



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

سازه و فولاد

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

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

صفحه‌آرایی: حورا حاجی محمد شفیع

لیتوگرافی و چاپ:

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.

سال هفتم - شماره‌ی نهم

بهار و تابستان ۱۳۹۰

فهرست

۲..... انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵..... ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران
Reliability of the member stability criteria in the 2008 Iranian Specification For Structural Steel

محسنعلی شایانفر، محمدعلی برخوردار، محمد رحمانیان

۱۳..... اصلاح روش طراحی اتصالات مفصلی پیچی با در نظر گرفتن اثر نیروهای اهرمی شدن
Improving bolted simple connections design method in regard with effect of prying action

یوسف حسین زاده، محمدرضا فرج پور، محمدعلی لطف‌اللهی یقین

۲۷..... بررسی تاثیر صلبیت اتصال در جذب انرژی قاب‌های مهاربندی شده در سیستم‌های دوگانه سازه‌های فولادی
The effects of connection rigidity on energy absorption of braced frames in dual systems of steel frames

مرتضی نقی پور، حسین صادقی قادی

خصوصیات دینامیکی قاب‌های فولادی مقاوم خمشی با اتصالات نیمه صلب تحت تحلیل استاتیکی بار افزون و دینامیکی غیرخطی شتابنگاشت زلزله.....
Determining of Dynamic Characteristics of Steel Frames with Semi-Rigid Connections by Push-Over Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis

مجتبی فتیحی، فرهاد دانشجو

۵۳..... رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی در تحلیل واژگونی (خرابی) پیشرونده سازه‌های فولادی
Dynamic Increase Factor for Progressive Collapse Analysis of Steel Structures

آرش نجی، فریدون ایرانی

۶۳..... رفتار لرزه ای دیوارهای برشی مرکب
Seismic Response of Composite Steel Shear Walls

هاشم شریعتمدار، مجید عباس زادگان

۷۹..... مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه ای اتصالات خورجینی متداول و معیارهای پذیرش آنها
Experimental study of cyclic behavior of conventional saddle like connections and their acceptance criteria

حمیدرضا امیری هرمزکی، علی اکبر آفاکوچک

یادداشت فنی

۹۷..... بررسی عددی رفتار چرخه ای قابهای بادبندی قطری خارج از مرکز در دو حالت اتصال مفصلی و گیردار
Numerical Study on Cyclic Behavior of Eccentrically Diagonal Braced Frames in Two Cases: Simple and Rigid Connections

سید مهدی زهرائی، ابوذر صالح

۱۰۹..... شیوه نگارش

۱۱۱..... فرم 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 توصیفات 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 ترتیبی 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 رخدادهای 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 ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده

بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران

محسنعلی شایانفر^۱، محمدعلی برخوردار^۲، محمد رحمانیان^۳

(دریافت ۸۸/۲/۲۲، پذیرش ۹۰/۶/۲۲)

چکیده

علیرغم آنچه اغلب تصور می‌شود، پارامترهای مربوط به بار و مقاومت در طراحی اعضای سازه‌های کمیت‌های قطعی نیستند و متغیرهای تصادفی هستند، بنابراین طراحی سازه‌های کاملاً ایمن غیر ممکن است و استفاده از رویکرد احتمالاتی برای محاسبه قابلیت اعتماد اعضای سازه‌ای در طراحی امری اجتناب ناپذیر است. با توجه به ارائه روش بار و مقاومت در ویرایش جدید آیین‌نامه فولاد ایران و همچنین با توجه به عدم وجود تحقیقات گسترده و جامع در ارتباط با پارامترهای آماری مربوط به آیین‌نامه فولاد ایران در این مقاله سعی گردیده با جمع آوری اطلاعات موجود در آزمایشگاه‌های کارخانه‌های فولاد کشور و نتایج بدست آمده از سایر کشورها مدلی آماری برای مقاومت فولاد مصرفی در ایران ارائه گردد. سپس آنالیز قابلیت اعتماد برای اعضای طراحی شده به روش LRFD بر مبنای آیین‌نامه فولاد ایران برای حالت‌های حدی خمش، برش و فشار محوری انجام شده و شاخص قابلیت اعتماد برای تمامی نسبت‌های بار مرده به زنده، محاسبه گردیده است.

واژه‌های کلیدی

قابلیت اعتماد، سازه‌های فولادی، بار، مقاومت

Reliability of the member stability criteria in the 2008 Iranian Specification For Structural Steel

Abstract:

This paper provides an overview of reliability of the member stability criteria in the 2008 Iranian Structural Steel Specification. Steel building structures in the Iran have been designed from many years ago, but this is the first time that the LRFD methods have been developed and presented in this code. Development of LRFD design methodology involves consideration of safety factors to account uncertainty in loading, geometrical properties, modeling, analysis, material characteristics, etc. Management and control of risk due to uncertainties through proper design is a major engineering goal. The design codes and standards address uncertainties through safety factors that may be defined either implicitly such as those used for the allowable strength design (ASD) format or explicitly such as those used for the Load and Resistance Factor Design (LRFD) format. The purpose of this paper is to review the national reliability indices of the Iranian specification, using new information about material properties, and new evaluation of the relevant experiments. The paper will examine the reliability of beam, girders and column in some different load combination.

Keywords

Structural reliability, Structural steel, Safety

۱ عضو هیئت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران، Shayanfar@iust.ac.ir

۲ عضو هیئت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران، barkhordar@iust.ac.ir

۳ دانشجو کارشناسی ارشد دانشگاه علم و صنعت ایران، mohammad_rah@yahoo.com (نویسنده مسئول)



در این مقاله ابتدا سعی گردیده با نتایج حاصله از تست کشش فولاد در کارخانه‌های تولید فولاد داخل کشور و همچنین سایر تحقیقات خارجی مرتبط با فولادهای مشابه فولاد مصرفی داخل، مدلی احتمالاتی برای فولاد مصرفی در داخل ارائه گردد. بدیهی است استفاده از این نتایج نمی‌تواند منجر به تولید مدلی دقیق گردد لیکن در فقدان نتایج حاصل از برنامه‌های تحقیقاتی جامع می‌توان به تخمین اولیه‌ای دست پیدا کرد. در ادامه با انجام آنالیز قابلیت اعتماد برای رفتارهای خمشی، برشی و فشار محوری، شاخص قابلیت اعتماد در آیین‌نامه فولاد ایران برای تمامی نسبت‌های بار مرده به زنده، محاسبه گردیده است.

۲- مدل سازی بار

مقادیر اسمی بارهای به کار گرفته شده در آیین‌نامه فولاد ایران به مفاد آخرین ویرایش مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ارجاع داده می‌شود. لیکن ترکیبات بارگذاری به کار رفته در آیین‌نامه ذکر گردیده است. متأسفانه مطالعات جامعی بر روی عدم قطعیت‌های بارگذاری برای ایران وجود ندارد لذا در این مقاله پارامترهای مورد نیاز از مطالعات انجام شده در سایر کشورها استفاده گردیده است. بار مرده‌ای که برای طراحی در نظر گرفته می‌شود عموماً شامل نیروی ثقلی ناشی از وزن خود سازه و اجزای غیر سازه‌ای که به صورت دائمی به سازه متصل می‌شوند می‌باشد. مقادیر آماری مورد نیاز برای بار مرده، که در آنالیزهای قابلیت اعتماد به کار گرفته می‌شود، عموماً در کشورهای مختلف ثابت می‌باشد که در آن فاکتور بایاس (نسبت میانگین به مقدار اسمی بار) برابر با $\lambda = 1.05$ و مقدار ضریب تغییرات را برابر با $V = 0.10$ در نظر می‌گیرند.

بار زنده بیانگر وزن افراد، مبلمان، پارتنش‌های قابل حرکت و سایر تجهیزات متحرک می‌باشد. پارامترهای آماری بار زنده وابسته به سطح موثر (سطحی که برای اعمال ضریب کاهش استفاده می‌شود و معمولاً برای تیرها

در روش‌های تحلیل و طراحی معین مرسوم قدیمی فرض می‌شد که همه پارامترها، کمیت‌هایی غیر تصادفی هستند و دارای مقادیر ثابت و مشخصی می‌باشند. ضرایب ایمنی بدست آمده در کدها و استانداردهای اولیه در ابتدا بر اساس تمرین، قضاوت و آزمایش بدست آمده‌اند که مناسب و اقتصادی نیستند. این روشها عموماً بر پایه تنش مجاز مصالح قرار دارند. در این روشها همانگونه که در معادله زیر مشخص است، مقدار تنش مجاز، F_{all} ، باید از مقدار تنش وارد بر اعضا، f_{cal} ، کمتر گردد.

$$F_{all} \geq f_{cal} \quad (1)$$

پیاده سازی تئوری قابلیت اعتماد در کدهای طراحی را می‌توان با انتشار اولین نسخه از آیین‌نامه طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت فولاد آمریکا در سال ۱۹۸۶ آغاز کرد. نوآوری مهمی که در این ویرایش روی داد، در نظر گرفتن مدل احتمالاتی برای بار و مقاومت می‌باشد که مطالعات عمده آن عموماً در دهه ۱۹۷۰ انجام گرفته بود. فرمت کلی طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت مشابه زیر می‌باشد.

$$\phi R = \sum_n \gamma_i Q_i \quad (2)$$

که در آن R برابر با مقاومت پلاستیک اعضا، ϕ برابر با ضریب کاهش مقاومت مطابق با عدم قطعیت‌های موجود در مقاومت، γ_i برابر با ضریب افزایشی برای اثر بار Q_i ، در ترکیبات بار می‌باشد.

خوشبختانه در ویرایش جدید آیین‌نامه فولاد ایران (۱۳۸۷) نیز طراحی به روش بار و مقاومت اضافه گردیده و مهندسان می‌توانند به دلخواه یکی از دو روش ASD یا LRFD را جهت طراحی انتخاب نمایند. حالت‌های حدی در نظر گرفته شده نیز مشابه تمامی کدهای طراحی به روش LRFD شامل دو حالت حدی نهایی و حالت حدی بهره برداری می‌باشد. متأسفانه به نظر نمی‌رسد ضرایب مقاومت به کار رفته با توجه به فولاد مصرفی داخل کشور کالیبره شده باشند.



۲ برابر و برای ستونها ۴ برابر سطح بارگیر است) می باشد [۶]. از دیدگاه بررسی قابلیت اطمینان سازه، بار زنده از ترکیب دو نوع بار متعارف (در هر نقطه زمانی دلخواه) و بار زنده گذرا (غیرمتعارف) حاصل می شود. در طراحی به منظور در نظر گرفتن اثر هر دو نوع بار زنده از ماکزیمم بار زنده استفاده می کنند.

مقادیر اسمی بار زنده به کار رفته و همچنین دسته بندیهای مربوط به هر کاربری در آیین نامه های بارگذاری ایران و آمریکا تقریباً مشابه می باشد از این رو با توجه به عدم وجود مطالعات آماری برای ایران پارامترهای مورد نیاز برای آنالیز قابلیت اعتماد مشابه کد آمریکا فرض می گردد. برای ماکزیمم مقدار بار زنده در ۵۰ سال بر اساس پیشنهاد Ellingwood و همکارانش [۷]، مقدار فاکتور بایاس برابر $\lambda = 1.0$ و ضریب تغییرات برابر $V = 0.25$ در نظر گرفته می شود.

۳- مدل سازی مقاومت

ظرفیت باربری سازه وابسته به مقاومت اعضا و اتصالات می باشد. مقاومت اعضا که عموماً با R نمایش داده می شود بطور عمده وابسته به مقاومت مواد، شکل هندسی و ابعاد اعضا می باشد. در طراحی این مشخصات به صورتی قطعی در نظر گرفته می شود در صورتی که در واقعیت عدم قطعیهایی در اندازه گیری اعضا وجود دارد. بنابراین مقاومت (R) یک متغیر تصادفی با عدم قطعیهایی وابسته به آن می باشد. ظرفیت سازه ای برای تیرها را می توان به صورت تابعی از سه پارامتر M، F و P مشابه زیر مدل سازی کرد

$$R = R_n \times M \times F \times P \quad (3)$$

در رابطه بالا M، F و P پارامترهایی هستند که به ترتیب بیانگر عدم قطعیت مربوط به مواد، ساخت و آنالیز می باشند. ضریب مواد به صورت نسبت مقاومت واقعی به مقاومت اسمی تعریف می شود. ضریب ساخت به صورت نسبت خواص (ابعاد، مدول مقطع پلاستیک یا الاستیک، ممان اینرسی) مقطع واقعی به اسمی تعریف می شود و

نهایتاً ضریب آنالیز (این پارامتر ضریب حرفه ای نیز نامیده می شود) به صورت ظرفیت مقطع تست شده به ظرفیت پیش بینی شده برای مقطع تعریف می شود.

مقاومت اسمی یا طراحی، R_n ، مقاومتی است که توسط آیین نامه ارائه می شود به عنوان مثال برای یک تیر فشرده، مقاومت اسمی در خمش برای طراحی پلاستیک برابر است با

$$R_n = ZF_y \quad (4)$$

که F_y تنش جاری شدن و Z اساس مقطع پلاستیک می باشد. برای مدل مقاومتی که در معادله بالا ارائه شد مقادیر میانگین و ضریب تغییرات با استفاده از تقریب درجه یک به صورت زیر می باشد

$$\mu_R = R_n \mu_M \mu_F \mu_P \quad (5)$$

$$V_R = \sqrt{(V_M)^2 + (V_F)^2 + (V_P)^2}$$

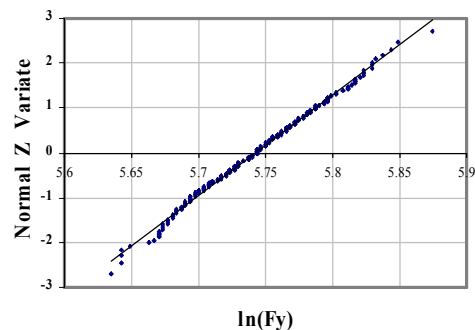
که در آن μ مقدار میانگین مقاومت و V ضریب تغییرات می باشد.

پارامترهای آماری M، F و P (میانگین و ضریب تغییرات) برای ساختمانهای فولادی در بررسی هایی که در دهه ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ انجام شده، موجود می باشد که به صورت خلاصه برای ساختمانهای فولادی در آمریکا در مقالات متعددی می توان پیدا کرد [۷]، [۹]، [۱۱]. در سالهای اخیر با توجه به اینکه فرایند تهیه نیمرخهای فولادی تغییر کرده و به تبع آن آیین نامه ASTM نیز روش های تست خود را تغییر داده است، در فرایند بروز کردن اطلاعات آماری مربوط به خواص مواد، آزمایش های جدیدی با هدف به کار بردن در آنالیز قابلیت اعتماد و طراحی در آمریکا و کانادا و سایر کشورها انجام شده که می توان از نتایج آنها نیز استفاده کرد [۴].

متأسفانه اطلاعات آماری جامعی مربوط به خواص مواد و مصالح ساختمانی که در ایران به کار می رود موجود نمی باشد و نمی توان به صورت دقیق پارامترهای آماری مدنظر را استخراج کرد. فولاد ساختمانی که در ایران تولید و استفاده می شود بر اساس تکنولوژی قدیمی نورد بوده و

عموماً از نوع ST37 می‌باشد. بنابراین به عنوان یک پیشنهاد نزدیک می‌توان از اطلاعات آماری گذشته سایر کشورها و نتایج آزمایشاتی که به صورت روزانه در کارخانه‌های فولاد کشور صورت می‌پذیرد به عنوان یک تخمین اولیه در محاسبه ضریب مواد استفاده کرد. با پیگیری‌های به عمل آمده خوشبختانه نگارنده توانسته به نتایج روزانه کارخانه‌های فولاد به صورت غیر رسمی در طی دو سال گذشته دسترسی پیدا کند. ابعاد نمونه‌ها، سرعت بارگذاری و به طور کلی نحوه انجام آزمایش براساس استاندارد ISO 6892 می‌باشد همچنین نمونه‌ها از بین مقاطع IPE 120 تا IPE270 بوده و محل گرفتن نمونه از بال مقطع می‌باشد.

دو توزیع نرمال و لگ نرمال برای بدست آوردن توزیع آماری تنش تسلیم فولاد تست گردیده که هر دو تطابق مطلوبی دارند لیکن توزیع لگ نرمال اندکی مناسب‌تر است. در شکل (۱) تطابق توزیع لگ نرمال نشان داده شده است. مقدار میانگین و ضریب تغییرات با استفاده از توزیع لگ نرمال به ترتیب برابر با $311/87$ و $0/046$ می‌باشد لیکن مقدار تنش تسلیم بدست آمده از آزمایش تنش دینامیکی بوده و باید آن را به مقدار استاتیکی آن تبدیل نمود. بر طبق قواعد موجود، فرض می‌شود که تنش تسلیم استاتیکی 28 مگاپاسکال کمتر از تنش بدست آمده در سرعت بارگذاری معمول دستورالعملها می‌باشد [۱۱] از این رو مقدار میانگین برابر با $283/87$ مگاپاسکال بدست می‌آید.



شکل (۱): CDF توزیع لگ نرمال برای تنش تسلیم داده‌ها.

با توجه به نتایج آنالیزهایی که در بالا آمده مقدار ضریب مواد برابر با $1/183$ می‌باشد که نسب به مقادیر مشابه در

کارهای سایر کشورها مقدار بسیار بالایی است از سویی دیگر نمونه‌هایی که آزمایش شده در برگیرنده تمام تولیدات فولاد کشور (گذشته از بخشی که واردات فولاد تامین می‌کند) نمی‌باشد بنابراین بهتر است با در نظر گرفتن سایر مطالعات انجام شده در کشورهای دیگر مقدار مناسبی اتخاذ گردد.

پارامترهای ضریب ساخت بدست آمده در سایر کشورها، در اکثر موارد برابر با $\lambda_F = 1.0$ و $V_F = 0.05$ می‌باشد از این رو برای ایران نیز همین مقادیر را در نظر می‌گیریم. ضریب حرفه‌ای یا آنالیز را برابر با تحقیقات جدید انجام شده توسط Bartlett و همکارانش اتخاذ می‌کنیم چرا که به طور تقریبی می‌توان خطای آنالیز را در دو کشور یکسان فرض کرد. پارامترهای ضریب مواد در اکثر موارد برای تولید فولاد مشابه ایران برابر است با $\lambda_M = 1.05$ و $V_M = 0.10$ لیکن با توجه به نتایج بدست آمده از آنالیز آزمایشات برابر با $\lambda_M = 1.183$ و $V_M = 0.05$ می‌باشد به صورت تقریبی مقادیر $\lambda_M = 1.10$ و $V_M = 0.10$ را برای فولاد مصرفی کل کشور در نظر می‌گیریم. خلاصه پارامترهای بدست آمده برای فولاد ایران در جدول (۱) آورده شده است.

۴-۱- مدل سازی ستونها

اطلاعات آماری برای انجام آنالیز قابلیت اعتماد ستونها به وسیله مطالعات پایه‌ای که توسط Bjarhovde [۵] بر روی ستونها انجام داد، فراهم گردیده است. وی نشان داد که استقامت ستونهای فولادی علاوه بر طول موثر، خصوصیات سطح مقطع و خصوصیات فولاد نظیر F_y و E ، به سه پارامتر (۱) مقدار تنش باقی مانده و توزیع آن، (۲) شکل و مقدار خمیدگی اولیه و (۳) مقاومت انتهایی نیز وابسته می‌باشد. نهایتاً پس از بررسیهای گوناگون سه منحنی برای استقامت ستونها استخراج گردید که به منحنی‌های مقاومت ستونها ۱، ۲ و ۳-SSRC 10- معروف می‌باشند.

منحنی ۲ برای بیشتر مقاطع ستونها به کار برده می‌شود.



جدول (۱). پارامترهای به کار رفته برای مدلسازی مقاومت در آیین‌نامه فولاد ایران

P		F		M		نحوه ساخت	نوع بارگذاری	حالت حدی
COV	میانگین	COV	میانگین	COV	میانگین			
۰/۰۸	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	خمش یکنواخت	خمش
۰/۰۶	۰/۹۹	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	خمش یکنواخت	خمش
۰/۱۱	۱/۱۳	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	گرادیان خمشی	خمش
۰/۱۲	۱/۱۶	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	گرادیان خمشی	خمش
۰/۱۲۲	۱/۰۵۱	۰/۰۱۳	۱/۱۰۵	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	نیروی برشی	برش

نیست و همچنان پراکندگی در مقدار مقاومت بالاست از اینرو استفاده از ضریب ۰/۸۵ برای ایران توصیه می‌گردد. مقدار میانگین و ضریب تغییرات مقاومت ستونها را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\mu_R = A \times \mu_{F_{Cr}} \times \mu_M \times \mu_F \times \mu_P \quad (6)$$

$$V_R = \sqrt{V_{F_{Cr}}^2 + V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (7)$$

سطح مقطع مورد نیاز A، مساحتی است که با توجه به ضوابط مندرج در آیین‌نامه AISC محاسبه می‌گردد. ضریب مواد M و ضریب ساخت نیز مطابق با جدول (۱) محاسبه می‌گردد. مقدار میانگین و ضریب تغییرات ضریب حرفه‌ای نیز مطابق با کار Bjorhovde برابر $P=1.03$ و $V_p=0.05$ در نظر گرفته می‌شود. پارامترهای آماری مربوط به F_{Cr} نیز با توجه به

$$\chi = \frac{KL}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (8)$$

متغیر بوده و مقدار میانگین آن عبارت است از؛ تنش بحرانی بر اساس کار Bjorhovde برای منحنی‌های گروه 2P با تغییر شکل اولیه برابر با "۱۴۷۰/طول المان"، ضرب در ضریب C که بر اساس کار Galambos و همکاران [۸] تعیین می‌گردد. در جدول (۲) مقادیر آماری مورد نیاز برای محاسبه مقدار میانگین تنش بحرانی و همچنین ضریب تغییرات آن آورده شده است.

سبکتر کاربرد دارد. به صورت ایده‌آل باید هر سه دسته منحنی‌ها را برای آنالیز به کار برد. لیکن در آیین‌نامه فولاد آمریکا نیز صرفاً یک دسته از منحنی‌ها برای مدلسازی در طراحی به روش بار و مقاومت از اولین ویرایش آیین‌نامه در سال ۱۹۸۶ تا ویرایش آخر (۲۰۰۵) استفاده شده است. در این مقاله نیز صرفاً از منحنی ۲ برای آنالیز قابلیت اعتماد استفاده می‌شود.

با توجه به اینکه صرفاً یک منحنی از ستونها برای مدل سازی تمامی ستونها (در واقع به عنوان جایگزین سه منحنی) در آیین‌نامه به کار برده شده پراکندگی در مقدار مقاومت بالاست و از این رو ضریب مقاومت $\phi=0.85$ در ویرایش‌های قبلی AISC برای ستونها استفاده گردید. در ویرایش جدید AISC ضریب مقاومت $\phi=0.9$ به دلایل (۱) نحوه تولید فولاد تغییر پیدا کرده و در حال حاضر بیشتر مقاطع فولادی مطابق با گرید A992 تولید می‌گردند (۲) نحوه ساخت ستونها ساخته شده از ورق تغییر کرده است. در واقع با توجه به این مسائل ستونها پیرو منحنی سوم دیگر ساخته نمی‌شود (که در جدول واقع در شکل ۳-۲۷ کتاب SSRC قابل استدلال است). بنابراین می‌توان گفت تمامی ستونها را در حال حاضر می‌شود در جهت اطمینان با منحنی گروه ۲ طراحی کرد. که فرمولهای طراحی واقع در آیین‌نامه AISC نیز اینچنین است. لیکن

جدول (۲). پارامترهای آماری مربوط به F_{Cr}

χ	$\frac{F_{Cr}}{F_Y}$	C	$V_{F_{Cr}}$
۰/۵	۰/۹	۱/۰۸	۰/۰۴
۰/۹	۰/۷۲	۱/۰۷	۰/۰۸
۱/۳	۰/۴۶	۱/۱۱	۰/۰۷
۱/۷	۰/۳	۱/۱۳	۰/۰۶

۴- روابط طراحی

ترکیب بار مبنا که در طراحی به روش LRFD آیین نامه فولاد ایران برای حالت حدی مقاومت نهایی، مشخص شده عبارت است از

$$\begin{aligned} 1. 1.4D \leq \phi R \\ 2. 1.25D + 1.5L \leq \phi R \end{aligned} \quad (۹)$$

که در آن D برابر بار مرده، L بار بهره برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام و ϕ ضریب کاهش مقاومت می باشد. ضریب مقاومت بر حسب نوع المان، مصالح و حالت حدی که بررسی می گردد، تعیین می شود. برای حالت حدی نهایی در فشار محوری برابر ۰/۹، در خمش برابر ۰/۹ و در برش از ۰/۱ تا ۰/۹ متغیر می باشد.

۵- ارزیابی قابلیت اعتماد

برای حالت حدی نهایی نظریه ای قدیمی از محدوده ایمن وجود دارد؛ چنانچه R بیانگر مقاومت و Q بیانگر اثر بار (تمام باری که بر عضو اثر می کند) باشد، تابع عملکرد یا تابع حالت حدی به صورت زیر قابل تعریف می باشد:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (۱۰)$$

مرز بین عملکرد مورد انتظار و عملکرد غیر قابل قبول (حالت حدی)، هنگامی است که $g(R, Q) = 0$ باشد در واقع چنانچه $g(R, Q) \geq 0$ باشد سازه در محدوده امن (عملکرد مورد انتظار) واقع است و بر عکس. احتمال خرابی، P_f ، برابر با احتمال این است که $g(R, Q) \geq 0$ باشد و نمایش ریاضی آن به صورت زیر است:

$$P_f = P(R - Q < 0) = P(g < 0) \quad (۱۱)$$

محاسبه P_f به این صورت اگر غیر ممکن نباشد، بسیار

مشکل است از اینرو به منظور محاسبه قابلیت اعتماد سازه بهتر است از شاخص اعتماد استفاده شود. بنا به تعریفی که توسط Hasofer و Lind ارائه گردید [۱۲]، شاخص اعتماد به صورت کوتاهترین فاصله از مبدا مختصات محورهای متغیرهای استاندارد تا سطح خرابی معادل معادله $g(Z_R, Z_Q) = 0$ می باشد. بنا بر این تعریف چنانچه فرض شود که مقاومت (R) و اثر بار (Q) دارای توزیع لگ نرمال می باشند، شاخص قابلیت اعتماد عبارت است از

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_Q}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (۱۲)$$

۵-۱- آنالیز قابلیت اعتماد تیرها

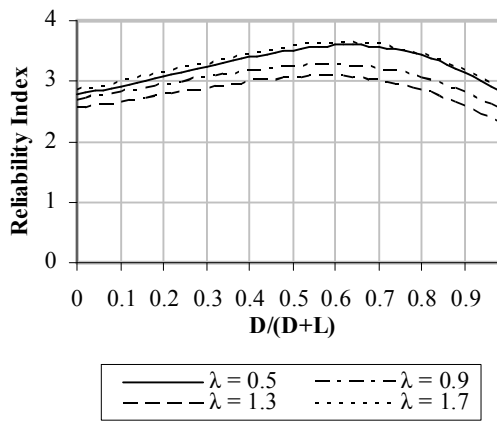
آنالیز قابلیت اعتماد برای تیر در حالت حدی خمش برای ترکیب بار $1.25D + 1.5L$ انجام شده و شاخص قابلیت اعتماد در شکل (۲) آورده شده است. در نمودارهای بدست آمده نسبت بار مرده به بار زنده متغیر بوده و آنالیز قابلیت اعتماد برای تمام نسبتهای بار که به صورت $D/(D+L)$ بیان شده، انجام گرفته است لیکن محدوده کاربردی نسبت $D/(D+L)$ برای تیرها بین ۰/۳ و ۰/۷ می باشد.

در محدوده کاربردی مقدار β برای تمامی موردها تقریباً ثابت می باشد. شاخص قابلیت اعتماد، β ، برای مقاطع نورد شده اندکی بسشتر از تیر ورقها بوده و همچنین مقدار آن برای گرادیان خمشی بیشتر از خمش یکنواخت می باشد که این امر با توجه به تاثیر قابل توجه سخت شدگی کرنشی در مواردی که تیر تحت بار متمرکز در مرکز قرار میگیرد، قابل استدلال است. شاخص قابلیت اعتماد، β ، بدست آمده برای حالت حدی خمش در ترکیب بار اصلی مرده و زنده روش LRFD آیین نامه فولاد ایران در محدوده کاربردی نسبتهای بار، نزدیک به مقدار ۲/۵ می باشد که حداقل مقدار متداول برای این حالت است.

آنالیز قابلیت اعتماد در حالت حدی برش برای ترکیب بار $1.25D + 1.5L$ انجام شده و شاخص قابلیت اعتماد در شکل (۳) آورده شده است. مقدار شاخص قابلیت اعتماد



آیین‌نامه ایران در حالت حدی برش بیشتر از مقدار متداول ۲/۵ برای تیرها می‌باشد.

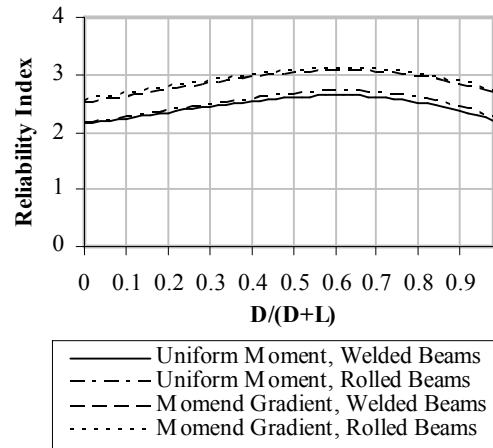


شکل (۴): شاخص قابلیت اعتماد آیین‌نامه فولاد ایران در طراحی به روش LRFD در حالت حدی فشار محوری

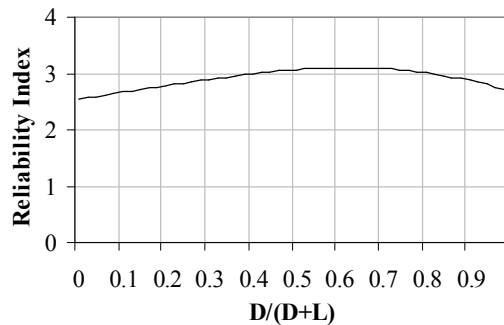
نتیجه‌گیری

با استفاده از نتایج آزمایشاتی که به صورت روزانه در کارخانه‌های فولاد کشور صورت می‌پذیرد تخمین اولیه‌ای در محاسبه ضریب مواد انجام گرفته است. با استفاده از این اطلاعات توزیع لگ نرمال برای بدست آوردن توزیع آماری تنش تسلیم فولاد تست گردیده که تطابق مناسبی دارد. مقدار میانگین و ضریب تغییرات با استفاده از توزیع لگ نرمال به ترتیب برابر با ۲۸۳/۸۷ و ۰/۰۵ می‌باشد که مقدار بالایی است. لیکن با توجه به اینکه نمونه‌هایی که آزمایش شده در برگیرنده تمام تولیدات فولاد کشور (گذشته از بخشی که واردات فولاد تامین می‌کند) نمی‌باشد، بهتر است با در نظر گرفتن سایر مطالعات انجام شده در کشورهای دیگر مقدار بایاس فاکتور $\lambda=1.10$ و ضریب تغییرات $V=0.10$ را به صورت تقریبی برای فولاد مصرفی کل کشور پیشنهاد می‌گردد. همچنین با در نظر گرفتن کارهای انجام شده در سایر کشورها، پارامترهای آماری لازم برای انجام آنالیز قابلیت اعتماد آیین‌نامه ایران در قالب جدولی پیشنهاد گردیده است.

شاخص قابلیت اعتماد، β بدست آمده برای حالت حدی خمش در ترکیب بار اصلی مرده و زنده روش LRFD آیین‌نامه فولاد ایران در محدوده کاربردی نسبتهای بار، نزدیک به مقدار ۲/۵ می‌باشد که حداقل مقدار متداول برای این حالت است. با توجه به اهمیت این موضوع پیشنهاد



شکل (۲): شاخص قابلیت اعتماد آیین‌نامه فولاد ایران در طراحی به روش LRFD در حالت حدی خمش



شکل (۳): شاخص قابلیت اعتماد آیین‌نامه فولاد ایران در طراحی به روش LRFD برای حالت حدی برش

۵-۲- آنالیز قابلیت اعتماد ستون‌ها تحت فشار محوری آنالیز قابلیت اعتماد برای ستونها در حالت حدی فشار محوری انجام شده و منحنی شاخص قابلیت اعتماد در شکل (۴) آورده شده است. آنالیز برای تمام نسبتهای بار مرده و زنده که به صورت $D/(D+L)$ بیان شده، و برای چهار مقدار متفاوت λ (برای مشاهده تعریف مقدار λ به معادله (۸) مراجعه شود) انجام گرفته است. محدوده کاربردی نسبت $D/(D+L)$ برای ستونها بین ۰/۴ و ۰/۹ می‌باشد. شاخص قابلیت اعتماد آیین‌نامه ایران در LRFD مابین ۲/۵-۳/۵ می‌باشد.

- 5- BJORHOVDE, R. (1972), "Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns," Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.
- 6- CHALK, P.L., and COROTIS, R.B. (1980). "Probability models for design live loads." J. Struct. Div. (ASCE), 106(10), 2017-2033.
- 7- ELLINGWOOD, B., GALAMBOS, T.V., MACGREGOR, J.G., and CORNELL, C.A. "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58." Washington, D.C.: U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, NBS SP 577 1980
- 8- GALAMBOS, T.V. (1983), "Reliability of Axially Loaded Columns," Engineering Structures, Vol. 5, No. 1, pp. 73-78.
- 9- GALAMBOS, T.V., ELLINGWOOD, B., MACGREGOR, J.G., and CORNELL, C.A. (1982), "Probability-Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May, pp. 959-977.
- 10- GALAMBOS, T.V. (ed.) (1998), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Structural Stability Research Council, 5th edition, John Wiley and Sons, New York, NY.
- 11- GALAMBOS, T.V. F. ASCE and MAYASANDRA K. RAVINDRA, M ASCE "Property of Steel for Use in LRFD" J. Struct.Div., ASCE, 1459-1468, 1978
- 12- HASOGER, A.M. & N.C. LIND: An Exact and Invariant First Order Reliability Format. ASCE, Journ. Eng. Mech. Div, 1974, pp. 111-121.
- 13- NOWAK A.S. and COLLINS K.R. (2000) "Reliability of Structures" McGraw- Hill
- 14- WHITE, D.W. (2004), "Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members Overview," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24a, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

می شود با جمع آوری اطلاعات دقیق در مورد مدل سازی بار و مقاومت مقدار دقیق شاخص مشخص شود و در حال حاضر از ضریب تقلیل مقاومت ۰/۸۵ استفاده گردد. با توجه به اینکه آیین نامه ایران هر سه دسته ستونهای SSRC را شامل می شود استفاده از ضریب مقاومت ۰/۹ برای ستونها به نظر مناسب نمی آید و پیشنهاد می گردد مشابه با ویرایشهای پیشین AISC، از ضریب ۰/۸۵ استفاده شود.

مراجع

- ۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان "طرح و اجرای ساختمانهای فولادی"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، نشر توسعه ایران، ۱۳۸۷
- 2- AISC (1986), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- 3- AISC (2005), Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges and commentary, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- 4- Bartlett, R.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J., Schmidt, B.J., and Galambos, T.V. (2003), "Updating Standard Shape Material Properties Database for Design and Reliability," Engineering Journal, AISC, Vol. 40, No. 1, pp. 2-14.





اصلاح روش طراحی اتصالات مفصلی پیچی با در نظر گرفتن اثر نیروهای اهرمی شدن

یوسف حسین زاده^۱، محمدرضا فرج پور^۲، محمدعلی لطف‌اللهی یقین^{۳*}

(دریافت ۸۹/۲/۲۸، پذیرش ۹۱/۹/۲۶)

چکیده:

در این مقاله با اصلاح روش تحلیل و طراحی اتصالات پیچی مفصلی با ورق انتهایی، روشی دقیق برای طراحی این نوع از اتصالات با فلسفه‌های طراحی حالات حدی (LRFD) و مقاومت مجاز (ASD) ارائه شده است. مدل‌های المان محدود اتصالات پیچی مفصلی با ورق انتهایی در چند هندسه مختلف ایجاد و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده اند. اثر اهرمی شدن ورق در این مدل‌ها مورد توجه قرار گرفته است و از مدل‌های گسیختگی اتصال T جهت مقایسه سختی، تغییر شکل ورق اتصال و نحوه توزیع فشار تماسی بین صفحه ای حاصل از پدیده اهرمی شدن، استفاده شده است. با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل پارامتریک اتصالات مفصلی و T، روشی اصلاح شده برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن ارائه و سپس روشی بهبود یافته برای طراحی اتصالات پیچی مفصلی با در نظر گرفتن اثرات نیروهای اهرمی شدن پیشنهاد شده است. ارزیابی دقت روش پیشنهادی در مقایسه با رفتار واقعی اتصال و روشهای متداول طراحی، کارایی و دقت مناسب این روش را جهت طراحی اتصالات پیچی نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی

اتصال مفصلی پیچی با ورق انتهایی، مدل المان محدود، پدیده اهرمی شدن، مدل‌های گسیختگی

Improving Bolted Simple Connections Design Method in Regard With Effect of Prying Action

ABSTRACT:

This paper presents improving analyses and designs method of end plate bolted simple connections, which is an exact way for designing this type of connections with load and resistance factor design (LRFD) and allowed stress design (ASD) method. Besides, finite element models of end plate bolted simple connections in various geometry is made and compared with experimental results. Prying action effect in these models is regarded and failure models are used to computation stiffness. Also, deformation and distribution of surface press which result from prying action phenomena is used. With using the result from parametric analyses, an improved method is presented to computation prying action. Then, an improved method is proposed to design bolted simple connections in regard with prying action effect. Accuracy assessment of proposed method, will display efficiency and favor accuracy in designing bolted connections.

Keywords:

End Plate Bolted Simple Connections, Finite Element Model, Prying Action Phenomena, Failure Model

*۱. استادیار دانشکده فنی عمران دانشگاه تبریز hosseinzadeh@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. کارشناس ارشد سازه Mr.farajpour@yahoo.com

۳. استاد دانشکده فنی عمران دانشگاه تبریز Lotfollahi@tabrizu.ac.ir



اتصالات خوب طراحی شده می توانند با مشارکت در رفتار غیر خطی سازه، رفتار کلی آن را بهبود بخشند. محل اتصال تیر به ستون، مناسبترین نقطه برای تشکیل مفصل پلاستیک می باشد. ظرفیت دورانی مناسب اتصالات پیچی این امکان را به آنها می دهد که به جای ایجاد ترک، با تغییر شکل غیر الاستیک و جذب انرژی، از تغییر مکان جانبی بیشتر قاب جلوگیری نموده و نیاز به شکل پذیری در تیرها و ستونها را کاهش دهند. این موضوع لزوم وجود یک روش تحلیل و طراحی دقیق اتصالات را نشان می دهد. قبل از زلزله سال ۱۹۹۴ نورتریج، چنین تصور می شد که قاب با اتصالات جوشی، بهترین سیستم برای تحمل بارهای ثقلی و جانبی می باشد [۱]. چنین انتظار می رفت که خرابی این قابها به تسلیم و کماتش موضعی در تیرها و ستونها و همچنین به جابجایی نسبی کوچک ماندگار بین طبقات محدود شود. زلزله نورتریج باعث ایجاد خرابی در ناحیه جوش اتصالات و ایجاد ترک در ناحیه فولاد حرارت دیده اعضای اتصال شد. از طرف دیگر به دلیل وجود امکان ساخت کارخانه ای اتصالات پیچی، ایمنی بالا و هزینه کم اجرا، این نوع از اتصالات مورد توجه روزافزون طراحان قرار گرفته است.

کریشنامورتی با سرپرستی گروه تحقیقاتی انستیتیوی AISC و انجمن مجریان ساختمانهای فولادی (MBMA) در سال ۱۹۷۱ اولین مطالعات را در زمینه رفتار و طراحی اتصالات پیچی انجام داده است [۱۶، ۱۷، ۱۸]. کار تحقیقاتی او در دو زمینه نظری و تجربی پیش رفت و حاصل آن دهها گزارش، مقاله و پایان نامه بود. نتایج این تحقیقات در آیین نامه (1980) AISC به عنوان ضوابط طراحی اتصالات پیچی وارد شده است. با افزایش توانایی کامپیوترها در سال ۱۹۹۳، شربورن و بهاری [۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷] با استفاده از نرم افزار ANSYS، مدل دو بعدی تنش مسطح اتصالات پیچی و سپس مدل سه بعدی آنها را ایجاد نمودند. ویلر با استفاده از نرم افزار ABAQUS، اتصالات تیر به ستون را برای یافتن فرمولهای طراحی آنها مدل نموده است [۸]. در

سال ۲۰۰۸، اوربوناس و آلفونساس در دانشگاه سالکوتکیای لیتوانی مطالعاتی را در زمینه اتصالات پیچی انجام دادند. اساس تحقیقات آنها بر پایه مدل مولفه آئین نامه اروپا بود و آنها صحت مدلسازی خود را بر اساس نتایج تجربی داسیلوا از دانشگاه پراگ ارزیابی کردند [۹]. در این مقاله نیز از این بانک اطلاعات آزمایشگاهی برای ارزیابی دقت مدلهای المان محدود استفاده شده است.

روشهای طراحی اتصالات پیچی بر مبنای مدل دو بعدی تنش مسطح کریشنامورتی استوار است. پیشرفتهای اخیر در نرم افزارهای المان محدود و ابزارهای اندازه گیری دقیق این امکان را فراهم نموده است که با ارائه درک درستی از نحوه توزیع تنش، کرنش و رفتار اتصال، بهبود روشهای تحلیل و طراحی امکان پذیر باشد.

در این تحقیق رفتار اتصالات مفصلی پیچی با ورق انتهایی در دو حالت گونیا و زانویی مورد بررسی قرار گرفته است. مدلهای اتصالات ایجاد شده بر اساس طبقه بندی آیین نامه اروپا (EC3)، مفصل کامل می باشند. بعد از ایجاد مدل المان محدود اتصالات، دقت مدل کامپیوتری با استفاده از داده های تجربی ارزیابی شده است. پس از اطمینان از صحت و ارزیابی دقت مدلهای المان محدود، با تحلیل پارامتریک اتصالات مفصلی و مقایسه نتایج حاصل از اتصالات ساده T، عوامل مهم موثر در رفتار اتصالات شناسایی شده است. یکی از پارامترهای مهم موثر در رفتار اتصالات، پدیده اهرمی شدن می باشد. آیین نامه های طراحی روش دقیقی برای محاسبه نیروی اهرمی شدن ارائه نموده و فقط با افزایش ضریب اطمینان روشهای طراحی، درصد کاهش اثرات آن برآمده اند. این موضوع در برخی موارد باعث غیر اقتصادی شدن طراحی و غیر واقعی بودن رفتار پیش بینی شده برای اتصال شده و تغییر در رفتار کل سازه را منجر می شود. در ادامه تحقیق، با ارائه روشی برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن، تاثیر نیروهای اهرمی شدن در رفتار اتصالات مفصلی بررسی و قوانین حاکم بر آن به صورت یک مدل ریاضی استخراج شده است. نتیجه این



مرحله از تحقیق، رایج روشی اصلاح شده برای اعمال اثر این نیروها در اتصالات مفصلی می باشد.

روشهای متداول تحلیل و طراحی اتصالات پیچی با فلسفه‌های مقاومت مجاز (ASD) [۱۰] و حالات حدی (LRFD) [۱۱] بررسی شده و دقت هر یک با نتایج مدل المان محدود ارزیابی شده است. در نتیجه، روشی اصلاح شده برای طراحی اتصالات پیچی مفصلی پیشنهاد و دقت روش پیشنهادی با استفاده از مدل‌های المان محدود ارزیابی شده است.

۲- مدل‌سازی المان محدود

برای تعیین رفتار اتصالات پیچی مفصلی در حالت گونیا و زانویی، دو گروه مدل المان محدود با استفاده از نرم افزار ABAQUS تهیه شده است [۱۵، ۱۶]. همچنین به منظور شناسایی عوامل موثر در پدیده اهرمی شدن، انجام آنالیز پارامتریک و محاسبه نیروهای اهرمی شدن، یک گروه از مدل‌های المان محدود اتصالات T با ضخامت متغیر ورق ایجاد شده است. مدل‌های المان محدود اتصال مفصلی زانویی، در دو حالت ۱۰ و ۲۰ درجه چرخش نسبت به حالت گونیا ایجاد شده اند. شکل‌های ۱، ۲ و ۳ مدل‌های المان محدود و جدول ۱ و ۲ مشخصات هندسی آنها را نشان می‌دهند.

در مدل‌های المان محدود، رفتار غیر خطی هندسی، غیر خطی مصالح و تغییر شکل‌های بزرگ مورد توجه قرار گرفته است. ساختار استفاده شده برای مدل‌سازی اجزای اتصال، حالت Solid بوده و خواص مکانیکی مصالح پیچ پرمقاومت A490 به صورت سه خطی و فولاد نرمه ST37 تیر، ستون و ورق به صورت هفت خطی انتخاب شده است [۱۲]. در مدل‌سازی اتصال سعی شده است تمام جزئیات مد نظر قرار گیرد تنها در مورد مدل‌سازی جوش ساده سازی انجام شده است. جوش در مدل‌های المان محدود به صورت پیوسته با اتصال TIE مدل شده است. یعنی قطعاتی که با اتصال جوش به هم پیوند خورده اند به صورت یک تکه در نظر گرفته شده اند و از تاثیر جوش در رفتار مدل صرف نظر شده است. همچنین اتکای بین

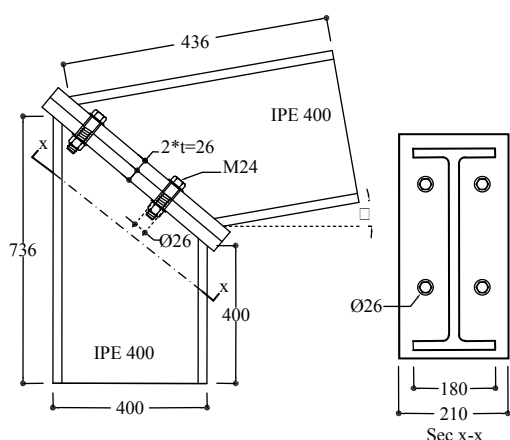
صفحه اتصال و بال ستون در نرم افزار به صورت سخت (HARD)، یعنی بدون قابلیت فرورفتن صفحات در هم تحت بارگذاری‌های بالا و همچنین بدون ضریب اصطکاک به صورت اتکای ساده و با خاصیت جداول‌نگی بعد از باربرداری تعریف شده است یعنی صفحات همانند حالت واقعی می‌توانند تحت کشش وارده از هم فاصله گرفته و دوباره به هم اتکا پیدا کنند. این نوع مدل‌سازی با توجه به تطابق آن با حالت واقعی، نتایج دقیقی از رفتار اتکا را حاصل می‌کند [۱۶]. جهت مش بندی اجزای اتصال، از مش‌های شش وجهی مرتبه پائین در حالت تنش سه بعدی استفاده شده است. جهت افزایش دقت مدل‌سازی، ابعاد مناسب المانها، با استفاده از آنالیز همگرایی اعضا تعیین شده است. هر کدام از اجزای اتصال به صورت مستقل تحت مش بندی‌های مختلف تحت بارگذاری و تحلیل قرار گرفته و با ارزیابی دقت نتایج حاصل از آنالیز، اندازه مش بندی مناسب آن قطعه تعیین شده است. نتایج آنالیز همگرایی پیچ در جدول ۳ و تیر در جدول ۴ ارائه شده است. شکل ۴ مدل مش بندی شده المان محدود نمونه اتصال مفصلی FE را نشان می‌دهد. بارگذاری مدل بصورت خمشی خالص حاصل از زوج نیرو، در ۱۸ مرحله اعمال شده است. در مرحله تحلیل مدل خواص غیر خطی هندسی مدل‌ها در نظر گرفته شده است. جهت ارزیابی دقت مدل‌های المان محدود، از داده‌های آزمایشگاهی داسیلوا از دانشگاه پراگ [۹] استفاده شده است. مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و المان محدود، دقت مدل‌سازی اتصالات را نشان می‌دهد. مقایسه تغییر مکان یک گره خاص حاصل از بارگذاری خمشی مدل المان محدود اتصال مفصلی FE با نتایج آزمایشگاهی در شکل ۶ و ۷ نشان داده شده است. جهت ارزیابی دقت مدل‌های المان محدود، از نتایج دو سنسور نصب شده در فاصله ۸ سانتیمتری (CH42) و یک متری اتصال (CH39) استفاده شده است. شکل ۵ محل نصب سنسورهای مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. بیشترین مقدار خطا در مدل‌های المان در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، حدود ۸ درصد حاصل شده است.

جدول (۱) مشخصات هندسی مدل‌های المان محدود اتصالات مفصلی

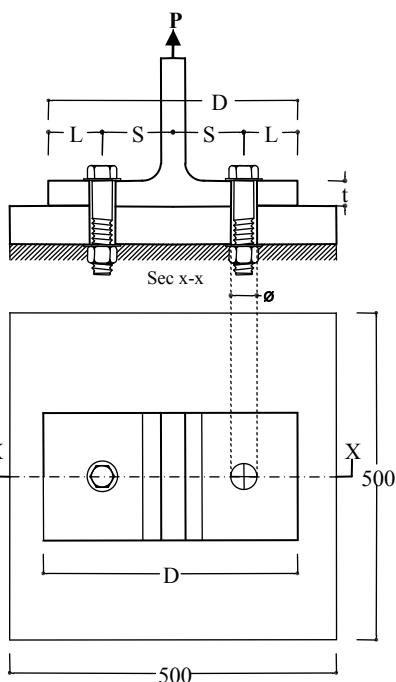
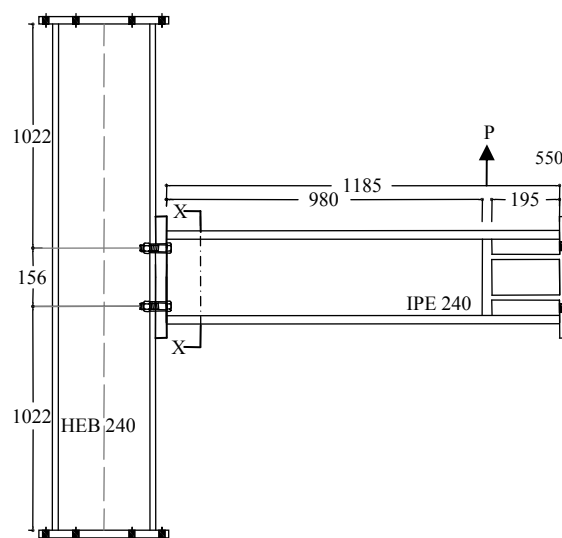
نوع پیچ	قطر پیچ	قطر سوراخ	طول تیر	طول ستون	پروفیل تیر	پروفیل ستون	ضخامت ورق اتصال t	زاویه نسبت به حالت گونیا □	نمونه
A490	20mm	22mm	1m	2.2m	IPE240	HEB240	8mm	0	FE
A490	24mm	26mm	0.4m	0.4m	IPE400	IPE400	26mm	10	A10
A490	24mm	26mm	0.4m	0.4m	IPE400	IPE400	26mm	20	A20

جدول (۲) مشخصات هندسی مدل‌های المان محدود اتصالات T

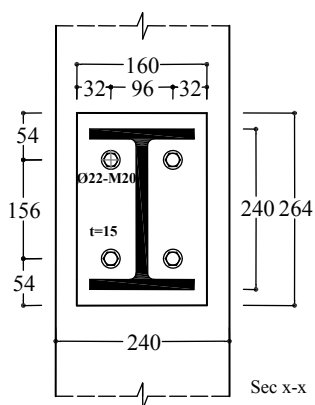
λ	نوع پیچ	قطر پیچ	قطر سوراخ	ابعاد ورق پایه	ضخامت ورق اتصال t	مدل
1.67	A490	20mm	22mm	500X500mm	20mm	P20M20
0.3	A490	20mm	22mm	500X500mm	35.2mm	P35.2M20
5	A490	20mm	22mm	500X500mm	2mm	P2M20



شکل (۲) مدل اتصال مفصلی زانویی (A10 & A20)



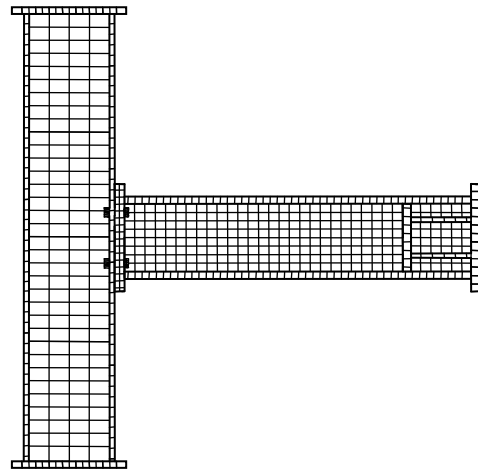
شکل (۳) مدل اتصال T



شکل (۱) مدل اتصال مفصلی گونیا (نمونه FE)



اتصال و E مدول الاستیسیته مصالح ورق می باشد. با توجه به این که قبلا نیروهای اهرمی شدن فقط در اتصالات ساده T بررسی شده و فرمول عددی آن در دسترس است [۱۱]، برای تعیین نحوه تاثیر گذاری پارامترهای مختلف بخصوص صلبیت ورق اتصال در فرمول بندی کلی نیرو های اهرمی شدن، تحلیل مدل‌های المان محدود اتصال T با ضخامت متغیر ورق اتصال انجام شده است. مکانیزم شکست اتصالات T به صورت شکل ۸ می باشد. با بررسی منحنی ۹-الف و ۹-ب که تغییرات نیروهای اهرمی شدن را در اتصال T با ورق نیمه صلب نشان میدهد، ۴ مرحله متمایز در منحنی بار-اهرمی شدن و بار-جابجایی قابل تشخیص است. در این منحنی ها، در نقطه A نخستین نقاط پلاستیک در زیر جان اتصال تشکیل شده است. بخش A-O نمودار تغییر شکل خطی و الاستیک ورق اتصال را نشان می دهد. در مرحله A-B و B-C، تغییرات شدیدی در شیب منحنی مشاهده می شود. این بخش از بارگذاری نشان دهنده مراحل مکانیزم شکست اتصال می باشد. در نقطه B منحنی، مفصل پلاستیک پای جان اتصال گسترش یافته و یک افزایش شدید در تنش خط پیچ (خط F ورق اتصال) مشاهده می گردد. در نقطه C، مفاصل پلاستیک در خط پیچ در ورق اتصال ایجاد میگردد و نقاط محدودی از جان پیچ نیز تسلیم می شود ولی مفصل پلاستیک کامل در آن ایجاد نمی گردد. وقتی تنش در پیچ افزایش می یابد، تغییر شکل پیچ نیز متناسب با آن افزوده شده و جدا شدگی ورق اتصال از پی صلب افزایش و محل اثر برآیند نیروهای اهرمی شدن به لبه خارجی ورق منتقل می شود و به نسبت آن شیب نمودار بار-اهرمی شدن افزوده می شود. این اتصال بر اثر تسلیم ورق از ناحیه پای جان پروفیل T گسیخته شده است. با بررسی مدل‌های المان محدود، شکل مکانیزم شکست غالب اتصالات T با ورق انتهایی نیمه صلب، (۰,۵ < λ < ۱,۵) به صورت شکل ۸-ج می باشد. با بررسی منحنی های ۹-ج و ۹-د که مربوط به اتصالات T با ورق صلب (۰,۵ < λ < ۰,۳) است، سه مرحله متمایز در منحنی های بار-اهرمی شدن و بار-جابجایی قابل تشخیص



شکل (۴) مدل المان محدود نمونه اتصال مفصلی (FE)

۳- بررسی نیروهای اهرمی شدن

در طراحی اتصالات پیچی، صرفنظر نمودن از نیروهای اهرمی شدن باعث ایجاد خطا در طراحی می شود. در این تحقیق، جهت پی بردن به اثر رفتار نیروهای اهرمی شدن، فشار بین صفحه ای ناشی از توزیع این نیروهای در اتصالات T و مفصلی بررسی شده است. عوامل موثر در پدیده اهرمی شدن شامل ضخامت و صلبیت صفحه اتصال، قطر و طول پیچ، موقعیت و هندسه سوراخ، خواص مکانیکی مصالح پیچ و نوع بارگذاری اتصال می باشند. با توجه به زیاد بودن پارامترهای دخیل در نیروی اهرمی شدن، جهت محدود نمودن دامنه مطالعه، تاثیر صلبیت ورق اتصال مورد توجه قرار گرفته و از تاثیر سایر پارامترها صرف نظر شده است. واضح است که نتایج حاصله از این تحقیق نیز فقط در دامنه تغییرات صلبیت ورق اتصال معتبر می باشد.

جهت تعیین صلبیت ورق در اتصالات از ضریب λ استفاده شده است. این ضریب در مهندسی پی برای محاسبه صلبیت پی روی بستر الاستیک بکار برده می شود.

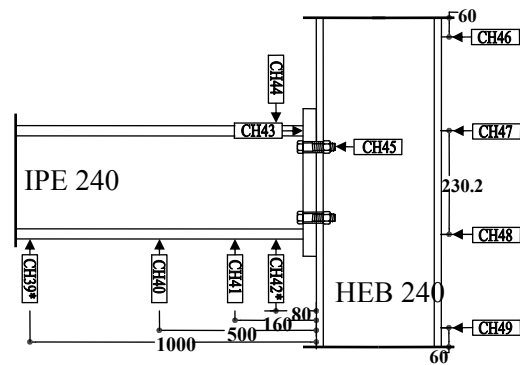
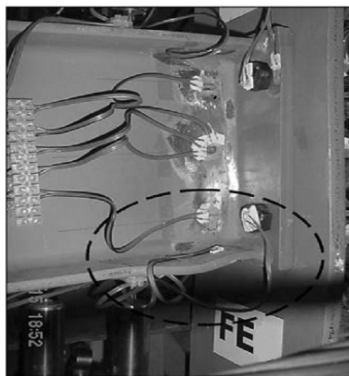
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K'_s}{4EI}} \quad (1)$$

$$K'_s = K_s \times B \quad (2)$$

$$K_s = \frac{E}{2.4t} \quad (3)$$

در این رابطه، λ ضریب صلبیت ورق اتصال، B عرض ورق اتصال در جهت لنگر وارده به آن، t ضخامت ورق

پلاستیک در پای جان ایجاد می گردد. گسیختگی اتصال با این میزان صلبیت ورق از خط پیچ ورق اتصال رخ می دهد. با توجه به نرم بودن و شکل پذیری بالای ورق، تغییر شکل اتصال در اثر بارگذاری در مرحله غیر الاستیک، به صورت منحنی درجه ۲ می باشد. با بررسی مدل‌های المان محدود، شکل ۸-ب شکل غالب مکانیزم گسیختگی اتصالات با ورق نرم است. با بررسی نتایج تحلیل پارامتریک اتصالات T، ملاحظه شده است که مقدار نیروهای اهرمی شدن ایجاد شده در اتصالات، رابطه مستقیم با صلبیت ورق اتصال دارد. در اتصالات با ورق صلب ($\lambda < 0.5$) مقدار نیروهای اهرمی شدن ناچیز بوده و قابل چشم پوشی است. با کاهش صلبیت ورق اتصال، نیروهای اهرمی شدن افزایش می یابند. منحنی ($\lambda - Q/P$) نشان می دهد که شیب نمودار در اتصالات با ورقهای اتصال خیلی نرم ($\lambda > 4$) به صفر میل کرده و نیروهای اهرمی شدن ایجاد شده در این اتصالات ضریب ثابتی از بار خارجی اعمال شده به اتصال می باشند. همچنین ($\lambda = 1.67$) نقطه عطف این نمودار بوده و می توان آن را به عنوان مرز ورق های اتصال صلب و نرم در نظر گرفت (شکل ۱۱). همچنین تغییرات نیروهای اهرمی شدن متناسب با مکانیزم شکست ورق اتصال می باشد. در اتصالات با ورق ضخیم یا صلب با کاهش مقدار λ و کاهش نیروهای اهرمی شدن، مکانیزم شکست نوع (الف)، در اتصالات با ورق نرم، مکانیزم شکست (ب) و در اتصالات با ورق نیمه صلب مکانیزم شکست (ج) رخ داده است (شکل ۸).



شکل (۵) محل نصب سنسور ها در مدل آزمایشگاهی (۹)

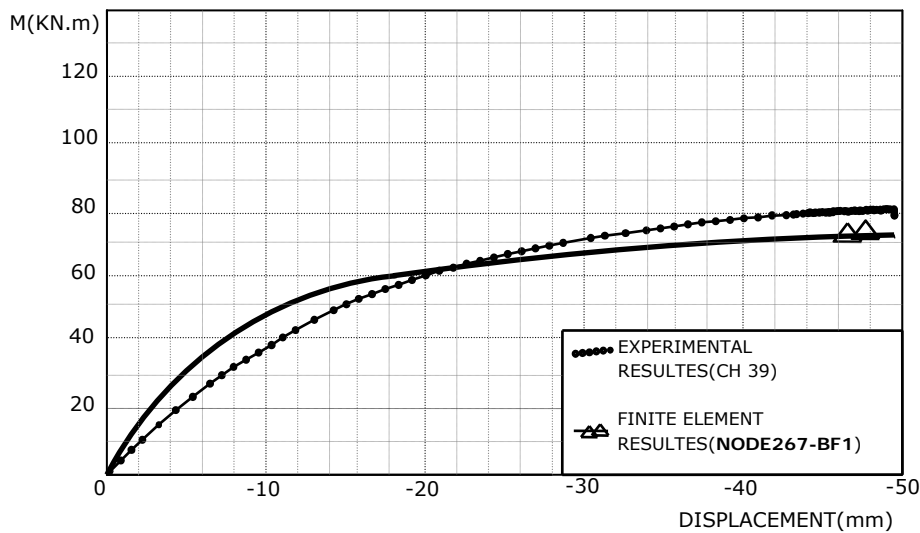
است. در مرحله $O-AI$ که منحنی در حالت خطی و الاستیک قرار داشته و در نقطه AI نخستین مفاصل پلاستیک در ورق اتصال در پای جان پروفیل T ایجاد شده است. در نقطه BI مفصل پلاستیک پای جان کامل شده و یک شیب تند در جهت افزایش تنش در محور پیچ مشاهده می شود. همچنین در این مرحله به دلیل پلاستیک شدن پای پروفیل T و کاهش طول اهرم و انتقال بار خارجی به طرف مرکز جان، شیب نمودار بار-اهرمی شدن تغییر می کند. در نقطه CI ورق اتصال از ناحیه پای جان گسیخته می شود و نقاط محدودی از محور پیچ پلاستیک می شود ولی مفصل پلاستیک کامل در آن ایجاد نمی گردد. با بررسی مدل‌های المان محدود و منحنی بار-اهرمی شدن و بار-جابجایی اتصالات با ورق صلبی که در آنها ($0.3 < \lambda < 0.5$) می باشد، این نتیجه حاصل شده است که شکل ۸-الف شکل گسیختگی غالب این اتصالات بوده و گسیختگی سیستم از ناحیه پای جان اتصال است. در اتصالاتی که صلبیت ورق زیاد است ($\lambda > 3$) گسیختگی از مقطع پیچ بوده و در ورق اتصال مکانیزم شکستی رخ نمیدهد. همچنین با بررسی منحنی های ۹-ل و ۹-م که مربوط به اتصال با ورق نرم ($\lambda > 4$) است، سه مرحله متمایز در نمودار بار-اهرمی شدن و دو مرحله در نمودار بار-جابجایی مشاهده شده است. در این نمودارها، مرحله $O-A2$ مرحله کاملاً خطی و الاستیک و $A2-B2$ و $A2-B2$ مراحل مکانیزم شدن اتصال می باشد. در نقطه $A2$ نخستین نقاط پلاستیک در خط پیچ ورق اتصال (خط F) ایجاد گردیده است. با افزایش بارگذاری، در نقطه $B2$ نقاط

جدول (۳) نتایج آنالیز همگرایی پیچ

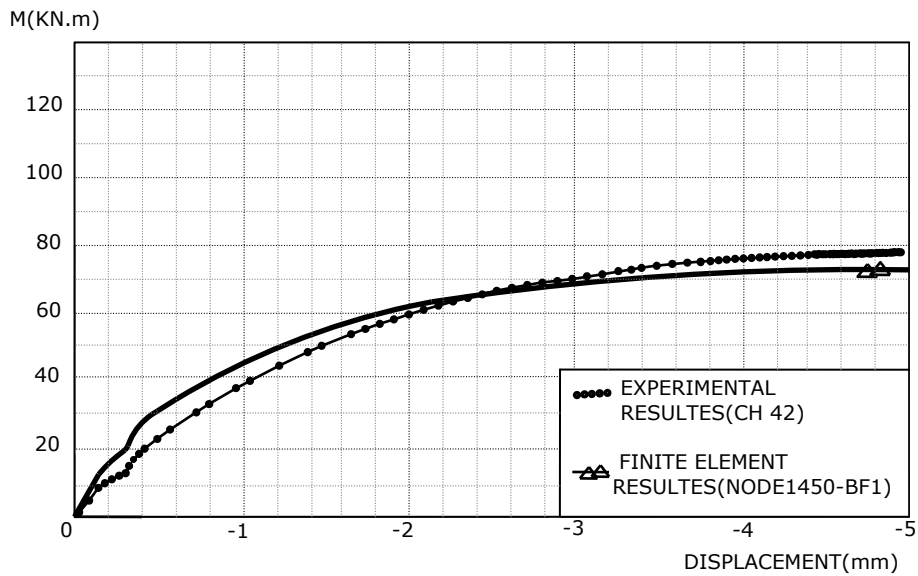
نمونه	بارگذاری N	شماره گره	تغییر مکان گره mm	حداکثر تنش فون میزس pa	اختلاف
نمونه ۱ SS:0.3	کششی P=5000	Sp1-65	-1.72×10^{-9}	9.173×10^3	-
	کششی P=1000	Sp1-65	-344×10^{-12}	1.825×10^3	-
نمونه ۲ SS:0.1	کششی P=5000	Sp1-65	-2.06×10^{-9}	9.586×10^3	16%
	کششی P=1000	Sp1-65	-413×10^{-12}	1.91×10^3	16.7%
نمونه ۳* SS:0.05	کششی P=5000	Sp1-65	-2.19×10^{-9}	9.47×10^3	5.6%
	کششی P=1000	Sp1-65	-4.38×10^{-12}	1.89×10^3	5.7%

جدول (۴) نتایج آنالیز همگرایی تیر

نمونه	بارگذاری N.m	شماره گره	تغییر مکان mm	اختلاف
نمونه ۱ Ss:0/05	خمشی M=1000	F1.1	$1/527 \times 10^{-9}$	-
	خمشی M=5000	F1.1	$7/63 \times 10^{-9}$	-
نمونه ۲ SS:0/02	خمشی M=1000	F1.1	$1/63 \times 10^{-9}$	8%
	خمشی M=5000	F1.1	$8/13 \times 10^{-9}$	8%
نمونه ۳* SS:0/01	خمشی M=1000	F1.1	$1/48 \times 10^{-9}$	6%
	خمشی M=5000	F1.1	$7/44 \times 10^{-9}$	6%



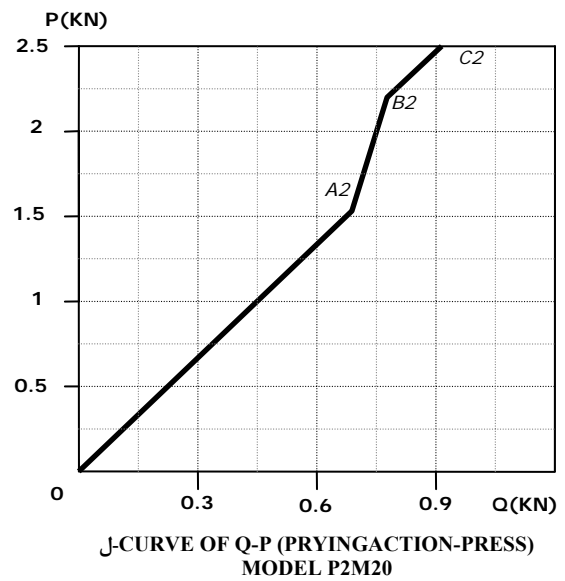
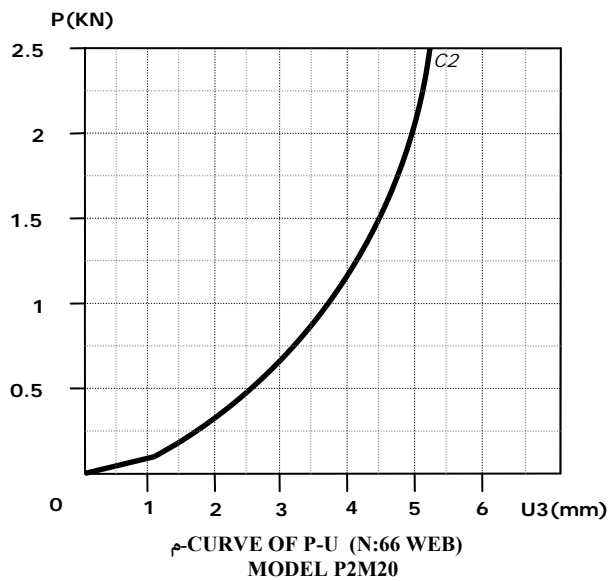
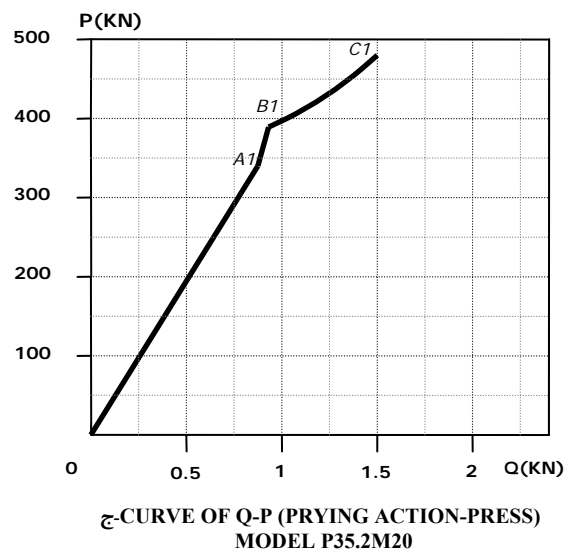
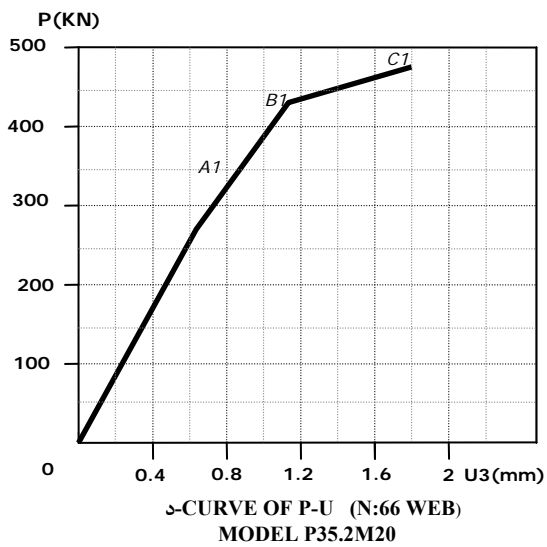
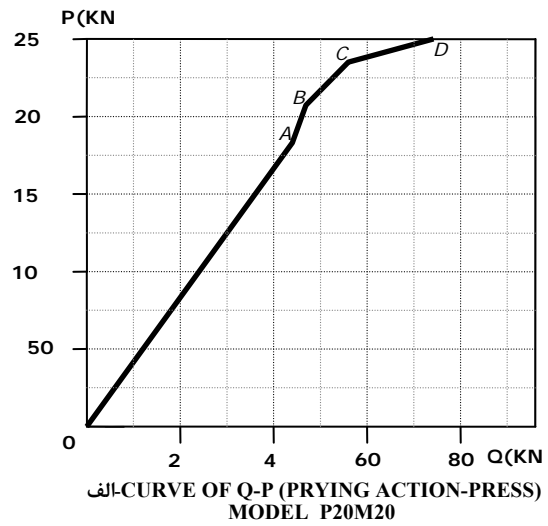
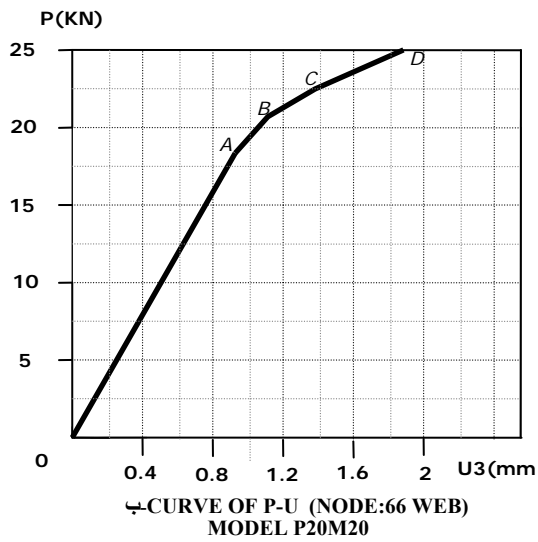
شکل (۶) مقایسه نتایج المان محدود و آزمایشگاهی تغییر مکان در محل نصب سنسور CH39



شکل (۷) مقایسه نتایج المان محدود و آزمایشگاهی تغییر مکان در محل نصب سنسور CH42

	ج	ب	الف
مکانیزم شکست			
خطوط تسلیم ورق اتصال			
مفاصل پلاستیک			
توزیع لنگر ورق اتصال			

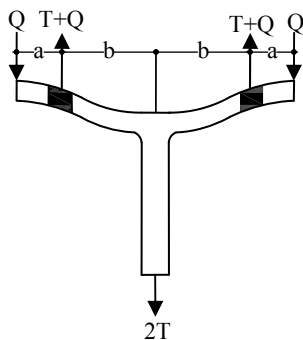
شکل (۸) مکانیزم شکست اتصالات T



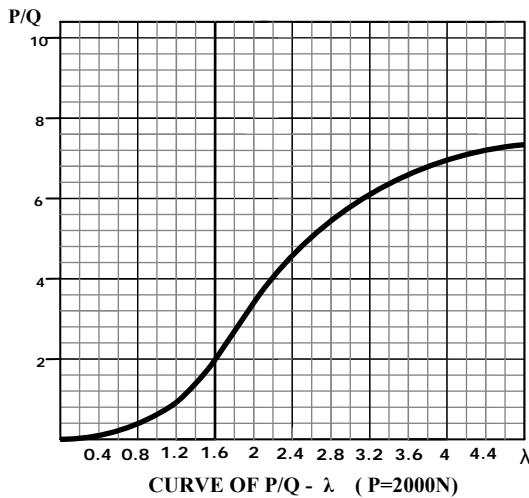
شکل (۹) نتایج آنالیز پارامتریک اتصال T

۴- محاسبه نیروهای اهرمی شدن

ضخامت مورد نیاز برای تحمل لنگر حاصل از بارگذاری خارجی است. این روش محاسباتی برای اتصالات T شکل ارائه شده است و خطای آن در اتصالات ایجاد شده با ورق نیمه صلب ($\lambda=1,67$) حدود ۴۰ درصد می باشد و با کاهش ضخامت و صلبیت ورق اتصال به خطای آن افزوده می شود. ولی در کل دقیقترین روش محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات T می باشد که تا کنون ارائه شده است.



شکل (۱۰) مشخصات هندسی روش محاسباتی AISC



شکل (۱۱) منحنی تاثیر صلبیت ورق اتصال

بر نیروهای اهرمی شدن

۵- روش اصلاح شده محاسبه نیروهای اهرمی شدن تفاوت عمده ای در توزیع فشار تماسی حاصل از نیروهای اهرمی شدن در اتصالات مفصلی و اتصالات T وجود دارد. شکل ۱۲ توزیع فشار تماسی بین صفحات را در این اتصالات نشان می دهد.

فانلا و همکاران او در سال ۱۹۹۹ بررسی های گسترده ای در زمینه محاسبه نیروهای اهرمی شدن انجام داده اند که نتیجه کار آنها ارائه روشهایی تقریبی جهت محاسبه این نیروها در چند تیپ خاص از اتصالات T می باشد [۱۳]. اسمیت و همکاران فرمولی تقریبی جهت محاسبه نیروهای اهرمی شدن ارائه کرده اند [۱۴]. در این فرمول که برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات T ارائه شده است، صفحات اتصال کاملاً صلب فرض شده اند. پیچ های مورد استفاده از نوع A490 بوده و بارگذاری اتصال به صورت کشش خالص و از ناحیه جان پروفیل T می باشد. رابطه ۴ فرمول تقریبی اسمیت را نشان می دهد.

$$Q = F \left[\frac{100.b.D^2 - 14.L.t_f^2}{62.a.D^2 - 21.L.t_f^2} \right] \quad (۴)$$

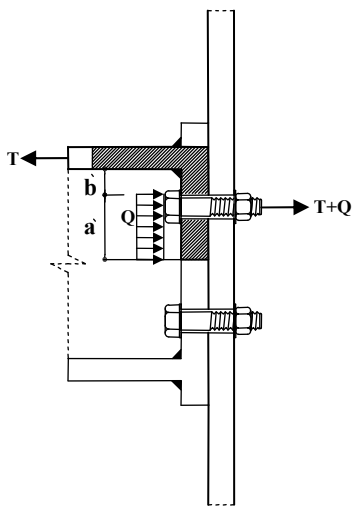
در رابطه (۴)، D قطر اسمی پیچ، F نیروی کشش خارجی یک پیچ، t_f ضخامت ورق اتصال، b فاصله پیچ تا وسط جان پروفیل تیر، a فاصله مرکز پیچ از لبه خارجی صفحه و L طولی از ارتفاع ورق اتصال است که شامل یک پیچ می شود ($L=h/n$). با ارزیابی دقت این فرمول روی مدل های المان محدود اتصال T ایجاد شده در این تحقیق، خطایی در حدود ۸۰ الی ۱۶۰ درصد در محاسبه نیروهای اهرمی شدن حاصل شده است.

در آیین نامه AISC-LRFD روشی برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن ارائه شده است [۱۱]. در این روش، نیروهای اهرمی شدن برای اتصالات T با رابطه کلی ۵ محاسبه شده است.

$$Q = \beta \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \rho \cdot \left(\frac{t}{tc} \right)^2 \quad (۵)$$

در رابطه (۵)، Q نیروی اهرمی شدن یک پیچ، β کشش طراحی پیچ، ρ نسبت فاصله پیچ از لبه جان به فاصله پیچ از لبه ورق، δ ضریب عرض ورق یا نسبت عرض خالص ورق به عرض اسمی آن در ردیف سوراخ پیچ ها، α نسبت لنگر ورق اتصال در تراز پیچ (M1) به لنگر ورق در تراز جان (M2) در واحد عرض ورق، t ضخامت ورق و tc





شکل (۱۳) نبشی معادل ناحیه کشش اتصال مفصلی

در این رابطه، b' فاصله لبه داخلی پیچ از لبه بال کششی تیر و a' فاصله لبه داخلی پیچ از انتهای ناحیه فشار بین صفحه ای می باشد. a' ماکزیمم طول ممکنه برای گسترش فشار تماسی حاصل از پدیده اهرمی شدن در اتصالات مفصلی با دو ردیف پیچ می باشد. با محاسبه ضریب هندسی، پروسه زیر برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن پیشنهاد می شود.

$$rut = \frac{M}{h} \times \frac{1}{n} \quad (۶)$$

$$\rho = \frac{b'}{a'} \quad (۷)$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{\rho} \quad (۸)$$

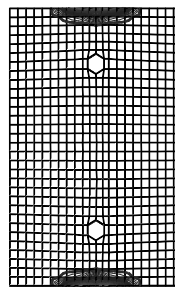
$$\beta = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\phi ru}{rut} - 1 \right) \quad (۹)$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left[\left(\frac{rut}{\phi ru} \right) \times \left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right] \quad (۱۰)$$

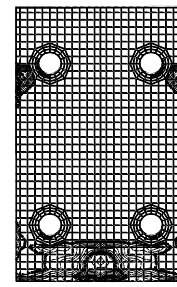
$$tc = \sqrt{4.44 - \phi rn.b'} / p.Fy \quad (۱۱)$$

$$Q = \phi rnt \left[\delta . \alpha . \rho . \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] \quad (۱۲)$$

در رابطه‌های فوق، Q نیروی اهرمی شدن یک پیچ، ϕrn کشش اسمی طراحی پیچ، rut کشش خارجی پیچ، t ضخامت ورق اتصال، t_c ضخامت اولیه ورق اتصال که با رابطه ۱۱ تعیین می شود. P سهم هر پیچ از عرض اسمی



(ب)



(الف)

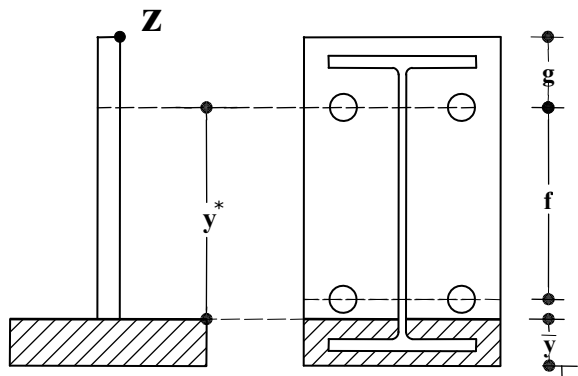
شکل (۱۲) توزیع فشار تماسی حاصل از نیروهای اهرمی

شدن (الف) در اتصال مفصلی گونیا (ب) در اتصال T

در اتصالات T، فشار تماسی حاصل از نیروهای اهرمی شدن در لبه خارجی ورق اتصال به وجود آمده و ضرایب هندسی فرمول AISC برای محاسبه این نیروها بر اساس شکل توزیع فشار تماسی به دقت تعیین شده است. با توجه به شکل توزیع فشار، ملاحظه می شود که محل اعمال فشار ناشی از نیروهای اهرمی شدن در اتصالات مفصلی نسبت به اتصالات T متفاوت است. دلیل این موضوع آن است که در اتصالات T، نیروی کششی به صورت متقارن توسط جان اتصال به ورق انتهایی منتقل شده و در آن خمش متقارن ایجاد می نماید ولی در اتصالات مفصلی، کشش حاصل از خمش خارجی اعمال شده توسط بال تیر به ورق منتقل شده و به دلیل خاصیت سخت‌کنندگی جان پروفیل تیر، خمش نامتقارن در ارتفاع ورق ایجاد می شود. این خمش نامتقارن باعث انتقال ناحیه فشار تماسی حاصل از نیروهای اهرمی شدن به طرف تار خنثی یا بال فشاری تیر می شود. جهت ارائه روشی برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات مفصلی، نخست باید ضرایب هندسی فرمول AISC برای این نوع از اتصالات تعیین گردد. با توجه به شکل توزیع فشار تماسی اتصالات مفصلی و برازش اطلاعات حاصل از آنالیز پارامتریک اتصالات، ناحیه تحت کشش اتصال را می توان با یک نبشی معادل گرفت (شکل ۱۳). با تحلیل پارامتریک اتصالات مفصلی با صلبیت ورق متغیر، ضریب هندسی زیر حاصل شده است.

$$a' = 1.2 \times b' \quad (۵)$$

پیچ، می توان تنش کششی خالص حاصل از بارگذاری خارجی را با خطایی در حدود ۵ درصد محاسبه کرد (شکل ۱۴). این در حالی است که بر اساس تئوری متعارف روش مقطع معادل، تنش پیچ های ردیف کشش در دورترین فاصله مقطع معادل از تار خشی محاسبه می شود. در این حالت خطای حاصل از محاسبه تنشهای خالص خارجی وارده به مقطع پیچ کششی در بارگذاری کششی حدود ۲۰ درصد و در اندرکنش کشش و برش ۳۰ درصد در جهت اطمینان می باشد. در صورت عدم محاسبه نیروهای اهرمی شدن، خطای روش مقطع معادل متعارف در پیش بینی تنش کل وارده به مقطع پیچ بحرانی، در بارگذاری کششی حدود ۲۶ درصد و در اندرکنش کشش و برش ۳۶ درصد بدست آمده است.



شکل (۱۴) مقطع معادل پیچ کششی

جهت محاسبه تنش در خط تراز پیچ کششی در روش مقطع معادل اصلاح شده و همچنین تاثیر دادن پدیده اهرمی شدن در محاسبات، پروسه زیر پیشنهاد می شود.

$$b_e^2 = 2A_b \quad (13)$$

$$\frac{h - \bar{y}}{y} = \sqrt{\frac{b}{b_e}} \quad (14)$$

$$f_t' = \frac{M}{I_x} \cdot d_2 \quad (15)$$

با رابطه ۱۴ می توان موقعیت تار خشی را در مقطع معادل یافت. در این روابط، b_e عرض مقطع معادل، A_b سطح مقطع پیچ کششی، \bar{y} ارتفاع ناحیه فشار یا فاصله تار

ورق اتصال موازی با بال کششی، α ضریب هندسی اتصال مفصلی با دو ردیف پیچ و δ نسبت عرض خالص به عرض اسمی ورق اتصال موازی با بال کششی تیر در خط پیچ می باشد. همچنین با رابطه ۱۰ میتوان نیاز و یا عدم نیاز به محاسبه نیروهای اهرمی شدن را پیش بینی کرد. اگر $\alpha > 0$ باشد، نیروهای اهرمی شدن باید محاسبه شود و اگر $\alpha < 0$ باشد، میتوان از تاثیر نیروهای اهرمی شدن در محاسبات صرف نظر کرد. بر اساس تحلیلهای پارامتریک انجام گرفته در اتصالات مفصلی با ورق اتصال ضخیم، ($\lambda > 3, 0$)، همواره ضریب α منفی بوده و میتوان از نیروهای اهرمی شدن صرف نظر کرد. با ارزیابی دقت پروسه محاسباتی فوق در مدل های المان محدود اتصالات مفصلی در حالت گونیا، حداکثر خطا برابر با ۲ درصد و در اتصالات زانویی حداکثر خطا ۴ درصد بدست آمده است. البته باید توجه نمود که پروسه محاسباتی ارائه شده فقط در محدوده اتصالات مفصلی با هندسه بررسی شده در این تحقیق صادق می باشد. در سایر اتصالات پیچی می بایست ضرایب هندسی روش ارائه شده به دقت محاسبه گردد.

۶- اصلاح روشهای طراحی متعارف

روش طراحی با فلسفه های حالات حدی (LRFD) و روش طراحی مقطع معادل با فلسفه طراحی مقاومت مجاز (ASD)، از پرکاربردترین روشهای طراحی اتصالات پیچی می باشند. در روش طراحی حالات حدی بدون در نظر گرفتن اثر نیروهای اهرمی شدن در اتصالات مفصلی، ماکزیمم خطایی در حدود ۱۸ درصد در طراحی حاصل می شود. این خطا در خلاف جهت اطمینان بوده و ایمنی اتصالات طراحی شده با این روش را به مخاطره می اندازد. با وارد کردن اثر نیروهای اهرمی شدن، می توان خطای محاسبات را به کمتر از ۴ درصد کاهش داد. در این حالت، کشش کل وارده به پیچ، مجموع کشش حاصل از خمشی خارجی و کشش حاصل از نیروهای اهرمی شدن می باشد. در طراحی با روش مقطع معادل، با معادل قرار دادن مقطع پیچ کششی با مستطیل به عرض b_e در ارتفاع کل ورق اتصال و محاسبه تنش کششی خارجی در خط تراز خود



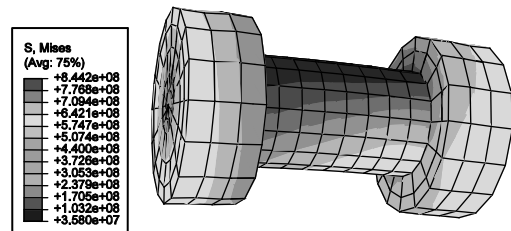
نتیجه گیری

در این تحقیق، رفتار اتصالات مفصلی پیچی با ورق انتهایی با دو ردیف پیچ در دو حالت گونیا و زانویی مورد بررسی قرار گرفته است. بعد از ایجاد مدل‌های المان محدود اتصالات در نرم افزار ABAQUS، دقت مدل‌های کامپیوتری با استفاده از نتایج آزمایشگاهی ارزیابی شده است. ماکزیمم خطای مدل‌های المان محدود ایجاد شده حدود ۸ درصد برآورد شده است. با تحلیل پارامتریک اتصالات، عوامل مهم موثر در رفتار اتصال شناسایی شده است. یکی از مهم ترین پارامترهای موثر در رفتار اتصال، پدیده اهرمی شدن می باشد که عدم توجه به آن در مرحله طراحی باعث ایجاد خطاهایی در محاسبات می شود. برای محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات T دو روش تجربی وجود دارد که توسط اسمیت و آیین نامه AISC ارائه شده است. روش اسمیت در اتصالات ساده T دارای خطای بالایی می باشد و روش ارائه شده در آیین نامه AISC در اتصالات ساده T نتایج قابل قبولی بدست داده است. به همین دلیل جهت پی بردن به نحوه تنظیم فرمولبندی AISC، مدل‌هایی از اتصالات T با ضخامت ورق‌های متغیر ایجاد و تحت آنالیز پارامتریک قرار گرفته است. با بررسی مکانیزم شکست این اتصالات و ارزیابی تاثیر نیروهای اهرمی شدن در آن، این نتیجه حاصل شده است که میزان نیروهای اهرمی شدن رابطه مستقیم با صلبیت ورق اتصال داشته و با کاهش صلبیت ورق، بر میزان نیروهای اهرمی شدن افزوده میشود. همچنین در اتصالات با ورق خیلی نرم، مقدار نیروهای اهرمی شدن ایجاد شده، ضریب ثابتی از نیروهای خارجی اعمال شده به اتصال است. در اتصالات با ورق خیلی صلب نیز می توان تحت شرایطی از اثر نیروهای اهرمی شدن صرف نظر کرد. همچنین رابطه نیروهای اهرمی شدن با مکانیزم شکست اتصالات کاملاً مشهود است. در اتصالات با ورق صلب شکست معمولاً از ناحیه پیچ رخ داده است. در اتصالات با ورق نرم شکست از ناحیه خط سوراخکاری پیچها در ورق رخ داده است. در اتصالات با ورق نیمه صلب بر اساس ضخامت ورق اتصال محل شکست ورق اتصال مابین خط سوراخکاری و جان T متغیر است. با بررسی مکانیزم شکست و برآزش اطلاعات حاصل از توزیع تنش بین صفحات در اتصالات

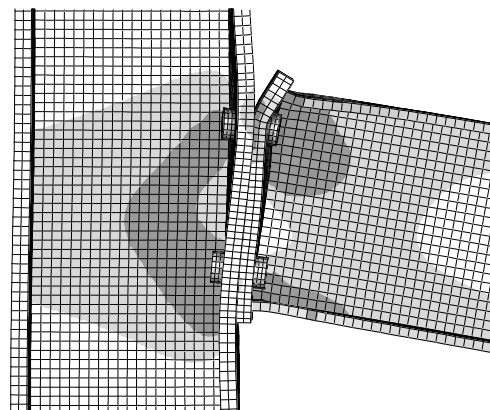
خشتی از لبه فشاری پایین اتصال و b عرض ورق اتصال می باشد. رابطه ۱۵ تنش کششی ناشی از خمش خارجی بدون در نظر گرفتن پدیده اهرمی شدن را در مقطع پیچ نشان می دهد. در این رابطه M لنگر خارجی، I_x ممان اینرسی مقطع معادل و d_2 فاصله پیچ ردیف کشش از تار خشتی می باشد. برای محاسبه تنش کل وارده به مقطع پیچ باید از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f_t = f_t' + f_0 \quad (16)$$

در این رابطه f_t تنش کل وارده به پیچ ردیف کشش، f_t' تنش کششی حاصل از خمش خارجی محاسبه شده با روش مقطع معادل اصلاح شده و f_0 تنش حاصل از نیروهای اهرمی شدن می باشد. با ارزیابی دقت این روش در اتصالات مفصلی با دو ردیف پیچ در حالت گونیا و زانویی، حداکثر خطا در حدود ۵ درصد در محاسبات حاصل شده است که در مقایسه با روش مقطع معادل متعارف، ۲۱ درصد کاهش خطا را نشان می دهد. شکل ۱۵ کنترل تنش پیچ و شکل ۱۶ تغییر شکل اتصالات مفصلی را تحت بارگذاری نشان می دهد.



شکل (۱۵) کنترل تنش پیچ کششی



شکل (۱۶) تغییر شکل اتصال مفصلی تحت بارگذاری

عدم نیاز به محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات مفصلی با دو ردیف پیچ را پیش بینی کرد. با بررسی روشهای متعارف طراحی اتصالات، دقت این روشها در پیش بینی رفتار اتصال بررسی شده است. با در دست داشتن مقدار دقیق نیروهای اهرمی شدن، یک روش طراحی اصلاح شده بر مبنای روش مقطع معادل و با فلسفه مقاومت مجاز ارائه شده است. با ارزیابی دقت روش اصلاح شده پیشنهادی در مدل‌های المان محدود، ۲۱ درصد کاهش در خطای طراحی اتصالات مفصلی با دو ردیف پیچ حاصل شده است.

مفصلی با دو ردیف پیچ و مقایسه نتایج با اتصالات T، ضریب هندسی ۱،۲ برای اتصالات مفصلی با دو ردیف پیچ پیشنهاد شده است. باید توجه شود ضریب هندسی حاصله فقط در اتصالات با هندسه ارائه شده و با دو ردیف پیچ قابل استناد است و در سایر اتصالات با هندسه های متفاوت نیازمند تحقیق و تخصیص ضریب هندسی دقیقتری می باشد. در محاسبه نیروهای اهرمی شدن در اتصالات بررسی شده با روش بهبود یافته، خطایی در حدود ۲ درصد در پیش بینی این نیروها برآورد شده است. همچنین با استفاده از روش بهبود یافته، می توان نیاز و یا

مراجع

- plate beam to column joints under bending and axial force, Eccs technical committee10 "connections" twg10.2, Department of civil engineering -university of Coimbra.
- 10-American institute of steel construction, ANSI/AISC 2005, Specification for structural steel building, pp 360-05.
 - 11-American Institute of Steel Construction. 2000, Manual of steel construction, Load and resistance factor design, Vol 2, connections, Chicago.
 - 12-Kouhi, Kortessmaa, 1990, Strength tests on bolted connection using high-strength steels (HSS STEELS) as a base material, VTT Research Notes 1185, Espoo 1990.
 - 13- Faella, C.,Piluso, V, and Rizzano, G. 2000, Structural steel semi rigid connections: Theory, design and software, CRC press, Florida, PP 505.
 - 14-J. C. Smith, 1991, Structural steel design lrfd approach, North Carolina State University, Wiley Inc.
 - 15-Abaqus Element Reference, 2008, Abaqus 6.71 documentation, Online help.
 - 16-Krishnamurthy, N. 1980, Modeling and prediction of steel bolted connection behavior, Computers & Structures, Vol.11, No. 2, PP. 75-82.
 - 17- Krishnamurthy, N., and Graddy, D.E. 1976, Correlation between 2- and 3- dimensional finite element analysis of steel bolted end-plate connections, Computers & Structures, Vol.6 , PP. 381-389.
 - 18-Krishnamurthy, N., Huang, H. T., Jeffrey, P. K. and Avery, L. K. 1979, Analytical M-θ curves for end-plate connections, Journal of the Structural Division, Vol.105, No. ST1, PP. 133-145.
 - 19-Farajpour, M. R., 2010, Effect of beam to column connections on static and seismic response of steel frames, Msc thesis.
 - 1- Bruce, F.M., Clinton, O.R, Staley, D.L., and Kazuhiko, K. 2000. Performance of PR moment frame buildings in UBC seismic zones 3 and 4. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.126, No.1: 108-116.
 - 2- Bahaari, Mohammed, R, and Sherbourne, Archibald, N. 2000. Behavior of eight-bolt large capacity end-plate connections. Computers & Structures, Vol.77: 315-325.
 - 3- Bahaari, Mohammed, R, and Sherbourne, Archibald, N . 1991, 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns- II. Extended end plate connections. Journal of Constructional steel Research, Vol. 40, No.3: 189-223.
 - 4- Bahaari, Mohammed, R, and Sherbourne, Archibald, N. 1996. Structural behavior of end-plate bolted connections to stiffened columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No.8: 926-935.
 - 5- Sherbourne, A.N., and Bahaari, Mohammed, R. 1994. 3D Simulation of end-plate bolted connections. Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.11: 3122-3136.
 - 6- Sherbourne, A.N., and Bahaari, Mohammed, R., 1996, 3D Simulation of bolted connections to unstiffened columns- I: T-stub connection, Journal of Constructional Steel Research, Vol.40, No.3: 169-187.
 - 7- Sherbourne, A.N., and Bahaari, Mohammed, R., 1997, Finite element prediction of end-plate bolted connection behavior, I: Parametric study, Journal of Constructional Steel Research, Vol.40, No.3: 169-187.
 - 8- Wheeler, A. T., Clarke, M. J., and Honcock, G.J., 2000, FE Modeling of four-bolt, tubular moment end-plate connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.126, No.7: 816-822.
 - 9- L. Simoes da Silva, L. Lima, P. Vellasco and S. Andrade, 2001, Experimental behavior of end-





بررسی تاثیر صلبیت اتصال در جذب انرژی قاب‌های مهاربندی شده در سیستم‌های دوگانه سازه‌های فولادی

مرتضی نقی پور^۱، حسین صادقی قادی^۲

(دریافت ۸۸/۲/۲۸، پذیرش ۹۱/۱۱/۱)

چکیده

در دهه‌های اخیر محققان بسیاری در سراسر جهان به بررسی تاثیر اتصالات نیمه صلب بر رفتار سیستم‌های سازه ای فولادی پرداخته‌اند. در این مقاله اثر توام اتصالات نیمه صلب و صلب در سیستم‌های دوگانه‌ی شامل قاب‌های مهاربندی همگرا و واگرا با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی مطالعه شده است. هریک از المان‌های تیر، ستون و اتصالات نیمه صلب بصورت سه خطی مدل‌سازی شده‌اند. پارامترهای مورد بررسی شامل جذب انرژی به تفکیک طبقه، بیشترین برش پایه، منحنی‌های هیستریزس اتصال نیمه صلب تحت زلزله‌های مختلف و تاثیر تعداد دهانه و ارتفاع بر رفتار سازه می‌باشند. بررسی منحنی‌های جذب انرژی نشان می‌دهد که میزان حداکثر انرژی جذب شده بین طبقه‌ای در سیستم‌های دو گانه با خیز و افت ناگهانی همراه است که نشان دهنده‌ی آسیب پذیری سازه از طبقه‌ای می‌باشد، که انرژی زیادی را جذب کرده است. منحنی‌های هیستریزس نشانگر بیشترین جذب انرژی اتصال نیمه‌صلب در سیستم قاب خمشی ویژه، توزیع مناسب انرژی به دهانه‌های مجاور گره‌ی اتصال نیمه‌صلب و ممانعت از تمرکز انرژی در دهانه‌ی مهاربندی سیستم‌های دوگانه می‌باشد.

کلمات کلیدی

اتصالات نیمه صلب، مهاربند همگرا و واگرا، جذب انرژی، سیستم دوگانه

The Effects of Connection Rigidity on Energy Absorption of Braced Frames in Dual Systems of Steel Frames

M. Naghipour, H. Sadeghi Ghadi

ABSTRACT

The effect of semi-rigid connections on the behavior of structural systems always draws the attention of many researchers to itself. In this article, the simultaneous effect of rigid and semi-rigid connections in dual systems such as braced frames are examined with nonlinear dynamic analysis. Each of the beam, column and the connections has been modeled in a three linear manner. The observed parameters in this research consist of energy dissipate of each story, ultimate base shear and hysteretic loops of semi-rigid connections. The parameters are observed under different earthquakes, and the effect of height of structure, as well as number of bays is considered. It can be seen from the energy dissipate diagram that in dual systems, the maximum observed energy between the two stories, occurred with a sudden and significant fluctuation which shows the viability of the structure in stories with the most energy absorption. The hysteretic diagram shows that the maximum energy absorption of the connection is occurred in special moment resisting frames. However the distribution of the energy between the neighboring bays of the semi rigid connection node is more fluent in dual braced systems, which prevents the energy concentration on the braced bay.

Key words

Semi-Rigid Connection, EBF & CBF Braced Frames, Energy Dissipate, Dual Systems

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی بابل، m-naghi@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. کارشناس ارشد سازه، دانشگاه محقق اردبیلی، Hossein.sadeghi.12@gmail.com



در تحلیل‌های متداول قاب‌های فولادی، اتصالات تیر به ستون بصورت یکی از دو حالت، صلب کامل و یا مفصلی ایده آل فرض می‌شوند. با این وجود، اتصالات واقعی بطور متوسط بین دو شرایط حدی رفتار می‌کنند و دارای سختی غیر خطی می‌باشند [۷]. این موضوع در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج آمریکا بهتر نمایان شد. اثرات این زلزله نشان داد که اتصالات جوشی خمشی در قاب‌های فولادی مقاوم خمشی (MRF) در اثر زمین لرزه‌های شدید آسیب پذیر می‌باشند. لذا پس از این ماجرا نوعی دیگر از اتصالات یعنی اتصالات پیچی که اغلب اتصالات نیمه صلب نیز می‌باشند برای بهسازی و طراحی قاب‌های فولادی در مناطق با شدت لرزه خیزی بالا مورد استفاده قرار گرفت [۱۰]. در واقع بیشتر اتصالات مورد استفاده در قاب‌های فولادی عادت به رفتار نیمه صلب دارند که می‌توانند بطور ذاتی در توزیع تمام نیروهای اعضاء شرکت کنند [۸].

چن (۱۹۹۴) مشخصات پاسخ دینامیکی قاب‌های نیمه صلب با سختی غیر خطی اتصال را مورد تحقیق قرار داد. این مطالعات تحلیلی نشان داد که در اثر بارگذاری زلزله سختی قاب کاهش می‌یابد و فرکانس طبیعی قاب‌ها افزایش می‌یابد [۷]. این تحقیقات بطور مداوم توسط محققان بسیاری در سراسر جهان به منظور ارائه روش کاربردی در تحلیل و طراحی قاب‌های نیمه صلب ادامه یافت [۲]، [۱۲]، [۱۵]. امروزه نتایج این تحقیقات به صورت معادلات لنگر - دوران اتصال و یا تعیین محدودیت‌های طراحی در آیین نامه‌هایی مانند AISC2005، FEMA360، ATC40 تدوین شده است. در دهه‌های اخیر مطالعه سیستم مهاربندی همگرا با اتصال نیمه صلب مهاربندها، نقش اتصالات نیمه صلب بر رفتار سیستم‌های سازه‌ای، مزایا و معایب آن، توجه محققان را به خود جلب کرده است [۴]. در مطالعات پیشین تأثیر این نوع اتصال در سیستم قاب خمشی ویژه مورد بررسی قرار گرفته است [۱]، [۳]، [۷]، [۱۱]، [۱۳]، [۱۴].

با توجه به اهمیت و رایج بودن سیستم‌های دوگانه، در این مقاله اثر توام اتصالات نیمه صلب و صلب در سیستم‌های دو گانه‌ی شامل قاب‌های مهاربندی شده همگرا و واگرا در مقایسه با سیستم قاب خمشی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، اتصالات تیر به ستون دهانه‌های مهاربندی سیستم‌های دو گانه و دهانه‌های مشابه آن در سیستم قاب خمشی، نیمه صلب در نظر گرفته شده است و در سایر دهانه‌ها اتصالات تیر به ستون صلب فرض شده است مدل‌های انتخابی شامل قاب‌های ۲ و ۳ و ۴ دهانه با تعداد طبقات ۵، ۱۰، ۱۵ می‌باشد. در مطالعه سیستم‌های مورد نظر از شتاب‌نگاشت‌های سه زمین لرزه شامل السترو، ناغان و طبس استفاده شده است. این زمین لرزه‌ها دارای حداکثر شتاب و محتوای فرکانسی متفاوتی نسبت به همدیگر می‌باشند. مشخصات مهم پاسخ دینامیکی قاب‌های فولادی که در این مقاله بحث شده است شامل جذب انرژی به تفکیک طبقه، منحنی‌های هیستریزس اتصال نیمه صلب، تاریخچه تغییر مکانی گره‌ی بام، تاریخچه برش پایه، تأثیر تعداد دهانه و ارتفاع بر رفتار سازه می‌باشد و به منظور بررسی تأثیر صلبیت اتصال نیمه صلب بر رفتار سازه از دو نوع اتصال نیمه صلب شامل اتصال با نبشی بالا و پایین و اتصال با سپری استفاده شده است.

برای انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی از نرم افزار Perform-3D استفاده شده است.

۲- مدلسازی

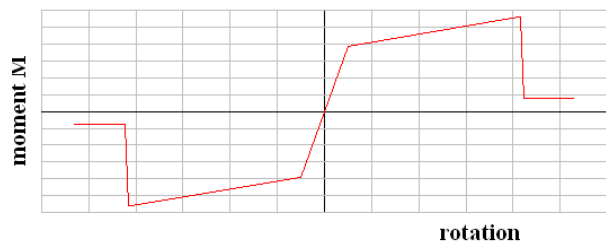
۲-۱- مدلسازی اتصال

عموماً اتصالات تیر به ستون نقش مهمی را در انتقال نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی از تیر به ستون بر عهده دارند [۷]. اگر بخواهیم تأثیرات اتصالات در تحلیل سازه را در نظر بگیریم، لازم است که منحنی لنگر، دوران اتصال به دقت مدلسازی شود [۸].

برای این منظور از آیین نامه FEMA 356 جهت معرفی منحنی لنگر دوران اتصال استفاده شده است. بر اساس این آیین نامه برای اتصال نیمه صلب با نبشی بالا و پایین و



اتصال با سپری، چهار حالت حدی در نظر گرفته شده است. در این حالات حدی به ترتیب شکست برشی در پیچ، شکست افقی بال افقی نبشی و یا جان سپری، شکست کششی پیچ و شکست خمشی اتصال بر اساس روابط ارائه شده در آیین نامه FEMA 356 کنترل می‌شود. لنگر مقاوم مورد انتظار اتصال، در جهت اطمینان کوچکترین مقدار حاصل از چهار حالت حدی بیان شده، انتخاب می‌گردد. نتایج تحلیل و طراحی اتصالات نیمه صلب مورد بحث نشان داد که شکست خمشی اتصال، تعیین کننده لنگر مقاوم مورد انتظار در اتصال می‌باشد. این موضوع بیانگر این است که سختی محوری و برشی اتصال به اندازه کافی سخت‌تر از سختی خمشی اتصال می‌باشد که این موضوع مطابق با فرض کیشی و چن (۲۰۰۳) در مدلسازی اتصال نیمه صلب می‌باشد. آنها در مدلسازی اتصال نیمه صلب فرض کردند که تاثیرات نیروهای برشی محوری اعمال شده بر اتصال در اثر پاسخ دینامیکی قاب‌ها قابل صرف نظر کردن است. بنابراین فقط سختی خمشی اتصال را به عنوان متغیر در نظر گرفتند [۷]. در مدلسازی اتصال نیمه صلب شیب قسمت سخت شدگی ۶ درصد شیب قسمت الاستیک فرض شده است منحنی لنگر دوران این اتصال در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱). منحنی لنگر- دوران اتصال نیمه صلب

۲-۲- مدلسازی تیر و ستون

ستون‌ها و تیرها تحت خمش رفتار شکل پذیری از خود نشان می‌دهند و در گروه اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل قرار می‌گیرند. بنابراین به منظور بالا بردن دقت تحلیل نیاز است که خاصیت شکل پذیری این اعضا در تحلیل در نظر گرفته شود. برای این منظور منحنی لنگر -

دوران هر یک از اعضا بر اساس ضوابط آیین نامه FEMA 356 برای تحلیل دینامیکی قاب‌ها در نظر گرفته شده است. در ستون‌های سیستم دو گانه مهار بندی شده علاوه بر خاصیت شکل پذیری می‌بایست در اثر نیروی محوری اعمال شده بر آن، ضوابط کنترل شونده نیروی نیز مورد بررسی قرار گیرد. هر دو المان تیر و ستون از چند قسمت تشکیل شده‌اند که شامل:

نواحی انتهایی + مفاصل پلاستیک یا (اتصال نیمه صلب در تیرها) + قسمت الاستیک تیر یا ستون + مفاصل پلاستیک یا (اتصال نیمه صلب در تیرها) + نواحی انتهایی [۹]. مدلسازی منحنی لنگر - دوران تیر و ستون همانند شکل (۱) در نظر گرفته شده است. با این تفاوت که شیب قسمت سخت شدگی ۳ درصد شیب قسمت الاستیک اولیه فرض شده است.

۲-۳- مدلسازی مهار بندها و تیر پیوند

در سیستم دوگانه‌ی مهار بندی شده با مهاربندهای همگرا، مهاربندها همانند اتصالات نقش مهمی را در قاب‌های مهار بندی شده ایفا می‌کنند نتیجه مطالعه‌های تحلیلی تانگ و گوئل، حسن و گوئل به ترتیب در سال‌های ۱۹۸۷ و ۱۹۹۱ بر روی سیستم‌های مهار بندی نشان داد که مفاصل پلاستیک به طور معمول در دو انتهای مهاربند و در وسط دهانه مهاربند ایجاد می‌شوند [۶]. در مدلسازی مهار بندها از نتایج تحلیلی فوق و روابط منحنی لنگر - دوران FEMA356 برای مهاربند همگرا استفاده شده است علاوه بر این مطابق AISC2005 تیرهای دهانه مهاربندی همگرا بگونه‌ای طراحی شده اند که بتوانند یک نیروی نامتعادل عمودی که در اثر تسلیم مهاربندها و در نقطه تقاطع آنها ایجاد می‌شود را تحمل کنند. نقش اتصالات نیمه صلب تیرها به ستوهای این دهانه بسیار مهم می‌باشد که در این مقاله مورد تحقیق قرار گرفته است در مدلسازی تیر پیوند، شرایط تیر پیوند برشی در نظر گرفته شده و منحنی لنگر، دوران آن نیز بر اساس FEMA356 مدل شده است.

۳- فرضیات تحلیل

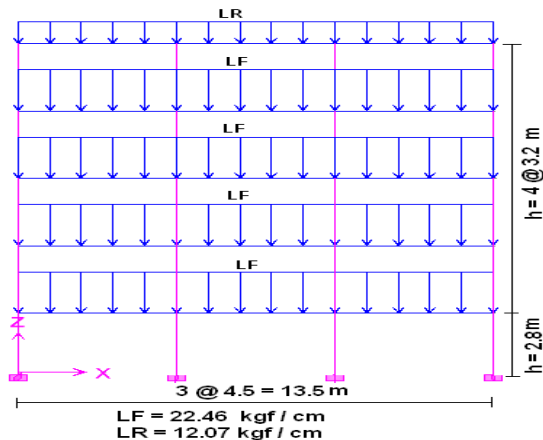
۳-۱- مبانی تحلیل

روند تحلیلی در هر سه سیستم دو گانه مهار بندی شده همگرا، مهار بندی شده واگرا و سیستم قاب خمشی بر این اصل استوار است که ابتدا یک تحلیلی تحت اثر بار ثقلی وارد بر سازه انجام می‌گیرد و سپس تحلیلی دیگری بر اساس ترکیب بار ثقلی با نیروی زلزله صورت می‌پذیرد. در این مرحله به هر یک از المان‌های قاب اجازه داده می‌شود که تا نقطه‌ی DX در منحنی نیرو - تغییر مکان یا لنگر - دوران تغییر شکل دهند (شکل ۲). به محض اینکه تغییر شکل در المانی از نقطه‌ی DX (آستانه فرو ریزش برای المان) در منحنی نشان داده شده در شکل (۲) بیشتر گردد، تحلیل سازه متوقف می‌شود و المانی که سبب ناپایداری موضعی در یک قسمت قاب شده با تقویت توسط ورق و یا تغییر مقطع ترمیم می‌گردد. آنگاه تحلیل مجدد قاب با تغییر بوجود آمده در سختی سازه انجام می‌گیرد. این روند آنقدر تکرار می‌شود تا اعضای طراحی شوند که قابلیت مقاومت در برابر نیروهای وارده را دارا باشند بطوری که بتوانند تا اتمام مدت زمان زلزله بدون ایجاد ناپایداری موضعی نیروهای اعمال شده را جذب و پراکنده سازند. هدف از انجام این روند تکراری برای تحلیل قاب‌ها ایجاد شرایط مناسب برای بررسی رفتار واقعی سازه در توزیع انرژی و سایر پارامترهای مورد مطالعه در این مقاله می‌باشد.

از مزیت این روش تحلیل این است که نیروهای هر یک از المان‌ها با تغییرهای بسیار در ماتریس سختی در هر مرحله محاسبه و در گام آخر مقادیر واقعی تلاش‌های هر یک از اجزای سازه تعیین می‌شود که این سبب افزایش دقت تحلیل و مقاطع انتخابی برای سازه می‌گردد.

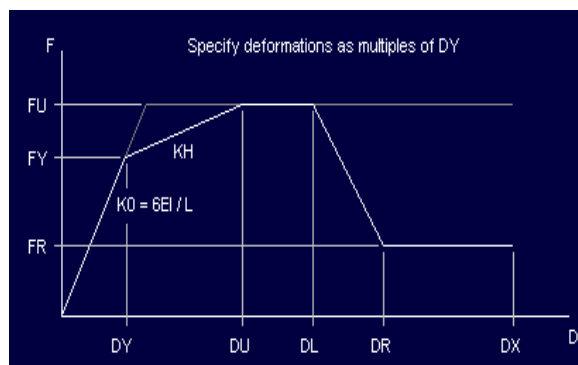
۳-۲- قاب‌های ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه با ۲ و ۳ و ۴ دهانه شکل (۳) قاب ۵ طبقه و سه دهانه مورد استفاده در این مطالعه را نشان می‌دهد در سایر قاب‌های ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه با دهانه‌های متفاوت ۲ و ۳ و ۴ که به دلیل کاهش حجم شکل‌ها، آورده نشده است، بارگذاری‌ها، عرض دهانه و ارتفاع طبقات همانند شکل (۳) می‌باشد جرم توزیع شده توسط بارهای وارد بر طبقات و بام (LF, LR) با یک جرم متمرکز در مرکز جرم هر طبقه جایگزین شده است مشخصات مصالح فولادی بکار رفته در تیرها، ستون‌ها و مهار بندها عبارتند از:

مدول یانگ $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ ، ضریب پواسون $\nu = 0.3$ و جرم واحد حجم آن 795 Kg/m^3 .



شکل (۳). نمای کلی از قاب ۵ طبقه، ۳ دهانه

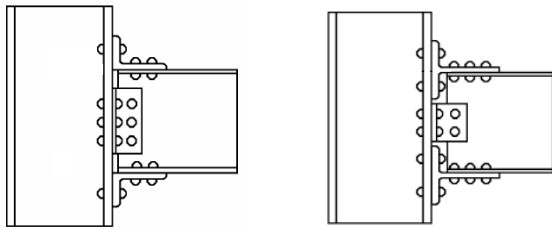
شکل (۴) آرایش اتصالات صلب و نیمه صلب در قاب‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. در سایر مدل‌ها نیز دهانه‌های مهار بندی سیستم‌های دو گانه اتصالات تیر به ستون نیمه صلب فرض شده است. در دهانه‌های فاقد مهار بندی اتصالات تیر به ستون صلب می‌باشد. همانطور که در شکل (۴) نشان داده شده است آرایش اتصالات صلب و نیمه



شکل (۲). منحنی نیرو - تغییر مکان مورد استفاده در تحلیل

با نرم‌افزار Perform - 3D





شکل (۵). هندسه اتصالات نیمه صلب

۳-۳- شتاب‌نگاشت‌ها

به منظور تحقیق در ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های نیمه صلب و سیستم‌های لرزه‌ای مورد مطالعه از سه شتاب‌نگاشت به شرح زیر استفاده شده است

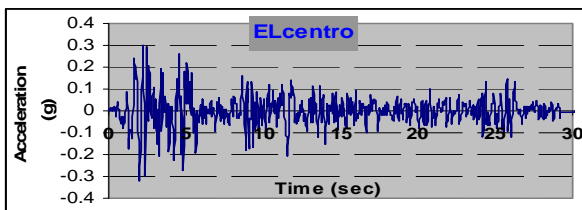
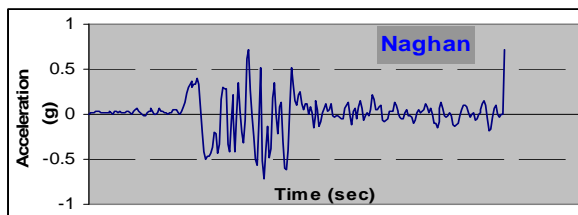
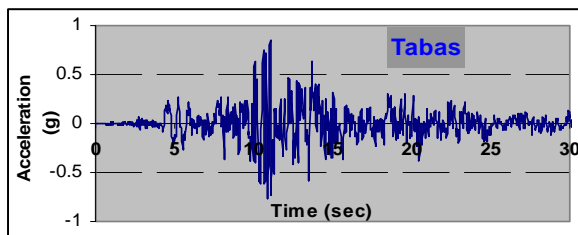
الف - مولفه طولی زلزله طبس با $PGA = 0.185 g$

ب- مولفه شمالی جنوب زلزله السترو با

$$PGA = 0.32 g$$

ج- مولفه طولی زلزله ناغان با $PGA = 0.172 g$

در شکل (۵) سه شتاب‌نگاشت مورد استفاده در این مقاله نشان داده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها به حداکثر شتاب زمین (g) مقیاس شده‌اند.

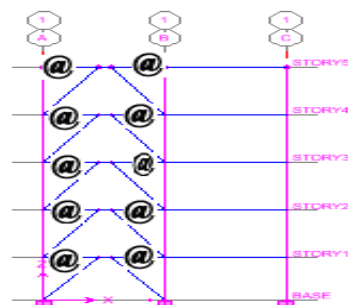


شکل (۶). شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به g

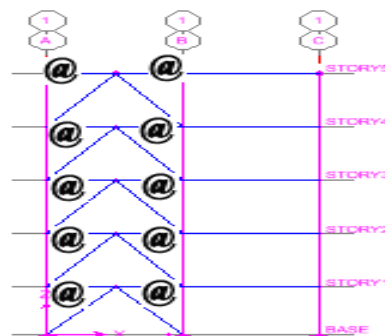
صلب در سیستم قاب خمشی ویژه نیز مطابق سیستم‌های دوگانه می‌باشد. در این شکل اتصال نیمه صلب با نماد @ نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۵) نشان داده شده مدل‌ها یکبار با اتصال نیمه صلب نبشی بالا و پایین و بار دیگر با اتصال نیمه صلب سپری مدلسازی شده‌اند و سپس با در نظر گرفتن سختی غیر خطی برای این اتصالات و سایر المان‌هایی که برای آنها منحنی لنگر دوران و یا نیرو - تغییر مکان تعیین شده بود رفتار قاب در نرم افزار perform-3D تحت بارگذاری ثقلی و شتاب‌نگاشت‌های زلزله مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت.



الف) قاب خمشی با اتصالات نیمه‌صلب



ب) قاب واگرا با اتصالات نیمه‌صلب



پ) قاب همگرا با اتصالات نیمه‌صلب

شکل (۴). آرایش اتصالات صلب و نیمه صلب در قاب‌ها

۴- نتایج تحلیل و بررسی پارامترهای مورد مطالعه

۴-۱- پریود طبیعی

از آنجایی که پریود طبیعی یک قاب براساس اکثر آیین نامه‌های طراحی سازه به ارتفاع قاب بستگی دارد، لذا می‌توان پریود طبیعی قاب را به عنوان یک پارامتر تاثیرگذار در رفتار سازه، به تفکیک تعداد طبقه در دهانه‌های متفاوت مورد بررسی قرار داد. بدین منظور پریود طبیعی ۵ مود اول سیستم‌های دوگانه مهار بندی شده و سیستم قاب خمشی در اثر صلیبیت متفاوت دو نوع اتصال نیمه صلب در جدول‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است از این جداول می‌توان تاثیر تعداد دهانه و صلیبیت اتصال نیمه صلب بر پریود سازه را مورد مطالعه قرار داد.

جدول (۱). اتصال با سپری

زمان تناوب قاب خمشی بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۶,۶۰۴	۱,۳۱	۱,۲۱۷	۰,۵۰۲	۰,۴۳۱
۵ طبقه و ۳ دهانه	۶,۵۵	۱,۳۷	۱,۱۷۵	۰,۵۲۲	۰,۴۳
۵ طبقه و ۴ دهانه	۶,۴۴	۱,۳۳	۱,۲۲	۰,۵۲	۰,۴۵
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۸,۴۵	۱,۷۸	۱,۷۲	۰,۷۳۴	۰,۶۴۳
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۹,۷۱	۱,۹۵	۱,۶۶	۰,۷۱۹	۰,۶۱۵
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۹,۹۹۷	۲,۰۱	۱,۷۵	۰,۸۱۴	۰,۶۵۳
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۷,۲۱	۳,۷۹۴	۲,۳۴	۱,۵۴	۰,۸۴۴
۱۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۷,۵۷	۳,۹۵۸	۲,۲۵۳	۱,۵۹۴	۰,۸۸۴
زمان تناوب قاب همگرا بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۱,۰۵	۲,۱۷۱	۰,۸۱۱	۰,۴۲۵	۰,۳۳۲
۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۰,۷۸	۲,۱۸۶	۰,۸۲۲	۰,۴۲۹	۰,۳۹۲
۵ طبقه و ۴ دهانه	۱۳,۴۹	۲,۴۱	۰,۹۲۶	۰,۴۸۳	۰,۳۸۹
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۲۶,۸۶	۶,۴۱۷	۲,۶	۱,۲۸۲	۰,۹۴۲
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۲۳,۱۷	۵,۷۸۷	۲,۲۲۳	۱,۱۹۵	۱,۰۱۹
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۲۲,۹۹	۵,۶۱۲	۲,۳۰۴	۱,۱۸۴	۰,۹۳۹
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۳۵,۷۹	۸,۵۷۳	۳,۴۵	۱,۸۹۶	۱,۵۹۷
۱۵ طبقه و ۳ دهانه	۲۷,۲۶	۶,۸۲۱	۲,۹۱۲	۱,۵۸۸	۱,۵۴۴
زمان تناوب قاب واگرا بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۲,۹۱	۲,۲۴۸	۰,۸۴۶	۰,۵۰۷	۰,۴۳۹
۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۳,۷۱	۲,۳۷۹	۰,۸۹۴	۰,۵۷۵	۰,۴۶۴
۵ طبقه و ۴ دهانه	۱۶,۱۵	۲,۶۷۲	۰,۹۷۳	۰,۵۰۲	۰,۵۰۱
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۲۷,۹۸	۶,۵۷۹	۲,۵۳۳	۱,۳۴۶	۱,۱۳۱
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۲۳,۴	۵,۴۲۴	۲,۱۹۳	۱,۲۱۶	۱,۱۲۷
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۲۴,۲۳	۵,۹۴۲	۲,۴۰۹	۱,۲۲۴	۱,۱۱۷
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۳۵,۵	۸,۵۱۹	۳,۵۲۷	۱,۸۷۹	۱,۷۲۸
زمان تناوب قاب واگرا بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۲,۷۹	۲,۲۳۱	۰,۸۴۱	۰,۵۰۳	۰,۴۳۷
۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۳,۷۱	۲,۳۷۹	۰,۸۹۴	۰,۵۷۴	۰,۴۶۴
۵ طبقه و ۴ دهانه	۱۶,۱۵	۲,۶۷۲	۰,۹۷۳	۰,۵۰۲	۰,۵۰۱
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۲۷,۹۸	۶,۵۷۹	۲,۵۳۳	۱,۳۴۶	۱,۱۳
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۲۳,۴	۵,۴۲۴	۲,۱۹۳	۱,۲۱۴	۱,۱۲۷
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۲۴,۲۳	۵,۹۴۲	۲,۴۰۹	۱,۲۲۴	۱,۱۱۵
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۳۵,۵	۸,۵۱۹	۳,۵۲۷	۱,۸۷۹	۱,۷۲۶

جدول (۲). اتصال با نبشی بالا و پایین

زمان تناوب قاب خمشی بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۶,۶۰۵	۱,۳۱	۱,۲۸۷	۰,۵۰۲	۰,۴۴۸
۵ طبقه و ۳ دهانه	۶,۵۵	۱,۳۷	۱,۲۰۶	۰,۵۲۲	۰,۴۳۶
۵ طبقه و ۴ دهانه	۶,۴۴	۱,۳۳	۱,۲۷	۰,۵۱۸	۰,۴۵۹
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۸,۴۴۸	۱,۸۶۵	۱,۷۸۳	۰,۷۳۴	۰,۶۷۹
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۹,۷۱	۱,۹۴۹	۱,۷۳۵	۰,۷۸۹	۰,۶۳۷
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۹,۹۹۷	۲,۰۰۸	۱,۹۲۲	۰,۸۱۴	۰,۷۱۰
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۷,۲۱	۳,۷۹۴	۲,۶۳۵	۱,۵۳۶	۰,۹۲۳
۱۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۷,۵۷	۳,۹۵۸	۲,۴۱۶	۱,۵۹۴	۰,۸۸۴
زمان تناوب قاب همگرا بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۱,۰۵	۲,۱۷۱	۰,۸۱۱	۰,۴۲۵	۰,۳۳۲
۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۰,۷۸	۲,۱۸۶	۰,۸۲۲	۰,۴۲۹	۰,۳۹۲
۵ طبقه و ۴ دهانه	۱۳,۴۹	۲,۴۱	۰,۹۲۶	۰,۴۸۳	۰,۳۸۹
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۲۶,۸۶	۶,۴۱۷	۲,۶	۱,۲۸۲	۰,۹۴۲
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۲۳,۱۷	۵,۷۸۷	۲,۲۲۳	۱,۱۹۵	۱,۰۱۹
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۲۲,۹۹	۵,۶۱۲	۲,۳۰۴	۱,۱۸۴	۰,۹۳۹
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۳۵,۷۹	۸,۵۷۳	۳,۴۵	۱,۸۹۶	۱,۵۹۷
۱۵ طبقه و ۳ دهانه	۲۷,۲۶	۶,۸۲۱	۲,۹۱۲	۱,۵۸۸	۱,۵۴۴
زمان تناوب قاب واگرا بر حسب ثانیه					
قاب	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵
۵ طبقه و ۲ دهانه	۱۲,۹۱	۲,۲۴۸	۰,۸۴۶	۰,۵۰۷	۰,۴۳۹
۵ طبقه و ۳ دهانه	۱۳,۷۱	۲,۳۷۹	۰,۸۹۴	۰,۵۷۵	۰,۴۶۴
۵ طبقه و ۴ دهانه	۱۶,۱۵	۲,۶۷۲	۰,۹۷۳	۰,۵۰۲	۰,۵۰۱
۱۰ طبقه و ۲ دهانه	۲۷,۹۸	۶,۵۷۹	۲,۵۳۳	۱,۳۴۶	۱,۱۳۱
۱۰ طبقه و ۳ دهانه	۲۳,۴	۵,۴۲۴	۲,۱۹۳	۱,۲۱۶	۱,۱۲۷
۱۰ طبقه و ۴ دهانه	۲۴,۲۳	۵,۹۴۲	۲,۴۰۹	۱,۲۲۴	۱,۱۱۷
۱۵ طبقه و ۲ دهانه	۳۵,۵	۸,۵۱۹	۳,۵۲۷	۱,۸۷۹	۱,۷۲۸



آنچه که از این جداول نتیجه می‌شود به شرح زیر می‌باشد:

۱- اختلاف زمان تناوب سازه بین دو مود اول برای سیستم‌های مورد بررسی بسیار چشمگیر بوده به طوری که پریود مود اول تقریباً ۵ برابر پریود مود دوم می‌باشد. اختلاف بین دو مود اول بیانگر این است که تاثیر دو مود اول در رفتار سازه می‌تواند قابل ملاحظه باشد. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد که در مودهای بالاتر از تناوب سازه در سه سیستم مورد مطالعه کاسته شده است.

۲- همان‌طور که می‌دانیم افزایش پریود به نوعی سبب نرم‌تر شدن سازه در اثر تحریکات لرزه‌ای می‌گردد. از مقایسه پریود مود اول بین سیستم‌های دو گانه مهار بندی شده و سیستم قاب خمشی مشاهده می‌شود که سیستم‌های دوگانه پریودی در حدود ۲ برابر بزرگتر از سیستم قاب خمشی دارند و بیانگر این نکته می‌باشد که تاثیر اتصال نیمه صلب در افزایش پریود سیستم‌های دو گانه نسبت به سیستم قاب خمشی بیشتر است. بنابراین سیستم‌های دوگانه با اتصالات نیمه صلب به علت دارا بودن پریود بزرگتری نسبت به سیستم قاب خمشی با اتصالات نیمه صلب رفتار نرمتری از خود نشان می‌دهند و این ویژگی در سازه سبب کاهش نیروهای وارد بر سازه می‌گردد که در بخش‌های بعدی با بررسی منحنی‌های تاریخچه‌ی زمانی برش پایه این موضوع اثبات می‌شود.

۳- تعداد دهانه در پریود قاب‌های ۵ طبقه اثر قابل ملاحظه‌ای ندارد ولی در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه در دو مود اول، افزایش دهانه در سیستم قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه مهاربندی شده همگرا و واگرا به ترتیب افزایش و کاهش پریود سازه را به دنبال دارد که این تاثیر نیز در مودهای بالاتر بسیار کم رنگ می‌باشد. به عنوان یک نتیجه‌گیری کلی نمی‌توان قانون مشخصی برای اثر دهانه بر پریود سازه تعیین کرد.

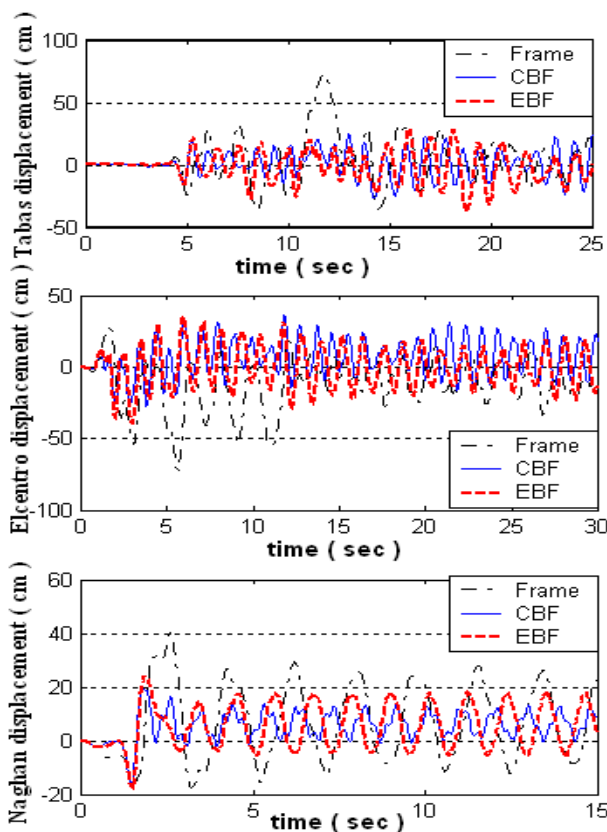
۴- صلبیت اتصال نیمه صلب بر پریود سازه تاثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد.

۵- همان‌طور که انتظار داشتیم با افزایش ارتفاع، پریود سازه افزایش می‌یابد که این افزایش در سه سیستم مورد مطالعه به صورت زیر می‌باشد.

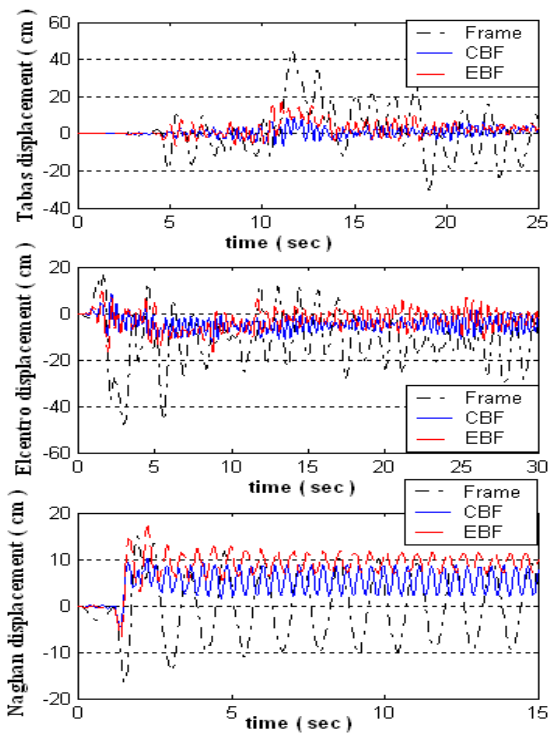
قاب خمشی >> قاب همگرا > قاب واگرا

۴-۲- تغییر مکان‌های جانبی

طبق تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی قاب‌های با اتصالات نیمه صلب بزرگترین عیب این اتصالات در سیستم‌های قاب خمشی تغییر مکان‌های جانبی بیش از حد مجاز آنها بوده است. از اینرو بررسی این پارامتر در سیستم‌های مهار بندی شده و مقایسه آن با سیستم قاب خمشی بصورت تاریخچه زمانی تغییر مکان در یک گره خاص می‌تواند مفید واقع شود. شکل‌های ۷ الی ۱۰ نمونه‌هایی از تاریخچه تغییر مکانی گره انتهایی در گوشه سمت راست بام را نشان می‌دهند.



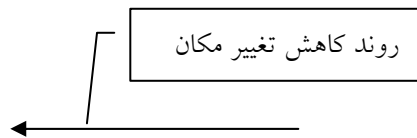
شکل (۷). تاریخچه تغییر مکانی گره بام در قاب ۱۰ طبقه و ۴ دهانه با اتصال سپری



شکل (۱۰). تاریخچه تغییر مکانی گره بام در قاب ۵ طبقه و ۴ دهانه با اتصال سپری

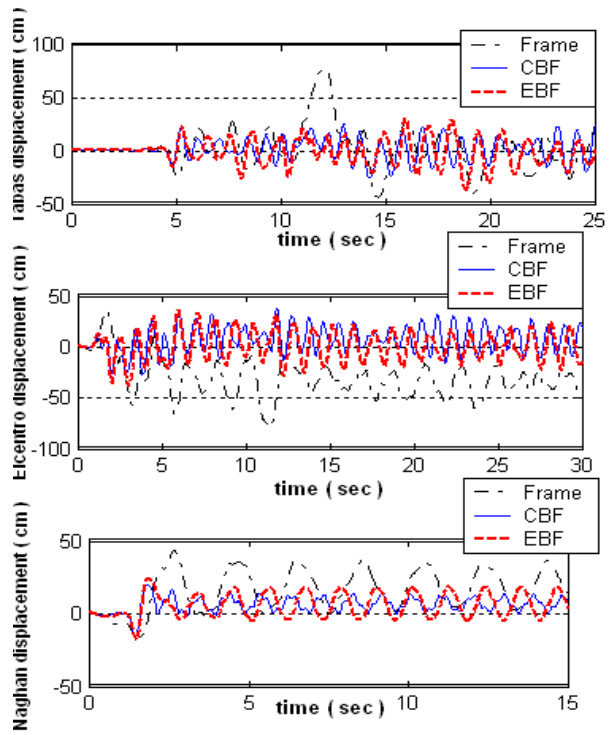
نمودارها نشان می دهند که :

۱- در حالی که سیستم قاب خمشی تغییر مکان های گرهی بزرگی را متحمل شده است اما تاریخچه ی تغییر مکان گرهی در سیستم دوگانه با مهار بند همگرا تحت زلزله طبس و السترو تغییر مکان های کوچکتری را نشان می دهد و سازه در این حالت با وجود اتصالات نیمه صلب رفتار مناسبی را در اغلب مدل های مورد بررسی از خود نشان داده است. روند کاهش تغییر مکان گرهی در سیستم های مورد بررسی به صورت زیر می باشد.

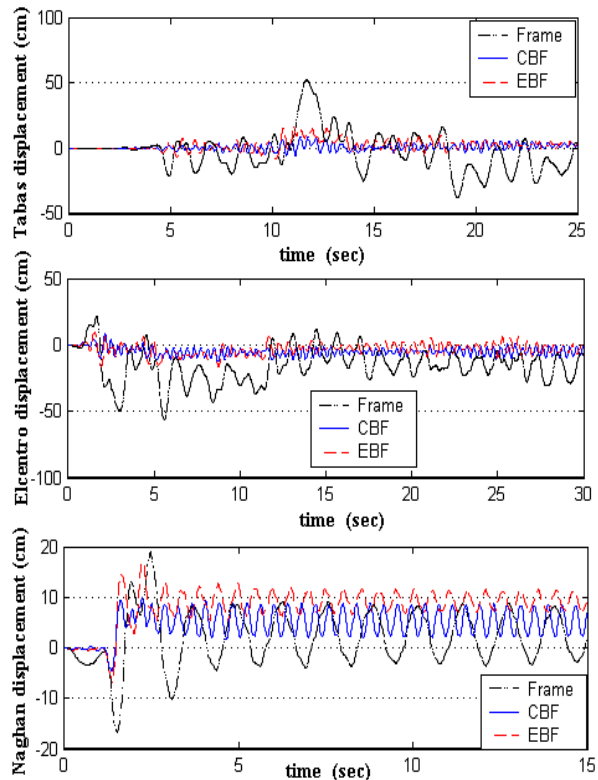


قاب خمشی >> قاب واگرا > قاب همگرا

۲- با بررسی افزایش تعداد دهانه در قاب ها مشاهده می شود که نمی توان برای بیشینه تغییر مکان گرهی قانون معینی را تبیین کرد، اما از افزایش ارتفاع می توان افزایش تغییر مکان در سازه را نتیجه گرفت.



شکل (۸). تاریخچه تغییر مکانی گره بام در قاب ۱۰ طبقه و ۴ دهانه با اتصال نبشی



شکل (۹). تاریخچه تغییر مکانی گره بام در قاب ۵ طبقه و ۴ دهانه با اتصال نبشی



۳- از نمودارهای تاریخچه زمانی می‌توان به اختلاف زیاد بیشینه تغییر مکان رفت نسبت به بیشینه تغییر مکان برگشت در سیستم قاب خمشی با اتصالات نیمه صلب تحت زلزله‌های طبع و الاسترو پی‌برد. اثر این پدیده در واقع مشابه این است که در یک بازه‌ی زمانی کوتاه دو ضربه‌ی بزرگی را در دو جهت رفت و برگشتی به سازه اعمال نماییم که این امر برای یک سازه مطلوب نمی‌باشد. سیستم‌های دوگانه اغلب تغییر مکان‌های رفت و برگشتی تقریباً مشابهی از خود نشان داده‌اند که نشان‌دهنده‌ی رفتار منظم‌تر سیستم‌های دوگانه نسبت به سیستم قاب خمشی می‌باشد.

۴- در برخی نمودارها تعداد سیکل‌های تغییر مکان رفت نسبت به برگشت و بالعکس بیشتر می‌باشد علت این رفتار در سازه می‌تواند ناشی از اثر همزمان بار ثقلی و شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ی اعمال شده باشد که با تاثیر $P-\Delta$ بر تعداد سیکل‌های تغییر مکانی در یک جهت می‌افزاید.

۳-۴- برش پایه

برش پایه از جمله پارامترهای مهم دیگری است که می‌تواند مبنای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها باشد. نیروهای جانبی زلزله به صورت نیروهای برشی در طبقات مختلف ساختمان‌ها اثر می‌نماید به طوری که بیشترین مقدار نیروی برشی در طبقه پایین وارد می‌شود. این نیروها توسط سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مانند مهار بندها و سیستم‌های قاب خمشی جذب می‌شوند. هر چند ظرفیت مقاومت برشی ساختمان‌ها در حد جاری شدن بیشتر از نیروهای جانبی است که توسط آئین نامه‌های زلزله بدست می‌آیند، اما در هنگام یک زمین لرزه بزرگ نیروهای جانبی چندین برابر مقادیر آئین نامه‌ها بوده و از حد برش جاری شدن تجاوز می‌نمایند. بنابراین بررسی تاریخچه‌ی زمانی برش در پایه ستون‌های طبقه‌ی اول برای سیستم‌های مقاوم لرزای مورد مطالعه مناسب می‌باشد. در شکل‌های ۱۱ الی ۱۴ تاریخچه زمانی برش در پایه ستون‌های طبقه اول قاب‌های ۵، ۱۰ طبقه و ۲ دهانه تحت ترکیب بار ثقلی و

شتاب‌نگاشت‌های زلزله به عنوان نمونه نشان داده شده است.

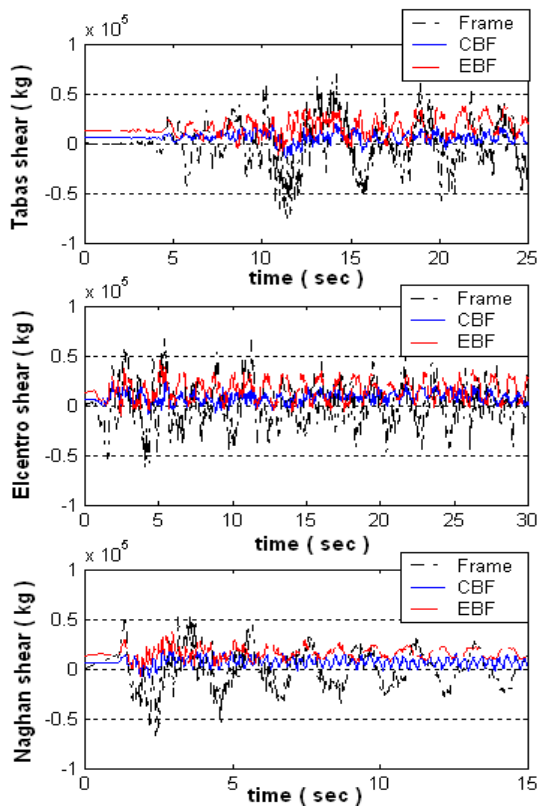
نتایجی که از این نمودارها حاصل می‌گردد، عبارتند از:

۱- نمودارهای تاریخچه زمانی نشان می‌دهد که افزایش تعداد طبقه در افزایش بیشینه برش پایه سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه‌ی واگرا موثر می‌باشد، اما با افزایش تعداد دهانه نمی‌توان قانون معینی برای میزان تغییرات برش پایه سیستم‌ها تعیین کرد.

۲- در تمامی مدل‌های مورد مطالعه، سیستم‌های دوگانه همواره برش کمتری را نسبت به سیستم قاب خمشی به پای ستون‌های طبقه اول منتقل می‌کنند. در بین سیستم‌های دو گانه نیز اغلب حالت مهار بندی همگرا تحت هر سه زلزله با محتوای فرکانسی متفاوت، تاریخچه‌ی زمانی برش پایه کمتری را در مقایسه با حالت مهار بندی واگرا دارا می‌باشد.

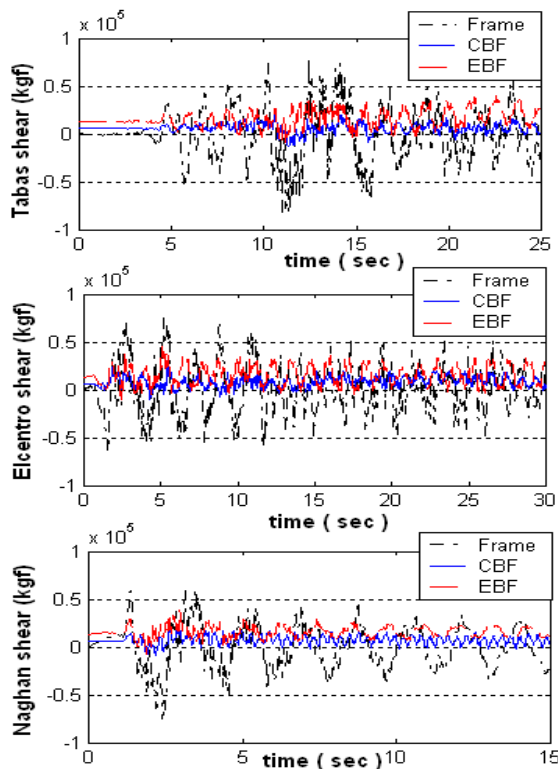
۳- با بررسی دقیق نمودارهای تاریخچه زمانی به نظر می‌رسد که افزایش دامنه برش پایه با افزایش ارتفاع همراه بوده که این موضوع سبب کاهش فشردگی تعداد سیکل‌های رفت و برگشت نیرو شده است. این حالت در مدل‌های سیستم قاب خمشی و سیستم دو گانه‌ی واگرا محسوس‌تر است. این ویژگی در کاهش تعداد ضربه‌ای که نیروی برشی به سازه وارد می‌کند مفید واقع می‌شود زیرا هر چقدر تغییر جهت نیروهای ایجاد شده در زمان بیشتری صورت گیرد نیروی کمتری به سازه وارد می‌شود. علاوه بر این کاهش تعداد سیکل‌های رفت و برگشت نیرو در جلوگیری و یا کاهش تاثیر پدیده‌ی خستگی در اعضای سازه مفید می‌باشد. از نمودارهای تاریخچه زمانی تغییر مکان نیز می‌توان به کاهش فشردگی نمودارها با افزایش ارتفاع پی‌برد.

۴- افزایش صلبیت اتصال نیمه صلب (اتصال با سپری به جای اتصال با نبشی) در سیستم قاب خمشی سبب افزایش بیشینه برش پایه می‌شود ولی در سیستم‌های دو گانه تاثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد. علت این موضوع می‌تواند ناشی از نقش مهار بندی‌های سیستم همگرا و تیرهای پیوند سیستم واگرا در تحمل نیروهای لرزه‌ای باشد.



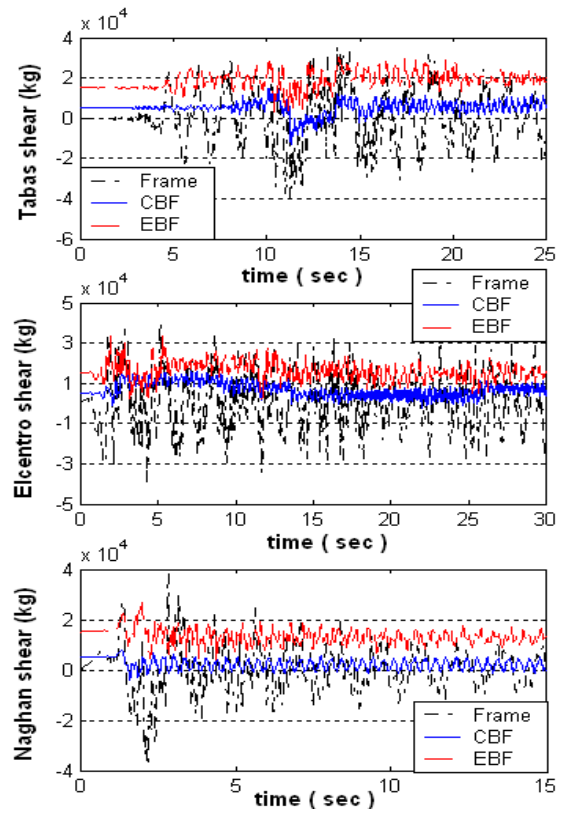
شکل (۱۳). تاریخچه زمانی برش در پای ستون‌های طبقه اول،

قاب ۱۰ طبقه و ۲ دهانه با اتصال نبشی



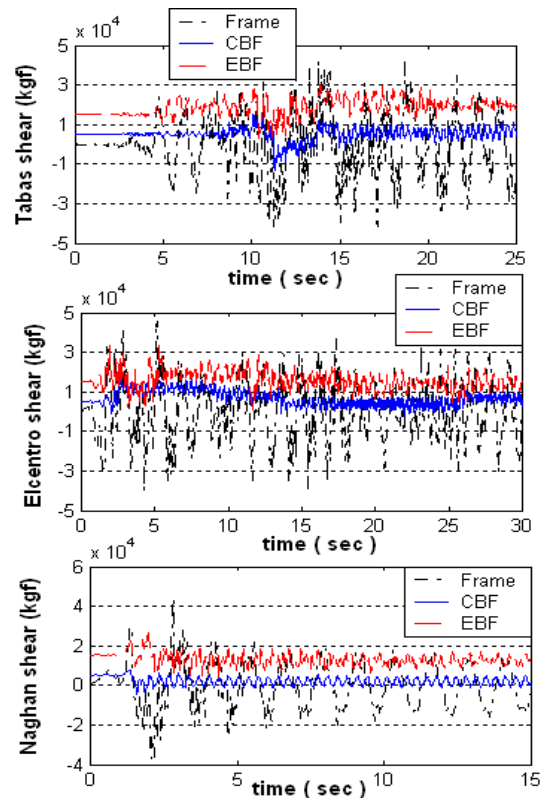
شکل (۱۴). تاریخچه زمانی برش در پای ستون‌های طبقه اول،

قاب ۱۰ طبقه و ۲ دهانه با اتصال سپری



شکل (۱۱). تاریخچه زمانی برش در پای ستون‌های طبقه اول،

قاب ۵ طبقه و ۲ دهانه با اتصال نبشی



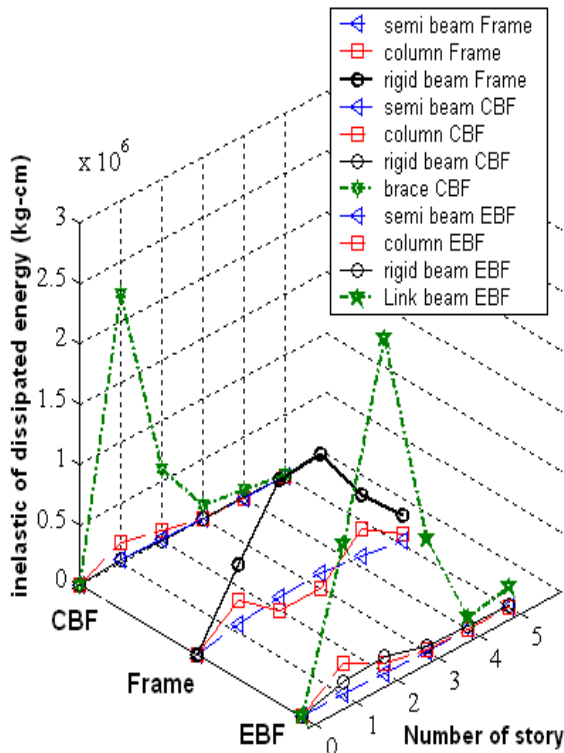
شکل (۱۲). تاریخچه زمانی برش در پای ستون‌های طبقه اول،

قاب ۵ طبقه و ۲ دهانه با اتصال سپری

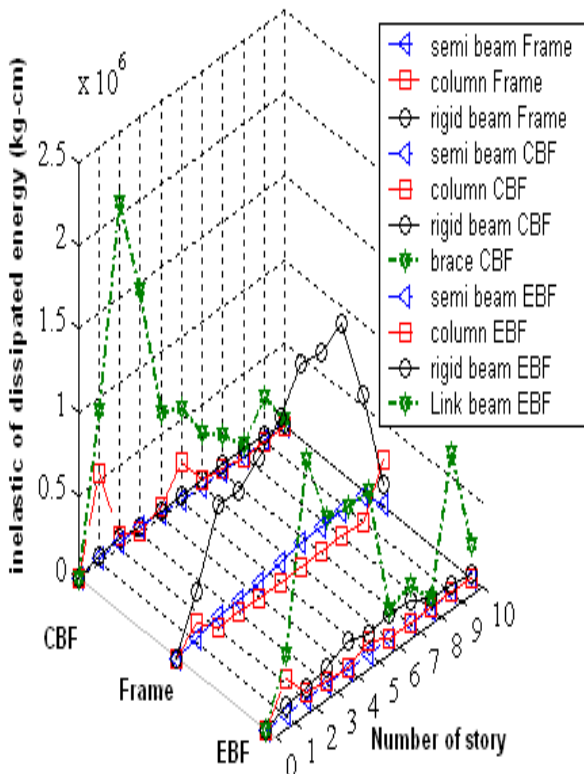


۴-۴- میزان انرژی جذب شده در اعضای سازه به تفکیک طبقه

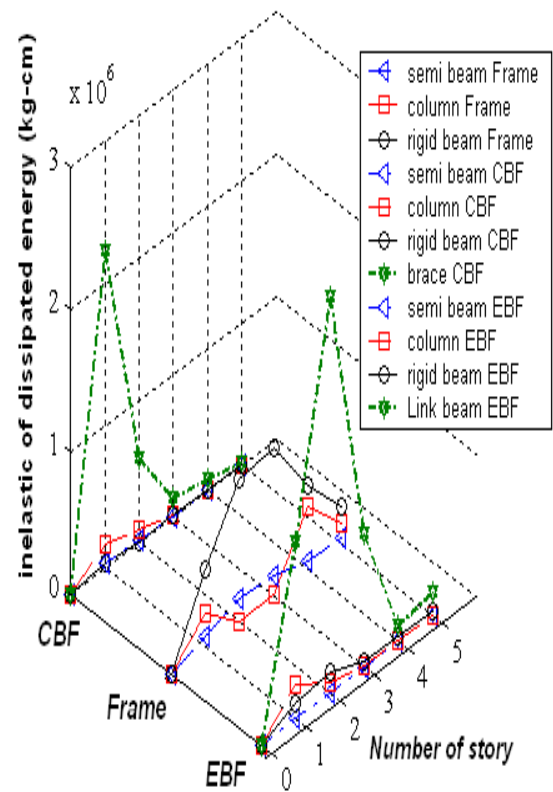
تعیین سهم انرژی جذب شده توسط اعضای برابر جانی یک سیستم، یکی از پارامترهای بسیار مهم در بررسی رفتار سازه تحت تحریکات لرزه‌ای می‌باشد. سطح زیر منحنی‌های هیستریزیس یکی از مشخصه‌های مهم در تعیین میزان انرژی جذب شده (غیر الاستیک) توسط المان‌های تشکیل دهنده سازه می‌باشد. در این تحقیق به منظور تعیین میزان مشارکت هر یک از المان‌های قاب در جذب انرژی، گروه بندی‌های خاصی به تفکیک طبقه برای هر یک از المان‌ها در نرم افزار 3D-Perform انجام گرفته و نتایج حاصل از آن توسط برنامه Matlab V 6.05 به صورت نمودار سه بعدی ترسیم گشته است. به عنوان نمونه قاب-های ۵، ۱۰ طبقه و ۳ دهانه تحت بارگذاری ثقلی و شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه طبرس در شکل‌های (۱۵) الی (۱۸) نشان داده شده است.



شکل (۱۶). میزان انرژی جذب شده در هر طبقه‌ی قاب ۵ طبقه و ۳ دهانه با اتصال سپری



شکل (۱۷). میزان انرژی جذب شده در هر طبقه‌ی قاب ۱۰ طبقه و ۳ دهانه با اتصال نبشی



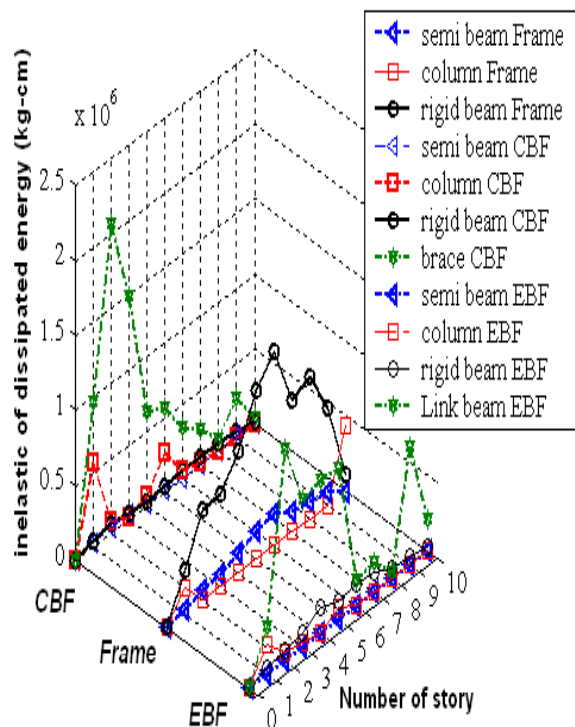
شکل (۱۵). میزان انرژی جذب شده در هر طبقه‌ی قاب ۵ طبقه و ۳ دهانه با اتصال نبشی

طبقات بستگی دارد. بیشترین میزان انرژی جذب شده در این سیستم به ترتیب توسط اتصالات صلب، اتصالات نیمه صلب و ستون‌ها صورت می‌گیرد.

۳- میزان حداکثر انرژی جذب شده بین طبقه ای در سیستم‌های دو گانه با خیز و افت ناگهانی همراه است که نشان دهنده‌ی آسیب پذیری سازه از طبقه‌ای می‌باشد، که حداکثر انرژی در آنجا جمع شده است. به نظر می‌رسد که مدل‌های سیستم مهاربندی واگرا نسبت به سیستم همگرا در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه، با افزایش طبقه توزیع انرژی مناسب‌تری را در بین طبقات، از خود نشان می‌دهند. جذب انرژی اتصالات صلب در این سیستم‌ها در اثر هر سه زلزله، غالباً از طبقه‌ی اول تا طبقه آخر یک روند صعودی منظم و بسیار کند می‌باشد که این روند کند با افزایش طبقه به خصوص در قاب‌های ۱۵ طبقه بهبود می‌یابد. به عبارت دیگر می‌توان گفت که در سیستم‌های دوگانه با ارتفاع کوچک و متوسط انتقال انرژی از اعضای اصلی باربرجانبی (مهاربندها و یا تیر پیوند)، به سایر اعضای باربر در طبقات انتهایی به کندی صورت می‌پذیرد، ولی این روند در سازه‌های بلند افزایش می‌یابد.

۴-۵- منحنی هیستریزس

در بخش قبل میزان جذب انرژی طبقات، با رسم نمودارهایی مورد بررسی قرار گرفت. ولیکن بررسی شکل منحنی‌های هیستریزس می‌تواند برای کنترل رفتار المان‌هایی که در اثر زلزله وارد منطقه غیرخطی می‌شوند، مفید واقع شود. بدین منظور در این بخش با استفاده از منحنی‌های هیستریزس گره‌ی اتصال در طبقه‌ی دوم قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه به مطالعه‌ی تاثیر صلبیت اتصال نیمه صلب در سیستم‌های باربر جانبی می‌پردازیم. شکل (۱۹) گره مورد بحث را نشان می‌دهد. در این شکل اتصال نیمه‌صلب با علامت @ در سمت چپ گره و اتصال صلب در سمت راست گره‌ی اتصال نمایان است.



شکل (۱۸). میزان انرژی جذب شده در هر طبقه‌ی قاب ۱۰ طبقه و ۳ دهانه با اتصال سپری

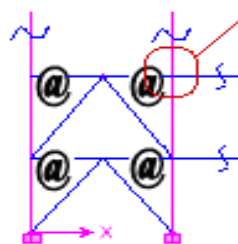
با توجه به نمودارها می‌توان به نتایج ذیل اشاره نمود:

۱- در قاب‌های ۵ طبقه‌ی سیستم‌های دو گانه، حداکثر جذب انرژی ناشی از هر سه زلزله در طبقه‌ی اول و دوم رخ می‌دهد ولی در برخی قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه علاوه بر طبقات پایین، طبقات میانی و انتهایی نیز انرژی زیادی را جذب می‌کنند. بیشترین میزان انرژی جذب شده در سیستم همگرا به ترتیب توسط مهار بندها، ستون‌ها، تیرهای با اتصال صلب و سپس اتصالات نیمه صلب انجام می‌گیرد. در سیستم واگرا نیز تیرهای پیوند بیشترین انرژی را جذب می‌کنند. در قاب خمشی با افزایش طبقه از ۵ به ۱۰ طبقه حداکثر جذب انرژی از طبقه ۲ به طبقات ۶ الی ۸ منتقل می‌شود. اما حداکثر جذب انرژی قاب‌های ۱۵ طبقه این سیستم تحت هر سه زلزله به طبقات پایینی یعنی طبقات ۳ و ۴ منتقل می‌شود. این موضوع به تغییرات ایجاد شده در سختی سازه به دلیل افزایش نیروی برشی زلزله در طبقات پایین، افزایش تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده و در نتیجه افزایش قدرت جذب انرژی سازه در این

مهمی را ایفا کند. زیاد بودن تعداد دهانه سبب می‌شود که انرژی یک طبقه بین تعداد بیشتری از گره‌های اتصال در آن طبقه تقسیم شود و از آنجایی که اتصالات نقش مهمی در انتقال نیروهای جانبی تیرها را به ستون‌ها دارند در نتیجه با کاربرد صحیح اتصالات نیمه‌صلب و تعیین میزان صلبیت آن می‌توان مانع از تجمع انرژی در یک گره و یا یک دهانه شد.

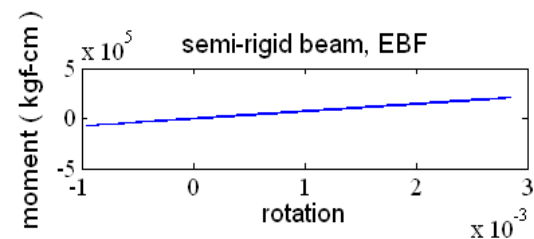
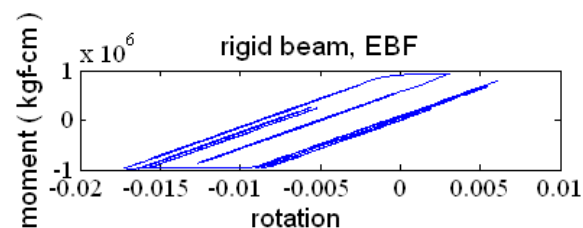
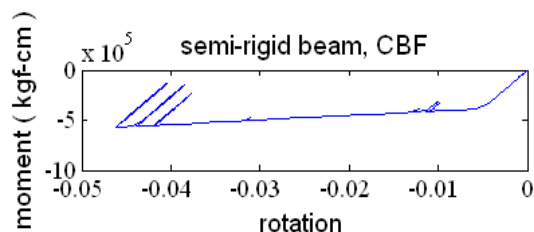
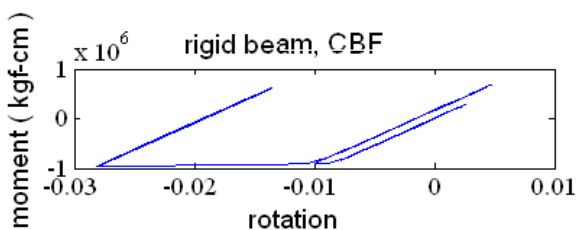
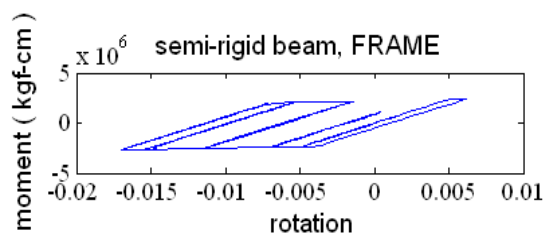
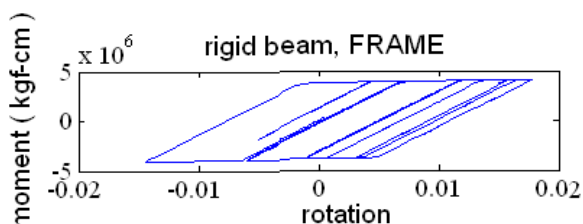
افزایش صلبیت اتصال نیمه‌صلب، سبب کاهش میزان انرژی جذب شده توسط اتصالات صلب و افزایش جذب انرژی اتصالات نیمه‌صلب در سیستم‌های دوگانه و قاب خمشی می‌شود و به نظر می‌رسد که صلبیت اتصال نیمه‌صلب در انتقال انرژی به اعضای دیگر سازه نقش مهمی را ایفا می‌کند.

گره اتصال مورد بحث

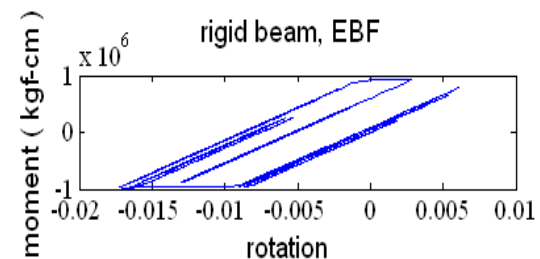
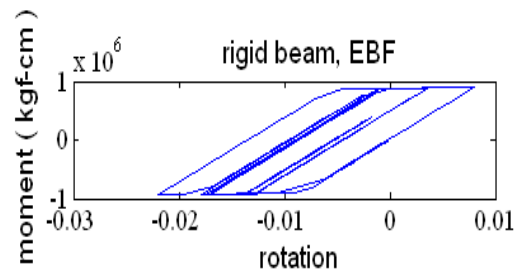
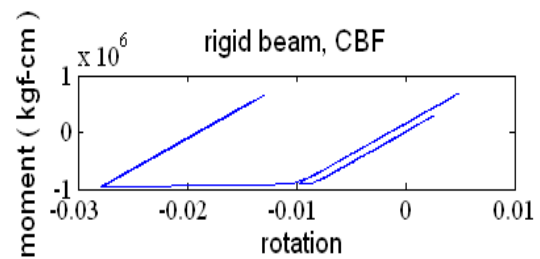
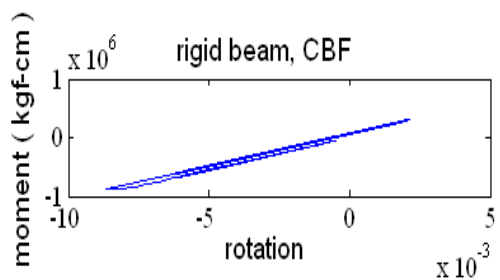
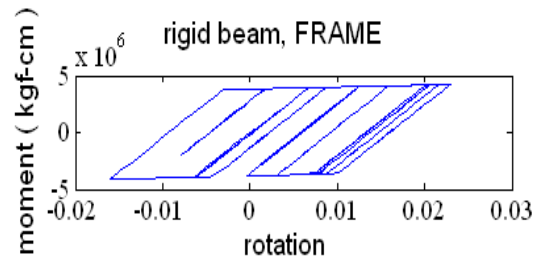
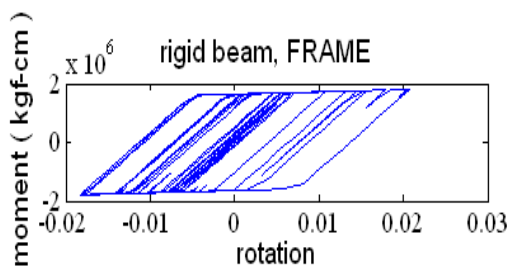
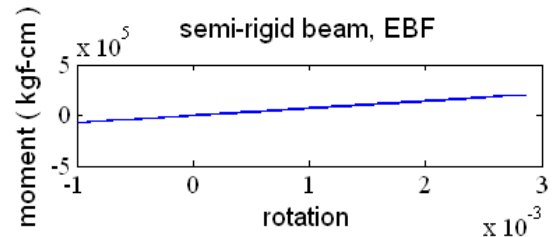
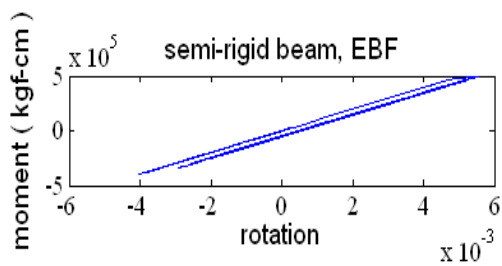
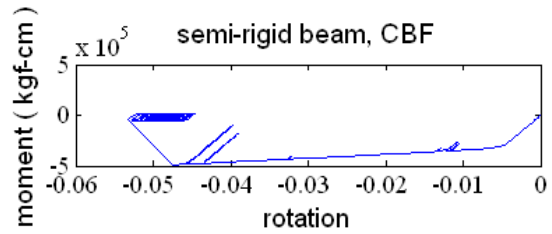
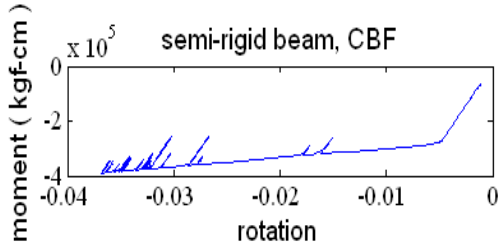
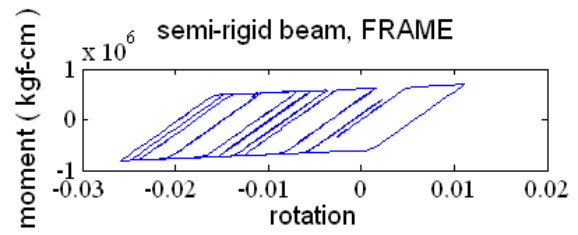
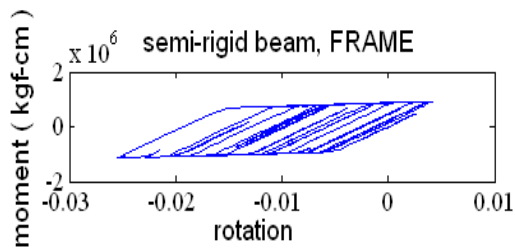


شکل (۱۹). گره اتصال مورد بحث

به عنوان نمونه قاب‌های ۵، ۱۰ طبقه و ۳ دهانه تحت ترکیب بار ثقلی و شتاب‌نگاشت‌السترو در شکل‌های (۲۰) الی (۲۳) نشان داده شده است. نتایج حاصل از این نمودارها نشان می‌دهد که: افزایش تعداد دهانه همراه با آرایش مناسب اتصالات نیمه‌صلب می‌تواند در توزیع انرژی به دهانه‌های مجاور نقش



شکل (۲۰). قاب ۱۰ طبقه و ۳ دهانه با اتصال سپری



شکل (۲۲). قاب ۵ طبقه و ۳ دهانه با اتصال سپری

شکل (۲۱). قاب ۱۰ طبقه و ۳ دهانه با اتصال نبشی



نتیجه گیری

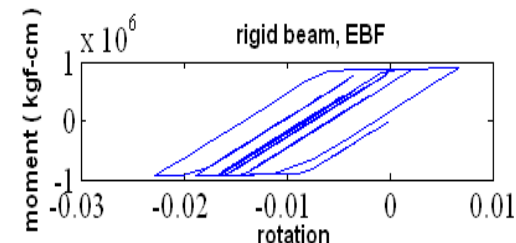
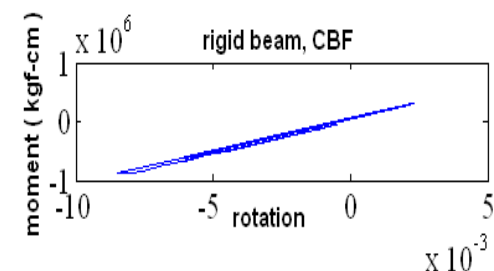
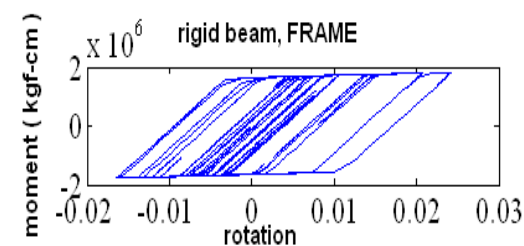
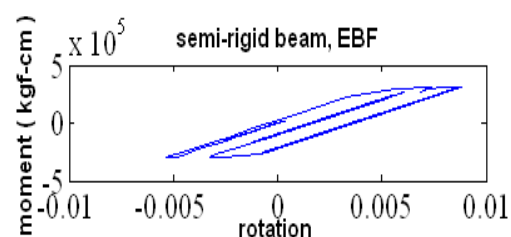
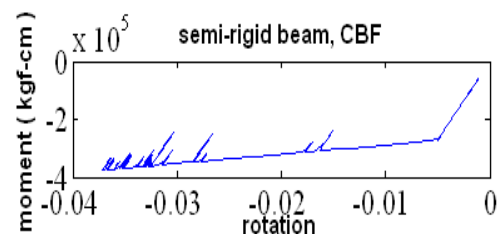
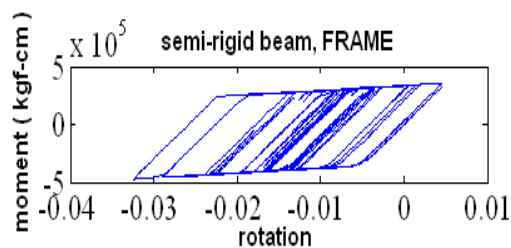
در این مقاله تاثیر صلبیت اتصال در جذب انرژی قاب‌های مهاربندی شده در سیستم‌های دوگانه سازه‌های فولادی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سیستم‌های دارای اتصالات نیمه صلب در قاب‌های مهاربندی و اتصال صلب در سایر قاب‌ها نشان داد که:

۱- سیستم‌های دوگانه در مدل‌های مورد مطالعه همواره دارای تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای کمتری نسبت به سیستم قاب خمشی می‌باشند. علاوه بر این نمودارهای تاریخچه‌ی زمانی برش پایه نشان دهنده‌ی دامنه‌ی تغییرات کمتر برش پایه در سیستم‌های دوگانه و منظم‌تر بودن رفتار این سیستم در برش پایه نسبت به سیستم قاب خمشی می‌باشد.

۲- افزایش صلبیت اتصال نیمه صلب (اتصال با سپری به جای اتصال با نبشی) در سیستم قاب خمشی سبب افزایش بیشینه برش پایه می‌شود ولی در سیستم‌های دوگانه تاثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد. علت این موضوع می‌تواند ناشی از نقش مهاربندی‌های سیستم همگرا و تیرهای پیوند سیستم و اگر در تحمل نیروهای لرزه‌ای باشد.

۳- میزان حداکثر انرژی جذب شده بین طبقه‌ای در سیستم‌های دوگانه با خیز و افت ناگهانی همراه است که نشان دهنده‌ی آسیب پذیری سازه از طبقه‌ای می‌باشد، که انرژی زیادی را جذب کرده است.

۴- میزان انرژی جذب شده توسط اتصالات نیمه صلب در سیستم قاب خمشی بسیار بیشتر از سیستم‌های دوگانه می‌باشد. کاربرد اتصالات نیمه صلب در دهانه‌های مهاربندی سیستم دوگانه‌ی همگرا و دهانه‌های شامل تیر پیوند در سیستم دوگانه‌ی واگرا سبب کاهش تمرکز انرژی در این دهانه‌ها می‌گردد و به اتصالات صلب دهانه‌های مجاور اتصال نیمه صلب اجازه می‌دهد تا با تشکیل حلقه‌های هیستریزس و جذب انرژی در یک طبقه، به تیر پیوند سیستم واگرا و مهاربند سیستم همگرا در جذب انرژی کمک کنند. در واقع اتصالات نیمه صلب سیستم‌های دوگانه‌ی مورد بررسی در مقایسه با سیستم قاب خمشی نقش متفاوتی را در جذب انرژی برعهده دارند.



شکل (۲۳). قاب ۵ طبقه و ۳ دهانه با اتصال نبشی

۶- مترجم حمدالله‌نیا، م.، ۱۳۸۶. ملاحظات ویژه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی طبق AISC 2005، تهران، علم عمران، چاپ اول، ص ۵۹ و ص ۲۰۸-۲۳۱.

- 7- Kishi, N., Komuro, M., Chen, W., 2003. Seismic response analysis of steel frame with mixed use of rigid and semi-rigid connections. University of Hawaii, USA. 527-532.
- 8- Lee, S., Moon, T., 2002. Moment-rotation model of semi-rigid connections with angles. Engineering structures, 227-237.
- 9- Yuxin, L., Lei, X., Donald, E., Grierson., 2008. Compound-element modeling accounting for semi-rigid connections and member plasticity. Engineering Structures. 1292-1307.
- 10- Shen, J., Akbas, B., 2003. Seismic Behavior of Steel Buildings with Combined Rigid and Semi-Rigid Frame. Illinois. 253-264.
- 11- LÓGÓ, J., Kaliszky, S., Hjiáj, M., 2006. A Parametric survey of the influence of the semi-rigid connections on the shakedown of elasto-plastic frames. Periodica polytechnica ser. 139-147.
- 12- Cabrero, j., Bayo, E., 2005. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering structures, 1125-1137.
- 13- Ashraf, M., Nethercot, D., Ahmed, B., 2004. Sway of semi-rigid steel frames Part 1: Regular frames. Engineering Structures. 1809-1819.
- 14- Ashraf, M., Nethercot, D., Ahmed, B., 2007. Sway of semi-rigid steel frames Part 2: Irregular frames. Engineering Structures. 1854-1863.
- 15- Degertekin, S., Hayalioglu, M., 2004. Design of non-linear semi-rigid steel framers with semi-rigid column bases. Electronic journal of Structural Engineering. 1-16.

۵- در زلزله‌های ضعیف اتصالات نیمه‌صلب رفتار خطی از خود نشان می‌دهند و وارد ناحیه غیر خطی نمی‌شود. در نتیجه در جذب انرژی سازه مشارکتی ندارند اما در زلزله‌های قوی اتصالات نیمه‌صلب با تشکیل حلقه‌های هیستریزس در جذب انرژی زلزله به سازه کمک می‌کنند.

۶- تشکیل سریع حلقه‌های هیستریزس در اتصالات نیمه‌صلب به علت کوچک بودن ظرفیت خمشی این نوع اتصالات می‌تواند در کاهش شکل‌گیری مفاصل پلاستیک ستون‌ها مفید واقع شود که انجام این کار در واقع تامین اصل تیر ضعیف و ستون قوی مطابق با فلسفه‌ی طراحی تیر و ستون می‌باشد همچنین این روند ممکن است سبب به تاخیر انداختن مکانیزم در سازه گردد.

مراجع

- ۱- حسین‌زاده، ی.، چناقلو، م.، بهروش، ع.، ۱۳۸۳. اثر نیمه‌گیرداری اتصالات روی رفتار لرزه‌ای اسکلت‌های فولادی. مجله دانشکده فنی دانشگاه تبریز، ص ۱۱-۲۳.
- ۲- رهگذر، ر.، نمازی، ا.، ۱۳۸۴. ارائه روش کاربردی جهت تحلیل غیرخطی سازه‌ها با اتصالات نیمه‌گیردار، اولین همایش بین‌المللی زلزله و سبک‌سازی ساختمان. دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه قم، ص ۲۱۰-۲۱۶.
- ۳- گرگری، م.، خوانساری، و.، ۱۳۸۳. نقش اتصالات نیمه-صلب در استهلاک انرژی و کاهش پاسخ قابهای سازه‌ای به تحریکات لرزه‌ای، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، شریف، کد مقاله ۱۸۳۱-۸۳.
- ۴- فایقی، ح.، خوانساری، و.، ۱۳۸۳. بررسی اثرات استفاده از اتصالات نیمه-صلب جهت متصل کردن سیستم مهاربندی به قاب، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، شریف، کد مقاله ۱۸۳۰-۸۳.
- ۵- پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۵. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نشریه شماره ۳۶۰، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور.





خصوصیات دینامیکی قاب های فولادی مقاوم خمشی با اتصالات نیمه صلب تحت تحلیل استاتیکی بار افزون و دینامیکی غیر خطی شتابنگاشت زلزله

مجتبی فتحی^۱، فرهاد دانشجو^۲

(دریافت ۹۰/۴/۱۱، پذیرش ۹۱/۷/۱۷)

چکیده

در این تحقیق خصوصیات دینامیکی ساختمانهای فولادی با سیستم قاب خمشی با اتصال نیمه صلب مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور چهار قاب دوطبقه دو دهانه، چهار طبقه سه دهانه، شش طبقه سه دهانه و هشت طبقه چهار دهانه، با تغییر سختی اتصالات از حالت نیمه صلب تا صلب، در دو حالت تحلیل استاتیکی بار افزون و دینامیکی غیر خطی تحت شتابنگاشت زلزله تحلیل و مورد ارزیابی قرار گرفته اند. سپس به بررسی نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب، نحوه انهدام قاب، اتلاف انرژی به صورت میرایی در اعضاء و اتصالات، زمان تناوب قاب، جابجایی حداکثر طبقات و قاب، نیروی برشی پایه، ضریب رفتار، ضریب مقاومت افزون بار طراحی پرداخته شده است. این تحلیل ها نشان دادند که با افزایش سختی اتصالات در قاب ها، نیروی برشی پایه، ضریب مقاومت افزون، افزایش و زمان تناوب، جابجایی نسبی و حداکثر قاب، ضریب رفتار قاب کاهش می یابد.

کلمات کلیدی

قاب فولادی مقاوم خمشی، تحلیل غیر خطی استاتیکی و دینامیکی، اتصال نیمه صلب، ضریب رفتار

Determining of Dynamic Characteristics of Steel Frames with Semi-Rigid Connections by Push-Over Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis

ABSTRACT:

Dynamic characteristics of steel structures including flexural frame system with semi-rigid connections are investigated in this study. With this regard, four frames have been modeled including two-span two-story, three-span four-story, three-span six-story and four-span eight-story frames. The frames are analyzed and evaluated for variation of the connections stiffness from semi-rigid to rigid and for both cases of push over static analysis and nonlinear dynamic analysis under earthquake acceleration. After that, plastic hinge formation in the frame, frame failure, energy dissipation in members and connections, maximum displacement of stories and frame, base shear force, behavior coefficient, coefficient of design load increased strength have been investigated.

The results showed that stiffness increase of connections in the frame, increases the base shear force and coefficient of increased strength, and reduces the period, maximum and relative displacement (drift) and coefficient of frame behavior.

Keywords:

Steel Flexural Frame, Nonlinear Push Over and Dynamic Analysis, Semi-rigid Connection, Behavior Factor

۱ استادیار گروه عمران دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه رازی، کرمانشاه (نویسنده مسئول)

۲ استاد گروه سازه دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس، تهران



با مساوی قرار دادن سختی های دو انتهای تیر $K_1 = K_2$ و فرض $m = \frac{K}{EI/L}$ خواهیم داشت:

$$M = \left[\frac{m}{m+2} \right] \frac{\omega L^2}{12} \quad (2)$$

با توجه به معادله (۲) و اینکه $\frac{\omega L^2}{12}$ لنگر گیرداری تیر مربوطه می باشد پس عبارت داخل کروشه، درجه سختی اتصال را نشان می دهد که وابسته به سختی و طول تیر نیز است. [1]

پارامترهای مؤثر در تعیین رفتار سازه در تحلیل استاتیکی بار افزون و تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت به صورت زیر تعریف می شوند. [2]

اتصالات نیمه صلب سبب تعدیل لنگرها در انتها و وسط تیر شده و در طراحی بهینه اعضاء نقش ویژه ای را ایفا می کند. آنچه کار را با سایر اتصالات متفاوت کرده، به هم وابسته بودن سختی اتصال و پارامترهای تحلیل سازه ای است. زیرا با در نظر گرفتن معادلات شیب افت یک تیر تحت بار گسترده ω و سختی EI و طول L با دو فنر انتهایی به سختی های K_1 و K_2 خواهیم داشت:

$$M = \left[\frac{K_1 \left(K_2 + \frac{6EI}{L} \right)}{K_1 K_2 + \frac{4EI}{L} (K_1 + K_2) + 12 \frac{EI}{L}^2} \right] \frac{\omega L^2}{12} \quad (1)$$

جدول (۱). پارامترهای مؤثر در رفتار سازه در تحلیل استاتیکی بار افزون و تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت

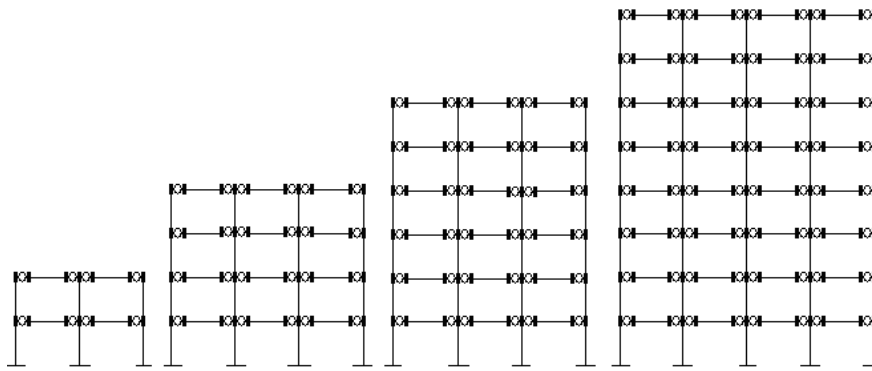
پارامترهای مؤثر در رفتار سازه	تحلیل استاتیکی	تحلیل دینامیکی
ضریب کاهش در اثر شکل پذیری	$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$	$R_\mu = \frac{\lambda_u V_1}{\lambda_y V_y}$
ضریب افزونگی نیروی برشی	$\rho = \frac{V_y}{V_1}$	$\rho = \frac{V_y}{V_1}$
ضریب مقاومت افزون طراحی	$\Omega_d = \frac{V_1}{V_d}$	$\Omega_d = \frac{V_1}{V_d}$
ضریب مقاومت افزون کلی	$\Omega = \rho \cdot \Omega_d$	$\Omega = \rho \cdot \Omega_d$
ضریب کاهش کلی	$R = R_\mu \cdot \Omega$	$R = R_\mu \cdot \Omega$
ضریب رفتار	$q = R_\mu \cdot \rho = \frac{V_e}{V_1}$	$q = R_\mu \cdot \rho = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}$

۱- معرفی قاب های مورد مطالعه

برای ارزیابی رفتار دینامیکی قاب های خمشی، با توجه به تغییرات سختی در اتصالات آنها چهار نوع قاب خمشی دوطبقه دو دهانه، چهار طبقه سه دهانه، شش طبقه سه دهانه و هشت طبقه چهار دهانه مورد استفاده قرار گرفته است (شکل ۱). با توجه به تغییرات سختی اتصال 75%، 85%، 90% و 100% مقادیر m برای قابهای نیمه صلب براساس جدول ۲ تعیین می شود.

در روابط فوق V_d نیروی برش پایه طراحی قاب، V_1 نیروی برشی پایه قاب در حالت تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب، V_e نیروی برشی پایه در سیستم الاستیک معادل با ماکزیمم تغییر مکان بام δ_y در سیستم غیرالاستیک و V_y نیروی برشی پایه قاب در حالت انهدام قاب، λ_u ضریب شتاب در تشکیل اولین مفصل پلاستیک و λ_y ضریب شتاب در حالت انهدام قاب می باشد.





شکل (۱). مدل قاب های مورد مطالعه

جدول (۲). سختی های اتصال نیمه صلب

تیر	(EI_b/L_b)	m=6 (K=%75)	m=12 (K=%85)	m=18 (K=%90)
		0.5<m<8 اتصال نیمه صلب انعطاف پذیر	8<m<18 اتصال نیمه صلب سخت	m>18 اتصال صلب
IPE240	204	1224	2448	3672
IPE270	313	1878	3756	5634
IPE300	438	2628	5256	7884
IPE330	617	3702	7404	11106
IPE360	854	5124	10248	15372

تغییر نموده، نوع خاک محل تپ II است. تحلیل به دو صورت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت زلزله با استفاده از نرم افزار Drain 2DX [3] انجام شده است. برای تحلیل دینامیکی تعداد هفت شتابنگاشت رخداده در خاک نوع دو مورد استفاده قرار گرفته است. مشخصات شتابنگاشت ها در جدول ۳ آمده است. [4]

تحلیل و طراحی لرزه ای قاب ها براساس آئین نامه بارهای وارده ایران و طراحی مقاطع براساس مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است. طول هر دهانه 4 متر و ارتفاع هر طبقه 3.2 متر، عرض بارگیر هر تیر 4 متر، بار مرده طبقات 700 Kg/m² بار زنده طبقات 200 Kg/m²، مقاطع ستون ها از نیمرخ IPB140 تا نیمرخ IPB400 و تیرها از نیمرخ IPE240 تا نیمرخ IPE360

جدول (۳). خصوصیات شتابنگاشت های مورد مطالعه

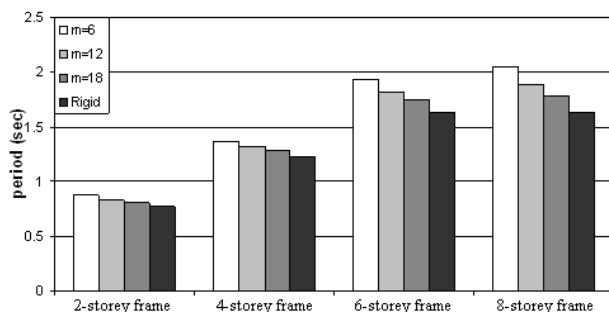
Earthquake, Station/Component	Magnitude (M)	Distance (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Period (sec)	EPA (g)	scaling factor	scaled PGA(g)
Chi-Chi, Taiwan 1999, TCU095 / W	7.6	43.44	0.378	62	51.75	1.05	0.377	0.928	0.351
Kern County 1952, Taft Lincoln School / TAF021	7.4	41	0.156	15.3	9.25	0.628	0.152	2.303	0.359
Kobe 1995, KJMA / KJM000	6.9	0.6	0.821	81.3	17.68	0.634	0.707	0.495	0.406
Kocaeli, Turkey 1999, Sakarya / SKR090	7.4	3.1	0.376	79.5	70.52	1.354	0.306	1.144	0.43
Landers 1992, 22170 Joshua Tree / JOS090	7.3	11.6	0.284	43.2	14.51	0.974	0.278	1.259	0.358
Northridge 1994, 90013 Beverly Hills / MUL279	6.7	19.6	0.516	62.8	11.08	0.779	0.558	0.627	0.324
San Fernando 1971, 128 Lake Hughes / L12021	6.6	20.3	0.366	17	1.65	0.297	0.306	1.144	0.419

۲- نتایج تحلیل های انجام شده

۳.۱. اثر سختی اتصال بر زمان تناوب ارتعاش

کاهش در قاب‌های دو و چهار طبقه حدود 10% و در قاب‌های شش طبقه به ترتیب 15% و در قاب‌های هشت طبقه حدود 20% است. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که میزان تأثیر سختی اتصالات بر زمان تناوب قاب، با افزایش ارتفاع قاب، بیشتر می‌شود.

شکل ۲ تغییرات زمان تناوب ارتعاشی قاب‌های مورد مطالعه را با توجه به تغییرات سختی اتصالات آنها نشان می‌دهد. در قاب‌های مورد مطالعه با افزایش سختی اتصالات، مقدار زمان تناوب قاب‌ها کاهش می‌یابد. این

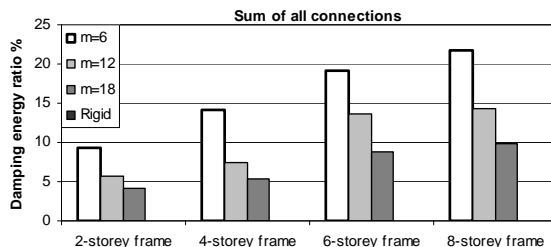
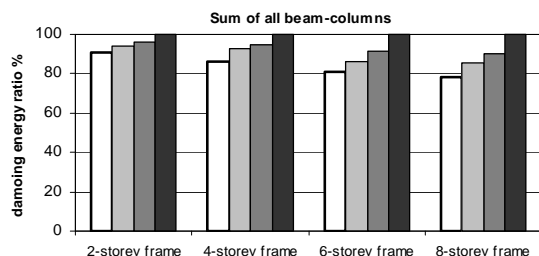


شکل (۲). تغییرات زمان تناوب ارتعاشی قاب‌ها با توجه به تغییرات سختی اتصالات

اتصالات کم و در اعضا زیاد می‌شود. کاهش اتلاف انرژی به صورت میرایی در اتصالات در قاب‌های دو طبقه 9%، در قاب‌های چهار طبقه 14%، در قاب‌های شش طبقه 19% و در قاب‌های هشت طبقه ۲۲% است.

۳.۲. اثر سختی اتصال بر اتلاف انرژی در اعضا و اتصالات

شکل ۳ تأثیر سختی اتصال بر اتلاف انرژی بصورت میرایی در اعضا و اتصالات قاب‌ها را نشان می‌دهد. همانطور که از شکل پیداست با افزایش سختی اتصالات در قاب، اتلاف انرژی به صورت میرایی در



شکل (۳). تأثیر سختی اتصال بر اتلاف انرژی به صورت میرایی در تیر-ستون‌ها و اتصالات

دینامیکی را نشان می‌دهد. بر این اساس می‌توان گفت که

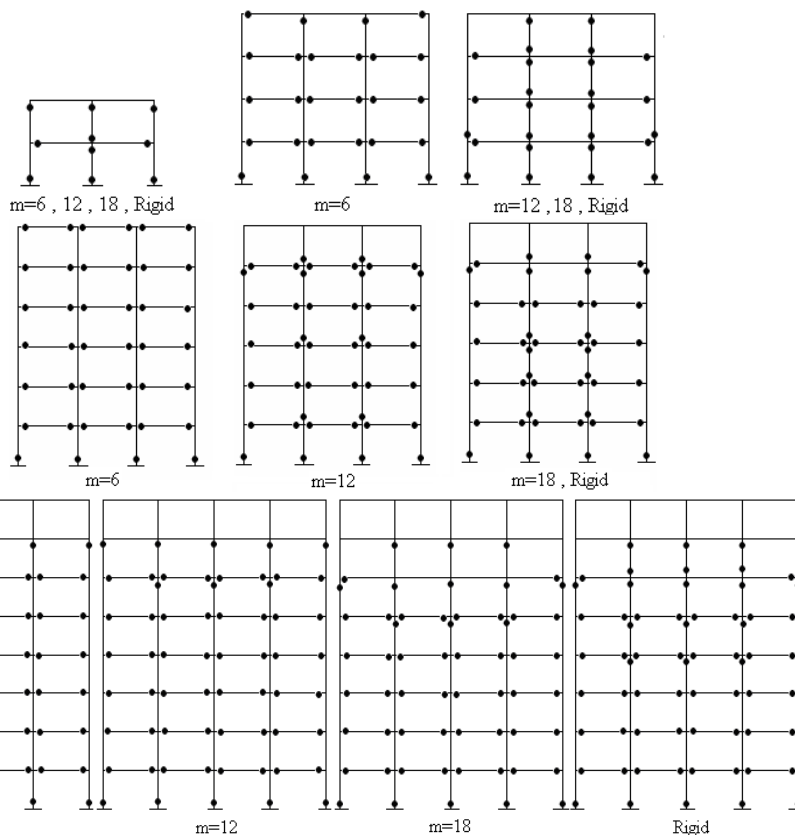
۳.۳. اثر سختی اتصال بر نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک

شکل ۴ تأثیر سختی اتصال بر نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در آنالیز استاتیکی بار افزون را نشان می‌دهد. همچنین در جدول ۴ مقایسه بین تعداد مفاصل پلاستیک در آنالیز استاتیکی بار افزون و میانگین نتایج تحلیل



پلاستیک ایجاد شده است. به طور کلی در قاب های نیمه صلب شکل و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء دارای توزیع بهتری است.

با افزایش سختی در اتصالات تیر به ستون در قاب، مفاصل پلاستیک بیشتری در ستون ها تشکیل شده و با توجه به اینکه در طراحی، فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف در نظر گرفته شده است اما با این حال در ستون ها مفاصل



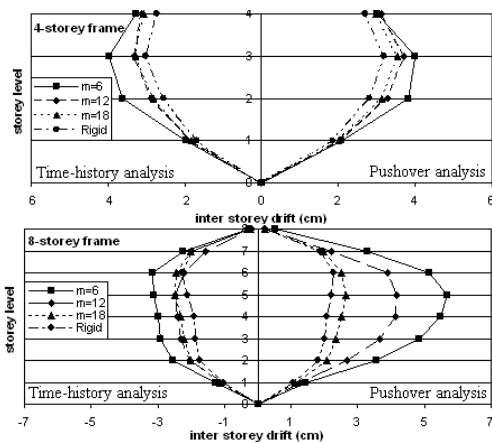
شکل (۴). شکل کلی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب ها در حالت مکانیسم تحلیل استاتیکی بار افزون

جدول (۴). مقایسه تعداد مفاصل پلاستیک در تحلیل استاتیکی بار افزون و میانگین نتایج تحلیل دینامیکی

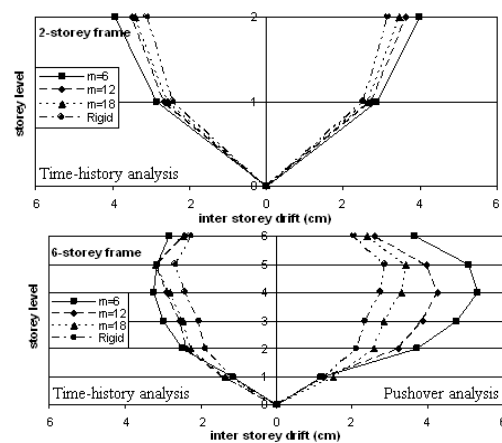
میانگین تحلیل دینامیکی شتابنگاشت		تحلیل استاتیکی بار افزون		نوع قاب
تعداد مفاصل پلاستیک در ستون	تعداد مفاصل پلاستیک در تیر	تعداد مفاصل پلاستیک در ستون	تعداد مفاصل پلاستیک در تیر	
8	2	8	2	m=6
8	2	8	2	m=12
8	2	8	2	m=18
8	2	8	2	Rigid
6	20	6	20	m=6
18	7	20	6	m=12
18	6	20	6	m=18
19	6	20	6	Rigid
4	36	4	36	m=6
18	30	14	30	m=12
21	24	18	26	m=18

24	23	18	26	Rigid	هشت طبقه چهار دهانه
15	48	10	48	m=6	
16	48	13	48	m=12	
24	45	16	42	m=18	
28	46	22	42	Rigid	

در قاب های هشت طبقه 56% است. با توجه به نتایج فوق می توان گفت با افزایش تعداد طبقات، تأثیر سختی اتصال بر جابجایی نسبی طبقه ای بیشتر می شود. اما این تأثیر در هر قاب، در طبقات میانی آن بیشتر از طبقات پایینی و بالایی است. به عبارت دیگر مقدار جابجایی نسبی طبقه ای در طبقات میانی بیشتر از سایر طبقات قاب است. همچنین براساس شکل های فوق می توان نتیجه گیری کرد که با افزایش ارتفاع قاب، اختلاف بین نتایج تحلیل استاتیکی بار افزون و تحلیل دینامیکی به خصوص در طبقات میانی بیشتر می شود.

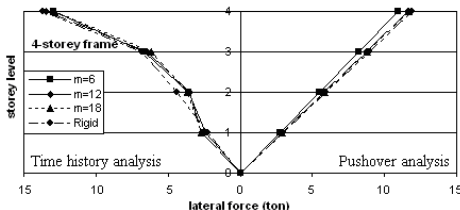


۳.۴. اثر سختی اتصال بر جابجایی نسبی طبقه ای
نمودارهای شکل ۵ مقایسه بین نتایج تحلیل استاتیکی با میانگین نتایج حاصل از شتابنگاشت های را برای جابجایی نسبی در قاب های مورد مطالعه نشان می دهد. با افزایش سختی اتصالات، بیشینه جابجایی نسبی طبقه ای کاهش می یابد. مقدار این کاهش در تحلیل استاتیکی در قاب های دو طبقه حدود 20%، در قاب های چهار طبقه حدود 24%، در قاب های شش و هشت طبقه حدود 27% و در تحلیل دینامیکی قاب ها در قاب های دو و چهار طبقه حدود 21%، در قاب های شش طبقه 48% و

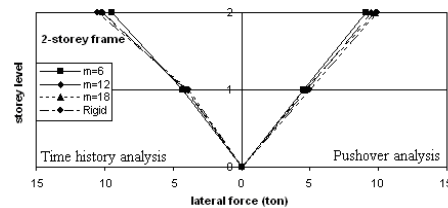


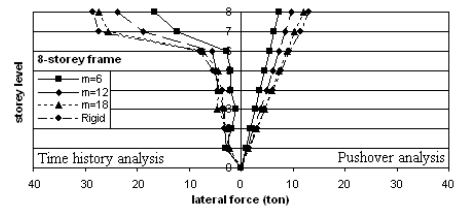
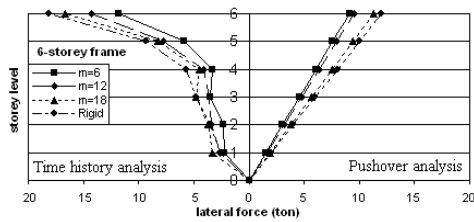
شکل (۵). مقایسه میانگین نتایج تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت و استاتیکی بار افزون برای بیشینه جابجایی نسبی طبقه ای

دینامیکی، در کلیه قاب ها به صورت منحنی بوده و با افزایش ارتفاع در قاب شیب منحنی از حالت ملایم خارج شده و با شیب بیشتری افزایش پیدا می کند. بنابراین می توان گفت که در نظر گرفتن توزیع بار جانبی به صورت مثلث وارونه، برای قاب های با ارتفاع بالا دارای تقریب در جهت عدم اطمینان است.



۳.۵. اثر سختی اتصال بر نیروی جانبی طبقات
شکل ۶ نمودارهای تغییرات نیروی جانبی طبقات را در دو حالت تحلیل استاتیکی بار افزون و دینامیکی تحت شتابنگاشت را نشان می دهد. تغییرات بار جانبی در ارتفاع قاب در تحلیل استاتیکی بار افزون به صورت مثلثی افزایشی می باشد اما این تغییرات، برای تحلیل



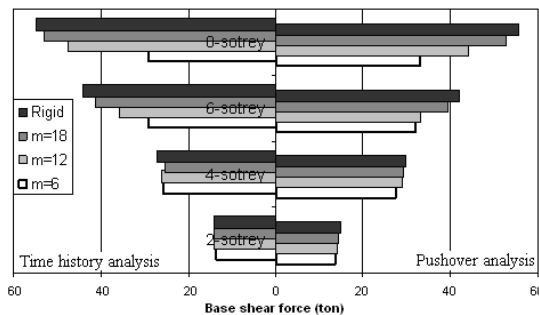


شکل (۶). مقایسه میانگین نتایج تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت و استاتیکی بار افزون برای بیشینه نیروی جانبی طبقات

پایه قاب می شود. این افزایش در تحلیل استاتیکی در قاب های دو طبقه 8%، در قاب های چهار طبقه 12%، در قاب شش طبقه 24% و در قاب هشت طبقه 44% است. همچنین در تحلیل دینامیکی قاب ها این افزایش در قاب های دو و چهار طبقه حدود 8%، در قاب های شش طبقه 24% و در قاب های هشت طبقه 40% است.

۳.۶. اثر سختی اتصال بر نیروی برشی پایه

شکل ۷ مقایسه بین نتایج تحلیل استاتیکی بار افزون با میانگین نتایج حاصل از شتابنگاشت ها را برای بیشینه نیروی برشی پایه قاب های مورد مطالعه در حالت الاستیک نشان می دهد. همانطور که از شکل پیداست افزایش سختی در اتصالات سبب افزایش در نیروی برشی

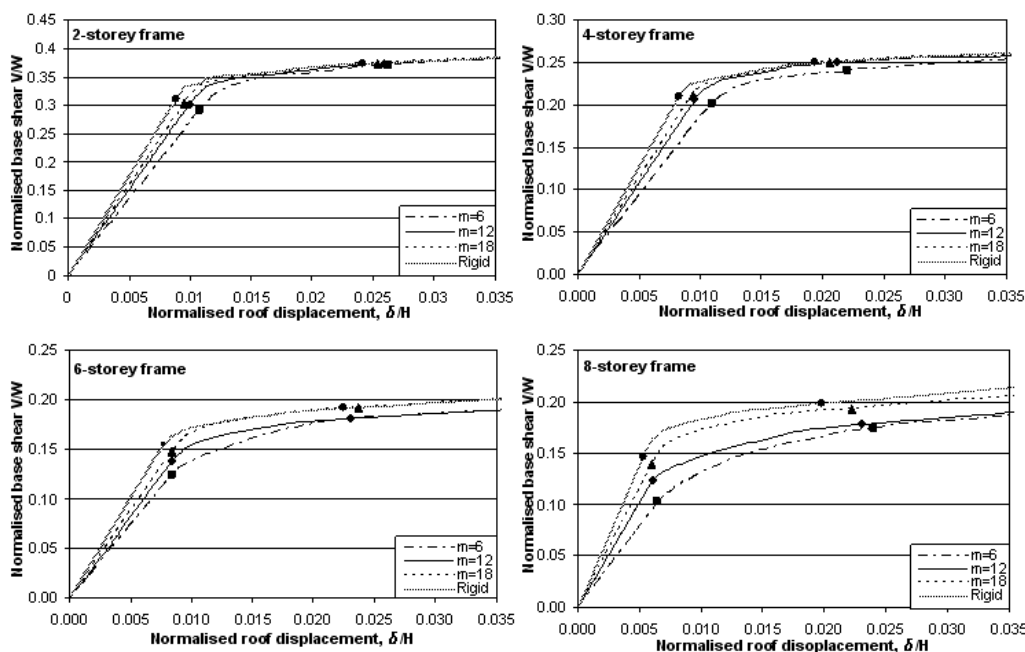


شکل (۷). مقایسه میانگین نتایج تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت و استاتیکی بار افزون برای بیشینه نیروی برشی پایه

حدود 20% کاهش یابد. در حالیکه نیروی برشی پایه ایجاد شده متناظر با بیشینه جابجایی الاستیک قاب حدود 22% و در حالت انهدام 12% افزایش را نشان می دهد. این نشان می دهد که نیروی برشی ایجاد شده در قاب های نیمه صلب در مقایسه با قاب های صلب دارای مقدار کمتری است.

۳.۷. تغییرات نیروی برشی پایه برای بیشینه جابجایی قاب

شکل ۸ نمودار نتایج نیروی برشی نرمال شده در مقابل تغییر مکان بام نرمال شده در قاب های مورد مطالعه را نشان می دهد. افزایش سختی در قاب های مورد مطالعه سبب شده که بیشینه جابجایی قاب در حالت تشکیل اولین مفصل در قاب حدود 18% و در حالت انهدام قاب

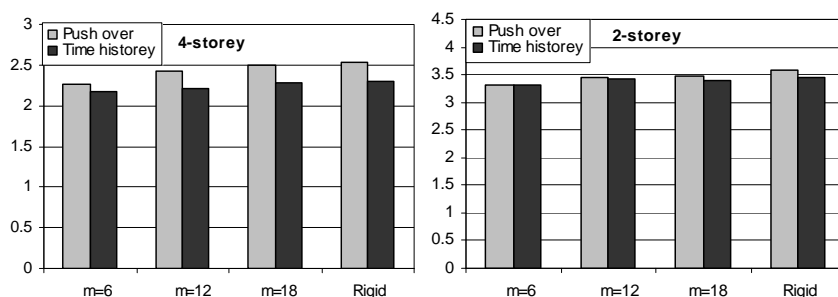


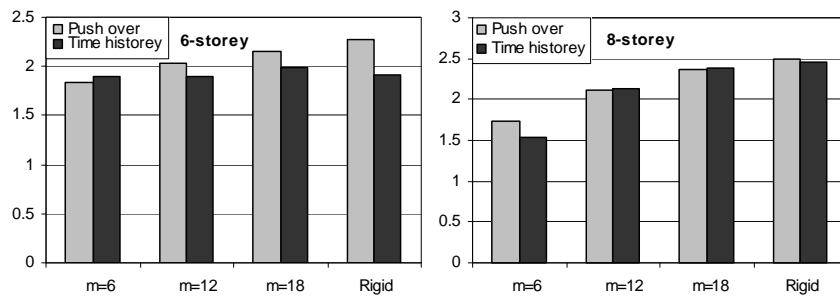
شکل (۸). نمودار تغییرات نیروی برشی پایه نرمال شده بر حسب تغییر مکان بیشینه بام نرمال شده

مقایسه تغییرات ضریب رفتار R در شکل ۱۰ بررسی شده است. تغییرات در این ضریب نسبت به تغییرات سختی نتایج تقریباً یکسانی را در تحلیل استاتیکی بار افزون و میانگین نتایج تحلیل دینامیکی نشان می دهد. با افزایش سختی در اتصالات سختی تغییرات رفتار کاهش پیدا می کند. این کاهش در تحلیل استاتیکی بار افزون حدود ۱۸٪ و در تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت حدود ۲۳٪ است.

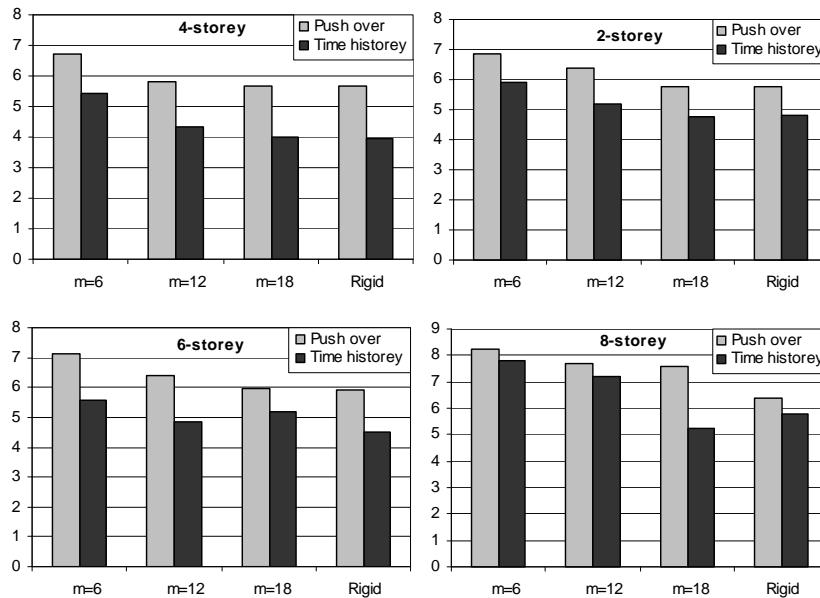
۸.۳ اثر سختی اتصال بر ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار قاب

شکل ۹ نمودار تغییرات ضرایب مقاومت افزون بار طراحی Ω_d در قاب های مورد مطالعه را نشان می دهد. همانطور که پیداست، افزایش سختی اتصالات سبب افزایش ضریب مقاومت افزون بار طراحی قاب ها می شود. این افزایش در تحلیل استاتیکی بار افزون حدود ۲۲٪ و در تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت حدود ۱۸٪ است.





شکل (۹). ضریب مقاومت افزون بار طراحی (Ω_d) در تحلیل استاتیکی بار افزون و میانگین نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی



شکل (۱۰). ضریب کاهش رفتار (R) در تحلیل استاتیکی بار افزون و میانگین نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی

moment-resisting steel frames with semi-rigid connections; Engineering Structures, 28, 514-531.

- 2- Mazzolani F.M. (2000) Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas, Design and Reliability, E & FN SPON, London, UK.
- 3- Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S. (1993) DRAIN-2DX User Guide V.1.10, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- 4- PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- 5- Kim J., Choi H., (2005) Response modification factors of chevron-braced frames, Engineering Structures, 27, 285-300.
- 6- Nader, M.N. and Astaneh-Asl, A. (1992) Seismic Behavior and Design of Semi-Rigid Steel Frames, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC92/06, University of California at Berkeley.

نتیجه گیری

استفاده از اتصالات نیمه صلب سبب بهبود رفتار لرزه‌ای قاب می‌شود. تأثیر سختی اتصال در قاب‌های بلند مرتبه بیشتر از قاب‌های کوتاه مرتبه است. در این نوع قاب‌ها بیشترین تغییر مکان نسبی طبقه ای در طبقات میانی قاب رخ می‌دهد. افزایش سختی در اتصالات سبب افزایش نیروی برشی پایه، ضریب مقاومت افزون و کاهش زمان تناوب، جابجایی نسبی و ضریب رفتار در قاب‌ها می‌شود. با افزایش ارتفاع و کاهش سختی اتصال، اختلاف بین نتایج تحلیل استاتیکی بار افزون و تحلیل دینامیکی بیشتر می‌شود. همچنین تأثیر سختی اتصال در اتلاف انرژی به صورت میرایی در قاب‌ها با افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود.

مراجع

- 1- Fathi, M., Daneshjoo, F., Melchers, R.E.; (2006) A method for determining the behaviour factor of



رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی در تحلیل واژگونی (خرابی) پیشرونده سازه های فولادی

آرش نجی^۱، فریدون ایرانی^۲

(دریافت ۸۹/۴/۲۴، پذیرش ۹۱/۶/۲۵)

چکیده

واژگونی (خرابی) پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. برای بررسی خرابی پیشرونده سازه ها، سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی توسط دستورالعمل های طراحی در نظر گرفته شده است. در این دستورالعمل ها در صورت انجام تحلیل استاتیکی باید بار ثقلی وارد بر دهانه شامل ستون حذف شده را در عدد ثابت ۲ ضرب نمود. به عبارت دیگر برای اینکه پاسخ سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی با پاسخ سازه در تحلیل های استاتیکی برابر باشد این ضریب بار اعمال می شود. استفاده از ضریب بار ثابت، تنها در صورتی صحیح است که سازه دارای رفتار ارتجاعی باشد. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، فرض رفتار ارتجاعی پس از حذف یکی از ستون ها بسیار محافظه کارانه است. به همین دلیل ارائه یک رابطه برای ضریب بار دینامیکی که رفتار غیرارتجاعی سازه را در نظر بگیرد ضرورت دارد. در این مقاله با استفاده از منحنی بار- تغییر مکان و منحنی ظرفیت یک تیر فولادی دو سر گیردار، رابطه های صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری سازه برای دو رفتار ارتجاعی - خمیری کامل و رفتار ارتجاعی - خمیری با اثر کابلی ارائه شده است.

کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده، سازه های فولادی، ضریب افزایش بار دینامیکی، منحنی ظرفیت، اثر کابلی

Dynamic Increase Factor for Progressive Collapse Analysis of Steel Structures

Arash Naji, Fereydoon Irani

ABSTRACT:

Progressive collapse refers to a phenomenon in which a local damage of a primary structural element leads to the failure of partial or whole structural system. To investigate the progressive collapse of structures, three analysis procedures: linear static, nonlinear static and nonlinear dynamic procedures can be used. For static analysis, the gravity force applied on the column removed bay should multiply by a constant factor 2. Using a constant Dynamic Increase Factor (DIF) is appropriate only for elastic systems. According to optimal design of structures, assuming elastic behavior after column removal scenario is conservative. Thus, it is necessary to establish expression for DIF that consider inelastic response. In this paper, using load-displacement and capacity curve of a clamped-clamped steel beam, an explicit expression for DIF is established for elastic-perfectly plastic and elastic-plastic with catenary action behavior.

Key words

Progressive Collapse, Steel Structures, Dynamic Increase Factor, Capacity Curve, Catenary Action.

۱. دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، arash_naji@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، irani@um.ac.ir



در دستورالعمل های DOD و GSA سه روش برای تحلیل خرابی پیشرونده ارائه شده است: استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NLS) و دینامیکی غیر خطی (NLD). در روش استاتیکی خطی به تیرهای قاب باید بار گسترده مطابق رابطه (۱) یا (۲) وارد شود:

$$\gamma \times (DL + 0.25LL) \quad (\text{GSA load combination}) \quad (1)$$

$$\gamma \times (1.2DL + 0.5LL) + 0.2WL \quad (\text{DOD load combination}) \quad (2)$$

که DL ، LL و WL به ترتیب بار مرده، زنده و باد هستند و γ ضریب افزایش بار برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است که برای تیرهای موجود در دهانه شامل ستون حذف شده برابر ۲ و برای بقیه تیرهای قاب برابر ۱ است. دستورالعمل GSA معیار خرابی را DCR (نسبت نیروی داخلی موجود به مقاومت عضو) دانسته است:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3)$$

که در آن Q_{UD} نیرویی است (لنگر، نیروی محوری، برش، ...) که از تحلیل استاتیکی خطی در عضو تحت بار با رابطه (۱) یا (۲) ایجاد می شود و Q_{CE} ظرفیت نهایی مورد انتظار عضو است. برای تمامی اعضا باید $DCR \leq 3$ باشد. با کمی توجه در می یابیم که به عضو اجازه تغییرشکل های غیر ارتجاعی داده شده است.

در روش استاتیکی غیر خطی بار وارده بر سازه مشابه روش استاتیکی خطی است اما در روش دینامیکی غیرخطی ضریب γ برای تمام تیرهای قاب ۱ است. معیار خرابی عضو در روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی بر اساس میزان چرخش محور تیر ($\theta \leq 12^\circ$) و شکل پذیری عضو ($m \leq 20$) است.

پاچناری و همکاران [۱۰]، با تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی یک قاب متوسط بتنی نتیجه گرفتند که تحلیل استاتیکی منجر به پاسخ های محافظه کارانه تری نسبت به تحلیل دینامیکی می شود.

عسگریان و رضوانی [۱۱] یک الگوریتم برای محاسبه ظرفیت سازه دارای مهاربند پس از حذف ستون، مدهای خرابی و مکان های بحرانی حذف ستون در تحلیل خرابی پیشرونده ارائه کرده اند.

خرابی پیشرونده پدیده است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. یکی از ویژگی های اصلی این پدیده این است که خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. هرچند احتمال واژگونی یک سازه اندک است اما در صورت رخداد، باعث زیان های اقتصادی و اجتماعی زیادی می شود. در چند دهه گذشته موارد بسیاری از خرابی کلی یا موضعی سازه ها بر اثر پدیده هایی چون آتش سوزی، ضربه و انفجار دیده شده است.

پدیده خرابی پیشرونده ابتدا پس از واژگونی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت^۱ لندن در سال ۱۹۶۸ بر اثر انفجار گاز در یکی از طبقات بالایی، توجه مهندسان را به خود جلب کرد [۱]، [۲]. پس از انفجار بمب در مقابل ساختمان آلفرد پی مورا^۲ در شهر اوکلاهما در سال ۱۹۹۵ [۳] و واژگونی ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ [۴-۷] پژوهش ها در این زمینه سرعت بیشتری به خود گرفت.

در ایالات متحده، وزارت دفاع^۳ [۸] و اداره خدمات عمومی^۴ [۹] به ارائه دستورالعمل هایی برای مقابله با این پدیده پرداخته اند. هر دو این دستورالعمل ها روش مسیر بار جایگزین^۵ (ALP) را برای اطمینان از مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده انتخاب کرده اند. ALP یک روش مستقل از رخداد است یعنی علت خرابی اولیه را در نظر نمی گیرد بلکه پاسخ سیستم پس از حذف یکی از عضوهای اصلی باربر را در نظر می گیرد. این روش بیشتر با حذف یک ستون میانی یا گوشه از سازه انجام می شود. از این روش برای طراحی سازه های جدید یا بررسی ظرفیت سازه های موجود استفاده می شود.

این پدیده در واقع دینامیکی است که در بیشتر موارد با تغییرشکل های بزرگ همراه است به نوعی که سازه خسارت دیده برای بقا به دنبال مسیرهای پخش بار جایگزین است.

¹ Ronan Point

² Alfred P Murrah

³ Department of Defense

⁴ General Service Administration

⁵ Alternate Load Path



مرچند و الفواخیری [۱۹] مقدار ضریب بار را بین ۱/۳ تا ۱/۵ پیشنهاد کرده اند.

مک کی [۲۰] پس از تحلیل قاب های دو و سه بعدی رابطه های زیر را برای ضریب افزایش بار دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی - خمیری کامل پیشنهاد داده است.

$$DIF = 1.04 + \frac{0.45}{m - 0.52} \quad (۴) \quad (\text{سازه های بتنی})$$

$$DIF = 1.08 + \frac{0.76}{m - 0.17} \quad (۵) \quad (\text{سازه های فولادی})$$

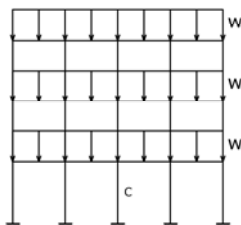
که در این رابطه ها m شکل پذیری تغییر مکان سازه است. استیونس و همکاران [۲۱] نیز با فرض رفتار ارتجاعی - خمیری کامل، رابطه ۶ را ارائه کرده اند.

$$DIF = 1.44(m - 1)^{-0.12} \quad (۶)$$

همانطور که ملاحظه می شود، تا کنون رابطه ای صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی با در نظر گرفتن رفتار کابلی ارائه نشده است. در این مقاله با استفاده از منحنی بار - تغییر مکان و منحنی ظرفیت یک تیر فولادی دو سر گیردار، رابطه های صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری سازه برای دو رفتار ارتجاعی - خمیری کامل (به منظور مقایسه با پژوهش های گذشته) و رفتار ارتجاعی - خمیری با اثر کابلی ارائه شده است.

۲- ضریب افزایش بار دینامیکی

قاب شکل (۱) را در نظر بگیرید. در ستون C این قاب در اثر بارهای وارده نیروی محوری R ایجاد می شود. بنابراین رفتار این قاب مشابه قاب شکل (۲) است. حذف ستون C را می توان با وارد کردن یک بار R مطابق شکل (۳) مدل نمود.



شکل (۱). قاب زیر بار گسترده

نجی و ایرانی [۱۲] یک روش تقریبی برای محاسبه تغییر مکان سازه پس از حذف ستون ارائه کرده اند. پاسخ های این روش، با پاسخ های تحلیل دینامیکی غیرخطی، مطابقت خوبی دارد.

ضریب افزایش بار γ در رابطه های (۱) و (۲) که برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است در کتاب های دینامیک سازه به نام های ضریب بزرگنمایی دینامیکی^۱ [۱۳]، [۱۴] یا ضریب پاسخ تغییر مکان^۲ [۱۵] معرفی شده است.

روث و همکاران [۱۶] با انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی و استاتیکی غیر خطی با اعمال ضریب بار های دینامیکی مختلف بین یک و دو بر روی قاب های ۲ و ۳ بعدی و مقایسه مجموع چرخش مفصل های خمیری، حداکثر چرخش مفصل های خمیری و حداکثر خیز نقطه بالای ستون حذف شده دریافتند که استفاده از ضریب بار دینامیکی ۱/۵ در تحلیل استاتیکی غیر خطی پاسخ هایی مشابه تحلیل دینامیکی غیر خطی می دهد. هرچند نویسندگان تذکر داده اند که اگر رفتار مصالح مطابق این پژوهش (ارتجاعی - خمیری کامل) نباشد و مصالح بعد از تسلیم نیز دارای سختی باشند و همچنین به سازه اجازه تغییر شکل های بزرگ بعد از تسلیم داده شود (شکل پذیری سازه زیاد باشد) ممکن است استفاده از ضریب بار ۲ مناسب تر باشد. به همین دلیل پیشنهاد داده اند که برای سازه های با اهمیت زیاد و کم به ترتیب از ضریب بار ۲ و ۱/۵ استفاده شود.

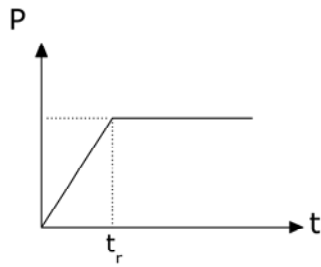
پاول [۱۷] به مقایسه روش های LS، NLS و NLD پرداخت و به این نتیجه رسید که ضریب بار ۲ در تحلیل های استاتیکی باعث پاسخ های بسیار محافظه کارانه ای نسبت به تحلیل دینامیکی می شود.

تسای و لین [۱۸] با بررسی قاب های بتنی مقاوم در برابر زلزله دریافتند که تحلیل استاتیکی غیر خطی ظرفیت سازه را بیشتر از تحلیل دینامیکی غیر خطی محاسبه می کند. همچنین ضریب بار دینامیکی با افزایش تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده کاهش می یابد.

^۱ Dynamic Magnification Factor

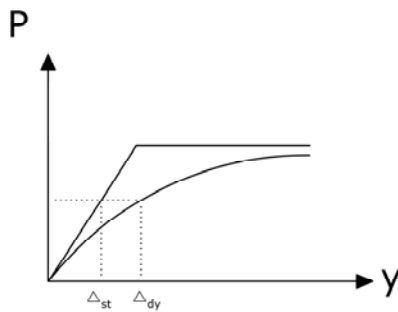
^۲ Displacement Response Factor

دهد مقدار DIF کمتر از ۲ خواهد بود [۱۶]. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، فرض رفتار ارتجاعی پس از حذف یکی از ستون ها بسیار محافظه کارانه است.



شکل (۵). بار پله ای

منحنی بار - تغییر مکان یک سازه تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی به صورت شماتیک مطابق شکل (۶) است.



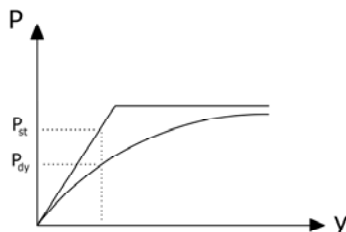
شکل (۶). ضریب بار بر حسب تغییر مکان

ضریب افزایش بار دینامیکی برای سازه یک درجه آزادی به صورت زیر تعریف می شود [۱۵]:

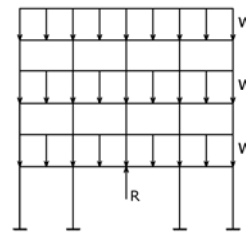
$$DIF = \Delta_{dy} / \Delta_{st} \quad (۸)$$

که در آن Δ_{st} و Δ_{dy} به ترتیب پاسخ به دست آمده از تحلیل دینامیکی و استاتیکی سازه تحت بار یکسان است. ضریب بزرگنمایی دینامیکی را می توان به صورت نسبت نیروی استاتیکی به دینامیکی برای رسیدن به یک پاسخ یکسان نیز تعریف کرد که می توان نوشت:

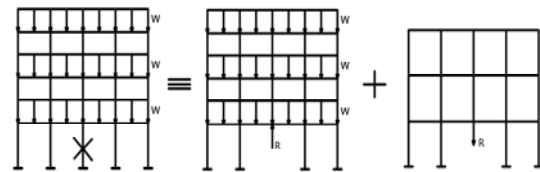
$$DIF = P_{st} / P_{dy} \quad (۹)$$



شکل (۷). ضریب بار بر حسب نیرو



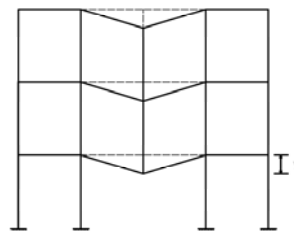
شکل (۲). ایجاد نیروی محوری در ستون در اثر بار وارد شده



شکل (۳). مدل سازی حذف ستون میانی در قاب با وارد

کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

پس از حذف ستون مطابق شکل (۴) در تیرهای موجود در دهانه با ستون حذف شده تغییر مکان رو به پایین رخ میدهد. اگر فرض شود این تغییر مکان در تمام طبقات یکسان است (از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر شود) می توان سازه را یک درجه آزادی فرض نمود.



شکل (۴). تغییر مکان رو به پایین در قاب در اثر حذف ستون

چوپرا [۱۵] رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی را برای یک سازه یک درجه آزادی با رفتار ارتجاعی تحت بار پله ای مطابق شکل (۵) به صورت زیر بیان می کند:

$$DIF = 1 + \frac{|\sin(\pi_r / T_n)|}{\pi_r / T_n} \quad (۷)$$

که در رابطه (۷) T_n پریود طبیعی سازه است.

بار R در شکل (۳) را می توان به صورت یک بار پله ای مطابق شکل (۵) با t_r بسیار کوچک فرض نمود. در این حالت مقدار t_r / T_n به سمت صفر میل می کند و DIF برابر با ۲ می شود که در رابطه های (۱) و (۲) استفاده شده است. این ضریب با فرض رفتار ارتجاعی به دست آمده است و در صورتی که سازه از خود رفتار خمیری نشان



برای هر مقدار تغییر مکان در منحنی بار- تغییر مکان، نسبت نیروی استاتیکی به نیروی دینامیکی، ضریب بار را نتیجه می دهد. بنابراین با داشتن منحنی بار - تغییر مکان یک سازه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی به کمک رابطه (۹) می توان ضریب افزایش بار دینامیکی را با در نظر گرفتن رفتار سازه پس از تسلیم یافت.

اگر تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده (شکل (۴)) باشد کار خارجی انجام شده توسط بار R برابر است با:

$$W_E = R \cdot y \quad (10)$$

کار داخلی انجام شده روی تیرهای هر طبقه برابر است با سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا تغییر مکان y به طوریکه می توان نوشت:

$$w_i = \int_0^y P dy \quad (11)$$

با توجه به اینکه سیستم سازه ای شکل (۴) یک سیستم موازی است کل کار داخلی از جمع کار داخلی انجام شده توسط هر تیر به دست می آید:

$$W_I = \sum_N \int_0^y P dy \quad (12)$$

در این رابطه N تعداد طبقات بالای ستون حذف شده است. با مساوی قرار دادن دو رابطه (۱۰) و (۱۲) می توان نوشت:

$$R = \frac{1}{y} \sum_N \int_0^y P dy \quad (13)$$

به منحنی $R(y)$ منحنی ظرفیت سازه گفته می شود. همانطور که در رابطه (۱۳) آمده است این منحنی از تقسیم سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان بر تغییر مکان متناظر آن به دست می آید. می توان نشان داد این منحنی بر منحنی بار- تغییر مکان سازه تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی منطبق است [۲۲]، [۲۳].

بنابراین اگر رابطه بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) در دسترس باشد با استفاده از رابطه (۱۳) می توان رابطه بار- تغییر مکان سازه تحت بار دینامیکی را به دست آورد. طبق رابطه (۹) از تقسیم این دو رابطه ضریب بزرگنمایی دینامیکی به دست می آید.

در این مقاله با استفاده از رفتار یک تیر دو سر گیردار تحت بار میانی به شبیه سازی پاسخ قاب شکل (۲) پس از حذف ستون پرداخته شده است. با توجه به اینکه رابطه بار- تغییر مکان این تیر با در نظر گرفتن رفتار کابلی، غیر خطی است و همچنین پارامترهای زیادی در پاسخ مشارکت دارند، نمی توان به یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی دست یافت. به همین جهت از رابطه سه خطی ساده تری استفاده شده است و به کمک آن منحنی ظرفیت سازه رسم شده است. در نهایت با توجه به رابطه (۹)، یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری ارائه شده است.

برای مقایسه روش با رابطه های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر (رابطه های (۴)-(۶)) همین کار برای رفتار ارتجاعی- خمیری کامل نیز انجام شده است که پاسخ مطابقت خوبی دارد.

۳- منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز در وسط

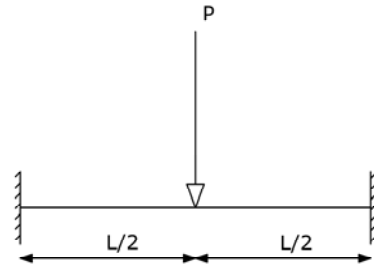
رفتار تیر متصل به ستون حذف شده در شکل (۴) مشابه رفتار تیر دو سر گیردار شکل (۸) است. با وارد کردن اثر تغییر شکل تیرها و ستونهای مجاور تیر می توان از منحنی بار- تغییر مکان تیر شکل (۸) به جای منحنی بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود.

منحنی بار- تغییر مکان تیر شکل (۸) تحت بار وارده، مطابق شکل (۹) دارای ۴ ناحیه است. ناحیه ۱: تیر دارای رفتار ارتجاعی است و رابطه بار - تغییر مکان به صورت خطی است. در این حالت می توان نوشت:

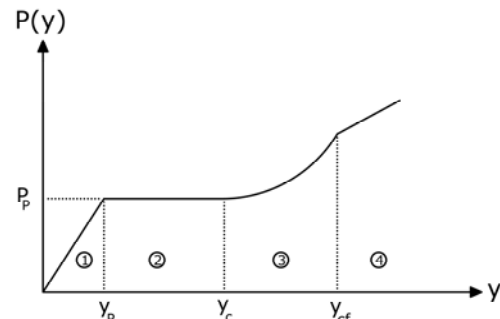
$$P(y) = Ky \quad (14)$$

$$K = \frac{192EI}{L^3} \quad (15)$$

در این رابطه K ، E ، I ، L و y به ترتیب سختی خمشی، ضریب ارتجاعی، لنگر لختی، طول دهانه تیر و تغییر مکان وسط تیر است.



شکل (۸). تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز

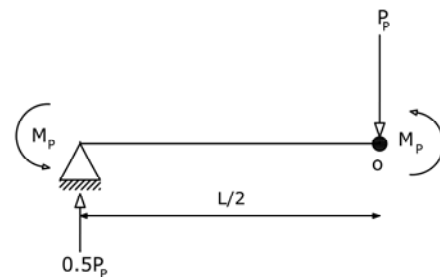


شکل (۹). منحنی بار - تغییر مکان تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز

با افزایش بار P ، لنگر خمشی وارد بر تیر افزایش می یابد تا جایی که در بار P_p تیر به حداکثر مقاومت خمشی خود رسیده و مفصل خمیری شکل می گیرد. در این حالت مطابق شکل (۱۰) و با نوشتن رابطه تعادل داریم:

$$\sum M_o = 0 \rightarrow \frac{P_p}{2} \times \frac{L}{2} = 2M_p \rightarrow P_p = \frac{8M_p}{L} \quad (16)$$

به طوریکه M_p لنگر خمیری تیر است.



شکل (۱۰). تشکیل مفصل خمیری در اثر افزایش بار

با توجه به رابطه (۱۴) و شکل (۹) داریم:

$$P(y_p) = Ky_p \quad (17)$$

که در نهایت تغییر مکان تیر در انتهای ناحیه یک از رابطه زیر به دست می آید:

$$y_p = \frac{M_p L^2}{24EI} \quad (18)$$

لازم به یادآوری است که هرچند لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی دارای مقدار $M_y = SF_y$ است که با لنگر خمیری کامل $M_p = ZF_y$ تفاوت دارد، اما به دلیل تفاوت اندک این دو مقدار ($Z \approx 1.2S$)، در بسیاری از پژوهش ها از سختی دورانی مفصل های خمیری صرف نظر شده و لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی M_p در نظر گرفته شده است.

ناحیه ۲: در این حالت تیر وارد رفتار خمیری شده و مطابق شکل (۹) رابطه بار - تغییر مکان به صورت یک خط افقی است. در این حالت می توان نوشت:

$$P(y) = \frac{8M_p}{L} \quad (19)$$

این رفتار تا تغییر مکان y_c ادامه می یابد به طوریکه [۲۴]:

$$y_c = \max(y_p, r_p) \quad (20)$$

که در آن شعاع اندرکنش خمیری است که برای تیر های I شکل تقریباً برابر نصف ارتفاع مقطع ($r_p = \frac{D}{2}$) است.

با رسیدن به تغییر مکان y_c رفتار تیر وارد ناحیه ۳ می شود.

ناحیه ۳: در این ناحیه رفتار کابلی فعال می شود. رابطه بار - تغییر مکان به صورت زیر است [۲۴]:

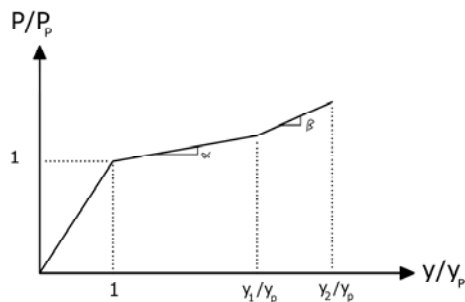
$$P(y) = \frac{8}{L} [M_p + K_e \frac{2(y - y_c)(y + y_c - 2r_p)(y - y_p)}{L}] \quad (21)$$

که در آن $K_e = \frac{EA}{L}$ سختی محوری تیر متصل به ستون حذف شده است.

این رفتار تا تغییر مکان y_{cf} ادامه می یابد به طوریکه [۲۴]:

$$y_{cf} = y_c + \sqrt{(y_c - r_p)^2 + \frac{F_p L}{2K_e}} \quad (22)$$





شکل (۱۱). منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار به

صورت سه خطه [۲۵]

مطابق تحلیل انجام شده پارامترهای موجود به صورت زیر به دست آمده است [۲۵]:

$$(۲۴) \quad \text{برای } l/D = 10 \quad \alpha = 0.033, \quad \beta = 0.085,$$

$$y_1/l = 0.110, \quad y_2/l = 0.172$$

$$(۲۵) \quad \text{برای } l/D = 15 \quad \alpha = 0.071, \quad \beta = 0.179,$$

$$y_1/l = 0.073, \quad y_2/l = 0.132$$

$$(۲۶) \quad \text{برای } l/D = 20 \quad \alpha = 0.135, \quad \beta = 0.335,$$

$$y_1/l = 0.060, \quad y_2/l = 0.116$$

برای سایر مقادیر $10 \leq l/D \leq 15$ یا $15 \leq l/D \leq 20$ می توان از درونیابی خطی استفاده نمود. بنابراین می توان

به رابطه های زیر دست یافت:

$$\alpha = \begin{cases} (1/131.58)(l/D - 5.66) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/78.125)(l/D - 9.453) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۷)$$

$$\beta = \begin{cases} (1/53.19)(l/D - 5.479) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/32.05)(l/D - 9.263) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۸)$$

$$y_1/l = \begin{cases} (-1/135.135)(l/D - 24.865) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/384.615)(l/D - 43.077) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۹)$$

$$y_2/l = \begin{cases} (-1/125)(l/D - 31.5) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/312.5)(l/D - 56.25) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۳۰)$$

همانطور که ملاحظه می شود در این روش علاوه بر خطی بودن رابطه بار- تغییر مکان، پارامترها فقط به نسبت l/D وابسته هستند که این باعث می شود بتوان به یک رابطه صریح دست یافت.

۵- رابطه سازی ضریب بار دینامیکی

با استفاده از منحنی سه خطه معرفی شده می توان به یک رابطه صریح برای ضریب بار دینامیکی دست یافت.

که در آن F_p نیروی محوری کششی خمیری مقطع است که با فرض اندرکنش خطی بین لنگر و نیروی محوری از رابطه $F_p = \frac{M_p}{r_p}$ به دست می آید.

ناحیه ۴: پس از تغییر مکان y_{cf} تیر به حداکثر مقاومت محوری خود می رسد و رفتار تیر مستقل از ظرفیت خمشی آن است. رابطه بار- تغییر مکان به صورت زیر است [۲۴]:

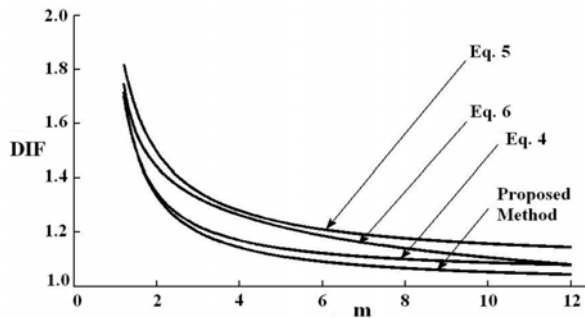
$$P(y) = \frac{8F_p y}{L} \quad (۲۳)$$

با وارد کردن اثر تغییر شکل تیرها و ستونهای مجاور تیر می توان از رابطه های بالا برای رابطه بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود اما به دلیل رابطه غیرخطی در رفتار کابلی و همچنین پارامترهای زیاد موجود، با استفاده از این رابطه ها نمی توان به یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی دست یافت. بنابراین در این پژوهش از مدل ساده تری برای رابطه بار و تغییر مکان در تحلیل استاتیکی استفاده شده است.

۴- رابطه بار- تغییر مکان سه خطی:

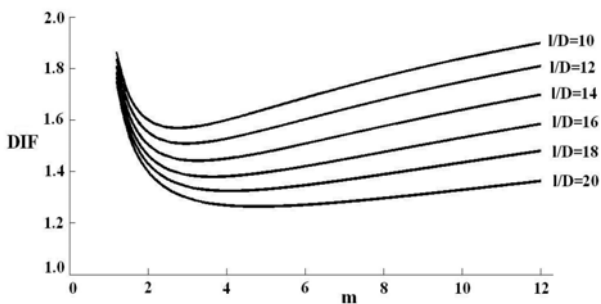
لی و همکاران [۲۵] با رسم منحنی بار- تغییر مکان برای ۹ تیر فشرده فولادی با طول دهانه های مختلف دریافتند که این منحنی برای تیرهای با l/D یکسان بسیار مشابه است ($l = \frac{L}{2}$ مطابق شکل (۸)). در نتیجه به ارائه یک رابطه سه خطی مطابق شکل (۱۱) برای منحنی بار- تغییر مکان به جای منحنی واقعی، (شکل (۹)) پرداختند به گونه ای که سطح زیر دو منحنی و سختی سازه در قسمت ارتجاعی (منحنی واقعی و منحنی سه خطه) با هم برابر باشد. لازم به ذکر است که از سختی سازه پس از اثر کابلی (ناحیه ۴) صرف نظر شده و فرض شده است که سازه در انتهای رفتار کابلی گسیخته می شود.

شکل (۱۳) منحنی ضریب بار دینامیکی - شکل پذیری به ازاء شکل پذیری های بین ۱/۲ تا ۱۲ را برای رابطه های (۴)، (۵)، (۶) و (۳۵) نشان می دهد.



شکل (۱۳). منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری برای رفتار ارتجاعی - خمیری کامل

شکل (۱۴) منحنی ضریب بار دینامیکی - شکل پذیری به ازاء شکل پذیری های بین ۱/۲ تا ۱۲ را برای رابطه (۳۱) به ازای ۶ نسبت l/D نشان می دهد.



شکل (۱۴). منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری با در نظر گرفتن اثر کابلی

همانطور که ملاحظه می شود با افزایش طول دهانه به عمق تیر مقدار DIF نیز افزایش می یابد و در سازه های با شکل پذیری زیاد DIF بستگی زیادی به مقدار l/D پیدا می کند به طوری که در شکل پذیری ۱۲ مقدار DIF برای l/D برابر ۱۰ و ۲۰ به ترتیب حدود ۱/۴ و ۲ است در حالی که در شکل پذیری ۴ این مقدار ها به ترتیب ۱/۳ و ۱/۶۵ است. همچنین شکل (۱۴) نشان می دهد که تا شکل پذیری حدود ۴، با افزایش شکل پذیری مقدار DIF کاهش می یابد اما در شکل پذیری های بالاتر با افزایش DIF مواجه هستیم که با پیش بینی روث و همکاران [۱۶] مطابقت دارد.

مطابق محاسبات (ریز محاسبات در پیوست آمده است)، ضریب بار برای رفتار ارتجاعی - خمیری با اثر کابلی از رابطه زیر حساب می شود:

$$DIF = \frac{m\{\beta(m-a) + \alpha(a-1) + 1\}}{-0.5 + 0.5\alpha(a-1)^2 + 0.5\beta(m-a)^2 + m + (a-1)(m-a)\alpha} \quad (31)$$

که در این رابطه $m = y_2 / y_p$ همان شکل پذیری تغییرمکان و $a = y_1 / y_p$ از رابطه های زیر حساب می شود.

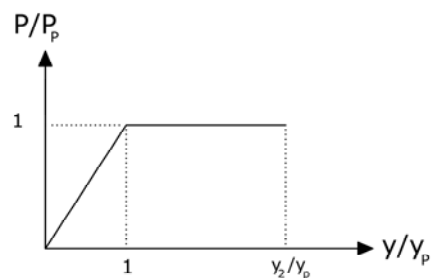
$$a = m / \lambda \quad (32)$$

$$\lambda = 1.0811 + \frac{0.0531}{0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D} \quad : 10 \leq l/D \leq 15 \quad (33)$$

$$\lambda = 1.2308 + \frac{0.0421}{0.112 - 2.6 \times 10^{-3} \times l/D} \quad : 15 \leq l/D \leq 20 \quad (34)$$

(توضیح: در رابطه های بالا $\lambda = y_2 / y_1$ نسبت تغییر مکان انتهای رفتار کابلی به تغییرمکان ابتدای آن است. در صورت استفاده از منحنی دقیق، به دلیل رابطه غیرخطی بین تغییرمکان ابتدا و انتهای رفتار کابلی و همچنین وابستگی رابطه به پارامترهایی چون F_p و K_e (رابطه (۲۲))، نمی توان به یک رابطه کلی دست یافت. اما در مدل سه خطی پارامترها فقط به l/D وابسته هستند).

اگر به منظور مقایسه با نتایج پژوهش های گذشته، رابطه بار - تغییرمکان مطابق شکل (۱۲) به صورت ارتجاعی - خمیری کامل فرض شود، ضریب بار از رابطه (۳۵) به دست می آید.



شکل (۱۲). رابطه بار - تغییرمکان به صورت ارتجاعی -

خمیری کامل

$$DIF = \frac{2m}{2m-1} \quad (35)$$

همانطور که ملاحظه می شود به ازاء $m = 1$ که نشان دهنده رفتار ارتجاعی است، مقدار DIF برابر ۲ می شود که صحیح است.



نتیجه گیری

و سازه پس از تسلیم از خود رفتاری کابلی نیز نشان دهد، چندان محافظه کارانه نیست.

پیوست

الف) رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی با وارد کردن اثر کابلی

$$P = \beta(y - a) + 1 + \alpha(a - 1)$$

$$R = \frac{1}{y} \left\{ \int_0^1 y dy + \int_1^a [\alpha(y-1)+1] dy + \int_a^y [\beta(y-a)+1+\alpha(a-1)] dy \right\}$$

$$= \frac{1}{y} \left\{ -0.5 + 0.5\alpha(a-1)^2 + 0.5\beta(y-a)^2 + y + (a-1)(y-a)\alpha \right\}$$

$$DIF = \frac{P}{R} \Big|_{y=m}$$

$$DIF = \frac{m\{\beta(m-a)+\alpha(a-1)+1\}}{-0.5+0.5\alpha(a-1)^2+0.5\beta(m-a)^2+m+(a-1)(m-a)\alpha}$$

ب) رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی - خمیری کامل

$$R = \frac{1}{y} \left\{ \int_0^1 y dy + \int_1^y dy \right\} = \frac{1}{y} \{y - 0.5\}$$

$$DIF = \frac{P}{R} \Big|_{y=m} = \frac{2m}{2m-1}$$

ج) اثبات رابطه های (۳۲) و (۳۳):

برای $10 \leq l/D \leq 15$ مطابق رابطه های (۲۹) و (۳۰) می توان نوشت:

$$l/D = \begin{cases} 24.865 - 135.135 \times y_1 / l \\ 31.5 - 125 \times y_2 / l \end{cases}$$

$$y_1 / l = 0.925 \times y_2 / l - 0.0491$$

$$1 = 0.925 \frac{y_2}{y_1} - \frac{0.0491}{y_1 / l}$$

از طرفی مطابق رابطه (۲۹) داریم:

$$y_1 / l = 0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D$$

بنابراین می توان نوشت:

$$\lambda = y_2 / y_1 = 1.0811 + \frac{0.0531}{0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D}$$

با توجه به این که $\lambda = y_2 / y_1$ و $m = y_2 / y_p$ است

$$a = m / \lambda$$

داریم:

به طور مشابه برای $15 \leq l/D \leq 20$ نیز می توان رابطه

(۳۴) را اثبات نمود.

ضریب افزایش بار دینامیکی ۲ که در دستورالعمل های طراحی خرابی پیشرونده برای وارد کردن اثر بارهای دینامیکی در تحلیل استاتیکی ارائه شده است تنها با فرض رفتار ارتجاعی سازه پس از حذف ستون اعتبار دارد. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، احتمال اینکه سازه پس از حذف یکی از عضوهای اصلی برابر، رفتار خمیری از خود نشان دهد زیاد است. ضریب بار دینامیکی را می توان به صورت نسبت نیروی استاتیکی به دینامیکی لازم برای رسیدن به یک مقدار تغییرمکان یکسان تعریف کرد. بنابراین با داشتن رابطه بار- تغییرمکان سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی می توان مقدار ضریب افزایش بار دینامیکی را یافت. برای منحنی پاسخ استاتیکی غیرخطی سازه از منحنی بار - تغییرمکان یک تیر دو سر گیردار استفاده شده است. برای رسیدن به یک رابطه صریح، از منحنی سه خطه که پارامترهای آن تنها به نسبت طول دهانه به ارتفاع مقطع تیر وابسته است استفاده شده است. برای پاسخ غیرخطی دینامیکی از منحنی ظرفیت استفاده شده است. این کار یکبار برای رفتار ارتجاعی - خمیری کامل و بار دیگر برای رفتار ارتجاعی - خمیری با وارد کردن اثر کابلی انجام شده است. رفتار ارتجاعی - خمیری کامل بیشتر مناسب سازه های بتنی است. منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری رسم شده است. اگر از اثر کابلی صرف نظر کنیم، با افزایش شکل پذیری ضریب افزایش بار کاهش می یابد به طوری که در شکل پذیری ۱۲ این ضریب به نزدیک یک می رسد. با وارد کردن اثر کابلی، تا شکل پذیری ۴ ضریب افزایش بار کاهش می یابد اما بعد از آن به سرعت افزایش می یابد به طوری که در شکل پذیری ۱۲ این ضریب نزدیک ۲ است.

همچنین با افزایش طول دهانه به عمق تیر مقدار DIF نیز افزایش می یابد و در سازه های با شکل پذیری زیاد DIF بستگی زیادی به مقدار l/D پیدا می کند. بنابراین استفاده از ضریب بار ۲ در حالتی که شکل پذیری سازه زیاد باشد



- 13- Biggs, J.M., *Introduction to structural dynamics*, McGraw-Hill Inc., New York, 1964.
- 14- Clough, R.W., Penzin, J., *Dynamics of structures*, McGraw-Hill Inc., New York, 1993.
- 15- Chopra, A.K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall, New Jersey, 2007.
- 16- Ruth, P., Marchand, K. A., Williamson, E. B., "Static Equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity" *J. Perform. Constr. Facil.*, 20(4), 349-364, 2006.
- 17- Powel, G., "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis." *Proceedings of metropolis and beyond-structures congress*, Reston (VA): ASCE, 2005.
- 18- Tsai, M., Lin, B., "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure." *Eng. Struc.* 30, 3619-28, 2008.
- 19- Marchand, K.A., Alfawakhiri, F., *Blast and progressive collapse*, AISC, Vol.2. USA., 2004.
- 20- McKay, A.E., *Alternate Path Method in progressive collapse analysis: Variation of dynamic and non-linear load increase factors*, M.S. thesis, Univ. of Texas at San Antonio, 2008.
- 21- Stevens, D., Crowder, B., Hall, B., Marchand, K., "Unified progressive collapse design requirements for DOD and GSA" *Structures Congress-Crossing Borders*, Vancouver, Canada, 2008.
- 22- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part I: Simplified assessment framework." *Eng. Struc.*, 30, 1308-18, 2008.
- 23- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part II: Application." *Eng. Struc.*, 30, 1424-38, 2008.
- 24- Izzuddin, B. A., "a Simplified model for axially restrained beams subject to extreme loading." *Steel Struc.* , 5, 421-429, 2005.
- 25- Lee, C., Kim, S., Han, K., Lee, K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames." *J. Const. Steel Res.*, 65, 1130-37, 2009.
- 1- McGuire, W., "Prevention of progressive collapse" *Proc., Regional Conf. on Tall Buildings*, Bangkok, Thailand, 1974.
- 2- Leyendecker, E. V., Ellingwood, B. R.; *Design Methods for reducing the risk of progressive collapse in buildings*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., 1977.
- 3- Corley, W. G., Mlakar, P. F., Sozen, M. A., Thornton, C. H. "The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation." *J. Perform. Constr. Facil.*, 12(3), 100-112, 1998.
- 4- Bazant, Z. P., Zhou, Y. "Why did the world trade center collapse?-simple analysis." *J. Engineering Mechanics*, 128(1), 2-6, 2002.
- 5- Bazant, Z. P., Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions." *J. Engineering Mechanics*, 133(3), 308-319, 2007.
- 6- Bazant, Z. P., Le, J., Greening, F. R., Benson, D. B. "What did and did not cause collapse of world trade center twin towers in New York?" *J. Engineering Mechanics*, 134(10), 892-906, 2008.
- 7- Seffen, K. A., "Progressive collapse of the world trade center: simple analysis." *J. Engineering Mechanics*, 134(2), 125-132, (2008).
- 8- Department of Defense (DOD); *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of buildings to resist progressive collapse*. Washington, D.C., 2005.
- 9- General Service Administration (GSA); *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, D.C., 2003.
- 10- Pachenari, A., Keramati, A., Pachenari, Z., "Investigation of progressive collapse in intermediate RC frame structures", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 2010.
- 11- Asgarian, B., Rezvani, F., H., "Progressive collapse analysis of concentrically braced frames through EPCA algorithm", *J. Const. Steel Res.*, 70, 127-136, 2012.
- ۱۲- نجی، آ.، ایرانی، ف.، "تحلیل تقریبی خرابی پیشرونده سازه های فولادی"، *نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز*، جلد ۴۰، شماره ۳، ۶۱-۷۱، ۱۳۸۹.





رفتار لرزه ای دیوارهای برشی مرکب

هاشم شریعتمدار^۱، مجید عباس زادگان^۲

(دریافت ۸۹/۷/۱۷، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت ترکیبی از صفحات فولادی، تیرها و ستونهای I شکل و ستونهای کامپوزیت با بتن پر کننده، f'_c می باشد. شناخت و ارزیابی سیستم فوق و همچنین بهبود رفتار سازه، مستلزم بررسی اثر هر یک از پارامترهای فوق روی پاسخ لرزه ای تناوبی است. در این مقاله دیوار برشی فولادی کامپوزیتی که تحت بارهای چرخه ای تناوبی آزمایش شده بود، مدلسازی، تحلیل دینامیکی غیر خطی و صحت مدلسازی تایید شد. مدل های متفاوت با تغییر در پارامترهای مؤثر در رفتار این نوع سیستم ها، تحت بارهای دینامیکی چرخه ای آنالیز غیر خطی گردید. نتایج نشان می دهد که با تغییرات در پارامترهای فوق، شکل کلی منحنی های هیستریزس دوکی شکل باقیمانده و پاسخ برشی که مبین خوبی برای استهلاک زیاد انرژی می باشد ثابت می ماند. با تغییر پارامترهای اصلی مقدار استهلاک انرژی بین ۱۰ درصد تا ۳۱ درصد و مقاومت دینامیکی حدود ۲۰ درصد افزایش می یابد که بیشترین آن برای افزایش ضخامت ورق دیوار برشی می باشد. افزایش مقاومت بتن پر کننده به بیش از ۲۰MPa تاثیر زیادی روی ظرفیت شکل پذیری نداشته و استفاده از بتن های با مقاومت بالاتر از ۲۰MPa توصیه نمی شود. با توجه به نتایج و آنالیز آماری ضریب شکل پذیری معادل $\mu = 7$ محاسبه و توصیه می گردد.

کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی کامپوزیت، ستونهای کامپوزیت، رفتار لرزه ای، منحنی های هیستریزس، مقاومت دینامیکی، استهلاک انرژی، ضریب شکل پذیری

Seismic Response of Composite Steel Shear Walls

H. Shariatmadar, M. Abbaszadehgan

ABSTRACT:

Steel composite shear wall system is consisted of steel plates, I shape beams and columns, and composite columns with infill concrete, f'_c . In order to evaluate and improve the behavior of this innovated system, it is necessary to investigate the effect of these parameters on reversed cyclic response. In this paper, a tested steel composite shear wall subjected to cyclic load was modeled. The model was verified using nonlinear dynamic analysis. Several models, in which the effective parameters were varied, have been nonlinear analyzed under dynamic reversed cyclic loads. Results show that by varying these parameters, the general shape of hysteresis loops remained unchanged and the shear behavior with large capability of energy dissipation, were noted. The dissipated energy and dynamic strength increased 10 % to 31% and 20%, respectively, as these parameters changed, where the maximum increase was related to increase of steel plate thickness. Increase of concrete strength to more than 20MPa did not significant effect on ductility, thus using concrete with compressive strength more than 20MPa is not recommended. Based on the results, the ductility ratio of $\mu = 7$ is determined and recommended.

Keywords:

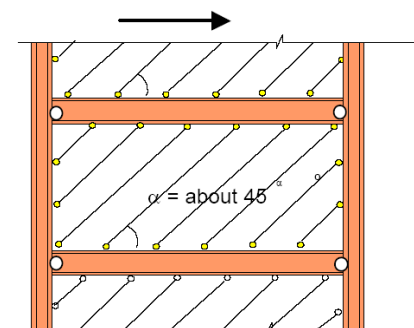
۱. استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، shariatmadar@um.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، mabbasszadegan@um.ac.ir



اساس ایده دیوارهای برشی فولادی، استفاده از میدان کشش قطری است که پس از کماتش ورق فولادی، در آن ایجاد می گردد. این ایده در ۱۵ سال اخیر بطور جدی مورد توجه قرار گرفته است [۱].

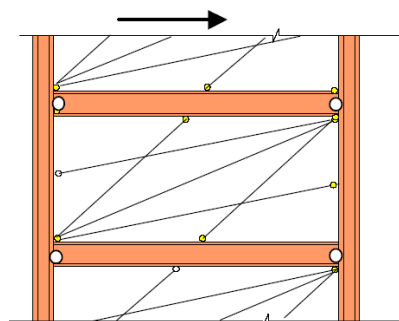
برای طراحی دیوارهای برشی فولادی می توان ورقهای فولادی را با یک سری المانهای خرپایی مدل نمود. دو نوع از مدل‌های پیشنهاد شده در دانشگاه های کانادا در شکل ۱ نشان داده شده است [۲].



Steel Plate Shear Wall Model
(see Driver et al, 1983)

دیوارهای برشی فولادی، شامل یک ورق فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی طبقات می باشد. این مجموعه همانند شاهتیرهای تیر ورق عمودی که به صورت گیردار به زمین متصل هستند، رفتار می کنند. ستونها همچون بالهای این شاهتیر عمودی و ورق دیوار فولادی همچون جان شاهتیر عمل می کند، عملکرد تیرهای افقی طبقات همچون سخت کننده ها در شاهتیرها است [۲و۱].

دیوارهای برشی فولادی بسیار ساده اجرا می شوند و در کارگاههای ساختمانی به راحتی قابل ساخت می باشند، به هیچ نوع فن آوری جدیدی احتیاج ندارد.



Steel Plate Shear Wall Model
(see Rezaei, 2000)

شکل (۱): دو مدل پیشنهاد شده برای جایگزینی دیوارهای برشی با المان خرپایی [۲]

تاثیر سوراخ بر رفتار دیوار برشی فولادی را مورد بحث قرار داد.

در آئین نامه کانادا دیوارهای برشی فولادی، به سه نوع با انعطاف پذیری زیاد، با انعطاف پذیری متوسط و معمولی تقسیم بندی شده اند. جدول ۱ خصوصیات اصلی این سه سیستم و R های مربوط به آنها را نشان می دهد. لازم به ذکر است، که ضریب R در آئین نامه کانادا، حدود نصف ضریب R آئین نامه های آمریکایی می باشد، که این به سبب تعاریف مختلف پارامترها و تفاوت ناچیز در مقادیر متغیرها می باشد. به همین دلیل در جدول ۱ ضریب R آئین نامه کانادا با RCAN و ضریب R آئین نام آمریکا با RUS نشان داده شده است.

آزمایشهای بسیار زیادی توسط پژوهشگران در نقاط مختلف دنیا صورت گرفته است که همگی توانائی بالای این سیستم را نشان می دهد، از جمله این آزمایش ها می توان به موارد زیر اشاره کرد.

۱- آزمایشات دیوار برشی فولادی در کانادا [۳].

۲- آزمایشات در ژاپن [۴].

۳- آزمایشات در انگلستان [۵].

۴- آزمایشات در آمریکا [۶].

۵- آزمایشات در دانشگاه برکلی بر روی دیوارهای برشی فولادی مرکب [۷].

نتایج این آزمایشات نشان می دهد که این سیستم می تواند به عنوان یک سیستم کاملاً شکل پذیر و مقاوم در برابر بارهای جانبی عمل کند. آزمایش انجام شده در انگلیس

جدول (۱): سیستم دیوار برشی فولادی در آئین نامه کانادا و ضریب R [۲]

Type of Steel Plate Shear Wall	Requirement	R _{CAN} (Canadian)	R _{US} (US Equivalent)
Ductile	The frame containing the wall should be ductile moment frame	4.0	8.0
Nominally Ductile	The frame containing the wall should be nominally ductile moment frame (Intermediate in the U.S. definition)....	3.0	6.0
Ordinary	No specific requirement for frame. It can be a frame with pin connections.	2.0	4.0

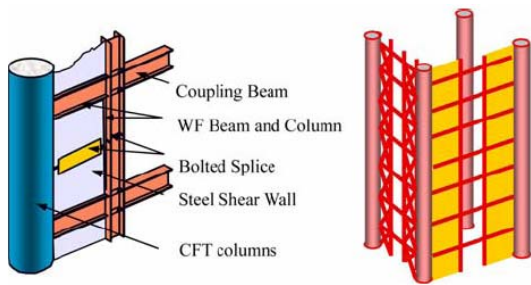
فولادی شکل که دیوار برشی فولادی به آنها متصل می‌شود، سیستم فوق را تشکیل می‌دهند. بارهای ثقلی عموماً توسط ستونهای مرکب به اعضاء افقی (تیرهای بالا و پایین) و تیر رابط که قابلیت استهلاک انرژی بالایی نیز دارد منتقل می‌شود و بدون اینکه باعث کاهش شکل پذیری صفحه فولادی شوند. کرنش های تولید شده را به پی منتقل می‌کنند.

۲- دیوار برشی فولادی مرکب

در این مقاله رفتار دیوار برشی فولادی با ستونهای مرکب بتنی، تحت بارهای تناوبی لرزه ای مورد بررسی قرار گرفته است. در سال ۲۰۰۷ میلادی، آزمایش هایی بر روی دیوار برشی فولادی با ستونهای مرکب بتنی توسط آستانه صورت گرفت [۹]. جهت بررسی صحت عمل مدلسازی و کالیبره کردن مدل های المانهای محدود در این مقاله از نتایج آزمایشهای فوق استفاده شده است. هدف از پژوهش بررسی پارامترهای مؤثر اجزاء تشکیل دهنده بر رفتار دیوارهای فولادی برشی کامپوزیت تحت اثر بارهای دینامیکی تناوبی و تأثیر هر یک از پارامترها روی ظرفیت شکل پذیری سازه و مقاومت نهایی سیستم می باشد. در این پژوهش، پس از بررسی و تأیید صحت مدلسازی، با تغییر پارامترهای اصلی مشتمل بر ضخامت دیوار برشی فولادی، ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت، ضخامت بال تیر و ستون I شکل و مقاومت مشخصه بتن، f'_c ، ستون کامپوزیت به بررسی رفتار مدل های فوق و مقایسه آنها با یکدیگر پرداخته شده است. منحنی های هیستریزس با توجه به متغیرهای فوق برای حالت های مختلف بدست آمده

طبق دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود ایران [۸]، یک دیوار برشی فولادی سوراخ دار یا بدون سوراخ باید در چهار طرف خود دارای عناصر لبه ای (تیرها و ستون ها) بوده و به آن ها جوش شده باشد. دیوارهای برشی فولادی باید طوری طراحی شوند که بارهای لرزه ای را به تنهایی یا به همراه سایر اعضای سیستم مقاوم جانبی تحمل نمایند. عناصر لبه ای باید همانند تیرها و ستون ها مورد ارزیابی قرار گیرند. در این آئین نامه دستورالعمل محاسبه سختی به روش استاتیکی و دینامیکی خطی، روش استاتیکی غیر خطی و روش دینامیکی غیر خطی ارائه گردیده است و همچنین دستورالعمل محاسبه مقاومت روش استاتیکی و دینامیکی خطی، روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی ارائه گردیده است. معیارهای پذیرش در این آئین نامه روش استاتیکی و دینامیکی خطی، روش استاتیکی و دینامیکی خطی می باشد. دیوارهای برشی فولادی که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد مورد نظر را برآورد نمی سازند، باید بهسازی شوند.

یکی از معایب دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده روی ورق فولادی هزینه زیاد و کارگاهی قابل توجه می باشد. جهت بهبود رفتار دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده و ایجاد میدان کشش بعد از تسلیم جهت استهلاک انرژی ایده هایی مطرح شده است. یکی از مهمترین روشها کاهش نیروهای محوری در ستونهای اطراف ورق فولادی در یک سیستم دیوار برشی فولادی می باشد. در روش فوق ستونهای مرکب یک مقطع فولادی جعبه ای یا لوله ای که از بتن پر شده است و ستونهای



شکل (۲): آزمایش دیوار مرکب برشی فولادی در سال ۲۰۰۷ توسط آستانه [۹]

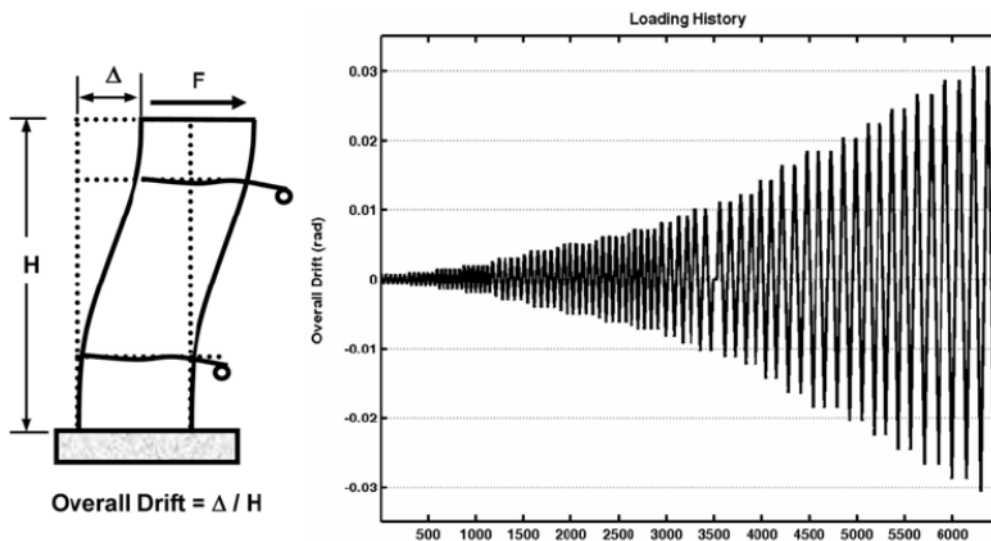
جدول (۲): مشخصات دیوار برشی فولادی مرکب [۹]

مقطع تیر و ستون I شکل	قطر ستون لوله ای	ضخامت ورق در ستون لوله ای	ضخامت دیوار برشی
۷۱۸ × ۵۶	۶۱۰ mm	۸ mm	۶ mm

است، مبتنی بر نتایج منحنی های هیستریزس پاسخ تناوبی- لرزه ای بدست آمده برای هر یک از مدل های فوق شکل پذیری سازه و مقاومت نهایی سیستم محاسبه، برآورد و ارزیابی گردیده است. تمامی مدل های سازه ای فوق تحت اثر بارهای تناوبی دینامیکی، آنالیز تاریخیچه زمانی غیر خطی شده اند.

۳- تحقیق آزمایشگاهی روی دیوارهای برشی فولادی مرکب

در سال ۲۰۰۷ میلادی آزمایشی بر روی دیوار برشی فولادی مرکب توسط پروفیسور آستانه [۹] انجام گرفت. این سازه شامل یک ورق فولادی لوله ای می باشد که داخل آن از بتن پر شده است همچنین ستونها و تیرهای I شکل که داخل این ستونها دیوار برشی فولادی چسبانده شده است. مدل آزمایش مانند شکل ۲ می باشد. مشخصات مدل در جدول ۲ آورده شده است. این سازه تحت بار تاریخیچه زمانی شکل ۳ در بالای آن آزمایش شده است.



شکل (۳): تاریخیچه بارگذاری سیستم دیوار برشی فولادی مرکب [۹]

در سال ۲۰۰۷ میلادی توسط آستانه [۹] در دانشگاه برکلی آمریکا انجام شده، جهت بررسی صحت مدل سازی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت مورد استفاده قرار گرفت. مدل کامپیوتری ایجاد شده دقیقاً به مانند مدل آزمایشگاهی ساخته شده است. ترکیب اجزاء (تیر، ستون،

۴- نحوه مدل سازی

مدل سازی توسط برنامه ANSYS که دارای توانائی تحلیل دینامیکی غیر خطی (مصالح و هندسی) تاریخیچه زمانی می باشد، انجام گرفته است. کار پژوهشی آزمایشگاهی که



صفحه فولادی، ستون مرکب) و ابعاد این مدل در شکل ۲ و جدول ۲ نشان داده شده است. بار روی مدل کامپیوتری بصورت اعمال تغییر مکان شکل ۳ می باشد.

۴-۱- برنامه ANSYS

برنامه ANSYS، یک نرم افزار عددی پیشرفته است که با استفاده از المانهای متعدد و متنوعی که در آن موجود می باشد و با قابلیت های تحلیلی بسیار بالا قادر است انواع آنالیزهای مختلف در حالت های خطی و غیر خطی را انجام دهد، به طوری که می توان هم مصالح و هم هندسه سازه را به صورت خطی و یا غیر خطی مدل کرد [۱۰]. روش اساسی در این نرم افزار، روش المان محدود استاندارد است. با ایجاد تنظیمات و ماکرونویسی در این برنامه می توان تحلیل های دینامیکی غیرخطی را نیز انجام داده و منحنی های پاسخ هیستریزس را استخراج نمود.

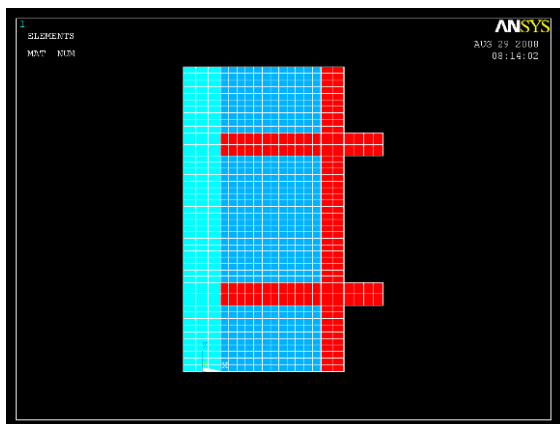
۴-۲- تعیین نوع المانها

برای مدل سازی تیر و ستونهای فلزی I شکل، دیوار برشی فولادی و ورق فلزی دور ستون کامپوزیت از shell 181 و برای بتن ستون کامپوزیت از المان solid45 استفاده شده است. جزء Solid45 برای مدلسازی جامدات استفاده می شود. جزء بوسیله هشت گره تعریف می شود و دارای سه درجه آزادی در هر گره می باشد که عبارتند از: انتقال در جهت های x, y, z این جزء قابلیت مدلسازی خواص غیر خطی مواد، خزش، تورم، سخت شوندگی تنش، تغییر مکانها و کرنشهای بزرگ را دارا می باشد. المان Shell 181 مناسب برای آنالیز سازه ای صفحه با ضخامت متوسط می باشد، این المان چهار گره ای با شش درجه آزادی در هر گره می باشد. انتقال ها در جهات x, y, z و دورانها حول محورهای x, y, z می باشند. المان Shell 181 مناسب برای کاربردهای تحلیل خطی و غیر خطی، دورانهای بزرگ و یا کرنشهای غیرخطی بزرگ می باشد. تغییر در ضخامت صفحه در آنالیز غیرخطی لحاظ می شود. این المان امکان مدل سازی به وسیله پوسته کامپوزیت لایه لایه و یا سازه های فشرده را فراهم می کند. مقاومت مشخصه بتن، f'_c ،

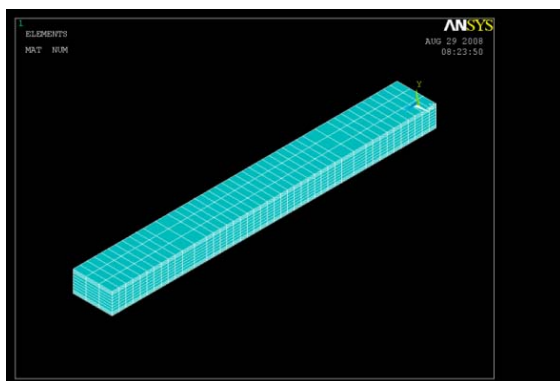
در قسمت بررسی صحت مدل اجزای محدود دیوار برشی فولادی مرکب $f'_c = 21 \text{ MPa}$ در نظر گرفته شده است. در مراحل بعد با تغییر f'_c از ۱۵MPa تا ۴۰MPa تاثیر مقاومت بتن بر رفتار سازه مورد بررسی قرار گرفت. در مورد المانهای فولادی در تمامی اجزاء سیستم فوق از خواص غیر خطی دینامیکی استفاده شده است. خواص مصالح دیوار برشی فولادی منطبق برخواص مصالح بکار رفته در تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده توسط آستانه می باشد [۹].

۴-۳- هندسه اجزاء سازه و مش بندی

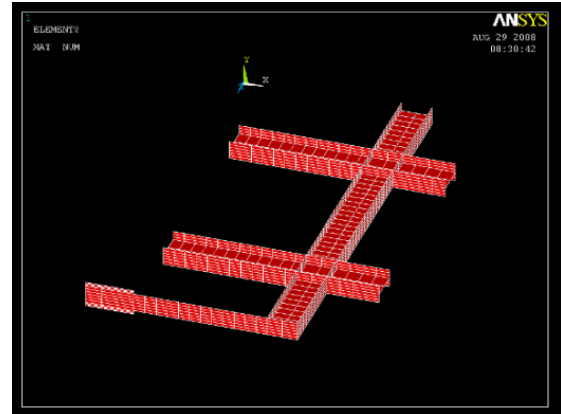
شکلهای ۴ تا ۸ نشان دهنده مش بندی مدل می باشد. با تنظیمات خاص در برنامه ANSYS تمام گره های بالای دیوار در تمام جهات ممکن با یکدیگر تغییر مکان برابر خواهند داشت و به صورت صلب عمل خواهند نمود بطوریکه مبین تیر صلب بارگذاری در نمونه آزمایشگاهی خواهد بود. شکل ۹ نشان دهنده شرایط مرزی در این مدل می باشد.



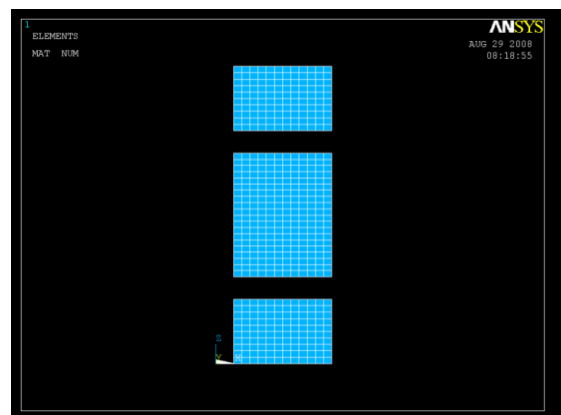
شکل (۴): مش بندی کلی دیوار برشی فولادی مرکب



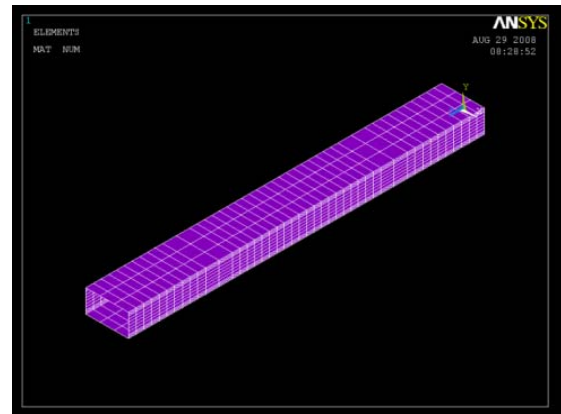
شکل (۵): مش بندی بتن در دیوار برشی کامپوزیت



شکل (۶): مش بندی تیر و ستون فلزی I شکل



شکل (۷): مش بندی دیوار برشی فولادی



شکل (۸): مش بندی ورق در ستون کامپوزیت

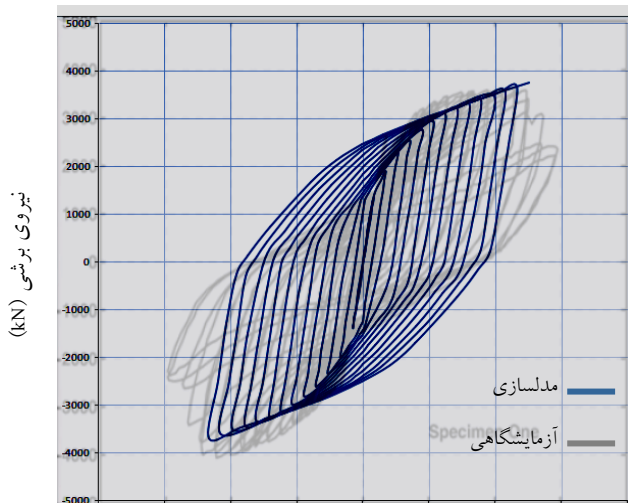
۵- صحت مدل سازی

صحت مدل سازی از مقایسه منحنی هیستریزس بدست آمده از مدل ANSYS با منحنی هیستریزس آزمایش دیوار برشی فولادی مرکب و همچنین تنش های وان میسر به دست آمده از مدل ANSYS و درک رفتاری از این مدل و مقایسه

آن با رفتار واقعی نمونه آزمایشگاهی که توسط آستانه [۹] انجام گردیده است مورد ارزیابی و اثبات شده است.

۵-۱- مقایسه منحنی های هیستریزس

شکل ۱۰ مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و مدل سازی شده را نشان می دهد. نیروی برش (kN)



تغییر مکان نسبی طبقه دوم

شکل (۱۰): مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و مدل سازی شده

همان گونه که در شکل ۱۰ مشاهده می شود حلقه های منحنی هیستریزس در دو حالت مدل سازی و آزمایشگاهی بسیار به هم شباهت داشته و از نوع رفتار برشی با حلقه های رفتاری کاملاً باز و با سطح زیر منحنی قابل توجه می باشد. با توجه به تطابق خوب منحنی های نمونه مدل سازی شده با نمونه آزمایشگاهی مقدار انرژی مستهلک شده مشابه نمونه آزمایشگاهی می باشد. از طرفی حداکثر ظرفیت برشی نمونه کامپیوتری تطابق خوبی را با نمونه آزمایشگاهی نشان می دهد. مقدار ضریب شکل پذیر محاسبه شده حدود $\mu_L = 7/35$ می باشد که با آنچه توسط آستانه ($R = 8$) ارائه شده است [۲]، تطابق خوبی را دارا می باشد. با توجه به مطالب فوق الذکر می توان به دقت بالای نمونه مدل سازی شده پی برد و صحت مدل را تأیید نمود.



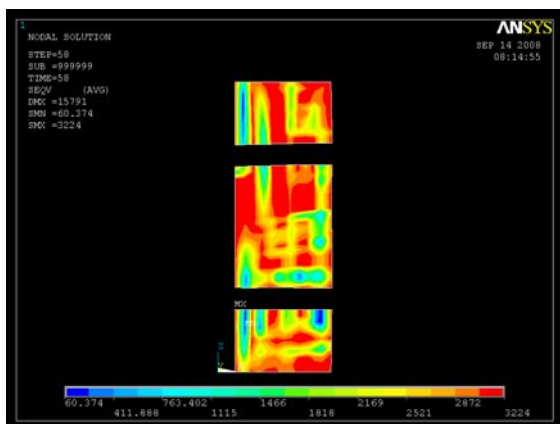
۲-۵- مکانیزم های تسلیم اجزاء

عکس نمونه های آزمایشگاهی و توزیع تنش های وان میسر در پانل دیوار برشی در لحظه شکل گیری میدان تنش قطری در شکل های ۱۱ و ۱۲ به ترتیب ارائه شده اند. همانطور که مشاهده می شود تسلیم میدان کشش در جهت قطر پانل شکل گرفته است که مطابق با نمونه آزمایشگاهی (شکل ۱۱) می باشد. توزیع تنش های وان میسر بعد از کماتش و در لحظه گسیختگی در شکل ۱۳ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود شکل توزیع تنش ها تطابق خوبی با عکس نمونه های آزمایشگاهی (شکل ۱۱) بعد از آزمایش دارد. توزیع تنش ها در اعضا تحمل کننده بارهای غیرثقلی از قبیل تیرها و ستونها در شکل های ۱۴ و

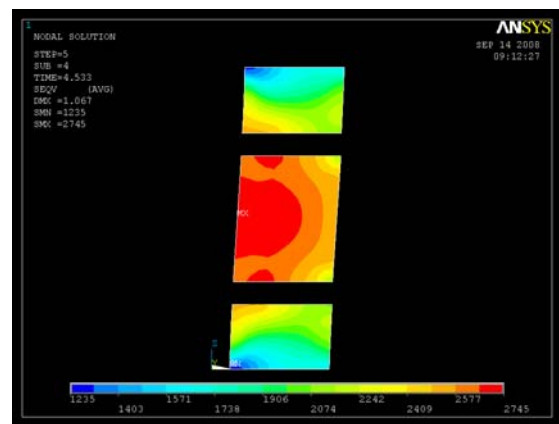
۱۵ در لحظه تسلیم و گسیختگی ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می شود، نواحی تسلیم قابل توجهی شبیه نمونه های آزمایشگاهی در این اعضا ایجاد شده است که مبین توانمندی سیستم در استهلاک انرژی در طول زلزله می باشد. تیرهای رابط مفاصل پلاستیکی قابل توجهی را در محل اتصالات به ستونها ایجاد نموده اند که منطبق بر نمونه های آزمایشگاهی می باشد. بنابراین با توجه به توضیح و تطابق های ارائه شده برای نمونه های آزمایشگاهی و تحلیلی دیده می شود که مدل کامپیوتری دارای دقت بالایی بوده و صحت مدلسازی با مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تأیید می گردد.



شکل (۱۱): عکس نمونه آزمایشگاهی در لحظه تسلیم و شکل گیری میدان کشش و همچنین بعد از آزمایش

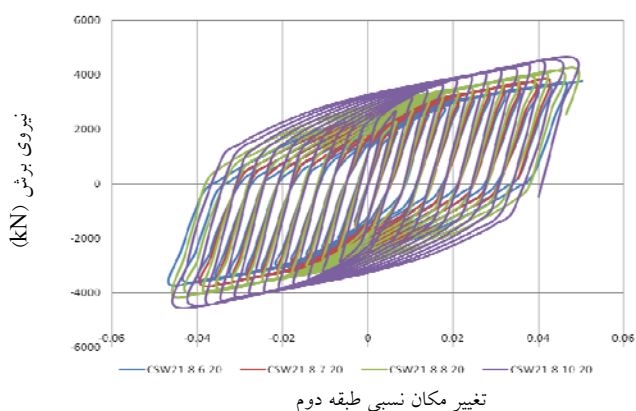


شکل (۱۳) توزیع تنش های وان میسر در پانل دیوار برشی بعد از کماتش و در لحظه گسیختگی

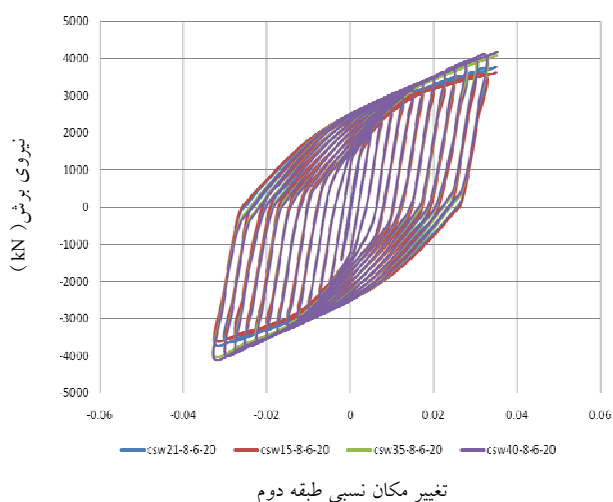


شکل (۱۲) توزیع تنش های وان میسر در پانل دیوار برشی در لحظه شکل گیری میدان تنش قطری

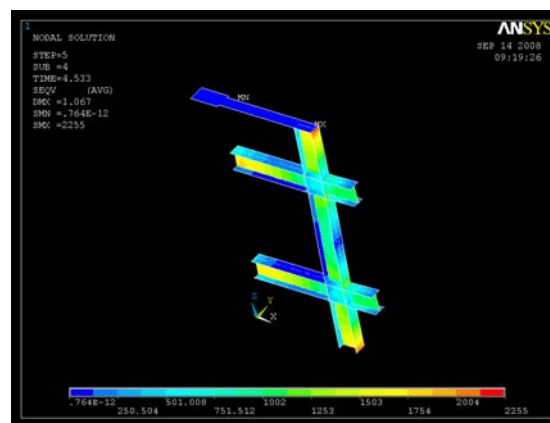
منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت دیوار برشی فولادی برای ضخامت‌های ۶، ۷، ۸ و ۱۰ میلیمتر در شکل ۱۶ ارائه شده است. منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با مقاومت مشخصه بتن‌های ۱۵MPa تا ۴۰MPa در شکل ۱۷ با هم مقایسه شده‌اند. منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت‌های ۶، ۸، ۱۰، ۱۲ میلیمتر ورق دور ستون کامپوزیت در شکل ۱۸ با هم مقایسه شده‌اند. منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت‌های ۱۵ mm تا ۳۰ mm برای بال تیر و ستون I شکل در شکل ۱۹ دیده می‌شود.



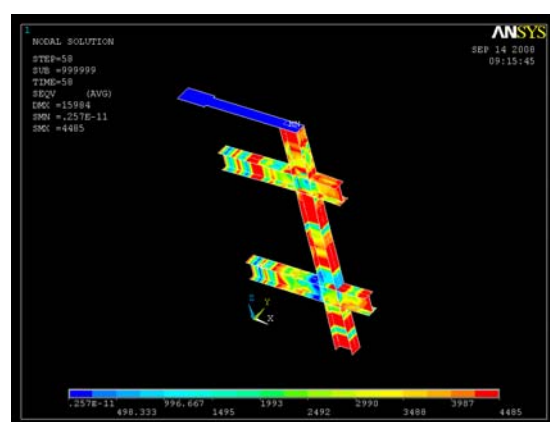
شکل (۱۶): مقایسه منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت مختلف ورق دیوار برشی فولادی



شکل (۱۷): مقایسه منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با مقاومت مشخصه بتن متفاوت



شکل (۱۴): توزیع تنش‌های وان میسر در لحظه شکل‌گیری میدان تنش قطری در تیرها و ستونهای I شکل



شکل (۱۵): توزیع تنش‌های وان میسر بعد از کمانش و در لحظه گسیختگی در تیرها و ستونهای I شکل

۶- آنالیز مدلها و نتایج

مدلهای کامپیوتری به صورت $CSWM - T_c - T_w - T_{bc}$ نامگذاری شده‌اند که CSW بیانگر دیوار برشی مرکب، M بیانگر مقاومت بتن استفاده شده در مدل است (۱۵ معرف بتن با مقاومت مشخصه ۱۵ MPa، ۲۱ معرف بتن با مقاومت مشخصه ۲۱ MPa و بهمین ترتیب برای ۳۵، ۴۰) حرف T_c ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت که برابر ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ میلیمتر می‌باشد را بیان می‌کند. T_w ضخامت ورق فولادی دیوار برشی که مقادیر ۶، ۷، ۸ و ۱۰ میلیمتر را دارا می‌باشد و T_{bc} ضخامت بال تیر و ستونهای I شکل می‌باشد که مقادیر ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ میلیمتر انتخاب گردیده است.



۷- مقایسه و تحلیل نتایج

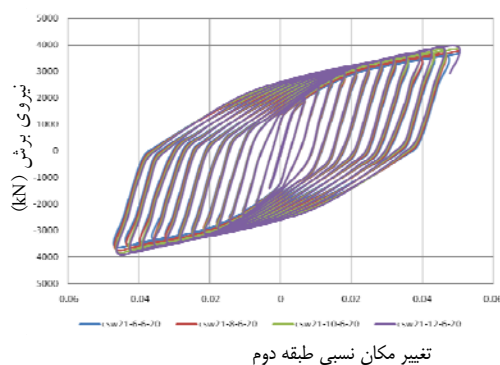
در این بخش با تغییر پارامترهای اصلی موثر بر دیوار برشی فولادی کامپوزیت به بررسی رفتار مدل‌های فوق و مقایسه آنها با یکدیگر پرداخته شده است

۷-۱- تغییرات در مقاومت مشخصه بتن f'_c

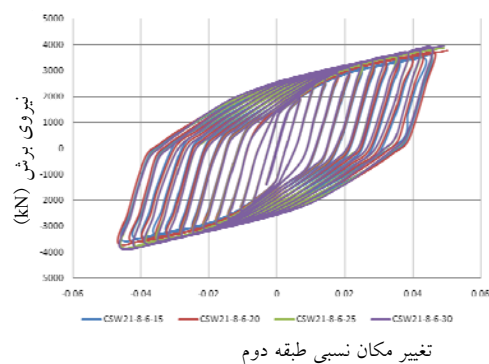
منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با مقاومت مشخصه بتن‌های ۱۵ MPa تا ۴۰ MPa در شکل ۱۷ با هم مقایسه شده‌اند. جذب و استهلاک انرژی سیستم با افزایش مقاومت مشخصه بتن افزایش می‌یابد. با افزایش مقاومت مشخصه بتن از ۱۵ MPa به ۲۱ MPa حد تسلیم نمونه افزایش یافته ولی بعدازآن ثابت باقی می‌ماند. افزایش مقاومت مشخصه بتن تاثیری چندانی بر تغییر مکان نسبی نهایی سازه ندارد. زیرا تغییر مکانهای نهائی، بیشتر وابسته به گسترش نواحی تسلیم در اعضاء فولادی سیستم فوق می‌باشد که در سیکل‌های آخر مستقل از بتن ستون مرکب عمل می‌کند

شکل ۲۰ منحنی‌های استهلاک انرژی تجمعی با شکل پذیری سازه برای مقاومت مشخصه بتن ۱۵، ۲۱، ۳۵ و ۴۰ MPa را نشان می‌دهد. با توجه به شکل می‌توان دریافت که دریک شکل پذیری ثابت با افزایش مقاومت مشخصه بتن انرژی مستهلک شده توسط سیستم افزایش می‌یابد. علت این امر را می‌توان اینگونه بیان نمود که با افزایش مقاومت بتن سختی ستون کامپوزیت زیاد شده و با توجه به شکل‌پذیری بالای سیستم فوق نواحی بیشتری در اعضاء دیوار برشی مرکب تسلیم می‌شود. افزایش نواحی تسلیم و همچنین افزایش گسترش ناحیه پلاستیک در ورق دیوار برشی و تیر رابط فولادی قابل توجه می‌باشد. افزایش مقاومت مشخصه بتن تاثیر قابل توجهی در مقدار انرژی مستهلک شده سیستم فوق دارد.

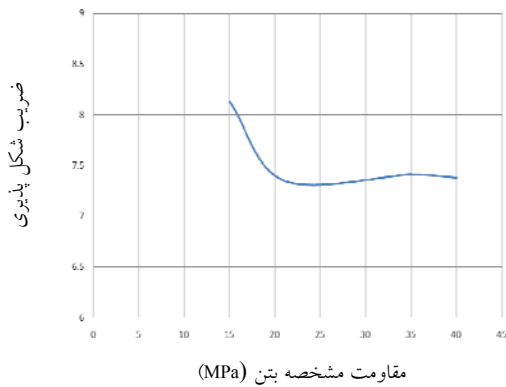
شکل عمومی حلقه‌های منحنی‌های هیستریزس دوکی شکل‌اند که نشان‌دهنده قابلیت استهلاک انرژی سیستم فوق می‌باشد. مشابه بودن شکل عمومی پاسخ هیستریزس برای تمامی ضخامت‌های دیوار برشی نشان می‌دهد که مکانیزم رفتاری سیستم فوق با تغییر در ضخامت ورق فولادی دیوار تغییر نمی‌کند. لذا مکانیزم‌های استهلاک انرژی بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی قابل تعمیم برای ضخامت‌های دیگر نیز می‌باشد. با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی سطح زیر منحنی هیستریزس افزایش یابد. در تمامی سیکل‌های پاسخ با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی مقاومت نهایی افزایش می‌یابد. در تمامی منحنی‌ها در سیکل‌های اول رفتار الاستیک دیده می‌شود.



شکل (۱۸): منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت‌های مختلف ورق دور ستون کامپوزیت



شکل (۱۹): مقایسه منحنی‌های پاسخ هیستریزس مدل‌های با ضخامت‌های مختلف تیر و ستون I شکل

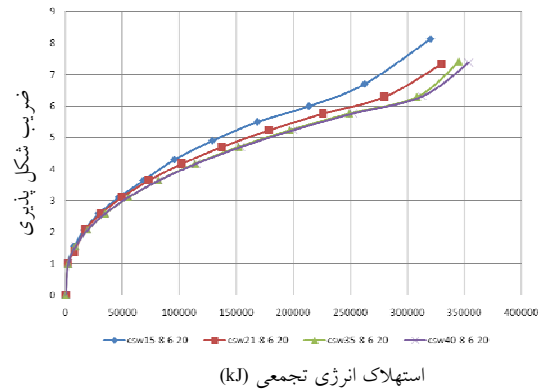


شکل (۲۱): منحنی تغییرات ضریب شکل پذیری دیواربرشی فولادی کامپوزیت در مقابل مقاومت مشخصه بتن

مقایسه شده‌اند. مشابه بودن منحنی‌های هیستریزس و افزایش جذب و استهلاک انرژی با افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت برای این سیستم مشهود است. حد الاستیک تقریباً ثابت بوده و افزایش ضخامت ورق دورستون کامپوزیت تاثیری بر آن ندارد. همچنین تغییر مکان نسبی نهایی سازه در اثر افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت تغییر چندانی نمی‌کند.

مقایسه منحنی‌های استهلاک انرژی تجمعی دیواربرشی فولادی کامپوزیت برای ضخامت‌های ورق دورستون کامپوزیت ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ میلیمتر در شکل ۲۲ ارائه شده است. با توجه به شکل می‌توان دریافت که در یک شکل پذیری ثابت با افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت جذب انرژی مستهلک شده توسط سازه بیشتر می‌شود. می‌توان دلیل این امر را اینگونه توجیه کرد، با افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت سختی اتصال تیر طبقات به ستون زیاد شده و لذا استهلاک انرژی در نقاط دیگر شکل خواهد گرفت. با افزایش ضخامت ورق دورستون کامپوزیت مقدار کل انرژی مستهلک شده افزایش می‌یابد.

منحنی تغییرات ضریب شکل پذیری دیواربرشی فولادی کامپوزیت در مقابل ضخامت ورق دورستون کامپوزیت در شکل ۲۳ ارائه شده است. با توجه به شکل می‌توان دریافت



شکل (۲۰): منحنی های استهلاک انرژی تجمعی دیواربرشی فولادی کامپوزیت با شکل پذیری سازه برای مقاومت ها مشخصه بتن

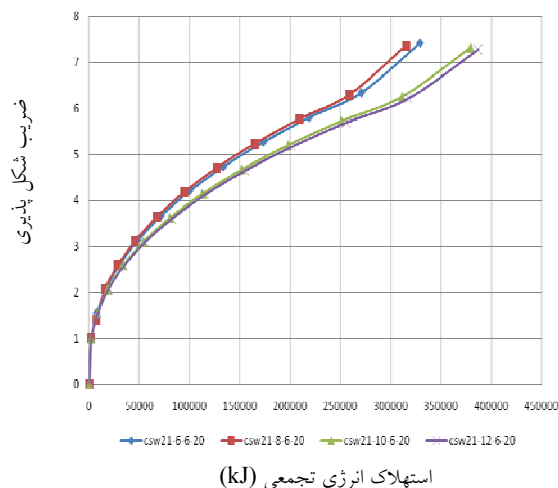
شکل ۲۱ منحنی تغییرات ضریب شکل پذیری دیواربرشی فولادی کامپوزیت در مقابل مقاومت مشخصه بتن MPa تا ۴۰ را نشان می‌دهد. با توجه به شکل می‌توان دریافت که با افزایش مقاومت مشخصه بتن از ۱۵MPa تا ۲۱MPa شکل پذیری سازه به طور ناگهانی از ۸/۱۳ به ۷/۳۵ کاهش می‌یابد. با افزایش مقاومت مشخصه بتن از ۲۱MPa تا ۴۰MPa شکل پذیری سازه تغییر چندانی ندارد. علت این است که، مقداری از شکل پذیری کل سیستم در ناحیه اتصال تیر به ستون کامپوزیت که اجازه تغییر شکل ستون کامپوزیت را دارد فراهم می‌شود، بطوریکه با افزایش مقاومت بتن سهم شکل پذیری ناشی از دوران اتصال تیر به ستون کامپوزیت کاهش داده می‌شود، این کاهش در ضریب شکل پذیری کل سیستم به حدود ۷/۴ رسیده و برای بتن‌های با مقاومت ۳۰ MPa به بالا ثابت می‌ماند. منحنی فوق نشان می‌دهد که تغییرات مقاومت بتن بطور کلی تاثیر قابل توجهی در شکل پذیری داشته بطوریکه افزایش مقاومت ضریب شکل پذیری را تا حدود ۱۱٪ کاهش می‌دهد.

۷-۲- تغییرات در ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت

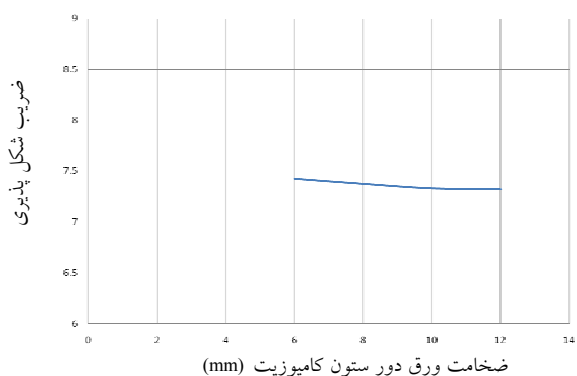
منحنی های پاسخ هیستریزس مدل های با ضخامت های متفاوت ورق دور ستون کامپوزیت در شکل ۱۸ با هم



که با افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت از ۶ به ۱۲ میلیمتر تنها ۱/۴ درصد از شکل پذیری سازه کم می شود که این مقدار بسیار ناچیز می باشد. علت این امر این است که سهم شکل پذیری سازه بیشتر متأثر از تسلیم ورق فولادی دیوار برشی و تسلیم تیر رابط می باشد، بنابراین همین طور که انتظار می رود تغییرات در ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت تاثیر زیادی بر شکل پذیری سازه ندارد. (فقط ۱/۴٪)



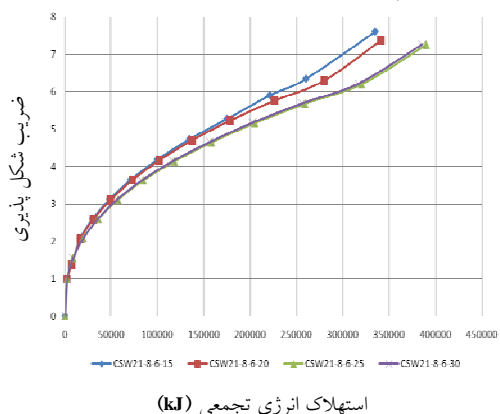
شکل (۲۲): منحنی های استهلاک انرژی دیوار برشی فولادی کامپوزیت برای ضخامت های مختلف ورق دور ستون کامپوزیت



شکل (۲۳): منحنی شکل پذیری برای ضخامت های متفاوت ورق دور ستون کامپوزیت

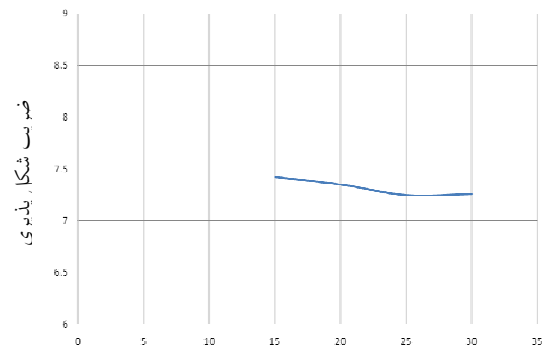
۷-۳- تغییرات در ضخامت بال تیر و ستون I شکل منحنی های پاسخ هیستریزس مدل های با ضخامت های ۱۵mm تا ۳۰mm برای بال تیر و ستون I شکل در شکل ۱۹ ارائه شده است. با افزایش ضخامت بال تیر و ستون I شکل می توان دریافت که سطح زیر منحنی هیستریزس که معرف مقدار استهلاک انرژی تجمعی توسط دیوار برشی فولادی کامپوزیت می باشد، افزایش می یابد. در تمامی سیکل های پاسخ سیستم فوق، با افزایش ضخامت بال تیر و ستون I شکل مقاومت نهایی افزایش می یابد. افزایش ضخامت بال تیر و ستون I شکل تاثیری چندانی بر حد الاستیک نمونه ندارد

شکل ۲۴ منحنی های استهلاک انرژی تجمعی با ضریب شکل پذیری نمونه ها برای ضخامت های بال تیر و ستون I شکل رانشان می دهد. با توجه به شکل می توان دریافت که در یک جذب و استهلاک انرژی مشخصه با افزایش ضخامت بال تیر و ستون فولادی از ۱۵mm به ۲۰mm ضریب شکل پذیری کاهش می یابد، ولی در ضخامت های بال تیر و ستون فولادی بیشتر از ۲۵mm این مقدار ثابت می ماند. افزایش ضخامت تیر باعث افزایش سختی نمونه شده، و افزایش سختی باعث میشود که نواحی بیشتری در اعضاء دیوار برشی فولادی مخصوصا در ورق فولادی تسلیم گردد.



شکل (۲۴): منحنی های استهلاک انرژی تجمعی با شکل پذیری نمونه ها برای ضخامت های مختلف بال تیر و ستون I شکل

منحنی شکل پذیری دیواربرشی فولادی کامپوزیت برای ضخامت های بال تیر و ستون I شکل متفاوت در شکل ۲۵ نشان داده شده است. با توجه به شکل ملاحظه می شود که با افزایش ضخامت بال تیر و ستون I شکل از ۱۵mm به ۳۰mm تنها ۲ درصد از شکل پذیری سازه کم می شود که این مقدار بسیار ناچیز می باشد. علت این امر این است که سهم شکل پذیری سازه بیشتر متأثر از تسلیم ورق فولادی دیوار برشی و تسلیم تیر رابط می باشد، بنابراین همین طور که انتظار می رود تغییرات در ضخامت بال تیر و ستون I شکل تاثیر زیادی بر شکل پذیری سازه ندارد. (فقط ۰.۲٪)



ضخامت بال تیر و ستون I شکل (mm)

شکل (۲۵): منحنی شکل پذیری دیواربرشی فولادی کامپوزیت برای ضخامت های مختلف تیر و ستون I شکل

۴-۷- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی

منحنی های پاسخ هیستریزس مدل های با ضخامت دیوار برشی فولادی برای ضخامت های ۶، ۷، ۸ و ۱۰ میلیمتر در شکل ۲۰ نمایش داده شده است. شکل عمومی حلقه های منحنی های هیستریزس دوکی شکل اند که نشان دهنده قابلیت استهلاک انرژی سیستم فوق می باشد. مشابه بودن شکل عمومی پاسخ هیستریزس برای تمامی ضخامت های دیوار برشی نشان می دهد که مکانیزم رفتاری سیستم فوق با تغییر در ضخامت ورق فولادی دیوار تغییر نمی کند. لذا مکانیزم های استهلاک انرژی بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی قابل تعمیم برای ضخامت های دیگر نیز می باشد. با توجه به شکل می توان دریافت با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی سطح زیر منحنی هیستریزس افزایش

می یابد. در تمامی سیکل های پاسخ با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی مقاومت نهایی افزایش می یابد.

در شکل ۲۶ منحنی های استهلاک انرژی تجمعی با شکل پذیری سازه برای مدل های با ضخامت های ورق فولادی دیوار برشی ۶mm تا ۱۰mm نشان داده شده است. با توجه به شکل می توان ملاحظه نمود که در یک سطح استهلاک انرژی ثابت با افزایش ضخامت دیواربرشی فولادی از ۶mm به ۷mm شکل پذیری کاهش می یابد. در ضخامت های ۷mm و ۸mm منحنی استهلاک انرژی در مقابل شکل پذیری دیوار برشی فولادی رفتاری یکسان دارد. در صورتیکه با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی از ۸mm به ۱۰mm شکل پذیری به مقدار قابل توجهی مخصوصا در بالای منحنی کاهش می یابد. بیشترین تاثیر در میان پارامترهای مورد مطالعه ضخامت دیوار برشی فولادی می باشد.

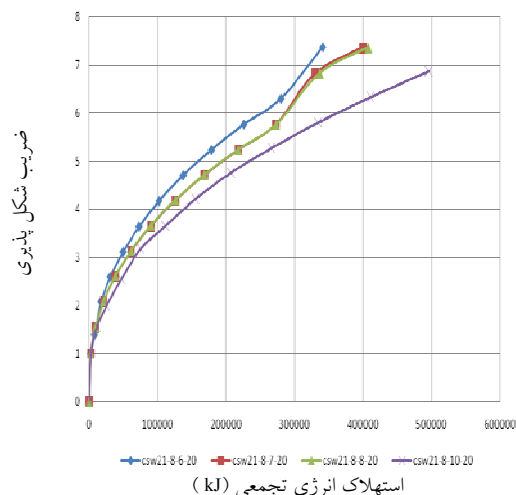
شکل ۲۷ منحنی تغییرات شکل پذیری سیستم فوق را برای ضخامت های ورق فولادی را نشان می دهد. با توجه به شکل می توان دریافت که با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی از ۶mm به ۸mm ضریب شکل پذیری تقریبا ثابت می ماند. در صورتی که با افزایش ضخامت از ۸mm به ۱۰mm ضریب شکل پذیری از ۷/۳۶ به ۷/۱ می رسد، که حدود ۳ درصد کاهش دارد. به دلیل افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی سختی سازه بیشتر شده و این مساله باعث کاهش نواحی تسلیم و همچنین کاهش گسترش ناحیه پلاستیک شده که نتیجتا تغییر شکلهای سازه که بیشترین تاثیر را از کرنشهای پلاستیک صفحه فولادی می گیرند کاهش داده می شود و نتیجتا ضریب شکل پذیری سازه کاهش می یابد. این تاثیر در ضخامت بیش از ۸mm بیشتر نمایان است. با توجه به آنکه کاهش شکل پذیری با افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار برشی قابل توجه نمی باشد. لذا در برآورد و تعیین ضخامت ورق معیارهای دیگر از قبیل استهلاک انرژی و افزایش مقاومت باید لحاظ گردد.



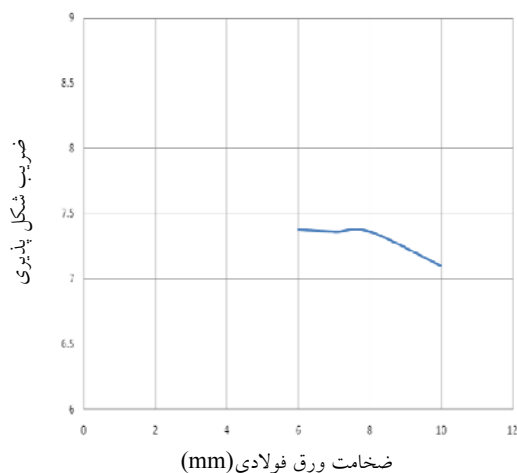
مقایسه شد. بر اساس مطالب ارائه شده خلاصه تاثیر پارامترهای اصلی در دیوار برشی فولادی کامپوزیت در جدول ۲ ارائه گردید.

به علت آنکه مقداری از شکل پذیری در ناحیه اتصال تیر به ستون کامپوزیت که اجازه تغییر شکل ستون کامپوزیت را دارد فراهم می شود بطوریکه با افزایش مقاومت بتن سهم شکل پذیری ناشی از دوران اتصال تیر به ستون کامپوزیت کاهش داده می شود، باعث کاهش ضریب شکل پذیری کل سیستم می گردد. به دلیل آنکه سهم شکل پذیری سازه بیشتر متأثر از تسلیم ورق فولادی دیوار برشی و تسلیم تیر رابط می باشد، بنابراین همین طور که انتظار می رود تغییرات در ضخامت بال تیر و ستون I شکل و ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت تاثیر زیادی بر شکل پذیری سازه ندارد. به دلیل افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی سختی سازه بیشتر شده و این مساله باعث کاهش نواحی تسلیم و همچنین کاهش گسترش ناحیه پلاستیک شده که نتیجتاً تغییر شکلهای سازه که بیشترین تاثیر را از کرنشهای پلاستیک صفحه فولادی می گیرند کاهش داده می شود و نتیجتاً ضریب شکل پذیری سازه کاهش می یابد. با توجه به اینکه بیشتر مکانیزم استهلاک انرژی در ورق فولادی دیوار برشی به علت شکل گرفتن مکانیزم میدان کشش و همچنین گسترش مفصل پلاستیک در تیرهای رابط رخ می دهد. افزایش مقاومت بتن تنها در ایجاد مفصل و گسترش آن در اتصال تیر به ستون مرکب نقش عمده ای دارد که این مقدار انرژی مستهلک شده به طور کلی در مقایسه با مکانیزمهای ذکر شده خیلی قابل توجه نیست. نتیجه اینکه افزایش مقاومت بتن جهت بهبود رفتار لرزه ای تاثیر مثبت چندانی نداشته است و فقط چنانچه نیاز مقاومتی جهت بارهای ثقلی باشد توصیه می شود.

میانگین، خطای استاندارد و پراکندگی ضریب شکل پذیری محاسبه شده برای تمامی نمونه ها به ترتیب برابر $\bar{\mu} = 7/39$ ، $S_{\mu} = 0/2$ ، $V_{\mu} = 0/3$ می باشد. با توجه به اینکه مقدار خطای استاندارد و پراکندگی نشانه ای از پراکندگی نمونه ها است و این مقادیر کوچک می باشد لذا



شکل (۲۶): منحنی های استهلاک انرژی تجمعی با شکل پذیری سازه برای مدل های با ضخامت های مختلف ورق دیوار برشی فولادی



شکل (۲۷): منحنی ضریب شکل پذیری دیوار برشی فولادی کامپوزیت مدل های با ضخامت های مختلف دیوار برشی فولادی

جمع بندی

با توجه به تغییر پارامترهای اصلی مشتمل بر ضخامت دیوار برشی فولادی، ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت، ضخامت بال تیر و ستون I شکل و مقاومت مشخصه بتن پرکننده ستون کامپوزیت به بررسی و مقایسه رفتار مدلها با یکدیگر و همچنین تحلیل نتایج پرداخته شده است. منحنی های هیستریزس، استهلاک انرژی تجمعی و ضریب شکل پذیری در مورد هر یک از پارامترهای اصلی با هم

مقدار میانگین یک مبین خوب از متوسط نمونه ها برای توزیع تابع احتمال می باشد. با توجه به پارامترهای جامعه آماری فوق ضریب شکل پذیری با احتمال ۵٪ (اندیس

ایمنی ۳/۵) برای سیستم دیوار برشی فوق معادل $\mu_{8\%} = 7/1$ محاسبه می شود.

جدول (۲): تأثیر پارامترهای اصلی دیوار برشی فولادی مرکب بر عملکرد (مقاومت نهایی، ضریب شکل پذیری و استهلاک انرژی)

عملکرد	تغییرات پارامترها	مقاومت دینامیکی	ضریب شکل پذیری	استهلاک انرژی
	افزایش $f'c$ (15MPa تا 40MPa)	٪۱۳	٪-۹	٪۱۰
	افزایش ضخامت ورق ستون کامپوزیت (6mm تا 12mm)	٪۷	٪-۱/۴	٪۱۷
	افزایش ضخامت بال تیرها و ستونهای I (15mm تا 30 mm)	٪۱۸	٪-۳/۶	٪۱۸
	افزایش ضخامت دیوار برشی (6 mm تا 10 mm)	٪۱۹	٪-۳	٪۳۱

نتیجه گیری

با توجه به آنالیزهای دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی و منحنی های پاسخ و با اهمیت به ظرفیت شکل پذیری سیستم فوق نتایج زیر به همراه روشهای بهبود در طراحی ارائه شده است.

۱- سیستم لرزه ای فوق با تمامی جزئیات مدلسازی گردید، تطابق نتایج مدل کامپیوتری با نمونه آزمایشگاهی نشان می دهد که مدلسازی از صحت و دقت بالایی برخوردار می باشد.

۲- در تمامی منحنی های هیستریزس نتایج زیر حاصل شد؛ الف) با افزایش تعداد سیکلها سختی سازه کاهش می یابد که مبین گسترش نواحی تسلیم در ورق دیوار و تیرهای رابط است.

ب) منحنی ها از نوع پاسخ برشی با شیب باربرداری نسبت قائم بوده که توانمندی نمونه را در پاسخ به بارهای لرزه ای و استهلاک انرژی نشان می دهد.

ج) نمونه دارای خاصیت جذب و استهلاک بالا می باشد که سطح بالای زیر منحنی گویای ادعای فوق می باشد.

۳- اثر مقاومت مشخصه بتن داخل ستون کامپوزیت در مقاومت دینامیکی نمونه ها با مقاومت بتن بالاتر کم می باشد، به طوریکه مقاومت دینامیکی نمونه با مقاومت

مشخصه ۱۵MPa حدود ۱۱٪ کمتر از مقاومت نهایی نمونه با مقاومت مشخصه ۴۰MPa می باشد. و مقاومت نهایی نمونه با مقاومت مشخصه ۳۵ MPa تنها ۲٪ کمتر از مقاومت نهایی نمونه با مقاومت مشخصه ۴۰MPa می باشد، بنابراین بنظر می رسد که افزایش مقاومت بتن به مقادیر بیشتر از مقاومت مشخصه ۳۵ MPa تاثیری قابل توجهی در افزایش مقاومت لرزه ای نهایی نمونه ندارد.

۴- با افزایش مقاومت مشخصه بتن از ۱۵ MPa تا ۲۱MPa ضریب شکل پذیری سازه به طور ناگهانی از ۸/۱۳ به ۷/۳۵ کاهش می یابد. در صورتیکه با افزایش مقاومت مشخصه بتن از ۲۱ MPa تا ۴۰ MPa شکل پذیری سازه تغییر چندانی ندارد. بنابراین افزایش مقاومت بتن به بیش از ۲۰ MPa بهبودی در ظرفیت شکل پذیری سازه نخواهد داشت.

۵- مقاومت نهایی نمونه با ضخامت حداقل ورق دور ستون کامپوزیت (۶mm) حدود ۷٪ کمتر از مقاومت نهایی نمونه با ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت ۱۲mm می باشد که ناچیز است. بنابراین اثر ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت در مقاومت دینامیکی نهایی سیستم قابل توجه نمی باشد.



۶- افزایش ضخامت ورق دور ستون کامپوزیت (از ۶mm به ۱۲mm) تنها کاهش ۱/۴ درصدی در ضریب شکل پذیری ولی افزایش ۱۷ درصدی در انرژی مستهلک شده توسط سیستم دیوار برشی مرکب دارد. بنابراین افزایش ضخامت ورق ستون فوق منجر به بهبود رفتار لرزه‌ای می‌گردد.

۷- اثر ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل در مقاومت نهائی نمونه‌ها بدین صورت است که مقاومت نهائی نمونه با ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل ۱۵mm حدود ۱۵٪ کمتر از مقاومت نهائی نمونه با ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل ۲۰mm می‌باشد و مقاومت نهائی نمونه با ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل ۲۰mm تنها ۳٪ کمتر از مقاومت نهائی نمونه با ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل ۳۰mm می‌باشد، بنابراین، افزایش ضخامت بال تیرها و ستونهای I شکل به مقادیر بیشتر از ۲۰mm تاثیری قابل توجهی در افزایش مقاومت نهائی نمونه ندارد.

۸- با افزایش ضخامت بال تیر و ستون I شکل از ۱۵ mm به ۳۰ mm تنها ۳/۶ درصد از ضریب شکل پذیری سازه کم می‌شود که این مقدار بسیار ناچیز می‌باشد. در صورتیکه افزایش ضخامت فوق به ۲۵ mm، افزایش ۱۸ درصدی در استهلاک انرژی داشته و با افزایش بیش از ۲۵ mm مقدار استهلاک انرژی ثابت می‌ماند بنابراین افزایش ضخامت فوق به بیش از ۲۵ mm مزیتی نداشته و توصیه نمی‌گردد.

۹- با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی از ۶mm به ۸mm ضریب شکل پذیری ثابت می‌ماند. در صورتی که با افزایش ضخامت از ۸mm به ۱۰mm حدود ۳ درصد کاهش دارد. در صورتیکه افزایش ضخامت منجر به افزایش ۳۱ درصدی استهلاک انرژی شده است بنابراین بهترین تاثیر در بهبود ظرفیت شکل پذیری با افزایش ضخامت ورق فولادی حاصل می‌گردد.

۱۰- اثر ضخامت دیوار برشی فولادی در مقاومت دینامیکی نمونه‌ها بدین صورت می‌باشد که مقاومت نهائی نمونه با ضخامت دیوار برشی فولادی ۶ mm حدود ۱۹٪ کمتر از

مقاومت نهائی نمونه با ضخامت دیوار برشی فولادی ۱۰mm می‌باشد. می‌توان گفت بیشترین تاثیر در مقاومت نهائی نمونه در اثر تغییر در ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد که ۱۹٪ افزایش دارد.

۱- میانگین، خطای استاندارد و پراکندگی ضریب شکل پذیری برای تمامی نمونه‌ها به ترتیب $\bar{\mu} = 7/39$ ، $S_{\mu} = 0/2$ ، $V_{\mu} = 0/03$ بدست می‌آید، بطوریکه ضریب شکل پذیری با احتمال ۵درصد (اندیس ایمنی ۳/۵) که جهت طراحی استفاده می‌شود معادل $\mu = 7$ محاسبه و توصیه می‌گردد.

مراجع

۱. تالیف، صبوری قمی، سعید «سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی» انتشارات انگیزه، سال ۱۳۸۰
2. Astaneh-Asl. A (2001). "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls". Steel TIP~ Report. Structural Steel Educational Council, Moraga. California July.
3. Tinier, P. A. and Kulac, G.I., (1983) "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 114, University of Alberta, Canada,
4. Takanashi, Y., Takemoto, T., and Tagaki, M. (1973), "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load" Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon. Portugal.
5. Sabouri-Ghomi. S. and Roberts. T.M. (1992). "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations", Engineering Structures, 14, no. 5. PP. 309-317.
6. Elgaaly, M. and Caccese, V., (1993) "Post-buckling Behavior of Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Loads", 1. of Str. Engrg. ASCE. 119, n. 2. PP. 588-605.
7. Caccese. V. and Elgaaly. M., (1993) "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", 1. of Str. Engrg., ASCE. 119. N. 2. PP. 573-587
۸. آئین نامه : دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود ایران
9. Qiuhong zhao and Abolhassan Astaneh-ASL. (2007) " seismic Behavior of steel shear wall systems and Application of smart structures Technology" steel structures 7 (2007)61-67



مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه ای اتصالات خورجینی متداول و معیار های پذیرش آنها

حمیدرضا امیری هرمزکی^۱، علی اکبر آقا کوچک^۲

(دریافت ۸۹/۱۱/۲۱، پذیرش ۹۱/۶/۲۵)

چکیده

در این مقاله که در راستای شناخت رفتار اتصال خورجینی تحت اثر بارهای چرخه ای است، از آزمایش بر روی شش نمونه متفاوت اتصال خورجینی بهره گرفته می شود. در ابتدا جزئیات هر یک از نمونه ها و همچنین پیکربندی و پروتکل بارگذاری استفاده شده در آزمایشات معرفی میشود. سپس مشاهدات حین آزمایش شامل محل و چگونگی ترک خوردگیهای اولیه و نهایی هر یک از نمونه ها مورد بررسی قرار گرفته و همچنین منحنی لنگر-چرخش آنها ارائه میگردد. پس از آن منحنی پشتواره مربوط به منحنی لنگر-چرخش هر یک از نمونه ها ترسیم و همچنین سطوح عملکرد آنها برحسب زاویه چرخش اتصال تعیین میگردد. در پایان نتایج آنالیز المان محدود این نمونه ها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی، شامل منحنی های لنگر-چرخش، سختی اولیه و مقاومت نهایی با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه میگردد. مطابق آزمایشات انجام شده، عامل اصلی کاهش باربری لنگر در اتصالات خورجینی متداول تحت بارهای چرخه ای، شکست در جوشهای نبشی اتصال فوقانی به تیر و یا ستون است. بر این اساس در صورت حفظ مقاومت لازم برای تحمل بارهای ثقلی، اتصال به یک اتصال قیچی سان تبدیل شده و رفتار خمشی آن را میتوان کنترل شونده بر اساس تغییر شکل در نظر گرفت.

کلمات کلیدی

اتصال خورجینی، رفتار چرخه ای، ترک خوردگی، منحنی پشتواره، معیارهای پذیرش، روش المان محدود

Experimental Study Of Cyclic Behavior Of conventional Saddle Kike Connections and Their Acceptance Criteria

H.Amiri Hormozaki, A.A.Aghakouchak

ABSTRACT

In this paper, which is aimed to study the behavior of saddle like connections under cyclic loading, results of experiments on six different specimens are utilized. Initially details of each specimen and its setup and loading protocol are presented. Then observations during the tests consisting of position and situation of initial crack and final fracture are discussed and the moment-rotation curves are presented. Subsequently backbone curve of each specimen is provided and the performance levels are determined. Finally the results of finite element analysis consisting of moment-rotation curves, initial stiffness and ultimate strength are compared with those obtained from tests. Based on the tests conducted in this research, the main reason for reduction in moment capacity of the saddle like connections is fracture in the welds that connect top angle to column or beam. Therefore if the load bearing capacity of the connection for gravity loads is maintained, the connection behaves as a scissor like and moment carrying behavior of it can be considered as deformation control one.

Keywords

Saddle Connection, Cyclic Behavior, Fracture, Backbone Curve, Acceptance Criteria, Finite Element Method

^۱ دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس: h_amiri@modares.ac.ir

^۲ استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس: a_gha@modares.ac.ir (نویسنده مسئول)



مطالعه بر روی این موضوع پرداختند. تحقیقات انجام شده در این زمینه را میتوان به سه دسته اصلی زیر تقسیم نمود:

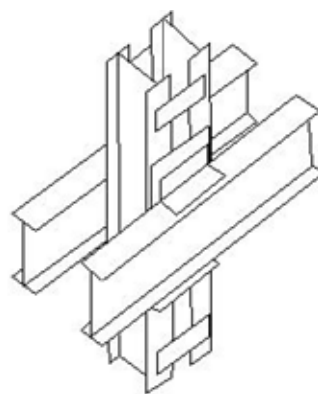
الف: تحقیقات انجام شده جهت شناخت رفتار اتصال خورجینی

ب: تحقیقات انجام شده جهت ارائه راهکارهای مناسب مقاوم سازی اتصال

ج: تحقیقات انجام شده بر روی رفتار قابهای دارای این نوع اتصال

با توجه به آنکه هدف اصلی در تحقیق حاضر، شناخت رفتار اتصال خورجینی است در اینجا مروری سریع بر تاریخچه تحقیقات دسته اول صورت خواهد گرفت. یکی از اولین آزمایشات انجام شده در این زمینه توسط مقدم و وکرمی [۱] در سال ۱۳۷۰ مرکز تحقیقات مسکن انجام شد. با انجام این آزمایش مواردی همچون سختی اولیه، منحنی لنگر-چرخش و چگونگی شکست نمونه ها تحت بار یکنوا مشخص گردید. پس از آن طاحونی و فرجودی [۲] در یک کار آزمایشگاهی با اعمال بارگذاری یکنوا بر روی ۵ نمونه، منحنی لنگر-چرخش و درجه گیرداری آنها را بدست آوردند. ایندو محقق درجه گیرداری اتصال را ۷۰ درصد بدست آوردند که قابل توجه بود. آفاکوچک و حسینخان [۳] با انجام آزمایشاتی در مرکز تحقیقات مسکن، سختی اولیه و مقاومت نهایی این اتصالات هنگامی که در ستونهای گوشه و میانی مورد استفاده قرار گیرند را تعیین نمودند. ایندو محقق همچنین رفتار این اتصالات تحت بارهای چرخه ای را، مورد بررسی قرار دادند. فلاح و برخورداری [۴] در سال ۱۳۷۳ با کالیبره نمودن رابطه کالسن بر اساس نتایج حاصل از آزمایشات مقدم و وکرمی، رفتار غیر خطی اتصال را در قابهایی که قصد انجام آنالیز بر روی آنها را داشتند منظور نمودند. در همان سال طریقت و مالک [۵] به بررسی رفتار الاستیک اتصال و چگونگی تمرکز تنش تحت بارهای یکنوا پرداختند. در این سال یعقوبی و رازانی [۶] نیز به منظور تعیین درجه گیرداری، مقاومت نهایی و شکل پذیری این اتصال، آزمایشهایی را بر روی ۱۲ نمونه مختلف این اتصال انجام دادند. در این

امروزه سازه های فولادی یکی از انواع پرکاربرد سازه ها می باشد که در بیشتر نقاط دنیا مورد استفاده قرار می گیرند. در کشور ما نیز استفاده از این نوع سازه ها از چند دهه پیش رواج یافته است. متأسفانه در دهه های نخست استفاده از آنها، بدلیل کمبود امکانات و عدم وجود تکنولوژی مناسب و همچنین صرفه جویی اقتصادی، بعضی جزئیات در اتصالات مورد استفاده قرار گرفته اند که در نقاط دیگر دنیا سابقه ای ندارند. یکی از جزئیات مورد استفاده، اتصال خورجینی است که تنها در کشور ما بطور گسترده ای مورد استفاده قرار گرفته است. در این نوع اتصال، تیرها از کنار ستونها به صورت سرتاسری عبور کرده و توسط نبشی هایی در بالا و پائین تیر مطابق شکل (۱) به ستون متصل می گردد. برای پرهیز از جوش بالاسری نبشی بالایی و پایینی به ترتیب کوچکتر و بزرگتر از بال تیر در نظر گرفته می شوند. پس از زلزله ای که در شمال کشور (رودبار و منجیل) در سال ۶۹ اتفاق افتاد، محققان به رفتار لرزه ای نامناسب این نوع اتصالات در هنگام زلزله و اهمیت آن پی بردند. اهمیت رفتار لرزه ای این اتصال از آنجا ناشی میگردد که شکست در جوش نبشی پایینی، باعث عدم باربری ثقلی این اتصال و فروریزش سقف و در نتیجه تخریب سازه می شود.



شکل (۱): اتصال خورجینی متداول

از اینرو مطالعه رفتار این اتصال به یکی از موضوعات تحقیقاتی در کشور بدل شد و محققان بسیاری به تحقیق و

آزمایشها سه نمونه مختلف از اتصالات خورجینی شامل اتصالات متداول و تقویت شده مدنظر قرار گرفت. این دو محقق در محل اتصالات، تغییر شکلهای خمشی زیادی را در اتصالات خورجینی مشاهده نمودند که به جوش های کناری نبشی های اتصال مخصوصاً نبشی زیرین اتصالات خورجینی تنش های زیاد برشی وارد می ساخت و باعث ترک خوردگی و شکست زودرس از گوشه های اتصالات و بسط آنها در سراسر طول جوش می گردید. ملکی و تهرانی زاده [۷] با انجام تحلیل دینامیکی بر روی قابهای آزمایش شده، سختی اولیه این نوع از اتصالات را تعیین نمودند. در سال ۱۳۷۸ مزروعی و مصطفایی [۸] با انجام آزمایش بر روی نمونه هایی از اتصالات خورجینی به بررسی رفتار این نمونه ها تحت بار چرخه ای پرداختند. در نمونه های استفاده شده در این آزمایشات دور تا دور یک بال نبشی بالایی به تیر جوش گردید، در حالی که در اتصالات خورجینی متداول تنها لبه بال به تیر جوش می گردد. به دلیل هندسه جوش عنوان شده شکست واضحی در جوشها مشاهده نگردید.

در همان سال صادقان و مقدم [۹] با استفاده از نرم افزار ANSYS این اتصال را بصورت ساده و همچنین تقویت شده تحت بار یکنوا آنالیز نموده و رفتار آن را مورد بررسی قرار دادند. متعاقباً میرقادری و دهقانی [۱۰] آزمایشهایی بر روی اتصالات خورجینی انجام دادند که یک نمونه از آنها اتصال متداول و بقیه بصورت تقویت شده بودند. آنها جوش نبشیها به تیر را آسیب پذیر دانستند. در همان سال مقدم و موید علایی [۱۱] با انجام آزمایش بر روی شش نمونه مختلف از این اتصال، چرخش و لنگر ترک خوردگی، سختی اولیه و چرخش نهایی آنها را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق برخلاف تحقیق انجام شده توسط میرقادری و دهقانی، جوشهای نبشی به ستون آسیب پذیر شناخته شد. در این تحقیق لنگر ترک خوردگی برای نمونه ها بین ۰/۰۱ تا ۰/۱۵۵ رادیان بدست آمد. پس از آن مقدم و معاونی با مدلسازی و آنالیز المان محدود این نمونه ها تحت بارهای اعمالی در آزمایش به بررسی نتایج

حاصل از آزمایش پرداختند. کاوه و فاضل [۱۲] در سال ۱۳۷۸ با استفاده از آنالیزهای المان محدود و همچنین شبکه عصبی به پیش بینی منحنی لنگر - چرخش اتصال پرداختند. آقاچوچک و وشکینی [۱۳] نیز در سال ۱۳۸۰ با انجام آزمایشات بر روی قابهای دارای این اتصال، رفتار این اتصال را مورد بررسی قرار دادند. در سال ۱۳۸۶ مقدم و پیرایه گر [۱۴] با استفاده از روشهای مایکرومکانیکال جهت پیش بینی شکست، به بررسی رفتار یکی از نمونه های استفاده شده در آزمایشات مقدم و موید علایی پرداختند و با استفاده از این روشها به پیش بینی دوران ترک خوردگی تحت بارگذاری یکنوا پرداختند و دورانی معادل با ۰/۰۰۹ رادیان را برای ترک خوردگی اولیه در نمونه بدست آوردند.

همانطور که ملاحظه میگردد تاکنون تحقیقات ارزشمندی در زمینه شناخت رفتار اتصال خورجینی انجام شده است و این تحقیقات زوایای زیادی را در این زمینه روشن ساخته است. یکی از مسائلی که اخیراً در کشور مورد توجه قرار گرفته است مقاوم سازی سازه های موجود از جمله سازه های فولادی همراه با اتصال خورجینی می باشد. ارزیابی میزان آسیب پذیری لرزه ای سازه ها و همچنین ارائه طرح مقاوم سازی آنها، نیازمند شناخت مناسب رفتار لرزه ای اعضا از جمله اتصالات است. متأسفانه در حال حاضر بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات خورجینی، در آیین نامه های مربوط از جمله دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود [۱۵] ضوابطی برای کنترل این نوع از اتصالات ارائه نشده است.

راهکارهایی که جهت شناخت رفتار لرزه ای یک جزء سازه ای و ارائه معیار پذیرش برای آن وجود دارد در برخی از آیین نامه ها همچون آیین نامه FEMA [۱۶] ذکر شده است. در این روش نخست اتصال تحت اثر بارهای رفت و برگشتی مطابق پروتکل های ارائه شده در آیین نامه ها، قرار میگیرد و پس از آن با بررسی و مطالعه بر روی منحنی های لنگر- چرخش و همچنین چگونگی شکست اتصال به رفتار لرزه ای اتصال پی برده میشود. ازاینرو در

جدول (۱): مشخصات مربوط به نمونه ها

نمونه	مقطع تیر	مقطع نبشی بالایی	مقطع نبشی پایینی	طول نبشی (cm)
T1	IPE180	80*80*8	100*100*10	۱۰
T2	IPE180			۱۵
T3	IPE180			۲۰
T4	IPE220	100*100*10	120*120*12	۱۰
T5	IPE220			۱۵
T6	IPE220			۲۰

همچنین در جدول (۳) لنگر تسلیم و پلاستیک مربوط به هر یک از مقاطع IPE که در قسمتهای بعدی این مقاله مورد استفاده قرار می گیرد نیز ارائه شده است.

جدول (۲): مشخصات مربوط به جوش و فولاد

مقطع	σ_y (Mpa)	σ_u (Mpa)	ϵ_u (%)	E.L.(%)
L80*80*8	۳۱۰	۴۸۸/۵	۱۹	۲۷/۴
L100*100*10	۳۰۸	۴۸۶/۳	۱۶/۶	۲۵
L120*120*12	۲۵۳	۳۸۰/۷	۲۱	۳۲
IPE 180	۲۷۷	۴۰۵/۳	۱۹/۵	۲۹/۵
IPE 220	۲۵۸	۳۸۵	۲۱	۳۱/۶

جدول (۳) : لنگر تسلیم و پلاستیک مقاطع تیرها بر حسب

(ton.m) بر اساس تنش تسلیم واقعی

و تنش تسلیم اسمی 2400 kg/cm^2

تنش تسلیم واقعی		تنش تسلیم اسمی $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$		مقطع IPE
M_p	M_v	M_p	M_v	
۸/۳	۷/۲	۹/۴	۸/۲	IPE 180
۱۳/۹	۱۲/۱	۱۴/۹۵	۱۳	IPE 220

۳- برپایی مجموعه آزمایشگاهی و روش بارگذاری

با توجه به تجربیات مطالعات گذشته و اهمیت رفتار نبشی ها در تعیین رفتار اتصال، مجموعه آزمایشگاهی مطابق شکل (۲) برپا گردید. در این پیکربندی دو تیر از کنار مقطعی قوطی شکل عبور کرده و توسط نبشی های بالا و پایین به آن متصل میگردد. مقطع جعبه ای شکل نیز به وسیله پیچهایی در سر تاسر طول خود به قاب اصلی متصل شده است تا از تغییر شکل در آن جلوگیری کند. به این

این تحقیق سعی می گردد تا بر اساس راهکار فوق الذکر تا حد ممکن از رفتار چرخه ای اتصالات خورجینی متداول شناخت حاصل

شود. منظور از اتصالات خورجینی متداول، اتصالاتی است که در شکل (۱) ارائه شده و اتصالاتی که با استفاده از راههای مختلف تقویت شده اند شامل مطالعه حاضر نمی شوند.

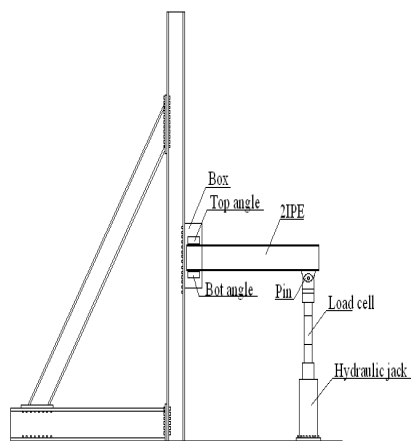
۲- آزمایشات انجام شده بر روی اتصال :

- نمونه ها:

بر طبق تحقیقات انجام شده در گذشته، طول هر یک از نبشی های بالایی و پایینی و همچنین ارتفاع تیر می تواند تأثیر قابل ملاحظه ای بر روی رفتار اتصال خورجینی داشته باشد. به همین جهت در این تحقیق از اتصالاتی با طول های متفاوت نبشی و همچنین تیرهایی با ارتفاع متفاوت جهت انجام آزمایشات استفاده گردید. در تعیین جزئیات نمونه ها، نتایج سونداژ های انجام شده در مدارس کشور نیز مدنظر قرار گرفت تا نمونه ها معرف نمونه های استفاده شده در ساختمانهای متداول کشور باشد. در این نمونه ها یکی از بالهای نبشی پایینی توسط یک جوش افقی و دو جوش قائم به ستون متصل شدند. همچنین بال دیگر این نبشیها تنها در لبه خود به تیر جوش گردیدند. در مورد نبشی های بالایی نیز به همین منوال عمل گردید. در این تحقیق جمعاً شش نمونه مورد آزمایش قرار گرفت که مشخصات هر یک شامل مقطع تیر، ابعاد و طول نبشی جدول (۱) آورده شده است. لازم بذکر است که فولاد مورد استفاده در انجام این آزمایش ST37 و الکتروود مورد استفاده جهت جوشکاری E6013 می باشد که مشخصات مربوط به هر یک از آنها (فولاد و جوش) که از تست کشش بدست آمده در جدول (۲) آورده شده است.



می‌نماید. در این نقطه تیر به وسیله ورق‌هایی تقویت شده و از صلبیت کافی برخوردار است. در این آزمایشها جابجایی انتهای تیر(در محل اعمال نیرو) با استفاده از دو جابجایی سنج در تیرهای سمت راست و چپ اندازه گیری می‌گردد و متوسط ایندو به عنوان جابجایی در این نقطه منظور می‌گردد. همچنین جابجایی خارج از صفحه نیز با استفاده از یک جابجایی سنج اندازه گیری می‌گردد.



ترتیب تغییر شکل ستون حذف شده و تغییر شکل‌ها تنها مربوط به تیر و اتصال است. (شکل (۲)). در این مجموعه، نیرو از طریق جک به انتهای تیر اعمال می‌شود. در بالای این جک، مابین جک و نقطه اعمال نیرو، از نیروسنج جهت اندازه گیری نیروی اعمالی استفاده شده است. به جهت جلوگیری از ایجاد هر گونه لنگر در نقطه اعمال نیرو، مفصلی مطابق شکل (۳-الف) نیرو را به تیر اعمال



شکل (۲): Setup استفاده شده در آزمایشات



ب: چگونگی اندازه گیری دوران در اتصال



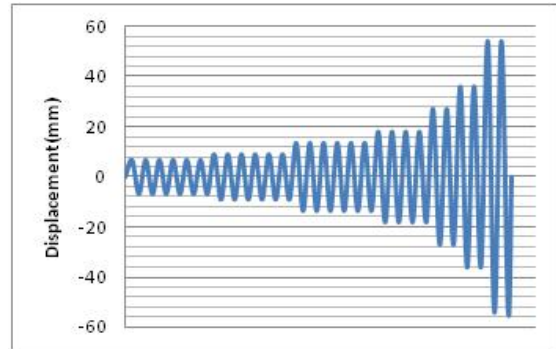
الف: مفصل استفاده شده در نقطه اعمال نیرو

شکل (۳): جزئیات استفاده شده در Setup آزمایشگاهی

فاصله بین دو محل اندازه گیری، مقدار دوران هر سمت از اتصال محاسبه می‌گردد و با متوسط گیری از این دو دوران(در تیر سمت چپ و راست) مقدار دوران کل تعیین می‌گردد. از جابجایی سنج‌هایی نیز جهت اندازه گیری

برای اندازه گیری چرخش در اتصال از اجزای T شکل متصل به جان مطابق شکل (۳-ب) استفاده شده است. در طول انجام آزمایش، با اندازه گیری میزان جابجایی افقی در بالا و پائین این T شکل و تقسیم مجموع جابجایی‌ها به

جابجایی در راستای قائم بال های نشیها به تیر استفاده گردید که در شکل (۳) آورده شده است. برای بارگذاری نمونه از پروتکل بارگذاری ارائه شده در مرجع [۱۵]، استفاده گردید. اندازه جابجایی اعمالی به انتهای تیر در سیکلهای مختلف در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل (۴): جابجایی اعمال شده به سر تیر

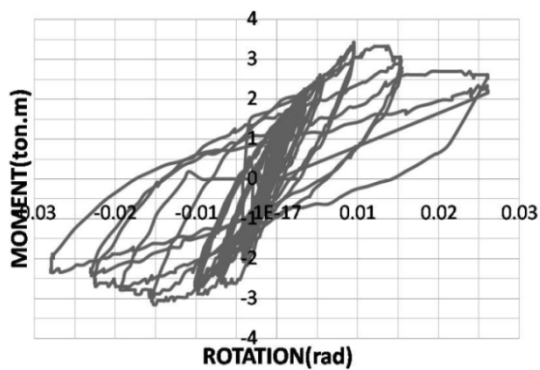
طبق پروتکل بارگذاری

۴- مشاهدات آزمایش:

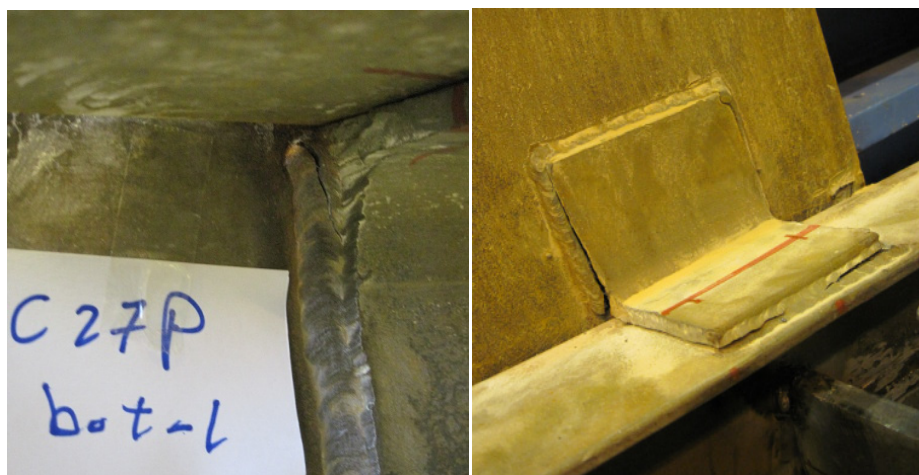
در این بخش مشاهدات صورت گرفته در آزمایشات برای هر یک از نمونه ها به تفکیک مورد بررسی قرار می گیرد. به جهت اختصار شماره سیکل های شروع ترک خوردگی در نمونه ها و نوع و میزان شکست های موجود در آنها پس از پایان آزمایشات به ترتیب در جداول (۵) و (۴) آورده شده است و از بیان آنها در توضیحات ذیل خودداری می گردد.

نمونه T1 :

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۵) نشان داده شده است. در این آزمایش، نخست ترک خوردگی در یکی از جوشهای قائم نشی بالایی به ستون در تیر سمت راست اتفاق افتاد. پس از آن به ترتیب ترک خوردگی در جوش نشی بالایی به تیر در تیر سمت چپ، جوش نشی پایینی به تیر در تیر سمت راست و جوش دیگر نشی بالایی به ستون در همین تیر اتفاق افتاد. در نهایت جوش نشی های بالا به تیرها و ستونها دچار ترک خوردگی زیادی در طول خود شدند و به همین دلیل اتصال ظرفیت لنگر گیری خود را از دست داد (شکل (۶)).



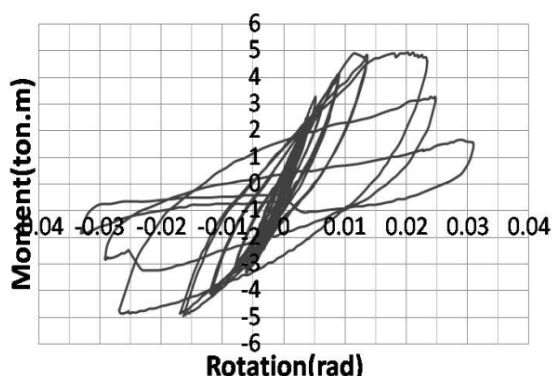
شکل (۵): منحنی لنگر - چرخش نمونه T1 تحت اثر بارگذاری چرخه ای



شکل (۶): تصاویری از شکستهای مشاهده شده در نمونه T1

نمونه T2:

به تیرها ظرفیت تحمل لنگر اتصال به نحو چشمگیری کاهش یافت (شکل ۸).



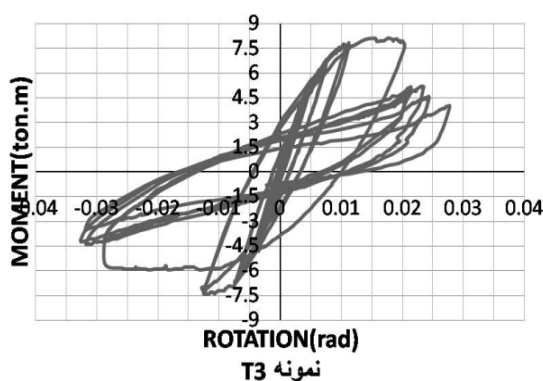
شکل (۷): منحنی لنگر - چرخش نمونه T2 تحت اثر بارگذاری چرخه ای

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۷) نشان داده شده است. در این اتصال، نخست، ترک خوردگی در جوش نبشی بالایی به تیر سمت راست مشاهده گردید و پس از آن در سیکلهای بعدی جوش نبشی پائینی به همین تیر و نبشی پائینی به ستون نیز شکست هایی مشاهده شد. سپس شکست های دیگری در جوش نبشی به تیر در سمت چپ نیز اتفاق افتاد. در نهایت ترک خوردگی های دیگری نیز ایجاد گردید و ترک خوردگیهای قبلی نیز با افزایش طول مواجه شدند به طوری که با شکست جوشهای نبشی های بالایی



شکل (۸): تصاویری از شکستهای مشاهده شده در نمونه T2

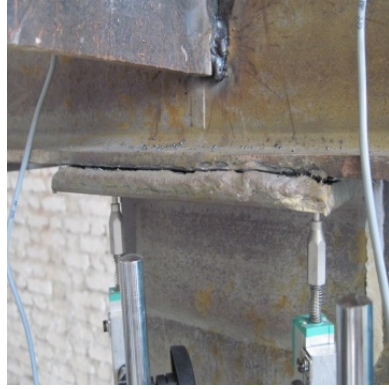
آنجا که جوشهای مربوط به نبشی بالایی به تیر سمت چپ نیز دچار شکست گردیدند (شکل ۱۰).



شکل (۹): منحنی لنگر - چرخش نمونه T3 تحت اثر بارگذاری چرخه ای

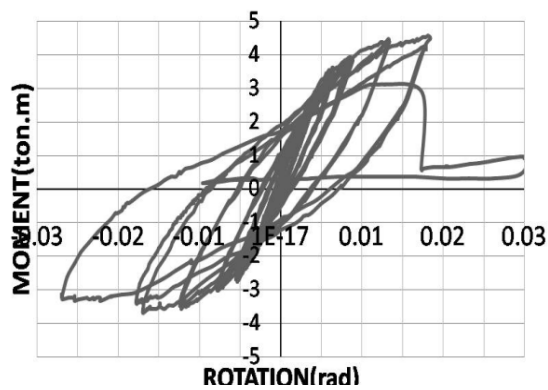
نمونه T3:

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۹) نشان داده شده است. در این آزمایش نخست ترک خوردگی در جوش نبشی پائینی تیر سمت راست به ستون و جوش نبشی بالایی به ستون در همان تیر اتفاق افتاد. پس از آن ترک خوردگی در جوش نبشی پائینی به تیر سمت چپ و همچنین جوش نبشی پائینی به تیر سمت راست اتفاق افتاد. در سیکلهای بعدی این آزمایش جوش نبشی پائینی به تیر سمت راست دچار شکست ناگهانی در کل طول خود گردید به دلیل کیفیت نامناسب آن بود. پس از آن ظرفیت تحمل لنگر اتصال کاهش قابل ملاحظه ای یافت اما آزمایش ادامه پیدا کرد تا



شکل (۱۰): تصاویری از شکستهای مشاهده شده در نمونه T3

نمونه T4:



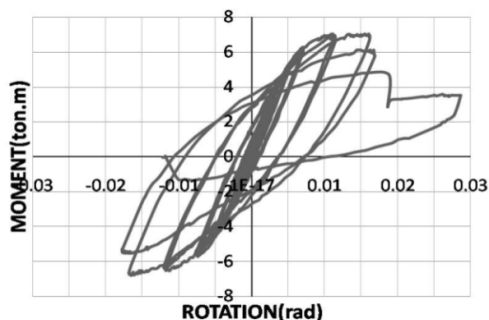
شکل (۱۱): منحنی لنگر - چرخش نمونه T4 تحت اثر بارگذاری چرخه ای

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۱۱) نشان داده شده است. در این آزمایش نخست ترک خوردگی در جوش نبشی پائینی به تیر در تیر سمت چپ مشاهده گردید. پس از آن ترک خوردگی هایی در جوش نبشی بالایی تیر سمت راست به تیر و ستون در همین تیر ایجاد گردید. در سیکلهای بعدی ترک خوردگی به میزان ۱ تا ۲ سانتی متر در جوش نبشی پائینی به ستون اتفاق افتاد. در نهایت جوش های نبشی بالایی تیر سمت چپ و راست به تیرها دچار شکست کلی گردید و ظرفیت تحمل لنگر اتصال کاهش قابل توجهی یافت و آزمایش متوقف گردید (شکل (۱۲)).



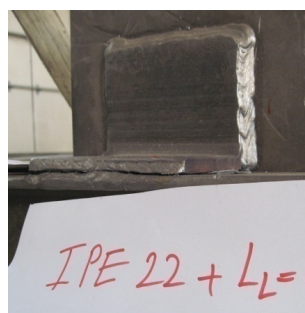
شکل (۱۲): تصاویری از شکست و تغییر شکل مشاهده شده در نمونه T4

نمونه T5:



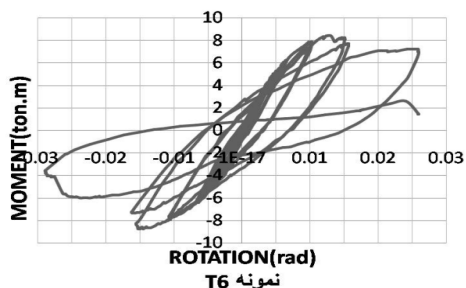
شکل (۱۳): منحنی لنگر - چرخش نمونه T5 تحت اثر بارگذاری چرخه ای

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در این اتصال نخست ترک خوردگی در جوش نبشی به تیر در تیر سمت راست ایجاد گردید. سپس ترک خوردگی هایی در جوش های نبشی بالایی به تیر و نبشی پائینی به تیر در تیر سمت چپ ملاحظه شد. پس از آن جوش نبشی بالایی تیر سمت چپ به ستون نیز دچار شکست اولیه گردید. در نهایت پس از تحمل شکست های کلی در جوش نبشی های بالایی به تیرها، اتصال ظرفیت تحمل لنگر خود را به صورت قابل توجهی از دست داد (شکل (۱۴)).



شکل (۱۴): تصاویری از شکستهای مشاهده شده در نمونه T5

نمونه T6:



شکل (۱۵): منحنی لنگر - چرخش نمونه T6 تحت اثر بارگذاری چرخه ای

منحنی لنگر- چرخش ایجاد شده در اتصال در طول آزمایش در شکل (۱۵) نشان داده شده است. در این آزمایش نخست جوش یک سمت نبشی بالایی به ستون در تیر سمت چپ، دچار ترک خوردگی با طول نسبتاً زیاد (در حدود ۵ سانتی متر) گردید. پس از آن جوش یک سمت نبشی بالایی به ستون در تیر سمت راست نیز دچار شکست کلی شد. در سیکلهای بعدی جوش سمت دیگر نبشی به ستون در تیر سمت چپ نیز دچار شکست کلی شد. در سیکلهای بعدی ترک خوردگی های دیگری در جوش ها اتفاق افتاد و در نهایت جوش نبشی های بالایی به تیر نیز دچار شکست کلی شدند و ظرفیت تحمل لنگر اتصال کاهش قابل توجهی یافت (شکل (۱۶)).



شکل (۱۶): تصاویری از شکستهای مشاهده شده

در نمونه T6

جدول (۴): میزان ترک خوردگی در جوشهای نمونه ها پس از انجام آزمایش

نمونه	تیر	جوش نبشی بالایی		جوش نبشی پائینی	
		به تیر	به ستون	به تیر	به ستون
T1	راست	شکست کامل	شکست کامل	۱سانتی متر در دو سمت	-----
	چپ	۲تا۳سانتی متر در دو سمت	۲سانتی متر در دو جوش قائم	۲سانتی متر در یک سمت	۳تا۴سانتی متر در یک جوش قائم
T2	راست	شکست کامل	۲تا۳سانتی متر در دو جوش قائم	----	۳تا۴سانتی متر در یک جوش قائم
	چپ	شکست کامل	۲تا۳سانتی متر در یک جوش قائم	-----	-----
T3	راست	۲تا۳سانتی متر در هر دو سمت	۲تا۳سانتی متر در یک جوش قائم	شکست کامل	۲تا۳سانتی متر در یک جوش قائم
	چپ	۶سانتی متر در هر دو سمت	شکست کامل	-----	-----
T4	راست	۲ تا ۳ سانتی متر در هر دو سمت	۳ سانتی متر در یک جوش قائم	-----	یک سانتی متر در یک جوش قائم
	چپ	شکست کامل	-----	۲ سانتی متر در یک سمت	-----
T5	راست	شکست کامل	۲تا۳سانتی متر در یک جوش قائم	----	-----
	چپ	شکست کامل	۲تا۳سانتی متر در دو جوش قائم	----	۲تا۳سانتی متر در دو جوش قائم
T6	راست	شکست کامل	شکست کامل	-----	-----
	چپ	شکست کامل	شکست کامل	-----	-----

جدول (۵): ترک خوردگی اولیه در جوشهای نمونه ها و سیکل‌های مربوطه

نمونه	تیر	جوش نبشی بالایی			جوش نبشی پائینی	
		به تیر	به ستون	به ستون	به تیر	به ستون
T1	سمت راست	C24	C14	C14	C23	-----
	سمت چپ	C19	C23	C23	C19	-----
T2	سمت راست	C26	C30	C30	C30	C30
	سمت چپ	C30	-----	-----	-----	-----
T3	سمت راست	C25	C25	C25	C26	C25
	سمت چپ	-----	-----	-----	C26	-----
T4	سمت راست	C23-	C23	C23	C26	C26
	سمت چپ	-----	-----	-----	C18	-----
T5	سمت راست	C23	---	---	---	---
	سمت چپ	-----	-----	-----	C25	-----
T6	سمت راست	C25	C23	C23	-----	-----
	سمت چپ	C26	C14	C14	-----	-----



۵- بحث و بررسی نتایج حاصل از آزمایش:

۵-۱- ترک خوردگی اولیه:

در این آزمایشات اولین ترک خوردگی در جوش نبشی‌های بالا به ستون و یا تیر و یا در جوش نبشی پایینی به تیر اتفاق افتاد و تنها در نمونه T3 همزمان با شروع ترک خوردگی‌های اولیه در این نقاط در یکی از جوشهای قائم نبشی‌های پایین به ستون نیز ترک اولیه‌ای ایجاد گردید. همانطور که در جدول (۴) ملاحظه می‌گردد ترک خوردگی در بیشتر نمونه‌ها پس از سیکل ۱۲۳ام که معادل ۰/۰۱۵ رادیان زاویه انحراف است اتفاق افتاده است و تنها در دو نمونه T1 و T6 شکست اولیه قبل از این سیکل می‌باشد. دلیل این ترک خوردگی‌های زود هنگام در این نمونه‌ها کیفیت پایین جوش در محل این ترک خوردگی‌ها است. همچنین با نگاهی به این جدول می‌توان دریافت که در هیچ نمونه‌ای ترک خوردگی در جوش نبشی پایینی به ستون، که از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، قبل از سیکل ۲۵ام که معادل ۰/۰۲ رادیان زاویه انحراف است اتفاق نیفتاده است.

۵-۲- شکست نهایی:

در تمامی نمونه‌ها، در پایان آزمایش جوش نبشی بالایی به تیر دچار شکست کلی و یا ترک خوردگی قابل توجه در طول خود گردید. همچنین در جوش نبشی بالایی به ستون نیز ترک خوردگی قابل توجه بود. ترک خوردگی‌ها در برخی از این جوشها بصورت سرتاسری بوده و در برخی دیگر به چند سانتی متر محدود می‌شد.

ترک خوردگی در جوش نبشی پایینی به تیر تنها در تعداد معدودی از نمونه‌ها مشاهده گردید. این ترک خوردگی‌ها در همه نمونه‌ها (به جز نمونه T3) به یک تا ۲ سانتی متر محدود می‌گردد و تنها در نمونه T3 بدلیل کیفیت پایین جوش ترک خوردگی در کل طول آن اتفاق افتاد. در تمامی

نمونه‌ها ترک خوردگی در جوشهای قائم نبشی پایینی به ستون تنها به جوش یکی از این نبشی‌های اتصال محدود می‌شد. در بیشتر موارد این ترک خوردگی تنها در یکی جوش‌های قائم که نبشی را به ستون متصل می‌سازد اتفاق افتاده است و تنها در نمونه T5 ترک خوردگی در هر دو جوش قائم مربوط به یکی از نبشی‌های پایینی اتفاق افتاد که محدود به ۲ تا ۳ سانتی متر بود.

با توجه به موارد عنوان شده می‌توان دریافت که شکست در جوشهای نبشی‌های فوقانی یکی از دلایل اصلی کاهش ظرفیت لنگر گیری نمونه‌ها است.

۵-۳- سختی اولیه و مقاومت نهایی نمونه‌ها:

در جدول (۶) سختی اولیه و مقاومت نهایی مربوط به نمونه‌ها آورده شده است. با نگاهی به این جدول می‌توان دریافت که سختی اولیه و مقاومت نهایی در نمونه‌ها با افزایش طول نبشی‌ها افزایش می‌یابد. افزایش ارتفاع تیر نیز باعث افزایش ایندو پارامتر می‌گردد. همانطور که ملاحظه می‌گردد در تمامی نمونه‌ها مقاومت نهایی اتصال کوچکتر از لنگر تسلیم و پلاستیک تیرها است لذا اگر چه در تیرها در محل اتصال نبشی‌ها به بال تیر، تغییر شکل‌های موضعی رخ می‌دهد لیکن تیرها دچار تغییر شکل پلاستیک ناشی از خمش کل مقطع نمی‌گردند و شکست قبل از تیر، در اتصال رخ می‌دهد. شکل (۱۷) و (۱۸) نمونه‌های T3 و T6 که بیشترین طول نبشی و در نتیجه بیشترین میزان مقاومت نهایی را دارند، پس از پایان آزمایش نشان می‌دهد. بازرسی تیر نشان داد که در این مرحله هیچگونه انحنایی در تیرها وجود نداشته و با توجه به ترکهای قابل توجه در اتصالات نبشی‌ها و از دست رفتن ظرفیت تحمل لنگر، اتصال عملاً بصورت قیچی سان در آمده است.

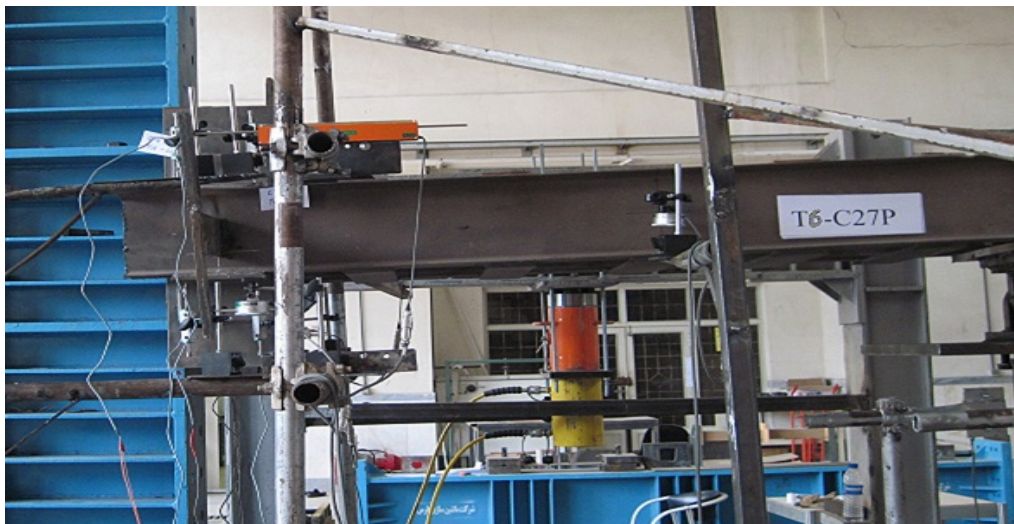
جدول (۶): سختی اولیه و مقاومت نهایی نمونه‌ها

نمونه	T1	T2	T3	T4	T5	T6
سختی اولیه (ton.m/rad)	۵۲۱	۷۸۰	۱۲۲۹	۶۶۵	۱۱۸۱	۱۳۸۰

۳/۲۵	۴/۹	۷/۹۵	۴/۵	۶/۷۵	۸/۷۵	مقاومت نهایی (ton.m)
------	-----	------	-----	------	------	----------------------



شکل (۱۷): تغییر شکل در نمونه T3 در در یکی از سیکل‌های آخر بارگذاری

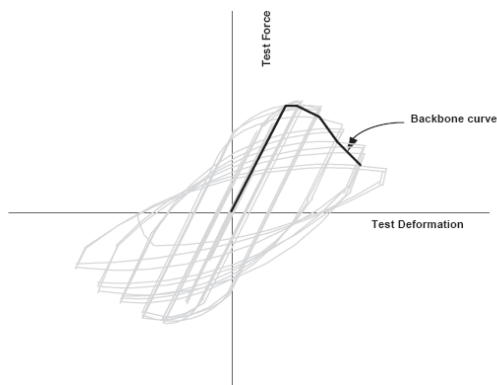


شکل (۱۸): تغییر شکل در نمونه T6 در یکی از سیکل‌های آخر بارگذاری

نیرو) در سیکل i ام و قسمت برگشت (کاهش نیرو) در سیکل i-1 ام بدست می‌آید (شکل ۱۹).

۴-۵- استخراج منحنی پشتواره:

در این قسمت به استخراج منحنی پشتواره بر اساس روش ارائه شده در مرجع [۱۵] پرداخته میشود. بر اساس این منحنی میتوان کنترل شونده بودن نمونه بر اساس نیرو و یا تغییر شکل را مشخص نمود و همچنین سطوح عملکرد مربوط به نمونه های کنترل شونده توسط تغییر شکل را تعیین نمود. بر اساس روش ارائه شده در مرجع فوق منحنی پشتواره از وصل نمودن نقاط تقاطع رفت (افزایش



شکل (۱۹): منحنی پشتواره بدست آمده برای منحنی

هیستریسیس نشان داده شده [۱۵]

در نهایت منحنی پشتواره بدست آمده در قالب منحنی نشان داده شده در شکل (۲۰) قرار میگیرد. در صورتی میتوان عضوی را کنترل شونده توسط تغییر شکل دانست که یکی از دوشروط زیر وجود داشته باشد و در غیر اینصورت عضو کنترل شونده توسط نیرو قلمداد می شود.

(الف) - منحنی چند خطی (منحنی میانگین) نیرو تغییر شکل که در قسمت ۲ بدست آمده می بایست با یکی از منحنی های ۱ و ۲ که در شکل (۲۰) نمایش داده شده است مطابقت کند و مقدار پارامتر e که در این شکل نشان داده شده است، حداقل دو برابر مقدار g (در همان شکل) باشد.

(ب) - منحنی نیروی تغییر شکل خطی مرکب عضو که بر اساس قسمت ۲ بدست آمده با شکل ۱ در منحنی (۲۰) مطابقت می کند و پارامتر e کمتر از دو برابر g هست اما پارامتر تغییر شکل d حداقل دو برابر پارامتر تغییر شکل g است در این حالت معیار پذیرش ممکن است بوسیله ترسیم دوباره منحنی نیرو تغییر شکل بصورت منحنی نوع ۲ تخمین زده شود. در شکل (۲۰) چگونگی انجام این عمل نشان داده شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می گردد ناحیه ای که در آن کاهش مقاومت وجود دارد امتداد داده می شود تا در نقطه ۱ منحنی اولیه را قطع کند و منحنی شبیه به منحنی نوع ۲ جایگزین منحنی نوع ۱ می گردد.

سطح عملکرد ایمنی جانبی در نمونه های کنترل شونده توسط تغییر شکل، ۷۵ در صد تغییر شکل در نقطه ۲ در منحنی نوع ۱ است. سطح عملکرد آستانه فرو ریزش نیز، ۷۵ در صد تغییر شکل نقطه ۳ در همین منحنی و نه بزرگتر از تغییر شکل در نقطه ۲ می باشد. در شکل (۲۱) منحنی پشتواره شش نمونه مورد آزمایش که با استفاده از این روش حاصل شده، آورده شده است.

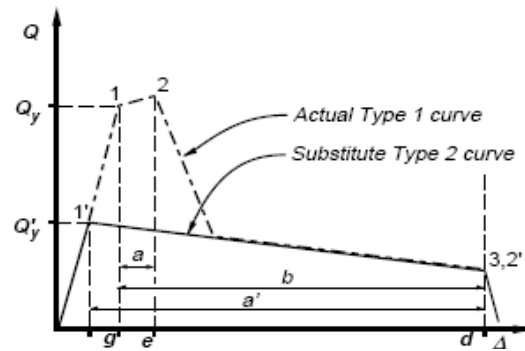
همانطور که ملاحظه می گردد منحنی همه نمونه ها به جز نمونه T3، شبیه به منحنی ۱ در شکل (۲۰) می باشند و میتوان این نمونه ها را طبق ضوابط ارائه شده در فوق کنترل شونده بر اساس تغییر شکل دانست. لازم به یادآوری است که شکست نمونه T3 بدین نحو بدلیل کیفیت فوق العاده پایین جوش بوده است. با استفاده از این منحنی های پشتواره بدست آمده و ضوابط عنوان شده در قسمت قبل نقاط g و e (شکل (۲۰)) و سطوح عملکرد هر یک از این نمونه ها مطابق جدول (۶) بدست می آید.

این پارامترها بر اساس میانگین آنها در حالت منفی و مثبت بدست آمده است. لازم بذکر است که نمونه T3 را نیز میتوان با ترسیم منحنی پشتواره طبق منحنی (۲) شکل (۲۰) کنترل شونده توسط تغییر شکل دانست. این منحنی بصورت نقطه چین ترسیم شده است. نکته قابل تامل در سطوح عملکرد بدست آمده آنست که در این نمونه ها با افزایش طول نبشی و ارتفاع تیر، دوران متناظر با سطوح عملکرد، کاهش می یابد.

جدول (۶): سطوح عملکرد در نمونه های کنترل شونده

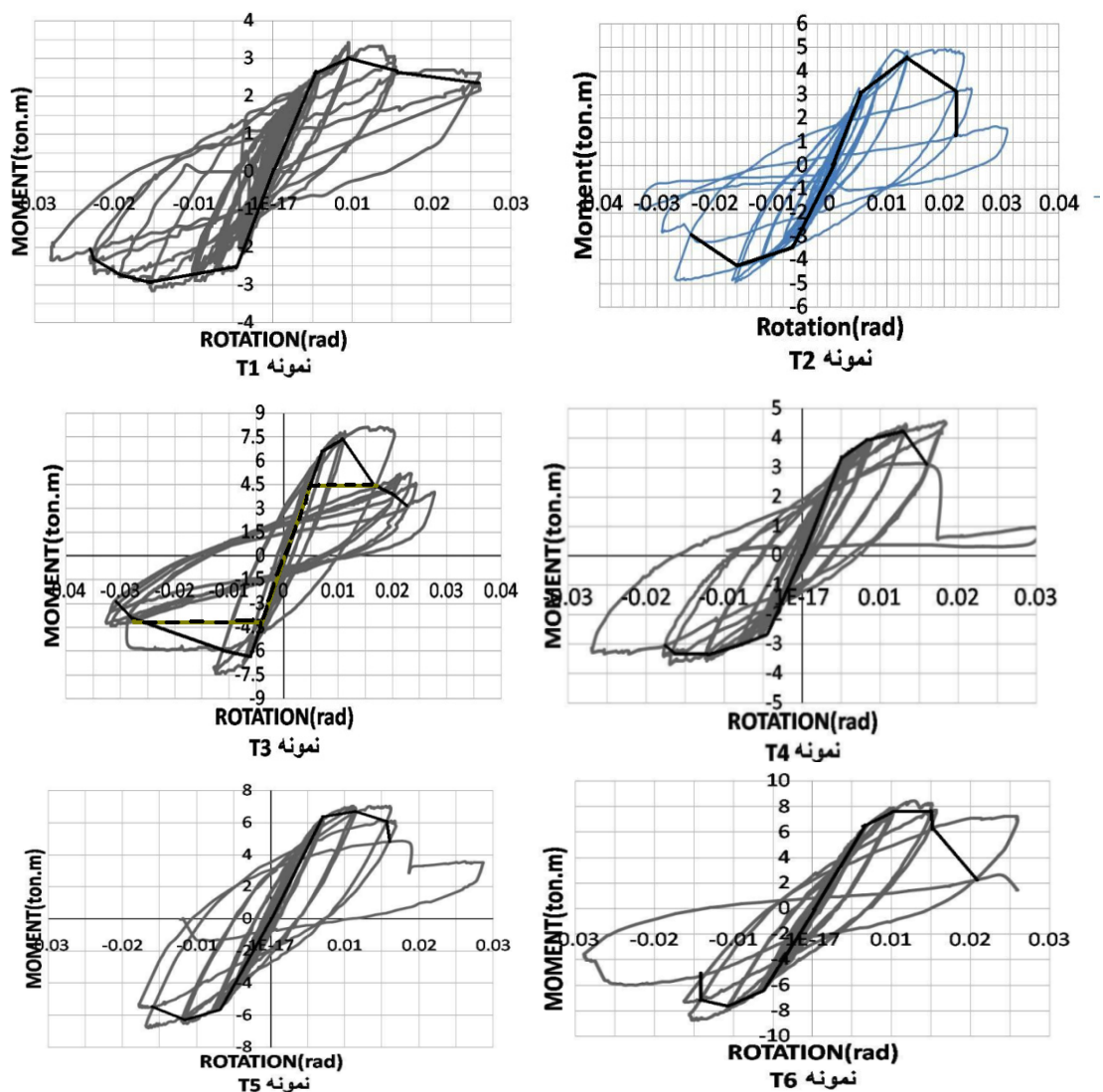
توسط تغییر شکل

نمونه	g (rad)	e (rad)	ایمنی جانبی (rad)	آستانه فروریزش (rad)
T1	۰/۰۰۵	۰/۰۱۷	۰/۰۱۲۷۵	۰/۰۱۷
T2	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۱۷۵	۰/۰۱۵
T3	۰/۰۰۶	۰/۰۱	۰/۰۰۷۵	۰/۰۱
T4	۰/۰۰۵	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۱۶
T5	۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۰۱۱۲۵	۰/۰۱۵
T6	۰/۰۰۶	۰/۰۱۴	۰/۰۱۰۵	۰/۰۱۴



شکل (۲۰): منحنی نیرو - تغییر مکان جایگزین

منحنی اولیه [۱۵]



شکل (۲۱): منحنی پشتواره نمونه ها بر اساس منحنی لنگر - چرخش آنها

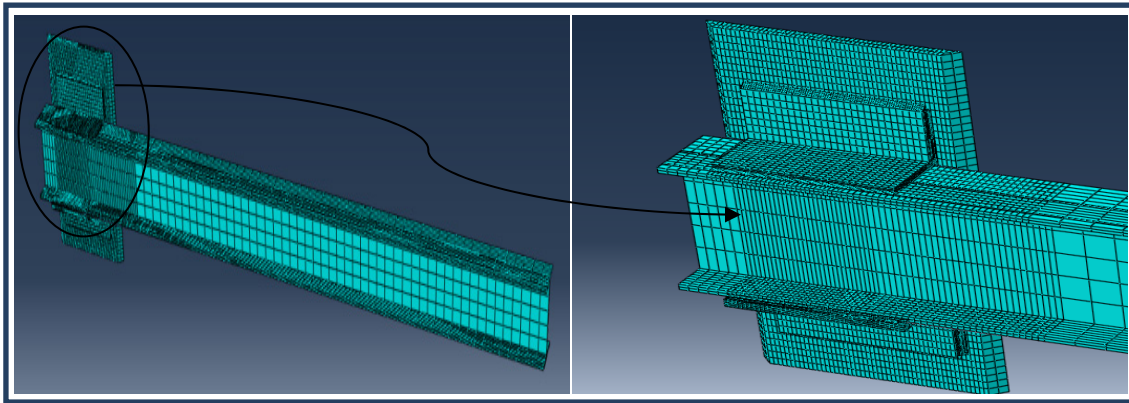
شده در آزمایشات، تنها ورق سمت این تیر در این مدلها منظور شد (شکل (۲۲)).

در این مدلسازی مابین بالهای نبشیا و بالهای تیر و ورق از المان CONTACT استفاده شده است. اثرات بستهایی که دو تیر را در فواصل ثابت ۳۰ سانتی متری به یکدیگر متصل کرده اند بوسیله جلوگیری از حرکت خارج از صفحه در محل همین بستها لحاظ شده است. بارگذاری نیز مطابق پروتکل استفاده شده در آزمایشات به صورت تغییر مکان به انتهای تیر اعمال گردید. لازم بذکر است در این مدلسازی ترک خوردگی در جوش و یا فولاد لحاظ نشده است.

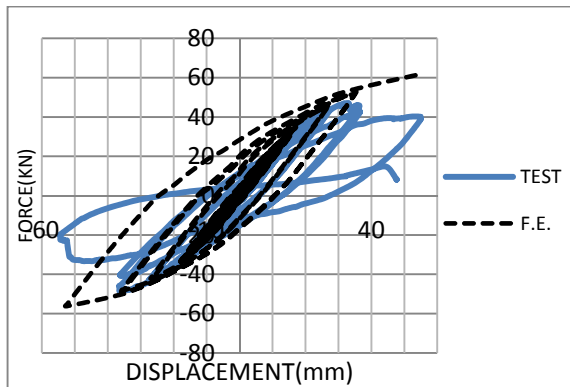
۶- مدلسازی المان محدود:

آنالیز المان محدود نمونه ها بوسیله نرم افزار ABAQUS انجام گرفته است. مدلها از المانهای ۸ گرهی سه بعدی ساخته شده اند. پلاستیسیته ماده بوسیله معیار فون مایزس تعریف شده است. داده های مورد نیاز در آنالیز نیز از نتایج آزمایشات کشش انجام شده بر روی جوش و فولاد استخراج شد. در این مدلسازی اثرات سخت شوندگی kinematic و Isotropic نیز لحاظ شده است. به جهت آنکه نمونه از تقارن برخوردار است تنها تیر یک سمت به همراه نبشی های آن مدلسازی گردید و از قوطی استفاده





شکل (۲۲): مدل المان محدود نمونه ها

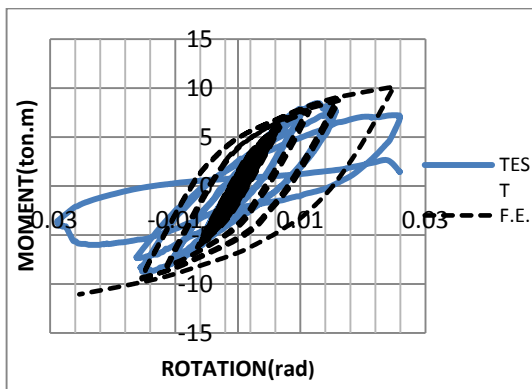


شکل (۲۳): منحنی نیرو- تغییر مکان انتهای تیر نمونه T5 تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای بدست آمده از آزمایش و آنالیز المان محدود

در شکل (۲۵) نیز منحنی های حاصل از دو روش تحت کل سیکلهای بارگذاری آورده شده است. همانطورکه ملاحظه میگردد تطابق مناسبی قبل از بروز ترک خوردگی وجود دارد و پس از آن بدلیل بروز ترک در نمونه و کاهش لنگر گیری اتصال تفاوت در منحنی‌های حاصل از دو روش مشهود است. تحلیل های المان محدود برای سایر نمونه ها نیز انجام شده است. نتیجه نهایی همه آنها، همراه با مقایسه با نتایج آزمایشها در شکل ۲۶ ارائه شده است. در تمام نمونه ها، مشابه نمونه T5، منحنی لنگر-دوران تا قبل از بروز ترک برای دو روش تطابق مناسبی دارد. لیکن در سیکلهایی که ترک در نمونه ها ایجاد شده، به دلیل عدم مدل سازی ترک، نتایج تحلیل F.E. مقاومت و سختی بیشتری را پیش بینی می کند.

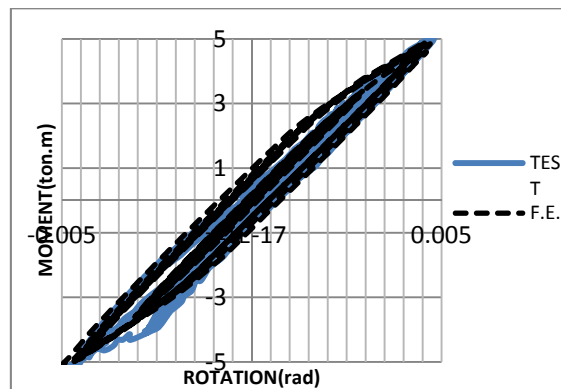
۷- مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی المان محدود:

در این بخش نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی المان محدود شامل سختیهای اولیه، مقاومت نهایی و منحنی های لنگر- چرخش نمونه ها مقایسه می شود. یکی از مواردی که میتواند مبنای مناسبی برای مقایسه اولیه نتایج حاصل از دو روش قرار گیرد منحنی نیرو- تغییر مکان انتهای تیر است. در شکل (۲۳) منحنی نیرو- تغییر مکان حاصل از دو روش برای نمونه T5 آورده شده است. این نمونه به دلیل عدم ترک خوردگی تا مراحل نهایی بارگذاری جهت مقایسه مناسب تشخیص داده شد. در این نمودار نیز تا قبل از بروز ترک خوردگی در نمونه، تطابق مناسبی بین دو منحنی حاصل شده است. در شکل (۲۴) منحنی های لنگر - چرخش مربوط به نمونه T5 تا سیکل ۱۸ آورده شده است. همانطور که ملاحظه میگردد در این سیکل ها تطابق مناسبی بین نتایج حاصل از آزمایش و آنالیز المان محدود وجود دارد. تنها تفاوت مشاهده شده در این سیکل میزان حداکثر لنگر های حاصل از این دو روش است که بدلیل صعوبت کنترل دقیق میزان جابجایی انتهایی تیر در جابجایی های کم است.



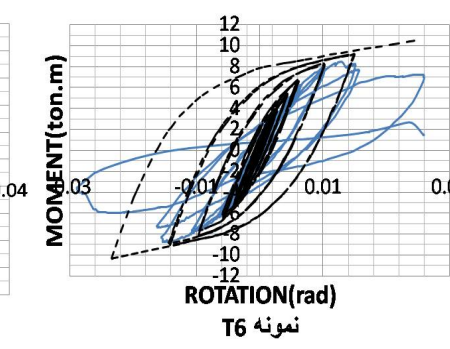
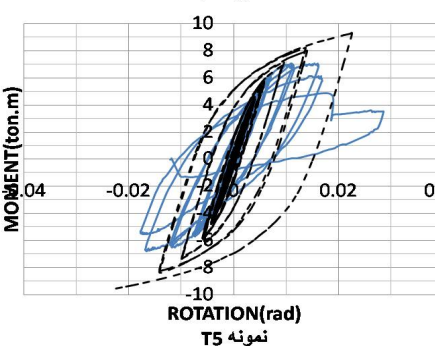
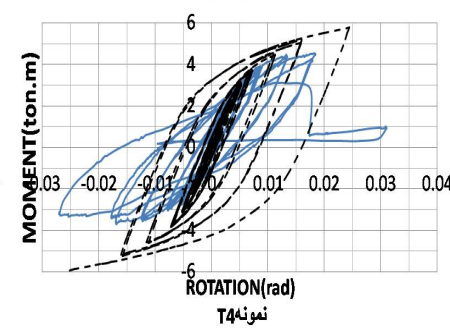
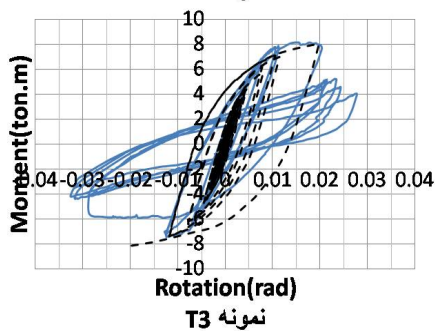
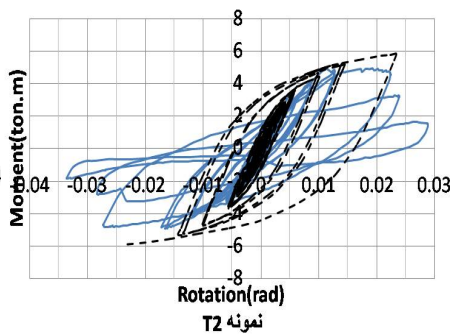
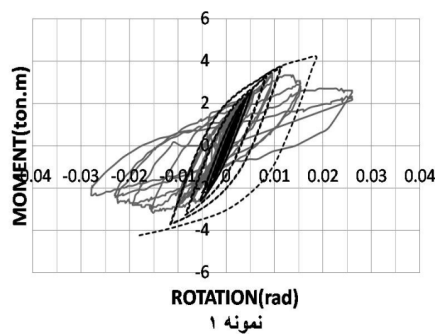
شکل (۲۵): منحنی لنگر - چرخش نمونه T5 تحت اثر بارگذاری چرخه ای بدست آمده از آزمایش و آنالیز المان محدود

روش تقریباً به یکدیگر نزدیک است اما به دلیل آنچه قبلاً نیز بیان شد (ترک خوردگی) تفاوت بین مقاومت نهایی حاصل از دو روش مشهود است.



شکل (۲۴): منحنی لنگر - چرخش نمونه T5 تحت اثر بارگذاری چرخه ای بدست آمده از آزمایش و آنالیز المان محدود تا سیکل ۱۸ بارگذاری

در جدول (۷) نیز سختی اولیه و مقاومت نهایی مربوط به نمونه ها که از تحلیل و آزمایش بدست آمده، ارائه شده است. سختی اولیه مربوط به نمونه ها بدست آمده از ایندو



شکل (۲۷): منحنی رفتاری نمونه تحت اثر بارهای رفت و برگشتی بدست آمده از آزمایش و مدل سازی المان محدود



جدول (۷): سختی اولیه و مقاومت نهایی بدست آمده از آزمایش و مدلسازی المان محدود

پارامتر	نمونه	T6	T5	T4	T3	T2	T1
سختی اولیه (ton.m/rad)	آزمایش	۱۳۸۰	۱۱۸۱	۶۶۵	۱۲۲۹	۷۸۰	۵۲۱
	آنالیز FE	۱۳۶۸	۱۲۰۵	۶۵۸	۱۲۶۳	۷۹۵	۵۳۸
مقاومت نهایی (ton.m)	آزمایش	۸/۷۵	۶/۷۵	۴/۵	۷/۹۵	۴/۹	۳/۲۵
	آنالیز FE	۱۰/۲۵	۹/۲۵	۵/۸۵	۸	۵/۹	۴/۱۵

نتیجه گیری:

در این تحقیق جهت شناخت رفتار اتصالات خورجینی تحت بارهای چرخه ای، از آزمایش بر روی شش نمونه از این اتصال بهره گرفته شد. با توجه به مشاهدات حین آزمایش و همچنین بررسی ها و مطالعات انجام شده و منحنی های رفتاری بدست آمده از این آزمایشات، نتایج زیر حاصل شد.

۱- سختی اولیه و مقاومت نهایی در نمونه ها با افزایش طول نبشی ها و ارتفاع تیر افزایش می یابد. سختی اولیه اتصالات آزمایش شده با توجه به این عوامل بین ۵۲۱ تا ۱۳۸۰ تن متر بر رادیان متغیر است. همچنین مقاومت نهایی در تمامی اتصالات کمتر از لنگر پلاستیک در تیرها می باشد.

۲- در تمامی نمونه های آزمایش شده تحت بارهای چرخه ای، اولین ترک خوردگی در جوش نبشی های بالا به تیر و یا ستون و یا در جوش نبشی پایینی به تیر اتفاق افتاده و تنها در یک نمونه همزمان با ترک خوردگی ها در این محل ها ترک خوردگی در جوش نبشی پایین به ستون نیز اتفاق افتاد که طول آن پس از انجام آزمایش کمتر از ۲ تا ۳ سانتی متر بود.

۳- براساس آزمایشات انجام شده در این تحقیق، شکست کلی در جوش نبشی های فوقانی به تیر یا ستون عامل اصلی کاهش ظرفیت لنگر اتصالات خورجینی متداول تحت اثر بارهای چرخه ای است و شکست در جوش نبشی پایینی به ستون که از اهمیت فوق العاده ای برخوردار است، در این آزمایشها محدود به یکی از جوشهای قائم

نبشی در یک سمت یکی از نمونه ها و به طول حداکثر ۳ تا ۴ سانتی متر بود.

۴- بر اساس منحنی پشتواره بدست آمده برای نمونه ها بر اساس آیین نامه FEMA، این اتصالات را می توان کنترل شونده بر اساس تغییر شکل دانست.

۵- بر اساس نتایج آزمایشهای حاضر، میزان دوران قابل قبول برای سطح عملکردی ایمنی جانی در نمونه ها بر اساس دوران، از ۰/۰۰۷۵ تا ۰/۰۱۲۷ متغیر است. همچنین برای سطح عملکرد آستانه فروریزش، این پارامتر از ۰/۰۱ تا ۰/۰۱۷ رادیان متغیر است.

۶- نتایج مدلسازی المان محدود می تواند رفتار اتصال را تا قبل از آغاز ترک خوردگی بطور مناسبی پیش بینی نماید. لیکن با توجه به قابلیت تحمل تغییر شکل های بیشتر بعد از این مرحله، ضروری است تحلیل های المان محدود با در لحاظ نمودن اثرات ترک خوردگی انجام شود.

۷- اتصالات خورجینی پس از بروز و گسترش ترک در اتصالات نبشی هایشان رفتاری فیچی سان خواهند داشت. لذا در صورت عدم شکست اتصال نبشی پایین به ستون و داشتن مقاومت لازم برای تحمل بار ثقلی، این اتصالات می توانند بدون جذب لنگر صرفاً بار ثقلی را تحمل نمایند. بدیهی است در این حالت قاب دارای اتصال خورجینی نیاز به یک سیستم باربر لرزه ای دارد.

مراجع:

- ۱- کرمی، رضا، «خواص مکانیکی اتصالات خرجینی»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۰.
- ۲- طاحونی، شاپور، فرجودی، جمشید، «گزارش مطالعه صلیب اتصالات خرجینی»، بنیاد مسکن انقلاب اسلامی، ۱۳۷۱.
- ۳- حسینیخانی، علی، «اتصالات خورجینی»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی اکبر آقاچوچک، دانشگاه آزاد واحد جنوب، ۱۳۷۱.
- ۴- فلاح، احمد علی، «آنالیز دینامیکی غیرخطی اتصالات خرجینی نیمه صلب تحت بارهای زلزله»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محمد علی برخوردار، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۷۳.
- ۵- طریقت، امیر، «مطالعه رفتار الاستیک اتصالات خرجینی»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر شاهرخ مالک، دانشگاه تهران، ۱۳۷۳.
- ۶- یعقوبی سرسختی، مجتبی، «بررسی انواع اتصالات در قابهای فولادی و ارزیابی تجربی و تئوریک رفتار اتصالات موسوم به رکابی (خرجینی)»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر رضا رازانی، دانشگاه شیراز، ۱۳۷۳.
- ۷- ملکی، مهدی، «بررسی عملکرد رفتار اتصالات خرجینی تحت بارهای دینامیکی»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محسن تهرانی زاده، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۷۲.
- ۸- مزروعی، علی، مصطفایی، حسین، «روشهای بهسازی اتصالات خرجینی»، دومین کارگاه تخصصی اتصالات خرجینی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۷.
- ۹- صادقیان، پدram، «روشهای تحلیل و تقویت اتصالات خرجینی»، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۸.
- ۱۰- دهقانی رنانی، مهدی، «بررسی نظری و تجربی اتصالات تیرهای خورجینی به ستون و ارائه جزئیات یک اتصال گیردار جدید»، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر میرقادری و دکتر مزروعی، دانشگاه تهران، ۱۳۷۹.
- ۱۱- مویید علائی، علی، «تقویت لرزه ای سازه ای اتصال خورجینی»، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۹.
- ۱۲- فاضل، داود، «کاربرد شبکه های عصبی در منحنی لنگر-دوران اتصال خورجینی»، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی کاوه، دانشگاه علوم و فنون مازندران، ۱۳۷۸.
- ۱۳- وشکینی، پیمان، «تعیین ضریب رفتار **R** برای قابهای دارای اتصال خورجینی»، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی اکبر آقاچوچک، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۰.
- ۱۴- پیرایه گر، شبیر، «عملکرد لرزه ای اتصال لنگر گیر به ستون»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۶.
- ۱۵- نشریه شماره ۳۶۰، «دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود»، معاونت امور فنی دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵.
- 16- FEMA356. "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", building seismic safety council, Washington, D.C., 2000
- 17- AISC. "Seismic provisions for structural steel buildings", American Institute of steel construction, Chicago, 2005
- 18- D.T. Pachoumis, E.G. Galoussis, C.N. Kalfas, I.Z. Efthimiou. "Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections _ experimental analysis and finite element model simulation", journal of Engineering Structures (2010) 2683_2692.
- 19- S.R. Mirghaderi, M. Dehghani Renani. "The rigid seismic connection of continuous beams to column" Journal of Constructional Steel Research 64 (2008) 1516-1529.
- 20- C.Uang, D. Bondad, C. Lee. "Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling". *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 552-561, 1998





بررسی عددی رفتار چرخه ای قابهای بادبندی قطری خارج از

مرکز در دو حالت اتصال مفصلی و گیردار

سید مهدی زهرائی^۱ ابوزر صالح^۲

(۹۰/۶/۸۸،۱۲/۲/۲۲)

چکیده

کشور ایران به عنوان یکی از کشورهای زلزله خیز جهان در طی سالیان گذشته در معرض زلزله های ویران کننده ای قرار داشته است و انتخاب راهکاری برای مقابله با این پدیده ی طبیعی امری اجتناب ناپذیر است. در این راستا مهاربندهای قطری خارج از مرکز به عنوان یکی از سیستم های باربر جانبی، کمتر به شکل علمی و صحیح آن مورد توجه طراحان داخلی قرار گرفته است. جهت ترویج کاربرد این سیستم در کشور، در تحقیق حاضر رفتار چرخه ای قابهای فولادی بادبندی قطری خارج از مرکز در دو حالت اتصال مفصلی و گیردار مقایسه شده و مزیت استفاده از نوع صلب به عنوان عاملی کنترل کننده در تغییرشکل‌های جانبی زیاد به جهت نرمی زیاد سیستم با اتصال مفصلی در دو حالت با خروج از مرکزیت‌های زیاد و کم بررسی شده است. نزدیکی نتایج رفتاری دو نوع اتصال در خروج از مرکزیت‌های کم (وجود اختلاف بین نیروی محوری بادبندها و ستونها و نیروی برش تیر پیوند در حدود ۲۰٪) استفاده از سیستم قطری با اتصال مفصلی را به جهت رهایی از مشکلات اجرایی اتصال صلب با جوش نفوذی کامل بعنوان اتصال مرسوم اجرایی در ایران تأیید می نماید. علاوه بر آن با افزایش خروج از مرکزیت طوری که رفتار تیر پیوند از حالت برشی به خمشی تبدیل یابد، استهلاک انرژی در سیستم کاهش پیدا می کند که با استفاده از اتصال صلب بجای مفصلی می توان تا حدود ۵۰ درصد استهلاک انرژی سیستم را افزایش داد. همچنین استفاده از اتصالات صلب در این سازه ها (بادبند قطری با خروج از مرکزیت زیاد) باعث کاهش تنش فشاری مهاربند در حدود ۱۲ درصد و جلوگیری از کمانش آن، در نیروی مشابه با اتصال مفصلی می شود.

کلمات کلیدی

بررسی عددی، بادبند قطری خارج از مرکز، اتصال مفصلی و گیردار، رفتار چرخه‌ای.

Numerical Study on Cyclic Behavior of Eccentrically Diagonal Braced Frames in Two Cases: Simple and Rigid Connections

Seyed Mehdi Zahrai, Abouzar Saleh

ABSTRACT:

Iran, among the world most earthquake-prone countries, has been exposed to the devastating earthquake in the past years and it is inevitable to find strategy for confronting with this phenomenon. In this regard, eccentrically diagonal bracing as a lateral system has been of less interest to the researchers and design engineers. To promote use of the system, in this study the cyclic behavior of steel frames with eccentrically diagonal bracing in two cases of simple and rigid beam to column connections are compared and the advantage of rigid connection in better drift control due to too much flexibility in simple connection has been investigated in two cases with high and low eccentricities. Close results (difference between link beam shear force and also axial forces in braces and columns of about 20%) of two cases in small eccentricity make it possible for engineers to get rid of the problems in rigidity achievement in Iran with full penetration welds. Moreover by increasing eccentricity, the behavior of the link beam would change from shear to moment link, reducing energy dissipation in the system. However, using rigid connection can increase energy dissipation up to 50%. The use of rigid connections in such frames with larger eccentricities decrease compressive stress about 12% and prevent buckling of braces compared to the case with simple connection.

Keywords:

Numerical study, diagonal eccentric bracing, simple and rigid connection, cyclic behavior

۱ دانشیار، قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی، دانشکده عمران دانشگاه تهران، mzahrai@ut.ac.ir

۲ دانشجوی دکتری، مهندسی زلزله، دانشکده عمران دانشگاه تهران / عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفرش



در طی ۵۰ سال گذشته تحقیقات زیادی در زمینه ی مهندسی زلزله انجام گرفته، طوری که رفته رفته هر روز بر میزان آگاهی بشر نسبت به رفتار و مکانیزم زلزله افزوده گردیده و باعث تدوین و ویرایش آیین نامه های گوناگون در زمینه ی ساخت و ساز سازه های مختلف گردیده است. در میان این تحقیقات که بر روی رفتار بادبندهای خارج از مرکز صورت پذیرفته است می توان به تحقیق افرادی چون کیم و چوی [۱] که به بررسی فاکتورهای مقاومت افزون و شکل پذیری در قالب سازه های ۳ تا ۲۱ طبقه با توجه به ضوابط شکل پذیری آیین نامه ای AISC برای بادبندهای هشتی شکل انجام شده، اشاره کرد. در این تحقیق چنین نتیجه گرفته شده که سختی در سیستم هایی با شکل پذیری ویژه به شکل آرامتری نسبت به شکل پذیری معمولی در کمانش بادبندها رخ داده، همچنین فاکتور مقاومت افزون در سازه ی با شکل پذیری ویژه با افزایش دهانه ی تیری که بادبند به آن متصل است نسبت مستقیم داشته و با افزایش تعداد طبقات نسبت عکس دارد. علاوه بر آن بالندرا و یوانگ [۲] با مدل کردن قابهای بادبندی با شکل هفتی شکل به این نتیجه رسیدند که ضرائب مقاومت افزون و شکل پذیری با افزایش ارتفاع سازه کاهش پیدا می کنند و برای ساختمان های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه فاکتور اصلاح پاسخ لرزه ای از ۸/۵ به ۳/۵ می رسد. اوکازاکی و انگلهارت [۳] در تحقیق خود به بررسی رفتار تیر پیوند با توجه به ساختارهای مختلف در روش جوشکاری، جزئیات جوشکاری و فواصل سخت کننده ها با توجه به بارگذاری های مختلف انجام داده و چنین نتیجه گرفته اند که روش جوشکاری تاثیر بسیار زیادی در نحوه ی ترک خوردگی جوش داشته، همچنین جوش سخت کننده به بال و جان تیر پیوند بر نحوه ی ترک خوردگی تیر تاثیر بسزایی دارند طوری که رفتار هیستریزس آن را با بارگذاری مشابه دستخوش تغییرات زیادی می کند. بوسکو و روسی [۴] به معرفی فاکتوری بنام فاکتور ظرفیت توزیع خرابی پرداخته است که رفتار غیر خطی سازه های با مهار

خارج از محور را براساس اولین شکست خرابی در چرخه های پلاستیک مورد ارزیابی قرار می دهد. روسی و لمباردو [۵] به بررسی ضریب اضافه مقاومت تیر پیوند در قابهای بادبندی خارج از محور که براساس ظرفیت طراحی شده اند پرداخته است که برای این منظور قابهایی به طول های متفاوت برای تیر پیوند مدلسازی و براساس تحلیل استاتیکی و آنالیز مودال مورد تحلیل و بررسی قرار گرفتند. منصور و نایبل [۶] به انجام سیزده آزمایش بر روی نمونه های با مقیاس واحد بر روی نمونه های خاصی از تیر پیوند قابل تعویض دست زدند که نتایج قابل قبول با جابجایی نسبی ماندگار ۰/۵٪ برای این نوع تیر پیوند رسیدند. ماستراندی و پیلوسو [۷] تعامل نیروی برش و لنگر خمش را در تیرهای پیوند مورد آزمایش قرار داده و یک روش برای محاسبه نیروی برشی نهایی و ماکزیمم لنگر خمشی قابل تحمل تیر پیوند ارائه نمودند. این دو در مقاله دیگری [۸] به ارائه روشی برای طراحی قابهای بادبندی خارج از محور براساس گسترش مکانیزم خرابی در تکرار چرخه های تغییرشکلهای پلاستیک پرداخته اند.

کارهای قبلی بر روی این مهاربندی برون محور همواره با فرض اتصال صلب تیر پیوند به ستون بوده که با توجه به مشکل اجرای اتصال گیردار در ایران، تحقیق حاضر به بررسی تفاوت های رفتار لرزه ای قاب قطری در قالب اتصال مفصلی و گیردار پرداخته است و در آن، مشخصات رفتاری همچون شکل پذیری قاب در خروج از مرکزیت های مختلف، تغییر مکان های نسبی طبقات، تاثیر سخت کننده های جان بر کنترل کمانش جان تیر پیوند و سرانجام رفتار هیستریزس این قاب با توجه به اتصالات مفصلی و گیردار در خروج از مرکزیت های مختلف بررسی شده است.

۲- مطالعات عددی

روش انجام کار به این صورت است که پلان یک ساختمان که در یک جهت دارای نامنظمی بواسطه ی فرورفتگی است (طبق تعاریف مشخص شده در استاندارد ۲۸۰۰

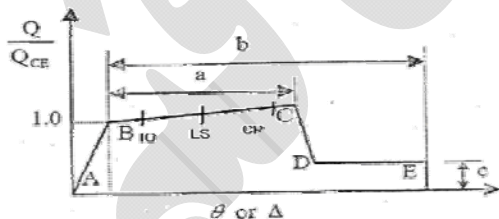


۳- مبانی خواص مواد و روشهای تحلیل :

برای مدل سازی و انجام تحلیل های مختلف بر روی اجزاء سازه ای قاب قطری خارج از مرکز و دیگر سیستم هایی که به منظور مقایسه با این نوع بادبند ساخته شده است نیاز به معرفی خواص مواد به منظور معرفی رفتار مدل در طول اعمال بارگذاری در حالت خطی و غیر خطی می باشد.

به همین منظور با استفاده از آیین نامه های معتبری نظیر UBC [11]، ATC [12] و FEMA [13] روابط و محدودیتهای لازم را برداشت کرده و بر روی مدل های ساخته شده در نرم افزارهای مورد استفاده بسته به توانایی و قابلیت های المانهای گنجانده شده اعمال می گردد. در روشهای غیرخطی خواص پلاستیک ماده مشابه مدل ساده ی معرفی شده دستور العمل بهسازی لرزه ای مطابق شکل ۲ مورد استفاده قرار می گیرد که در آن خواص پلاستیک ماده با معرفی پارامترهای a ، b ، c که برای اجزاء مختلف سازه ای تعریف مشخصی دارد تعیین می گردد [۱۴].

اما برای معرفی مفاصل غیر خطی در نرم افزار ETABS روش تحلیلی به نام PUSHOVER وجود دارد که در آن میتوان نقاط مشخصی که

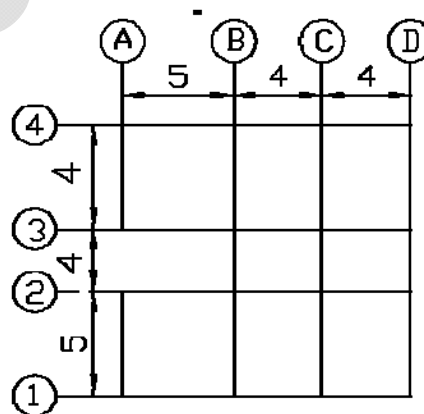


شکل (۲). منحنی رفتار غیر خطی ماده

احتمال وقوع تشکیل مفصل را می دهیم معرفی کنیم که در پروژه ی حاضر به معرفی مفاصل پلاستیک خمشی در ابتدا و انتهای اعضاء تیرها و مفاصل پلاستیک نیروی محوری که همان مفصل ناشی از کمانش نیروی فشاری محوری می باشد در وسط ستونها و اعضاء مهاربند اعم از هم محور و برون محور و همچنین مفاصل ناشی از اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای ابتدا و انتهای ستونها تعریف شده است .

ایران) [۹] مورد بررسی و با استفاده از آیین نامه ی AISC [۱۰] در نرم افزار ETABS2000 مورد تحلیل قرار گرفت. در این راه از سیستم های خارج از مرکز قطری با خروج از مرکزیت های $L/8$ ، $L/4$ و $L/3$ که در آن $L=4.00$ m طول تیری است که مهاربند به آن متصل می گردد و برای مقایسه از سیستم های هم مرکز ضربدری، خارج از مرکز هشتی شکل و سیستم های خمشی در سازه ی با ارتفاع ۳ و ۶ و ۱۰ طبقه استفاده شده است.

پس از اتمام مدل سازی و انجام بارگذاری برای انجام یک تحلیل غیر خطی به تعاریف مفاصل خمیری و معرفی حداکثر تغییر مکان سازه در مرکز جرم بام سازه با توجه به ضوابط آیین نامه ی FEMA-273 به انجام آنالیز PUSHOVER پرداخته شد تا از نتایج آن منحنی برش پایه-تغییر مکان و به دنبال آن محاسبه ضریب شکل پذیری سازه میسر گردد.



شکل (۱). پلان سازه

اما به منظور دریافت آگاهی بیشتر با رفتار چرخه ای و وضعیت خرابی های ایجاد شده در تیر پیوند و همچنین وضعیت اتصالات در سیستم های ترکیبی قطری به مدل سازی این اعضاء در نرم افزار ANSYS که نرم افزاری بر پایه ی قواعد اجزاء محدود می باشد، می پردازیم و به دنبال آن به استخراج نتایجی چون نحوه ی عملکرد بادبند قطری، تاثیر سخت کننده های جان بر جلوگیری از خرابی های جان تیر پیوند و سرانجام بررسی منحنی های هیستریزس بدست آمده ناشی از اعمال بار افزایشده پرداخته می شود.

۴- معیارهای پذیرش و مقاومت:

برای معرفی معیارهای پذیرش و مقاومت در قسمت‌های مختلف سازه معیارهای مختلفی طبق آیین نامه‌های معتبر نظیر دستورالعمل بهسازی و لرزه ای ساختمانهای موجود FEMA274, FEMA-273 FEMA356, و از منابعی دیگر نظیر آئین نامه‌های ۲۸۰۰، مقررات ملی ساختمان، گزارش‌های ATC، گزارش‌های NEHRP، گزارش‌های SAC و ... که در غالب دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای جمع‌آوری شده‌اند بیان نمود. به لحاظ بررسی رفتار قاب‌های بادبندی قطری خارج از مرکز در قالب سیستم‌های مفصلی و صلب و همچنین مقایسه آن‌ها با دیگر سیستم‌های باربر جانبی نظیر CBFها و MRFها باید تمامی ملاک‌های پذیرش و مقاومت در قسمت‌های مختلف سازه‌ای نظیر تیرها و ستون‌های خمشی و چشمه‌های اتصال در روش‌های استاتیک خطی و غیرخطی و همچنین معیارهای سختی و مقاومت اجزاء قاب‌های فولادی مهاربندی شده اعم از هم محور و خارج از محور و به صورت دقیقتر در تیرهای پیوند مورد ارزیابی و مقایسه قرار داد. از این رو به عنوان مثال تنها روابط سختی و مقاومت تیر پیوند را که در دستورالعمل بهسازی لرزه ای آمده بیان کرده و برای اطلاعات بیشتر بهتر است به دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود مراجعه شود [۱۴ و ۱۵].

الف- سختی در روش استاتیکی و دینامیکی خطی در تیر پیوند

مدل رفتاری نیرو- تغییر مکان یک تیر پیوند باید هم شامل تغییر شکل برشی و هم تغییر شکل خمشی باشد سختی ارتجاعی تیر پیوند نیز باید از رابطه‌ی ۴ محاسبه گردد.

$$k_e = \frac{K_s K_b}{k_s + k_b} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{GA_w}{e} \quad (3)$$

$$k_b = \frac{12 EI_b}{e} \quad (4)$$

در انجام این آنالیز پس از معرفی مفاصل خمیری باید تحت ترکیبات بارگذاری مشخصی و همچنین جابجائی معرفی شده حداکثری در مرکز جرم طبقه آخر گام بندی مراحل آنالیز غیر خطی را تعیین کنیم..

ابتدا با معرفی ترکیب بار مرده و زنده تحت عنوان push 1 گام اول آنالیز انجام می شود، سپس با تعریف پوش دوم از انتهای انجام آنالیز گام اول ترکیب بار زلزله به آن اضافه می شود. جهت تعیین حداکثر تغییر مکان مرکز جرم بام ساختمان براساس آیین نامه ی FEMA از روابط زیر می توان استفاده نمود. [13]

$$\Delta M < 0.025 * H \quad T < 0.7 \quad (1)$$

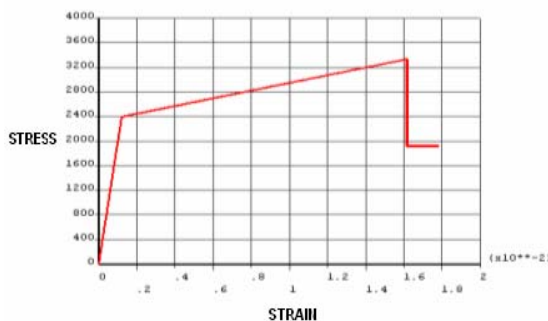
$$\Delta M < 0.02 * H \quad T > 0.7$$

که در آن :

H : ارتفاع سازه

T : پریود سازه

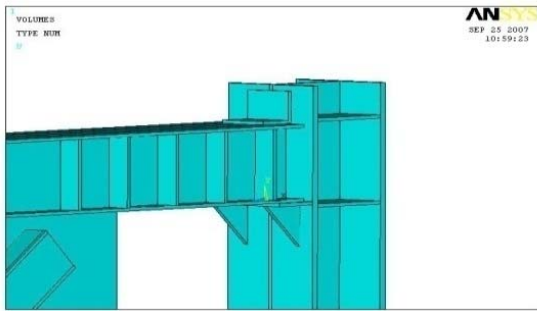
پارامترهای Q_{CE} , Q (در شکل ۲) به ترتیب نیروی تعمیم یافته و مقاومت تعمیم یافته مورد انتظار در عضو می باشد [۱۵]. در پروژه‌ی حاضر از رفتار مادی سخت شوندگی چند خطی مایز استفاده شده است. برای استفاده از این رفتار مادی ابتدا باید به دنبال معرفی یک رفتار خطی که با مشخص کردن مدول یانگ و ضریب پواسون تعیین می گردد، به معرفی پارامترهای غیرخطی ماده (a,b,c) پرداخته شود [۱۶ و ۱۷]. اثرات سخت شدگی کرنشی برابر ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی یعنی سه درصد مقدار مدول الاستیسیته در مرحله‌ی ارتجاعی در نظر گرفته شد. که نمودار آن در شکل زیر آمده است.



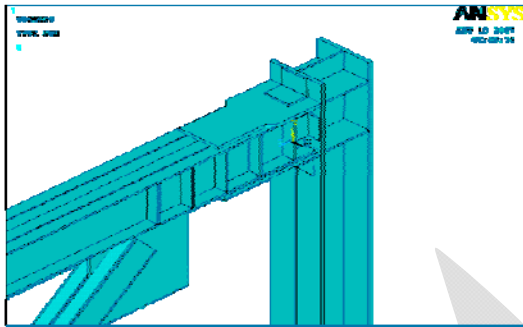
شکل (۳). منحنی ماده ی معرفی شده در نرم افزار

[۱۶] ANSYS

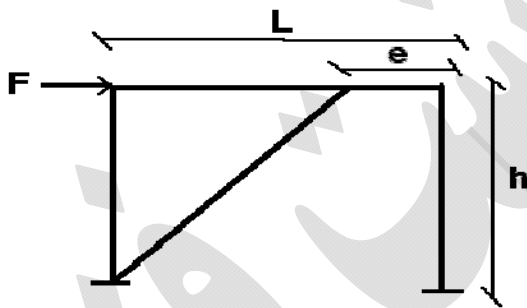




شکل (۴). مدل بادبند قطری با اتصال مفصلی

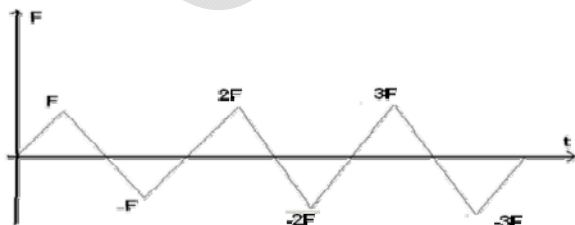


شکل (۵). مدل بادبند قطری با اتصال گیردار



شکل (۶). نحوه اعمال بار به قاب مهاربند قطری خارج از مرکز

پس از اعمال شرایط تکیه گاهی و اعمال بارگذاری افزایش یافته تدریجی مطابق آنچه که در شکل ۷ مشاهده می شود نوبت به تحلیل مدل و برداشت نتایج تحلیلی می رسد که در ادامه به آن پرداخته می شود.



شکل (۷). شیوه بارگذاری در طول زمان به قاب قطری خارج از مرکز

که در آن، $A_w: t_w (d_b - 2t_f)$ ، e : طول تیر پیوند، G : مدول برشی، K_e : سختی تیر پیوند، K_b : سختی خمشی، K_s : سختی برشی، d_b : ارتفاع مقطع تیر، t_f : ضخامت بال و t_w : ضخامت جان است.

ب- زاویه چرخش جاری شدن تیر پیوند:

زاویه چرخش تیر پیوند در حد جاری شدن از رابطه ۵ محاسبه می گردد:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{k_e \cdot e} \quad (5)$$

ج- مقاومت اجزاء تیر پیوند:

اگر $e \leq \frac{1.6 \cdot M_{ce}}{V_{ce}}$ باشد از معادله ی ۶ برای محاسبه ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند استفاده می شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6 F_y e A_w \quad (6)$$

و اگر $e \geq \frac{2 \cdot 6 \cdot M_{ce}}{V_{ce}}$ از معادله ی ۷ برای محاسبه ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند استفاده می گردد.

$$Q_{CE} = V_{CE} = \frac{2 M_{CE}}{e} \quad (7)$$

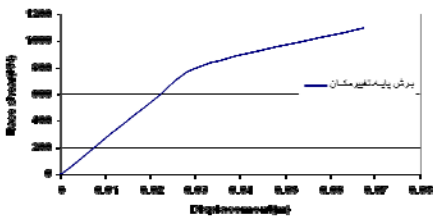
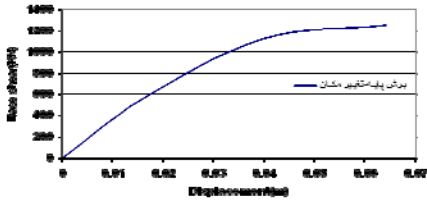
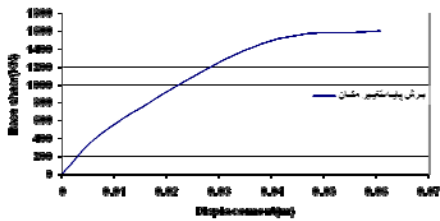
و در حالات بینابین دو حالت فوق از درونیابی خطی استفاده می گردد. اگر حالت اول رخ دهد تیر پیوند را کوتاه و اگر حالت دوم باشد تیر پیوند را بلند می نامند که دارای رفتار خمشی است. تیر پیوند کوتاه دارای رفتار برشی و پیوندهایی که از نظر طول در بینابین دو ناحیه ی فوق قرار دارند تحت اندر کنش لنگر و برش قرار می گیرند. پیوند کوتاه سخت تر از پیوند بلند است اما در عین حال شکل پذیری بالاتری در آن نیاز است. سختی قاب با افزایش طول تیر پیوند سریعاً کاهش می یابد. تحقیق حاضر سعی بر تعیین طول پیوند بهینه به لحاظ شکل پذیری قابل قبول است. برای مدل سازی قابهای قطری خارج از مرکز در قالب اتصال مفصلی و صلب با استفاده از نرم افزار ANSYS [۱۶] از مدل هایی که نمونه آنها در شکل (۴) برای اتصال مفصلی و شکل (۵) برای اتصال گیردار استفاده گردیده است و نیروی وارد بر آن مطابق شکل (۶) اعمال شد.



۵- تحلیل عددی قابهای فولادی قطری خارج از مرکز و مقایسه ی آنها با سیستم های هم مرکز و خمشی:

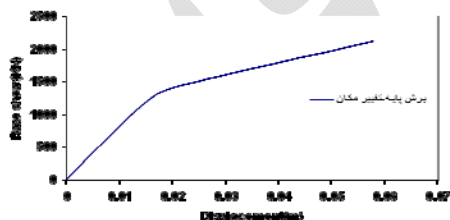
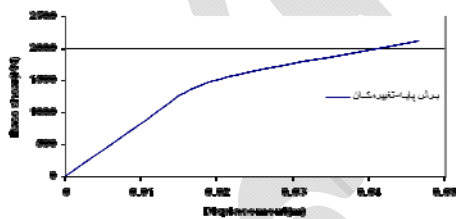
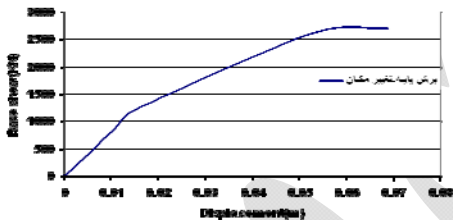
الف-منحنی برش پایه- تغییر مکان:

همان طور که اشاره شد از منحنی برش پایه _ تغییر مکان استفاده های گوناگونی نظیر بدست آوردن انرژی دریافتی سازه با محاسبه سطح زیر این نمودار و همچنین بدست آوردن میزان شکل پذیری سازه با تقسیم حداکثر جابه جایی متحمل شده توسط سازه بر حداکثر جابه جایی در حالت الاستیک سازه قابل محاسبه می باشد. نتایج بدست آمده از آنالیز در شکلهای ۸ الی ۱۳ بصورت منحنی های برش پایه - تغییر مکان بام در سازه های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه برای دو حالت اتصال مفصلی و گیردار و با خروج از مرکزیت های $0.1L$ ، $0.2L$ ، $0.3L$ جهت بادبند قطری ارائه شده است.



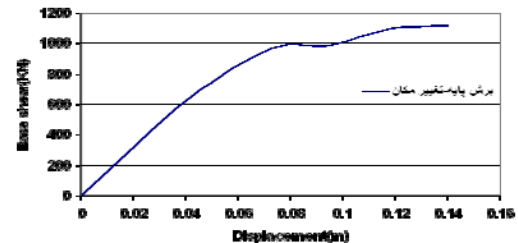
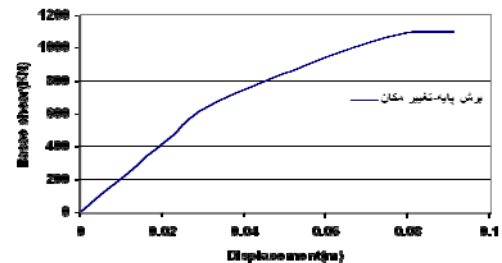
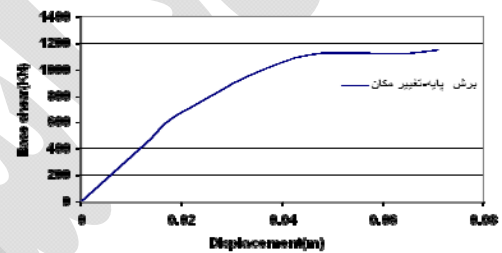
شکل (۹). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۳

طبقه با اتصال گیردار در خروج از مرکزیت های $0.1L$ ، $0.2L$ ، $0.3L$ (به ترتیب از بالا)



شکل (۱۰). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۶

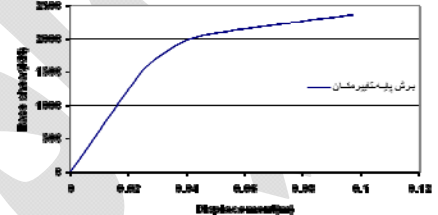
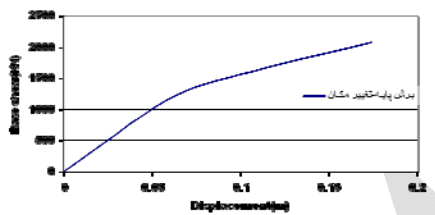
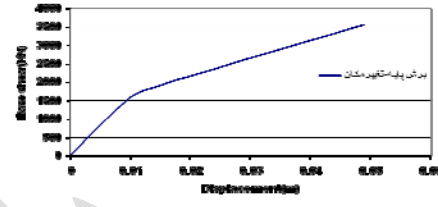
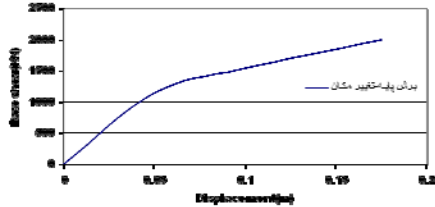
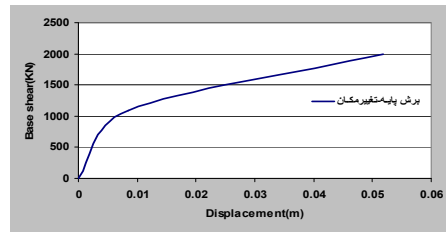
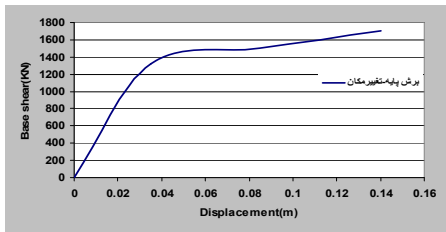
طبقه با اتصال مفصلی در خروج از مرکزیت های $0.1L$ ، $0.2L$ ، $0.3L$ (بترتیب از بالا)



شکل (۸). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۳

طبقه با اتصال مفصلی در خروج از مرکزیت های $0.1L$ ، $0.2L$ ، $0.3L$ (بترتیب از بالا)

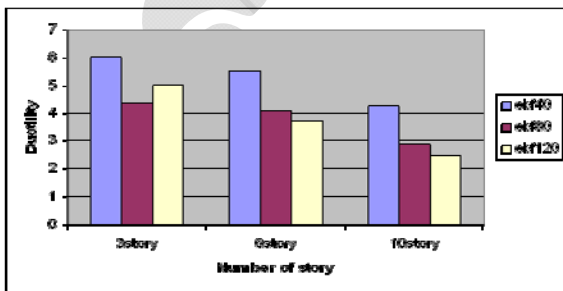
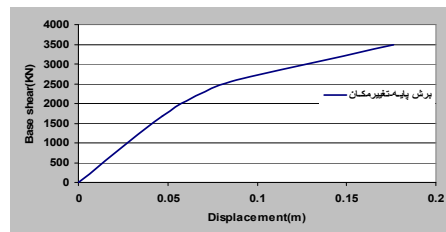
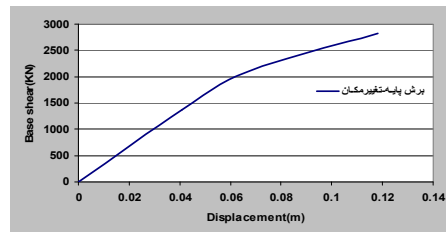
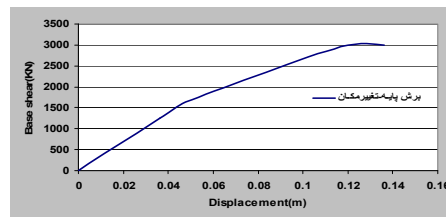




شکل (۱۳). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۱۰ طبقه با اتصال گیردار در خروج از مرکزتهای $0/3L$ ، $0/2L$ ، $0/1L$ (بترتیب از بالا)

شکل (۱۱). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۶ طبقه با اتصال گیردار در خروج از مرکزتهای $0/3L$ ، $0/2L$ ، $0/1L$ (بترتیب از بالا)

در این نمودارها می توان به چند نکته توجه نمود، اول کاهش شکل پذیری با افزایش خروج از مرکزیت می باشد که این کاهش را می توان چنین ارزیابی نمود که با افزایش خروج از مرکزیت عملکرد تیر پیوند از رفتار برشی به رفتار اندرکنش برش و خمش و یا خمشی می انجامد که از میزان شکل پذیری می کاهد و بیانگر این موضوع است که خروج از مرکزیت را باید در محدوده خاصی کنترل نمود.



شکل (۱۴). فاکتور شکل پذیری قاب مهاربند قطری خارج از مرکز در سیستم مفصلی با خروج از مرکزیت متفاوت

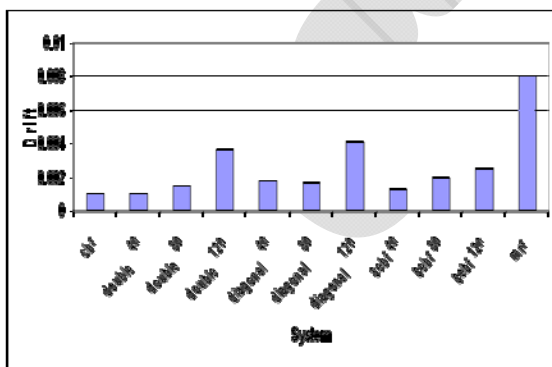
شکل (۱۲). نمودار برش پایه-تغییر مکان در بادبند قطری ۱۰ طبقه با اتصال مفصلی در خروج از مرکزتهای $0/3L$ ، $0/2L$ ، $0/1L$ (بترتیب از بالا)

نکته سوم یکسانی رفتار اتصال مفصلی و گیردار در هر سه سازه با ارتفاع متفاوت در خروج از مرکزیت های کم که در آن رفتار تیر برشی است در میزان مشابه جابجائی و نیروی برشی پایه است که این مقادیر در خروج از مرکزیت های بیشتر در این دو حالت اتصال مفصلی و گیردار متفاوت بدست آمده است.

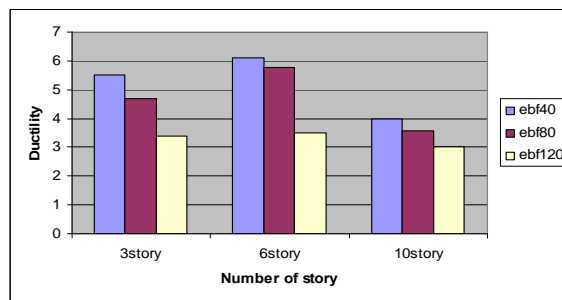
از نکات بارز دیگر افزایش سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان با افزایش ارتفاع سازه می باشد که صحت مطلب را می توان با تحقیقی که توسط کیم و چوی [1] صورت پذیرفته مقایسه نمود.

ب- بررسی میزان تغییر مکان های نسبی طبقات :

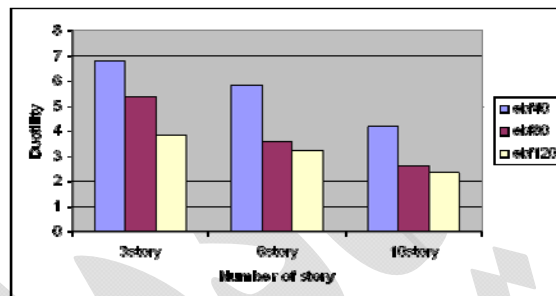
پس از بررسی میزان شکل پذیری سیستم های مختلف باربر جانبی در اینجا به بررسی نحوه ی عکس العمل این سیستم ها در کنترل تغییر مکان های جانبی طبقات به عنوان فاکتوری موثر بر رفتار لرزه ای سازه پرداخته می شود. نتایج در شکل ۱۸ الی ۲۰ ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می شود سیستم های مهاربندی شده در سازه های کم ارتفاع دارای تغییر مکانهای جانبی کمتری در مقایسه با سیستم قاب خمشی می باشد در حالیکه در سازه های با ارتفاع بلند (۱۰ طبقه) این موضوع متفاوت بوده و سیستم قاب خمشی تغییر مکان جانبی کمتری را نشان می دهد. همچنین سیستم مهاربندی هشتی شکل مستقل از فاکتور ارتفاع ساختمان، در تمامی حالتها نسبت به قاب قطری خارج از محور دارای تغییر مکان نسبی جانبی کمتری است.



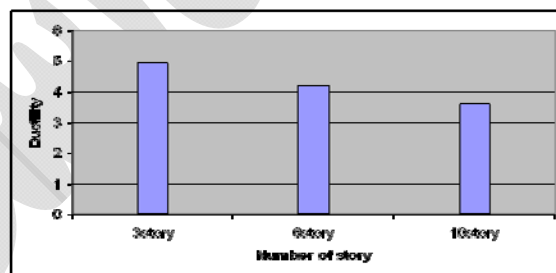
شکل (۱۸). تغییر مکان نسبی جانبی حداکثر سیستم های سازه ای مختلف در سازه ی ۳ طبقه



شکل (۱۵). فاکتور شکل پذیری قاب مهاربند قطری خارج از مرکز در سیستم گیردار با خروج از مرکزیت متفاوت



شکل (۱۶). فاکتور شکل پذیری قاب مهاربند هشتی شکل با خروج از مرکزیت متفاوت

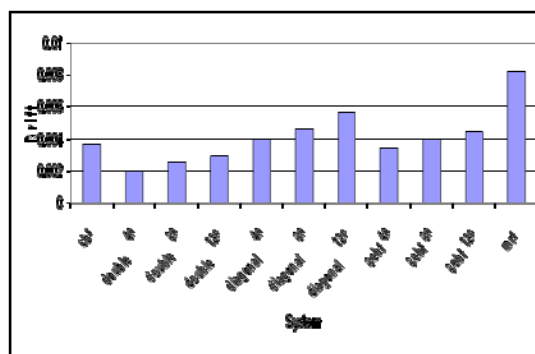


شکل (۱۷). فاکتور شکل پذیری سیستم باربر خمشی

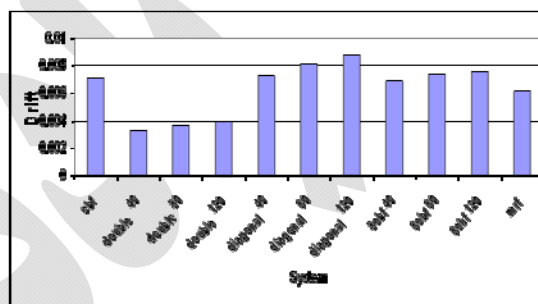
نکته ی دوم کاهش شکل پذیری با افزایش ارتفاع سازه می باشد که این موضوع نه تنها برای قاب مهاربندی قطری خارج از مرکز در دو حالت مفصلی و گیردار برقرار است (شکل ۱۴ و ۱۵) بلکه برای قاب مهاربند هشتی و سیستم قاب خمشی نیز (شکل ۱۶ و ۱۷) صادق است و این امر علت وجود ضوابط آیین نامه ای برای جلوگیری از تغییر مکانهای نسبی بالا در سازه های بلند مرتبه می باشد. نتایج حاصله با تحقیق روسی و لمباردو [۵] که بر اساس آیین نامه اروپایی [۱۸] طرح گردیده و در مورد فاکتور شکل پذیری سازه ها است نیز مطابقت دارد.

ت- توزیع تنشهای محوری در بادبند قطری خارج از مرکز:

شکل های این بخش توزیع تنش های محوری در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $0.2L$ و $0.3L$ را نمایش می دهد که یکی مربوط به توزیع تنش در اتصال گیردار و دیگر مربوط به اتصال مفصلی می باشد. همان طور که مشاهده می گردد مقادیر این تنش ها به لحاظ کمی برابر یکدیگر می باشد، اما دامنه سطح این تنش حداکثر در بادبند با اتصال گیردار بسیار محدود بوده و این سطح در بادبند قطری با اتصال مفصلی همان طور که در شکل ۲۱ نمایان است وسیع تر بوده طوری که در قسمت پائین بادبند احتمال وقوع کمانش وجود دارد ولی در سیستم گیردار آن، این تنش ها کنترل شده تر عمل کرده و رفتار بهتری را به نمایش می گذارد. اما این تنش در مدل بادبند قطری با خروج از مرکزیت $0.3L$ در اتصال گیردار مقداری کمتر از حالت مفصلی بوده و علاوه بر کنترل تنش در طول بادبند به لحاظ کمی نیز این مقادیر کمتر است (حدود 100Kg/cm^2) و می توان چنین بیان نمود که عملکرد اتصال گیردار در این نوع سیستم با افزایش خروج از مرکزیت بیشتر نمایان می گردد و خود را به عنوان فاکتوری کنترل شونده نشان می دهد و علت را چنین می توان بیان داشت که با افزایش خروج از مرکزیت عملکرد تیر پیوند وارد حالت خمشی گردیده و کنترل این خمش توسط اتصال گیردار بیشتر نمایان می گردد.

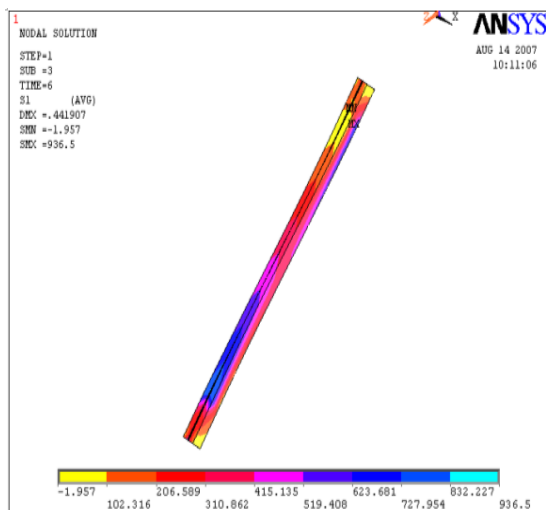


شکل (۱۹). تغییر مکان نسبی جانبی حداکثر سیستم های سازه ای مختلف در سازه ی ۶ طبقه

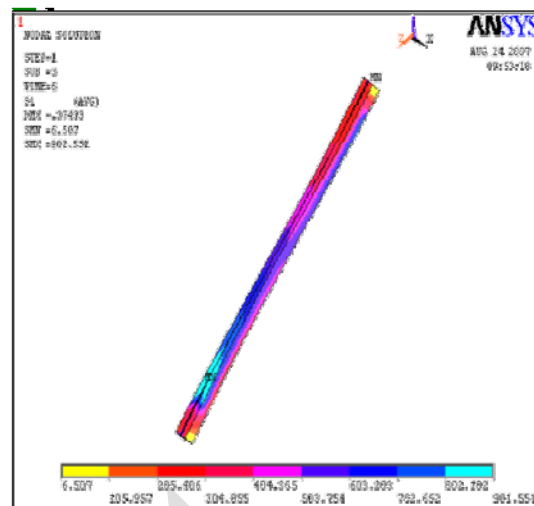


شکل (۲۰). تغییر مکان نسبی جانبی حداکثر سیستم های سازه ای مختلف در سازه ی ۱۰ طبقه

از طرفی افزایش خروج از مرکزیت به شکل چشم گیری باعث افزایش تغییر مکان های جانبی سازه می گردد. این افزایش در سیستم مهاربند قطری بسیار نمایان تر نسبت به سیستم های مورد مقایسه است. همچنین می توان نتیجه گرفت که سیستم های ترکیبی علاوه بر اینکه در جذب انرژی دریافتی زلزله نسبت به دیگر سیستم ها بهتر عمل نموده اند، در کنترل تغییر مکان جانبی طبقات بسیار ایده آل عمل نموده و در ردیف سیستم های هم مرکز ضربداری و حتی بهتر از آنها عمل می نمایند. همان طور که در شکل ۲۰ ملاحظه می گردد کنترل تغییر مکان جانبی در سازه های ۱۰ طبقه به عنوان یک پارامتر تاثیر گذار در طراحی سازه مطرح می شود. بلعکس با افزایش ارتفاع سازه، سیستم های ترکیبی با این نوع بادبند بسیار خوب عمل کرده و سختی مناسبی از خود نشان می دهند طوری که کنترل این تغییر مکان ها در مقایسه با سیستم های هم مرکز با شکل بادبند ضربداری که خود یک سیستم سخت محسوب می گردد بهینه تر رفتار می نمایند.

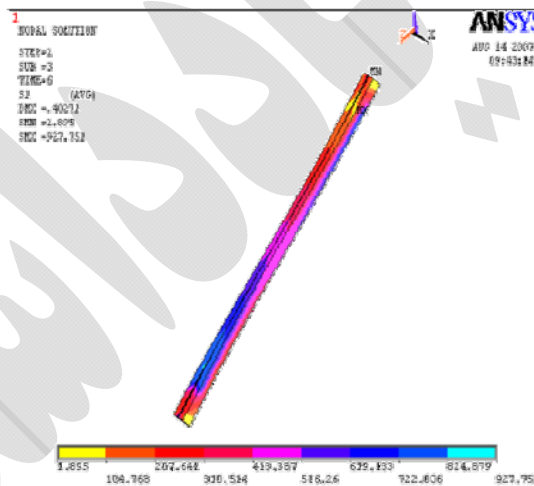


شکل (۲۴). توزیع تنش محوری در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $L/3$ در اتصال تکیه گاه گیردار

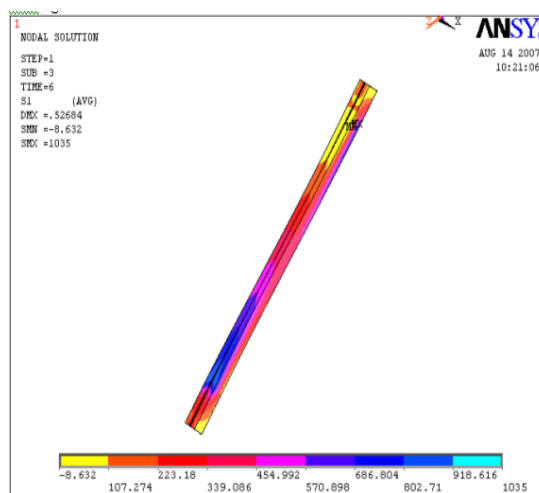


شکل (۲۱). توزیع تنش محوری در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $L/2$ در اتصال تکیه گاه مفصلی

ث - رفتار هیستریزیس بادبند قطری: یکی از ملاک‌های مقایسه‌ی رفتار لرزه‌ای و محاسبه‌ی میزان سطح دریافت انرژی و بطور کلی مقایسه‌ی شکل‌پذیری دو مدل متفاوت، بررسی منحنی هیستریزیس آن می‌باشد. برای بدست آوردن این منحنی از منحنی رفتار ماده براساس آیین نامه FEMA-273 استفاده و منحنی رفتاری آن در شکل ۳ معرفی شده است. حال برای مقایسه مدل‌های مختلف از مدل بادبند قطری با خروج از مرکزیت‌های ۸۰ و ۱۲۰ سانتی‌متر و با بارگذاری افزایشی تدریجی که مطابق شکل ۷ اعمال بار رفت و برگشتی می‌شود، استفاده شد که نمودار هیستریزیس شکل‌های ۲۵ الی ۲۸ این نتایج را نمایش می‌دهند. همانطور که در شکل‌ها مشاهده می‌گردد، منحنی‌های هیستریزیس مربوط به قاب قطری با خروج از مرکزیت $L/2$ (۸۰ سانتی‌متر) تعداد چرخه‌های بیشتری نسبت به خروج از مرکزیت ۱۲۰ سانتی‌متر متحمل شده که خود نشان دهنده استهلاک انرژی بالا در خروج از مرکزیت ۸۰ سانتی‌متر است. بدین ترتیب مدلی که خروج از مرکزیت آن کم و دارای رفتار برشی است ($e < 1.7Mp/Vp$) است، توانسته تعداد چرخه‌های بیشتری نسبت به حالت مشابه که میزان خروج از مرکزیت آن بیشتر است را متحمل شود.



شکل (۲۲). توزیع تنش محوری در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $L/2$ در اتصال تکیه گاه گیردار



شکل (۲۳). توزیع تنش محوری در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $L/3$ در اتصال تکیه گاه مفصلی



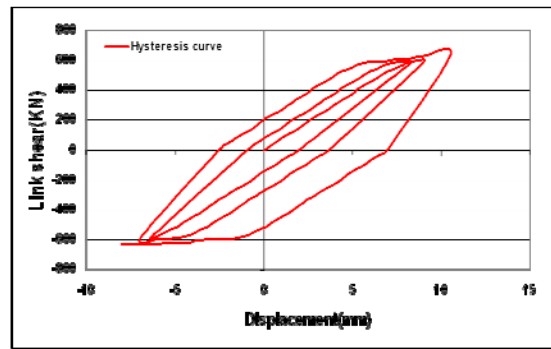
از طرفی سطح داخل این منحنی که همان میزان انرژی تلف شده ی سیستم می باشد در حالت اتصال گیردار بیشتر از حالت خروج از مرکزیت مشابه در اتصال مفصلی می باشد که تصدیق کننده ی نتایج بیان شده در قسمتهای قبلی تحقیق است. صحت مطالب فوق را می توان با مقایسه ای نسبت به تحقیقات صورت گرفته اوکازاکی و انگلهارت [3] تایید نمود.

اما نکته قابل توجه یکسانی و تشابه بیشتر نمودارها در خروج از مرکزیت کمتر (0.2L) در دو نوع اتصال گیردار و مفصلی است. که این موضوع در خروج از مرکزیت بیشتر متفاوت نشان داده شده است.

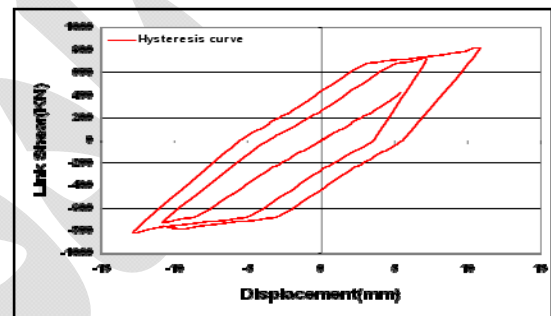
نکته ی دیگر نحوه اعمال بار بر مدل می باشد که در تحقیق اوکازاکی چنین نتیجه گرفته شده که شیوه اعمال بار نیز بر پاسخ لرزه ای مدل بسیار تاثیرگذار می باشد، پس مقایسه منحنی های هیستریزس تنها بواسطه ی شکل کیفی و مقایسه ای نسبت به مدل های مختلف قابل استدلال بوده و به لحاظ کمی هر مدل نسبت به بارگذاری خاص خود دارای پاسخی منحصر بفرد می باشد.

نتیجه گیری:

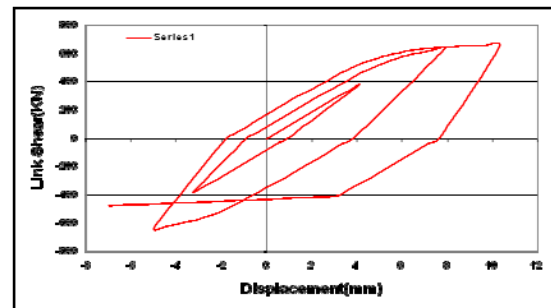
از جمع بندی حاصل از نتایج بدست آمده می توان چنین نتیجه گرفت رفتار اتصال مفصلی در میزان جابجائی نهائی و نیروی برشی مقاوم پایه مستقل از ارتفاع سازه در خروج از مرکزیت های کم که در آن رفتار تیر برشی است نزدیک به حالت اتصال گیردار می باشد. همچنین تشابه رفتار این دو نوع اتصال در تعداد چرخه ها و شکل منحنی هیستریزس در خروج از مرکزیت های کم در نتایج مشخص گردید که موارد فوق نزدیکی رفتار اتصال مفصلی در بادبند قطری به رفتار اتصال گیردار را بیان می سازد. لیکن با افزایش خروج از مرکزیت تفاوت چشمگیری در نتایج بدست آمده از این دو نوع اتصال مشاهده می گردد. بطوریکه افزایش خروج از مرکزیت باعث کاهش فاکتور شکل پذیری به دلیل تغییر رفتار تیر پیوند از حالت برشی به خمشی، می گردد. همچنین افزایش خروج از مرکزیت باعث افزایش نرمی سازه و به دنبال آن افزایش تغییر مکانهای جانبی زیاد بخصوص در سازه های مرتفع



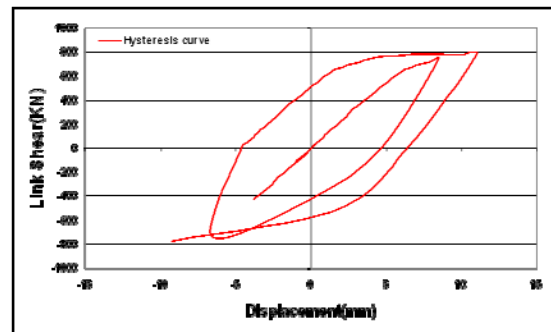
شکل (۲۵). نمودار هیستریزس بادبند قطری با خروج از مرکزیت ۸۰ سانتی متر و اتصال مفصلی



شکل (۲۶). نمودار هیستریزس بادبند قطری با خروج از مرکزیت ۸۰ سانتی متر و اتصال گیردار



شکل (۲۷). نمودار هیستریزس بادبند قطری با خروج از مرکزیت ۱۲۰ سانتی متر و اتصال مفصلی



شکل (۲۸). نمودار هیستریزس بادبند قطری با خروج از مرکزیت ۱۲۰ سانتی متر و اتصال گیردار

4. Bosco, M., Rossi, P.P., Seismic behavior of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, (2009) 31 (3), p.664-674.
5. Rossi, P.P., Lombardo, A., Influence of the link overstrength factor on the seismic behavior of eccentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 2007, 63 (11), p.1529-1545.
6. Mansour, Nabil, Development of the Design of Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links, dissertation, Feb 2011
7. Mastrandrea, L, Piluso, V, Plastic design of eccentrically braced frames, I: Moment-shear interaction, *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (5), p.1007-1014, May 2009
8. Mastrandrea, L, Piluso, V, Plastic design of eccentrically braced frames, II: Failure mode control *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (5), 1015-1028, May 2009
9. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین نامه ی طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ۱۳۸۴.
10. American Institute of steel construction, (AISC). Seismic provisions for structural steel buildings. Standard ANSI/AISC, 341-05. Chicago (IL, USA): AISC; 2005.
11. Uniform Building Code, 1985 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1985.
12. ATC, Tentative provisions for the development of the seismic regulations for buildings .ATC-3-06, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1978: 45-53.
13. FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.; 2000.
۱۴. سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود نشریه ۳۶۰، ۱۳۸۵.
۱۵. سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، تفسیر دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (ویرایش اول)، ۱۳۸۸.
16. ANSYS HELP SYSTEM, theory reference , ver 9.0,(2005)
17. Valliappan S., Boonluloehr, P. and Lee, I.K., "Nonlinear Analysis for Anisotropic materials", *International Journal for numerical Method in Engineering*, 1976, Vol. 10, pp597-606.
18. Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. European Committee for Standardisation 1993. ENV1998-1-1/2/3.

می شود که استفاده از اتصال صلب علاوه بر کنترل این تغییرمکانها باعث بهبود عملکرد سازه ای و افزایش استهلاک انرژی نسبت به حالت اتصال مفصلی است.

بطور کلی وجود اتصال صلب در قاب مهاربند قطری خارج از مرکز علاوه بر کنترل تنشهای محوری مهاربند و جلوگیری از کمانش آن، در کنترل تغییرشکل ها و کمانش های موضعی نیز تاثیر بسزایی دارد، که با افزایش خروج از مرکزیت، این اعمال کنترل محسوس تر می شود. بطوریکه در بادبند قطری با خروج از مرکزیت $0.3L$ (شکل ۲۳ و ۲۴) در قسمت تحتانی بادبند، تنش محوری در اتصال مفصلی در حدود $918-802$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع است ولی در حالت اتصال صلب این مقادیر به $727-623$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می رسد. از دیگر شاخصه های اتصال گیردار نسبت به حالت مفصلی می توان به قابلیت استهلاک انرژی و ایجاد منحنی هیستریزس با سطح داخلی بیشتر در برابر اتصال مفصلی بخصوص در خروج از مرکزیت های زیاد اشاره کرد. طوری که این مقدار در اتصال گیردار $1/5$ برابر بیشتر از حالت اتصال مفصلی در خروج از مرکزیت یکسان می باشد.

لذا پیشنهاد نویسندگان با توجه به سختی اجرای اتصال صلب با جوش نفوذی کامل مرسوم در ایران استفاده از اتصال مفصلی با طرح خروج از مرکزیت کم در بادبند قطری است که در آن رفتار تیر پیوند برشی باشد تا نتایج قابل قبولی در مقایسه با اتصال گیردار از خود بروز دهد. لیکن در صورت ضرورت به اجرای خروج از مرکزیت زیاد در بادبند قطری، مناسب بودن اتصال گیردار نسبت به اتصال مفصلی مشهود است.

مراجع

1. Kim, J. and Choi H., Response modification factors of chevron-braced frames, *Engineering Structures* 27 (2005) 285-300.
2. Balendra T., Huang X., Over-strength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950, *Journal of structural Engineering*, ASCE 2003; 129(8): 1019-1035 .
3. Okazaki T, Engelhardt D. Cyclic loading of EBF links constructed of ASTM A992 Steel, *Journal of constructional steel Research*, 63 (2007), 751-765.



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 زیرنویس 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

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مولفان	نازنین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	۱۶

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 فعالیت	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

<p>۳ قطعه عکس ۳*۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی (کپی کارت دانشجویی برای عضویت دانشجویی) - رسید پرداخت حق عضویت</p> <p>حق عضویت :</p> <ul style="list-style-type: none"> • اعضای حقیقی یکمصد و هشتاد هزار ریال • اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال • اعضای حقوقی • مجلات و موسسات علمی پژوهشی <p>دو میلیون ریال</p> <p>یک میلیون ریال</p> <p>به حساب جاری شماره ۴۳۳۰۴۵۰۷۰۴۵ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰۷۰۴۵ به نام انجمن سازه های فولادی ایران</p>
--

<p>درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .</p> <p>کمیته پذیرش</p>
<p>در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.</p> <p>هیأت مدیره</p>

در این بخش چیزی ننویسید

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.ISSS.IR مراجعه نمایید .