



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال نهم - شماره‌ی چهاردهم

پائیز و زمستان ۱۳۹۲

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام <http://www.srlst.com> (ISC)
۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی <http://www.SID.ir> (SID)
۳. بانک اطلاعات نشریات کشور <http://www.magiran.com> (magiran)

فهرست

۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران.....

۵..... اثر اصطکاک دینامیکی سرعت بستن پیچ‌های پر مقاومت بر نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها.....
Dynamic Frictional Effect of Tightening Speed on Clamping Force in High Strength Bolts
علیرضا رضائیان، محمد علی کافی، فرزاد بحری

۱۳..... ارزیابی نیاز لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پس کشیده با تغییر در پارامترهای موثر پس کشیدگی.....
Evaluation of Seismic Demand of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames by Change in Post-Tensioned Effect Parameters
محسن گرامی، مصطفی خاتمی

۳۳..... بررسی تحلیلی و عددی اثر خمش و برش بر رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک.....
Analytical and Numerical Study on Bending and Shear Effects of Steel Plate Shear Walls
مجید قلهکی، زهرا ابراهیمی ثابت

۴۵..... بررسی تئوریک و آزمایشگاهی مقاومت جوش‌های گوشه بین مهاربندها و صفحات اتصال که دارای ضعف اجرائی هستند.....
Theoretical and Experimental Study of Fillet Welds Resistance between Braces and Connection Plates that are Operational Defects
سید عبدالله حسینی دهدشتی، داود پورویس، محمد نادری نسب

۵۳..... بررسی رفتار استاتیکی و لرزه‌ای وصله ستون پیشنهادی آیین‌نامه ایران.....
Investigation of Static and Seismic Behavior of Recommended Column Splice of Iran Code
نازلی اسعدی، یوسف حسین زاده

۶۱..... بررسی عملکرد سازه‌ی جداسازشده با تکنولوژی آلیاژ حافظه‌دار شکلی.....
Performance Analysis of base Isolated System Equipped with Shape Memory Alloy
شقایق الوندی، مهدی قاسمیه

۷۱..... بررسی منحنی ممان-دوران اتصال تیر I شکل به ستون CFT به روش ریاضیاتی و مقایسه‌ی آن با نتایج آزمایشگاهی.....
Evaluation of the Moment-Rotation Curve of I Beam-to-CFT Column Connection using Mathematical Method and Compare with Experimental Results
غلامرضا عبدالله زاده، سخی یاپنگ غراوی، سید مجتبی هاشمی

۷۸..... شیوه نگارش.....

۷۹..... 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



اثر اصطکاک دینامیکی سرعت بستن پیچ‌های پر مقاومت بر نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها

علیرضا رضائیان^۱، محمد علی کافی^۲، فرزاد بحری^۳
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

یکی از عوامل اصلی در اتصالات پیچ و مهره‌ای با رفتار اصطکاکی، رسیدن یا تأمین پیش‌تندگی لازم در پیچ‌ها پر مقاومت می‌باشد. این پیش‌تندگی به عوامل متفاوتی از جمله شرایط رزوه پیچ، رفتار موضعی غیر خطی (رزوه، کله، مهره و اجزای اتصال)، نوع روغن و روغن‌کاری یا عدم روغن‌کاری و اثر اصطکاک دینامیکی سرعت بستن پیچ وابسته است. در این مقاله به یکی از این عوامل که اثر دینامیکی سرعت بستن پیچ به وسیله دستگاه‌های اتوماتیک پرداخته شده است. به این امر نمونه مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفت که نتایج حاصله عبارتند از ضریب اصطکاک بستن پیچ با حداقل سرعت دستگاه کمتر از ضریب اصطکاک با سرعت متوسط دستگاه بدست آمد. این ضرایب نشان می‌دهد در سرعت‌های پایین بستن پیچ با اعمال پیچش کمتر به پیش‌تندگی‌های بیشتر می‌توان رسید و با سرعت‌های بستن بالا امکان افزایش ضریب اصطکاک، ضریب مهره و در نهایت نرسیدن به پیش‌تندگی لازم وجود دارد.

کلمات کلیدی

اتصالات اصطکاکی، پیچ پر مقاومت، ضریب اصطکاک، پیش‌تندگی، اصطکاک دینامیکی، سرعت بستن پیچ

Dynamic Frictional Effect of Tightening Speed on Clamping Force in High Strength Bolts

A.R. Rezaeian, M.A. Kafi, F. Bahri

ABSTRACT

While working with slip critical connections, one of the most critical factors for high strength bolts is to achieve to a specific value of pretension. This pretension varies depending on several factors such as condition of thread, nonlinear local behavior (head, thread, nut, and other components of the connection), lubrication, and dynamic frictional effect of tightening speed. The current study addresses one of these factors which is the dynamic effect of tightening speed of the bolt performed by automatic machines. In this respect, four samples were carefully examined in laboratory showing that the friction factor of bolt tightening with minimum speed is smaller than the same with average speed. The results indicate that lower tightening speed with smaller torques concludes to a higher pretention, while increasing the tightening speed results in a greater friction factor and nut factor, and consequently, making it difficult to reach to the needed pretention.

KEYWORDS

Slip critical connection, High strength bolt, Friction coefficient, Clamping force, Speed of tightening

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، alireza.rezaeian@kiauo.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mkafi@semnan.ac.ir

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان، bahri@students.semnan.ac.ir



$$T = FDK \quad (2)$$

در این رابطه: T : پیچش اعمالی، F نیروی پیش‌تندگی، D قطر اسمی پیچ و K ضریب مهره می‌باشد. در تحقیقات Tan و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۹] نشان داده شد به دلیل‌های فوق تا ۳۰ درصد پراکندگی میزان پیش‌تندگی از مقدار مورد انتظار وجود دارد که می‌تواند منجر به عدم دسترسی به پیش‌تندگی مطلوب شود. هدف از انجام این تحقیق بررسی آزمایشگاهی اثر سرعت بستن پیچ به وسیله ابزارهای اتوماتیک بر میزان اصطکاک بستن پیچ و در نهایت تاثیر آن بر پیش‌تندگی است.

۲- بررسی عوامل موثر در بسته شدن و پیش‌تندگی

پیچ‌ها

عملیات بستن وقتی که ارتباط بین پیچش و چرخش برای رسیدن به پیش‌تندگی توضیح داده شود، قابل درک است. قبل از مطالعه روش‌های بستن پیچ لازم است اتفاقاتی که در حین بستن پیچ می‌افتد بیشتر توضیح داده شود.

یکی از مرسوم‌ترین مدل‌هایی که در مورد بستن پیچ مطرح می‌شود، در شکل (۱) قابل مشاهده است که از ۴ قسمت تشکیل شده است. قسمت اول مربوط می‌شود به بخشی از بستن پیچ که سطح کله یا مهره با ورق تماسی ندارد. قسمت دوم مربوط به هم‌تراز شدن و فشرده شدن ورق و پیچ می‌باشد. در قسمت سوم نیروی پیش‌تندگی الاستیک با یک شیب ثابت شروع به افزایش می‌کند. در قسمت چهارم پیچ در ناحیه پس از تسلیم قرار می‌گیرد که این اتفاق می‌تواند در ورق، فیلر، رزوه‌های بدنه پیچ و یا مهره و ناحیه پیش‌تندگی شده باشد.

قسمت غیرخطی شدن اولیه، به علت یک عملیات پیچیده در پیچ برای کشیدن و به هم چسبیدن قطعات اتصال است، که نتیجه آن خمش در اجزای اتصال برای به هم رسیدن و یا خمش در پیچ به دلیل هم‌تراز نبودن کله پیچ می‌باشد. که به اثرات کلی معروف است. همچنین فرایند به هم رسیدن اجزا اتصال اثرات جزئی نیز دارد که شامل تماس

امروزه پیچ و مهره در طراحی و اجرای اتصالات کاربرد بسیاری دارد. اساساً این نوع اتصالات به دو صورت اتکایی و اصطکاکی در آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند [۳-۱]. اگر بار در اتصال کاملاً توسط اصطکاک منتقل شود این اتصال اصطکاکی نامیده می‌شود این نوع از اتصال مناسب موقعیت‌هایی است که امکان بارهای تناوبی وجود داشته باشد. مخصوصاً در طرح‌های مقاوم در برابر زلزله استفاده از اتصالات اصطکاکی الزامیست [۲]. آیین‌نامه‌ها و استانداردهای پیچ، مهره و واشر از جمله ASTM، ISO و DIN فقط استفاده از پیچ‌های پرمقاومت را در این نوع از اتصالات مجاز می‌دانند و ضوابط زیادی برای کنترل مشخصات هندسی، مکانیکی و پوشش آن‌ها دارند [۶-۴].

در سال ۱۹۹۳ Kulak و Birkemoe [۷] در دانشگاه آلبرتا با انجام آزمایش‌هایی نشان دادند عواملی همچون شرایط رزوه پیچ، رفتار موضعی غیر خطی اتصال، رابطه کرنش المان‌های در تماس اتصال، نوع روغن و روغن‌کاری در میزان اصطکاک و در نتیجه در مقدار پیش‌تندگی موثر است. اصطکاک باعث می‌شود حدود ۱۰ درصد انرژی پیچشی اعمالی به پیش‌تندگی تبدیل شود و ۴۰ درصد انرژی پیچشی توسط اصطکاک زیر کله پیچ با ورق اتصال و ۵۰ درصد توسط اصطکاک قسمت رزوه شده اتلاف شود.

Shigley در سال ۲۰۰۱ [۸] رابطه کلی برای برقراری ارتباط بین پیچش اعمالی و پیش‌تندگی براساس اصطکاک زیر کله و اصطکاک رزوه به صورت رابطه (۱) ارائه شد.

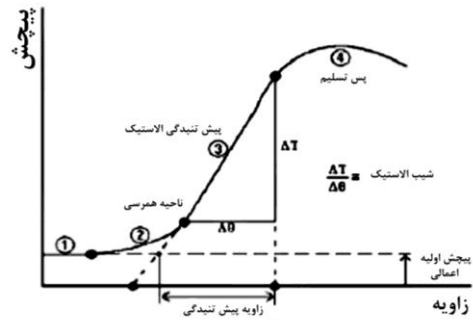
$$T_{in} = F_p \left(\frac{P}{2\pi} + \frac{\mu_t r_t}{\cos \beta} + \mu_n r_n \right) \quad (1)$$

در این رابطه: T_{in} پیچش اعمالی به پیچ، F_p نیروی پیش‌تندگی، P گام رزوه پیچ، μ_t ضریب اصطکاک رزوه، μ_n ضریب اصطکاک زیر کله و واشر (مربوط به قسمتی از کله یا مهره که بر روی واشر می‌چرخد) و β زاویه گام رزوه پیچ می‌باشد.

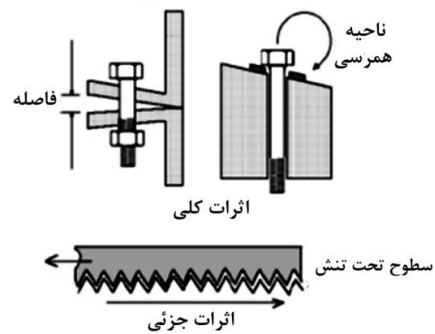
از رابطه (۱) ضریبی به نام ضریب مهره (K) استخراج می‌شود که مجموعی از ضرایب اصطکاک است.



قسمت‌های تحت تنش شامل: سطوح آبکاری شده، رنگ شده، پوشش شده و رزوه شده می‌باشد (شکل (۲)).

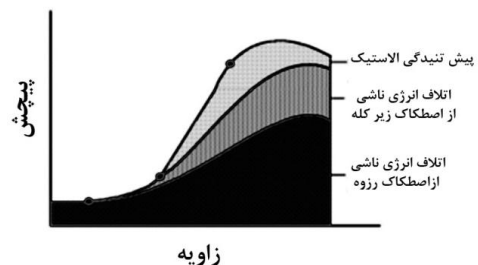


شکل (۱): چهار منطقه عملیات بستن پیچ [۱۰]



شکل (۲): اثر رسیدن قطعات اتصال [۱۰]

سطح زیر نمودار پیچش-زاویه بیانگر انرژی پیچشی اعمالی به پیچ برای بستن آن است. همانطور که در شکل (۳) مشخص است حدود ۱۰ درصد از سطح زیر نمودار صرف پیش‌تندگی الاستیک پیچ و اجزای اتصال شده است. انرژی پیچشی اعمالی در محدوده الاستیک همانطور که در نمودار پیچش-زاویه مشاهده شد مقدار مساوی با سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان دارد.



شکل (۳): نمودار پیچش-زاویه و نحوه توزیع انرژی پیچشی [۱۰]

۳- روش تحقیق

در این تحقیق مطالعه آزمایشگاهی اثر سرعت بسته شدن پیچ‌ها بر میزان اصطکاک و پیش‌تندگی انجام شد. در این آزمایش‌ها ۲ پیچ با سرعت ۳۰ درجه بر ثانیه و ۲ پیچ با سرعت ۵ درجه بر ثانیه، توسط دستگاه و نیروسنج آزمایش پیش‌تندگی و اصطکاک بسته شدند که در ادامه به توضیح آن پرداخته می‌شود و نتایج هردو آزمایش با سرعت یکسان به صورت میانگین ارائه می‌شود.

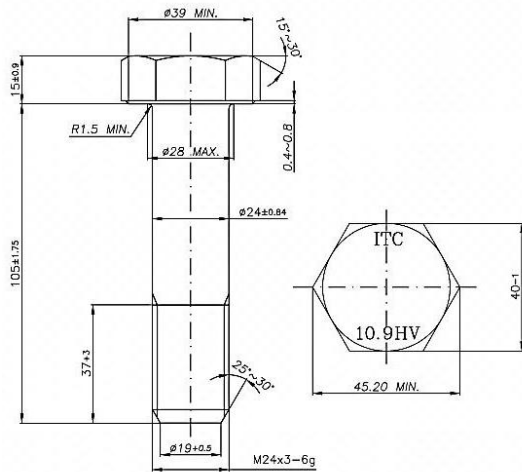
در این مقاله به تعداد ۴ عدد پیچ یکسان از نظر مشخصات مکانیکی و هندسی با ۲ سرعت پیچش اعمال شد و میزان پیچش، زاویه، ضرایب اصطکاک، ضریب مهره و پیش‌تندگی بدست آمد که در ادامه به آنها اشاره می‌شود.

۴- پیکربندی آزمایش

این آزمایش‌ها توسط یک نیروسنج ویژه تحقیقاتی و یک دستگاه اعمال انرژی پیچشی با توانایی ثبت پیچش-کشش که مقطع آن در شکل (۴) آمده انجام شد که برای اندازه‌گیری همزمان پیچش رزوه، T_G و نیروی پیش‌تندگی، F_p ، استفاده می‌شود. این دستگاه برای اندازه‌گیری پیچش کلی، T_A ، اعمالی جهت تشخیص مقدار پیچش اصطکاک قسمت رزوه شده و رزوه نشده نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نتیجه تست نشان داده شده در شکل (۵) مهره ابتدا به پیچ بسته شده است و پیچش اصطکاک رزوه برابر است با پیچش اعمالی تا تماس قسمت کله پیچ با سطح اتکا ایجاد شود. با تماس سطح زیر کله پیچش مربوط به اصطکاک زیر کله اندازه‌گیری می‌شود که برابر با تفاضل بین پیچش کلی اعمالی و اصطکاک قسمت رزوه شده است. اصطکاک زیر کله مربوط به قسمتی از کله یا مهره می‌باشد که بر روی واشر می‌چرخد که در این آزمایش‌ها کله ثابت بوده و مهره توسط دستگاه بسته می‌شود.

با توجه به ابزارهای اتوماتیک بستن پیچ که با نیروهای باد یا برق کار می‌کنند. سرعت‌های متفاوت و در خیلی از موارد کنترل نشده آن‌ها می‌تواند در میزان پیش‌تندگی موثر

بوده و حتی این امکان وجود دارد که در شرایط خاص پیش‌تندگی به حداقل مقدار مطلوب آیین‌نامه‌ها نیز نرسد.



شکل (۶): مشخصات هندسی نمونه‌ها

جدول (۱): مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه‌ها

سختی (راکول C)	طول (mm)	قطر (mm)	سطح تنش (mm ²)	بار کششی (kN)	بار آزمایشی (kN)
۳۷	۱۰۵	۲۴	۳۵۳	۴۲۲/۶	۳۷۶/۱۱۴

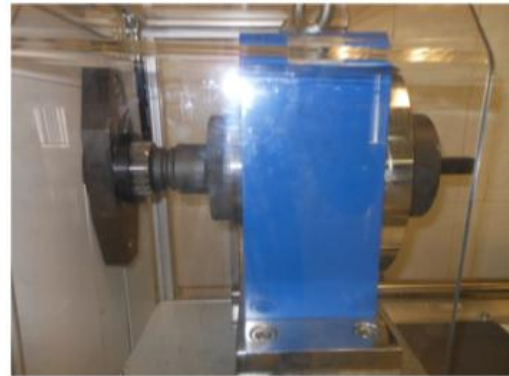
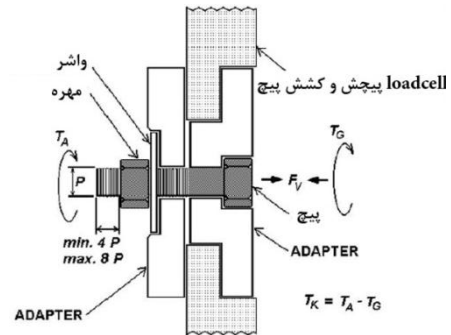
جدول (۲): حدود سختی پیچ‌های رده ۱۰/۹ و ASTM-A490

[۴]

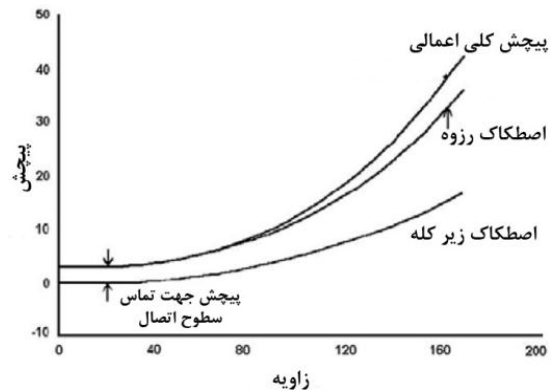
قطر پیچ (mm)		طول		برینل		راکول C	
max	min	max	min	max	min	max	min
M۱۲ تا M۲۴		کمتر از ۲D		۳۵۲	۳۱۱	۳۹	۳۳
Inclusive		۲D و بلندتر		۳۵۲	...	۳۹	...
بیش از M۲۴ تا M۳۶		کمتر از ۳D		۳۵۲	۳۱۱	۳۹	۳۳
Inclusive		۳D و بلندتر		۳۵۲	...	۳۹	...

۶- نتایج آزمایش‌ها

نتایج آزمایش‌ها به صورت جدول (۴) ارائه شده است که این نتایج در هر ردیف میانگین دو آزمایش انجام شده در هر سرعت می‌باشد. منحنی شکل (۷) مقدار پیش‌تندگی (kN) در مقابل زاویه (Degree)، منحنی شکل (۸) مقدار پیش‌تندگی (kN) در مقابل پیچش اعمالی (N.m) و منحنی شکل (۹) مقدار پیچش اعمالی (N.m) در مقابل زاویه (Degree) می‌باشد.



شکل (۴): وسیله اندازه‌گیری پیچش-کشش



شکل (۵): تشخیص نیروهای اصطکاکی [۱۰]

۵- نمونه‌های آزمایش

در این مقاله مطالعه آزمایشگاهی بر روی ۴ نمونه پیچ M۲۴ رده 10.9 HV با پوشش زینک فلیک و مشخصات مکانیکی جدول (۱) انجام شد. مشخصات هندسی نمونه‌ها در شکل (۶) آورده شده است. این مشخصات با ضوابط استاندارد های ASTM-A490 و DIN [۶-۴] مطابق جداول (۲) و (۳) مطابقت دارد.

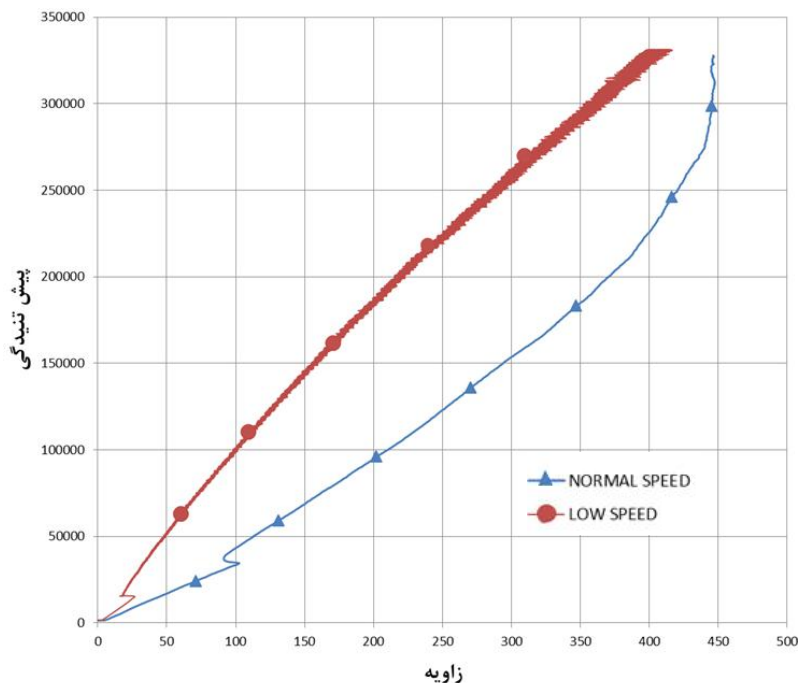


جدول (۳): مشخصات مکانیکی، ASTM-A490 [۴]

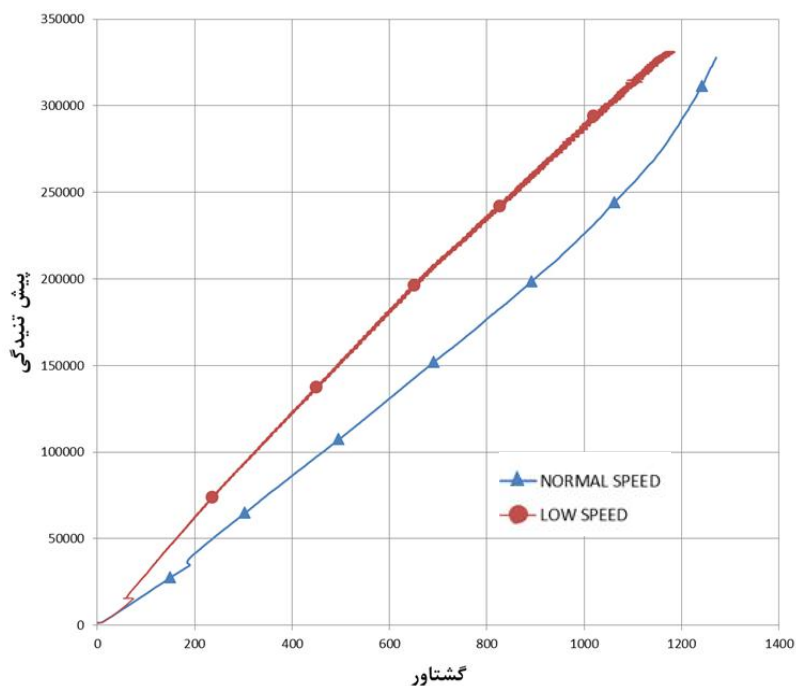
بار گواه جایگزین (kN)	بار گواه (kN)	بار کششی (kN)		سطح تنش (mm ²)	قطر اسمی پیچ و گام رزوه (mm)
		Max	Min		
روش مقاومت تسلیم ستون ۶	روش اندازه گیری طول ستون ۵	ستون ۴	ستون ۳	ستون ۲	ستون ۱
۷۹/۲	۷۰	۱۰۳	۸۷/۷	۸۴/۳	M۱۲×۱/۷۵
۱۴۸	۱۳۰	۱۹۰	۱۶۳	۱۵۷	M۱۶×۲
۲۳۰	۲۰۲	۲۹۶	۲۵۵	۲۴۵	M۲۰×۲/۵
۲۸۵	۲۵۱	۳۶۶	۳۱۵	۳۰۳	M۲۲×۲/۵
۳۳۲	۲۹۲	۴۲۷	۳۶۷	۳۵۳	M۲۴×۳
۴۲۱	۳۸۱	۵۵۵	۴۷۷	۴۵۹	M۲۷×۳
۵۲۷	۴۶۶	۶۷۹	۵۸۳	۵۶۱	M۳۰×۳/۵
۷۶۸	۶۷۸	۹۸۹	۸۵۰	۸۱۷	M۳۶×۴

جدول (۴): نتایج آزمایش‌های اصطکاک بر روی نمونه‌ها

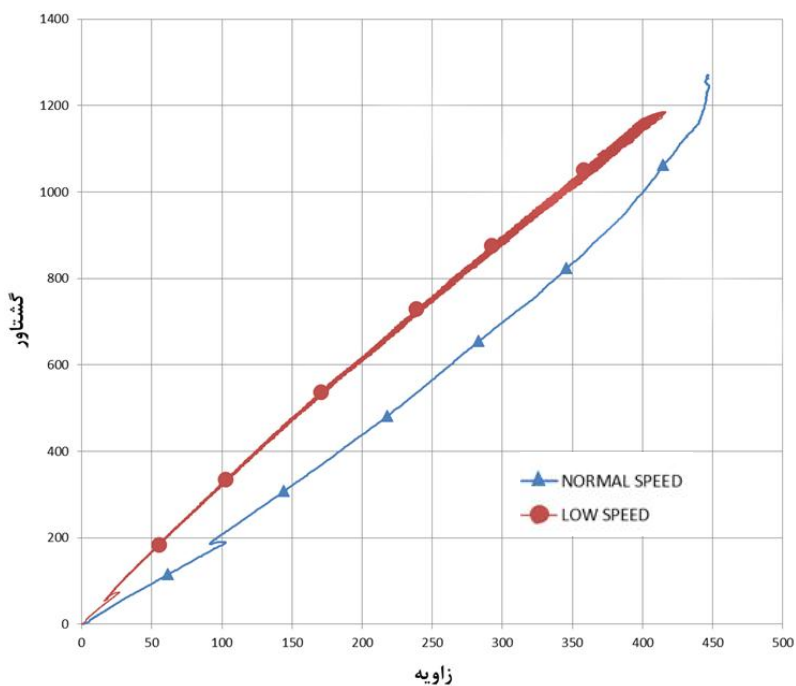
ماکزیمم گشتاور پیچشی (N.m)	ماکزیمم پیش‌تنیدگی (kN)	گشتاور پیچشی مورد نیاز (N.m)	پیش‌تنیدگی مطلوب (kN)	K (nut factor)	سرعت (Degree per sec)
۱۱۸۵/۹۱۸	۳۳۱/۳	۱۱۳۹/۱۲	۳۲۵	۰/۰۹۸	۵
۱۲۷۰/۶۲۶	۳۲۷/۸	۱۲۶۵	۳۲۵	۰/۱۳۶	۳۰



شکل (۷): نمودار پیش‌تنیدگی-زاویه



شکل (۸): نمودار پیش‌تندی-پیچش



شکل (۹): نمودار پیش-زاویه

۷- نتایج

دینامیکی به میزان ۳۸ درصد و کاهش پیش‌تندی مورد انتظار می‌شود.

- با اعمال سرعت یکنواخت‌تر بوسیله دستگاه‌های اتوماتیک بستن پیچ با اعمال پیچش کمتر به

- اعمال سرعت پیچش بیشتر در هنگام بستن پیچ و سریع‌تر بستن آن موجب افزایش اصطکاک اثر



[6] DIN 6916, "Standard Specification for High-Strength Head Bolts", Deutsches Institut für Normung (German Institute for Standardization).

[7] Kulak, G.L. and Birkemoe, P.C. (1993), "Field Studies of Bolt Pretension", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 25, No. 1-2, pp. 95-106.

[8] Shigley, J.E. and Mischke, C.R. (2001), "Mechanical Engineering Design", 7th Edition, McGraw-Hill.

[9] Tan, W. (2004), "Installation Behavior of ASTM F1852 Twist-Off Type Tension Control Bolts", Department of Civil Engineering, University of Toronto.

[10] Shoberg, R.S., "Engineering Fundamentals of Threaded Fastener Design and Analysis", PCB Load and Torque Company Publication.

[۱۱] "نشریه ۲۶۴ سازمان برنامه و بودجه طراحی اتصالات ساختمان‌های فولادی"، ۱۳۸۲.

پیش‌تنیدگی مناسب می‌توان رسید و انرژی کمتری توسط اصطکاک تلف می‌شود.

- با توجه به اینکه اشاره شد شیب الاستیک نمودار پیچش-پیش‌تنیدگی نشان دهنده ضریب مهره می‌باشد (شکل (۸)). که اعمال سرعت کمتر در هنگام بستن ضریب مهره بالاتر و در نتیجه با اعمال پیچش کمتر به پیش‌تنیدگی بیشتر می‌توان رسید.
- همانطور که در نمودار شکل (۷) مشخص است با اعمال سرعت‌های کمتر و یکنواخت‌تر پیچ با زاویه پیچش کمتری به نقطه تسلیم می‌رسد.
- در مقایسه ضرایب مهره بدست آمده با مقدارهای ارائه شده در نشریه ۲۶۴ طراحی اتصالات [۱۱]، مقدار بدست آمده در سرعت پایین اعمال پیچش کمتر از پیچ‌گریس کاری شده و مقدار بدست آمده در سرعت اعمال پیچش بیشتر، نزدیک به خمیر مولبیدین سولفات می‌باشد.

۸- سپاس و قدردانی

در این تحقیق آزمایش‌ها در آزمایشگاه شرکت ایران توحید انجام شد. سپاس و قدردانی ویژه از پرسنل محترم دفتر مرکزی و کارخانه این شرکت به جهت همکاری‌های بیدریغ‌شان و به‌خصوص مدیریت عامل محترم این شرکت جناب آقای مهندس مرعشی به جهت فراهم نمودن بستر مناسب برای انجام این تحقیقات.

۹- مراجع

[1] "AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction.

[۲] "مبحث دهم مقررات ملی ساختمان"، ۱۳۸۷.

[3] RCSC. (2004), "Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts. Research Council on Structural Connections", Available online at www.boltcouncil.org.

[4] ASTM A490M-04. (2004), "Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints", American Society for Testing and Materials.

[5] ISO 898-1. (2009), "Standard Specification for Mechanical Properties of Fastener", International Standard Organization.



ارزیابی نیاز لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پس کشیده با تغییر در پارامترهای موثر پس کشیدگی

محسن گرامی^۱، مصطفی خاتمی^۲
(تاریخ دریافت: ۹۱/۰۶/۲۰، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۲)

چکیده

پس از زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله پیشنهاد گردیده است. به عنوان جایگزینی برای اتصالات خمشی جوشی، محققین در سال ۲۰۰۰، اتصال خمشی پس کشیده را برای استفاده در قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد کردند. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالاست که به موازات جان تیر قرار می‌گیرند و از میان ستون عبور کرده و در مقابل بال ستون مهار می‌گردند. کابل‌های فولادی، بال تیر را در مقابل بال ستون فشرده می‌سازند و منجر به ممان مقاوم اتصال در برابر بارهای بهره برداری و ایجاد نیروی بازگرداننده جهت حفظ قابلیت خودشاقولی قاب می‌شوند. نبشی‌های بالا و پایین نیز به این اتصالات اضافه می‌شوند تا قابلیت اتلاف انرژی مناسبی برای اتصال تحت بار لرزه‌ای فراهم آورند. در این مقاله، ضمن آشنایی با رفتار این اتصالات و نحوه مدل سازی آنها با نرم افزار OPENSEES و بررسی صحت نتایج مدل سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، نیاز لرزه‌ای قاب‌های خمشی پس کشیده با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی برای قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که با افزایش نیرو و تعداد کابل‌های پس کشیدگی، افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول به ضخامت نبشی نیاز لرزه‌ای قاب‌های پس کشیده کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی

اتصالات پس کشیده، تحلیل تاریخچه زمانی، طرح لرزه‌ای، خودشاقولی

Evaluation of Seismic Demand of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames by Change in Post-Tensioned Effect Parameters

M. Gerami, M. Khatami

ABSTRACT

After northridge earthquake in 1994, different details for constructing new moment resisting connections to attain a ductile behavior under earthquake excitations were recommended. As a substitution instead of welded moment resisting connections, researchers recommended the utilization of post-tensioned moment connections in moment resisting frames to resist against earthquake loading. Post-tensioned connections are composed of high-strength steel cables which are erected parallel to the beam web and then are crossed through the column and finally would be fixed at the column's flange face. Firstly, steel cables create compression between beam and column flanges, secondly they provide the resisting moment of connections against applied service loads and eventually these cables would cause self-centering of columns, which means that the columns would get back to their initial position after they are tilted by earthquake excitation. Moreover, two steel angle sections are added at the top and bottom surfaces of these connections, in order to dissipate the earthquake energy in the joint area. In

۱- استادیار و مدیر گروه پژوهشی فناوری‌های نوین ساختمان، دانشگاه سمنان، m.gerami@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهدی شهر، mkh672.2009@gmail.com

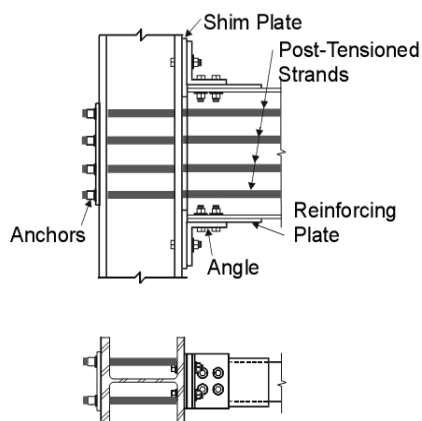


this paper, in addition to introduction of this Connections, the modeling mode for them with the OPENSEES software and evaluation of accuracy of modeling results compared with experimental results, evaluated the Seismic demand of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames by change in Post-Tensioned effect parameters for 4,7 and 10 story under time history dynamic analysis. The results indicate that reduced frames seismic demand with increasing force and the number of Post-Tensioned cables, thickness of angles and decreasing the ratio of length to thickness of angles.

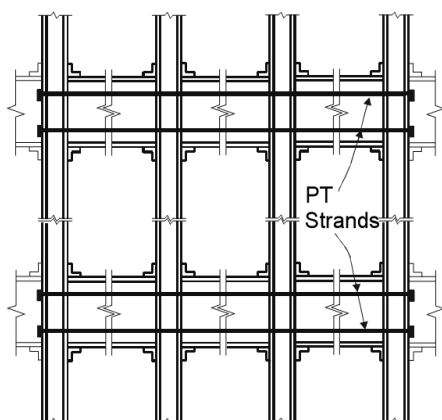
KEYWORDS

Post-tensioned connections, Time-history analysis, Seismic design, Self-centering

۱- مقدمه



(الف)



(ب)

شکل (۱): نمای شماتیک از (الف) جزئیات اتصال پس کشیده (ب) یک طبقه از قاب خمشی پس کشیده [۲]

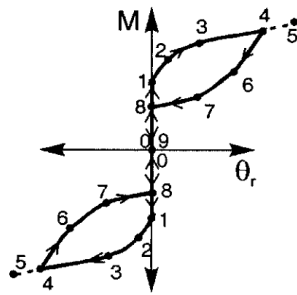
یک اتصال پس کشیده درست طراحی شده، مزایای فراوانی دارد که به طور خلاصه عبارتند از:

- به جوش کارگاهی نیاز ندارد.
- ساخت اتصال براساس مصالح و مهارت‌های متداول است.

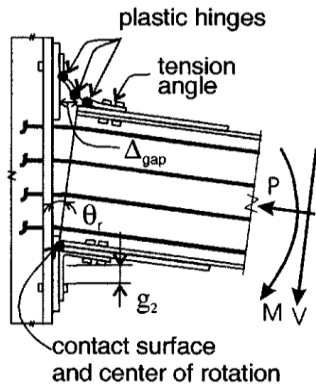
سازه‌های فولادی در بسیاری موارد، در سیستم قاب خمشی مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند. اتصالات قاب خمشی فولادی معمولاً از جوش یا پیچ است که استفاده از جوش در چند سال اخیر متداول‌تر است. یک نمونه رایج از اتصالات خمشی، استفاده از یک صفحه پیچ شده به جان تیر برای تحمل برش، به همراه جوش لب با نفوذ کامل بین بال تیر و بال ستون برای تحمل خمش است. در طی زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، بیش از ۱۰۰ گسیختگی در اتصالات خمشی جوشی مشاهده شد که این گسیختگی‌ها عموماً در محل جوش نفوذی بین بال تیر و ستون ایجاد شده بود. پس از زلزله، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله پیشنهاد گردیده است. هدف این جزئیات پیشنهادی جلوگیری از گسیختگی جوش و ایجاد تغییر شکل‌های غیر الاستیک در تیرها و در ناحیه ای خارج از اتصال است. در نتیجه پس از یک زلزله سطح طراحی، تیرهای دارای چنین اتصالاتی، متحمل خسارات و آسیب‌های دائمی ناشی از تسلیم و کمانش موضعی خواهند شد [۱-۳].

به عنوان جایگزینی برای اتصالات خمشی جوشی، ریکلز و همکارانش در سال ۲۰۰۰، اتصال خمشی پس کشیده را برای استفاده در قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد کردند [۱ و ۲]. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالاست که پس از نصب نبشی‌های فوقانی و تحتانی، پس کشیده می‌شوند. این کابل‌ها از میان ستون عبور کرده و در مقابل بال ستون مهار می‌گردند [۳]. نمای شماتیک از این اتصال و یک طبقه از قاب پس کشیده در شکل (۱) نشان داده شده است.





(الف)



(ب)

شکل (۲): (الف) رابطه ممان- دوران اتصال (ب) باز شدگی اتصال پس از فشار برداری

رفتار ممان-دوران اتصال پس کشیده با باز شدگی و بسته شدن شکاف فصل مشترک تیر و ستون (Δ_{gap}) تحت بارگذاری سیکلیک، مشخص و توصیف می‌شود. ممان آغاز کننده جدایی بین تیر و ستون، ممان فشار برداری نامیده می‌شود. رفتار اتصال در ابتدا مشابه یک اتصال خمشی جوشی است ولی در پی فشار برداری، رفتار اتصال مشابه یک اتصال نیمه گیردار می‌شود. سختی اولیه اتصال قبل از باز شدن درز در مرحله فشار برداری، با سختی اولیه اتصال خمشی جوشی یکسان است (θ_r قبل از نقطه ۱ در شکل (۲) صفر است). سختی اتصال پس از فشار برداری ترکیبی از سختی نبشی‌ها و سختی محوری الاستیک کابل‌های پس کشیدگی است. با ادامه بارگذاری، نبشی کششی اتصال در نقطه ۲ تسلیم می‌شود. در نقطه ۳ این نبشی به طور کامل تسلیم می‌گردد. در نهایت با ادامه بارگذاری تا نقطه ۵، کابل‌های پس کشیده شده نیز تسلیم می‌شوند. بین نقاط ۳ و ۵ رابطه ممان-دوران تقریباً خطی بوده و سختی اتصال ناشی از سختی محوری کابل‌های

- اتصال، سختی اولیه‌ای مشابه با اتصالات خمشی جوشی دارد.
- اتصال، خود شاقول^۱ و فاقد تغییر شکل‌های ماندگار است.
- تیرها و ستون‌ها اساساً در حالت الاستیک باقی می‌مانند در حالی که تغییر شکل‌های غیر الاستیک و اتلاف انرژی در نبشی‌های بالا و پایین ایجاد می‌گردد.
- نبشی‌ها به آسانی جایگزین می‌شوند.
- اتصال کاملاً گیردار است، برش قائم توسط نبشی‌ها و اصطکاک بین تیر و ستون تحمل می‌شود و اتصال دارای چندین کابل پس کشیده است که در صورت گسیختگی یک یا چند کابل، کارکرد آن ادامه می‌یابد [۴-۲].

۲- بررسی رفتار اتصالات پس کشیده

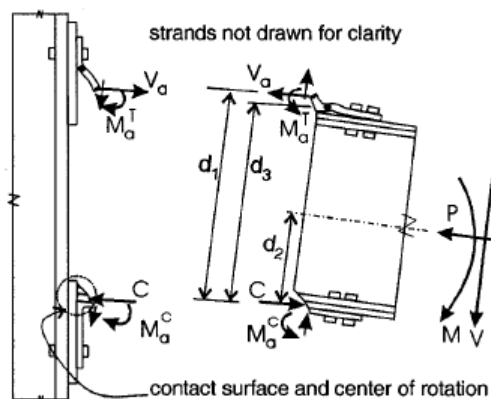
یک اتصال خمشی پس کشیده فولادی، شامل نبشی‌های فوقانی و تحتانی و کابل‌های با مقاومت بالاست. این کابل‌ها، موازی با تیر گذرانده شده و در خارج از اتصال مهار می‌شوند. کابل‌ها، بال‌های تیر را به بال ستون فشرده می‌سازند تا در برابر ممان، مقاومت نمایند، در حالی که دو نبشی و اصطکاک در فصل مشترک تیر و ستون در مقابل برش مقاومت می‌کنند. هدف اولیه از وجود نبشی‌ها، اتلاف انرژی است، ولی آنها همچنین گیرداری و قید لازم را برای مکانیسم‌های انتقال نیرو، برای برش عرضی تیر و ممان، فراهم می‌آورند. بال‌های تیر با استفاده از ورق‌های تقویتی به منظور کنترل تسلیم تیر تقویت شده‌اند. همچنین ورق‌های لایه‌ای بین بال‌های تیر و بال ستون به نحوی قرار داده می‌شوند که فقط بال‌های تیر و ورق‌های تقویتی با ستون در تماس باشند [۲ و ۳].

رفتار ایده‌آل شده ممان-دوران ($M-\theta_r$) یک اتصال پس کشیده فولادی در شکل (۲) نشان داده شده است. θ_r در این شکل، چرخش نسبی بین تیر و ستون است [۳].

¹ Self center



(M_a^C و M_a^T) در محل مفصل‌های پلاستیک و نیروی تماسی (C)، می‌باشد [۶ و ۷].



شکل (۳): دیاگرام جسم آزاد اتصال پس کشیده [۷]

نیروهای V_a و C در تعادل افقی با نیروی محوری تیر (P) هستند. P شامل مجموع نیروهای کابل‌های پس کشیدگی (T) به علاوه یک نیروی محوری اضافه در تیر که به وسیله اندرکنش قاب پس کشیده با دیافراگم کف تولید شده است (F_{fd})، می‌باشد. فرض می‌شود که کابل‌های پس کشیدگی، به صورت افقی به نحوی قرار گرفته‌اند که مرکز سطح آنها در مرکز سطح تیر واقع شده است و نیز فرض می‌شود که در محل مفصل پلاستیک ماهیچه ساق ستونی نبشی کششی و در فاصله d_1 از مرکز دوران اثر می‌کند. به علاوه فرض می‌شود که C در مرکز دوران، در بال فشاری اثر می‌کند و با نیروی محوری در تیر (P) به علاوه V_a مساوی است. تحلیل نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مرکز چرخش در مرکز ورق تقویتی است [۶ و ۷].

با جمع کردن ممان‌ها حول مرکز سطح تیر و با کمک رابطه $C=T+F_{fd}+V_a$ ، ممان ایجاد شده در یک اتصال فولادی پس کشیده، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M = d_1 V_a + (T + F_{fd}) d_2 + M_a^T + M_a^C \quad (1)$$

فشار برداری اتصال هنگامی رخ می‌دهد که برآیند نیروی تماسی در بال کششی تیر، برابر با صفر گردد. ممان فشار برداری تئوریک، از معادله (۲) بدست می‌آید. با در نظر گرفتن F_{fd} برابر با صفر، T برابر است با مجموع نیروی اولیه کابل‌های پس کشیدگی T_o و به دلیل صفر بودن θ_r

پس کشیده است. در حین باربرداری (نقطه ۴)، نبشی‌ها تا هنگامی که شکاف بین بال تیر و بال ستون در نقطه ۸ بسته شده و θ_r برابر با صفر شود، به اتلاف انرژی ادامه می‌دهند. عکس کردن ممان اعمالی، منجر به بروز رفتار مشابه در جهت مخالف بارگذاری خواهد شد [۲ و ۳]. رفتار خمشی یک اتصال پس کشیده، وابسته به عمق تیر، مجموع نیروی کابل‌ها، مقاومت نبشی‌ها، سختی الاستیک و مقاومت کابل‌های پس کشیدگی است. تا زمانی که کابل‌ها به حالت الاستیک باقی بمانند و تسلیم قابل توجهی در تیرها ایجاد نشود، نیروی پس کشیدگی محفوظ مانده و اتصال به محض باربرداری، خود شاقول است (یعنی پس از برداشتن ممان اتصال، θ_r به مقدار صفر بازگشته و قاب خمشی به موقعیت قبل از زلزله خود باز می‌گردد). به منظور اطمینان یافتن از الاستیک باقی ماندن کابل‌ها، آنها با سطح تنش که به اندازه کافی زیر تنش تسلیم آنهاست، پس کشیده می‌شوند. ظرفیت اتلاف انرژی اتصال با رفتار نبشی‌ها تناسب دارد [۳-۵].

گارلاک و همکارانش در سال ۲۰۰۲ نشان داده‌اند که در نبشی کششی، یک مکانیزم با تشکیل سه مفصل پلاستیک، مطابق شکل (۲-ب)، به وجود می‌آید که یک مفصل پلاستیک بر روی ماهیچه هر ساق نبشی و مفصل سوم، نزدیک پیچ‌هایی که نبشی را به ستون متصل می‌کنند، تشکیل می‌شود [۶-۸].

۳- آنالیز ساده سازی شده از رفتار اتصالات پس کشیده

با استفاده از دیاگرام جسم آزاد نشان داده شده در شکل (۳) می‌توان یک آنالیز ساده سازی شده از رفتار اتصال پس کشیده ارائه نمود. به منظور ساختن جسم آزاد، یک برش از میان ماهیچه نبشی کششی (یعنی جایی که مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود)، ماهیچه نبشی دیگر و سطح تماس بال فشاری تیر، ایجاد شده است. مشاهده می‌شود که نیروهای اولیه‌ای که در ممان ایجاد شده در اتصال پس کشیده مشارکت دارند، نیروی برشی نبشی کششی (V_a)، ممان در نبشی‌های کششی و فشاری



V_a , M_a^T و M_a^C برابر با صفر می‌باشند. بنابراین ممان فشار برداری تئوری عبارت است از:

$$M_{d,th} = d_c \frac{T_o}{2} \quad (2)$$

در رابطه اخیر، d_c فاصله بین مراکز سطح نواحی تماس بین بال‌های تیر و ستون است، یعنی $(d_c = 2d_2)$. در پی فشار برداری، کابل‌های پس کشیده افزایش طول می‌یابند که سبب افزایش در نیروی کابل می‌شود و این افزایش موجب ایجاد نیروهای فشاری اضافه در تیرها و به دنبال آن کوتاه شدن تیرها می‌شود. می‌توان نشان داد که نیروی پس کشیدگی کلی برابر است با:

$$T_{th} = T_o + 2d_2 \cdot \left(\frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \right) \cdot \theta_r \quad (3)$$

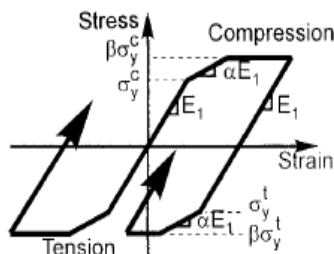
در این رابطه K_s و K_b سختی محوری (EA/L) کابل‌های پس کشیدگی و تیر، L طول یک دهانه و ضریب ۲ برای نشان دادن ۲ اتصال در هر دهانه است و فرض می‌شود که A و E در تمامی طول کابل‌های پس کشیده، ثابت هستند. افزایش طول کلی کابل‌های پس کشیدگی با بازشدگی درز در طول کابل مرتبط می‌باشد، بنابراین برای یک قاب N دهانه با طول مساوی دهانه‌ها، افزایش طول کلی کابل با ضریب N ، افزایش می‌یابد. بنابراین، رابطه (۳) برای چندین دهانه نیز معتبر بوده و به قوت خود باقی است. در رابطه (۳)، θ_r زاویه بازشدگی اتصال پس کشیده است [۷].

۴- نحوه مدل سازی اتصالات پس کشیده

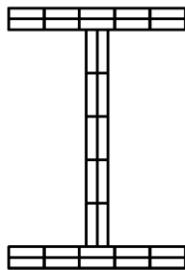
به منظور تحلیل غیرخطی سازه‌ها، غالباً از نرم افزارهای المان محدود استفاده می‌شود. نرم افزار OPENSEES یکی از نرم افزارهای قدرتمند در تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. در این برنامه برای نشان دادن رفتار غیرخطی سازه (غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی) از مدل‌های عددی مناسب و تئوری‌های تحلیل نسبتاً جدید استفاده می‌شود [۹]. در ادامه نحوه مدل سازی بخش‌های مختلف اتصال تشریح می‌گردد:

الف) تیرها و ستون‌ها:

برای مدل سازی دقیق رفتار مصالح تیر و ستون‌ها با موازی کردن دو مصالح Steel01 که رفتار دوخطی دارد، در نرم افزار OPENSEES به رفتاری سه خطی مشابه شکل (۴-الف) دست می‌یابیم. برای تیرها و ستون‌ها از المان NonlinearBeam-Column استفاده شده است. این المان رفتار غیرخطی عضو را برپایه تئوری نیرو-تغییر مکان (Force-Deformation) و با فرض پلاستیسیته توزیع شده در طول عضو مدل می‌کند. برای مقطع تیرها و ستون‌ها از مقطع Fiber استفاده شده که مطابق شکل (۴-ب)، ۲ رشته یا تار در ضخامت جان وبال و ۵ تار در ارتفاع جان و عرض بال دارد.



الف) نمودار تنش-کرنش مصالح تیر و ستون



ب) جزئیات مقطع تیر و ستون‌ها

شکل (۴): مدل سازی رفتار تیر و ستون در اتصال پس کشیده

ب) چشمه اتصال:

برای چشمه اتصال از مصالح Steel02 با نسبت کرنش سخت شدگی ۰/۰۳ استفاده شده است. برای مدل سازی چشمه اتصال از المان Joint2D استفاده می‌شود.

ج) نبشی‌های اتصال:

سختی برشی که وابسته به تغییر شکل‌های برشی است با ضریب پواسون ν برابر است با:

$$K_{a,i, shear} = \frac{EI_a}{0.26gt_a^2} \quad (5)$$

در این رابطه E مدول الاستیسیته فولاد و t_a ضخامت نبشی و I_a ممان اینرسی سطح مقطع نبشی و g طول آزمون در ساق ستونی نبشی است. کلیه روابط ارائه شده در این بخش بر مبنای سیستم انگلیسی است. لازم به ذکر است که $1/K_{a,i, shear}$ کمتر از 10% مجموع $1/K_{a,i, thry}$ است.

سختی اولیه خمشی نیز از رابطه (۶) تعیین می‌شود:

$$K_{a,i, bend} = \frac{V_a}{\Delta_{gap}} = \frac{12EI_a}{g^3} - \frac{6EI_a C_{\theta A}}{g^2} \quad (6)$$

در این رابطه $C_{\theta A}$ برابر است با:

$$C_{\theta A} = \left[\frac{\frac{3}{g^2} \left(1 + \frac{2e}{g}\right)}{\frac{2}{g} \left(1 + \frac{3e}{2g}\right) + \frac{2}{L} \left(1 + \frac{3e}{2L}\right)} \right] \quad (7)$$

g طول آزمون در ساق ستونی نبشی و L طول آزمون در ساق تیری نبشی است. شکل (۶) برای نسبت‌های مختلفی از g و L ارائه شده است.

در صورتی که g_1 یا $g = g'_1$ باشد، $e = t_a/2$ خواهد بود و در صورتی که g_2 یا $g = g'_2$ باشد، $e = k - t_a/2$ خواهد بود. در این رابطه k طول ناحیه ماهیچه دار ضخامت نبشی است. در شکل (۵) نیروی برشی نبشی در محل تغییر سختی اولیه به حالت ثانویه است. مقدار این نیرو طبق رابطه (۸) برابر است با:

$$V_{a,c} = \frac{1.13V_m K_{a,i}}{K_{a,i} - K_{a,p}} \quad (8)$$

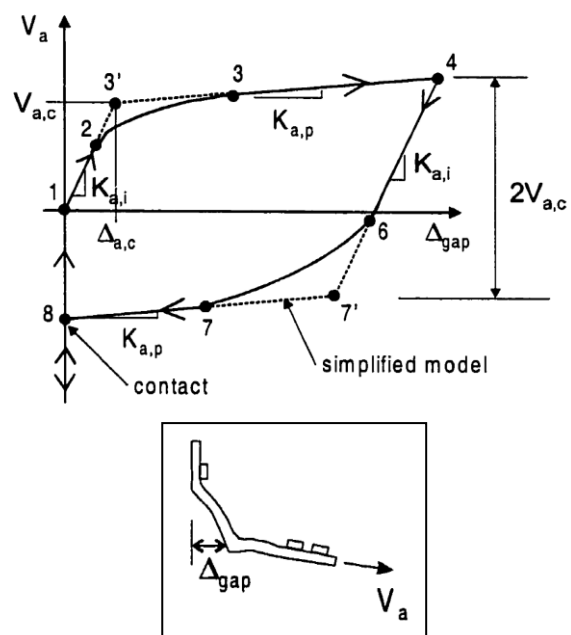
در این رابطه مقدار V_m برابر است با:

$$V_m = C_V \cdot V_p \quad (9)$$

C_V ضریبی است که مقدار V_m را به صورت درصدی از نیروی برشی که سبب مکانیزم تسلیم در نبشی می‌شود، بیان می‌دارد. مقدار این ضریب برابر است با:

برای مدل سازی نبشی‌ها از مصالح Steel01 با رفتار دوخطی با سختی $K_{a,i}$ و $K_{a,p}$ استفاده می‌شود. المان‌های مورد استفاده برای نبشی‌ها، المان Truss یا خرپایی است که فقط نیروی محوری را منتقل می‌کند و نبشی‌ها بوسیله فنرهایی با سختی محوری مدل می‌شوند. این المان سختی محوری نبشی‌ها را که معادل با سختی اولیه رفتار نیرو-تغییر مکان نبشی و سختی پس از تسلیم نبشی‌هاست، بازتاب می‌دهد.

با بکارگیری نتایج بدست آمده از آزمایش نبشی‌ها، یک مدل از رفتار نیرو-تغییر مکان $(V_a - \Delta_{gap})$ برای نبشی ایجاد می‌شود. این مدل تقریباً به صورت منحنی دوخطی است که مطابق شکل (۵) در آن شیب اولیه $K_{a,i}$ به شیب ثانویه $K_{a,p}$ کاهش می‌یابد [۱۰].



شکل (۵): مدل سازی رفتار نبشی‌های اتصال پس کشیده

سختی اولیه تئوری $K_{a,i, thry}$ که از دو بخش تغییرشکل‌های خمشی و برشی تشکیل شده است، به کمک دو مولفه سختی خمشی و برشی بیان می‌گردد:

$$\frac{1}{K_{a,i, thry}} = \frac{1}{K_{a,i, bend}} + \frac{1}{K_{a,i, shear}} \quad (10)$$



د) کابل‌های پس کشیدگی:

در مدل سازی کابل‌ها از المان Truss با مصالح ElasticPP استفاده می‌شود. این المان‌ها به صورت اعضای خربایی به ابتدا و انتهای قاب پس کشیده متصل شده و تحت تاثیر نیروی پس کشیدگی قرار می‌گیرند. هر المان خربایی شامل مجموعه‌ای از کابل‌هاست که در فاصله یکسان از مرکز تیر و در دو طرف جان تیر قرار می‌گیرند. مصالح کابل‌ها الاستوپلاستیک کامل است که در طراحی اجازه پلاستیک شدن به کابل‌ها داده نشده است.

ه) بازشدگی اتصال:

به دلیل باز شدگی در اتصالات پس کشیده پس از فشار برداری رفتار مصالح تیر و ستون در محل اتصال فقط فشاری است و متحمل کشش نخواهد شد. به همین دلیل و برای نشان دادن این اثر در مدل سازی از المان با طول صفر یا Zero Length که فقط در فشار عمل می‌نماید، استفاده می‌شود. این المان بین دو گره با موقعیت یکسان قرار می‌گیرد و با توجه به رفتار مصالح Elastic-NoTension که فقط در فشار عمل می‌نماید و رفتار الاستیک دارد، بازشدگی اتصال را نشان می‌دهد. در مدل ارائه شده در شکل (۷)، وابستگی مربوط به درجات آزادی گره‌ها که توسط فرمان Equal DOF اعمال می‌گردد، نشان داده شده است.

برای آشنایی بیشتر با مصالح و المان‌های مورد استفاده از نرم افزار به مرجع [۹] مراجعه شود.

$$C_V = 1.35 - 0.68t_a \quad (10)$$

در این رابطه t_a ضخامت نبشی برحسب اینچ است. نیرویی که سبب مکانیزم تسلیم در نبشی می‌شود نیز برابر است با:

$$V_p = \frac{2M_{a,p}}{g_2} \quad (11)$$

$M_{a,p}$ ظرفیت ممان پلاستیک نبشی و g_2 طول آزمون در ساق ستونی نبشی است.

برای $V > V_{a,c}$ در شاخه بارگذاری نمودار بار- تغییر مکان نبشی، مقدار نیروی برشی برابر است با:

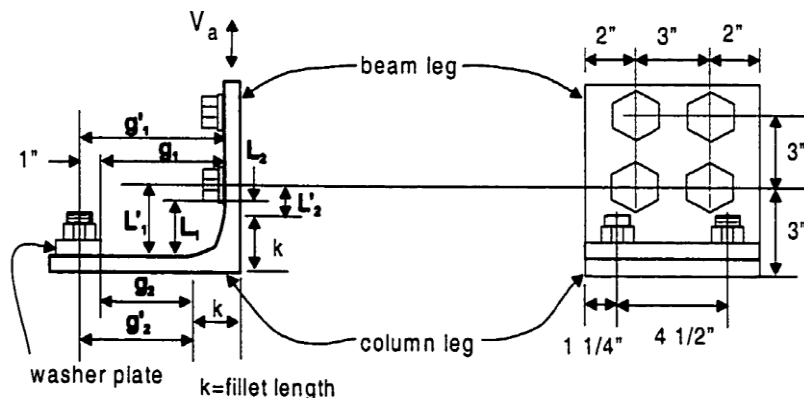
$$V = (1.13 + 1.18\Delta_{gap})V_m \quad (12)$$

که Δ_{gap} برحسب اینچ است.

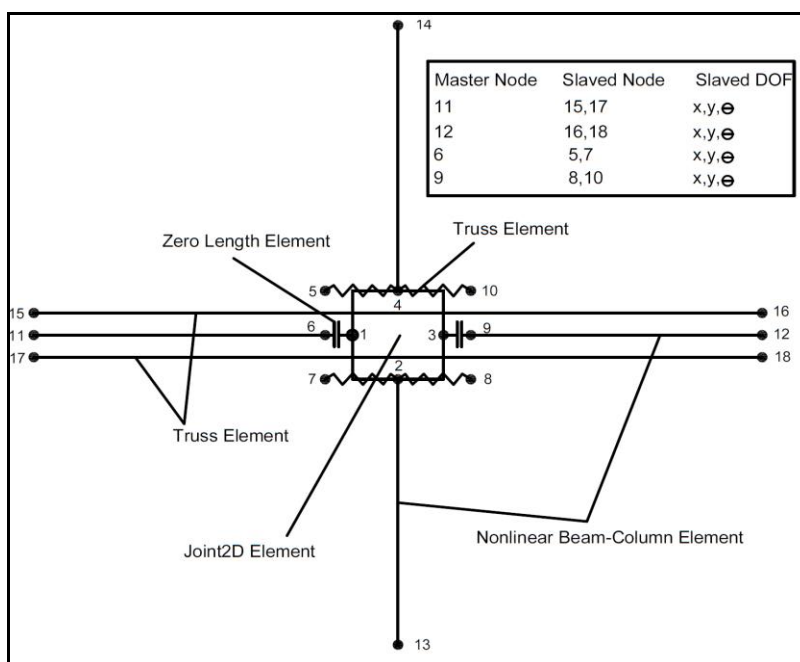
بامشتق گیری از معادله برش (۱۲)، مقدار سختی $K_{a,p}$ برابر است با:

$$K_{a,p} = \frac{dV}{d\Delta_{gap}} = 1.18V_m \quad (13)$$

V_m برحسب kips و $K_{a,p}$ برحسب kips برای اینچ است. منحنی باربرداری دارای سختی $K_{a,i}$ است. در شاخه باربرداری، تسلیم در نیروی برشی معادل $2V_{a,c}$ رخ می‌دهد و سختی از $K_{a,i}$ به $K_{a,p}$ تقلیل می‌یابد [۱۰].



شکل (۶): نمایش طول آزمون در ساق ستونی و تیری نبشی اتصال



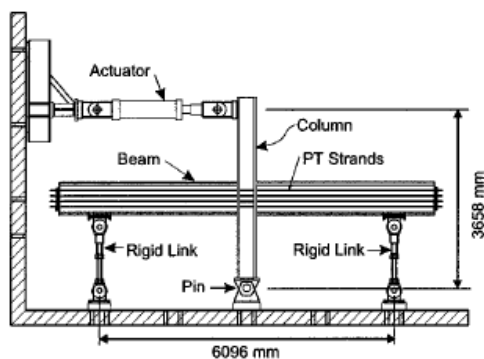
شکل (۷): مدل ارائه شده (پیشنهادی) برای اتصال داخلی پس کشیده در نرم افزار OPENSEES

جدول (۱): مشخصات اتصالات پس کشیده [۸]

نیروی پس کشیدگی (kN)	طول سنجه نرمالیزه شده g/t	اندازه	اتصال پس کشیده
۷۲۹	۹	L6x6x5/16	۱
۷۲۹	۴	L6x6x5/16	۲
۷۲۹	۷/۲	L8x8x5/8	۳
۷۲۹	۴	L8x8x5/8	۴
۷۲۹	۴	L8x8x1	۵
۷۲۹	۹	L6x6x5/16	۶
۸۷۵	۴	L8x8x5/8	۷
۱۰۹۳	۴	L8x8x5/8	۸

۵- بررسی صحت نتایج مدل سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

ریکلزو همکارانش در سال ۲۰۰۱ مجموعه ای از ۸ نمونه اتصال پس کشیده را مطابق جدول (۱) مورد آزمایش قرار داده‌اند. هر نمونه آزمایش، شامل شکل صلیبی اتصال تیر به ستون است که یک اتصال داخلی در قاب خمشی فولادی را شبیه سازی می‌کند. هر نمونه شامل ستون از فولاد A572 Gr.50 و مقطع W14x311 با ارتفاع 3658 mm و تیر از فولاد ASTM A36 و مقطع W24x62 و طول 6096 mm است [۸]. طول 6096 mm ترکیبی از طول دو تیر به اضافه عمق ستون است. نوک ستون تحت یک سری سیکل‌های تغییر مکان جانبی متقارن با دامنه افزایشی قرار می‌گیرد. در سیکل‌های اولیه، ممان خمشی کمتر از ممان فشار برداری است و در سیکل‌های انتهایی، دررفت قاب به ۳٪ می‌رسد. جزئیات اتصال صلیبی پس کشیده در شکل (۸) نشان داده شده است [۸].

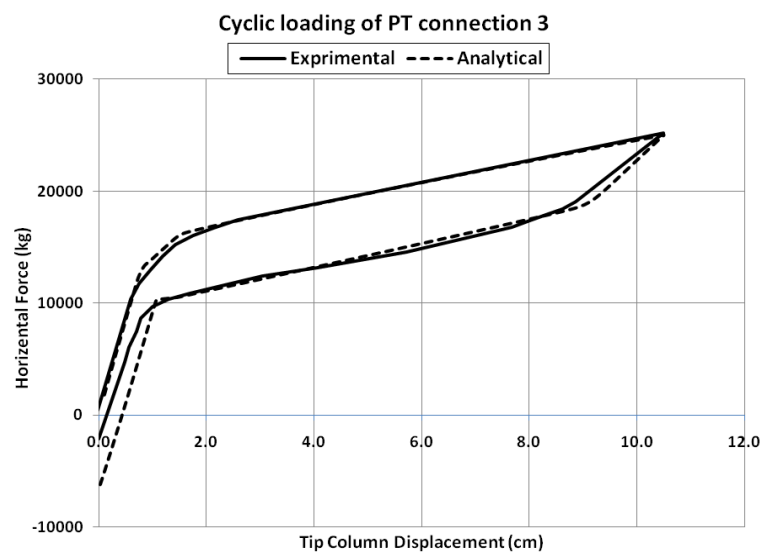


شکل (۸): جزئیات اتصال پس کشیده صلیبی داخلی [۸]

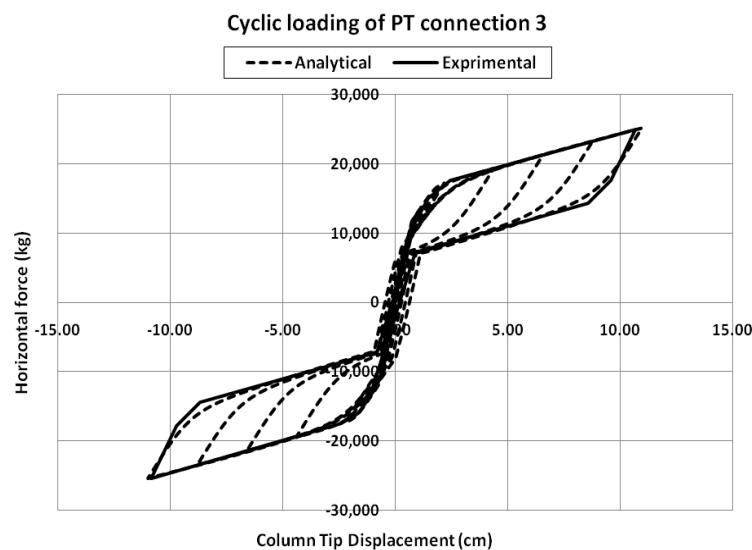


همانگونه که در این دو شکل مشاهده می‌شود، نتایج بدست آمده انطباق خوبی با نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط ریکلز و همکارانش در سال ۲۰۰۱ دارد که نشان از صحت مدل پیشنهادی دارد. رفتار اتصال پس کشیده خود شاقول و فاقد تغییر شکل‌های پسماند است. همانگونه که مشاهده می‌شود رفتار بار-تغییر مکان در اتصالات پس کشیده دارای ۳ ناحیه مجزاست. ناحیه اول از زمان آغاز اعمال بار تا مرحله بازشدگی اتصال، ناحیه دوم از بازشدگی اتصال تا تسلیم نبشی‌ها و ناحیه سوم از مرحله تسلیم نبشی‌ها تا قبل از تسلیم کابل‌های پس کشیدگی.

با هدف بررسی صحت مدل ارائه شده برای اتصال پس کشیده در نرم افزار OPENSEES، رفتار بار-تغییر مکان نمونه مبنای PT3 در تحلیل و آزمایش با یکدیگر مقایسه شده که در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. در مدل سازی، تنش تسلیم اندازه گیری شده برای بال تیر 230 MPa ، جان تیر 266 MPa ، ستون 386 MPa و ورق تقویت 552 MPa است. مقادیر α ، β و E_1 در شکل (۴) بترتیب 0.01 ، $1/1$ و 200 GPa برای همه المان‌ها در نظر گرفته شده است. هر اتصال شامل ۸ کابل پس کشیدگی است که در ۴ سطح در دو طرف جان تیر قرار می‌گیرند.



شکل (۹): انطباق رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نمونه PT3 در نیم سیکل اول بارگذاری.



شکل (۱۰): رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی و آزمایشگاهی PT3

۶- رکوردهای مورد بررسی در تحلیل تاریخیچه زمانی

در این مقاله جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های پیشنهادی از ۴ رکورد زلزله ال سنترو^۱، کوبه^۲، منجیل^۳ و نورتریج^۴ استفاده شده که در ادامه به طور خلاصه معرفی می‌گردند.

زلزله ال سنترو یکی از مشهورترین زلزله‌های جهان می‌باشد که رفتار سازه‌های آسیب دیده در این زلزله برای مهندسين زلزله دارای اهمیت زیادی می‌باشد. این زلزله در تاریخ ۱۹۷۹/۱۰/۱۵ با بزرگی ۶/۵ ریشتر در منطقه ایمپریال ولی^۵ کشور آمریکا رخ داده است. میزان خسارات این زلزله حدود ۳۰ میلیون دلار بوده است. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکوردهای ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۴۵g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۲/۰۲ ثانیه رخ داده است.

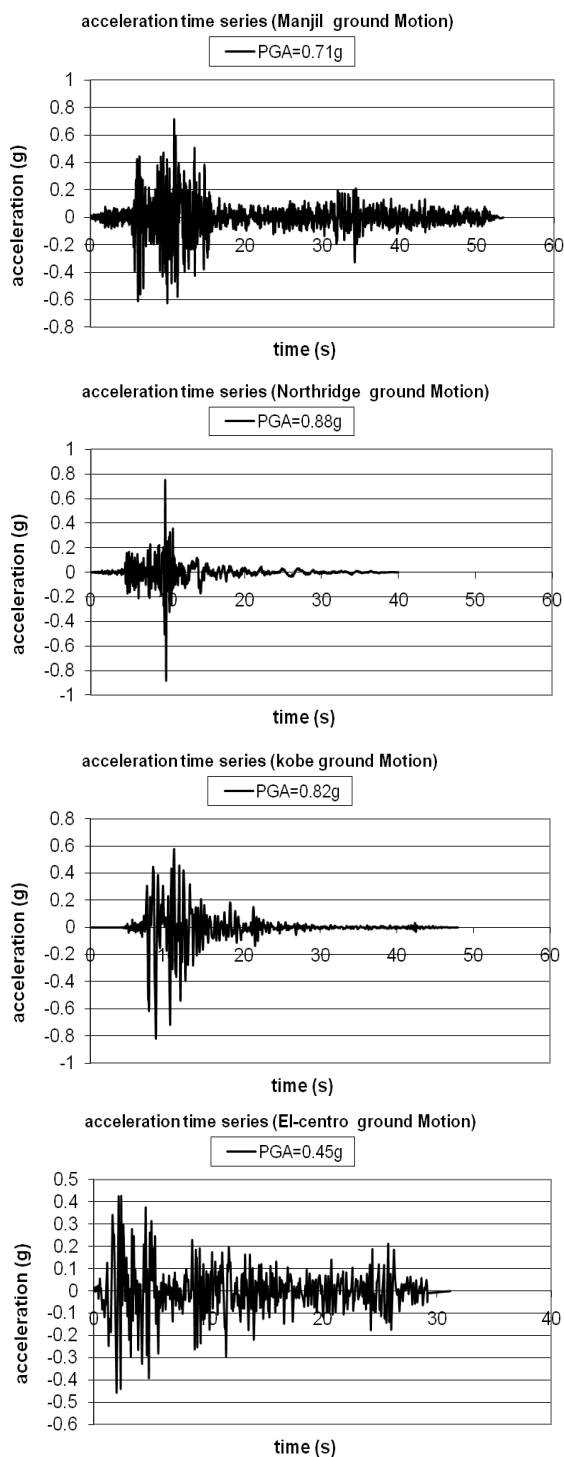
زلزله کوبه نیز همانند زلزله ال سنترو برای مهندسين زلزله از اهمیت بالایی برخوردار است. این زلزله با بزرگی برابر ۶/۹ ریشتر در تاریخ ۱۹۹۵/۱/۱۶ در کشور ژاپن رخ داد. این زلزله موجب خسارت و تخریب ۲۰۰۰۰۰ ساختمان شد. داده‌های مورد استفاده برای این زلزله از ایستگاهی با PGA برابر ۰/۸۲g^۲ انتخاب شده اند. حداکثر شتاب زمین در زلزله کوبه در زمان ۸/۵۲ ثانیه اتفاق افتاده است.

زلزله منجیل حدود ۳۰ دقیقه بامداد روز پنج شنبه ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ خورشیدی مطابق با ساعت ۲۱ روز چهارشنبه ۲۰ ژوئن ۱۹۹۰ میلادی در استان‌های گیلان و زنجان روی داد. این زمین لرزه باعث ویرانی شهرهای منجیل، رودبار، لوشان و بخش‌های وسیعی از مناطق طارم در استان زنجان گردید. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکورد های ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۷۱g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۱۰/۸۶ ثانیه رخ داده است.

زلزله نورتریج در ساعت ۴ و ۳۰ دقیقه صبح دوشنبه، ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ میلادی در حومه لس آنجلس اتفاق

- ¹ El-Centro
- ² Kobe
- ³ Manjil
- ⁴ Northridge
- ⁵ Imperial Valley

افتاد و به یکباره باعث شهرت یافتن شهر نورتریج در میان مهندسين سازه ایالات متحده و سراسر جهان گردید. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکوردهای ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۸۸g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۹/۸۲ ثانیه رخ داده است.



شکل (۱۱): رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی



۷- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این بخش قاب‌های فولادی طرح شده به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی معرفی می‌گردد. جهت طراحی مقاطع قاب‌ها از نرم افزار ETABS2000 استفاده شده است. به منظور رسیدن به نتایج منطقی‌تر و مقایسه قاب‌ها در دو حالت متفاوت (یکی با اتصالات صلب خمشی جوشی و دیگری با اتصالات پس کشیده)، قاب‌ها به صورت ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ۳ دهانه طراحی شده‌اند. در این قاب‌ها، ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه‌ها ۴/۵ متر لحاظ شده و نوع فولاد ساختمانی ST37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 و مدول الاستیسیته 210000 kg/cm^2 منظور گردیده است. مقاطع بکار رفته برای تیرها از نوع IPE و برای ستون‌ها از نوع IPB می‌باشد. بار مرده وارد بر کف طبقات میانی کلیه سازه‌ها ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار مرده طبقه بام ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات میانی با کاربری اداری ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده طبقه بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ شده است. جهت محاسبه بار جانبی ناشی از زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) مورد استفاده قرار گرفته و فرضیات بکار رفته جهت تعیین ضریب زلزله در جدول (۲) آمده است. دریافت طبقات نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم کنترل شده و عرض بارگیر قاب‌ها ۴/۵ متر در نظر گرفته شده است.

جدول (۲): مقادیر پارامترهای مورد نیاز در طراحی مقاطع

قاب‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم

پارامتر	مقدار
منطقه با خطر نسبی زیاد (A)	۰/۳۵
ضریب اهمیت (I)	۱/۰
ضریب رفتار سازه (R)	۷/۰ (شکل پذیری متوسط)
نوع خاک	تیپ ۲
S	۱/۵
Ts	۰/۵
T0	۰/۱

طبق جدول (۳)، مقاطع تیروستون قاب‌ها نامگذاری شده و در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

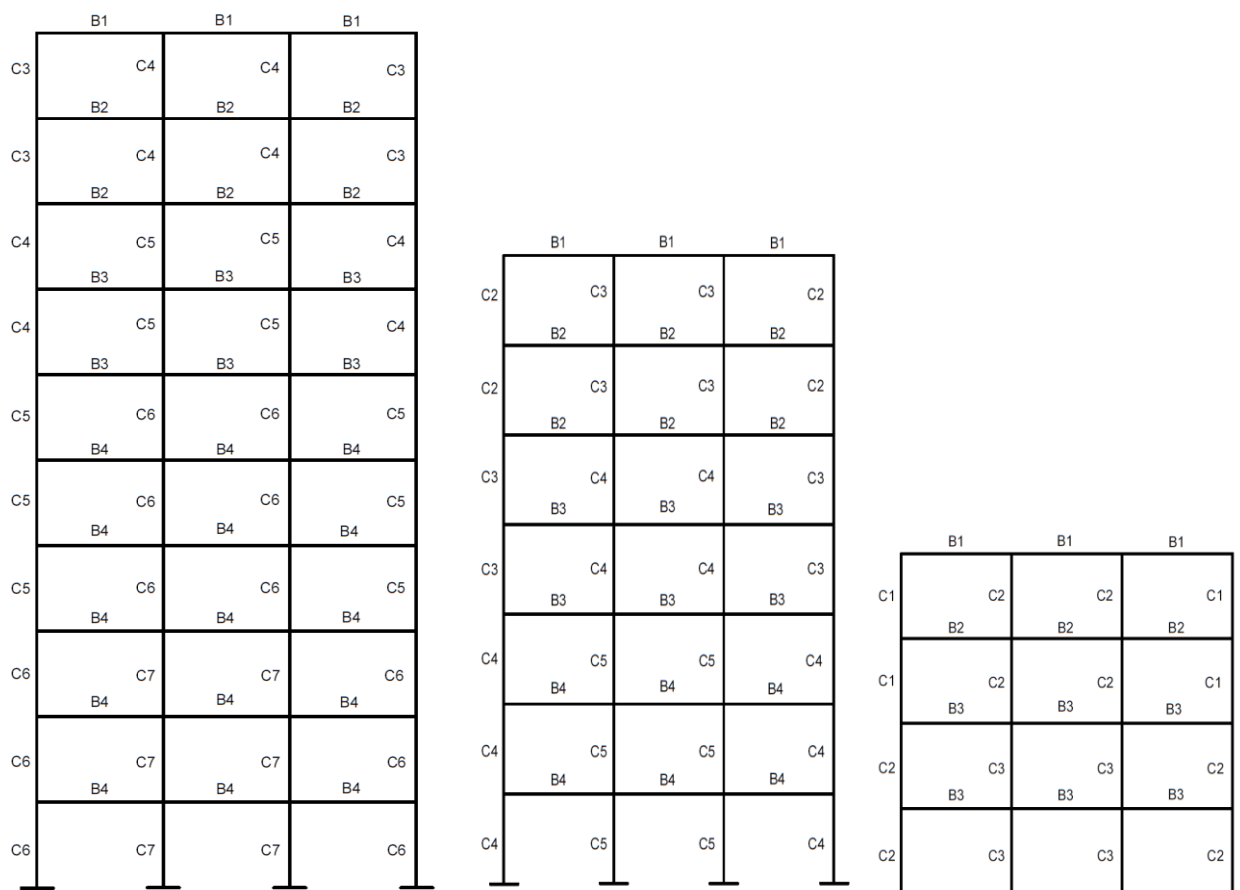
جدول (۳): مقاطع بدست آمده برای تیرها و ستون‌ها با طراحی

قاب‌ها در نرم افزار ETABS2000

ردیف	تیر	ستون
۱	IPE30	IPB22
۲	IPE33	IPB24
۳	IPE36	IPB26
۴	IPE40	IPB28
۵		IPB30
۶		IPB32
۷		IPB34

در جدول (۴) چگونگی تغییر پارامترهای موثر پس کشیدگی در قاب‌های مورد بررسی نشان داده شده است. در این جدول قاب‌های پس کشیده با علامت اختصاری PT از ۱ تا ۹ نمایش داده می‌شوند که این قاب‌ها پارامترهای موثر در رفتار اتصال و قاب پس کشیده را مورد ارزیابی قرار می‌دهند. نمونه PT1 به عنوان نمونه مبنا در کلیه ارزیابی‌ها وارد می‌شود. در قاب‌های PT1 تا PT3 بررسی اثر تغییر در نیروی پس کشیدگی اولیه قاب‌ها به صورت درصدی از ظرفیت تسلیم آنها مورد نظر است. در قاب‌های PT1، PT4 و PT5 اثر تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. تاثیر تغییر در اندازه نبشی‌های اتصال در قاب‌های PT1، PT8 و PT9 مورد بررسی قرار می‌گیرد و بالاخره تغییر در نسبت طول آزمون یعنی فاصله بین محور ماهیچه ساق نبشی و لبه داخلی مهره پیچ ستونی (g2 در شکل (۶)) به ضخامت نبشی‌های اتصال در نمونه‌های PT1، PT6 و PT7 بررسی می‌شود.

در ادامه نحوه تغییرات نیازهای لرزه‌ای سازه شامل: حداکثر زاویه دریافت طبقات، حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر زاویه دریافت پسماند طبقات بر حسب پیروید قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه با تغییر در پارامترهای مختلف طراحی طبق جدول (۴) تحت اثر تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل (۱۰): مقاطع قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ۳ دهانه مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

جدول (۴): نحوه تغییر پارامترهای مختلف در قاب‌های

پس کشیده PT1 تا PT9

حالت	تغییر پارامتر	T0 (P/Py)	تعداد کابل‌ها	g/t	اندازه
۱ (مینا)	none	۰/۴	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۲	T0	۰/۲۵	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۳	T0	۰/۵۵	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۴	تعداد کابل‌ها	۰/۴	۴	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۵	تعداد کابل‌ها	۰/۴	۸	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۶	g/t	۰/۴	۶	۶	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۷	g/t	۰/۴	۶	۸	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۸	اندازه زاویه	۰/۴	۶	۴	۱۸۰×۱۸۰×۱۸
۹	اندازه زاویه	۰/۴	۶	۴	۲۰۰×۲۰۰×۲۰

۸- تغییرات حداکثر زاویه دررفت قاب‌ها برحسب

پریود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی

نتایج مربوط به حداکثر زاویه دررفت طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9 به ترتیب در جدول (۵)، (۶) و (۷) نشان داده شده است. برای نمونه تحت اثر رکورد ال سنترو تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب پریود با تغییر در نیروی پس کشیدگی اولیه در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر زاویه دررفت طبقات افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی اولیه بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر زاویه دررفت طبقات است.



به عنوان مثال برای قابی با پرپود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۳)، حداکثر زاویه دررفت نمونه PT3، ۱۳/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت قاب PT2، ۱۰/۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب پرپود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی، نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۱۴)، (۱۵) و (۱۶) ارائه شده است. با افزایش تعداد کابل‌های پس کشیدگی مشابه افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه، زاویه دررفت طبقات کاهش می‌یابد، اما تاثیر تغییر تعداد کابل‌ها به میزان

تاثیر تغییر نیروی پس کشیدگی نیست. به عنوان مثال برای قابی با پرپود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۴)، حداکثر زاویه دررفت نمونه PT5، ۶/۵٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت قاب PT4، ۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در زاویه دررفت طبقات قابل ملاحظه نیست. اما بطورکلی با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، زاویه دررفت طبقات قاب پس کشیده تا حدودی کاهش می‌یابد.

جدول (۵): حداکثر زاویه دررفت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۱۸۵	۰/۰۱۸۸	۰/۰۱۹۵	۰/۰۱۹۳	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۹۵	۰/۰۱۶۶	۰/۰۲۰۴	۰/۰۱۹۲	ال سنترو
۰/۰۴۳۱	۰/۰۴۴۳	۰/۰۴۶۳	۰/۰۴۴۸	۰/۰۴۲۵	۰/۰۴۹۴	۰/۰۴۱۱	۰/۰۵۰۶	۰/۰۴۴۵	کوبه
۰/۰۱۸۶	۰/۰۱۹۱	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۷	۰/۰۱۷۷	۰/۰۲۰۲	۰/۰۱۷۱	۰/۰۱۹۸	۰/۰۱۹۲	منجیل
۰/۰۱۶۲	۰/۰۱۶۳	۰/۰۱۷۵	۰/۰۱۷۲	۰/۰۱۶۳	۰/۰۱۶۷	۰/۰۱۵۹	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۶۳	نورتریج

جدول (۶): حداکثر زاویه دررفت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۱۹۰	۰/۰۱۹۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۸	۰/۰۱۸۴	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۷۳	۰/۰۲۱۶	۰/۰۱۹۶	ال سنترو
۰/۰۳۹۴	۰/۰۴۰۳	۰/۰۴۱۹	۰/۰۴۱۱	۰/۰۴۰۰	۰/۰۴۲۰	۰/۰۳۴۵	۰/۰۴۳۶	۰/۰۴۱۳	کوبه
۰/۰۲۳۸	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۴۷	۰/۰۲۴۳	۰/۰۲۳۳	۰/۰۲۴۷	۰/۰۲۲۱	۰/۰۲۵۱	۰/۰۲۴۱	منجیل
۰/۰۱۹۷	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۰۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۲	۰/۰۲۰۵	۰/۰۱۸۹	۰/۰۲۲۱	۰/۰۲۰۱	نورتریج

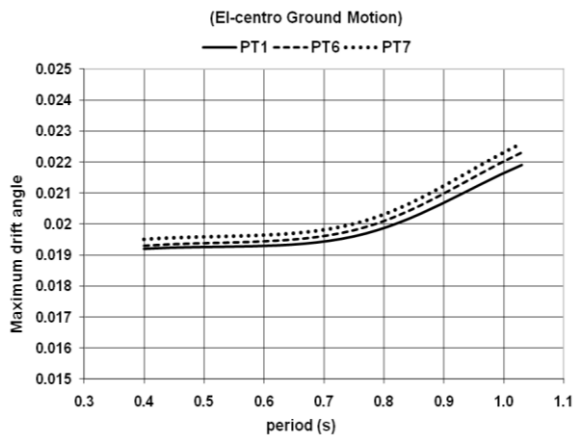
جدول (۷): حداکثر زاویه دررفت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۲۱۵	۰/۰۲۱۷	۰/۰۲۲۶	۰/۰۲۲۳	۰/۰۲۱۴	۰/۰۲۲۵	۰/۰۲۰۴	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۱۹	ال سنترو
۰/۰۴۲۷	۰/۰۴۳۰	۰/۰۴۴۱	۰/۰۴۴۰	۰/۰۴۲۰	۰/۰۴۴۰	۰/۰۳۹۱	۰/۰۴۵۲	۰/۰۴۳۳	کوبه
۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۱	۰/۰۲۶۹	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۳	۰/۰۲۵۴	۰/۰۲۷۲	۰/۰۲۶۷	منجیل
۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۵۱	۰/۰۲۵۸	۰/۰۲۵۸	۰/۰۲۵۰	۰/۰۲۶۰	۰/۰۲۳۲	۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۵۴	نورتریج

۹- تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی قاب‌ها برحسب پرپود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی نتایج مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9، ۴، ۷ و ۱۰ طبقه به

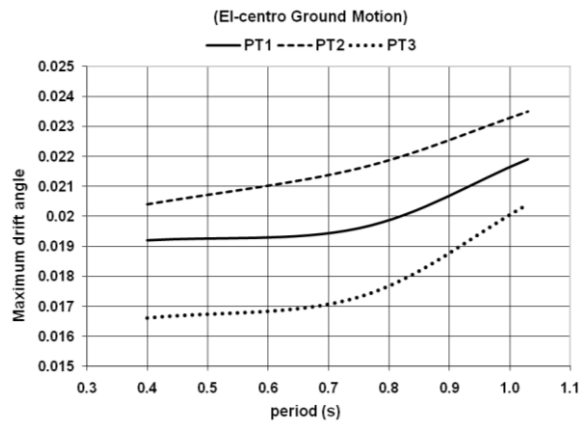
ترتیب در جدول (۸)، (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. برای نمونه تحت اثر رکورد ال سنترو تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پرپود با تغییر در نیروی پس کشیدگی در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3



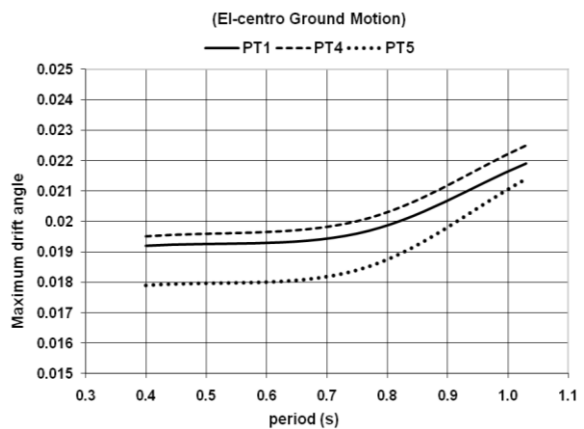


شکل (۱۶): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی

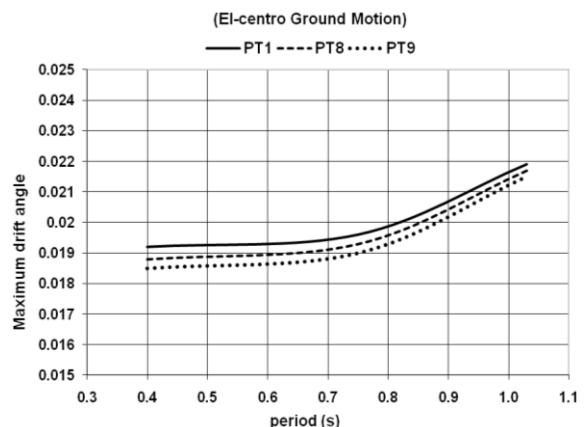
در شکل (۱۷) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات است. به عنوان مثال برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۷)، حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT3، ۱/۸/۲٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT2، ۱۹/۶٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی و نسبت طول به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) ارائه شده است. تاثیر تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی کمتر از تاثیر تغییر در نیروی پس کشیدگی است بگونه‌ای که برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۸)، حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT5، ۸٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT4، ۵/۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قابل ملاحظه نیست اما بطور کلی با افزایش ضخامت نبشی و



شکل (۱۳): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در نیروی پس کشیدگی



شکل (۱۴): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در تعداد کابل‌ها



شکل (۱۵): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در ضخامت نبشی

کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قاب پس کشیده کاهش می‌یابد.

جدول (۸): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

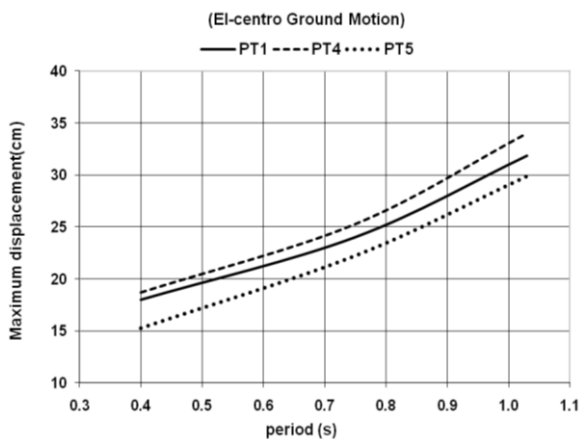
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریفت
۱۶/۲۷	۱۷/۹۱	۱۸/۸۷	۱۸/۴۶	۱۵/۲۸	۱۸/۶۷	۱۵/۰۰	۱۸/۹۴	۱۷/۹۹	ال سترو
۴۰/۵۵	۴۲/۰۷	۴۳/۵۵	۴۲/۰۶	۳۷/۳۶	۴۵/۹۸	۳۶/۸۰	۴۸/۰۶	۴۱/۳۰	کوبه
۱۳/۱۹	۱۳/۴۷	۱۴/۳۱	۱۳/۹۷	۱۲/۷۲	۱۵/۱۳	۱۲/۹۹	۱۷/۰۹	۱۳/۴۰	منجیل
۱۴/۳۵	۱۴/۶۲	۱۵/۹۵	۱۵/۲۲	۱۴/۵۰	۱۶/۶۰	۱۴/۱۷	۱۶/۳۵	۱۴/۶۴	نورتریج

جدول (۹): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

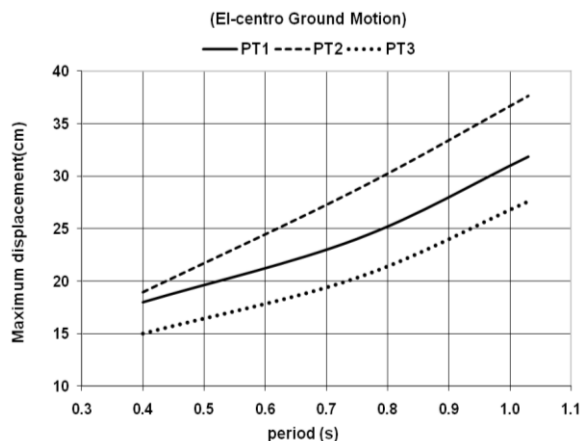
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریفت
۲۳/۱۲	۲۳/۳۵	۲۵/۹۵	۲۵/۱۴	۲۲/۲۳	۲۵/۲۷	۲۰/۳۳	۲۸/۷۳	۲۴/۰۲	ال سترو
۴۷/۹۰	۴۹/۴۰	۵۱/۸۴	۵۰/۸۴	۴۶/۹۰	۵۲/۹۸	۴۲/۵۰	۵۷/۴۰	۴۹/۶۷	کوبه
۲۶/۰۰	۲۶/۲۷	۲۸/۶۰	۲۷/۷۷	۲۵/۲۰	۳۰/۰۶	۲۲/۴۰	۳۰/۴۷	۲۷/۰۷	منجیل
۲۸/۰۱	۲۸/۳۰	۳۰/۲۰	۲۹/۷۰	۲۶/۴۳	۳۰/۸۵	۲۳/۸۵	۳۲/۹۶	۲۸/۷۰	نورتریج

جدول (۱۰): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریفت
۳۱/۰۶	۳۱/۲۵	۳۳/۲۰	۳۲/۸۰	۲۹/۸۵	۳۴/۰۲	۲۷/۶۲	۳۷/۶۵	۳۱/۸۶	ال سترو
۵۰/۵۲	۵۱/۵۰	۵۶/۲۰	۵۵/۵۰	۴۹/۱۸	۵۵/۶۰	۴۶/۸۴	۵۹/۴۳	۵۲/۵۰	کوبه
۳۱/۱۷	۳۱/۹۰	۳۴/۸۷	۳۴/۲۷	۳۰/۷۳	۳۴/۵۰	۲۹/۱۰	۳۶/۰۴	۳۲/۸۷	منجیل
۳۲/۱۸	۳۲/۶۰	۳۵/۱۸	۳۴/۱۸	۳۱/۷۰	۳۴/۷۱	۳۰/۲۱	۳۵/۵۰	۳۳/۱۸	نورتریج

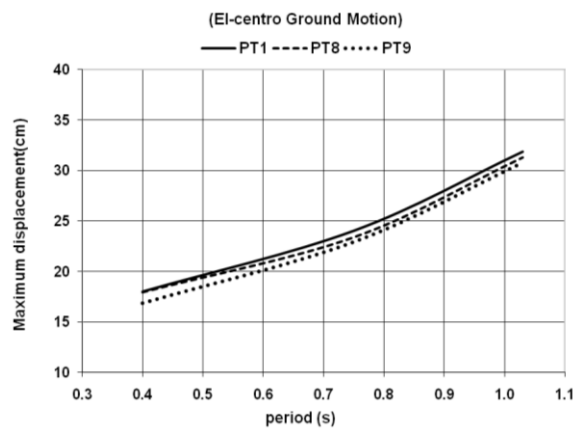


شکل (۱۸): حداکثر تغییر مکان جانبی بر حسب پریود قاب‌ها با تغییر در تعداد کابل‌ها

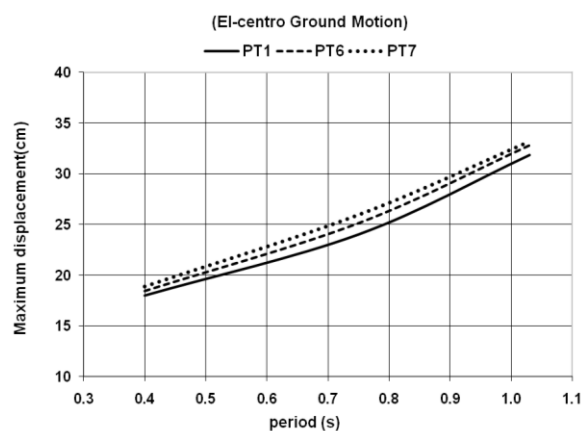


شکل (۱۷): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات بر حسب پریود قاب‌ها با تغییر در نیروی پس کشیدگی

(۱۳) نشان داده شده است. برای نمونه تحت اثر رکورد ال سترو تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود با تغییر در نیروی پس کشیدگی در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3 در شکل (۲۱) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر زاویه دررفت پسماند افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر زاویه دررفت پسماند است. به عنوان مثال برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۲۱)، حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT3، ۱۷/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT2، ۱۷/۵٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی، نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۲۲)، (۲۳) و (۲۴) ارائه شده است. تاثیر تغییر در تعداد کابل‌ها به اندازه تاثیر تغییر در اندازه نیرو پس کشیدگی نیست بگونه‌ای که برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۲۲)، حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT5، ۵/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT4، ۸٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. مشابه بخش‌های (۸) و (۹) هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قابل ملاحظه نیست اما بطور کلی با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، حداکثر زاویه دررفت پسماند کاهش می‌یابد.



شکل (۱۹): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود قاب‌ها با تغییر در ضخامت نبشی



شکل (۲۰): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود قاب‌ها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی

۱۰- تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند (ماندگار) قاب‌ها برحسب پریود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی

نتایج مربوط به حداکثر زاویه دررفت پسماند طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9 در جدول (۱۱)، (۱۲) و

جدول (۱۱): حداکثر زاویه دررفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۰۳۳۴	۰/۰۰۳۵۲	۰/۰۰۳۹۱	۰/۰۰۳۷۵	۰/۰۰۳۳۹	۰/۰۰۳۷۸	۰/۰۰۳۰۲	۰/۰۰۴۱۱	۰/۰۰۳۶۴	ال سترو
۰/۰۰۲۸۹	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۳۰۰	۰/۰۰۲۹۵	۰/۰۰۲۶۰	۰/۰۰۳۰۰	۰/۰۰۲۴۸	۰/۰۰۳۶۹	۰/۰۰۲۹۴	کوبه
۰/۰۰۴۷۴	۰/۰۰۴۷۴	۰/۰۰۴۸۱	۰/۰۰۴۷۹	۰/۰۰۴۲۷	۰/۰۰۴۶۹	۰/۰۰۳۷۰	۰/۰۰۵۰۴	۰/۰۰۴۵۷	منجیل
۰/۰۰۲۷۸	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۲۸۹	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۲۷۴	۰/۰۰۲۹۴	۰/۰۰۲۲۰	۰/۰۰۳۴۴	۰/۰۰۲۸۳	نورتریج

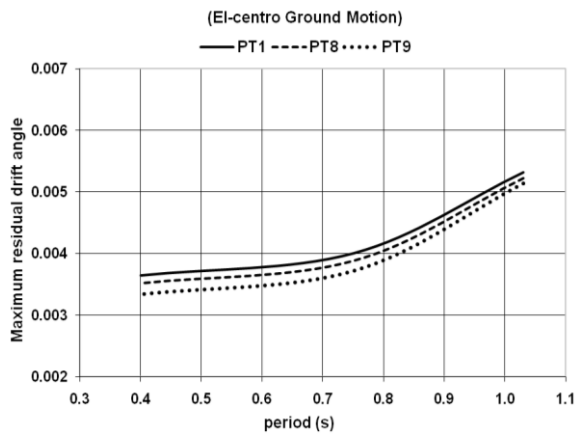


جدول (۱۲): حداکثر زاویه دریفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

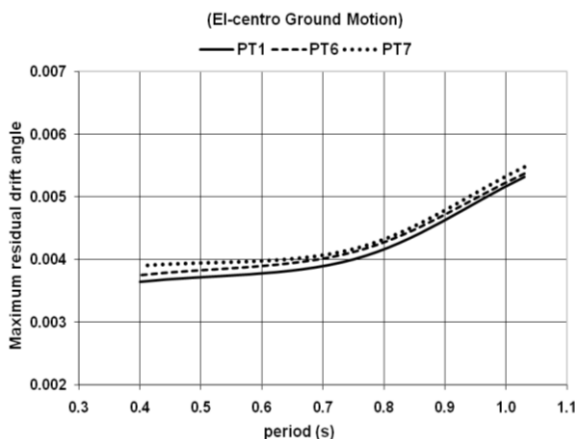
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریفت
۰/۰۰۳۷۲	۰/۰۰۳۸۸	۰/۰۰۴۱۷	۰/۰۰۴۱۲	۰/۰۰۳۸۰	۰/۰۰۴۳۲	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۴۷۰	۰/۰۰۴۰۰	ال سترو
۰/۰۰۳۱۴	۰/۰۰۳۲۲	۰/۰۰۳۵۰	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۳۱۱	۰/۰۰۳۶۰	۰/۰۰۲۸۰	۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۳۰	کوبه
۰/۰۰۴۰۲	۰/۰۰۴۱۰	۰/۰۰۴۲۱	۰/۰۰۴۲۰	۰/۰۰۳۹۳	۰/۰۰۴۳۰	۰/۰۰۴۰۱	۰/۰۰۴۴۰	۰/۰۰۴۱۱	منجیل
۰/۰۰۳۱۰	۰/۰۰۳۲۰	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۳۳۳	۰/۰۰۲۹۳	۰/۰۰۳۴۰	۰/۰۰۲۷۰	۰/۰۰۳۸۰	۰/۰۰۳۲۱	نورتریج

جدول (۱۳): حداکثر زاویه دریفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

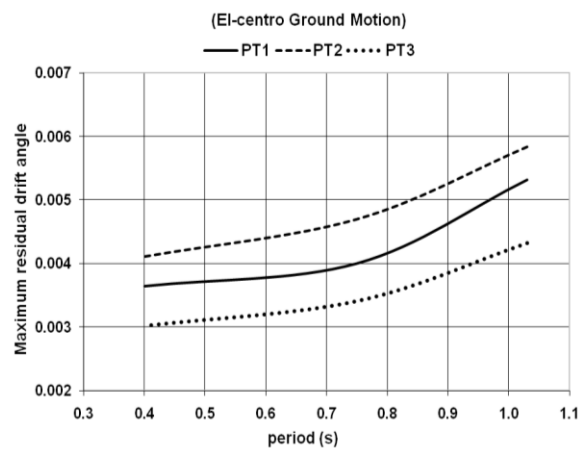
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریفت
۰/۰۰۵۱۴	۰/۰۰۵۲۲	۰/۰۰۵۴۸	۰/۰۰۵۳۷	۰/۰۰۵۱۲	۰/۰۰۵۵۸	۰/۰۰۴۳۲	۰/۰۰۴۵۸۴	۰/۰۰۵۳۲	ال سترو
۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۹۳	۰/۰۰۳۸۸	۰/۰۰۳۵۹	۰/۰۰۴۰۰	۰/۰۰۳۱۲	۰/۰۰۴۲۴	۰/۰۰۳۸۱	کوبه
۰/۰۰۴۶۲	۰/۰۰۴۷۵	۰/۰۰۴۷۳	۰/۰۰۴۷۲	۰/۰۰۴۲۷	۰/۰۰۴۷۹	۰/۰۰۳۹۹	۰/۰۰۴۹۷	۰/۰۰۴۶۹	منجیل
۰/۰۰۳۲۳	۰/۰۰۳۳۲	۰/۰۰۳۴۹	۰/۰۰۳۳۳	۰/۰۰۲۹۴	۰/۰۰۳۵۸	۰/۰۰۲۶۱	۰/۰۰۳۸۷	۰/۰۰۳۴۰	نورتریج



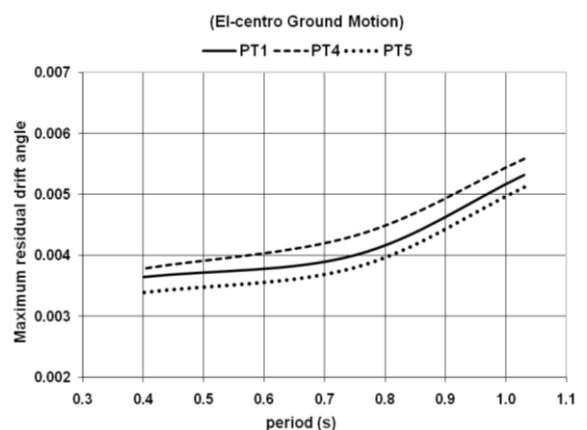
شکل (۲۳): حداکثر زاویه دریفت پسماند برحسب پیروید قابها با تغییر در ضخامت نبشی



شکل (۲۴): حداکثر زاویه دریفت پسماند برحسب پیروید قابها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی



شکل (۲۱): حداکثر زاویه دریفت پسماند برحسب پیروید قابها با تغییر در نیروی پس کشیدگی



شکل (۲۲): حداکثر زاویه دریفت پسماند برحسب پیروید قابها با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی

۱۱- نتیجه گیری

۱- به طور کلی اتصالات پس کشیده خودشاقول، فاقد تغییر شکل‌های پسماند، دارای ظرفیت اتلاف انرژی و ظرفیت دورانی مناسب می‌باشند. خودشاقولی از ویژگی‌های ممتاز این نوع اتصال خمشی است. همچنین در این اتصالات با توجه به تغییرشکل‌های غیر الاستیک و اتلاف انرژی در نبشی‌ها، تیرها و ستون‌ها در حالت الاستیک باقی می‌مانند.

۲- افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه در کابل‌های قاب با اتصالات پس کشیده منجر به کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه می‌شود بطوری که با افزایش ۱۵٪ این نیرو در نمونه PT3 نسبت به نمونه PT1، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی زاویه دررفت طبقات ۱۰٪، تغییر مکان جانبی طبقات ۱۳/۷۵٪ و زاویه دررفت پسماند طبقات ۲۰٪، کاهش می‌یابد.

۳- تغییر نیروی پس کشیدگی بیشترین تاثیر را در عملکرد لرزه‌ای قاب پس کشیده دارد به نحوی که افزایش آن نیازهای لرزه‌ای قاب را کاهش داده و سختی اتصال، قابلیت باربری و خودشاقولی آن را افزایش می‌دهد، اما افزایش بیش از حد آن منجر به پدیده کماتش موضعی در بال‌های تیر و احتمال تسلیم کابل‌های پس کشیدگی می‌گردد، بنابراین افزایش نیروی پس کشیدگی باید کاملاً کنترل شده و با ایجاد تمهیدات لازم جهت جلوگیری از کماتش موضعی بال تیر صورت گیرد.

۴- افزایش تعداد کابل‌های پس کشیدگی منجر به کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه می‌شود به طوری که در نمونه PT5 با ۸ کابل نسبت به نمونه PT1 با ۶ کابل پس کشیده، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی زاویه دررفت طبقات ۳/۸۵٪، تغییر مکان جانبی طبقات ۷/۵٪ و زاویه دررفت پسماند طبقات ۱۰٪، کاهش می‌یابد.

۵- افزایش تعداد کابل‌های پس کشیده اگرچه در بهبود رفتار سازه موثر است، اما تاثیر آن به میزان تغییر در نیروی پس کشیدگی نیست. افزایش تعداد کابل‌ها، به سختی اتصال افزوده و نیروی پس کشیدگی را به نحو موثری در

ارتفاع تیر توزیع می‌کند. همچنین افزایش تعداد کابل‌ها، احتمال تسلیم آنها را کاهش می‌دهد.

۶- با افزایش ضخامت نبشی در نمونه PT8 نسبت به نمونه PT1، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده حداکثر به میزان ۳٪ کاهش می‌یابد. با کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی در نمونه PT1 نسبت به نمونه PT6، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده حداکثر به میزان ۴٪ کاهش می‌یابد.

۷- گرچه تغییر در ضخامت نبشی و نسبت طول به ضخامت آن تاثیر چندانی در کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه ندارد، اما با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول به ضخامت آن به دلیل تاخیر در تشکیل مفاصل پلاستیک در نبشی‌ها، تا حدودی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده را کاهش می‌دهد.

۸- با توجه به اینکه با افزایش ارتفاع قاب پس کشیده نیازهای لرزه‌ای آن به شدت افزایش می‌یابد، انتخاب بهینه پارامترهای پس کشیدگی نقش موثری در کاهش این نیازها به ویژه در قاب‌های بلند مرتبه دارد.

۹- مراجع

[1] Ricles, J.M., Sause, R. and Garlock, M.M. (2000), "Post-Tensioned Moment Connections for Seismic Resistant Steel Frames", In Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, (Roanoke, VA), American Institute of Steel Construction (AISC).

[2] Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu L.W. (2002), "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, pp. 850-859.

[3] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Experimental Studies of Full-Scale Post Tensioned Steel Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 3, pp. 438-448.

[4] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2005), "Design and Behavior of Post-Tensioned Steel Moment Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

[5] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause R. (2008), "Influence of Design Parameters on Seismic Response of Post Tensioned Steel MRF Systems", Journal of Engineering Structures, Vol. 30, No. 4, pp. 1037-1047.

[6] Garlock, M.M. and Li J. (2008), "Steel Self-Centering Moment Frames with Collector Beam Floor Diaphragms",



Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No. 5, pp. 526-538.

[۷] خاتمی، م. (۱۳۸۷)، "اثرات اتصالات جدید پس کشیده در رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی"، سمینار کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه سمنان.

[8] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.

[9] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, R.L. (Printed on 1 July 2009), "OpenSees Command Language Manual".

[10] Garlock M.M. (2002), "Full-Scale Testing, Seismic Analysis, and Design of Post Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames", Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University.



بررسی تحلیلی و عددی اثر خمش و برش بر رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک

مجید قلهکی^۱، زهرا ابراهیمی ثابت^۲

(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۳۰، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

دیوار برشی فولادی در چند دهه اخیر به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان‌های مختلف به خصوص در ساختمان‌های بلند مورد توجه قرار گرفته است. نتایج آزمایشات انجام گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی تحت بارهای چرخه‌ای نشانگر سختی زیاد، مقاومت کافی، شکل‌پذیری مناسب و استهلاک زیاد انرژی حاصل از زلزله در این سیستم باربر جانبی است. در دیوارهای برشی فولادی در صورت کوتاه بودن سازه، تغییر مکان‌های برشی حاکم بوده و تعیین کننده سختی جانبی سازه می‌باشد. اما برای سازه‌های متوسط و بلند و یا در دیوارهای با نسبت ارتفاع به عرض بزرگتر از یک، تغییر شکل‌های محوری بزرگ ستون‌ها و تشدید اثرات آن‌ها در ارتفاع باعث می‌شود تا تغییر مکان‌های خمشی حاکم گردد. در این مقاله به منظور بررسی رفتار خمشی و برشی این سیستم، به تحلیل قاب سه طبقه دیوار برشی فولادی به روش شیب-افت اصلاح شده با استفاده از شیوه معادل‌سازی ورق‌های فولادی با فنر پرداخته شده است. به منظور مدل‌سازی رفتار ورق، از سختی ورق روش اندرکنش ورق با قاب استفاده گردیده است. نتایج تحلیل در روش عددی ارائه شده به شیوه شیب-افت اصلاح شده با نتایج تحلیل به روش اجزاء محدود با یکدیگر مقایسه، لکن به دلیل عدم ایجاد میدان کشش قطری کامل در مدل‌های اجزاء محدود و فرض تسلیم کامل ورق در مدل اندرکنش ورق با قاب، اختلافی بین نتایج مشاهده که بر این اساس اثرات میدان کشش قطری ناقص در مدل‌سازی به شیوه شیب-افت اصلاح شده لحاظ گردیده و نتایج، انطباق مناسبی با یکدیگر پیدا نمود.

کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، سهم خمش و برش، روش شیب-افت اصلاح شده، میدان کشش قطری

Analytical and Numerical Study on Bending and Shear Effects of Steel Plate Shear Walls

Majid Gholhaki; Zahra Ebrahimi Sabet

ABSTRACT

Steel Plate Shear Walls in recent decades as a lateral load resisting system of buildings, especially tall buildings have been discussed. Using this system in tall buildings requires a detailed analysis on behavior of Steel Plate Shear Walls. In tall buildings, bending deformations are more effective. So in this research, three-story Steel Plate Shear Walls are analyzed by modified - slop deflection method which considers bending deformations. The plates in this system are equaled by diagonal springs. Plate - frame interaction method is used for calculating plate stiffness. The process of analysis is conducted in a programming language in order to reduce analysis time. Analytical results in compare with finite element analysis show incorrect assumption in plate - frame interaction method for making complete diagonal tension field in post-buckling phase should be modified. After modifying, analytical results in compare with finite element analysis show good coincidence.

KEYWORDS

Thin Steel Plate Shear Wall, Bending and Shear Effects, Modified-Slop Deflection, Diagonal Tension Field.

۱- استادیار و عضو پژوهشکده فناوری‌های نوین مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mgholhaki@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

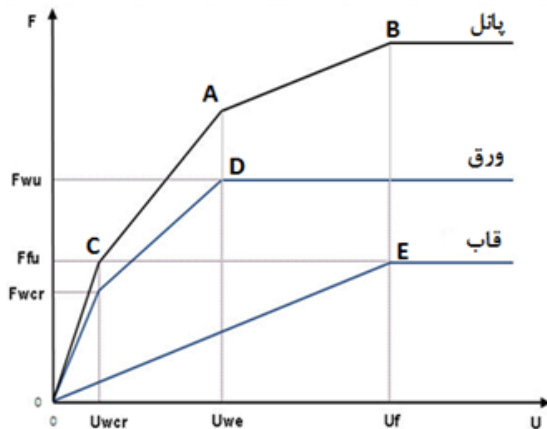
۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان، zes_66@yahoo.com



بدین ترتیب با در اختیار داشتن رفتار و عملکرد قاب و ورق فولادی به تفکیک و اندرکنش آنها، طراح خواهد توانست قضاوت‌های مهندسی خود را در طراحی یا شناخت کامل اعمال نماید. اما نکته‌ای که در این روش حائز اهمیت است، نادیده گرفتن اثر خمش بر رفتار دیوار برشی فولادی می‌باشد. در این مقاله برای بررسی دقیق‌تر رفتار دیوار برشی فولادی، با در اختیار داشتن نتایج آزمایشگاهی نمونه سه طبقه، به تحلیل آن به روش اندرکنش ورق با قاب، روش اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS و روش تحلیلی شیب-افت اصلاح شده پرداخته شده و نتایج با یکدیگر مقایسه گردیده است.

۲- روش اندرکنش ورق با قاب

در این روش رفتار و عملکرد قاب و ورق فولادی به صورت جداگانه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین می‌توان ورق فولادی را قبل و بعد از کمانش مورد بررسی قرار داده و دیاگرام بار جانبی-تغییر مکان برشی آن را به دست آورد. در شکل (۲) دیاگرام بار-تغییر مکان برشی قاب، ورق و پانل نشان داده شده است.

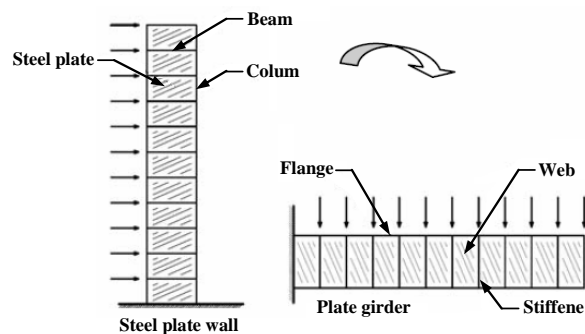


شکل (۲): نمودار بار-تغییر مکان پانل برشی فولادی

در این شکل نقطه C حد کمانش ورق فولادی و نقطه D حد جاری شدن آن بوده و در صورتی که فرض شود اتصالات تیرها به ستون‌ها گیردار و تیرها کاملاً صلب بوده و رفتار قاب به صورت الاستیک و کاملاً پلاستیک باشد، دیاگرام بار-تغییر مکان برشی قاب را می‌توان مطابق

امروزه استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی به طور کارآمد در بهسازی لرزه‌ای به منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌ها در برابر زلزله، در سازه‌های بتنی و فولادی مورد توجه قرار گرفته است. وظیفه اصلی دیوار برشی فولادی مقاومت در برابر نیروهای برشی ایجاد شده در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر زمین لرزه می‌باشد. استفاده از دیوار برشی فولادی حتی قبل از آن که ضوابط مربوط به آن توسط آئین نامه‌های طراحی تدوین شود، مورد توجه بوده است. در سال ۲۰۰۴ آئین نامه‌های مختلفی از جمله آئین نامه ساختمانی کانادا و FEMA450 ضوابطی را برای طراحی دیوار برشی فولادی ارائه کردند [۱]. در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی ویژه به آئین نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی AISC اضافه گردید [۲].

رفتار دیوار برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیر ورق شبیه‌سازی کرد. مطابق شکل (۱) ستون‌های دیوار برشی فولادی مانند بال‌های تیر ورق، تیرهای آن مشابه با تقویت کننده‌های میانی تیر ورق و ورق فولادی به مثابه جان تیر ورق می‌باشد. تا کنون روش‌های مختلفی برای تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه گردیده است که از میان آنها می‌توان به روش اندرکنش ورق با قاب که در اواخر دهه ۸۰ میلادی توسط صبوری و همکارانش ارائه شده است، اشاره کرد. در این روش رفتار و عملکرد قاب و ورق فولادی به صورت جداگانه در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): مقایسه دیوار برشی فولادی با تیر ورق

شکل (۲) نشان داد. که در آن نقطه E حد جاری شدگی قاب است. برای دستیابی به دیاگرام بار-تغییر مکان برشی پانل، کافی است برای هر تغییر مکان برشی تعریف شده، مقادیر بار جانبی را که مربوط به ورق فولادی و قاب

می باشند با یکدیگر جمع نموده تا دیاگرام مذکور به دست آید [۳]. به منظور محاسبه هر یک از نقاط نمودارها، جدول (۱) مقادیر آنها را به صورت خلاصه نشان داده است.

جدول (۱): معرفی روابط و پارامترهای مورد استفاده در روش اندرکنش ورق با قاب

معرفی پارامتر	پارامتر	روابط مورد استفاده در روش PFI
تنش برشی بحرانی (حد کمانش) ورق فولادی	τ_{cr}	$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}}$
ضریب ارتجاعی	E	$K = 5.35 + 4\left(\frac{b}{d}\right)^2$ برای $\left(\frac{d}{b}\right) \geq 1$ $K = 5.35\left(\frac{b}{d}\right)^2 + 4$ برای $\left(\frac{d}{b}\right) \leq 1$
ضخامت ورق فولادی	t	
دهانه پانل	b	$F_{wu} = bt\left(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty}\right)$
بار برشی نهائی ورق فولادی	F_{wu}	
تنش حد جاری شدن میدان کششی بوجود آمده در ورق فولادی	σ_{ty}	$U_{wcr} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G}\right) d$
تغییر مکان برشی حد کمانش ورق فولادی	U_{wcr}	
ارتفاع پانل (ارتفاع طبقه)	d	$U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E}\right) d$
تغییر مکان برشی حد الاستیک ورق فولادی	U_{we}	
ضریب ارتجاعی برشی	G	$U_{fe} = \frac{M_{fp}d^2}{6EI_f}$
تغییر مکان برشی حد الاستیک قاب	U_{fe}	
ممان پلاستیک در ستونها	M_{fp}	$K_f = \frac{24EI}{d^3}$
سختی برشی قاب	K_f	
حد جاری شدن ورق فولادی در آزمایش تک محوری کششی	σ_0	$M_{fp} = \frac{2I_f}{h} \sigma_0$
ممان اینرسی ستون ها	I_f	
بار برشی نهایی قاب	F_{fu}	$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d}$
		$F_A = F_{wu} + K_f * U_{we}$
		$F_B = F_{fu} + F_{wu}$
سختی ورق در مرحله قبل از کمانش	K_{w1}	$K_{w1} = \frac{Gbt}{d}$
سختی ورق در مرحله پس از کمانش	K_{w2}	$K_{w2} = \frac{Ebt}{4d}$

۳- آزمایشات انجام شده بر روی نمونه‌های دیوار برشی

فولادی سه طبقه

در سال ۲۰۰۶ صبوری و قلهکی [۴]، دو نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه را که تنها تفاوت آنها در نوع اتصال تیرهای میانی به ستون‌ها بود، مورد آزمایش قرار دادند. هر دو نمونه بر اساس روش اندرکنش ورق با قاب طراحی [۵] و [۶] و همچنین مفهوم فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق‌ها و فولاد پرماقت در ستون‌ها استفاده شد. به منظور مقایسه روش‌ها با یکدیگر، از نتایج نمونه دارای اتصال گیردار استفاده شده است.

۴- مدل‌سازی در نرم افزار ABAQUS

یکی از روش‌های مناسب که به دلیل سرعت و دقت بالا و هزینه کم، نسبت به سایر روش‌ها رواج زیادی دارد، روش اجزاء محدود است. در این مقاله از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS نسخه 6.10-1 جهت مدل‌سازی نمونه‌ها استفاده شده است [۷]. برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها از المان چهارگره‌ای Shell (S4R) استفاده گردید.

۴-۱- هندسه و مشخصات مصالح

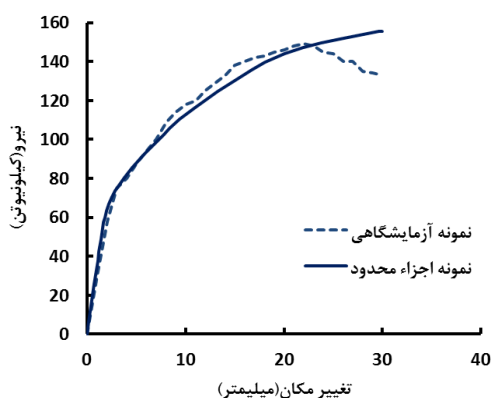
آزمایش سه طبقه دیوار برشی فولادی با ابعاد مطابق شکل (۳) در نرم‌افزار مدل‌سازی گردیده و برای تعریف



دو عدد جک هیدرولیکی فشاری که در دو طرف آن نصب گردیده بود و مطابق پروتکل بارگذاری ATC24 انجام شد. اما به منظور صحت سنجی مدل اجزاء محدود، از بار یک جهته و جهت مقایسه رفتار آن از بار چرخه‌ای استفاده شد [۸].

۵- صحت سنجی با نتایج آزمایشگاهی

به منظور بررسی دقت مدل اجزاء محدود در مقایسه با نمونه آزمایشگاهی، نمودار بار-تغییر مکان مدل اجزاء محدود تحت بارگذاری یک جهته برای طبقه اول قاب با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. به منظور شروع تحلیل کمانش در نرم افزار می‌بایست یک نقص اولیه اجباری در وسط هر ورق و عمود بر آن اعمال نمود. با توجه به نتایج آنالیز و مطابقت منحنی پوش حاصل از اجزاء محدود با منحنی پوش آزمایشگاهی (شکل (۴))، مقدار جابه‌جایی ۲ میلی‌متر به عنوان اعوجاج اولیه به ورق‌ها اعمال گردید.

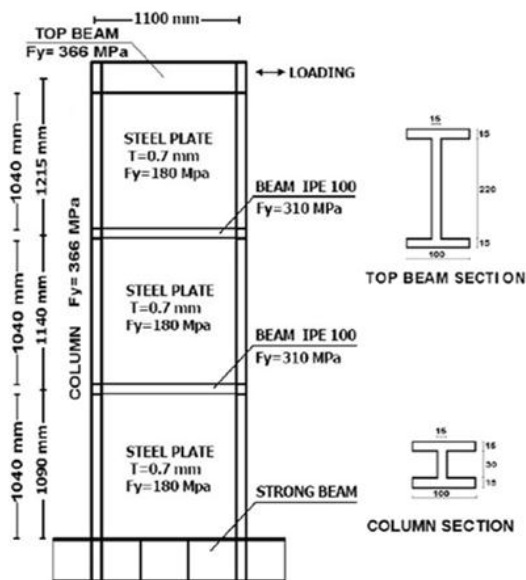


شکل (۴): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان پانل پرشی تحت بارگذاری پوش آور

۶- نتایج حاصل از آنالیز اجزاء محدود و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

شکل (۵) وضعیت تنش فون مایسز و میدان کشش قطری مدل اجزاء محدود نمونه سه طبقه را نشان می‌دهد. شکل (۶) نتایج رفتار هیستریزس بار - تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، نتایج دارای انطباق مناسبی با یکدیگر بوده و لذا می‌توان به نتایج مدل اجزاء محدود

مشخصات مصالح از مصالح ایزوتروپیک استفاده گردید. مدول الاستیسیته فولاد مصرفی ۲۰۶ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شد. برای تعریف مشخصات پلاستیسیته مصالح از منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد با میزان سخت‌شوندگی ۵ درصد استفاده شد. دیگر خصوصیات مصالح به کار رفته در مدل‌سازی مطابق جدول (۲) در نظر گرفته شد.



شکل (۳): ابعاد نمونه

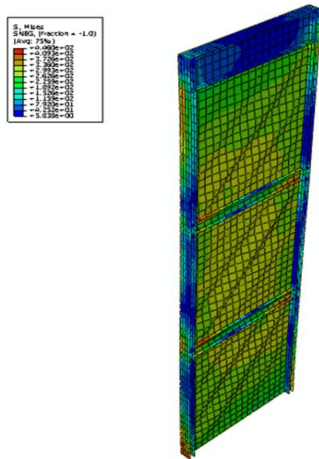
جدول (۲): مشخصات مصالح مصرفی (تنش‌ها بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع)

مشخصات الاستیک		مشخصات الاستیک	مشخصات
کرنش	تنش		
گسیختگی	گسیختگی	تنش جاری شدگی	اعضاء
۰/۰۱۲۵	۳۰۰	۱۸۰	ورق
۰/۰۱۹۷	۵۵۰	۳۶۶	تیر فوقانی و ستون
۰/۰۱۴۷	۴۴۶	۳۱۰	تیرهای میانی

۴-۲- نحوه اعمال بارگذاری نمونه در مدل اجزاء محدود

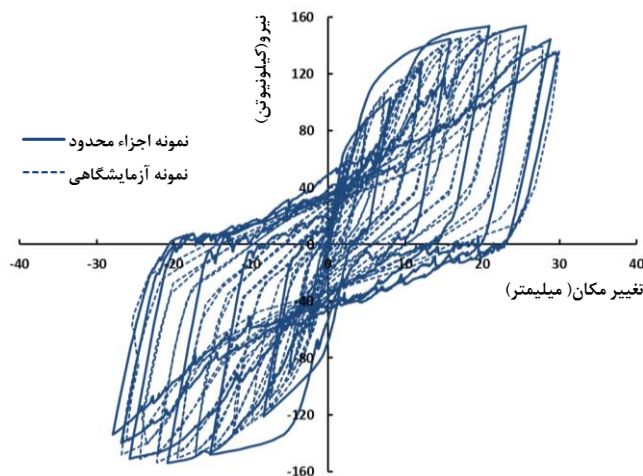
بارگذاری چرخه‌ای در نمونه آزمایشگاهی به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاهی فقط در بالای نمونه و توسط





شکل (۵): وضعیت تنش فون مایسز و میدان کشش قطری در قاب ۳ طبقه دیوار برشی فولادی

اعتماد کرد. همانطور که مشاهده می‌شود، ورق در مدل اجزاء محدود در تغییر مکانی حدود ۲/۵۹ میلیمتر و باری معادل ۷۵ کیلونیوتن جاری شده است که برای همین مدل در آزمایشگاه میزان تغییر مکان و نیروی جاری شدگی برای ورق به ترتیب در حدود ۲/۲۴ میلیمتر و ۶۸/۳۲ کیلونیوتن گزارش شده است [۹]. همچنین حداکثر مقاومت نمونه در مدل اجزاء محدود ۱۵۳ کیلونیوتن در تغییر مکان ۲۶ میلیمتر می‌باشد و برای نمونه آزمایشگاهی ۱۵۳ کیلونیوتن و در تغییر مکان ۲۳ میلیمتر مشاهده گردید.



شکل (۶): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان طبقه اول دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای

گردیده که در آنها سختی فنرها در هر طبقه برابر با سختی ورق فولادی می‌باشد. معادلات شیب-افت برای عضو تحت اثر خمش و نیروی محوری با استفاده از پارامترهای روابط (۱) و سپس روابط (۲) و (۳) به دست می‌آید.

$$\phi_n = \frac{1}{(kl)^2} (1 - kl \cotg kl)$$

$$\phi_f = \frac{1}{(kl)^2} (kl \frac{1}{\sin kl} - 1)$$

$$k = \frac{p^2}{EI}$$

$$\alpha_n = \frac{\phi_n}{\phi_n^2 - \phi_f^2}, \alpha_f = \frac{\phi_f}{\phi_n^2 - \phi_f^2}$$

(۱)

۷- روش شیب-افت اصلاح شده

روش شیب-افت از دقیق‌ترین روش‌های تحلیلی جهت آنالیز سازه‌ها می‌باشد. معادلات روش شیب-افت، گشتاورهای انتهایی هر عضو را بر حسب تغییر شکل نهایی آن عضو بیان می‌کنند. در روش شیب-افت فقط تغییر شکل‌های خمشی در نظر گرفته می‌شوند و از تغییر شکل‌های محوری صرف‌نظر می‌شود. در روش شیب-افت اصلاح شده، روش شیب-افت با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری اعضای اصلاح گردیده است. در تحلیل به روش شیب-افت اصلاح شده برای نمونه سه طبقه دیوار برشی فولادی، همانطور که در شکل (۷) مشاهده می‌گردد، ورق‌های فولادی به صورت فنرهای قطری معادل‌سازی

$$EQ6: \sum M_H = 0 \Rightarrow M_{HF} + M_{HG} = 0 \quad (9)$$

$$EQ7: V_1 + (K'_1 + K''_1)\Delta_1 = P_4 + P_5 + P_6 \quad (10)$$

$$EQ8: V_2 + (K'_2 + K''_2)\Delta_2 = P_5 + P_6 \quad (11)$$

$$EQ9: V_3 + (K'_3 + K''_3)\Delta_3 = P_6 \quad (12)$$

در روابط فوق Δ تغییر مکان طبقات و θ دوران هر یک از گره‌ها K' و K'' سختی فنرهای معادل است.

همچنین برش طبقات از روابط (۱۳) تا (۱۵) محاسبه می‌شود:

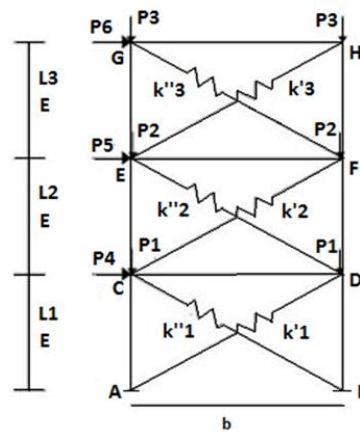
$$V_1 = -(V_{DB} + V_{CA}) = -\frac{(M_{DB} + M_{BD}) + (M_{CA} + M_{AC})}{L_1} \quad (13)$$

$$V_2 = -(V_{FD} + V_{EC}) = -\frac{(M_{FD} + M_{DF}) + (M_{EC} + M_{CE})}{L_2} \quad (14)$$

$$V_3 = -(V_{HF} + V_{GE}) = -\frac{(M_{HF} + M_{FH}) + (M_{GE} + M_{EG})}{L_3} \quad (15)$$

۸- مقایسه نتایج در سه روش تحلیلی اندرکنش ورق

با قاب، اجزاء محدود و شیب-افت اصلاح شده جدول (۳) نتایج حاصل از تحلیل قاب سه طبقه دیوار برشی فولادی را به روش‌های اندرکنش ورق با قاب، روش اجزاء محدود و روش شیب-افت اصلاح شده، در سطوح بارگذاری مختلف نشان می‌دهد. نتایج بار-تغییر مکان پانل‌ها به روش اندرکنش ورق با قاب، نشان داد که ورق‌ها در بار ۷۵ کیلونیوتن جاری می‌گردند. خطای به وجود آمده در نتایج، در روش اندرکنش ورق با قاب به حداکثر ۳۵ درصد نسبت به نتایج تحلیل به روش اجزاء محدود و در روش شیب-افت اصلاح شده به حداکثر ۶۲ درصد رسید که نیاز به اصلاح آنها می‌باشد. با مقایسه نتایج قاب خمشی تنها (بدون ورق داخلی) به سه روش



شکل (۷): قاب ۳ طبقه دیوار برشی فولادی معادل‌سازی شده با فنرهای قطری

$$M_{CE} = \frac{EI_2}{L_2} \left(\alpha_n \theta_C + \alpha_f \theta_E - (\alpha_n + \alpha_f) \frac{\Delta_2}{L_2} \right) \quad (2)$$

$$M_{EC} = \frac{EI_2}{L_2} \left(\alpha_n \theta_E + \alpha_f \theta_C - (\alpha_n + \alpha_f) \frac{\Delta_2}{L_2} \right) \quad (3)$$

در روابط (۱)، P نیروی محوری وارد بر عضو، E مدول الاستیسیته و I ممان اینرسی عضو می‌باشد. بر این اساس لنگرهای انتهای اعضاء قاب مثلاً برای عضو CE به صورت روابط (۲) و (۳) به دست می‌آید.

با نوشتن این روابط برای تمام اعضای قاب سه طبقه دیوار برشی فولادی و با استفاده از معادلات تعادل مطابق روابط ۴ تا ۱۲ در قالب زبان برنامه‌نویسی فرترن، مجهولات تحلیل به دست می‌آید:

$$EQ1: \sum M_C = 0 \Rightarrow M_{CA} + M_{CE} + M_{CD} = 0 \quad (4)$$

$$EQ2: \sum M_D = 0 \Rightarrow M_{DB} + M_{DC} + M_{DF} = 0 \quad (5)$$

$$EQ3: \sum M_E = 0 \Rightarrow M_{EC} + M_{EF} + M_{EG} = 0 \quad (6)$$

$$EQ4: \sum M_F = 0 \Rightarrow M_{FD} + M_{FE} + M_{FH} = 0 \quad (7)$$

$$EQ5: \sum M_G = 0 \Rightarrow M_{GE} + M_{GH} = 0 \quad (8)$$



مشاهده گردید که ریشه این خطا مربوط به قاب نبوده و تماماً مربوط به ورق فولادی است. عامل ایجاد خطا در روش شیب-افت اصلاح شده، می‌تواند به دلیل فرض اساسی در روش شیب-افت اصلاح شده که بر پایه روش اندرکنش ورق با قاب میزان سختی ورق را لحاظ کرده و جایگزین سختی فنرها می‌کند، باشد. به منظور بررسی و اطمینان از صحت این پیش بینی، در روش شیب-افت اصلاح شده به جای استفاده از سختی ورق‌ها بر اساس تئوری اندرکنش ورق با قاب از مقدار سختی ورق‌ها بر اساس نتایج تحلیل اجزاء محدود استفاده گردید. لذا برای محاسبه مقدار سختی ورق‌ها در هر سطح

بارگذاری، از نتایج تحلیل اجزاء محدود یک بار برای قاب تنها و یک بار برای سیستم دیوار برشی فولادی (متشکل از قاب و ورق) استفاده شد. نتایج تحلیل برای این دو نمونه می‌تواند سهم باربری قاب و ورق را در سیستم دیوار برشی فولادی تعیین نموده و با مشخص بودن سهم باربری قاب و ورق، مقادیر سختی ورق در هر مرحله، قابل محاسبه خواهد بود. جدول (۴) مقادیر سختی ورق در هر سطح بارگذاری و نتایج حاصل از تحلیل سیستم دیوار برشی فولادی به روش شیب-افت اصلاح شده با استفاده از این مقادیر سختی برای ورق‌ها را نشان می‌دهد.

جدول(۳): تغییر مکان نسبی طبقات در قاب سه طبقه دیوار برشی فولادی

طبقه	بار (کیلو نیوتن)	روش شیب افت اصلاح شده	روش اندرکنش ورق با قاب	روش اجزاء محدود	درصد خطا روش اندرکنش ورق با قاب نسبت به اجزاء محدود	درصد خطا روش شیب افت اصلاح شده نسبت به اجزاء محدود
۱	۲۰	۰/۵	۰/۶۴	۰/۵۴	۱۹	-۷
		۰/۵۳	۰/۷۷	۰/۶۹	۱۲	-۲۳
		۰/۵۲	۰/۸۴	۰/۶۷	۲۵	-۲۲
۱	۴۰	۱/۰۲	۱/۲۸	۱/۱۲	۱۴	-۹
		۱/۰۷	۱/۵۴	۱/۴۴	۷	-۲۶
		۱/۰۴	۱/۶۸	۱/۳۸	۲۲	-۲۵
۱	۶۰	۱/۵۴	۱/۹۱	۱/۷۸	۷	-۱۳
		۱/۶۲	۲/۳۰	۲/۳۳	-۱	-۲۲
		۱/۵۶	۲/۵۱	۲/۱۲	۱۸	-۲۶
۱	۸۰	۴/۱۹	۲/۹۱	۳/۷۲	۲۲	۱۳
		۶/۷۳	۳/۷۲	۵/۴۰	-۳۱	۲۵
		۵/۴۵	۴/۵۰	۴/۴۴	۱	۲۳
۱	۱۰۰	۱۰/۲۰	۶/۳۳	۷/۳۵	-۱۴	۳۹
		۱۶/۳۸	۷/۷۰	۱۰/۸۵	-۳۰	۵۱
		۱۳/۲۸	۹/۳۳	۸/۴۵	-۱۰	۵۷
۱	۱۲۰	۱۶/۲۱	۹/۷۵	۱۱/۹۱	-۱۸	۳۶
		۲۶/۰۳	۱۱/۷	۱۸	-۳۵	۴۵
		۲۱/۱۱	۱۴/۱۷	۱۳/۴۹	۵	۵۶

جدول (۴): تغییر مکان نسبی طبقات در قاب سه طبقه دیوار برشی فولادی با اصلاح مقادیر سختی ورق‌ها

درصد خطا	تغییر مکان نسبی طبقات در روش اجزاء محدود	تغییر مکان نسبی طبقات در روش شیب افت اصلاح شده	میزان سختی ورق از روش اجزاء محدود (کیلونیوتن بر میلی‌متر)	بار (کیلونیوتن)	طبقه
۰	۰/۵۴	۰/۵۴	۳۴/۰۴	۲۰	۱
۱	۰/۶۹	۰/۷	۲۷/۱۲		۲
۱	۰/۶۷	۰/۶۸	۲۶/۸۳		۳
-۳	۱/۱۲	۱/۰۹	۳۳/۵۹	۴۰	۱
-۱	۱/۴۴	۱/۴۳	۲۶/۵۷		۲
-۲	۱/۳۸	۱/۳۵	۲۷/۱۰		۳
-۴	۱/۷۸	۱/۷۰	۳۲/۷۸	۶۰	۱
-۳	۲/۳۳	۲/۲۷	۲۵/۱۳		۲
-۵	۲/۱۲	۲/۰۲	۲۷/۴۰		۳
-۸	۳/۷۲	۳/۴۲	۲۱/۳۱	۸۰	۱
-۷	۵/۴	۵/۰۱	۱۴/۶۶		۲
-۱۰	۴/۴۴	۴/۰۱	۱۷/۸۳		۳
-۱۰	۷/۳۵	۶/۵۹	۱۳/۴۶	۱۰۰	۱
-۱۰	۱۰/۸۵	۹/۷۲	۹/۰۹		۲
-۱۳	۸/۴۵	۷/۳۳	۱۱/۶۹		۳
-۱۰	۱۱/۹۱	۱۰/۶۳	۹/۹۲	۱۲۰	۱
-۱۲	۱۸	۱۵/۷۹	۶/۵۴		۲
-۱۵	۱۳/۴۹	۱۱/۴	۸/۷۴		۳

اندرکنش ورق با قاب حاصل گردیده بود، با استفاده از مقادیر واقعی سختی ورق‌ها بر اساس مدل اجزاء محدود حداکثر به ۱۵ درصد کاهش یافته، که این مسئله نشان دهنده آنست که سهم اعظم خطای موجود به دلیل استفاده از سختی ورق به روش اندرکنش ورق با قاب بوده که بدین ترتیب اصلاح گردیده است.

اصولاً نواقص موجود در روش اندرکنش ورق با قاب در تعیین میزان سختی ورق و مقاومت نهایی آن با در نظرگیری سهم کامل ورق جان در تشکیل میدان کشش قطری و نادیده گرفتن اثر خمش بر رفتار دیوار برشی فولادی علل این خطا می‌باشند.

شکل‌های (۸) تا (۱۰) نمودار بار-تغییر مکان سیستم دیوار برشی فولادی به روش اجزاء محدود و شیب-افت اصلاح شده (که در آن از سختی ورق‌ها ناشی از روش اجزاء محدود استفاده شده) را برای هر سه طبقه قاب مقایسه نموده و نشان می‌دهد. مطابق جدول (۴) و شکل‌های (۸) تا (۱۰) همانطور که مشاهده می‌شود، با استفاده از مقادیر سختی ورق از روش اجزاء محدود به جای سختی روش اندرکنش ورق با قاب، مطابقت خوبی بین نتایج حاصل از تحلیل به روش شیب-افت اصلاح شده و نتایج تحلیل به روش اجزاء محدود حاصل گردید. خطای ۶۲ درصدی که در محاسبات بر پایه روش

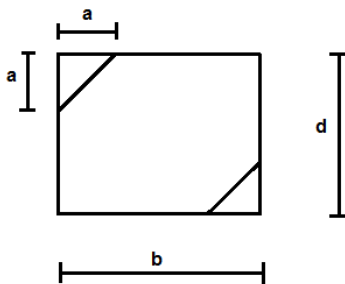


اصلاح سختی و مقاومت ورق در سطوح مختلف بار وابسته به روش اجزاء محدود است، لذا اصلاح سختی و مقاومت می‌بایست بدون وابستگی به روش اجزاء محدود، در روابط شیب-افت صورت پذیرد.

۹- اصلاح روابط روش اندرکنش ورق با قاب با در

نظر گرفتن اثر تشکیل میدان کشش قطری ناقص ورق

به منظور اصلاح روابط موجود در روش اندرکنش ورق با قاب، با در نظر گرفتن میدان کشش قطری ناقص در ورق، شکل (۱۱) برای تشکیل میدان کشش قطری ناقص در ورق فرض گردید. بر اساس نتایج تحلیل به روش اجزاء محدود، مثلی از گوشه‌های ورق به اضلاع a در مقاومت مرحله پس‌کمانشی شرکت ننموده و بنابراین سختی این قسمت در روابط روش اندرکنش ورق با قاب در مرحله پس‌کمانش حذف گردیده و اصلاحات لازم انجام می‌گیرد.

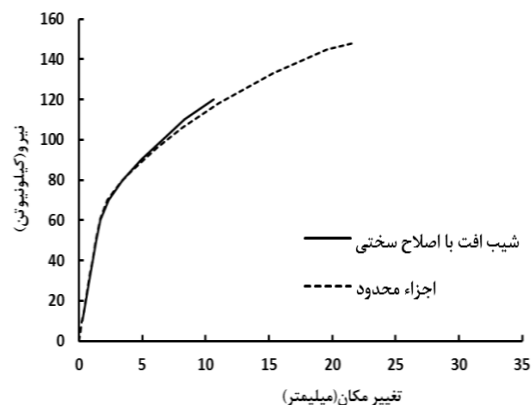


شکل (۱۱): نحوه تشکیل میدان کشش قطری ناقص در ورق

با اصلاح روابط روش اندرکنش ورق با قاب با در نظرگیری اثر تشکیل میدان کشش قطری ناقص در ورق، رابطه سختی در مرحله پس از کمانش ورق به صورت رابطه (۱۵) اصلاح می‌گردد:

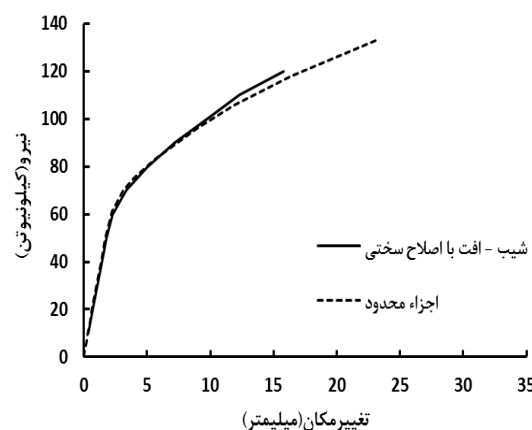
$$k_w = \frac{(b-a)^2 t E}{4(bd - a^2)} \quad (15)$$

که در این رابطه b عرض پانل، t ضخامت ورق، E مدول الاستیسیته ورق فولادی و a طولی از ورق است که کمانش ننموده و سهمی در سختی ورق در مرحله پس‌کمانش ندارد. با داشتن مقادیر سختی ورق‌ها از تحلیل



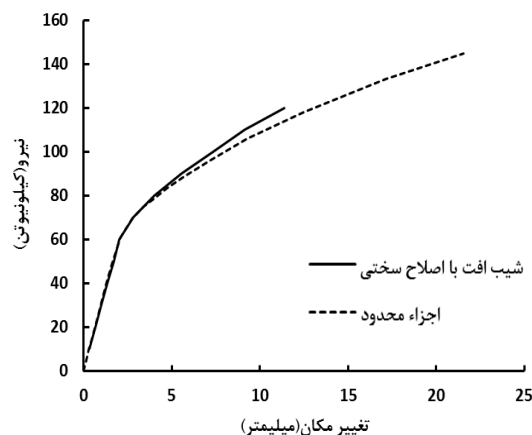
شکل (۸): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان طبقه اول دیوار

برشی فولادی



شکل (۹): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان طبقه دوم دیوار

برشی فولادی



شکل (۱۰): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان طبقه سوم دیوار

برشی فولادی

اگر چه انجام اصلاح فوق باعث کاهش میزان خطاها گردید، اما با توجه به این که استفاده از روش فوق برای

باشد. لذا این نسبت، به نسبت P/F_{up} (نسبت بار وارده به مقاومت نهایی) نیز وابسته گردیده است. بر این اساس روابط (۱۶) تا (۱۸) به دست می‌آید:

$$\left(\frac{a}{b}\right)_1 = 1.03 \left(\frac{P}{F_{up}}\right)_1 - 0.33 \quad (16)$$

$$\left(\frac{a}{b}\right)_2 = 0.83 \left(\frac{P}{F_{up}}\right)_2 - 0.09 \quad (17)$$

$$\left(\frac{a}{b}\right)_3 = 0.81 \left(\frac{P}{F_{up}}\right)_3 - 0.18 \quad (18)$$

بر اساس روابط فوق و برای هر سطح بارگذاری در مرحله پس از کماتش میزان سختی ورق در روش شیب-افت اصلاح شده اصلاح می‌گردد.

۱۰- بررسی مقادیر سختی الاستیک مدل با اصلاح روابط سختی

جدول (۶) مقایسه مقادیر سختی الاستیک قاب در چهار روش اندرکنش ورق با قاب، اصلاح شده اندرکنش ورق با قاب، شیب-افت اصلاح شده و اجزاء محدود را نشان می‌دهد. در این جدول علائم به کار رفته به شرح زیر می‌باشند:

مطابق نتایج جدول (۶) و با اصلاح میزان سختی در روابط شیب-افت اصلاح شده، نتایج سختی پانل‌های طبقات بسیار به نتایج روش اجزاء محدود (مقادیر واقعی) نزدیک شده (خطا در حد صفر) و این خطا در روش شیب-افت اصلاح شده نسبت به حالت قبل از اصلاح نیز بسیار بهبود یافته است. البته خطایی که همچنان در روش شیب-افت اصلاح شده وجود دارد، مربوط به روابط روش اندرکنش ورق با قاب بوده که اثرات خمش را در قاب تا حدودی نادیده گرفته است.

اجزاء محدود طبق جدول (۴) و قرار دادن آنها در رابطه (۱۵) و با داشتن مشخصات ورق فولادی، معادله‌ای بر حسب مجهول a به دست خواهد آمد که حل آن برای سطوح مختلف بار، مقادیر a را در هر مرحله نتیجه می‌دهد. به منظور استفاده از این پارامتر در معادلات روش شیب-افت اصلاح شده در جهت اصلاح سختی ورق‌ها، به جای پارامتر a از نسبت a/b استفاده گردیده که برای هر دهانه‌ای قابل استفاده باشد. این نسبت برای سطوح مختلف بارگذاری طبق جدول (۵) به دست آمد.

جدول (۵): نسبت a/b برای طبقات مختلف قاب دیوار برشی

فولادی سه طبقه

بار (کیلو نیوتن)	طبقه		
	اول	دوم	سوم
۱۰	۰	۰/۱۲	۰/۱۲
۲۰	۰/۰۳	۰/۱۴	۰/۱۵
۳۰	۰/۰۴	۰/۱۴	۰/۱۴
۴۰	۰/۰۴	۰/۱۵	۰/۱۴
۵۰	۰/۰۴	۰/۱۶	۰/۱۵
۶۰	۰/۰۵	۰/۱۸	۰/۱۴
۷۰	۰/۱۳	۰/۳	۰/۲۳
۸۰	۰/۲۶	۰/۴۲	۰/۳۴
۹۰	۰/۳۷	۰/۵۳	۰/۴۳
۱۰۰	۰/۴۶	۰/۶	۰/۵۱
۱۱۰	۰/۵۱	۰/۶۴	۰/۵۶
۱۲۰	۰/۵۷	۰/۶۹	۰/۶۱

مطابق جدول (۵) برای محدوده قبل از تسلیم ورق (قبل از بار ۸۰ کیلو نیوتن)، مقدار پارامتر a/b برابر ۰/۰۵، ۰/۱۵ و ۰/۱۵ برای طبقات ۱ تا ۳ به دست آمده، اما برای محدوده پس از تسلیم ورق (پس از بار ۸۰ کیلو نیوتن) پارامتر a/b در بازه گسترده‌ای تغییر نموده که تعیین یک مقدار ثابت نمی‌تواند تقریب خوبی برای سطوح بارهای مختلف داشته



جدول (۶): مقایسه سختی برای طبقات اول تا سوم در سه روش تحلیلی و روش اجزاء محدود

طبقه	۱	۲	۳	۴	درصد خطا حالت ۱ با ۴	درصد خطا حالت ۲ با ۴	درصد خطا حالت ۳ با ۴
	PFI	M-PFI	S.D.	F.E.			
۱	۴۲/۲۲	۳۸/۸۶	۳۵/۵۰	۳۵/۶۵	۹	۱۸	۰
۲	۴۱/۴۵	۳۲/۱۶	۲۷/۹۱	۲۷/۵۸	۱۷	۵۰	۱
۳	۴۰/۵۴	۳۱/۲۳	۲۹/۱۳	۲۸/۷۵	۹	۴۱	۱

۱۱- نتیجه گیری و جمع بندی

در این مقاله به منظور تحلیل عددی سیستم دیوار برشی فولادی به روش شیب-افت اصلاح شده، از شیوه معادل سازی ورق های فولادی با فنر استفاده گردید. نتایج نشان داد که فرض تشکیل میدان کشش قطری کامل در ورق در روش اندرکنش ورق با قاب در تمامی سطوح بارگذاری فرض صحیحی نبوده و عامل اصلی ایجاد خطا (در تحلیل به روش شیب-افت اصلاح شده) و اختلاف در نتایج تحلیل به این روش با روش اجزاء محدود است. با اصلاحات انجام گرفته بر روی روابط روش اندرکنش ورق با قاب و در نظر گیری اثر تشکیل میدان کشش قطری ناقص در ورق، خطا در تحلیل به روش شیب-افت اصلاح شده حدود ۴۷ درصد کاهش یافته و بدین ترتیب سهم اعظم خطای موجود بر طرف گردید. با توجه به این که فرآیند تحلیل در این روش با هدف کاهش در زمان تحلیل (نسبت به روش های تحلیلی دیگر) در یک زبان برنامه نویسی انجام گرفته است، لذا تحلیل این سیستم در زمان بسیار کوتاه و تنها با تغییر درمقادیر پارامترهای دیوار برشی فولادی، با دقت بالا و در زمان بسیار کوتاه امکان پذیر است. لازم به توضیح است که تحلیل غیر خطی این سیستم به روش اجزاء محدود معمولاً ساعت ها به طول انجامیده، در حالی که استفاده از برنامه فوق زمان تحلیل را به حد چند ثانیه کاهش می دهد. علاوه بر این از روابط و برنامه فوق می توان برای دیگر سیستم های مقاوم که در آنها از ظرفیت نهائی عضو مقاوم (نظیر ورق) استفاده می شود نیز بهره جست و فقط میزان سختی عضو مقاوم را جایگزین سختی ورق در این سیستم نمود.

۱۲- مراجع

- [1] FEMA. (2003), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures", FEMA Rep.NO.450, Building seismic Safety Council for FEMA, Washington, D.C.
- [2] American Institute of Steel Construction. (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [3] صبوری، س. (۱۳۸۰). "سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی، مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی"، نشر انگیزه.
- [4] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M. (2006), "Cyclic Test on Two Specimens of Three-Story Ductile Steel Plate Shear Wall", Report Submitted to Building and Housing Research Center (BHRC), pp. 167.
- [5] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T.M. (1991), "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", Computers and Structures, Vol. 39, No. 1-2, pp. 121-127.
- [6] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T.M., (1992) "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls including Shear and Bending Deformations", Engineering Structures, Vol. 14, No. 5, pp. 309-317, (1992).
- [7] Abaqus Standard User's manual, Version (6.10.1), Karlsson and Sorensen.
- [8] قلهکی، م. و صبوری، س. (۱۳۸۸)، "تاثیر ضریب شکل پذیری بر ضریب رفتار دیوار برشی با ورق نازک"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد.
- [9] قلهکی، م. (۱۳۸۷)، "اثر نوع اتصال تیر به ستون بر مقاومت و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران.
- [۱۰] قلهکی، م. (۱۳۹۰)، "اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار قاب فولادی سرد نورد شده مسلح شده به دیوار برشی فولادی"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان.



بررسی تئوریک و آزمایشگاهی مقاومت جوش‌های گوشه بین مهاربندها و صفحات اتصال که دارای ضعف اجرایی هستند

سید عبدالله حسینی دهدشتی^۱، داود پورویس^۲، محمد نادری نسب^۳
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

در یک بررسی میدانی از یکصد اسکلت فولادی در دست اجرا، مشاهده گردید که بیش از ۷۰٪ آنها دارای ضعف اجرایی در اتصال جوشی مهاربندها می‌باشند. از آنجائیکه در ایران اغلب اسکلت‌های فولادی به صورت درجا ساخته و نصب می‌گردند، لذا عدم دقت در نصب صفحات انتهایی مهاربندها باعث می‌شود که در موقع مونتاژ، پروفیل‌های مهاربند به طور کامل روی صفحات اتصال قرارنگرفته و در محل جوش آنها فاصله ایجاد شود. متأسفانه جوشکاران برای رفع این مشکل، اقدام به کارگذاری میلگرد در فاصله ایجاد شده بین مهاربند و صفحه اتصال کرده و سپس روی آن را با جوش پر می‌نمایند. در این تحقیق برای تعیین میزان تأثیر این اشکال در ظرفیت باربری جوش، برای اتصال با جوش سالم و اتصال با جوش همراه میلگرد به عنوان پُرکننده، به روش تئوریک و آزمایشگاهی بررسی انجام و نتایج با هم مقایسه شده است. برای بررسی تئوریک پس از مدل سازی اتصال جوشی و استفاده از نرم افزار ABAQUS نتایج به صورت تحلیلی بدست آمده سپس با ساخت نمونه‌های مشابه آزمایشگاهی و آزمایش کشش برای تعیین مقاومت جوش‌ها، نتایج آزمایشگاهی نیز حاصل شده است. این بررسی نشان می‌دهد که در هر دو روش، مقاومت اتصال جوشی به همراه میلگرد به عنوان پُرکننده به میزان ۳۰ الی ۳۳ درصد کمتر از مقاومت اتصال جوشی سالم می‌باشد. نتیجه حاصل گویای این مطلب است که ضرورت انجام دقت و نظارت دست اندرکاران ساخت و ساز اسکلت‌های فولادی در خصوص رعایت اصول فنی اجرایی در جوشکاری، خاصه جوش مهاربندها، باید امری مهم و جدی باشد.

کلمات کلیدی

مهاربند، صفحات اتصال، جوش، مقاومت اتصال، ضعف اجرایی

Theoretical and Experimental Study of Fillet Welds Resistance between Braces and Connection Plates that are Operational Defects

S.A. Hosseini Dehdashti¹, D. Poorveis, M. Naderi Nasab

ABSTRACT

In field studies of one hundred under construction steel skeletons was found that over 70 percent of these frames contain operational defects in the welded connection of braces. Since in Iran, most steel skeletons are made in situ and then installed, therefore, the lack of accuracy in installing end plates of braces during the assembly causing the braces are not fully fitted on end connection plates and thus leading to form gap between braces and the end plates. Unfortunately, the welders to solve the problem, put rebar in the gap between the brace and the connection plate, and then fill it with welding. In this research to quantify the effects of the aforementioned problem in the strength of welded joint, both theoretical and experimental investigations were carried out. The standard welded connection and the welded connection with the rebar as filler were modeled by the ABAQUS finite element software and exerted by tensile force. Similar test samples were prepared and tensile tests were

۱- مربی گروه عمران، دانشگاه شهید چمران اهواز، a.hosseini@scu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- استادیار گروه عمران، دانشگاه شهید چمران اهواز، dpoorveis@scu.ac.ir

۳- کارشناس عمران، اداره کل راه و شهرسازی خوزستان، m_naderinasab@yahoo.com



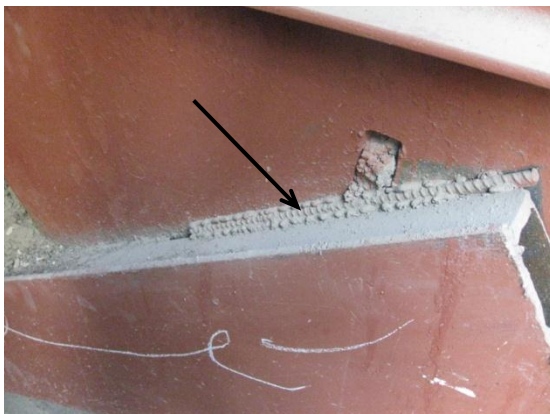
performed. This study shows that in both methods, theoretical and experimental, the strength of welded joint with a rebar as filler is 30 to 33 percent lower than the resistance of the standard welded joint. The result suggests that the need for care and supervision of those involved in the construction of the steel frames related to the technical principles in welding, and in particular welding of braces should be important and serious issues.

KEYWORDS

Bracing, Connection plates, Weld, Contact resistance, Operational defects

۱- مقدمه

در قاب‌های ساختمانی ساده، سیستم باربر جانبی نقش مهمی در جذب نیروی جانبی زلزله دارد و آنچه که مربوط به کاهش ظرفیت باربری جانبی سازه است و نقش مهمی در رفتار سازه در برابر زلزله دارد، ضعف در اجرای سیستم باربر جانبی یعنی مهاربندها می‌باشد. از آنجائیکه قسمت اعظمی از اتصالات جوشی مهاربندها روی سازه انجام می‌گیرد و جوشکاری روی سازه به دلیل احتمال وجود باد، باران و عدم امکان نظارت لازم و رعایت اصول فنی در جوشکاری، دارای ضعف و کیفیت بسیار پائینی می‌باشد، بنابراین عدم دقت در اجرای چنین اتصالاتی می‌تواند ظرفیت باربری سازه را کاهش و آن را در هنگام زلزله دچار مخاطره نماید. در یک بررسی میدانی روی یکصد اسکلت فولادی در دست اجرا [۱ و ۲] مشاهده گردید که حدود ۷۰٪ از آنها دارای اشکال در جوش انتهای مهاربندها و صفحات اتصال می‌باشد. عدم دقت در نصب صفحات انتهایی مهاربند، موجب می‌شود که پروفیل مهاربند به طور کامل روی صفحه اتصال قرار نگیرد و در محل جوش بازشدگی درز یا فاصله ایجاد شود. مطابق آئین نامه جوشکاری ساختمانی ایران [۳]، فاصله ریشه (بازشدگی درز) نباید از ۵ میلیمتر بزرگتر گردد اما از آنجائیکه گاهی فاصله ایجاد شده بیش از حد مجاز آئین نامه ای می‌باشد، لذا اغلب جوشکاران فضای خالی ایجاد شده بین پروفیل مهاربند و سطح صفحه اتصال را مطابق شکل‌های (۱) و (۲) با قطعه ای از میلگرد پرمی‌کنند و سپس طرفین میلگرد را به صفحه و پروفیل مهاربند جوش می‌دهند. فضای ناکافی در طرفین مقطع میلگرد باعث می‌شود که مقطع جوش ایجاد شده در طرفین میلگرد کاهش یافته و در نتیجه مقاومت مورد نیاز را برای جوش تأمین ننماید.



شکل (۱): کارگذاری میلگرد در ریشه جوش مهاربند



شکل (۲): کارگذاری میلگرد در ریشه جوش صفحه با تیر

مطابق آئین نامه [۴]، ضخامت موثر جوش در یک طرف میلگرد به شعاع R برابر $0.3R$ و برای مجموع دونوار جوش در طرفین میلگرد برابر $0.5R$ می‌باشد. در ادامه جهت بررسی کمی تأثیر اشکال مورد بحث در ظرفیت باربری اتصال جوشی مهاربندها، به دو روش تحلیلی و آزمایشگاهی، ظرفیت باربری اتصال جوشی به همراه میلگرد به عنوان پرکننده ریشه جوش در مقایسه با اتصال جوشی سالم مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است.



۲- بررسی عددی

برای این بررسی، یک مهاربند با پروفیل ناودانی ۱۴۰ برای نیروی ۲۰ تنی طراحی شده است که دارای دونوار جوش به طول ۲۷ سانتیمتر و بعد ۸ میلیمتر در اتصال با یک صفحه فولادی به ابعاد $500 \times 500 \times 12 \text{ mm}^3$ می باشد. جهت بررسی اتصال جوشی دارای اشکال نیز به جای هریک از نوار جوش های سالم، از یک میلگرد $\phi 12$ بانوار جوش به بعد $0.3R$ یعنی ۲ mm و به طول ۲۷ cm استفاده شده است.

هر دو نمونه با استفاده از نرم افزار ABAQUS [۵ و ۶]، مدل سازی ویرای نیروی ۲۰ تن مورد تحلیل، و تنش در وسط طول نوار جوش ها محاسبه شده است. مدل شماره ۱ مطابق شکل (۳) و مدل شماره ۲ مطابق شکل (۴) برای هر دو نمونه ساخته شده که فرضیات و جزئیات آن به شرح زیر می باشد.

قطعات مدل (۱): مدل شامل قطعات ناودانی، صفحه اتصال و دو نوار جوش می باشد.

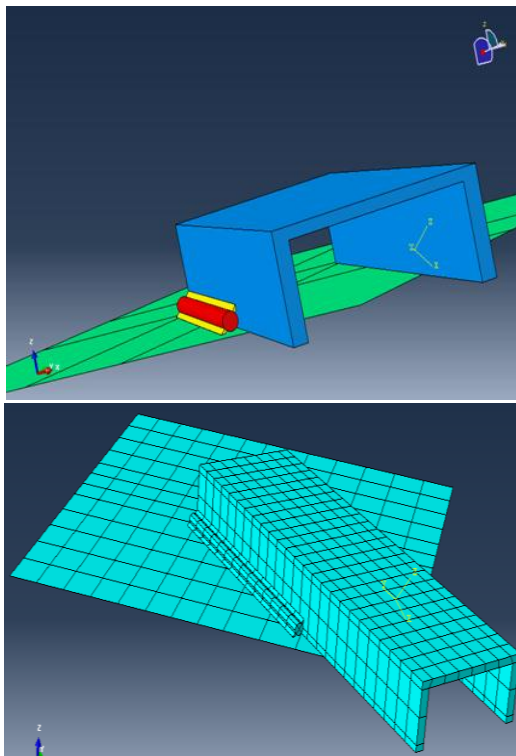
قطعات مدل (۲): مدل شامل قطعات ناودانی، صفحه اتصال، میلگرد و دو نوار جوش می باشد.

نوع و شکل قطعات:

به دلیل شکل پذیر بودن قطعات، همگی از نوع deformable انتخاب شده اند. ناودانی، میلگرد و جوش ها با استفاده از شکل solid و صفحه اتصال با استفاده از شکل shell ترسیم گردیده اند.

مصالح:

باتوجه به محدوده در نظر گرفته شده در مثال طرح شده برای بار ۲۰ تنی، مصالح مربوط به قطعه جوش و صفحه اتصال در فاز الاستیک و به صورت خطی تعریف شده اند.



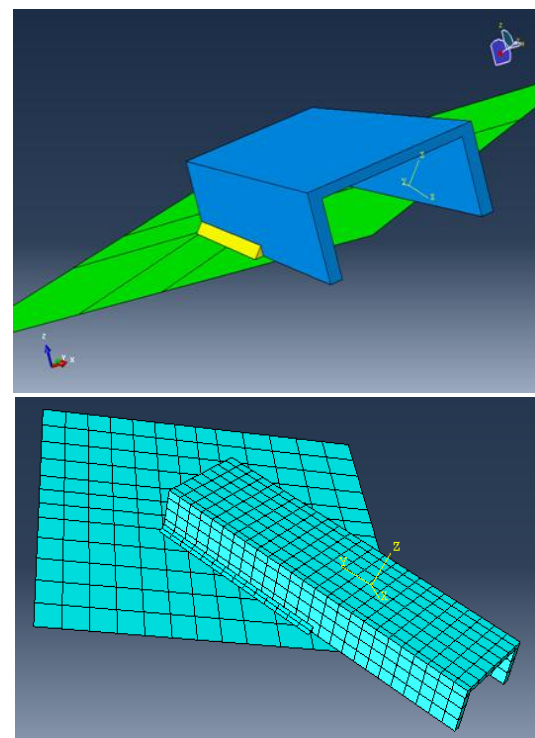
شکل (۴): نمایش هندسی و مش بندی مدل شماره ۲

نوع تحلیل:

استاتیکی خطی

اندرکنش ها:

به منظور شبیه سازی دقیق تر، رفتار تماسی بین سطوح ورق و ناودانی، رفتار در صفحه ورق به صورت اصطکاکی و در جهت عمود بر آن به صورت تماس سخت منظور شده است.



شکل (۳): نمایش هندسی و مش بندی مدل شماره ۱

قیود:

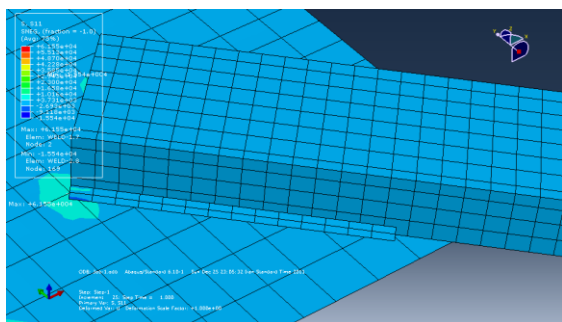
درحالت خمش، پوسته دارای سختی خمشی، برشی و پیچشی می‌باشد.

Shell: این المان دارای مقاومت خمشی، برشی، پیچشی و محوری است و رفتار آن در برگیرنده هر دو نوع رفتار خمشی و غشائی می‌باشد.

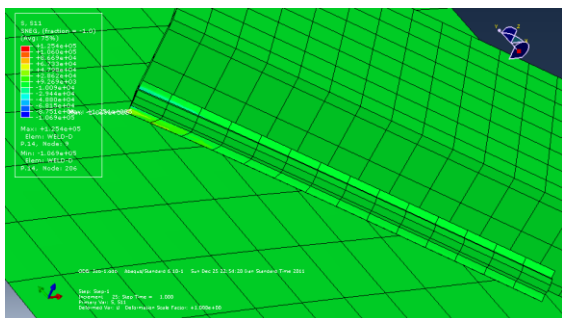
المان‌های به کار بسته شده برای مش بندی ورق با مقطع membrane shell از نوع S8 می‌باشد.

ج) میلگردها درمدل (۲): المان به کاررفته در مش بندی این قطعات از نوع C3D20 (المان continuum سه بعدی بیست گره‌ای) می‌باشد.

با استفاده از نرم افزار ABAQUS و تحلیل مدل های ۱ و ۲ برای بار ۲۰ تنی، تنش برشی متوسط درمرکز نوار جوش محاسبه گردیده که کانتور تنش‌ها در شکل (۵) و نتایج تنش در المان‌های میانی در شکل (۶)، نشان داده شده است.



الف) کانتور تنش در مدل (۱)



ب) کانتور تنش در مدل (۲) با میلگرد

شکل (۵): نمایش کانتور تنش در دو مدل

مطابق شکل (۶) مشاهده می‌شود که تغییرات تنش در طول نوار جوش مدل ۱ (جوش سالم) تقریباً یکنواخت و در مدل ۲ (جوش به همراه میلگرد) دارای تغییرات زیادی می‌باشد. نتیجه حاصل شده نشان می‌دهد که تنش برشی

باتوجه به اتصال کامل قطعه جوش با صفحه اتصال و ناودانی درمدل (۱)، سطوح در تماس قطعه جوش با صفحه اتصال و ناودانی، با استفاده از قید tie و همچنین باتوجه به اتصال کامل قطعه جوش با ورق، ناودانی و میلگردها در مدل (۲)، سطوح در تماس قطعه جوش با این قطعات نیز با استفاده از قید tie یکپارچه شده‌اند.

بارگذاری و شرایط مرزی:

نیروی مورد نظر از طریق قسمت انتهایی ناودانی برمدل اعمال شده و دو انتهای ورق نیز بادر نظر گرفتن تکیه‌گاه گیردار مفید شده است.

المان‌ها:

الف) ناودانی و جوش‌ها: المان مناسب جهت اختصاص به این قطعات از نوع continuum می‌باشد. این دسته از المان‌ها درآبکوس می‌توانند برای تحلیل‌های خطی یا غیرخطی پیچیده با وجود پلاستیسیته و یا تغییر شکل‌های بزرگ، در مسائل از جمله تحلیل‌های تنش، انتقال حرارت و غیره به کار گرفته شوند. این المان‌ها در فضای دو بعدی و سه بعدی قرار می‌گیرند و المان به کاررفته در مش بندی این قطعات از نوع C3D20 (المان continuum سه بعدی بیست گره‌ای) می‌باشد.

ب) ورق اتصال: المان اختصاص یافته برای صفحه اتصال از نوع shell برای مدل سازی سازه‌های پوسته ای که تغییر تنش در بعد سوم آنها قابل چشم پوشی می‌باشد، استفاده می‌شود. به طور کلی یکی از سه حالت زیر را می‌توان برای پوسته‌ها در نظر گرفت:

Membrane: یک المان membrane shell تنها تحت

بارها و تغییر مکان‌های درون صفحه قرار می‌گیرد و ما انتظار رفتار درون صفحه از آن داریم. به عبارت دیگر سختی خارج از صفحه و سختی خمشی از این نوع پوسته انتظار نمی‌رود. به عنوان مثال نمونه ای از رفتار المان فوق را می‌توان در صفحاتی که تحت کماتش قرار می‌گیرند، مشاهده نمود.

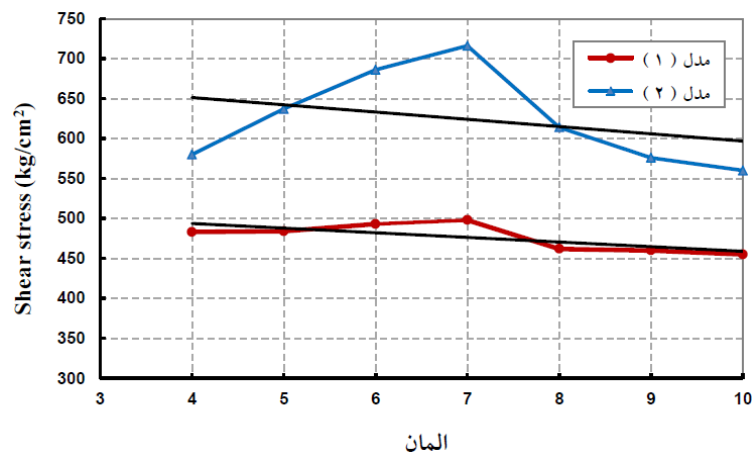
Surface: حالتی است که صفحه تخت تنها تحت

بارهای انتقالی و ممان‌های درون صفحه قرار می‌گیرد.



یا کاهش مقاومت درنوارجوش همراه میلگرد در مدل (۲) نسبت به نوار جوش سالم در مدل (۱) تقریباً برابر ۳۰ درصد می‌باشد.

متوسط درنوارجوش سالم برابر 480 kg/cm^2 و در جوش همراه با میلگرد به عنوان پرکننده درز جوش برابر 625 kg/cm^2 می‌باشد. یعنی به عبارتی دیگر افزایش تنش



شکل (۶): تنش برشی درالمان‌های مدل (۱) و (۲)

۳- بررسی آزمایشگاهی

مشخصات نمونه‌ها به شرح زیر می‌باشد:
 نمونه $A1$ و $A2$: جوشکاری اتصال روی زمین و بدون استفاده از میلگرد در ریشه جوش.
 نمونه $D1$ و $D2$: جوشکاری اتصال روی زمین و با استفاده از میلگرد ساده $\phi 12$ به عنوان پرکننده ریشه جوش.
 نمونه $E1$ و $E2$: جوشکاری اتصال روی زمین و با استفاده از میلگرد آجدار $\phi 12$ به عنوان پرکننده ریشه جوش.
 تمامی نمونه‌ها در شرایط کارگاهی ساخته شده و سپس در آزمایشگاهی مجهز تحت آزمایش کشش قرار گرفتند. دستگاه مورد استفاده ساخت شرکت SANTAM و به ظرفیت ۱۰۰ تن و استاندارد مورد استفاده در روش آزمایش ASTM A370 و AASHTO T244 بوده است.
 نتایج نشان می‌دهد که استفاده از میلگرد ساده یا آجدار به عنوان پرکننده ریشه جوش، تفاوتی در ظرفیت باربری اتصال ایجاد نمی‌کند، جدول (۱). اما در مقایسه با اتصال جوش سالم و بدون استفاده از میلگرد، علاوه بر تفاوت در ظرفیت باربری در شکل گسیختگی نوار جوش هم تأثیر دارد. مطابق شکل (۸) مشاهده می‌شود که در اتصال جوشی با استفاده از میلگرد، گسیختگی در سطح تماس جوش با ورق فولادی ایجاد می‌شود، یعنی در محل

در این مرحله تعدادی نمونه با استفاده از دو تسمه فولادی به ابعاد $100 \times 12 \text{ mm}^2$ و $150 \times 10 \text{ mm}^2$ از نوع ST37 و دوخط نوارجوش، هر یک به طول ۶ سانتیمتر و بعد ۸ میلیمتر با الکتروود E6013 جوشکاری و تهیه شده است. همچنین برای تعدادی از نمونه‌ها، از میلگرد $\phi 12$ به عنوان پرکننده ریشه جوش استفاده شده است.
 طرح جوش به نحوی انجام شده که مقاومت ورق‌ها بیش از مقاومت گسیختگی جوش‌ها باشد و در بارنهائی، گسیختگی در ناحیه جوش صورت گیرد. نمونه‌های ساخته شده و آماده آزمایش در شکل (۷) نشان داده شده است.



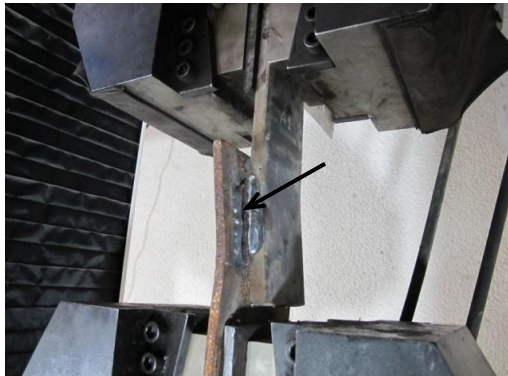
شکل (۷): نمونه‌های جوش شده

کمترین ضخامت جوش به دلیل فضای ناکافی ناشی از وجود میلگرد.

اما برای نمونه‌ای که دارای جوش سالم است و از میلگرد استفاده نشده است، مطابق شکل (۹) دیده می‌شود که به طور معمول گسیختگی روی سطح موثر نوار جوش و با زاویه ۴۵ درجه اتفاق می‌افتد.

جدول (۱): نتایج مقاومت کششی نمونه‌ها

متوسط مقاومت (kg/cm ²)	مقاومت نهایی (kg/cm ²)	نمونه‌ها
۲۷۸۲۱	۲۷۱۶۷	جوش بدون میلگرد (A1)
	۲۸۴۷۵	جوش بدون میلگرد (A1)
۱۸۴۷۰	۱۸۶۸۰	جوش با میلگرد ساده $\phi 12$ (D1)
	۱۸۲۶۰	جوش با میلگرد ساده $\phi 12$ (D2)
۱۸۷۰۲	۲۰۱۷۷	جوش با میلگرد آجدار $\phi 12$ (E1)
	۱۷۲۲۸	جوش با میلگرد آجدار $\phi 12$ (E2)

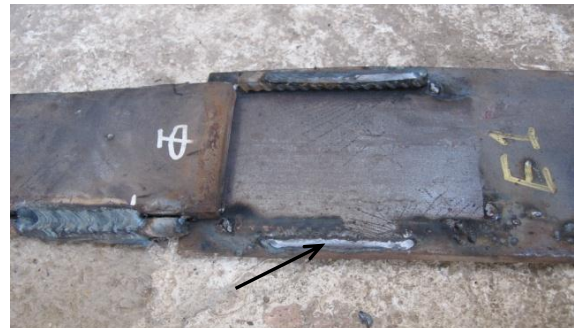


شکل (۹): نحوه گسیختگی جوش سالم در دستگاه کشش

مطابق جدول (۱)، متوسط مقاومت نهایی نمونه‌های E1 و E2 (جوش با استفاده از میلگرد) برابر 18702 kg/cm^2 و متوسط مقاومت نهایی نمونه‌های A1 و A2 (جوش بدون میلگرد) برابر 27821 kg/cm^2 می‌باشد. در این آزمایش نمونه‌های A1 و A2 معرف یک نمونه واقعی و مورد انتظار از نظر جوش در محل می‌باشد و در مقابل نمونه‌های E1 و E2 نیز به عنوان یک نمونه جوش دارای اشکال از نظر مشخصات فنی و اجرائی معرفی می‌شود. این نتیجه نشان می‌دهد که جوش اجرا شده با میلگرد به عنوان پرکننده درز جوش نسبت به یک جوش سالم، دارای کاهش مقاومتی به میزان ۳۳ درصد می‌باشد. این کاهش مقاومت مشابه نتایج عددی حاصل که به میزان ۳۰ درصد ارائه گردید، می‌باشد.

۴- نتیجه گیری

یکی از عمده اشکالات اجرائی موثر و تأثیرگذار بر ظرفیت باربری جانبی سازه‌های فولادی، ضعف در سیستم مهاربندها می‌باشد. از ضعف‌های اجرائی مشاهده شده درمونتاز و نصب مهاربندهای جوشی، ضعف در جوشکاری اتصالات از نظر ناکافی بودن ضخامت و طول جوش، اجرای جوش‌های بالا سری و کار گذاری میلگرد



الف) گسیختگی جوش با میلگرد



ب) نحوه گسیختگی جوش با میلگرد در دستگاه کشش

شکل (۸): نمایش گسیختگی اتصال جوشی با استفاده از میلگرد



به عنوان پرکننده ریشه جوش می‌باشد. کاهش مقاومت به علت کاهش ابعادی نوار جوش‌ها کاملاً ملموس و قابل محاسبه می‌باشد. اما تأثیر استفاده از میلگرد به عنوان پرکننده ریشه جوش بر مقاومت نوار جوش موضوعی است که نیاز به بررسی دقیق و آزمایشگاهی باتوجه به شرایط واقعی اجرایی دارد.

نتایج بدست آمده در این تحقیق گویای این مطلب است که در صورت عدم نظارت کافی و استفاده از نیروهای آموزش دیده اجرایی و همچنین عدم دقت در هنگام مونتاژ صفحات انتهائی مهاربند که منجر به کارگذاری میلگرد در ریشه جوش اتصال مهاربندها گردد، می‌تواند در نهایت ظرفیت باربری مهاربند را به میزان ۳۰ الی ۳۳ درصد، در هنگام زلزله کاهش دهد.

۵- مراجع

[۱] حسینی دهدشتی، س.ع. (۱۳۹۰)، "بررسی اشکالات رایج در ساخت اسکلت‌های فولادی و بتنی و رفتار آنها در برابر زلزله"، طرح تحقیقاتی با مسکن و شهرسازی خوزستان، شماره طرح ۱۴/۳۸۸۷.

[۲] شرکت مهندسی دیده بان فرآیند سازه، کنترل و بازرسی بر ساخت و سازها در استان خوزستان، ۱۳۸۸.

[۳] آئین نامه جوشکاری ساختمانی ایران، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۲۲۸، ۱۳۸۰.

[۴] آئین نامه اتصالات در سازه‌های فولادی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، انتشارات معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی، نشریه شماره ۲۶۴، چاپ چهارم، ۱۳۸۶.

[۵] ساعدیداریان، ا.، بهرام‌پور، ح. و عرب زاده، ح. (۱۳۹۰)، "راهنمای جامع نرم افزار ABAQUS"، چاپ دوم، انتشارات انگیزه.

[۶] خلخالی، ا. (۱۳۸۶)، "تحلیل اجزاء محدود با کمک ABAQUS"، چاپ دوم، موسسه فرهنگی هنری دیباگران تهران.



بررسی رفتار استاتیکی و لرزه‌ای وصله ستون پیشنهادی آیین‌نامه ایران

نازلی اسعدی^۱، یوسف حسین زاده^۲
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

عملکرد اتصالات در یک سازه فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و عدم دقت در طراحی و اجرای اتصالات در سازه‌های فولادی نه تنها موجب خرابی در خود اتصال می‌شود بلکه اثرات ویران‌کننده‌ای نیز بر اعضای سازه و در نتیجه کل سازه خواهد داشت. بنابراین درک صحیح از رفتار اتصال برای طراحی ایمن و اقتصادی آن ضروری است. در این مقاله رفتار استاتیکی و لرزه‌ای وصله پیشنهادی آیین‌نامه ایران بررسی و با رفتار وصله‌های متعارف مقایسه می‌شود. با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود رفتار استاتیکی و چرخه‌ای سه نوع وصله اتکایی، پوششی با ورق پرکننده و پوششی با تبدیل مقطع مورد بررسی قرار گرفته و مکانیزم خرابی، پایداری و نحوه گسیختگی اتصالات بررسی می‌شود. نتایج تحقیق نشان می‌دهد وصله ستون پیشنهادی مبحث دهم، بیشترین تمرکز تنش را در قسمت ورق‌های تبدیل داشته و مقاومت کمتری نسبت به ستون وصله شده با ورق پرکننده و ورق پوششی دارد. مکانیزم خرابی غالب در ستون‌های مورد بررسی، کمانش موضعی در قسمت ورق‌های تبدیل و یا سایر قسمت‌های ستون می‌باشد.

کلمات کلیدی

ستون فولادی، وصله ستون، مدل اجزاء محدود، کمانش موضعی، ظرفیت محوری ستون

Investigation of Static and Seismic Behavior of Recommended Column Splice of Iran Code

N. Asadi, Y. Hosseinzadeh

ABSTRACT

The performance of connections has a significant importance in a steel structure. Designing and executing of connections without adequate accuracy can cause failure not only on the connection but even on the connection members. As a result this may have destructive effects on the whole structure. So an accurate perception of connection behavior is necessary for a safe and economical design. In this paper, static and seismic behavior of recommended splice Iran National Code is examined and contrast with behavior common splices. With finite element software, static and seismic behavior three types of splices including bearing, covering with filler plate and covering with section transfer and the collapse performance, the way of connection fracture, cyclic and static resistance of connected column are considered in this paper. The results of investigation show that recommended column splice mentioned in the 10th, has the most Focus stress of transfer part and low resistance than spliced column with filler plate and covering plate. The collapse performance of examined columns is of local buckling in transfer plate or other part of columns.

KEYWORDS

Steel column, Column splice, Finite element model, Local buckling, Axial capacity of column

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه تبریز، n.asadi89@ms.tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، hosseinzadeh@tabrizu.ac.ir



وصله‌ها به دو صورت وصله‌های تماسی و وصله‌های غیر تماسی بکار برده می‌شوند [۳]. در وصله‌های تماسی، مقاطع در تماس باید به خوبی گونیا و سنگ زده شوند تا تماس کافی بین دو مقطع برقرار شود. در این نوع وصله‌ها نیروها به صورت مستقیم از طریق تماس فیزیکی منتقل می‌شوند. هنگامی که مقطع ستون‌ها به وسیله سنگ‌زنی آماده نشده و علاوه بر نیروی محوری، لنگر نیز وجود داشته باشد و همچنین پیوستگی مورد نیاز است، این وصله‌ها نمی‌توانند بکار روند. در وصله‌های غیر تماسی نیازی به آماده‌سازی مقاطع نمی‌باشد. در این نوع وصله‌ها نیروها از طریق ورق‌ها، پیچ و جوش منتقل می‌شوند [۳].

۳- معرفی سازه‌های مدل سازی شده و مصالح مورد استفاده در نمونه‌های تحلیلی

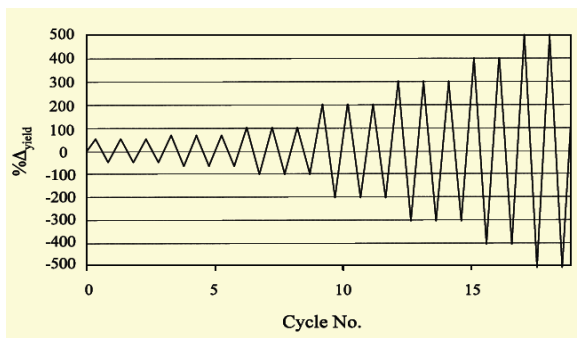
ستون‌های مدل سازی شده دارای مقاطع $2 \times 40 \times 40$ و $2 \times 35 \times 35$ سانتی‌متر و به طول ۳ متر می‌باشند که بوسیله وصله به یکدیگر متصل می‌شوند. تکیه‌گاه‌ها در قسمت پایینی ستون بصورت مفصلی ثابت و در قسمت بالا مفصلی غلتکی می‌باشند. در ستون‌های وصله شده بوسیله صفحات انتهایی و ورق پوششی و فیلر، طول مقطع بزرگ ۱۲۰ سانتی‌متر و طول مقطع کوچکتر ۱۸۰ سانتی‌متر می‌باشد. در ستون‌های وصله شده بوسیله تبدیل مقطع، طول مقطع بزرگ ۶۰ سانتی‌متر و طول مقطع کوچک با دو قطعه جدا از هم به ترتیب ۴۵ و ۱۸۰ سانتی‌متر می‌باشد. ورق‌های وصله به وسیله جوش به ستون‌ها متصل شده‌اند. شکل (۱) بصورت شماتیک مدل سازه‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. با توجه به عدم وجود آزمایش، برای درستی مدل سازی و انتخاب تکیه‌گاه‌های مناسب، ستون تحلیل کمانشی شده و بار کمانشی با ۱/۶۱٪ اختلاف با بار حاصل از رابطه تئوری بار اولر بدست آمده است. و تاییدی بر مدل اجزاء محدود می‌باشد. در معرفی خواص مصالح بکار رفته در این مدل سازی، تمام قطعات به جز پیچ‌ها و نوار جوش از نوع مصالح فولادی می‌باشند. با توجه به ویژگی‌های مسئله، بایستی سه مجموعه برای مشخصات مصالح فولادی، پیچ و جوش به نرم‌افزار معرفی گردد.

فلسفه طراحی سازه‌ها بر این اصل استوار است که تیرها و ستون‌ها به نحو مناسبی به یکدیگر متصل شوند تا بتوانند با عمل یکپارچه خود در مقابل نیروهای وارده، شرایط مقاومت، بهره‌برداری و ظرفیت را تامین کنند. اتصالات وظیفه انتقال نیرو از یک عضو سازه به عضو دیگر را انجام می‌دهند. در طراحی یک اتصال سازه فولادی علاوه بر حصول اطمینان از نحوه صحیح انتقال نیرو، به اجرا و امکانات ساخت آن باید توجه نمود. این موضوع در مورد سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. اتصالات ستون‌ها به یکدیگر به کمک وصله‌ها صورت می‌پذیرد که به شکل‌های مختلفی قابل اجرا می‌باشند. در وصله ستون‌های با ابعاد مقطع متفاوت، باید اختلاف ابعاد دو ستون را با گذاردن ورق پرکننده در بر ستون فوقانی پر نمود اما مبحث دهم مقررات ملی ایران [۱] توصیه می‌کند به جای استفاده از ورق‌های پرکننده، ابتدا مقطع بزرگتر با شیب ۱:۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال با ورق پوششی برقرار می‌گردد. در این مقاله، نخست سه نوع وصله ستون طراحی شده و در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS مدل سازی شده است.

۲- تعریف وصله ستون

انتقال نیروها از یک عضو سازه به عضو دیگر آن بوسیله اتصالات یا وصله‌ها صورت می‌گیرد. در اجرای سازه‌های فولادی شرایطی پیش می‌آید که ناگزیر از وصله ستون‌ها به یکدیگر هستیم. مثلاً اغلب ستون‌های طبقات بالاتر سازه تحت اثر نیروی داخلی کمتر نسبت به ستون‌های طبقات پایین می‌باشند و می‌توان مقاطع آن‌ها را از نیمرخ‌های سبکتر و کوچکتری انتخاب نمود، بنابراین اجرای وصله ضروری می‌باشد. استفاده از وصله به صورت خلاصه می‌تواند به دلایل محدود بودن طول استاندارد نیمرخ‌های فولادی به ۱۲ متر، تغییر مقطع نیمرخ به علت تغییر نیروهای طراحی در طبقات مختلف و مشکلات حمل و نقل اعضای فولادی با طول بلند باشد [۲]. به طور کلی





شکل (۲): نمودار بارگذاری Curree به صورت جابجایی در مقابل زمان ATC-24 [۶]

۴- طراحی وصله

هر سه نوع وصله مطابق آیین‌نامه ایران طرح و سپس قطعات، در نرم‌افزار ABAQUS مدل سازی شد. برای بررسی بیشتر با ثابت نگه داشتن مقطع پایینی و تغییر ابعاد مقطع بالایی، هر دو نوع وصله با دو لاغری دیگر (به ابعاد $۳۲ \times ۳۲ \times ۲$ و $۳۷ \times ۳۷ \times ۲$) نیز طراحی و مدل سازی شده است. بر روی سازه‌های مدل سازی شده تحلیل لرزه‌ای و تحلیل ریکس انجام شده است. از ذکر جزئیات طراحی وصله‌ها خودداری نموده و ابعاد نهایی وصله‌های طراحی شده در جدول (۲) نشان داده شده است.

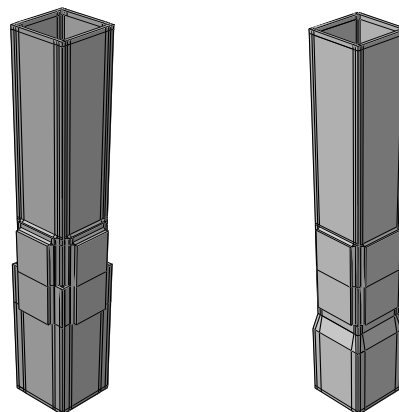
جدول (۲): ابعاد وصله‌های طراحی

نمونه	ابعاد ستون (cm)		
		$۳۷ \times ۳۷ \times ۲$	$۳۵ \times ۳۵ \times ۲$
وصله نوع a	$۷۲ \times ۲۸ \times ۳$	$۷۰ \times ۲۸ \times ۲/۸$	$۶۲ \times ۲۴ \times ۳$
وصله نوع b	$۷۶ \times ۲۵ \times ۳/۵$	$۷۰ \times ۲۴ \times ۳/۴$	$۶۶ \times ۲۰ \times ۳/۸$
ورق پرکننده	$۴۲ \times ۲۹ \times ۱/۵$	$۴۰ \times ۲۸ \times ۲/۵$	$۳۷ \times ۲۴ \times ۴$
صفحه انتهایی	$۶۰ \times ۶۰ \times ۱/۷$	$۶۰ \times ۶۰ \times ۲/۱۵$	$۶۰ \times ۶۰ \times ۲/۷$
پیچ	$\Phi ۲۹$	$\Phi ۲۸$	$\Phi ۲۷$

۵- بررسی حداکثر تمرکز تنش

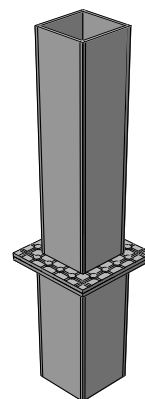
در نقاط بارگذاری، محل تغییر ناگهانی در سطح مقطع عرضی و یا تغییرات تند در شکل هندسی، توزیع تنش یکنواخت نبوده و این ناپیوستگی‌ها موجب ایجاد تمرکز تنش می‌شوند. تنش در نقاط تمرکز تنش را از طریق آزمایش و یا روش‌های پیشرفته تحلیلی نظیر روش اجزاء

جدول (۱) مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های نمودار تنش-کرنش مصالح را نشان می‌دهد. بارگذاری ستون‌ها به صورت شرایط مرزی و ایجاد تغییر مکان تابع زمان مطابق شکل (۲) است. برای اعمال نیرو، نقطه مرجع بالای ستون را انتخاب کرده و مقدار u_z یعنی تغییر مکان در جهت عمود بر سطح مقطع ستون، با ضریب یک وارد شده است.



ب) وصله با ورق پرکننده

الف) وصله با تبدیل مقطع



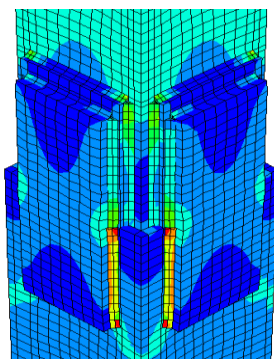
ج) وصله با صفحه انتهایی

شکل (۱): وصله‌های مورد بررسی

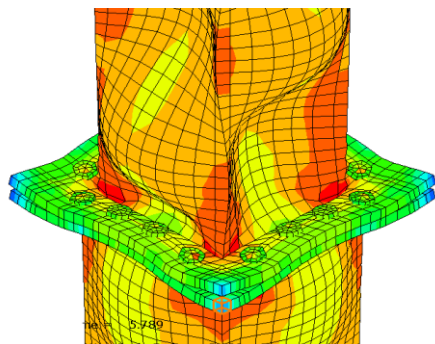
جدول (۱): مشخصات مصالح [۴ و ۵]

اجزا وصله	σ_1 (MPa)	ϵ_1	σ_2 (MPa)	ϵ_2	σ_3 (MPa)	ϵ_3
ستون، ورق پوششی و پرکننده	۲۴۰	۰/۰۰۱۲	۴۲۰	۰/۱	۴۵۰	۰/۱۰۰۸
پیچ A490	۸۰۲	۰/۰۰۴۰۱	۹۶۲	۰/۰۱۲	۱۰۶۳	۰/۰۳۲۱
جوش	۳۰۰	۰/۰۰۱۴	۴۲۰	۰/۰۰۰۵۷۱	---	---

زیادی می‌باشد. در جدول (۳) مقدار ضریب تمرکز حاصل از تحلیل لرزه‌ای و تحلیل ریکس برای هر سه نوع وصله ستون آورده شده است. مقایسه ضرایب تمرکز با یکدیگر نشان می‌دهد، ضریب تمرکز تنش در ستون وصله شده با تبدیل مقطع در ورق‌های تبدیل و انتهای ستون بالایی در ستون وصله شده با صفحات انتهایی بیشترین مقدار را داشته و بحرانی‌تر است. کمترین ضریب تمرکز تنش نیز مربوط به ستون وصله شده با ورق پرکننده و ورق پوششی می‌باشد.



شکل (۴): تمرکز تنش در ورق‌های پوششی ستون وصله شده با فیلر و ورق پوششی



شکل (۵): تمرکز تنش در انتهای ستون وصله شده با صفحه انتهایی

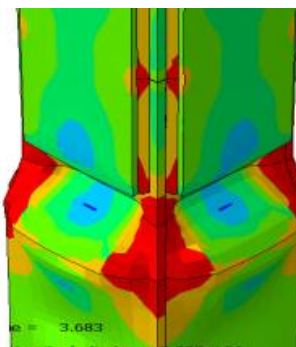
۶- مکانیزم‌های خرابی

تحلیل ستون وصله شده بوسیله تبدیل مقطع در سیکل سوم به علت کماتش موضعی ستون و خرابی ورق‌های تبدیل متوقف می‌شود. تغییر شکل ورق‌های تبدیل حاکی از تنش‌های فشاری زیاد در آن می‌باشد. در این نوع وصله حتی اگر کماتش موضعی اتفاق نیفتد، خرابی ورق‌های

محدود می‌توان تعیین نمود. ضریب تمرکز تنش یا K_t مطابق رابطه (۱) به صورت نسبت تنش ماکزیمم به تنش اسمی در سطح مقطع ستون تعریف می‌شود. برای محاسبه تنش میانگین یا اسمی در ستون‌های مورد مطالعه، نیروی محوری P ایجاد شده در تکیه‌گاه ستون بر A یعنی سطح مقطع ستون تقسیم شده است.

$$K_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{nom}} \quad (1)$$

توجه شود که ضریب تمرکز تنش ماکزیمم، حداکثر ضریب به دست آمده در کل گام‌های بارگذاری است. نخست برای ستون وصله شده به وسیله تبدیل مقطع، ضریب تمرکز تنش را محاسبه می‌کنیم. حداکثر تنش در لبه ورق‌های تبدیل بوجود آمده است. همانگونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، گوشه‌های نوک تیز ورق به عنوان عامل افزایش تنش عمل کرده و باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌ها و لبه‌های ورق تبدیل شده است.



شکل (۳): تمرکز تنش در ورق‌های تبدیل ستون وصله شده با تبدیل مقطع

در ستون وصله شده با ورق پرکننده و ورق پوششی، حداکثر تنش مطابق شکل (۴) در ورق‌های پوششی ایجاد می‌شود. در این نوع وصله ورق‌های پوششی در ناحیه وصله شده ستون بیشترین تمرکز تنش را دارد.

تمرکز تنش در مدل ستون وصله شده به وسیله صفحات انتهایی، مطابق شکل (۵) در انتهای ستون بالایی در محل اتصال به ورق و در صفحات انتهایی رخ می‌دهد. گوشه‌های ستون در محل اتصال به ورق‌ها ضریب تمرکز زیادی داشته و این قسمت تحت اثر نیروهای فشاری

تبدیل مانع استفاده از حداکثر ظرفیت ستون می‌باشد و ستون از این ناحیه گسیخته خواهد شد. در ستون وصله شده به وسیله ورق‌های پوششی و ورق پرکننده و ستون وصله شده به وسیله صفحات انتهایی مکانیزم خرابی

جدول (۳): مشخصات زمین لرزه‌های به کار رفته

K ₁			K ₂		نمونه
تحلیل ریکس			تحلیل لرزه‌ای		
(۴۰×۴۰×۲)	(۳۵×۳۵×۲)	(۳۲×۳۲×۲)	(۳۵×۳۵×۲)		ستون با تبدیل مقطع
۲/۱۴	۱/۹	۱/۸۶	۲/۷۹		
۱/۵۳	۱/۴۴	۱/۴۶	۱/۲		ستون با ورق پرکننده
۱/۴۷	۱/۴۲	۱/۴۹	۱/۱۳۸		
۱/۴۸	۱/۳۹	۱/۴۷	۰/۹۷۹		ستون با صفحه انتهایی
۱/۹۷	۲/۲۳	۱/۹۲	۲/۶۱		
۱/۸۳	۱/۸۵	۱/۶۷	۲/۰۲		

تبدیل انتقال می‌یابند و ماکزیمم نیروی فشاری در این ناحیه اتفاق می‌افتد. قسمت های میانی ورق خالی از نیرو می‌باشند. در ستون وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده مطابق شکل (۶-ب) انتقال نیروهای فشاری در نواحی اتصال، از گوشه وصله و ورق پرکننده صورت گرفته است. تغییر جهت نیروها در گوشه‌های اتصال این نکته را یادآوری می‌کند که جوش‌های قلاب، حتما باید اجرا شده و تمهیدات کافی در اجرای آن‌ها صورت گیرد. نحوه انتقال نیروهای داخلی در ستون وصله شده با صفحات انتهایی در شکل (۶-ج) نشان داده شده است. مطابق شکل همه پیچ‌ها به کشش کار می‌کنند و پیچ‌های موجود در گوشه، نیروهای کششی بیشتری تحمل می‌کنند. نیروهای فشاری از گوشه‌های ستون منتقل می‌شوند و این قسمت‌ها بحرانی‌تر می‌باشند.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله، به مقایسه و بررسی ناحیه‌های تمرکز تنش و ضریب تمرکز تنش، مقاومت ستون‌ها در لحظه خرابی، مکانیزم خرابی ستون‌ها و مکانیزم انتقال نیروها در محل وصله‌ها پرداخته شده است. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد:

- تمرکز تنش در هر سه مدل بررسی شده و ضریب تمرکز تنش بدست آمده است. مقایسه این ضرایب

از نوع کماتش موضعی ستون می‌باشد و باعث می‌شود تحلیل لرزه‌ای ستون به ترتیب در سیکل اول و پنجم متوقف شده و ستون نتواند به حداکثر ظرفیت باربری خود برسد. مقدار مقاومت بدست آمده از تحلیل لرزه‌ای و تحلیل ریکس هر یک از ستون‌ها در لحظه خرابی در جدول (۴) آورده شده است. مقایسه مقادیر جدول نشان می‌دهد که ستون وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده در لحظه خرابی مقاومت بیشتری داشته و نیروی بیشتری تحمل می‌کند.

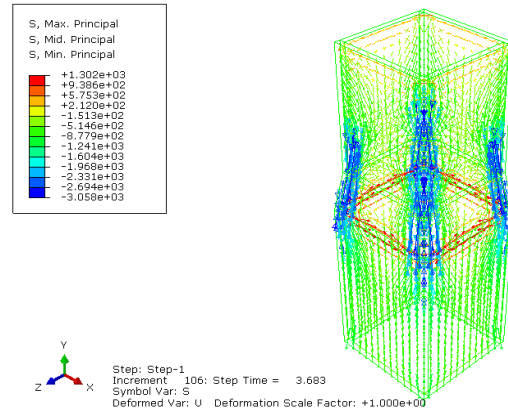
جدول (۴): مقاومت ستون وصله شده در لحظه خرابی

نمونه	مقاومت (kg)		مقاومت (kg)	
	تحلیل ریکس		تحلیل لرزه‌ای	
	$\lambda=20/96$	$\lambda=22/23$	$\lambda=24/24$	$\lambda=24/24$
a	۳۶۹۹۲۵	۴۰۴۱۹۳	۳۹۹۴۵۷	۲۵۵۵۰۴
b	۴۶۰۹۳۶	۴۴۸۱۳۴	۳۹۶۲۳۳	۳۱۱۰۰۰
c	۳۵۷۵۰۹	۳۶۹۸۵۷	۳۷۸۸۷۴	۲۰۲۰۰۰

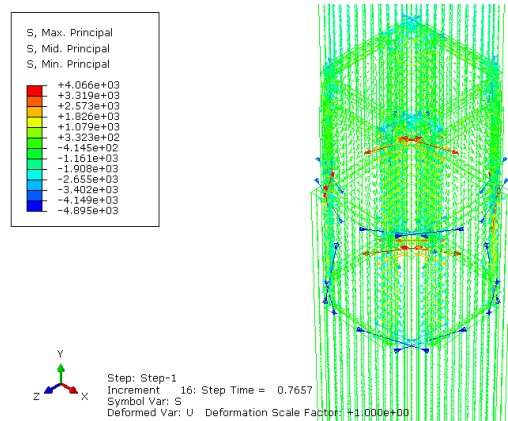
۷- مکانیزم توزیع و انتقال نیروهای داخلی

همانطور که در شکل (۶-الف) نشان داده شده است، در ستون وصله شده با تبدیل مقطع نیروهای فشاری از ستون بالایی به ستون پایینی از لبه و گوشه‌های ورق‌های

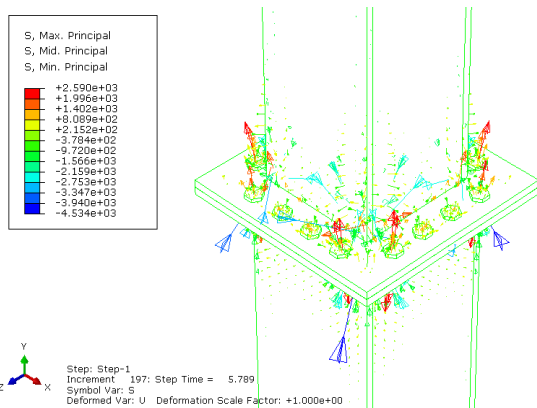
نشان می‌دهد که ضریب تمرکز تنش در ستون وصله شده با تبدیل مقطع در ورق‌های تبدیل بیشترین مقدار را داشته و بحرانی می‌باشد و کمترین ضریب تمرکز تنش مربوط به ستون وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده می‌باشد.



الف) در ناحیه تبدیل مقطع



ب) در محل وصله، در ستون‌های وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده



ج) در محل صفحات انتهایی

شکل (۶): نحوه جریان نیروهای داخلی

بررسی تغییر شکل‌ها پس از تحلیل نشان می‌دهد خرابی‌های عمده‌ای که در هر سه مدل بوجود آمده به صورت کمانش موضعی ورق‌های ستون می‌باشد. البته در ستون وصله شده با تبدیل مقطع علاوه بر کمانشی موضعی ستونها، به علت تغییر شکل زیاد ناشی از نیروهای فشاری، ورق‌های تبدیل نیز دچار کمانش موضعی شده و خراب شده‌اند. همچنین مقایسه مقدار نیروها در لحظه خرابی نشان داد که ستون وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده بیشترین مقاومت را در لحظه خرابی دارد.

در ستون وصله شده با تبدیل مقطع، بیشتر نیروهای فشاری از لبه ورق‌های تبدیل و در ستون وصله شده با ورق پوششی و ورق پرکننده، نیروها در امتداد طول وصله و گوشه ورق پوششی و در ستون وصله شده با صفحات انتهایی، نیروها از گوشه‌های ستون در محل اتصال به ورق منتقل می‌شوند.

ستون‌های مورد مطالعه به علت کمانش موضعی قبل از کمانش کلی، در مقابل بار لرزه‌ای استهلاک انرژی نداشته و رفتار چرخه‌ای نمی‌تواند معیاری برای مقایسه باشد.

بررسی رفتار لرزه‌ای و استاتیکی ستون وصله شده با تبدیل مقطع نشان داد که این وصله پیشنهادی آیین نامه ایران نه تنها مزیتی نداشته، بلکه دارای معایب زیادی از جمله نیاز به نیروی کار ماهر، دشوار بودن ساخت قسمت تبدیل مقطع ستون، کمانش موضعی ورق‌های تبدیل و خرابی ستون در ناحیه تبدیل مقطع می‌باشد.

۹- مراجع

[۱] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم. (۱۳۸۷)، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، چاپ دوم.

[۲] ازهری، م. و میرقادی، س.ر. (۱۳۸۵)، "طراحی سازه‌های فولادی"، جلد سوم، چاپ سوم.

[3] Lindner, J. (2008), "Old and new solutions for contact splice in columns", Journal of Constructional Steel Research.

[4] حسین زاده، ی. (۱۳۸۳)، "اثر نیمه‌گیرداری اتصالات بر رفتار اسکلت‌های فولادی"، پایان‌نامه دکتری، دانشکده فنی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.

[5] Kulak, G.A. and Timler, P.A. (1984), "Tests on Eccentrically Loaded Fillet Welds", Department of civil engineering university of Alberta.

[6] Krawinkler, H. (2009), "Loading Histories for Cyclic Tests in Support of Performance Assessment", 3AESE Conference, San Francisco.



بررسی عملکرد سازه‌ی جداساز شده با تکنولوژی آلیاژ حافظه‌دار شکلی

شقایق الوندی^۱، مهدی قاسمیه^۲
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

اغلب سیستم‌های مستهلک کننده انرژی دارای محدودیت‌هایی از قبیل عمر مفید، پایداری، نگهداری، پیچیدگی نصب، احتیاج به تعویض و اعمال تغییر در هندسه سازه پس از وقوع زلزله می‌باشند. در سال‌های اخیر استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (Shape Memory Alloy) در جهت بهبود رفتار جداسازهای پایه مورد توجه قرار گرفته است. عدم باقی‌گذاشتن کرنش پسماند، قابلیت استهلاک مناسب انرژی، مقاومت در برابر خستگی و خوردگی از خصوصیات منحصر به فرد این آلیاژ می‌باشد. هدف از این مقاله بررسی اثر استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی هوشمند، با خصوصیت رفتار فوق الاستیک، در سازه‌های جداساز شده در پایه می‌باشد. در تحقیق حاضر دستگاه جداساز نوین با استفاده از تکنولوژی آلیاژهای حافظه‌دار ارائه گردیده است. به همین منظور سازه ۳ طبقه فولادی مدلسازی شده و مزیت دستگاه جداساز نوین ارائه شده در مقایسه با جداسازهای رایج نیز مورد بررسی قرار گرفته است. دستگاه جداساز ترکیبی با SMA با استفاده از پاسخ‌های متفاوت آلیاژ در سطوح مختلف کرنش باعث بهبود عملکرد سازه در طول زلزله می‌شود. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بیانگر افزایش ظرفیت اتلاف انرژی و محدود نمودن تغییر مکان نسبی بین پایه و سازه فوقانی می‌باشد.

کلمات کلیدی

جداسازهای پایه، آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، تحلیل تاریخچه زمانی، الاستومر

Performance Analysis of base Isolated System Equipped with Shape Memory Alloy

S. Alvandi, M. Ghassemieh

ABSTRACT

Most energy dissipation system have some limitations and drawbacks such as difficulties related to ageing, durability, complexity of the installation, maintenance and placing permanent displacements after strong earthquakes. Characteristics such as large strain range without any residual deformation, high damping capacity, excellent re-centering, high resistance to fatigue and corrosion and durability have made shape memory alloy an effective damping device or part of base isolators. This paper investigates the seismic performance of an elastomeric bearing type base isolation system utilizing the shape memory alloys. To provide this investigation, a nonlinear structural model has been developed. The results of dynamic time history analyses reveal the significant characteristics of the proposed structural isolation system. This smart base isolation utilizes the different responses of shape memory alloys at several levels of strain to control the displacements of the rubber bearing and base shear at excitation level. Furthermore the proposed based isolation systems has enhanced performance in terms of response reduction and re-centering capacity.

KEYWORDS

Base isolation systems, Elastomeric bearing, Shape memory alloys, Time history analysis

۱- کارشناس ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، sh.alvandi89@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، mghassem@ut.ac.ir



روش مرسوم طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در اصل مبتنی بر افزایش ظرفیت سازه است. در این رویکرد طراحی یک سازه با مقاومت زیاد و شکل‌پذیر که قادر به تحمل نیروهای داخلی ناشی از زلزله است مدنظر قرار می‌گیرد. که در نتیجه ابعاد اعضا افزایش یافته و اعضای اضافی بابدندی یا دیوار برشی یا سایر اعضای سخت‌کننده به وجود می‌آید.

افزایش سختی سازه در مقابل باعث جذب نیروی بیشتر زلزله و نیاز به مقاوم‌تر کردن سازه را به دنبال خواهد داشت که خود موجب کاهش ارزش اقتصادی پروژه می‌گردد. براساس مشاهدات، پس از زلزله‌های شدید سازه‌های ساخته شده براساس روش‌های طراحی و ساخت مرسوم، مقادیر شتاب قابل توجهی را در طبقات تجربه می‌کنند که این امر در نهایت سلب آرامش از ساکنان ساختمان‌های بلند، احتمال قطع خدمات ارائه شده از شبکه‌های مختلف در شریان‌های حیاتی مانند تلفن، حمل و نقل، بیمارستان‌ها، برق و آب را به همراه دارد.

بنابراین برای دسته‌ای از سازه‌ها مانند بیمارستان‌ها، ساختمان‌های دارای ارزش هنری، پل‌های مهم، نیروگاه‌های برق هسته‌ای، موزه‌ها و سازه‌های مهمی که در مناطق با احتمال زیاد وقوع زلزله‌های شدید قرار دارند، روش طراحی بر اساس شکل‌پذیری ممکن است مناسب نباشد. این امر نیاز به پیش‌بینی تمهیدات لازم برای ارتقای سطح ایمنی این بناها در برابر زلزله را به همراه دارد. با این پیش زمینه، روش‌های کنترل لرزه‌ای سازه‌ها به عنوان روش‌هایی که در آن‌ها با کمک تعبیه تجهیزاتی در سازه، مشخصات و رفتار دینامیکی آن در زمان ارتعاش تنظیم شده و نیروهای کمتری به سازه در حال ارتعاش اعمال می‌گردند، گزینه‌ای مناسب و قابل بررسی در طراحی لرزه‌ای یک ساختمان هستند.

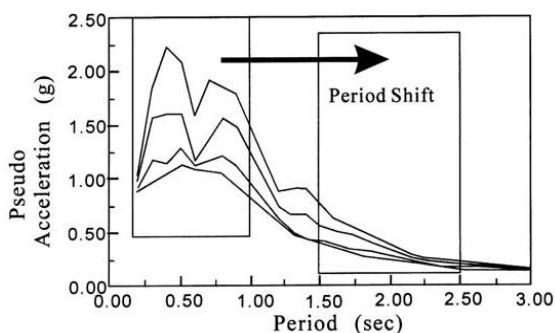
سیستم جداساز لرزه‌ای تکنولوژی جدیدی برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها و یک روش مقاومت در برابر زلزله بر اساس مفهوم کاهش تقاضای لرزه‌ای به نسبت افزایش ظرفیت مقاومتی سازه می‌باشد. در سال‌های اخیر استفاده از

آلیاژهای حافظه دار شکلی (Shape Memory Alloy) در جهت بهبود رفتار جداسازهای پایه مورد توجه قرار گرفته است. عدم نیاز به تعویض پس از زلزله، قابلیت استهلاک زیاد انرژی، مقاومت بالا در برابر خوردگی و خستگی، قابلیت بازگشت به حالت اولیه به وسیله اعمال دما و عدم باقی‌گذاشتن کرنش پسماند از خصوصیات این آلیاژ می‌باشد. در بین آلیاژهای حافظه دار شکلی، نیتول که ترکیبی از نیکل و تیتانیوم است، بیشترین کاربرد را دارا می‌باشد. این آلیاژ به علت ویژگی فوق الاستیک و حافظه شکلی قادر به تحمل کرنش‌های بزرگ تا حدود ده درصد، بدون کرنش پسماند بوده و همچنین قادر به حذف کرنش‌های پسماند به کمک اعمال دما می‌باشند [۱].

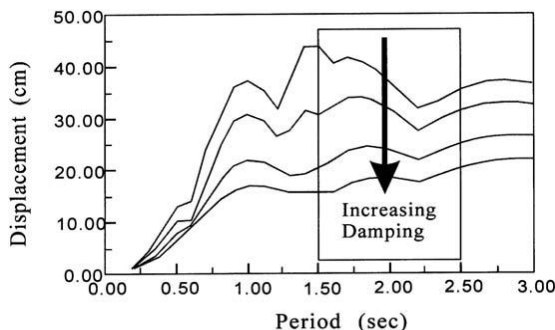
محققین بسیاری کاربرد آلیاژهای حافظه دار را در سیستم‌های جداساز پایه مورد بررسی قرار داده‌اند. corbi یک قاب با عملکرد برشی را که با استفاده از کابل‌های SMA در تراز پایه جداسازی شده بود، مورد بررسی قرار داد [۲]. این جداساز قادر به اتلاف انرژی دینامیکی بوده و همچنین مانع ورود سیستم به فاز پلاستیک می‌گردد. سیستم جداساز پیشنهاد شده با استفاده از کابل‌های SMA ظرفیت دینامیکی سازه را به علت کاهش پاسخ‌ها و توانایی بازگشت‌پذیری افزایش بخشید. Khan و Lagoudas با به‌کارگیری فنر SMA، سیستم یک درجه آزادی را تحت تحریکات ایجاد شده توسط میز لرزه تحلیل نمودند [۳]. فنرهای SMA زمانی به بیشترین تأثیر خود در سیستم جداساز می‌رسند که فرکانس ارتعاش سازه به فرکانس رزونانس نزدیک بوده و یا تحت ترازهای بارگذاری بالاتر قرار گیرد. Casati و همکارانش دستگاه جداساز نوینی را با استفاده از میله‌های SMA معرفی کردند که نتایج این تحقیق بیانگر اتلاف انرژی بالا به دلیل رفتار فوق الاستیک آلیاژ که منجر به منحنی نیرو-تغییر مکان گسترده‌ای می‌گردد، می‌باشد [۴]. Wilde و همکارانش به بررسی پلی مرتفع با ترکیب الاستومر و آلیاژ حافظه‌دار در مقایسه با جداساز با هسته سربی پرداختند. سیستم جداساز هوشمند با استفاده از پاسخ‌های متفاوت آلیاژ در ترازهای متفاوت کرنش جابجایی‌های تکیه‌گاه لاستیکی را کنترل می‌کند [۵].



زلزله‌های بزرگ الاستیک باقی می‌ماند [۱۱]. در نتیجه جداساز لرزه‌ای به‌طور مؤثری شتاب و تغییر مکان نسبی بین طبقات را کاهش داده و بنابراین راه حلی اقتصادی جهت کاهش خسارت غیرسازه‌ای فراهم می‌گردد. دو مشخصه مهم فوق در شکل‌های (۱) و (۲) قابل مشاهده است. ویژگی اول که اثر انتقال پریود نامیده می‌شود، همانطور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، اگر پریود ارتعاش سازه به‌طور مؤثری افزایش یابد کاهش قابل توجهی در شتاب یا برش پایه سازه امکان‌پذیر می‌گردد. مقدار کاهش به‌طور کلی به ماهیت تکان زمین و زمان تناوب سازه گیردار وابسته است. به‌طور کلی برای افزایش تناوب سازه به انعطاف‌پذیری اضافی احتیاج است که همین امر مطابق شکل (۲) منجر به تغییر مکان‌های نسبی بزرگی در تراز جداساز می‌گردد. ویژگی دوم اثر اتلاف انرژی می‌باشد. که اگر میرایی اضافی بر سیستم اثر کند تغییر شکل‌های سازه شاخصاً کاهش می‌یابد و همانطور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود میرایی بیشتر در سازه به منزله برش پایه کمتر خواهد بود [۱۲].



شکل (۱): طیف شبه شتاب زلزله



شکل (۲): طیف تغییر شکل زلزله

Dolce و همکارانش خواص منحصر به فرد آلیاژ حافظه‌دار شکلی را در دستگاه‌های کنترل لرزه‌ای غیرفعال شامل جداسازهای لرزه‌ای جدید و دستگاه‌های اتلاف انرژی در قالب نمونه‌های آزمایشگاهی بررسی کردند [۶]. Xue و همکارانش در سال ۲۰۰۵ عملکرد پوسته مشبک فضایی را با استفاده از تکیه‌گاه‌های لاستیکی مجهز به SMA بررسی کردند [۷]. Choi و همکارانش در سال ۲۰۰۶ با مجهز نمودن تکیه‌گاه‌های الاستومری (Bearing Elastomeric) با سیم‌های SMA، کاربرد جدیدی از این آلیاژ برای رفع کمبودهای جداسازهای هسته سربی متداول در تکیه‌گاه‌های پل ارائه نمودند [۸].

در مقاله حاضر، سازه ۳ طبقه فولادی که توسط براندو و جانستون براساس پروژه فولادی فاز دوم سک واقع در منطقه لس‌آنجلس کالیفرنیا طراحی شده، در نظر گرفته شده است. سازه‌ی در نظر گرفته شده به‌عنوان الگو توسط محققین زیادی مورد استفاده قرار گرفته است [۹]. این سازه با استفاده از تکیه‌گاه‌های الاستومری جداسازی شده و همچنین به تکنولوژی آلیاژ حافظه‌دار نیز مجهز گردیده است. سازه تحت زلزله Elcentro با PGA برابر ۰/۳۸g و زلزله Kobe با PGA برابر ۰/۵۱g قرار گرفته است. با استفاده از نرم‌افزار Opensees تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده و نتایج حاصل در ادامه بیان شده است.

۲- تکنولوژی جداساز پایه

جداسازی سازه‌ها یکی از شناخته‌ترین راه‌های حفاظت از سازه در مقابل نیروهای زلزله می‌باشد. که روش کنترل غیرفعال بوده که معمولاً بین پی و پای سازه نصب می‌شود. در پل‌ها، جداسازها بین عرشه و پایه‌ها به‌عنوان تکیه‌گاه‌های پل نصب می‌گردد. در ساختمان‌ها، جداساز پایه از سازه در مقابل زلزله تحت دو روش فوق محافظت می‌کند: روش اول به وسیله منحرف کردن انرژی لرزه‌ای و انعطاف‌پذیر کردن پای ساختمان در جهت جانبی، باعث افزایش پریود ساختمان می‌شود [۱۰]. کاربرد صحیح از این تکنولوژی منجر به عملکرد بهتر سازه شده تا جاییکه تحت

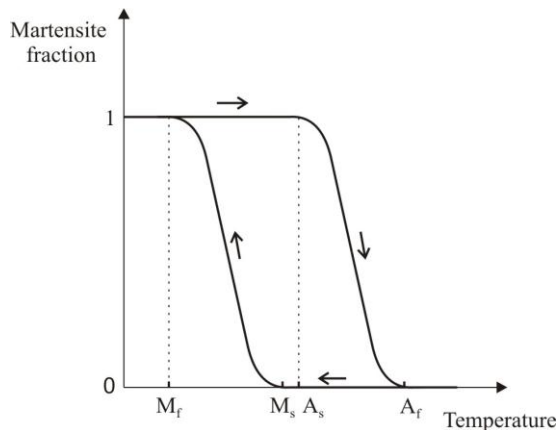
در مهندسی زلزله، پارامتر پاسخ شبه شتاب $A(t)$ یک کمیت مهم بوده چراکه با ضرب آن در M نیروی استاتیکی یا همان برش پایه سازه به دست می آید. طیف پاسخ شبه شتاب همانند شکل (۱)، بیانگر نقطه اوج $A(t)$ وابسته به پریود طبیعی ارتعاش سازه بوده که با ضرب آن در پاسخ جابجایی حاصل از شکل (۲) و طبق رابطه (۱) به دست می آید [۸].

$$A(t) = w^2 u(t) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u(t) \quad (1)$$

۳- تکنولوژی آلیاژهای حافظه دار شکلی هوشمند

آلیاژهای حافظه دار شکلی در دو حالت کریستالی مارتنزیت و آستنیت موجود می باشند. حالت مارتنزیت در دمای پایین و تنش های بالا پایدار بوده و باعث تشکیل رفتار حافظه شکلی شده و حالت آستنیت در دمای بالا و تنش های پایین پایدار بوده و باعث ایجاد رفتار فوق الاستیک می گردد. لذا با اعمال بارگذاری های حرارتی و یا مکانیکی این دو فاز می توانند به یکدیگر تبدیل شوند. در حالت بدون تنش مواد حافظه دار شکلی دارای چهار دمای شاخص بوده که A_s و A_f دمای آغاز و پایان فاز آستنیت و M_s و M_f دمای محیط بالاتر از A_f باشد، ماده در فاز آستنیت قرار دارد و رفتار فوق الاستیک از خود نشان می دهد و اگر دمای محیط کمتر از M_f باشد، ماده در حالت مارتنزیت قرار دارد و رفتار حافظه شکلی از خود بروز خواهد داد. زمانی که ماده تحت حالت بدون تنش قرار داشته باشد و تحت بار گرمایی قرار گیرد، تا زمانی که دمای ماده به A_s نرسیده است، به صورت مارتنزیت است. زمانی که به A_s می رسد، از حالت مارتنزیت به آستنیت تبدیل شده تا به دمای بالاتر از A_s و به سمت A_f برود. سرانجام زمانی که به دمای A_f می رسد، تبدیل فاز پایان یافته و ماده به حالت کاملاً آستنیت در می آید. در تبدیل معکوس، زمانی که دمای ماده کاهش یابد تا دمای زیر M_s ، در حالت کاملاً آستنیت قرار دارد. وقتی به دمای M_s می رسد، کریستال های آستنیت به مارتنزیت تبدیل گردیده و زمانی که دمای ماده به M_f

می رسد، تبدیل از آستنیت به مارتنزیت کامل شده است. در تبدیل معکوس، در دمای بین M_f و M_s ، ماده به صورت ترکیبی از آستنیت و مارتنزیت می باشد. در شکل (۳) نحوه این تغییر رفتار به نمایش در آمده است.



شکل (۳): نسبت مارتنزیت در برابر دما برای یک ماده حافظه دار شکلی در حالت بدون تنش

اعمال تنش به یک ماده حافظه دار شکلی که در حالت اولیه آستنیت قرار دارد و دمای آن بالاتر از A_f می باشد، موجب می شود که آستنیت به مارتنزیت ایجاد شده توسط تنش تبدیل شود، چرا که آستنیت در تنش های بالا پایدار نمی باشد. این تبدیل منحنی تنش- کرنش ماده را بصورت غیرخطی در می آورد. در انتها تمام آستنیت ها به مارتنزیت تبدیل خواهد شد و تبدیل پایان خواهد پذیرفت. لذا ماده دچار سخت شدگی می شود. در هنگام باربرداری، مارتنزیت ناپایدار می شود و تبدیل معکوس رخ می دهد. تبدیل معکوس از روی یک مسیر متفاوت ماده را به مکان اولیه می رساند. این رفتار همانند شکل (۴) را رفتار فوق الاستیک و یا شبه الاستیک می نامند چرا که هیچ کرنش پسماندی بر روی ماده باقی نمی ماند [۱۳].

۴- مشخصات مدل

جهت بررسی تأثیر آلیاژهای حافظه دار با رفتار سوپرالاستیک در جداسازی پایه، یک سازه فولادی سه طبقه مدل گردید، مشخصات سازه در شکل (۵) نشان داده شده است. برای تعیین مشخصه رفتاری فوق الاستیک آلیاژ



$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] \frac{S_1 T_D}{B_I} \quad (2)$$

که در آن S_1 مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله طرح، و B_I پارامتری است که به میرایی مؤثر سیستم جداساز β وابسته می‌باشد.

زمان تناوب مؤثر سازه‌ی جداساز شده در جابجایی طرح مطابق رابطه (۳) می‌باشد:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \quad (3)$$

که به‌عنوان یک معیار کلی حداقل مقدار عددی حدود ۳ برابر دوره تناوب اصلی نوسان سازه جداسازی نشده در نظر گرفته می‌شود.

سیستم جداساز، پی و تمام المان‌های سازه‌ای زیر جداساز برای تحمل حداقل نیروی لرزه‌ای جانبی طراحی شده‌اند. مقدار این نیرو از طریق رابطه (۴) محاسبه می‌شود. که مقدار آن نباید از نیروی حداکثر جداساز در هر جابجایی و همچنین جابجایی طرح کمتر اختیار گردد.

$$V_b = K_{D \max} D_D \quad (4)$$

که $K_{D \max}$ سختی مؤثر حداکثر سیستم جداساز در جابجایی طرح در جهت افقی مطابق رابطه (۵) می‌باشد:

$$K_{D \max} = \frac{\sum |F_D^+|_{\max} + \sum |F_D^-|_{\min}}{2D_D} \quad (5)$$

می‌توان محدوده تغییرات سختی را در حدود $\pm 10\%$ سختی متوسط جداساز در نظر گرفت [۱۵].

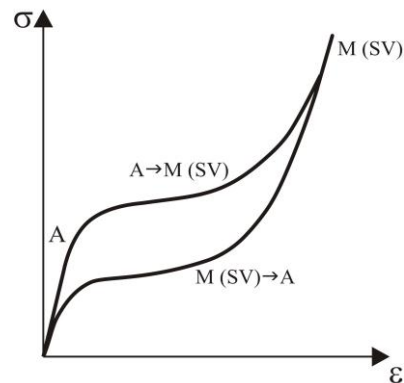
سیستم بالای تراز جداسازی جهت تحمل مینیمم نیروی برشی V_s ، مطابق رابطه (۶) طراحی شده است:

$$V_s = \frac{K_{D \max} D_D}{R_1} = \frac{V_b}{R_1} \quad (6)$$

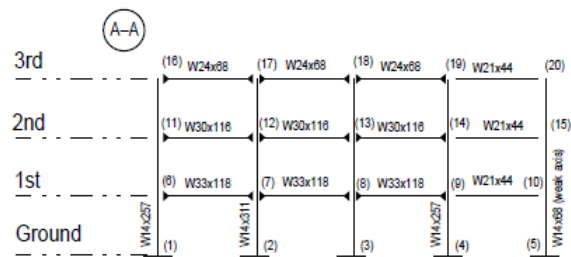
ضریب R_1 با توجه به سیستم سازه‌ای روسازه تعیین می‌شود، که مقدار آن برابر سه هشتم مقدار R (ضریب رفتار سازه ثابت) بوده و باید دقت شود که حداقل مقدار ضریب R_1 ، ۱ و حداکثر مقدار آن ۲ می‌باشد.

مقدار V_s نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

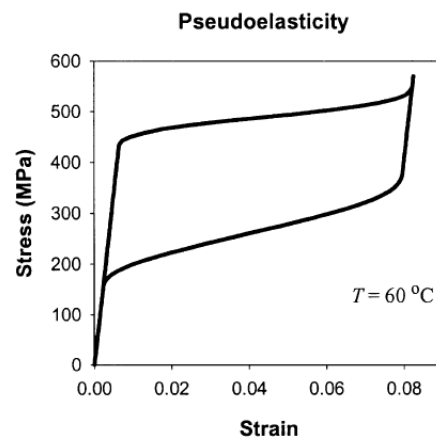
حافظه‌دار شکلی هوشمند همانطور که در شکل (۶) نشان داده شده از مقاله Brocca و همکارانش استفاده گردیده است [۱۳].



شکل (۴): رفتار فوق الاستیک آلیاژهای حافظه‌دار شکلی هوشمند



شکل (۵): قاب خمشی ۳ طبقه فولادی



شکل (۶): رفتار فوق الاستیک آلیاژ حافظه‌دار شکلی [۹]

۵- روش طراحی سیستم جداساز

سیستم جداساز برای تحمل تغییرمکان جانبی طرح طبق رابطه (۲) طراحی شده است [۱۴]:

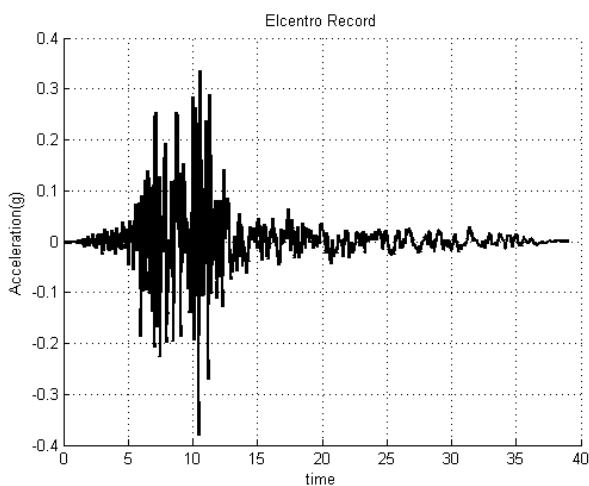
وجود آلیاژ و بار دیگر با وجود آلیاژ حافظه‌دار مدل‌سازی شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت زلزله میدان دور از پایگاه اطلاعاتی PEER NGA انتخاب شده است. که این شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله Elcentro و Kobe با ماکزیمم شتاب $0.38g$ و $0.51g$ مطابق شکل‌های (۷) و (۸) می‌باشند.

جدول (۱): فرضیات مورد استفاده جهت طراحی جداساز الاستومری

۱۵۰٪	۷: حداکثر تغییرشکل نسبی برشی
۱/۵	E: مدول یانگ (Mpa)
۰/۴	G: مدول برشی (Mpa)
۱	K: ضریب اصلاح مدول
۵۰۰٪	ϵ_b : حداکثر تغییرشکل نسبی کششی لاستیک در زمان گسیختگی

جدول (۲): مشخصات مکانیکی جداساز الاستومری

سختی مؤثر (MN/m)	Elastomeric Bearing (EB)
۱/۹۴	جداساز با میرایی ۵٪ در سازه ۳ طبقه زیر ستون‌های کناری
۳/۸۹	جداساز با میرایی ۵٪ در سازه ۳ طبقه زیر ستون‌های میانی



شکل (۷): رکورد زلزله Elcentro با $PGA=0.38g$

۱- نیروی لرزه‌ای جانبی سازه با پایه ثابت تحت جرم لرزه‌ای W و تناوبی برابر T_D سازه جداساز شده مطابق رابطه (۷):

$$V = C_s W = \frac{SDI}{T_D(R/I)} W \quad (7)$$

که در آن SDI مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله طرح، R ضریب رفتار و I ضریب اهمیت سازه با پایه ثابت می‌باشد [۱۶].

۲- برش پایه مساوی با نیروی طراحی باد [۱۴]؛ که مقدار آن از رابطه ساده شده (۸) و (۹) محاسبه می‌گردد [۱۶]:

$$F = P.A = (q . G.C_p).A \quad (8)$$

$$q = 0.613K_z . K_{zt} . K_d . V^2 . I (N/m^2) \quad (9)$$

۳- $1/5$ برابر نیروی جانبی لرزه‌ای لازم برای فعال نمودن کامل سیستم جداساز [۱۴]، $(Q=(\pi/2)K_{eff}D_D\beta)$ که با فرض رفتار غیرخطی (دوخطی) جداسازها حاصل می‌شود [۱۱].

۵-۱- توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

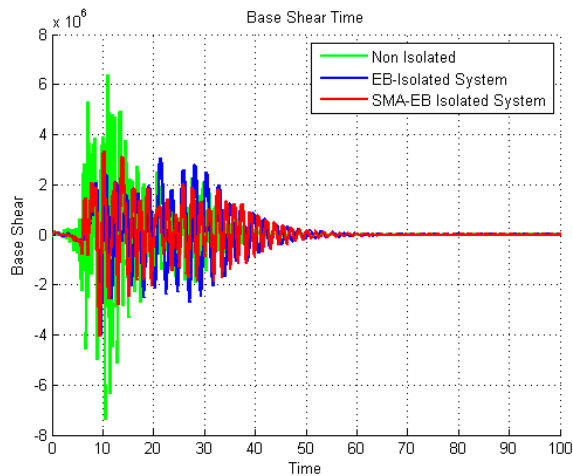
نیروی V_s در ارتفاع سازه‌ی فوقانی سیستم جداساز طبق رابطه‌ی (۱۰) توزیع شده و سپس تنش‌های موجود با معیارهای پذیرش کنترل گردیده است. فرضیات طراحی و مشخصات جداساز مورد استفاده در جدول (۱) و (۲) آمده است.

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (10)$$

۶- نتایج تحلیل

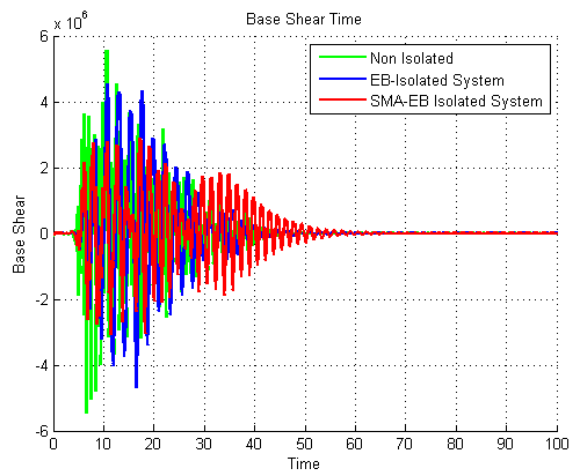
جهت بررسی و ارزیابی تأثیر ساز و کار سیستم پیشنهادی جدید سازه مورد نظر یک بار تحت اثر جداساز بدون





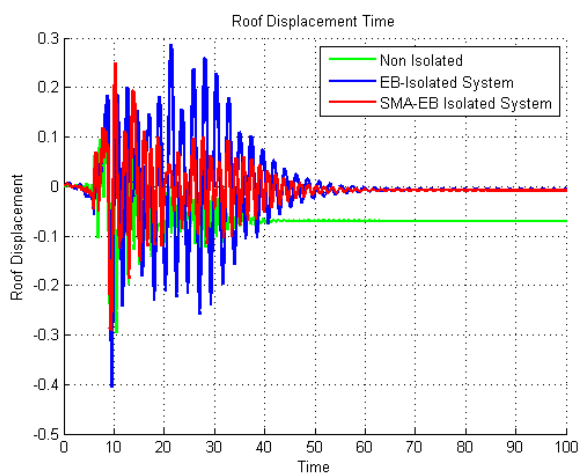
شکل (۹): نمودار برش پایه-زمان مربوط به رکورد

PGA=۰/۳۸g با Elcentro



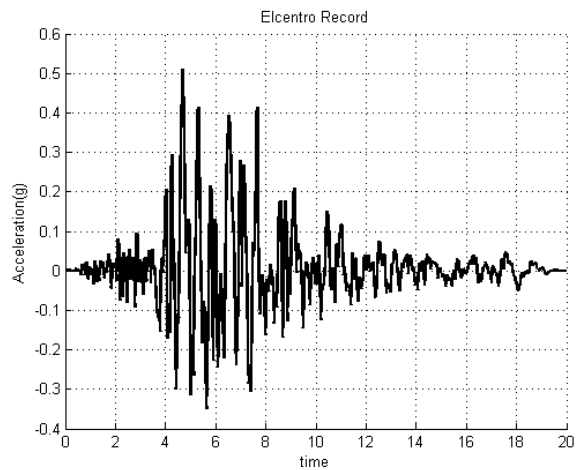
شکل (۱۰): نمودار برش پایه-زمان مربوط به رکورد

PGA=۰/۵۱g با Kobe



شکل (۱۱): نمودار جابجایی-زمان تراز بام مربوط به رکورد

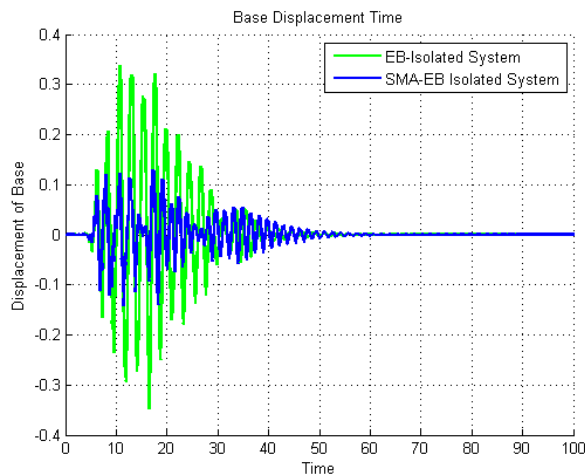
PGA=۰/۳۸g با Elcentro



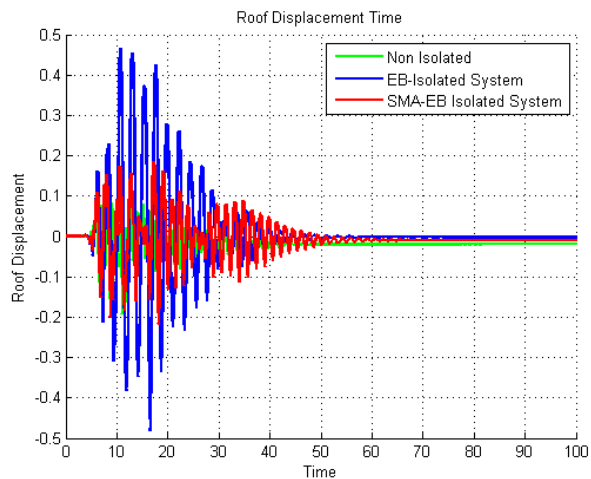
شکل (۸): رکورد زلزله Kobe با PGA=۰/۵۱g

در شکل‌های (۹) و (۱۰) نمودار برش پایه با زمان سازه در دو حالت گیردار و جداشده با تکنولوژی آلیاژ حافظه‌دار به نمایش در آمده است. با توجه به سختی کم جداساز الاستومری در سازه طبیعتاً مقدار برش پایه کمتر است. برش پایه حداکثر در دو حالت سازه گیردار و سازه جداشده با تکنولوژی آلیاژ حافظه‌دار مقایسه شده که نتایج بیانگر کاهش ۴۵ درصدی مقدار برش پایه حداکثر سازه در رکورد مربوط به زلزله Elcentro و کاهش ۴۴ درصدی در رکورد مربوط به زلزله Kobe می‌باشد. جهت ارزیابی سیستم جداساز مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی، جابجایی تراز پایه نیز کنترل گردیده است که نتایج آن نیز ارائه گردیده است.

در شکل (۱۱) و شکل (۱۲) جابجایی بام در رکورد مربوط به زلزله Elcentro و Kobe در طول زمان زلزله ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد سیستم معرفی شده به نحو مؤثری موجب کاهش جابجایی سازه شده و همچنین هیچ تغییرشکل پسماندی در جداساز مجهز به آلیاژ رخ نداده است و تقریباً صفر می‌باشد.



شکل (۱۴): نمودار جابجایی-زمان تراز پایه مربوط به رکورد
Kobe با $PGA=0.51g$

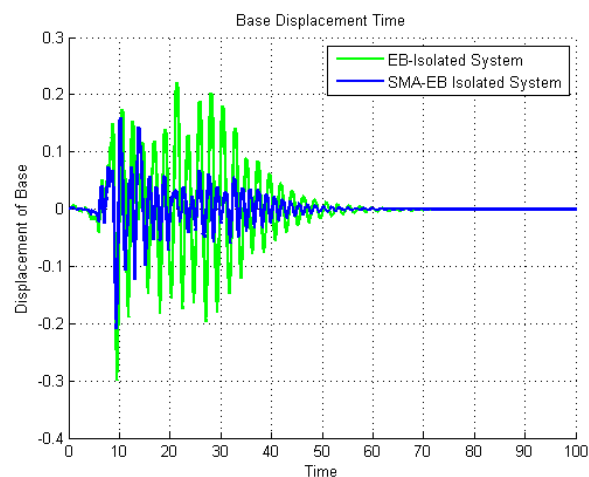


شکل (۱۲): نمودار جابجایی-زمان تراز بام مربوط به رکورد
Kobe با $PGA=0.51g$

جابجایی‌های سازه مخصوصاً در تراز پایه می‌باشد. به دلیل رفتار فوق الاستیک آلیاژهای حافظه‌دار شکلی که سبب تحمل کرنش‌های بالا بدون برجا گذاشتن کرنش پسماند و همراه با رفتار هیسترتیک می‌شود، کاهش قابل ملاحظه‌ای در جابجایی تراز پی به وقوع می‌پیوندد. به طور کلی می‌توان گفت ظرفیت دینامیکی سازه در حالت بکارگیری آلیاژ حافظه‌دار در مقایسه با سازه معمولی به طور مؤثری بهبود می‌یابد، که به دلیل توانایی بازگشت‌پذیری آن‌ها و توانایی در کاهش پاسخ می‌باشد.

خواص منحصر به فرد SMA، شامل امکان رسیدن به رفتار هیستریزس مطلوب با ترکیب بازگشت‌پذیری و استهلاك انرژی موجب کنترل جابجایی پایه سیستم شده و همچنین سطح نیروها را نیز کنترل می‌کند. این سیستم هوشمند با کنترل مناسب جابجایی موقعیت اولیه سازه را حفظ کرده و با قرار دادن آستانه‌ای برای نیروی منتقل شده به سازه فوقانی، نیروها را نیز به خوبی کنترل می‌کند. سیستم پیشنهادی تقاضای لرزه‌ای سازه را به مقدار کمی افزایش می‌دهد، ولی به دلیل خاصیت فوق ارتجاعی و بازگشت‌پذیری آلیاژ حافظه‌دار شکلی، هیچ نوع تغییر شکل

در شکل (۱۳) و شکل (۱۴) مقایسه‌ای در جابجایی تراز پایه سازه انجام شده است که نتایج نمایانگر کنترل موثر جابجایی پایه در سیستم هوشمند پیشنهادی می‌باشد.



شکل (۱۳): نمودار جابجایی-زمان تراز پایه مربوط به رکورد
Elcentro با $PGA=0.38g$

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله رفتار آلیاژ حافظه‌دار با خصوصیت فوق الاستیک در جداساز الاستومری مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بیانگر افزایش میرایی سیستم و کاهش



the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 50, No. 5, pp. 1051-1077.

[14] Mayes, R.L. (2000) "Design of Structures with Seismic Isolation", In Naeim, F. (Ed), The Seismic Design Handbook, Springer.

[15] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Report FEMA 356, Washington, DC.

[16] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2006). Minimum design loads for buildings and other structures, Structural Engineering Institute, ASCE Standard 7-05.

ماندگار در سازه باقی نمی‌گذارد. به همین دلیل احتمال

ناپایداری این نوع جداسازها در حین زلزله و لزوم تعویض

آن‌ها بعد از زلزله وجود ندارد.

۹- مراجع

[1] Dolce, M., Cardone, D. and Nigro, D. (2000), "Experimental Tests on Seismic Deceives based on Shape Memory Alloys", 12th World Conference of Earthquake Engineering (12WCEE).

[2] Corbi, O. (2003), "Shape Memory Alloys and their Application in Structural Oscillations Attenuation", Simulation Modeling Practice and Theory, Vol. 11, pp. 387-402.

[3] Khan, M.M. and Lagoudas, D. (2002), "Modeling of Shape Memory Alloy Pseudoelastic Spring Elements using Preisach Model for Passive Vibration Isolation", Proceedings of SPIE, Vol. 4693, pp. 336-347.

[4] Casciati, F., Faravelli, L. and Hamdaoui, K. (2007), "Performance of a base Isolator", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, pp. 1671-3664.

[5] Wilde, K., Gardoni, P. and Fujino, Y. (2000), "Base Isolation System with Shape Memory Alloy Device for Elevated Highway Bridges", Engineering Structures, Vol. 22, pp. 222-229.

[6] Dolce, M., Cardone, D. and Marnetto, R. (2000). "Implementation and Testing of Passive Control Devices based on Shape Memory Alloys", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, No. 7, pp. 945-968.

[7] Xue, S. D., Zhuang, P. and Li, B.S. (2005). "Seismic Isolation of Lattice Shells using a New Type of SMA-Rubber Bearings", Proceedings of IASS Symposium, Bucharest, Romania.

[8] Choi, E., Nam, T.H., Oh, J.T. and Cho, B.S. (2006). "An Isolation Bearing for Highway Bridges using Shape Memory Alloys", Journal of Materials science and Engineering, Vol. 438-440, No. 25, pp. 1081-1084.

[9] Ohtori, Y., Christenson, R.E., Spencer, B.F. and Dyke, S.J. (2004). "Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings", ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130, No. 4, pp. 366-385.

[10] Datta, T.K. (2002), "Seismic Analysis of Structures", John Wiley&Sons Pte Ltd.

[11] Naeim, F. and Kelly, J. (1999), "Design of Isolated Structures: from Theory to Practice", John Wiley&Sons Inc.

[12] Yang, Y., Chang, K. and Yau, J. (2003) "Base Isolation".

[13] Brocca, M., Brinson, L.C. and Bazant, Z.P. (2002), "Three-Dimensional Constitutive Model for Shape Memory Alloys based on Microplane Model", Journal of



بررسی منحنی ممان-دوران اتصال تیر I شکل به ستون CFT به روش ریاضیاتی و مقایسه‌ی آن با نتایج آزمایشگاهی

غلامرضا عبدالله زاده^۱، سخی یاپنگ غراوی^۲، سید مجتبی هاشمی^۳
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۶)

چکیده

یکی از انواع اتصالات متداول پیچی، اتصال توسط ورق انتهایی می‌باشد. درک صحیح از رفتار سازه‌ای اتصالات و آگاهی مناسب از نحوه انتقال نیرو توسط آن و شناخت دقیق‌تر رفتار آنها جهت مدل‌سازی و تحلیل و همچنین نظارت دقیق بر اجرای آنها لازم و ضروری است. در این مطالعه روش اجزاء برای اتصال پیچی تیر I شکل به ستون CFT با ورق انتهایی مورد استفاده قرار گرفته است. سپس مقایسه‌ی نتایج رفتاری اتصال تیر به ستون با روش آزمایشگاهی، صحت مدل‌سازی نمونه‌های مدل‌سازی شده تحت بارگذاری مونوتونیک مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که منحنی لنگر-دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل ریاضیاتی در حد قابل قبولی به یکدیگر نزدیک می‌باشند و بنابراین می‌توان از این روش جهت پارامترسازی رفتار این نوع اتصال، با دقت مناسبی استفاده نمود.

کلمات کلیدی

اتصال پیچی ورق انتهایی، منحنی لنگر-دوران، مؤلفه‌ها، اتصال تیر به ستون CFT

Evaluation of the Moment-Rotation Curve of I Beam-to-CFT Column Connection using Mathematical Method and Compare with Experimental Results

G. Abdollahzadeh, S. Yapang Gharavi, M. Hashemi

ABSTRACT

One of the most common types of the bolted connections is the Endplate connection. Understanding of the structural behavior of connections and good knowledge of the power transmission by them and more accurate understanding their behavior for modeling and analysis and accurate monitoring on their implementation is necessary. In this study, component method is used for I beam-to-CFT column connection with end plate. Then, by comparing the results of behavior of the beam-to-column connection with experimental method, modeling accuracy of the modeled samples is investigated under monotonic loading. Analysis results shows that the moment - rotation curves of the experimental sample and mathematical model are reasonably close to each other and so we can use this method for the parameterization of this type of connection with reasonable accuracy.

KEYWORDS

Bolted endplate connection, Moment-rotation curve, Component method, Beam-to-CFT column connection

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل، abdollahzadeh@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی بابل، s.gharavi@stu.nit.ac.ir

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه صنعتی بابل، sm.hashemi@stu.nit.ac.ir



مدل سازی شده و مجموعه‌ی این فنرها به صورت سری یا موازی برای تعیین صلبیت اتصال مونتاژ می‌گردند. در این روش منحنی $M-\phi$ با استفاده از برنامه رایانه‌ای و یا نرم افزارهای اجزاء محدود به دست می‌آیند. مدل‌های مکانیکی، که از ترکیب فنرها و المان‌های صلب تشکیل شده‌اند، از نظر پیچیدگی محاسبه‌ای و اطمینان بین دو مدل‌سازی قبلی قرار می‌گیرند. به این دلیل، مدل‌سازی مکانیکی در این مطالعه به صورت قابل قبول برای تخمین پاسخ غیرخطی اتصال و برای محاسبه‌ی منحنی $M-\phi$ انتخاب شده است.

مزیت این روش، انعطاف‌پذیری آن در تطبیق با انواع مختلف اتصالات، با اصول یکسان می‌باشد. این روش در زمینه‌ی اتصالات سازه‌ای جایی که گونه‌های غیر مشابه و چندگانه در عمل استفاده می‌شود کاملاً مناسب است. در این موارد، مسئله‌ی تخمین پاسخ اتصال، به شناسایی مؤلفه‌های صحیح و سپس محاسبه‌ی پاسخ‌های منحصر بفرد تبدیل می‌شود. در این مطالعه اتصال پیچی تیر به ستون با ورق انتهایی برای اتصالات تیر I شکل به ستون CFT آزمایش می‌شود و نتایج با مدل پیشنهادی مقایسه شده است.

۲- مدل‌های مکانیکی

اصولاً منحنی لنگر خمشی-دوران را به روش‌های نظری یا تجربی تعیین می‌کنند. روش معمول برای تعیین منحنی $M-\phi$ انجام آزمایش بر روی اتصال می‌باشد. برای ترسیم منحنی‌های $M-\phi$ لنگرهای خمشی مستقیماً توسط بارگذاری استاتیکی نمونه‌ی آزمایش و زوایای دوران بر حسب انتقال تیر نسبت به عمق آن اندازه‌گیری می‌شوند. با توجه به وجود مشکلات در انجام آزمایشات تجربی بر روی نمونه‌ی اتصال، روش جالب توجه دیگری که اخیراً توسط آئین نامه‌های اروپایی برای تعیین میزان صلبیت اتصال پیشنهاد شده است به نام نگرش یا روش اجزاء یا مؤلفه‌ها^۱ موسوم است. در این روش هر یک از

منحنی ممان (M) در برابر دوران (ϕ) اتصالات سازه‌ای نشان دهنده‌ی ویژگی مهمی از پاسخ آنها است. چون اتصالات سازه‌ای در گذشته صلب‌تر یا مفصلی طراحی می‌شدند و بنابراین لزوم تخمین رفتار غیرخطی اتصالات خیلی با اهمیت نبود. روش‌های خوبی امروزه برای ارزیابی مقاومت و سختی اولیه‌ی اتصالات به وجود آمده است، ولی برای ویژگی‌های دیگر پاسخ آنها، از قبیل ظرفیت دورانی یا منحنی ($M-\phi$) یک روش مناسب با سطح مشابه وجود ندارد. اگر این ویژگی‌ها می‌توانست بطور قابل اطمینانی تخمین زده شود، یک سری پیشرفت‌های قابل توجه در طراحی سازه‌ها به دست می‌آید. تعدادی پیشنهاد برای تخمین این ویژگی‌های پاسخ وجود دارد که می‌توان در مرجع [۱-۳] یافت.

برای تخمین پاسخ اتصال، جدای از تست آزمایشگاهی، سه روش مدل سازی قابل استفاده وجود دارد. روش اول استفاده از مدل‌های تحلیلی یا تجربی می‌باشد [۴-۶]، مدل‌های تحلیلی و تجربی معمولاً روابط تحلیلی ساده‌ای را برای محاسبه‌ی پاسخ، ترکیب می‌کنند و بنابراین آنها از مزیت سادگی استفاده می‌کنند اگر چه میزان اطمینان کاهش می‌یابد. روش دوم مدل‌های پیشرفته‌ی اجزاء محدود است [۷ و ۸]، در مقایسه، مدل‌های اجزاء محدود پیشرفته، برای شبیه‌سازی پیچیده‌ی پاسخ غیرخطی اتصالات می‌تواند خیلی مطمئن‌تر باشد اگر چه استفاده از آنها با توجه به هزینه‌ی زیادی که در بردارند و فرآیند آماده‌سازی پیچیده‌ای که لازم دارند برای اهداف طرح عملی محدود می‌باشد. مدل‌های اجزاء محدود تفصیلی قادر به نشان دادن سهم هر مؤلفه و همچنین اندرکنش پیچیده‌ی بین اجزاء هستند. با این حال روش‌های مدل سازی المان محدود، وقت‌گیر و دارای محاسبات فشرده هستند. روش سوم استفاده از مدل‌های مکانیکی می‌باشد [۲، ۳ و ۹-۱۱]. در این روش هر یک از مکانیزم‌های تغییر شکل در اتصال مشخص و صلبیت آنها به صورت منفرد با انجام آزمایش و یا توسط آئین نامه‌ها در هر جزء تعیین می‌شود. صلبیت هر یک از این اجزاء توسط فنرهای خطی و یا غیر خطی

¹ Component approach



مکانیزم‌های تغییر شکل در اتصال مشخص و صلبیت آنها به صورت منفرد با انجام آزمایش و یا توسط آئین نامه‌ها در هر جزء تعیین می‌شود. صلبیت هر یک از این اجزاء توسط فنرهای خطی و یا غیر خطی مدل سازی شده و مجموعه‌ی این فنرها به صورت سری یا موازی برای تعیین صلبیت اتصال مونتاژ می‌گردند. در این روش منحنی $M-\varphi$ با استفاده از برنامه رایانه‌ای و یا نرم افزارهای اجزاء محدود به دست می‌آیند.

مدل سازی مبتنی بر مؤلفه یک توافق بین مدل سازی کلی و مدل سازی اجزای محدود است. جهت تسلط بر پیش زمینه تئوریک محدود مدل‌های کلی، روش مبتنی بر مؤلفه متکی بر نمایش‌های تحلیلی منابع مستقل شکل پذیری (نبشی‌ها، چشمه اتصال و ...) که در پاسخ سراسری اتصال با اسمبل کردن سهم‌های مؤلفه‌ها رسیده است، می‌باشد. جهت افزایش دقت و مطابقت، این روش از ارتباط‌های ساختاری غیرخطی مؤلفه‌ها به جای المان‌های بسیار زیاد بهره می‌گیرد. در روش مبتنی بر مؤلفه‌ها، مدل سازی به صورت یک ماکرو المان با ترکیب میله‌های صلب و فنرهایی که نشان‌دهنده ارتباط سازنده‌ی مؤلفه‌هاست فراهم می‌شود. روش مبتنی بر مؤلفه از ترکیب المان‌های صلب و تغییر شکل پذیر (فنر) استفاده می‌کند که می‌تواند منبع تغییر شکل یک جزء منفرد را نشان دهد. مؤلفه‌ها، معمولاً بوسیله خواص هندسی و خواص مواد و مصالح، بصورت مکانیکی مدل شده‌ند. ضمیمه‌ی ۱ از آئین نامه‌ی اروپا^۱ اولین آئین نامه برای وفق دادن مفهوم مؤلفه‌ها برای تعیین خواص طراحی اتصالات پیچی بود. اگرچه پیش‌بینی پاسخ پیچیده‌ی هیستریزس همچنان به عنوان یک چالش باقی مانده است، همه مدل‌های ریاضیاتی در قسمت‌هایی بر اساس مشخصات مکانیکی ایده‌آل سازی شده‌اند. ایده‌آل سازی ممکن است منجر به حذف برخی از جنبه‌های رفتار فیزیکی که ممکن است قابل توجه باشد در ارائه‌ی ریاضیاتی شود.

مدل سختی یوروکد ۳ و مدل ویناند^۲ به عنوان مدل‌های اصلی در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۱۱]. نامگذاری هر مؤلفه در جدول (۱) نشان داده شده است. مدل مورد بررسی نیز در شکل (۱) ارائه شده است. از آنجائی که مدل برای تخمین سختی اولیه‌ی اتصال استفاده می‌شود، برای هر کدام از مؤلفه‌های آن فقط مقدار سختی آن لازم است. اگر چه، مدل می‌تواند برای تخمین منحنی $M-\varphi$ کامل توسعه یابد، لازم است که برای هر مؤلفه، منحنی $F-\delta$ مناسبی موجود باشد [۱۲]. اختلاف مدل اتصال CFT با مدل‌های ارائه شده در [۱۳] در ناحیه فشاری می‌باشد که یک مؤلفه برای بتن تحت فشار اضافه می‌شود. این مدل برای اتصالات تیر I شکل به ستون CFT به کار برده شد. به دلیل وجود مؤلفه‌های لغزش و بیضوی شدن سوراخ پیچ و برخی موارد دیگر در بارگذاری‌های چرخه‌ای و پیچیدگی مدل سازی این مؤلفه‌ها در روش مبتنی بر مؤلفه در این مطالعه بارگذاری مونوتونیک مورد بررسی قرار گرفته است.

پاسخ اتصالات پیچی تیر به ستون می‌تواند با استفاده از اتصالات سپری که برای مدل سازی مؤلفه‌های ناحیه‌ی کششی آنها استفاده می‌شوند، توصیف شود [۱۱ و ۱۶-۱۴]. معمولاً این قبیل مؤلفه‌ها برای اتصالات با ورق انتهایی، ورق انتهایی و بال ستون در خمش هستند. شکل (۲) موقعیت این مؤلفه‌های کششی را در هندسه‌ی اتصال نمایش می‌دهد. معمولاً ارجح است که برای طراحی، این مؤلفه‌ها برای پاسخ اتصال بحرانی شوند، از آنجایی که می‌توانند سطوح بالایی از شکل پذیری را ارائه دهند [۱۷] و در نتیجه ظرفیت دورانی و اثر آن بر طراحی پلاستیک سازه را افزایش می‌دهند. در نتیجه، برای تخمین معتبر رفتار اتصال و منحنی $M-\varphi$ آن قابل اهمیت است. در این راستا، یک مدل برای تخمین منحنی نیرو (F) در برابر جابجایی (δ) اتصالات سپری توسعه داده شده است. مدل به صورت خلاصه در [۱۳] مطرح شده که شامل مبانی اساسی آن است. در این مطالعه از روابط ارائه شده در

² Waynand

¹ Eurocode 3



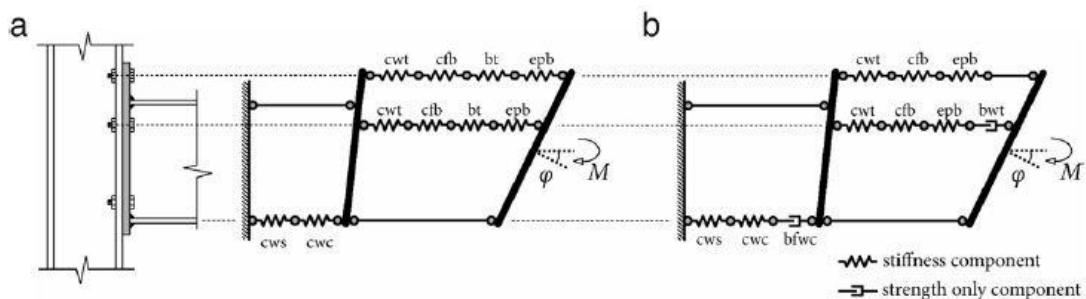
بعدي اندرکنش بال-پیچ و تغییر شکل برشی بال در نظر گرفته می‌شود. شکل (۳) مدل مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

جدول (۱): نامگذاری مؤلفه‌های مختلف استفاده شده در

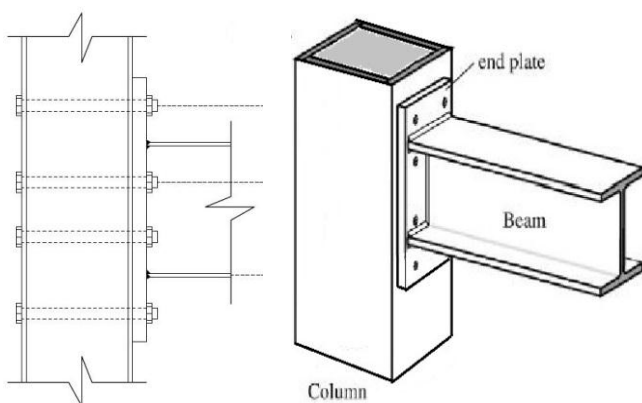
مدل‌های مکانیکی

مؤلفه‌ها	مخفف	مؤلفه‌ها	مخفف
جان ستون در برش	cws	پیچ‌ها در کشش	Bt
جان ستون در فشار	cwc	ورق انتهایی در خمش	Epb
بال/جان ستون در فشار	bfwc	جان تیر در کشش	Bwt
جان ستون در کشش	cwt	هسته بتنی در فشار	Cc
بال ستون در خمش	cfb		

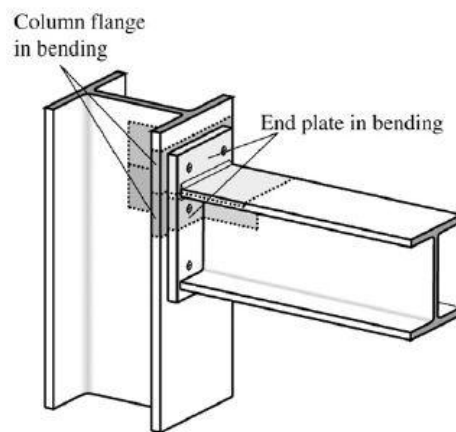
یوروکد ۳ [۱۱] استفاده شده است. برای براحتی قابل اجرا بودن اتصال در کارهای عملی از اتصال با پیچ‌های عبور کرده از درون ستون CFT استفاده شده است. زیرا استفاده از سخت‌کننده‌ها درون مقاطع تو خالی براحتی قابل اجرا نمی‌باشد. برای استفاده از مبانی یوروکد ۳، اتصال مطرح شده در این مطالعه که در آن پیچ‌های عبور کرده از عمق ستون به عنوان عامل پیوستگی در کشش در نظر گرفته می‌شوند و با استفاده از این سخت‌کننده‌ها از جداول موجود در یوروکد ۳ [۱۱] مؤلفه‌های سپری معادل محاسبه شده‌اند. جنبه‌های بیشتری از رفتار سپری با مدل مطرح شده [۱۳] شامل سختی افزایش یافته و مقاومت بال نزدیک جان از قبیل: عمل توزیع شده‌ی نیروی پیچ به بال از طریق سر پیچ، خمش میله‌ی پیچ، پیش تنیدگی پیچ، تأثیر سه



شکل (۱): (a) مدل سختی ویناند و همکارانش [۱۳] و یوروکد ۳ [۱۱] برای اتصال ورق انتهایی، (b) و توسعه یافته‌ی آن برای تخمین منحنی $M-\phi$ کامل



شکل (۳): اتصال تیر به ستون با ورق انتهایی



شکل (۲): مؤلفه‌های سپری در اتصال با ورق انتهایی

هدف اولیه‌ی مدل سپری شبیه‌سازی مؤلفه‌های سپری مناسب در ناحیه‌ی کشش اتصالات پیچی تیر به ستون



جدول (۲): مصالح مصرفی و مشخصات هندسی

پیچ	ورق انتهایی	ستون	تیر
8.8	PL 470x200x25	BOX 200x200x8	IPE 240
فاصله تا لبه عمود بر امتداد نیرو (mm)	فاصله تا لبه بالا و پائین در امتداد نیرو (mm)	فاصله افقی پیچ‌ها (mm)	فاصله پیچ‌ها تا بال تیر (mm)
۵۰	۵۰	۱۰۰	۶۵



شکل (۳): بارگذاری نمونه در آزمایشگاه

۴- ارزیابی از طریق نتایج آزمایشگاهی

عملکرد مدل‌های مکانیکی اتصالات تیر I شکل به ستون CFT برای اولین بار در این مطالعه در برابر نتایج آزمایشگاهی این اتصالات ارزیابی شده است. برای اتصالات ورق انتهایی آزمایش با بارگذاری مونوتونیک در آزمایشگاه انجام شده است. برای آماده‌سازی مدل‌های مکانیکی، یک برنامه ویژه توسعه یافت که به طور اتوماتیک

می‌باشد. در روش مؤلفه‌ها، مؤلفه‌های انفرادی متنوعی از اتصال گردآوری می‌شوند تا مدل مکانیکی را تشکیل دهند. هر عضو به وسیله‌ی یک فنر کششی نمایش داده می‌شود که می‌تواند به فنرهای دیگر یا المان‌های صلب متصل شود. به این جهت که بهتر بتواند منابع تغییر شکل و انتقال نیروهایی را که در اتصال واقعی رخ می‌دهد، تولید کند. انتخاب مؤلفه‌ها و روشی که آنها با هم اتصال داده می‌شوند فاکتورهای مهمی برای اعتبار هر مدل مکانیکی و توانایی آن برای شبیه‌سازی شکل‌پذیری و انتقال نیرو هستند. هدف اصلی مدل‌سازی، محاسبه‌ی منحنی $M-\phi$ اتصال یا ویژگی‌های توصیفی مقاومت، سختی دورانی اولیه و ظرفیت دورانی می‌باشد. مدل‌های مکانیکی متنوعی در گذشته برای اتصالات پیشنهاد شده است [۲، ۳ و ۹-۱۱]. در مدل پیشنهادی اختلاف مدل اتصال CFT با مدل ارائه شده در ناحیه فشاری می‌باشد که یک مؤلفه برای بتن، تحت فشار اضافه می‌شود. این مدل برای نمونه مورد مطالعه بررسی و نتایج با مشاهدات آزمایشگاهی مقایسه شدند.

۳- ارزیابی آزمایشگاهی

برای اعتبارسنجی نتایج مدل پیشنهادی یک مدل آزمایشگاهی ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. روش معمول برای تعیین منحنی $M-\phi$ انجام آزمایش بر روی اتصال می‌باشد. برای ترسیم منحنی‌های $M-\phi$ ، لنگرهای خمشی مستقیماً توسط بارگذاری استاتیکی نمونه‌ی آزمایش و زوایای دوران بر حسب انتقال تیر نسبت به عمق آن اندازه‌گیری می‌شوند. برای انجام آزمایش ابتدا مقاطع تهیه و سپس جوشکاری‌ها، سوراخ‌کاری‌ها و مونتاژ نهایی در کارگاه انجام شد. به دلیل عدم اطمینان جوشکاری در کارگاه، جوش‌های مورد نیاز در کارخانه انجام گرفت. نوع مصالح مصرفی و مشخصات هندسی اتصال در جدول (۲) ارائه شده است. بتن با مقاومت پائین ۱۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع برای پر کردن مقطع قوطی استفاده شده است. نمونه‌ی اتصال و نحوه‌ی بارگذاری و راه اندازی آن در شکل (۴) نشان داده شده است.

مدل، رفتار سازگار، دستیابی نسبی به مقادیر کم خطای متوسط و انحراف استاندارد را نشان می‌دهد. عملکرد مدل‌های مکانیکی اجازه‌ی یک پیش‌بینی رضایت‌بخش از منحنی $M-\varphi$ واقعی را می‌دهد. دلیل اختلافات موجود باید وجود نقص‌ها، عدم تناسب و تنش‌های پسماند از راه اندازی آزمایش باشد، که نمی‌توان به راحتی در مدل‌های محاسباتی وارد کرد. تأثیر این عوامل می‌تواند در مقادیر سختی اولیه بسیار زیاد باشد [V]. مدل مکانیکی و به ویژه مدل سپری که برای "مؤلفه‌های ورق انتهایی در خمش" استفاده می‌شود، اثرات غشائی را نادیده می‌گیرند و بنابراین نمی‌تواند منحنی واقعی را در مقیاس کامل نتیجه دهد [V].

۵- نتیجه گیری

یک روش برای برآورد منحنی $M-\varphi$ از اتصالات پیچی تیر به ستون در این مطالعه پیشنهاد شد. برای این هدف مدل مکانیکی که شامل مؤلفه‌های اتصال با منحنی $F-\delta$ آنها استفاده شدند. تمرکز ویژه بر روی شبیه سازی مؤلفه‌های سپری ناحیه ی کششی قرار گرفت. از بررسی مدل پیشنهادی در برابر مشاهده‌ی آزمایشگاهی رفتار رضایت بخش و سازگار مشخص شد. منحنی $M-\varphi$ همچنین مقادیر سختی اولیه، مقاومت نهایی و ظرفیت دورانی به طور موفقیت آمیزی با یک محدوده‌ی خطای قابل قبول پیش بینی شدند. نتایج ظرفیت دورانی رضایت بخش در نظر گرفته می‌شوند.

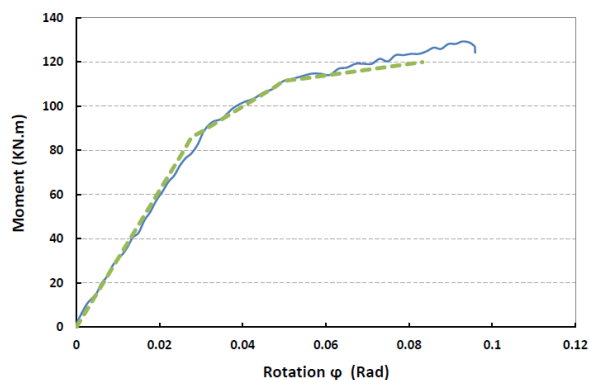
روش پیشنهاد شده را می‌توان برای انواع اتصالات تیر به ستون تنظیم کرد، به شرطی که مدل‌های مکانیکی مؤلفه‌های مناسب با پاسخ غیر خطی آنها در دسترس باشند. در این مطالعه اتصالات با ورق انتهایی برای مقطع ستون CFT بررسی شدند.

۵- مراجع

[1] Shi, Y.J., Chan, S.L. and Wong, Y.L. (1996), "Modeling for Moment-Rotation Characteristics for End-Plate Connections", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.122, No. 11, pp. 1300-1306.

یک مدل با فنر و المان‌های صلب مناسب تولید می‌کند. مدل نهایی حل شد و منحنی $M-\varphi$ اتصال از نتایج استخراج شد. بسته‌ی نرم‌افزاری MATLAB برای تجزیه و تحلیل مورد استفاده قرار گرفت.

برای فنرهای ناحیه‌ی کششی، متناظر با مؤلفه‌های سپری، منحنی $F-\delta$ با استفاده از مدل سپری توسعه یافته که در بخش ۲ به طور خلاصه شرح داده شده است، محاسبه شد. همه‌ی داده‌های هندسی مورد نیاز برای محاسبات به طور مستقیم از خواص هندسی اتصال بدست می‌آید به جز پهنای سپری معادل که با توجه به مفاد یوروکد ۳ [۱۱] تخمین زده شده است. فنرهای متناظر با اجزاء غیر سپری نیز شامل منحنی‌های $F-\delta$ مربوطه‌ی خود، در مدل‌های مکانیکی تحت ارزیابی قرار می‌گیرند. پاسخ الاستیک برای همه‌ی مؤلفه‌های سختی غیر سپری با استفاده از روابط یوروکد ۳ [۱۱] برای محاسبه‌ی سختی اولیه و مقاومت آنها محاسبه شد. بررسی عمیق در مورد پاسخ کامل هر مؤلفه از محدوده‌ی این مطالعه خارج است. در شکل (۵) منحنی $M-\varphi$ برای آزمایش مونوتونیک انجام شده و مدل مکانیکی پیشنهادی نشان داده شده است.



شکل (۵): منحنی ممان-دوران ($M-\varphi$) برای آزمایش مونوتونیک و مدل مکانیکی

به طور کلی مدل‌های مکانیکی در پیش‌بینی منحنی‌های $M-\varphi$ کامل، قابل اعتماد ظاهر می‌شوند و قادر به برآورد سختی اولیه، مقاومت و حتی ظرفیت دورانی اتصالات به طور مؤثر هستند. مدل پیشنهادی ثابت می‌کند که عملکرد آن کاملاً رضایت‌بخش است. برای ویژگی ظرفیت دورانی،



- [17] Kuhlmann, U. and Kuhnemund, F. (2000), "Procedures to Verify Rotation Capacity", In: Ivanyi M, Baniotopoulos CC, Editors. Semi-rigid joints in structural steel-work. CISM courses and lectures, Vol. 419. Wien (New York): Springer-Verlag.
- [2] Silva, L.S. and Coelho, A.M.G. (2001), "A Ductility Model for Steel Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, No. 1, pp. 45-70.
- [3] Coelho, A.M.G. and Silva, L.S. (2005), "Ductility Analysis of End Plate Beam-to-Column Joints", In: Hoffmeister B, Hechler O, Editors. Eurosteel, 4th European conference on steel and composite structures.
- [4] Frye, M.J. and Morris, G.A. (1975), "Analysis of Flexibly Connected Steel Frames", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, pp. 280-291.
- [5] Krishnamurthy, N., Huang, H., Jeffrey, P.K. and Avery, L.K. (1979), "Analytical M- θ Curves for End-Plate Connections", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 105, No. 1, pp. 133-145.
- [6] Wu, F.H. and Chen, W.F. (1990), "A Design Model for Semi-rigid Connections", Engineering Structures, Vol. 12, pp. 88-97.
- [7] Krishnamurthy, N. and Graddy, D.E. (1976), "Correlation Between 2- and 3-Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End-Plate Connections", Computers and Structures, Vol. 6, No. 4-5, pp. 381-389.
- [8] Bursi, O.S. and Jaspart, J.P. (1997), "Calibration of a Finite Element Model for Isolated Bolted End-Plate Steel Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 44, No. 3, pp. 225-262.
- [9] Weynand, K., Jaspart, J.P. and Steenhuis, M. (1995), "The Stiffness Model of Revised Annex J of Eurocode 3", In: Bjorhovde R, Colson A, Zandonini R, Editors. Connections in steel structures III- Proceedings of the 3rd international workshop on connections in steel structures.
- [10] Huber, G. and Tschemmerneegg, F. (1998), "Modeling of Beam-to-Column Joints", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 45, No. 2, pp. 199-216.
- [11] Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints (2003), BS EN 1993-1-8:2003.
- [12] Del Savio, A.A., Nethercot, D.A., Vellasco, P.C.G.S., Andradec, S.A.L. and Martha, L.F. (2009), "Generalised Component-Based Model for Beam-to-Column Connections Including Axial Versus Moment Interaction", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 8-9, pp. 1876-1895.
- [13] Lemonis, M.E. and Gantes, C.J. (2009), "Mechanical Modeling of the Nonlinear Response of Beam-to-Column Joints", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 4, pp. 879-890.
- [14] Zoetemeijer, P. (1974), "A Design Method for the Tension Side of Statically Loaded, Bolted Beam-to-Column Connections", Heron, Vol. 20, No. 1, pp. 1-59.
- [15] Packer, J.A. and Morris, L.J. (1979), "A Limit State Design Method for the Tension Region of Bolted Beam Column Connections", The Structural Engineer, Vol. 55, No. 10, pp. 446-458.
- [16] Mann, A.P. and Morris, L.J. (1979), "Limit Design of Extended End-Plate Connections", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 105, No. 3, pp. 511-526.

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	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

<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.iss.ir مراجعه نمایید.