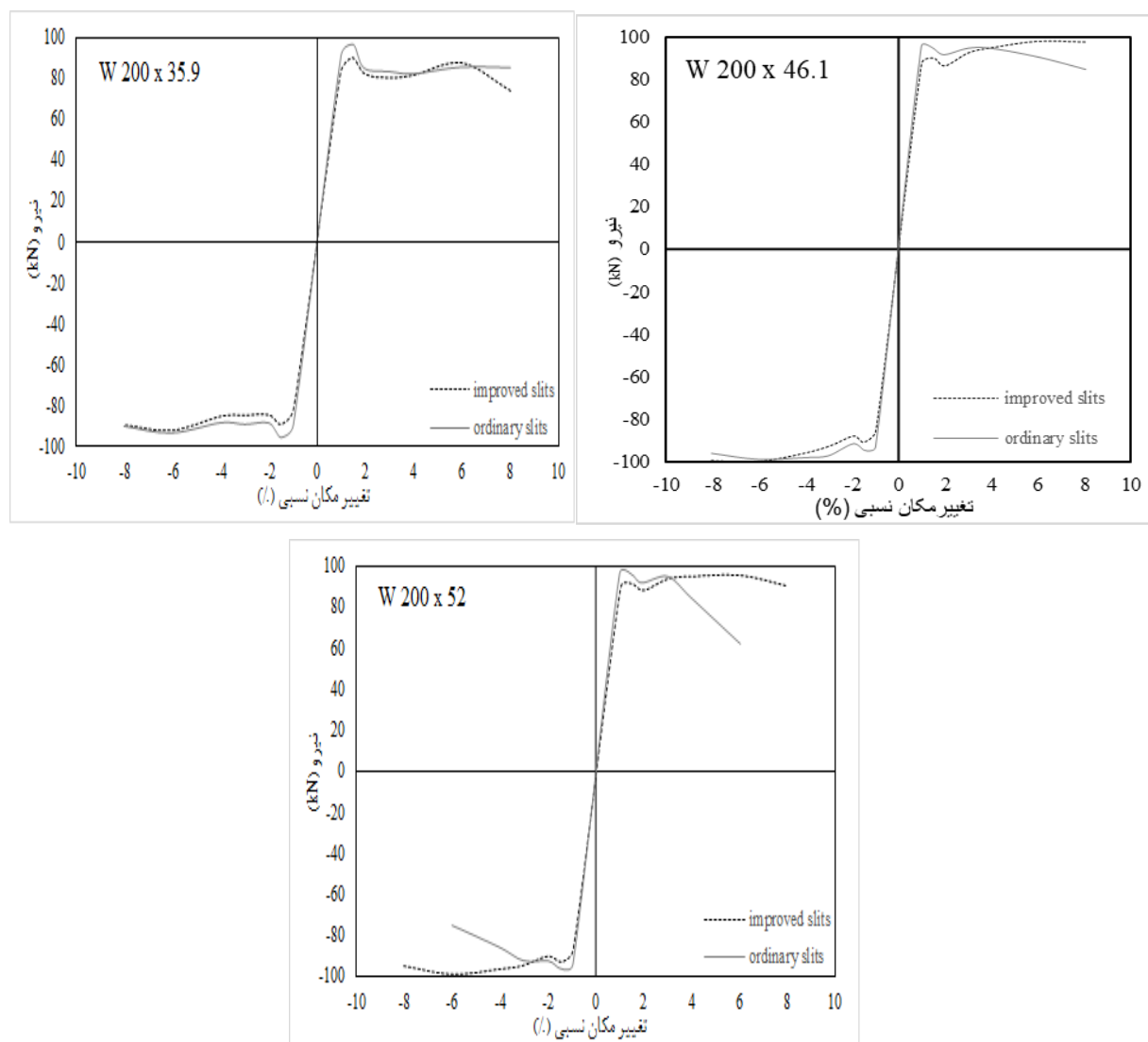
جدول ۴: سختی اولیه‌ی تیر-دیوار شیاردار با شیار بهبود یافته

نمونه	سختی معادله (kN/mm)	سختی مدل عددی (kN/mm)	تفاوت (%)
PF-1	۸/۱	۷/۹	۲/۵
PF-2	۸/۷	۹	-۳/۳
PF-3	۹/۶۶	۹/۳	۳/۹
PF-4	۱۰/۹	۹/۸	۱۱
PF-5	۱۱/۹	۹/۹	۲۰

۵- مقایسه‌ی اثر سختی خمشی تیر بر دیوار شیاردار معمولی و بهبود یافته

در این بخش برای مقایسه‌ی تاثیر سختی خمشی تیر بالاسری، پوش نمودارهای چرخه‌ای دیوارهای شیاردار با تیرهای یکسان در شکل (۱۲) مقایسه شده است.

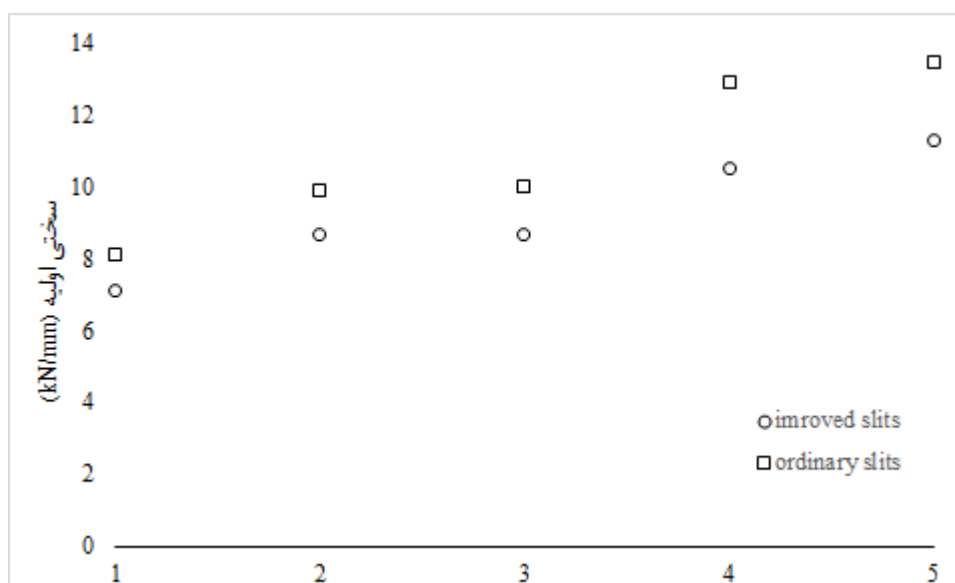




شکل ۱۲: مقایسه‌ی پوش نمودار چرخه‌ای در نمونه‌های شیاردار بهبود یافته و معمولی در قاب‌های مختلف

با توجه به شکل (۱۲)، مقاومت بیشینه در همه‌ی نمونه‌ها در دیوار شیاردار معمولی بیشتر می‌باشد. در تیرهای با سختی خمشی کم و متوسط، تفاوت زیادی در عملکرد دو دیوار وجود ندارد؛ اما در تیرهای با سختی بالا، دیوار شیاردار بهبود یافته عملکرد بهتری داشته و افت مقاومت ندارد. دیوار شیاردار معمولی در قاب‌های با تیر سخت، عملکرد خود را بعد از تغییر مکان نسبی ۳٪ از دست می‌دهد.

در شکل (۱۳) سختی اولیه‌ی دیوار شیاردار معمولی و بهبود یافته در قاب‌های مختلف مقایسه شده‌است. مشاهده می‌شود که در تمام نمونه‌ها، سختی قاب-دیوار شیاردار معمولی بیشتر می‌باشد. بیشترین اختلاف در سختی اولیه ۲۴٪ است. هم‌چنین در جدول (۵) سختی اولیه‌ی مدل عددی با سختی به دست آمده از رابطه‌ی (۴) مقایسه شده‌است. در آخر نیز نتیجه‌ی آزمایشگاهی انجام شده توسط کورتس و لیو [۸] با سختی رابطه‌ی (۴) مقایسه می‌شود. نتایج نشان دهنده‌ی این است که رابطه‌ی (۴) اعداد خوب و دقیقی را ارائه می‌دهد.



شکل ۱۳: مقایسه‌ی سختی اولیه قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته و قاب-دیوار شیاردار معمولی

جدول ۵: سختی اولیه قاب-دیوار شیاردار معمولی

نام تیر	سختی معادله (kN/mm)	سختی مدل عددی (kN/mm)	تفاوت (%)	سختی مدل آزمایشگاهی (kN/mm)	تفاوت (%)
W 150 x 13.5	۸/۵	۸/۷	۵	۸/۹	۴/۵
W 150 x 37.1	۹/۷	۹/۹	۲	-----	---
W 200 x 35.9	۱۰/۷	۱۰/۹	۲	-----	---
W 200 x 46.1	۱۱/۱	۱۱/۳	۱/۸	-----	---
W 200 x 52	۱۲/۱	۱۲/۳	۱/۶	۱۲	۰/۸

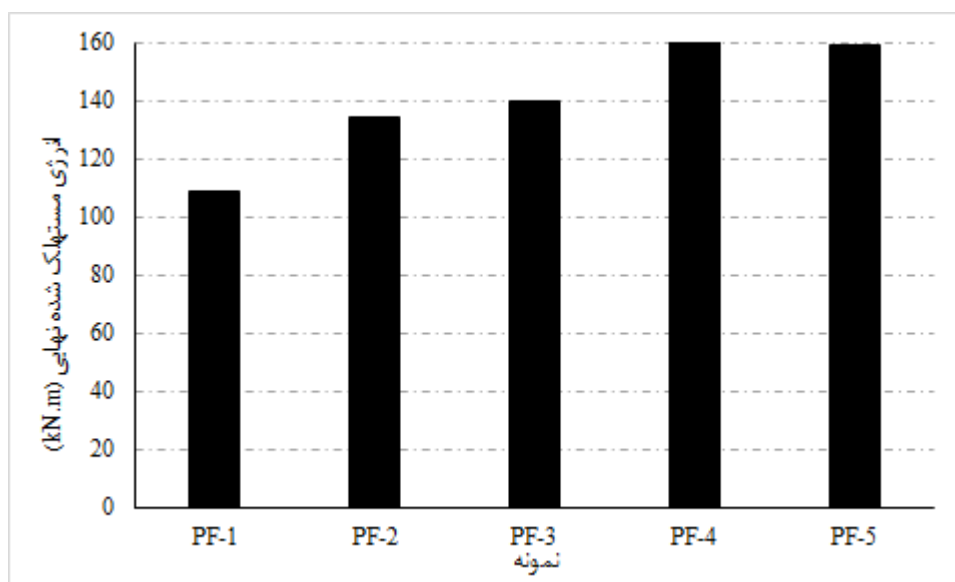
سختی معادله‌ی کورتس و لیو [۸] که در شکل (۱۱) آورده شده است تفاوت ۳۳/۷٪ بین سختی معادله و آزمایشگاهی نشان می‌دهد؛ در صورتی که با ارائه‌ی رابطه‌ی (۴) در پژوهش حاضر این مقدار به ۴/۵٪ رسیده است.

۶- مقایسه‌ی ظرفیت استهلاک انرژی

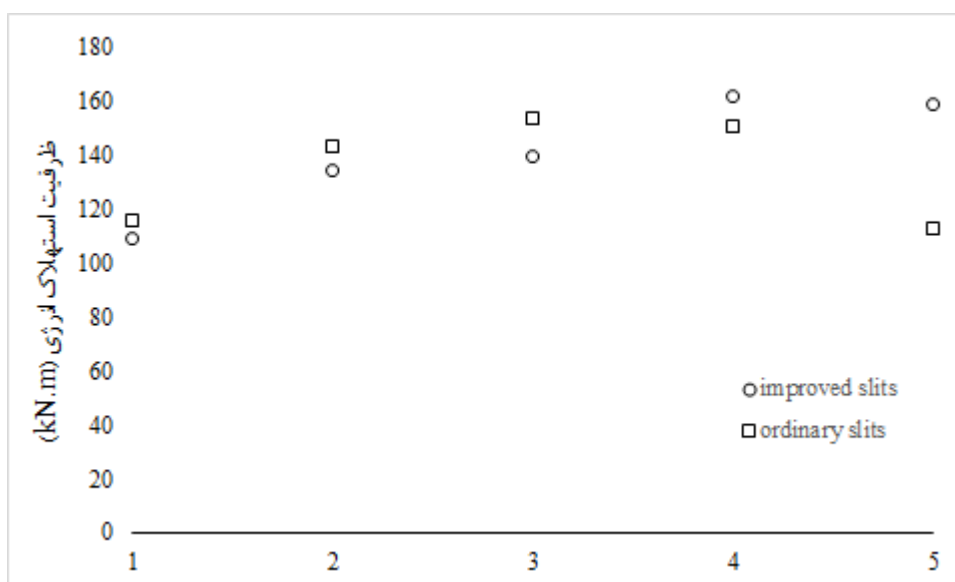
به علت کماتش خارج از صفحه در دیوار فولادی، لاغرشوندگی^{۱۷} در منحنی چرخه‌ای دیوار اتفاق افتاده که بر ظرفیت استهلاک انرژی^{۱۸} تاثیر می‌گذارد. شکل (۱۴) ظرفیت مدل‌های با شیاردار بهبود یافته را نشان می‌دهد. مشخص است که با افزایش ممان اینرسی ظرفیت استهلاک انرژی افزایش یافته است. به طوری که با ۸ برابر شدن سختی خمشی تیر، ظرفیت ۲۵٪ افزایش یافته است. البته در تیرهای با سختی خمشی بالا، تغییرات ممان اینرسی تاثیر بسیار کمی در ظرفیت استهلاک انرژی دارد. در شکل (۱۵) نیز ظرفیت

17 Pinching phenomenon
18 Energy Dissipation Capacity

استهلاک انرژی قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته با قاب-دیوار شیاردار معمولی مقایسه شده است. به علت افت عملکرد دیوار شیاردار معمولی در قاب‌های با تیر سخت، این قاب‌ها استهلاک کمتری نسبت به قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته دارا می‌باشد. ولی در سایر نمونه‌ها ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های دارای دیوار شیاردار بهبود یافته با نمونه‌های شیاردار معمولی اختلاف ناچیزی دارد.



شکل ۱۴: ظرفیت استهلاک انرژی در قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته



شکل ۱۵: مقایسه‌ی ظرفیت استهلاک انرژی در قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته و قاب-دیوار شیاردار معمولی

۷- نتیجه گیری

پس از راستی‌آزمایی مدل عددی با نتیجه آزمایش انجام شده توسط کورتس و همکاران [۸]، پنج تیر مختلف با دیوار شیاردار بهبود یافته مدل‌سازی و تحلیل و بررسی شده است. هم‌چنین رفتار آن با قاب‌های دارای دیوار شیاردار معمولی مقایسه شد. مهم‌ترین پارامترهای مورد بررسی سختی اولیه، مقاومت، انرژی مستهلک شده و شکل پذیری می‌باشد. نتایج زیر به دست آمده‌اند:

- به طور کلی سختی اولیه در قاب-دیوار شیاردار معمولی بیشتر از قاب-دیوار شیاردار بهبود یافته می‌باشد. این اختلاف در نمونه‌ی PF-5 ۲۴٪ می‌باشد.

- با افزایش ممان اینرسی تیر، سختی قاب افزایش می‌یابد. با ۸ برابر شدن ممان اینرسی سختی قاب ۲۵٪ افزایش یافته است. هم-چنین رابطه‌ای برای به دست آوردن سختی قاب ارائه شد که اعداد قابل قبولی نشان می‌داد.

- مقاومت بیشینه در قاب-دیوار شیاردار معمولی با اختلاف کمی بیشتر می‌باشد. بیشترین مقدار اختلاف ۱۱/۳٪ در نمونه‌ی PF-3 می‌باشد.

- مقدار استهلاک انرژی نهایی با افزایش ممان اینرسی افزایش می‌یابد و با ممان اینرسی نسبت تقریباً مستقیم دارد. در قاب‌های دارای تیرهای با ممان اینرسی بالا، دیوار شیاردار بهبود یافته استهلاک انرژی بیشتری دارد. مقدار این اختلاف در نمونه‌ی PF-5 ۴۱٪ می‌باشد.

- عملکرد و شکل پذیری دیوار شیاردار بهبود یافته در قاب‌های دارای تیر با ممان اینرسی بالا بهتر از دیوار شیاردار معمولی می‌باشد. در تیرهای با سختی پایین استفاده از دیوار شیاردار معمولی توصیه می‌شود.

مراجع

- [1] Muto, K. (1969). "Earthquake resistant design of 36-storied Kasumigaseki building", In: *4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, pp.16-33.
- [2] Muto, K., Ohmori, N., and Takahashi, T. (1973). "A study on reinforced concrete slitted shear walls for high-rise buildings", In: *5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy.
- [3] Martínez-Rueda, JE. (2002). "On the evolution of energy dissipation devices for seismic design Earthquake Spectra", *Journal of the Earthquake Engineering, Research Institute, EERI*, 18(2), pp.309-346.
- [4] FEMA. (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. FEMA-350. SAC Joint Venture.
- [5] Hitaka, T., and Matsui, C. (2003). "Experimental study on steel shear wall with slits", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 129(5), pp.586-595.
- [6] Hitaka, T., Matsui, C., and Sakai, J. (2007). "Cyclic tests on steel and concrete-filled tube frames with slit walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, pp.707-727.
- [7] Jacobsen, A., Hitaka, T., and Nakashima, M. (2010). "Online test of building frame with slit-wall dampers capable of condition assessment", *Journal of Constructional Steel Research*, 66, pp. 1320-1329.
- [8] Cortes, G., Liu, J. (2011). "Experimental evaluation of steel slit panel-frames for seismic resistance", *Journal of Constructional Steel Research*, 32, pp. 181-191.
- [9] Gou, L., Rong, Q., Xinbo, M., and Zhang, S. (2011). "Behavior of Steel Plate Shear Wall Connected to Frame Beams Only", *Journal of Constructional Steel Research*, 11(4), pp.467-479.
- [10] Rahmzadeh, A., Ghassemie, M., Park, Y., and Abolmaaili, A. (2016). "Effective of stiffeners on steel plate shear wall systems", *Steel and Composite Structures*, 20(3), pp.545-569.
- [11] Lu, J. Yan, L. Tang, Y. and Wang, H. (2015), "Study on Seismic Performance of a Stiffened Steel Plate Shear Wall with Slits", *Shock and Vibration*, 2015.
- [12] Xiao, K. Zhang, Q. and Jia, B. (2016), "Cyclic behavior of prefabricated reinforced concrete frame with infill slit shear walls", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 10(1), 63-71.

- [13] Lu, J. Qiao, X. Liao, J. and Tang, Y. (2016), "Experimental Study and Numerical Simulation on Steel Plate Shear Walls with Non-uniform Spacing Slits", *International Journal of Steel Structures*. 16(4), 1373-1380.
- [14] He, L., Togo, T., Hayashi, K., and Kurata, M. (2016). "Cyclic behavior of multirow slit shear walls made from low-yield-point steel", *Steel and Composite Structures*, 20(3), pp.545-569.
- [15] Jin, S., Jiulin, B., and Jinping, Q. (2017). "Seismic behavior of a buckling-restrained steel plate shear wall with inclined slots", *Journal of Constructional Steel Research*, 129, pp.1-11.
- [16] Gou, L., Rong, Q., Qu, B, and Liu, J. (2017). "Testing of steel plate shear walls with composite columns and infill plates connected to beams only", *Engineering Structures*, 136, pp.165-179.
- [17] Hoseinzadeh Asl M., Safarkhani, M. (2017). "Seismic behavior of steel plate shear wall with reduced boundary beam section", *Thin-Walled Structures*, 116, pp.159-179.
- [18] Jiang, L., Zheng, H., and Hu, Y. (2017). "Experimental seismic performance of steel- and composite steel-panel wall strengthened steel frames", *Civil and Mechanical Engineering*, 17, pp.520-534.
- [19] Khatami, M., Shariatmadar, H. (2017). "Experimental and analytical study of steel slit shear wall", *Steel and Composite Structures*, 24(6), pp.741-751.
- [20] Khatami, M., Shariatmadar, H. (2017). "Analytical study of steel slit shear wall", *Civil Engineering Sharif*. [online]. Available at: http://sjce.journals.sharif.edu/article_1323.html [Accessed 21. June. 2018].
- [21] Abaqus, (2014) Analysis user's manual, Version 6.14, USA: Inc., Dassault Systemes.
- [22] Hooputra, H., Gese, H., Dell, H., and Werner, H. (2004). "A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminum extrusions", *Journal of Crashworthiness*, 9(5), pp.449-464.
- [23] Shi, YJ., Wang, M., Wang, YQ. (2011). "Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading", *Constructional Steel Research*, 67(8), pp.1185-1197.
- [24] Krawinkler, H. (2009). "Loading histories for cyclic Tests in support of performance assesment of structural components", *Department of civil and Environ. Engineering*, Stanford University, Stanford, CA.
- [25] ATC-24, (1992). "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings", *Report No. ATC-24*, Applied Technology Council, Redwood City, CA.