



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال شانزدهم - شماره‌ی بیست و سوم

بهار و تابستان ۱۳۹۷

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

۲انجمن سازه‌های فولادی ایران.....

۵آسیب یابی بادبندها به یاری روش سادک شبه دوگان.....
Bracing Damage Detection by Pseudo Dual Simplex Method

محمد رضایی پزند ، محمد صادق کاظمیان

۱۹بررسی تأثیر فاصله ی بین گل میخ های برشی روی عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل بتنی در دیوارهای برشی مرکب ...
Investigation of the Effect of Shear Studs Spacing on the Steel Plate Action in Steel Concrete Composite Shear Walls

سیده فیروزه عسگری ارجنکی، شمس الدین هاشمی

۳۱بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های فولادی واقع در حوزه نزدیک با درصد نامنظمی‌های مختلف در پلان، با استفاده از آنالیزهای IDA و MIDA
Investigation on the dynamic behavior of steel structures located in near field with different irregularity percents in plan, using IDA and MIDA analyses

نادر فنائی، حمیدرضا مهدی پناه

۴۳راهکار هایی برای بهبود اتصالات ساده پیچی در برابر خرابی پیشرونده ناشی از حذف ستون
Improvement of bolted simple connections against progressive collapse caused by column removal

مژده شیرین زاده، عباس حق الهی

۵۵قابلیت اطمینان ستون های فولادی با مقطع متغیر پیوسته به روش شبیه سازی زیر مجموعه
Reliability Analysis of Steel Columns with Continuous Variable Section via Subset Simulation Method

محمد قانونی بقا، محسنعلی شایانفر، معین برخوردار مهنی، یاسر سعیدپور

۶۵معادلات شیب افت برای تیر ستون های داری نقص اولیه و اتصالات نیمه صلب با لحاظ اثرات برشی
Slope-Deflection Equations Development for Imperfect Beam-Column and Semi-Rigid Connection, Considering Shear Deformation

مجتبی فتحی ، نیما شهلائی، مهدی پرویزی، احسان همت پوری فرخی

۷۵مطالعه آزمایشگاهی عملکرد چرخه ای اتصال تیر به ستون با نیمرخ با جان شیاردار
Experimental Study of Cyclic Performance of Beam-to-Column Connection with Slit Damper

حسین اکبری لر، محسن ایزدی نیا، پرهام معمارزاده

یادداشت فنی

۸۷تأثیر مهاربندهای فولادی همگرا و ورقهای اتصال آن بر عملکرد قابهای بتنی بهسازی شده
Effect of Concentric Steel Bracings and Its Gusset Plates on the Performance of Retrofitted Concrete Frames

دکتر موسی مظلوم ، مهندس عباس موسی فراش

۹۹شیوه نگارش.....

۱۰۰فرم عضویت.....

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتى که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به تریبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر خدداها و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



آسیب‌یابی بادبندها به یاری روش سادک شبه دوگان

محمد رضایی پژند^{۱*}، محمدصادق کاظمیان^۲

۱- استناد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

۲- دانشجوی کارشناسی سازه، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

* مشهد، صندوق پستی ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱، rezaiee@um.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۰۶/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۸/۱۱)

چکیده

راه‌کاری برای شناسایی طبقه‌هایی از قاب‌های ساختمانی ساده که بادبندهای آن‌ها خراب شده‌اند، در این مقاله پیشنهاد می‌شود. یادآوری می‌کند، بادبندها نقش کلیدی در سختی جانبی سازه‌های نامبرده دارند. روش نویسندگان از پاسخ‌های ایستای سازه و یک الگوی بارگذاری بهره می‌گیرد. در این فن، تنها تغییرمکان‌های انتقالی سازه سنجیده می‌شوند. الگوی بارگذاری انتخابی باید بتواند سبب پیدایش این گونه تغییرمکان‌ها گردد. باید آگاه بود، این مقاله با انجام تحلیل بر روی سازه‌ی خراب، تغییرمکان‌ها را برای آغاز فرآیند آسیب‌یابی فراهم می‌سازد. شناسایی بخش‌های آسیب‌دیده با حل مسأله‌ی برنامه‌ریزی ناخطی انجام می‌پذیرد. رهیافت پیشنهادی این مسأله را به گونه‌ی خطی با متغیرهای دودویی تبدیل می‌کند. سپس، فن سادک شبه‌دوگان برای حل برنامه‌ریزی به‌کار می‌رود. به یاری برنامه‌ی رایانه‌ای، روش پیشنهادی بر روی چند قاب تخت با بادبندهای گوناگون آزمایش خواهد شد و درستی کار و ارسای می‌شود. یافته‌ها نشان از توانایی بالای شیوه‌ی پیشنهادی در شناسایی طبقه‌های آسیب‌دیده‌ی قاب‌های ساختمانی ساده و برآورد سختی جانبی آن‌ها دارند.

واژگان کلیدی

آسیب‌یابی ایستا، برآورد خسارت، برنامه‌ی خطی دودویی، آسیب‌یابی تحلیلی، سادک شبه‌دوگان

Bracing Damage Detection by Pseudo Dual Simplex Method

M. Rezaiee-Pajand, M.S. Kazemiyan

Abstract

A new method for detecting the stories of the simple bracing frames whose bracing systems are damaged is presented in this paper. Recall that; the braces play an important role in the lateral stiffness of these structures. Authors' approach only takes advantage of one load case and the static responses of the structure. It is worthwhile to mention that only translational degrees of freedom are measured. The selected load pattern should be able to produce these types of displacements. Note that; this paper performs analysis on the damaged structures to provide the displacements of the unhealthy structure required for damage detection process. By solving a non-linear optimization problem, the damage identification is carried out. The suggested technique converts this nonlinear problem into a binary linear programming, which could be solved by "pseudo dual simplex method." This new method is employed to assess the bracing systems of several plane frames with different braces. The damage identification process is carried out by authors' special-purpose computer program. Numerical results demonstrate the ability of this approach in detecting the damaged stories and estimating their lateral stiffness in a given simple bracing frame.

Keywords

Static damage detection, Damage assessment, Binary linear programming, Analytical damage detection, Pseudo dual simplex method



در سراسر جهان پل‌ها، آسمان خراش‌ها، تونل‌ها، سدها و گونه‌های دیگری از سازه‌ها هستند که سال‌ها از عمر آن‌ها سپری شده است. برای اطمینان از درستی کارکرد و ایمنی آن‌ها، باید در بازه‌های زمانی مشخص به واریسی سازه‌ها پرداخت. با به‌کار بستن روش‌های مناسب، می‌توان از تخریب آن‌ها پیش‌گیری نمود. افزون بر این، سازه‌هایی که به تازگی ساخته می‌شوند، نیاز به واریسی و پایش دارند. با واریسی این سازه‌ها در دوران ساخت و بهره‌برداری، می‌توان خسارت‌های احتمالی را در کوتاه‌ترین زمان شناسایی نمود و با انجام کارهای مناسب، از گسترش آسیب جلوگیری کرد.

آسیب‌یابی سازه‌ها در مهندسی عمران، مکانیک و هوافضا از اهمیت بسزایی برخوردار است. هدف از انجام این کار، بررسی رخداد خسارت، موقعیت آسیب، تخمین میزان آسیب‌دیدگی و همچنین عمر بهره‌برداری باقی‌مانده‌ی سازه می‌باشد. برای رسیدن به این هدف‌ها، پژوهش‌های بسیاری از دهه‌ی هفتاد میلادی انجام یافته است. پژوهشگران شیوه‌های گوناگونی را برای آسیب‌یابی سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. یادآوری می‌کند، روش‌های آسیب‌یابی به دو دسته‌ی "مخرب" و "نامخرب" دسته‌بندی می‌شوند. از میان این فن‌ها، آن‌هایی که کمترین مزاحمت را در کارکرد سازه ایجاد نمایند، اهمیت شایانی دارند. بنابراین، راه‌کارهای نامخرب شایسته‌ی گسترش روز افزونند.

روش‌های چشمی و پاره‌ای از فن‌هایی که برپایه‌ی انجام آزمایش‌های درجا هستند، نامخرب به‌شمار می‌آیند. آزمایش‌های مبتنی بر شیوه‌های فراصدا، میدان مغناطیسی، پرتونگاری و میدان حرارتی، نمونه‌هایی از راه‌کارهای نامخرب هستند. برای به‌کارگیری این شیوه‌ها، نخست باید گستردگی آسیب شناسایی شود. روش‌های پیش‌گفته توانایی آسیب‌یابی در سازه‌های دور از دسترس را ندارند. به یاری آن‌ها، تنها آسیب‌های سطحی و یا نزدیک به رویه‌ی سازه شناسایی می‌گردند.

به سبب تنگناهای این شیوه‌ها، رهیافت‌های تحلیلی گسترش یافتند. این راه‌کارها نامخرب می‌باشند و دربرگیرنده‌ی دو دسته روش‌های پویا و ایستا هستند. هر دو دسته بر پایه‌ی فن عددی اجزای محدود و نتیجه‌های آزمایشی بنا می‌شوند. رهیافت‌های تحلیلی آسیب‌یابی، راه‌حل‌هایی الگومدارند که با نگرشی سامانه‌وار به سازه، به ارزیابی آن می‌پردازند. پایه‌ی اصلی فن‌های تحلیلی، یکی شدن پاسخ‌های واقعی و اندازه‌گیری شده با الگوی ریاضی است. این شیوه‌ها، با توجه به این دیدگاه و تنها به کمک

پاسخ‌های سازه، مانند تنش‌ها و کرنش‌های عضو در فن‌های ایستا و یا بسامد و پاسخ زمانی در روش‌های پویا و یا ترکیبی از پاسخ‌های ایستا و پویا، حالت کنونی سازه را در دسترس قرار می‌دهند. بروندادهای یاد شده با بهره‌جویی از دستگاه‌های اندازه‌گیری به‌دست می‌آیند و به یاری آن‌ها و با حل مسئله‌ای وارون، ویژگی‌های ساختاری سازه تعیین می‌گردند. از این رو، می‌توان با بهره‌جویی از این فرآیند، سازه‌های دور از دسترس را نیز مورد پایش قرار داد. برای این کار، باید از دستگاه‌هایی برای اندازه‌گیری برونداد سازه بهره جست، که توانایی ارسال داده‌ها به مکانی دور را داشته باشند.

شمار پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی راه‌کارهای پویا از ایستا گسترده‌تر است. آن گونه که آمد، در فن‌های پویا به یاری اندازه‌گیری پاسخ‌های سازه (بسامدهای طبیعی، شکل حالت و انحنای شکل حالت) پیش و پس از آسیب و همشماری آن‌ها با یکدیگر، می‌توان ویژگی‌های سازه‌ی خسارت‌دیده را به‌دست آورد. سپس، با بهره‌گیری از این فرآیند، آسیب‌یابی سازه انجام می‌پذیرد. باید افزود، دگرگونی در پاسخ‌های پویای سازه به تغییر در ویژگی‌های سختی، جرم و میرایی وابسته است. از این رو، شیوه‌های پویا نسبت به روش‌های ایستا، پیچیده‌ترند. در بیشتر راه‌کارهای پویا، ماتریس جرم و میرایی پیش و پس از آسیب، ثابت پنداشته می‌شوند. باید افزود، چنین انگاره‌ای برای همه‌ی سازه‌ها درست نیست. برای نمونه، می‌توان به سکوه‌های نفتی اشاره نمود. در این‌گونه سازه‌ها، ماتریس جرم دستخوش دگرگونی است [۱].

روش‌های پویا دارای محدودیت‌هایی هستند. بسامدهای طبیعی سازه در برابر آسیب حساسیت کمی دارند. بنابراین، برای اندازه‌گیری آن‌ها باید از ابزارهای اندازه‌گیری بسیار دقیق بهره گرفت، مگر آن که آسیب‌دیدگی شدید باشد که سبب دگرگونی زیادی در بسامدهای سازه گردد. همچنین، در راه‌کارهای پویا سنجش شکل حالت‌های سازه نیاز به دقت شایانی دارد. برای دستیابی به شکل حالت‌های درست، باید تحریک‌های نادرست حذف شوند. باید آگاه بود، یافتن شکل حالت‌های سازه دشوار می‌باشد. همچنین، شرط‌های مرزی نیز بر بسامدها و شکل حالت‌های سازه اثر می‌گذارند.

در ادامه نگاهی گذرا به پاره‌ای از پژوهش‌های پیشینان در زمینه‌ی رهیافت‌های پویا می‌شود. شماری از پژوهش‌گران به شناساندن گونه‌های فن‌های پویا پرداختند [۷-۱]. Moslem و Nafaspour به یاری فراروش‌های ارثی عضوهای خراب را



شناسایی کردند [۸]. Escobar و همکارانش با به‌کارگیری بسامدهای طبیعی و شکل حالت‌های سازه شیوه‌هایی برای تعیین موقعیت و میزان آسیب در قاب‌های دو و سه بعدی پیشنهاد نمودند [۹]. Chen روشی برای آسیب‌یابی قاب‌ها پیشنهاد کرد. رهیافت وی توانایی تشخیص اندازه و شدت آسیب در اجزای سازه‌ای مانند بادبندها و ستون‌ها را نیز دارد [۱۰]. Goldfed راه‌کاری برای ارزیابی خسارت سازه‌های گوناگون مانند خرپاهای قاب‌ها و تیرها ارائه کرد. این روش با بهره‌جویی از سنجش شماری از بسامدها و شکل حالت‌های سازه ویژگی‌های ساختاری را حساب می‌کند [۱۱]. Ge و Lui راه‌کاری پویا برای ارزیابی خسارت ارائه کردند. این رهیافت، دگرگونی در ماتریس سختی و جرم را واری می‌کند [۱۲]. افزون بر این، Ge و همکارانش روش دیگری نیز برای واری سلامت سازه‌های قابی ارائه نمودند. این شیوه نیز از ویژگی‌های پویای سازه بهره می‌جوید. فن مزبور توانایی جداسازی بخش‌های آسیب‌دیده و درست سازه را پیش از تخمین میزان خسارت دارد [۱۳]. Rodreguez و همکارانش نیز برای واری سلامت قاب‌های ساختمانی از پاسخ‌های پویا بهره جستند. فن مزبور، بر پایه‌ی چگونگی تقسیم‌بندی سازه‌ی سالم می‌تواند در ناحیه‌های مشخصی از سازه به ارزیابی خسارت بپردازد [۱۴]. Na و همکارانش با بهره‌جویی از ماتریس نرمی و تحلیل پویای سازه به تعیین موقعیت و میزان آسیب در قاب‌های ساختمانی برشی پرداختند. در فن مزبور نیز از فراروش‌های ارثی بهره‌جویی شد [۱۵].

دسته‌ی دیگر راه‌کارهای تحلیلی آسیب‌یابی، رهیافت‌های ایستا هستند. برپایه‌ی آنچه آمد، پاسخ‌های ایستای اندازه‌گیری شده، دقیق‌تر از پاسخ‌های پویا هستند. بنابراین، نتیجه‌های روش‌های ایستا، مطمئن‌ترند. با وجود این، فن‌های ایستا کاستی‌هایی نیز دارند. برای نمونه، شیوه‌های ایستا وابسته به الگوی بارگذاری سازه هستند. پژوهش‌های پیشین آشکار کرده‌اند که چنانچه سهم عضوی از سازه در شکل‌گیری پاسخ‌های سازه کم باشد، نمی‌توان آسیب آن را شناسایی نمود [۱۶]. بر پایه‌ی این یافته‌ها، بارگذاری‌ای مناسب است که سبب ایجاد تنش‌های اندک در سازه نشود. همچنین، پژوهشگران پیشنهاد نموده‌اند که تنش‌های عضوی دارای کمیت‌هایی نزدیک به هم باشند. بنابراین، برای شناسایی الگوی بهینه‌ی بارگذاری از واری الگوهای گوناگون بهره می‌جویند. شایان توجه است، محدودیت‌های راه‌کارهای ایستا ریشه در نهاد معادله‌های تعادل ایستای سازه دارد.

در ادامه، رهیافت‌های ایستای آسیب‌یابی سازه بررسی می‌شوند. Sheena و همکارانش، روشی برای بهنگام‌سازی ماتریس سختی سازه پیشنهاد کردند. در این فرآیند، از اثر اغتشاش بر داده‌ها چشم‌پوشی شده است. این راه‌کار با کمینه‌سازی تفاوت میان ماتریس سختی راستین و تحلیلی سازه، ماتریس سختی آن را برآورد می‌کند [۱۷]. همچنین، در این فن پاسخ‌های سازه در مکان‌های مشخصی اندازه‌گیری می‌شوند. باید دانست، قیده‌های مسأله‌ی بهینه‌سازی در این راه‌کار، همان پاسخ‌های اندازه‌گیری شده هستند. Sanayei و Nelson [۱۸] و Sanayei و Scampoli [۱۹] روشی برای تخمین سختی‌های عضوی ارائه کردند. در این راه‌کار، زیرمجموعه‌ای از درجه‌های آزادی زیر بارگذاری قرار می‌گیرند. پاسخ‌های درجه‌های آزادی مزبور، باید اندازه‌گیری شوند. به دیگر سخن، زیرمجموعه‌ی درجه‌های آزادی بارگذاری شده و آن‌هایی که پاسخ‌شان اندازه‌گیری می‌شود، باید همپوشانی کامل داشته باشند. انجام چنین کاری همواره کاربردی نیست. از این رو، Sanayei و Onipde به یاری کم‌سازی ماتریس سختی سازه، روش پیشین را بهبود دادند. در راه‌حل نوین، دو زیرمجموعه‌ی مزبور می‌توانند همپوشانی کامل، ناکامل و یا تهی داشته باشند [۲۰]. داده‌های تغییرمکانی در روش مزبور استفاده می‌شوند. Sanayei و Salentik این راه‌کار را برای به‌کارگیری کرنش‌های عضوی گسترش دادند [۲۱]. در این شیوه نیازی به اندازه‌گیری همه‌ی کرنش‌های عضوی نمی‌باشد. Sanayei و همکارانش، افزون بر ارائه‌ی رهیافتی توانمند در ارزیابی خسارت سازه‌ها اثر اغتشاش را نیز بر روش خود واری نمودند [۲۲ و ۲۳]. همچنین، با ساخت سازه‌هایی در آزمایشگاه به ارزیابی اثر اغتشاش بر داده‌های تغییرمکانی و کرنش‌های عضوی پرداختند [۲۴].

Hajela و Soeiro تابع‌های خطا را در سه دسته‌ی خطای معادله، خطای ستاده و انحراف کمینه رده‌بندی نمودند [۲۵ و ۲۶]. همچنین، آن‌ها روشی برای آسیب‌یابی پیشنهاد داده‌اند. در این شیوه از داده‌های پویا و ایستا بهره‌جویی می‌شود. Banan و همکارانش دو فراروش برای ارزیابی خسارت در سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. آن‌ها از برنامه‌ریزی درجه دوم تکراری بهره گرفتند [۲۷ و ۲۸]. افزون بر این، Shin و Hjelmstad نیز روشی برای ارزیابی خسارت در سازه‌ها ارائه دادند [۲۹]. پایه‌ی اصلی این راه‌کار، پژوهش‌های انجام شده توسط Banan و همکارانش است. همچنین، Liu و Chian با تجزیه‌ی ماتریس سختی سازه و بیرون کشیدن عامل‌های ندانسته‌ی آن، شیوه‌ی نوینی برای تخمین خسارت سازه پیشنهاد کردند. راه‌حل آن‌ها



توانایی برآورد خسارت در سازه‌های خرپایی را دارد [۳۰].
 Saliani راه‌کار Liu و Chian را گسترش داد [۳۱]. روش
 Saliani، توانایی آسیب‌یابی سازه‌های قابی را داراست. و Chou
 و Ghaboussi به یاری روش‌های اثری سختی‌های عضوی را
 برآورد نمودند [۳۲]. Bakhtiari-Nejad و همکارانش برای برآورد
 ماتریس سختی سازه‌ی خراب از چندجمله‌ای Taylor بهره
 جستند. فن پیشنهادی آن‌ها با استفاده از برنامه‌ریزی درجه دوم
 پیایی به ارزیابی خسارت در سازه‌ها پرداخت [۱۶]. Shenton و
 Hu به یاری بازتوزیع بار مرده شیوه‌ای نوین برای آسیب‌یابی
 ارائه کردند [۳۳]. Kouchmeshki و همکارانش با به‌کارگیری
 فراروش هم‌تکاملی به ارزیابی خسارت در سازه‌ها پرداختند
 [۳۴]. در این رهیافت کوشش شده است که کم‌ترین شمار
 بارگذاری بهره‌جویی شود. Sun و Yang روشی ساده برای
 شناسایی عضوهای آسیب‌دیده و برآورد میزان خرابی در آن‌ها
 پیشنهاد کردند. فن مزبور، از ماتریس نرمی سازه بهره می‌جوید.
 این راه‌کار برای تخمین خسارت در سازه‌ها از بهینه‌سازی
 استفاده نمی‌کند [۳۵]. Rezaiee-Pajand و Aftabi-Sani روشی
 برای آسیب‌یابی خرپاها ارائه کردند. در شیوه‌ی مزبور، تابع
 هدف ناخطی مسئله با به‌کارگیری متغیرهای دودویی به تابعی
 خطی تبدیل می‌شود. سپس، با به‌کارگیری فراروش سادک
 شبه‌دوگان مسئله‌ی برنامه‌ریزی خطی حل می‌گردد. باید دانست،
 این روش از هیچ تقریبی در خطی‌سازی بهره نمی‌گیرد. بنابراین،
 توانایی رسیدن به پاسخ دقیق را داراست [۳۶]. پاره‌ای از
 راه‌کارهای آسیب‌یابی از داده‌های پویا و ایستا بهره می‌جویند.
 Hwan و Jung [۳۷] و Wang و همکارانش [۳۸] از ترکیب
 پاسخ‌های ایستا و پویا برای برآورد خرابی در سازه بهره گرفتند.
 در این مقاله، راه‌کاری ایستا برای شناسایی طبقه‌هایی از
 قاب‌های ساختمانی ساده که بادبندهای آن‌ها خسارت‌دیده‌اند،
 پیشنهاد می‌شود. این روش توانایی حساب کردن سختی جانبی
 طبقه را داراست. یادآور می‌کند، قابی که دارای اتصال‌های تیر به
 ستون مفصلی و بادبند باشد را قاب ساختمانی ساده می‌نامند. در
 تحلیل این گونه سازه‌ها، تیرها و ستون‌های قاب را بدون
 تغییرشکل محوری می‌پندارند. همچنین، پیش و پس از آسیب
 تیرها و ستون‌های سازه را سالم می‌پندارند. باید دانست، بر
 پایه‌ی واری تجربی‌های راستین، این پنداشت‌ها دور از واقعیت
 نمی‌باشد. به طور معمول، نخست بادبندهای سازه به سبب
 آسیب‌کاری خود را از دست می‌دهند و دیگر نقشی در سازه
 نخواهند داشت. در فن مزبور، قاب‌های ساختمانی ساده با
 استفاده از تغییرمکان‌های انتقالی سازه مورد پایش قرار می‌گیرند.

باید افزود، این راه‌کار از یک الگوی بار استفاده می‌کند. با این
 فرآیند، طبقه‌هایی که بادبندهای آن‌ها خراب شده‌اند شناسایی
 می‌شوند و سختی جانبی آن‌ها حساب می‌گردد.

در ادامه‌ی کار، درباره‌ی عامل‌های ناشناخته و چگونگی
 رابطه‌سازی مسئله برای یافتن آن‌ها، بحث خواهد شد. در این
 رهیافت، با به‌کارگیری متغیرهای دودویی، تابع هدف ناخطی
 مسئله به تابعی خطی و دودویی تبدیل می‌شود. سرانجام، درستی
 روش نویسندگان با بررسی چند نمونه ارزیابی می‌گردد.

۲- رابطه‌سازی ماتریسی

معادله‌ی حاکم بر سازه را می‌توان به‌سان زیر نشان داد:

$$KU = F \quad (1)$$

در برابری کنونی، بردار تغییرمکان U ، بردار نیرو F و
 ماتریس سختی سازه K می‌باشد. باید افزود، بردارهای بار و
 تغییرمکان nd درایه دارند که برابر با شمار درجه‌های آزادی
 سازه‌اند. یادآوری می‌کند، شمار سطر و ستون‌های ماتریس
 سختی سازه برابر با شمار درجه‌های آزادی آن خواهد بود.

ماتریس سختی قاب دارای بادبند از دو بخش تشکیل
 می‌شود. بخش نخست وابسته به سختی تیرها و ستون‌ها و بخش
 دیگر وابسته به سختی بادبندها می‌باشد. در نتیجه، رابطه‌ی (۱)
 را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$(K_B + K_F)U = F \quad (2)$$

در این رابطه، K_B و K_F ، به ترتیب، بخش‌هایی از ماتریس
 سختی سازه هستند که وابسته به عضوهای قاب و بادبندها
 می‌باشند. شمار سطر و ستون‌های این ماتریس‌ها برابر با nd
 است. برابری (۲) را می‌توان به‌سان زیر درآورد:

$$K_B U = F - K_F U \quad (3)$$

به یاری جداسازی درجه‌های آزادی، می‌توان رابطه‌ی کنونی
 را به صورت زیر نوشت:

$$\begin{bmatrix} K_{Bdd} & K_{Bdr} \\ K_{Brd} & K_{Brr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_d \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_d \\ F_r \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{Fdd} & K_{Fdr} \\ K_{Frd} & K_{Frr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_d \\ U_r \end{Bmatrix} \quad (4)$$

در برابری کنونی، زیرنویس dd وابسته به درجه‌های آزادی
 انتقالی و زیرنویس rr وابسته به درجه‌های آزادی دورانی
 می‌باشند. همچنین، زیرنویس‌های rd و dr وابسته به درجه‌های
 آزادی انتقالی و دورانی هستند. زیربردارهایی که زیرنویس d
 دارند به درجه‌های آزادی انتقالی و آن‌هایی که دارای زیرنویس r
 می‌باشند، به درجه‌های آزادی دورانی وابسته‌اند. شایان توجه
 است، در ماتریس وابسته به سختی بادبندهای سازه، تنها
 درایه‌های زیرماتریس وابسته به درجه‌های آزادی انتقالی ناصفر



می‌باشند و سایر درایه‌ها صفرند. با گسترش رابطه‌ی پیشین برابری‌های زیر به دست می‌آیند:

$$K_{Bda}U_d = F_d - K_{Fda}U_d - K_{Fdr}U_r \quad (5)$$

$$F_r - K_{Frd}U_d - K_{Frr}U_r = 0 \quad (6)$$

آن گونه که آمد، در اثر آسیب تنها بادبندهای سازه خسارت می‌بینند. همچنین، پس از آسیب، عضوهای بادبندی کارایی خود را از دست می‌دهند. به دیگر سخن، سختی آن‌ها صفر خواهد شد. در نتیجه، نیازی به پایش تیرها و ستون‌های سازه نمی‌باشد. از این رو، تنها عضوهای بادبندی واری می‌گردند. گره‌های سر و ته این عضوها تنها درجه‌های آزادی انتقالی دارند. یادآوری می‌کند، چون عضوهای سازه بدون تغییرشکل‌های محوری هستند، تغییرمکان‌های افقی گره‌هایی که در یک طبقه قرار گرفته‌اند، برابرخواهند بود.

باید دانست، سختی بادبندها تنها بر سطر و ستون‌هایی از ماتریس سختی که وابسته به درجه‌های آزادی انتقالی هستند، اثرگذار می‌باشد. از این رو، پس از آسیب تنها درایه‌های وابسته به زیرماتریس K_{Bda} دستخوش تغییر می‌شوند. در رهیافت پیشنهادی با اندازه‌گیری درجه‌های آزادی انتقالی، سلامت بادبندهای آن بررسی می‌گردد. بنابراین، در سازه‌ی آسیب‌دیده زیربردار U_r و زیرماتریس K_{Bda} ناشناخته‌اند. باید افزود، سایر زیربردارها و زیرماتریس‌ها در سازه‌ی خسارت‌دیده معلوم می‌باشند. آشکار است، به یاری برابری (6) می‌توان زیربردار U_r را حساب نمود. در نتیجه، سمت راست رابطه‌ی (5) برداری معلوم می‌باشد که با G نشان داده می‌شود:

$$G = F_d - K_{Fda}U_d - K_{Fdr}U_r \quad (7)$$

برابری (5) را به سان زیر می‌توان نوشت:

$$K_{Bda}U_d = G \quad (8)$$

در برابری کنونی، زیربردار تغییرمکان که دربرگیرنده‌ی درجه‌های آزادی انتقالی سازه است، با U_d نشان داده می‌شود. آن‌گونه که آمد، زیرماتریس K_{Bda} درایه‌هایی از ماتریس سختی سازه که وابسته به سختی بادبندها و درجه‌های آزادی انتقالی هستند را در بر می‌گیرد. خاطر نشان می‌سازد، شمار درایه‌های زیربردار پیش‌گفته و سطر و ستون‌های زیرماتریس مزبور برابر با درجه‌های آزادی انتقالی (ns) می‌باشد. خاطر نشان می‌سازد، شمار درایه‌های بردار G برابر با شمار درجه‌های آزادی انتقالی سازه است.

آن گونه که آمد، اگر دست‌کم یکی از بادبندهای هر طبقه

کارایی خود را از دست بدهد، آن طبقه آسیب‌دیده است و سختی جانبی آن کاهش می‌یابد. بنابراین، برای شناسایی طبقه‌های خراب، باید سختی بادبندها پس از خسارت واری شوند. اگر بادبندی خراب شده باشد، سختی آن در سازه صفر خواهد شد. از این رو، عامل‌های ناشناخته سختی بادبندها هستند. در ادامه‌ی کار، این عامل‌ها از ماتریس سختی وابسته بیرون کشیده می‌شوند [30]. برای رسیدن به این هدف، ماتریس نگاشت T به کار می‌رود. ماتریس مزبور به یاری رابطه‌های زیر به دست می‌آید:

$$K_{Bda} = \sum_{e=1}^{nel} A_e E_e L_e S_e L_e^T \quad (9)$$

$$T = [L_1 S_1 L_1^T U_d \dots L_{nel} S_{nel} L_{nel}^T U_d] \quad (10)$$

در برابری نخست، L_e ماتریس پیوستگی بادبند e ام است که ns سطر و 4 ستون دارد. ماتریس پیوستگی، درجه‌های آزادی بادبندهای سازه در راستای محورهای محلی را به درجه‌های آزادی کلی وابسته می‌سازد. باید دانست، L_e و S_e وابسته به سختی بادبندها نمی‌باشند. در رابطه‌ی کنونی، S_e بخشی از ماتریس سختی است که ویژگی‌های هندسی عضو را نشان می‌دهد. این ماتریس به یاری برابری‌های زیرین حساب می‌شود:

$$K_e = A_e E_e S_e; \quad S_e = \frac{1}{L_e} \begin{bmatrix} C^2 & CS & -C^2 & -CS \\ CS & S^2 & -CS & -S^2 \\ -C^2 & -CS & C^2 & CS \\ -CS & -S^2 & CS & S^2 \end{bmatrix} \quad (11)$$

در برابری‌های پیشین، E_e ، A_e و L_e ، به ترتیب، ضریب کشسانی عضو e ام، سطح مقطع بادبند e ام و طول عضو مزبورند. C و S نیز کسینوس‌های هادی محور عضو نسبت به محورهای کلی X و Y هستند. سرانجام، رابطه‌ی (8) به سان زیر در می‌آید:

$$T\alpha = G \quad (12)$$

دربرابری کنونی، بردار سختی بادبندها α می‌باشد. این بردار nel درایه دارد که شمار بادبندهای سازه است. ماتریس T دارای nel ستون و ns سطر می‌باشد.

۳- تابع هدف

یادآوری می‌کند، در رابطه‌ی (12) تنها بردار α ناشناخته است. بنابراین، با حل این دستگاه معادله می‌توان سختی بادبندها را حساب کرد. سپس، طبقه‌های آسیب‌دیده شناسایی می‌شوند. شایان توجه است، حل دستگاه به‌آسانی امکان‌پذیر نمی‌باشد. زیرا، دستگاه مزبور، به طور معمول، فرومعیین است. به دیگر



$$\begin{aligned} \text{Min} \varepsilon = & \sum_{i=1}^{ns} \left(G_i^2 + \sum_{j=1}^{nel} T_{ij}^2 Z_j^2 \alpha_{0j}^2 \right. \\ & - 2G_i \sum_{j=1}^{nel} T_{ij} Z_j \alpha_{0j} \\ & \left. + 2 \sum_{j=1}^{nel-1} \sum_{k=j+1}^{nel} T_{ij} T_{ik} Z_j \alpha_{0j} Z_k \alpha_{0k} \right) \end{aligned} \quad (17)$$

در تابع هدف کنونی، تنها متغیرهای دودویی Z_i ، که در بردار مجهول Z جای گرفته‌اند، به چشم می‌خورند. این بردار nel درایه دارد. اگرچه متغیرهای مسئله به متغیرهای دودویی تبدیل شده‌اند، هنوز امکان به‌کارگیری روش سادک شبه‌دوگان فراهم نیست. زیرا تابع هدف (17) ناخطی است.

5- خطی‌سازی

آشکار است، رابطه‌ی (17) از دو بخش خطی و ناخطی تشکیل شده است. جمله‌های ناخطی از حاصل ضرب متغیرهای دودویی بوجود آمده‌اند. چون متغیرهای مسئله دودویی هستند، توان دوم و یا حاصل ضرب آن‌ها نیز متغیرهایی دودویی می‌باشد. از این رو، می‌توان هر یک از عبارت‌های Z_j^2 و $Z_j Z_k$ را متغیری جدید مانند Z_r و Z_s انگاشت [36]. با این کار، شمار متغیرهای مسئله افزایش می‌یابد، اما عبارت‌های ناخطی به جمله‌هایی خطی تبدیل می‌شوند. خاطرنشان می‌سازد، مقدارهای متغیرهای جدید وابسته به مقدارهای متغیرهای نخستین است. برای وارد ساختن این وابستگی‌ها از قیدهای زیر بهره‌جویی می‌شود:

$$Z_r = Z_j Z_k; Z_r, Z_j, Z_k = \begin{cases} 0 \\ 1 \end{cases} \quad (18)$$

$$\begin{cases} Z_r \geq Z_j + Z_k - 1 \\ Z_r \leq \frac{1}{2}(Z_j + Z_k) \end{cases} \quad (19)$$

رابطه‌ی نخست نشانگر تغییر متغیرهای جدید و دو رابطه‌ی (19) قیدهای اضافی وابسته به تغییر متغیرها را نشان می‌دهند. با به‌کارگیری این رابطه‌ها، می‌توان تابع هدف (17) را خطی نمود. به یاری رابطه‌های زیرین می‌توان شمار قیدها و متغیرهای دودویی را به‌دست آورد:

$$nv = \frac{nel}{2}(nel + 3) \quad (20)$$

$$nc = 2(nv - nel) \quad (21)$$

در برابری‌های کنونی، شمارعامل‌های ناشناخته و قیدهای مسئله، به ترتیب، nv و nc می‌باشد. اینک، می‌توان به یاری روش سادک شبه‌دوگان مسئله ریزی خطی را حل نمود.

سخن، شمار عامل‌های مجهول آن از عامل‌های معلوم بیشتر خواهد بود. همچنین، هنگامی که ماتریس ضریب‌ها مربعی باشد، در بیشتر حالت‌ها، ماتریس مزبور ناویژه می‌گردد. در نتیجه، برای حل دستگاه معادله‌های (12)، به شیوه‌های خاصی نیاز است. خاطرنشان می‌سازد، یکی از راه‌کارهای کارا و مناسب حل این گونه دستگاه‌ها، کمینه‌سازی هیچ خطای دو طرف معادله و بهره‌گیری از روش‌های بهینه‌یابی می‌باشد. در این صورت، با حل برنامه‌ریزی ناخطی زیر می‌توان سختی بادبندها را حساب نمود:

$$\begin{cases} \text{Min} \varepsilon = \|T\alpha - G\| \\ 0 \ll \alpha \ll \alpha_0 \end{cases} \quad (13)$$

در این رابطه‌ها، بردار سختی بادبندهای سالم با α_0 نشان داده می‌شود. تابع هدف کنونی را به شکل زیر می‌توان نوشت:

$$\begin{cases} \text{Min} \varepsilon = \sum_{i=1}^{ns} \left(G_i - \sum_{j=1}^{nel} T_{ij} \alpha_j \right)^2 \\ 0 \ll \alpha \ll \alpha_0 \end{cases} \quad (14)$$

شکل گسترش یافته‌ی رابطه‌ی کنونی به سان زیر است:

$$\begin{aligned} \text{Min} \varepsilon = & \sum_{i=1}^{ns} \left(G_i^2 + \sum_{j=1}^{nel} T_{ij}^2 \alpha_j^2 - 2G_i \sum_{j=1}^{nel} T_{ij} \alpha_j + \right. \\ & \left. 2 \sum_{j=1}^{nel-1} \sum_{k=j+1}^{nel} T_{ij} T_{ik} \alpha_j \alpha_k \right) \end{aligned} \quad (15)$$

رهیافت پیشنهادی برای حل مسئله‌ی بهینه‌سازی از روش سادک شبه‌دوگان بهره می‌گیرد [36]. این راه‌کار، توانایی حل مسئله‌های برنامه‌ریزی خطی را داراست. افزون بر این، متغیرهای مسئله باید دودویی باشند. بنابراین، باید برنامه‌ریزی ناخطی پیشین به برنامه‌ریزی خطی با متغیرهای دودویی تبدیل شود. متغیرهای دودویی تنها می‌توانند دارای مقدارهای صفر و یا یک باشند.

4- رابطه‌سازی دودویی

برای تبدیل عامل‌های ناشناخته به متغیرهای دودویی از برابری زیر بهره‌جویی می‌شود:

$$\alpha_i = Z_i \alpha_{0i} \quad (16)$$

در این رابطه، سختی عضو α_m پس از رخداد خرابی در سازه و سختی عضو سالم α_i است. Z_i متغیری دودویی می‌باشد که صفر شدن آن نشانگر خرابی بادبندها خواهد بود. اگر عضو مزبور سالم باشد، این متغیر یک خواهد شد. به یاری رابطه‌ی (16) می‌توان تابع هدف دودویی زیر را به‌دست آورد:



شایان توجه است، فرآیند خطی‌سازی در روش پیشنهادی هیچ خطایی در پی ندارد. زیرا فرآیند مزبور، تنها با بهره‌گیری از ویژگی‌های دودویی متغیرهای مسئله، تابع هدف را خطی می‌نماید. افزون بر این، برای دستیابی به تابع هدف خطی نیازی به محاسبه‌ی اضافی نیست و تنها تغییر متغیر جدید به‌کار می‌رود. به سخن دیگر، شیوه‌ی نویسندگان پاسخ دقیق را پیدا می‌کند.

۶- راه‌کار بهینه‌یابی

آن گونه که آمد، برای حل مسئله‌ی برنامه‌ریزی ناخطی از فراروش سادک شبه‌دوگان بهره‌جویی می‌شود. در سال ۱۹۶۵، بالاس (Balas) این فن را برای حل مسئله‌های برنامه‌ریزی خطی با متغیرهای صفر و یک پیشنهاد نمود [۳۹]. مسئله‌هایی که متغیرهای طراحی آن‌ها دودویی هستند، بردار ناشناخته‌های آن‌ها دارای 2^n حالت ممکن و متفاوت است. یادآوری می‌کند، n شمار متغیرهای می‌باشد. راه‌کار بالاس با به‌کارگیری فرآیندی نظام‌دار و هدفمند و با واریسی نمودن تنها پاره‌ای از این حالت‌ها پاسخ بهینه را حساب می‌کند. باید دانست، واریسی همگی حالت‌های ممکن برای دست‌یابی به پاسخ بهینه برای مسئله‌های واقعی دشوار و زمان‌بر است. راه‌کار بالاس دارای سه گام اصلی است و با فرآیندی تکراری پاسخ بهینه را به‌دست می‌آورد. باید دانست، عملگرهای ریاضی هر گام، بیشتر به صورت مقایسه‌ای و منطقی هستند. از این رو، زمان مورد نیاز برای پیمایش گام‌های روش چندان زیاد نیست. در پیوست ۱، نمودار جریان این روش می‌آید.

شایان توجه است، در هر تکرار متغیرهای طراحی به گونه‌ای مقداره‌ی می‌شوند که به پذیرفتنی بودن پاسخ و کمینه‌شدن تابع هدف کمک کنند. این روند تکراری با مقدارهای نخستین صفر برای تمامی متغیرها آغاز و تا رسیدن به پاسخ بهینه ادامه می‌یابد. خاطرنشان می‌سازد، ممکن است که مقدارهای نخستین متغیرهای طراحی پذیرفتنی نباشند. باید افزود، این شیوه همانند روش سادک توانایی شناسایی ناممکن بودن مسئله را داراست.

۷- نمونه‌های عددی

در این بخش چند قالب ساختمانی ساده واکاوی می‌شوند. نخست در هر مسئله، شکل و هندسه‌ی سازه به همراه ویژگی‌های عضوها درج می‌گردد. در آغاز کار، بادبندهای خراب تعیین می‌شوند. سپس، با استفاده از تحلیل سازه‌ی خسارت‌دیده،

تغییر مکان‌های انتقالی قاب به‌دست می‌آیند. در ادامه، به یاری این تغییر مکان‌ها، مسئله‌ی شناسایی طبقه‌های آسیب‌دیده برپا می‌گردد. سرانجام، با بهره‌جویی از شیوه‌ی پیشنهادی، سختی جانبی ناشی از بادبندهای هر طبقه حساب و طبقه‌هایی که شماری از بادبندهای آن‌ها کارایی خود را از دست داده‌اند، شناسایی می‌شوند. باید افزود، گام‌های حل مسئله با به‌کارگیری فن نوین، در پیوست ۲ می‌آیند. سرانجام، نتیجه‌های نویسندگان با پاسخ‌های دقیق هم‌شماری می‌گردند. باید دانست، برای به‌کارگیری رهیافت پیشنهادی، نویسندگان برنامه‌ای رایانه‌ای فراهم کرده‌اند. در این برنامه، برای تحلیل سازه‌ها، از روش جزءهای محدود بهره‌جویی می‌شود. آشکار خواهد شد، روش پیشنهادی توانایی شناسایی طبقه‌های آسیب‌دیده را دارد. در این پژوهش، خطای اندازه‌گیری اثرگذار نیست. زیرا، پاسخ‌ها به یاری تحلیل سازه به‌دست می‌آیند. یادآوری می‌نماید، راه‌کار نویسندگان از تغییر مکان‌های انتقالی بهره می‌جوید. بنابراین، الگوی بار وارد بر سازه باید بتواند سبب ایجاد این گونه تغییر مکان‌ها شود. در نمونه‌های عددی پسین، الگوهای بار جانبی به‌کار می‌روند که برای کوتاه‌نویسی، از آوردن آن‌ها چشم‌پوشی می‌گردد. خاطر نشان می‌سازد، کمیت‌های عددی برحسب سانتی‌متر و کیلوگرم می‌باشند و از نمایش یک‌ها چشم‌پوشی شده است. همچنین، ضریب کشسانی مصالح برای همه‌ی سازه‌های قابی 2×10^6 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد.

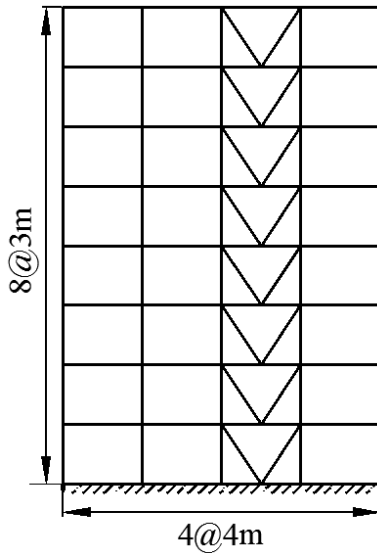
۷-۱- قاب پنج طبقه

این سازه پنج طبقه و بادبندهای ضربدری دارد. شکل (۱) هندسه‌ی این قاب را نشان می‌دهد. سازه‌ی مزبور هشتاد و پنج درجه‌ی آزادی دارد و شمار درجه‌های آزادی دورانی آن هشتاد می‌باشد. آن‌گونه که آمد، خرابی بادبندها بر درجه‌های آزادی انتقالی اثر می‌گذارد. ستون‌های دو طبقه‌ی نخست سازه لنگر لختی ۲۹۴۱۸، ستون‌های طبقه‌ی سوم لنگر لختی ۲۳۲۱۳ و ستون‌های دو طبقه‌ی دیگر لنگر لختی ۱۳۰۳۱ دارند. تیرهای سازه دارای لنگر لختی ۵۷۹۰ می‌باشند. سطح مقطع بادبندهای طبقه‌های یکم تا پنجم قاب، به ترتیب، ۶۴، ۵۶، ۴۸، ۴۰ و ۳۵ است.

تنها شمار اندکی از درایه‌های ماتریس سختی وابسته به سختی بادبندها می‌باشند. آن‌گونه که آمد، این درایه‌ها وابسته به درجه‌های آزادی انتقالی هستند. از این رو، با اندازه‌گیری تغییر مکان‌های افقی سازه می‌توان طبقه‌های آسیب‌دیده را پیدا نمود. به کمک راه‌کار پیشنهادی سازه‌ی شکل (۱) واریسی



می‌گردد. نتیجه‌های به‌دست آمده از به‌کارگیری فن مزبور به همراه پاسخ‌های راستین مسأله در جدول (۱) نشان داده شده‌اند.



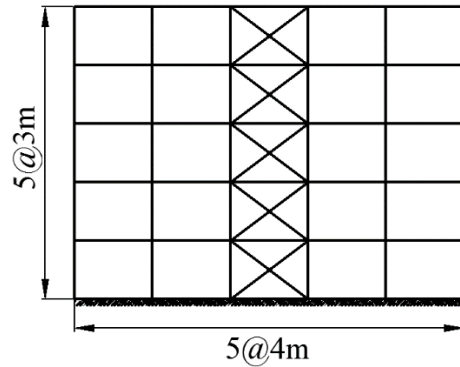
شکل ۲- قاب هشت طبقه با بادبندهای هفتی

به یاری فن آسیب‌یابی پیشنهادی طبقه‌های آسیب یافته سازه ارزیابی شدند. نتیجه‌های شیوه‌ی پیشنهادی نویسندگان در جدول (۲) می‌آیند.

جدول ۲- نتیجه‌های ارزیابی طبقه‌های قاب هشت طبقه با بادبندهای هفتی

طبقه	سختی جانبی طبقه‌های سازه				وضعیت طبقه‌های سازه
	سالم	آسیب‌دیده (دقیق)	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	
۱	۳۲۷۶۸	۳۲۷۶۸	۳۲۷۶۸	۳۲۷۶۸	سالم
۲	۳۲۷۶۸	۱۶۳۸۴	۱۶۳۸۴	۱۶۳۸۴	خراب
۳	۲۸۶۷۲	۱۴۳۳۶	۱۴۳۳۶	۱۴۳۳۶	خراب
۴	۲۸۶۷۲	۲۸۶۷۲	۲۸۶۷۲	۲۸۶۷۲	سالم
۵	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	سالم
۶	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	سالم
۷	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	سالم
۸	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	سالم

پیدااست، یکی از بادبندهای طبقه‌های دوم و سوم کارایی خود را از دست داده‌اند و بادبندهای طبقه‌های دیگر سالم هستند. همچنین، سختی جانبی هر طبقه به‌درستی حساب شده است. باید افزود، طبقه‌های خسارت‌دیده به‌درستی مشخص شده‌اند.



شکل ۱- قاب پنج طبقه با بادبندهای ضربدری

جدول ۱- پاسخ‌های ارزیابی طبقه‌های قاب پنج طبقه با بادبندهای ضربدری

طبقه	سختی جانبی طبقه‌های سازه				وضعیت طبقه‌های سازه
	سالم	آسیب‌دیده (دقیق)	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	
۱	۳۲۷۶۸	۱۶۳۸۴	۱۶۳۸۴	۱۶۳۸۴	خراب
۲	۲۸۶۷۲	۱۴۳۳۶	۱۴۳۳۶	۱۴۳۳۶	خراب
۳	۲۴۵۷۶	۲۴۵۷۶	۲۴۵۷۶	۲۴۵۷۶	سالم
۴	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	۲۰۴۸۰	سالم
۵	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	۱۷۹۲۰	سالم

آشکار است، روش پیشنهادی توانایی شناسایی طبقه‌های آسیب‌دیده‌ی سازه را دارد. جدول (۱) نشان می‌دهد که یکی از بادبندهای طبقه‌ی نخست و یکی از بادبندهای طبقه‌ی دوم خراب شده‌اند.

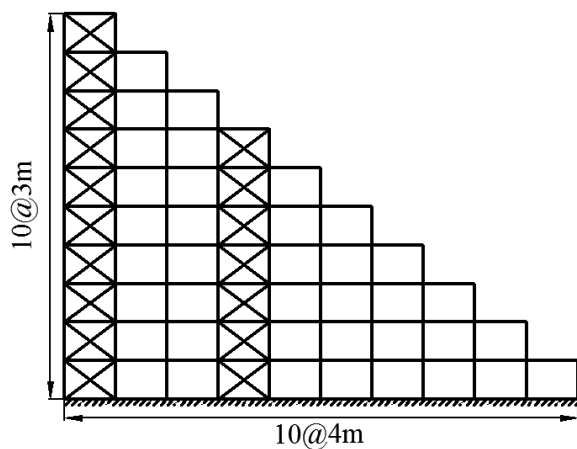
۲-۷- قاب هشت طبقه

سازه‌ی این بخش هشت طبقه دارد و هندسه‌ی آن همانند شکل (۲) است. بادبندهای قاب هفتی شکل هستند که یکی از گونه‌های رایج بادبندها می‌باشند. این سازه صد و بیست و شش درجه‌ی آزادی دارد و شمار درجه‌های آزادی دورانی آن صد و یازده است. لنگرلختی ستون‌های چهار طبقه‌ی نخست سازه ۵۷۵۵۲ و لنگر لختی ستون‌های چهار طبقه‌ی دوم ۴۸۰۹۲ می‌باشد. تیرهای سازه لنگر لختی ۵۷۹۰ دارند. سطح مقطع بادبندهای طبقه‌های یکم و دوم ۶۴، سوم و چهارم ۵۶، پنجم و ششم ۴۰ و دو طبقه‌ی پایانی ۳۵ است.



۳-۷- قاب پلکانی ده طبقه

قاب‌های پلکانی از گونه‌های پرکاربرد ساختمانی می‌باشند. سازه‌ی این بخش ده طبقه و بادبندهای ضربدری دارد. شکل (۳) هندسه‌ی قاب پلکانی را نمایان می‌سازد. قاب مزبور صد و هشتاد و پنج درجه‌ی آزادی دارد که شمار درجه‌های آزادی دورانی آن صد و هفتاد و پنج می‌باشد. لنگر لختی ستون‌های سه طبقه‌ی نخست سازه ۸۸۲۸۱ و لنگر لختی ستون‌های سه طبقه‌ی دوم ۷۳۳۶۵، سه طبقه‌ی سوم ۵۷۱۵۳ و طبقه‌ی پایانی ۳۹۵۷۲ است. تیرهای سازه دارای لنگر لختی ۳۸۹۲ می‌باشند. سطح مقطع بادبندهای سه طبقه‌ی نخست ۹۶/۶، سه طبقه‌ی دوم ۸۴/۶، طبقه‌های هفت و هشت ۷۴/۸ و دو طبقه‌ی پایانی ۶۴/۴ است.



شکل ۳- قاب پلکانی ده طبقه با بادبندهای ضربدری

طبقه‌های سوم، ششم و دهم این سازه دارای بادبند خراب می‌باشند. به یاری رهیافت پیشنهادی سلامت سازه واری می‌گردد. جدول (۳) نتیجه‌های به‌دست آمده از پایش سازه را نشان می‌دهد.

آشکار است، روش نویسندگان به‌درستی طبقه‌های آسیب‌دیده‌ی سازه را شناسایی کرده است. همچنین، سختی جانبی هر طبقه ناشی از مهاربندها به‌درستی حساب شده‌اند.

۴-۷- قاب پلکانی ده طبقه

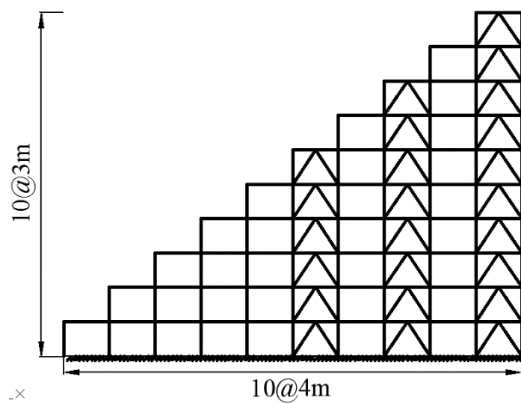
شکل (۴)، این سازه‌ی ده طبقه را نشان می‌دهد. قاب مزبور دویست و سی و سه درجه‌ی آزادی دارد که شمار درجه‌های آزادی دورانی آن صد و نود و نه می‌باشد. بادبندهای سازه هشتی شکل هستند. لنگر لختی ستون‌های سه طبقه‌ی نخست سازه ۸۸۲۸۱ و لنگر لختی ستون‌های سه طبقه‌ی دوم ۷۳۳۶۵، سه طبقه‌ی سوم ۵۷۱۵۳ و طبقه‌ی پایانی ۳۹۵۷۲ است. تیرهای سازه

جدول ۳- پاسخ‌های ارزیابی طبقه‌های قاب پلکانی ده طبقه با

بادبندهای ضربدری

وضعیت طبقه‌های سازه	سختی جانبی طبقه‌های سازه				طبقه
	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	
سالم	سالم	۹۸۹۱۸	۹۸۹۱۸	۹۸۹۱۸	۱
سالم	سالم	۹۸۹۱۸	۹۸۹۱۸	۹۸۹۱۸	۲
خراب	خراب	۴۹۴۹۵	۴۹۴۹۵	۹۸۹۱۸	۳
سالم	سالم	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	۴
سالم	سالم	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	۵
خراب	خراب	۴۳۳۱۵	۴۳۳۱۵	۸۶۶۳۰	۶
سالم	سالم	۷۶۵۹۵۰	۷۶۵۹۵۰	۷۶۵۹۵۰	۷
سالم	سالم	۳۸۲۹۷	۳۸۲۹۷	۳۸۲۹۷	۸
سالم	سالم	۳۲۹۷۲	۳۲۹۷۲	۳۲۹۷۲	۹
خراب	خراب	۱۶۴۸۶	۱۶۴۸۶	۳۲۹۷۲	۱۰

دارای لنگر لختی ۳۸۹۲ می‌باشند. سطح مقطع بادبندهای چهار طبقه‌ی نخست ۹۶/۶، طبقه‌ی پنجم، ششم و هفتم ۸۴/۶ و سه طبقه‌ی پایانی ۷۴/۸ است.

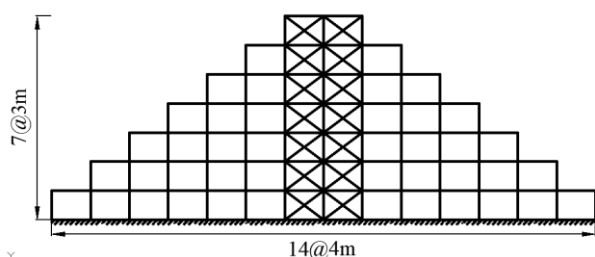


شکل ۴- قاب پلکانی ده طبقه با بادبندهای هشتی

پس از آسیب، شماری از بادبندهای هر یک از طبقه‌های سوم، ششم، نهم و دهم خراب شده است. نخست، تغییر مکان‌های انتقالی سازه مزبور حساب می‌گردند. سپس، سلامت طبقه‌های سازه به یاری روش پیشنهادی ارزیابی می‌شود. جدول (۴) نتیجه‌های این واری می‌دهد.

جدول ۴- پاسخ‌های ارزیابی طبقه‌های قاب پلکانی ده طبقه با

بادبندهای هشتی



شکل ۵- قاب هرمی هفت طبقه با بادبندهای ضربدری

جدول ۵- نتیجه‌های ارزیابی طبقه‌های قاب هرمی هفت طبقه با

بادبندهای ضربدری

طبقه	سختی جانبی طبقه‌های سازه				وضعیت طبقه‌های سازه
	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	
۱	خراب	خراب	۳۸۲۹۷	۳۸۲۹۷	۷۶۵۹۵
۲	خراب	خراب	۳۸۲۹۷	۳۸۲۹۷	۷۶۵۹۵
۳	خراب	خراب	۵۷۴۴۶	۵۷۴۴۶	۷۶۵۹۵
۴	سالم	سالم	۶۵۹۴۵	۶۵۹۴۵	۶۵۹۴۵
۵	سالم	سالم	۶۵۹۴۵	۶۵۹۴۵	۶۵۹۴۵
۶	سالم	سالم	۵۷۳۴۴	۵۷۳۴۴	۵۷۳۴۴
۷	سالم	سالم	۵۷۳۴۴	۵۷۳۴۴	۵۷۳۴۴

طبقه	سختی جانبی طبقه‌های سازه				وضعیت طبقه‌های سازه
	سالم	آسیب‌دیده (دقیق)	آسیب‌دیده (محاسباتی)	آسیب‌دیده (دقیق)	
۱	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	سالم	سالم
۲	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	سالم	سالم
۳	۱۴۸۳۷۷	۹۸۹۱۸	۹۸۹۱۸	خراب	خراب
۴	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	۱۴۸۳۷۷	سالم	سالم
۵	۱۲۹۹۴۵	۱۲۹۹۴۵	۱۲۹۹۴۵	سالم	سالم
۶	۱۲۹۹۴۵	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	خراب	خراب
۷	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	۸۶۶۳۰	سالم	سالم
۸	۷۶۵۹۵	۷۶۵۹۵	۷۶۵۹۵	سالم	سالم
۹	۳۸۲۹۷۵	۱۹۱۴۸	۱۹۱۴۸	خراب	خراب
۱۰	۳۸۲۹۷	۱۹۱۴۸	۱۹۱۴۸	خراب	خراب

آشکار است، رهیافت پیشنهادی به درستی طبقه‌های خسارت‌دیده‌ی سازه را مشخص می‌کند. طبقه‌های سوم، ششم و دو طبقه‌ی پایانی که آسیب‌دیده‌اند به درستی شناسایی شدند. افزون بر این، سختی طبقه به سبب بادبندهای آن به‌درستی حساب می‌گردد.

۵-۷- قاب هرمی هفت طبقه

قاب‌های هرمی شکل از گونه‌های دیگر پرکاربرد قاب‌های ساختمانی می‌باشند. این سازه هفت طبقه است و شکل (۵) هندسه‌ی آن را نمایان می‌سازد. قاب مزبور بادبندهای ضربدری و صد و هشتاد و دو درجه‌ی آزادی دارد. شمار درجه‌های آزادی دورانی آن صد و هفتاد و پنج می‌باشد. لنگر لختی ستون‌های چهار طبقه‌ی نخست سازه ۸۸۲۸۱ و لنگر لختی ستون‌های سه طبقه‌ی دیگر ۷۳۳۶۵ است. تیرهای سازه دارای لنگر لختی ۳۸۹۲ می‌باشند. سطح مقطع بادبندهای سه طبقه‌ی نخست ۷۴/۸، طبقه‌های چهارم و پنجم ۶۴/۴ و دو طبقه‌ی دیگر ۵۶ است. سه طبقه‌ی نخست این سازه آسیب‌دیده‌اند. به یاری راه‌کار پیشنهادی، طبقه‌های این سازه واری شده‌اند که نتیجه‌های به‌دست آمده از این بررسی در جدول (۵) می‌آیند.

آشکار است، طبقه‌هایی که شماری از بادبندهای آن‌ها خراب می‌باشند به‌درستی شناسایی گردیده‌اند. همچنین، سختی جانبی ناشی از بادبندهای آن‌ها به‌درستی برآورد شده است. طبقه‌های مزبور همان طبقه‌های یکم، دوم و سوم سازه هستند و سایر طبقه‌های سازه سالم می‌باشند. با واری دهانه‌های بادبندی طبقه‌های آسیب‌دیده بادبندهایی که کارایی خود را از دست داده‌اند شناسایی می‌شوند.

۸- نتیجه‌گیری

آشکار گردید، به یاری رهیافت پیشنهادی می‌توان طبقه‌های خسارت‌دیده در قاب‌های ساختمانی ساده را شناسایی نمود. افزون بر این، سختی جانبی هر طبقه حساب می‌شود. خاطر نشان می‌سازد، راه‌کار نویسندگان از برنامه‌ریزی خطی دودویی بهره می‌جوید. همچنین، فرآیند آسیب‌یابی دارای خطای صفر



است. باید دانست، بادبندهای هر طبقه وابسته به درجه‌های آزادی مشابهی هستند. از این رو، اگر ویژگی‌های آن‌ها یکسان باشد اثر آن‌ها بر ماتریس سختی سازه همانند است. در نتیجه، راه‌کار پیشنهادی نمی‌تواند بادبندهای آسیب‌دیده‌ی هر طبقه را شناسایی کند و آن گونه که آمد، تنها طبقه‌ی خسارت دیده را شناسایی و سختی جانبی آن را حساب می‌کند. این ناتوانی به سبب چشم‌پوشی از تغییرشکل‌های محوری است که یک پنداشت معمول می‌باشد.

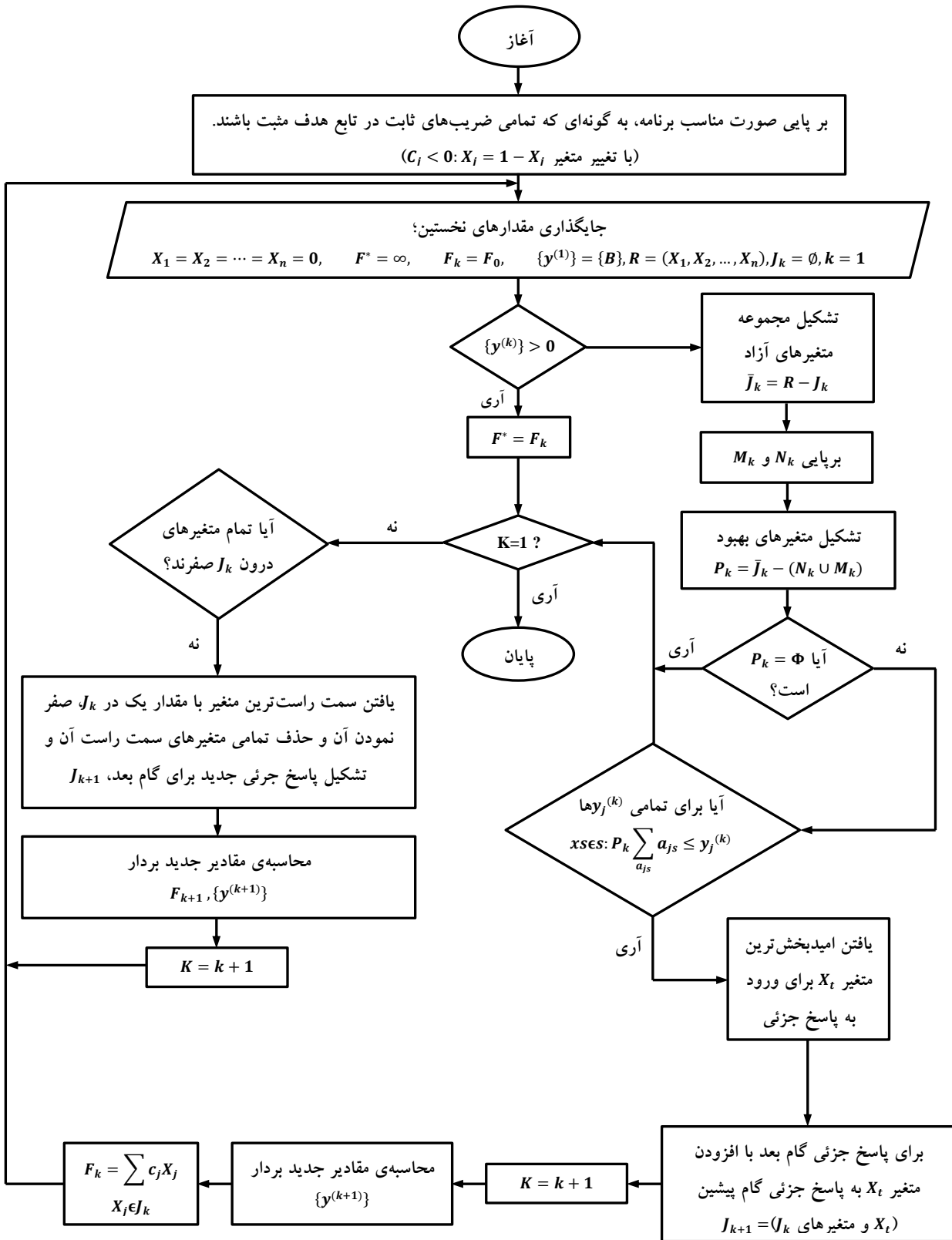
۹- مراجع

- [15] Na, C., Kim, S.P. and Kwak, G.H. (2011), "Structural Damage Evaluation Using Genetic Algorithm", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 330, No. 12, pp 2772-2783.
- [16] Bakhtiari-Nejad, F., Rahai, A. and Esfandiari, A. (2005), "A Structural Damage Detection Method Using Static Noisy Data", *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 12, pp. 1784-1793.
- [17] Sheena, Z., Unger, A. and Zalmanovich, A. (1982), "Theoretical Stiffness Matrix Correction by Static Test Results", *Israel Journal of Technology*, Vol. 20, pp. 245-253.
- [18] Sanayei, M. and Nelson, R.B. (1986), "Identification of Structural Element Stiffness from Incomplete Static Test Data", *Society of Automotive Engineering, Technical Paper*, SAE.
- [19] Sanayei, M. and Scampoli, S. (1991), "Structures Element Stiffness Identification from Static Test Data", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 117, No. 5, pp. 1021-1036.
- [20] Sanayei, M. and Onipde, O. (1991), "Damage Assessment of Structures Using Static Test Data", *AIAA Journal*, Vol. 29, No. 7, pp. 1174-1179.
- [21] Sanayei M. and Salentik M.J. (1996), "Parameter Estimation of Structures from Static Strain Measurements I", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 5, pp. 555-562.
- [22] Sanayei M. and Onipde O. and Babu S.R. (1992), "Selection of Noisy Measurement Locations for Error Reduction in Static Parameter Identification", *AIAA Journal*, Vol. 30, No. 9, pp. 2299-2308.
- [23] Sanayei, M. and Salentik, M.J. (1996), "Parameter Estimation of Structures From static Strain Measurements II: Error Sensitivity Analysis", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 5, pp. 563-572.
- [24] Sanayei, M., Imbaro, G.R. and McClain, A.S. (1997), "Structural Model Updating Using Experimental Static Measurements", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 792-798.
- [25] Hajela, P. and Soeiro, F.J. (1990), "Structural Damage Detection Based on Static and Modal analysis", *AIAA Journal*, Vol. 28, No. 6, pp. 1110-1115.
- [26] Hajela, P. and Soeiro, F.J. (1990), "Recent Development in Damage Detection Based on System Identification Methods", *Structural Optimization*, Vol. 2, pp. 1-10.
- [27] Banan, M.R., Banan, M.R. and Hjelmstad, K.D. (1994), "Parameter Estimation of Structures from Static Response, I: Computational Aspects", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 11, pp 3243-3259.
- [28] Banan, M.R., Banan, M.R. and Hjelmstad, K.D. (1994), "Parameter Estimation of Structures From Static Response, II: Numerical Simulation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 11, pp. 3259-3283.
- [29] Hjelmstad, K.D. and Shin, S. (1997), "Damage Detection and Assessment from Static Response", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 123, No. 6, pp. 568-576.
- [30] Liu, P.L. and Chian, C.C. (1997), "Parameter Identification of Truss Structures Using Static Strains", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 7, pp. 927-933.
- [۳۱] سالیانی، م. (۱۳۷۸)، "تخمین خسارت سازه‌های ایستای مستوی با روش اجزای محدود"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد ناپیوسته سازه، دانشگاه فردوسی مشهد.
- [32] Chou, J.H. and Ghaboussi, J. (2001), "Genetic Algorithm in Structural Damage Detection", *Computers and Structures*, Vol. 79, No. 14, pp 1335-1353.
- [33] Shenton, III H.W. and Hu, X. (2006), "Damage Identification Based on Dead Load Redistribution: Methodology", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 8, pp. 1254-1263.
- [1] Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B. and Sheritz, D.W. (1996), "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review", *Los Alamos National Laboratory, Report LA-13070-Ms*, Los Alamos, NM.
- [2] Mottershead, J.E. and Friswell, M.I. (1993), "Model Updating in Structural Dynamics: A Survey", *Journal Sound and Vibration*, Vol. 167, No 2, pp. 347-375.
- [3] Salawu, O.S. (1997), "Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: A Review", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 19, No. 9, pp. 718-723.
- [4] Roeck, G.D. (2003), "The State-of-the-Art of Damage Detection by Vibration Monitoring: the SIMCES Experience", *Journal of Structural Control*, Vol. 10, No. 2, pp. 127-134.
- [5] Carden, E.P. and Fanning, P. (2004), "Vibration Based Condition Monitoring: A Review", *Structural Health Monitoring*, Vol. 3, No. 4, pp. 355-377.
- [6] Yan, Y.J., Cheng, L., Wu, Z.Y. and Yam, L.H. (2007), "Development in Vibration-Based Structural Damage Detection Technique", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 21, pp. 2198-2111.
- [7] Friswell, M.I. (2007), "Damage Identification Using Inverse Methods", *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, Vol. 365, pp. 393-410.
- [8] Moslem, K. and Nafaspour, R. (2002), "Structural Damage Detection by Genetic Algorithms", *AIAA Journal*, Vol. 40, No. 7, pp. 1395-1401.
- [9] Escobar, J., Sosa, J.J. and Gomez, R. (2005), "Structural Damage Detection Using the Transformation Matrix", *Computers and Structures*, Vol. 83, pp. 357-368.
- [10] Chen, H.P. (2008), "Application of Regularization Methods to Damage Detection in Large Scale Plane Frame Structures Using Incomplete Noisy Modal Data", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 11, pp. 3219-3227.
- [11] Goldfed, Y. (2009), "A Direct Identification Procedure for Assessment of Stiffness Distribution", *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 5, pp. 1068-1076.
- [12] Ge, M. and Lui, E.M (2005), "Structural Damage Identification Using System Dynamic Properties", *Computers and Structures*, Vol. 83, No. 27, pp. 2185-2196.
- [13] Ge, M., Lui, E.M. and Khase, C. (2010), "Non-proportional Damage Identification in Steel Frames", *Engineering structure*, Vol. 32, No. 2, pp. 523-533.
- [14] Rodreguez, R., Escobar, J.A. and Gomez, R. (2009), "Damage Location and Assessment along Structural Elements Using Damage Submatrices", *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, pp. 475-486.



- [34] Kouchmeshki, B., Aquino, W., Bongard, J.C. and Lipson, H. (2007), "Co-Evolutionary Algorithm for Structural Damage Identification Using Minimal Physical Testing", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 69, No. 5, pp. 1085-1107.
- [35] Yang, Q.W. and Sun, B.X. (2010), "Structural Damage Localization and Quantification Using Static Test Data", *Structural Health Monitoring*, Vol. 10, No. 4, pp. 381-389.
- [۳۶] رضایی پزند، م. و آفتابی‌ثانی، ا. (۱۳۸۷)، "برآورد خسارت خراباها به روش سادک شبه‌دوگان"، نشریه بین‌المللی علوم مهندسی دانشگاه علم و صنعت ویژه‌نامه مهندسی عمران، جلد ۱۹، شماره ۸، صفحه ۷۷-۸۷.
- [37] Hwan, B. and Jung, B.S. (1998), "Structural Damage Assessment with Combined Data of Static and Modal Tests", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 8, pp. 956-965.
- [38] Wang, X., Hu, N., Funkunaga, H. and Yao, Z.H., (2001) "Structural Damage Identification Using Static Test Data and Changes in Frequencies", *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 6, pp. 610-621.
- [۳۹] شهیدی‌پور، م.م.، ۱۳۷۴، بهینه‌سازی، دانشگاه فردوسی مشهد.





پیوست ۲: گام‌های حل مسأله

- ۱- مشخصه‌های هندسی سازه، تغییرمکان‌های انتقالی سازه‌ی آسیب‌دیده و بردار بار، داده‌های مسأله می‌باشند.
- ۲- به یاری داده‌ها، ماتریس‌های پیوستگی عضوهای سازه و ماتریس T حساب می‌شوند.
- ۳- تابع هدف ناخطی تشکیل می‌گردد (رابطه‌ی (۱۵)).
- ۴- متغیرهای دودویی جایگزین می‌شوند و تابع هدف جدید (رابطه‌ی (۱۷)) به‌دست می‌آید.
- ۵- تابع هدف پیشین به تابعی خطی با متغیرهای دودویی تبدیل می‌گردد.
- ۶- به یاری فراروش سادک شبه‌دوگان تابع هدف دودویی خطی کمینه می‌شود.
- ۷- سختی جانبی ناشی از بادبندهای هر طبقه به‌دست می‌آید. طبقه‌هایی که کاهش سختی داشته‌اند شناسایی می‌گردند.





بررسی تأثیر فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی روی عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل بتنی در دیوارهای برشی مرکب

سیده فیروزه عسگری ارجنکی^۱، شمس‌الدین هاشمی^{*۲}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج، یاسوج

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج، یاسوج

* یاسوج، صندوق پستی ۷۴۹۳۴-۷۵۹۱۸، yu.ac.ir، s.hashemi

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۱/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۱۰/۰۹)

چکیده

در این مقاله به بررسی تأثیر فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی روی عملکرد ورق فولادی در دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی پرداخته شده است. فاصله‌ی گل‌میخ‌های برشی یک پارامتر تأثیرگذار روی کماتش موضعی ورق فولادی و درصد عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی در دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی می‌باشد. دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی از دیوار بتنی ضخیم با صفحات فولادی به عنوان تقویت‌کننده تشکیل شده اند. صفحات فولادی به وسیله گل‌میخ‌های برشی به پانل بتنی متصل می‌شوند. در دیوارهای برشی مرکب با تعداد گل‌میخ‌های برشی کافی، دیوار بتنی ورق فولادی را مهار کرده و از کماتش آن قبل از جاری شدن جلوگیری می‌کند. در نتیجه ورق فولادی با تسلیم شدن در برش در مقابل برش طبقات مقاومت می‌کند. ظرفیت تسلیم ورق فولادی تحت برش در دیوار برشی مرکب می‌تواند به طور قابل توجهی بیشتر از ورق فولادی معادل در دیوار برشی فولادی باشد. زیرا در دیوار برشی فولادی، ورق فولادی در اثر فشار قطری کماتش می‌کند و برش فقط توسط عمل ناحیه کششی، تحمل می‌گردد. در این پژوهش با استفاده از روش اجزاء محدود بار کماتشی الاستیک ورق فولادی متصل شده به یک طرف پانل بتنی مسلح تحت بار برشی بررسی شده است. حداکثر فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی برای جلوگیری از کماتش موضعی ورق فولادی قبل از جاری شدن با استفاده از ضرایب کماتش یک‌طرفه ورق فولادی محاسبه می‌شود. به دلیل اینکه وظیفه مهم و اصلی دیوار برشی مرکب فراهم کردن مقاومت و سختی برشی است، بنابراین تأثیر فاصله‌ی مختلف گل‌میخ‌های برشی روی درصد عملکرد کامپوزیت ورق فولادی و پانل بتنی و طول توسعه دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی بررسی می‌شود. نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از آیین‌نامه AISC 2010 مقایسه شده و پیشنهاداتی ارائه شده است.

واژگان کلیدی

دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی، ورق فولادی، گل‌میخ برشی، عملکرد مشترک، کماتش موضعی

Investigation of the Effect of Shear Studs Spacing on the Steel Plate Action in Steel Concrete Composite Shear Walls

S. Firoozeh Asgari, S. Hashemi

Abstract

In this paper, the effect of shear studs spacing on the steel plate action in steel concrete composite shear walls is investigated. Shear studs spacing is an effective factor affecting local buckling of steel plate and the level of composite action between steel plate and concrete infill in composite steel-concrete shear walls. Steel concrete composite shear walls consist of thick concrete walls with exterior steel faceplates which serve as reinforcement. The steel faceplates are anchored to the concrete infill using shear studs. In a composite shear wall with enough shear studs, the concrete wall restrains the steel plate and prevents its buckling before it yields. As a result, the steel plate resists the story shear by yielding in shear. The shear yield capacity of steel plate can be significantly greater than its capacity to resist shear in the yielding of a diagonal tension field. In this study, a finite element method is used to investigate the elastic buckling load of a steel plate bolted to one side of a reinforced concrete panel under shear loading. Using the steel plate unilateral buckling coefficients, the maximum shear studs spacing which prevents local buckling before yielding is calculated. Since the main role of a composite shear wall is to provide shear strength and stiffness, the effect of different shear stud spacings on the level of composite action between the steel plates and concrete infill and the development length of a steel concrete composite wall is investigated. Comparing the results with those obtained by AISC 2010, some suggestions are presented.

Keywords

Composite shear wall, Shear studs, Steel plate, Composite action, Local buckling



دیوارهای برشی تقویت شده با صفحات فولادیا دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی ترکیبی از صفحات فولادی و پانل‌های بتنی می‌باشند که با ابزارهای مکانیکی مناسبی مانند گل‌میخ‌ها، ناودانی‌ها یا نبشی بهم متصل می‌شوند. کاربرد این سیستم در سازه‌هایی است که نیروی برشی خیلی بزرگ دارند و ضخامت‌های بدست‌آمده برای دیوار برشی بتنی، با روابط متداول، خیلی زیاد، غیر اقتصادی و برای معماری سازه مشکل‌ساز می‌باشد. مهمترین نقش صفحات فولادی ایجاد سختی و شکل‌پذیری و مهمترین نقش بتن جلوگیری از کماتش صفحات می‌باشد [۱].

اتصال‌دهنده‌های برشی از جمله گل‌میخ‌ها، تأثیر قابل توجهی روی رفتار دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی می‌گذارند. به دلیل اینکه فاصله‌ی گل‌میخ‌های برشی تعیین‌کننده کماتش ورق فولادی و همچنین درصد عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی می‌باشد، این فاصله را باید طوری تعیین کرد که هم به درصد مطلوبی از عملکرد مشترک رسید و هم از کماتش موضعی ورق قبل از جاری شدن جلوگیری کرد [۲].

برای ۴ دهه‌ی گذشته سیستم دیواربرشی ورق فولادپاز (SPSW)^۱ بعنوان سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌های بلند استفاده شده است. برای بهبود رفتار این دیوارها باید از کماتش ورق فولادی جلوگیری شود که می‌توان این کار را با افزایش ضخامت ورق و یا با استفاده از سخت‌کننده در یک یا دو طرف دیوارها انجام داد که این اقدام از لحاظ اقتصادی مقرون بصره نمی‌باشد. در سال ۱۹۹۸ دیواربرشی کامپوزیت (CSPSW)^۲ ترکیب شده از ورق‌های فولادی سخت‌شده با یک پانل بتن مسلح معرفی شد.

ورق فولادی با گل‌میخ‌ها به بتن مسلح متصل می‌شود و گل‌میخ‌ها وظیفه‌ی مهم و اصلی را در جلوگیری از کماتش ورق بازی می‌کنند. نکته‌ی مهم در مورد این دیوارها تماس بین ورق فولادی و دیوار بتنی است [۳].

Smith و همکارانش کماتش الاستیک یکطرفه ورق مستطیلی مفید را در برش خالص مورد مطالعه قرار دادند. آنها برای بررسی رفتار ورق فولادی روی یک فونداسیون بتنی صلب، با استفاده از روش ریلی-ریتز ضرایب کماتش الاستیک یکطرفه ورق‌ها را برای شرایط تکیه‌گاهی و نسبت ابعاد ورق محاسبه کردند [۴].

Smith و همکارانش همچنین با روشهای تئوری و

آزمایشگاهی کماتش محلی ورق‌های متصل شده به طرفین تیرهای بتنی مسلح را تحت فشار، خمش و برش مورد مطالعه قرار دادند. به علت مسأله‌تماس، تیرهای بتنی، صلب در نظر گرفته شدند. آنها نشان دادند که پاسخ‌های حاصل از روش تئوری با نتایج آزمایشگاهی سازگاری دارد [۵ و ۶].

مطالعات دیگری در دانشگاه برکلی توسط Astaneh-Asl و همکارانش در طی سال‌های ۱۹۹۸ و ۲۰۰۱ بر روی دیوار برشی فولادی معمولی و دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی انجام شده و دو دیوار برشی مرکب که در میان قاب خمشی قرار گرفته بودند، با هم مقایسه شدند [۷ و ۸]. تفاوت این دو دیوار در این بود که در یکی از این دو دیوار یک درز بین دیوار بتنی و تیرها و ستون‌های اطراف پانل وجود داشت. آنها دو نوع دیوار برشی مرکب بدون درز و با درز را تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. همین تفاوت ناچیز باعث تفاوت قابل توجهی در عملکرد دیوار همانند شکل‌پذیری و کاهش آسیب‌پذیری شد و دیده شد که در سیستم دیوار برشی با درز، آسیب به دیوار بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای نسبتاً بزرگ از آسیب به دیوار بتنی در سیستم دیوار برشی مرکب بدون درز خیلی کمتر است.

Rahai و Hatami آزمایشات تجربی و تحلیلی روی دیوار برشی یک طبقه مرکب فولادی، بتنی با استفاده از پارامترهای مختلف انجام دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که با افزایش فاصله بین گل‌میخ‌های برشی شیب منحنی بار-تغییر مکان کاهش می‌یابد و با داشتن فاصله‌ی مناسبی از گل‌میخ‌ها انعطاف‌پذیری سیستم بهبود می‌یابد [۹].

Rahnavard و همکارانش مطالعات تجربی روی چند نمونه دیوار برشی مرکب برای بررسی پارامترهای مهم و تأثیرگذار روی رفتار این دیوارها انجام دادند. آنها با مقایسه نتایج بدست آمده مشاهده کردند که سختی جانبی سیستم با تغییر فاصله بین گل‌میخ‌های برشی و ضخامت کاور بتنی تغییری نمی‌کند. همچنین نتایج عددی بدست آمده نشان دادند که احتمال کماتش ورق فولادی با افزایش ضخامت بتن کاهش می‌یابد و انرژی اتلاف شده با کاهش فاصله بین گل‌میخ‌های برشی و ضخامت کاور بتنی افزایش می‌یابد [۱۰].

Zhou و Cheng مطالعات تجربی بر روی ده نمونه دیوار برشی مرکب با دو ورق فولادی و بتن پرکننده انجام دادند. نمونه‌ها با فاصله مختلف میلگردهای متصل‌کننده تحت نیروهای فشاری محوری و بارهای جانبی چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. آنها به این نتیجه رسیدند که هرچه قدر



فاصله‌ی بین میلگردهای متصل‌کننده کاهش یابد، مقدار اتلاف انرژی افزایش قابل توجهی داشته و تأثیر قابل توجهی بر روی ظرفیت برشی و شکل‌پذیری سیستم داشته و مکانیزم مقاومتی بهبود می‌یابد [۱۱].

Zheng و همکارانش مطالعات تجربی و تحلیلی برای بررسی رفتار فشاری محوری دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی با اشکال مختلف ورق‌های فولادی انجام دادند. آنها با توجه به کماتش موضعی ورق فولادی و بتن محصور رابطه‌ای برای فشار محوری دیوارهای برشی مرکب مطرح کردند. همچنین آنها به این نتیجه رسیدند که اشکال مختلف ورق فولادی تأثیر مهمی روی کماتش آن و اثر مهارتی بتن دارد و همچنین می‌تواند بر ظرفیت باربری فشاری محوری دیوار برشی مرکب تأثیر داشته باشد [۱۲].

Zheng آزمایشات فشاری محوری روی پایداری موضعی دیوارهای برشی مرکب با دو ورق فولادی نازک انجام داد و رابطه‌ای تئوری برای کماتش الاستیک ورق فولادی بدست آورد [۱۳].

Akiyama و همکارانش در سال ۱۹۹۱ [۱۴]، Usami و همکارانش در سال ۱۹۹۵ [۱۵]، Kanchi و همکارانش در سال ۱۹۹۶ [۱۶] و Choi و Han در سال ۲۰۰۹ [۱۷] برای محاسبه‌ی فاصله‌ی بین گل‌میخ‌ها فقط به بار کماتش محوری ورق‌ها توجه کردند و به این نتیجه رسیدند که ورق دیوار برشی مرکب همانند یک ستون یک سر مفصل یک سر گیردار با ضریب طول مؤثر 0.7 عمل می‌کند آنها نتایج حاصل از کار آزمایشگاهی خود را با منحنی اویلر ستون‌ها مقایسه کردند.

بنابراین در هیچ یک از مطالعات انجام شده برای محاسبه‌ی فاصله‌ی بین گل‌میخ‌ها در دیوار برشی مرکب از بار کماتش یک‌طرفه ورق فولادی با چند پیچ در میان آن استفاده نشده و حتی در بعضی از آنها ورق فولادی بصورت ستون تحت فشار مدل‌سازی شده است.

در این مقاله کماتش موضعی ورق فولادی و درصد عملکرد مشترک بین پانل بتنی و ورق فولادی در دیوارهای مرکب بررسی می‌شود. در مورد این دیوارها فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی بگونه‌ای تعیین می‌شود که هم از کماتش موضعی ورق فولادی قبل از جاری شدن جلوگیری شود و هم به درصد بیشتری از عملکرد مشترک بین پانل بتنی و ورق فولادی رسید.

۲- روش مدل‌سازی عناصر دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی

مشخصات مصالح اجزای دیوار برشی مرکب به ترتیب فولاد S137 با رفتار الاستو پلاستیک، بتن ۳۲ مگا پاسکال با رفتار الاستیک به همراه بتن پلاستیسته آسیب‌دیده^۳ (CDP) و گل‌میخ برشی S400 با رفتار الاستو پلاستیک می‌باشند. نحوه‌ی بارگذاری اینگونه است که برای محاسبه ضرایب کماتش الاستیک یک‌طرفه، ورق فولادی تحت بار لبه پوستانه^۴ به صورت برش یکنواخت قرار گرفته و از تحلیل خطی استاتیکی در این قسمت استفاده می‌شود.

سپس برای بررسی وضعیت عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی در طول توسعه‌های مختلف، بار فشاری بصورت یکنواخت بالای پانل بتنی وارد شده و از تحلیل دینامیکی ضمنی^۵ استفاده می‌شود (شکل (۱)).

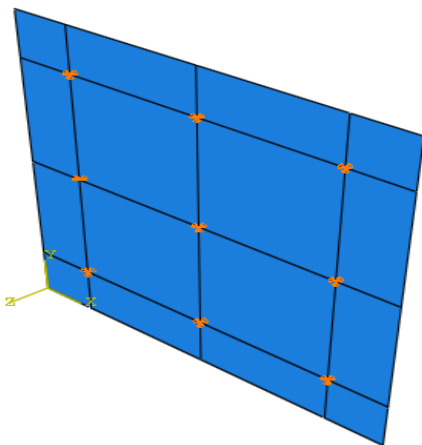
ابتدا با صلب فرض کردن پانل بتنی، ضرایب کماتش برشی یک‌طرفه ورق فولادی با تعداد گل‌میخ‌های مختلف پرداخته تعیین می‌شود. برای این منظور ورق فولادی با استفاده از المان پوستانه^۶ و ورق صلب از دستور جسم صلب مش‌بندی شده^۷ و گل‌میخ‌های برشی با استفاده از المان سه بعدی^۸ مدل‌سازی می‌شوند.

ورق فولادی در یک طرف ورق صلب مونتاژ شده و در مکان‌هایی که گل‌میخ‌های برشی وجود دارند، تکیه‌گاه مفصلی قرار داده می‌شود؛ زیرا گل‌میخ عملکردی مشابه تکیه‌گاه مفصلی دارد. چهار لبه‌ی ورق فولادی بار برشی و تکیه‌گاه مفصلی قرار داده شده است. ضرایب کماتش برشی یک‌طرفه با نسبت ابعاد مختلف ورق فولادی و تعداد گل‌میخ‌های برشی مختلف بررسی شده است.

در قسمت بعدی این پژوهش برای بررسی عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل بتنی تحلیل غیرخطی دیوار برشی مرکب انجام می‌شود. برای سادگی از تقارن استفاده شده و در نتیجه تنها نیمی از ضخامت پانل بتنی و یک ورق فولادی در یک طرف آن مدل‌سازی شده‌اند. پانل بتنی و گل‌میخ‌های برشی با المان سه بعدی و ورق فولادی با المان پوستانه مدل‌سازی شده‌اند.

مش‌بندی بتن از نوع المان ۳ بعدی مکعبی ۸ گرهی با نام C3D8R، مش‌بندی ورق فولادی از نوع المان مربعی ۴ گرهیبا نام S4R و مش‌بندی گل‌میخ برشی در قسمت غیرخطی این پژوهش بصورت المان ۴ وجهی درجه دوم ۱۰ گرهی C3D10 و از نوع خطی^۹ تعریف شده است. سپس ورق فولادی در یک طرف پانل بتنی مونتاژ^{۱۰} می‌شود و گل‌میخ‌های برشی در مکان‌های مشخص قرار داده می‌شوند. در مرحله‌ی بعدی

۳-۱- تعیین ضرایب کمانش یکطرفه ورق فولادی در دیواربرشی با نسبت ابعاد و تعداد گل‌میخ‌های برشی مختلف برای این منظور در نرم‌افزار آباکوس ابتدا ورق‌های فولادی با نسبت ابعاد ۱، ۱/۲، ۱/۵، ۱/۸ و ۲ با استفاده از المان پوسته و یک ورق صلب با استفاده از المان سه بعدی مدل‌سازی شده است. ورق فولادی در یک سمت ورق صلب مونتاژ می‌شود. این ورق فولادی از چهار طرف تحت بار برشی قرار گرفته شده است. تکیه‌گاه چهار لبه ورق فولادی از نوع مفصلی می‌باشد. در این مدل در مکان‌هایی که لازم است گل‌میخ برشی قرار گیرد تکیه‌گاه مفصلی نقطه‌ای قرار داده شده است، زیرا تکیه‌گاه مفصلی عملکردی مشابه عملکرد گل‌میخ برشی را دارا می‌باشد. ضخامت ورق فولادی ۲ سانتیمتر و مدول الاستیسیته فولاد نرمه ساختمانی ۲۱۰ گیگا پاسکال در نظر گرفته شده است. شکل (۲) نمونه‌ای از ورق فولادی با نه گل‌میخ برشی می‌باشد.



شکل ۲- یک ورق فولادی مدل شده با نه گل‌میخ برشی

نتایج ضرایب کمانش یکطرفه ورق فولادی تحت بار برشی با نسبت ابعاد مختلف (a/b) و تعداد گل‌میخ‌های مختلف (N) در جدول (۱) و شکل (۳) نمایش داده شده‌اند.

۴- بررسی تاثیرفاصله‌ی گل‌میخ‌های برشی بر روی عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل بتنی

در این قسمت، عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل بتنی بررسی می‌شود. در دیوارهای برشی مرکب موجود در یک ساختمان، ورق‌های فولادی طبقات و دهانه‌های مختلف ممکن است در راستای افقی یا قائم کاملاً پیوسته نباشند؛ بنابراین فاصله‌ی گل‌میخ‌های برشی باید به گونه‌ای تعیین شود که در طول توسعه مناسب (L_d) عملکرد مشترک ورق فولادی و پانل

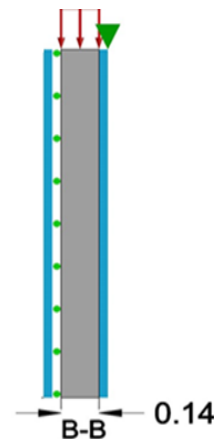
مدل‌سازی برای جلوگیری از فرورفتن ورق فولادی در پانل بتنی از دستور تماس صلب^{۱۱} بین سطح پانل بتنی و ورق فولادی استفاده شده است.

بعد از آن گل‌میخ‌های برشی با استفاده از دستور مدفون کردن^{۱۲} در پانل بتنی جاسازی شده‌اند و در مرحله‌ی بعدی یک سر گل‌میخ‌های برشی به ورق فولادی بسته^{۱۳} شده و سر دیگر آن در پانل بتنی مدفون شده است. در این مدل تنش محوری در سطح بالایی پانل بتنی قرار گرفته و در لبه‌ی بالایی ورق فولادی تکیه‌گاه مفصلی قرار داده می‌شود که با این کار پانل بتنی که هیچ تکیه‌گاهی ندارد به ورق فولادی متصل شده و از حرکت صلب^{۱۴} آن جلوگیری بعمل می‌آید.

همچنین برای در نظر گرفتن تقارن در دیوار برشی مرکب در سطحی از بتن که موازی با ورق فولادی بوده ولی در تماس با آن نیست، جابجایی عمود بر صفحه بسته شده است. در شکل (۱) تصویری دو بعدی از دیوار برشی مرکب آورده شده است که نوع بارگذاری و تکیه‌گاه در لبه‌ی بالایی ورق فولادی و سطحی از بتن که موازی ورق فولادی بوده و در تماس با آن نیست نمایش داده شده است.

از این مدل‌سازی دو هدف دنبال شده است:

- ۱- بررسی وضعیت عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی با فواصل مختلف گل‌میخ‌های برشی.
- ۲- بررسی عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی برای طول توسعه‌های مختلف



شکل ۱- نمایش یک دیوار برشی مرکب تحت بارگذاری

۲- مدل‌سازی عددی

در این بخش، به ارائه مدل‌های ساخته شده در این پژوهش و نتایج مربوط به هر مدل پرداخته می‌شود.

بتنی درصد قابل توجهی داشته باشد.

جدول ۱- ضرایب کمانش یک طرفه ورق فولادی تحت بار برشی با نسبت ابعاد (a/b) و تعداد گل میخ‌های مختلف (N)

K_{unt}	K_{unt}	N
۱۲/۰۲۱	۵/۹۹۵	۱
۲۱/۸۷۰	۱۴/۰۲۱	۴
۳۸/۰۱۱	۲۴/۱۲۱	۹
۵۶/۹۸۰	۳۶/۹۵۱	۱۶
۹۲/۱۲۱	۴۹/۲۱۳	۲۵
۱۲۴/۰۵۰	۶۷/۹۹۱	۳۶
۲۰۸/۹۸۰	۸۸/۲۱۸	۴۹

$$\tau_{cr} = K_{xy} \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)(b/t_p)^2} \quad (1)$$

که در آن، τ_{cr} تنش نظیر کمانش برشی الاستیک، K_{xy} ضریب کمانش برشی الاستیک، t_p ضخامت ورق فولادی، b عرض ورق فولادی و ν ضریب پواسون می‌باشد. در صورتی که فاصله بین گل میخ‌های برشی s و فاصله گل میخ‌های کناری تا لبه دیوار برابر $s/2$ باشد عرض دیوار برابر است با:

$$b = ns \quad (2)$$

که n تعداد گل میخ‌های برشی در راستای عرض ورق فولادی می‌باشد. تنش تسلیم ورق فولادی در برش خالص برابر است با [۱۴]:

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

که در آن F_y تنش تسلیم ورق فولادی تحت تنش محوری است. در صورتی که تحت برش، تسلیم و کمانش همزمان اتفاق بیفتد رابطه زیر برقرار است:

$$\tau_{cr} = \tau_y \quad (4)$$

در این صورت با استفاده از رابطه (۳) و بافرض $\epsilon_y = F_y/E$ می‌توان نوشت:

$$\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_y} = \frac{\tau_{cr}}{F_y} = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

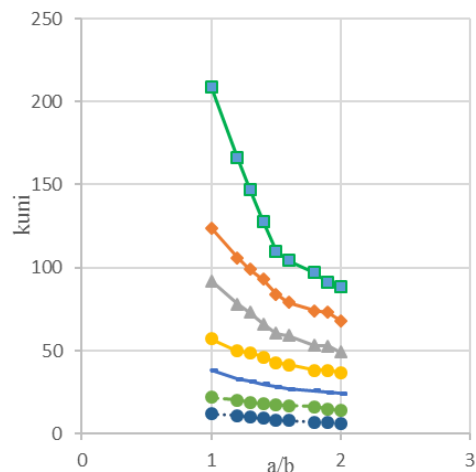
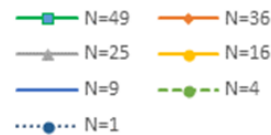
که در آن ϵ_{cr} کرنش نظیر کمانش برشی الاستیک و ϵ_y کرنش تسلیم تحت تنش محوری است.

از روابط (۱) و (۲) خواهیم داشت:

$$\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_y} = \frac{K_{xy}}{n^2} \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{\left(\frac{s}{t_p} \sqrt{\frac{F_y}{E}}\right)^2} \quad (6)$$

n تعداد گل میخ‌های برشی در راستای عرض ورق فولادی، s فاصله بین گل میخ‌های برشی، E مدول الاستیسیته ورق فولادی و t_p ضخامت ورق فولادی می‌باشد.

به عنوان مثال برای دو نمونه مدل با تعداد گل میخ‌های برشی ۳۶ و ۴۹ با استفاده از رابطه (۶) منحنی کرنش بحرانی نرمال شده $(\epsilon_{cr}/\epsilon_y)$ نسبت به لاغری نرمال شده $\sqrt{F_y/E} \times (S/t_p)$ رسم



شکل ۳- دیاگرام مربوط به ضرایب کمانش یک طرفه ورق فولادی با نسبت ابعاد و تعداد گل میخ‌های مختلف

در این بخش ابتدا فاصله نظیر گل میخ‌ها به نحوی که کمانش و تسلیم برشی برشی در ورق فولادی همزمان اتفاق بیفتد، نمایش داده شده و فاصله نظیر کمانش برای معیار کمانش موضعی (LB) تعیین شده و سپس به موضوع اصلی این قسمت یعنی بررسی تأثیر فاصله گل میخ‌های برشی بر روی عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی پرداخته می‌شود.

۱-۴- محاسبه فاصله نظیر کمانش گل میخ‌های برشی در ورق فولادی

جدول ۲- مشخصات فیزیکی ورق فولادی

ν	E (MPa)	F_y (MPa)
۰/۳	۲۱۰۰۰۰	۲۴۰۰

جدول ۳- مقادیر لاغری S/t_p و فاصله‌ی نظیر کمانش گل‌میخ‌های

برشی برای دیوار با $\frac{a}{b}=1$

S (cm)	S/t_p	K_{xy}	N
۳۴/۹۶	۲۷/۵۳	۲۱/۸۷۰	۴
۳۰/۷۳	۲۴/۲۰	۳۸/۰۱۱	۹
۲۸/۲۱	۲۲/۲۲	۵۶/۹۸۰	۱۶
۲۸/۷۱	۲۲/۶۱	۹۲/۱۲۱	۲۵
۲۷/۷۶	۲۱/۸۶	۱۲۴/۰۵۰	۳۶
۳۰/۸۸	۲۴/۳۲	۲۰۸/۹۸۰	۴۹

۲-۴- مثال برای تعیین فاصله‌ی بین گل‌میخ‌ها براساس معیار

کمانش موضعی (LB)

همانطور که قبلاً هم اشاره شد فاصله‌ی نظیر کمانش فاصله‌ای است که در آن کمانش و تسلیم برش همزمان اتفاق می‌افتد (رابطه (۴)). به عنوان مثال فرض کنید هدف تعیین فاصله‌ی نظیر کمانش برای یک ورق با ابعاد ۲/۱ در ۲/۱ متر مربع و ضخامت و مشخصات فیزیکی قسمت ۴-۱ باشد.

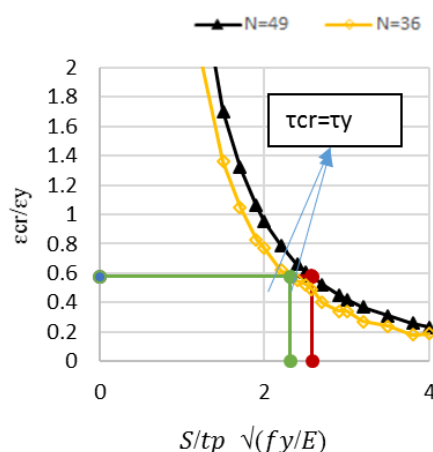
در مرحله‌ی اول فرض می‌شود که ۴ گل‌میخ برشی وجود داشته باشد. با استفاده از مقادیر جدول (۳) که برای دیوار مربعی تنظیم شده مسأله دنبال می‌شود. سپس بررسی می‌شود که آیا n_s برای این تعداد گل‌میخ برشی برابر ابعاد ورق می‌باشد یا خیر. اگر برابر شوند یا تفاوت زیاد نداشته باشند، می‌توان نتیجه گرفت که فاصله‌ی محاسبه شده درست می‌باشد در غیر اینصورت مسأله باید با تعداد گل‌میخ‌های برشی بیشتری بررسی شود. در حالتی که چهار گل‌میخ برشی داشته باشیم بر اساس جدول (۳) داریم:

$$\frac{S}{t_p} = 27.53$$

با فرض $t_p = 0.0127$ مقدار فاصله‌ی گل‌میخ‌های برشی عبارت است از:

$$\frac{S}{t_p} = 27.53 \rightarrow S = 27.53 \times 0.0127 = 0.3496 \text{ m}$$

شده است. به این صورت که با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای کرنش بحرانی نرمال شده و داشتن مقادیر مشخص n, K_{xy} و مقدار لاغری نرمال شده محاسبه می‌شود. سپس برای محاسبه مشخصات نقاطی از این دو منحنی که در آنها کمانش و تسلیم در برش همزمان اتفاق می‌افتد با در نظر گرفتن کرنش بحرانی نرمال شده برابر $\frac{1}{\sqrt{3}}$ ، پارامتر لاغری نرمال شده محاسبه می‌شود. همانطور که در شکل (۴) نمایش داده شده است در نقاط محاسبه شده کمانش و تسلیم در برش همزمان اتفاق می‌افتد.



شکل ۴- دیاگرام مربوط به نحوه تعیین نسبت لاغری - که در آن کمانش و تسلیم برشی همزمان رخ می‌دهد.

با برابر قرار دادن سمت راست روابط (۵) و (۶) و همچنین قرار دادن مشخصات فیزیکی ورق فولادی از جدول (۲)، مقادیر ضرایب کمانش برشی یک‌طرفه الاستیک از جدول (۱) برای ورق‌های فولادی با نسبت طول به عرض یک ($\frac{a}{b}=1$) و ضخامت $t_p = 12.7 \text{ mm}$ ، نسبت‌های لاغری S/t_p و فاصله نظیر کمانش s ، که در آنها کمانش و تسلیم برشی همزمان اتفاق می‌افتند، برای تعداد گل‌میخ‌های مختلف محاسبه شده و در جدول (۳) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که در صورتی مقادیر جدول (۳) پاسخ مورد نظر می‌باشند که ورق فولادی، مربعی با ابعاد $b = n_s$ باشد. در جدول (۳)، تعداد کل گل‌میخ‌های برشی استفاده شده در دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی می‌باشد.

$$N = n^2 \quad (7)$$



پس عرض ورق به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$b = ns = 2 \times 34.96 = 69.92 \text{ cm}$$

مقدار محاسبه شده اختلاف زیادی با عرض ورق دارد مراحل بصورت بالا برای تعداد گل‌میخ‌های دیگر هم انجام می‌شود و در نهایت برای ۴۹ گل‌میخ برشی:

$$\frac{S}{t_p} = 24.32$$

$$\frac{S}{t_p} = 24.32 \rightarrow S = 24.32 \times 0.0127 = 0.3088 \text{ m}$$

$$b = ns = 7 \times 30.88 = 216 \text{ cm}$$

بنابراین عرض ورق برای ۴۹ گل‌میخ برشی مطلوب‌ترین نتیجه می‌باشد که نسبت به عرض‌های محاسبه شده قبلی اختلاف کمتری با عرض ورق دارد. بنابراین فاصله محاسبه شده برای ۴۹ گل‌میخ برشی ($s = 0.3088 \text{ m}$) همان فاصله نظیر کماتش است که برای معیار کماتش موضعی در ورق فولادی استفاده می‌شود.

۳-۴- ضوابط آیین‌نامه‌ای برای جلوگیری از کماتش موضعی ورق فولادی

در مقررات لرنه‌ای آیین‌نامه AISC 2010 [۱] توصیه شده است که برای دیوارهای برشی کامپوزیتی که پانل بتنی فقط در یک طرف صفحات فولادی قرار دارد برای اطمینان از تسلیم ورق فولادی قبل از کماتش موضعی بین گل‌میخ‌های برشی نسبت s/t با استفاده از معادله زیر محاسبه شود.

$$\frac{s}{t} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (8)$$

در رابطه (۸) مقدار k_v از رابطه (۹) محاسبه می‌شود.

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} \quad (9)$$

پارامترهای استفاده شده در روابط (۸) و (۹) عبارتند از:

فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی، t ضخامت ورق فولادی، k ضریب کماتش الاستیک، E مدول الاستیسیته فولاد، a طول ورق فولادی و b عرض ورق فولادی می‌باشد.

۴-۴- مقایسه فاصله نظیر کماتش محاسبه شده با فاصله نظیر کماتش آیین‌نامه

جدول (۴) فاصله نظیر کماتش گل‌میخ‌ها حاصل از تحقیق حاضر را در مقایسه با مقدار تعیین شده از آیین‌نامه نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که آیین‌نامه برآورد خوبی از فاصله بین

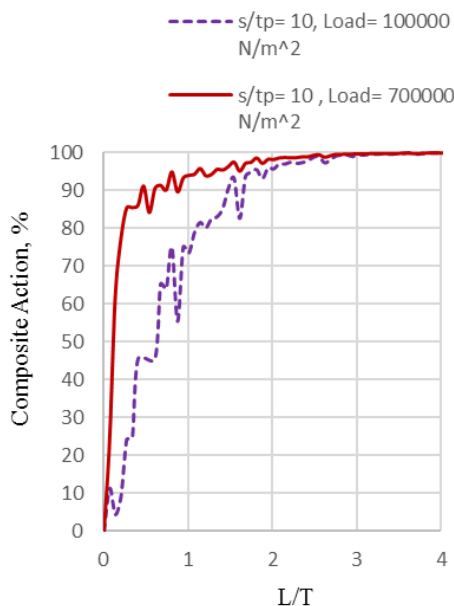
گل‌میخ‌های برشی ارائه نمی‌دهد و باید در تعیین این فاصله تجدیدنظر کرد.

جدول ۴- مقادیر فاصله نظیر کماتش محاسبه شده و آیین‌نامه‌ای

S	فاصله نظیر کماتش محاسبه شده در تحقیق حاضر	فاصله نظیر کماتش آیین‌نامه (AISC 2010)
	۰/۳۰۸۸ (m)	۰/۴۱ (m)

۵-۴- بررسی تأثیر فاصله گل‌میخ‌های برشی (S) بر روی عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی

در این بخش، به بررسی تأثیر فواصل مختلف گل‌میخ‌های برشی بر روی عملکرد مشترک بین ورق فولادی و پانل بتنی پرداخته می‌شود. مدل‌ها برای نسبت لاغری (s/t_p)، ۱۰، ۱۶ و ۲۰ ساخته شده‌اند که در شکل‌های (۵) و (۶) درصد عملکرد مشترک برای هر مدل تحت بارهای 100 kN/m^2 و 700 kN/m^2 بررسی شده است. اختلال‌هایی که در امتداد منحنی‌ها می‌باشند به علت این است که در نقاطی که پیچ وجود دارد کرنش‌ها بصورت ناگهانی در آن نقاط بهم نزدیک می‌شوند.

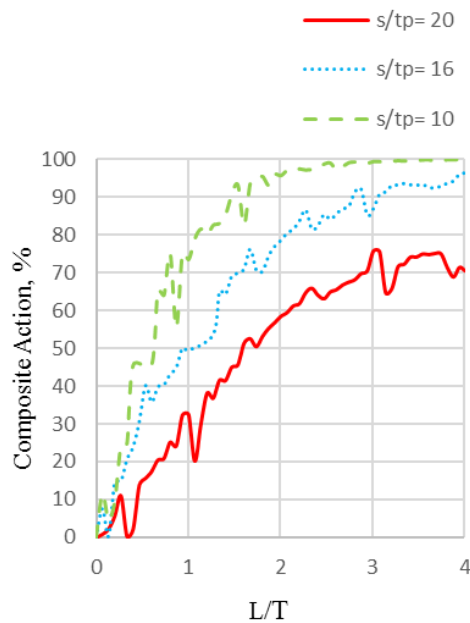


شکل ۵- مقایسه وضعیت عملکرد مشترک در حالت الاستیک و

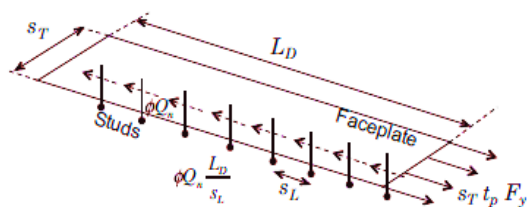
$$s/t_p = 10 \text{ پلاستیک با نسبت لاغری}$$

با بارگذاری 100 kN/m^2 اکثر قسمت‌های مدل در مرحله الاستیک باقی ماندند ولی با بارگذاری 700 kN/m^2 بعضی از قسمت‌ها وارد محدوده پلاستیک شدند. ضخامت ورق فولادی برای این مدل‌ها $1/27$ سانتیمتر، ضخامت بتن 14 سانتیمتر و قطر گل‌میخ‌های برشی 1 سانتیمتر در نظر گرفته شده‌اند. نتایج نشان





شکل ۷- مقایسه وضعیت عملکرد مشترک با فواصل مختلف گل میخ برشی



شکل ۸- نمایش طول توسعه ورق فولادی در دیوار برشی مرکب [۲]

فولادی در دیوارهای برشی مرکب از رابطه (۱۰) استفاده می‌شود [۲].

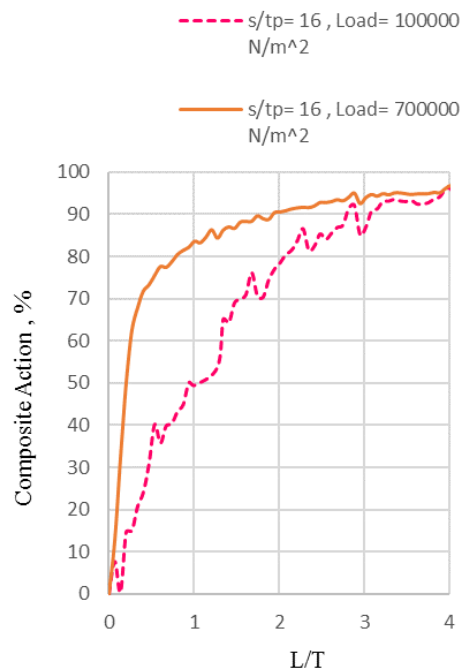
$$\phi Q_n \frac{L_d}{S_L} \geq S_T t_p F_y \quad (10)$$

پارامترهای استفاده شده در رابطه (۱۰) عبارتند از:

Q_n : ظرفیت برشی یک گل میخ برشی می‌باشد که توسط معادلات ارائه شده در آیین‌نامه AISC 2010 [۱] محاسبه می‌شود، ϕ : ضریب کاهش مقاومت، L_d : طول توسعه ورق فولادی، S_L : فاصله طولی گل میخ‌های برشی و S_T فاصله عرضی گل میخ‌های برشی می‌باشد. طول توسعه ورق فولادی در دیوارهای برشی مرکب، تقریباً دو یا سه برابر ضخامت دیوار برشی در نظر گرفته می‌شود. با چپ‌چین دوباره رابطه (۱۰)، رابطه (۱۱) برای محاسبه فاصله‌ی بین گل میخ‌های برشی بر اساس طول توسعه حاصل می‌شود.

$$S \leq \sqrt{\frac{\phi Q_n L_d}{t_p F_y}} \quad (11)$$

می‌دهد در بار بیشتر عملکرد مشترک در فاصله کوتاهتری اتفاق می‌افتد. در نمودارهای بعدی عملکرد مشترک تحت بار 100 kN/m^2 بررسی شده است.



شکل ۶- مقایسه وضعیت عملکرد مشترک در حالت الاستیک و پلاستیک با نسبت لاغری $s/t_p = 16$

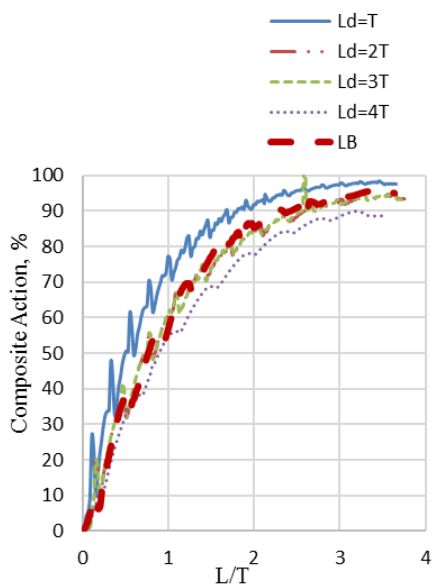
در شکل (۷) تأثیر فاصله‌ی مختلف گل میخ‌های برشی را بر روی عملکرد مشترک بین پانل بتنی و ورق فولادی نشان داده شده است.

۶-۴- طراحی فاصله‌ی گل میخ‌های برشی

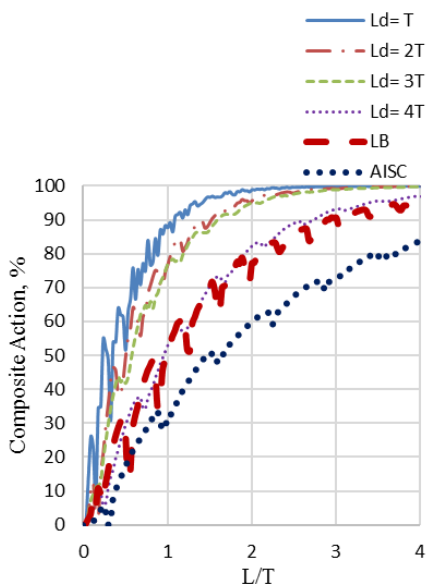
۶-۴-۱- طول توسعه

طول توسعه در دیوارهای برشی مرکب (L_d) با مفهوم طول مهار می‌گردهای استفاده شده در دیوارهای برشی بتنی مسلح قابل مقایسه می‌باشد. طول توسعه به مقاومت و فاصله‌ی گل میخ‌های برشی و درصد عملکرد مشترک در دیوارهای برشی مرکب مرتبط می‌باشد. در صورتی که طول توسعه کوتاهتر باشد در فاصله‌ی گل میخ‌های برشی کمتر، برش میان صفحه‌ای بیشتری بین ورق فولادی و پانل بتنی منتقل شده و در نتیجه عملکرد مشترک وضعیت بهتری دارد. بصورت شماتیک مفهوم طول توسعه در شکل (۸) نشان داده شده است.

برای طراحی دیوار برشی مرکب فاصله‌ی عرضی گل میخ‌های برشی برابر فاصله‌ی طولی گل میخ‌های برشی در نظر گرفته شده است. بنابراین برای محاسبه طول توسعه ورق



شکل ۹- دیاگرام مربوط به $\rho = 0.15$ برای $d/t_p = 1/5$



شکل ۱۰- دیاگرام مربوط به $\rho = 0.15$ برای $d/t_p = 1/5$

۵- نتیجه گیری

در این مقاله ابتدا ضرایب کماتش یک طرفه برای ورق فولادی در دیوارهای برشی مرکب با تعداد گل‌میخ‌های مختلف محاسبه شد، سپس به بررسی عملکرد مشترک و وضعیت کماتش موضعی ورق فولادی در فواصل مختلف گل‌میخ‌های برشی و طول توسعه‌های مختلف پرداخته شده است و درصد عملکرد مشترک حاصل از نمودارهای بدست‌آمده با درصد عملکرد

بعد از محاسبه فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی به کمک رابطه (۱۱)، نسبت‌های لاغری برای طول توسعه‌های مختلف تعیین شده است که مقادیر محاسبه شده در جدول (۵) تنظیم شده است. ضخامت ورق فولادی $t_p = 12/7$ mm در نظر گرفته شده است. نسبت لاغری از تقسیم فاصله‌ی محاسبه شده برای گل‌میخ‌های برشی به ضخامت ورق فولادی تعیین می‌شود.

جدول ۵- مقادیر فاصله نظیر کماتش محاسبه شده و آیین‌نامه‌ی

$d/t_p = 1/5$	
$\rho(2t_p/T)$	S/t_p
۰.۲ ۰.۳ ۰.۴	$L_d = T$
۱۳ ۱۰ ۹	$L_d = 2T$
۱۸ ۱۵ ۱۳	$L_d = 3T$
۲۲ ۱۸ ۱۶	$L_d = 4T$
۲۵ ۲۱ ۱۸	LB
۲۴/۳۲ ۲۴/۳۲ ۲۴/۳۲	LB

* d : قطر گل‌میخ‌های برشی، LB: معیار کماتش موضعی و ρ : نسبت تقویت‌شده

بعد از محاسبه‌ی نسبت‌های لاغری برای طول توسعه‌های مختلف مدل‌سازی انجام شده است. فاصله‌ی بین گل‌میخ‌های برشی در این مدل‌ها از مقادیر لاغری محاسبه‌شده در جدول (۵) تعیین می‌شود. در این قسمت ضخامت پانل بتنی برای هر مدل با توجه به نسبت سطح مقطع فولاد به بتن (ρ) تعیین می‌شود. در شکل‌های (۹) تا (۱۲) درصد عملکرد مشترک بین پانل بتنی و ورق فولادی برای مقطع مرکب با طول توسعه‌های مختلف بررسی شده است. همچنین درصد عملکرد مشترک برای حالتی که فاصله بین گل‌میخ‌ها معادل فاصله نظیر کماتش موضعی (LB) است نشان داده شده است.

در منحنی‌هایی که پایین‌تر از منحنی معیار کماتش قرار گرفته‌اند مانند L_d برابر $2T$ ، $3T$ و $4T$ در شکل (۹) و $L_d = 4T$ در شکل (۱۲) کماتش قبل از جاری شدن اتفاق می‌افتد. همچنین در این نمودارها منحنی مربوط به فاصله‌ی پیشنهادی گل‌میخ‌ها توسط آیین‌نامه AISC 2010 با منحنی‌های دیگر مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که میزان عملکرد مشترک به ازای این فاصله کاهش زیادی داشته و کماتش موضعی قطعا در ورق فولادی اتفاق می‌افتد بنابراین آیین‌نامه این فاصله را بخوبی برآورد نکرده است و باید نسبت به این فاصله تجدیدنظر داشته باشد.



نسبت لاغری معیار کماتش موضعی کمتر باشد، کماتش موضعی قبل از جاری شدن اتفاق نمی‌افتد و بالعکس.

۳- در بررسی های انجام شده مشخص شد که هرچه قدر فاصله ی بین گل‌میخ‌های برشی کاهش یابد، درصد عملکرد کامپوزیت افزایش می‌یابد. زمانی که تعداد گل‌میخ‌های برشی چهار برابر شده، یعنی از $s/t_p = 20$ به $s/t_p = 10$ رسید، عملکرد کامپوزیت در فاصله دو برابر ضخامت دیوار بتنی از ۶۰ درصد به ۹۵ درصد افزایش یافت.

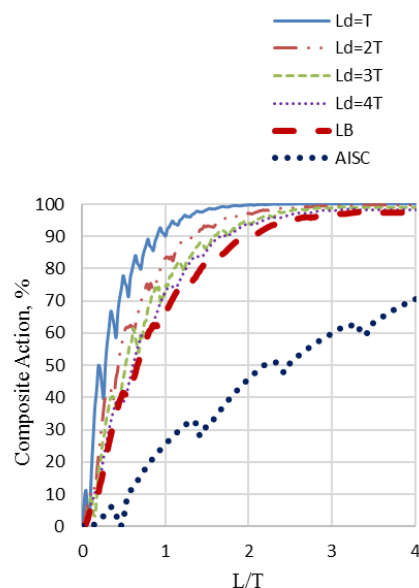
۴- با محاسبه فاصله نظیر کماتش گل‌میخ‌های برشی و مقایسه آن با فاصله نظیر کماتش محاسبه شده از آیین‌نامه AISC 2010 می‌توان نتیجه گرفت که نه تنها آیین‌نامه قادر نیست این فاصله را به درستی تعیین کند بلکه حتی این مقدار را محافظه‌کارانه نیز برآورد نمی‌کند. بنابراین لازم است اصلاحاتی در این خصوص در آیین‌نامه انجام شود.

تقدیر و تشکر

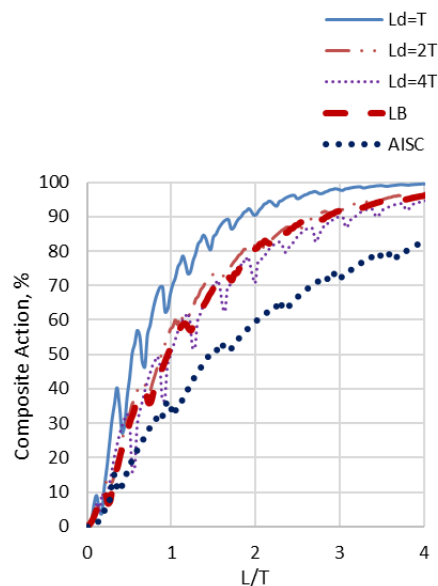
بدینوسیله نویسندگان از همکاری مرکز محاسبات سریع دانشگاه یاسوج در انجام این پژوهش تقدیر و سپاس‌گزاری می‌کنند.

۶- مراجع

- [1] AISC/INC, (2010), *Seismic Provisions for Structural Buildings*, Chicago: American institute of steel construction.
- [2] Zhang, K., Varma, A.H., Malushte, S.R. and Gallocher, S. (2014), "Effect of Shear Connectors on Local Buckling and Composite Action in Steel Concrete Composite Walls", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 269, pp. 231-239.
- [3] Arabzade, A., Moharami, H. and Ayazi, A. (2011), "Local Elastic Buckling Coefficients of Steel Plates in Composite Steel Plate Shear Walls", *Scientia Iranica A*, Vol. 18, pp. 9-15.
- [4] Smith, S.T., Bradford, M.A. and Oehlers, D.J. (1996), "Elastic Buckling of Unilaterally Constrained Rectangular Plates in Pure Shear", *Engineering Structures*, Vol. 21, pp. 443-453.
- [5] Smith, S.T., Bradford, M.A. and Oehlers, D.J. (1999), "Local Buckling of Side-Plated Reinforced-Concrete Beams. II: Experimental Study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 6, pp. 635-643.
- [6] Smith, S.T., Bradford, M.A. and Oehlers, D.J. (1999), "Local Buckling of Side-Plated Reinforced-Concrete Beams. I: Theoretical Study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 6, pp. 323-339.
- [7] Aastaneh-Asl, A. and Zhao, Q. (2002), "Cyclic Behavior of Traditional and an Innovative Composite Shear Wall", Report no. UCB-Steel-01/2002, department of civil and environmental engineering Berkeley: University of California.
- [8] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A. and Ramsay, J. (2007), "Blast Loading and Blast Effects on Structures", An Overview, The University of Melbourne, Australia, *EJSE Special Issue: Loading on Structures*, pp. 76-91.
- [9] Rahai, A. and Hatami, F. (2009), "Evaluation of Composite Shear Wall Behavior under Cyclic Loadings", *Constructional Steel*, Vol. 65, No. 7, pp. 1528-1537.



شکل ۱۱- دیاگرام مربوط به $\rho = 0.03$ برای $d/t_p = 1/5$



شکل ۱۲- دیاگرام مربوط به $\rho = 0.02$ برای $d/t_p = 1/5$

مشترکی که به ازای فاصله آیین‌نامه بدست می‌آید مقایسه شده است. نتایج بدست‌آمده به شرح زیر می‌باشند.

- ۱- مشاهده شد که هر چه فاصله ی بین گل‌میخ‌های برشی کاهش یابد، نیروهای برشی میان‌صفحه‌ای بیشتر منتقل شده و درصد عملکرد مشترک افزایش می‌یابد.
- ۲- نتیجه گرفته شد که در منحنی‌هایی که پایین‌تر از منحنی کماتش موضعی قرار دارند، کماتش موضعی قبل از جاری شدن اتفاق می‌افتد و بالعکس. بنابراین به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت در طول توسعه‌هایی که نسبت لاغری آنها از

international conference on structural mechanics in reactor technology, Tokyo, Japan, pp. 323-328.

- [15] Usami, S., Akiyama, H., Narikawa, M., Hara, K., Takeuchi, M. and Sasaki, N. (1995), "Study on a Concrete Filled Steel Structure for Nuclear Plants (Part 2)", Compressive Loading Tests on Wall Members. In: Transaction of 13th Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-13), pp. 21-26.
- [16] Kanchi, M., Kitano, C., Sgawara, D. and Hiragawa, K. (1996), "Experimental Study on a Concrete-Filled Steel Structure, Compressive Test (1)", In: Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp. 1071-1072.
- [17] Choi, B.J. and Han, H.S. (2009), "An Experiment on Compressive Profile of the Unstiffened Steel Plate-Concrete Structures under Compression Loading", Steel and Composite Structures, Vol. 9, No. 6, pp. 519-534.

[۱۸] ازهری، م. و میرقادی، س.ر. (۱۳۸۵)، "طراحی سازه‌های فولادی"، چاپ چهارم، اصفهان، انتشارات ارکان دانش.

- [10] Rahnavard, R., Hassanipour, A. and Mounesi, A. (2016), "Numerical Study on Important of Composite Steel-Concrete Walls", Constructional Steel, Vol. 121, pp. 441-456.
- [11] Cheng, Ch. and Zhou, D. (2015), "Experimental Study on Seismic Behavior of Composite Concrete and Double-Steel-Plate Shear Walls with Binding Bars", 6th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, United States.
- [12] Hao, T., Cao, W., Qiao, Q., Liu, Y. and Zheng, W., (2017), "Structural Performance of Composite Shear Walls under Compression", Applied Sciences, Vol. 162, No. 7, pp. 1-21.
- [13] Zhang, Y. Li, X. and He, Q., (2016), "Experimental Study on Local Stability of Composite Walls with Steel Plates and Filled Concrete under Concentric Loads", China Civil Engineering Journal, Vol. 49, No. 1, pp. 62-68.
- [14] Akiyama, H., Sekimoto, H., Fukihara, M., Nakanishi, K. and Hara, K. (1991), "A Compression and Shear Loading Tests of Concrete Filled Steel Bearing Wall", Transactions of the 11th

پی نوشت

- ¹ Steel Plate Shear Wall
- ² Composite Steel Plate Shear Wall
- ³ Concrete Damage Plasticity
- ⁴ Shell Edge Load
- ⁵ Dynamic Implicit
- ⁶ Shell
- ⁷ Discrete Rigid
- ⁸ Solide
- ⁹ Linear
- ¹⁰ Assembly
- ¹¹ Hard Contact
- ¹² Embedded Region
- ¹³ Tie
- ¹⁴ Rigid Body Motion





بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های فولادی واقع در حوزه نزدیک با درصد نامنظمی‌های مختلف در پلان با استفاده از آنالیزهای IDA و MIDA

نادر فنائی^{۱*}، حمیدرضا مهدی پناه^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
۲- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۱/۲۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۴/۲۵)

چکیده

تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی مودال در حقیقت شیوه‌ای سریع برای به دست آوردن منحنی‌های IDA می‌باشد. در این مقاله برای اولین بار به بررسی این روش برای سازه‌های سه بعدی و تأثیر پارامترهایی چون نامنظمی هندسی سازه و همچنین اثر رکوردهای حوزه نزدیک بر این روش پرداخته است. بدین منظور ۱۲ عدد سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه با درصد نامنظمی‌های مختلف تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک قرار گرفت و نتایج تحلیل آنها با روش IDA مقایسه گردید. مطالعه این پارامترها نشان داد که سرعت انجام آنالیز و استخراج منحنی‌های تقاضای لرزه‌ای در سازه‌های سه بعدی به طرز شگفت‌انگیزی بالاتر از روش دقیق IDA می‌باشد. البته این روش در سازه‌های کوتاه مرتبه و متوسط مرتبه در زلزله‌های حوزه نزدیک نمی‌تواند منحنی‌های IDA را استخراج کند. در نهایت از این مطالعه نتیجه می‌شود که در سازه‌های نامنظم بهتر است که معیار جابجایی نسبی در این روش با معیار دیگری جایگزین گردد.

واژگان کلیدی

تحلیل دینامیکی افزایشی مودال، نامنظمی هندسی سازه در پلان، زلزله‌های حوزه نزدیک، تحلیل دینامیکی افزایشی

Studying of Dynamic Behavior of Steel Structures Built in Near-Field with Different Percentages of Irregularity in Plan Using IDA and MIDA Methods

N. Fanaie, H.R. Mehdipناه

Abstract

In fact, modal incremental nonlinear dynamic analysis is the fast method to obtain Incremental Dynamic Analysis (IDA) curves. In this article, 3D models are employed to study the effects of geometrical irregularity and near field records on this method. In this regard, twelve structures with different percent of geometrical irregularity are subjected to the near field records and the MIDA obtained results are compared with those of IDA method. The studying of these parameters reveals that the speed of analysis as well as extracting the seismic demand curves are dramatically faster than IDA method although this method cannot extract IDA curves properly in low-rise and moderate-rise buildings subjected to near field records. Finally, it is concluded that in irregular structures, it is better to replace drift with another criterion as damage index.

Keywords

Modal incremental dynamic analysis (MIDA), Geometrical irregularity in plan, Near field earthquakes, Incremental dynamic analysis (IDA)



می‌شود [۱]؛ اگر جواب، مثبت است، از منحنی ظرفیت سه خطی ارائه شده در مقاله Mofid و همکارانش ۲۰۱۱ استفاده می‌شود [۴].

۶- m امین سطح مقیاس شده زلزله، به سازه یک درجه آزادی اعمال می‌شود و بیشینه جابجایی استخراج می‌شود.

۷- طبق فرمولی که در مقاله Mofid و همکارانش ۲۰۰۵ ارائه شده است که به شرح فرمول زیر است [۱] این جابجایی را می‌توان به جابجایی بیشینه برای سازه چند درجه آزادی تبدیل کرد.

$$(D_{yi})_{MDF} = (D_{yi})_{SDF} \times \left[\frac{L}{M} \right] \phi_{ri} \quad (1)$$

۸- سازه سه بعدی تا جابجایی محاسبه شده قسمت قبل پوش می‌شود.

۹- آیا سازه ناپایدار شده است؟ اگر جواب منفی است یک سطح به سطح مقیاس شده زلزله (سطح m) افزوده می‌شود. اگر جواب مثبت است، آیا مدهای دیگری هم می‌توان مورد مطالعه قرار داد؟ اگر جواب مثبت است یک مد دیگر در نظر گرفته شود، اگر جواب منفی است باید به مرحله بعد رفت.

۱۰- جواب‌ها از روش SRSS ترکیب می‌شود.

۱۱- آیا رکورد دیگری موجود است؟ اگر جواب مثبت است مراحل ۱ تا ۱۰ تکرار می‌شود، اگر جواب منفی است، باید به مرحله ۱۲ رفت.

۱۲- منحنی MIDA تولید می‌شود.

۳- مدل کردن و فرضیات مدل

آیین نامه ASCE7-10 بیان می‌دارد که هرگاه فرو رفتگی در یکی از گوشه‌های سازه حداقل ۱۵٪ بُعد سازه در آن جهت و به طور همزمان در هر دو جهت اتفاق افتد، آن سازه از لحاظ هندسی نامنظم می‌باشد [۵]. با توجه به شکل (۱) اگر $Y/L' > 0.15$ و $X/L > 0.15$ آنگاه آن سازه نامنظم حساب می‌شود.

در این مطالعه ۱۰٪ فرو رفتگی در هر دو جهت به طور همزمان به عنوان سازه منظم و ۲۰٪، ۳۰٪ و ۴۰٪ فرو رفتگی در هر دو جهت به طور همزمان به عنوان نامنظمی هندسی در سازه انتخاب شده است. در هر جهت اصلی در پلان سازه، سه دهانه ۵ متری در نظر گرفته شده، همچنین برای سازه‌ها سه تیپ ارتفاعی در نظر گرفته شده که به ترتیب ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه بوده و ارتفاع هر طبقه ۳ متر می‌باشد. فرض شده است که سازه‌ها در منطقه کالیفرنیا آمریکا با لرزه خیزی بالا واقع شده‌اند و نوع خاک نیز C فرض شده است. سازه‌ها نهایتاً بر اساس آیین نامه

روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) یکی از دقیق‌ترین راه حل‌ها برای برآورد رفتار دینامیکی سازه می‌باشد. در مقابل، مهمترین ایراد این روش، زمان بر بودن آن می‌باشد. بعد از سال ۲۰۰۰ نیاز به روش جدیدی احساس می‌شد که بتواند این ایراد مهم روش تحلیل دینامیکی افزایشی را مرتفع کند. در سال ۲۰۰۵ یک روش تقریبی که قادر بود رفتار دینامیکی سازه‌ها را در زمانی کمتر برآورد کند، تحت عنوان تحلیل دینامیکی افزایشی غیر خطی مودال توسط Mofid و همکارانش در سال ۲۰۰۵ [۱] ابداع گشت. Han و Chopra در سال ۲۰۰۶ [۲] روشی تحت عنوان آنالیز بار افزون مودال بر اساس تحلیل دینامیکی افزایشی ارائه کردند. در سال ۲۰۰۸ این روش برای بر اساس مفاهیم انرژی بهبود یافت [۳]. با توجه به اینکه سازه‌های واقعی، سه بعدی هستند، نیاز مبرمی احساس می‌شد که این روش برای سازه‌های سه بعدی با تمامی خواص خود به خصوص نامنظمی هندسی، مورد مطالعه قرار گیرند. می‌دانیم که رکوردهای حوزه نزدیک، رفتاری پالس گونه دارند و محتوای فرکانسی آنها می‌تواند بر روی نتایج تحلیل‌ها، تأثیر قابل توجهی بگذارند که این تأثیر تاکنون مورد مطالعه قرار نگرفته است.

در این مقاله سعی شده است که جواب‌های آنالیز MIDA با آنالیز IDA بر روی سازه‌های فولادی سه بعدی دارای نامنظمی هندسی در پلان، با لحاظ کردن اثر حوزه نزدیک، مورد بررسی قرار گیرد تا بتوان به چشم انداز صحیحی از میزان خطای روش MIDA با در نظر گرفتن نامنظمی هندسی و همچنین اثر حوزه نزدیک دست یافت.

۲- مروری بر روش MIDA برای قاب‌های معمول دو

بعدی

بر اساس روش ابداع شده توسط Mofid و همکارانش در سال ۲۰۰۵، گام‌های انجام آنالیز دینامیکی افزایشی مودال، به شرح زیر است [۱]:

۱- مدل کردن سازه

۲- محاسبه زمان تناوب و فاکتور مشارکت مد نام

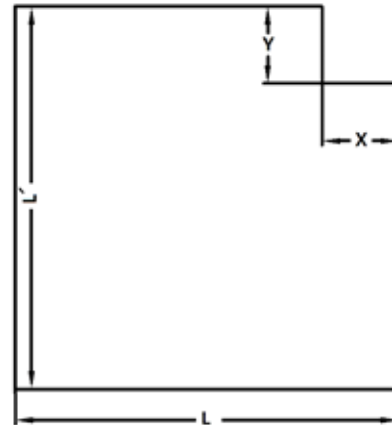
۳- ایجاد یک نوسان کننده یک درجه آزادی معادل

۴- پوش کردن سازه چند درجه آزادی، تحت اثر بارگذاری جانبی مرتبط با مد نام

۵- آیا منحنی بار افزون دارای سخت شدگی منفی می‌باشد؟ اگر جواب، منفی است، از منحنی ظرفیت ایده‌آل‌سازی دو خطی ارائه شده در مقاله Mofid و همکارانش ۲۰۰۵ استفاده



AISC360-10 بر اساس بارهای مرده و زنده و باد و زلزله طراحی و کنترل گردیده‌اند.



شکل ۱- پلان کلی سازه‌ها

برای انجام تحلیل IDA می‌بایست سازه‌هایی که در نرم افزار Etabs مدل شده بودند، دقیقاً در نرم افزار OpenSees مدل شوند و برای این منظور، از دو نوع صحت سنجی استفاده گردید.

۴- صحت سنجی

در این تحقیق برای اینکه سازه‌ها به درستی مدل شوند، دو نوع صحت سنجی انجام گردید. از علل انتخاب دو نوع صحت سنجی می‌توان به این اشاره داشت که ممکن است سختی یک طبقه کم مدل شده باشد و همزمان سختی طبقه دیگری در همان سازه بیشتر مدل شده باشد و این اشتباه در مدل‌سازی سازه منجر به این شود که برحسب اتفاق، پیوند سازه در این دو نرم افزار یکی شود، در حالی که این دو سازه از لحاظ ماهیت یکی نیستند. پس با چک کردن شکل مدلی که در حقیقت برگرفته از ماهیت سختی هر طبقه می‌باشد، می‌توان اطمینان حاصل کرد که دو سازه یکسان هستند و سختی و جرم طبقات سازه درست مدل‌سازی شده‌اند. در نتیجه اگر ناهمخوانی در مدل‌سازی سختی و جرم در هر طبقه وجود داشته باشد به راحتی قابل ردیابی بوده و برطرف کردن آن به آسانی امکان‌پذیر است. این دو نوع صحت سنجی به قرار زیر می‌باشد:

۴-۱- صحت سنجی بر اساس پیوند محاسبه شده توسط نرم‌افزارهای OpenSees و Etabs
به دلیل کثرت جداول، نمونه‌ای از صحت سنجی بر اساس پیوند سازه‌ها در جدول (۱) و (۲) ارائه می‌شود.

جدول ۱- صحت سنجی پیوند در سازه‌های ۱۲ طبقه، درصد نامنظمی‌های ۱۰٪ و ۲۰٪

۱۰٪				درصد نامنظمی
مد	Period (OpenSees)	Period (Etabs)	تفاوت	نسبت (%)
۱	۱/۳۸۳	۱/۴۷۰	۰/۰۸۷	۵/۹۴
۲	۱/۳۳۹	۱/۴۵۵	۰/۱۱۶	۷/۹۹
۴	۰/۵۲۸	۰/۵۴۹	۰/۰۲۱	۳/۸۶
۵	۰/۵۱۵	۰/۵۴۵	۰/۰۳۰	۵/۵۱
۷	۰/۳۰۹	۰/۳۱۵	۰/۰۰۶	۱/۷۹
۸	۰/۲۹۲	۰/۳۰۹	۰/۰۱۷	۵/۶۱
۲۰٪				درصد نامنظمی
مد	Period (OpenSees)	Period (Etabs)	تفاوت	نسبت (%)
۱	۱/۲۷۸	۱/۲۹۲	۰/۰۱۳	۱/۰۴
۲	۱/۲۳۰	۱/۲۵۴	۰/۰۲۴	۱/۸۸
۴	۰/۴۹۵	۰/۴۸۹	۰/۰۰۷	۱/۳۸
۵	۰/۴۶۲	۰/۴۷۴	۰/۰۱۱	۲/۴۲
۷	۰/۲۸۸	۰/۲۷۶	۰/۰۱۲	۴/۳۳
۸	۰/۲۶۴	۰/۲۶۷	۰/۰۰۳	۱/۱۴

جدول ۲- صحت سنجی پیوند در سازه‌های ۱۲ طبقه، درصد نامنظمی‌های ۳۰٪ و ۴۰٪

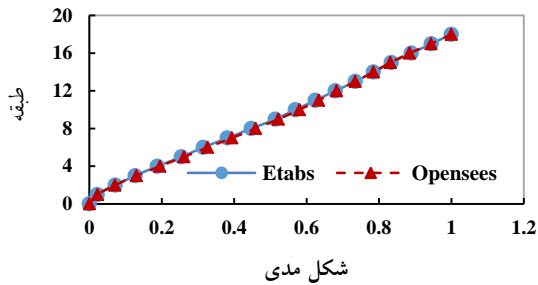
۳۰٪				درصد نامنظمی
مد	Period (OpenSees)	Period (Etabs)	تفاوت	نسبت (%)
۱	۱/۲۴۹	۱/۲۷۷	۰/۰۲۷	۲/۱۵
۲	۱/۲۴۱	۱/۲۶۹	۰/۰۲۸	۲/۱۸
۴	۰/۴۹۲	۰/۴۸۷	۰/۰۰۵	۰/۹۴
۵	۰/۴۸۳	۰/۴۸۳	۰/۰۰۰	۰/۱۰
۷	۰/۲۸۷	۰/۲۷۹	۰/۰۰۷	۲/۶۶
۸	۰/۲۸۱	۰/۲۷۸	۰/۰۰۳	۱/۱۲
۴۰٪				درصد نامنظمی
مد	Period (OpenSees)	Period (Etabs)	تفاوت	نسبت (%)
۱	۱/۱۲۷	۱/۱۵۵	۰/۰۲۸	۲/۴۴
۲	۱/۱۱۱	۱/۱۲۷	۰/۰۱۵	۱/۳۵
۴	۰/۴۴۰	۰/۴۴۰	۰/۰۰۰	۰/۰۵
۵	۰/۴۲۸	۰/۴۳۴	۰/۰۰۵	۱/۱۹
۷	۰/۲۶۵	۰/۲۵۹	۰/۰۰۶	۲/۲۰
۸	۰/۲۵۳	۰/۲۵۷	۰/۰۰۳	۱/۲۹

۴-۲- صحت سنجی شکل مدی

با چک کردن شکل مدی که در حقیقت برگرفته از ماهیت سختی هر طبقه می‌باشد، می‌توان اطمینان حاصل کرد که دو سازه یکسان هستند و سختی و جرم طبقات سازه درست مدل‌سازی شده‌اند. در نتیجه اگر ناهمخوانی در مدل‌سازی سختی و جرم در هر طبقه هر سازه وجود داشته باشد به راحتی با این نوع از صحت سنجی قابل ردیابی بوده و برطرف کردن آن به آسانی امکان‌پذیر است.

در شکل (۲)، مد اول در جهت x سازه ۶ طبقه در دو نرم افزار Etabs و OpenSees همپوشانی دارند، در شکل (۳)، مد اول در جهت x سازه ۱۲ طبقه در دو نرم افزار همپوشانی دارند و نهایتاً در شکل (۴)، مد اول در جهت y سازه ۱۸ طبقه در دو نرم افزار همپوشانی دارند.

همانطور که از جدول (۱) و (۲) مشاهده می‌شود اختلاف نسبی پیرو سازه‌ها کمتر از ۸٪ می‌باشد که نشان از معادل بودن این دو سازه از لحاظ پیرویی است. همانطور که در شکل‌های (۲) تا (۴) مشاهده می‌شود، سازه‌ها از لحاظ شکل مدی بر یکدیگر انطباق دارند که نشان می‌دهد در تک تک سازه‌ها سختی طبقه که ناشی از سختی المان‌های طبقه می‌باشد به درستی مدل شده است و همچنین جرم‌های طبقات سازه به درستی محاسبه و اعمال گردیده است.



شکل ۴- صحت سنجی شکل مدی سازه ۱۸ طبقه با درصد نامنظمی ۳۰٪ در جهت y

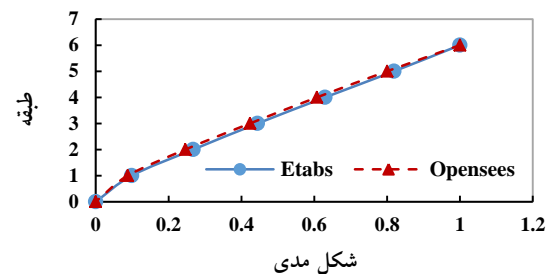
۵- نحوه انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک

برای انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک می‌بایست الزاماتی که در ادامه آورده شده است، لحاظ گردد [۶]. در ابتدا، نوع خاک باید با نوع خاکی که سازه‌ها روی آن طراحی شده است، مطابقت داشته باشد. همچنین نوع سازوکار کانونی گسل‌های منطقه‌ای که سازه‌ها در آن ساخته شده‌اند باید با نوع سازوکار کانونی منطقه‌ای که رکوردها در آن ثبت شده‌اند، یکسان باشد. همچنین بزرگای زلزله می‌بایست حدوداً بزرگتر از ۶ ریشتر باشد تا از انتخاب اشتباه رکورد پس لرزه به جای رکورد اصلی، جلوگیری شود. همچنین بیشینه شتاب زمین می‌بایست بزرگ‌تر از $0.7g$ باشد و پارامترهای فاصله جویور بور (R_{jb}) و فاصله گسیختگی (R_{rup}) می‌بایست کوچکتر از ۱۰ کیلومتر باشد تا رکورد بتواند جزء رکوردهای حوزه نزدیک دسته بندی شود. نهایتاً در نمودار سرعت برحسب زمان، می‌بایست رفتار پالس گونه مشاهده شود. در این مطالعه ساز و کار کانونی گسل‌های مسبب رکوردها، به صورت امتداد لغز انتخاب گردید و همچنین خاک نوع C فرض شد. با توجه به الزامات فوق و همچنین الزامات دستورالعمل FEMA_P695 در زمینه انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک [۶]، و پس از جستجو در سایت معتبر PEER، رکوردها بر اساس جدول (۳) انتخاب گردید.

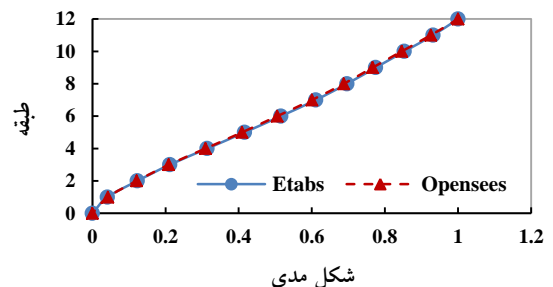
رکوردهای ۱، ۴، ۵ و ۷ از مقاله Dimakopoulou و همکارانش انتخاب شد [۷] و رکورد ۳ نیز از مقاله Davoodi و همکارانش انتخاب گردید [۸]. بقیه رکوردها نیز بر اساس پارامترهای تعیین شده در FEMA P695 انتخاب شدند [۶].

۶- انجام تحلیل و نمودارهای حاصله

در این مقاله، در ابتدا برای به دست آوردن منحنی دوخطی ذکر شده در قسمت ۲، می‌بایست به اعضای سازه ای، مفصل پلاستیک صحیح برای انجام آنالیز بار افزون بر اساس



شکل ۲- صحت سنجی شکل مدی سازه ۶ طبقه با درصد نامنظمی ۱۰٪ در جهت x



شکل ۳- صحت سنجی شکل مدی سازه ۱۲ طبقه با درصد نامنظمی ۱۰٪ در جهت x



جدول ۳- لیست رکوردهای حوزه نزدیک منتخب

شماره	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	بزرگا	مکانیزم	R_{jb} (km)	R_{rup} (km)	$V_s 30$ (m/s)
۱	Morgan Hill	۱۹۸۴	Coyote Lake Dam, Southwest Abutment	۶/۱۹	امتداد لغز	۰/۱۸	۰/۵۳	۵۶۱/۴۳
۲	Bam, Iran	۲۰۰۳	Bam	۶/۶	امتداد لغز	۰/۰۵	۱/۷	۴۸۷/۴
۳	Parkfield	۱۹۶۶	Temblor pre-1969	۶/۱۹	امتداد لغز	۱۵/۹۶	۱۵/۹۶	۵۲۷/۹۲
۴	San Salvador	۱۹۸۶	Geotech Investig Center	۵/۸	امتداد لغز	۲/۱۴	۶/۳	۴۸۹/۳۴
۵	Mammoth Lakes-06	۱۹۸۰	Long Valley Dam (Upr L Abut)	۵/۹۴	امتداد لغز	۹/۶۵	۱۶/۰۳	۵۳۷/۱۶
۶	Chi-Chi, Taiwan-04	۱۹۹۹	CHY074	۶/۲	امتداد لغز	۶/۰۲	۶/۲	۵۵۳/۴۳
۷	Coyote Lake	۱۹۷۹	Gilroy Array #6	۵/۷	امتداد لغز	۰/۴۲	۳/۱۱	۶۶۳/۳۱
۸	Parkfield-02-CA	۲۰۰۴	Parkfield, Cholame 3E	۶	امتداد لغز	۴/۹۵	۵/۵۵	۳۹۷/۳۶
۹	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Arcelik	۷/۵۱	امتداد لغز	۱۰/۵۶	۱۳/۴۹	۵۲۳/۰
۱۰	Darfield, New Zealand	۲۰۱۰	LPCC	۷	امتداد لغز	۲۵/۲۱	۲۵/۶۷	۶۴۹/۶۷

انجام گرفته و قاعده برابری مساحت زیر منحنی بار جانبی-تغییر مکان رعایت شده است. بنابراین این منحنی‌های دو خطی ایده‌آل سازی شده را می‌توان با بکارگیری مشخصات لازم برای هر سازه تک درجه آزادی معادل هر مد، به منحنی رفتاری مصالح برای آن سازه‌های تک درجه آزادی تبدیل نمود. در ادامه، این منحنی‌های ایده‌آل سازی شده بر اساس آنچه در قسمت ۲ ذکر شده بود، برای سازه‌های یک درجه آزادی معادل سازی گردید. برای تمامی ۱۲ سازه در هر مد، یک سازه تک درجه آزادی مستقل می‌بایست ساخته می‌شد که تحت تأثیر رکوردهای حوزه نزدیک قرار گیرد. شایان ذکر است که سازه‌های تک درجه آزادی در نرم افزار OpenSees مدل گشت. در المان‌های سازه تک درجه آزادی، یک جرم و یک فنر بی وزن که دارای رفتار مصالح دو خطی است، مدل شدند. سپس، ماکزیمم جابجایی بدست آمده از تحلیل افزایشی این سازه‌های تک درجه آزادی طبق رابطه‌ی (۱) [۱]، به ماکزیمم جابجایی برای تحلیل بار افزون سازه سه بعدی تبدیل گشت.

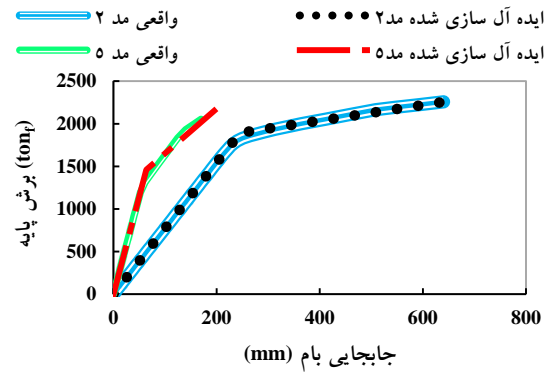
سپس سازه‌ها پوش گردیدند و اگر در سازه‌ها، مفاصل پلاستیک در پای ستون‌ها تشکیل می‌شد، تحلیل متوقف می‌گردید چون کل سازه ناپایدار می‌شد و اگر هم مفاصل پلاستیک در پای ستون‌ها تشکیل نمی‌شد، تحلیل می‌بایست ادامه پیدا می‌کرد و در نهایت جواب‌های بدست آمده از تک تک رکوردها با یکدیگر برای هر سازه به روش SRSS ترکیب می‌شد. شایان ذکر است که در انجام این تحلیل‌ها برای سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه به دلیل حجم بالای محاسبات از دو مد اول در راستای اصلی سازه‌ها و در سازه‌های ۱۸ طبقه به دلیل آنکه

دستورالعمل FEMA356 به صورت دستی اعمال می‌گشت [۹]. سپس سازه تا جایی باید پوش می‌شد که مفاصل پلاستیک ابتدا در دو سر تیرها و در نهایت در پای ستون‌ها تشکیل می‌شد که به ناپایداری کلی سازه منجر گردد. منحنی‌های دوخطی می‌بایست بر اساس قاعده برابری سطوح زیر منحنی بار جانبی-تغییر مکان، به صورت دوخطی ایده‌آل سازی شود. این کار توسط برنامه نویسی در اکسل و اعمال شرایط مرزی صحیح و محاسبه سطوح از طریق سطوح کوچک‌تر دوزنقه‌ای انجام شد.

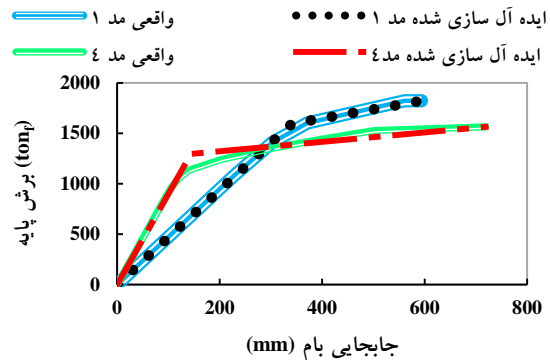
در سازه‌های سه بعدی، مدهای اول و دوم هر یک در راستای عمود بر هم قرار می‌گیرند که معمولاً نزدیک به راستاهای اصلی سازه هستند و مد سوم در این نوع از سازه‌ها، پیچشی می‌باشد. بنابراین در این مقاله، مد اول، چهارم، هفتم و نشانگر یک جهت اصلی و مدهای دوم، پنجم، هشتم و نمایانگر جهت دیگر اصلی سازه می‌باشند. از آنجا که تعداد سازه‌ها و به تبع آن، تعداد نمودارهای صحت سنجی زیاد است، برای حفظ تنوع صحت سنجی در بعضی از سازه‌ها، یک جهت اصلی و در بعضی دیگر، جهت اصلی دیگر مد نظر قرار گرفته است. نمودار صحت سنجی سازه‌های منتخب در شکل‌های (۵) تا (۷) آورده شده است. برای مثال همان گونه که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، مدهای اول و چهارم آورده شده است که نمایانگر یک جهت اصلی می‌باشد. همانگونه که در شکل‌های (۵) تا (۷) مشاهده می‌شود منحنی بار افزون به دست آمده از نرم افزار Etabs با منحنی ایده‌آل سازی شده دو خطی تطابق خوبی دارد که نشان می‌دهد تمامی مراحل مدل‌سازی به درستی



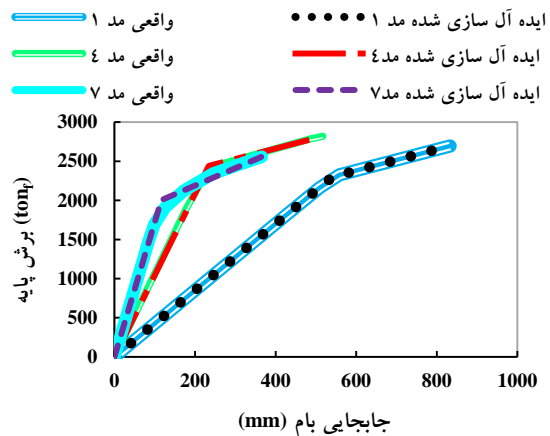
مدهای بالاتر اثر خود را بیشتر نمایان می‌کنند از سه مد اصلی در جهت اصلی سازه‌ها استفاده شده است.



شکل ۵- تطابق منحنی بار افزون دو خطی ایده‌آل سازی شده با منحنی بار افزون واقعی سازه ۶ طبقه با ۳۰ درصد نامنظمی



شکل ۶- تطابق منحنی بار افزون دو خطی ایده‌آل سازی شده با منحنی بار افزون واقعی سازه ۱۲ طبقه با ۲۰ درصد نامنظمی



شکل ۷- تطابق منحنی بار افزون دو خطی ایده‌آل سازی شده با منحنی بار افزون واقعی سازه ۱۸ طبقه با ۴۰ درصد نامنظمی

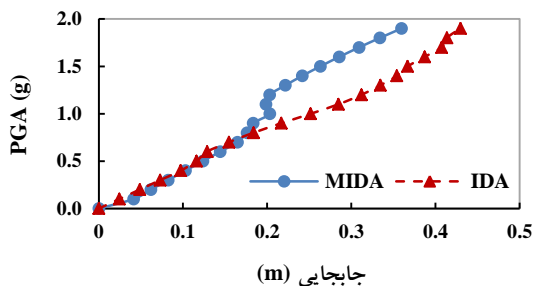
بعد از انجام صحت سنجی و مطابقت دادن منحنی‌های بار

افزون با منحنی‌های دو خطی ایده‌آل سازی شده، این اطمینان حاصل می‌شود که روند صحیح MIDA انجام شده است. ۱۲ سازه تحت اثر ۱۰ رکورد حوزه نزدیک در یک جهت اصلی پلان سازه، تحلیل‌های IDA و MIDA را تجربه کردند. همانند تحقیقات قبلی، معیارهای جابجایی و جابجایی نسبی طبقه بام به عنوان معیارهای خرابی برای تمامی سازه‌ها در نظر گرفته شد [۱، ۳ و ۴]. معیار اندازه شدت در همه سازه‌ها PGA بود که مشابه تحقیقات Mofid و همکارانش [۱، ۳ و ۴] انتخاب گردید. بر اساس آنچه گفته شد ۱۲۰ نمودار مقایسه‌ای به دست آمد. به دلیل کثرت نمودارها، فقط تعدادی از آنها در این مقاله ارائه شده است.

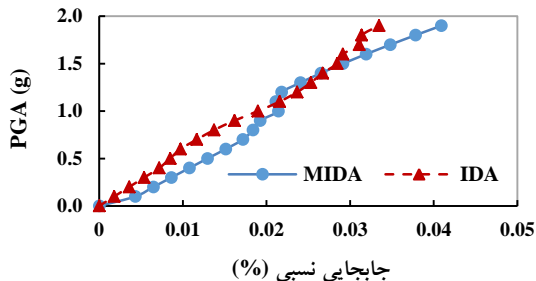
۶-۱- مقایسه جابجایی و جابجایی نسبی بام برحسب PGA تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک

۶-۱-۱- مقایسه جابجایی و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه ۶ طبقه

به دلیل کثرت نمودارها، مقایسه جابجایی و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه‌های ۶ طبقه در درصد نامنظمی‌های هندسی ۱۰٪ تا ۴۰٪ در شکل‌های (۸) تا (۱۵) ارائه شده است.

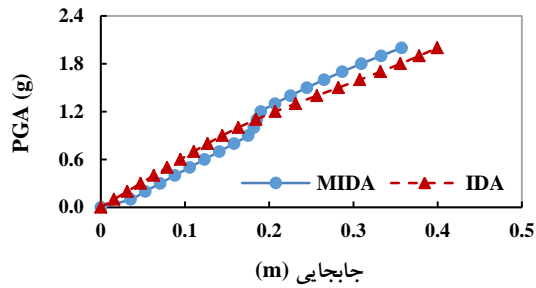


شکل ۸- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۱۰٪ نامنظمی

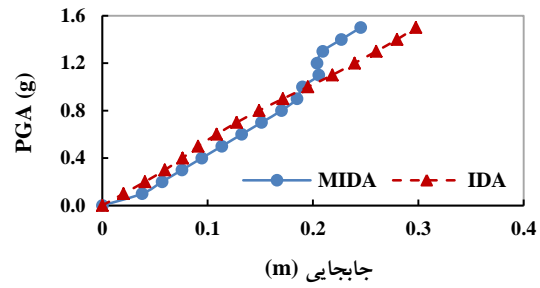


شکل ۹- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۱۰٪ نامنظمی

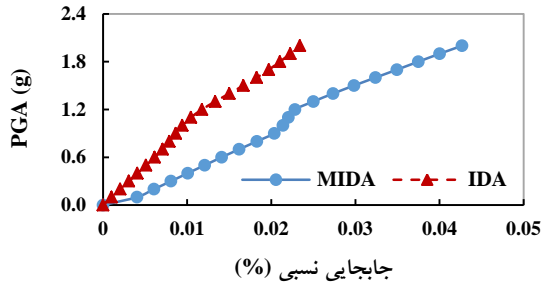




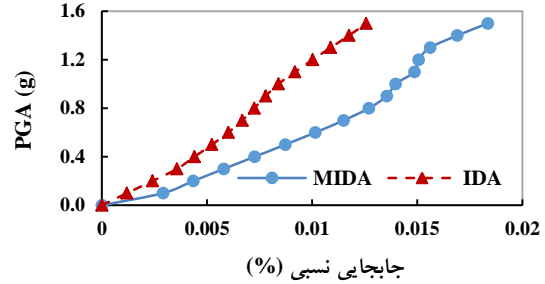
شکل ۱۴- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



شکل ۱۰- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۲۰٪ نامنظمی

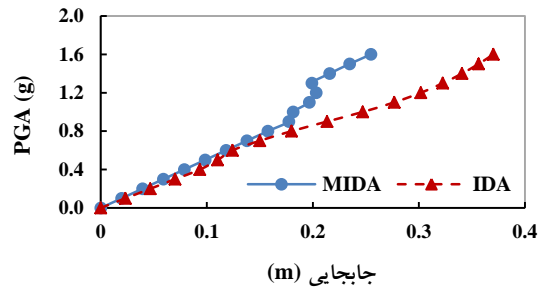


شکل ۱۵- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



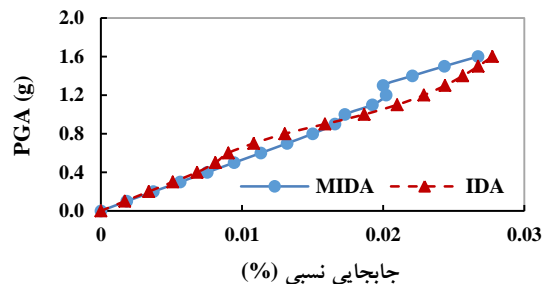
شکل ۱۱- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۲۰٪ نامنظمی

از مقایسه جابجایی بام و همچنین جابجایی نسبی بام در هر دو روش IDA و MIDA مشاهده شد که روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال در سازه‌های ۶ طبقه در بازسازی نمودارهای حوزه نزدیک، به اندازه کافی دقیق عمل نکرده و جواب‌های قابل قبولی ارائه نمی‌کند.



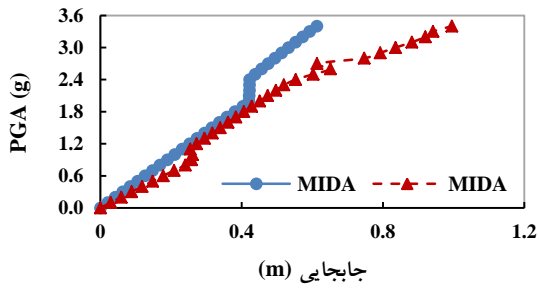
شکل ۱۲- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۳۰٪ نامنظمی

۶-۱-۲- مقایسه جابجایی و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه‌های ۱۲ طبقه مقایسه جابجایی بام و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه‌های ۱۲ درصد نامنظمی‌های هندسی ۱۰٪ تا ۴۰٪ در شکل‌های (۱۶) تا (۲۳) ارائه شده است.

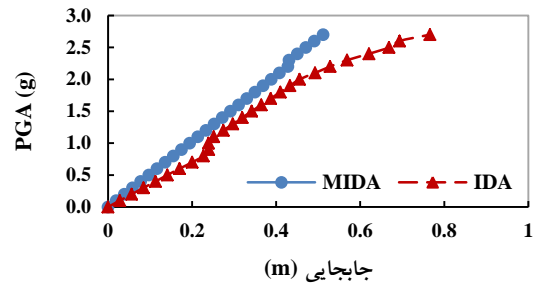


شکل ۱۳- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۶ طبقه-۳۰٪ نامنظمی

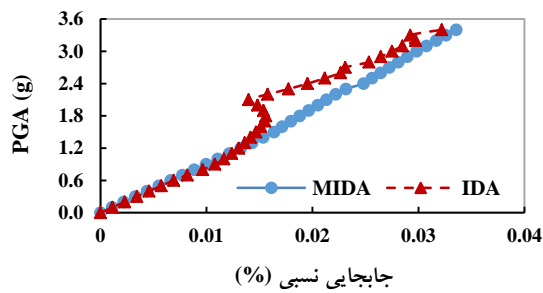
از مقایسه جابجایی بام و همچنین جابجایی نسبی بام در هر دو روش IDA و MIDA مشاهده می‌شود که روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال در بازسازی نمودارهای حوزه نزدیک برای سازه‌های ۱۲ طبقه، دقیق عمل نمی‌کند و جواب‌های مناسبی نمی‌دهد. همچنین می‌توان مشاهده کرد که با افزایش ارتفاع سازه، وضعیت به مراتب بدتر شده است.



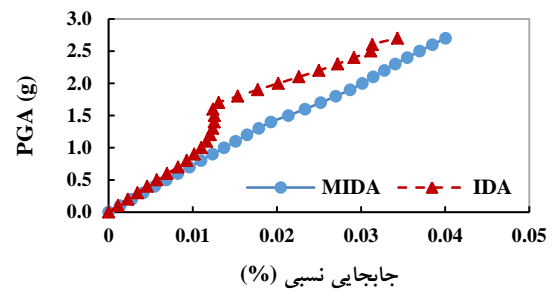
شکل ۲۰- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۳۰٪ نامنظمی



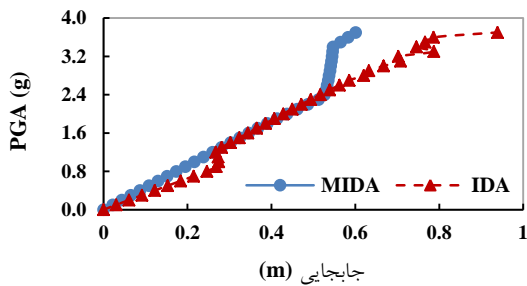
شکل ۱۶- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۱۰٪ نامنظمی



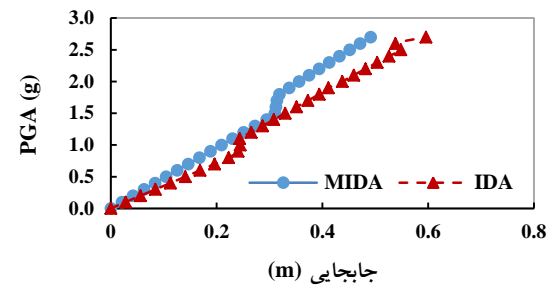
شکل ۲۱- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۳۰٪ نامنظمی



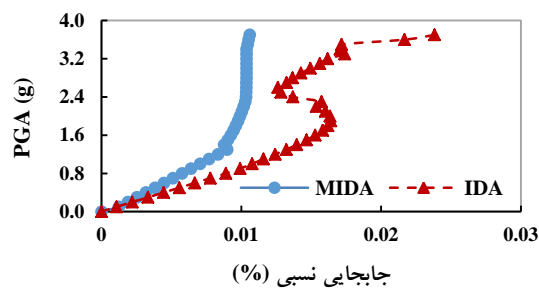
شکل ۱۷- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۱۰٪ نامنظمی



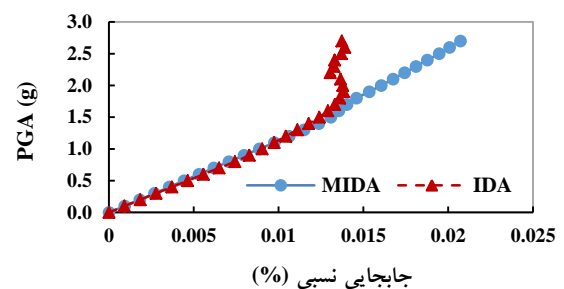
شکل ۲۲- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



شکل ۱۸- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۲۰٪ نامنظمی



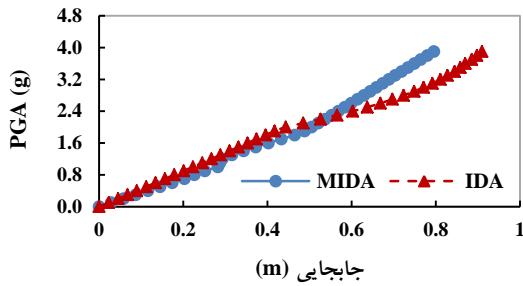
شکل ۲۳- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



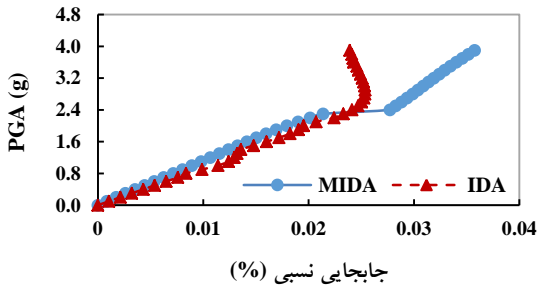
شکل ۱۹- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۲ طبقه-۲۰٪ نامنظمی



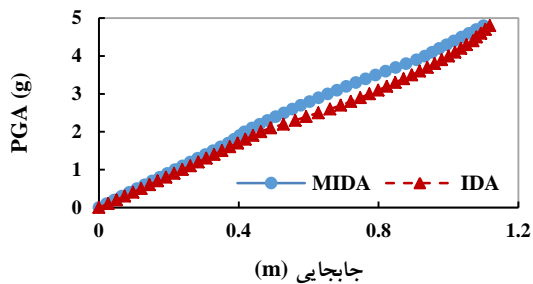
۶-۱-۳- مقایسه جابجایی و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه‌های ۱۸ طبقه مقایسه جابجایی بام و جابجایی نسبی بام برحسب PGA در رکورد زلزله Morgan Hill برای سازه‌های ۱۸ در صد نامنظمی‌های هندسی ۱۰٪ تا ۴۰٪ در شکل‌های (۲۴) تا (۳۱) ارائه شده است.



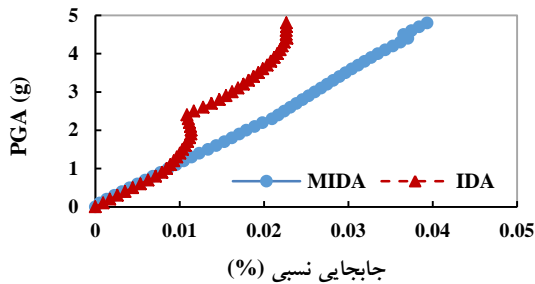
شکل ۲۴- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۱۰٪ نامنظمی



شکل ۲۵- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۱۰٪ نامنظمی



شکل ۲۶- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۲۰٪ نامنظمی



شکل ۲۷- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۲۰٪ نامنظمی

با توجه به شکل (۲۴) تا (۳۱) از مقایسه جابجایی بام در هر دو روش IDA و MIDA مشاهده می‌شود که روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال در بازسازی نمودارهای حوزه نزدیک در سازه‌های ۱۸ طبقه، در ناحیه خطی توانایی بازسازی نمودارها را دارد. علت این امر را می‌توان در دو مورد جستجو کرد. ابتدا این که طبق تحقیقی که توسط کراوینکلر و همکارانش در سال ۱۹۹۹ انجام گرفت [۱۰]، آنان دریافتند که طیف پاسخ سیستم‌های یک درجه آزادی نمی‌تواند به اندازه کافی نیازهای لرزه‌ای برای سازه‌های نزدیک گسل را نشان بدهد [۱۰]. علاوه بر این، روش MIDA بر پایه سازه یک درجه آزادی استوار است. در نتیجه نمودارهای جابجایی و جابجایی نسبی در سازه‌های کوتاه مرتبه و متوسط به دلیلی که در بالا ذکر گردید نمی‌تواند توسط روش تقریبی MIDA بازسازی شود. اما به دلیل آنکه سازه‌های ۱۸ طبقه از ارتفاع بالایی برخوردار هستند کمتر تحت تأثیر این ایراد قرار گرفته و به همین دلیل نمودارهای جابجایی توانسته خود را بازسازی کند.

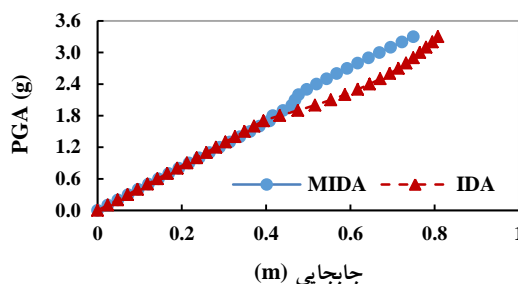
در سازه‌های ۱۸ طبقه از مقایسه جابجایی نسبی بام در هر دو روش IDA و MIDA مشاهده شد که روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال در بازسازی نمودارهای حوزه نزدیک، در ناحیه الاستیک به خوبی عمل کرده ولی در ناحیه غیرخطی، با عبور مقاطع عناصر سازنده سازه از مرز الاستیک و پلاستیک شدن آنها باعث تغییر سختی آن اعضا شده است و به همین مسأله باعث شد که مقادیر پیرو مدها تغییر کند. این خود سبب تداخل مدها شده که باعث می‌گردد روش ترکیب نتایج SRSS از اعتبار ساقط شود و به این دلیل روش MIDA در ناحیه غیر خطی اعتبار خود را به سبب تداخل مدها از دست می‌دهد. در سازه‌هایی که نامنظمی بیشتری دارند به علت پیچش سازه‌ها، خطاهای چشمگیری در ناحیه غیر الاستیک ایجاد شده است.

۷- بحث بر روی نتایج مربوط به رکوردهای حوزه نزدیک

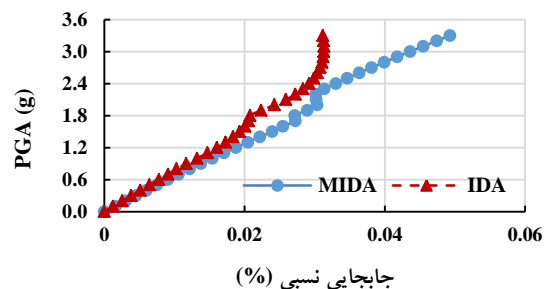
قاب‌های خمشی ویژه می‌بایست از لحاظ کنترل دریافت، معیارهای آئین نامه را ارضا کنند. از طرفی می‌دانیم این کنترل در این گونه قاب‌ها، معمولاً غالب و تعیین کننده ابعاد تیر و ستون می‌باشد. در این نوع از قاب‌ها افزایش سختی سازه به کاهش پریود سازه می‌انجامد. از طرفی به دلیل آنکه این قاب‌ها به منظور استفاده از شکل‌پذیری بالای آنها مورد استفاده قرار می‌گیرد باز هم در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی سازه، پریود بالاتری را برای سازه ایجاد می‌کند.

در جنبش‌های نزدیک گسل، هم شتاب رکورد بالا می‌باشد و هم سرعت آن. سرعت ماکزیمم زمین در رکوردهای سرعت بعضاً تا 100 cm/s الی 200 cm/s می‌رسد. به علاوه این رکوردهای حوزه نزدیک این ویژگی را دارند که به یکباره انرژی زیادی در مدت زمان کم رها می‌شود و ما بدون آنکه شاهد گذار از حالت الاستیک به حالت پلاستیک در سازه‌های کوتاه مرتبه باشیم به صورت دفعی پلاستیک شدن اعضا را مشاهده می‌کنیم. در تحقیق کراوینگر و همکارانش در سال ۱۹۹۹ [۱۰]، آنان اثر پالس‌های خاص با پریود T_p را بر پاسخ سازه‌های با پریود T در سطوح عملکرد مختلف مورد مطالعه قرار دادند. در تحقیق آنان معلوم شد که طیف یک درجه آزادی برای نشان دادن تقاضای شکل‌پذیری سیستم چند درجه آزادی با سختی $T/T_p < 1/0$ کافی می‌باشد، اما برای نشان دادن تقاضای سازه‌های نرم‌تر با $T/T_p > 1/0$ طیف یک درجه آزادی خوب عمل نمی‌کند. بنابراین بر اساس این تحقیق، طیف یک درجه آزادی به تنهایی برای نشان دادن تقاضای لرزه‌ای در حوزه نزدیک مناسب نیست. سازه‌های بلند مرتبه در زلزله‌های حوزه نزدیک کمتر تحت تأثیر این نوع از زلزله‌ها قرار می‌گیرند و در نتیجه در روش MIDA که از سازه یک درجه آزادی استفاده می‌کند، جواب‌هایی نزدیک به روش دقیق IDA می‌دهد. می‌توان انتظار داشت با این شرایط مرحله عبور از ناحیه الاستیک به ناحیه پلاستیک را مشاهده کرد. همچنین می‌توان گفت که تعداد المان‌های تلف‌کننده انرژی در سازه افزایش پیدا می‌کند که این خود باعث تقسیم شدن این انرژی بین اعضا خواهد شد.

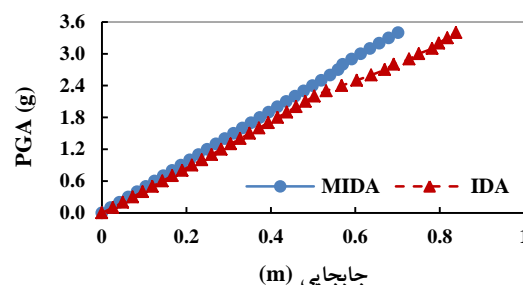
روش MIDA بر روی مدهای مجزا بنا شده است ولی وقتی مفاصل پلاستیک تشکیل می‌گردد باعث کاهش سختی اعضا و به هم ریختن مدهای سازه می‌شود که در نهایت باعث تداخل مدها



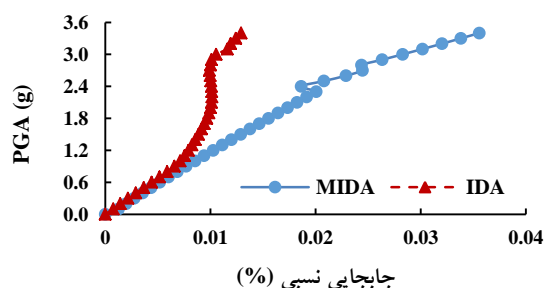
شکل ۲۸- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۳۰٪ نامنظمی



شکل ۲۹- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۳۰٪ نامنظمی



شکل ۳۰- مقایسه جابجایی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



شکل ۳۱- مقایسه جابجایی نسبی بام تحت اثر رکورد شماره ۱ حوزه نزدیک در سازه ۱۸ طبقه-۴۰٪ نامنظمی



می‌گردد و روش MIDA را در ناحیه پلاستیک به کل از اعتبار خارج می‌کند.

در مورد تأثیر نامنظمی در حوزه نزدیک می‌توان به این موضوع اشاره کرد که هر مقدار سازه نامنظم‌تر شود، در معرض پیچش شدیدتری قرار می‌گیرد و مفاصل پلاستیک بیشتری در سازه به وجود می‌آید که این خود باعث می‌شود نتوان نمودارهای جابجایی نسبی را بازسازی کرد.

۸- عوامل ایجاد خطا

عوامل ایجاد خطا در استفاده از روش MIDA عبارتست از:

۱- تقریب برش پایه-تغییر مکان سقف با یک منحنی دو خطی باعث خطا در جابجایی و جابجایی نسبی محاسبه شده می‌گردد.

۲- فرض اینکه مدها در ناحیه غیر الاستیک مستقل از یکدیگر رفتار می‌کنند، فرض نادرستی است که می‌تواند در ناحیه غیرخطی از منابع تولید خطا باشد. زیرا نامنظمی هندسی سازه باعث افزایش مفاصل پلاستیک در ناحیه های نامنظمی هندسی می‌شود که این افزایش مفاصل پلاستیک باعث افزایش خطاها در فاز غیرخطی می‌گردد. بنابراین جمع اثر نتایج مدهای سازه به کمک روش SRSS فقط برای حالتی که سازه در مرحله الاستیک قرار دارد، صحیح می‌باشد در حالی که این ترکیب در حالت غیرخطی باعث خطا در روش می‌شود.

۳- در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه مورد مطالعه فقط دو مد اول در هر جهت در نظر گرفته شد که با در نظر گرفتن مدهای بیشتر خطاها کمتر می‌شود.

۴- افزایش نامنظمی هندسی در پلان سازه باعث افزایش خطا در نمودارهای جابجایی و جابجایی نسبی برحسب اندیس خرابی، می‌شود.

۹- نتیجه گیری

اهم نتایجی که از این تحقیق به دست آمده است، به شرح زیر است:

- سرعت این روش در سازه‌های ۳ بعدی بسیار چشمگیر است و محققان در آینده می‌توانند برای برآورد لرزه‌ای سازه‌های سه بعدی از این روش بهره‌گیرند.
- روش MIDA برای سازه‌های بلند مرتبه واقع در ناحیه حوزه نزدیک تا حدودی می‌تواند مانند روش IDA نمودارهای خوبی را به ما دهد.

▪ افزایش تعداد مدهای مورد مطالعه باعث کاهش خطا بین دو روش IDA و MIDA در برآورد جابجایی و جابجایی نسبی می‌شود.

▪ روش MIDA به دلیل بهره بردن از سازه یک درجه آزادی برای سازه‌های با ارتفاع کم و متوسط در ناحیه حوزه نزدیک برای اندازه گیری پارامترهای جابجایی و جابجایی نسبی از اعتبار ساقط است.

▪ افزایش نامنظمی در سازه باعث افزایش میزان خطای محاسباتی پارامترهای جابجایی و جابجایی نسبی بین دو روش IDA و MIDA می‌گردد.

در مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مودال به طور کلی می‌توان گفت که:

▪ تبدیل سیستم چند درجه آزادی به سازه یک درجه آزادی معادل، به دلیل زمان استفاده کمتر از هسته‌های محاسباتی رایانه‌ها، اثر قابل توجهی بر سرعت تحلیل‌ها می‌گذارد که این اثر در سازه‌های بلند مرتبه ۳ بعدی در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند بسیار مفید باشد.

▪ به علت پیاده سازی تحلیل بار افزون و ردگیری تمامی مفاصل پلاستیک در تمامی سطوح مختلف زلزله مقیاس شده، می‌توان رفتار آن مفاصل را بررسی نمود و نقاط ضعف ساختمان را برآورد کرد و در جهت رفع آن برآمد. با توجه به اینکه این کار در مدت زمان کمتری از روش IDA انجام می‌گیرد، برای تحقیقات آینده بسیار مناسب می‌باشد.

▪ در مقاله Mofid و همکارانش در سال ۲۰۰۵ [۱] هیچ معیار مشخصی برای محاسبه تعداد مد کافی در انجام تحلیل‌های MIDA ارائه نشده است. بدون انجام تحلیل‌های MIDA و مقایسه نتایج آن با نتایج تحلیل‌های IDA نمی‌توان به تعداد کافی مدهای لازم برای انجام آنالیزهای MIDA پی برد.

۱۰- مراجع

- [1] Mofid, M., Zarfam, P. and Raiesi Fard, B. (2005), "On the Modal Incremental Dynamic Analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 14, No. 4, pp. 315-329.
- [2] Han, S.W. and Chopra, A.K. (2006), "Approximate Incremental Dynamic Analysis Using the Modal Pushover Analysis Procedure", *Earthquake Engineering Structure Dynamic*, Vol. 35, No. 15, pp. 1853-1873.
- [3] Zarfam, P. and Mofid, M. (2008), "Evaluation of Modal Incremental Dynamic Analysis, Using Input Energy Intensity and Modified Bilinear Curve", *The Structure Des Tall Special Build*, Vol. 18, No. 5, pp. 573-586.



- [4] Zarfam, P. and Mofid, M. (2011), "On the Modal Incremental Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures, Using a Trilinear Idealization Model", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 33, No. 4, pp. 1117-1122.
- [5] ASCE 7-10, (2010), *Minimum Design Loads for Building and Other Structures*.
- [6] FEMA, (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA P-695, Washington, D.C.
- [7] Dimakopoulou, V., Fragiadakis, M. and Spyarakos C. (2013), "Influence of Modeling Parameters on the Response of Degrading Systems to Near-Field Ground Motions", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 53, pp. 10-24.
- [8] Davoodi, M., Jafari, M. and Hadiani, N. (2013), "Seismic Response of Embankment Dams Under Near-Fault and Far-Fault Ground Motion Excitation", *Journal of Engineering Geology*, Vol. 158, pp. 66-76.
- [9] American Society of Civil Engineers (ASCE), (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356. Federal Emergency Management Agency: Washington DC.
- [10] Galal, K. and Ghobarah, A. (2006), "Effect of Near-Fault Earthquakes on North American Nuclear Design Spectra", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 236, No. 18, pp. 1928-1936.





راهکارهایی برای بهبود اتصالات ساده پیچی در برابر خرابی پیشرونده ناشی از حذف ستون

مژده شیرین زاده^{۱*}، عباس حق اللهی^۲

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* mojdeh.shirinzadeh@gmail.com، ۱۳۶-۱۶۷۸۵، تهران، صندوق پستی

(تاریخ دریافت: ۹۶/۰۲/۱۵، تاریخ پذیرش: ۹۷/۰۴/۱۵)

چکیده

امروزه پیرو بحث پدافند غیرعامل با افزایش احتمال حملات تروریستی و یا وقوع انفجارهای خرابکارانه نیاز به بررسی ساختمان‌های استراتژیک موجود در برابر پدیده خرابی پیشرونده بیش از پیش احساس می‌شود. در این مورد پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه‌های فولادی با اتصالات ساده بسیار بیشتر از سایر سیستم‌های سازه‌ای و نتایج وقوع آن بسیار مخرب تر خواهد بود. لذا در این مقاله پتانسیل خرابی پیشرونده در اتصالات ساده پیچی به صورت عددی مورد بررسی قرار گرفته است. هدف از این تحقیق ارائه راهکارهایی برای بهبود و تقویت اتصالات ساده پیچی در برابر خرابی پیشرونده ناشی از حذف ناگهانی ستون می‌باشد. برای این منظور، میزان دوران مجاز اتصال ارزیابی شده است. راهکارهای ارائه شده به نحوی در نظر گرفته شده است که سختی و گیرداری اتصال را افزایش ندهد و موجب تغییرات زیاد در مقدار و نوع بار وارده به سایر اعضا نگردد. اتصالات پیچی ساده شامل اتصال تیر به ستون با دابل نبشی جان به عنوان اتصال پایه و شش اتصال پیچی دیگر است که از توسعه اتصال پایه بدست آمده‌اند. نتایج بررسی نشان می‌دهد که بکارگیری کابل به صورت پیشنهاد شده در اتصالات ساده منجر به بهبود در عملکرد اتصالات می‌شود به طوری که تکنیک بکار گرفته شده تغییر مکان قائم اتصالات را در حدود ۵۰٪ کاهش می‌دهد. این مطالعه همچنین روش‌های دیگری را پیشنهاد می‌کند که بدون نیاز به سختی و پیچیدگی زیاد تاثیرگذاری بسیار چشمگیری در این زمینه دارند.

واژگان کلیدی

خرابی پیشرونده، آنالیز دینامیکی، روش اجزای محدود، اتصال ساده

Improvement of Bolted Simple Connections Against Progressive Collapse Caused by Column Removal

M. Shirinzadeh, A. Haghollahi

Abstract

Nowadays, investigation of probability of progressive collapse occurrence in the strategic structures is much more essential than the past by increasing the terrorist attacks and explosions. Potential of the progressive collapse in steel structures with simple connection is more than the other structural systems and results of the occurrence is more destroyer. Therefore, potential of the progressive collapse of simple bolted connections is investigated numerically in this research. Several solutions are proposed for retrofitting the existing simple connections to resist the progressive collapse in case of sudden column removal. In order to investigate potential of the collapse, rotation of the connections is compared with the allowable amount. The proposed methods do not increase hardness and rigidity of the connections, and they almost do not change the size or type of the loads to the other members. The Simple bolted connections include beam-to-column connection with double web angles is considered as a base connection, and there are six other connections that are developed from the base connection. Results present that use of tendons in the connections shows considerable improvement in performance of the models, such that the proposed techniques reduce the vertical displacement of the connection up to 50%. This study also suggests highly effective techniques improve connection behavior results without needing lots of effort.

Keywords

Progressive collapse, Dynamic analysis, Finite element method, Simple connection



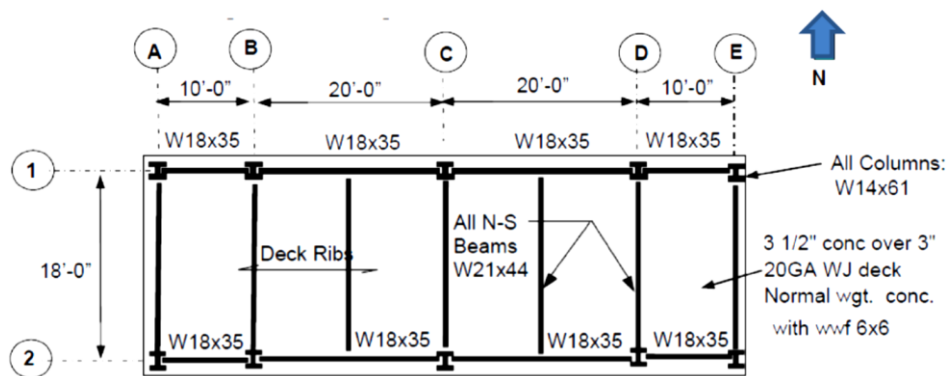
پدیده خرابی پیشرونده توسعه خرابی محلی، از یک المان به المان دیگر است که موجب خرابی ناگهانی کل یا خرابی نامتناسب قسمت بزرگی از سازه می‌شود. در این تحقیق سعی شده است به بررسی دقیق‌تر آسیب پذیرین نوع سیستم سازه‌ای در مقابل انهدام پیشرونده یعنی سیستم سازه‌ای فولادی با اتصالات ساده پرداخته شود. آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [۱] استفاده از این سیستم سازه‌ای را تا ارتفاع ۵۰ متر مجاز دانسته است، و هم اکنون بسیاری از ساختمان‌های کوتاه و متوسط با درجه اهمیت زیاد در کشورمان با استفاده از این سیستم طراحی و ساخته شده‌اند. در ساختمان‌هایی که دارای اتصالات مفصلی هستند، در صورت از دست رفتن ناگهانی یکی از ستون‌ها، تیرهای متصل به آن ستون بلافاصله فرو خواهند ریخت و حتی قادر به تحمل وزن خود نمی‌باشند. این سیستم سازه‌ای که به نسبت دارای کمترین درجه نامعینی است بشدت به از دست دادن المان‌های سازه ای مخصوصاً از دست دادن ستون حساس می‌باشد. همچنین با توجه به بحث پدافند غیر عامل و اهداف آن، از جمله کاستن آسیب پذیری نیروی انسانی و تاسیسات و تجهیزات مهم کشور طی حملات مخرب دشمن و استمرار فعالیت‌های حیاتی، نیاز به طراحی مقاوم سازه‌های مهم در برابر انفجار بیش از پیش احساس می‌شود. برای رسیدن به این مهم، طراحی اتصالات به طوریکه در شرایط قطع مسیر انتقال بار قادر به انتقال نیرو از مسیرهای دیگر گردد از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

اولین بار پس از واژگونی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت^۱ لندن در سال ۱۹۶۸ پدیده خرابی پیشرونده مورد توجه مهندسان سازه قرار گرفت [۲]. خرابی این ساختمان که بر اثر انفجار گاز در یکی از واحد های طبقه ۱۸م رخ داد منجر به وضع مقررات ساختمانی بریتانیا [۳] برای جلوگیری از خرابی نامتناسب در سازه‌ها گردید. در سال ۱۹۹۵، با انفجار بمب در مقابل ساختمان آلفرد پی مورا^۲ و انهدام ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ تحقیقات در این راستا با سرعت بیشتری انجام گرفت. Corley و همکارانش [۴] در سال ۱۹۹۸ عملکرد ساختمان آلفردمورا را در برابر انفجار ارزیابی کردند. در این تحقیق استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه نسبت به قاب خمشی معمولی برای مقابله با خرابی پیشرونده ناشی از انفجار موثر تر اعلام شد. در سال ۲۰۰۲ نیز کار آزمایشگاهی توسط

Popov و همکارانش بر روی نمونه های اتصال سپری پیچی انجام شد [۵].

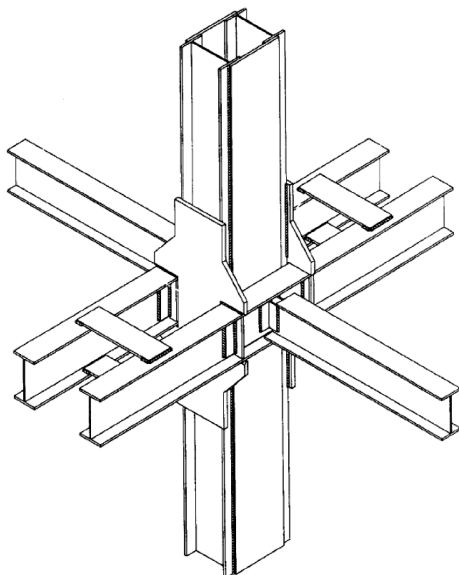
نتایج نشان دهنده استهلاک انرژی مناسب این نوع اتصالات بود. دیتیل اجرایی معرفی شده نیز مناسب در ممانعت از کمانش بال و جان تیر معرفی گردید. در سال ۲۰۰۵، Sabuwala و همکارانش [۶] با مدل‌سازی اتصالات صلب تیر به ستون در نرم افزار Abaqus [۷] کفایت معیارهای ذکر شده در آیین نامه TM5-1300 [۸] را مورد بررسی قرار دادند و نقاط بحرانی این اتصالات را در برابر بار انفجار مشخص کردند. نتایج مدل‌های اجزای محدود نشان داد که معیارهای آیین نامه ذکر شده کفایت نمی‌کند. آستانه اصل در یک کار آزمایشگاهی که در دانشگاه برکلی کالیفرنیا انجام گرفت به بررسی یک نمونه قاب فولادی با اتصالات ساده تیر به ستون و یک دال کامپوزیت پرداخت [۹ و ۱۰] (شکل ۱). اتصالات ساده بررسی شده در این آزمایش به صورت نبشی نشیمن بولت شده به علاوه یک نبشی بولت شده به جان لحاظ گردید. مهمترین هدف در این تحقیق بررسی مقاومت این سیستم در مقابل خرابی پیشرونده در حالت حذف ستون بیان شد. در این آزمایش در سمت شمالی نمونه که قاب فولادی مشابه داشت کابل های کششی داخلی برای بررسی عملکرد زنجیره‌ای^۳ کف در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که به دنبال حذف ستون، ظرفیت نهایی سازه و در نتیجه توان تحمل باربری کششی محوری اتصال تیر به ستون محدود است. عملکرد کششی تیرها با عرشه فولادی برای جلوگیری از خرابی پیشرونده مناسب دیده شد. همچنین گفته شد که اگر اتصال بولتی در کشش نشکند بار کششی بیشتری توسط تیر می‌تواند تحمل کند که منجر به مقاومت در مقابل نیروی عمودی بزرگ‌تری از ستون حذف شده می‌گردد. نتایج آزمایش بر روی قاب شمالی نمونه که دارای کابل‌های کششی بود عملکرد مناسب آن را نشان داد، آسیب ناشی از شکستن دو بولت از چهار بولت اتصال به نبشی نشیمن محدود شد و ترک‌های ریز در دال و کمانش جانبی جان تیر نیز کمتر دیده شد. نبشی نشیمن بولت شده خوب عمل کرد. در طول اولین آزمایش دو بولت در ردیف بالا در نوار عمودی نبشی شکستند و وقتی بار ستون افزایش پیدا کرد دو بولت در ردیف پایین نیز شکستند. در این حال تک نبشی جان به عنوان تنها المان برشی در اتصال باقی ماند.





شکل ۱- پلان نمونه کار شده توسط Astaneh-Asl [۹]

عملکرد آن را در برابر بارهای لرزه‌ای و خرابی پیشرونده بررسی کردند. در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای اتصال پیشنهادی مذکور (شکل ۲) براساس زاویه تغییرمکان بین طبقه ای و مقاومت خمشی طبق ضوابط AISC2010 [۱۶] و خرابی پیشرونده براساس ضابطه ظرفیت چرخشی اتصالات در آیین نامه UFC4-023-03 [۱۷] ارزیابی شد. نتایج نشان داد که اتصال پیشنهادی قادر به رسیدن به ظرفیت چرخشی و توسعه ظرفیت غیر الاستیک در تیر می‌باشد. همچنین، رفتار سیکیلیک بسیار مناسبی از این اتصال گزارش شد. در نهایت گفته شد که این اتصال می‌تواند در گروه اتصالات انعطاف پذیر و با مقاومت قرار گیرد.



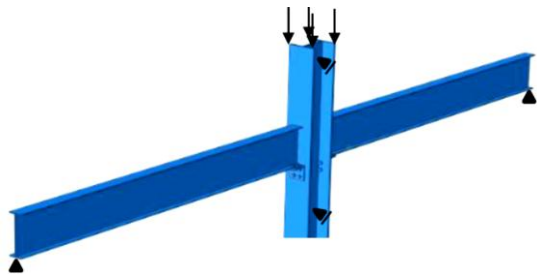
شکل ۲- اتصال فولادی پیشنهادی توسط Faridmehr و

همکارانش [۱۴]

در سال ۲۰۱۶ Wang و همکارانش [۱۸] عملکرد اتصال تیر به ستون باکس را در برابر خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار

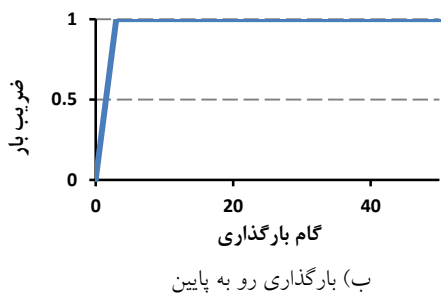
Khandelwal و همکارانش [۱۱] در سال ۲۰۰۸ مقاله‌ای با عنوان بررسی فروپاشی پیشرونده در قابهای فولادی لرزه‌ای مهاربندی شده ارائه دادند. در این تحقیق دو مدل از سیستم ساختمانی مورد بررسی قرار گرفت. ساختمان ده طبقه با مهاربند واگرا در منطقه با خطر لرزه‌ای زیاد و ساختمانی مشابه با مهاربند همگرای ویژه در منطقه با خطر لرزه‌ای متوسط. سپس سناریوهای مختلف برداشت برای هر دو قاب EBF و SCBF انجام و عملکرد آنها با هم مقایسه شد. نتایج نشان دادند قاب‌هایی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند نسبت به قاب‌های غیرلرزه‌ای دارای عملکرد بهتری در برابر فروپاشی پیش رونده می‌باشند به طوریکه هیچکدام از آنها دچار خرابی پیشرونده نشدند. همچنین نتایج حاکی از آن بود که قاب‌های EBF که فاقد ستون ثقلی در پیرامون سازه بودند نسبت به قاب SCBF عملکرد بهتری در مقابل انهدام پیشرونده دارند. در سال ۲۰۱۱، Urgessa و همکارش طی یک تحقیق عددی سه نوع اتصال فولادی (اتصال استاندارد، TA و SideplateTM) را در برابر انفجار مورد بررسی قرار داد [۱۲]. نتایج نشان داد که اتصال با ورق کناری (SideplateTM) در مقایسه با سایر اتصالات رفتار مناسب‌تری دارد. در سال ۲۰۱۴، Manaloor به بررسی مقاومت اتصالات در سازه‌های فولادی در برابر خرابی پیشرونده پرداخت [۱۳]. این کار که با نرم افزار اجزای محدود انجام شد شرایط گسیختگی اتصال تیر به ستون با نبشی بالا و پایین بولت شده را بررسی کرد. نتایج نشان دهنده رفتار انعطاف پذیر این اتصال بود. این اتصال در مقابل بارهای افقی زیاد بسیار مقاوم دیده شد که می‌تواند به راحتی با استفاده از عملکرد زنجیره‌ای در مقابل خرابی پیشرونده مقاومت کند. همچنین استفاده از سخت کننده در چشمه اتصال ستون برای بهبود عملکرد اتصال پیشنهاد گردید. در سال ۲۰۱۵، Faridmehr و همکارانش [۱۴ و ۱۵] یک نوع اتصال فولادی پیشنهاد و

کلی از این اتصالات و نحوه قیدهای تکیه گاهی در نظر گرفته شده و محل اعمال بار را نشان می‌دهد.



شکل ۳- نمای کلی از مدل (شرایط بارگذاری و قیدهای تکیه گاهی)

تکیه گاه غلتکی در بالا و پایین ستون و به منظور جلوگیری از چرخش کلی ستون در نظر گرفته شده است. تکیه گاه مفصلی برای جلوگیری از تغییر مکان قائم و افقی در انتهای تیرها قرار داده شد. بار هشت تنی در بالای ستون به صورت نشان داده شده (چهار بار نقطه‌ای ۲ تنی) به گونه‌ای لحاظ شد که حذف ستون در ثانیه اول از بارگذاری اتفاق بیفتد. برای این منظور در نرم افزار دو دامنه بارگذاری تعریف گردید. یکی که از زمان صفر شروع و ظرف مدت یک ثانیه (یک گام بارگذاری) به بیشینه مقدار خود می‌رسد و پس از آن تا پایان تحلیل ادامه دارد و دیگری که از زمان صفر شروع و تا ثانیه یک به بیشینه مقدار خود می‌رسد و یک صدم ثانیه پس از آن به طور ناگهانی مقدار آن مجدداً صفر می‌شود. بارگذاری رو به پایین (جهت اعمال بار رو به پایین) برای دامنه بار اول و بارگذاری رو به بالا (جهت اعمال بار رو به بالا) برای دامنه بار دوم در نظر گرفته شد. شکل (۴) دامنه‌های بارگذاری توصیف شده را نشان می‌دهد. مقدار بار ۸ تن برای تمامی مدل‌ها در نظر گرفته شد. میزان بار وارده بر ستون، طول دهانه و ابعاد تیر و ستون از مدل نرم افزاری یک ساختمان ده طبقه موجود که براساس آیین نامه‌های جاری در کشور ایران طراحی شده است، انتخاب گردید. ابعاد تیر و ستون و میزان بار ستون مربوط به طبقه دهم می‌باشد.



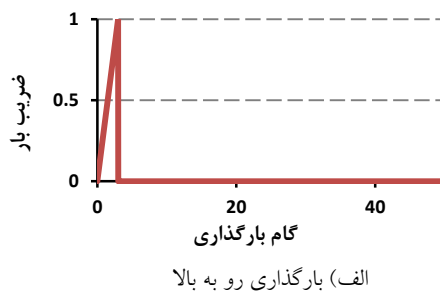
ب) بارگذاری رو به پایین

دادند. سه نوع اتصال و سه آزمایش مقیاس کامل روی قاب دو دهانه در معرض حذف ستون میانی انجام گرفت. اتصال بال جوش شده-جان جوش شده با دیافراگم داخلی، اتصال بال جوش شده-جان بولت شده با دیافراگم داخلی و اتصال بال جوش شده-جان بولت شده با دیافراگم عبوری سه نوع اتصال بررسی شده در این تحقیق است. مدل اجزای محدود برای انجام بحث های بیشتر نیز در نظر گرفته شد. نتایج نرم افزاری و آزمایشگاهی نشان دهنده انعطاف پذیری مناسب اتصالات در نظر گرفته شده بود. اگر چه اتصال با دیافراگم عبوری کمترین میزان انعطاف پذیری را در مقابل شروع گسیختگی در نتیجه توزیع نامتقارن تنش در بال تیر نشان داد. نتایج تحلیل نشان داد که وقتی سناریو حذف ناگهانی ستون اتفاق می افتد خرابی پیشرونده ممکن است بر اثر شکستگی اولیه بال پایین تیر در تمام نمونه‌ها اتفاق بیافتد.

در تحقیق حاضر، با مدل سازی اتصالات ساده فولادی با نبشی نشیمن از یک قاب مهاربندی شده به بررسی نقاط ضعف این اتصالات در مقابل خرابی پیشرونده پرداخته شده است. از آنجایی که مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان [۱۹] تنها شامل ساختمان‌های جدید در دست احداث می‌باشد لذا سعی شده است علاوه بر ساختمان‌های جدید، راهکارهایی برای بهبود و تقویت ساختمان‌های مهم و استراتژیک موجود دارای دهانه‌هایی با اتصالات ساده ارائه شود. عملکرد اتصالات با ضابطه ظرفیت چرخش پلاستیک اتصالات در آیین نامه UFC4-023-03 [۱۷] ارزیابی شد. طبق این ضابطه، زاویه چرخش پلاستیک اعضای منتهی به این نوع اتصال حداکثر به ۰/۱۱۲۵ رادیان محدود می‌شود.

۲- مدل‌های اجزای محدود

اتصالات ساده با نبشی نشیمن رایج ترین نوع اتصال ساده در کشورمان می‌باشد، لذا سعی شده است طرح‌های پیشنهادی در راستای تقویت این مدل از اتصالات ساده باشد. شکل (۳) نمای



الف) بارگذاری رو به بالا

شکل ۴- بارگذاری مربوط به شبیه سازی حذف ناگهانی ستون

مش بندی با تکنیک structured انجام شد و نوع المان solid هشت گره‌ای خطی با نام C3D8R لحاظ گردید. آنالیز دینامیکی explicit برای تحلیل مدل‌ها در نظر گرفته شد و از معیار گسیختگی فون میزز برای بررسی اتصالات‌ها استفاده شده است. در اطلاعات داده شده به نرم افزار برای نیرو واحد کیلوگرم و برای ابعاد میلی‌متر لحاظ شده است. لذا واحد تنش فون میزز کیلوگرم نیرو بر میلی‌متر مربع می‌باشد.

اتصالات پیشنهادی شامل اتصال ساده با دوپل نبشی جان (مدل یک)، اتصال ساده با نبشی نشیمن (مدل دو)، اتصال ساده با نبشی نشیمن بعلاوه دوپل نبشی جان (مدل سه)، اتصال ساده با نبشی نشیمن بعلاوه دوپل نبشی جان کابل کششی (مدل چهار)، اتصال ساده با نبشی دوپل جان و نبشی نشیمن بعلاوه دستک‌هایی در دو طرف اتصال (مدل پنج) و اتصال ساده با نبشی نشیمن و سه ردیف کابل کششی در دو طرف جان تیر که به صورت سرتاسری در طول دهانه اول تا آخر کشیده شده است (مدل شش) به نحوی که در شکل (۵) نمایش داده شده است، می‌باشد. مدل هفت کاملاً مشابه مدل دو می‌باشد بعلاوه دو عدد کابل عمودی که در هر طرف اتصال (شکل (۵-ز)) امتداد می‌یابد. یک طرف از کابل‌های عمودی در این مدل به بال‌های تیر در هر طبقه متصل می‌شود و سمت دیگر به یک خرپا در تراز بالای سازه متصل می‌گردد. در این تحقیق خرابی ذکر شده با توجه به شرایط بارگذاری طبقات و ابعاد قاب طراحی شده است و به صورت شکل (۶) می‌باشد. تمامی اعضای خرپا دارای مقطع باکس $10 \times 10 \times 10$ میلی‌متر است به طوریکه بتواند بار ثقلی ده طبقه را بدون اینکه وارد مرحله پلاستیک شود تحمل کند. سختی این خرپا در حالتی که بار در گره وسط وارد می‌شود، محاسبه گردید. در مدل اجزای محدود (مدل هفت) چهار فنر انتهای کابل‌های عمودی را به یک صفحه صلب ثابت متصل می‌کند که سختی خرابی تعریف شده به این فنرها اختصاص داده شد (شکل (۷)). عملکرد تمامی مدل‌های معرفی شده در بالا به غیر از مدل هفت می‌تواند در حالیکه تنها بار یک طبقه را تحمل می‌کنند بررسی شود، زیرا افزایش تعداد طبقات در عملکرد آنها تاثیر بسیار ناچیزی خواهد داشت. ولیکن عملکرد مدل هفت به تعداد طبقات، مشخصات خرپا، سازه و تعداد کابل کششی عمودی وابسته است. با ثابت در نظر گرفتن تعداد و سازه کابل و مشخصات خرپا به صورت معرفی شده، تعداد طبقات ده طبقه لحاظ گردید. لذا عملکرد مدل هفت در حالیکه بار ده طبقه را تحمل می‌کند بررسی شده است. در راهکارهای ارائه شده برای بهبود اتصالات ساده، استفاده از

دستک در زیر تیر (مدل پنج) درصد کمی گیرداری اتصال را افزایش می‌دهد ولیکن از آنجاییکه سختی سیستم مهاربندی بسیار زیاد است عملاً تغییر چندانی در نوع انتقال نیروها نخواهد داشت. مشخصات مقاطع استفاده شده در جدول (۱) آمده است. در این جدول سازه نبشی نشیمن و نبشی جان مطابق با آنچه در ساختمان موجود طراحی و ساخته شده است می‌باشد. نوع فولاد مشابه مشخصات فولاد st37 در نظر گرفته شد. لذا در نرم افزار اجزای محدود Abaqus برای مشخصات مکانیکی مقاطع فولادی تنش و کرنش تسلیم به ترتیب برابر ۲۴۰ مگاپاسکال و ۱/۵ درصد و تنش و کرنش نهایی به ترتیب برابر ۳۷۰ مگاپاسکال و ۲۰ درصد معرفی گردید.

جدول ۱- مشخصات مقاطع استفاده شده

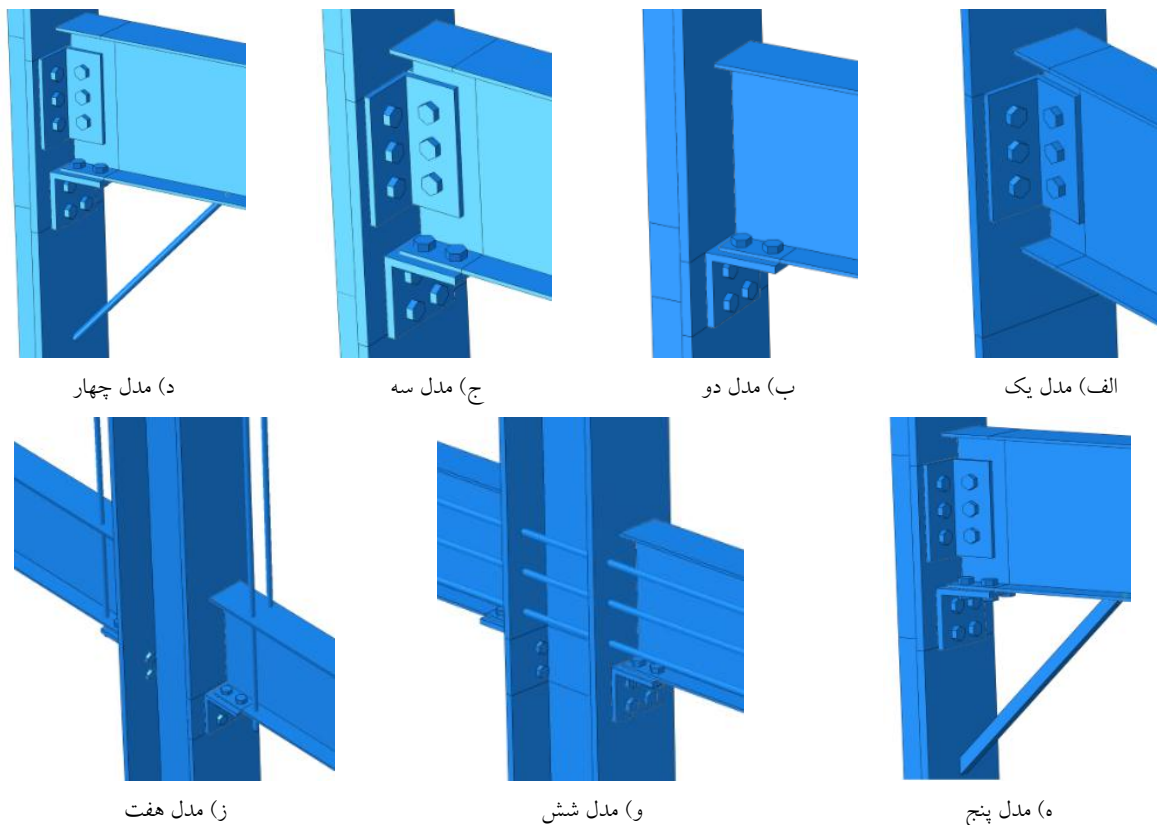
اعضای اتصال	بال (mm)	جان (mm)	طول (mm)
تیر (I-SHAPED)	۱۴۰×۱۰	۳۸۰×۱۰	۴۰۰۰
ستون (IPB360)	۳۰۰×۲۲/۵	۳۱۵×۱۲/۵	---
WEB ANGLE	L۱۲۰×۱۲۰×۱۲	---	۲۵۰
BOT. ANGLE	L۱۶۰×۱۶۰×۱۵	---	۱۶۰
BOX (Under beams)	۵۰×۵۰×۴	---	۵۰۰

در تمامی مدل‌ها بولت نمره ۲۰ از نوع A325، طبق آنچه در ساختمان موجود طراحی و اجرا شده بود در نظر گرفته شد. کابل از نوع ASTM A416Gr270 با تنش تسلیم برابر ۱۷۲۰ مگا پاسکال، تنش نهایی برابر ۱۸۹۰ مگاپاسکال، با قطر ۱۷/۵ و طول ۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. مشخصات کابل بگونه‌ای لحاظ گردید که در طول تحلیل در حالت الاستیک باقی بماند.

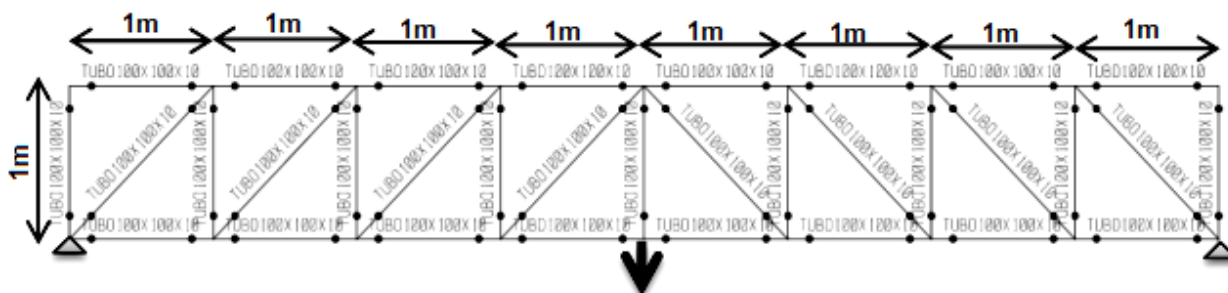
۳- اعتبار سنجی مدل اجزای محدود

به منظور اعتبار سنجی از شیوه مدل سازی از نتایج یک تحقیق آزمایشگاهی که توسط Astaneh و همکارانش [۲۰] در سال ۱۹۹۸ انجام داده‌اند، استفاده شده است. جزئیات اتصال سه بولته (CST connection) انجام شده توسط Astaneh و همکارانش [۲۰] در جدول (۲) آمده است. نتایج این تحقیق به واحد SI تغییر یافته است. تمامی بولت‌ها نمره ۲۰ و از نوع A325 و بعد جوش ۶ میلی‌متر می‌باشد. در این تحقیق آزمایشگاهی فولاد از نوع ASTM A36 برای اعضای فولادی در



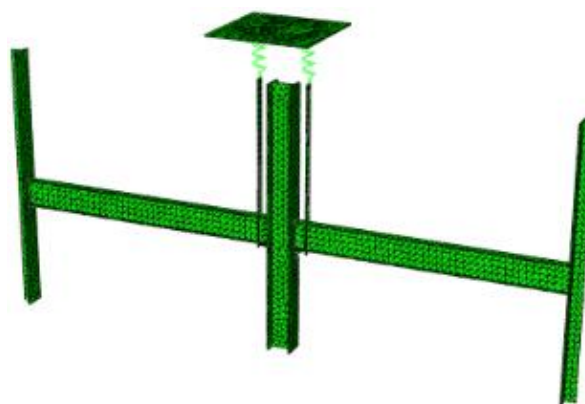


شکل ۵- نمایی از اتصالات مدل شده



شکل ۶- نمایی از خرپای دو بعدی، مقاطع اعضا و ابعاد

نظر گرفته شده است. بارگذاری نمونه آزمایشگاهی توسط دو محرک، یکی در محل اتصال (محرک کنترل نیرو) و دیگری در انتهای تیر (محرک کنترل تغییرمکان) انجام گرفت. بدین ترتیب که محرک کنترل-نیرو برشی را وارد و همزمان محرک کنترل-تغییر مکان زاویه چرخش اتصال را به صورت مطلوب کنترل می‌کند. جزئیات بیشتر در مرجع [۲۰] در دسترس است. از آنجاییکه مدل و بارگذاری متقارن است فقط نیمی از آن مدل سازی شد. شکل (۸) نحوه شکست در مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. تغییر شکل بولت‌ها و نحوه گسیختگی برشی به صورت مشابه اتفاق افتاده است. گسیختگی اتصال در نمونه آزمایشگاهی با شکست خط جوش پلیت و

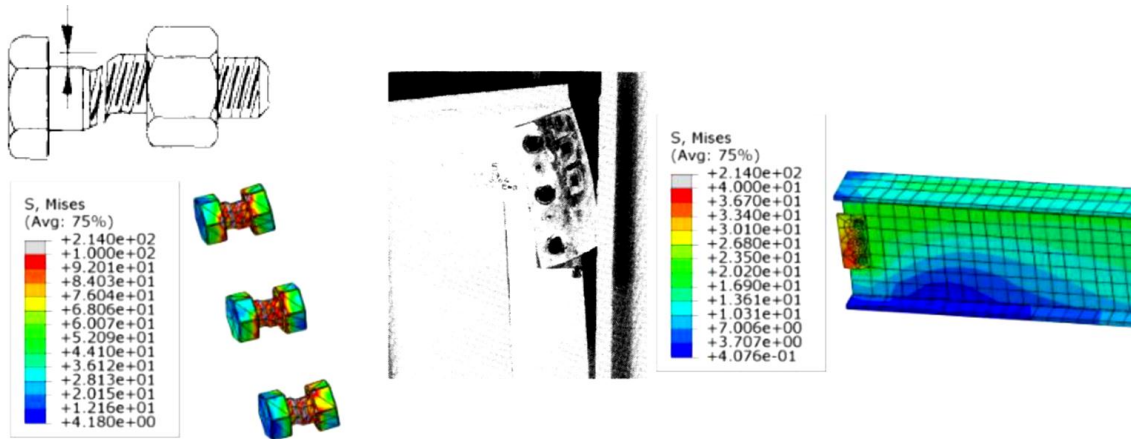


شکل ۷- نمایی از مدل هفت

پلیت جان			اتصال سه بولته	
d (mm)	L (mm)	t (mm)	طول (mm)	اندازه تیر
۲۲۸/۶	۱۰۸	۹/۵	۳	W1۸x۵۵

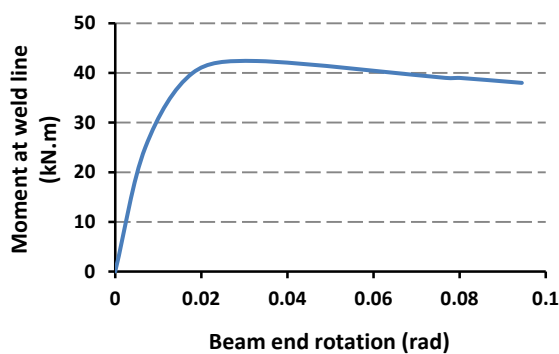
جاری شدن بولت اتفاق می افتد که شکل (۸) کانتور تنش این مدل، شکست برشی در بولت را به وضوح نشان می دهد. شکل (۹) منحنی تنش به دوران انتهای تیر نمونه آزمایشگاهی CST و مدل اعتبارسنجی را نشان می دهد.

جدول ۲- مشخصات مقاطع استفاده شده در نمونه آزمایشگاهی Astaneh و همکارانش [۲۰]



شکل ۸- مقایسه نحوه شکست نمونه آزمایشگاهی CST [۲۰] و مدل اعتبارسنجی

۴۲ کیلونیوتن متر در مدل اعتبارسنجی اتفاق می افتد که نسبت به

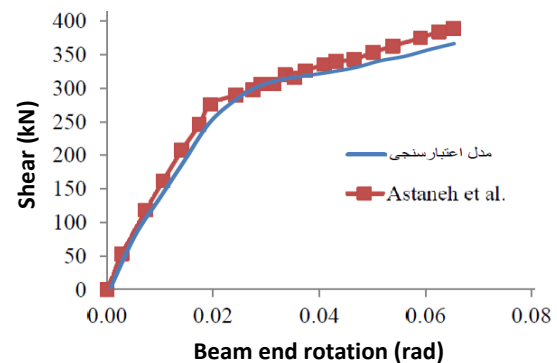


شکل ۹- منحنی ممان در خط جوش-دوران انتهای تیر مدل اعتبارسنجی

نمونه آزمایشگاهی Astaneh که ماکزیمم ممان حدود ۳۹/۵ کیلونیوتن-متر را تجربه کرده است حدود ۶ درصد اختلاف دارد.

۴- بررسی نتایج تحلیل

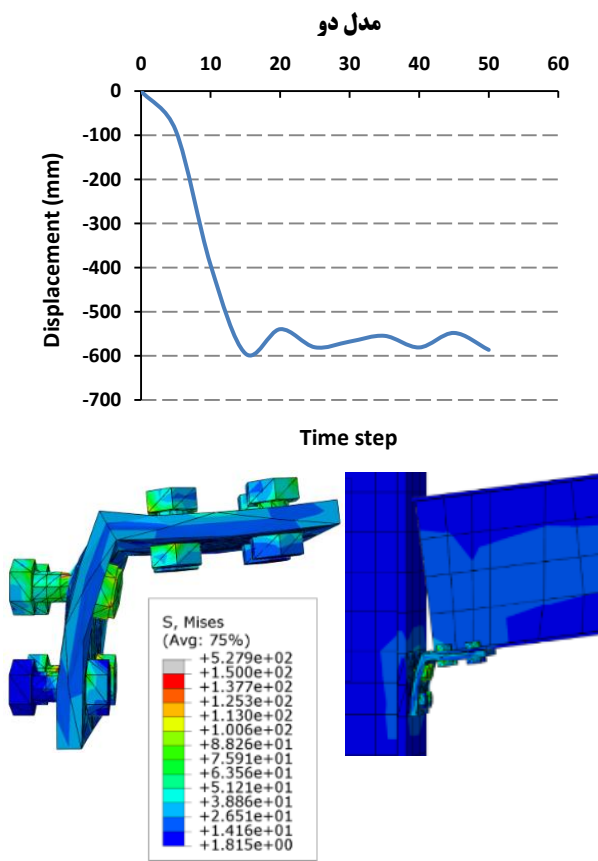
شکل (۱۱) نمودار تغییر مکان-زمان مربوط به مدل های اجزای محدود را نشان می دهد. تغییر مکان مربوط به نقطه مرکزی تیر در محل اتصال به ستون می باشد. مقایسه کلی نمودارها



شکل ۱۰- مقایسه ای از منحنی برش-دوران تیر نمونه آزمایشگاهی انجام شده توسط Astaneh و همکارانش [۲۰] و مدل اعتبارسنجی

در ناحیه خطی انطباق بسیار خوبی بین دو منحنی وجود دارد و هر دو منحنی تقریباً تا نیروی برشی ۲۶۰ کیلونیوتن با دوران انتهای تیر حدود ۰/۰۱۶۵ رادیان رفتار الاستیک داشته اند. رفتار نسبتاً مشابهی بین دو منحنی پس از نقطه تسلیم دیده می شود هرچند مدل اعتبارسنجی در دوران و نیروی برشی کمتری از نمونه آزمایشگاهی گسیخته می گردد. درصد اختلاف حداکثر یک درصد بین نمونه آزمایشگاهی و مدل تحلیلی بسیار مناسب و قابل قبول می باشد. شکل (۱۰) ممان در خط جوش پلیت را براساس دوران انتهای تیر نشان می دهد. ماکزیمم ممان

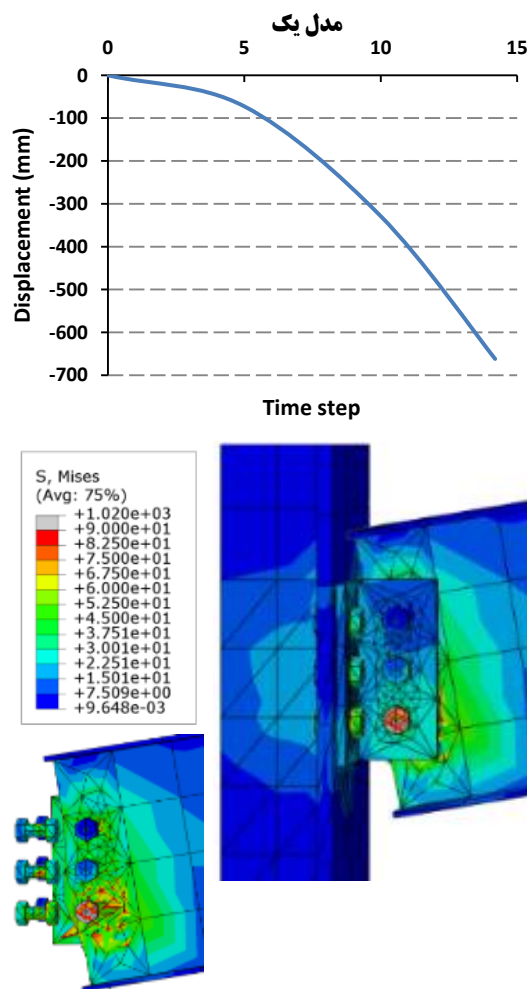
را اقا کند. منحنی تغییر مکان-زمان این مدل نشان می‌دهد که پس از سقوط قائم به میزان ۵۸ سانتیمتر اتصال به حالت پایدار می‌رسد. نبشی نشیمن و بولت‌های اتصال آن تقریباً در جابجایی حدود ۵۰۰ میلی‌متر و در زمان حدود ۱۰ ثانیه به طور کامل پلاستیک شدند. همانطور که شکل (۱۲) نشان می‌دهد بولت‌های اتصال قائم نبشی در ردیف بالا زودتر از سایر بولت‌ها به صورت پلاستیک در آمدند.



شکل ۱۲- نمودار تغییر مکان-زمان مدل دو، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

مدل سه شامل نبشی نشیمن و دوپل نبشی جان، پس از حذف ناگهانی ستون، حدود ۴۵ سانتیمتر تغییر مکان قائم را تجربه کرد. همانطور که شکل (۱۳) نشان می‌دهد منحنی تغییر مکان-زمان برای این اتصال پس از حدود ۴۵ سانتیمتر سقوط به حالت پایدار می‌رسد. بررسی تغییرات تنش در مدل نشان می‌دهد که نبشی نشیمن از ثانیه پنجم شروع به جاری شدن می‌کند و در ثانیه دهم برخی از المان‌های آن در ناحیه اتصال بولت به ستون وارد ناحیه پلاستیک می‌شود. اولین جاری شدن در بولت‌های ردیف اول اتصال نبشی نشیمن به ستون و

نشان می‌دهد که میزان سقوط قائم مدل یک (اتصال تیر به ستون با دوپل نبشی جان) بسیار بیشتر از سایر مدل‌ها است و در واقع این مدل در برابر حذف ناگهانی ستون قادر به حفظ ایستایی خود نمی‌باشد. دقت در کانتور تنش این اتصال نشان می‌دهد که شگستگی در بولت پایینی اتصال نبشی به جان تیر اتفاق افتاده است. همچنین پارگی در جان تیر از سمت بولت پایین شروع می‌گردد و به سمت بولت‌های بالایی پیش می‌رود. روال تغییر شکل و منحنی تنش این اتصال نشان داد که پس از بولت پایینی اتصال نبشی به جان تیر، بولت‌هایی بالایی و بولت‌های اتصال به ستون نیز در نواحی مرکزی پلاستیک می‌شوند.

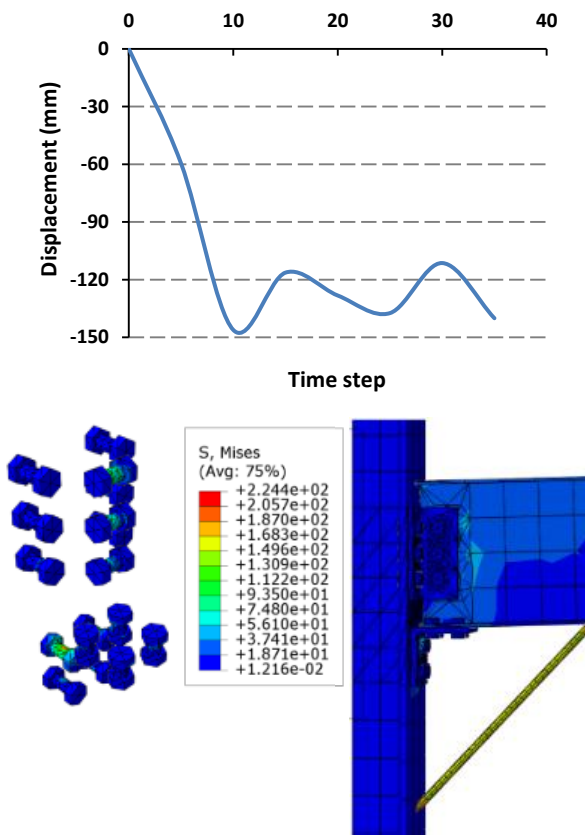


شکل ۱۱- نمودار تغییر مکان-زمان مدل یک، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

نتایج شکل (۱۲) نشان می‌دهد که مدل دو که اتصال تیر به ستون با نبشی نشیمن است توانایی بیشتری در حفظ پایداری پس از حذف ناگهانی ستون را دارد، ولیکن قادر نیست معیار حداکثر زاویه چرخش مجاز در آیین نامه UFC 4-023-03 [۱۷]

مرحله پلاستیک می‌گردد. در این مرحله است که بولت‌های ردیف بالایی اتصال نبشی نشیمن به ستون نیز جاری می‌شوند.

مدل چهار



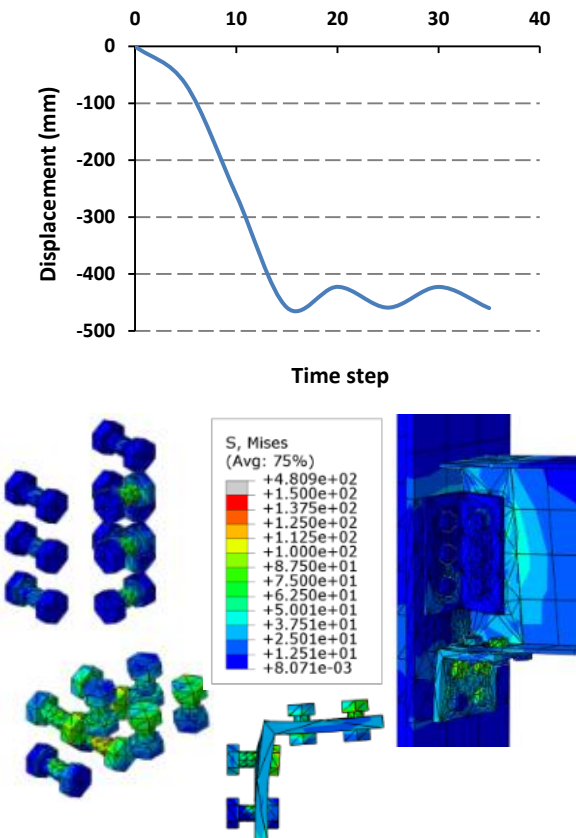
شکل ۱۴- نمودار تغییر مکان-زمان مدل چهار، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

عملکرد مدل پنج که علاوه بر دابل نبشی جان و نبشی نشیمن دارای دستک در زیر تیر می‌باشد رفتار مناسبی در برابر حذف ناگهانی ستون نشان داد و توانست در محدوده دوران مجاز قرار بگیرد. همانطور که منحنی تغییر مکان-زمان این مدل (شکل ۱۵)) نشان می‌دهد بیشینه تغییر مکان قائم این اتصال حدود ۳۴ سانتیمتر می‌باشد. پروسه خرابی در این مدل مشابه مدل چهار دیده شد، به این ترتیب که در ثانیه پنجم تحلیل ابتدا بولت‌های اتصال دابل نبشی به جان تیر و همچنین خود جان تیر در نواحی محل اتصال دچار خرابی شدند. سپس در ثانیه پانزدهم نبشی نشیمن در بال متصل به ستون دچار پارگی گردید و بولت‌های ردیف بالایی نبشی نشیمن به ستون جاری شدند.

مدل شش نیز که دارای سه کابل قوی سراسری در هر طرف جان تیر می‌باشد عملکرد نسبتاً خوبی نشان داد. این مدل در اثر حذف ستون به میزان ۴۳ سانتیمتر سقوط قائم را تجربه کرد و با این حال در رده دوران مجاز آئین نام [UFC 4-023-03] قرار می‌گیرد.

بولت‌های دابل نبشی جان به تیر اتفاق می‌افتد و پس از آن بولت‌های اتصال نبشی نشیمن به تیر وارد مرحله پلاستیک می‌گردند. گسیختگی در جان تیر به صورت عمودی و در مقطعی بلافاصله پس از نبشی جان اتفاق افتاد. این مدل توانست ضابطه حداکثر تغییر شکل مجاز [UFC 4-023-03] را اکتفا کند.

مدل سه

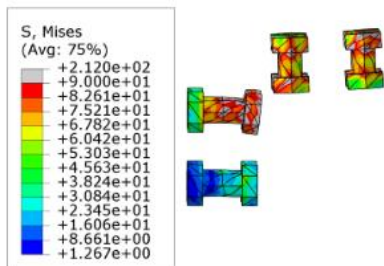
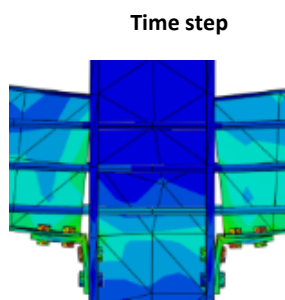
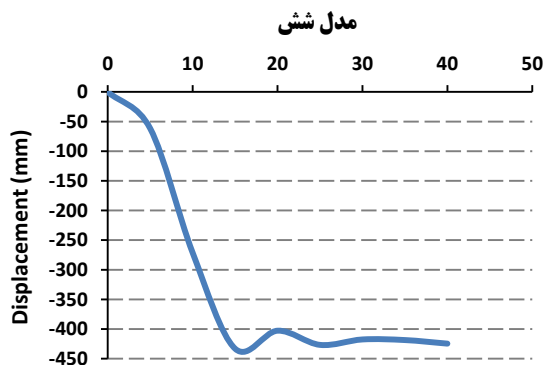


شکل ۱۳- نمودار تغییر مکان-زمان مدل سه، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

مدل چهار که علاوه بر نبشی نشیمن و دابل نبشی جان، دارای کابل قوی به صورت مایل در زیر تیر می‌باشد توانست عملکرد بسیار مناسبی در برابر خرابی حذف ناگهانی ستون و خرابی پیشرونده داشته باشد. همانطور که نمودار تغییر مکان-زمان این مدل در شکل (۱۴) نشان می‌دهد حداکثر سقوط قائم این مدل در محدوده دوران مجاز براساس ضوابط [UFC 4-023-03] قرار می‌گیرد. بررسی منحنی تنش این مدل نشان می‌دهد که در ثانیه پنجم تحلیل قسمت‌هایی از جان تیر در ناحیه اتصال دابل نبشی و بولت‌های اتصال دابل نبشی به جان تیر جاری می‌شوند. در ثانیه دهم تحلیل کابل کششی از نواحی نزدیک به محل اتصال وارد

UFC 4-023-03 [۱۷] این اتصال عملکرد بسیار مناسبی در برابر

خرابی ناشی از حذف ستون خواهد داشت. رویه خرابی این مدل مشابه مدل شش مشاهده شد. به طوریکه نبشی نشیمن و همچنین نواحی از جان تیر در نزدیکی محل اتصال به نبشی در ثانیه پنجم بارگذاری جاری شدند. پس از آن بولت های اتصال نبشی به ستون و در ادامه بولت های اتصال نبشی به بال تیر وارد مرحله پلاستیک و گسیخته شدند.

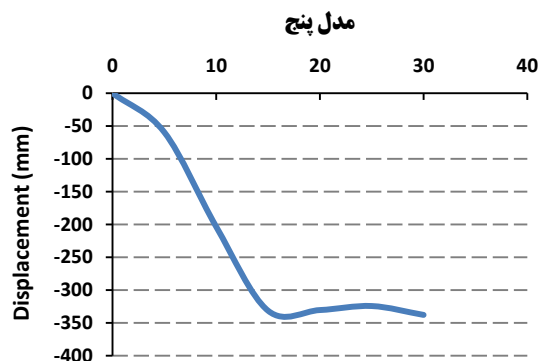


شکل ۱۶- نمودار تغییر مکان-زمان مدل شش، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

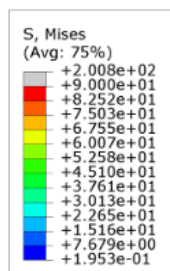
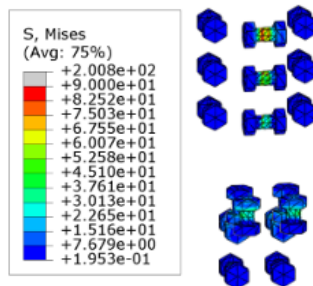
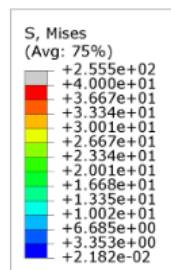
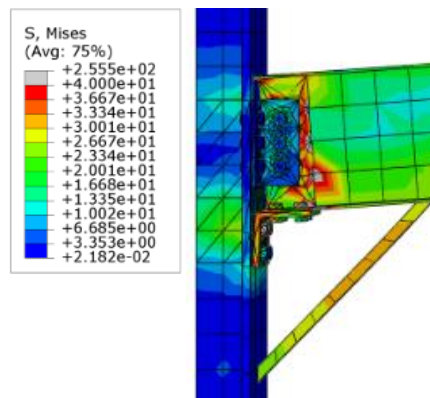
۵- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر راهکارهایی برای تقویت سازه های فولادی موجود که دارای دهانه هایی با اتصالات ساده می باشند ارائه شده است. اتصالات ساده دارای نبشی نشیمن و دوپل نبشی جان با استفاده از کابل های افقی سراسری در

قرار گرفت. خرابی در این مدل از ثانیه پنج شروع می شود و در ابتدا در نبشی نشیمن و سپس قسمت انتهایی بال و جان تیر در محل اتصال به نشیمن اتفاق می افتد. سپس بولت های ردیف اول اتصال نبشی به ستون و بولت های اتصال نبشی به بال تیر جاری و گسیخته می شوند. شکل (۱۶) نمودار تغییر مکان-زمان و منحنی تنش این مدل را نشان می دهد.



Time step



شکل ۱۵- نمودار تغییر مکان-زمان مدل پنج، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

مدل هفت شامل دو کابل عمودی در هر طرف اتصال توانایی بسیار خوبی در حفظ یکپارچگی اتصال پس از حذف ناگهانی ستون داشت. همانطور که نمودار تغییر مکان-زمان در شکل (۱۷) نشان می دهد، این مدل پس از بیشینه تغییر مکان برابر ۱۸ سانتیمتر به تعادل رسید. براساس آئین نامه

طول تیر، دستک و همچنین کابل مورب در زیر تیر تقویت

■ اتصال ساده با نبشی نشیمن و دوبل نبشی جان که دارای یک دستک در زیر تیر بود در مقام سوم توانست یکپارچگی خوبی را در برابر حذف ناگهانی ستون داشته باشد. این اتصال با تجربه کردن ۳۴ سانتیمتر سقوط قائم به خوبی معیار حداکثر زاویه چرخش آیین نامه UFC را اکتفا کرد.

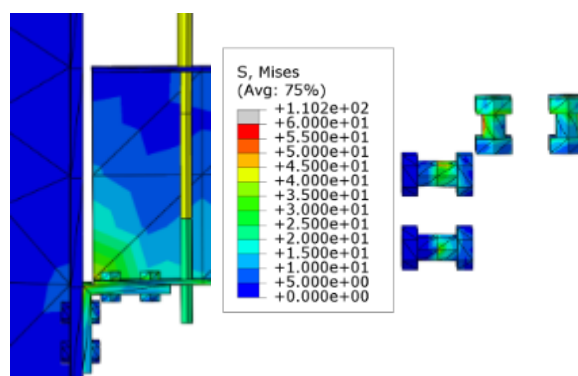
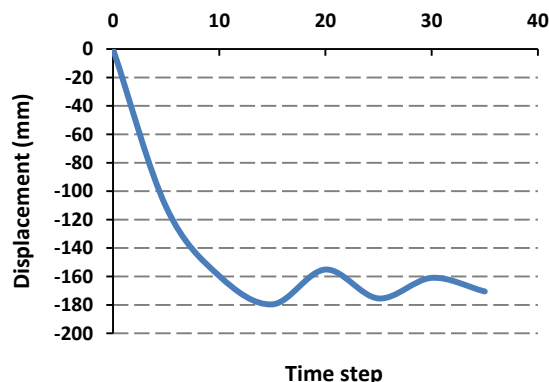
■ اتصال ساده با کابل‌های افقی سراسری با تغییر مکان قائم حدود ۴۳ سانتیمتر براساس آیین نامه UFC عملکرد قابل قبولی را ارائه داد.

۶- مراجع

[۱] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش سوم.

- [2] Griffiths, H., Pugsley, A. and Saunders, D. (1968), "Collapse of Flats at Ronan Point Canning Town", Her Majesty's Stationary Office, London.
- [3] Institution of Structural Engineers, (1971), The Resistance of Buildings to Accidental Damage, The Structural Engineer (London), Vol. 49, No. 2.
- [4] Corley, W.G., Mlakar, P.F., Sozen, M.A. and Thornton, C.H. (1998), "The Oklahoma City Bombing: Summary and Recommendation for Multi-Hazard Mitigation", Journal of Performance of Constructed Facilities, ACSE, Vol. 12, No. 3, pp. 110-112.
- [5] Popov, E.P. and Takhirov, S.M. (2002), "Bolted Large Seismic Steel Beam-to-Column Connections Part 1: Experimental Study", Engineering Structures, Vol. 24, No. 12, pp. 1523-1534.
- [6] Sabuwala, T., Linzell, D. and Krauthammer, T. (2005), "Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads", International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, No. 7, pp. 861-876.
- [7] ABAQUS, (2008), Theory Manual, Ver. 6.10, Inc., USA.
- [8] TM51300, (1990), Structure to Resist the Effects of Accidental Explosions, USA Army.
- [9] Astaneh-Asl, A., Jones, B., Zhao, Y. and Hwa, R. (2001), "Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors", Report Number UCB/CEE-Steel-2001/03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, September (www.ce.berkeley.edu/~astaneh).
- [10] Astaneh-Asl, A. (2007), "Progressive Collapse Prevention of Steel Frames with Shear Connections", technical information & product service, university of California, Berkeley.
- [11] Khandelwal, K., Sherif, E.L. and Sadek, F. (2009), "Progressive Collapse Analysis of Seismically Designed Steel Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 3, pp. 699-708.
- [12] Urgessa, G. and Arciszewski, T. (2011), "Blast Response Comparison of Multiple Steel Frame Connections", Finite Elements in Analysis and Design. Vol. 47, No. 7, pp. 668-675.
- [13] Manaloor, Rahul. (2014), "FEM Analysis of Connections to Resist Progressive Collapse in Steel Structures", International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), Vol. 3 No. 5, pp. 243-246.
- [14] Faridmehr, I., Osman, M.H., Tahir, M.M., Nejad, A.F. and Azimi, M.A. (2015), "Seismic and Progressive Collapse Assessment of New Proposed Steel Connection", Journal of

مدل هفت



شکل ۱۷- نمودار تغییر مکان-زمان مدل هفت، منحنی تنش و تغییر شکل نهایی اتصال

شدند و تحت اثر بارگذاری ثابت مورد تحلیل قرار گرفتند. نتایج بشرح زیر مورد بررسی قرار گرفت:

■ اتصال ساده با دوبل نبشی جان در مقابل حذف ناگهانی ستون بسیار آسیب پذیر می‌باشد، به طوری که تحت این شرایط ۱۰۰ درصد تخریب در این اتصال مشاهده شد.

■ اتصال ساده با نبشی نشیمن و دوبل نبشی جان که توسط یک کابل مورب در زیر تیر تقویت شد توانست عملکرد بسیار مناسبی را در مواجهه با حذف ناگهانی ستون داشته باشد. این اتصال با حفظ یکپارچگی مناسب ماکزیمم سقوط قائم ۱۵ سانتیمتر را تجربه کرد. این اتصال مناسب‌ترین رفتار را در بین مدل‌های پیشنهادی داشت.

■ اتصال ساده با نبشی نشیمن به علاوه کابل‌های عمودی متصل به خرپای طبقه دهم پس از حذف ناگهانی ستون طبقه اول با تحمل حداکثر تغییر مکان برابر ۱۸ سانتیمتر عملکرد بسیار مناسبی در برابر خرابی پیشرونده نشان داد.

[۱۸] مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۱)، پدافند غیر عامل،

وزارت مسکن و شهر سازی، معاونت امور مسکن و ساختمان.

[19] Wang, W., Fang, C., Qin, X., Chen, Y. and Li, L. (2016), "Performance of Practical Beam-to-SHS Column Connections Against Progressive Collapse", Engineering Structures, Vol. 106, No. 1, pp.332-347.

[20] Astaneh, A., Call, S.M. and McMullin, K.M. (1989), "Design of Single Plate Shear Connections", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 26, No. 1, pp. 21-32.

Advances in Structural Engineering, Vol. 18 No. 3, pp. 439-452.

[15] Faridmehr, I., Osman, M.H., Tahir, M.M., Nejad, A.F. and Hodjati, R. (2015), "Severe Loading Assessment of Modern and New Proposed Beam to Column Connections", Latin American Journal of Solids and Structures, Vol.12, No.7, pp. 1202-1223.

[16] AISC, (2010), Seismic Provisions for Structural Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

[17] UFC 4-023-03, (2010), Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defence, USA.

پی نوشت

¹ Ronan point

² Alfred p Murrah

³ Catenary action





قابلیت اطمینان ستون‌های فولادی با مقطع متغیر پیوسته به روش شبیه‌سازی زیر مجموعه

محمد قانونی بقا^{۱*}، محسنعلی شایانفر^۲، معین برخورداری مهنی^۳، یاسر سعیدپور^۴

۱- استادیار، مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، قطب علمی پژوهش‌های بنیادین در مهندسی سازه، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه جیرفت، جیرفت

۴- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۳۶-۱۸۷۳۵، ghanoonibagha@iauet.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۱۰/۲۶)

چکیده

انتخاب ضریب اطمینان مناسب با توجه به احتمال خرابی براساس اهمیت و اقتصاد پروژه یک مسئله آماری است و از قضاوت‌های مهم مهندسی می‌باشد. ضرایب اطمینان مورد استفاده در آیین‌نامه‌ها که بیشتر متکی بر تجربه و قضاوت‌های مهندسی و کارهای آزمایشگاهی می‌باشد، به دلایل گوناگون برای انواع حالت‌ها یکسان تعریف می‌شوند. امروزه بهره‌گیری از روش‌های احتمالاتی بیشتر مورد توجه قرار گرفته و به صورت یک روش عملی برای تحلیل مسائل سازه‌ای درآمده است. در این مقاله با بهره‌گیری از روش نمونه‌گیری شبیه‌سازی زیر مجموعه که روشی بسیار سریع و کارآمد در مقایسه با روش متداول شبیه‌سازی مونت کارلومی باشد، به بررسی احتمال خرابی یک المان متداول با تغییرات خطی مقطع در سه حالت متفاوت پرداخته می‌شود. بر همین اساس تأثیر هر یک از کمیت‌های موثر بر کماتش، روی احتمال خرابی ستون‌های با مقطع متغیر در نرم‌افزار متلب بررسی شد. نتایج بدست آمده نشان دهنده حساسیت احتمال خرابی محاسبه شده و ضریب اطمینان مناسب در این گونه اعضا به میزان ضریب تغییرات طول و مدول الاستیسیته ستون می‌باشد.

واژگان کلیدی

مقاطع متغیر، بار بحرانی ستون، قابلیت اطمینان، شبیه‌سازی مونت کارلو، شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای

Reliability Analysis of Steel Columns with Continuous Variable Section via Subset Simulation Method

M. Ghanooni-Bagha, M.A. Shayanfar, M. Barkhori-Mehani, Y. Saeed-Pour

Abstract

Structural Stability is always complex problems in structural design. Select an appropriate safety factor considering the logical failure probability based on the importance and project economics is a statistical issue and related to the engineering judgments. Safety factor that definition in regulations, relies more on experience and engineering judgments and laboratory work, that for various reasons for most same type of element are defined the same. Members buckling problem with variable section is very difficult find accurate solutions to it. In this paper using the subset simulation which is a very fast and efficient compared with the conventional Monte Carlo simulation method, the probability of failure of a common element with linear change in cross-section will be discussed in three different cases. Accordingly, effect of each the affecting parameters on buckling of column with variable section on the probability of failure was investigated in MATLAB software. The analysis results showed that the sensitivity of the calculated failure probability in such member to the amount of coefficient of variations of length and modulus of elasticity of the column.

Keywords

Continuous variable sections, Critical load, Reliability analysis, Monte Carlo simulation, Subset simulation



را بدست آوردند [۱۷]. Kazemi و Rahai در سال ۲۰۰۸ از روش انرژی برای تعیین نیروی بحرانی کمانش در مودهای مختلف در ستون‌ها با تغییر مقطع پلکانی استفاده کردند [۱۸]. در سال ۲۰۱۲ Konstantakopoulos و همکارانش برای کمانش مقاطع متغیر اعضای فولادی رویکردی جدید با استفاده از روش‌های عددی ارائه کردند [۱۹]. در سال‌های اخیر با پیشرفت استفاده از کاربرد تحلیل قابلیت اعتماد در مهندسی سازه‌ها، تحلیل بار کمانشی اعضای با مقطع متغیر با فرمول بسته، با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد مورد توجه قرار گرفت [۲۰]. در سال ۲۰۱۳ Elishakoff و Archaud با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو به بررسی قابلیت اطمینان کمانش اعضای متغیر غیر منشوری پرداختند [۲۱].

بررسی پایداری از مسائل پیچیده در طراحی است که در راستایی حل آن تلاش‌های زیادی توسط محققین انجام شده است. اما بررسی احتمالاتی این موضوع و بررسی اثرات پارامترهای موثر در احتمال خرابی در سالهای اخیر کمتر مورد توجه قرار گرفته است. به همین دلیل، در این مقاله به بررسی احتمال خرابی یک ستون متداول با تغییرات خطی مقطع پرداخته می‌شود. به این منظور قابلیت اعتماد سه مثال عددی با معرفی کمیت‌های دارای عدم قطعیت، با روش‌های تحلیل مونت کارلو و شبیه‌سازی زیر مجموعه در نرم‌افزار متلب مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- معادلات حاکم

اشاره به ممان اینرسی عضوی با تغییرات پیوسته در مقطع که یک سر آن گیردار و سر دیگر آن آزاد است (شکل (۱))، را می‌توان به صورت رابطه (۱) در مقطع mn به فاصله x از نقطه ثابت O نوشت:

$$I_x = I_1 \left(\frac{x}{a}\right)^n \quad (1)$$

که در آن I_1 ممان اینرسی مقطع کوچکتر است و n ضریب شکل مقطع است که وابسته به شکل و ابعاد مقطع ستون می‌باشد. هنگامی که $n=1$ باشد مقطع عضو به شکل صفحه‌ای با ضخامت ثابت t و وقتی $n=2$ ستونی مرکب را که از چهار زاویه متصل به شکل اریب تشکیل شده نشان می‌دهد. و با در نظر گرفتن $n=4$ ، مواردی مانند هرم یا مخروط کوتاه فضایی را به دست می‌آوریم.

ایمنی سازه‌ها مهم‌ترین عامل طراحی است. مهم‌ترین عامل خرابی و به خطر افتادن ایمنی ستون‌ها، کمانش ستون‌ها تحت بارهای فشاری است [۱ و ۲]. تحقیقات اولیه در زمینه کمانش بر روی ستون‌های ساده یکنواخت تحت بار متمرکز و یا تحت وزن خود با ارائه حل بسته معادلات آن توسط محققان زیادی همچون اوپلر، گرینهل، مورلی، دینیک و تیموشینکو صورت گرفته است [۳-۵].

برای بیشتر پروژه‌ها و سازه‌ها اقتصاد پروژه نیازمند استفاده از اعضای استاندارد است. زیرا شرایط دسترسی به آنها آسانتر بوده و نسبت به اعضای خاص ارزاتر است اما در بسیاری از پروژه‌ها نیاز به اعضا با مقطع متغیر دارند تا هم مقاومت و ایمنی کار را تضمین کنند و هم مسائل اقتصادی رعایت شود. برای پروژه‌های کوچک شاید این صرفه‌جویی به چشم نیاید اما در پروژه‌های بزرگ و پیچیده و شاید منحصر به فرد این کار مزایای فراوانی خواهد داشت چرا که باعث کاهش مواد مصرفی و عملکرد مطلوب‌تر سازه می‌شود [۵ و ۶]. حل‌های دقیق برای کمانش ستون‌های پلکانی برای اولین بار در سال ۱۹۶۲ توسط گره بدست آمد [۷]. Frisch-Fay در سال ۱۹۶۶ حل تحلیلی برای نیروی بحرانی کمانش یک المان منشوری با نیروی محوری یکنواخت تحت شرایط مرزی مختلف بدست آورد [۸]. Orouke و Zebrowski در سال ۱۹۷۷ نیروی بحرانی تقریبی را برای ستون‌های غیر منشوری بر اساس روش تفاوت محدود FDM بدست آوردند [۹]. در سال ۱۹۸۰ Iromenger از همین روش برای تعیین نیروی کمانش ستون‌های مخروطی و تکه‌ای استفاده کرد [۱۰]. Smith در سال ۱۹۸۸ از روش انرژی برای حل تحلیلی ستون‌های مخروطی استفاده کرد [۱۱]. Ermopoulos در سال ۱۹۷۷ بر اساس روش شیب افت طول موثر کمانش تیرهای غیر منشوری را منتشر کرد [۱۲]. مسئله کمانش الاستیک با تغییرات ضخامت ستون در طول توسط Arbabi در سال ۱۹۹۱ ارائه شد [۱۳]. Siginer در سال ۱۹۹۲ کمانش ستون‌ها را با تغییرات خطی سختی خمشی در طول مورد بررسی قرار داد [۱۴]. در سال ۱۹۹۸ Sampaio و Hundausen با استفاده از روش انرژی توانستند حل دقیقی برای کمانش تیر-ستون‌های کج ارائه دهند [۱۵]. در سال ۱۹۹۹ Elishakoff حل بسته تیرهای غیر منشوری را با استفاده از پخش لنگر بسط داد [۱۶]. Lee و همکارانش در سال ۲۰۰۶ نیروی بحرانی کمانش ستون با مقطع متغیر درجه ۲ سهمی و سینوسی



نمی‌باشد [۲۲]. خرابی هنگامی رخ می‌دهد که حالت‌حدی $g(X) \leq 0$ باشد و احتمال خرابی برابر است با:

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx \quad (۴)$$

که می‌توان آن را به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$P_f = \int \int I[X] f_X(x) dx \quad (۵)$$

$I[X]$ یک تابع نشانگر می‌باشد که مقدار آن در صورتی که $g(X)$ کمتر از صفر گردد برابر یک می‌باشد و در صورتی که $g(X)$ بزرگتر از صفر گردد برابر صفر می‌باشد. همان گونه که مشاهده می‌گردد امید متغیر تصادفی نشانگر برای پیشامد خرابی، تنها برابر احتمال رخداد آن خرابی می‌باشد. بنابراین:

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = E[I(X)] = \mu_I = \mu_{P_f} \quad (۶)$$

و مقدار واریانس آن برابر است با:

$$Var[I(X)] = E[I(X)^2] - \{E[I(X)]\}^2 \quad (۷)$$

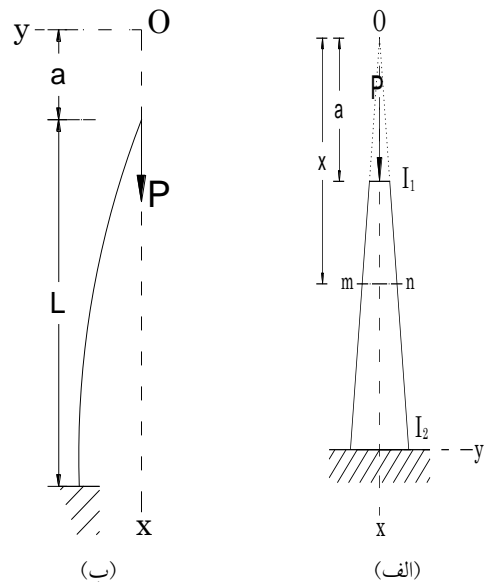
$$= E[I(X)] - \{E[I(X)]\}^2$$

$$= E[I(X)]\{1 - E[I(X)]\} = P_f(1 - P_f)$$

به منظور محاسبه احتمال خرابی، P_f ، با بهره‌گیری از روش مونت کارلو، باید یک مقدار تصادفی برای هر متغیر تصادفی X_i تولید شود. جهت بدست آوردن عدد تصادفی، روش تبدیل معکوس می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد به این ترتیب که برای هر متغیر ابتدا یک عدد تصادفی با توزیع یکنواخت u_i ($0 \leq u_i \leq 1$) تولید گردیده و برابر تابع توزیع تجمعی یکنواخت $F_X(x_i)$ قرار گیرد. سپس با برابر قرار دادن توابع توزیع تجمعی عدد یکنواخت تولید شده (بین ۰ و ۱) با تابع توزیع تجمعی توزیع واقعی پارامتر (متغیر تصادفی)، مقدار متغیر تصادفی مورد نظر مطابق با فرمول $x_i = F_X^{-1}(u_i)$ تولید می‌شود [۲۲]. وقتی تمام اعداد تصادفی $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ و x_n از تابع توزیع تجمعی واقعی همان متغیر، $F_X(x_i)$ استخراج شدند، تخمین احتمال خرابی به کمک رابطه‌ی زیر انجام می‌پذیرد:

$$P_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I(x_i) \quad (۸)$$

به طوری که P_f مبین مقدار تخمین زده شده‌ی μ_{P_f} بر اساس روش مونت کارلو می‌باشد و n مبین تعداد عددهای تصادفی مستقل می‌باشد. علیرغم اینکه روش مونت کارلو، به عنوان یک روش پایه‌ای و مبنای مقایسه‌ها و محاسبات در نظر گرفته می‌شود، اما از آنجا که این روش برای محاسبه احتمالات کوچک نیاز به تعداد بسیار زیاد شبیه‌سازی دارد، در این موارد بسیار زمان‌بر و ناکارآمد است. به همین دلیل در این تحقیق برای امکان محاسبه احتمالات کوچک و سرعت تحلیل بالاتر



شکل ۱- المان با تغییرات پیوسته در مقطع- یک سر گیردار و سر دیگر آزاد

با توجه به انحنای تغییر شکل عضو مورد نظر مطابق شکل (۱-ب)، معادله دیفرانسیل آن به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$EI_1 \left(\frac{x}{a}\right)^n \frac{d^2y}{dx^2} = -Py \quad (۲)$$

این معادله با عبارات تابع‌های بسل برای هر مقدار n قابل حل است.

۳- احتمال خرابی

عملکرد هر سازه می‌تواند توسط تابعی از متغیرهای تصادفی اصلی از سازه، به نام تابع حالت حدی بیان شود [۲۲]. به طوری که مقدار مثبت تابع حالت حدی بیانگر ایمنی و مقدار منفی تابع حالت حدی بیانگر گسیختگی می‌باشد. ارزیابی احتمال گسیختگی، مسئله‌ای اساسی در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای می‌باشد. احتمال گسیختگی می‌تواند به صورت زیر فرمول‌بندی شود:

$$P_f = P(G(X) \leq 0) = \int_{G(X) \leq 0} f(X) f_X \quad (۳)$$

به طوری که X برداری از متغیرهای تصادفی مسئله قابلیت اعتماد را بیان می‌کند، $f(X)$ بیانگر تابع چگالی احتمال مشترک در فضای اصلی مسئله می‌باشد. رابطه‌ی (۳) بیانگر ساده‌ترین رویکرد به منظور حل مسائل قابلیت اطمینان می‌باشد. اگر چه این رابطه ممکن است بسیار پرکاربرد باشد، با این حال از بهره‌وری بالایی به ویژه در تحلیل سیستم‌های پیچیده برخوردار

$$\phi_6 = \left[\left(\frac{1}{2\pi} \right)^2 + \left(\frac{1}{\ln \frac{v_2}{v_1}} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{v_2}{v_1} \right)^2 \quad (14)$$

$$P_k = \phi_6 \cdot \pi^2 \frac{EI_2}{l^2} \quad (15)$$

که در رابطه (۱۰) مقادیر v_1 و v_2 برابرند با:

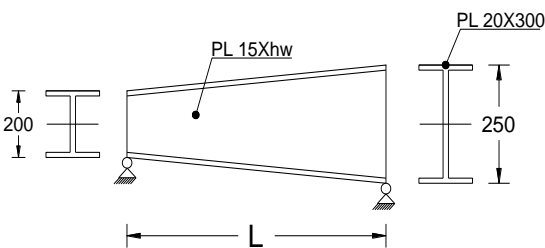
$$v_1 = \sqrt{\frac{P}{EI_1}}, \quad v_2 = \sqrt{\frac{P}{EI_2}} \quad (16)$$

با توجه به روابط محاسبه شده تابع حالت حدی مطابق توضیحات ارائه شده به صورت زیر نوشته می شود.

$$g(x) = P - \lambda P_{cr} \quad (17)$$

که در رابطه (۱۷)، $g(x)$ تابع خرابی و λ را بر اساس سطوح مختلف نیرو با مقادیر ۱، ۰/۹، ۰/۸، ۰/۷، ...، ۰/۳ در نظر گرفته شده است. واضح است در هر مثال با کاهش میزان λ (ضریب بار) میزان ضریب اطمینان سازه بالا می رود. انتخاب یک ایمنی مناسب در طراحی، ترکیبی از تولید سازه ایمن و اقتصاد است، بدین معنی نمی توان چنان ضریب ایمنی برای سازه انتخاب نمود که احتمال خرابی آن صفر درصد باشد.

در این مثالها با توجه به شکل (۳) مقطع کوچک تر ثابت و مقطع بزرگ تر با افزایش ارتفاع جان در هر مثال افزایش می یابد. ارتفاع جان مقطع کوچک برابر ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است و مقطع بزرگتر در این مثالها دارای ارتفاعهایی برابر ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰ میلیمتر می باشد. عرض بال در هر دو مقطع برابر ۳۰۰ میلیمتر و ضخامت بال و جان نیز به ترتیب برابر ۲۰ و ۱۵ میلیمتر انتخاب شده اند. در هر سری مثال طول المان ثابت و در سه سری با طولهای ۳، ۴ و ۵ متر بررسی شدند که مشاهده گردید تغییر طول مقاطع تأثیری بر نتایج نداشته همان نتایج قبلی را می دهند در نتیجه فقط نتایج مقطع با طول ۳ متر ذکر شده است. احتمالات خرابی برای $l < 0.8$ به روش نمونه گیری زیر مجموعه ای محاسبه شده اند.



شکل ۳- عضو با مقطع متغیر پیوسته به ارتفاع جان ۲۵۰ میلیمتر

در مثال اول با توجه به شکل (۳) یک ستون دارای مقطع I

در مثالهای مختلف که هر یک شامل تعداد تحلیل های متعددی هستند، از روش شبیه سازی زیر مجموعه ای [۲۳] استفاده می شود. این روش مبتنی بر محاسبه احتمالات کوچک به صورت حاصل ضرب چندین احتمال شرطی بزرگ می باشد. برای روشن تر شدن مطلب مجموعه های زیر را در نظر می گیریم.

$$S_i = \{X | G(X) \leq b_i\} \quad (9)$$

$$b_n = 0 < b_{n-1}, \dots, < b_1$$

واضح است که S_n ناحیه خرابی مورد نظر بوده و رابطه زیر نیز برقرار است.

$$S_n \subset S_{n-1} \subset \dots \subset S_1 \quad (10)$$

بنابراین احتمال متناظر با رویداد S_i یا $P(S_i)$ را می توان به صورت زیر نوشت.

$$P(S_i) = P(S_{i-1})P(S_i | S_{i-1}) \quad (11)$$

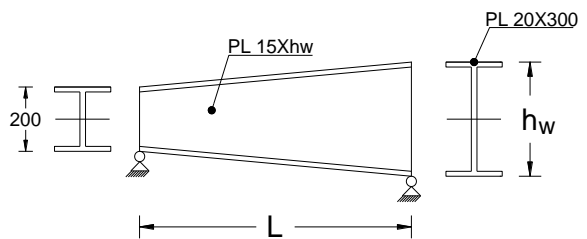
با استقرا می توان احتمال خرابی یا $P(S_n)$ را به صورت زیر نوشت.

$$P(S_n) = P(S_1) \prod_{i=2}^n P(S_i | S_{i-1}) \quad (12)$$

معمولاً مقادیر آستانه ای b_i طوری انتخاب می شوند که احتمالات شرطی واسط $P=0.1$ شوند.

۴- آنالیز عددی

عضو شکل (۲) را در نظر بگیرید این ستون دارای مقطع I شکل و دارای تغییرات خطی از ابتدا تا انتهاست بطوری که ارتفاع جان به صورت خطی افزایش می یابد. این ستون در دو انتها به صورت مفصلی است.



شکل ۲- عضو با مقطع متغیر پیوسته

مطابق با فرمول های موجود نیروی کمانشی این المانها از رابطه زیر بدست می آید [۲۴].

$$P_k = \left[\left(\frac{1}{2\pi} \right)^2 + \left(\frac{1}{\ln \frac{v_2}{v_1}} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{v_2}{v_1} \right)^2 \cdot \pi^2 \frac{EI_2}{l^2} \quad (13)$$

که با تعریف رابطه (۱۴) داریم:



شکل و با تغییرات خطی از ابتدا تا انتها در نظر گرفته شده است بطوری که ارتفاع جان به صورت خطی افزایش می‌یابد. این ستون در دو انتها به صورت مفصلی است. در مقطع کوچکتر ارتفاع و ضخامت جان به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۵ میلی‌متر و در مقطع بزرگتر ارتفاع و ضخامت جان به ترتیب برابر ۲۵۰ و ۱۵ میلی‌متر می‌باشد. عرض بال در هر دو مقطع برابر ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت بال برابر ۲۰ میلی‌متر انتخاب شده است. این مثال در چهار حالت مختلف با در نظر گرفتن پارامترهای مدول الاستیسیته، طول و ممان اینرسی‌ها دو سر مقطع به صورت پارامترهای احتمالاتی در ضریب تغییرات ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا باری برابر ۰/۳ بار بحرانی ستون، احتمال خرابی و اثر هر پارامتر در میزان خرابی محاسبه و بررسی شده است.

برای محاسبه بار بحرانی در مثال از رابطه (۹) استفاده شده است. در جدول (۱) مقادیر هر یک از داده‌ها و پارامترهای احتمالاتی مثال نشان داده شده است.

جدول ۱- مقادیر و پارامترهای ورودی مثال اول

پارامترهای احتمالاتی	معرف	μ	σ
X1	E	$2/1 \times 10^4$	$0/05 \mu$
X2	I1	۱۰۲۷۲	$0/05 \mu$
X3	I2	۱۷۰۶۷/۶	$0/05 \mu$
X4	L	۳۰۰	$0/05 \mu$

برای هر یک هر پارامترهای احتمالاتی مفروض آنالیز با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر ۰/۳ بار بحرانی ستون انجام می‌گیرد. ابتدا برای اولین پارامتر احتمالاتی، مدول الاستیسیته ابتدا از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو (جدول (۲)) و سپس از روش شبیه‌سازی زیرمجموعه (جدول (۳)) آنالیز احتمالاتی صورت گرفته است، مقادیر پارامترهای دیگر برابر جدول (۱) می‌باشد.

از مقایسه دو جدول (۲) و (۳) مشخص است که روش شبیه‌سازی زیرمجموعه‌ای دقت بسیار بالاتری نسبت به روش مونت‌کارلو و زمان حل بسیار کمتری نسبت به مونت‌کارلو دارد در نتیجه روش مونت‌کارلو کنار گذاشته شده و در ادامه نتایج آنالیزها تنها به روش نمونه‌گیری زیر مجموعه‌ای ذکر می‌گردد.

در نمودار شکل (۴) اثر ضریب تغییرات مدول الاستیسیته برای لاندهای متفاوت به روش شبیه‌سازی زیرمجموعه‌ای رسم شده است. مطابق شکل (۴)، مقدار احتمال خرابی برای ضریب

تغییرات ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ مدول الاستیسیته ستون در مقدار λ (که عکس آن معادل ضریب اطمینان مناسب می‌باشد) برابر ۰/۷، ۰/۷، ۰/۶ و ۰/۵ نزدیک به صفر (تقریباً 10^{-3}) خواهند بود.

جدول ۲- محاسبه احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو و کماتشی و مشاهده تأثیر پارامتر E (مثال اول) به روش مونت کارلو

COV.E	۰/۰۵	۰/۱	۰/۱۵	۰/۲
λ	P_f	P_f	P_f	P_f
۱	۰/۵۰۵	۰/۴۰۷	۰/۵۰۷	۰/۵۰۶
۰/۹	۰/۱۸۵	۰/۲۴۲	۰/۱۲۷	۰/۳۳۱
۰/۸	۰/۰۲۶	۰/۰۶۸	۰/۱۲۷	۰/۱۸۲
۰/۷	$5/75 \times 10^{-2}$	$9/40 \times 10^{-3}$	۰/۰۳۸	$8/22 \times 10^{-2}$
۰/۶	۰	$4/99 \times 10^{-2}$	$7/60 \times 10^{-3}$	$2/94 \times 10^{-2}$
۰/۵	۰	$5/80 \times 10^{-6}$	$9/05 \times 10^{-4}$	$8/20 \times 10^{-3}$
۰/۴	۰	۰	$6/70 \times 10^{-5}$	$1/70 \times 10^{-3}$
۰/۳	۰	۰	$2/50 \times 10^{-6}$	$2/74 \times 10^{-4}$

جدول ۳- محاسبه احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو و کماتشی و مشاهده تأثیر پارامتر E (مثال اول) به روش نمونه‌گیری زیر مجموعه

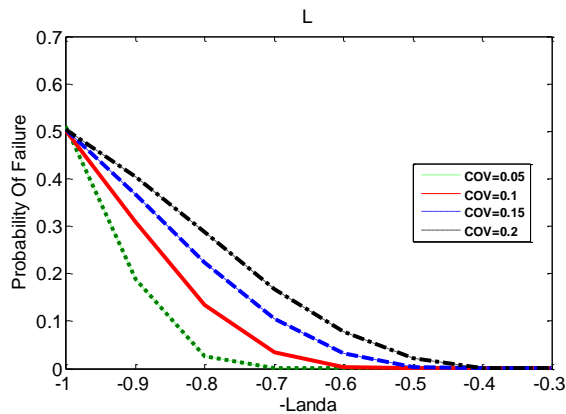
COV.E	۰/۰۵	۰/۱	۰/۱۵	۰/۲
λ	P_f	P_f	P_f	P_f
۱	۰/۵۱	۰/۴۹۷	۰/۴۹۸	۰/۵۰۱
۰/۹	۰/۱۸۹	۰/۲۳۱	۰/۲۹۷	۰/۳۳۰
۰/۸	۰/۰۲۵	۰/۰۶۷	۰/۱۲۴	۰/۱۸۲
۰/۷	$8/98 \times 10^{-2}$	$9/70 \times 10^{-3}$	$3/74 \times 10^{-2}$	$8/42 \times 10^{-2}$
۰/۶	$2/70 \times 10^{-6}$	$4/70 \times 10^{-3}$	$7/42 \times 10^{-3}$	$3/04 \times 10^{-2}$
۰/۵	$2/49 \times 10^{-10}$	$5/55 \times 10^{-6}$	$6/98 \times 10^{-4}$	$7/95 \times 10^{-3}$
۰/۴	$2/21 \times 10^{-17}$	$2/45 \times 10^{-8}$	$5/32 \times 10^{-5}$	$1/70 \times 10^{-3}$
۰/۳	$1/79 \times 10^{-28}$	$5/34 \times 10^{-12}$	$3/54 \times 10^{-6}$	$2/18 \times 10^{-4}$

نمودار شکل (۵) تأثیر میزان ممان اینرسی مقطع کوچکتر با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف لاندا نمایش داده شده است. مقادیر پارامترهای دیگر در جدول (۱) ارائه شده است. مطابق شکل (۵)، احتمال خرابی برای ضریب تغییرات متفاوت، به هم نزدیک می‌باشد.

نمودار شکل (۶) احتمال خرابی و تأثیر میزان ضریب تغییرات ممان اینرسی مقطع بزرگتر با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر ۰/۳ بار بحرانی را نشان می‌دهد.

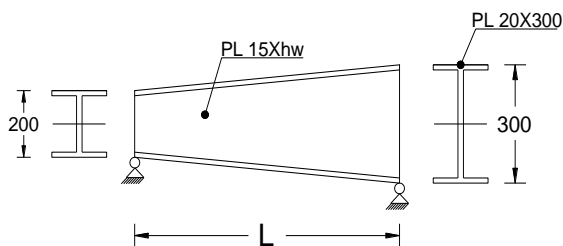


نمودار شکل (۷) احتمال خرابی و تأثیر میزان ضریب تغییرات طول ستون با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نشان می‌دهد. نمودار شکل (۷) نشان می‌دهد که ضریب تغییرات طول نقش به‌سزایی در افزایش احتمال خرابی دارد. توجه به این نکته ضروری است که تأثیر ضریب تغییرات طول بر احتمال خرابی بسیار زیاد است، اما تغییر طول مقاطع تأثیری بر نتایج ندارد که البته به علت جلوگیری از محاسبات تکراری، فقط نتایج مقطع با طول ۳ متر در این تحقیق آورده شده است.



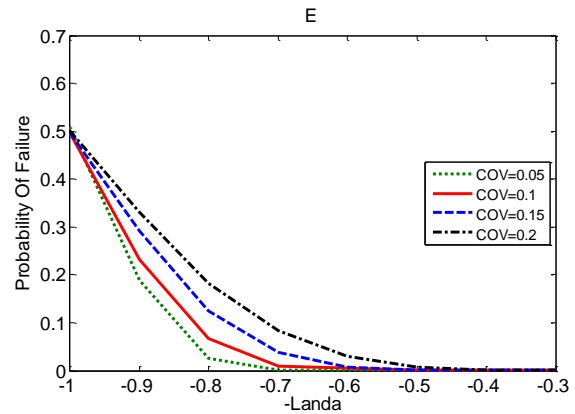
شکل ۷- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمناشی و تأثیر پارامتر L (برای شکل (۳))

برای بررسی تأثیر افزایش تغییرات خطی المان در نظر گرفته شده با توجه به شکل (۸) یک ستون دارای مقطع I شکل و با تغییرات خطی از ابتدا تا انتها در نظر گرفته شده است به‌طوری‌که ارتفاع جان به‌صورت خطی افزایش می‌یابد. این ستون در دو انتها به‌صورت مفصلی است.

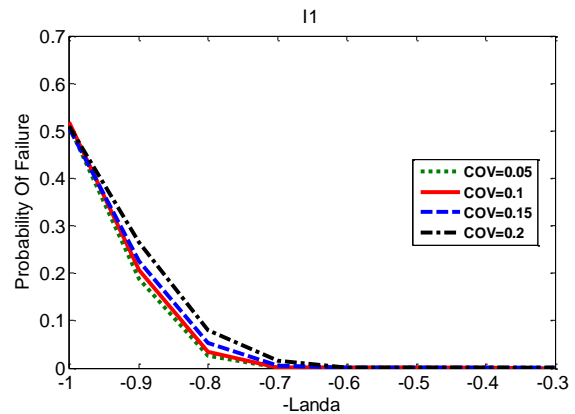


شکل ۸- عضو با مقطع متغیر پیوسته به ارتفاع جان ۳۰۰ میلی‌متر در مقطع کوچک‌تر همانند مثال اول ارتفاع و ضخامت جان به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۵ میلی‌متر ولی مقطع بزرگتر ارتفاع و ضخامت جان به ترتیب برابر ۳۰۰ و ۱۵ میلی‌متر می‌باشد. برای محاسبه بار بحرانی در مثال از رابطه (۹) استفاده شده است.

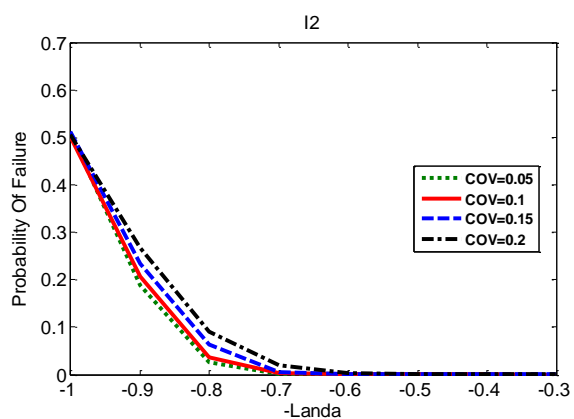
از مقایسه نمودار شکل‌های (۵) و (۶) بیانگر آنست که ممان اینرسی مقطع بزرگتر نسبت به افزایش ضریب تغییرات حساس‌تر بوده و احتمال خرابی بیشتری می‌دهد.



شکل ۴- نمودار احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمناشی و تأثیر پارامتر E (برای شکل (۳))



شکل ۵- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمناشی و تأثیر پارامتر $I1$ (برای شکل (۳))



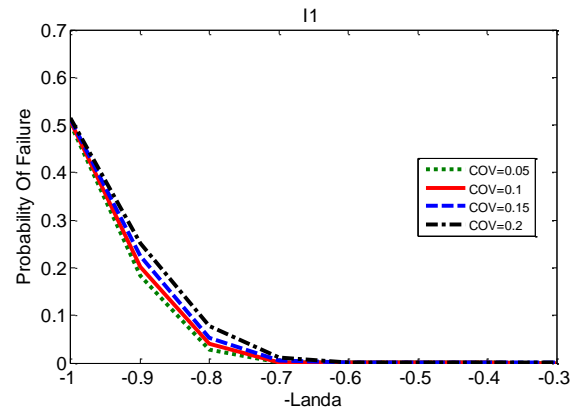
شکل ۶- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمناشی و تأثیر پارامتر $I2$ (برای شکل (۳))

در جدول (۴) مقادیر هر یک از داده‌ها و پارامترهای احتمالاتی مثال نشان داده شده است.

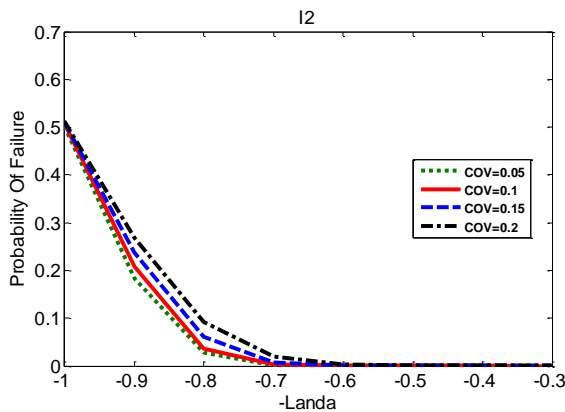
جدول ۴- مقادیر و پارامترهای ورودی مثال دوم

پارامترهای احتمالاتی	معرف	μ	σ
X1	E	$2/1 \times 10^6$	$0/05\mu$
X2	I1	10272	$0/05\mu$
X3	I2	25757	$0/05\mu$
X4	L	300	$0/05\mu$

برای شکل (۸) در حالت اول احتمال خرابی و تأثیر میزان حساسیت مدول الاستیسیته مقطع با تغییر ضریب تغییرات از $0/05$ به $0/1$ و $0/15$ و $0/2$ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر $0/3$ بار بحرانی ستون در نمودار شکل (۹) محاسبه شده است. مقادیر پارامترهای دیگر برابر جدول (۴) می‌باشد.

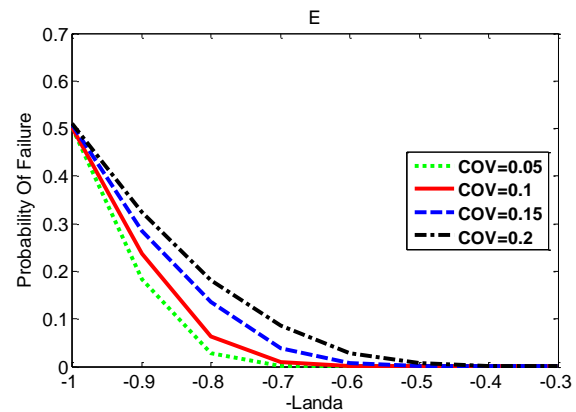


شکل ۱۰- محاسبه احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر I1 (برای شکل (۸))



شکل ۱۱- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر I2 (برای شکل (۸))

در مثال سوم، در مقطع بزرگ‌تر، ارتفاع جان باز افزایش می‌یابد تا اثرات افزایش نسبت ممان اینرسی دو سر ستون بهتر دیده شود. در این مثال با توجه به شکل (۱۳) یک ستون دارای مقطع I شکل و با تغییرات خطی از ابتدا تا انتها در نظر گرفته شده است بطوری که ارتفاع جان به صورت خطی افزایش می‌یابد. این ستون در دو انتها به صورت مفصلی است. در مقطع کوچک‌تر همانند مثال اول ارتفاع و ضخامت جان به ترتیب برابر 200 و 15 میلی‌متر در صورتی که در مقطع بزرگ‌تر ارتفاع و



شکل ۹- محاسبه احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر E (برای شکل (۸))

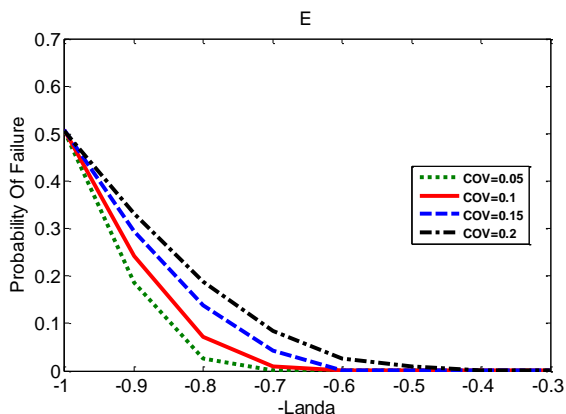
در حالت بعدی احتمال خرابی و تأثیر میزان ممان اینرسی مقطع کوچک‌تر با تغییر ضریب تغییرات از $0/05$ به $0/1$ و $0/15$ و $0/2$ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر $0/3$ بار بحرانی ستون، نمودار شکل (۱۰) محاسبه شده است. مقادیر پارامترهای دیگر برابر جدول (۴) می‌باشد.

نمودار شکل (۱۱) احتمال خرابی و تأثیر میزان ممان اینرسی مقطع بزرگ‌تر با تغییر ضریب تغییرات از $0/05$ به $0/1$ و $0/15$ و $0/2$ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر $0/3$ بار بحرانی ستون را نشان می‌دهد.

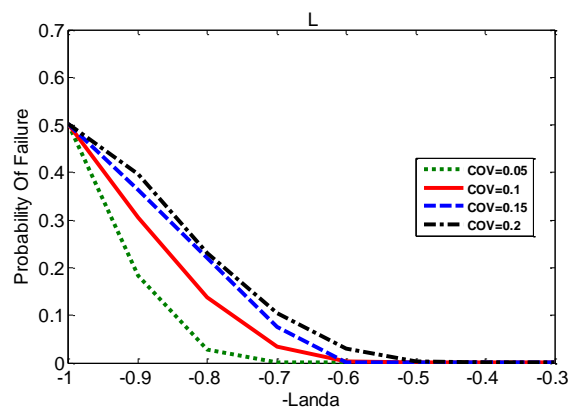
حالت چهارم مثال دوم احتمال خرابی و تأثیر میزان طول ستون با تغییر ضریب تغییرات از $0/05$ به $0/1$ و $0/15$ و $0/2$ در

دو سر ستون تأثیری بر ضریب تغییرات مدول الاستیسیته دارد، دشوار است و احتمال‌های خرابی بسیار اختلاف ناچیزی با هم دارند.

ضخامت جان به ترتیب برابر ۳۵۰ و ۱۵ میلی‌متر می‌باشد. احتمال خرابی و اثر هر پارامتر در میزان خرابی محاسبه و بررسی شده است.

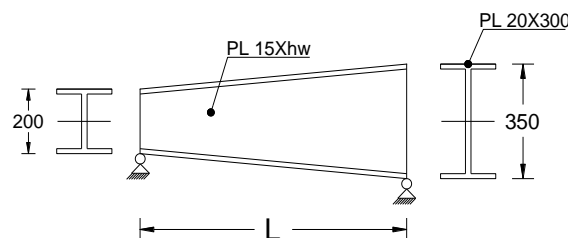


شکل ۱۴- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر E (برای شکل (۱۳))

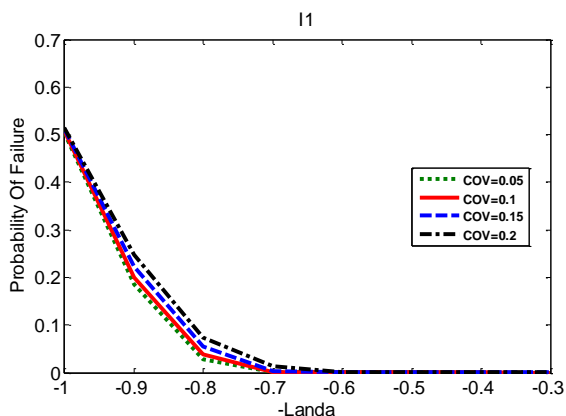


شکل ۱۲- محاسبه احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر L (برای شکل (۸))

در نمودار شکل (۱۵) احتمال خرابی و تأثیر ممان اینرسی مقطع کوچکتر با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر ۰/۳ بار بحرانی ستون برای شکل ۱۳ نمایش شده است. با توجه به ۳ نمودار شکل‌های (۵)، (۱۰) و (۱۵) افزایش نسبت ممان اینرسی دو سر ستون سبب کاهش اثر تغییرات ضریب ممان اینرسی مقطع کوچک بر احتمال خرابی شده است.



شکل ۱۳- عضو با مقطع متغیر پیوسته به ارتفاع جان ۳۵۰ میلی‌متر



شکل ۱۵- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر $I1$ (برای شکل (۱۳))

برای محاسبه بار بحرانی در مثال از رابطه (۹) استفاده شده است. در جدول (۵) مقادیر هر یک از داده‌ها و پارامترهای احتمالاتی مثال نشان داده شده است.

جدول ۵- مقادیر و پارامترهای ورودی مثال سوم

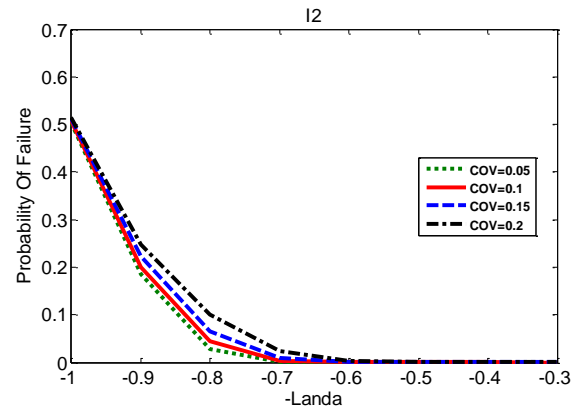
پارامترهای احتمالاتی	معرف	μ	σ
$X1$	E	$2/1 \times 10^6$	$0/05\mu$
$X2$	$I1$	۱۰۲۷۲	$0/05\mu$
$X3$	$I2$	۳۶۴۳۳/۸	$0/05\mu$
$X4$	L	۳۰۰	$0/05\mu$

در نمودار شکل (۱۶) احتمال خرابی و تأثیر میزان ممان اینرسی مقطع بزرگتر با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو نمایش داده شده است. از بررسی ۳ نمودار شکل‌های (۶)، (۱۱) و (۱۶) افزایش نسبت

حالت اول، مثال سوم احتمال خرابی و تأثیر میزان حساسیت مدول الاستیسیته مقطع با تغییر ضریب تغییرات از ۰/۰۵ به ۰/۱ و ۰/۱۵ و ۰/۲ در سطوح مختلف نیرو از بار برابر با بار بحرانی ستون تا بار برابر ۰/۳ بار بحرانی ستون در نمودار شکل (۱۴) نشان داده شده است. از بررسی ۳ نمودار شکل‌های (۴)، (۹) و (۱۴) نظر دادن در مورد اینکه افزایش نسبت ممان اینرسی

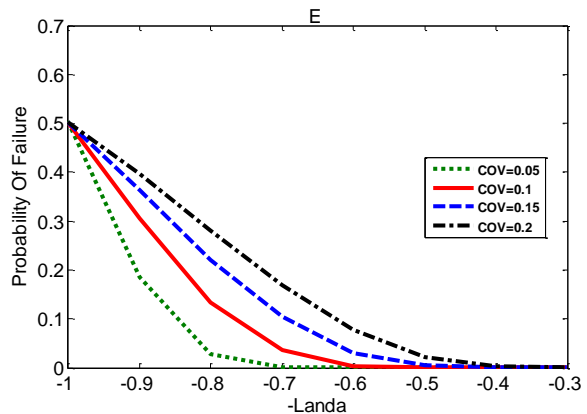


ممان اینرسی دو سر ستون بر عکس اثر کاهش تغییرات ضریب ممان اینرسی مقطع کوچکتر سبب افزایش اثر ممان اینرسی مقطع بزرگتر بر احتمال خرابی شده است.



شکل ۱۶- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیرو کمانشی و تأثیر پارامتر I_2 (برای شکل (۱۳))

در نمودار شکل (۱۷) تأثیر ضریب تغییرات طول مقطع بررسی شده است. از بررسی شکل‌های (۷)، (۱۲) و (۱۷) افزایش نسبت ممان اینرسی‌ها، اثر خاصی بر ضریب تغییرات طول نداشته است. در این حالت، برای سازه‌های مهم که احتمال‌های خرابی بسیار کوچک مبنای طراحی می‌باشد، مطابق شکل (۱۷) حاصل از تحلیل‌های شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای، مقدار λ برای ضریب تغییرات ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ مدول الاستیسیته، به ترتیب برابر ۰/۷، ۰/۶، ۰/۵ و ۰/۴ خواهند بود.



شکل ۱۷- احتمال خرابی در سطوح مختلف نیروی کمانشی و تأثیر پارامتر L (برای شکل (۱۳))

۵- نتیجه گیری

در این مقاله بررسی احتمال خرابی یک المان متداول با تغییرات خطی انجام شد. بدین منظور معادلات حاکم بر کمانش ستون با

مقطع متغیر بررسی و روش حل ارائه گردید. سپس، سه مثال عددی با معرفی کمیت‌های احتمالاتی موثر بر کمانش و مقادیر متفاوت ضریب تغییرات، با استفاده از روش مرسوم مونت‌کارلو و روش قدرتمند شبیه‌سازی زیر مجموعه در نرم‌افزار متلب مورد آنالیز قرار گرفت. نتایج بدست آمده نشان دهنده حساسیت بالای دقت طول و مدول الاستیسیته مقطع می‌باشد. و همچنین نشان می‌دهد که تغییرات ممان اینرسی دو سر ستون اثرات ناچیزی بر میزان احتمال خرابی ستون می‌گذارد. البته افزایش نسبت ممان اینرسی دو سر ستون سبب کاهش اثر ممان اینرسی مقطع کوچک و افزایش اثر ممان اینرسی مقطع بزرگتر بر احتمال خرابی می‌گردد. از مقایسه حالت‌های مختلف در هر نمودار مشخص است که با کاهش ضریب بار (λ) احتمال خرابی کاهش می‌یابد به طوری که در اکثر مثال‌ها در $\lambda=0.7$ احتمال خرابی به کمتر از ۰/۰۱ می‌رسد. که می‌توان نتیجه گرفت که عضو در ضریب اطمینان $1/43=1/\sqrt{0.1}$ به یک احتمال خرابی معقول و مناسب می‌رسد. اما برای دقت‌های بالاتر و مسائلی که در آن‌ها ایمنی بسیار مهم بوده و مقادیر کوچک احتمال خرابی تعیین کننده می‌باشد، تحلیل مونت‌کارلوی مرسوم ناکارآمد بوده و پاسخ درستی ارائه نمی‌کند. در این سازه‌ها، مطابق نتایج حاصل از تحلیل‌های شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای ارائه شده، مقدار λ بر حسب ضریب تغییرات هر پارامتر، از ۰/۷ تا ۰/۴ مقادیر قابل قبول خواهند بود.

۶- مراجع

- [1] سچاجس، ا.، ترجمه کاوه، ع. و برخوردار، م. ع. (۱۳۶۴)، "اصول نظریه پایداری سازه‌ها"، مرکز نشر دانشگاهی.
- [2] طاحونی، ش. (۱۳۸۹)، "طراحی سازه‌های فولادی"، انتشارات علم و ادب.
- [3] Dinnik, A.N. (1929), "Design of Column of Varying Cross-Section", Transaction of the ASME 51.
- [4] Li, Q.S. (2001), "Analytical Solutions for Buckling of Multi-Step Non-Uniform Columns with Arbitrary Distribution of Flexural Stiffness or Axial Distributed Loading", International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 43, No. 2, pp. 349-366.
- [5] Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961), "Theory of Elastic Stability", 2nd Totry, Ed., McGraw-Hill, New York.
- [6] Yasin, Y., Zekeriya, G. Savas E. (2013), "Buckling Analyses of Axially Functionally Graded Nonuniform Columns with Elastic Restraint Using a Localized Differential Quadrature Method", Mathematical Problems in Engineering, Article ID 793062, pp. 1-12.
- [7] Gere, J.M. and Carter, W.O. (1962), "Critical Buckling Load for Tapered Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 88, No. 1, pp. 1-11.
- [8] Frisch-Fay, R. (1966), "On the Stability of a Strut under Uniformly Distributed Axial Forces", International Journal of Solids and Structures, Vol. 2, No. 3, pp. 361-369.



- [17] Lee, B.K., Carr, A.J. and Lee, T.E., and Kim, I.J. (2006), "Buckling Loads of Columns with Constant Volume", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 294, pp. 381-387.
- [18] Rahai, A.R., and Kazemi, S., (2008), "Buckling Analysis of Non-Prismatic Columns Based on Modified Vibration Modes", *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 13, No. 8, pp. 1721-1735.
- [19] Konstantakopoulos, G., Raftoyiannis, G. and Michaltsos, T. (2012), "Stability of Steel Columns with Non-Uniform Cross-Sections", *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 6, pp. 1-7.
- [20] Kaveh, A., Massoudi, M.S. and GhanooniBagha., M. (2014), "Determination of Structural Reliability Using Charged System Search Algorithm", *Transaction of Civil Engineering, IIIT*, Vol. 38, No. C2, pp. 1-10.
- [21] Elishakoff, I. and Archaud, E. (2013), "Modified Monte Carlo Method for Buckling Analysis of Nonlinear Imperfect Structures", *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 83, No. 9, pp. 1327-1339.
- [۲۲] شایانفر، م.ع.، قانونی بقا، م. و جهانی، ا. (۱۳۹۴)، "تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت.
- [23] Siu-Kui, A. and Beck, J.L. (2001), "Estimation of Small Failure Probabilities in High Dimensions by Subset Simulation", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 16, No. 4, pp. 263-277.
- [24] Pfluger, A. (1964), "Stabilitats problem der Elastostatik", Springer Verlag, Berlin.
- [9] O'Rourke, M., and Zebrowski, T. (1977), "Buckling load for nonuniform columns", *Computers & Structures*, Vol. 7, No. 6, pp. 717-720.
- [10] Iromenger, M.J. (1980), "Finite Difference Buckling Analysis of Non-Uniform Columns", *Computers & Structures*, Vol. 12, No. 5, pp. 741-748.
- [11] Smith, W.G. (1988), "Analytical Solution for Tapered Column Buckling", *Computers & Structures*, Vol. 28, No. 5, pp. 677-681.
- [12] Ermopoulos, J. (1986), "Buckling of Tapered Bars under Steped Axial Loads", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 112, No. 6, pp. 1346-1354.
- [13] Arbabi, F. and Li, F. (1991), "Buckling of Variable Cross-Section Columns Integral Equation Approach", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 8, pp. 2426-2441.
- [14] Siginer, A. (1992), "Buckling of Columns of Variable Flexural Rigidity", *Journal of Engineering mechanic, ASCE*, Vol. 118, No. 3, pp. 543-640.
- [15] Sampaio, J.H.B. and Hundaussen, J.R. (1998), "A Mathematical Model and Analytical Solution for Buckling of Inclined Beam Column", *Applied Mathematical Modeling*, Vol. 22, pp. 405-421.
- [16] Elishakoff, I. and Rollet, O. (1999), "New Closed Form Solutions for Buckling of Variable Stiffness Column by Mathematica", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 224, No. 1, pp. 172-182.

پی نوشت

¹ Subset Simulation





معادلات شیب افت برای تیر ستون‌های داری نقص اولیه و اتصالات نیمه صلب با لحاظ اثرات برشی

مجتبی فتحی^{۱*}، نیما شهلایی^۲، مهدی پرویزی^۳

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی کرمانشاه، کرمانشاه

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، ملایر

۳- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی کرمانشاه، کرمانشاه

*fathim@razi.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۹۵/۰۵/۳۰، تاریخ پذیرش: ۹۶/۱۲/۰۱)

چکیده

امروزه غالباً از نرم افزارهای مختلف برای طراحی سازه‌های فولادی استفاده می‌شود. لیکن همچنان تئوری طراحی سازه های فولادی به عنوان پایه‌ای برای نرم افزارهای مختلف جایگاه خود را دارد. در این میان بررسی پایداری ستون‌ها به عنوان جزئی مهم از سازه، اهمیت زیادی دارد. معمولاً نقص‌های هندسی ستون‌ها در حین نصب از قبیل ناشاغولی، خروج از مرکزیت، انحنای ستون و همچنین اثر تغییر شکل‌های برشی در روابط محاسباتی، همگی انحراف‌هایی از میزان دقت در طراحی را سبب می‌شوند. لذا در این مقاله با ملحوظ کردن اثرات تغییر شکل‌های برشی، به بررسی پایداری ستون‌های با اتصالات نیمه صلب و دارای نقص‌های اولیه پرداخته شده و معادلات شیب افت مربوطه استخراج و پیشنهاد شدند. سپس به کمک نرم‌افزار ABAQUS و مدل‌سازی سه مدل ستون، قاب یک طبقه و قاب سه طبقه، صحت و دقت روابط پیشنهادی تایید شدند.

واژگان کلیدی

معادلات شیب افت، ستون تیموشنکو، نقص اولیه، اتصالات نیمه صلب، پایداری

Slope-Deflection Equations Development for Imperfect Beam-Column and Semi-Rigid Connection, Considering Shear Deformation

M. Fathi, N. Shahlaei, M. Parvizi

Abstract

Nowadays various soft wares are used to design steel structures. The theory of steel structures design, however, is still the base for different soft wares. Studying the stability of columns as important parts of a structure is very important. Usually geometrical deficiencies in the process of installation, such as Nashagholi, decentralization, column deviation and also the effect of shear deformations in computational relations, all lead to some deviations in the design accuracy. Therefore in this article, by considering the effects of shear deformations, the stability of columns or semi-rigid connections with initial imperfection have been studied and the related slope-deflection equations have been extracted and proposed. And thereafter, by means of ABAQUS software and modelling the three models of column, one-story frame and three-story frame, the accuracy and validity of the proposed relations were confirmed.

Keywords

Slope-deflection equations, Timoshenko column, Initial imperfection, Semi-rigid connections, Stability

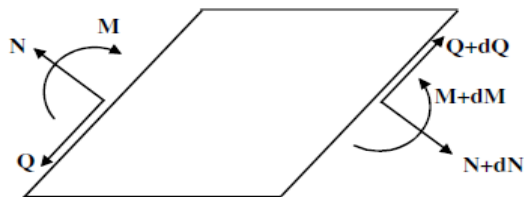


که $P_E = (\pi^2 EI)/L^2$ ، بار کمانشی بحرانی اوپلر است. L طول کمانشی موثر کمانشی موثر، E و G مدول الاستیک یانگ و مدول برشی، EI و GA سختی خمشی و سختی برشی مقطع عرضی هستند. شکل (۱) فرضیات تئوری انگسر را نمایش می‌دهد. اگر یک ستون تحت کمانش را در نظر بگیریم و یک قسمت از ستون را برش دهیم به المانی مطابق شکل (۱-الف) خواهیم رسید. که Q نیروی برشی، N نیروی محوری و M لنگرخمشی است. انگسر نیروی محوری را مماس بر محور مرکزی المان و نیروی برشی را عمود بر نیروی محوری در نظر می‌گیرد.

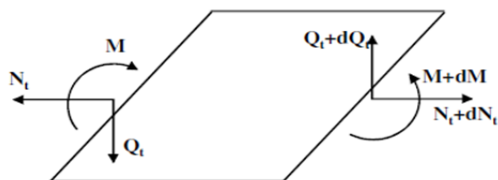
هارینگس نیز در سال ۱۹۴۲ فرمول زیر را برای اولین بار بحرانی در کمانش ستون‌ها با تغییر شکل‌های برشی ارائه داد:

$$P_{Engesser} = \frac{P_{Euler}}{\left(1 + \frac{P_{Euler}}{GA_s}\right)} \quad (2)$$

فرضیات تئوری هارینگس در شکل (۱-ب) آمده است. هارینگس نیروی محوری را عمود بر مقطع عرضی و نیروی برشی را داخل صفحه مقطع عرضی فرض می‌کند.



الف) تئوری انگسر



ب) تئوری هارینگس

شکل ۱- المان دو بعدی تحت تغییر شکل برشی با فرضیات تئوری انگسر و هارینگس

۳- معادلات شیب-افت پیشنهادی

ستون دو بعدی تیموشنکو با اتصالات انعطاف پذیر انتهایی، دارای انحنای اولیه U_c و ناشاغولی U_p و خروج از مرکزیت U_e نشان داده شده در شکل (۲) را در نظر بگیرید. سختی فنرهای دورانی دو سر ستون K_a و K_b و سختی فنر انتقالی انتهای B ، S_Δ است.

معادلات شیب افت در سال ۱۹۱۵ میلادی بوسیله Wilson و Maney [۱] به عنوان یک روش عمومی برای تحلیل تیرهای با اتصالات صلب تحت بارهای جانبی ارائه گردیدند. سپس روش معادلات شیب-افت کلاسیک توسط Norris و Wilbur [۲] برای تحلیل سازه های با اتصال صلب در نظر گرفته شد. Georgios و Charis [۳] با استفاده از معادلات شیب افت، عبارت‌هایی برای محاسبه سختی دورانی اعضای با اتصال نیمه صلب در انتهای نزدیک و شرایط مرزی مختلف در انتهای دور ارائه کردند. Marchis و Chiorean [۴] ماتریس سختی تیرستون‌های غیر منشوری را با احتساب درجات آزادی محوری، خمشی و پیچشی بسط دادند. آریستیزابال اوچوا [۵] Aristizabal-Ochoa معادلات شیب افت مرتبه دوم را برای تیرستون‌های تیموشنکو با اتصالات نیمه صلب ارائه داد. همچنین در سال ۲۰۱۰ Aristizabal-Ochoa [۶] معادلات مرتبه دوم شیب افت را برای تیرستون‌های اولر-برنولی دارای نقص اولیه و اتصالات نیمه صلب ارائه داد. Konstantinos و Charis [۷] با استفاده از معادلات شیب افت، برای اعضای تیموشنکو و با اتصالات نیمه صلب، ضرایب سختی دورانی را برای اعضای متصل مرزی مختلف بدست آوردند و برای جایگزینی اعضای متصل به ستون‌ها از آنها استفاده نمودند. Aristizabal-Ochoa [۸] با استفاده از یک روش تکراری و بر مبنای تئوری‌های هارینگس و اولر، تاثیر نقص اولیه، اتصال نیمه صلب غیر خطی، نیروی برشی و تغییر شکل‌های مرتبه دوم را بر روی پایداری ستون‌ها بررسی کرد. اما در تحقیقات انجام شده هیچ اشاره‌ای به معادلات شیب-افت برای اعضای دارای نقص اولیه، با در نظر گرفتن اثرات برشی و اتصالات نیمه صلب نشده است. لذا در این مقاله معادلات شیب افت برای ستون‌های دارای نقص اولیه با اتصالات نیمه صلب با ملحوظ کردن اثرات برشی بر مبنای دو تئوری انگسر [۹] و هارینگس [۱۰] ارائه شده است.

۲- تئوری کمانشی انگسر و هارینگس

اولین تلاش‌ها برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های برشی توسط انگسر (۱۸۹۱)، با اصلاح فرمول کمانشی اوپلر برای ستون‌ها صورت گرفت. او فرمول زیر را برای اولین بار بحرانی کمانشی ستون ارائه داد:

$$P_{cr} = \frac{P_E}{1 + \left(\frac{P_E}{GA}\right)} \quad (1)$$



$$M_x = P[u_{e_c}(x) + u_c(x)] \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (4)$$

$$\beta EI \frac{d^2 u_{e_c}}{dx^2} = -P \left[u_{e_c}(x) + a \sin\left(\frac{\pi x}{h}\right) \right] \quad (5)$$

با استفاده از شرایط مرزی $u_{e_c}(0) = u_{e_c}(h) = 0$ جواب معادله (۳) بدست می‌آید:

$$u_{e_c}(x) = \frac{\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} a \sin\left(\frac{\pi x}{h}\right) \quad (6)$$

که φ تابع پایداری در صفحه خمش بوده و برابر است با: $\varphi^2 = \frac{Ph^2}{\beta EI}$ و ضریب کاهش برشی است و مطابق تئوری‌های انگسر و هارینگس عبارت است از:

$$(\beta)_{Haringx} = \frac{1}{1 + \frac{P}{GA_s}} \quad (7)$$

$$(\beta)_{Engesser} = 1 - \frac{P}{GA_s} \quad (8)$$

در رابطه (۶)، مقدار حد اکثر خمیدگی در وسط ستون است.

۳-۲- اثر ناشاغولی

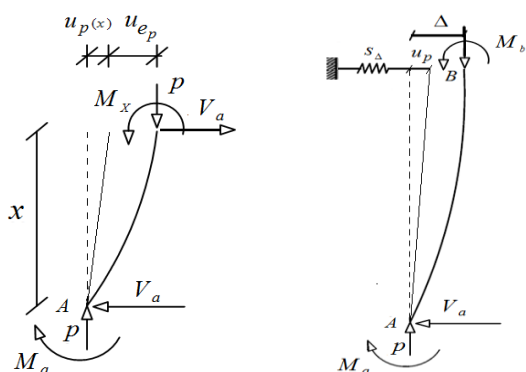
در این قسمت انحنای داخلی صفر $u_c = 0$ و مقدار ناشاغولی در بالای ستون u_p فرض می‌شود. با استفاده از تعادل لنگر و نیروهای جانبی روی تیرستون در حالت تغییر شکل یافته آن، داریم:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow M_a + M_b + P \cdot \Delta - S_\Delta (\Delta - u_p) h = 0 \quad (9)$$

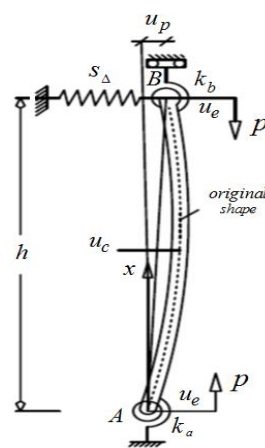
$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_a + M_b + P \cdot \Delta + V_a \cdot h = 0 \quad (10)$$

با استفاده از تعادل در فاصله x از نقطه A در شکل (۴)

می‌توان نوشت:



شکل ۴- شکل تغییر شکل یافته و نیروهای داخلی ستون مورد مطالعه



شکل ۲- مدل سازه‌ای ستون دارای نقص اولیه تیموشنکو و دارای حرکت جانبی نسبی [۸]

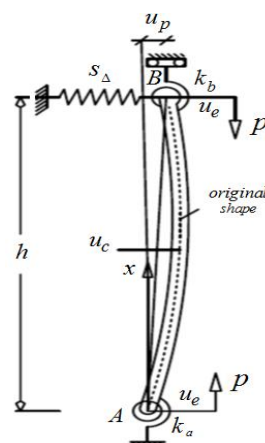
برای یافتن تغییر مکان جانبی ناشی از عوامل فوق، از روش جمع آثار و قوا استفاده می‌شود و برای هر حالت به صورت مجزا اقدام می‌شود و سپس در پایان با استفاده از تئوری‌های انگسر و هارینگس، دوران‌های ناشی از خمش در دو سر ستون را محاسبه و معادلات شیب افت مربوطه استخراج خواهند شد.

۳-۱- اثر انحناء اولیه

محور مرکزی ستون یک خط کاملاً مستقیم نبوده و دارای انحنای اولیه u_c است. این انحناء بوسیله یک موج سینوسی $u_c = a \sin\left(\frac{\pi x}{h}\right)$ تعریف می‌شود. ابتدا فرض می‌شود که ستون فقط دارای انحناء اولیه u_c بوده و ناشاغولی و خروج از مرکزیت‌ها همگی برابر صفر هستند. لذا خواهیم داشت:

$$M = -\beta EI \frac{d^2 u_{e_c}}{dx^2} \quad (3)$$

که u_{e_c} تغییر مکان جانبی ناشی از انحناء اولیه است شکل (۳).



شکل ۳- مدل سازه‌ای ستون تیموشنکو دارای نقص اولیه

۳-۴- روش حل به کمک تئوری انگسر

$$Q = V + P \frac{du_e}{dx} + P \frac{du_p}{dx} + P \frac{du_c}{dx} \quad (19)$$

V نیروی برشی در مقطع بدون تغییر شکل است.

$$V = -\frac{M_a + M_b + P\Delta}{h} \quad (20)$$

لذا با داشتن $\frac{du_c}{dx} = \pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right)$ و $\frac{du_p}{dx} = \frac{u_p}{h}$ خواهیم داشت:

$$Q = P \frac{du_e}{dx} + P \frac{du_p}{dx} + P\pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a + M_b + P\Delta}{h} \quad (21)$$

عبارت فوق را در معادله (۱۹) قرار می‌دهیم، داریم:

$$\psi = \left(1 - \frac{P}{GA_s}\right) \frac{du_e}{dx} - \frac{P}{GA_s} \left(\frac{\Delta - u_p}{h} - \pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) + \frac{M_a + M_b}{Ph}\right) \quad (22)$$

پس:

$$\psi = \beta \frac{du_e}{dx} + (1 - \beta) \left[\frac{\Delta - u_p}{h} - \pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) + \frac{M_a + M_b}{Ph} \right] \quad (23)$$

با جایگذاری عبارت مربوط به $\frac{du_e}{dx}$ از معادله (۱۷) در معادله (۲۳) داریم:

$$\psi = \left[\frac{1}{\varphi} - \sin\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{\cos\varphi}{\sin\varphi} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) \right] \frac{M_a h}{\varphi EI} + \left[\frac{1}{\varphi} - \frac{1}{\sin\varphi} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) \right] \frac{M_b h}{\varphi EI} + \frac{\Delta - u_p}{h} + \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \times \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) \right] + (1 - \beta) \left[\frac{(M_a + M_b)h}{\beta\varphi^2 EI} - \pi \frac{a_n}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) \right] \quad (24)$$

با استفاده از شرایط مرزی $\psi(0) = \psi_a$ و $\psi(h) = \psi_b$ در شکل (۴) عبارت‌های زیر بدست می‌آیند:

$$\psi_a = \left(\frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \right) \frac{M_a h}{EI} + \left(\frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \right) \frac{M_b h}{EI} + \frac{\Delta - u_p}{h} + \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \times \frac{a}{h} \right] - (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \quad (25)$$

$$\psi_b = \left(\frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \right) \frac{M_a h}{EI} + \left(\frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \right) \frac{M_b h}{EI} + \frac{\Delta - u_p}{h} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \times \frac{a}{h} \right] + (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \quad (26)$$

$$M_{(x)} = M_a - \frac{M_a + M_b + P\Delta}{h} x + P(u_{ep} + u_p(x)) \quad (11)$$

می‌دانیم که $u_p(x) = \frac{x u_p}{h}$ پس:

$$\beta EI \frac{d^2 u_{ep}}{dx^2} + P u_{ep} = -M_a + \frac{M_a + M_b + P(\Delta - u_p)}{h} x \quad (12)$$

جواب معادله فوق برابر است با:

$$u_{ep}(x) = A \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) + B \sin\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a}{P} + \frac{M_a + M_b + P(\Delta - u_p)}{P} \left(\frac{x}{h}\right) \quad (13)$$

با استفاده از شرایط مرزی، $u_{ep}(0) = 0$ و $u_{ep}(h) = \Delta - u_p$ بدست می‌آیند:

$$A = \frac{M_a}{P}; \quad B = -\frac{M_a \cos\varphi + M_b}{P \sin\varphi} \quad (14)$$

لذا:

$$u_{ep}(x) = \frac{M_a}{P} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a \cos\varphi + M_b}{P \sin\varphi} \sin\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a}{P} + \frac{M_a + M_b + P(\Delta - u_p)}{P} \left(\frac{x}{h}\right) \quad (15)$$

۳-۳- ترکیب اثر توام انحنا اولیه و ناشاغولی

حال با استفاده از اصل جمع آثار قوا معادلات (۱۵) و (۱۶) را جمع کرده و داریم:

$$u_e(x) = u_{ec} + u_{ep} = \frac{M_a}{P} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a \cos\varphi + M_b}{P \sin\varphi} \sin\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a}{P} + \frac{M_a + M_b + P(\Delta - u_p)}{P} \left(\frac{x}{h}\right) + \frac{\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} a \sin\left(\frac{\pi x}{h}\right) \quad (16)$$

$$\frac{du_e}{dx} = \left[\frac{1}{\varphi} - \sin\left(\varphi \frac{x}{h}\right) - \frac{\cos\varphi}{\sin\varphi} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) \right] \frac{M_a h}{\varphi \beta EI} + \left[\frac{1}{\varphi} - \frac{1}{\sin\varphi} \cos\left(\varphi \frac{x}{h}\right) \right] \frac{M_b h}{\varphi \beta EI} + \frac{\Delta - u_p}{h} + \frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \times \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) \quad (17)$$

از آنجا که:

$$\frac{du_a}{dx} = \psi + \gamma = \psi + \frac{Q}{GA_s} \quad (18)$$

که $\frac{du_e}{dx}$ دوران مقطع عرضی، ψ دوران ناشی از خمش γ دوران ناشی از برش و Q نیروی برشی در مقطع تغییر شکل یافته هستند.



حال که ψ_a و ψ_b یعنی دوران‌های ناشی از خمش تعیین شدند، در گام بعدی معادلات شیب افت بدست می‌آیند.

۳-۵- روش حل به کمک تئوری هارینگس

$$Q = P \left(\psi + \frac{du_p}{dx} + \frac{du_c}{dx} \right) - \frac{M_a + M_b + P\Delta}{h} \quad (27)$$

$$Q = P\psi + P \frac{u_p}{h} + P\pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) - \frac{M_a + M_b + P\Delta}{h} \quad (28)$$

$$\psi \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right) = \frac{du_e}{dx} - \frac{P}{GA_s} \times \left(\frac{\Delta - u_p}{h} - \pi \frac{a}{h} \cos\left(\pi \frac{x}{h}\right) + \frac{M_a + M_b}{Ph} \right) \quad (29)$$

از آنجا که $(\beta)_{Haringx} = 1/(1 + \frac{P}{GA_s})$ ، لذا دوباره به معادله (۲۳) می‌رسیم و ψ_a و ψ_b همان عبارتهای (۲۵) و (۲۶) خواهند بود، به عبارت دیگر هر دو روش به یک جواب منتج می‌شوند.

۳-۶- معادلات شیب افت پیشنهادی

از آنجا که $\psi_a = \theta_a - \frac{M_a + Pe_a}{k_a}$ و $\psi_b = \theta_b - \frac{M_b + Pe_b}{k_b}$ معادلات (۲۴) و (۲۵) را می‌توان به شکل ماتریسی زیر بیان نمود:

$$\begin{bmatrix} \frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} + \frac{EI}{hk_a} & \frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \\ \frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} & \frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} + \frac{EI}{hk_b} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_a \\ M_b \end{bmatrix} = \quad (30)$$

$$\frac{EI}{h} \begin{bmatrix} \theta_a - \frac{\Delta - u_p}{h} - \frac{Pe_a}{k_a} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] + (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \\ \theta_b - \frac{\Delta - u_p}{h} + \frac{Pe_b}{k_b} + \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] - (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} M_a \\ M_b \end{bmatrix} = \frac{EI}{h} \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \theta_a - \frac{\Delta - u_p}{h} - \frac{Pe_a}{k_a} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] + (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \\ \theta_b - \frac{\Delta - u_p}{h} + \frac{Pe_b}{k_b} + \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] - (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} + \frac{EI}{hk_a} & \frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} \\ \frac{\sin\varphi - \beta\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} & \frac{\sin\varphi - \beta\varphi\cos\varphi}{\beta\varphi^2\sin\varphi} + \frac{EI}{hk_b} \end{bmatrix} \quad (32)$$

براهای محوری و جانبی و اثرات برشی به صورت زیر بدست می‌آید:

لذا معادلات شیب-افت برای تیرستون‌ها، با در نظر گرفتن اثرات مرکب نقص‌های اولیه، اتصالات نیمه صلب،

$$M_a = \frac{EI}{h} A_{11} \left(\theta_a - \frac{\Delta - u_p}{h} - \frac{\varphi^2 e_a z_a}{4h(1 - z_a)} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] + (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \right) + \frac{EI}{h} A_{12} \left(\theta_b - \frac{\Delta - u_p}{h} + \frac{\varphi^2 e_b z_b}{4h(1 - z_b)} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] - (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \right) + FM_a \quad (33)$$

$$M_b = \frac{EI}{h} A_{21} \left(\theta_a - \frac{\Delta - u_p}{h} - \frac{\varphi^2 e_a z_a}{4h(1 - z_a)} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] + (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \right) + \frac{EI}{h} A_{22} \left(\theta_b - \frac{\Delta - u_p}{h} + \frac{\varphi^2 e_b z_b}{4h(1 - z_b)} - \beta \left[\frac{\pi\varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \cdot \frac{a}{h} \right] - (1 - \beta) \left[\pi \frac{a}{h} \right] \right) + FM_b \quad (34)$$

۴- صحت‌سنجی فرمول‌های پیشنهادی

برای صحت‌سنجی روابط پیشنهادی از شبیه‌سازی در نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS استفاده شده است. بدین منظور از سه مثال کاربردی استفاده شده است. در این مثال‌ها برای مدل کردن ستون و تیر از المان‌های خطی و برای اتصال نیمه صلب از

z_a و z_b به ترتیب ضرایب توزیع در نقاط A و B هستند.

$$z_a = \frac{k_{col.}}{k_{col.} + k_a}; \quad z_b = \frac{k_{col.}}{k_{col.} + k_b} \quad (35)$$

که $k_{col.} = \frac{4EI}{h}$ سختی خمشی ستون است. A_{11} ، A_{12} ، A_{21} و A_{22} ضرایب سختی ستون تیموشنکو هستند.



در این مسئله:

$$\Delta = \Delta_0$$

$$\mathbf{M}_a + \mathbf{M}_b + P\Delta_0 = \mathbf{0} \rightarrow$$

$$\frac{EI}{h} \theta_a (A_{11} + A_{21}) + \frac{EI}{h} \theta_b (A_{12} + A_{22}) -$$

$$\frac{EI}{h^2} \left(\frac{\varphi^2 e_a z_a}{4h(1-z_a)} \right) (A_{11} + A_{12}) +$$

$$\frac{EI}{h^2} \left(\frac{\varphi^2 e_b z_b}{4h(1-z_b)} \right) (A_{12} + A_{22}) +$$

$$\frac{EI}{h^2} \beta \left[\frac{\pi \varphi^2}{\pi^2 - \varphi^2} \times a \right] (A_{22} - A_{11}) +$$

$$\frac{EI}{h^2} (1 - \beta)(\pi A)(A_{11} - A_{22}) + P\Delta_0 = 0$$

با محاسبه مقادیر A_{11} ، A_{21} و A_{22} و دیگر معلومات و قرار دادن در معادله بالا داریم:

$$31303.874\theta_a + 31303.874\theta_b + 0.106 = 0 \rightarrow$$

$$(\theta_a + \theta_b) = -0.0000034 \text{ rad}$$

از طرفی با نوشتن معادلات شیب افت برای لنگر M_a داریم:

$$M_a = 20905.2\theta_a - 11.702$$

از سوی دیگر می‌دانیم که:

$$M_a = -k_a \theta_a = -43148\theta_a = 11.702 \rightarrow$$

$$\theta_a = 1.827 \times 10^{-4} \rightarrow M_a = -7.88 \text{ kN.m}$$

با استفاده از معادله (الف) داریم:

$$\theta_b = -1.861 \times 10^{-4} \rightarrow M_b = -k_b \theta_b = +8.03 \text{ kN.m}$$

شکل (۶-الف) ستون مدل شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد. خروج از مرکزیت بار مطابق با شکل (۶-ب) و نقص‌های اولیه در هندسه ستون اعمال شده است.

با انجام آنالیز استاتیکی در نرم‌افزار، لنگرهای انتهایی بدست آمده که، در جدول (۱) با نتایج تحلیل فرمولی مقایسه شده است.

جدول ۱- نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و فرمول‌های

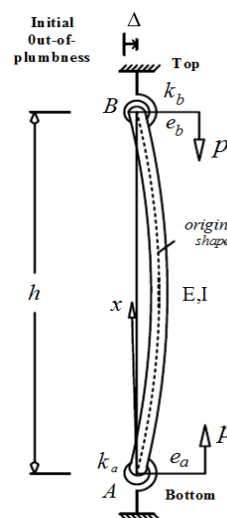
پیشنهادی-مدل ستون

لنگر	نتایج تحلیلی (kN.m)	نتایج عددی (kN.m)	خطا (%)
M_a	-۷/۸۸	-۷/۴۶	۵
M_b	+۸/۰۳	+۷/۶۳	۵

فهرهای دورانی خطی استفاده شده است. با توجه به اینکه بسط روابط تنوری در ناحیه خطی رفتار مصالح می‌باشد، برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی اعضا، فقط ناحیه خطی یعنی مدول الاستیسته و ضریب پواسن در نظر گرفته شده است. نقص اولیه ستون شامل انحنای اولیه و ناشاقولی در ترسیم هندسه ستون اعمال شده است و برای اعمال خروج از مرکزیت بار یک المان به طول اندازه خروج از مرکزیت بار به دو سر ستون اضافه شده است (شکل (۶-ب)). برای تحلیل لنگرهای انتهایی مدل ستون از گام تحلیلی STATIC GENERAL و برای تحلیل بار بحرانی قاب از گام تحلیلی BUCKLE استفاده شده است. در آنالیزهای کمانش قاب‌ها به دلیل اعمال خروج از مرکزیت بارها و ناشاقولی‌ها، قاب از حالت تقارن خارج می‌شود. به همین علت مدهای کمانشی بصورت نامتقارن در نتایج شبیه‌سازی مشاهده می‌شود. از آنجا که نامتقارنی بار در مقابل ابعاد قاب بسیار اندک است، مقادیر ویژه مدهای اول و دوم کمانش بسیار به هم نزدیک است.

مثال ۱

در این مثال هدف بدست آوردن لنگرهای انتهایی ستون می‌باشد. داده‌های مسئله در شکل (۵) آمده است.



شکل ۵- ستون مثال یک

$$M_a + M_a \theta_a = 0; \quad M_b + M_b \theta_b = 0;$$

$$M_a + M_b + P\Delta = 0$$



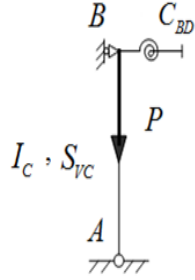
با استفاده از روابط شیب-افت ارائه شده برای M_a داریم:

$$M_a = 75.246 \text{ kN.m}$$

لذا تیر با دو انتهای صلب را با یک فنر چرخشی معادل جایگزین می‌شود (شکل ۸).

$$C_a = \frac{M_a}{\theta_a} = \frac{75.246}{0.184} = 408.96 \text{ kN.m} \rightarrow$$

$$C_{Total} = 408.95 + 150 = 558.95 \text{ kN.m}$$



شکل ۸- ستون جایگزین قاب

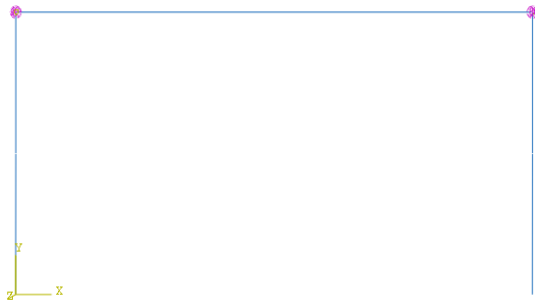
با استفاده از معادله کمانشی برای قاب مهار شده داریم:

$$32(Z_a - 1)(Z_b - 1) - 4\cos\varphi \times [8(Z_a - 1)(Z_b - 1) + (Z_b + Z_a - 2Z_bZ_a)\varphi^2\beta] + \sin\varphi \times [-16\beta\varphi + (Z_a + Z_b)(4\varphi + 16\beta\varphi) + Z_aZ_b(\beta\varphi^3 - 8\varphi - 16\beta\varphi)] = 0$$

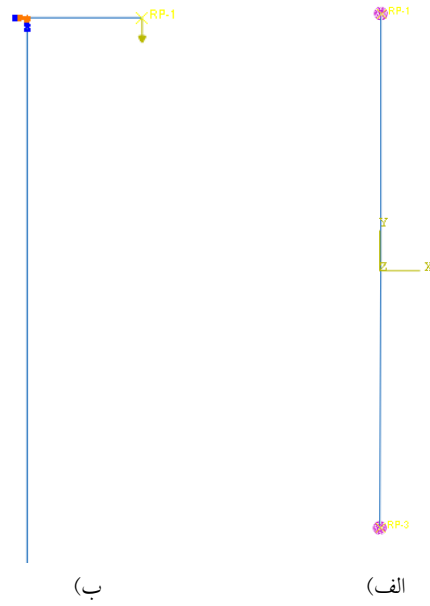
$$Z_b = \frac{36279.6}{36279.6 + 558.95} = 0.985 \text{ و } Z_a = 1, (\text{شکل ۷}), \text{ در مدل شکل}$$

و از حل معادله فوق به $9249/92 \text{ kN}$ می‌رسیم.

شکل (۹) قاب شبیه‌سازی شده در ABAQUS را نشان می‌دهد. اعمال ناشاغولی و خروج از مرکزیت مشابه مثال قبل اعمال شده است. شکل (۱۰) حالت کمانش یافته قاب را نشان می‌دهد که مقدار بار بحرانی نشان داده شده بسیار نزدیک به حالت تئوری می‌باشد. در نهایت مقایسه نتایج و مقادیر خطا در جدول (۲) نشان داده شده است.



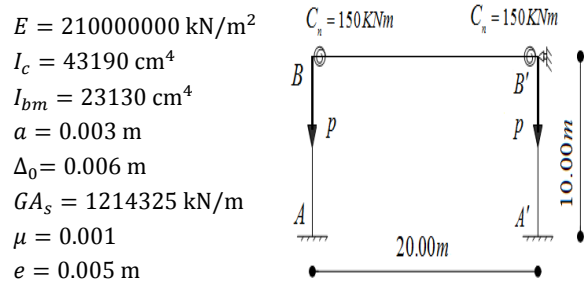
شکل ۹- مدل‌سازی قاب در نرم‌افزار



شکل ۶- شبیه‌سازی ستون مثال اول

مثال ۲

قاب و مشخصات نشان داده شده آن را در شکل (۷) در نظر بگیرید.



شکل ۷- قاب مهار جانبی شده مثال دو

با در نظر گرفتن تیر BB' که عضو با دو انتهای نیمه صلب است، با نوشتن معادله تعادل برای این عضو داریم:

$$(\theta_a = \theta_b: \text{فرض})$$

$$M_a + M_b + P\Delta = 0 \rightarrow \theta_a = \frac{-P\Delta_0 h}{2EI(A_{11} + A_{12})}$$

با استفاده از فرمول‌های ارائه شده داریم:

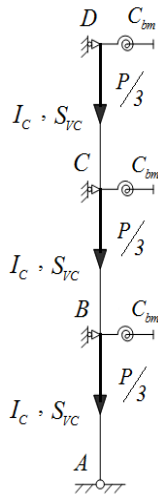
$$A_{11} = A_{22} = 0.0605, \quad A_{12} = A_{21} = 0.00061,$$

$$z_a = z_b = 0.9848$$

با در نظر گرفتن $P = 8980.67 \text{ kN}$ داریم:

$$\beta = 1 - \frac{P}{GA_s} = 0.926$$

$$\rightarrow \varphi^2 = \frac{Ph^2}{\beta EI} = 79.866 \rightarrow \varphi = 8.935$$



شکل ۱۲- مدل جایگزین قاب

لذا با استفاده از معادل تعادل در تیرها داریم:

$$C_{beam} = \frac{E_{beam} I_{beam}}{L_{beam}} (A_{11}(beam) - A_{12}(beam))$$

لذا با استفاده از رابطه ذکر شده برای A_{11} , A_{12} و A_{22}

داریم:

$$Z_a = \frac{K_{beam}}{K_{beam} + K_a} = \frac{9714.6}{9714.6 + 150} = 0.985 = Z_b$$

$$\beta = 1 - \frac{P}{GA_s} = 0.99$$

$$\varphi^2 = \frac{Ph^2}{\beta EI} = 93.48 \rightarrow \varphi = 9.669$$

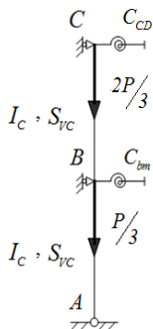
و در نهایت برای مقادیر A_{11} , A_{12} و A_{22} داریم:

$$A_{11} = 0.063, A_{12} = -0.00171, A_{22} = 0.063$$

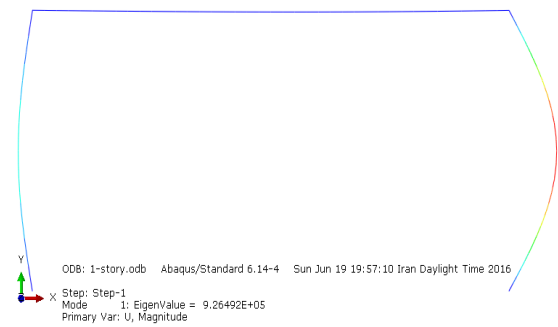
$$C_{beam} = 2428.65(0.063 + 0.00171) = 157.16 \text{ kN.m}$$

مدل معادل دوم با جایگذاری ستون CD با فنر دارای سختی

دورانی معادل (شکل ۱۳)) بدست می‌آید:



شکل ۱۳- مدل معادل دوم



شکل ۱۰- کماتش الاستیک قاب در نرم‌افزار

جدول ۲- نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و فرمولهای پیشنهادی-

مدل ستون

خطا	نتایج عددی	نتایج تحلیلی	بار بحرانی
(%)	(kN.m)	(kN.m)	
۱	۹۲۶۴/۹۲	۹۲۴۹/۹۲	P_{cr}

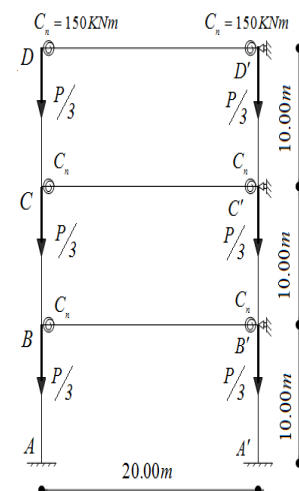
مثال ۳

قاب و مشخصات نشان داده شده آن را در شکل (۱۱) در نظر بگیرید.

u_c مقدار خمیدگی در وسط ستون‌ها است و مقدار ناشاغولی در بالای ستون u_p فرض می‌شود. هدف بدست آوردن بار بحرانی P_{cr} است.

با جایگذاری تیرها با فنرهای چرخشی معادل مطابق

شکل (۱۲) داریم:



شکل ۱۱- قاب مهار جانبی شده مثال سه

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = 43190 \text{ cm}^4$$

$$I_{bm} = 23130 \text{ cm}^4$$

$$u_c = 0.003 \text{ m}$$

$$u_p = 0.006 \text{ m}$$

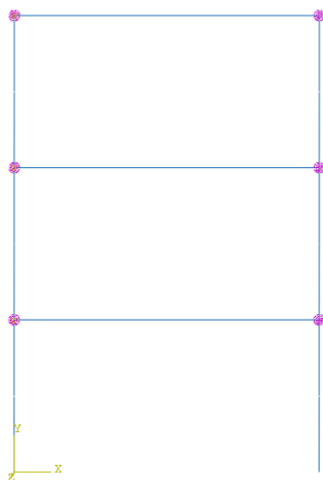
$$GA_s = 1214325 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{column} = 180.6 \text{ cm}^2$$

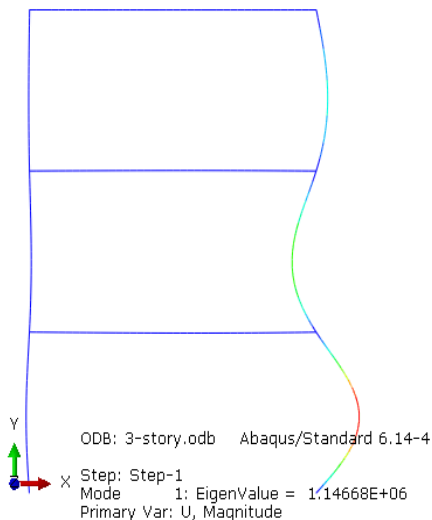
$$A_{beam} = 84.5 \text{ cm}^2$$

$$e = 0.005 \text{ m}$$

نشان می‌دهد که همانطور در بخش روش شبیه‌سازی شرح داده شد بار بحرانی آن با توجه به مقادیر اندک خروج از مرکزیت و ناشاغولی، بسیار نزدیک به مد اول می‌باشد.



شکل ۱۵- مدل‌سازی قاب در نرم‌افزار



شکل ۱۶- کمانش الاستیک قاب در نرم‌افزار (مد اول)

جدول ۳- نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و فرمولهای پیشنهادی -

مدل ستون

خطا	نتایج عددی	نتایج تحلیلی	بار بحرانی
(%)	(kN.m)	(kN.m)	
۱	۱۱۴۶۶/۸۰	۱۱۵۷۴/۸۸	P_{cr}

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، ابتدا به روش‌های در نظر گرفتن مولفه برشی نیروی محوری در پایداری ستون‌ها، شامل دو روش انگسر و

$$C_{CD} = \frac{E_{CD}I_{CD}}{L_{CD}} A_{11(CD)}$$

$$\beta_{CD} = 1 - \frac{3745.92}{1214325} = 0.9969$$

$$\varphi = 2.035$$

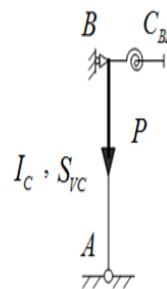
$$K_{CD} = \frac{4EI}{L} = 36279.6$$

$$Z_a = Z_b = 0.996$$

$$A_{11} = 0.016 \rightarrow C_{CD} = 145.12 \text{ kN.m}$$

$$C_{Total} = 145.12 + 157.16 = 302.28 \text{ kN.m}$$

مدل معادل سوم به شکل (۱۴) است:



شکل ۱۴- مدل معادل سوم

$$C_{BC} = \frac{E_{BC}I_{BC}}{L_{BC}} A_{11}$$

$$\beta = 0.9938$$

$$\varphi = 2.883$$

$$A_{11} = 0.001 \rightarrow C_{BC} = 9.1$$

$$C_{Total} = 166.26 \text{ kN.m}$$

با استفاده از معادله کمانشی برای قاب مهار شده داریم:

$$32(Z_a - 1)(Z_b - 1) - 4\cos\varphi \times [8(Z_a - 1)(Z_b - 1) + (Z_b + Z_a - 2Z_bZ_a)\varphi^2\beta] + \sin\varphi \times [-16\beta\varphi + (Z_a + Z_b)(4\varphi + 16\beta\varphi) + Z_aZ_b(\beta\varphi^3 - 8\varphi - 16\beta\varphi)] = 0$$

در مدل شکل (۱۴):

$$Z_b = \frac{36279.6}{36279.6 + 166.26} = 0.966, \quad Z_a = 1$$

و در نهایت به $P_{cr} = 11574.88 \text{ kN}$ می‌رسیم. شکل (۱۵)

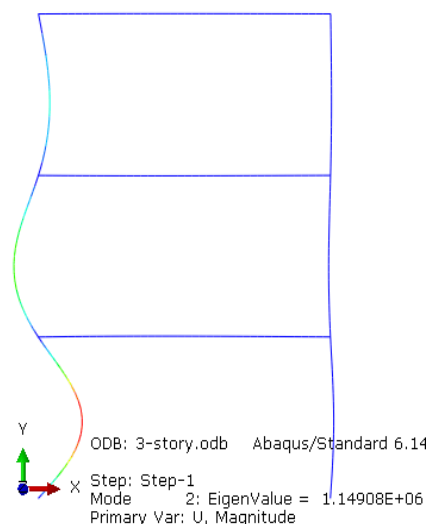
مدل قاب را در محیط نرم‌افزار نشان می‌دهد.

با توجه به مطالب ذکر شده در قسمت شبیه‌سازی، نتایج به صورت نشان داده شده در شکل (۱۶) می‌باشد.

مقایسه نتایج و مقادیر خطا در جدول (۳) نشان داده شده است. مقایسه نتایج دقت بالای روابط پیشنهادی را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۱۶) نشان داده شده است، مد کمانشی قاب به صورت نامتقارن رخ داده است که دلیل آن در قسمت شبیه‌سازی توضیح داده شد. در شکل (۱۷) مد دوم کمانش را

۶- مراجع

- [1] Wilson, W.M. and Maney, G.A. (1915), "Slope-Deflection Method", University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin 80.
- [2] Norris C.H. and Wilbur J.B. (1960), "Elementary Structural Analysis", 2nd Ed., McGraw- Hill Book Co.
- [3] Georgios, E.M. and Charis, J.G. (2006), "Buckling Strength of Multi-Story Sway, Non-Sway and Partially-Sway Frames with Semi-Rigid Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, No. 9, pp. 893-905.
- [4] Chiorean, C.G. and Marchis, I.V. (2017), "A Second-Order Flexibility-Based Model for Steel Frames of Tapered Members", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 132, pp. 43-71.
- [5] Aristizabal-Ochoa, J.D. (2008), "Slope-Deflection Equations for Stability and Second-Order Analysis of Timoshenko Beam-Column Structures with Semi-Rigid Connections", Engineering Structures, Vol. 30, No. 11, pp. 2517-2527.
- [6] Aristizabal-Ochoa, J.D. (2010), "Second Order Slope Deflection Equations for Imperfect Beam-Column Structures with Semi-Rigid Connections", Engineering Structures, Vol. 32, No. 8, pp. 2440-2454.
- [7] Konstantinos, E.K. and Charis, J.G. (2012), "Elastic Buckling Load of Multi-Story Frames Consisting of Timoshenko Members", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 71, pp. 231-244.
- [8] Aristizabal-Ochoa, J.D. (2015), "Stability of Imperfect Columns with Nonlinear Connections under Eccentric Axial Loads Including Shear Effects", International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 90, pp. 61-76.
- [9] Mario, M.A. (2012), "Dynamic Stability of Shear-Flexible Beck's Columns Based on Engesser's and Haringx's Buckling Theories", Computers and Structures, Vol. 86, No. 21-22, pp. 2042-2055.
- [10] Aristizabal-Ochoa, J.D. (2013), "Stability of Imperfect Slender Columns with Non-Linear Connections", International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 54, pp. 66-75.



شکل ۱۷- کماتش الاستیک قاب در نرم افزار (مد دوم)

هارینگس اشاره شده است. سپس پایداری ستون‌های با اتصالات نیمه صلب دارای نقص اولیه که شامل ناشاغولی، خروج از مرکزیت بارها و انحنای داخلی ستون هستند، با لحاظ کردن اثرات برشی به دو روش هارینگس و انگسر مورد بررسی قرار گرفته و معادلات شیب-افت جدیدی برای این ستون‌ها ارائه داده شده است. این معادلات قادر به پیش‌بینی بار کماتشی قاب‌ها، ستون‌ها، و هم چنین لنگرهای ایجاد شده در اتصالات نیمه صلب می‌باشد که نسبت به روابط گذشته از دقت بالاتری برخوردار است. در نهایت صحت روابط حاصله، با شبیه‌سازی مثال‌های مختلف در نرم افزار آباکوس، اعتبار سنجی شد که مقایسه نتایج بدست آمده، روابط تئوری بدست آمده را تایید می‌کند.



مطالعه آزمایشگاهی عملکرد چرخه‌ای اتصال تیر به ستون با نیمرخ با جان شیاردار

حسین اکبری لری^۱، محسن ایزدی نیا^{۲*}، پرهام معمارزاده^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

* نجف آباد، صندوق پستی ۸۵۱۴۱۳۱۳۱، iaun.ac.ir@izadnia

(تاریخ دریافت: ۹۶/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۶/۱۰/۱۰)

چکیده

این مقاله، رفتار لرزه‌ای نوع جدیدی از اتصال تیر به ستون با میراگر سوراخ دار را بررسی می‌کند. در این اتصال جدید، رفتار پلاستیک و آسیب‌های لرزه‌ای فقط در نیمرخ شیاردار ایجاد شده و تیر، ستون، جوش‌ها و چشمه اتصال از هرگونه آسیبی در امان می‌مانند. در این پژوهش میراگرهای سوراخ‌دار از پروفیل‌های I شکل ساخته شده‌اند و سوراخ‌هایی مستطیل شکل در جان آنها ایجاد شده است. در یک نمونه آزمایشگاهی (SDC1) از یک پروفیل I شکل بدون سوراخ در پایین و یک نیمرخ شیاردار در بالا برای اتصال خمشی تیر به ستون استفاده شده است. نمونه دوم (SDC2) شامل دو نیمرخ شیاردار یکسان در بالا و پایین تیر برای اتصال تیر به ستون می‌باشد. نمونه‌ها تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته‌اند. بارگذاری چرخه‌ای تا دوران ۶ درصد ادامه پیدا کرد. نمونه SDC2 تا دوران ۴ درصد هیچگونه افت مقاومتی نشان نداد، در حالی که نمونه SDC1 پس از دوران ۳ درصد دچار کاهش مقاومت گردید. نمونه با دو میراگر، عملکرد بهتری نسبت به نمونه با یک میراگر نشان داد. رفتار این دو نمونه اتصال با تحلیل‌های تئوری و عددی مورد بررسی قرار گرفت. مطابق نتایج آزمایشگاهی و عددی، ظرفیت دورانی بالای این اتصال ناشی از تغییرشکل‌های پلاستیک میراگرهای سوراخ‌دار می‌باشد. نمونه SDC2 ظرفیت تحمل لنگر خمشی تا ۱/۷۳ برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر را از خود نشان داد. در نمونه SDC1 مقدار حداکثر لنگر خمشی مقاوم ۱/۴ برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر می‌باشد. همچنین نسبت جذب انرژی نمونه SDC2 به نمونه SDC1 برابر ۱/۵۱ می‌باشد.

واژگان کلیدی

اتصال فولادی، میراگر سوراخ دار، اتلاف انرژی، شکل‌پذیری

Experimental Study of Cyclic Performance of Beam-to-Column Connection with Slit Damper

H. Akbari Lor, M. Izadnia, P. Memarzadeh

Abstract

This paper investigates seismic behavior of a new beam to column connection with slit dampers. The connection prevents damages of beam, column, panel zone and welds. Plastic deformations occur in dampers. The slit dampers were made with I-shape profiles that had some slits in the profiles webs. One of specimens had just one slit damper which connected beam to column (SDC1) and I-shape profile without any slit was located at the bottom flange of the beam. Other specimen had two identical slit dampers which connected beam to column (SDC2). Specimens were tested under cyclic loading. The cyclic loading continued until 0.06 radian rotation. The results show that moment of specimen with two slit dampers increases until 0.04 story drift. Moment of specimen with just one damper decreases after 0.03 drift. The specimen SDC2 has higher performance than specimen SDC1. Also, a theoretical and numerical study has been done. According to experimental and numerical results, high rotational capacity of the connection is related to plastic deformations of slit dampers. Maximum bending moment of specimens SDC2 and SDC1 were 1.73 and 1.4 times plastic moment of beam section respectively. Also, the absorbed energy ratio of specimen SDC2 to specimen SDC1 is 1.51.

Keywords

Steel connection, Slit damper, Energy dissipation, Ductility



یکی از اصلی‌ترین اهداف طرح لرزه‌ای اتصالات، افزایش میزان شکل‌پذیری آنها است. امروزه برای افزایش شکل‌پذیری در سازه‌ها از روش‌ها و تجهیزات مختلفی استفاده می‌شود. زلزله‌های نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) باعث خرابی بسیاری از اتصالات فولادی رایج تا آن زمان گردید. پیش از آن Popov و Tsai و همچنین Engelhardt و Husain در مطالعات خود نشان داده بودند که اتصالات فولادی رایج ظرفیت دورانی بسیار کمی دارند [۱-۲]. پس از زلزله نورتریج اتصالات با مقطع کاهش یافته^۱ بسیار توسعه یافتند. در این نوع اتصال کاهش مقاومت خمشی تیر و ضعیف کردن تیر در نزدیکی اتصال تیر به ستون انجام می‌شود. ایجاد مفصل پلاستیک در مقطع کاهش یافته آسیب‌پذیری جوش‌های اتصال تیر به ستون را کاهش داده و بنابراین ظرفیت تغییرشکل غیرالاستیک اتصال افزایش می‌یابد. همچنین آسیب‌های وارده به چشمه اتصال ستون کاهش می‌یابد. پژوهش‌های آیین‌نامه لرزه‌ای^۲ در سال ۱۹۹۷ نتایج آزمایش‌های اتصالات با مقطع کاهش یافته را منتشر کرد. در این آزمایش‌ها بال تیرها با شکل‌های مختلفی برش داده شدند. بهترین نتایج مربوط به برش شعاعی بال تیرها بوده است. بخشی از پژوهش‌های آیین‌نامه لرزه‌ای بر روی بهبود کارایی، کاهش هزینه‌های اقتصادی و همچنین بررسی کماتش‌های موضعی در اتصال RBS متمرکز بوده است [۳].

علاوه بر مطالعات آیین‌نامه لرزه‌ای، تحقیقات دیگری نیز بر روی اتصالات با مقطع کاهش یافته انجام شده است. Chi و Uang رفتار اتصالات RBS را در اثر بارگذاری چرخه‌ای بررسی نمودند و یک روش طراحی لرزه‌ای را پیشنهاد دادند [۴].

یکی دیگر از روش‌های کاهش مقطع تیر، کاهش جان تیر می‌باشد. Wilkinson و همکارانش کاهش ارتفاع جان تیر را مورد مطالعه قرار دادند [۵]. این کاهش ارتفاع در ناحیه محدودی از تیر ایجاد می‌شود و مقاومت خمشی تیر را در آن ناحیه کاهش می‌دهد. Hedayat و Celikage کاهش جان تیر را با ایجاد سوراخ‌های دایروی مورد مطالعه قرار دادند [۶]. Mirghaderi و همکارانش در سال ۲۰۱۰ با برش دادن بخشی از جان تیر در نزدیکی اتصال و جوش دادن دو نبشی در طرفین جان تیر، نوع جدیدی از کاهش مقطع جان تیر را معرفی کردند [۷]. اتصال معرفی شده توسط آنها کاهش مقطع با جان آکاردئونی^۳ نام گرفت.

روش دیگر برای افزایش شکل‌پذیری در اتصال و اتلاف

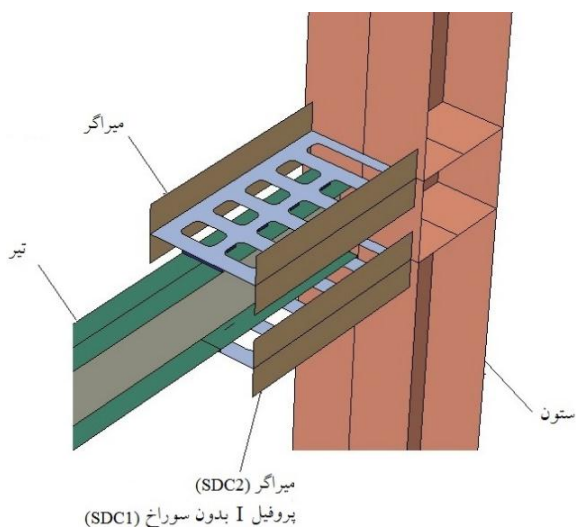
انرژی بیشتر، استفاده از میراگرهای هیسترتیک می‌باشد. این نوع از میراگرها اولین بار توسط Skinner و همکارانش معرفی گردید [۸]. Chan و Albermani بر روی میراگر شیاردار^۴ مطالعه آزمایشگاهی انجام دادند و همچنین روابطی را برای این میراگرها توسعه دادند [۹]. در میراگرهای شیاردار، قسمت‌های نسبتاً ضعیف‌تر میراگر که از جنس فلز می‌باشند، در اثر بارگذاری چرخه‌ای رفتار پلاستیک از خود نشان می‌دهند. انرژی توسط میراگر مستهلک شده و از آسیب دیدن سایر قسمت‌های سازه جلوگیری می‌شود. Oh و همکارانش برای اولین بار در سال ۲۰۰۹ از ورق‌های شیاردار برای اتصال تیر به ستون استفاده نمودند [۱۰]. در مطالعه آزمایشگاهی آنها، تمامی آسیب‌ها توسط میراگر جذب گردید، در نتیجه تیر، ستون و چشمه اتصال پس از بارگذاری چرخه‌ای تا دوران ۶ درصد هیچ آسیبی ندیدند.

Safari و همکارانش در سال ۲۰۱۳ مطالعاتی عددی و تئوری بر روی کاربرد میراگرهای شیاردار در اتصالات فولادی انجام دادند [۱۱]. اخیراً پژوهش بر روی میراگرهای سوراخ‌دار و کاربرد آنها در اجزای مختلف سازه بسیار توسعه یافته است. Jacobsen و همکارانش در سال ۲۰۱۰ از این نوع میراگرها در دیوارهای برشی فولادی استفاده نمودند. آنها اثرات آرایش‌های مختلف سوراخ‌ها را بر رفتار دیوار برشی بررسی نمودند [۱۲]. Hedayat در سال ۲۰۱۵ مطالعه عددی و تحلیلی بر روی میراگرهای شیاردار در دیوارهای برشی فولادی انجام داد و روابطی را برای پیش‌بینی رفتار این نوع قاب‌ها ارائه نمود [۱۳]. Benavent کاربرد میراگرهای شیاردار را در مهاربندی قاب‌های فولادی مورد مطالعه قرار داد [۱۴]. انواع دیگری از میراگرها نیز برای اتصال تیر به ستون مورد مطالعه قرار گرفته است. Maleki و Mahjoubi در سال ۲۰۱۳ میراگر لوله دابل را برای اتصال تیر به ستون معرفی نمودند و مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی آن انجام دادند [۱۵]. Tagawa و همکارانش در سال ۲۰۱۶ مطالعات آزمایشگاهی بر روی مهاربندی قاب‌های فولادی با مهاربندهایی که از میراگرهای شیاردار در آنها استفاده شده بود، انجام دادند [۱۶]. Banisheikholeslami و همکارانش در سال ۲۰۱۶ جزییات جدیدی برای اتصال تیر به ستون معرفی نمودند که در آن از میراگر ویسکوالاستیک برای کنترل آسیب‌های لرزه‌ای استفاده شده است [۱۷]. Kafi و Deihim در سال ۲۰۱۷ بر روی روش‌های طراحی اتصالات دارای میراگر و با جذب انرژی مطالعه نمودند [۱۸].

همانطور که بیان گردید در یک دهه اخیر پژوهش‌ها و



پایینی تیر متصل شده، استفاده گردیده است. در بارگذاری لرزه‌ای، این میراگرها نیروهای کششی و فشاری را به ستون انتقال داده، یک زوج نیرو ایجاد نموده و لنگر خمشی از تیر به ستون منتقل می‌گردد. وجود سوراخ‌ها در میراگرها و تمرکز تنش در اطراف این سوراخ‌ها باعث پلاستیک شدن مصالح فولادی جان میراگر شده و بخشی از انرژی زلزله را مستهلک می‌کند و باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال می‌گردد. همچنین به علت جاری شدن میراگر میزان ظرفیت دورانی این نوع اتصال نیز افزایش می‌یابد. یکی از پارامترهایی که کارایی یک اتصال را تعیین می‌کند، دوران پلاستیک در اتصال می‌باشد. مطابق ضوابط AISC و FEMA اتصال خمشی در قاب‌های با شکل‌پذیری ویژه باید توانایی تحمل حداقل دوران $0/04$ رادیان برای طبقه را داشته باشند [۲۲-۱۹]. همچنین حداقل لنگر خمشی مقاوم به ازای این دوران باید $0/8M_p$ باشد، که M_p ظرفیت خمشی پلاستیک تیر می‌باشد.



شکل ۱- نمای کلی اتصال پیشنهادی

در میراگرهای اتصال پیشنهادی، نحوه جوش دادن و اتصال میراگر به ستون و تیر به گونه‌ای می‌باشد که از حرکت و تغییر مکان قسمت‌های سوراخ شده جلوگیری نشود و قسمت‌های سوراخ‌دار میراگر دارای آزادی نسبی حرکتی در امتداد محور تیر می‌باشند. این آزادی حرکت نسبی باعث خواهد شد که میراگر در حرکات شدید زلزله تسلیم شده و مقداری از انرژی زلزله را مستهلک کند. برای این منظور مطابق شکل (۱) یک سوراخ در انتهای میراگر و نزدیک محل اتصال میراگر به ستون ایجاد شده است، که بیشتر عرض جان میراگر را شامل می‌شود. تغییرشکل یک میراگر در اثر بارگذاری و آزادی حرکت نسبی آن در امتداد

نوآوری‌های زیادی برای استفاده از میراگرها در اتصالات فولادی انجام شده است. در این مقاله یک نوع جدید از اتصال تیر به ستون با نیمرخ شیاردار معرفی می‌شود. در این اتصال جدید تیر به کمک میراگرهای فولادی I شکل به ستون متصل می‌شود. جزییات اجرایی این اتصال متفاوت از سایر میراگرهای اتصال پیشنهاد شده توسط سایر پژوهشگران می‌باشد.

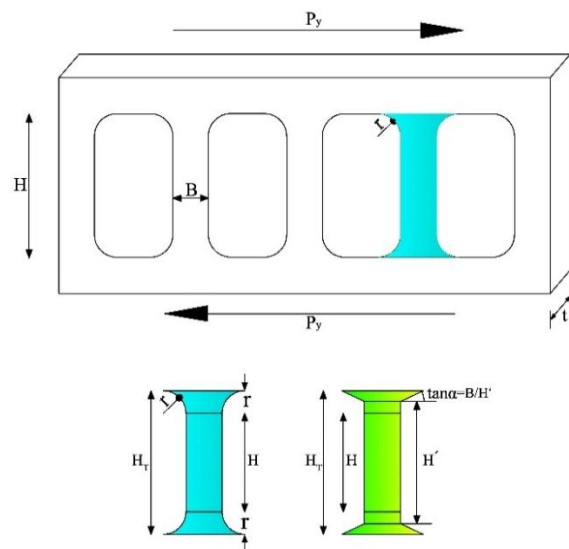
در این اتصال میراگرهای I شکل، نیمرخ‌های IPE استاندارد هستند که سوراخ‌هایی در جان آنها ایجاد شده است. لنگر خمشی در تیر، کوپل نیرویی را به این میراگرها وارد کرده و این نیروها باعث تسلیم شدن قسمت‌هایی از میراگر و اتلاف انرژی در آنها می‌شود.

در این نوع از اتصال سعی شده که با استفاده از میراگر آسیب‌های ناشی از بارگذاری چرخه‌ای، در میراگر ایجاد شده و سایر اجزای اتصال سالم باقی بمانند. دو نمونه از اتصال پیشنهادی ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای در آزمایشگاه قرار گرفته‌اند. همچنین مطالعه تئوری بر روی رفتار اتصال انجام شده است. مدل‌های اجزای محدود نمونه‌ها نیز به کمک نرم‌افزار ABAQUS ایجاد شده است. نتایج مطالعه عددی انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند.

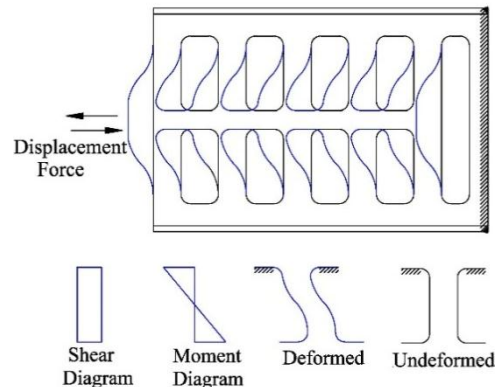
۲- اتصال پیشنهادی

نیمرخ شیاردار پیشنهادی در این مقاله یک پروفیل I شکل است که سوراخ‌هایی مستطیلی شکل با گوشه‌های گرد شده در جان آن ایجاد شده است. این سوراخ‌ها در دو ردیف در جان میراگر ایجاد شده و بال تیر به جان این میراگرها متصل می‌شود و انتهای نیمرخ شیاردار به ستون متصل می‌شود (شکل (۱)). استفاده از میراگرها برای اتصال تیر به ستون ایده‌ای نسبتاً جدید است که اولین بار توسط Oh و همکارانش در سال ۲۰۰۹ پیشنهاد گردید و از ورق‌های شیاردار که به صورت قائم در زیر بال پایینی تیر نصب شده بود، برای اتصال تیر به ستون استفاده نمودند. بر پایه این ایده در این مقاله جزییات جدیدی برای اتصال تیر به ستون با نیمرخ‌های شیاردار پیشنهاد گردید. در این مطالعه، دو نمونه آزمایشگاهی ساخته شدند. تفاوت اصلی این دو نمونه در تعداد میراگرهای اتصال هر نمونه بود. در نمونه اول (SDC1) برای اتصال تیر به ستون فقط از یک نیمرخ شیاردار برای اتصال بال بالایی تیر به ستون استفاده گردید و برای اتصال بال پایینی تیر به ستون از یک نیمرخ I شکل بدون سوراخ استفاده گردید. برای نمونه آزمایشگاهی دوم (SDC2) از دو نیمرخ شیاردار I شکل که یکی به بال بالایی تیر و دیگری به بال

محور تیر در شکل (۲) نمایش داده شده است. همچنین نمودار تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در طول یکی از پایه‌های میراگر در شکل (۲) نمایش داده شده است. همانطور مشاهده می‌گردد بیشینه لنگر خمشی در دو انتهای پایه‌های میراگر ایجاد می‌گردد و باعث تمرکز تنش بیشتر در این نقاط خاص می‌شود. مطابق نتایج آزمایشگاهی، ترک‌ها و شکست‌های میراگر نیز در همین نقاط مشاهده می‌گردد و تحلیل‌های عددی نیز تمرکز تنش را در نقاط انتهایی پایه‌های میراگر نشان می‌دهند.



الف) هندسه یک ردیف از سوراخ‌های میراگر



ب) تغییر شکل‌های ایجاد شده در جان نیمرخ شیاردار و نمودار تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در طول یکی از پایه‌های میراگر

شکل ۲- معرفی میراگر پیشنهادی اتصال

۳- طراحی اتصال با نیمرخ شیاردار

در نمونه SDC1 یک نیمرخ شیاردار به بال بالایی تیر متصل شده است و در نمونه SDC2 دو نیمرخ شیاردار به بال‌های بالایی و پایینی تیر متصل شده‌اند. هر نیمرخ شیاردار متصل به بال تیر

دارای دو ردیف سوراخ می‌باشد. شکل (۲) یک ردیف از سوراخ‌های یک میراگر شیاردار را نمایش می‌دهد که تحت اثر نیروی P قرار گرفته است. مطابق روابط ارائه شده توسط Chan و Albermani بر حسب مشخصه‌های هندسی میراگر، دو مکانیزم تسلیم متفاوت ممکن است رخ دهد. تسلیم خمشی و تسلیم برشی دو نوع تسلیم محتمل برای میراگر شیاردار می‌باشند. با ساده‌سازی، مقاومت تسلیم (P_y) و مقاومت نهایی (P_u) از روابط (۱) و (۲) قابل محاسبه است:

$$P_y = \min \left\{ n \frac{\sigma_y \cdot t \cdot B^2}{2H'}, n \frac{2\sigma_y \cdot t \cdot B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad (1)$$

$$P_u = \min \left\{ n \frac{\sigma_u \cdot t \cdot B^2}{2H'}, n \frac{2\sigma_u \cdot t \cdot B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad (2)$$

در روابط بالا، اگر عبارت اول محاسبه شود بدان معناست که تسلیم در میراگر شیاردار به دلیل لنگر خمشی است، در حالیکه اگر عبارت دوم محاسبه شود بدین معنی است که نیروی برشی باعث تسلیم میراگر شده است. در روابط بالا σ_y تنش تسلیم، σ_u تنش نهایی، B عرض پایه‌ها و H' ارتفاع معادل پایه‌ها، مطابق شکل (۲) می‌باشد. Oh و همکارانش مقدار H' را به صورت زیر پیشنهاد می‌کنند:

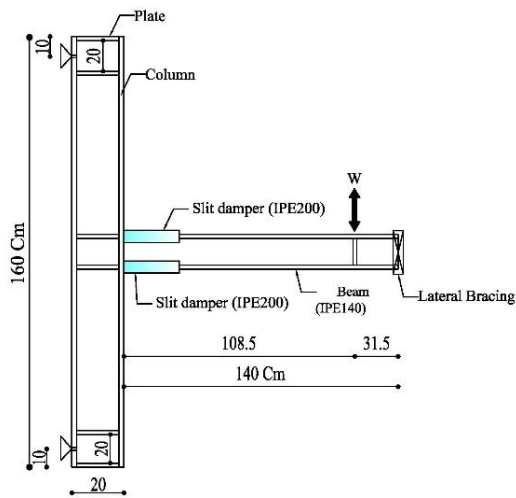
$$H' = H + \frac{2r^2}{H_T} \quad (3)$$

مقادیر H ، H_T و r در شکل (۲) نمایش داده شده‌اند. فرض طراحی این است که در اتصال پیشنهادی تغییرشکل‌های پلاستیک فقط در میراگرها رخ می‌دهد. در این اتصال، لنگر انتهایی تیر به صورت یک زوج نیرو به دو پروفیل I شکل انتهایی که تیر را به ستون متصل می‌کنند، انتقال می‌یابد.

مدل ساده شده اتصال پیشنهادی در شکل (۳) نمایش داده شده است. در این مدل تیر به دو فنر در انتهای خود متصل می‌باشند. این دو فنر همان نیمرخ‌های I شکل می‌باشند. در مدل SDC1 فقط یک نیمرخ شیاردار به بال بالایی تیر متصل شده است و بال پایینی تیر بر روی یک نیمرخ I شکل بدون شیار قرار گرفته است، که به صورت نسبی می‌توان سختی آنرا بی‌نهایت در نظر گرفت و آن را به صورت یک میله صلب مدل کرد. در مدل SDC2 بال‌های بالایی و پایینی تیر به دو نیمرخ شیاردار یکسان متصل شده است و سختی فنر بالایی و پایینی یکسان است. در حالتی که پایه‌های نیمرخ شیاردار کاملاً پلاستیک شود به دلیل وجود دو ردیف پایه و شیار در هر میراگر نیروی حاکم در یک میراگر برابر با مقدار $2P_y$ خواهد بود و نیروی برشی در تیر فولادی (W_y) و لنگر خمشی در بر ستون (M_y) از روابط زیر بدست می‌آیند:



تکیه‌گاه جانبی از جا به جایی جانبی انتهای آزاد تیر جلوگیری شده است.



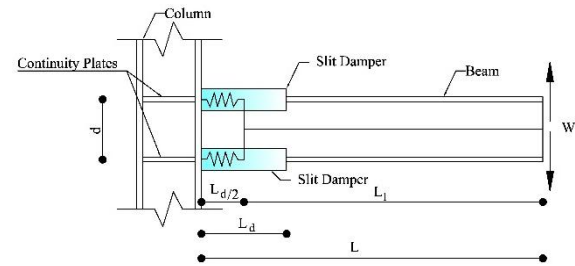
شکل ۴- نمای کلی نمونه های آزمایشگاهی

خواص مکانیکی فولاد تیر (IPE140)، نیمرخ شیاردار (IPE200) و ورق‌های ستون در جدول (۱) نمایش داده شده است. نمونه‌ها برای آزمایش کشش از مصالح فولادی طبق استاندارد ASTM تهیه شده و مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نمودار تنش-کرنش فولاد جان نیمرخ IPE200 که نیمرخ شیاردار از آن ساخته شده است در شکل (۷) نمایش داده شده است. سوراخ‌های میراگر به کمک واترجت ایجاد شده‌اند و بنابراین هیچ گونه تنش پسماندی در پروفیل میراگر توسعه پیدا نکرده است. جوشکاری هر دو نمونه در یک کارخانه تولید قطعات سازه‌های فولادی انجام شده و تمامی جوش‌ها توسط یک بازرس جوش به صورت چشمی کنترل شده‌اند و همچنین همه جوش‌های اتصال میراگر با آزمایش اولتراسونیک بررسی شده‌اند. جوش‌های اتصال نیمرخ‌های شیاردار به تیر از نوع جوش گوشه می‌باشد و جوشکاری در وضعیت افقی انجام شده

$$W_y = \frac{2P_y \cdot d}{L_1} \quad (۴)$$

$$M_y = W_y \cdot L = \frac{2P_y \cdot d \cdot L}{L_1} \quad (۵)$$

که d ارتفاع تیر، L طول تیر تا بر ستون و L_1 فاصله انتهای تیر تا وسط میراگرهای اتصال می‌باشد.



شکل ۳- مدل ساده شده تحلیلی اتصال پیشنهادی

در حالت نهایی، نیروی حاکم در هر نیمرخ شیاردار برابر با $2P_u$ خواهد بود و نیروی برشی حداکثر هر تیر فولادی (W_u) و لنگر خمشی حداکثر در بر ستون (M_u) از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$W_u = \frac{2P_u \cdot d}{L_1} \quad (۶)$$

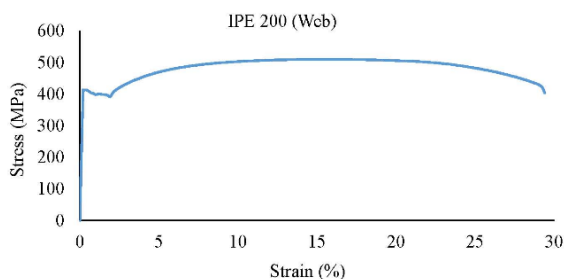
$$M_u = W_u \cdot L = \frac{2P_u \cdot d \cdot L}{L_1} \quad (۷)$$

۴- نمونه‌ها و تنظیمات آزمایش

در این پژوهش، دو نمونه SDC1 و SDC2 با میراگر اتصال با مقیاس یک به دو ساخته شده است (شکل ۴)). در هر دو نمونه تیرها از نیمرخ IPE140 ساخته شده‌اند. ستون‌های هر دو نمونه تیر-ورق I شکل بوده و یکسان می‌باشند. تفاوت اصلی دو نمونه در نحوه اتصال تیر به ستون و هندسه نیمرخ شیاردار می‌باشد. در نمونه SDC1 بال پایینی تیر به یک نیمرخ IPE200 بدون سوراخ متصل شده و این نیمرخ به بال ستون I شکل با جوش نفوذی متصل شده است. بال بالایی تیر این نمونه به یک نیمرخ شیاردار متصل شده است و این میراگر با جوش نفوذی به بال ستون متصل شده است. جزییات نمونه SDC1 در شکل (۵) نمایش داده شده است. در نمونه SDC2 هر دو بال بالایی و پایینی تیر به دو نیمرخ شیاردار یکسان متصل شده است. جزییات نمونه SDC2 در شکل (۶) نمایش داده شده است. بال و جان ستون و ورق‌های سخت کننده و ورق‌های پیوستگی همگی دارای ضخامت ۱۰ میلیمتر می‌باشند. برای جلوگیری از کمانش جانبی تیر در هر دو نمونه، به کمک یک

جدول ۱- خواص مکانیکی مصالح فولادی

نمونه	ضخامت (mm)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	کرنش گسیختگی (%)
تیر (IPE140)	جان = ۴/۷	۳۱۵	۴۸۳	۳۷/۸
	بال = ۶/۹	۳۰۱	۴۶۴	۳۸/۲
میراگر (IPE200)	جان = ۵/۶	۴۱۳	۵۱۰	۲۹/۴
	بال = ۸/۵	۴۰۴	۵۰۲	۳۱
ستون	۱۰	۲۷۰	۴۲۰	۳۰



شکل ۷- نمودار تنش کرنش فولاد جان نیمرخ شیاردار

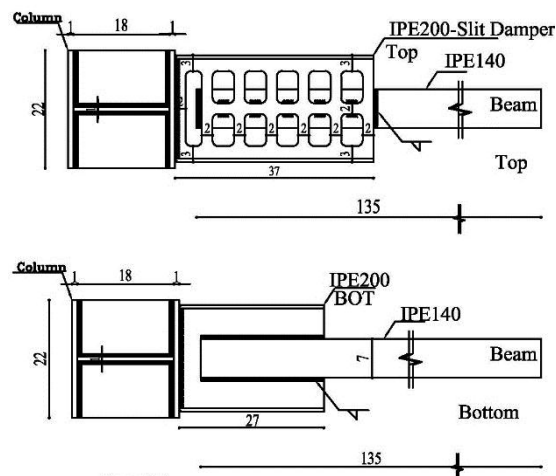
طراحی تیر و ستون به گونه‌ای بوده است که تئوری تیر ضعیف و ستون قوی برقرار باشد. مشخصات طراحی میراگرهای هر دو نمونه در جدول (۲) نمایش داده شده است. دو انتهای ستون به صورت مفصلی در آزمایشگاه به قاب صلب متصل شده است و تیر تحت اثر بارگذاری تغییر مکان چرخه‌ای قرار گرفته است. دامنه این تغییر مکان‌ها به تدریج افزایش می‌یابند. بارگذاری چرخه‌ای مشابه شکل (۸) به نمونه‌ها اعمال شده است. این بارگذاری مطابق پیشنهاد AISC341-05 بر روی تیر اعمال شده است [۲۰].

برای بارگذاری نمونه‌ها از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰۰ ± کیلونیوتن و تغییر مکان ۱۵۰ ± میلی‌متر استفاده شده است. برای تعیین مقدار دوران اتصال مطابق ضوابط FEMA350 و AISC341 از شکل (۹) استفاده شده است. تغییر مکان‌های تیر در زیر نقطه اعمال بار توسط یک حسگر لیزری ثبت شده است.

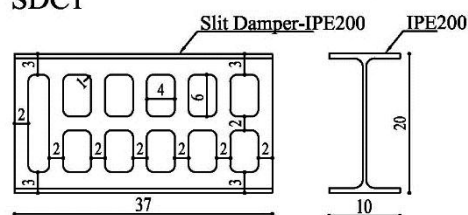
جدول ۲- مشخصات طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	W_y (kN)	M_y (kN.m)	W_u (kN)	M_u (kN.m)
SDC1	۲۰/۵۱	۲۲/۲۵	۲۵/۳۳	۲۷/۴۸
SDC2	۳۸/۲۳	۴۱/۴۸	۴۷/۲۰	۵۱/۲۲

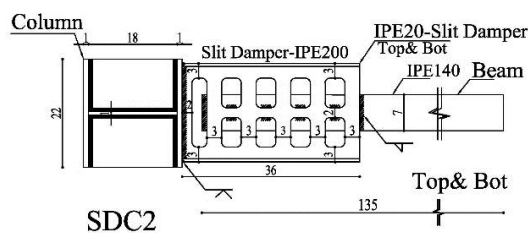
است. در نمونه SDC2 نیمرخ بالایی و پایینی با شرایط یکسان به تیر جوش شده‌اند. جزئیات این اتصال در شکل (۵) نمایش داده شده است. در حالت کاربردی زمانی می‌توان نیمرخ بالایی و پایینی نمونه SDC2 را به صورت یکسان و در وضعیت افقی به تیر جوش داد که الزامات ساخت اتصال در کارخانه انجام شود و اتصال از نوع درختی باشد که در آن اتصال تیر به ستون و جزئیات آن در کارخانه انجام می‌شود.



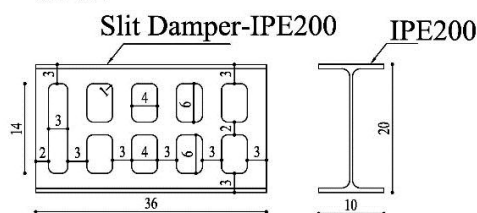
SDC1



شکل ۵- جزئیات نمونه آزمایشگاهی SDC1



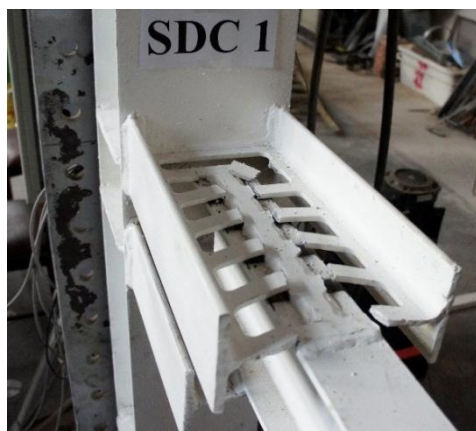
SDC2



شکل ۶- جزئیات نمونه آزمایشگاهی SDC2



آمد و با ادامه بارگذاری و افزایش دامنه تغییر مکان‌ها، طول ترک‌ها نیز افزایش یافت. بارگذاری نمونه تا تغییر مکان ۰.۶٪ ادامه پیدا کرد و در این جابجایی تقریباً تمامی پایه‌ها در کل عرض خود دچار ترک شدند و بارگذاری متوقف گردید (شکل ۱۰).



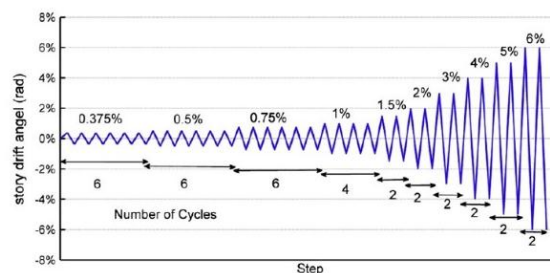
شکل ۱۰- نمونه SDC1 در انتهای بارگذاری

در حین بارگذاری و پس از اتمام بارگذاری هیچگونه نشانه‌ای از ترک یا شکست در جوش‌های اتصال میراگر به تیر و یا جوش‌های اتصال میراگر به ستون مشاهده نگردید. بنابراین وجود میراگر و جذب انرژی توسط آن مانع از آسیب دیدن جوش‌های اتصال گردید که این موضوع یعنی جلوگیری از آسیب دیدن جوش و شکست آن یکی از اهداف استفاده از میراگر سوراخ دار می‌باشد.

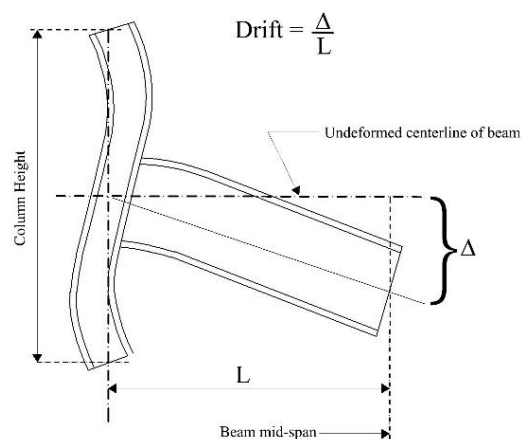
نکته دیگر آنست که در حین بارگذاری هیچ کماتش موضعی در بال و یا جان تیر مشاهده نگردید و همچنین در پایان آزمایش هیچ تغییرشکل ماندگار پلاستیکی در تیر مشاهده نشد که این موضوع نیز یکی دیگر از اهداف استفاده از نیمرخ شیاردار در اتصال تیر به ستون بوده است. بنابراین جذب انرژی توسط میراگر مانع از ایجاد تغییرشکل‌های ماندگار و پلاستیک در تیر گردیده است. در پایان آزمایش تیر فقط بر روی پروفیل I شکل پایینی اتکا داشته و جوش‌های اتصال تیر به این پروفیل I شکل نیز هیچ آسیبی ندیده‌اند و اتصال ایستایی قائم خود را همانند یک اتصال مفصلی حفظ نموده است.

۶- مشاهدات آزمایش نمونه SDC2

در این نمونه از دو نیمرخ شیاردار مشابه برای اتصال بال بالایی و پایینی تیر به ستون استفاده شده است. بر روی این نمونه نیز بارگذاری به صورت تغییر مکان چرخه‌ای اعمال می‌گردد. در این نمونه اولین ترک‌ها بر روی پایه‌های میراگرها به ازای



شکل ۸- نمودار بارگذاری اعمال شده [۲۰]



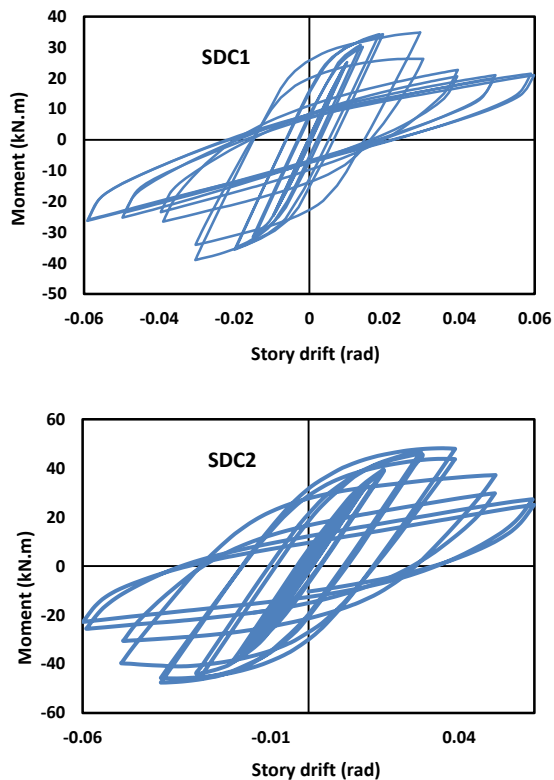
شکل ۹- اندازه گیری میزان دوران اتصال [۲۱]

۵- مشاهدات آزمایش نمونه SDC1

در این نمونه فقط از یک نیمرخ شیاردار برای اتصال تیر به ستون استفاده شده است. نیمرخ شیاردار، بال بالایی تیر را به ستون متصل می‌کند و بال پایینی تیر توسط یک پروفیل I شکل بدون سوراخ به ستون متصل گردیده است. بارگذاری چرخه‌ای که حالتی مشابه بارگذاری زلزله را بر روی اتصال شبیه‌سازی می‌کند به نمونه اعمال شده است.

در اولین چرخه تغییر مکان ۳ درصد اولین ترک‌ها بر روی پایه‌های میراگر ایجاد گردید و در چرخه بعدی این ترک‌ها توسعه یافتند. در اولین چرخه تغییر مکان ۳ درصد، حداقل مقدار لنگر خمشی در بر اتصال به ستون برابر $1/4 M_p$ می‌باشد. تا تغییر مکان ۳ درصد مقدار لنگر خمشی مقاوم اتصال و به عبارت دیگر بار وارد بر تیر افزایش می‌یابد، اما با افزایش تغییر مکان از ۳ درصد به ۴ درصد به دلیل توسعه ترک در پایه‌های میراگر مقدار لنگر خمشی مقاوم اتصال کاهش می‌یابد. مقدار لنگر خمشی مقاوم اتصال در اولین چرخه جا به جایی ۴ درصد برابر با $0.95 M_p$ می‌باشد. این مقدار بیشتر از $0.8 M_p$ است که توسط AISC توصیه شده است. از اینجا به بعد ترک‌هایی در دو انتهای هر یک از پایه‌های میراگر اتصال بوجود

شده و این امر سبب می‌شود که این اتصال انعطاف‌پذیرتر بوده و تمرکز تنش کمتری نسبت به نمونه SDC1 در میراگرها ایجاد گردد. در نمونه SDC1، افت مقاومت خمشی در چرخه اول دوران ۰/۰۴ رادیان نسبت به چرخه اول دوران ۰/۰۳ رادیان برابر با ۳۲ درصد می‌باشد. برای نمونه SDC2، افت مقاومت خمشی در چرخه اول دوران ۰/۰۵ رادیان نسبت به چرخه اول دوران ۰/۰۴ رادیان برابر با ۱۹ درصد می‌باشد.



شکل ۱۱- نمودار لنگر-دوران نمونه‌های آزمایشگاهی

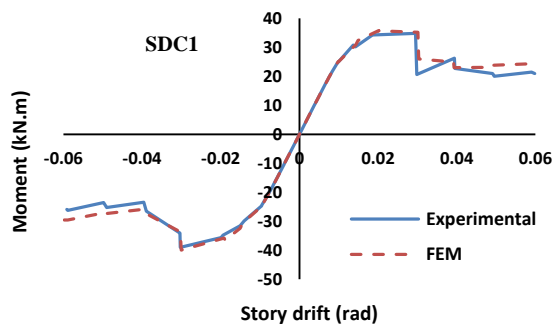
۷- مدل‌های اجزای محدود

در این مطالعه، علاوه بر نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال تیر به ستون با میراگر، مدل‌های اجزای محدود این اتصال نیز ساخته شد و نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. این مدل‌های عددی نیز تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند تا اثر زلزله را بر روی اتصال پیشنهادی با میراگر نمایش دهند. برای مدل سازی عددی از نرم افزار ABAQUS استفاده شد. در این نرم افزار از المان‌های Shell چهار گرهی برای مدل کردن تیرها و ستون‌ها و میراگرها استفاده شده است. المان‌های پوسته از نوع S4R می‌باشند. این المان دارای چهار گره بوده و در هر گره ۶ درجه آزادی دارد. خواص مصالح فولادی در هر قسمت تیر، ستون و میراگر اتصال بر حسب نمودار به دست آمده از آزمایش

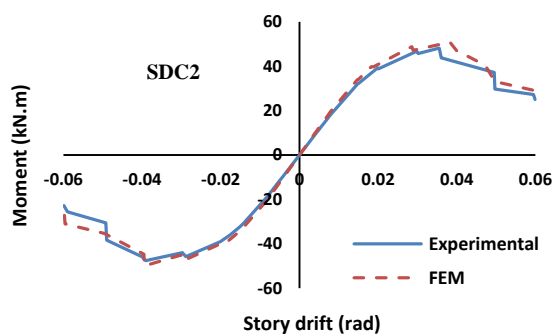
تغییر مکان نسبی طبقه برابر با ۴ درصد رخ می‌دهد. در این نمونه با افزایش تغییر مکان تا ۴ درصد مقدار لنگر خمشی مقاوم اتصال نیز افزایش می‌یابد. مقدار لنگر خمشی مقاوم به ازای تغییر مکان ۴ درصد $1/3M_p$ می‌باشد. این مقدار بزرگ‌تر از $0/8M_p$ است، که توسط AISC توصیه شده است. با افزایش تغییر مکان از ۴ درصد به ۵ درصد و با توسعه ترک‌ها بر روی پایه‌های میراگرها، مقدار لنگر خمشی مقاوم افت می‌کند. مقدار لنگر خمشی مقاوم در اولین چرخه تغییر مکان نسبی ۵ درصد برابر با $1/43M_p$ می‌باشد. این کاهش لنگر خمشی مقاوم در چرخه‌های بعدی نیز اتفاق می‌افتد. نکته قابل توجه در مورد توسعه ترک‌ها این است که با وجود اینکه ترک‌های اولیه بر روی هر دو میراگر بالایی و پایینی رخ دادند، اما ترک‌ها بر روی میراگر بالایی بسیار سریعتر گسترش یافتند و بنابراین در هر چرخه تمرکز تنش بر روی میراگر بالایی بیشتر گردید و انرژی بیشتری توسط میراگر بالایی جذب شد، اما در پایه‌های میراگر پایینی فقط ترک‌های ابتدایی وجود داشتند و در انتهای آزمایش، اتصال هنوز ایستایی خود را حفظ نموده بود. در آزمایش این نمونه نیز هیچگونه ترک و شکستی در هیچ کدام جوش‌های اتصال مشاهده نگردید. بنابراین جذب انرژی توسط میراگرها مانع از آسیب دیدگی جوش‌های اتصال گردید. در حین آزمایش در نمونه SDC2، هیچگونه کماتش موضعی در بال یا جان تیر رخ نداد و پس از اتمام آزمایش نیز هیچگونه تغییر شکل ماندگار پلاستیک در تیر مشاهده نگردید. نمودارهای لنگر-دوران اتصال برای دو نمونه آزمایشگاهی در شکل (۱۱) ترسیم شده است. مساحت زیر نمودار نیرو-جابجایی نشان دهنده میزان انرژی جذب شده توسط اتصال می‌باشد. این مقدار برای نمونه SDC1 برابر با $14/13$ کیلوژول و برای نمونه SDC2 برابر با $21/39$ کیلوژول می‌باشد که نشان دهنده جذب انرژی بیشتر توسط نمونه SDC2 می‌باشد و عملکرد بهتر این نمونه را نشان می‌دهد. این جذب انرژی بیشتر ناشی از وجود دو میراگر در این نمونه است. در حالیکه در نمونه SDC1 فقط از یک میراگر استفاده شده است.

همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، نمونه SDC1 پس از دوران ۳ درصد افت مقاومت خمشی را تجربه می‌کند، دلیل این افت مقاومت، ایجاد و گسترش ترک‌ها در میراگر اتصال می‌باشد. در نمونه SDC2 این افت مقاومت خمشی دیرتر و به ازای دوران ۴ درصد رخ می‌دهد. دلیل آنکه ترک‌ها در نمونه SDC2 دیرتر ایجاد شده و دیرتر گسترش می‌یابند آنست که در این اتصال از دو میراگر برای اتصال تیر به ستون استفاده

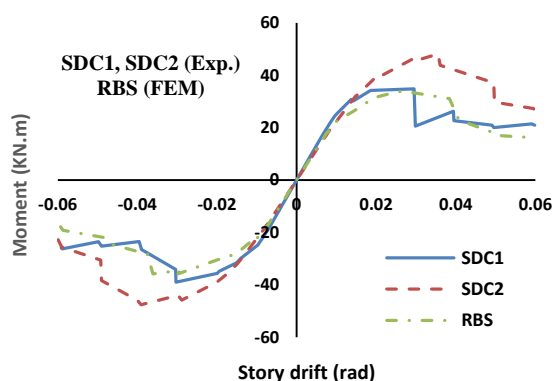




الف) نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی SDC1



ب) نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی SDC2

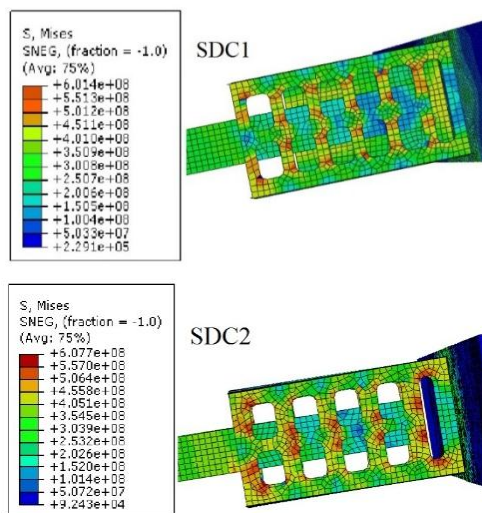


ج) نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل عددی RBS

شکل ۱۳- مقایسه منحنی‌های اسکلتون لنگر-دوران نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی

برای مقایسه بیشتر نمونه‌های آزمایشگاهی با اتصال با مقطع کاهش یافته منحنی اسکلتون این دو نمونه و مدل اتصال کاهش یافته در شکل (۱۳) ترسیم شده است. همانطور که در شکل دیده می‌شود بیشترین سختی اولیه را نمونه SDC1 دارد و پس از آن سختی اولیه مدل RBS و نمونه SDC2 تقریباً برابر بوده و منحنی آنها به ازای دوران‌های کوچک تقریباً مماس برهم می‌باشد. در ادامه با افزایش لنگر به ازای دوران ۰/۰۲ رادیان منحنی سه نوع اتصال کاملاً از هم متمایز می‌شوند. نمونه‌های SDC1 و RBS بعد از این نقطه افزایش لنگر چندانی را تجربه نمی‌کنند. در حالیکه در نمونه SDC2 تا دوران ۰/۰۴ رادیان

کشش مصالح فولادی، به نرم افزار معرفی شده است. مهار جانبی در انتهای مدل‌ها همانند نمونه‌های آزمایشگاهی اعمال شده است. بارگذاری چرخه‌ای همانند نمونه آزمایشگاهی بر روی تیر در نمونه‌های عددی نیز اعمال شده است. بیشترین تنش‌ها برای نمونه SDC1 در تغییر مکان ۳ درصد و برای نمونه SDC2 در تغییر مکان ۴ درصد ایجاد گردید. در شکل (۱۲)، کانتورهای بیشینه تنش ون میزز برای مدل‌های SDC1 و SDC2 به ترتیب برای تغییر مکان‌های ۳ درصد و ۴ درصد نمایش داده شده است. از تنش‌های ون میزز به عنوان معیاری برای تعیین جاری شدن مصالح ایزوتروپیک و شکل‌پذیر در ترکیبات تنش پیچیده استفاده می‌شود.



شکل ۱۲- کانتورهای بیشینه تنش ون میزز نمونه‌ها (Pa)

منحنی اسکلتون لنگر-دوران برای مدل‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱۳) ترسیم شده‌اند. در نمودار اسکلتون مقدار حداکثر لنگر خمشی مقاوم در هر یک از چرخه‌های بارگذاری بر حسب مقدار دوران آن چرخه ترسیم می‌گردد. در نمودار اسکلتون مقدار حداکثر لنگر خمشی مقاوم در هر یک از چرخه‌های بارگذاری بر حسب مقدار دوران آن چرخه ترسیم می‌گردد. منحنی‌های تحلیل عددی مطابقت مناسبی با منحنی‌های اسکلتون نمونه‌های آزمایشگاهی دارند. در ادامه برای مقایسه رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی با اتصالات فولادی متداول یک مدل عددی از اتصال تیر به ستون با مقطع کاهش یافته (RBS) نیز توسط نرم‌افزار ABAQUS ساخته شده است. در این مدل RBS نیز مشخصات تیر و ستون مشابه مشخصات تیر و ستون در نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشد و کاهش مقطع بال‌های تیر با برش قطاع دایروی در نظر گرفته شده است.

افزایش لنگر به ازای افزایش دوران اتصال مشاهده می‌گردد. نمونه SDC1 پس از دوران 0.3 رادیان دچار افت لنگر می‌گردد که این موضوع بدلیل ایجاد ترک‌هایی در میراگر اتصال می‌باشد. نمونه‌های SDC2 و RBS نیز پس از دوران 0.4 کاهش لنگر را تجربه می‌کند. در بین سه نوع اتصال بیشترین ظرفیت لنگر خمشی را نمونه SDC2 با $1/73 M_p$ دارا می‌باشد. حداکثر ظرفیت لنگر در نمونه SDC1 برابر با $1/4 M_p$ و برای مدل RBS برابر با $1/28 M_p$ می‌باشد. در اینجا نیز به دلیل استفاده از دو میراگر در نمونه SDC2 ترک‌ها در میراگرهای این اتصال دیرتر ایجاد شده و دیرتر گسترش می‌یابند و باعث می‌شود نمونه تا دوران‌های بالاتر افزایش لنگر مقاوم را تجربه کند.

در جدول (۳) نتایج به دست آمده از تحلیل‌های تئوری، داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی نمایش داده شده است.

جدول ۳- مقایسه نتایج تئوری، عددی و آزمایشگاهی

نمونه	بیشینه لنگر تئوری (kN.m)	بیشینه لنگر عددی (kN.m)	بیشینه لنگر آزمایشگاهی (kN.m)
SDC1	27/48	39/93	38/99
SDC2	51/22	50/84	48/16

۸- نتیجه گیری

در این پژوهش، نوع جدیدی از اتصال خمشی تیر به ستون فولادی همراه با نیمرخ شیاردار فولادی معرفی شده است. این نمونه‌ها تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. در یکی از نمونه‌ها (SDC1) از یک نیمرخ شیاردار و در دیگری (SDC2) از دو نیمرخ شیاردار استفاده شده است. در نمونه SDC1، حداکثر لنگر خمشی به ازای تغییر مکان ۳ درصد به میزان $1/4 M_p$ در اتصال ایجاد گردید. همچنین در این نمونه، لنگر خمشی مقاوم به ازای تغییر مکان ۴ درصد برابر با $0.95 M_p$ می‌باشد. در نمونه SDC2، لنگر خمشی به ازای تغییر مکان ۴ درصد برابر با $1/73 M_p$ است. در هر دو نمونه مقدار لنگر خمشی نمونه‌ها به ازای تغییر مکان ۴ درصد بیشتر از حداقل مقدار تعیین شده توسط آیین نامه AISC یعنی $0.8 M_p$ می‌باشد. در نمونه SDC2 با استفاده از دو نیمرخ شیاردار برای اتصال تیر به ستون، شکل‌پذیری و جذب انرژی اتصال افزایش یافته است. همچنین ظرفیت لنگر خمشی این اتصال نیز افزایش یافته است. در این نمونه تا قبل از تغییر مکان ۴ درصد ترک در پایه‌های میراگرها بوجود نیامد.

این نوع اتصال‌ها ظرفیت تحمل دوران پلاستیک مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ها [۱۹-۲۲] را دارند و در عین حال می‌توانند لنگر خمشی بیش از مقادیر توصیه شده توسط آیین‌نامه‌ها را تحمل کنند. موارد زیر بر اساس نتایج آزمایش‌ها بدست آمده‌اند.

این نوع اتصال از تمرکز تنش و آسیب دیدن جوش‌های اتصال جلوگیری می‌کند. لازم به ذکر است که این نوع آسیب در سایر اتصال‌های خمشی متداول، امری بسیار رایج می‌باشد. در دو نمونه مورد آزمایش، هیچگونه شکست و آسیبی در جوش‌های اتصال مشاهده نگردید.

در طول مدت بارگذاری، تغییر شکل‌های پلاستیک فقط در میراگرها ایجاد شد و بنابراین هیچ آسیبی در تیر و ستون ایجاد نشد.

در طول مدت بارگذاری، هیچ کمناش جانبی در بال‌ها و جان تیرها ایجاد نشد و پس از آزمایش نیز هیچ تغییر شکل پلاستیک ماندگاری در تیر ایجاد نگردید و جذب انرژی بارگذاری فقط توسط میراگر انجام شد.

نمونه SDC2 با دو میراگر، ظرفیت جذب انرژی بیشتری را نسبت به نمونه SDC1 با یک میراگر از خود نشان می‌دهد. نسبت جذب انرژی نمونه SDC2 به نمونه SDC1 برابر $1/51$ می‌باشد. همچنین نسبت ظرفیت لنگر خمشی مقاوم نمونه SDC2 به نمونه SDC1 برابر $1/23$ می‌باشد.

موارد بالا، کارایی مناسب این اتصال جدید را نشان می‌دهند، زیرا هدف اصلی از کاربرد میراگر، افزایش شکل‌پذیری اتصال خمشی تیر به ستون فولادی و جلوگیری از آسیب دیدن جوش‌های اتصال، چشمه اتصال و تیر می‌باشد. که همگی این اهداف در نمونه‌های آزمایشگاهی تأمین شدند. با این وجود، انجام مطالعه و پژوهش بیشتر برای شناسایی رفتار این نوع اتصال جدید ضروری می‌باشد.

۹- مراجع

- [1] Popov, E.P. and Tsai, K.C. (1989), "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads", Engineering Journal of AISC, Vol. 26, No. 2, pp. 51-60.
- [2] Engelhardt, M.D., and Husain, A. S. (1993), "Cyclic-Loading Performance of Welded Flange-Bolted Web Connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3537-3550.
- [3] SAC, (1997), Interim Guidelines Advisory No.1, FEMA-267A, SAC Joint Venture.
- [4] Chi, B. and Uang, C.M. (2002), "Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns", Journal of Structural Engineering, Vol.128, No. 4, pp. 464-473.
- [5] Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A. (2006), "A Moment Resisting Connection for Earthquake Resistant



- [14] Benavent-Climent, A. (2010), "A Brace-Type Seismic Damper Based on Yielding the Walls of Hollow Structural Sections", *Engineering Structures*, Vol.32, No. 4, pp. 1113-1122.
- [15] Maleki, S. and Mahjoubi, S. (2013), "Dual-Pipe Damper", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 85, pp. 81-91.
- [16] Tagawa, H., Yamanishi, T., Takaki, A. and Chan, R.W. (2016), "Cyclic Behavior of Seesaw Energy Dissipation System with Steel Slit Dampers", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp. 24-34.
- [17] Banisheikhleslami, A., Behnamfar, F. and Ghandil, M. (2016), "A Beam-to-Column Connection with Visco-Elastic and Hysteretic Dampers for Seismic Damage Control", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp. 185-195.
- [18] Deihim, M. and Kafī, M.A. (2017), "A Parametric Study into the New Design of a Steel Energy-Absorbing Connection", *Engineering Structures*, Vol. 145, pp. 22-33.
- [19] AISC 358-10, (2010), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction.
- [20] AISC 341-05, (2005), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [21] FEMA-355D, (2000), *State of the Art Report on Connection Performance*, Federal Emergency Management Agency.
- [22] FEMA 350, (2000), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency.
- [6] Hedayat, A.A. and Celikag, M. (2010), *Reduced Beam Web (RBW) Connections with Circular Openings, Structural Steel, Shapes and Standards, Properties and Applications*.
- [7] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, No. 2, pp. 277-288.
- [8] Skinner, R., Kelly, J. and Heine, A. (1974), "Hysteretic Dampers for Earthquake Resistant Structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 3, No. 3, pp. 287-296.
- [9] Chan, R.W. and Albermani, F. (2008), "Experimental Study of Steel Slit Damper for Passive Energy Dissipation", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 4, pp. 1058-1066.
- [10] Oh, S.-H., Kim, Y.-J. and Ryu, H.-S (2009), "Seismic Performance of Steel Structures with Slit Dampers", *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 9, pp. 1997-2008.
- [11] Saffari, H., Hedayat, A. and Nejad, M.P. (2013), "Post-Northridge Connections with Slit Dampers to Enhance Strength and Ductility", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 80, pp. 138-152.
- [12] 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*, Vol. 66, No. 11, pp. 1320-1329.
- [13] Hedayat, A.A. (2015), "Prediction of the Force Displacement Capacity Boundary of an Unbuckled Steel Slit Damper", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 114, pp. 30-50.

پی نوشت

¹ Reduced Beam Section (RBS)

² Seismic Analysis Code (SAC)

³ Accordion-web RBS

⁴ Slit damper



تأثیر مهاربندهای فولادی همگرا و ورق‌های اتصال آن بر عملکرد قاب‌های بتنی بهسازی شده

موسی مظلوم^{۱*}، عباس موسی فراش^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۸۱۵۸۱۱، Mazloom@srutu.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۲/۰۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸)

چکیده

در این تحقیق قاب‌های بتنی تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا مورد بررسی قرار گرفتند و ورق‌های اتصال مهاربندها با ضخامت و شکل‌های مختلف در قاب‌های بتنی مدل‌سازی شدند. این مدل‌ها در نرم افزار Abaqus ساخته شدند و از تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و هندسه استفاده شد. همچنین قاب‌ها تحت اثر بارهای جانبی قرار گرفتند و بارگذاری به صورت اعمال تغییر مکان یکسویه بود. با استفاده از نتایج تحلیل‌های انجام شده، رفتار ورق‌های اتصال بدست آمد و این رفتار با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید و صحت انجام تحلیل توسط نرم افزار Abaqus اثبات شد. سپس نمونه‌های ورق اتصال که از نظر شکل‌پذیری و مقاومت دارای اهمیت بیشتری بودند با هم مقایسه گردیدند. نتایج نشان داد که با اضافه کردن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی، ظرفیت باربری سازه و سختی آن به ترتیب تا حدود ۱۲ و ۳ برابر افزایش یافتند. ضمناً مقاومت قاب با ورق اتصال پنج‌ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی حدود ۲۱ و ۲۴ درصد افزایش پیدا کرد. همچنین شکل‌پذیری قاب‌های تقویت شده با ورق اتصال پنج‌ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۱/۶۵ و ۲/۰۶ برابر گردید. بنابراین ورق‌های پنج‌ضلعی بهترین گزینه در اتصال مهاربندهای فولادی برای تقویت قاب‌های خمشی بتنی است.

واژگان کلیدی

قاب بتنی، مهاربند فولادی همگرا، سختی، مقاومت

Effect of Concentric Steel Bracings and Its Gusset Plates on the Performance of Retrofitted Concrete Frames

M. Mazloom, A. Moosa Farash

Abstract

In the present research, concrete frames reinforced with concentric steel bracings were investigated and gusset plates for the bracing systems were modeled with different thicknesses and geometries. These models were constructed in ABAQUS Software, and nonlinear static analysis was used considering nonlinear effects of the materials and geometry. Therefore, the frames were subjected to lateral loads with the loading applied in the form of unilateral displacement. Using the results of the performed analyses, the behavior of the connection sheets was determined and compared with the experimental data to verify the analysis performed by ABAQUS Software. Afterwards, a comparison was made between the sample connection sheets of higher importance in terms of ductility and strength. The results indicated that by introducing the steel bracing systems into the concrete moment frames, load bearing capacity and stiffness of the structures were enhanced by up to about 12 and 3 times, respectively. Furthermore, the strength of the frames containing pentagon gusset plates was higher than those with rectangular and triangular gusset plates about 21% and 24%, respectively. Moreover, the ductility of the reinforced frames with pentagon gusset plates was higher than those of the frames with rectangular and triangular plates about 1.65 and 2.06 respectively. Consequently, pentagon gusset plates are the best option in concentric steel bracings for retrofitting concrete frames.

Keywords

Concrete frame, Concentric steel bracing, Stiffness, Strength



ستون‌های بتنی و افزایش ظرفیت محوری آنها بصورت آزمایشگاهی با ساخت ۱۵ نمونه بررسی کردند. نتایج آنها حاکی از آنست که بکارگیری غلاف فولادی تاثیر بسزایی در افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری ستون‌های بتنی خواهد داشت.

Truong و همکارانش [۱۰] نیز بصورت آزمایشگاهی راهکارهای مختلفی را برای بهسازی ستون‌های بتنی نظیر غلاف فولادی، پوشش CFRP^۲، پوشش بتنی جدید و پوشش الیافی فلزی آمورف را بررسی کردند. ۹ نمونه آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای با درنظر گرفتن نیروی محوری اولیه ستون‌ها بررسی شد. نتایج حاکی از آن بود که راهکارهای پیشنهادی باعث تغییر مد خرابی ستون‌های ضعیف به مد خرابی نرم همراه با افزایش ظرفیت، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بوده است.

Rahai و Lashgari [۱۱] رفتار قاب بتنی با مهاربند، کماتش قاب را مورد بررسی عددی قرار دادند که طبق نتایج آنها، با استفاده از این روش، سختی، مقاومت و سطح عملکرد سیستم افزایش می‌یابد. Youssef و همکارانش [۱۲] و Ghaffarzadeh و همکارانش [۱۳] سیستم‌های مهاربندی همگرای مختلفی را به صورت آزمایشگاهی مورد آزمایش قرار دادند. طبق مطالعات آنها، استفاده از سیستم مهاربندی هم برای ساختمان‌های نوساز و هم در جهت بهسازی ساختمان‌های موجود کاربرد دارد و نتایج مطلوبی به دست می‌دهد. در ادامه کار آنها Maheri و Ghaffarzadeh [۱۴] اندرکنش بین قاب بتنی و مهاربند فلزی را مورد بررسی قرار دادند و مقدار اضافه مقاومت ناشی از این اندرکنش را محاسبه نمودند.

Viswanath و همکارانش [۱۵] اثر توزیع مهاربندها در ارتفاع بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه را بررسی نمودند. آنها انواع مهاربندها را بررسی کرده و دریافت طبقات را گزارش نمودند. طبق نتایج آنها، مهاربند همگرای نوع ضربداری در افزایش سختی و کاهش دررفت بین طبقه‌ای بهترین عملکرد را از خود نشان می‌دهد. Ozel و Guneyisi [۱۶] طی یک تحلیل شکنندگی به بررسی رفتار قاب بتنی همراه با مهاربند واگرا را بررسی نمودند. آنها انواع مهاربندهای واگرا شامل K ، D و V با توزیع متفاوت در ارتفاع قاب بتنی در نظر گرفته و بهسازی این قاب‌ها را گزارش نمودند.

Maheri و همکارانش [۵] با انجام آزمایش بر روی قاب بتنی و مهاربند فلزی همگرا و زانویی، رفتار پوش‌آور آن را بررسی کردند. طبق نتایج آنها، میزان سختی و مقاومت و سطح عملکرد سیستم ارتقاء یافت و همچنین شکل‌پذیری سیستم نیز

سیستم مهاربند فلزی همگرا، یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله می‌باشد که به صورت ضربداری، هشتی و هفتی در سازه نصب می‌شوند. در سازه‌های بتنی، معمولاً سختی جانبی، توسط قاب خمشی به صورت مجزا و یا تلفیق قاب خمشی و دیوار برشی بتنی تامین می‌گردد. استفاده از ترکیب قاب خمشی به همراه سیستم مهاربند فولادی می‌تواند در حالتی مفید واقع شود [۱]. علت مفید واقع شدن این نوع سیستم در هزینه کمتر ساخت و نیز تعمیر و تعویض سیستم پس از زلزله است. همچنین برای سازه‌های بتنی که پس از ساخت به هر علت مشخص گردد که سازه در برابر بارهای جانبی ضعیف است، می‌توان از این نوع سیستم استفاده کرد [۲].

Elfath و Ghobarah [۳ و ۴] با انجام آنالیز غیرارتجاعی و دینامیکی طیفی تحت اثر زلزله‌های مختلف، رفتار مهاربندهای هم محور و برون محور در قاب بتنی را مورد بررسی قرار دادند. Maheri و همکارانش [۵] به بررسی تجربی استفاده از مهاربند زانویی شکل‌پذیر و مقایسه با مهاربند فلزی در قاب‌های خمشی بتنی پرداختند. مطالعات صورت گرفته بیانگر بهبود شکل‌پذیری قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی می‌باشند.

Maheri و Hajipour [۶] به بررسی تجربی طراحی اتصالات مهاربندهای فولادی در قاب بتنی پرداختند و به ارائه یک سری جزئیات برای اتصالات این نوع سیستم سازه‌ای پیشنهاد نمودند. Maheri و Memarzadeh [۷] با استفاده از نرم‌افزار ANSYS رفتار غیرخطی قاب بتنی همراه با مهاربند همگرا را بر اساس کارهای آزمایشگاهی خود مورد ارزیابی قرار دادند. آنها بر اساس دو فلسفه تیر ضعیف و مهاربند ضعیف به بررسی رفتار قاب و مهاربند پرداختند که دیده شد در هر دو روش تقویت قاب با مهاربند موثر است.

Shin و همکارانش [۸]، عملکرد دینامیکی قاب‌های بتنی مسلح بهسازی با پوشش‌های FRP^۱ ستونی را بررسی کردند. آنها قاب‌های دو طبقه بتنی مسلح ضعیف تمام مقیاس را که مد خرابی آنها گسیختگی ترد ستون‌های طبقه اول بود را با استفاده از الیاف FRP در ستون‌های طبقه اول بهسازی کردند. بارگذاری لرزه‌ای توسط میز لرزان به نمونه‌ها اعمال شد. نتایج بیانگر آنست که این شیوه بهسازی سبب یکنواخت‌تر شدن توزیع دررفت^۲ در طبقات شده است.

He و همکارانش [۹]، بکارگیری غلاف فولادی به همراه تزریق بتن بازیافتی را به عنوان راهکاری برای مقاوم سازی

حفظ شد. علاوه بر این، طی یک تحقیق عددی Maheri و Akbari [17] ضریب رفتار این سیستم‌های دوگانه را محاسبه نمودند. نحوه اتصال مهاربند فلزی به قاب بتنی موضوع تحقیق محققان زیادی بوده است [20-18]. این اتصالات شامل چسب، گروت یا وصله‌های مکانیکی می‌باشد. Maheri و Hadjipour [6] اتصالی پیشنهاد کردند که نیروی خروج از مرکزیت مهاربند را کمینه می‌کند.

Maheri و Akbari [21] طی یک تحقیق عددی به بررسی ضریب رفتار قاب بتنی مسلح مقاوم شده با مهاربند فولادی پرداختند. آنها قاب‌های چهارطبقه بتنی مسلح با مهاربندهای ضربدری، هشت و زانوئی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آنها بیانگر این است که با تغییر محل مهاربند، از دهانه وسط به دهانه کناری، ضریب رفتار سازه، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه کاهش می‌یابد، ولی زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد.

Malekpour و Ghafarzade [22]، قاب‌های بتنی که توسط مهاربند فلزی تقویت شده بودند را تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک مورد تحلیل قرار دادند. آنها طی یک تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی عملکرد کلی قاب‌ها در سه سطح قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و ممانعت از فروریزش مورد بررسی قرار دادند. طبق نتایج آنها حاکی از آنست که، قاب‌های دوگانه بتنی مسلح با مهاربند فولادی در زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد بسیار خوبی را از خود نشان داده و سطح عملکرد ایمنی جانی را که بر مبنای آن طراحی شده بودند، برآورده کردند که نشان از قابلیت بالای این سیستم دوگانه سازه‌ای در هنگام وقوع زلزله دارد. نکته قابل توجه این است که در این ارزیابی از رکوردهای نزدیک گسل استفاده شده است که خود پالس‌های بسیار قوی را به سازه اعمال می‌کنند.

Salajeghe و Habibi-pour [23] ضریب رفتار قاب‌های بتنی تقویت شده با مهاربند فولاد و اگر EBF را مورد بررسی قرار دادند. آنها با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی پوش‌آور و نرم‌افزار ANSYS ضریب رفتار این سیستم را محاسبه نمودند. بر اساس نتایج آنها، استفاده از مهاربند و اگرای فولادی ضریب رفتار میانگین قاب‌های بتنی مسلح را کاهش داده ولی در عین حال موجب افزایش برش پایه آنها شده است. علاوه بر این، kheyroddin و Shamkhani-moghadam [24] نیز رفتار قاب بتنی و مهاربند و اگر را بررسی نمودند. kheyroddin و همکارانش [25] رفتار سازه‌های بتنی مسلح که توسط مهاربند

فولادی تقویت شده‌اند را مورد بررسی قرار دادند. طبق این تحقیق، تأثیر دیوار برشی و مهاربندهای فولادی در تقویت ساختمان‌های بتنی آرمه موجود و اندرکنش سه گانه آنها توسط آنالیز یک سازه بتنی آرمه مورد بحث و بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که اگر در یک سازه بتنی آرمه موجود که دارای قاب خمشی و دیوار برشی می‌باشد و با مهاربندهای فولادی تقویت شده است، تغییر مکان جانبی از حد مجاز تجاوز کند مساحت بادبند تا مقدار مشخصی می‌تواند موثر واقع شود و بعد از حد معین تأثیر چندانی بر روی رفتار سازه نخواهد داشت.

با افزایش مساحت مهاربندها جذب برش توسط قاب کاهش یافته و بعد از حد مشخصی مهاربندها نقش خاصی را در جذب برش زلزله ندارند. رفتار مهاربند و قاب در طبقات پایین تقریباً مشابه بوده و جذب برش زلزله توسط هر یک در طبقات پایین و میانی تقریباً برابر است. مقایسه دو سیستم قاب خمشی با مهاربند و بدون بادبند فولادی نشان می‌دهد که، استفاده از مهاربند فولادی، تغییر مکان جانبی سازه را حدود ۵۰ درصد کاهش می‌دهد [25].

Emami و همکارانش [26] به بررسی تأثیر دستک فلزی بر رفتار غیرخطی قاب‌های بتنی آرمه به کمک روش المان محدود پرداختند. نتایج روش عددی المان محدود نشان می‌دهد که استفاده از طوقه و دستک فلزی به صورت فشاری و کششی با مساحت مقطع ۵ تا ۱۰ سانتی‌مترمربع در این قاب، باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت نهایی و کاهش تغییر مکان نهایی قاب بتنی آرمه می‌شود. همچنین دستک با جاری شدگی خود به عنوان سیستم دفاعی اول در برابر بارهای جانبی، می‌تواند مانند فیوزی، جذب انرژی و میزان شکل‌پذیری آن را افزایش دهد و همچنین تنش‌های ناشی از بار جانبی در محل چشمه اتصال را کاهش داده و مفصل پلاستیک را از چشمه اتصال دور کند.

Goel و Lee [27] مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح تقویت شده با مهاربند فولادی شکل‌پذیر را بررسی کردند که نتایج حاکی از شکل‌پذیری مناسب این سیستم داشت. همچنین نمونه‌های عملی بهسازی با استفاده از این روش توسط Sekiguchi و همکارانش [28]، Del Valle Calderon و همکارانش [29] و Badoux و Jirsa [30] گزارش شده است. Tagawa و همکارانش [31] قاب‌های بتنی با مهاربندی K شکل را آزمایش کردند. نتایج حاکی از آنست که مقاومت معادل این قاب، مجموع مقاومت قاب بتنی و مهاربندی فولادی می‌باشد.



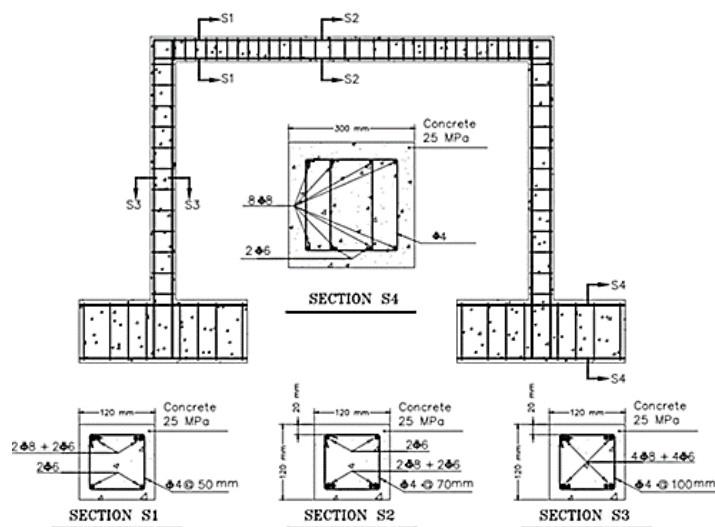
ارزیابی می‌گردد. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱) آورده شده است.

ابعاد و هندسه نمونه‌های عددی دقیقاً مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی مدل شدند. برای بتن از المان C3D8R که نشان‌دهنده یک المان شش وجهی هشت گرهی است استفاده شده است. آرماتورها نیز از المان خرابایی دوگره‌ای با نام T3D2 که نشان‌دهنده یک المان خطی دو گرهی در فضای سه بعدی مدل‌سازی شدند. برای ورق‌های اتصال مهاربند، از المان پوسته‌ای با نام S4R که نشان‌دهنده المان پوسته‌ای چهارگره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته می‌باشد، استفاده شد. شکل (۲). انتگرال‌گیری کاهش یافته با کم کردن تعداد نقاط گوسین در انتگرال‌گیری عددی، مقدار حجم محاسبات را کاهش می‌دهد [۳۱].

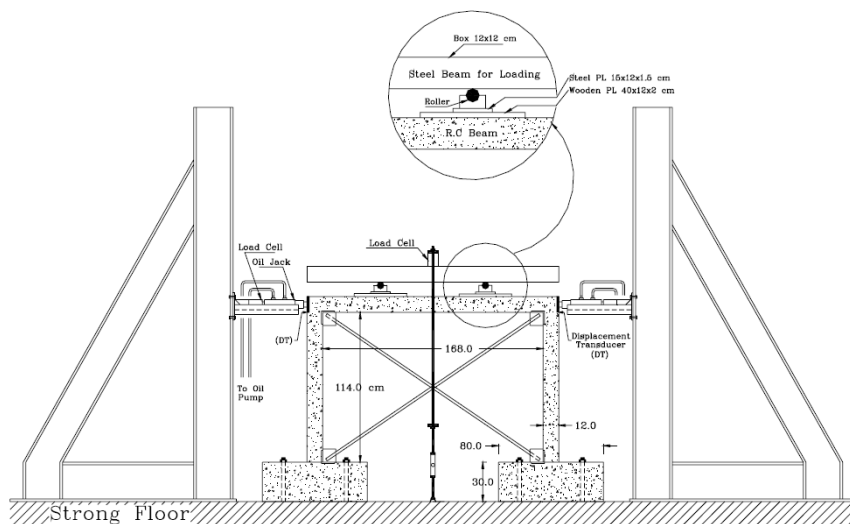
در این شیوه بهسازی، اتصال مهاربند به قاب بتنی نقش مهمی را در عملکرد لرزه‌ای قاب بهسازی شده ایفا می‌کند. در میان تحقیقات صورت پذیرفته، تأثیر پارامترهای هندسی ورق اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی در عملکرد سازه‌ای آن کمتر مورد توجه قرار گرفته است. لذا در تحقیق پیش رو، این موضوع بصورت عددی مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- صحت سنجی مدل‌سازی

از آنجایی که تحقیق حاضر بصورت عددی در نرم‌افزار Abaqus [۳۲] انجام می‌گردد، ابتدا به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی، نمونه آزمایشگاهی Massumin و Absalan [۳۳] که شامل قاب بتنی بدون مهاربند است، در نرم‌افزار شبیه‌سازی و نتایج عددی با آزمایشگاهی مقایسه شده و دقت مدل‌سازی

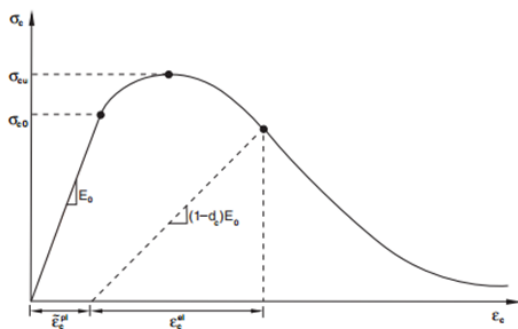


الف) نمونه بدون مهاربند فولادی [۱۸]

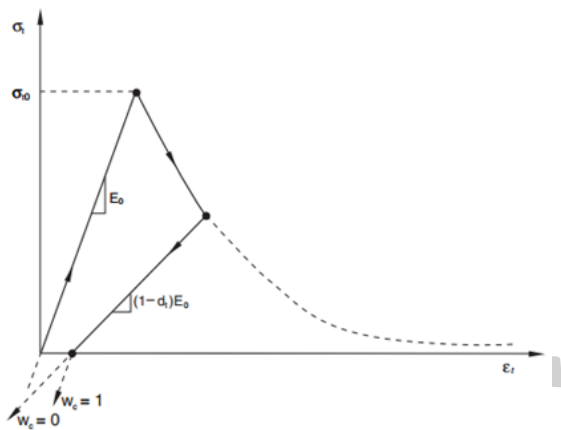


ب) جزئیات Setup آزمایشگاه [۱۸]

شکل ۱- جزئیات نمونه های آزمایشگاهی

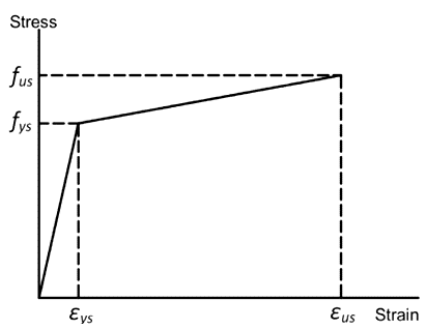


الف) منحنی تنش کرنش فشاری



ب) منحنی تنش کرنش کششی

شکل ۳- منحنی تنش کرنش بتن با مدل CDP



شکل ۴- منحنی تنش کرنش فولاد سخت‌شونده

جدول ۲- مشخصات مصالح فولادی

مُدول الاستیسیته (MPa)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی
۲۰۰۰۰۰	۰/۵۲	۳۰۰	۵۲۰	۰/۰۹

تحلیل از نوع استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و هندسه در نظر گرفته شد. بارگذاری نیز بصورت تغییر مکان یکسویه جانبی به سر قاب^۷ می‌باشد. شرایط



الف) المان سه بعدی شش وجهی (ب) المان پوسته چهارپهلوی (ج) المان خطی دوگره‌ای خرابایی

شکل ۲- مشخصات المان‌های بکار رفته در مدل‌سازی عددی [۳۱]

برای مدل‌سازی بتن از مصالح CDP^۸ با منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی نشان داده شده در شکل (۳) با قابلیت‌های زیر استفاده شده است.

- مدل‌سازی بتن در انواع مختلف المان‌های سازه‌ای همانند تیر، خرابا، پوسته‌های بتنی و المان‌های سه بعدی
- کاربرد در بتن‌های مسلح و غیرمسلح
- کاربرد تحت بارگذاری‌های یکنواخت، ارتعاشی و دینامیکی
- دارا بودن حساسیت به نرخ کرنش
- در نظر گرفتن تاثیرات بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری‌های چرخه‌ای
- قابلیت استفاده از ویسکوالاستیسته^۶ در معادلات حاکم برای رسیدن به همگرایی بهتر در بخش نرم‌شوندگی
- قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی

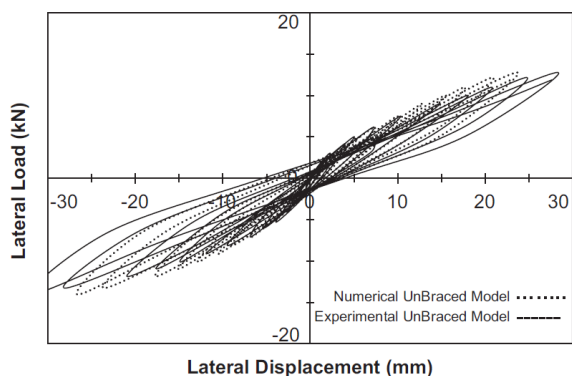
برای فولاد نیز از مدل سخت‌شونده دوخطی ایزوتروپیک نشان داده شده در شکل (۴) استفاده شده است.

بتن مورد استفاده در این مدل دارای مقاومت مشخصه ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد. مدول الاستیسته فولاد نیز برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال با ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. مقدار تنش تسلیم فولاد برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و مقدار تنش نهایی آن ۵۲۰ با کرنش نهایی ۰/۰۹ می‌باشد. پوشش بتن روی میلگردها در ستون و تیر نیز ۲۰ میلیمتر لحاظ شده است. مشخصات بتن و فولاد مصرفی در جدول (۱) و (۲) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح بتنی

مُدول الاستیسیته (MPa)	نسبت پواسون	زاویه اتساع	گریز از مرکز
۲۵۷۴۴/۱	۰/۲	۳۵	۰/۱
F_{b0}/f_{c0}	سختی	ویسکوزیته	
۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۱	

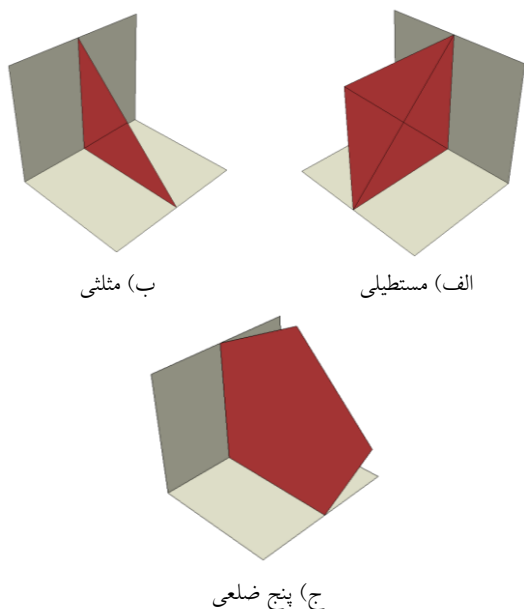




شکل ۷- هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و عددی قاب بتنی بدون مهاربند [۳۳]

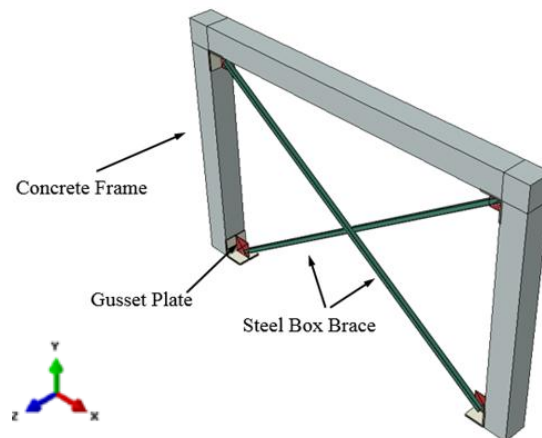
۳- معرفی نمونه‌های عددی

برای بررسی تاثیر ضخامت ورق اتصال مهاربند برای بهسازی قاب‌های بتنی ضعیف، ۴ نمونه ورق اتصال با ضخامت‌های ۲، ۴، ۸ و ۱۲ میلی‌متر انتخاب شد. برای بررسی شکل صفحه اتصال در عملکرد قاب‌های بهسازی شده، سه نمونه با ورق‌های اتصال نشان داده شده در شکل (۸) مدل‌سازی شد. برای هر یک از این شکل‌های ورق اتصال مهاربند، سه مقدار ضخامت ۲، ۴ و ۸ میلی‌متر در نظر گرفته شد. نتایج نمونه‌ها در دو بخش مجزا ارائه می‌شود.



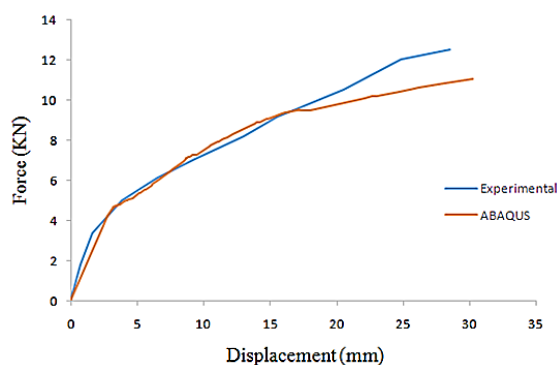
شکل ۸- شکل‌های مختلف در نظر گرفته شده برای ورق اتصال مهاربند

مرزی در مدل‌سازی عددی، جلوگیری از حرکت خارج از صفحه قاب به همراه مقید نمودن کلیه درجات آزادی گره‌های پای ستون می‌باشد (شکل (۵)). با توجه به حجم محاسبات مقدار مش‌بندی مقدار ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد که کمتر از این مقدار تفاوت محسوسی در نتایج دیده نمی‌شد. از طرفی با ریزتر کردن اندازه المان‌ها کمتر از این مقدار دقت اندکی افزایش یافته و حجم محاسبات به شدت افزایش می‌یافت.



شکل ۵- مدل عددی قاب بهسازی شده

مقایسه نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند در شکل (۶) حاکی از انطباق مناسب نمونه عددی با آزمایشگاهی می‌باشد. لازم به ذکر است که پوش نمودار هیستریزس^۸ نیرو-جابجایی نمونه آزمایشگاهی معصومی و آیسلان ارائه شده در شکل (۷) برای صحت سنجی اقتباس شده است.



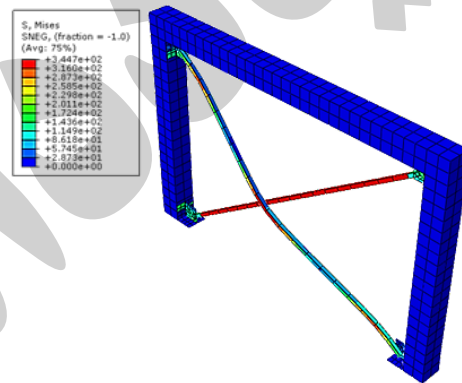
شکل ۶- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند آزمایشگاهی و عددی

۴- نتایج تحلیل نمونه‌های عددی

۴-۱- تاثیر ضخامت ورق اتصال در عملکرد قاب‌های

بهسازی شده بتنی

در شکل (۹) توزیع تنش‌های فون میسر^۹ در مهاربند و نحوه کمانش مهاربند نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود با وارد شدن بار محوری فشاری به مهاربند، کمانش کرده و مهاربند کششی به مرز تسلیم می‌رسد. در شکل (۱۰) توزیع ترک‌های کششی و فشاری در قاب بتنی در گام آخر بارگذاری نشان داده شده است. بیش‌ترین تراکم مفاصل پلاستیک در محل اتصال مهاربند و قاب ایجاد شده است.



شکل ۹- توزیع تنش فون میسر (MPa) و نحوه کمانش مهاربند در نمونه عددی

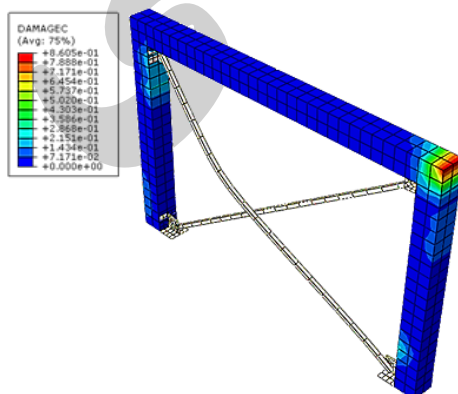
نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند برای این نمونه‌ها در شکل (۱۱) حاکی از آنست که با افزایش مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند مقدار سختی و مقاومت تسلیم نمونه قاب افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است در

ضخامت‌های ۲ تا ۸ میلی‌متری صفحه اتصال این تغییر محسوس بوده در حالیکه با افزایش مقدار ضخامت به ۱۲ میلی‌متر، میزان افزایش مقاومت و سختی تغییر چندانی نمی‌کند.

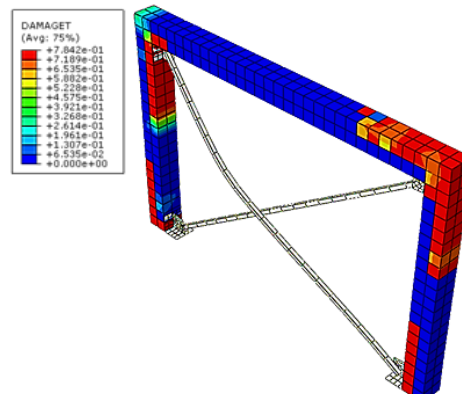
در واقع با افزایش مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند، صلبیت خمشی ورق اتصال مهاربند افزایش یافته است. کمانش مهاربند موجب ایجاد تنش‌های خمشی در ورق اتصال مهاربند می‌کند و هر چه ضخامت ورق بیش‌تر باشد، مقدار ظرفیت کمانشی مهاربند بیش‌تر خواهد بود. در این مورد نیز با افزایش مقدار ضخامت ورق، صلبیت آن افزایش یافته و مهاربند در مقدار بار بیش‌تری کمانش خواهد کرد. در نتیجه مقدار بار قابل تحمل توسط قاب افزایش می‌یابد.

در شکل (۱۲) مقدار ظرفیت تسلیم نمونه‌ها با توجه به مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند و همچنین نمونه بدون ورق مهاربند نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، مقدار مقاومت نمونه‌های دارای مهاربند به طور قابل توجهی حدوداً ۱۲ برابر از نمونه قاب بتنی بدون مهاربند بیش‌تر است. این نتیجه نیز در مقایسه با تحقیق Lee و Goel [۲۷] حدود ۲۴٪ مقاومت و شکل‌پذیری ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با مهاربند فولادی را افزایش داده است.

در شکل (۱۳) مقدار سختی نمونه‌ها با تغییر مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند نشان داده شده است. در این نمودار هم دیده می‌شود که با افزایش ضخامت ورق اتصال مهاربند سختی قاب بتنی دارای مهاربند حدوداً ۲ تا ۳ برابر از نمونه قاب بتنی بدون مهاربند بوده است. این نتیجه نیز در مقایسه با تحقیق Viswanath و همکارانش [۱۳] در حدود ۱۵٪ سختی قاب بتنی بهسازی شده با مهاربندهای فولادی همگرا را افزایش داده است.

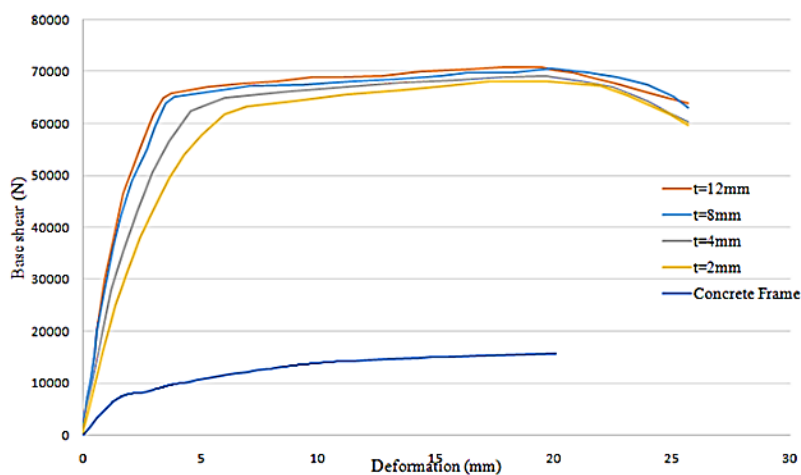


ب) توزیع ترک‌های فشاری

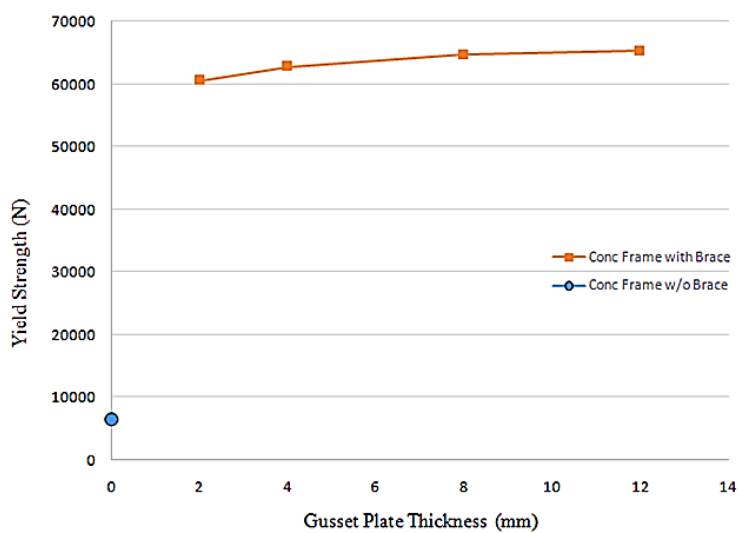


الف) توزیع ترک‌های کششی

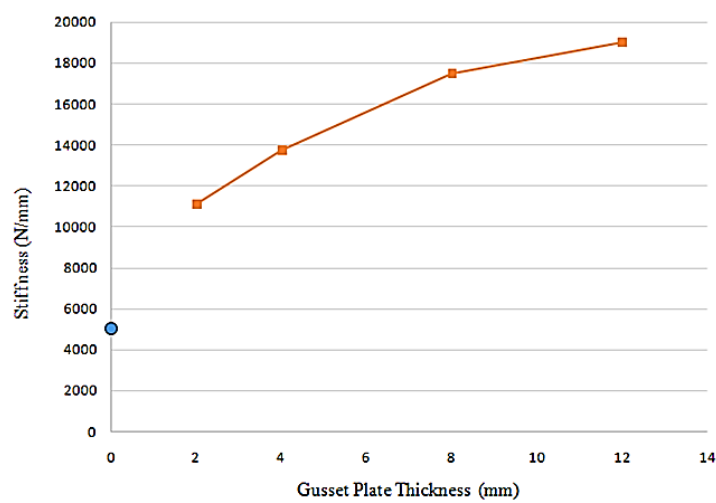
شکل ۱۰- توزیع ترک‌های کششی و فشاری در قاب بتنی



شکل ۱۱- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه‌ها قاب بتنی بدون مهاربند و با مهاربند با ضخامت ورق‌های اتصال مختلف



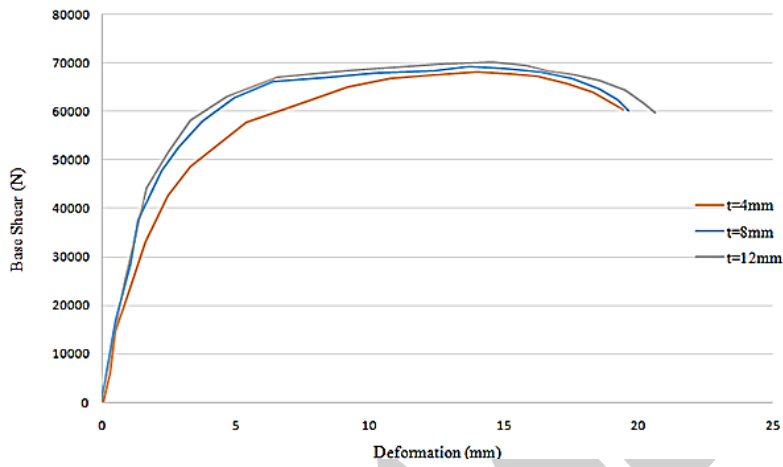
شکل ۱۲- تغییر ظرفیت باربری نمونه‌های با و بدون مهاربند فولادی



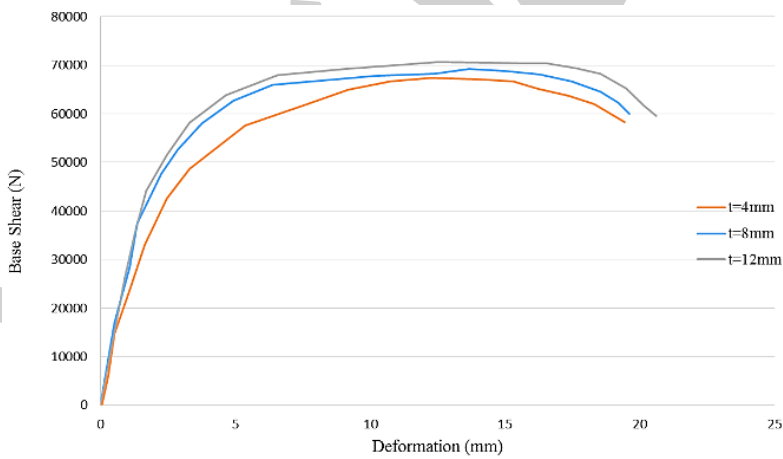
شکل ۱۳- تغییر سختی نمونه‌های با و بدون مهاربند فولادی

۴-۲- تاثیر شکل ورق اتصال در عملکرد قاب‌های بهسازی شده بتنی در شکل (۱۴) و (۱۵) نمودار برش پایه-تغییر مکان سر قاب

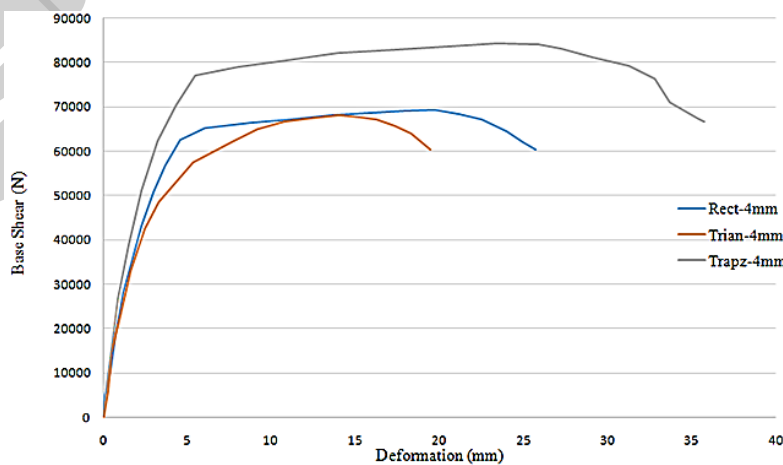
برای صفحه اتصال مثلثی، مستطیلی و پنج‌ضلعی آورده شده است. در شکل (۱۶) تا (۱۸) نیز نمودار مقایسه‌ای این نمونه‌ها در ضخامت‌های مختلف ارائه شده است.



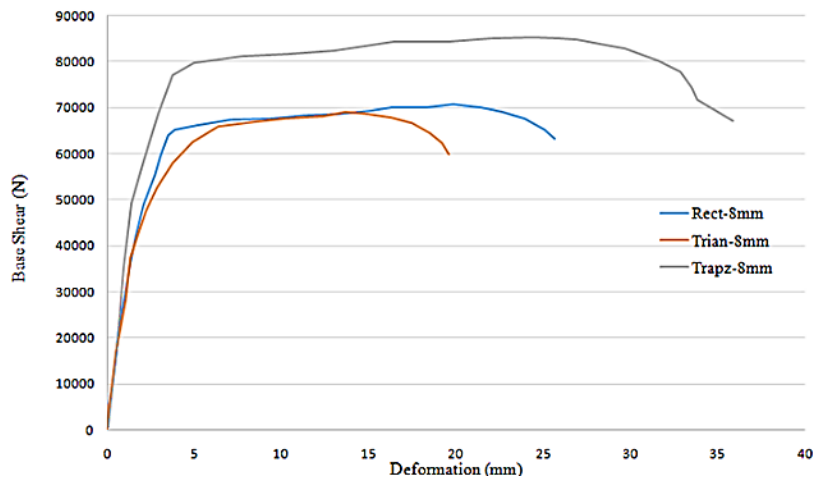
شکل ۱۴- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه با ورق اتصال مهاربند مثلثی



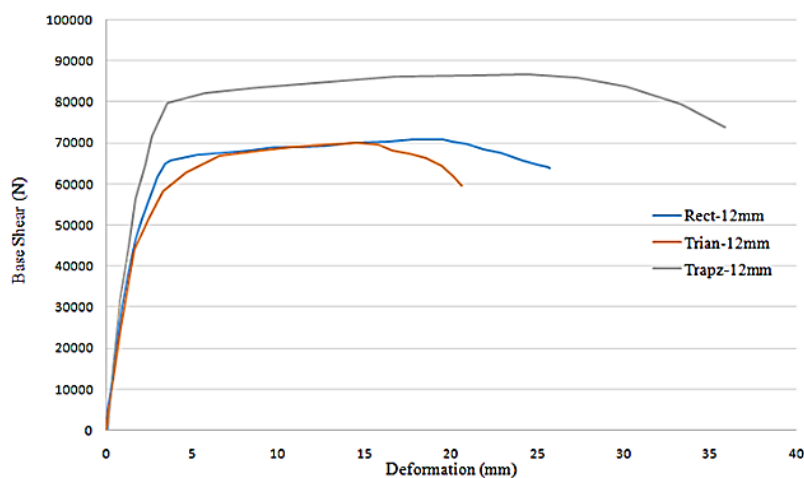
شکل ۱۵- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه با ورق اتصال مهاربند پنج‌ضلعی



شکل ۱۶- نمودار مقایسه‌ای برش پایه- تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۴ میلی‌متر



شکل ۱۷- نمودار مقایسه‌ای برش پایه- تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۸ میلی‌متر



شکل ۱۸- نمودار مقایسه‌ای برش پایه- تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۱۲ میلی‌متر

ورق‌های اتصال مثلثی، مستطیلی و پنج‌ضلعی در ضخامت‌های مختلف ارائه شده است.

جدول ۳- مقایسه‌ی شکل‌پذیری قاب مورد نظر با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده

ورق اتصال	t=۴ mm	t=۸ mm	t=۱۲ mm
مثلثی	۵/۱۲	۵/۹۶	۶/۲۵
مستطیلی	۵/۶۲	۷/۲۶	۷/۵۳
پنج‌ضلعی	۱۱/۰۰	۱۲/۳۱	۱۳/۳۳

ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری قاب با ورق‌های پنج‌ضلعی بیش از ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی است. بر اساس این جدول به ازای ضخامت ورق‌های اتصال ۴ میلی‌متر قاب با ورق‌های اتصال پنج‌ضلعی نسبت به قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی ۱/۹۵ و ۲/۱۴ برابر افزایش نشان می‌دهد. برای ضخامت ۸ میلی‌متر این مقادیر به ترتیب ۱/۶۵ و ۲/۰۶ می‌باشد.

نتایج حاکی از آنست که عملکرد قاب بتنی بهسازی شده با مهاربند دارای ورق اتصال پنج‌ضلعی بهتر از سایر ورق‌هاست. نمودار پوش‌آور با ورق مثلثی پایین‌تر از پوش‌آور سایر ورق‌های اتصال مهاربند می‌باشد. یعنی مقدار ظرفیت قاب با مهاربند با ورق اتصال مثلثی کمتر از مهاربند با ورق اتصال مستطیلی و پنج‌ضلعی است به این دلیل که در ورق‌های اتصال مستطیلی و پنج‌ضلعی مساحت ورق زیادتر شده است و به دنبال آن صلیبیت زیادتر شده است. همچنین با زیادتر شدن مساحت ورق، فاصله‌ای که مهاربند با ورق اتصال در تماس است بیشتر شده در نتیجه طول جوش افزایش پیدا می‌کند و باعث افزایش صلیبیت و مقاومت خواهد شد.

در محاسبه شکل‌پذیری بر اساس دستورالعمل FEMA [۳۴]، جابجائی نهائی (در ۸۰ درصد مقاومت جانبی) بر جابجائی انتهای رفتار خطی در مدل دوخطی ارائه شده تقسیم می‌شود. مطابق جدول (۳) مقادیر شکل‌پذیری قاب بتنی مورد نظر با



پنج ضلعی بهترین گزینه برای بالا بردن شکل پذیری قاب‌های بتنی تقویت شده با مهارندهای همگرا می‌باشد.

۹- مراجع

- [1] Badoux, M. and Jirsa, J.O. (1990), "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 116, No. 1, pp. 55-74.
- [2] Bush, T.D., Jones, E.A. and Jirsa, J.O. (1991), "Behavior of RC Frame Strengthened Using Structural-Steel Bracing", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 117, No. 4, pp. 1115-1126.
- [3] Elfath, A. and Ghobarah, A. (2000), "Behaviour of Reinforced Concrete Frames Rehabilitated with Concentric Steel Bracing", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, No. 3, pp. 433-444.
- [4] Elfath, A. and Ghobarah, A. (2001), "Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing", *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 7, pp. 745-755.
- [5] Maheri, M.R., Kousari, R., and Razazan, M. (2003), "Pushover Tests on Steel X-Braced and Knee-Braced RC Frames", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 13, pp. 1697-1705.
- [6] Maheri, M.R. and Hajipour, A. (2003), "Experimental Investigation and Design of Steel Brace Connection to RC Frame", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 13, pp. 1707-1714.
- [7] Maheri, M.R. and Memarzadeh, P. (2001), "Non Linear Analysis of Steelbraced Concrete Frames", *Proceedings of the 1st International Conference on Concrete & Development (IICCD)*, Tehran, Iran.
- [8] Shin, J., Scott, D.W., Stewart, L.K., Yang, C.S., Wright, T.R., DesRoches, R., (2016), "Dynamic Response of a Full-Scale Reinforced Concrete Building Frame Retrofitted with FRP Column Jackets", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 125, No. , pp. 244-253.
- [9] He, A., Cai, J., Chen, Q.J., Liu, X., Xue, H. and Yu, C., (2017), "Axial Compressive Behaviour of Steel-Jacket Retrofitted RC Columns with Recycled Aggregate Concrete", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 141, No. , pp. 501-516.
- [10] Truong, G.T., Kim, J.C. and Choi, K.K., (2017), "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns Retrofitted by Various Methods", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 134, pp. 217-235.
- [11] Rahai, A. and Lashgari, M. (2006), "Seismic Strengthening of Nine-Story RC Building Using Concentric and Buckling-Restrained Bracing", *Proceedings of the 31st Conference on Our World in Concrete & Structures*, Singapore.
- [12] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H. and Nehdi, M. (2007), "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 7, pp. 1561-1568.
- [13] Ghaffarzadeh, H. and Maheri, M.R. (2006), "Mechanical Compression Release Device in Steel Bracing System for Retrofitting RC Frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 5, No. 1, pp. 151-158.
- [14] Maheri, M.R. and Ghaffarzadeh, H. (2008), "Connection over Strength in Steel-Braced RC Frames", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 7, pp. 1938-1948.
- [15] Viswanath, K.G., Prakash, K.B. and Anant, D. (2010), "Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames", *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 114-122.

در ضخامت ۱۲ میلیمتر نیز مقادیر فوق به همان ترتیب ۱/۷۷ و ۲/۱۳ می‌باشد.

جدول (۴) مقاومت جانبی قاب بتنی مورد نظر را با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده نشان می‌دهد. مطابق این جدول قاب با ورق پنج ضلعی به ازای ورق‌های اتصال با ضخامت‌های مختلف مقاومت جانبی بیشتری را برای قاب مورد نظر فراهم کرده است. به عنوان نمونه در ضخامت ۸ میلیمتر قاب با ورق پنج ضلعی نسبت به قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی به ترتیب ۲۰/۶ و ۲۳/۳ درصد افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۴- مقایسه‌ی مقاومت جانبی قاب مورد نظر (نیوتن) با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده

ورق اتصال	t=۴ mm	t=۸ mm	t=۱۲ mm
مثلثی	۶۸۰۵۵	۶۹۱۶۷	۷۰۰۶۴
مستطیلی	۶۹۲۳۴	۷۰۷۳۶	۷۰۹۴۷
پنج ضلعی	۸۴۳۱۷	۸۵۳۳۳	۸۶۶۰۳

۵- نتیجه‌گیری

بر اساس تحقیقات صورت گرفته بر روی قاب‌های بتنی تقویت شده با مهارندهای فولادی، نتایج زیر حاصل گردید:

۱- با اضافه کردن مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی، ظرفیت باربری سازه و سختی آن به ترتیب تا حدود ۱۲ و ۳ برابر افزایش یافتند. بنابراین روش فوق در مقاوم سازی قاب‌های بتنی بسیار موثر است.

۲- با افزایش ضخامت ورق اتصال، مقاومت جانبی سازه تا حد مشخصی افزایش یافت و از آن به بعد تاثیر مثبت خود را از دست داد. یعنی افزایش بیش از حد ضخامت ورق اتصال، کمکی به بیشتر شدن مقاومت جانبی قاب‌های تقویت شده نمی‌کند.

۳- نتایج نشان داد که در یک ضخامت مشخص، مقاومت قاب با ورق اتصال پنج ضلعی نسبت به مقاومت قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۲۱ و ۲۴ درصد افزایش یافته است. بنابراین برای بالا بردن مقاومت جانبی سازه استفاده از ورق‌های پنج ضلعی توصیه می‌شود.

۴- شکل پذیری قاب‌های تقویت شده با ورق اتصال پنج ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۱/۶۵ و ۲/۰۶ برابر بیشتر بود. بنابراین استفاده از ورق‌های



- [۲۵] خیرالدین، ع. (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار ساختمان‌های بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبند فلزی"، نشریه دانشکده مهندسی، شماره ۱، دوره ۱۵، ص. ۴۷-۶۴.
- [۲۶] امامی، ا.، خیرالدین، ع. و شریبتدار، م.ک. (۱۳۹۳)، "بررسی تأثیر دستک فلزی بر رفتار غیرخطی قاب‌های بتن آرمه به کمک روش المان محدود"، نشریه علمی پژوهشی عمران مدرس، دوره ۱۴، شماره ۳، ص. ۱-۱۵.
- [27] Goel, S.C. and Lee, H.S. (1992), "Seismic Strengthening of Structures by Ductile Steel Bracing System", Proceeding of 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, Canada.
- [28] Sekiguchi, I. (1988), "Seismic Strengthening of an Existing Steel Reinforced Concrete City Office Building in Shizuoka, Japan", Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. III.
- [29] Del Valle Calderon, E., Foutch, A., Hjelmstad, K.D., Figueroa-Gutierrez, E. and Tena-Colunga, A. (1988), "Seismic Retrofit of a RC Building: A Case Study", Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. 3, pp. 451-456.
- [30] Badoux, M. and Jirsa, O. (1990), "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 55-74.
- [31] Tagawa, Y., Aoki, H., Huang, T. and Masuda, H. (1992), "Experimental Study of New Seismic Strengthening Method for Existing RC Structure", 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, pp. 5193-5198.
- [32] ABAQUS Documentation, Keyword Reference Manual, Assault Systems, ABAQUS In.
- [33] Massumin, A. and Absalan, M. (2013), "Interaction Between Bracing System and Moment Resisting Frame in Braced RC Frames", Archives of Civil and Mechanic a Eengineering, Vol. 13, No. 2, pp. 260-268.
- [34] EERC Performance Based Seismic Design of Buildings, prepared by the Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 283, Washington, D.C. (1996).
- [16] O'zel, A..E. and Gu'neyisi, E.M. (2011), "Effects of Eccentric Steel Bracing Systems on Seismic Fragility Curves of Mid-Rise R/C Buildings: a Case Study", Structural Safety, Vol. 33, No. 1, pp. 82-95.
- [17] Maheri, M.R. and Akbari, R. (2003), "Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings", Engineering Structures, Vol. 25, No. 12, pp. 1505-1513.
- [18] Maheri, M.R. and Sahebi, A. (1997), "Use of Steel Bracing in Reinforced Concrete Frames", Engineering Structures, Vol. 19, No. 12, pp. 1018-1024.
- [19] Tasnimi, A.A. and Masoomi, A. (1999), "Evaluation of Response of Reinforced Concrete Frames Strengthened with Steel Bracing", Proceedings of the 3rd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Iran, (in Farsi).
- [20] Canales, M.D., Broseno de la Vega R. (1992), "Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 5143-5147.
- [۲۱] اکبری، ر. و ماهری، م.ر. (۱۳۸۱)، "بررسی ضریب رفتار سیستم سازه‌ای قاب بتنی"، اولین کنفرانس ایمن سازی و بهسازی سازه‌ها.
- [۲۲] ملک‌ور، ص. و غفارزاده، ح. (۱۳۹۰)، "ارزیابی عملکرد قاب‌های بتن مسلح با مهاربند فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران.
- [۲۳] سلاجقه، ج. و حبیبی‌ور، ر. (۱۳۹۱)، "بررسی ضریب رفتار قاب بتنی تقویت شده با مهاربند فولادی واگرا EBF"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
- [۲۴] خیرالدین، ع. و شمشانی مقدم، م. (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار بادبند‌های واگرا در قاب‌های بتن‌آرمه موجود"، دومین همایش بین‌المللی ساختمان‌های بلند، ۱۳۸۰.

پی‌نوشت

- ¹ Fiber Reinforcement Polymer
- ² Drift
- ³ Carbon Fiber Reinforcement Polymer
- ⁴ Eccentric Braced Frame
- ⁵ Concrete Damage Plasticity
- ⁶ Viscoelasticity
- ⁷ Pushover
- ⁸ Hysteresis
- ⁹ Von Mises
- ¹⁰ Federal Emergency Management Agency



شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	لوتوس Bold	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	لوتوس Bold	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	نازنین Bold	نام مولفان
۱۲	لوتوس Bold	عناوین بخش ها
۱۶	تیترا Bold	عنوان مقاله

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد.	تایید
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	تایید
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید.