

Parametric Study of Composite Shear Wall with Embedded Steel Truss

Hosseinali Rahimi Bandarabadi^{1*}, Behrooz Ahmadi-Nedushan², Sahar Mirmoeini³

1- Assistant Professor, Yazd University, Yazd, Iran

2- Associate Professor, Yazd University, Yazd, Iran

3- M.Sc. Student of Structural Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

ABSTRACT

Shear walls can be designed to have sufficient bearing capacity and deformation and absorb energy due to nonlinear shear-bending and axial load - bending, interactions. However, in the event that reinforced concrete walls do not have sufficient seismic resistance, the effective solution is to use new composite wall options. The use of steel trusses, consisting of steel columns and embedded steel brace in the reinforced concrete shear wall is one of the types of composite shear walls. In this study, seismic behavior of composite shear wall with embedded steel truss is investigated. For this purpose, various models of these walls have been modeled using finite element method at 5, 10 and 15 storeys. The influence of various factors such as bracket area, column area, and axial load ratio on the performance of this system against lateral loads is evaluated. The influence of various factors such as brace area, column area, and axial load ratio on the performance of this system against lateral loads is evaluated. The results show the steel braces to increase lateral bearing capacity and column steel has been more effective in absorbing energy. Axial load had a greater effect on increasing the initial hardness. But , to avoid the adverse effects on ductility behavior, the axial load ratio must be limited to the medium level.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 October 2019

Revise Date: 15 February 2020

Accept Date: 23 February 2020

Keywords:

Composite shear wall;
Steel truss;
Finite element analysis;
Full cohesion;
Seismic behavior.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.204775.1968

*Corresponding author: Hosseinali Rahimi Bandarabadi

Email address: h_rahimi@yazd.ac.ir

مطالعه پارامتریک دیوار برشی مرکب با خرپای فولادی مدفون

حسینعلی رحیمی بندر آبادی^{۱*}، بهروز احمدی ندوشن^۲، سحر میرمعینی^۳

۱- استادیار، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه یزد، یزد، ایران

چکیده

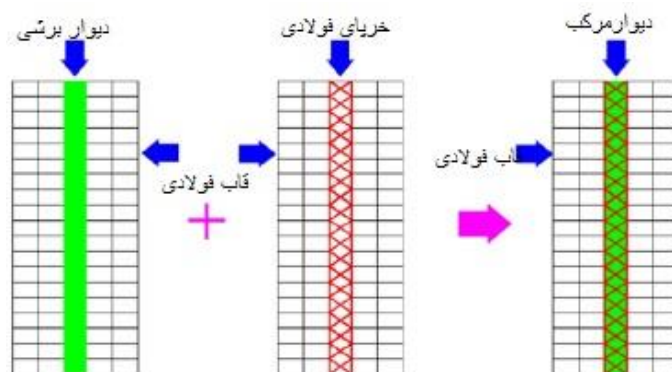
دیوارهای برشی را به علت برهم‌کنش غیرخطی برشی - خمشی و بارمحوری-خمشی، می‌توان برای داشتن ظرفیت تحمل بار و تغییر شکل و اتلاف انرژی کافی طراحی کرد. اما ب این حال، در شرایطی که دیوارهای بتن مسلح دارای مقاومت لرزه‌ای کافی نیستند، راه‌حل مؤثر استفاده از گزینه‌های جدید دیوار مرکب است. استفاده از خرپای فولادی، متشکل از ستون فولادی و مهاربند ضربدری به صورت مدفون در دیوار برشی بتن مسلح یکی از انواع دیوار برشی مرکب بشمار می‌رود. در این پژوهش به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی مرکب با خرپای فولادی مدفون پرداخته شده است. بدین منظور مدل‌های مختلفی از این دیوارها در ارتفاع ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه، با استفاده از روش اجزا محدود مدل‌سازی شده است و تأثیر عوامل مختلف از جمله مساحت مهاربند، مساحت ستون و نسبت بارمحوری بر رفتار این سیستم در برابر بارهای جانبی ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهد فولاد مهاربند در افزایش ظرفیت باربری جانبی و فولاد ستون در میزان جذب انرژی مؤثرتر بوده است. بارمحوری در افزایش سختی اولیه تأثیر بیشتری داشته است ولی برای جلوگیری از اثر نامطلوب بر رفتار شکل‌پذیر، نسبت بارمحوری باید به سطح متوسط محدود شود.

کلمات کلیدی: دیوار برشی مرکب، خرپای فولادی، آنالیز اجزا محدود، چسبندگی کامل، رفتار لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2020.204775.1968	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.204775.1968	۱۴۰۰/۰۶/۳۰	۱۳۹۸/۱۲/۰۴	۱۳۹۸/۱۲/۰۴	۱۳۹۸/۱۱/۲۶	۱۳۹۸/۰۷/۱۹
حسینعلی رحیمی بندرآبادی h_rahimi@yazd.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

نسل جدید سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، دیوارهای برشی مرکب است. این دیوارها معمولاً شامل دیوار برشی فولادی مرکب و دیوار برشی بتن آرمه با المان مرزی فولادی می‌باشند. در این تحقیق نوع دیگری از سیستم دیوار مرکب مورد بررسی قرار گرفته است که در آن خرپای فولادی برای جایگزینی ورق فولادی، در دیوارهای بتن مسلح جاسازی شده است. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است؛ این خرپا شامل ستون و مهاربند ضربدری است.



شکل ۱: دیوار کامپوزیت با خرپای مدفون [۱]

با ترکیب خرپای فولادی به جای ورق فولادی در دیوار برشی بتن مسلح، صرفه جویی قابل توجهی در مواد فولادی می‌شود و هم‌چنین توانایی سازه بهبود می‌یابد چنین نوع دیوارهای مرکبی در برخی از ساختمان‌های مشهور در چین مانند مرکز کنوانسیون بین‌المللی در شهر دالیان استفاده شده است [۱]. با این حال به ندرت در مورد این نوع دیوار برشی مرکب تحقیقاتی انجام شده است. به منظور بررسی رفتار دیوار برشی مرکب با خرپای مدفون در این تحقیق مطالعه پارامتریک انجام شده است.

۲- مطالعات پیشین

یان تیان وو و همکاران رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح را با خرپای فولادی سرد نورد شده محبوس در بتن بررسی کردند. نتایج آزمون نشان داد که خرپای فولادی محبوس شده به طور مؤثر می‌تواند به بهبود شکل پذیری و ظرفیت جذب انرژی تأثیر بگذارد. اما افزایش بیشتر نسبت حجمی فولاد نمی‌تواند به طور قابل توجهی خرابی و الگوی شکست دیوار را تغییر دهد. استفاده از صفحات فولادی مشبک با زاویه‌های موازی با مهاربند در افزایش قابلیت شکل‌پذیری و اتلاف انرژی مناسب هستند [۲].

ژانگ جونگ جین نمونه‌هایی از جمله یک دیوار اصلی بتن مسلح و یک دیوار بتنی با هسته خرپای فولادی جاسازی شده را مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آزمایش نشان داد که خرپای فولادی جاسازی شده به طور قابل توجهی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای بتنی را در ظرفیت باربری، اتلاف انرژی و حالت خسارت به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. در مقایسه دیوار اصلی، ظرفیت باربری دیوارها با افزایش ۲۷،۳ درصدی، نسبت میرایی معادل دیوارهای اصلی در نقطه تسلیم و نقطه حد نهایی به ترتیب ۱۹،۱٪ و ۴،۱٪ افزایش یافتند [۳].

ژانگ تاوو دو دیوار کامپوزیت برشی مختلف (نسبت ابعاد) که ترکیبی از خرپای فولادی I شکل و پشتیبانی فولاد تخت جوش داده شده، مورد آزمایش قرار داد. تنش نمونه‌ها در شبیه‌سازی آرماتورها و فولاد دیوار برشی مرکب با ستون‌های خارجی در مراحل مختلف بارگذاری، بررسی شد. این مطالعه می‌تواند مبنایی برای توسعه یک مدل دقیق ساده شده باشد [۴].

ژانگ جیان با توجه به اینکه نسبت بار محوری فشاری همواره عنصری حیاتی در طراحی لرزه‌ای برشی دیوار بوده است. مطالعات تجربی بر روی رفتار لرزه‌ای پنج دیوار برشی متوسط با ضریب فشاری بالا انجام شد، شامل یک دیوار برشی ساده، یک دیوار برشی با قاب

فولادی و یک دیوار برشی با خرپای فولادی. فرمول‌های ظرفیت بارگیری نشان داد که نتایج آنها با نتایج آزمون همخوانی خوبی داشت و رفتار لرزه‌ای دیوار برشی با خرپای فولادی تعبیه شده بهبود یافته است [۵].

یانگ یا بین به منظور تعیین عملکرد لرزه‌ای نوع جدیدی از دیوار برشی بتنی با ستون‌های لوله‌ای پر شده از بتن و مهاربند فولادی مدفون با ارتفاع کم، آزمایشی در سه دیوار برشی انجام داد، از جمله یک دیوار برشی بتن مسلح، یک دیوار برشی ترکیبی با ستون‌های فولادی لوله‌ای و پر شده از بتن و یک دیوار برشی کامپوزیت با ستون‌های لوله فولادی پر شده از بتن و خرپای فولادی مدفون بود. نتایج نشان داد که عملکرد لرزه‌ای دیواره برشی کامپوزیت با ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده از بتن و مهاربند فولادی مدفون به طور قابل توجهی نسبت به دیوارهای برشی بتنی تقویت شده سنتی افزایش یافته است [۶].

کاوو وان لین برای تعیین عملکرد ارتباطی بین دیوارهای اصلی و خرپای فولادی مدفون، ۴ نمونه دیوارهای اصلی و خرپای فولادی مدفون با سازه‌های مختلف طراحی کرد که براساس پروژه مرکز کنفرانس دالیان طراحی شده‌اند. ظرفیت باربری، سختی، شکل‌پذیری و مشخصات شکست با هم مقایسه شدند و یک روش محاسبه ساده برای ظرفیت باربری اتصالات بین دیوار لوله مرکزی و خرپای فولادی مدفون ایجاد شد [۷].

کوی لانگ در مدل‌های عددی دو دیوار برشی بتنی کامپوزیت، یکی با خرپای فولادی و دیگری با صفحه فولادی، با نسبت فولادی همانند تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار داد. عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دو دیوار برشی کامپوزیت مقایسه شد. نتیجه نشان داد که، در سطح اجزاء با افزایش نسبت ابعاد، ظرفیت تحمل بار، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی از ورق فولادی دیوار بتن مسلح برشی به تدریج قوی‌تر از دیوار برشی بتن مسلح خرپای فولادی در مورد همان نسبت فولاد است. در سطح ساختار، زمانی که نسبت ابعاد بزرگ است، عملکرد لرزه‌ای سازه با ورق فولادی تقویتی دیوار برشی بتنی بهتر از ساختار با خرپای فولادی دیوار بتن مسلح برشی است [۸].

یوانگ و همکارانش میراگر ورق فولادی موجدار قابل تعویض را در گوشه‌ی پایین دیوار برشی مرکب پیشنهاد دادند. پس از وقوع زلزله شدید، خسارت‌ها در آن جا متمرکز می‌شود و با تعویض میراگر عملکرد سازه به سرعت ترمیم می‌شود. آن‌ها دو دیوار با ورق موجدار افقی و عمودی را آزمایش کردند و هر دو دیوار رفتار خمشی داشتند ولی عملکرد لرزه‌ای دیوار با موج‌های عمودی رفتار بهتری از خود نشان داد. در نهایت فرمول‌های ساده‌ای برای ارزیابی مقاومت برشی دیوار پیشنهاد دادند [۹].

پاشاجوادی و همکارش تکنیک دیوار ضخیم جدید برای مقاوم سازی سازه‌ی بتن مسلح کم ارتفاع ارائه دادند. در این روش صفحات فولادی کانال شکل، ستون‌های مرزی قاب ساده را می‌پوشانند. صفحات با پیچ و مهره متصل می‌شوند و بتن اضافه می‌شود. برای بررسی کارایی تکنیک پیشنهادی یک نمونه غیرمقاوم و چهار نمونه مقاوم تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. نتایج نشان داد دیواره‌های ضخیم ترکیبی نه تنها باعث افزایش استحکام و سختی جانبی شدند بلکه انعطاف پذیری جانبی را بهبود بخشید [۱۰].

۳- مدل‌سازی عددی

به منظور صحت سنجی نرم افزار آباکوس، نمونه آزمایشگاهی یون تیان وو مدل‌سازی شده است. این دیوار با مقیاس یک به چهار نسبت به نمونه واقعی بر اساس آئین نامه ی ۲۰۱۰ طراحی لرزه‌ای ساختمان چین در آزمایشگاه ساخته شده است [۱۱].

برای تحلیل شبه استاتیکی نمونه از روش صریح دینامیکی استفاده شده است. برای دقت و بازدهی بیشتر تحلیل شبه استاتیکی بارگذاری وارد شده دارای دو مرحله است. در حالی که پایه دیوار گیردار شده است؛ ابتدا بارگذاری عمودی و فشاری در تیر بالای دیوار وارد می‌شود. مقدار این بار $0/2$ ظرفیت باربری دیوار در نظر گرفته شده است. این بار در حین بارگذاری جانبی ثابت می‌ماند. در نواحی اعمال بار لازم است برای جلوگیری از تمرکز تنش شدید از ورق‌های فولادی استفاده کرد. بتن با مقاومت مقاومت فشاری 70 مگاپاسکال و مدول الاستیسیته 41 گیگاپاسکال و ضریب پواسون $0,15$ ، تعریف شد. مشخصات فولاد مصرفی در پروفیل ستون و مهاربند و آرماتورها مطابق جدول ۱ می‌باشد.

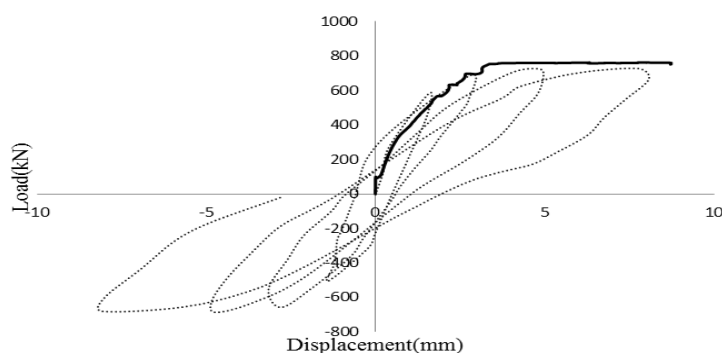
جدول ۱: مشخصات فولاد مورد استفاده در مدل ها

نوع پروفیل فولادی	تنش نهایی مگاپاسکال	تنش تسلیم مگا پاسکال	کرنش تسلیم
IPB۱۶۰	۴۲۰/۶۵	۳۱۳/۰۱	۱/۴۹۷E-۳
L۶۵	۷۴۰/۹۳	۵۱۸/۸۳	۲/۴۷۱E-۳
آرما تور با قطر ۶	۴۹۸/۳۰	۳۴۱/۶۷	۱/۶۲۷E-۳
آرما تور با قطر ۸	۴۶۰	۳۰۱/۶۷	۱/۴۳۷E-۳

در ماژول اندرکنش، در اتصال پروفیل های مهاربند به ستون ها به هم از قید تای بهره برده و به منظور تعادل دقت شبیه سازی و هزینه های محاسباتی، مدل سازی میلگردهای تقویتی و اعضای فولاد خرپای جاسازی شده متفاوت بحث شد. کرنش میلگردهای تقویتی با کرنش بتن سازگار است و میلگرد ها از المان Beam و به صورت مدفون در بتن مدل شد. اما خرپای فولادی با در نظر گرفتن لغزش بین فولاد و بتن در دیوار تعبیه شدند. به این صورت که المان بتن و پروفیل های خرپا از Solid است و در محل خرپا، پروفیل های مهاربند و ستون از داخل بتن خالی شد و بین پروفیل های فولاد و سطح داخلی بتن، سطح تماس تعریف شده است. در تعریف مشخصات این سطح تماس از مدل تنش-لغزش FIP-CEB استفاده شده است [۱۲]. همچنین سطوح تماس بتن و فولاد به صورت Hard Contact در نظر گرفته شده است، بدین منظور که در کشش دو سطح می توانند از هم جدا شوند.

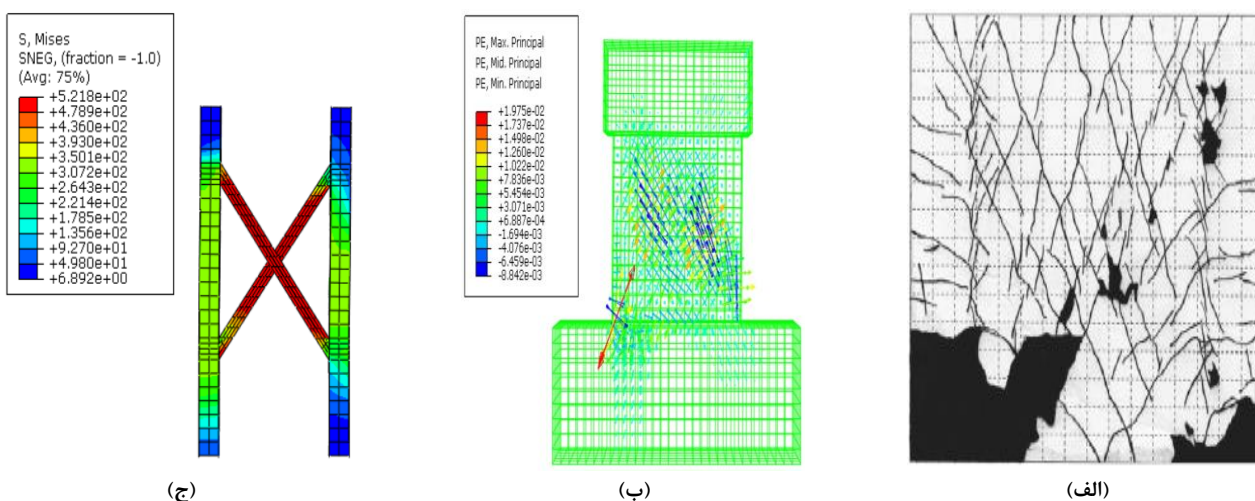
گسسته سازی مدل المان محدود برای تحلیل و بررسی مهم است. شبکه بندی دیوار بتنی و پروفیل های خرپا به گونه ای انجام شد که هر گره فولاد در مقابل گره بتن قرار گیرد. این کار با پارتیشن زدن بهینه انجام شد. دقت روش مدل سازی المان محدود، با مقایسه نتایج شبیه سازی با آن هایی که تجربی هستند، تایید شده است.

در شکل ۲ نیروی برش پایه در مقابل تغییر مکان افقی بالای دیوار بر حسب کیلونیوتن - میلیمتر رسم شده است. مقایسه نتایج تحلیل غیرخطی و نمودار هیستریزس حاصل از آزمایش انجام شده توسط یون تیان وو [۱۱] نشان می دهد که درصد تفاوت و خطای نتایج تحلیلی تا رسیدن به مقاومت حداکثر دیوار، به میزان ۳ درصد است. با این که سعی شده بیشترین نزدیکی در مدل سازی ایجاد شود، در چند مورد بین مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی تفاوت وجود دارد. اول به دلیل نبود اطلاعات لازم در مورد لغزش بین پروفیل و بتن است. دوم به دلیل نامشخص بودن تاریخچه زمانی بارگذاری، تفاوت در بارگذاری اعمال شده بر روی مدل تا حدودی محتمل است.



شکل ۲: مقایسه نمودار بار-جابجایی نمونه تحلیلی و آزمایشگاه [۱۱]

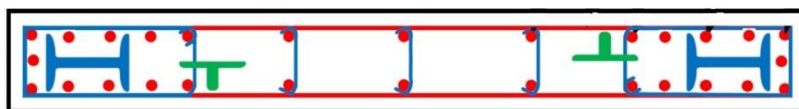
شکل ۳ (ب) دیگرام کرنش پلاستیک در دیواربرشی را نشان می دهد که توزیع تقریبی و عرض شکاف در حالت نهایی است. ناحیه ترک به طور عمده در قسمت کشش توزیع می شود چون با افزایش بار جانبی تراکم ترک افزایش پیدا می کند. در طول فرایند بارگذاری عرض ترک ها در پایین دیوار برشی بزرگتر می شود و ترک ها به تدریج به منطقه فشرده گسترش می یابد که نشان از کاهش ارتفاع منطقه فشرده دارد [۱۲]. در (ج) توزیع تنش در خرپا نشان می دهد که در مرحله نهایی ناحیه وسیعی از مهاربند به تسلیم رسیده است درحالی که تنش پایه ستون به مراتب بیش از تنش تسلیم است.



شکل ۳: الف) نمونه آزمایشگاهی دیوار [۱۱]، نمایش کانتور تنش ها (ب) دیوار بتنی، ج) پروفیل فولادی در مرحله نهایی شکست دیوار

۴- مدل های مورد مطالعه

در این بخش دیوار با مقیاس کامل ۱ به ۱ با طول سه متر در پنج طبقه با ارتفاع هر طبقه ۳٫۲ متر مدل سازی شده است. جزییات آرماتور گذاری این دیوار در شکل ۴ آورده شده است. این دیوار به عنوان نمونه مینا در نظر گرفته شده است. در طراحی به این نکته توجه شده است که این مقطع عرضی دیوار در کل طبقات یکسان و در نتیجه سختی طبقات یکسان است. لذا در مقاطع حداقل های آیین نامه بکار رفته است. مشخصات دیواربرشی در جدول ۲ نشان داده شده است.



شکل ۴: مقطع عرضی دیوار

جدول ۲: مشخصات مقطع عرضی دیوار

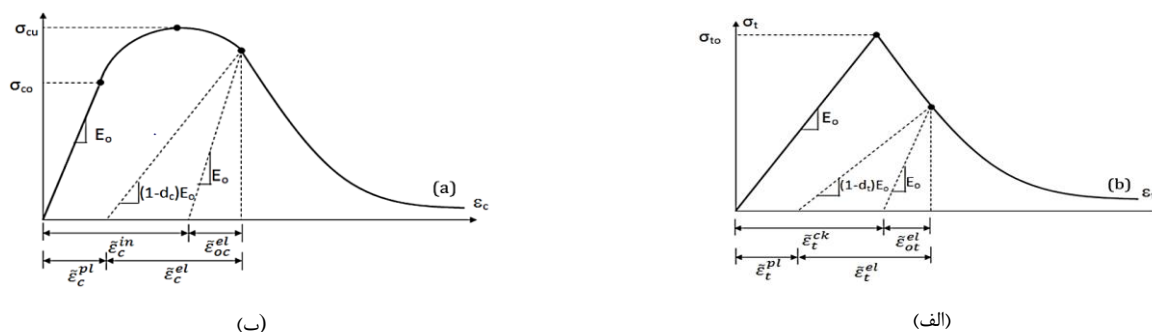
آرماتور طولی	آرماتور عرضی	آرماتور ستون، %	مساحت فولاد ستون به مقطع دیوار، %	مساحت فولاد مهاربند به مقطع دیوار، %
۰٫۰۰۲۵	۰٫۰۰۲۹	۰٫۰۰۴	۱	۰٫۵
ϕ۱۴@۲۵۰	ϕ۱۴@۲۵۰	۱۱ϕ۲۲	IPB160	2L65×11

فولاد پروفیل ها از جنس ST37 است. خاموت ها AI و آرماتور های افقی AII و آرماتور های قائم AIII هستند. بارگذاری این دیوار ها در دو گام زمانی به سازه اعمال می گردد. به این صورت که علاوه بر نیروی وزن سازه، بار محوری گسترده ۲۵۰ کیلو نیوتون بر متر مربع بعنوان بار مرده بر روی هر طبقه دیوار برشی اعمال می گردد. سپس در مرحله بعد با ثابت نگه داشتن بارهای قائم اقدام به بارگذاری جانبی دیوار در تراز سقف طبقات با الگوی مثلثی به صورت اعمال کنترل بار شده است. این بارگذاری تا مرز شکست نمونه ادامه می یابد.

۵- مشخصات مصالح و اندر کنش بتن و فولاد

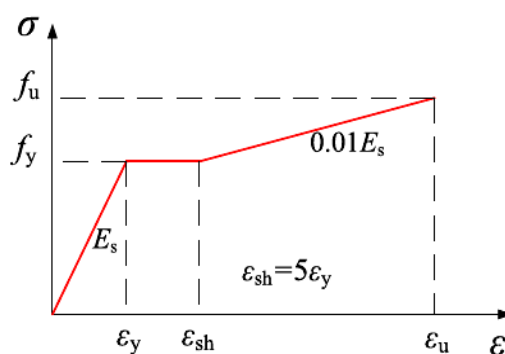
برای شبیه سازی ویژگی های ترک خوردگی بتن از مدل بتن آسیب دیده استفاده شده است. در این روش فرض می شود که ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری ماده دو مکانیزم اصلی شکست هستند که در شکل ۵ نشان داده شدند. تحت کشش تک محوری پاسخ تنش- کرنش تا رسیدن به تنش گسیختگی از رابطه الاستیک خطی پیروی می کند. تنش گسیختگی با شروع تشکیل ترک های ریز

در بتن متناظر است. تحت فشار تک محوری رفتار بتن تا زمانی که به تنش تسلیم اولیه برسد خطی است در ناحیه ی خمیری رفتار بتن قبل از تنش نهایی شامل سخت شوندگی تنش و پس از آن نرم شوندگی کرنش است. این تعریف از رفتار بتن اگر چه ساده است اما بیشتر خصوصیات اصلی بتن را پوشش می دهد. چهار گروه پارامتر برای تعیین رفتار بتن در مدل پلاستیسیته ی آسیب بتن مورد استفاده است. اول پارامترهای پلاستیسیته، دوم نمودار تنش-کرنش تک محوره بتن تحت کشش و فشار، سوم پارامترهای معرف کاهش سختی باربرداری و یا پارامترهای آسیب و در نهایت ویسکوزیتی است [۱۳].



شکل ۵: رفتار بتن در برابر بارگذاری تک محوره [۱۳]

در مدلسازی، رفتار مصالح فولادی معمولاً یا به صورت الاستیک-کاملاً پلاستیک و یا همراه با سخت شوندگی در ناحیه پلاستیک فرض می شود. اگر کرنش در زمان رسیدن به سخت شوندگی تا حد زیادی بزرگ تر از کرنش شروع ناحیه پلاستیک باشد، فرض اول پاسخ قابل قبولی را ارائه می دهد. خواص مکانیکی اصلی میلگرد ها و پروفیل تعبیه شده به صورت سه خطی ایده آل که در شکل ۶ نشان داده می شود، لحاظ شده است [۱۱].



شکل ۶: نمودار سه خطی فولاد [۱۱]

شکست مکانیکی در فصل مشترک مواد، در سه مد انجام می شود. مد اول حالت کشش، مد دوم حالت برش و مد سوم حالت ترکیبی است. برای شبیه سازی دقیق فرآیند ترک بین لایه ای، نیاز به معادله ساختاری مناسب در فرمول بندی المان چسبیده، اساسی است. مدل رفتاری تنش- لغزش موجود در نرم افزار آباکوس، رفتار مصالح را قبل از شروع گسیختگی به صورت الاستیک خطی در نظر می گیرد که به صورت یک ماتریس الاستیک خطی مطابق رابطه ۱ تعریف می شود.

$$\begin{bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} & k_{nt} \\ k_{sn} & k_{ss} & k_{st} \\ k_{tn} & k_{ts} & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{bmatrix} \quad (1)$$

δ_t و δ_s و δ_n تغییر مکان های نسبی دو سطح به ترتیب در جهت عمود و دو جهت موازی امتداد لغزش هستند. t_n و t_s و t_t نیز به ترتیب تنش نرمال و تنش های برشی بوجود آمده در سطح ناشی از همان تغییر مکان نسبی هستند. در تعریف لغزش، پاسخ موضعی $\delta-\tau$ پروفیل فولادی که بر اساس آیین نامه مدل FIP-CEB مجموعه ای از معادلات تعریف منحنی تنش - کرنش برای بخش های مختلف از منحنی به شرح رابطه ۲ داده شده است [۱۲]. τ_{max} حداکثر تنش پیوستگی، τ_f تنش باقی مانده، s لغزش نسبی بین فولاد و بتن، s_1, s_2, s_3 مقدار لغزش مشخصه و β یک ضریب تجربی است.

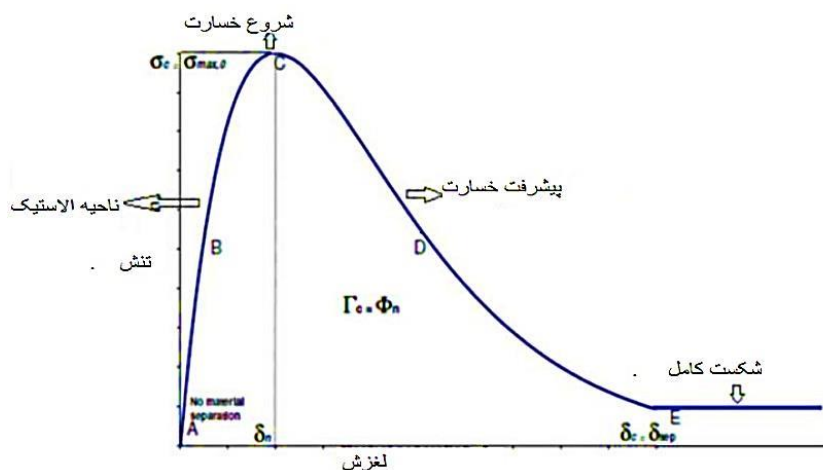
$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1}\right)^\beta \quad 0 \leq s < s_1$$

$$\tau = \tau_{max} \quad s_1 \leq s < s_2 \quad (2)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{s-s_1}{s-s_2} \quad s_2 \leq s < s_3$$

$$\tau = \tau_f \quad s_3 \leq s$$

برای سطح تماس بین بتن و فولاد سه نوع رفتار تعریف شده است. رفتار نرمال که به جهت جلوگیری در فرورفتن بتن و فولاد در یکدیگر Hard contact تعریف می شود. دوم رفتار تماسی با ضریب اصطکاک ۱ لحاظ شده است و سوم رفتار چسبنده. k_{nn}, k_{tt}, k_{ss} سختی عنصر انعطاف پذیر در حالت نرمال و برش در جهت اول و برش در جهت دوم است. ماتریس پاسخ ماده قبل از شروع خسارت را بیان می کند. C و f_{tc} شروع خسارت در نقطه ماکزیمم نمودار رانشان می دهند. در مرحله تکامل آسیب، مواد سختی خود را از دست می دهند. تکامل آسیب بر اساس جا به جایی یا انرژی است. در حالت دوم کاهش سختی المان تا زمانی ادامه دارد که کار انجام شده (برابر با سطح زیر نمودار تنش پیوستگی - لغزش) به انرژی گسیختگی مشخصه G_{II}, G_I برسد [۱۴]. شکل ۷ قانون تنش پیوستگی - لغزش برای یک مدل منطقه چسبنده نشان داده می شود. مشخصات اولیه رفتار چسبنده سطح رابط، بر اساس مدل رفتاری آیین نامه 90 FIP-CEB بدست آمده است. پارامترهای مورد بحث در جدول ۳ آورده شده اند.



شکل ۷: قانون تنش پیوستگی - لغزش برای یک مدل منطقه چسبنده [۱۴]

جدول ۳: مشخصات بدست آمده برای سطح تماس بین بتن و پروفیل فولادی

خرابی		ناحیه الاستیک رفتار جدایی				
تکامل خرابی		شروع خرابی				
G_{II}	$(N/mm)G_I$	C	$f_t (N/mm^2)$	k_{tt}	k_{ss}	$k_{nn} (N/mm^3)$
4800	4800	1e5	1e5	2.4e10	2.4e10	4.4e10

۶- بررسی تاثیر میزان بار محوری

در این بخش یکی از راه کارهای موثر بر افزایش ظرفیت دیوار مرکب یعنی افزایش بار محوری مورد بررسی قرار گرفته است. دیوارهای برشی اغلب در مقدار قابل توجهی نیروی فشاری محوری تحت بارهای گرانشی مقاومت می کنند. بر این اساس بار محوری به صورت درصدی از ظرفیت مقطع به دیوار اعمال می گردد. نسبت بار محوری n_t به عنوان نسبت بار محوری اعمال شده (N) به ظرفیت حمل بار محوری کل مقطع عرضی دیوار تعریف می شود. نسبت بار فشاری محوری تعریف شده به شرح رابطه ۳ است:

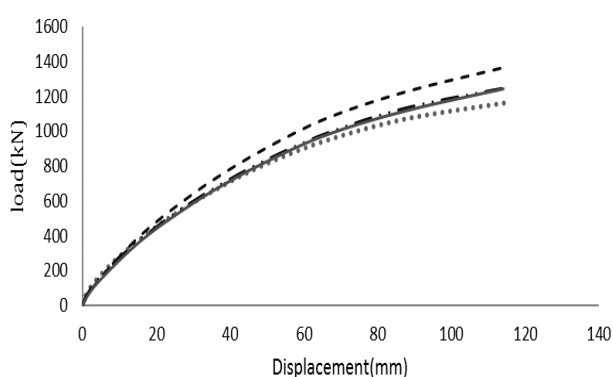
$$n_t = \frac{N}{f_c A_c + f_{sy} A_s} \quad (3)$$

f_c مقاومت فشاری بتن و A_c مساحت مقطع عرضی بتن و A_s مساحت آرماتورها است. در رابطه ۳ با توجه به آیین نامه ضریب کاهش مقاومت برای f_{sy} مواد لحاظ می شود. N بار محوری اعمال شده است. برای محافظه کار بودن در کار مهندسی، مولفه قائم مهاربند مورب در نظر گرفته نمی شود.

عملکرد ضعیف دیوار برشی تحت اثر بار محوری بالا منجر شد با راهنمایی آیین نامه های لرزه ای، نسبت بار محوری محدود شود. در مشاهده تاثیر نیروی محوری فشاری بر روی عملکرد لرزه ای دیوارهای سازه ای، بیشتر آیین نامه های طراحی جدید تلاش می کنند تا بصورت متحد حد کنترل کننده ای را برای نسبت فوق در نظر بگیرند. آیین نامه مرجع GB 50010-2010 این نسبت را به ۰/۳۵ محدود کرده است [۱۲]. برای سازه ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه اعمال بار محوری به صورت یکسان در تراز خواهد بود و مجموع بار محوری کل طبقات دیوار همان درصد نشان داده شده در شکل های زیر است.

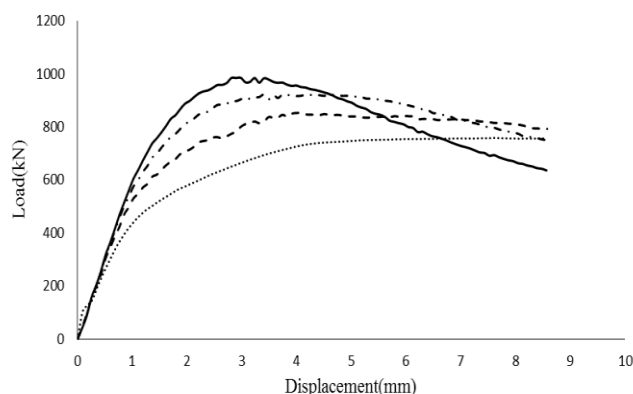
مقایسه مقاومت دیوارها در شکل ۸ نشان می دهد که افزایش بار محوری به میزان ۲۳٪ و ۲۷٪ با افزایش ظرفیت باربری همراه است ولی افزایش بار به میزان ۳۰٪ و ۳۲٪ برای دیوار ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه موجب افت نمودار شده است. چون ارتفاع ناحیه پلاستیک و خسارت کششی بالاتر است پس کاهش برش پایه و جذب انرژی را به دنبال دارد. درصد مطلوب برای این پارامتر در این نوع دیوار ۰/۲۷ بوده است چرا که با افزایش بار بیشتر از این مقدار، مقاومت نهایی کاهش می یابد. افزایش این پارامتر شیب اولیه نمودار دیوار را نیز افزایش می دهد.

محاسبه ی میزان انرژی جذب شده توسط سازه در نرم افزار آباکوس، از روابط کار و انرژی توسط تنش و کرنش و نرخ تغییرات آن ها استفاده می شود. به این صورت که تحت یک بارگذاری ساده رفت و برگشتی با کنترل تغییر مکان در یک سیکل، برای هر کدام از دیوارها، نمودار تاریخچه زمانی انرژی جذب شده توسط نرم افزار بطور مستقیم بدست می آید.



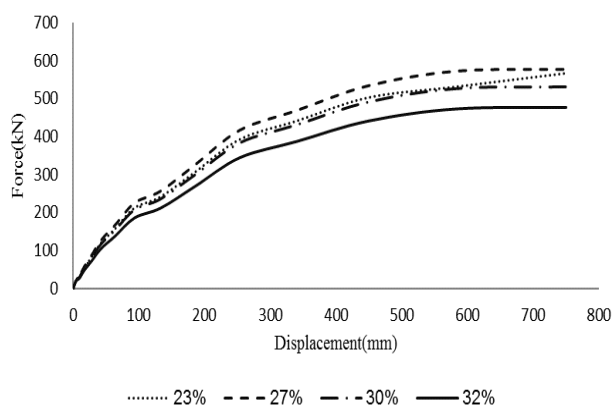
..... 23% --- 27% - · - 30% — 32%

ب) ۵ طبقه

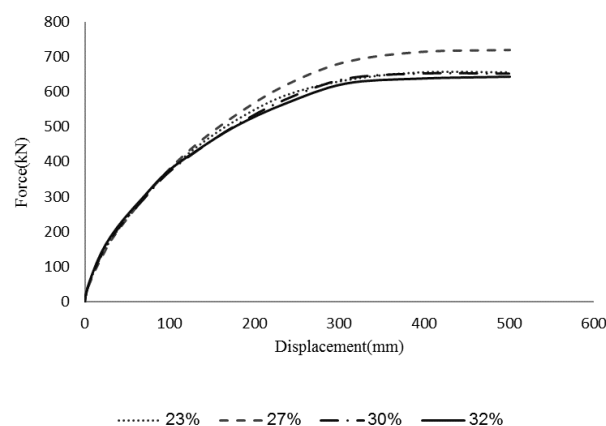


..... 23% --- 27% - · - 30% — 32%

الف) یک طبقه



د) ۱۵ طبقه



ج) ۱۰ طبقه

شکل ۸: مقایسه نمودار بار-جا به جایی دیوار برای تفاوت بارمحوری

۷- بررسی تاثیر میزان مساحت ستون

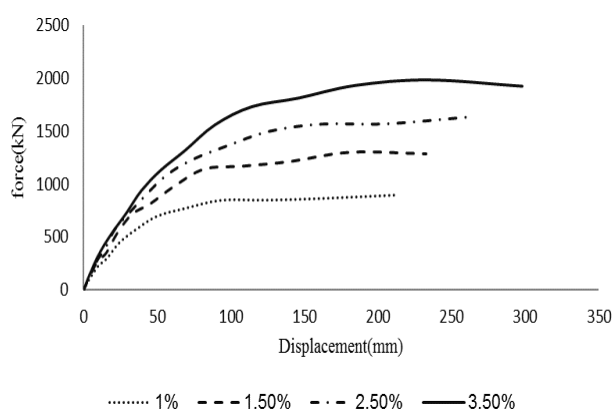
برای بررسی اثر مساحت فولاد ستون، نسبت مساحت ستون به مساحت مقطع عرضی دیوار تعریف شده است. در این بخش ضمن پاسخ گویی به محدودیت های آیین نامه که قبلا ذکر شد، با افزایش ضخامت ستون، مساحت ستون افزایش یافته است. شکل ۷ (الف) رفتار دیوار برشی مرکب با مقادیر مختلف فولاد ستون خرپا را مقایسه می کند. این مقایسه برای دیوار های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نیز انجام شده است. نتایج تحلیل نشان می دهد افزایش مساحت ستون، سختی اولیه را افزایش می دهد. به طوری که حداکثر درصد افزایش سختی دیوار ۱، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۸، ۱۳، ۳۰ و ۳۹ درصد است. علت این افزایش؛ ترتیب شکل گیری مفصل پلاستیک در مدل ها به گونه ای است که ابتدا اجزای مرزی تسلیم می شوند و سپس جان دیوار نیز به نقطه تسلیم می رسد. از این رو مساحت ستون در سختی نمونه موثر است.

مقایسه مقاومت دیوارها نیز نشان می دهد که مساحت ستون خرپا، مقاومت حداکثر دیوار را به میزان قابل توجهی افزایش می دهد. به طوری که برای سازه ۱، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ۳،۵٪ افزایش مساحت ستون، مقاومت حداکثر به ترتیب ۱۰، ۳۸، ۴۳ و ۴۴ درصد افزایش می یابد. نیروی محوری و لنگر خمشی به وسیله عملکرد مختلط دیواربتنی و ستون فولادی تحمل می گردد. با افزایش تعداد طبقات سهم برش المان های مرزی دیوار بیشتر می شود. افزایش مساحت المان مرزی دیوار را سخت تر می کند که در نتیجه نیروی برشی بیشتری را تحمل می کند.

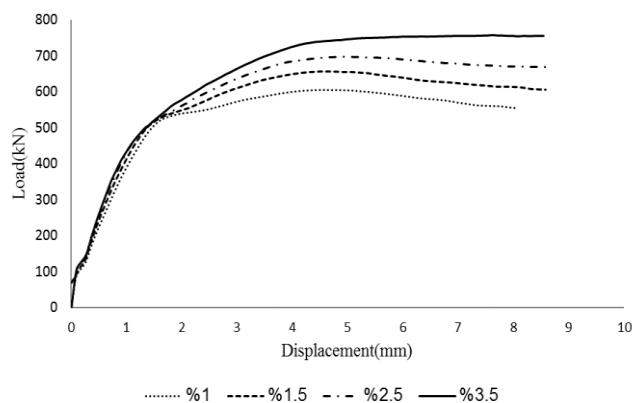
به منظور برآورد شکل پذیری هر نمونه، دو نقطه مرجع زمان مورد استفاده قرار گرفت. زمان اول به عنوان نقطه تسلیم، زمانی است که ستون فولادی به تنش تسلیم می رسد. زمان دوم که دیوار برشی به بار نهایی می رسد؛ آرمانتورها در انتهای سمت کشش تسلیم می شوند. ضریب شکل پذیری در رابطه ۴ تعریف می شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

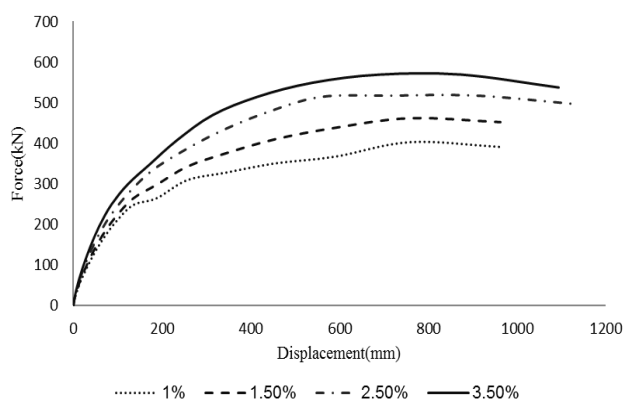
Δ_u جابه جایی افقی مربوط به شکست نهایی دیوار برشی است و Δ_y جابه جایی جانبی در تسلیم است. افزایش مساحت ستون موجب افزایش شکل پذیری دیوار نیز می شود به طوری که شکل پذیری در سازه یک طبقه با درصد فولاد ستون ۱٪، ۱/۵٪، ۲/۵٪ و ۳/۵٪ به ترتیب ۴/۴، ۵/۰۳، ۵/۸، ۶/۲ بدست می یابد.



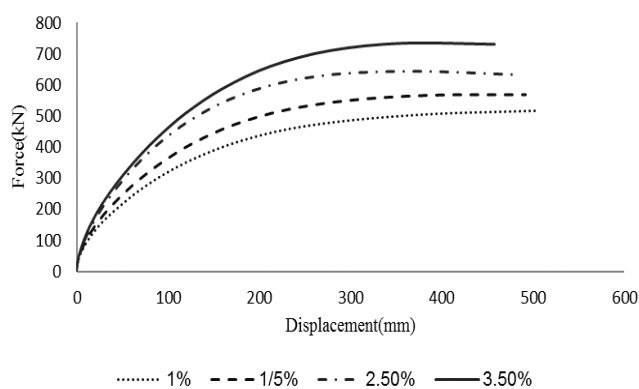
ب) طبقه ۵



الف) طبقه ۱



د) طبقه ۱۵



ج) طبقه ۱۰

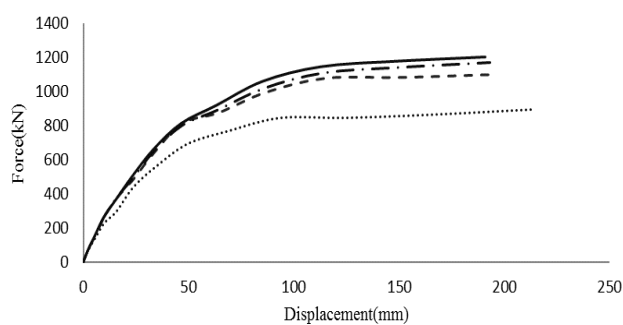
شکل ۹: مقایسه نمودار بار-جابایی دیوار برای تفاوت در درصد نسبت مساحت ستون به مساحت دیوار

۸- بررسی تاثیر میزان مساحت مهاربند

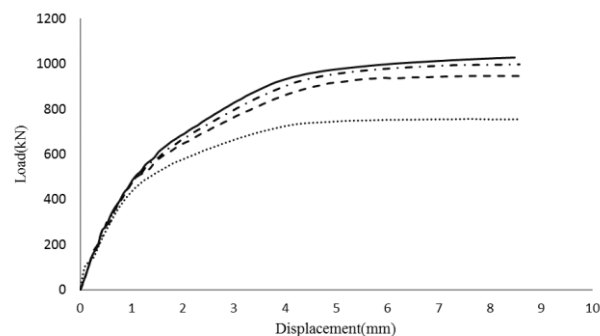
در این بخش اثر مساحت مهاربند بر رفتار دیوار بررسی شده است. نسبت مساحت فولاد مهاربندی دیوار به مساحت کل مقطع دیوار به عنوان پارامتر مورد بررسی، تعریف شده است. در دیوار این بخش، با تغییر ضخامت مهاربند مساحت آن ها افزایش یافته اند. مهاربند به نحوی طراحی شده اند که پاسخ گوی محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری باشند و ضوابط فشردگی و لاغری مهاربند های دابل نبشی در مبحث دهم مقررات ملی رعایت شده است.

همان طور که در شکل ۱۰ مشاهده می شود افزایش مقدار فولاد مهاربند تاثیر ناچیزی در سختی اولیه دارد اما موجب افزایش جذب انرژی و مقاومت جانبی دیوار نیز می شود. به طوری که برای سازه ۱، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ۱،۱٪ افزایش نسبت مساحت مهاربند، مقاومت حداکثر به ترتیب ۷، ۱۰، ۱۶ و ۲۰ درصد افزایش می یابد در این نوع دیوار برشی مرکب، نیروی برشی توسط دیوار بتنی و عضو مهاربند ضربه‌ری تحمل می شود. برای دیوارهای مرکب با ارتفاع پایین، به این علت که برش بر رفتار این نوع دیوار ها حاکم است، نسبت مساحت مهاربند در افزایش ظرفیت بار جانبی موثرتر است. برای مدل ۵ طبقه، شیب تغییر مقاومت به ازای افزایش مساحت مهاربند، نسبت به مدل ۱۰ و ۱۵ طبقه بیشتر است.

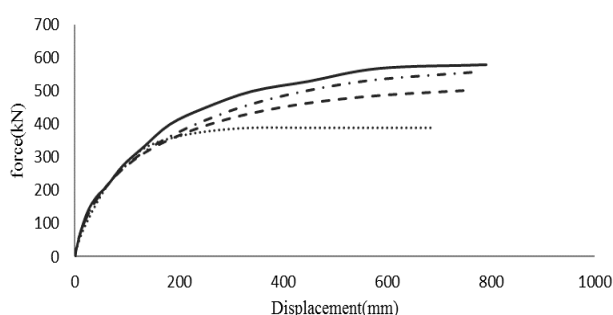
افزایش مقدار فولاد مهاربند، موجب افزایش شکل پذیری دیوار نیز می شود به طوری که شکل پذیری در سازه یک طبقه با درصد فولاد مهاربند خرپا ۰/۵٪، ۰/۷٪، ۰/۹٪ و ۱/۱٪ به ترتیب ۴/۸۸، ۵/۷۳، ۶/۹۲، ۷/۲ بدست می یابد.



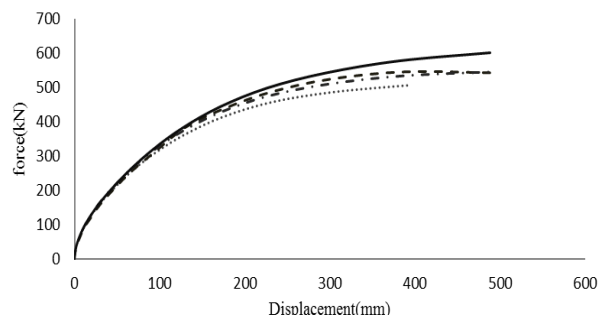
ب) طبقه ۵



الف) طبقه ۱



د) طبقه ۱۵



ج) طبقه ۱۰

شکل ۱۰: مقایسه نمودار بار-جا به جایی دیوار برای تفاوت در درصد نسبت مساحت مهاربند به مساحت مقطع عرضی دیوار

۹- نتیجه گیری

به دلیل نبود آیین نامه مشخص برای طراحی دیوارهای برشی مرکب، در این پژوهش مدل‌ها به صورت تحلیلی بر مبنای اعتبار سنجی آزمایشگاهی مدل‌سازی شده‌اند. و به بررسی اثر بارمحوری و میزان فولاد ستون و مهاربند خریا بر رفتار دیوار برشی مرکب پرداخته شده است. در همین راستا تعداد ۴۸ نمونه دیوار برشی مرکب با مقادیر متفاوت متغییرهای مذکور تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفتند که نتایج زیر برای این نمونه‌ها حاصل شد:

نسبت بارمحوری بالا برای سختی اولیه و ظرفیت بار جانبی سودمند است اما با ظرفیت اتلاف انرژی مغایر است چراکه موجب کاهش جابه‌جایی نهایی و در نهایت شکست دیوار مرکب می‌شود. نسبت بارمحوری بالا رفتار دیوار را ترد می‌کند در نتیجه به منظور اجتناب از اثر نامطلوب بر رفتار شکل‌پذیری، نسبت بارمحوری باید به سطح متوسط ۰/۲۷ محدود شود.

مقدار فولاد ستون برای دیوار مرکب با نسبت ابعاد کم، در ظرفیت اتلاف انرژی و انعطاف‌پذیری تأثیر کمی دارد چراکه باربری جانبی توسط مهاربندها تحمل می‌شود؛ اما در دیوار مرکب با نسبت ابعاد زیاد، مقدار فولاد ستون در مقایسه با مقدار فولاد مهاربند در ظرفیت اتلاف انرژی مؤثرتر است. پس این نوع سیستم دیوار برشی مرکب برای سازه‌های بلندمرتبه کارآمدتر است.

مقدار فولاد مهاربند برای دیوار مرکب با نسبت ابعاد کم، در افزایش ظرفیت باربری جانبی مؤثرترین است چراکه ظرفیت تغییر شکل پسا تسلیم در باربری جانبی عمدتاً در ناحیه مهاربندی دیوار اعمال می‌شود؛ این در حالی است فولاد مهاربند تأثیر کمی در سختی

اولیه دارد. در دیوار مرکب با نسبت ابعاد زیاد، مهاربند برای جذب انرژی و انعطاف پذیری مؤثر است. مقدار فولاد مهاربند بیشتر از فولاد ستون در شکل پذیری مؤثر است و موجب ایجاد رفتار نرم تری در دیوار می شود.

سیاسگزاری

برای انجام این پروژه از ابررایانه دانشگاه صنعتی اصفهان استفاده شده است. نویسندگان این مقاله از همکاری مسئولین ابررایانه شیخ بهایی کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

- [1] Wu, Yuntian, et al. (2016). Seismic behavior of high strength concrete composite walls with embedded steel truss. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 180-193.
- [2] Wu, Yuntian, et al. (2017). Seismic performance of reinforced concrete squat walls with embedded cold-formed and thin walled steel truss. *Engineering Structures*, 132, 714-732.
- [3] Zhang, D. Tao, Z. Zhang, L. (2018). Performance of low rise concealed truss composite shear walls with external columns. *Engineering Review*, 38, 131-142.
- [4] Zhang, J.W., Yang, Y.B. (2011). Seismic performance of composite lowrise shear wall with concrete-filled round steel tube columns and concealed steel trusses. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 28, 23-33.
- [5] Zang, J. Wang, Z. (2008). Study on seismic behavior of mid-rise re composite shear walls with concealed truss under high axial compression. *Engineering Mechanics*, 82, 28-37.
- [6] Wang, Min, et al. (2010). Seismic behaviors of shear wall with rectangular concrete filled steel tube columns and concealed bracing. *Journal of Beijing University of Technology*, 36(12), 1642-1649.
- [7] Yang, Y. Cao, W. (2011). Seismic performance of composite low rise shear wall with concrete-filled round steel tube columns and concealed steel trusses. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 28(3), 23-33.
- [8] Cao, W. Guan, M. Dong, H. (2013). Experimental study on connective performance between core tube walls and steel truss chords. *Journal of Beijing University of Technology*, 4, 60-78.
- [9] Wang, Wei, et al. (2019). Experimental study and numerical simulation of replaceable corrugated steel plate-concrete composite shear walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 127, 226-350.
- [10] Javadi, P. Yamakawa, T. (2019). Strength and ductility type retrofit of soft-first-story RC frames through the steel-jacketed non-reinforced thick hybrid wall. *Engineering Structures* 186, 255-269.
- [11] Wu, Y. Kang, D. (2016). Seismic performance of steel and concrete composite shear walls with embedded steel truss for use in high-rise buildings. *Engineering Structures*, 125, 39-53.
- [12] Cui, L. Jiang, H. (2013). Comparative study on seismic behavior of RC composite shear wall with steel plate and steel truss. *Journal of Building Structures*, 34(3), 132-140.
- [13] Sumer, Y. Aktas, M. (2015). Defining parameters for concrete damage plasticity model. *Challenge Journal of Structural Mechanics*, 1(3), 149-155.
- [14] Kuang, J. Yuen, Y. (2015). Ductility design of reinforced concrete shear walls with the consideration of axial compression ratio. *Hkie Transactions*, 22(3), 123-133.