



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journalisss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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

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 یازدهم - شماره‌ی هفدهم

بهار و تابستان ۱۳۹۴

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

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

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

اثرات زلزله‌های دور و نزدیک گسل در تحلیل برخورد سازه‌های ایزوله شده توسط جداگرهای LRB ۵
Effects of Near- and Far-Field Earthquake on Pounding Analysis of Isolated Structures with (LRB) Isolator

سامان یغمایی سابق، ویدا وطن دوست شیشوان

بررسی لرزه‌ای «خستگی تجمعی چرخه پایین» در اتصالات قاب خمشی فولادی ۲۵
مهرسا میرزاحسینی، محسن گرامی، احسان برهانی

بکارگیری فولاد کم مقاومت به عنوان المان فدا شونده در اتصالات صلب ستون-درختی ۳۵
Using Low-Strength Steel as Sacrificial Element in Column-tree Rigid Connections

محمدعلی کافی، میترا عابد

بهبود شکل پذیری و رفتار چرخه ای مهاربند شکافدار با استفاده از نبشی فولادی ۴۷
Improving Ductility and Cyclic Performance of Slit Brace Using Steel Angle

سید مهدی زهرائی، عبدالله چراغی

تأثیر سخت کننده جان تیر بر رفتار اتصال تیر فولادی به ستون CFT توسط صفحه انتهایی و میل مهار عبور کننده از درون ستون ۵۹
Effects of Beam Web Stiffener on the Behavior of Through Bolted Steel Beam to CFT Column End-Plate Connection

سالار شیراسب، فرزانه حامدی

توسعه روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته ۷۱
Development performance-based plastic design procedure for seismic design of steel plate shear walls with coupling

عباس کرم الدین، محمد رسول کفاش

مطالعه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه فولادی با اسکلت قاب لوله‌ای تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک گسل ۸۷
Study on the Seismic Response Parameters of Modular Tube Steel Mid-Rise Buildings under effects of Near Field Ground Motions

مسعود اژدری فر، افشین مشکوه الدینی

شیوه نگارش ۱۰۲

فرم عضویت ۱۰۳

به نام خالق هستی

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

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



اثرات زلزله‌های دور و نزدیک گسل در تحلیل برخورد سازه‌های ایزوله شده توسط جداگرهای LRB

سامان یغمایی سابق^۱، ویدا وطندوست شیشوان^۲
(تاریخ دریافت ۹۲/۰۲/۱۲، تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۱/۱۶)

چکیده

برخورد ساختمان‌های پایه ثابت در اثر حرکت‌های قوی زمین، می‌تواند موجب آسیب‌های موضعی و یا فرو ریزی سازه‌ها گردد. در واقع، نبود فاصله کافی جهت تسهیل جابجایی نسبی موجب برخورد سازه‌های مجاور شده، رفتار لرزه ای آنها را متاثر خواهد نمود. این مسئله برای سیستم‌های نوین لرزه ای مانند جداگرهای لرزه‌ای کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است. در مقاله‌ی حاضر بمنظور بررسی اثر حوزه‌های دور و نزدیک گسل، امکان برخورد سازه‌ی ایزوله شده با دیوار پیرامونی و سازه‌های پایه‌ثابت مجاور فراهم گردیده است. نتایج حاصل نشان می‌دهد علاوه بر پررود غالب، هر چه زمان تناوب متوسط رکورد (T_m) به زمان تناوب طبیعی سازه‌ها نزدیک باشد، برخورد بحرانی‌تر خواهد بود. همچنین هرچه ارتفاع سازه‌های مجاور به سازه‌ی ایزوله شده نزدیک‌تر باشد، اثرات زلزله‌های نزدیک گسل بحرانی‌تر خواهد بود. نتایج تحلیل‌ها نشان داد، میزان تأثیر پذیری نیروی ضربه در زلزله‌های نزدیک گسل با افزایش ارتفاع سازه‌های مجاور می‌تواند تا حدود ۴ برابر بیشتر از زلزله‌های دور از گسل باشد.

کلمات کلیدی

ضربه‌ی وارد بر سازه‌ها، برخورد لرزه‌ای، جداگرهای لرزه‌ای، ساختمان‌های مجاور، درز جدایی، اثرات نزدیک گسل

Effects of Near- and Far-Field Earthquakes on Pounding Analysis of Isolated Structures with (LRB) Isolator

S. Yaghmaei-Sabegh, V. Vatandoost-Shishavan

ABSTRACT

Pounding problem between fixed-based structures due to large earthquakes may cause local damages or lead to the structure's total collapse. Inadequate gap distance between structures could influence pounding between adjacent structures. Limited studies could be found on pounding analysis of modern systems as based-isolation buildings. In the present paper, we have modeled two adjacent structures, fixed base building and base isolated one in order to assess the effects of near and far properties of earthquakes on their response. Results show that critical impact could occur when mean period (T_m) is close to the natural period of structures. Also, if the highs of adjacent structures are nearer to isolated structures, the effects of near field earthquakes would increase. As a results, with increasing the height of adjacent structure, the amount of affected impact force in near-field motions is amplified 4 times more than far-field ones.

KEYWORDS

Structural Pounding, Impact, Seismic isolation, Adjacent structure, Separation gap, Near-field effect

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تبریز، v.vatandoost88@gmail.com



در طی زلزله‌های شدید، سازه‌هایی که در مجاورت یکدیگر ساخته شده‌اند و فاصله‌ی مناسبی از یکدیگر ندارند، به هم برخورد می‌کنند که این پدیده به عنوان برخورد لرزه‌ای^۱ شناخته شده است [۱]. برخورد لرزه‌ای پدیده‌ی پیچیده‌ای است که شامل تغییر شکل‌های پلاستیک در نقاط تماس، ترک خوردگی موضعی، شکست در اثر ضربه، اصطکاک و غیره می‌باشد. نیروهای ایجاد شده در اثر برخورد، در طول بازه‌ی زمانی کوتاه اعمال شده و حذف می‌شوند. انتقال انرژی زلزله در طول برخورد بسیار پیچیده بوده و تحلیل ریاضی این پدیده را مشکل می‌سازد [۲]. این انرژی به صورت حرارت در اثر ارتعاشات مولکولی و اصطکاک داخلی اجسام برخورد کننده مستهلک می‌شود [۳]. تفاوت بین مشخصات دینامیکی از قبیل جرم، سختی و ارتفاع سازه‌های مجاور می‌تواند باعث ارتعاش‌های غیرهمفاز^۲ سازه‌ها شده، مسئله ضربه را بوجود بیاورد [۴]. برخورد بین سازه‌ها شامل دو مرحله می‌باشد. مرحله‌ی اول که از لحظه برخورد سازه‌ها شروع و تا زمانی که بیشترین تغییر شکل بوجود آید ادامه خواهد داشت. مرحله‌ی دوم شامل بازگشت سازه‌ها به سمت یکدیگر می‌باشد که با بسته شدن درز انقطاع بین سازه‌ها به پایان می‌رسد. در ابتدای مرحله‌ی اول، مصالح رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهند اما بلافاصله تغییر شکل‌های پلاستیک و ترک‌های موضعی ایجاد خواهد شد. بیشترین مقدار استهلاک انرژی در طول مرحله‌ی اول اتفاق خواهد افتاد و میزان اتلاف انرژی در مرحله‌ی دوم در اثر اصطکاک بسیار اندک می‌باشد [۵]. در طول مرحله‌ی اول سرعت افزایش نیروی برخورد بیشتر خواهد بود و هنگامی که سازه‌ها وارد مرحله‌ی دوم می‌شوند نیروی برخورد با سرعت کمتری کاهش می‌یابد [۶]. در سال‌های اخیر نیاز به کاهش آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای مخصوصاً در سازه‌هایی که دارای اهمیت کاربری بالایی هستند، افزایش پیدا کرده است. رویکرد طراحی و استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای یک ابتکار

نوین جهت تأمین مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در جداسازهای لرزه‌ای افزایش دوره تناوب طبیعی سازه، موجب کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها می‌گردد. کاهش شتاب با توجه به رفتار نیرو - تغییر مکان جداساز انجام می‌پذیرد، اما ممکن است نیاز به کاهش شتاب، منجر به طراحی جداساز با سختی کمی گردد که این خود احتمال بوجود آمدن تغییر مکان‌های قابل توجه در طی زلزله را افزایش می‌دهد. از این رو احتمال برخورد در این سازه‌ها مخصوصاً در تراز جداسازی شده با سازه‌های مجاور بسیار مهم می‌باشد [۷-۱۰]. در رکوردهای حوزه‌ی نزدیک به علت فاصله‌ی کوتاه بین منبع تولید موج زلزله و محل دریافت آن، فرصتی جهت میرا شدن فرکانس‌های بالا نبوده، به همین علت تاریخچه زمانی شتاب آن‌ها، محتوای فرکانسی بالایی دارند [۱۱]. بررسی زمین لرزه‌های نزدیک گسل از موضوعات مهم مطرح در مهندسی زلزله می‌باشد. اخیراً مطالعات زیادی بر روی رفتار سازه‌ها و پل‌ها تحت اثر اعمال زلزله‌های نزدیک گسل و مقایسه‌ی آن با اثر زمین‌لرزه‌های دور از گسل، انجام گرفته است. به علت تشدید پاسخ‌های سازه‌ای در نواحی نزدیک گسل و خسارات فراوان گزارش شده پس از زلزله‌های Northridge در سال ۱۹۹۴ و Kobe در سال ۱۹۹۵ و چند زلزله‌ی دیگر، بررسی این رکوردها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد [۱۲].

زلزله‌های گوناگون به علت متفاوت بودن مقادیر ماکزیمم شتاب و سرعت (PGA و PGV)، شدت زلزله (M_w)، فاصله از گسل (R) و محتوای انرژی لرزه‌ای، اثرات مختلفی را بر روی ارتعاشات سازه‌ها خواهند داشت. تغییر پریود ارتعاشی سازه‌ها، بر نحوه‌ی برخورد سازه‌ها تأثیرگذار می‌باشد. ساختمان‌های مجهز به سیستم‌های جداساز، معمولاً با هدف بالا بردن سطح عملکرد سازه‌ها برای زلزله‌های قوی طراحی می‌شوند. کارایی ذکر شده با افزایش پریود طبیعی سازه‌ها باعث افزایش دوره‌ی تناوب و جابجایی تراز جداسازی می‌شود. بنابراین توجه به موضوع برخورد سازه‌های ایزوله شده با سازه‌های مجاور نه تنها در

¹ Pounding² Out-of-phase

تراز جداسازی شده بلکه در دیگر طبقات ساختمان نیز بسیار مهم می‌باشد.

در این مقاله ابتدا تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل برای سازه‌ی ایزوله شده‌ای که تنها در معرض برخورد در تراز جداسازی شده می‌باشد، بررسی می‌شود. در ادامه ارزیابی برخورد سازه‌های ایزوله شده با انواع ساختمان‌های پایه ثابت مجاور تحت اثر هر دو گروه از زلزله‌ها، تکمیل خواهد شد. همچنین در بخش پایانی این مقاله به بررسی تأثیر انتخاب نوع رکورد بر مقدار نیروی ناشی از برخورد خواهیم پرداخت.

۲- تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی برخورد سازه‌های ایزوله شده

مطالعات زیادی در زمینه‌ی برخورد سازه‌های پایه ثابت و یا برخورد پایه‌های پل‌ها به عنوان یکی از موضوعات اساسی در مهندسی زلزله انجام گرفته است [۱۳].

Anagnostopoulos [۱۴] جزء اولین محققانی است که مطالعات عددی در این زمینه انجام داده است. او با در نظر گرفتن سیستم‌های یک درجه آزادی، پدیده‌ی برخورد را مدلسازی کرد. بعد از او محققان زیادی به صورت عددی و آزمایشگاهی این پدیده را مورد ارزیابی قرار داده‌اند [۱۷-۱۵]. در نقطه مقابل، مطالعات اندکی در زمینه‌ی برخورد سازه‌های ایزوله شده انجام شده است. Tsai [۱۸] و Malhotra [۱۹] جزء اولین محققان در این زمینه می‌باشند. آن‌ها به بررسی امکان برخورد سازه‌های ایزوله شده با دیوار پیرامونی^۱ پرداختند. محققان ذکر شده از تئوری انتشار موج برای بررسی پاسخ سازه‌ی ایزوله در حین برخورد استفاده کردند.

Jangid و Matsagar [۲۰] یک ساختمان ایزوله شده را بصورت سازه‌ی یک درجه آزادی برای انواع سیستم‌های جداساز در دو حالت عددی و پارامتری مورد بررسی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که هنگامی که سازه‌ی کناری ساختمان ایزوله شده دارای تعداد طبقات زیادتر و یا

سختی بیشتر باشد، اثر ضربه در سازه‌ی ایزوله شده بیشتر خواهد بود.

Komodromos و همکارانش با تحلیل پارامتریک روی پاسخ لرزه‌ای این سیستم‌ها، تأثیر پدیده‌ی برخورد را بر روی کارکرد سیستم‌های جداساز بررسی نمودند [۲۱ و ۲۲]. آن‌ها در این تحقیق سیستم جداساز را بصورت دو خطی مدل کردند.

Agarwala و همکارانش [۲۳] برخورد میان دو سازه‌ی دو طبقه‌ی پایه ثابت و دو سازه‌ی دو طبقه‌ی ایزوله شده را بررسی کردند. آن‌ها از سیستم جداساز اصطکاکی برای ایزوله کردن سازه‌ها استفاده کرده و ضریب اصطکاک سیستم جداساز را بعنوان پارامتر متغییر در نظر گرفتند.

در هیچکدام از تحقیقات انجام گرفته فوق‌الذکر، برخورد میان سازه‌های پایه ثابت و سازه‌ی ایزوله شده در نظر گرفته نشده است.

در سال ۲۰۱۰ Polycarpou و Komodromos [۱۷] یک ساختمان چهار طبقه را تحت شرایط مختلف، مورد ارزیابی قرار داده‌اند. پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از برخورد سازه‌ها نشان داد که وجود سیستم‌های جداگر لرزه‌ای باعث کاهش تغییرشکل داخلی طبقات می‌گردد، از طرفی در اثر برخورد، شتاب سازه‌ی ایزوله شده افزایش پیدا میکند. در مطالعه‌ی آنها، که جامع‌ترین تحقیق در این موضوع می‌باشد، تأثیر حوزه‌های دور و نزدیک گسل در تحلیل مسئله‌ی برخورد مورد توجه قرار نگرفته است.

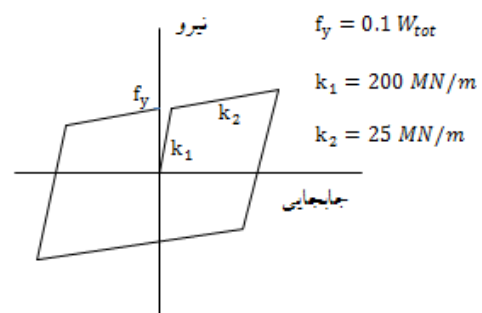
در این مقاله اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل در تحلیل سازه‌ی ایزوله شده و ساختمان‌های پایه ثابت بررسی شده است. سیستم جداساز در سازه‌ها به صورت دو خطی مدل گردیده است و به منظور مدلسازی نیروی برخورد از لینک غیرخطی GAP استفاده شده است. برخورد سازه‌ی ایزوله شده یکی در مجاورت با دیوار پیرامونی (Moat Wall) و دیگری در مجاورت با سازه‌های پایه ثابت با ارتفاع‌های مختلف مدلسازی شده‌اند.

¹ Moat wall

۳- مدل‌های تحلیلی

۳-۱- مدل‌سازی سیستم جداساز

در این تحقیق از سیستم جداساز هسته سربی^۱ که به اختصار (LRB) نامیده می‌شود استفاده شده است. سیستم‌های جداساز توسط مدل‌های غیر الاستیک دوخطی مدل‌سازی شده‌اند. پارامترهای طراحی برای این سیستم‌ها، نیروی تسلیم (f_y)، سختی الاستیک اولیه (K_1) و سختی غیرالاستیک ثانویه (K_2) بصورت تجربی انتخاب شده‌اند [۱۷]. شکل (۱) رفتار دوخطی سیستم جداساز را نشان می‌دهد.



شکل (۱): مدل غیرالاستیک دوخطی جهت مدل‌سازی رفتار سیستم جداساز لرزه‌ای

۳-۲- تهیه مدل‌های سازه‌ای مختلف

یک ساختمان چهار طبقه در چهار حالت زیر به کمک نرم افزار SAP2000 مدل‌سازی شده است:

- (a) ساختمان پایه ثابت
- (b) ساختمان ایزوله شده بدون امکان برخورد
- (c) ساختمان ایزوله شده با امکان برخورد با Moat wall
- (d) ساختمان ایزوله شده با امکان برخورد با ساختمان‌های پایه ثابت مجاور

۳-۳- مشخصات مدل انتخابی

مشخصات هندسی سازه‌ی مورد مطالعه همراه با مشخصات مصالح در جدول (۱) ارائه شده است. رفتار این سازه به صورت برشی و با در نظر گرفتن درجات آزادی در جهت

X مدل‌سازی شده است. مقادیر جرم هر طبقه به صورت جرم متمرکز در مرکز جرم طبقه اعمال شده است. رفتار سازه‌ی پایه ثابت الاستیک فرض شده و نوع تحلیل‌ها، تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشد. خاک ساختگاه از نوع B فرض شده است. مدل‌سازی پایه ثابت در شکل (۲) نشان داده شده است. برای مدل‌سازی جداساز هسته سربی در نرم‌افزار، از لینک غیرخطی LRB استفاده شده است. این لینک با توجه به داده‌های جدول (۲) تعریف شده و توسط ابزار موجود در نرم‌افزار جایگزین تکیه‌گاه‌های ثابت سازه شده است. درز انقطاع بر اساس ۹۰ درصد بیشترین جابجایی کف سازه‌ی ایزوله شده تحت اثر زلزله‌های مختلف در نظر گرفته شده است. جهت مدل‌سازی برخورد سازه‌ی ایزوله با دیوار پیرامونی در هر دو طرف سازه، گره‌هایی تعیین شده و سپس این گره‌ها با محدود کردن تمام درجات آزادی، به گره‌های ثابت تبدیل شده‌اند. مابین سازه‌ی جداسازی شده و گره‌های ذکر شده، لینک غیرخطی GAP تخصیص یافته است. این لینک براساس مقادیر ذکر شده در جدول (۳) در نرم افزار تعریف شده است. در شکل (۳) مدل تهیه شده جهت تحلیل مسئله‌ی برخورد سازه‌ی جداسازی شده به Moat wall نمایش داده شده است.

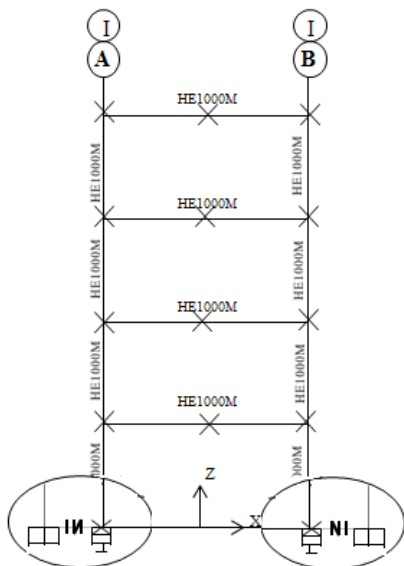
جدول (۱): مشخصات سازه‌ی پایه ثابت و روسازه‌ی سازه‌ی ایزوله

مقدار	پارامتر فرض شده
۴ طبقه	تعداد طبقات
۳ m	ارتفاع طبقات
۶ m	عرض طبقات
۳۲۰ ton	جرم طبقات
۲۵۰ ton	جرم بام سازه
۶۰۰ MN/m	سختی طبقات و بام
2×10^{11} N/m ²	مدول الاستیسیته (E)
$3/4 \times 10^8$ N/m ²	تنش تسلیم فولاد (F_y)
$4/8 \times 10^8$ N/m ²	تنش کششی فولاد (F_u)

* فرضیات انجام شده برای سازه‌ی پایه ثابت و روسازه‌ی سازه‌ی ایزوله

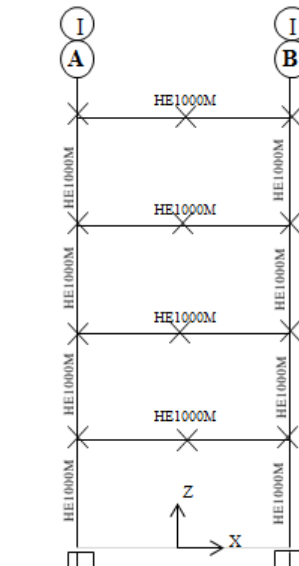
¹ Lead rubber bearing





شکل (۳): مدل سازی برخورد سازه‌ی جداسازی شده به Moat wall

در شکل‌های (۴) و (۵)، طیف‌های پاسخ نرمال شده‌ی زلزله‌های نزدیک و دور از گسل برای نسبت میرایی ویسکوز ۵ درصد نشان داده شده است. ساختمان‌ها در پنج حالت با ارتفاع‌های مختلف در مجاورت سازه‌ی ایزوله شده مدل‌سازی شده‌اند. جرم و سختی طبقات و بام در همه‌ی سازه‌های پایه ثابت، مطابق جدول (۱) می‌باشد. این سازه‌ها نیز مشابه حالت قبل توسط لینک غیرخطی GAP بهم متصل گردیده و تحت اثر زلزله‌های مختلف تحلیل شده‌اند. با توجه به اینکه زلزله‌های مختلف باعث ایجاد جابجایی‌های متفاوت در تراز جداسازی می‌شوند، بنابراین میزان درز انقطاع در نظر گرفته شده برای تحلیل‌ها یکسان نخواهد بود. در این مقاله مجموعاً ۱۴۰ مدل تحلیلی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این مدل‌سازی‌ها به بیان تفاوت‌های موجود در برخورد سازه‌ی ایزوله شده با ساختمان‌های مجاور بین رکورهای نزدیک گسل و دور از گسل، خواهد پرداخت که اهمیت آن برای طراحان سازه‌های ایزوله شده بسیار زیاد می‌باشد.



شکل (۲): مدل‌سازی سازه‌ی پایه ثابت

جدول (۲): مقادیر فرض شده برای سیستم جداساز سازه‌ی ایزوله

فرضیات طراحی برای سیستم جداساز (LRB)	
سختی اولیه جداساز (k_1)	۲۰۰ MN/m
سختی ثانویه جداساز (k_2)	۲۵ MN/m
تنش تسلیم (f_y)	$0.1 W_{tot} = 153 \text{ ton}$

جدول (۳): پارامترهای مورد نیاز جهت مدل کردن نیروی برخورد

فرضیات در نظر گرفته شده برای لینک غیرخطی (GAP)	
سختی غیر خطی	۴۵۰۰ kN/mm
مقدار درز انقطاع	(ماکزیمم جابجایی کف سازه‌ی ایزوله شده) $\times 0.9$

برای بررسی اثرات زلزله‌های مختلف در برخورد رخ داده در تراز جداسازی شده از دو گروه زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل که مشخصات آن‌ها به ترتیب در جدول (۴) و (۵) ذکر شده، استفاده شده است. زلزله‌های انتخابی به منظور تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی بر اساس ماکزیمم شتاب زمین برابر با $1/2g$ مقیاس شده است.

جدول (۴): مشخصات زلزله های نزدیک گسل در نظر گرفته شده به منظور تحلیل سازه‌ها

شماره	نام زلزله	تاریخ وقوع	M_w	مؤلفه	ایستگاه	PGA (g)	فاصله از گسل (Km)	T_m (s)	T_p (s)
۱	San Fernando	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۶/۶	SFERN/PCD16 4	279 Pacoima Dam	۱/۲۲۶	۲/۸	۰/۴۷۹	۰/۳۸
۲	Kobe	۱۹۹۵/۰۱/۱۶	۶/۹	KJM000	0 KJMA	۰/۸۲۱	۰/۶	۰/۶۴۱	۰/۳۴
۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	۷/۶	TCU128-N	TCU128	۰/۱۷۰	۹/۷	۱/۴۲۰	۰/۵۲
۴	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹/۰۸/۱۷	۷/۴	SKR090	Sakarya	۰/۳۷۹	۳/۱	۰/۴۰۷	۰/۰۸
۵	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	۷/۶	NSY-E	NSY	۰/۱۴۵	۹/۷	۱/۰۷۰	۰/۳۲
۶	Superstitt Hills(B)	۱۹۸۷/۱۱/۲۴	۷/۶	B-PTS225	5051 Parachute Test Site	۰/۴۵۵	۰/۷	۱/۰۷۰	۰/۲۸
۷	Coyote Lake	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	۵/۷	G06230	57383 Gilroy Array #6	۰/۴۳۴	۳/۱	۰/۶۵۳	۰/۶۸
۸	N. Palm Springs	۱۹۸۶/۰۷/۰۸	۶/۰	DSP000	12149 Desert Hot Springs	۰/۳۳۱	۸/۰	۰/۳۸۹	۰/۱۶
۹	Landers	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۷/۴	BRS090	23559 Barstow	۰/۱۳۵	۳۶/۱	۰/۹۲۴	۰/۷۴
۱۰	Loma Prieta	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۶/۹	CLS000	57007 Corralitos	۰/۶۴۴	۵/۱	۰/۴۷۱	۰/۳۰

جدول (۵): مشخصات زلزله های دور از گسل در نظر گرفته شده به منظور تحلیل سازه‌ها

شماره	نام زلزله	تاریخ وقوع	M_w	مؤلفه	ایستگاه	PGA (g)	فاصله از گسل (Km)	T_m (s)	T_p (s)
۱	Friuli, Italy	۱۹۷۶/۰۹/۱۵	۶/۱	FOC000	8014 Forgaria Cornino	۰/۲۶۰	۱۳/۵	۰/۲۵۲	۰/۱۶
۲	San Fernando	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۶/۲	ORR021	24278 Castaic - Old Ridge Route	۰/۳۲۴	۲۴/۹	۰/۳۵۳	۰/۳۴
۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	۷/۶	TCU095-N	TCU095	۰/۷۱۲	۴۳/۴۴	۰/۳۸۱	۰/۳۲
۴	Coyote Lake	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	۵/۷	SJB213	1377 San Juan Bautista	۰/۱۰۸	۱۵/۶	۰/۴۷۴	۰/۲۰
۵	N. Palm Springs	۱۹۸۶/۰۷/۰۸	۶/۰	H08000	12204 San Jacinto - Soboba	۰/۲۵۰	۳۲	۰/۲۵۲	۰/۱۶
۶	Coyote Lake	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	۵/۷	SJ3067	1492 SJB Overpass, Bent 3 g.l.	۰/۰۹۷	۱۷/۲	۰/۳۹۳	۰/۲۲
۷	Livermore	۱۹۸۰/۰۱/۲۷	۵/۴	B-ANT270	67070 Antioch - 510 G St	۰/۱۱۲	۳۰/۹	۰/۴۵۱	۰/۲۶
۸	Coyote Lake	۱۹۷۹/۰۸/۰۶	۵/۷	SJ5067	1492 SJB Overpass, Bent 5 g.l.	۰/۰۷۳	۱۷/۲	۰/۴۱۲	۰/۱۸
۹	Northridge	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۶/۷	WST000	90021 LA - N Westmoreland	۰/۴۰۱	۲۹	۰/۳۳۴	۰/۲۲
۱۰	N. Palm Springs	۱۹۸۶/۰۷/۰۸	۶/۰	H08090	12204 San Jacinto - Soboba	۰/۲۳۹	۳۲	۰/۲۸۷	۰/۱۶



$$T_m = \frac{\sum c_i^2 / f_i}{\sum c_i^2} \quad (1)$$

در این فرمول مقدار C_i ، دامنه‌ی فریوی رکورد و f_i مقادیر فرکانس‌ها را در فاصله‌ی ۰/۲۵ تا ۲۰ هرتز نشان می‌دهد.

۵- تشدید ماکزیمم شتاب

بررسی شتاب طبقات مختلف سازه، خصوصاً در زمینه‌ی برخورد سازه‌ها بسیار مهم می‌باشد. در این مقاله به منظور بررسی این پارامتر برای سازه‌های واقع در نزدیک گسل و دور از گسل، ابتدا طیف پاسخ شتاب برای شش نوع مدل مختلف، تحت رکوردهای ذکر شده تهیه شده است. سپس نسبت ماکزیمم شتاب‌ها در حالت برخورد سازه‌ی ایزوله شده به قبل از برخورد آن، برای هر دو گروه رکوردهای ذکر شده مورد توجه قرار گرفته است که به اختصار (APA) عنوان شده است.

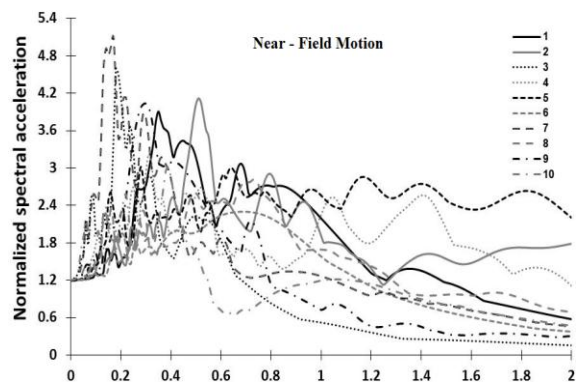
۶- تشدید جابجایی نسبی

جابجایی نسبی طبقات در سازه‌های ایزوله شده (به علت وجود جداسازها) نسبت به سازه‌های پایه ثابت کمتر می‌باشد. وجود جداسازها در سازه باعث می‌شود روسازه در برابر زلزله رفتار صلبی از خودش نشان دهد. نحوه‌ی متأثر شدن جابجایی نسبی داخل طبقات در حین برخورد در برابر رکوردهای دور و نزدیک گسل، نسبت به حالت قبل از برخورد در این مقاله ارائه گردیده است. این نسبت در بحث و بررسی نتایج به اختصار (APD) نامیده شده است.

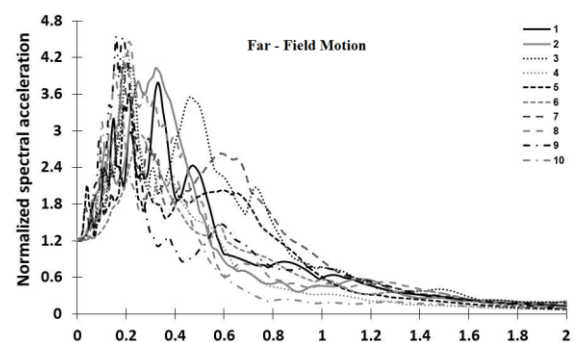
۷- ارائه‌ی نتایج

تحلیل برخورد سازه‌ها از عوامل مختلفی متأثر می‌شود. از مهمترین این عوامل می‌توان به مشخصات سازه‌های برخوردکننده مانند جرم، میرایی و پریود سازه‌ها، درز انقطاع مابین سازه‌ها و ویژگی‌های رکوردهای انتخابی اشاره کرد.

هدف کلی از بررسی‌های انجام گرفته در این مقاله، تعیین تأثیر انواع رکوردهای انتخابی در تحلیل پارامترهای مهم



شکل (۴): طیف پاسخ نرمال شده‌ی زلزله‌های نزدیک گسل با نسبت میرایی ویسکوز ۵ درصد



شکل (۵): طیف پاسخ نرمال شده‌ی زلزله‌های دور از گسل با نسبت میرایی ویسکوز ۵ درصد

۴- مفهوم زمان تناوب متوسط (T_m)

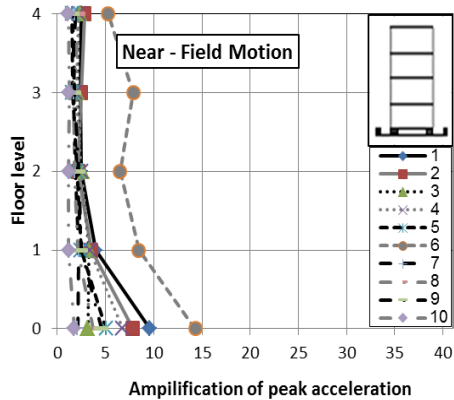
گاریسیا و همکارانش [۲۴] در سال ۲۰۰۹ دقت روش تفاضل طیفی^۱ را برای محاسبه‌ی درز انقطاع سازه‌های دارای یک درجه‌ی آزادی مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیقات آنان ثابت نمود که دقت این روش که درز انقطاع لازم را با استفاده از ترکیب تفاضل دوبل^۲ (DDC) محاسبه می‌کند، علاوه بر نسبت پریود سازه‌ها به ارتباط این پریودها به زمان تناوب متوسط (T_m) که مربوط به فرکانس اصلی تحریک ω_m می‌باشد، بستگی دارد. زمان تناوب متوسط (T_m) یکی از مشخصات مهم حرکت زمین محسوب می‌شود که از رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود [۲۵].

¹ Spectral difference method

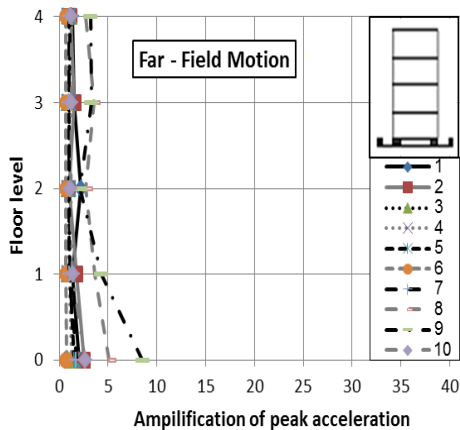
² Double difference combination



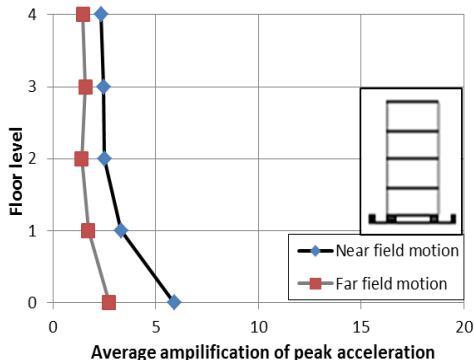
(۷) تا (۱۱) به بررسی تغییرات پارامتر (APA) سازه‌ی ایزوله شده با ساختمان‌های مجاور می‌پردازیم. بجز ارتفاع سازه‌های پایه ثابت مجاور، تمام ویژگی‌های این سازه‌ها، مشابه سازه‌ی ایزوله شده می‌باشد.



الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل



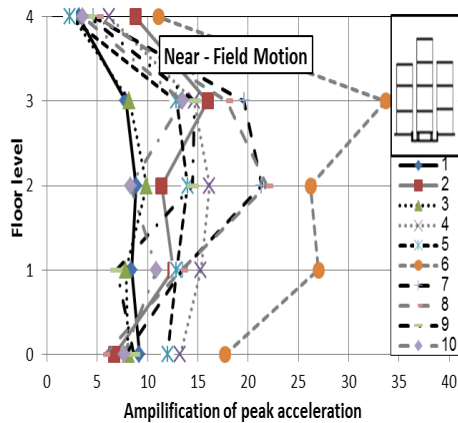
ج) میانگین نسبت ماکزیمم شتاب برای هر دو گروه از رکوردها شکل (۶): نسبت ماکزیمم شتاب بعد از برخورد سازه‌ایزوله به قبل از برخورد آن (APA) با دیوار پیرامونی

سازه مانند نسبت ماکزیمم شتاب طبقات، نسبت ماکزیمم جابجایی داخل طبقه‌ی سازه‌ی ایزوله شده و مقدار نیروی برخورد می‌باشد. برای درک بهتر این اثرات، نتایج بررسی پارامترهای (APA) و (APD) بصورت نمودارهای مقایسه‌ای ارائه شده است.

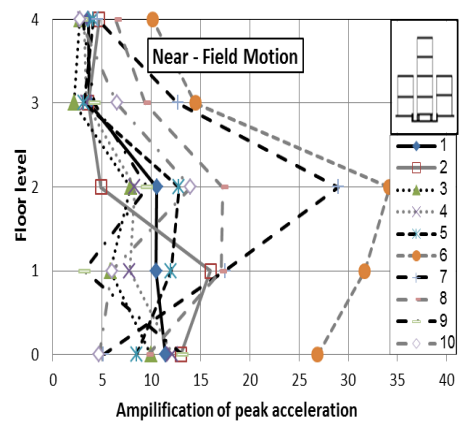
۷-۱- بررسی پارامتر (APA) سازه‌ی ایزوله شده در اثر برخورد، تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل

شکل (۶) نمودارهای مربوط به برخورد سازه‌ی ایزوله، در تراز جداسازی شده را نشان می‌دهد. شکل‌های (۷)، (۸)، (۹)، (۱۰) و (۱۱) به ترتیب نمودارهای مربوط به برخورد سازه‌ی ایزوله با سازه‌های پایه ثابت مجاور، دو، سه، چهار، پنج و شش طبقه را نشان می‌دهند. نام رکوردهای نوشته شده در کنار نمودارها، مطابق شماره‌های متناظر آن‌ها در جدول (۴) و (۵) می‌باشد. در این بخش از مقاله به بررسی پارامتر (APA) سازه‌ی ایزوله در تراز جداسازی شده می‌پردازیم. مدل مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله (مندرج در جدول (۴) و (۵)) تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی شده است. نتایج حاصل نشان می‌دهد هنگامی که برخورد در تراز جداسازی شده رخ دهد، شتاب کف تراز جداسازی شده از شتاب دیگر طبقات بیشتر خواهد بود. این روند در هر دو گروه از رکوردها مشابه می‌باشد. اما همانطور که در شکل (۶) قسمت (C) مشاهده می‌شود میانگین افزایش شتاب بعد از برخورد با دیوار پیرامونی تحت رکوردهای نزدیک گسل در تراز جداسازی شده دو برابر مقدار آن تحت اثر رکوردهای دور از گسل می‌باشد. در حالیکه در ارتفاع طبقات این مقدار به $1/6$ برابر آن می‌رسد. بنابراین هنگامی که سازه‌ای ایزوله شده فقط در تراز جداسازی شده در معرض برخورد قرار دارد، شرایط بحرانی پارامتر (APA)، در تراز جداسازی شده رخ خواهد داد. از طرفی میزان تغییرات این پارامتر برای رکوردهای نزدیک گسل بطور میانگین $3/35$ برابر می‌باشد، در حالیکه برای رکوردهای دور از گسل این مقدار برابر با $1/77$ برابر می‌باشد. با توجه به مقادیر ذکر شده، افزایش پارامتر (APA) سازه‌ی ایزوله شده تحت رکوردهای نزدیک گسل $1/89$ برابر رکوردهای دور از گسل می‌باشد. در شکل‌های

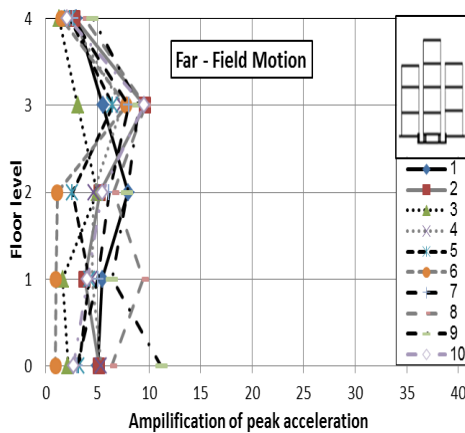




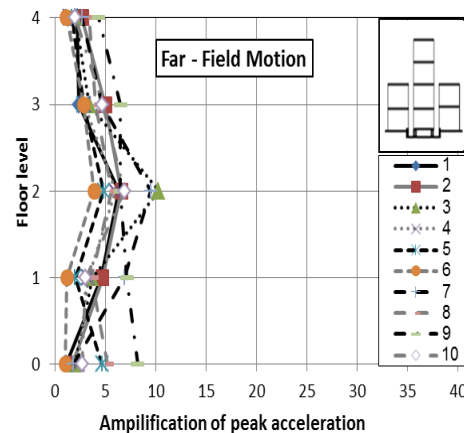
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



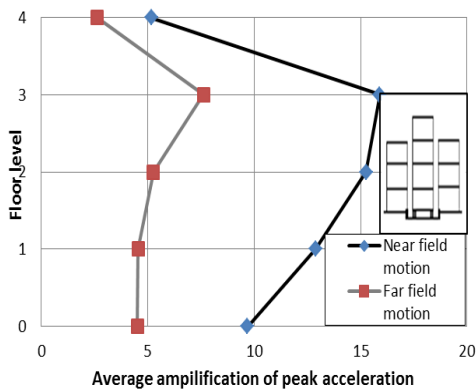
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



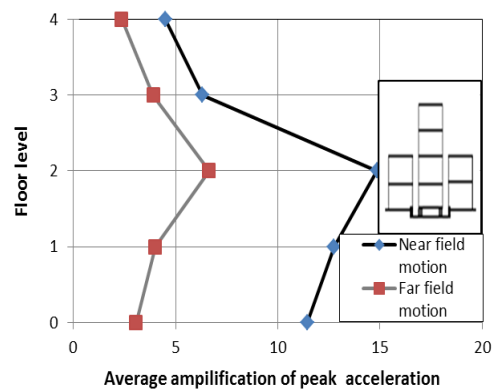
ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل



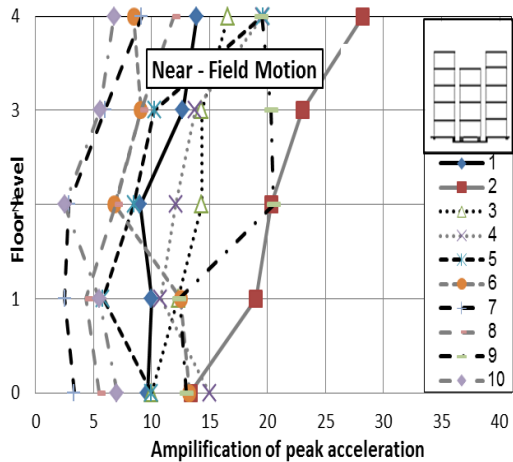
ج) میانگین پارامتر (APA) برای هر دو گروه رکورد



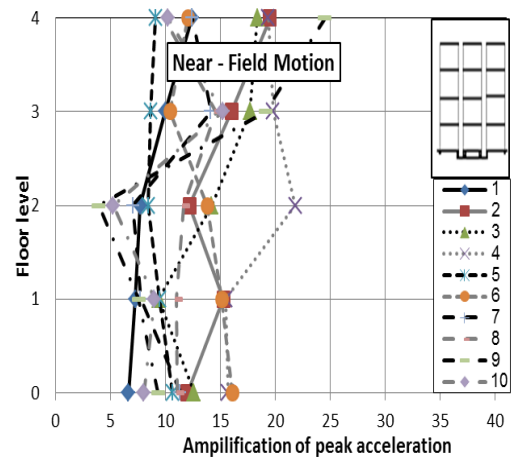
ج) میانگین نسبت ماکزیمم شتاب برای هر دو گروه از رکوردها

شکل (۸): پارامتر (APA) در حالت برخورد با سازه‌های ۳ طبقه‌ی مجاور

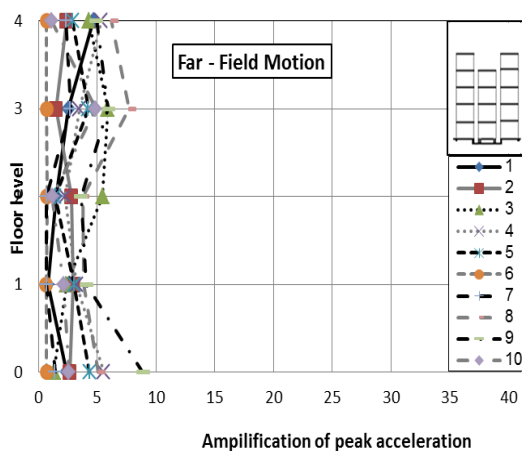
شکل (۷): نسبت ماکزیمم شتاب بعد از برخورد سازه‌ایزوله به قبل از برخورد آن (APA) با سازه‌های ۲ طبقه‌ی مجاور



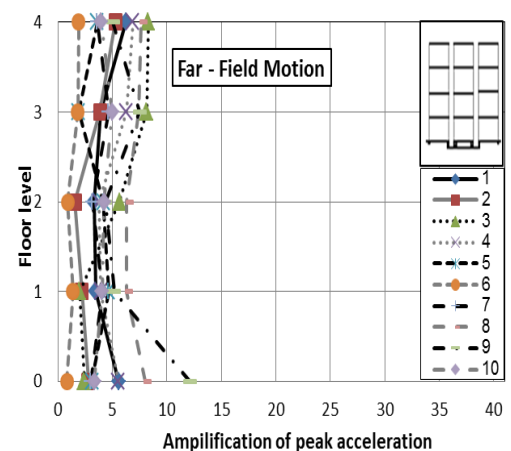
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



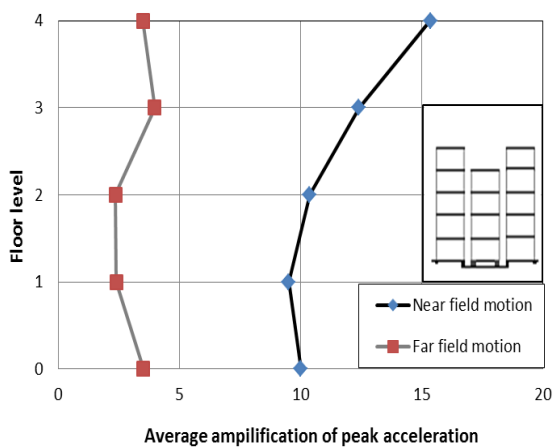
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



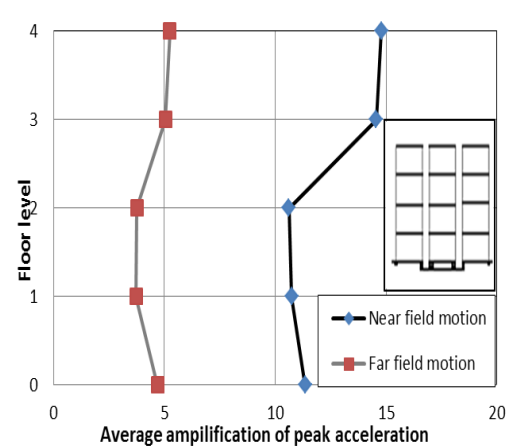
ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ج) میانگین پارامتر (APA) برای هر دو گروه رکورد



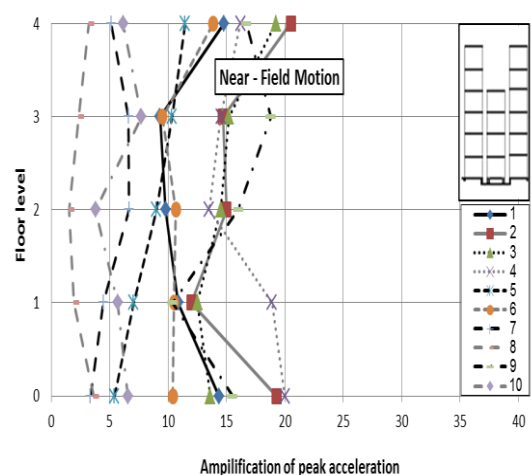
ج) میانگین پارامتر (APA) برای هر دو گروه رکورد

شکل (۱۰): پارامتر (APA) در حالت برخورد با سازه‌های ۵ طبقه‌ی مجاور

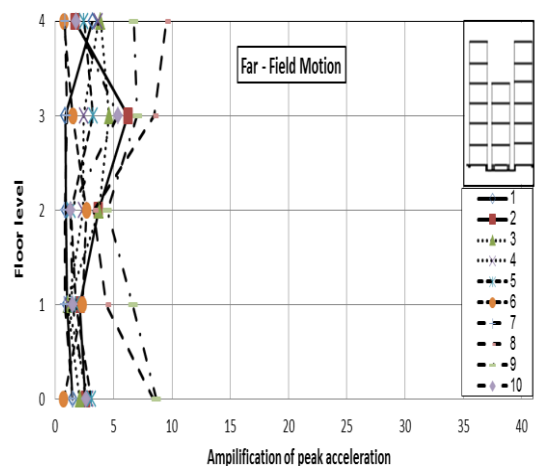
شکل (۹): پارامتر (APA) در حالت برخورد با سازه‌های ۴ طبقه‌ی مجاور



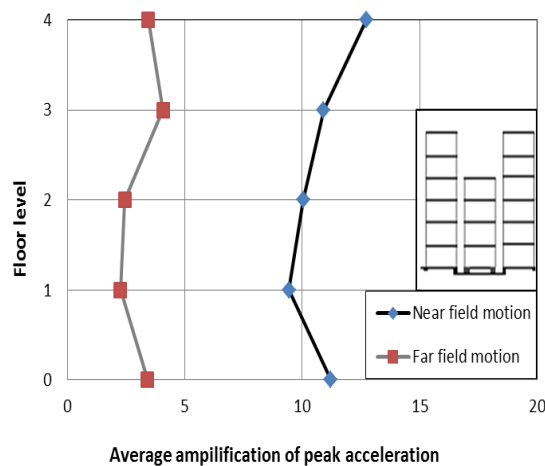
قسمت‌های (الف) و (ب) شکل (۷) و (۸) بطور واضح تفاوت میان انتخاب نوع رکورد در تحلیل برخورد سازه‌ی ایزوله را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود هنگامی که سازه‌ی ایزوله شده در برخورد با سازه‌های پایه ثابت مجاور دو طبقه قرار می‌گیرد در اکثر رکوردهای نزدیک و دور از گسل بیشترین مقدار پارامتر (APA) در تراز طبقه‌ی دوم اتفاق می‌افتد و همچنین در مجاورت با سازه‌های سه طبقه حالت بحرانی در تراز طبقه‌ی سوم رخ می‌دهد. نمودار میانگین شکل (۷) بیانگر روند افزایشی این پارامتر تا تراز طبقه‌ی دوم و سپس کاهش آن تا تراز بام سازه‌ی ایزوله شده می‌باشد، شرایط مشابهی نیز در طبقه سوم برای برخورد با سازه‌های پایه ثابت سه طبقه مشاهده می‌شود. با توجه به نمودارهای فوق می‌توان گفت هنگامی که ارتفاع سازه‌های پایه ثابت مجاور از ارتفاع سازه‌ی ایزوله شده کمتر باشد، شرایط بحرانی پارامتر (APA) در هر دو گروه رکورد در تراز بام سازه‌های مجاور رخ خواهد داد. اما شایان ذکر است با توجه به نمودارهای میانگین شکل (۷) و (۸)، میزان افزایش این پارامتر تحت رکوردهای نزدیک گسل نسبت به حالت برخورد با دیوار پیرامونی به مراتب بیشتر می‌باشد. مقدار میانگین تغییرات این پارامتر در برخورد با سازه‌های پایه ثابت دو طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل به دور از گسل برابر با $2/5$ و هنگام برخورد با سازه‌های پایه ثابت سه طبقه برابر با $2/4$ می‌باشد. مطابق تحقیقات پلی‌کارپو و کمودرموس و نتایج ارائه شده در شکل (۷) و (۸) میزان پراکندگی نمودارها نسبت به حالت برخورد با دیوار پیرامونی بیشتر می‌باشد. پلی‌کارپو و کمودرموس در مطالعات خود اشاره‌ای به انتخاب نوع رکورد در تحلیل برخورد سازه‌ی ایزوله شده نکرده‌اند. در حالیکه نمودارهای (الف) و (ب) اشکال ذکر شده بطور واضح نشان می‌دهد توزیع پراکندگی برای زلزله‌های نزدیک گسل به مراتب بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. از طرفی با افزایش تراز طبقات برخورد کننده، تفاوت میان این دو گروه رکورد واضح‌تر می‌گردد. نمودارهای (الف) و (ب) شکل (۹)، (۱۰) و (۱۱) نشان می‌دهد، اگر ارتفاع سازه‌های پایه ثابت مجاور با ارتفاع



الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ج) میانگین پارامتر (APA) برای هر دو گروه رکورد

شکل (۱۱): پارامتر (APA) در حالت برخورد با سازه‌های ۶ طبقه‌ی مجاور

سازه‌ی ایزوله شده یکسان و یا بیشتر باشد، بطورکلی پارامتر (APA)، از تراز جداسازی شده تا تراز طبقه‌ی بام سازه‌ی ایزوله شده روند افزایشی خواهد داشت. اما مقدار افزایش آن با زیاد شدن ارتفاع سازه‌های پایه ثابت بیشتر خواهد بود. با توجه به اینکه با افزایش ارتفاع، پیوند طبیعی سازه افزایش پیدا می‌کند، بنابراین مقدار دوره‌ی تناوب سازه‌ها به پیوند غالب رکوردها نزدیک شده و باعث تشدید برخورد می‌گردد. با توجه به نمودارهای میانگین میزان تغییرات پارامتر (APA) در مجاورت با سازه‌های پایه ثابت چهار طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل ۲/۷۶ برابر رکوردهای دور از گسل می‌باشد. این مقدار برای حالت‌های برخورد با سازه‌های پنج و شش طبقه به ترتیب برابر با ۳/۶۶ و ۳/۴۷ می‌باشد. همانطور که نمودارها نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع سازه‌های مجاور، تأثیر گذاری زلزله‌های نزدیک گسل به مراتب بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و توجه به این امر ضرورت بیشتری پیدا می‌کند. بررسی نمودارهای این بخش را می‌توان به سه بخش کلی تقسیم کرد. اگر برخورد فقط در تراز جداسازی شده رخ دهد، نوع رکورد انتخابی تأثیر اندکی بر پاسخ سازه‌ی ایزوله شده خواهد داشت. بطوری که می‌توان از آن صرفه نظر کرد. میانگین تغییرات پارامتر (APA) در تراز جداسازی شده تحت رکوردهای نزدیک گسل ۱/۸ برابر زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. نکته‌ی بسیار مهم در این نوع برخورد، افزایش پارامتر (APA) در تراز جداسازی شده تحت اثر تمام رکوردهای مورد تحلیل می‌باشد که در طراحی سازه‌ها بایستی مد نظر قرار گیرد.

با افزایش ارتفاع پراکنندگی نموداری مربوط به رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از نمودار زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. در میان زلزله‌های نزدیک گسل، رکوردهایی که پیوند غالب آن‌ها به دوره‌ی تناوب سازه‌ی ایزوله شده و یا سازه‌های پایه ثابت مجاور نزدیک باشد، اثرات مخرب‌تری بر پاسخ سازه خواهند داشت. از آنجایی که میزان نیروی برخورد از میزان شتاب سازه تبعیت می‌کند، بنابراین می‌توان گفت در حالت برخورد با دیوار پیرامونی، نیروی

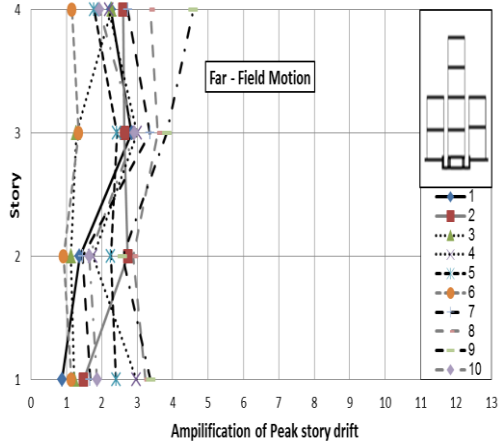
ضربه به مراتب کمتر از مقدار آن در حالت‌های برخورد با سازه‌های پایه ثابت مجاور خواهد بود.

۷-۲- بررسی پارامتر (APD) سازه‌ی ایزوله شده در

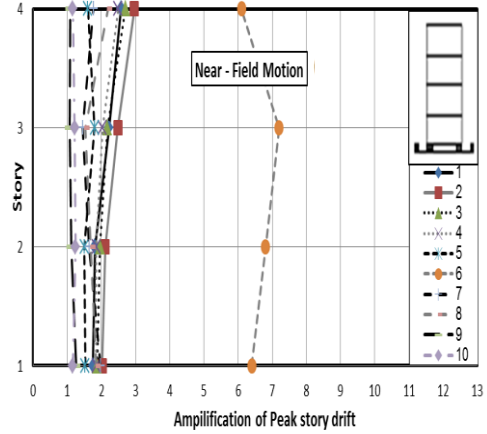
اثر برخورد، تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل

سازه‌ی ایزوله شده مطابق بخش قبل، در معرض برخورد قرار گرفته است. شکل‌های (۱۲) تا (۱۷) نسبت جابجایی نسبی طبقات سازه‌ی ایزوله شده در حالت برخورد با دیوار پیرامونی را نسبت به قبل از برخورد نشان می‌دهد. نمودارهای (الف) و (ب) شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) نشان می‌دهند که هرچه مقدار T_m به دوره‌ی تناوب سازه ایزوله شده نزدیک باشد، شدت برخورد رخ داده به دلیل تحریک فرکانس‌های طبیعی سازه بیشتر خواهد بود. همانطور که قبلاً ذکر شده است T_m پارامتری است که جهت توصیف محتوای فرکانسی رکورد مورد استفاده قرار گرفته است. مقایسه‌ی نمودارهای (الف) و (ب) بیانگر این موضوع می‌باشد که پراکنندگی در زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل بیشتر می‌باشد. از طرفی در رکوردهای نزدیک گسل، هرچه فاصله از مرکز گسل کمتر باشد در تشدید شرایط برخورد مخصوصاً در بررسی پارامتر جابجایی نسبی نقش پر رنگتری خواهد داشت. همانطور که در قسمت (الف) شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) مشاهده می‌شود در رکورد شماره‌ی ۶ (زلزله‌ی Superstitt Hills B) به دلیل نزدیکی زمان T_m به دوره‌ی تناوب سازه‌ی ایزوله شده و همچنین کم بودن فاصله‌ی آن از محل گسل نسبت به دیگر رکوردها شرایط بحرانی‌تر ایجاد شده است. مطابق جدول (۴) فاصله از گسل برای این رکورد ۰/۷ کیلومتر می‌باشد. نکته قابل ذکر اینکه، این عامل به تنهایی نمی‌تواند پاسخ سازه را در حین برخورد بحرانی کند. بر اساس جدول (۴)، فاصله از گسل برای زلزله‌ی کوبه نیز برابر با ۰/۶ کیلومتر می‌باشد. اما از آنجاییکه زمان T_m آن ۰/۶۴ بوده و دوره‌ی تناوب سازه‌ی ایزوله شده و سازه‌های پایه ثابت مجاور دو و سه طبقه به ترتیب برابر با ۰/۹۴، ۰/۲۱ و ۰/۳ می‌باشد لذا پاسخ سازه‌ی ایزوله شده برای این رکورد بحرانی نخواهد کرد.

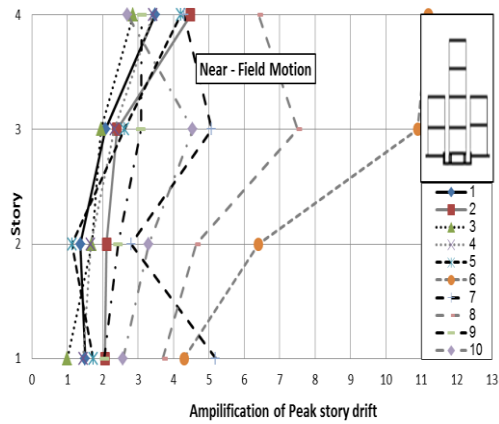




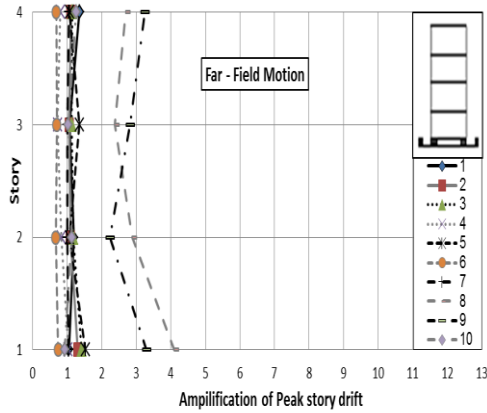
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



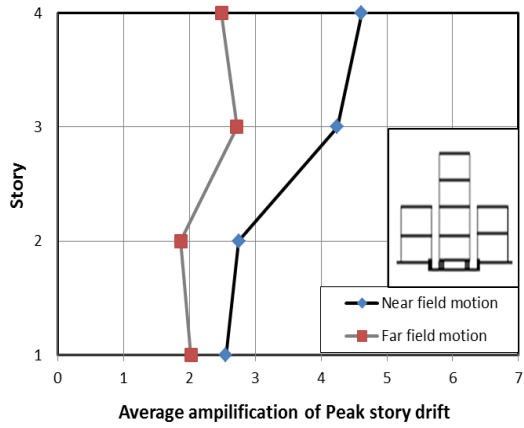
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



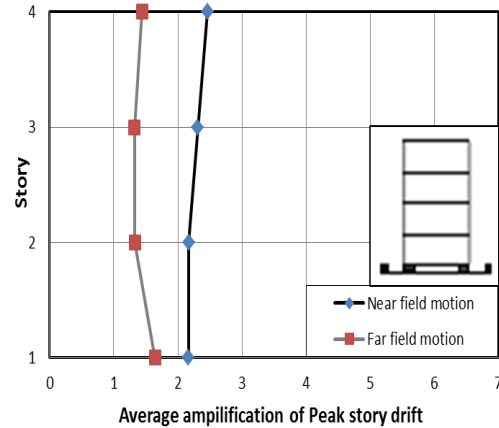
ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل



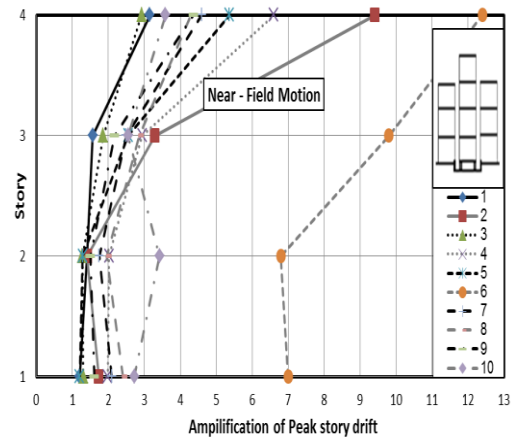
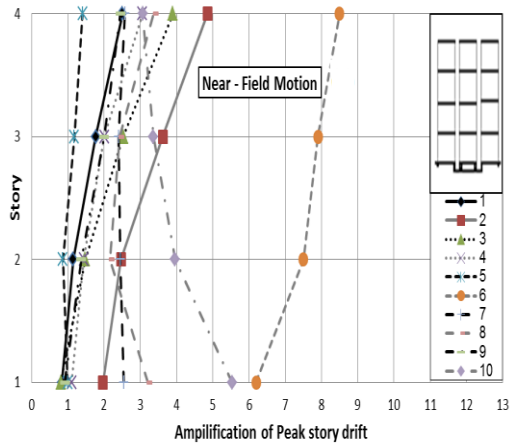
ج) میانگین مقادیر برای هر دو گروه رکورد



ج) میانگین مقادیر برای هر دو گروه رکورد

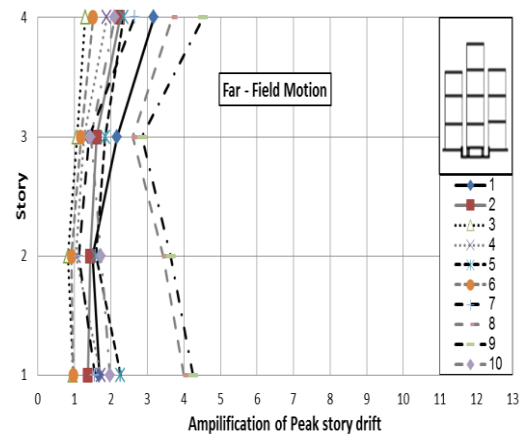
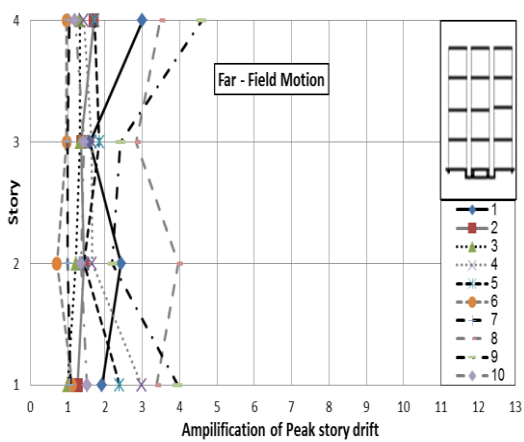
شکل (۱۳): نسبت ماکزیمم جابجایی داخلی طبقات بعد از برخورد سازهی ایزوله به قبل از برخورد آن (APD) با سازهی ۲ طبقه مجاور

شکل (۱۲): نسبت ماکزیمم جابجایی داخلی طبقات بعد از برخورد سازهی ایزوله به قبل از برخورد آن (APD) با دیوار پیرامونی



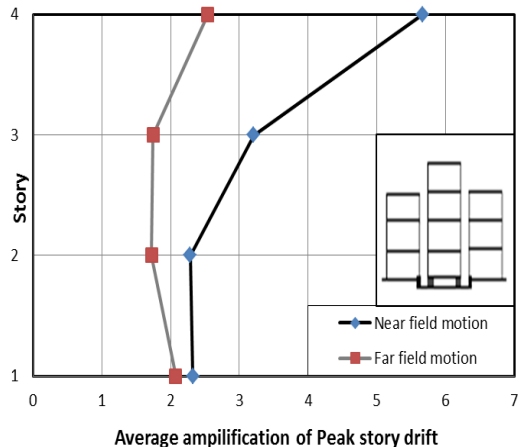
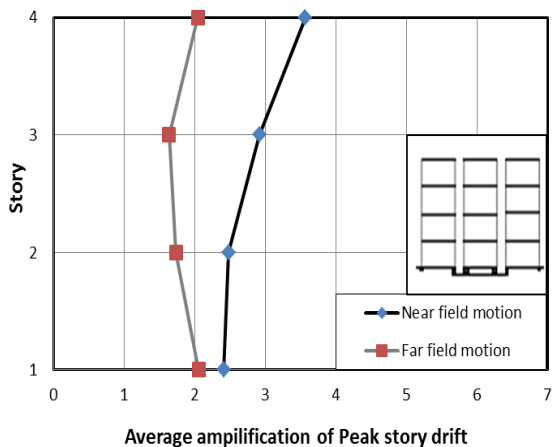
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل

الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل

ب) تحت رکوردهای دور از گسل



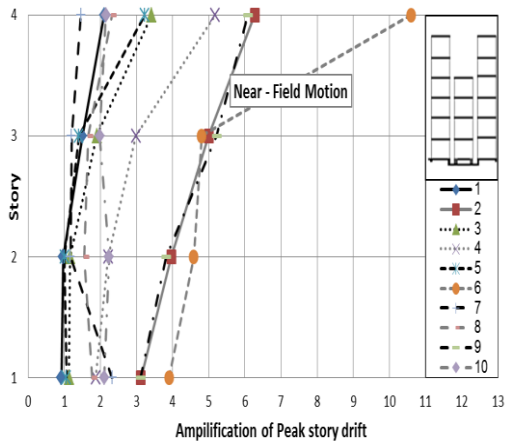
ج) میانگین پارامتر (APD) برای هر دو گروه رکورد

ج) میانگین پارامتر (APD) برای هر دو گروه رکورد

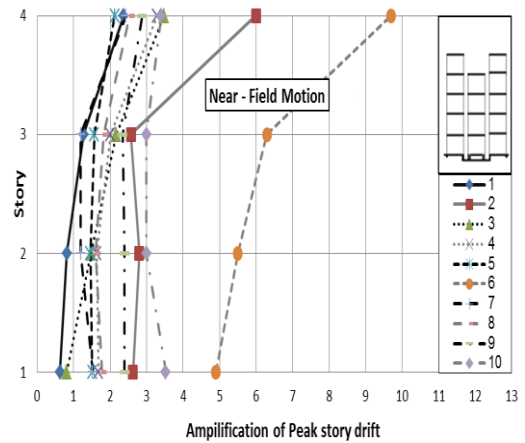
شکل (۱۵): پارامتر (APD) در حالت برخورد با سازه‌های ۴ طبقه مجاور

شکل (۱۴): پارامتر (APD) در حالت برخورد با سازه‌های ۳ طبقه مجاور

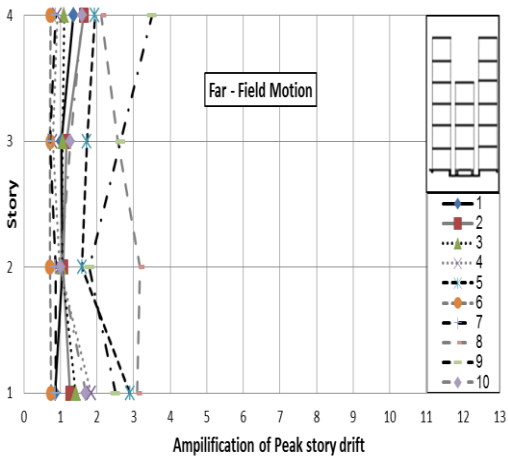




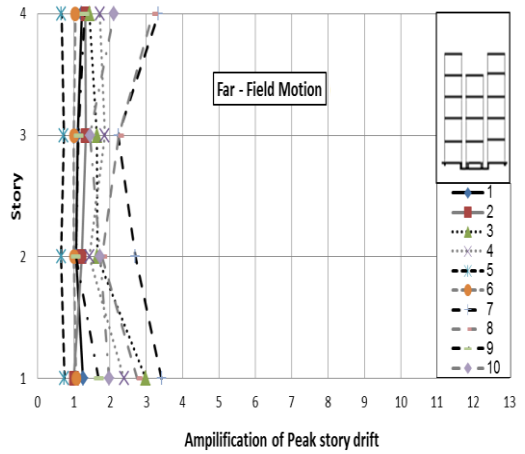
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



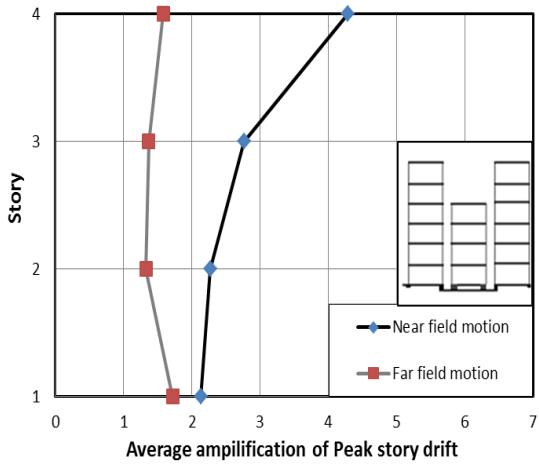
الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل

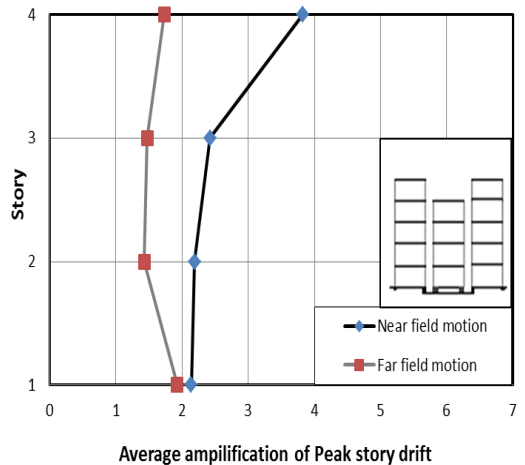


ب) تحت رکوردهای دور از گسل



ج) میانگین پارامتر (APD) برای هر دو گروه رکورد

شکل (۱۷): پارامتر (APD) در حالت برخورد با سازه‌های ۶ طبقه مجاور



ج) میانگین پارامتر (APD) برای هر دو گروه رکورد

شکل (۱۶): پارامتر (APD) در حالت برخورد با سازه‌های ۵ طبقه مجاور

با توجه به نمودارهای ارائه شده در شکل (۱۳) و (۱۴) می‌توان نتیجه گرفت که پارامتر (APD) سازه‌ی ایزوله شده در برخورد با سازه‌های پایه ثابت دو طبقه، تحت رکوردهای نزدیک گسل حدوداً $1/53$ برابر آن تحت زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. در حالیکه این مقدار تحت شرایط برخورد با سازه‌های سه طبقه‌ی مجاور برابر $1/62$ می‌باشد. این بدان معنی است که افزایش ارتفاع سازه‌های مجاور با ویژگی‌های یکسان تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر می‌شود. نمودارهای (الف) و (ب) شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) نشان می‌دهد جابجایی نسبی طبقات تحت هر دو گروه از رکوردها با افزایش ارتفاع سازه‌ها، در تراز طبقات افزایش پیدا می‌کند. اما میزان افزایش این پارامتر برای رکوردهای دور و نزدیک گسل متفاوت می‌باشد. زمانی که پیوند طبیعی سازه‌های کناری در محدوده‌ی پیوند غالب رکوردها قرار می‌گیرد اثرات برخورد بحرانی‌تر خواهد شد. بنابراین نه تنها پیوند طبیعی سازه‌ی ایزوله شده بلکه دوره‌ی تناوب سازه‌های مجاور در تشدید مسئله برخورد مؤثر می‌باشند. مخصوصاً هنگامی که ارتفاع سازه‌های مجاور از سازه‌ی ایزوله شده بیشتر باشد. نمودارهای میانگین در شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) نشان می‌دهند که میزان تغییرات پارامتر (APD) سازه‌ی ایزوله شده در مجاورت با سازه‌های پایه ثابت چهار طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل $1/52$ برابر آن تحت رکوردهای دور از گسل می‌باشد. میزان این تغییرات تحت شرایط برخورد با سازه‌های پنج طبقه‌ی مجاور برابر $1/61$ و برای سازه‌های شش طبقه $1/91$ می‌باشد.

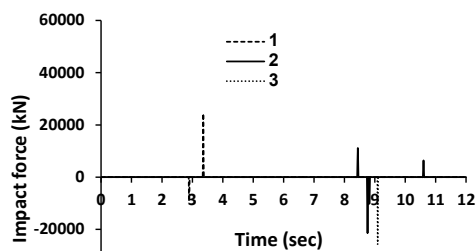
نکته قابل توجه در بررسی این پارامتر این است که پارامتر (APD) نسبت به پارامتر (APA) در حین برخورد کمتر متأثر می‌گردد. مقدار میانگین این تغییرات همانطور که در بخش قبلی نیز ذکر شد، بین $1/53$ و $1/91$ با توجه به ارتفاع سازه‌های مجاور متغیر می‌باشد. در صورتیکه این مقدار برای پارامتر (APA) بین $1/89$ و $3/66$ با توجه به ارتفاع سازه‌های مجاور تغییر پیدا می‌کند. هنگامی که سازه‌ی ایزوله شده در تراز جداسازی شده در معرض برخورد قرار می‌گیرد، میزان تغییرات پارامتر (APD) تحت

زلزله‌های نزدیک گسل $1/59$ برابر آن تحت زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد میزان تغییرات پارامتر (APD) حین برخورد در تراز طبقات نسبت به حالتی که شرایط برخورد فقط در تراز جداسازی شده فراهم باشد تفاوت چشمگیری با هم ندارند. در نتیجه، استفاده از سیستم‌های جداساز در سازه باعث می‌شود جابجایی نسبی طبقات کمتر شده و روسازه در هنگام زلزله رفتار صلب ماندی داشته باشد. از این ویژگی می‌توان برای کاهش اثرات ناشی از برخورد سازه‌ی ایزوله شده با سازه‌های مجاور استفاده کرد. همچنین نمودارهای میانگین برای شش حالت مدلسازی بیانگر این موضوع می‌باشند که با افزایش ارتفاع سازه‌های مجاور میزان پارامتر (APD) سازه‌ی ایزوله شده بطور میانگین افزایش پیدا می‌کند.

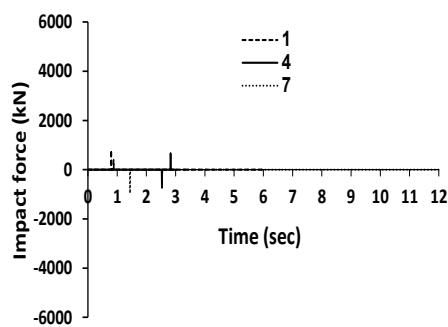
۷-۳- تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل بر مقدار نیروی ضربه

مقدار نیروی ضربه به عوامل متعددی مانند سرعت نسبی سازه‌ها، ضریب سختی فنر، ضریب میرایی برخورد و همچنین نوع رکورد مورد تحلیل بستگی دارد. در این قسمت از مقاله جهت بررسی مقدار نیروی ضربه و زمان برخورد، نتایج حاصل از تحلیل سازه‌ی ایزوله شده در حالت‌های برخورد با دیوار پیرامونی در سازه‌های مجاور چهار و شش طبقه ارائه شده‌است. برای بررسی تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل بر مقدار نیروی ضربه، این سازه‌ها تحت زلزله‌های نزدیک گسل San Fernando، Kobe و Chi-Chi, Taiwan (رکوردهای شماره‌ی ۱، ۲ و ۳) مندرج در جدول (۴) و زلزله‌های دور از گسل Livermore، Friuli, Italy و Coyote Lake (رکوردهای شماره‌ی ۱، ۴ و ۷) مندرج در جدول (۵) قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل در شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) ارائه شده‌است. بر اساس این اشکال مقدار و الگوی نیروی ضربه در زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل متفاوت می‌باشد. از آنجایی که سازه‌ی ایزوله شده در هر دو طرف در معرض برخورد قرار دارد بنابراین برای نشان دادن طیف ضربه، مقدار نیروی بوجود آمده در اثر برخورد با دیوار سمت چپ را با علامت مثبت و دیوار سمت



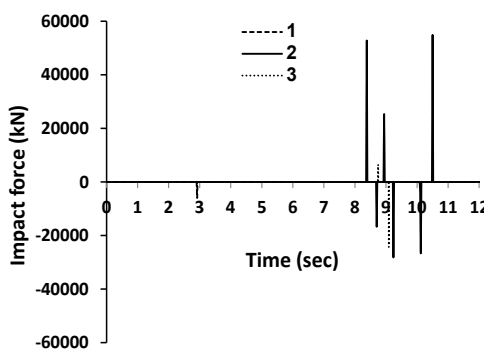


الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل

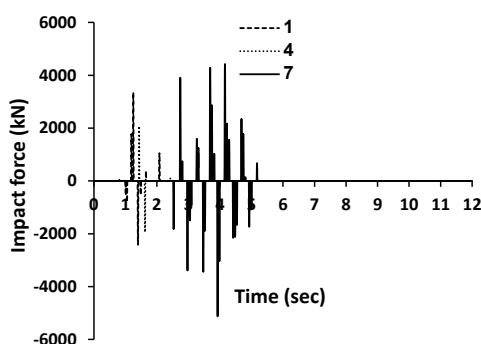


ب) تحت رکوردهای دور از گسل

شکل (۱۸): نیروی ضربه در حالت برخورد با دیوار پیرامونی



الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل

شکل (۱۹): نیروی ضربه در حالت برخورد با سازه‌های پایه

ثابت مجاور چهار طبقه

راست را با علامت منفی نشان می‌دهیم. نتایج حاصل نشان می‌دهد زمان وقوع مقدار ماکزیمم نیروی ضربه دقیقاً در زمان ماکزیمم شتاب رخ می‌دهد. این شرایط برای تمامی رکوردهای دور و نزدیک گسل صادق می‌باشد.

از طرفی با توجه به نمودارهای بالا مقدار نیروی ضربه تحت زلزله‌های نزدیک گسل $2/7$ برابر مقدار آن تحت رکوردهای دور از گسل می‌باشد. همانطور که در بخش‌های قبل اشاره شده‌است، در این نوع برخورد افزایش شتاب تحت زلزله‌های نزدیک گسل $1/89$ برابر زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. بنابراین نیروی ضربه تقریباً $1/5$ بیشتر از طیف شتاب از ویژگی‌های نوع رکورد انتخابی متأثر می‌شود. همچنین با توجه به شکل (۱۸) مشاهده می‌شود زمان برخورد و مقادیر ماکزیمم نیروی ضربه در رکوردهای نزدیک گسل معمولاً در پیوندهای بالا رخ می‌دهد در حالیکه در زلزله‌های دور از گسل در پیوندهای پایین اتفاق می‌افتد. دلیل این موضوع را می‌توان به وجود پالس‌های بزرگ در الگوی طیف شتاب و سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل نسبت داد. البته با توجه به مطالعات صورت گرفته در این مقاله، زمانی که بیشترین نیروی ضربه ایجاد می‌شود، یک جهش ناگهانی در الگوی رفتاری انرژی ورودی سازه^۱ بوجود می‌آید و سپس مقدار آن کاهش پیدا می‌کند. نمونه‌های دیگر از این بررسی‌ها در شکل (۱۹) و (۲۰) ارائه شده‌است.

همانطور که در شکل (۱۹) مشاهده می‌شود هرچه ارتفاع سازه‌های پایه ثابت به ارتفاع سازه‌ی ایزوله شده نزدیک‌تر می‌شود الگوی طیف ضربه در هر دو گروه از زلزله‌های مورد تحلیل نوسان بیشتری پیدا می‌کند. این امر نتایج حاصل از بررسی پارامتر (APA) را نیز به نوعی تأیید می‌کند. بدین صورت که بررسی پارامترهای جابجایی نسبی و شتاب در برخورد سازه‌ی ایزوله با سازه‌های پایه ثابت مجاور با ارتفاع‌های برابر یا بیشتر، شرایط بحرانی‌تری را مخصوصاً تحت رکوردهای نزدیک گسل بوجود می‌آورد.

¹ Input energy

نسبت میانگین ماکزیمم نیروی ضربه‌ی بوجود آمده تحت رکوردهای نزدیک گسل تقریباً ۳۰ برابر رکوردهای دور از گسل می‌باشد. با افزایش ارتفاع سازه‌ها و نزدیکی زمان T_m و پیروید غالب رکوردها به دوره‌ی تناوب سازه‌ی ایزوله شده یا سازه‌های مجاور، پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله‌های نزدیک گسل شدیدتر خواهد بود. بررسی بین پارامتر (APA) و نیروی ضربه در این نوع برخورد نیز نشان می‌دهد که میزان تأثیر پذیری مقدار نیروی ضربه تحت رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل حدوداً ۸ برابر پارامتر (APA) می‌باشد.

۷- نتیجه گیری

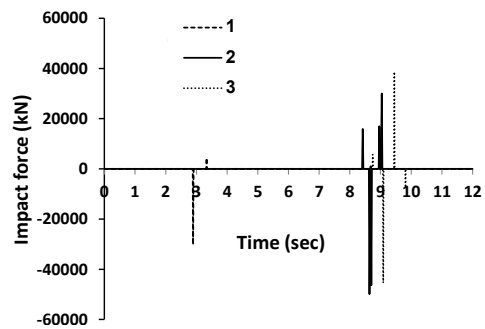
با توجه به نتایج تحلیل‌های صورت گرفته در این مقاله، مهمترین نتایج حاصل به صورت زیر خلاصه می‌شود:

۱- برخورد در تراز جداسازی شده توسط دیوار پیرامونی باعث افزایش پارامتر (APA) در تراز جداسازی شده می‌شود. افزایش این پارامتر برای هر دو گروه از رکوردهای مورد مطالعه رخ می‌دهد. در این حالت توزیع پراکندگی نمودارها بسیار کم می‌باشد. افزایش پارامترهای (APA) و (APD) تحت زلزله‌های نزدیک گسل به ترتیب ۱/۸ و ۱/۶ برابر زلزله‌های دور از گسل می‌باشد.

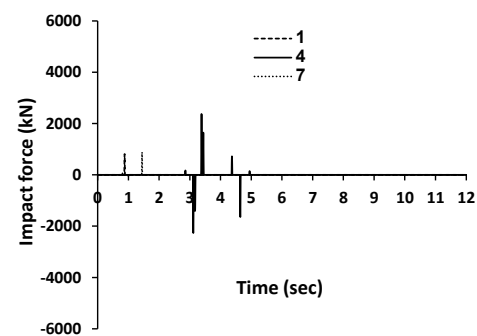
۲- با توجه به این نتایج می‌توان گفت هرگاه ارتفاع سازه‌های پایه ثابت مجاور کوتاه‌تر باشند، شرایط بحرانی در سازه‌ی ایزوله شده در تراز بام سازه‌های کناری رخ خواهد داد.

۳- با افزایش ارتفاع، تفاوت تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل بر رفتار سازه‌ی ایزوله شده بیشتر خواهد بود. افزایش پارامتر (APA) و (APD) سازه‌ی ایزوله تحت زلزله‌های نزدیک گسل به ترتیب ۳/۶۷ و ۱/۶۱ برابر نسبت به زلزله‌های دور از گسل می‌باشد.

۴- هنگام برخورد بطور کلی میزان متأثر شدن پارامتر (APA) بیشتر از پارامتر (APD) خواهد بود. هرگاه ارتفاع سازه‌های مجاور سازه‌ی جداسازی شده به ارتفاع سازه‌ی ایزوله نزدیک باشد، اثرات زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به حالت‌های قبل بیشتر خواهد بود. همچنین هرگاه T_m به



الف) تحت رکوردهای نزدیک گسل



ب) تحت رکوردهای دور از گسل

شکل (۲۰): نیروی ضربه در حالت برخورد با سازه‌های پایه ثابت مجاور شش طبقه

از طرفی در این نوع برخورد، نسبت میانگین ماکزیمم نیروی ضربه تحت رکوردهای نزدیک گسل ۸ برابر زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. با توجه به شکل (۱۹) مشاهده می‌شود الگوی رفتاری طیف ضربه تحت رکوردهای دور از گسل هرچند از نظر مقدار ماکزیمم، کوچکتر از زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد اما از نوسان بیشتری برخوردار است. این ارتعاشات را می‌توان به زمان T_m رکوردها نسبت داد. هرچه میزان T_m به دوره‌ی تناوب سازه‌های مجاور نزدیک باشد تأثیر بیشتری بر پاسخ سازه در حین برخورد خواهد گذاشت. از طرفی زلزله‌های دور از گسل به علت اینکه در طیف‌های شتاب و سرعت خود فاقد پالس‌های بزرگ بوده، بنابراین هرگاه زمان T_m و یا پیروید غالب رکورد به دوره‌ی تناوب سازه‌ها نزدیک باشد، طیف ضربه نوسان بیشتری خواهد داشت. بررسی بین پارامتر (APA) و نیروی ضربه در این نوع برخورد نشان می‌دهد که میزان متأثر شدن مقدار نیروی ضربه تحت رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل ۲/۸۹ برابر پارامتر (APA) می‌باشد. در این نوع برخورد



[9] Makris, N. and Chang, S.P. (2000), "Effect of Viscous, Viscoplastic and Friction Damping on the Response of Seismic Isolated Structures", Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 85-107.

[10] Skinner, R.I., Robinson, W.H. and Mcverry, G.H. (1993), "An Introduction to Seismic Isolation", London: John Wiley and Sons.

[11] Chali, J., Teng, T. and Liao, W. (2004), "Numerical Simulation of Near Fault Ground Motion and Induced Structural Responses", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.3309

[12] Yaghmaei-Sabegh, S. (2010), "Detection of Pulse-Like Ground Motions Based on Continues Wavelet Transform", Journal of Seismology, Vol. 14, pp. 715-726.

[13] Providakis, C.P. (2008), "Effect of LRB isolators and supplemented viscous dampers on seismic isolated buildings under nearfault excitations", Engineering Structures, Vol. 2008, pp. 1187-1198.

[14] Anagnostopoulos, S.A. (1988), "Pounding of Buildings in Series During Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp.443-456.

[15] Chopra, A.K. (1995), "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Printice Hall, Upper saddle river, NJ.

[16] NEHRP Commentary on the Gguidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274), Issued by FEMA in Furtherance of the Decade for Natural Disaster Reduction, 1997.

[17] Polycarpou, C. and Komodromos, P. (2010), "Earthquake-Induced Poundings of a Seismically Isolated Building with Adjacent Structures", Engineering Structures, Vol. 32, PP. 1937-1951.

[18] Tsai, H.C. (1997), "Dynamic Analysis of Base-Isolated Shear Beams Bumping Against Stops", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26:515-28.

[19] Malhotra, P.K. (1997), "Dynamics of Seismic Impacts in Base-Isolated Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 797-813.

[20] Matsagar, V.A. and Jangid, R.S. (2003), "Seismic Response of Base-Isolated Structures During Impact with Adjacent Structures", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 1311-1323.

[21] Komodromos, P., Polycarpou, P.C., Papaloizou, L. and Phocas, M.C. (2007), "Response of Seismically Isolated Buildings Considering Poundings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, pp. 1605-1622.

[22] Komodromos, P. (2008), "Simulation of the Earthquake-Induced Pounding of Seismically Isolated Buildings", Computers and Structures, Vol. 86, pp. 618-626.

دوره‌ی تناوب سازه‌ها نزدیک باشد، باعث افزایش اثرات ناشی از برخورد می‌گردد. پارامتر T_m به محتوای فرکانسی رکورد وابسته بوده و به همین علت نسبت به پیروید غالب پارامتر مناسبی برای ارزیابی عملکرد زلزله‌های مختلف می‌باشد.

۵- ماکزیمم نیروی ضربه دقیقاً در زمان ماکزیمم طیف شتاب رخ می‌دهد. این زمان معمولاً برای زلزله‌های دور از گسل در پیرودهای پایین و برای زلزله‌های نزدیک گسل در پیرودهای بالا اتفاق می‌افتد. همچنین مطالعات انجام شده در این مقاله نشان می‌دهد مقدار نیروی ضربه تحت زلزله‌های نزدیک گسل بسیار بیشتر از رکوردهای دور از گسل می‌باشد. از طرفی هرچه ارتفاع سازه‌های برخوردکننده نسبت به سازه‌ی ایزوله شده بیشتر باشد، مقدار نیروی برخورد تحت زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر خواهد بود.

۸- مراجع

[1] Pantelides, C.P. and Ma, X. (1998), "Linear and Nonlinear Pounding of Structural Systems", Computers and Structures, Vol. 66, pp. 79-92.

[2] Jankowski, R. (2008), "Earthquake-Induced Pounding between Equal Height Buildings with Substantially Different Dynamic Properties", Engineering Structures, Vol. 30, pp. 2818-2829.

[3] Anagnostopoulos, S.A. (1992), "An Investigation of Earthquake Induced Pounding between Adjacent Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 289-302.

[4] Dogani, M. and Gunaydin, A. (2009), "Pounding of Adjacent RC Buildings During", Journal of Engineering and Architecture Faculty of Eskişehir Osmangazi University, Vol. XXII, No:1.

[5] Goldsmith, W. (1960), "Impact: the Theory and Physical Behavior of Colliding Solids", Edward Arnold: London, England.

[6] Jankowski, R. (2005), "Non-Linear Viscoelastic Modeling of Earthquake-Induced Structural Pounding", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, pp. 595-611.

[7] Taylor, A.W. and Igusa, T. (2004), "Primer on Seismic Isolation", ASCE task committee on seismic isolation.

[8] Jangid, R.S. and Kelly, J.M. (2001), "Base Isolation for Near-Fault Motions", Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp. 691-707.

[23] Agarwala, V.K., Niedzweckia, J.M. and van de Lindt, J.W. (2007), "Earthquake Induced Pounding in Friction Varying Base Isolated Buildings", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2825-2832.

[24] Garcia, D.L. and Soong, T.T. (2009), "Assessment of the Separation Necessary to Prevent Seismic Pounding between Linear Structural Systems", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 24, pp. 210-223.

[25] Rathje, E.M., Abrahamson, N. and Bray, J.D. (1998), "Simplified Frequency Content Estimates of Earthquake Ground Motions", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, pp. 150-159.





بررسی لرزه‌های خستگی تجمعی چرخه پایین در اتصالات قاب خمشی فولادی

مهرسا میرزاحسینی^۱، محسن گرامی^۲، احسان برهانی^۳
(تاریخ دریافت ۹۳/۰۲/۲۲، تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۱/۱۶)

چکیده

بعد از زلزله نورتریج، محققین بسیاری یکی از علل شکست اتصالات را وقوع پدیده خستگی کم چرخه تحت بارهای سیکلیک زلزله معرفی نمودند. مطالعات انجام شده در زمینه خستگی کم چرخه در سازه‌های قاب خمشی فولادی، اغلب به صورت آزمایشگاهی، تحلیلی و به صورت موضعی در قالب اتصال انجام شده است، لذا لزوم ارزیابی نقاط بحرانی کل سازه و تاثیر پارامترهای لرزه‌ای در مقیاس کلی قاب، بیشتر احساس می‌شود. در مقاله حاضر ضمن مدل‌سازی و انجام آنالیز دینامیکی یک قاب خمشی فولادی، تاثیر خستگی کم چرخه تحت زلزله‌های مختلف در اتصالات قاب مذکور مورد بررسی قرار گرفته است. میزان آسیب و یا کاهش عمر خستگی هماهنگی مناسبی با طیف پاسخ زلزله‌های متفاوت در پریود سازه داشته است. همچنین نتایج نشان می‌دهد افزایش ماکزیمم شتاب زلزله، سبب افزایش آسیب خستگی در اتصال شده است و با کاهش ۶۸ درصدی مدت زلزله در تحلیل، آسیب خستگی در اتصال با ۱۷ درصد کاهش (بطور متوسط) همراه بوده است.

کلمات کلیدی

قاب خمشی، خستگی کم چرخه، اتصالات تیرستون، روش سیلان بارش

Seismic Evaluation of Cumulative Low-Cycle Fatigue in Steel Moment Frame Connections

M. Mirzahosseini, M. Gerami, E. Borhani

ABSTRACT

After Northridge earthquake, many researches were introduced low cycle fatigue as one of the reasons of failure of connections under cyclic earthquake loads. The most of the studies of low cycle fatigue in flexural steel frame structures, has been experimentally and analytically done in local scale. Therefore, the evaluation of all critical points of structure and the effect of seismic parameters in global scale is necessary. In the present study modelling and dynamical analysis of an flexural steel frame and also the effect of low cycle fatigue under various earthquakes in the mentioned frame connections has been investigated. The amount of damage or decrease in fatigue life has been properly coordinated with response of various earthquakes. On the other hand, the result shows that the increase of the first acceleration of earthquake leads to increase of damage due to fatigue in connections. Also, as time of earthquake decreases down to 68 percent, the fatigue damage in connection has been decreases about 17 percent.

KEYWORDS

Flexural frame, Low cycle fatigue, Beam column connection, Cumulative fatigue, Rain flow method

۱- دانشجوی دکتری عمران زلزله، دانشگاه سمنان، mirzahosseini@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mgerami@semnan.ac.ir

۳- استادیار، دانشکده مهندسی مواد، دانشگاه سمنان، e.borhani@semnan.ac.ir



به دنبال زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ در ایالت متحده آمریکا و زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵ در ژاپن، تعداد زیادی از اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی دچار شکست ترد شدند. تاکنون تحقیقات و مطالعات آزمایشگاهی گسترده‌ای به منظور بررسی علت پدیده مذکور انجام شده است [۱]. ایجاد ترک‌هایی که اغلب از جوش انتهای بال تیر شروع شده و گاهی در بال یا جان ستون منتشر می‌شود فرضیه‌ی شکل پذیری قاب‌های خمشی فولادی در خستگی تضعیف می‌کند. بر اساس گزارش Youssef و همکارانش در سال ۱۹۹۵ [۲]، بعد از زلزله نورتریج، شکست ترد در جوش اتصال بال تیر به ستون در بیش از ۱۵۰ ساختمان قاب خمشی مشاهده شده است [۳]. شکست ناشی از زلزله را می‌توان تحت عنوان خستگی کم چرخه (LCF) یا خستگی با چرخه بسیار پایین (ELCF) مشخص نمود، که مشخصه آن دامنه‌های کرنش غیر الاستیک زیاد (چندین برابر کرنش تسلیم) و سیکل‌های شکست نسبتاً کم می‌باشد (معمولاً کمتر از 10^2 سیکل) [۱].

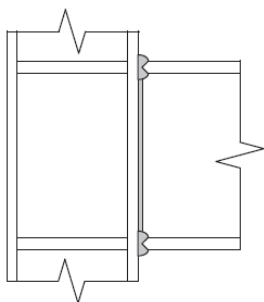
در کدهای طراحی لرزه‌ای موجود برای سازه‌های فولادی، نظیر ANSI/AISC 341 [۴] و Eurocode 8 [۵]، دستور العمل‌ها اساساً تکیه بر سختی، مقاومت و شکل پذیری دارند. همچنین طراحی خستگی برای سازه‌های فولادی در معرض بارهای لرزه‌ای مورد نیاز نمی‌باشد، در حالیکه اتصالات جوشی در برابر آسیب LCF حساس می‌باشند [۱]. در سال‌های اخیر مدل‌های میکرومکانیکی متعددی شکل گرفته است که از آن جمله می‌توان به مدل رشد حفره مونوتونیک (VGM) و مدل رشد حفره سیکلیک (CVGM) اشاره کرد. این روش‌ها به ترتیب برای پیش بینی شروع ترک در نتیجه بارهای مونوتونیک و سیکلیک مورد استفاده قرار می‌گیرند. دقت و اعتبار روش‌های مذکور با انجام آزمایشات متعددی بر روی اتصالات سازه‌های فولادی بررسی شده است. به عنوان مثال Kanvinde و همکارانش در سال ۲۰۰۴ [۶]، روش CVGM را برای شبیه سازی ترک مدل خوردگی نرم در

حالت خستگی سیکل پایین معرفی کردند. در این مدل تشکیل ترک به صورت نتیجه‌ی رشد و به هم پیوستن حفرات در داخل فلز بیان می‌شود. همچنین Myers و همکارانش [۷] در سال ۲۰۰۹ با ارائه گزارشی تحلیلی و آزمایشگاهی به تفضیل به بررسی روش‌های پیش بینی شکست خستگی پرداختند. در تحقیق مذکور ۶ نمونه اتصال ستون به صفحه ستون مورد آزمایش قرار گرفت، همچنین نمونه‌ها توسط نرم افزار آباکوس و با استفاده از مدل رشد حفره سیکلیک (پیشنهادی توسط [۶]) بررسی شدند و جهت بهبود این روش پیشنهاداتی ارائه شد. Nastar و همکارانش [۳] در سال ۲۰۱۰ ضمن مدل‌سازی یک ساختمان ۱۰ طبقه آسیب دیده در زلزله نورتریج، طی روشی تحلیلی به صورت کلی نقاط مستعد آسیب خستگی سازه را تحت زلزله نورتریج بررسی کردند که نتایج با مشاهدات میدانی انطباق مطلوبی داشته است. همچنین اثر مودهای بالاتر در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است. در سال ۲۰۱۳ Amiri و همکارانش [۸] با بهره گیری از نتایج تست‌های آزمایشگاهی Myers، روش جدیدی جهت پیش بینی شکست خستگی در اتصالات صفحه ستون ارائه داده‌اند که روش مورد نظر انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی نمونه مشابه داشته است. Badr khani و Ghasemiee در سال ۱۳۹۰ [۹] ضمن بررسی اثر خستگی کم چرخه به روش CVGM، مقایسه‌ای بین معیارهای موجود برای تجمع خسارت خستگی فرا سیکل پایین در اتصال فولادی با ورق‌های پوششی انجام داده‌اند. نتایج نشان داده است شاخص اتلاف انرژی پیش بینی بهتری برای ترک خوردگی اتصال انجام می‌دهد. شاخص تغییرشکل پلاستیک تجمعی پراکندگی بیشتری نسبت به دو شاخص دیگر نشان می‌دهد که وابستگی این شاخص به بارگذاری را نشان می‌دهد. شاخص کار تجمعی اثر سیکل‌های کوچک بعد از سیکل‌های بزرگتر را نشان نمی‌دهد. همچنین Zhou و همکارانش [۱۰] در سال ۲۰۱۳ تعداد نه نمونه با مقیاس کامل از اتصالات تیر به ستون با توجه به ضوابط طراحی چین، ساخته و با استفاده از مدل تحلیلی و در نظر گرفتن شاخص شکست، دقت روش



دردست داشتن سیکل شکست متناظر با این سطح تنش N_{fi} نسبت این دو در معادله به کار می‌رود. این روند برای سطح تنش و شکست خستگی بعدی N_2/N_{fi} به کار می‌رود و طبق این قانون شکست خستگی زمانی رخ می‌دهد که مجموع عمر خستگی کسرها به ۱۰۰٪ عمر برسد [۳].

به منظور کاربرد این قانون لازم است روشی برای تعیین سیکل‌های تنش و همچنین منحنی S-N برای اتصالات فولادی دردسترس باشد. Dowling در سال ۲۰۰۷ [۱۲] به روش‌های مختلف و عدم قطعیت‌های موجود در شمارش سیکل‌ها اشاره نمود. در حال حاضر یکی از روش‌های کارا در این رابطه روش سیلان باران Rain flow (توسط Matsuishi و همکارانش [۱۳]) است، که شیوه‌ای مناسب برای تخمین تعداد سیکل‌های رخداد در هر سطح تنش N_i به منظور اعمال قانون Palmgren-Miner می‌باشد. بر اساس این روش می‌توان نحوه جداسازی دوره‌های تنش را به سقوط قطره باران از سقف شیروانی تشبیه کرد. پس از شمارش تعداد دوره‌ها هیستوگرام تنش، که بر اساس وقوع دوره‌های تنش می‌باشد، رسم می‌گردد. تعریف کاربردی روش Rain flow جهت شمارش چرخه برای تحلیل خستگی در استاندارد ASTM E-1049 [۱۴] ارائه شده است.



شکل (۱): هندسه اتصال مورد بررسی

برای محاسبه خستگی تجمعی در تحقیق حاضر از منحنی S-N بدست آمده در مرجع [۳] استفاده شده است. در این منحنی، ناحیه سیکل بالا بر اساس آزمایشات انجام شده توسط Fisher و همکارانش [۱۵] و ناحیه سیکل پایین

CVGM را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین مسیر رشد ترک در اتصال مورد نظر مشخص شده است. در ادامه تحقیق مذکور در سال ۲۰۱۴ با ارائه روشی مبتنی بر پاسخ دریفت سازه در برابر زلزله آسیب خستگی چرخه پایین و ترکیب آن در مدل محلی^۱ و کلی^۲ را مورد ارزیابی قرار داده اند [۱].

مطالعات انجام شده در زمینه خستگی کم چرخه در سازه‌های قاب خمشی فولادی، اغلب به صورت آزمایشگاهی، تحلیلی و در مقیاس محلی انجام شده است، لذا لزوم ارزیابی نقاط بحرانی کل سازه، تاثیر پارامترهای لرزه‌ای و ارائه روش ساده جهت بررسی در مقیاس کلی بیشتر احساس می‌شود. در این مقاله اثر خستگی کم چرخه در خسارات مشاهده شده در اتصالات یک قاب خمشی ۵ طبقه فولادی تحت زلزله‌های مختلف بررسی شده است. برای این منظور روش پیشنهادی Nastar و همکارانش [۳] مورد استفاده قرار گرفته است.

۲- روش آنالیز خستگی

به منظور ارزیابی اثر خستگی تحت بارهای لرزه‌ای، باید اثر توام تنش‌های سیکلیک اعمالی در نظر گرفته شود، قانون Palmgren-Miner [۱۱] که با معادله (۱) ارائه می‌شود، روش مناسبی است که بطور گسترده مورد استفاده قرار گرفته است. در مطالعه حاضر نیز به منظور محاسبه خستگی تجمعی اعضای قاب و اتصالات از این قانون استفاده شده است [۳].

$$\sum \frac{N_i}{N_{fi}} = 1 \quad (1)$$

N_i تعداد سیکل تنش مشخص N_{fi} تعداد سیکل شکست متناظر با این سطح تنش از نمودار S-N (منحنی خستگی)، که مقادیر تنش در برابر تعداد سیکل شکست متناظر با تنش مشخص را ارائه می‌دهد. به عنوان مثال تنش مشخصی با تعداد سیکل معین N_1 اعمال می‌گردد. با

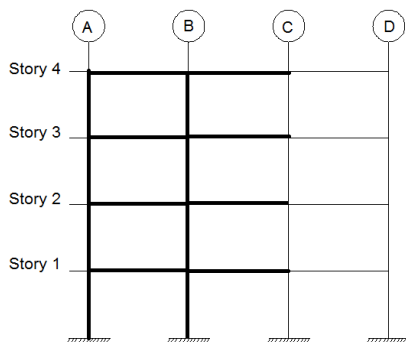
¹ Local

² Global

بر اساس آزمایشات Partridge و همکارانش [۱۶] بوده است. منحنی مذکور با استفاده از روابط (۲) تعیین می‌شود:

For $S > 13850.47 \text{ ton/m}^2$;
 $s(\text{ton/m}^2) = 48722.7N^{-0.1198}$ (۲)
 For $S < 13850.47 \text{ ton/m}^2$;
 $s(\text{ton/m}^2) = 46290 \text{ IN}^{-0.1198}$

به منظور کاربرد روش مذکور و همخوانی با داده‌های موجود، فرضیاتی منظور گردیده است. تیرها در قاب مورد بررسی دارای مقاطعی با فولاد St37 معادل A36 و مقاطع ستون‌ها از نوع فولاد St52 معادل A572Gr50 می‌باشد. نوع اتصال قاب مفروض در شکل (۱) نمایش داده شده است. شکل (۲) روش مورد استفاده در تحقیق حاضر را به صورت شماتیک نمایش می‌دهد.

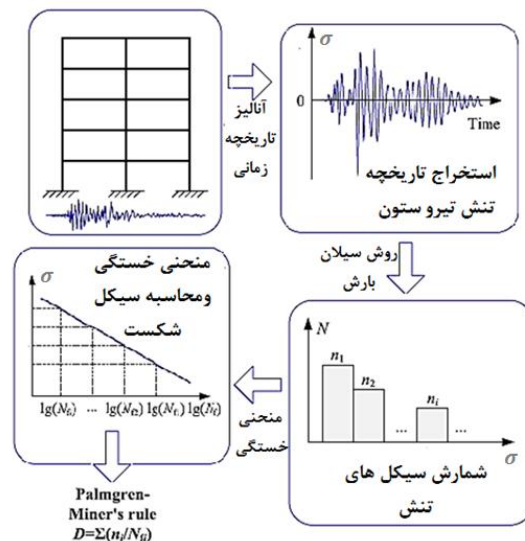


شکل (۳): قاب مورد بررسی

۴- آنالیز دینامیکی و آسیب خستگی

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی ۳ رکورد نورتريچ، ایمپریال و لومپریتا با مشخصات ارائه شده مطابق جدول (۱) به قاب ۴ طبقه اعمال شده است. شکل (۴) طیف شتاب زلزله‌های مورد نظر را در پیوندهای مختلف نشان می‌دهد. همچنین با توجه به پیوند قاب مورد بررسی، محل تلاقی آن با طیف زلزله‌های مذکور نمایش داده شده است. پاسخ قاب تحت زلزله‌های لومپریتا، نورتريچ و امپریال به ترتیب معادل $0.38g$ ، $0.74g$ و $0.28g$ می‌باشد. ابتدا قاب مورد نظر تحت زلزله لومپریتا تحلیل شده است. به منظور بررسی آسیب خستگی، با توجه به تقارن قاب، تاریخچه زمانی اعضای مشخص شده در شکل (۳)، استخراج شده است. جهت سهولت در بررسی نتایج، تیرها، ستون‌ها و اتصالات با توجه به نحوه قرار گیری در طبقه و آکس بندی قاب نمایه گذاری شده اند. شکل (۵) به عنوان نمونه، نتایج تاریخچه زمانی تنش تیر AB-1 (تیر

شکل (۲): شماتیک روش مورد استفاده

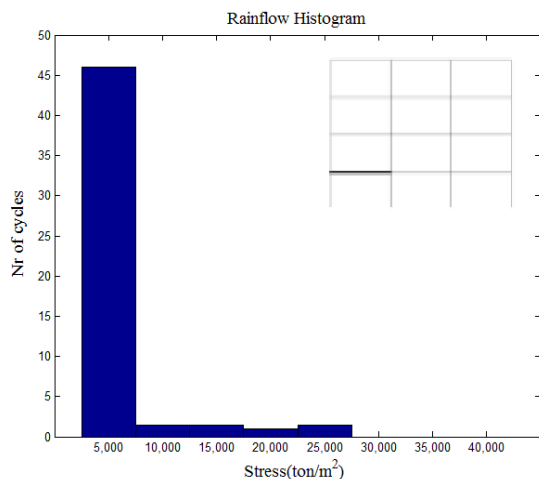


شکل (۲): شماتیک روش مورد استفاده

۳- مطالعه عددی

به منظور بررسی تاثیر خستگی، یک قاب ۴ طبقه با ارتفاع طبقات ثابت معادل ۳ متر و طول دهانه ۴ متر با استفاده از نرم افزار SAP [۱۷] مدل‌سازی شده است (شکل (۳)). کاربری قاب مذکور مسکونی در نظر گرفته شده است، لذا براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۸]، مقدار بار زنده در تمامی طبقات برای مدل‌های مذکور معادل 200 kg/m^2 و بار مرده کف طبقات برابر

ملاحظه می‌شود تنش‌های با دامنه کم بیشترین تعداد سیکل را به خود اختصاص می‌دهند. سایر اعضای تیر و ستون قاب به شیوه مشابه آنالیز شده و هیستوگرام مربوط به سیکل‌های رخداد تنش برای هر یک محاسبه شده است. حال با در دست داشتن نمودار خستگی، طبق روابط (۲)، مقدار خستگی تجمعی با استفاده از معادله (۱) برای هر یک از تیرها و ستون‌ها قابل محاسبه خواهد بود. لذا با کد نویسی در نرم افزار MATLAB، مقدار خستگی تجمعی برای اعضای انتخابی تحت زلزله لوماپریتا بدست آمده است. باید به این نکته توجه شود، خستگی تجمعی در ستون بالا و پایین و تیرهای هر طرف اتصال می‌تواند مستقیماً در آسیب وارده به اتصال تاثیر گذار باشد [۳].



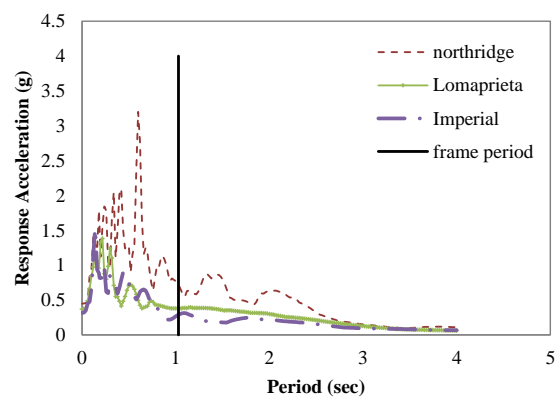
شکل (۶): هیستوگرام Rain flow برای تیر AB-1 تحت زلزله لوماپریتا

شکل (۷) مقادیر خستگی تجمعی اتصالات قاب را تحت زلزله لوماپریتا نمایش می‌دهد، که در واقع از مجموع مقادیر خستگی تجمعی محاسبه شده در تیرها و ستون‌های منتهی به یک اتصال، بدست آمده است. همانطور که ملاحظه می‌شود تحت زلزله لوماپریتا مقادیر خستگی تجمعی در اتصال B1 از عدد ۱ تجاوز نموده و تنها در اتصال مذکور شکست خستگی رخ خواهد داد، از سوی دیگر عمر خستگی باقیمانده هر اتصال پس از وقوع زمین لرزه لوماپریتا قابل محاسبه می‌باشد. اتصال B1 (واقع در آکس B و طبقه اول) بیشترین مقدار را داشته است، لذا

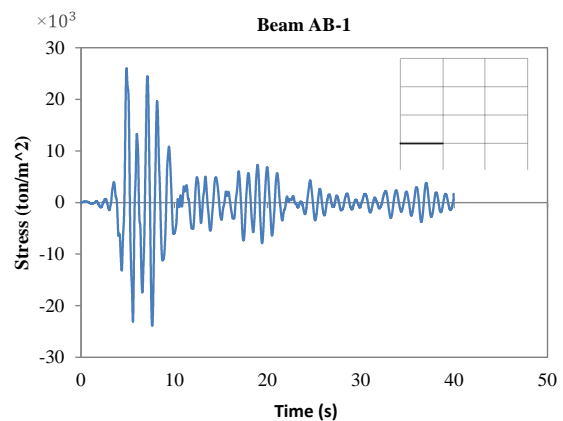
آکس A و B واقع در طبقه اول) تحت زلزله لوماپریتا را نمایش می‌دهد. مقادیر تنش بدست آمده از تقسیم ممان انتهایی هر عضو (M) بر مدول الاستیک مقطع (S) بدست آمده است.

جدول (۱): مشخصات زمین لرزه‌های مورد استفاده

ثبت	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
نورتریج	۰/۴۲	۶۰/۸	۲۰/۱۷
لوماپریتا	۰/۳۶۷	۴۴/۷	۱۹/۲۵
ایمپریال	۰/۳۱۵	۳۱/۵	۱۴/۳۴



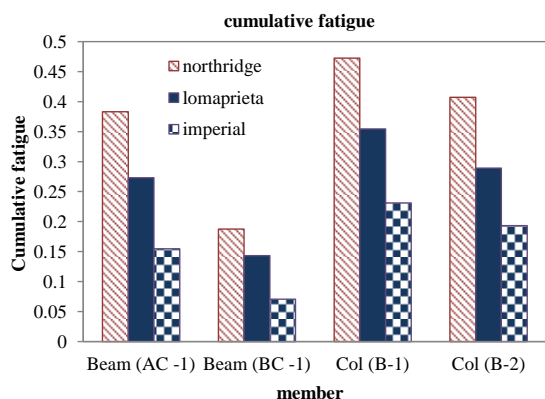
شکل (۴): پاسخ طیف شتاب زلزله‌های مورد نظر



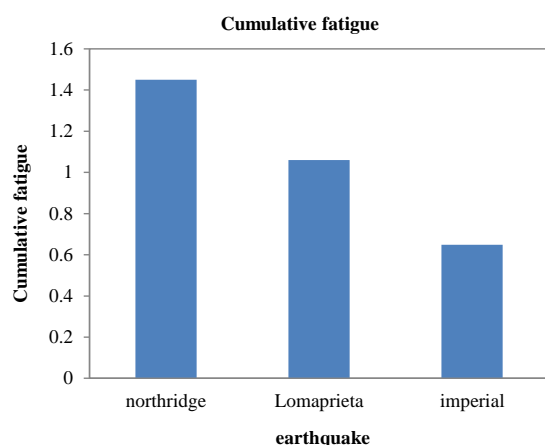
شکل (۵): تاریخچه زمانی تنش تیر AB-1 تحت زلزله لوماپریتا

در شکل (۶) هیستوگرام Rain flow بر اساس الگوریتم مربوطه و قابلیت نرم افزار MATLAB [۲۱]، به عنوان نمونه برای تاریخچه تنش تیر AB-1، نشان داده شده است.

اشاره نمود. در ادامه اثر دو پارامتر مذکور در بررسی عمر خستگی اتصال مورد ارزیابی قرار گرفته است.



شکل (۸): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اعضای تیر و ستون مورد نظر تحت زلزله‌های متفاوت

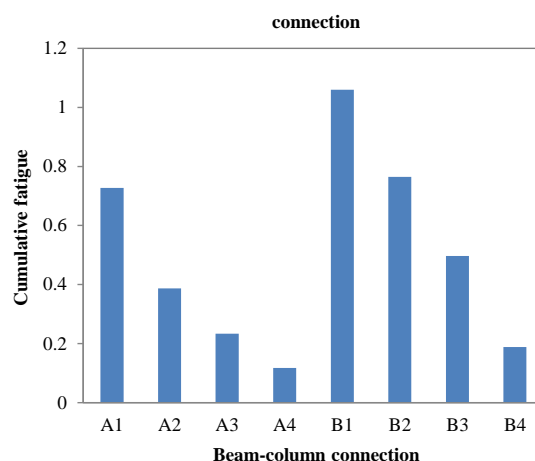


شکل (۹): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال BC-1 تحت زلزله‌های متفاوت

الف- ماکزیمم شتاب زلزله

به منظور بررسی اثر ماکزیمم شتاب زلزله (PGA) بر عمر خستگی اتصال، با تغییر PGA زلزله‌های مورد نظر، خستگی تجمعی اتصال بحرانی طبق روش مذکور محاسبه شده است، برای این منظور با توجه به PGA زلزله، این مقدار تا رسیدن به ماکزیمم شتاب g افزایش داده شده است، شکل (۱۰) نحوه تغییرات خستگی تجمعی اتصال B1 را تحت سه زلزله با PGA متفاوت نشان می‌دهد. ملاحظه شده است با افزایش مقادیر ماکزیمم شتاب زلزله، خستگی تجمعی اتصال افزایش یافته است؛ به عنوان مثال

نتایج نشان می‌دهد، بیشترین آسیب در طبقه ۱ و در این اتصال متمرکز خواهد بود.



شکل (۷): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصالات مورد نظر تحت زلزله لوماپریتا

در ادامه اثر زلزله‌های مختلف بر آسیب خستگی اتصال مذکور بررسی شده است. شکل (۸) و (۹) به ترتیب خستگی تجمعی در اعضای تیر و ستون اتصال و مقادیر خستگی در اتصال را نشان می‌دهند.

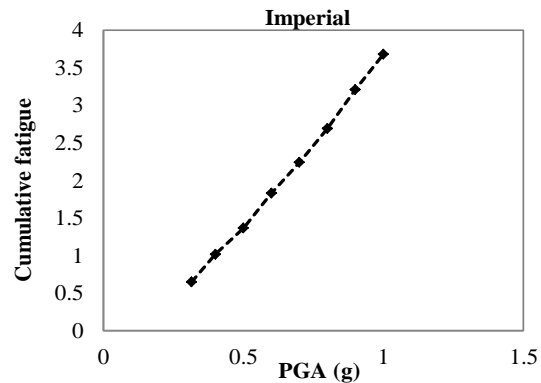
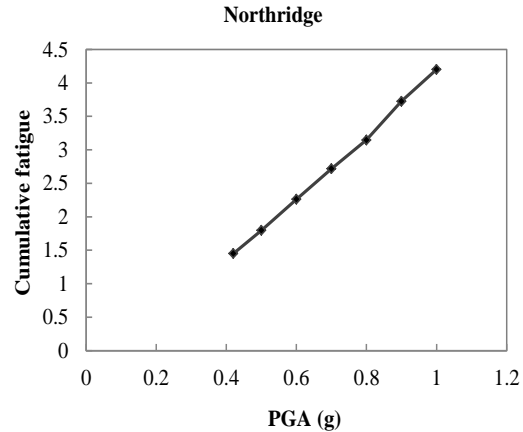
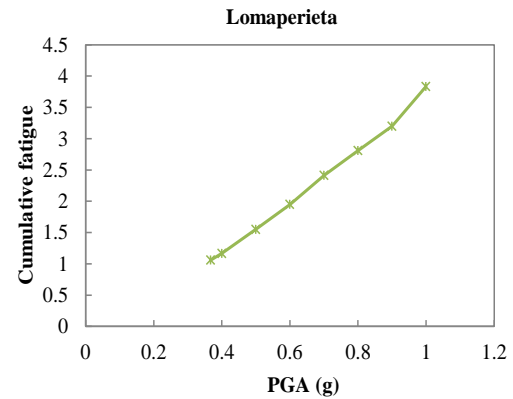
همانطور که در شکل (۹) ملاحظه می‌شود، مقدار خستگی تجمعی تحت زمین لرزه‌های مختلف متفاوت بوده است. این مقدار در زلزله نورتریج و لوماپریتا از یک تجاوز نموده است؛ لذا اتصال در این زلزله‌ها دچار شکست خستگی خواهد شد. با این حال تحت زلزله ایمپریال عمر باقیمانده خستگی اتصال پس از زلزله ۳۵٪ می‌باشد، این موضوع با بررسی شکل (۴) و ارزیابی پاسخ طیف زلزله‌های مختلف در پریرود سازه قابل توجه خواهد بود. ملاحظه می‌شود پاسخ طیف زلزله‌های لوماپریتا و ایمپریال به ترتیب ۸٪ و ۶۲ درصد زلزله نورتریج بوده است. این در حالی است که میزان خستگی تجمعی اتصال تحت زلزله‌های مذکور به ترتیب معادل ۲۷ و ۵۵ درصد زلزله نورتریج می‌باشد.

۵- بررسی پارامترهای لرزه‌ای

از جمله پارامترهای تاثیر گذار در تحلیل‌های لرزه‌ای می‌توان به ماکزیمم شتاب زلزله وارد بر سازه و مدت زلزله



در زلزله ایمپریال با رسیدن مقدار PGA به g میزان خستگی تجمعی در اتصال برابر ۳/۶۸ بوده است. این در حالی است که عمر باقیمانده خستگی اتصال در ماکزیمم شتاب ۰/۳۱۵g معادل ۳۵٪ بوده است.



شکل (۱۰): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصالات مورد نظر تحت زلزله‌های مختلف با مقادیر PGA متفاوت

ب- بررسی مدت زلزله

برای بررسی اثر مدت زلزله بر عمر خستگی اتصال، از تعاریف موجود برای مدت دوام حرکات شدید استفاده

شده است. روش‌های متفاوتی در رابطه با تعیین مدت زمان دوام زلزله با استفاده از پارامترهای موثر شتابنگاشت وجود دارد. در تحقیق حاضر از سه روش که در ادامه شرح داده خواهد شد، جهت ارزیابی و تحلیل استفاده شده است. برای این منظور قابلیت نرم افزار Seismosignal [۲۲] برای محاسبه مدت دوام به روش‌های مورد نظر به کار گرفته شده است.

ساده‌ترین تعریف زمان دوام، روش زمان دوام برابر (Bracketed duration) می‌باشد، در این تعریف فاصله زمانی بین اولین و آخرین مرتبه‌ای که شتاب حرکات زمین از یک مقدار معین بیشتر شود به عنوان مدت زمان زلزله تلقی می‌گردد. مدت زمان معنی‌دار (significant) روش دیگری است که براساس توزیع تجمعی انرژی زلزله تعیین و برای محاسبه از انتگرال مربع شتاب زمین استفاده می‌شود. عموماً شدت آریاس، که با رابطه (۳) تعیین می‌گردد، برای این منظور به کار برده می‌شود.

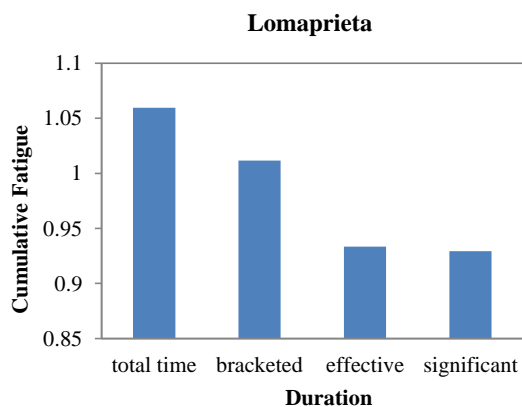
$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (3)$$

در این رابطه، $a(t)$ شتاب در زمان t بوده که توسط رکورد شتابنگاشت مشخص می‌شود و I_A نشان دهنده میزان انرژی وارد برسازه می‌باشد. زمان دوام معنی دار به صورت فاصله زمانی است که درصد معینی از شدت آریاس را شامل می‌شود، این درصد توسط محققین مختلف بصورت‌های متفاوتی در نظر گرفته می‌شود که متداول‌ترین آنها فاصله زمانی بین ۵٪ تا ۹۵٪ شتاب آریاس است [۲۳].

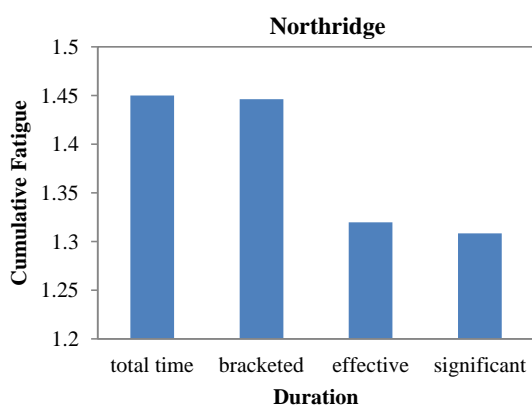
روش سوم یا مدت موثر (Effective duration) مشابه روش Significant می‌باشد با این تفاوت که نقاط ابتدا و انتهای حرکت شدید براساس معیارهای مشخص تعیین می‌گردد [۲۴].

سه روش مذکور برای تغییر در مدت زلزله‌های مورد نظر استفاده شده‌اند، جدول (۲) مقادیر مدت زلزله در روش‌های مختلف را برای ۳ زلزله نشان می‌دهد.

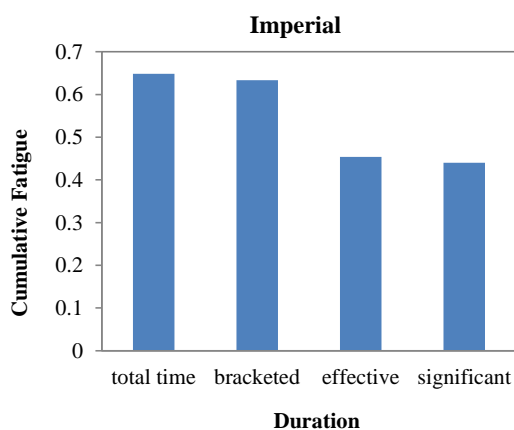
روش Bracketed مدت زمان زلزله را نسبت به دو روش دیگر کمتر کاهش می‌دهد. درصد کاهش مدت زمین



شکل (۱۱): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال مورد نظر تحت زلزله لوماپریتا با مدت متفاوت



شکل (۱۲): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال مورد نظر تحت زلزله نورتریج با مدت متفاوت



شکل (۱۳): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال مورد نظر تحت زلزله ایمپریال با مدت متفاوت

لرزه‌های لوماپریتا، نورتریج و ایمپریال در این روش به ترتیب معادل ۲۴، ۱۳ و ۲۵ درصد بوده است.

جدول (۲): مقادیر مدت زلزله‌های اعمالی در روش‌های متفاوت

زلزله	مدت زلزله (s)		
	Significant	Effective	Bracketed
لوماپریتا	۱۱/۳۷۵	۱۱/۲۶	۳۱/۱۱
نورتریج	۱۰/۴۲۰	۱۰/۶۴	۲۱/۷۴
ایمپریال	۸/۹۲۰	۸/۹۴	۲۹/۶۷

میزان کاهش مدت زلزله در دو روش Effective و Significant مقادیر نزدیکی داشته‌اند و به طور متوسط در زمین لرزه‌های لوماپریتا، نورتریج و ایمپریال معادل ۷۱، ۵۶ و ۷۷ درصد بوده است.

شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال مورد نظر را تحت زلزله‌های اعمال شده با مدت متفاوت نشان می‌دهد. در زلزله لوماپریتا با کاهش ۲۴ درصدی در مدت زلزله (Bracketed duration) تخمین عمر خستگی قاب با ۵ درصد کاهش همراه بوده است و با کاهش ۷۱ درصدی مدت زلزله (Effective duration) تخمین عمر خستگی اتصال به میزان ۱۲ درصد کاهش داشته است. بگونه‌ای که مدت زمان کلی زلزله شکست اتصال را نشان می‌دهد ولی با کاهش مدت زلزله، خستگی تجمعی کمتر از ۱ بوده است. در روش Significant به دلیل نزدیکی مدت زمان زمین لرزه به مدت زمان موثر (Effective duration) نتایج برآورد خستگی اتصال مشابه می‌باشد.

مطابق شکل (۱۲) تحت زلزله نورتریج با کاهش ۵۶ درصدی در مدت زلزله (Effective duration) تخمین عمر خستگی با ۹ درصد کاهش همراه بوده است. در زلزله ایمپریال نیز کاهش مدت زلزله عمر خستگی اتصال را کمتر برآورد می‌کند، به گونه‌ای که با ۷۸ درصد کاهش در مدت زلزله (Effective duration) عمر خستگی سازه ۳۰ درصد کمتر برآورد می‌شود.



۵- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر اثر خستگی کم چرخه در اتصالات یک قاب خمشی فولادی ۴ طبقه، تحت زلزله‌های متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است و نیز با تغییر پارامترهای لرزه‌ای نظیر ماکزیمم شتاب زلزله و مدت زمان رکورد، اثر هر یک بررسی شده است. نتایج کلی تحقیق به صورت زیر ارائه می‌شود:

۱- با توجه به نقش پدیده خستگی در شکست اتصالات، ارائه روشهایی جهت بررسی این اثر اهمیت می‌یابد، این در حالی است که آیین نامه های ایران توجه اندکی به پدیده خستگی در زلزله نموده است. همانطور که ملاحظه شد با به کارگیری روش مذکور نقاط بحرانی سازه قابل شناسایی و در صورت لزوم قابل تقویت خواهند بود.

۲- بررسی پدیده خستگی، نه تنها نقاط مستعد شکست را نشان می‌دهند بلکه در صورت عدم شکست، تخمین عمر باقیمانده خستگی را میسر می‌سازند. این امر به ویژه در بروز زمین لرزه‌های پی در پی و یا وقوع پس لرزه‌های متعدد پس از زلزله اصلی اهمیت می‌یابد.

۳- میزان آسیب خستگی اتصال در زمین لرزه‌های مختلف انطباق مناسبی با نحوه پاسخ طیفی در زمین لرزه داشته است. به عنوان مثال زلزله نورتریج با بیشترین مقدار طیف پاسخ شتاب در پریرود سازه، آسیب خستگی بیشتری در اتصال داشته است.

۴- افزایش ماکزیمم شتاب زمین لرزه تاثیر مستقیم بر آسیب خستگی اتصال داشته است، بگونه‌ای که به با تغییر PGA زلزله ایمپریال، از $0.315g$ تا g ، میزان آسیب خستگی از 0.65 به 3.68 رسیده است.

۵- مدت زلزله اعمال شده از پارامترهای تاثیر گذار در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در این تحقیق اثر پارامتر مدت زلزله در بررسی عمر خستگی اتصال مشخص گردید. با کاهش مدت دوام زمین لرزه‌های اعمال شده عمر خستگی اتصالات افزایش یافته است.

روش Bracketed تخمین نزدیکتری به بررسی عمر خستگی در مدت کلی زلزله داشته است. اما دو روش مدت زمان معنی دار و مدت موثر در زلزله‌های لوماپریتا،

نورتریج و Imperial بطور متوسط مدت زلزله را 0.71 ، 0.57 و 0.77 درصد کاهش می‌دهند و در برآورد عمر اتصال مقدار خستگی در این دو روش با کاهش 12 ، 10 و 31 درصدی نسبت به مدت زمان کلی زلزله، همراه بوده است. لذا پیشنهاد می‌شود جهت پیش بینی و آسیب سنجی قاب در خستگی سیکل کم از مدت کلی زلزله استفاده شود.

۶- مراجع

[1] Zhou, H., Wanga, Y., Yang, L. and Shi, Y. (2014), "Seismic Low-Cycle Fatigue Evaluation of Welded Beam-to-Column Connections in Steel Moment Frames Through Global-Local Analysis", International Journal of Fatigue, Vol. 64, pp. 97-113.

[2] Youssef, N., Bonowitz, D. and Gross, J. (1995), "A Survey of Steel Moment Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake", NISTR-5625, NIST, Gaithersburg, MD.

[3] Nastar, N., Anderson, J.C. and Brandow G.E. (2010), "Effects of Low-Cycle Fatigue on a 10-Storey Steel Building", Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, pp. 95-113.

[4] American Institute of Steel Construction, (2010). ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois.

[5] EN 1998-1 Eurocode 8, (2004). Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

[6] Kanvinde, A.M. and Deierlein, G.G. (2004), "Micromechanical Simulation of Earthquake Induced Fracture in Steel Structures", Technical Report No. 145, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California.

[7] Myers, A., Deierlein, G.G. and Kanvinde, A. (2009), "Testing and Probabilistic Simulation of Ductile Fracture Initiation in Structural Steel Components and Weldments", Technical Report No. 170, Stanford, California, Stanford University.

[8] Amiri, H., Aghakouchak, A., Shahbeyk, S. and Engelhardt, M. (2013), "Finite Element Simulation of Ultra Low Cycle Fatigue Cracking in Steel Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 89, pp. 175-184.

[9] بدرخانی آجائی، ب. و قاسمیه، م. (۱۳۹۰)، "مقایسه معیارهای موجود برای تجمع خسارت خستگی فراسیکل پایین در اتصال فولادی با ورق‌های پوششی"، نشریه علمی پژوهشی سازه و فولاد، سال هفتم، ص. ۷۹-۸۶.

[10] Zhou, H., Wanga, Y., Shi, Y., Xiong, J. and Yang, L. (2013), "Extremely Low Cycle Fatigue Prediction of Steel

Beam-to-Column Connection by Using a Micro-Mechanics Based Fracture Model”, International Journal of Fatigue, Vol. 48, pp. 90-100.

[11] Miner, M.A. (1945), “Cumulative Damage in Fatigue”, Journal of Applied Mechanics, ASME Vol. 12, pp. 159-164.

[12] Dowling, N.E. (2007), “Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue”, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 3rd edition, ISBN 0-13-186312-6, 912 pages.

[13] Matsuishi, M. and Endo, T. (1968), “Fatigue of Metals Subjected to Varying Stress”, Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan.

[14] ASTM E 1049-85. (1997), “Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis”, American Society for Testing and Materials.

[15] Fisher, J.W. and Yen, B.T. (1977), “Fatigue Strength of Steel Members with Welded Details”, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Fourth Quarter.

[16] Partridge, J.E., Paterson, S.R. and Richard, R. M. (2000), “Low Cycle Fatigue Tests and Fracture Analyses of Bolted-Welded Seismic Moment Frame Connections”, Proceedings, STESSA 2000, Montreal.

[17] Computers & Structures Inc., (2006). SAP 2000 V. 14, Berkeley, CA.

[۱۸] مبحث ششم. (۱۳۸۴). بارهای وارد بر ساختمان. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، توسعه ایران.

[۱۹] آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۸۴. (۱۳۸۴). ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[20] American Institute of steel construction. (AISC), (2005), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, Standard ANSI/AISC, 341-05.

[21] The MATH WORKS, Inc., MATLAB, V 12.01, 2005.

[22] Seismosoft, (2009), “Software Applications for Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions”, SeismoSignal V4.3.0, Italy.

[۲۳] تهرانی زاده، م. و حامدی، ف. (۱۳۸۱)، “بررسی حداکثر حرکات زمین، مدت دوام حرکات شدید و محتوای فرکانسی زلزله چنگوره-آوج”، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، سمینار درس‌هایی از زلزله چنگوره-آوج.

[24] Bommer, J.J. and Martínez-Pereira, A. (1999), “The Effective Duration of Earthquake Strong Motion”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 127-172.





بکارگیری فولاد کم مقاومت به عنوان المان فدا شونده در اتصالات صلب ستون-درختی

محمدعلی کافی^۱، میترا عابد^۲
(تاریخ دریافت ۹۴/۰۲/۲۳، تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۱/۱۶)

چکیده

با توجه به تقاضای روزافزون برای طراحی و ساخت سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی، و وجود مزایای استفاده از فولاد مقاومت بالا در این نوع سازه‌ها (اعم از صرفه جویی در تولید، سهولت نصب و انتقال به محل اجرا، طراحی ظریف اعضا و کاهش آلودگی‌های زیست محیطی)، لزوم بررسی اتصالات گیردار ساخته شده از فولاد پر مقاومت وجود دارد. از طرفی استفاده از فولاد با تنش جاری شدن بیشتر از حد معمولی (۲۴۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع) سبب کاهش شکل پذیری اتصال می‌گردد. از این رو ایده‌ی دستیابی به مدل اتصالی که در کنار بکارگیری فولاد مقاومت بالا و استفاده از مزایای آن، سبب کاهش شکل پذیری نشود؛ مطرح گردید. بدین منظور تنها در جزئی از المان تیر که پیش بینی ایجاد مفصل پلاستیک می‌شود (المان فداشونده یا فیوز) از فولاد با مقاومت پایین استفاده شده مابقی المان‌های اتصال که رفتاری الاستیک را در خلال بارگذاری تجربه می‌کنند، از فولاد پر مقاومت می‌باشند. در این روش با تضعیف فولاد قسمت ابتدایی تیر، مفصل پلاستیک به دور از ناحیه بر ستون تشکیل شده و همچنین با بکارگیری فولاد مقاومت بالا در سایر المان‌ها، کاهش وزن سازه و کاهش هزینه‌های حمل و نقل و ساخت و ساز اتفاق می‌افتد. همچنین در راستای صحت سنجی ایده‌ی موجود، مدل‌سازی‌هایی بر روی اتصال صلبی شکل ستون-درختی انجام پذیرفت و نتایج حاصله با اتصالات رایج مقایسه گردید و امکان جایگزینی اتصال پیشنهادی با اتصالات موجود انجام گردید.

کلمات کلیدی

اتصالات ستون-درختی، فولاد مقاومت بالا، فولاد جاذب انرژی

Using Low-Strength Steel as Sacrificial Element in Column-Tree Rigid Connections

M.A. Kafi, M. Abed

ABSTRACT

In this study to evaluate the effect of high-strength steel and energy-absorbing steel in moment frame structures, a numerical investigation was undertaken of column-tree moment connections with three type of steels as ST37, ST19 and ST52. Also, in order to improve steel moment connections, the possibility of replacing the proposed model has been analyzed by common popular models. The results show acceptable ductility and energy absorption capacity and also stable hysteresis curves in the models which have been made of light steel in the plastic zone. As a result, using ST37 steel in plastic hinges of connections which were made of ST52 steel, increase the ductility (36%) and energy absorption (5.8%) in compared with column-tree connections which are fully made of ST37. Also applying ST19 in plastic hinges of ST37 connections will bring more ductility in a range of 64 percent and will increase the energy absorption. Accordingly, this study recommends this column-tree connection with combined steels as a good alternative for rigid connections.

KEYWORDS

Column-tree connections, High strength steel, Energy absorbing steel

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mkafi@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، abed_mitra@yahoo.com



بر اساس ایده تیر ضعیف-ستون قوی در طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی، از ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها اجتناب می‌گردد. بدین منظور تنها در جزئی از المان تیر که پیش بینی ایجاد مفصل پلاستیک می‌شود، از فولاد با مقاومت پایین استفاده شده و مابقی المان‌های اتصال که رفتاری الاستیک را در خلال بارگذاری تجربه می‌کنند، از فولاد پرمقاومت می‌باشند. در این روش با تضعیف فولاد قسمت ابتدایی تیر، مفصل پلاستیک به دور از ناحیه‌ی بر ستون تشکیل شده و همچنین با بکارگیری فولاد مقاومت بالا در سایر المان‌ها، کاهش وزن سازه و کاهش هزینه‌های حمل و نقل و ساخت و ساز اتفاق می‌افتد.

۳- مدل‌سازی و بیان مسئله

برای دستیابی به مدل اتصالی که در کنار بکارگیری فولاد مقاومت بالا و استفاده از مزایای آن، شکل پذیری اتصال کاهش نیابد؛ تیر اصلی و ستون از فولاد ST52 و بر اساس مشخصات فولاد مقاومت بالا طراحی شده و تیر لینک اتصال از فولاد ST37 و با طراحی بر اساس همان فولاد می‌باشد (شکل (۱)). طبیعتاً به منظور طراحی اتصال بر اساس مشخصات فولاد ST52 و با در نظر گرفتن این مسئله که بخاطر منشوری ماندن اتصال ستون درختی باید عرض بال تیر لینک با تیر اصلی یکی باشد، لذا بر اساس نسبت F_y ضخامت‌های بال تیر و جان تیر و همچنین ضخامت ستون تغییر پیدا می‌نمایند و مقدار کمتری را اتخاذ می‌کنند. همچنین مسئله‌ی نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قاب‌های خمشی نیز مطابق با آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است. ترکیب فولادهای پرمقاومت و مقاومت پایین به صورت ترکیب (ST52 و ST37) و بار دیگر (ST37 و ST19) در نظر گرفته شده‌اند.

$$\frac{M_c}{M_b} \geq 1.0 \quad (1)$$

با توجه به آنکه مدل‌سازی اتصالات بر پایه‌ی یکسان بودن لنگر پلاستیک تیر اصلی و تیر لینک انجام شده و تنها ضخامت تیر لینک بر اساس نسبت تنش فولادها تغییر

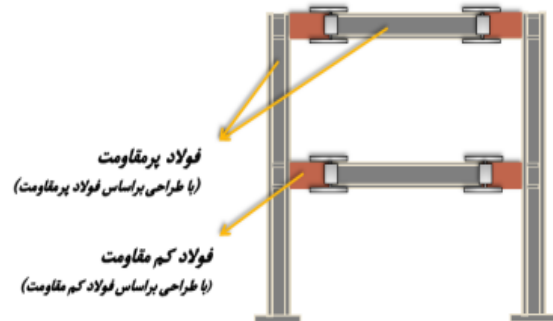
امروزه به دلیل رشد روزافزون جمعیت و افزایش تقاضا برای مواد اولیه و انرژی، راه‌حلهایی به منظور بهینه نمودن استانداردها و مصالح مصرفی و کاهش هزینه‌ها مورد توجه می‌باشد. یکی از راهکارهایی که می‌توان از آن در صنعت ساخت و ساز بهره گرفت؛ استفاده از مصالح با مقاومت بالا می‌باشد. استفاده از فولاد مقاومت بالا در اتصالات با کاهش ابعاد سازه‌ای، وزن کلی اسکلت و هزینه‌ها را کاهش داده ولی از طرفی سبب کاهش شکل پذیری و کاهش جذب انرژی می‌گردد. در مطالعات پیشین؛ تاثیر بکارگیری فولاد مقاومت بالا بصورت کلی در اتصال در نظر گرفته شده است. بدین معنی که تمام تیر و تمام ستون اتصال از فولاد ST52 مدل‌سازی شده‌اند. در این حالت نتایج تحقیقات حاکی از کاهش وزن و کاهش شکل پذیری اتصال بوده‌اند. در مطالعه‌ی ای که توسط Chen و همکارش در سال ۲۰۰۴ بر روی کاربرد فولاد مقاومت بالا در اتصالات گیردار فولادی صورت پذیرفت، راهکار کاهش مقطع بال تیر با هدف افزایش میزان ظرفیت استهلاک انرژی، به منظور جبران شکل پذیری کاهش یافته پیشنهاد گردید [۱]. همچنین در مقاله‌ای که به منظور بررسی اثر فولاد جاذب انرژی در سازه‌های مهاربندی واگرا توسط صبوری و ضیائی صورت گرفت؛ تیر پیوند از نوع فولاد جاذب انرژی و بقیه اعضا از فولاد معمولی ساختمانی انتخاب گردیده و مدل‌سازی صورت گرفت [۲].

۲- اهداف و نوآوری تحقیق

در مطالعاتی که به منظور بررسی اثر نوع فولاد بر اتصالات فولادی صورت گرفته است؛ اثر بکارگیری فولاد پرمقاومت به صورت کلی و در تمام المان دیده شده است. که عموماً در این نوع نگاه، استفاده از فولاد مقاومت بالا کاهش شکل پذیری سازه را در پی داشته است. نوآوری ایده‌ی حاضر به بهبود اتصالات فولادی با بکارگیری فولاد پرمقاومت به نحوی که سبب کاهش شکل پذیری نشود، اختصاص دارد.



می‌یابد؛ بنابراین رابطه‌ی (۱) برقرار بوده و ظرفیت خمشی ستون و تیرها یکسان در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر، هیچگونه کاهش و یا افزایش لنگر خمشی در ابتدای تیر نسبت به ستون رخ نداده است.



شکل (۱): نمایی شماتیک از ایده طرح

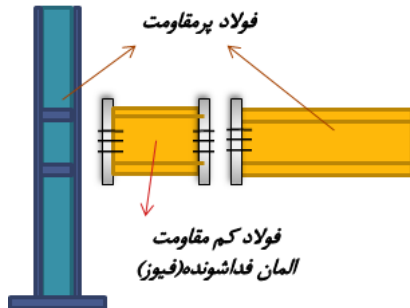
عموماً در اتصالات ستون-درختی، تیر لینک در کارگاه به ستون جوش می‌شود و به محل اجرا منتقل می‌گردد. از آنجا که در ایده‌ی حاضر، جنس فولاد تیر لینک و فولاد ستون متفاوت می‌باشند، پیش بینی می‌شود جوشکاری فولاد پر مقاومت به فولاد نرم‌تر مشکلات اجرایی را به همراه داشته باشد. در این راستا پیشنهاد می‌گردد اتصال تیر لینک (المان فدا شونده) به ستون و تیر اصلی توسط ورق‌های وصله‌ی پیچی صورت پذیرد (شکل (۲)). اساساً در سیستم ستون-درختی با این روش، اتصال تیر لینک به ستون توسط پیچ در محل قابل اجرا می‌باشد. برای مجموعه توسط پیچ در محل قابل اجرا می‌باشد. برای اساس المان فدا شونده عملکردی فیوز مانند داشته و تعویض و جایگذاری قسمت تیر لینک (که از فولاد با مقاومت پایین‌تر بوده و مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود)، پس از جاری شدن فولاد و خرابی در این ناحیه نیز امکان پذیر می‌باشد.

براین اساس فرضیه‌های طرح مورد انتظار می‌باشند:

- انتظار می‌رود در صورتی که از نظر تغییر مکان جانبی محدودیتی برای طراحی تیر و ستون‌های قاب خمشی در نظر گرفته نشود، با تغییر نوع فولاد از فولاد معمولی به پر مقاومت، کاهش سطح مقطع به منظور ثابت نگاه داشتن نسبت تنش در دو نوع فولاد نتیجه شود.

- بهبود عملکرد اتصال ستون-درختی ترکیبی از فولاد معمولی ST37 و فولاد پر مقاومت ST52 در کنار کاهش سطح مقطع و کاهش وزن اتصال، مورد انتظار می‌باشد.

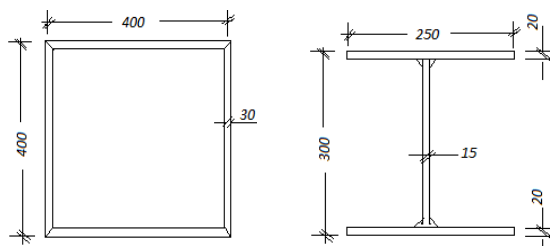
- استفاده از فولاد کم مقاومت در تیر لینک ستون-درختی، سبب افزایش شکل پذیری بدون افت مقاومت می‌گردد.



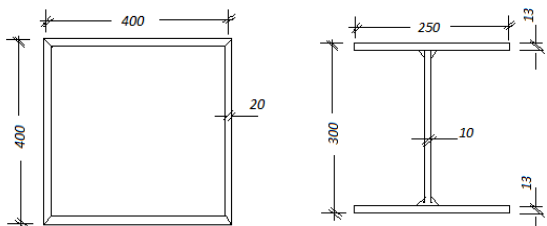
شکل (۲): اتصالات پیچی ورق‌های وصله به المان‌های اصلی اتصال

مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه، اتصالات گیردار ستون درختی دو طرفه از قاب میانی پلان سازه ای ۲۰ در ۲۵ متر با دهانه‌های به طول ۵ متر و ارتفاع ۳ متر و تعداد طبقات ۱۲ طبقه می‌باشند. با توجه به این که هدف، بررسی نوع فولاد در اتصالات این سازه‌ی قاب خمشی است؛ ابعاد مقاطع سازه با توجه به نوع فولاد و تحلیل نرم افزاری تغییر می‌کند. سیستم مقاوم بار جانبی در هر دو جهت سیستم قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است. مصالح مفروض برای مدل‌سازی و تحلیل، فولادهای ST19، ST52 و ST37 با مدول الاستیسیته $210 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون 0.3 می‌باشند. فولاد ST37 دارای تنش تسلیم $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ و تنش حد نهایی $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$ و فولاد ST19 دارای تنش تسلیم $F_y = 1850 \text{ kg/cm}^2$ و تنش حد نهایی $F_u = 2500 \text{ kg/cm}^2$ و همچنین فولاد مقاومت بالای ST52 دارای تنش تسلیم $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ و تنش حد نهایی $F_u = 5200 \text{ kg/cm}^2$ هستند. سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع سقف‌های تیرچه بلوک و مقاومت فشاری بتن $f^c = 250 \text{ kg/cm}^2$ انتخاب شده و تیرریزی چشمه‌های

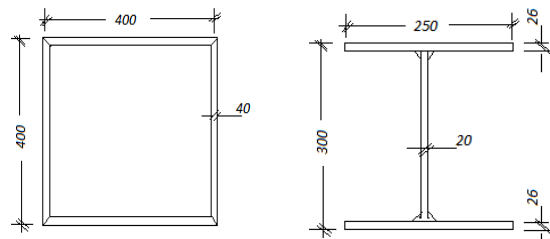
مقاطع برحسب طراحی براساس فولادهای ST37، ST52 و ST19 در شکل (۳) آورده شده است.



الف) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST37



ب) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST52



ج) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST19

شکل (۳): مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون براساس فولادهای مورد مطالعه (ابعاد برحسب میلیمتر)

به منظور صحت سنجی مدل ستون درختی پیشنهادی برای اتصال گیردار قاب خمشی موجود، یک نمونه آزمایشگاهی مشابه از مطالعات کی سانگ و همکارش در نرم افزار غیرخطی آباکوس مدل سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقاله مقایسه گردید [۳].

۴- معرفی مدل های طرح

تحلیل ها با استفاده از نرم افزار المان محدود غیر خطی ABAQUS انجام گرفت. این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن تغییرشکل های بزرگ غیرخطی به همراه غیرخطی هندسی و مصالح در حالت تحلیل سه بعدی است. برای مدل سازی تیر و ستون از المان های Shell هشت گره ای چهار ضلعی (نوع المان S8R در ABAQUS) که هر گره

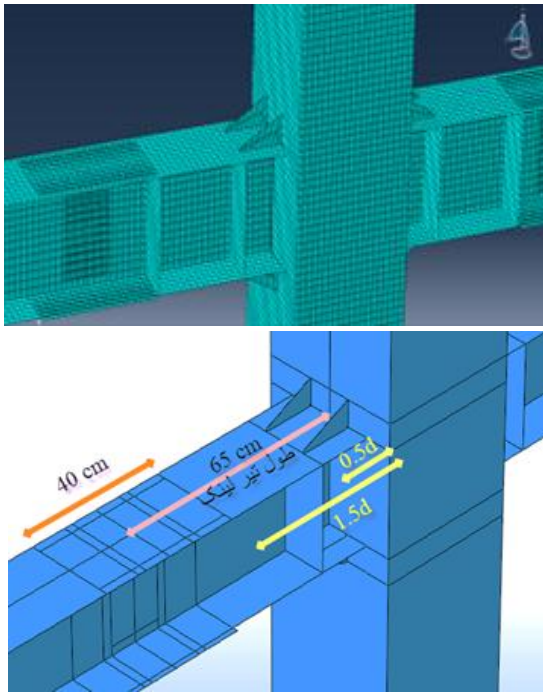
سقف به صورت شطرنجی صورت گرفت. مطابق آیین نامه مقدار بار زنده در طبقات مختلف برابر 200 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است. مقدار بار مرده کف طبقات نیز به میزان 600 kg/cm^2 لحاظ گردید. محل استقرار سازه براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران در ناحیه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شد، لذا شتاب مبنای طرح A برابر با $0/35$ منظور گردید. همچنین جنس زمین محل ساخت از نوع خاک ۳ لحاظ شد. با توجه به تاثیر بیشتر اثر بار زلزله نسبت به بار باد بر سازه مورد نظر، در این مطالعه به بررسی اثر بار زلزله بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران پرداخته شد. مدل قاب خمشی توسط نرم افزار ETABS v9.6.0-1 تحلیل و طراحی گردید. همچنین طراحی مقاطع فولادی با استاندارد AISC.ASD-89 صورت پذیرفت.

در این مطالعه ترکیب فولاد پرمقاومت و کم مقاومت به ترتیب یک بار (ST52 و ST37) و بار دیگر (ST37 و ST19) در نظر گرفته شده اند. نتایج حاکی از عملکرد بهتر ترکیب فولادهای (ST37 و ST19) بوده است. در اتصال در نظر گرفته شده، به منظور منشوری بودن اعضا و براساس یکسان بودن لنگر پلاستیک، ضخامت ها براساس نسبت تنش ها تغییر یافته اند (رابطه (۲)).

$$M_p = F_y Z \rightarrow M_{p(ST37)} = M_{p(ST52)} \quad (2)$$

$$\rightarrow \frac{F_{y(ST37)}}{F_{y(ST52)}} = \frac{Z_{ST52}}{Z_{ST37}} \rightarrow \frac{2}{3} = \frac{t_{ST52}}{t_{ST37}}$$

از مهمترین پارامترهای کنترل کننده طراحی مقاطع تیر و ستون، کنترل نسبت تنش و کنترل تغییرمکان جانبی ساختمان می باشد. در طراحی قاب خمشی برطبق فولاد معمولی و مقاومت بالا، در هر حالت با در نظر گرفتن مقاطع سازه ای یکسان، ضخامت ها براساس نسبت تنش های تسلیم فولاد تغییر داده شدند. در این حالت و پس از طراحی، مقاطع تیر و ستون های مشابه، دارای نسبت تنش های تقریباً یکسان و کمتر از یک هستند. پس از انجام طراحی سازه مقادیر مختلفی برای تیر و ستون های طبقات حاصل شد؛ که از آن میان مقاطع قاب میانی مربوط به طبقه ششم برای مدل سازی در ادامه کار انتخاب گردید. این



شکل (۴): نمایی از ابعاد تیر لینک کوتاه در مدل‌سازی نمونه اتصال

در طراحی ماهیچه به عنوان تقویت کننده اتصال به این نکته توجه گردید که طول افقی ماهیچه برابر $0.5d$ (d برابر عمق تیر) انتخاب شد. دلیل این انتخاب آن است که فاصله پیشنهادی آیین نامه برای شروع مفصل پلاستیک رعایت شده است. همچنین طول عمودی ماهیچه برابر با نصف طول افقی آن در نظر گرفته شد. از ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق‌های پیوستگی) به منظور کاهش تنش برشی جان ستون و جلوگیری از ناپایداری آن مطابق با ضوابط بحث دهم مقررات ملی به صورت متقارن استفاده گردید. ضخامت این ورق‌ها برابر با ضخامت بال‌های تیر انتخاب شد. در انتهای ماهیچه و در محل $0.5d$ از بر ستون از سخت کننده‌هایی به منظور تقویت جان تیر و بصورت متقارن بهره گرفته شد. همچنین در محل وصل تیر لینک به تیر اصلی از سه ورق وصله شامل دو ورق وصله در بال بالا و پایینی تیر و یک ورق وصله در جان تیر استفاده شد. در فرض مدل‌سازی ورق‌های وصله توسط جوش به ورق‌های اصلی تیر متصل شده‌اند.

بارگذاری دو طرفه براساس کنترل تغییر مکانی در جهت قائم به دو انتهای تیر اعمال گردید. مقادیر بارگذاری اعمال

دارای شش درجه آزادی می‌باشد، استفاده گردید. منحنی تنش- کرنش فولاد بوسیله‌ی گزینه سخت شونده‌گی دوخطی مدل‌سازی شد. سخت شونده‌گی از نوع سینماتیک و براساس معیار تسلیم فون میسز و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح با ضریب پواسون 0.3 انتخاب گردید. مدول الاستیسیته فولاد 200 GPa و نرخ سخت شونده‌گی مجدد 4 درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته شد. معیار تسلیم فون میسز یک معیار معتبر برای تشخیص شروع تسلیم در مصالح شکل پذیر تحت تنش‌های مرکب سه بعدی به شمار می‌آید.

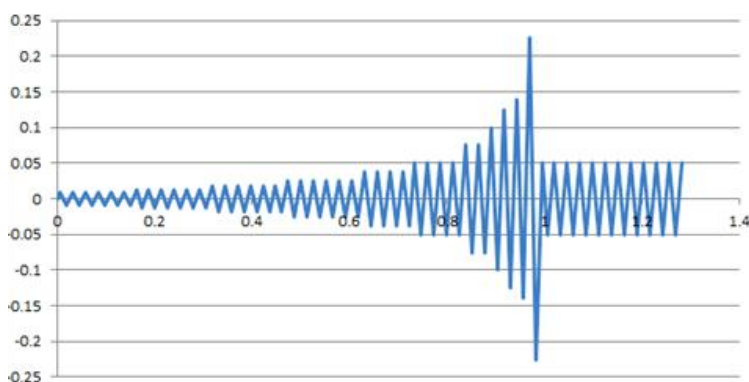
در عملیات مدل‌سازی اتصال ستون-درختی در نرم افزار ABAQUS، سیستم ستون-درختی به گونه‌ای مدل شد که ابتدا تیر لینک متصل به ستون مدل‌سازی گردید و سپس تیر اصلی به آن اضافه شد. تمامی المان‌ها توسط المان Merge به هم متصل گردیدند و سپس وصله‌ها به صورت جداگانه و توسط Interaction‌ها به سازه‌ی اصلی وصل شد.

شرایط مرزی به گونه‌ای در نظر گرفته شد که تکیه‌گاه بالایی ستون به صورت غلطکی و تکیه‌گاه پایینی به صورت مفصلی عمل نمایند. و به منظور جلوگیری از کمناش جانبی-پیچشی تیرها، تعدادی از گره‌های کناری بال‌های تیر و همچنین انتهای تیر در جهت جانبی مقید شده‌اند.

طول لینک برابر با 65 سانتی متر انتخاب گردید. محاسبات این مقدار براین اساس بوده است که طول ورق وصله‌های بالایی و پایینی برابر 40 سانتیمتر (20 سانتیمتر از هر طرف) داده شده‌اند و محاسبه باربری طول خط جوش صورت گرفته است. ضمن اینکه در انتخاب طول تیر لینک توجه به این نکته ضروریست که طول مفصل پلاستیک پیشنهادی آیین نامه ($1/5d$) رعایت شده باشد و مفصل پلاستیک درون تیر لینک اتفاق بیفتد. در حقیقت به منظور کسب اطمینان، طول تیر لینک حدوداً 2 تا $2/5d$ اختیار گردید. رعایت این مسئله در شکل (۴) قابل مشاهده می‌باشد. ضخامت و عرض تیر لینک مشابه تیر اصلی وارد شده است.

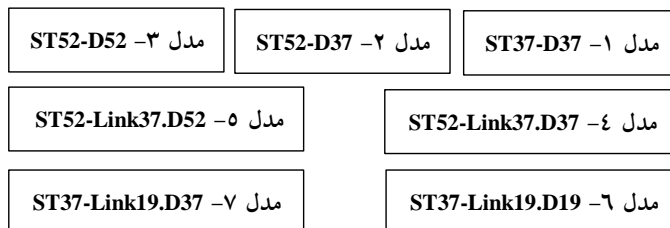
در محور قائم برحسب متر به دو انتهای تیرها اعمال شده است. در شکل (۶) بصورت گراف به معرفی نمونه‌های اتصال مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS پرداخته شده است.

شده به انتهای تیر به صورت تغییر مکان و براساس پروتکل بارگذاری آیین نامه AISC2010 بخش مربوط به قاب‌های خمشی می‌باشد [۴]. مطابق شکل (۵) پروتکل بارگذاری به صورت تغییر مکان



شکل (۵): پروتکل بارگذاری لرزه‌ای براساس آیین نامه AISC2010 مربوط به قاب‌های خمشی [۴]

نمونه‌های مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS



شکل (۶): معرفی نمونه‌های اتصال مدل‌سازی شده

قسمت دوم مربوط به نوع فولادی است که در طراحی قاب خمشی در نرم افزار ETABS بکار رفته است. در نامگذاری مدل‌های ترکیبی، بخش ابتدایی فولاد بکار رفته در ستون و تیر اصلی بوده و طراحی قاب خمشی براساس آن مشخص شده است. در بخش دوم، نوع فولاد تیر لینک به همراه نوع طراحی مربوط به آن بیان می‌گردد.

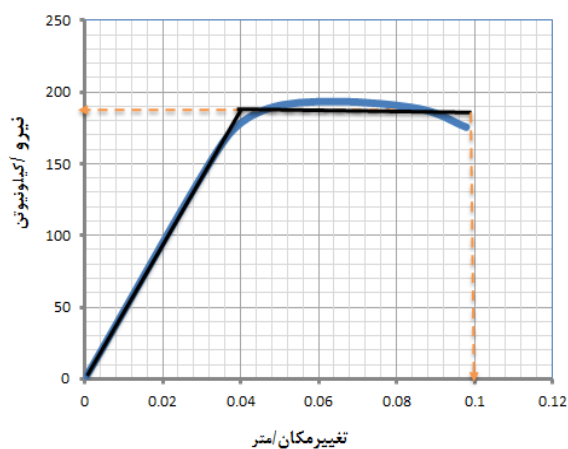
۵- تحلیل و بررسی نتایج

پس از بارگذاری نوبت به تحلیل اتصال می‌رسد. به منظور تحلیل تحت بارگذاری دو طرفه اعمال شده به انتهای تیر، از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده گردید. تحلیل غیر خطی صورت گرفته، تحلیل غیر خطی مادی و هندسی را شامل می‌شود. نتیجه نهایی تحلیل تحت بارگذاری

منظور از مدل ST52-D37، اتصال صلیبی ستون-درختی است که در نرم افزار ETABS با مشخصات فولاد ST37 طراحی شده و ابعاد آن بدست آمده‌اند. ولی به هنگام مدل‌سازی در نرم افزار آباکوس نوع فولاد اتصال به صورت تماماً از فولاد ST52 انتخاب شده است. همچنین مدل اتصال ST52-Link37.D37 اتصال می‌باشد که ابعاد تیر و ستون آن براساس نتایج ETABS قاب با فولاد ST52 بوده، که تنها در قسمت تیر لینک اتصال از فولاد ST37 استفاده شده و ضخامت بال و جان تیر لینک نیز براساس نسبت تنش جاری شدن فولاد ST37 و ST52 افزایش داده شده است.

به طور کلی در نامگذاری سه مدل اول، قسمت اول نام مربوط به نوع فولاد بکار رفته در مدل‌سازی ABAQUS؛ و

در شکل (۸) یک نمونه از نمودارهای ایده آل دوخطی آورده شده است. نتایج عددی نمودار دوخطی ایده آل نمونه‌های ۱ تا ۳ در جدول (۱) آورده شده است.



شکل (۸): نمودار دوخطی ایده آل مدل ۳

جدول (۱): بررسی عددی نتایج نمودار دوخطی ایده آل

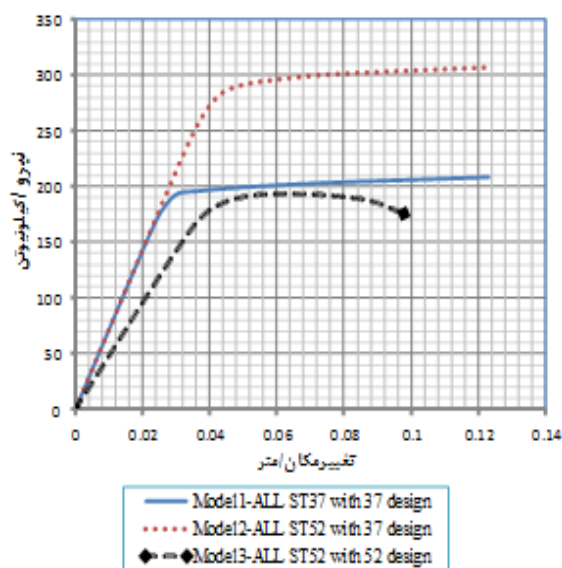
نمونه‌های ۱ تا ۳

μ	P_y (mm)	Δu (mm)	Δy (mm)	نوع اتصال
۲/۶۳	۲۰۳/۰۳۹	۱۲۳/۰۵۰	۴۶/۷۵	مدل ۱- ALLST37
۲/۹۷	۲۹۷/۶۳۹	۱۲۳/۹۲۵	۴۱/۷۵	مدل ۲- ALLST52-with 37 design
۲/۳۹	۱۸۸/۱۹۴	۹۷/۹۰۰	۴۱/۰۰	مدل ۳- ALLST52-with 52 design

نتایج عددی بدست آمده از جدول (۱)، میزان شکل پذیری را در هر مدل نشان می‌دهد. با توجه به نتایج حاصله، استفاده از فولاد پرمقاومت ST52 در اتصالی که طراحی براساس فولاد ST52 صورت گرفته، در کنار کاهش ۳۳ درصدی ضخامت المان‌ها، کاهش ۹ درصدی شکل پذیری را نیز به همراه دارد. این درحالیست که با فرض یکسان بودن قیمت فولادها، اگر در سازه‌ای که براساس فولاد ST37 طراحی شده، اتصالی را انتخاب نماییم و در نرم افزار ABAQUS با همان ابعاد بدست آمده از نرم افزار ETABS، تنها نوع فولاد را به ST52 تغییر دهیم؛ مشاهده می‌نماییم که این مدل در مقایسه با مدل تماماً از فولاد ST37، افزایش ۱۳ درصدی شکل پذیری را در کنار افزایش چشمگیر ظرفیت باربری خواهد داشت. با این

دو جهتی، منحنی نیرو در نوک تیر-تغییر مکان نوک تیر خواهد بود.

معیار توقف عملیات بارگذاری برای نمونه‌ها، براساس رسیدن المانی مشخص در بال بالایی تیر به مقدار کرنش پلاستیک ۰/۰۵ بوده است. در منحنی‌های هیستریزس، محور افقی نمایانگر تغییر مکان نسبی انتهای یک تیر بر طول تیر بوده و محور قائم، نیروی ایجاد شده بر اثر تغییر مکان رفت و برگشتی اعمالی را نشان می‌دهد. با محاسبه‌ی مساحت زیر منحنی‌های عملکرد، میزان جذب انرژی در مدل‌های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب برابر با ۸/۷۹۰۹، ۱۲/۲۷۴ و ۵/۸۳ kN.m بوده است. همچنین با توجه به شکل (۷)، مدل اتصال‌های ۱ و ۲ که براساس طراحی سازه با فولاد ST37 بوده‌اند، به دلیل ضخامت بیشتر اعضا نسبت به حالتی که با فولاد ST52 طراحی می‌شوند؛ منحنی عملکرد دارای سختی اولیه‌ی بیشتری نسبت به مدل ۳ بوده و ظرفیت باربری آن بیشتر می‌باشد.



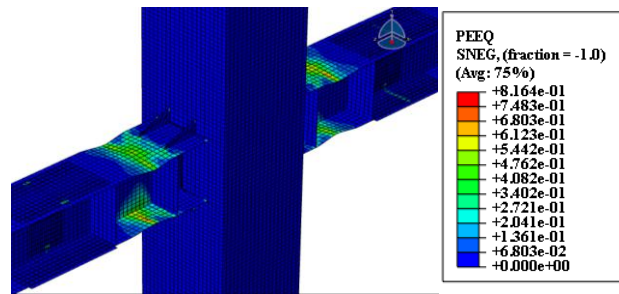
شکل (۷): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ تا ۳

به منظور محاسبه‌ی ضریب شکل پذیری، نمودارهای دوخطی ایده آل براساس توصیه‌های نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی رسم گردید. مبنای ترسیم نمودارها، برابر بودن سطح محصور بالا و پایین خطوط ترسیمی بوده است.

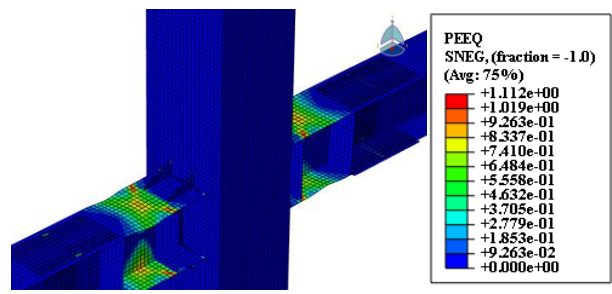
وجود استفاده از این نوع فولاد در سازه‌های بلند مرتبه سبب کاهش ابعاد مقاطع تیر و ستون گردیده که این امر؛ کاهش وزن کلی سازه و در نتیجه کاهش هزینه‌ها، افزایش مساحت مورد استفاده ی بنا و کاهش میزان انرژی دریافتی زلزله را در پی دارد.

با این حال؛ این مطالعه هدف جبران شکل پذیری کاهش

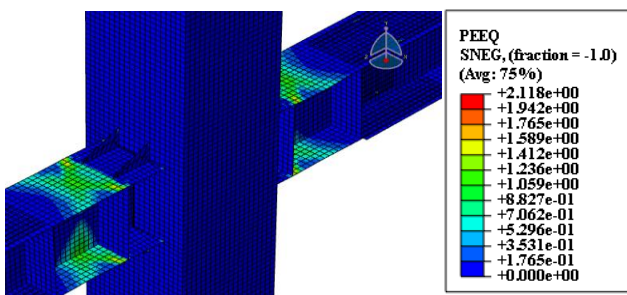
یافته ناشی از مصرف فولاد مقاومت بالا را دنبال می‌نماید. با این روش با بهره گیری از فولاد ST52، کاهش وزن و مزایای فولاد پرمقاومت را به همراه شکل پذیری معادل سازه با فولاد ST37 معمولی در کنار هم فراهم می‌شود. در ادامه به بررسی این ایده پرداخته شده است.



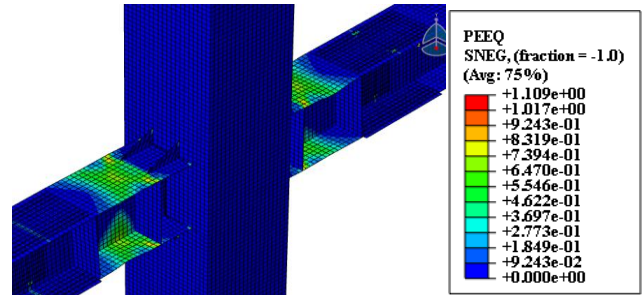
ب) مدل ۳



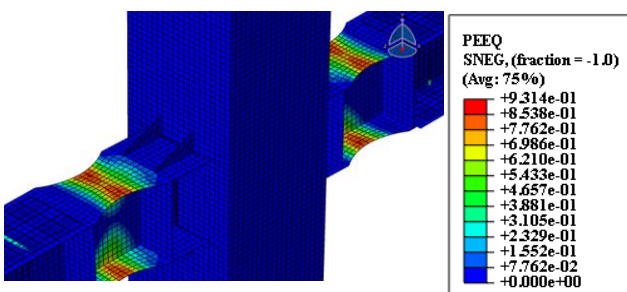
الف) مدل ۱



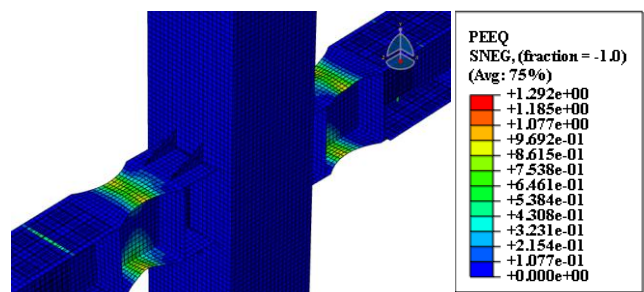
د) مدل ۶



ج) مدل ۴



و) مدل ۱۱



ه) مدل ۱۰

شکل (۹): توزیع کرنش پلاستیک در نمونه‌های اتصالات-توقف عملیات براساس دستیابی المانی مشخص از بال تیر به کرنش ۰/۰۵

تشکیل مفصل پلاستیک در مقطع تیر به دور از وجه ستون، بیانگر آنست که تمامی مدل‌های مورد مطالعه رفتار شکل پذیر از خود نشان داده و برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مناسب می‌باشند. نکته قابل تامل اینست که در مدل ۳ که براساس فولاد ST52 طراحی شده و مقاطع ضخامت کمتری را دارا می‌باشند، مدل در تغییر مکان‌های پایین‌تری

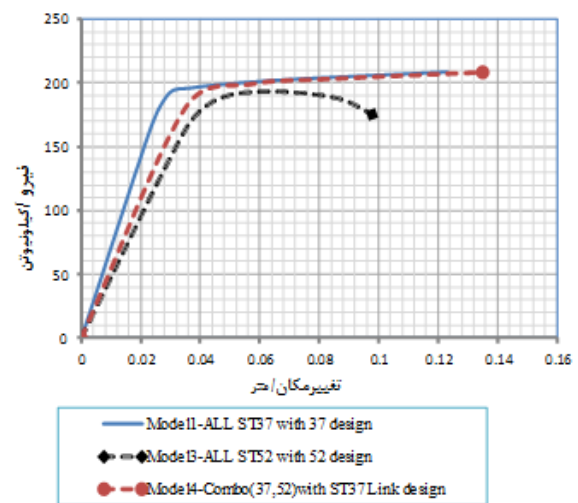
با توجه به توزیع کرنش پلاستیک در شکل (۹) مشاهده می‌گردد تسلیم شدگی در بال تیر لینک کوتاه و بعد از انتهای ماهیچه رخ داده است. براساس گستردگی ناحیه تسلیم، مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به سوی تیر منتقل شده و به دور از بر ستون و در ناحیه لینک تشکیل می‌شود. نکته مهم دیگر که در اشکال مشاهده می‌شود این است که

(سیکل‌های بارگذاری پایین‌تر) کمانش می‌کند و کمانش در آن مشهودتر می‌باشد.

۶- مقایسه اتصال پیشنهادی ترکیبی از فولادهای

معمولی-پرمقاومت و مدل اتصالات پیشین

اتصال مدل ۴ که تیر لینک در آن براساس طراحی فولاد ST37 می‌باشد نسبت به مدل ۵ از شکل پذیری (۴۲ درصد) و ظرفیت باربری بسیار بیشتری (۶۲ درصد) برخوردار است. در مدل ۵ فولاد تیر لینک نسبت به مدل ۳ ضعیف‌تر انتخاب شده ولی به این دلیل که طراحی براساس همان فولاد ST52 است و ضخامت‌ها در تیر لینک افزایش نداشته، عملکرد خوبی ندارد. ولی در مدل ۴ با تضعیف فولاد تیر لینک از فولاد پرمقاومت به فولاد معمولی-به منظور افزایش شکل پذیری اتصال-؛ ضخامت‌ها نیز براساس نسبت تنش فولادها افزایش یافته است. بدیهی است که در این نمونه، اتصال قادر به تحمل بارگذاری بیشتری بوده و همچنین تغییرشکل بهتری را به نمایش می‌گذارد.



شکل (۱۰): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱، ۳ و ۴

همانطور که مشاهده از شکل (۱۰) می‌شود، با وجود اینکه سختی اولیه مدل اتصال تماماً از فولاد ST37 از دو مدل دیگر بیشتر است، ولی نهایتاً شکل پذیری اتصال ترکیبی با طراحی لینک براساس مشخصات فولاد ST37 به میزان ۳۶ درصد بیشتر می‌باشد. مقایسه سطح زیر نمودار پوش

منحنی هیستریزس دو مدل ۱ و ۴ نشانگر آنست که میزان جذب انرژی مدل ۴ به مقدار عدد ۹/۳۰۷ kN.m و مساحت زیر منحنی پوش مدل ۱ برابر عدد ۸/۷۹ kN.m بوده است. نتیجه آنکه با وجود سختی اولیه بیشتر مدل ۱، نهایتاً میزان جذب انرژی مدل ترکیبی ۶ درصد بیشتر بوده است. همچنین این مدل اتصال با بکارگیری فولاد ST52 در تیر اصلی و ستون، کاهش ۳۳ درصدی ضخامت را نیز در پی دارد.

با توجه به نتایج جدول (۲)، با وجود سختی اولیه بیشتر در مدل ۱ نسبت به مدل ۴، میزان جذب انرژی و همچنین مقدار ضریب شکل پذیری مدل پیشنهادی ترکیبی از دو نمونه‌ی دیگر افزون می‌باشد.

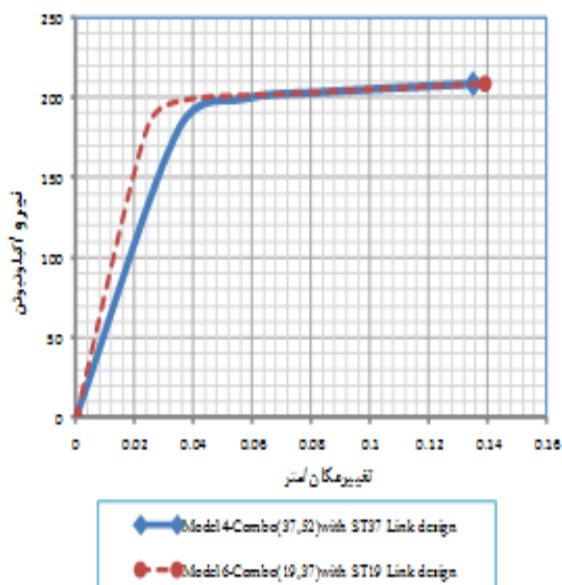
فولاد جاذب انرژی فولادی است که در آن درصد کرنش و دیگر آلیاژها بسیار ناچیز بوده و دارای شکل پذیری بسیار بالایی می‌باشد. تنش جاری شدن آن برابر ۱۸۵ نیوتن بر میلی‌متر مربع و مقدار تنش نهایی برابر ۲۵۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع است. به منظور بررسی استفاده از این نوع فولاد در اتصالات ستون درختی فولادی مورد بحث در این مطالعه، از فولاد جاذب انرژی در تیر لینک و از فولاد معمولی برای المان‌های تیر اصلی و ستون استفاده گردید.

جدول (۲): بررسی عددی نتایج نمودار دوخطی ایده آل

نمونه‌های ۱ و ۳ و ۴

μ	P_y (mm)	Δu (mm)	Δy (mm)	نوع اتصال
۲/۶۳	۲۰۳/۰۳۹	۱۲۳/۰۵۰	۴۶/۷۵	مدل ۱- ALLST37
۲/۳۹	۱۸۸/۱۹۴	۹۷/۹۰۰	۴۱/۰۰	مدل ۳- ALLST52-with 52 design
۳/۵۸	۲۰۳/۲۶۳	۱۳۵/۱۲۵	۳۷/۷۵	مدل ۴- Combo(37,52) with ST37 Link design

مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ و ۴ و مدل‌های ۳ و ۶ به ترتیب در شکل (۱۱) و (۱۲) آورده شده است. مقایسه منحنی‌های شکل (۱۱) نشانگر آن است که با توجه به شیب اولیه و سختی الاستیک بیشتر مدل ترکیبی در ابتدای بارگذاری (به دلیل بالاتر بودن ضخامت بال و جان تیر لینک)؛ در ادامه مدل ترکیبی از فولاد جاذب انرژی و فولاد



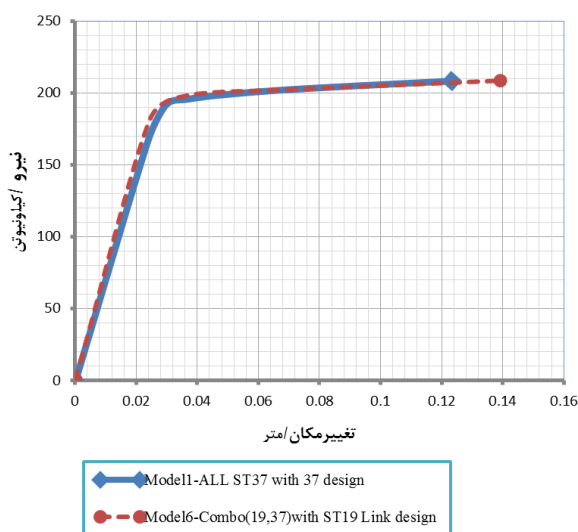
شکل (۱۲): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۴ و ۶

مدل ۶ که ترکیب فولادهای (۱۹ و ۳۷) می‌باشد، نسبت به مدل ترکیبی (۳۷ و ۵۲) دارای ۲۰ درصد شکل پذیری بیشتر و ۸ درصد افزایش در میزان جذب انرژی است. بنابراین مدل ۶ قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج ستون-درختی که کاملاً از فولاد ST37 می‌باشند را داراست.

در شکل (۱۳) مقایسه‌ی نموداری مساحت‌های زیر منحنی پوش اور مدل‌ها که بیانگر میزان انرژی جذب شده است، آورده شده است. با توجه به مقایسه‌ی صورت گرفته، میزان جذب انرژی در مدل‌های تماماً از فولاد معمولی و مدل‌های ترکیبی فولادهای (۳۷ و ۵۲) و (۱۹ و ۳۷) تقریباً یکسان است.

شکل (۱۴) به مقایسه‌ی شکل پذیری مدل‌های مورد مطالعه اختصاص دارد. مدل‌های پیشنهادی اتصال ستون-درختی با تقویت کننده‌های ماهیچه به خوبی قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج که تماماً از فولاد ST37 هستند را دارا می‌باشند. در اینحالت با یکسان ماندن میزان جذب انرژی در اتصال، شکل پذیری افزایش یافته و از دیگر مزیت‌های فولادهای ST52، ST19 و یا نوع دیگر فولادها استفاده می‌شود.

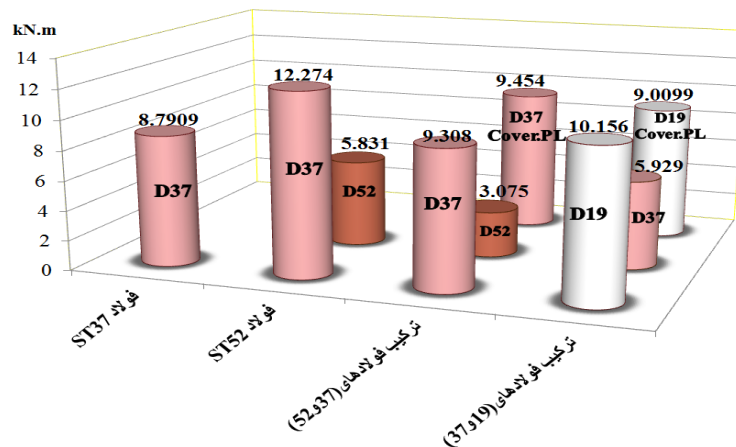
معمولی، تغییر شکل پلاستیک بیشتری را نسبت به نمونه اتصال تماماً از فولاد معمولی، داشته است. این مدل نسبت به مدل ۱ که تماماً از فولاد ST37 می‌باشد، ۶۴ درصد شکل پذیری بیشتر را تحمل می‌نماید. همچنین مقایسه مساحت-های زیر نمودار پوش دو مدل، حاکی از بیشتر بودن مساحت زیر منحنی مدل ۶ - با مقدار عددی $kN.m$ $10/156$ - نسبت به مدل ۱ - به مقدار $kN.m$ $8/79$ - به میزان ۱۵ درصد می‌باشد. بنابراین علاوه بر تحمل دررفت (نسبت تغییر مکان قائم انتهای تیر به طول تیر) بیشتر، مدل ترکیبی از میزان جذب انرژی بالاتری نیز برخوردار است.



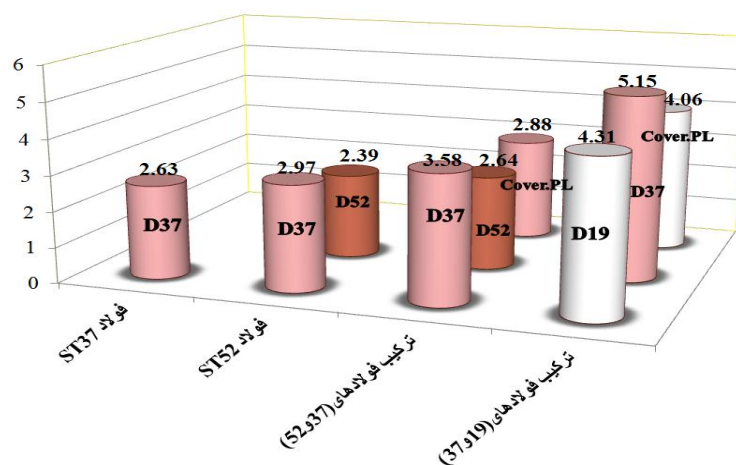
شکل (۱۱): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ و ۶

در ادامه به مقایسه‌ی دو نمونه اتصال ۴ و ۶ که به ترتیب از ترکیب فولادهای (۳۷ و ۵۲) و (۱۹ و ۳۷) می‌باشند، پرداخته شده است.

با توجه به مقایسه‌ی نمودارهای دو خطی دو نمونه در شکل (۱۲)، در مدل ۶ به این دلیل که تمامی اعضا به جز تیر لینک از فولاد معمولی هستند، نسبت به مدل ۴ از ضخامت بیشتری برخوردار بوده و دارای سختی اولیه‌ی بیشتری می‌باشند. با این وجود و با وارد شدن به ناحیه‌ی غیرخطی، مدل ۶ دررفت بیشتری نیز تحمل می‌کند. مقایسه‌ی سطح زیر منحنی‌های پوش نیز نشان از برتری مدل ۶ (با سطح زیر منحنی $kN.m$ $10/156$) نسبت به نمونه ۴ (با سطح زیر منحنی $kN.m$ $9/308$) دارد.



شکل (۱۳): نمودار میله‌ای مقایسه‌ی میزان جذب انرژی (سطح زیر منحنی‌های پوش آور هیستریزس مدل‌ها



شکل (۱۴): نمودار میله‌ای مقایسه‌ی میزان شکل پذیری مدل‌های تحلیل و بررسی شده

۷- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده از این مطالعه به شرح ذیل می باشند:

۱- در مدل ترکیبی فولاد ST52 و ST37، مدل ST52-Link37.D37 که در آن طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST37 می باشد، نسبت به مدل ST37-D37، علاوه بر اینکه اعضای اصلی اتصال از فولاد ST52 بوده و کاهش ضخامت ۳۳ درصدی را به همراه داشته است؛ شکل پذیری به میزان ۳۶ درصد و مساحت زیر منحنی هیستریزس که نشان دهنده‌ی میزان جذب انرژی اتصال است، افزایش ۵/۸ درصدی را نشان می دهد. همچنین مقایسه‌ی منحنی‌های عملکرد مدل اتصال پیشنهادی با مدل‌های قبلی، از برابری ظرفیت باربری مدل

اتصال ترکیبی و مدل ST37-D37 و برتری آن بر مدل ST52-D52 حکایت دارد.

نتیجتاً مدل ترکیبی از فولاد پرمقاومت برای تیر اصلی و ستون‌ها و فولاد معمولی برای تیرهای لینک در مدل اتصال ستون درختی، با طراحی هر قسمت براساس فولاد بکار رفته در آن، می تواند به خوبی جایگزینی برای اتصالات فولادی سازه‌های بلند باشد. با استفاده از این نوع اتصال به دلیل بهره گیری از فولاد مقاومت بالا، وزن اسکلت سازه کاهش یافته و هزینه‌های ساخت پایین می آیند. همچنین میزان جذب و استهلاک انرژی زلزله آن نیز حتی نسبت به حالت استفاده از فولاد سازه‌ای رایج، افزایش می یابد.

۲- در مدل اتصال ترکیبی از فولاد ST37 و ST19 که اعضای اصلی از فولاد ST37 و تیر لینک از فولاد جاذب

انرژی ST19 انتخاب شده است، در صورتی که طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST19 در نظر گرفته شده و ضخامت المان تیر لینک به نسبت تنش جاری شدن فولادها افزایش داده شود، اتصال در مقایسه با اتصال تماماً از فولاد ST37 عملکرد بهتری را به نمایش می‌گذارد. در این حالت، با یکسان بودن شیب اولیه‌ی منحنی عملکرد (سختی الاستیک) دو نمونه، مدل ترکیبی فولاد معمولی و فولاد جاذب انرژی دارای افزایش شکل پذیری ۶۴ درصدی نسبت به مدل ST37-D37 است. همچنین مقایسه‌ی سطح زیر منحنی‌های عملکرد حاکی از افزایش ۱۵/۷ درصدی میزان جذب انرژی مدل ترکیبی می‌باشد. به عنوان نتیجه مدل ترکیبی فولاد جاذب-فولاد معمولی با طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST19 قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج از فولاد معمولی ST37 را دارا می‌باشد.

۸- مراجع

[1] Chen, S.-J. and Tu, C. (2004), "Experimental Study of Jumbo Size Reduced Beam Section Connections Using High-Strength Steel", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 130, pp. 582-587.

[۲] صبوری، س. و ضیایی، م. (۱۳۹۱)، "بررسی اثر استفاده از فولاد جاذب انرژی در تیرهای پیوند قاب‌های مهار شده واگرا"، نشریه عمران، مقاوم سازی و بهسازی، شماره ۷.

[3] Yu, Q.-S., Uang, C. and Gross, J. (2000), "Seismic Rehabilitation Design of Steel Moment Connection with Welded Haunch", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, pp. 69-78.

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





بهبود شکل‌پذیری و رفتار چرخه‌ای مهاربند شکاف‌دار با استفاده از نبشی فولادی

سید مهدی زهرائی^۱، عبدالله چراغی^۲
(تاریخ دریافت: ۹۳/۰۲/۱۴، تاریخ پذیرش: ۹۴/۰۶/۱۴)

چکیده

مهاربندهای همگرا یکی از متداول‌ترین سیستم‌های باربر جانبی سازه‌ها می‌باشند که به دلیل سهولت اجرا و هزینه کمتر نسبت به قاب‌های خمشی همواره مورد توجه بوده‌اند، ولی رفتار غیرشکل‌پذیر آنها پس از کمانش عضو فشاری سبب افت محسوس عملکرد آنها می‌گردد. لذا همواره محققین مختلف سعی در ارائه راهکارهایی جهت مقابله با این ضعف نموده‌اند. در این مقاله اثر کاربرد نبشی فولادی در مهاربند شیاردار قبل از صفحه‌اتصال کناری جهت جلوگیری از کمانش زود هنگام آن مورد مطالعه قرار گرفته است. جهت شناسایی رفتار عضو پیشنهادی، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده گردید. نتایج حاکی از بهبود عملکرد چرخه‌ای و افزایش شکل‌پذیری مهاربند همگرا بوده که با توجه به سهولت اجرای آن می‌تواند به عنوان سیستم موثر در استهلاک انرژی زلزله بکار رود. مقایسه منحنی‌های هیستریزس نمونه پیشنهادی با مهاربند معمولی گویای رفتار متقارن و پایدارتر بوده و تا تغییر مکان حدود ۳ سانتیمتر نیز افت مقاومت و سختی در آن دیده نمی‌شود، لیکن مهاربند معمولی در تغییر مکان چرخه‌ای حدود ۱ سانتیمتر دچار کمانش شده است.

کلمات کلیدی

مهاربند شکاف‌دار، نبشی فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، رفتار چرخه‌ای، شکل‌پذیری

Improving Ductility and Cyclic Performance of Slit Brace Using Steel Angle

S. M. Zahrai, A. Cheraghi

ABSTRACT

Concentrically braced frames are among the most common systems due to ease of implementation and low cost compared to the moment resisting frames, however non-ductile behavior after buckling of compression element is noticeable. So, various research projects have been conducted to deal with this shortcoming. In this paper, the effect of steel angle in slit brace is considered to prevent its buckling. Stresses and displacement of structures using nonlinear static analysis by finite element software "ABAQUS" are evaluated. Results indicate improved cyclic performance and ductility of CBF systems. In addition, comparing the hysteresis loop of the proposed sample with that of normal braces shows symmetric and stable rational behavior where strength and stiffness degradations are not observed in the displacement up to about 3 cm while the normal brace buckles in about 1 cm.

KEYWORDS

Slit brace, Steel angles, Nonlinear static analysis, Cyclic behavior, Ductility

۱- استاد قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی دانشکده عمران، دانشگاه تهران، mzahrai@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۳- دانشجوی دکترای عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک



مهاربندهای همگرا از جمله متداولترین سیستمهای لرزه‌ای می‌باشند. سختی بسیار بالا و سهولت اجرا سبب استفاده گسترده از این گونه مهاربندها به عنوان سیستم اصلی باربر جانبی سازه‌ها گردیده است. همچنین تمرکز خرابی در تعداد کمی از اعضا پس از زلزله سبب کاهش هزینه‌های تعمیر و بازسازی در مقایسه با قاب‌های خمشی می‌گردد. از طرف دیگر ضعف عمده این نوع مهاربندها در عدم رفتار شکل‌پذیر آنها طی بارگذاری لرزه‌ای به واسطه کماتش زود هنگام عضو فشاری و زوال شدید سختی آنهاست که در تمامی انواع این نوع مهاربند از جمله مهاربند قطری، ضربدری و شورون به عنوان نقطه ضعف اصلی آنها شناخته می‌شود. به این دلیل همواره تحقیقات فراوانی بر روی رفتار لرزه‌ای و توسعه راهکارهای بهبود عملکرد این گونه مهاربندها انجام گردیده است.

تحقیقات صورت گرفته بر روی اصلاح رفتار مهاربندهای همگرا را می‌توان در ۲ قالب کلی طبقه‌بندی نمود. دسته اول ایده استفاده از مهاربندهای کماتش‌ناپذیر یا مقید شده در برابر کماتش می‌باشد. این گزینه از جمله مواردی بود که جهت اصلاح رفتار مهاربندها و تطبیق رفتار فشاری و کششی آنها توسعه یافته است. جهت ساخت یک مرکز تحقیقاتی در دانشگاه برکلی آزمایشاتی توسط Lopez و همکارانش [۱] بر روی رفتار مهاربندهای کماتش‌ناپذیر انجام گردید. آزمایشات نشان داد که عملاً صفحات اتصال باعث ایجاد یک دهانه صلب می‌شوند و باید دوران گره‌ها به علت صلبیت بالای صفحه اتصال را در تحلیل و طراحی لحاظ کرد. تحقیقات میلر و همکاران سبب ایجاد نسل جدیدی از اینگونه مهاربندها از ترکیب آلیاژهای هوشمند^۱ و مهاربندهای کماتش‌ناپذیر با قابلیت ترمیم و استهلاک انرژی بالا با عنوان مهاربند مرکزگرا^۲ گردید [۲].

دسته دوم که در این مقاله نیز بیشتر بر روی آن تمرکز گردیده، مبتنی بر ایده کاربرد فیوزها و تمرکز خسارت در آنها جهت جلوگیری از آسیب به سایر اعضای اصلی بوده

که توسط محققین مختلف مورد ارزیابی واقع گردیده است. Tirca و همکارانش [۳] تحقیقات زیادی بر روی اصلاح رفتار مهاربند همگرا با استفاده از نوعی اتصالات مفصلی خاص انجام دادند. نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربند با تکیه بر تمرکز مفاصل پلاستیک در اتصالات و الاستیک ماندن رفتار عضو اصلی مهاربند داشت. در بررسی دیگر، تحقیقات Malek [۴] منجر به ارائه گونه نوینی از میراگرهای هیستریزس به صورت حلقه فولادی با شکل‌پذیری مناسب گردید. علاوه بر این می‌توان به تحقیقات Behkam Rad [۵] در استفاده از المان شکل‌پذیر قوطی شکل اشاره نمود که نتایج آن حاکی از عملکرد موثر المان پیشنهادی در افزایش شکل‌پذیری رفتار مهاربند می‌باشد.

Kafi و همکارانش [۶] مطالعات عددی و آزمایشگاهی استفاده از المان لوله جهت افزایش شکل‌پذیری و بهبود عملکرد مهاربندهای همگرا را مورد ارزیابی قرار دادند که نتایج حاکی از تعویق در کماتش عضو فشاری و در نتیجه رفتار لرزه‌ای مناسب‌تر آن می‌باشد. در تحقیق دیگر Kalantari و Alizadeh مطالعات تحلیلی بر روی بهسازی رفتار دینامیکی مهاربند همگرا با استفاده از حلقه فولادی را بررسی کردند. آنها دریافتند که افزایش عرض و ضخامت حلقه سبب افزایش ظرفیت باربری و افزایش قطر حلقه سبب کاهش آن می‌گردد. همچنین تحقیقات نشان داد که استفاده از حلقه موجب کاهش سختی و برش پایه سازه و نیز افزایش جابجایی و زمان تناوب سیستم می‌گردد [۷]. مطالعات تکمیلی بر روی المان لوله به منظور دستیابی به المان قویتر و در دسترس، سبب ارائه گونه نوینی از فیوزها با استفاده از حلقه‌های متحدالمرکز لوله‌درلوله گردید. یافته‌ها حاکی از تاثیر زیاد ضخامت و نسبت قطر المان‌های تودرتو بر عملکرد اینگونه سیستم‌ها می‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد رفتار شکل‌پذیر این المان سبب جذب قسمت عمده‌ای از انرژی وارد به سازه بوده و از ورود سایر اعضا به مرحله غیرالاستیک جلوگیری خواهد نمود [۸]. احمدی و همکارانش میراگر هیستریزس نوینی با استفاده از تعدادی صفحات دایره‌ای شکل دنداندار که

¹ SMA

² SC-BRB



حول محور لوله گذرنده از مرکز دوران می‌کنند ارائه نمودند. میله فولادی از یکسو به اعضای مهاربندی و از طرف دیگر به تیر بالایی قاب متصل بوده و روش کار آن بر پایه استهلاک انرژی بر مبنای استفاده از مکانیزم خمش و لهیدگی در صفحات فولادی می‌باشد. نتایج تحلیلی گویای عملکرد مناسب آنها و پایداری منحنی‌های هیستریزس بوده که حاکی از اتلاف انرژی مناسب این سیستم می‌باشد [۹].

همچنین Franco و همکارانش یک گونه میراگر هیستریزس دیگر بر مبنای استفاده از خواص پلاستیک فولاد ارائه نمودند. اساس کار میراگر پیشنهادی آنها بر مبنای کاهش قطر و ضخامت عضو مهاربند در قسمت میانی و اتلاف انرژی بر اثر وقوع پیچش در این قسمت می‌باشد. طراحی این میراگر به گونه‌ایست که در برابر خمش مقید گردیده و تنها اجازه پیچش به المان داده می‌شود. از مزایای این نوع مهاربند به مقاومت خستگی بالا و نیز عدم کمناش مهاربند در نواحی تسلیمی می‌توان اشاره کرد [۱۰]. ایده استفاده از ظرفیت خمشی اعضای فولادی سرد نورد شده U شکل توسط سوزوکی و همکاران ارزیابی گردید. نتایج مطالعه عددی و آزمایشگاهی گویای رفتار مناسب این نوع میراگرها و ظرفیت اتلاف انرژی بالا و تحمل تغییر شکل‌های بزرگ در این اعضا بود [۱۱].

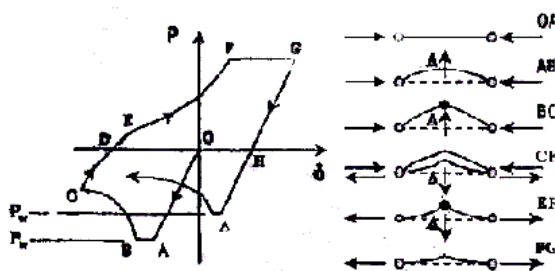
ایده ایجاد شیار بر روی جداره مقاطع قوطی شکل به عنوان نوعی میراگر فلزی در سال ۲۰۱۰ توسط Benavent-Climent پیشنهاد گردید. در این تحقیق بر روی قسمتی از عضو مهاربند شیارهایی به منظور تغییر شکل و اتلاف انرژی طی بارگذاری لرزه‌ای ایجاد گردیده است. شکل، تعداد و ابعاد این شیارها از عوامل تاثیرگذار بر رفتار عضو بوده و در طراحی باید مورد توجه قرار گیرد. نتایج تحقیقات گویای رفتار مناسب و پایدار این سیستم تحت بارگذاری چرخه‌ای بوده که پتانسیل استهلاک انرژی بالای آن را نشان می‌دهد [۱۲].

تحقیقاتی از این دست جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای این سیستم باربر جانبی همواره در حال توسعه بوده و ایده‌هایی نظیر روش ارائه شده در این مقاله رو به گسترش می‌باشد.

لازم به ذکر است که با توجه به بررسی تاثیر ایجاد شیار روی عضو مهاربند در تحقیقات معدود انجام شده لیکن استفاده از نبشی فولادی در ترکیب با مقطع کاهش یافته در جان مقطع ناودانی به عنوان عضو موثر در استهلاک انرژی و افزایش شکل‌پذیری مهاربند همگرا تاکنون بررسی نگردیده که توسط مولفین در این مقاله ارائه گردیده است. علاوه بر این مزیت سیستم پیشنهادی در عملکرد شکل‌پذیر، اجرای نسبتاً آسان، کم‌هزینه و با استفاده از مصالح در دسترس بوده که در ادامه ارزیابی می‌شود.

۲- دیدگاه کلی تحقیق

با بررسی انجام گرفته بر روی رفتار مهاربندهای همگرا ملاحظه می‌گردد که شکل‌پذیری و عملکرد لرزه‌ای آنها به شدت تحت تاثیر رفتار عضو فشاری بوده و کاهش شدید سختی و مقاومت پس از کمناش المان فشاری سبب افت محسوس عملکرد آن طی بارگذاری چرخه‌ای می‌گردد (شکل (۱)).



شکل (۱): نمودار رفتار مهاربند همگرا طی بارگذاری چرخه‌ای

[۱۳]

لذا اتخاذ راهکاری جهت جلوگیری از کمناش عضو و یا به تاخیر انداختن آن سبب بهبود شکل‌پذیری آن خواهد شد. در این مقاله با استفاده از ظرفیت خمشی نبشی فولادی به عنوان راهکاری اجرایی و در دسترس، سعی در اصلاح رفتار مهاربندهای همگرا گردیده است. ظرفیت خمشی نبشی که متأثر از عرض و ضخامت مقطع آن می‌باشد به گونه‌ای انتخاب شده که کمتر از ظرفیت کمناشی عضو فشاری باشد و عملاً احتمال وقوع کمناش در عضو اصلی منتفی گردد. تغییر زاویه نبشی تحت

جهت طراحی اندازه و تعداد نبشی بر اساس جدول (۲) قابل محاسبه خواهد بود.

جدول (۲): نیروی مجاز برای مقاطع مختلف نبشی (L طول نبشی بر حسب سانتیمتر)

نیروی مجاز (kN)	مقطع مهاربند
۰/۳L	UNP8
۰/۳۸L	UNP10
۰/۴۵L	UNP12
۰/۵۳L	UNP14
۰/۶L	UNP16
۰/۷L	UNP18
۰/۸L	UNP20

با توجه به اعداد جدول (۲) مشاهده می‌شود که ظرفیت خمشی نبشیهای موجود در بازار پایین بوده و قادر به تامین ظرفیت خمشی مورد نیاز نمی‌باشند. لذا دو راهکار می‌تواند در دستور کار قرار گیرد:

راه اول اینکه از مقاطع نورد شده با ضخامت بیشتر استفاده گردد که با توجه به عدم دسترسی گسترده به اینگونه مقاطع هزینه آن بالا خواهد بود.

گزینه دوم در کاهش ظرفیت محوری مقطع اصلی مهاربند و جبران بخشی از این ضعف به وسیله نبشی فولادی بوده که در این مقاله نیز مورد توجه قرار گرفته است. روش کار به این صورت است که در جان ناودانی شکافی ایجاد شده و بخشی از این کاهش در انتقال نیروی محوری توسط ظرفیت نبشی جبران گردیده است (شکل (۲)). روند طراحی نیز به گونه‌ایست که نهایتاً ظرفیت نیروی محوری در مقطع کاهش یافته و نبشی، از ظرفیت کمانش مقطع اصلی مهاربند کمتر بوده و خسارت در این ناحیه متمرکز گردد.

در این تحقیق ۷ مدل مهاربند قطری به شرح جدول (۳) مورد آزمایش قرار گرفت. در کلیه نمونه‌ها مقطع مهاربند از ترکیب ۲ پروفیل ناودانی نمره ۱۴ به عنوان مقطعی پرکاربرد و متداول در سازه به صورت قوطی شکل انتخاب

بارگذاری چرخه‌ای سبب اتلاف انرژی و تمرکز خسارت در این ناحیه شده و در صورت طراحی و اجرای مناسب، متضمن رفتار مناسب تر قاب خواهد بود.


جهت انتخاب صحیح نمره نبشی لازم است که در ابتدا ظرفیت کمانشی عضو مهاربند محاسبه و سپس ضخامت و عرض نبشی محاسبه گردد. با بررسی مقاطع دابل ناودانی که از متداولترین اعضای مورد استفاده در مهاربندها می‌باشند ظرفیت کمانشی این اعضا به طول L به شرح جدول (۱) محاسبه گردیده است. در نهایت با یافتن بار کمانشی مقطع ناودانی قادر به محاسبه اساس مقطع مورد نیاز نبشی مطابق روابط (۱) و (۲) خواهیم بود. در واقع ظرفیت خمشی پلاستیک نبشی باید کمتر از تفاوت بار کمانشی مهاربند و ظرفیت تسلیم آن در طول شیار انتخاب گردد تا نقش فیوز را اجرا نماید.

جدول (۱): محاسبه ممان اینرسی و بار کمانشی مقاطع پرکاربرد در مهاربندهای همگرا

سایز مقطع	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	بار کمانش مقطع (kN)
2UNP8	۲۱۲	۳۱۶	$(۴/۳۹ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP10	۴۱۲	۴۸۰	$(۸/۵۳ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP12	۷۲۸	۷۷۵	$(۱۵/۰۷ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP14	۱۲۱۰	۱۰۸۵	$(۲۲/۴۷ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP16	۱۸۵۰	۱۵۷۵	$(۳۲/۶۱ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP18	۲۷۰۰	۲۲۹۸	$(۴۷/۵۸ \times ۱۰^۷)/L^۲$
2UNP20	۳۸۲۰	۳۰۰۹	$(۶۲/۳ \times ۱۰^۷)/L^۲$

$$F = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}; \lambda = \frac{kL}{r} \rightarrow P < F \quad (۱)$$

جائیکه k ضریب لاغری یا طول موثر و r شعاع ژیراسیون مقطع است.

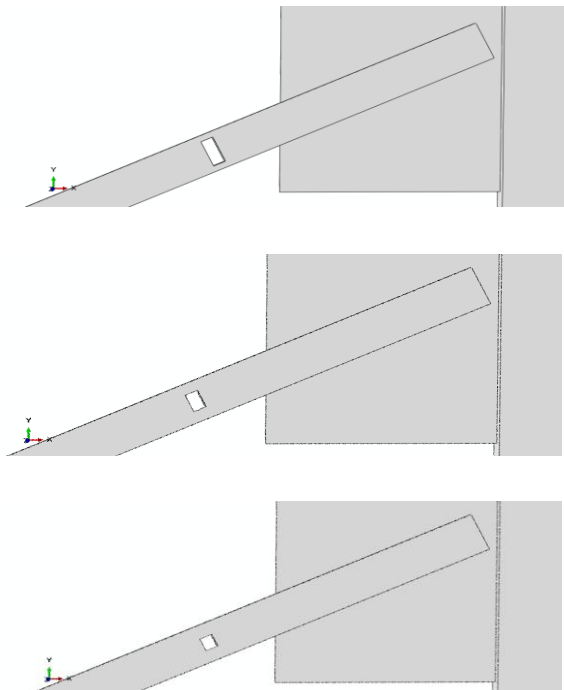


$$\rightarrow \sigma = \frac{M}{S} \quad (۲)$$

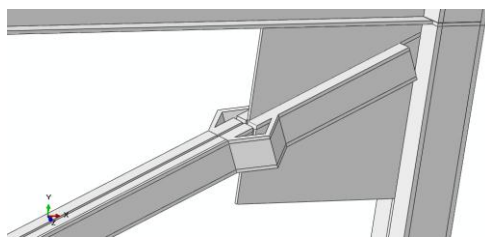
با استفاده از بار کمانشی مقاطع مطابق جدول (۱) و تصویر نیرو در جهت عمود بر بال نبشی، اساس مقطع مورد نیاز



بارگذاری چرخه‌ای از نبشی فولادی نمره ۱۰ و ۲۰ استفاده گردید.



شکل (۳): نمونه‌های دوم تا چهارم



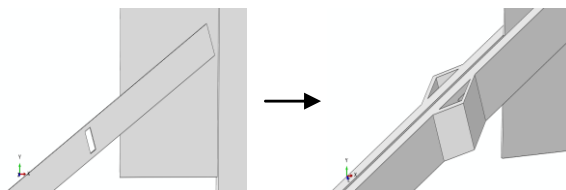
شکل (۴): نمونه پنجم

با افزودن نبشی فولادی به عنوان عضو مستهلک‌کننده انرژی جهت تمرکز تنش در آن و کاهش تنش در اعضای اصلی، انتظار بهبود رفتار چرخه‌ای قاب می‌رود. بدین منظور با استفاده از روش اجزای محدود به بررسی عملکرد چرخه‌ای نمونه‌ها پرداخته شد.

۳- مصالح بکار رفته در تحلیل

فولاد بکار رفته از نوع ST37 بوده و منحنی تنش-کرنش آن به صورت دوخطی و مطابق شکل (۵) در نظر گرفته شده است. مصالح مورد استفاده به صورت غیرخطی مدل

گردید. جهت بررسی رفتار لرزه‌ای مهاربند معمولی در بارگذاری چرخه‌ای، در نمونه اول مهاربند از مقطع 2UNP14 بدون هیچگونه تغییر خاص، مدل‌سازی و مورد ارزیابی واقع گردید. در مدل‌های دوم تا چهارم (شکل (۳)) یک شکاف در جان مقطع مهاربند در ابعاد مختلف در نزدیکی محل اتصال به صفحه اتصال کناری جهت کاهش ظرفیت محوری مهاربند به کمتر از نیروی کماتش آن ایجاد گردید.



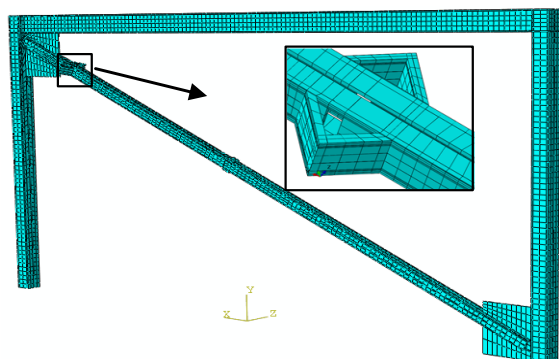
شکل (۲): ایده اصلی تحلیل

جدول (۳): نمونه‌های بکار رفته در تحلیل

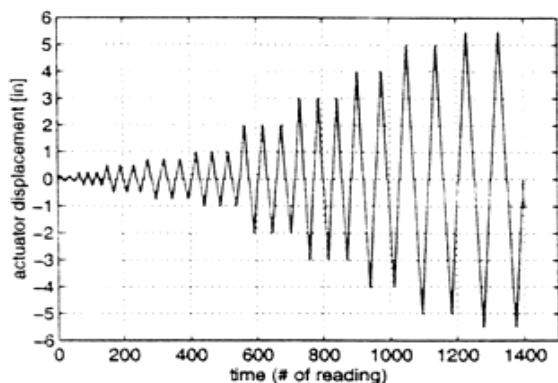
قاب مورد آزمایش	طول	ارتفاع	مقطع مهاربند	خصوصیات نمونه
نمونه ۱	۵	۳	2UNP14	معمولی
نمونه ۲	۵	۳	2UNP14	شکاف به طول ۱/۳ بعد جان مقطع ناودانی
نمونه ۳	۵	۳	2UNP14	شکاف به طول ۱/۲ بعد جان مقطع ناودانی
نمونه ۴	۵	۳	2UNP14	شکاف کامل در عرض جان مقطع ناودانی
نمونه ۵	۵	۳	2UNP14	برش کامل مقطع ناودانی + نبشی اتصال ۲۰
نمونه ۶	۵	۳	2UNP14	شکاف کامل در جان ناودانی + نبشی تقویت ۱۰
نمونه ۷	۵	۳	2UNP14	شکاف کامل در جان ناودانی + نبشی تقویت ۲۰

در مدل پنجم جهت بررسی عملکرد نبشی فولادی در بارگذاری چرخه‌ای، مقطع مهاربند کاملاً برش داده شد و با نبشی دابل اتصال آن برقرار گردید (شکل (۴)). نهایتاً در مدل‌های ششم و هفتم جهت تقویت نسبی در مقطع کاهش یافته و نیز جلوگیری از پارگی در جان مهاربند طی

گردد که بر طبق آن چرخه‌های بارگذاری روی نمونه‌های آزمایشگاهی بر مبنای ۰/۱۲۵-۰/۵-۱-۲-۳ برابر تغییر مکان تسلیم در سه چرخه و بیشتر از آن تا تغییر مکان ماکزیمم در ۲ چرخه انجام می‌گردد (شکل (۷)) [۱۵].



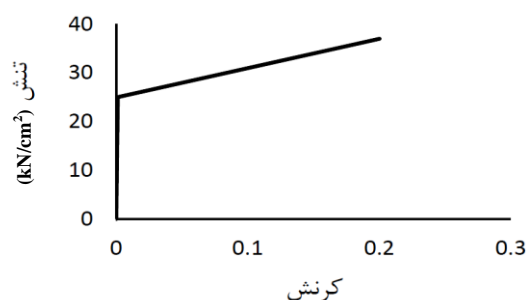
شکل (۶): قاب مدل‌سازی شده



شکل (۷): بارگذاری پیشنهادی ATC-24 [۱۴]

در مرحله بعد جهت بررسی رفتار چرخه‌های نبشی فولادی، ابتدا مدل‌سازی اجزای محدود آن انجام و پس از بارگذاری چرخه‌ای روی این عضو، منحنی هیستریزس آن ترسیم شد. همانطور که ملاحظه می‌گردد منحنی هیستریزس نبشی فولادی دارای عملکرد مناسب بوده و افت مقاومت محسوس در آن مشاهده نمی‌شود. به دلیل اینکه مدل‌سازی دقیق رفتار غیرخطی المان‌ها در برنامه‌های کامپیوتری مشکل است معمولاً سعی می‌گردد که از مدل دو یا چند خطی استفاده شود، لذا جهت معرفی رفتار نبشی به نرم‌افزار جهت سهولت کار، منحنی دوخطی عملکرد آن به صورت پوش منحنی هیستریزس مطابق شکل (۸) استخراج گردید.

گردیده و گزینه سخت‌شوندگی ترکیبی^۱ فعال گردیده است که در واقع ترکیبی از گزینه‌های ایزوتروپیک و سینماتیک می‌باشد.



شکل (۸): منحنی تنش-کرنش فولاد

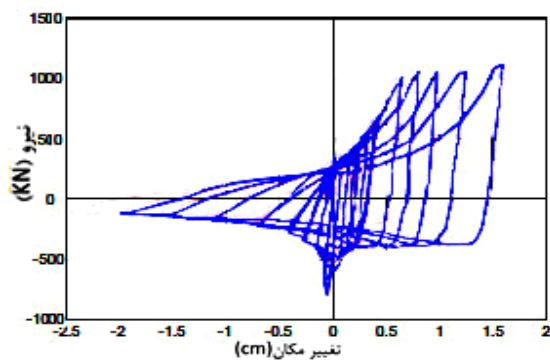
این سخت‌شوندگی با استفاده از داده‌هایی از نیمه اول چرخه نمودار تنش-کرنش در آزمایش کشش بدست می‌آید و در آن می‌توان بازه‌هایی^۲ برای تعریف مشخصات مصالح در نظر گرفت که هر بازه محدوده متفاوتی از کرنش‌ها را پوشش می‌دهد.

۴- شرح روش اجزای محدود

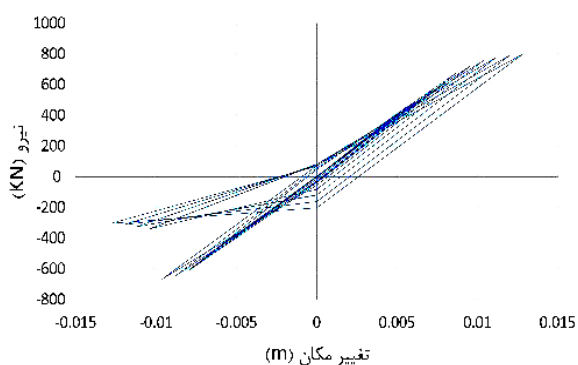
در این قسمت با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS [۱۴] و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بر روی مدل سه بعدی مطابق شکل (۶)، به بررسی رفتار مهاربند قطری اصلاح شده پرداخته شد. المان مورد استفاده از نوع SOLID بوده و تحلیل با لحاظ نمودن اثر تغییرشکل‌های بزرگ انجام گردید. به دلیل اینکه در اکثر استانداردهای معتبر دنیا از الگوی بارگذاری به شیوه افزایش تغییر مکان جهت ارزیابی رفتار سازه‌ها استفاده می‌شود، در این تحقیق نیز جهت انجام آنالیزهای استاتیکی غیرخطی از الگوی تغییر مکان افزایشنده در جهت محور x و در گامهای زمانی ۰/۱ ثانیه با لحاظ اثر تغییرشکل‌های بزرگ جهت کمانش اعضا استفاده گردید. همچنین سعی شد الگوی بارگذاری تقریباً مطابق با بارگذاری عملی به روش کنترل تغییر مکان بر طبق پیشنهاد ATC-24 انجام

^۱ Combined hardening

^۲ Backstress

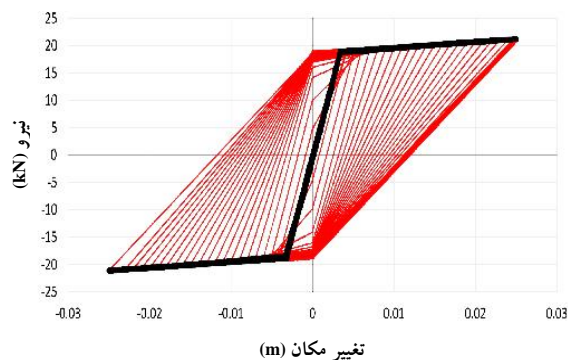


شکل (۱۰): منحنی هیستریزس نمونه عددی



شکل (۱۱): منحنی هیستریزس نمونه ۱ (معمولی)

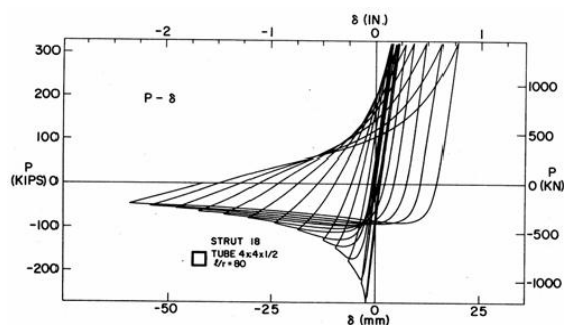
نامطلوب و غیرشکل‌پذیر مهاربند هم‌محور داشته و افت مقاومت و کاهش محسوس سختی قاب پس از کماتش عضو فشاری قابل مشاهده می‌باشد. کماتش مهاربند در برش پایه حدود ۶۵۰ کیلونیوتن سبب ناپایداری منحنی هیستریزس و افت شدید عملکرد سازه گردیده است که تطابق خوبی با بار کماتشی محاسباتی مقطع داشته و موید صحت نتایج تحلیل می‌باشد و همانطور که اشاره شد اندک تفاوت موجود نیز ناشی از عواملی نظیر جزئیات مدل‌سازی و شرایط بارگذاری می‌باشد. عدم تقارن در رفتار کششی و فشاری مهاربند سبب بروز کماتش زودهنگام گشته و عملاً بخش عمده‌ای از ظرفیت مقطع بدون استفاده مانده است. همچنین منحنی هیستریزس نمونه دوم (شکل (۱۲)) یعنی نمونه با ایجاد برشی به طول ۱/۳ جان در مقطع ناودانی نیز تقریباً رفتاری مشابه با نمونه اول داشته، لیکن اندکی نامنظمی در رفتار کششی آن مشاهده شده و نیز مقداری کاهش در برش پایه قاب به دلیل کاهش سختی المان ایجاد گردیده است.



شکل (۸): منحنی هیستریزس و مدل دوخطی عملکرد نبشی بکار رفته در تحلیل

۵- سنجش صحت مدل عددی

جهت بررسی صحت نتایج و اطمینان از تطبیق مشخصات و پارامترهای بکار رفته در مدل عددی با شرایط واقعی، در ابتدا یک مدل واقعی ساخته شده در آزمایشگاه تحت بارگذاری چرخه‌ای به شرح مرجع [۱۶]، توسط نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و نتایج بدست آمده از نرم‌افزار با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی (شکل (۹)) مقایسه گردید. ارزیابی منحنیهای هیستریزس بدست آمده از تحلیل عددی (شکل (۱۰)) و بررسی آزمایشگاهی گویای تطبیق مناسب نتایج بوده و مختصر تفاوت موجود نیز حاصل از شرایط بارگذاری و نیز جزئیات مدل‌سازی از جمله عدم مدل‌سازی جوش اتصال و نظایر آن می‌باشد.

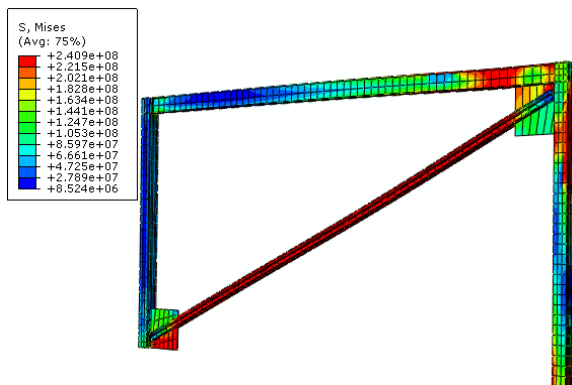


شکل (۹): منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی [۱۵]

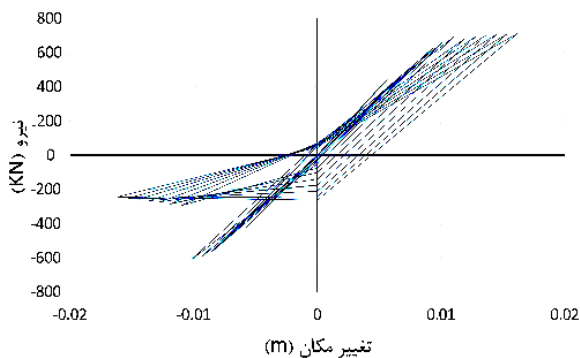
۶- بررسی نتایج تحلیل

همانطور که از ابتدا نیز قابل تصور بود، بررسی نمودار هیستریزس نمونه اول (شکل (۱۱)) حاکی از رفتار

هیستریزیس مناسب‌تری (شکل (۱۵)) بدست آمد، اما تمرکز شدید تنش در ناحیه کاهش یافته سبب بروز تغییرشکل زیاد و آسیب در این قسمت گردید و عملاً رفتار لرزه‌ای مورد انتظار برآورده نگردید. افزایش چشمگیر تنش در ناحیه کاهش یافته سبب گسیختگی مقطع گردیده و تمرکز تنش مخصوصاً در ناحیه گوشه‌های شکاف ایجاد شده (شکل (۱۶)) موجب شکل‌پذیری نامناسب رفتار آن گردیده است. در این نمونه نیز کماتش مهاربند در تغییر مکان ۱/۲۵ سانتیمتر در اثر نیروی ۴۴۰ کیلونیوتن سبب زوال شدید سختی و افت محسوس مقاومت گردیده است.

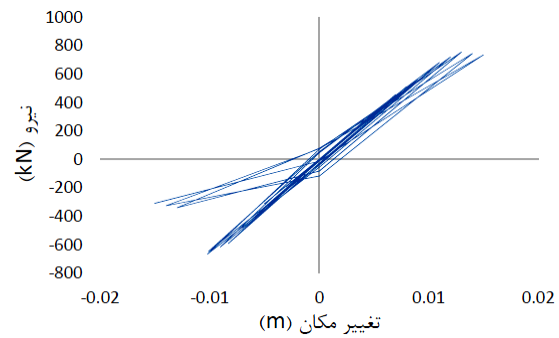


شکل (۱۳): توزیع تنش فون‌میسز در نمونه اول (معمولی)



شکل (۱۴): منحنی هیستریزیس نمونه ۳ (شکافدار به بعد ۱/۲)

اتصال نبشی فولادی به عنوان رابط دو سر مهاربند جهت انتقال نیرو در نمونه پنجم موجب کاهش شدید سختی مهاربند و در نتیجه کاهش حدود ۶۵ درصدی در جذب نیرو و برش پایه قاب گردید (شکل (۱۷)). تمرکز تنش‌ها در نمونه پنجم عمدتاً در نواحی نبشی اتصال بوده و این



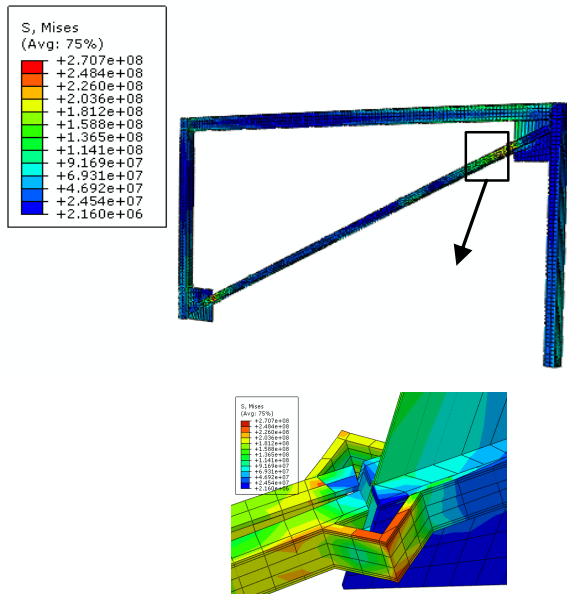
شکل (۱۵): منحنی هیستریزیس نمونه ۲ (شکافدار به بعد ۱/۳)

به نظر می‌رسد سوراخ ایجاد شده در مقایسه با سطح مقطع کل عضو ناچیز بوده ولی تا حدودی رفتار عضو را تحت تاثیر قرار داده است. علاوه بر این کاهش سطح مقطع در این نواحی سبب افزایش ناگهانی تنش و نیز نامنظمی در مسیر انتقال نیرو گردیده و باید از وجود چنین حفراتی اجتناب نمود زیرا از طرفی سطح مقطع کاهش یافته آنقدر بزرگ نیست که سبب کاهش محسوس سختی و رفتار شکل‌پذیرتر مقطع شود و نه آنقدر کوچک است که از تاثیر آن طی بارگذاری چرخه‌ای و باز و بسته شدن مکرر آن صرف‌نظر گردد. گاه طی فرآیند جوشکاری و برشکاری المان مهاربند و در اثر خطای ساخت چنین حفراتی به وجود می‌آید که باید با قضاوت مهندسی به نحو مناسب با اتصال ورق و یا پرکردن با جوش تعمیر گردد.

نحوه توزیع تنش‌های فون‌میسز در نمونه اول (شکل (۱۳)) حاکی از تمرکز این تنش‌ها در طول مهاربند و نیز محل اتصال به ستون داشته و احتمال وقوع خرابی و خسارت در این نقاط را افزایش می‌دهد. تمرکز شدید تنش در گوشه‌های قاب امکان کماتش صفحه اتصال کناری و نیز وقوع آسیب در اتصالات را بسیار محتمل می‌نماید و باید در طراحی این اعضا مدنظر قرار گیرد.

بررسی منحنی هیستریزیس نمونه سوم یعنی نمونه با ایجاد شکاف در ۱/۲ جان مقطع (شکل (۱۴)) گویای کاهش سختی عضو و برش پایه وارد به قاب می‌باشد. کماتش مهاربند در تغییر مکان حدود ۱ سانتیمتر تحت نیروی ۶۰۰ کیلونیوتن سبب افت سختی و عدم پایداری منحنی هیستریزیس آن گردیده است. همچنین اگرچه تحلیل نمونه چهارم تا تغییر مکان‌های بیشتر پیش رفت و منحنی

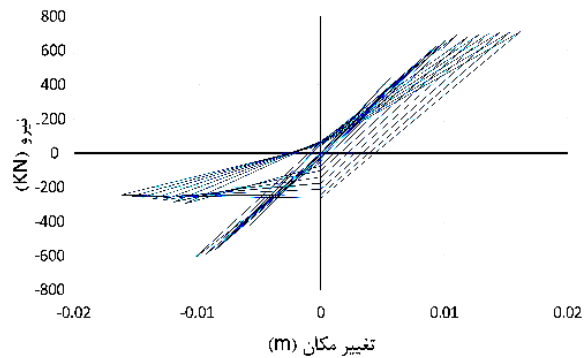
امر سبب کاهش شدید تنش در سایر اعضای اصلی گردیده است (شکل (۱۸)).



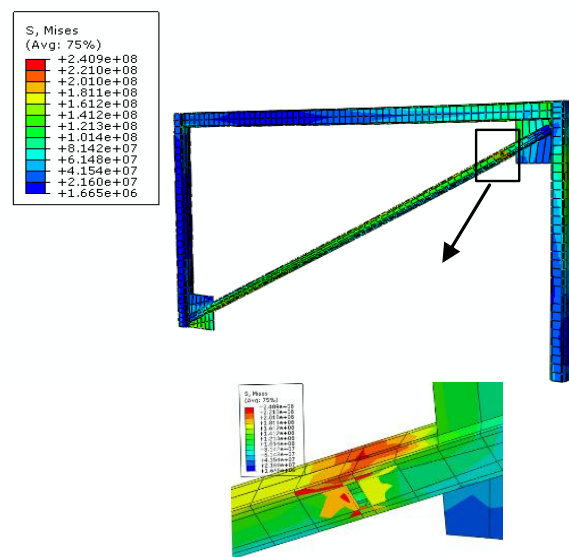
شکل (۱۸): توزیع تنش فون میسز در نمونه پنجم (برش کامل مقطع + نبشی ۲۰)

لیکن همانطور که انتظار می‌رفت نرمی بیش از حد نبشی اتصال و عدم ظرفیت خمشی مناسب، سبب بروز تغییرشکل‌های زیاد و رفتار غیرشکل‌پذیر قاب بوده و تغییرشکل‌های بیش از حد سبب قطع تحلیل و عدم همگرایی نتایج گردید. لذا لزوم بکارگیری این المان به عنوان عضو کمکی در انتقال بخشی از نیرو در ترکیب با ظرفیت عضو اصلی منطقی بوده و بکارگیری آن به عنوان عضو تک در توزیع نیرو بین دو قسمت از المان مهاربند توصیه نمی‌گردد.

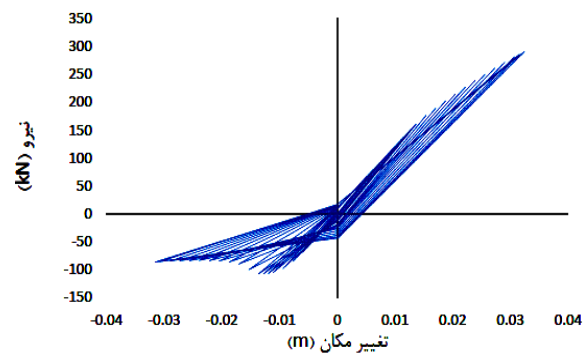
همانطور که مشاهده می‌شود (شکل (۱۹) و (۲۰)) افزودن نبشی فولادی در ترکیب با مقطع کاهش یافته در نمونه‌های ششم و هفتم سبب بهبود عملکرد مهاربند هم‌محور گردیده است. بررسی منحنیهای هیستریزس مویده رفتار شکل‌پذیرتر مهاربند اصلاح شده و اتلاف انرژی بیشتر آن می‌باشد. اگرچه رفتار نمونه ۶ تحت بارگذاری چرخه‌ای دارای منحنی متقارن است اما ضعف خمشی و انعطاف‌پذیری زیاد نبشی نمره ۱۰ سبب کاهش سختی بالا و عدم جذب انرژی کافی گردیده است. اما در نمونه ۷ علاوه بر منحنی پایدار و متقارن تا تغییر مکان حدود ۳ سانتیمتر نیز افت عملکردی مشاهده نمی‌گردد. چرخه‌های هیستریزس



شکل (۱۵): منحنی هیستریزس نمونه ۴ (شکافدار کامل)

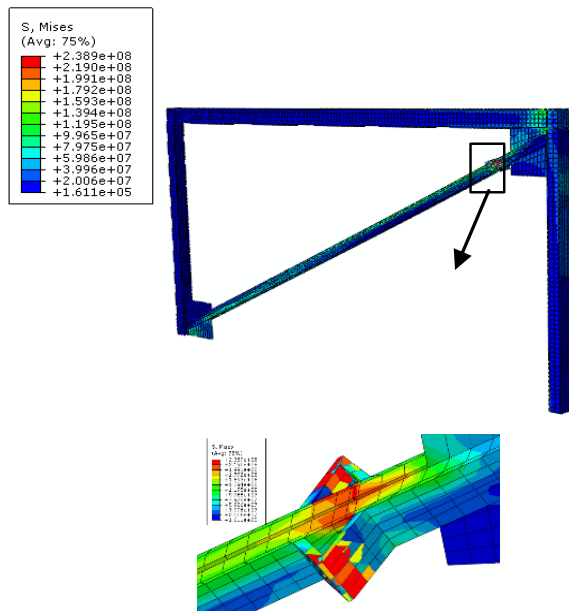


شکل (۱۶): توزیع تنش فون میسز در نمونه چهارم (شکاف کامل در جان مقطع)



شکل (۱۷): منحنی هیستریزس نمونه ۵ (برش کامل مقطع + نبشی ۲۰)

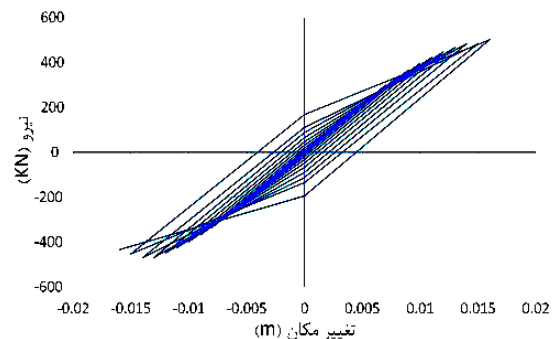
سبب کاهش محسوس تنش در سایر اعضای اصلی گردیده است. همچنین کاهش سختی مهاربند سبب کاهش نیروی برش پایه و در نتیجه کاهش نیرو در سایر اعضای اصلی خواهد بود و در صورت طراحی و اجرای مناسب اتصال پیشنهادی، افزایش شکل پذیری قاب از اثرات مثبت آن می باشد.



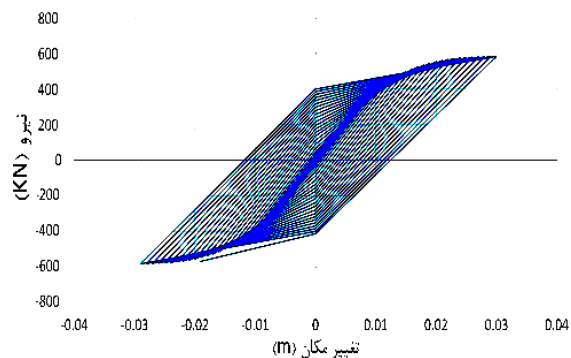
شکل (۲۱): توزیع تنش فون میسز در نمونه هفتم (شکافدار کامل + نبشی ۲۰)

کلیه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی اعم از حداکثر برش پایه قاب، بار کمانشی و تغییر مکان اعمالی در جدول (۴) قابل مشاهده می باشد. با بررسی نتایج و نمودارهای ارائه شده به نظر می رسد در اتصال پیشنهادی، نمونه ای رفتار مناسب تر و شکل پذیرتر داشته که اولاً سطح مقطع کاهش یافته دارای ابعاد مناسب بوده و ثانیاً نبشی تقویت از صلبیت قابل قبول برخوردار بوده است. همچنین با توجه به محدودیت های اجرایی و آیین نامه ای در استفاده از حداکثر بعد جوش متناسب با ضخامت ورق کمتر، پیشنهاد می گردد طراحی نبشی بر اساس حداکثر بعد جوش مجاز و ضخامت جان مقطع مهاربند محاسبه گردد.

چاق تر گویای اتلاف انرژی بیشتر مقطع تقویت شده و عملکرد مطلوب تر آن می باشد. همچنین پایداری چرخه ها و عدم افت محسوس عملکرد فشاری متضمن رفتار شکل پذیرتر تحت زلزله های شدیدتر خواهد بود.



شکل (۱۹): منحنی هیستریزس نمونه ۶ (شکافدار کامل + نبشی ۱۰)



شکل (۲۰): منحنی هیستریزس نمونه ۷ (شکافدار کامل + نبشی ۲۰)

همانطور که در شکل (۲۱) ملاحظه می شود، تمرکز تنش ها در نمونه ۷ بیشتر روی نبشی تقویتی متمرکز گردیده است. رفتار مناسب چرخه ای نبشی تقویت به عنوان عضو مستهلک کننده انرژی سبب رفتار مناسب مقطع گردیده است. تغییر شکل و باز و بسته شدن نبشی، سبب استهلاک انرژی و بهبود شکل پذیری عملکرد قاب شده و در صورت آسیب و یا پارگی جوش اتصال آن در زلزله های شدید امکان استهلاک انرژی توسط مقطع کاهش یافته به عنوان عضو کمکی وجود داشته که این عملکرد ثانویه متضمن رفتار لرزه ای مناسب مقطع می باشد. علاوه بر این تمرکز تنش های فون میسز در ناحیه کاهش یافته و نبشی تقویت

جدول (۴): نتایج بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها در تحلیل

استاتیکی غیرخطی

شماره نمونه	تغییر مکان نهایی (cm)	بار کمانش مقطع (kN)	برش پایه حداکثر قاب (kN)
نمونه ۱ (معمولی)	۱/۲۸	۶۵۰	۸۰۰
نمونه ۲ (شکافدار به بعد ۱/۳)	۱/۵	۶۳۹	۷۸۰
نمونه ۳ (شکافدار به بعد ۱/۲)	۱/۵۳	۵۹۰	۶۹۰
نمونه ۴ (شکافدار کامل)	۲/۵۲	۴۴۰	۵۲۰
نمونه ۵ (برش کامل مقطع + نبشی ۲۰)	۳/۲۳	۱۰۷	۲۸۰
نمونه ۶ (شکافدار کامل + نبشی ۱۰)	۱/۶۳	۴۷۰	۵۳۰
نمونه ۷ (شکافدار کامل + نبشی ۲۰)	۲/۹۵	۵۶۰	۵۸۰

به علت شکل‌پذیری مناسب رفتار نبشی فولادی و انعطاف‌پذیری بالای آن می‌توان قسمت عمده‌ای از جذب انرژی سازه را از این اعضا انتظار داشت. با عنایت به اینکه در طراحی این سیستم، ظرفیت خمشی نبشی فولادی کمتر از بار کمانشی مهاربند انتخاب می‌گردد، در صورت طراحی مناسب می‌توان از عدم کمانش مهاربند اطمینان حاصل نمود.

در پایان لازم به ذکر است که با توجه به نتایج مناسب بدست آمده در تحلیل عددی، ساخت مدل و انجام کار آزمایشگاهی جهت بررسی صحت نتایج باید در مرحله بعدی تحقیق در دستور کار قرار گیرد.

۸- مراجع

[1] Lopez, W.A., Gwie, D.S., Saunders, C.M. and Lauck, T.W. (2002), "Lessons Learned from Large Scale Tests of Unbonded Braced Frame Subassemblages", Proceedings 71st Annual Convention, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

[2] Miller, D.J. Fahnestock, A. and Eatherton, M.R. (2012), "Development and Experimental Validation of a Nickel-Titanium Shape Memory Alloy Self-Centering Buckling-Restrained Brace", Engineering Structures, Vol. 40, pp. 288-298.

[3] Tirca, L. Danila, N. and Caprarelli, C. (2014), "Numerical Modelling of Dissipative Pin Devices for Brace-Column Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 94, PP. 137-149.

[۴] مالک، ش.، پابسونگ، پ. و لوح قلم، ا. (۱۳۸۵)، "معرفی یک سیستم میراگر غیرفعال نوین و مقایسه آن با میراگر TADAS"، اولین همایش مقاوم سازی لرزه‌ای.

[۵] بهکام راد، ک. (۱۳۸۵)، "مطالعه امکان‌سنجی استفاده از المان خمشی جهت افزایش جذب انرژی و شکل‌پذیری بادبندهای هم‌محور"، پایان نامه کارشناسی ارشد، رشته عمران گرایش سازه، دانشگاه علم و صنعت، ایران.

[۶] کافی، م.ع.، عباس نیا، ر. و محمدحسینی، آ. (۱۳۸۸)، "بررسی بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربندهای هم‌محور با استفاده از المان نوین شکل‌پذیر"، اولین کنفرانس ملی مهندسی و مدیریت زیرساختها، پردیس دانشکده‌های فنی دانشگاه تهران، ایران.

[۷] کلانتری، ا. و علیزاده، ف. (۱۳۸۹)، "بررسی رفتار دینامیکی قاب مهاربندی شده فولادی هم‌گرا با عضو شکل‌پذیر رینگ

لازم به ذکر است که نقش تعیین‌کننده عملکرد نبشی فولادی به عنوان عضوی شکل‌پذیر و تقریباً بدون افت محسوس مقاومت طی بارگذاری چرخه‌ای، سبب جذب نیرو و نیز جلوگیری از تمرکز تنش در مقطع کاهش یافته بوده و متضمن عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر مهاربند می‌باشد.

۷- نتیجه گیری

نتایج تحلیل را می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود: کاربرد عضو پیشنهادی در کنترل ارتعاشات لرزه‌ای سازه‌ها موجب می‌گردد تا تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در آنها متمرکز شده و خسارات وارده به سازه اصلی به شدت کاهش یابد. کانتور تنش فون میسز نمونه‌ها، بیانگر آن است که عمده تغییرشکل‌های غیرالاستیک در نبشی متمرکز گردیده و تغییرشکل خمشی آن حاکم بر رفتار می‌باشد. منحنی هیستریزس نمونه پیشنهادی (نمونه ۷) تا اواخر تحلیل و تا تغییر مکان حدود ۳ سانتیمتر پایدار بوده و باریک‌شدگی در آن دیده نمی‌شود در حالی که مهاربند معمولی در تغییر مکان حدود ۱ سانتیمتر دچار کمانش و افت محسوس عملکرد چرخه‌ای گردیده است.

فولادی، مجله مهندسی سازه های آبی، سال سوم، شماره ۵، صفحات ۲۶-۱۷.

[۸] مزگانی، آ. (۱۳۸۸)، "بررسی رفتار اعضای حلقوی متحدالمرکز شکل پذیر در مهاربندهای هم محور"، پایان نامه کارشناسی ارشد، رشته عمران گرایش سازه، دانشگاه علم و صنعت، ایران.

[9] Ahmady Jazany, R., Shademan Heidari, P. and Kayhani, H. (2010), "Using Circular Jagged Plates as Hysteretic Metallic Damper", 14th European Conference on Earthquake Engineering, Republic of Macedonia.

[10] Franco, J.M., Cahis, X., Gracia, L. and Lopez, F. (2010), "Experimental Testing of a New Anti-Seismic Dissipater Energy Device Based on the Plasticity of Metals", Journal of Engineering Structures, Vol. 32, PP. 2672-2682.

[11] Suzuki, K., Watanabe, A. and Saeki, E. (2005), "Development of U-shaped Steel Damper for Seismic Isolation System", Nippon Steel Technical Report, No. 92.

[12] Benavent-Climent, A. (2010), "Development of a New Tube-in-Tube Hysteretic Damper for Seismic Protection of Building Structures", 14th European Conference on Earthquake Engineering, Republic of Macedonia.

[۱۳] سروش نیا، س. و بهشتیان، ن. (۱۳۹۲)، "آموزش کاربردی ABAQUS"، تهران، نگارنده دانش، چاپ سوم.

[14] ABAQUS Finite Element Analysis Program. Version 6.10.0. User's Manual. 2010.

[15] Applied Technology Council. (1992), "Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Report of ATC-24.

[16] Black, G.R. Wenger, B.A. and Popov, E.P. (1980), "Inelastic Buckling of Steel Strut under Cyclic Load Reversals", Tech. Rep. UCB/EERC-80-40, EERC, Berkeley, CA.





تأثیر سخت‌کننده جان تیر بر رفتار اتصال تیر فولادی به ستون CFT توسط صفحه انتهایی و میل‌مهاری عبور کننده از درون ستون

سالار شیراسب^۱، فرزانه حامدی^۲
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۳/۱۶، تاریخ پذیرش: ۹۴/۰۹/۱۵)

چکیده

در این تحقیق، رفتار اتصال محدود در لغزش تیر فولادی به ستون CFT با استفاده و یا عدم استفاده از سخت‌کننده در جان تیر، تحت مطالعه‌ای تحلیلی قرار گرفته است. در اتصال مطالعه شده، تیر فولادی و سخت‌کننده‌های مثلثی متصل شده روی بال‌های آن، توسط ورق انتهایی و میل‌مهاری عبور کننده از درون ستون در طرفین آن نصب می‌گردد. در مطالعه حاضر، ۵ نمونه با تعداد و آرایشی متفاوت از سخت‌کننده در جان تیر، پس از طراحی مطابق با ضوابط پیشنهاد شده در آئین نامه AISC2011، در محیط نرم افزار المان محدود ABAQUS تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت قرار گرفته‌اند. در ابتدای مطالعه، جهت دستیابی به روند صحیح مدل‌سازی تحلیلی در نرم افزار، نتایج حاصل از بارگذاری نمونه‌ای آزمایشگاهی (به عنوان مرجعی قابل اطمینان) با نمونه تحلیلی مدل‌سازی شده مقایسه و ارزیابی شده است. بررسی تحلیلی نمونه‌های طراحی شده، علاوه بر اثبات رفتار مناسب اتصال موجود تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت، تاثیر چشمگیر سخت‌کننده‌های جان تیر بر عملکرد اتصال مطالعه شده را تایید می‌نماید.

کلمات کلیدی

ستون CFT، سخت‌کننده جان تیر، میل‌مهاری عبوری از درون ستون، اتصال خمشی، سخت‌کننده مثلثی

Effects of Beam Web Stiffener on the Behavior of Through Bolted Steel Beam to CFT Column End-Plate Connection

S. Shirasb, F. Hamedi

ABSTRACT

In this study, the behavior of slip-critical connection of steel beam to CFT column has been analytically studied by using and not using web stiffeners in beam. In the studied connections, steel beam and triangular stiffeners attached on its flanges are installed on both sides of connection by the end-plate and passing rods through the column. In this study, 5 specimens with different number and arrangement of beam web stiffeners have been designed by AISC 2011 specifications and modeled with the finite element software of ABAQUS and subjected to static and cyclic loadings. To achieve correct trend of analytical modeling in software, the results obtained from a tested experimental specimen have been compared with stimulated analytical one and have been evaluated. In addition to proving the appropriate behavior of the connection under cyclic and static loading, the analytical study of the designed specimens confirm the significant effect of beam web stiffeners on the performance of studied connection.

KEYWORDS

CFT column, Beam web stiffener, Passing rods through Column, Moment Connection, Triangular stiffener

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) - قزوین، salar.shirasb@gmail.com (نویسنده مسئول)

۲- استادیار گروه مهندسی عمران-سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) - قزوین، hamedi@eng.ikiu.ac.ir



با بررسی و مطالعه زلزله‌های بزرگ گذشته و تخمین خسارات وارده در این زمین‌لرزه‌ها، گسیختگی ترد در محل اتصال تیر به ستون بعنوان مکانیزم تخریب در اکثر قاب‌های خمشی معرفی شده است. بنابراین، مطالعه تحلیلی و ارائه اتصالاتی با عملکرد مناسب در مناطق لرزه‌خیز، در تحقیقات اخیر مورد توجه قرار گرفته است [۱].

سازه‌های مرکب با بکارگیری همزمان ویژگی‌های فولاد و بتن و ترکیب خواص منحصر بفرد هریک در کنار هم، در سراسر دنیا در حال توسعه می‌باشند. بکارگیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFT)^۱ در قاب‌های خمشی فولادی، ضمن سهولت در اجرا و منطق اقتصادی، بسیار رایج می‌باشد. در ستون‌های CFT با ایجاد محصور شدگی کامل برای هسته بتنی، علاوه بر افزایش میزان سختی و مقاومت برای هسته، احتمال وقوع کمناش موضعی رو به داخل برای پوشش فولادی نیز کاهش یافته است. از دیگر مزایای جایگزینی ستون‌های CFT در قاب‌های خمشی فولادی، میتوان به کاهش قابل توجه فولاد مصرفی در سازه‌های بلند مرتبه اشاره نمود [۲].

روش‌های متفاوتی از اتصال خمشی تیر فولادی به ستون CFT با هدف بکارگیری در مناطق با لرزه‌خیزی بالا در طی تحقیقات گذشته معرفی شده است. اتصال مستقیم تیر به پوشش فولادی ستون توسط جوش، از ابتدایی‌ترین سیستم‌های مطالعه شده بود. این سیستم اتصالی با وجود عملکردی مناسب در قالب اتصال ساده، از ظرفیت کافی جهت بکارگیری در قاب‌های خمشی برخوردار نبود [۳]. با تجهیز اتصال مذکور به دو ورق موازی روی بال‌های تیر، ظرفیت خمشی به میزان قابل توجهی افزایش پیدا کرد. نمونه‌های مجهز به این سیستم اتصالی، با تسلیم پوشش فولادی ستون در محل اتصال به بال‌های تیر، به مرحله گسیختگی رسیدند [۴]. استفاده از سخت‌کننده T شکل در محل اتصال مستقیم تیر به ستون، تاثیر چشمگیری بر بهبود

عملکرد لرزه‌ای اتصال نداشت. پس از بارگذاری نمونه‌هایی مجهز به سخت‌کننده T شکل توسط Kang و همکارانش [۵]، رفتار لرزه‌ای نامناسب اتصال با ایجاد گسیختگی ترد در محل جوش مشاهده شد. Zhang [۶] و Wang [۷] با استفاده از یک دیافراگم خارجی، از اتصال مستقیم تیر به پوشش فولادی ستون جلوگیری نمودند. پس از بارگذاری گره‌ای میانی شامل اتصال مذکور، تغییر شکل‌های غیر الاستیک در ناحیه چشمه اتصال بعنوان مکانیزم خرابی معرفی شد. با بکارگیری سیستم‌هایی مرکب از پیچ و جوش، رفتار خمشی اتصال تیر فولادی به ستون CFT برای عملکردی شکل‌پذیر، بهبود یافت [۸ و ۹]. در این اتصالات، با نصب تیر روی یک سپری و یا صفحه انتهایی، از اتصال مستقیم تیر به ستون جلوگیری شده است. از دیگر مزایای این سیستم اتصالی، امکان کنترل کیفیت بالای جوشکاری محل اتصال تیر به صفحه انتهایی در کارخانه می‌باشد. این در حالیست که اجرای این اتصالات، هزینه‌ای مشابه با اتصالات خمشی معمول را دارا می‌باشد [۱۰]. Sheet و همکارانش [۱۱] با بارگذاری اتصالی شامل صفحه انتهایی، سخت‌کننده مثلثی و میل‌مهارهای عبور کننده از درون ستون، رفتاری متمایز از اتصالات پیشنهاد شده قبلی را نمایش دادند. این نوع اتصال، با تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و ایجاد تغییر شکل‌های فرار تجمعی، از عملکردی مناسب جهت استفاده در مناطق لرزه‌خیز برخوردار بود. Azizinamini [۱۲] نمونه‌هایی شامل اتصال تیر فولادی به ستون دایروی CFT را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داد. اتصالات بارگذاری شده شامل شش ورق جداساز در محل صفحه انتهایی بودند. استفاده از این ورق‌ها علاوه بر تقویت ستون از صفحه انتهایی، سختی اتصال را نیز افزایش می‌داد. نمونه‌های بارگذاری شده توسط Azizinamini، با تامین شکل‌پذیری و قابلیت بالای استهلاک انرژی، بعلت تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به مرحله گسیختگی رسیدند.

هدف از این مطالعه، بررسی تاثیر بکارگیری سخت‌کننده جان تیر بر رفتار اتصال محدود در لغزش تیر فولادی به ستون CFT توسط میل‌مهارهای عبورکننده از درون ستون

¹ Concrete filled tube



و صفحه انتهایی می‌باشد. در این راستا، ۵ نمونه سه بعدی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای قرار گرفتند. در نهایت، رفتار عمومی اتصال، حداکثر میزان نیروهای انتقال یافته، استهلاک انرژی، سختی دورانی و رفتار ناحیه چشمه اتصال برای ۵ نمونه مذکور با یکدیگر مقایسه شده است.

۲- شرح مطالعه

مطالعه و بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی، تنها با تکیه بر مطالعات تحلیلی قابل اطمینان نمی‌باشد. بنابراین، به منظور دستیابی به نتایج قابل اطمینان از مدل‌سازی و تحلیل، انجام آزمایشات تجربی ضروری و اجتناب ناپذیر است [۱۳]. در این مطالعه، ضمن مقایسه یکی از مدل‌های آزمایش شده توسط Sheet [۱۱] با نمونه مدل‌سازی شده تحلیلی و مشاهده اختلاف ناچیز در نتایج، گام‌های تحلیل و شیوه صحیح مدل‌سازی استخراج شده است. در ادامه، اصول مطالعه تحلیلی، مراحل صحت‌سنجی و روند مدل‌سازی تشریح شده است.

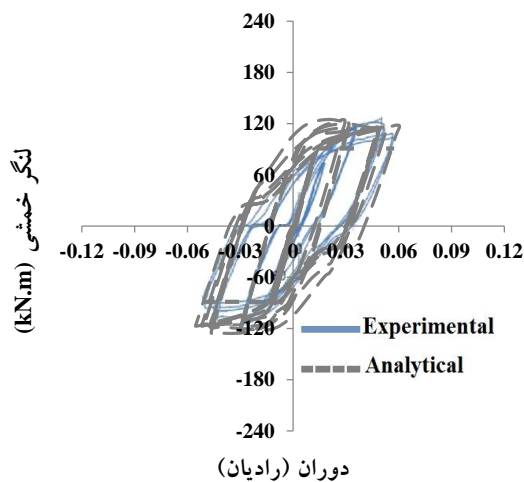
۲-۱- مطالعه تحلیلی

تمامی نمونه‌های مورد نظر در این مطالعه، به صورت سه بعدی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده‌اند. در این راستا، از المان جامد^۱ جهت مدل‌سازی میل‌پهارها و هسته بتنی، و از المان پوسته^۲ در ساختار سایر اعضا استفاده گردید. تمامی سطوح جوش شونده، با استفاده از قید Tie و بدون امکان هیچگونه لغزش روی یکدیگر قرار گرفتند. با لحاظ ضرایب اصطکاک در راستای مماسی، امکان لغزشی محدود برای سطوح دارای تماس با یکدیگر فراهم شد. لازم بذکر است که با در نظر گرفتن حالت تماس سخت در جهت عمودی، از تداخل سطوح مماس به یکدیگر نیز جلوگیری گردید.

مشخصات مکانیکی تمامی مصالح در حالت الاستیک با لحاظ مدول الاستیسیته و در حالت غیر الاستیک با تکیه

بر معیار تسلیم فون میسز برای مصالح فولادی و پلاستیسیته تخریبی برای بتن در نظر گرفته شد. جهت صحت‌سنجی، مشخصات الاستیک و غیر الاستیک مصالح در نمونه شبیه سازی شده تحلیلی، مشابه با نمونه آزمایشگاهی مرجع در نظر گرفته شد. پس از مدل‌سازی و اعمال بار چرخه‌ای به صورت تغییر مکان قائم در انتهای تیرهای طرفین ستون، نمونه مدل‌سازی شده با استفاده از روش استاتیکی عمومی در نرم‌افزار ABAQUS، تحلیل شد.

پس از بارگذاری نمونه تحلیلی مدل‌سازی شده و مقایسه آن با مرجع آزمایشگاهی، روند خرابی هر دو نمونه تحت مکانیزمی مشابه مشاهده شد. این مکانیزم، با تسلیم اولین تار از مقطع تیر در دوران ۰/۰۴۸ رادیان از بارگذاری چرخه‌ای آغاز، و پس از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و در دوران ۰/۰۵۴ رادیان متوقف شد. با رسم نمودار هیسترسیز (لنگر خمشی-دوران) مطابق با شکل (۱)، نتایج حاصل از بارگذاری هر دو نمونه با یکدیگر مقایسه شده است. اختلاف ناچیز در نتایج، شیوه قابل اطمینان و صحیح مدل‌سازی تحلیلی را تایید می‌نماید.



شکل (۱): مقایسه نمودار هیسترسیز (لنگر خمشی-دوران) در نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی مدل‌سازی شده

۲-۲- نمونه‌های تحت مطالعه

در این مطالعه، به منظور بررسی عملکرد اتصال تیر فولادی به ستون CFT، ۵ نمونه در محیط نرم‌افزار المان محدود

¹ Solid

² Shell

۲-۳- مشخصات مکانیکی مصالح

از مشخصات مکانیکی فولاد A490 جهت تعریف رفتار الاستیک و پلاستیک میل مهارهای عبور کننده از درون ستون استفاده شده است. سایر اعضای فولادی بکار گرفته شده در نمونه‌ها مشخصاتی مطابق با فولاد ساختمانی ST37 را دارا می‌باشند. المان‌های تشکیل دهنده بتن دارای مقاومت فشاری نهایی ۳۰ مگاپاسکال بوده و با در نظر گرفتن معیار تخریب، در حالت غیر الاستیک تعریف گردیدند. مشخصات مکانیکی مصالح بتنی بکارگرفته شده، در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): مشخصات مکانیکی بتن

کرنش	تنش (kg/cm ²)
۰	۰
۰/۵ E - ۵	۱۵۲/۶
۶/۷ E - ۵	۱۷۷/۸
۰/۰۰۰۲۰۳	۲۰۹/۳
۰/۰۰۰۵۰۴	۲۴۷/۸
۰/۰۰۰۸۰۴	۲۶۶/۷
۰/۰۰۱۰۶	۲۷۵/۱
۰/۰۰۱۷۳۳	۳۰۰
۰/۰۱۸۷۵۹	۲۶۸/۱
۰/۰۳۱۹۸۵	۱۹۳/۹

۲-۴- شرایط مرزی و بارگذاری نمونه‌ها

بررسی رفتار اتصالات خمشی با جداسازی هر گره اتصالی از محل تشکیل نقاط عطف که در وسط طول تیرها و ارتفاع ستون‌ها در نظر گرفته میشود و اعمال قیود تکیه‌گاهی مناسب ممکن می‌گردد.

سه الگوی متفاوت از بارگذاری، تحت سه مرحله متوالی از تحلیل استاتیکی عمومی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS به نمونه‌های مدل‌سازی شده اعمال گردید. در گام اول از بارگذاری، با اعمال نیروی پیش‌تندگی بر تمامی میل‌مهارها، سیستم اتصالی به صورت محدود در لغزش وارد مرحله بعد از بارگذاری شد. مطابق با آیین

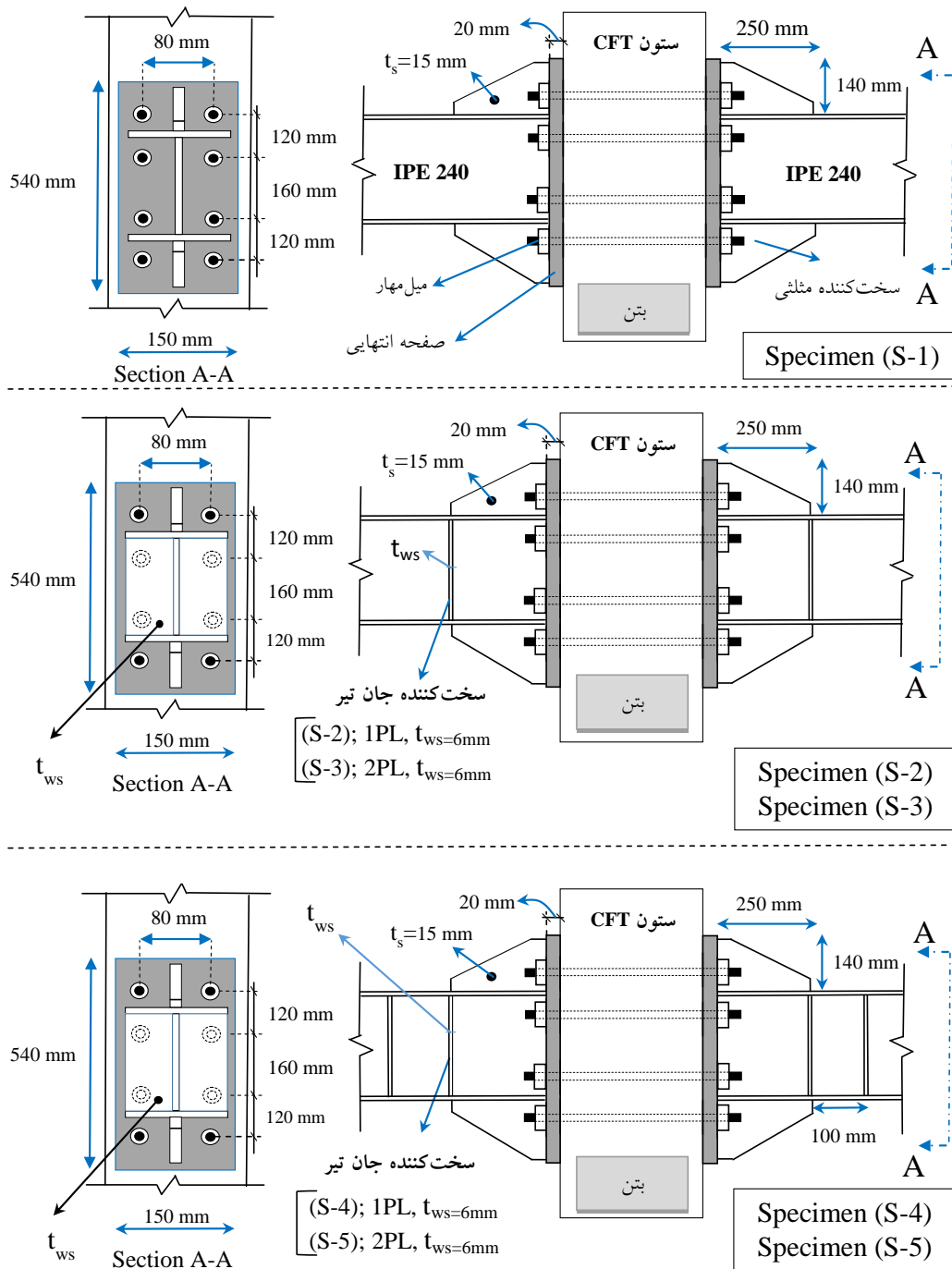
ABAQUS مدل‌سازی شده است. نمونه‌های مورد بررسی، در تعداد و چیدمان سخت‌کننده جان تیر از یکدیگر متمایز شده و تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای قرار گرفته‌اند. نمونه‌های ۲ تا ۵ (S-2, S-3, S-4 و S-5) بترتیب دارای تک سخت‌کننده در یک طرف جان، یک جفت سخت‌کننده در طرفین جان، دو تک سخت‌کننده در یکطرف جان و دو جفت سخت‌کننده در طرفین جان می‌باشند. در نمونه اول (S-1)، از سخت‌کننده‌ای در جان تیر استفاده نشده است. تمامی نمونه‌ها بر اساس ضوابط آیین نامه AISC [۱۴] برای قاب‌های خمشی ویژه طراحی شده‌اند. با رعایت مفهوم (ستون قوی-تیر ضعیف) برای تمامی نمونه‌ها، از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون و ناحیه اتصالی جلوگیری شده است. در تمامی نمونه‌های طراحی شده، از پروفیل ساختمانی IPE240 به عنوان تیرهای طرفین گره اتصالی استفاده شد. هر ۵ نمونه تحت مطالعه دارای چیدمانی ۸ تایی و مشابه از میل‌مهارهایی با قطر ۲۰ میلیمتر می‌باشند. تمامی میل‌مهارها با عبور از درون ستون، در طرفین گره اتصالی مقید شده‌اند. سخت‌کننده‌های مثلثی دارای ارتفاع، عرض و ضخامتی برابر با ۱۴۰، ۲۵۰ و ۱۵ میلیمتر بوده و روی هر دو بال تیر قرار گرفتند. کلیه ستون‌های CFT معادل با ستون‌های بتن آرمه معمول و با فرض محصورشدگی کامل برای هسته بتنی طراحی شده‌اند [۱۵]. پوشش فولادی ستون‌ها دارای مقطعی به ابعاد ۲۵۰×۲۵۰×۸ میلیمتر بوده و با توجه به آیین نامه AISC341-2010 [۱۶]، با ارضای رابطه (۱) به صورت فشرده طراحی گردیدند.

$$\frac{h_c}{t_c} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1)$$

که در آن h_c : ارتفاع مقطع پوشش فولادی ستون؛ t_c : ضخامت مقطع پوشش فولادی ستون؛ E : مدول الاستیسیته مصالح پوشش فولادی ستون؛ F_y : تنش تسلیم مصالح پوشش فولادی ستون می‌باشد.

شکل (۲) مشخصات هندسی ۵ نمونه مورد نظر را نمایش می‌دهد.



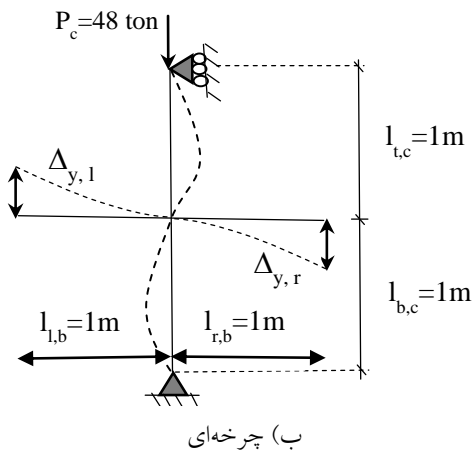
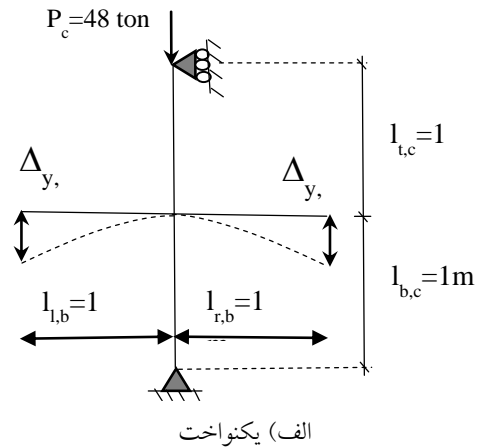


شکل (۲): مشخصات هندسی نمونه‌های تحت مطالعه

و معادل با ۱۵ درصد از ظرفیت محوری خالص ستون در نظر گرفته شد. مطابق با شکل (۳-الف و ب)، با اعمال تغییر مکان قائم در انتهای تیرهای طرفین در مرحله سوم،

در مرحله دوم از بارگذاری، اثرات بار زنده و مرده انتقالی از طبقه‌های فوقانی، به صورت نیرویی متمرکز در گره بالای ستون اعمال گردید. بزرگای این نیرو برابر با ۴۸ تن

نمونه‌ها در دو حالت جداگانه تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت قرار گرفتند. جهت اعمال بار چرخه‌ای، از الگوی پیشنهاد شده برای قاب‌های خمشی ویژه در آئین نامه [۱۷]، و جهت اعمال بار یکنواخت از روندی خطی و صعودی پیروی شد. لازم بذکر است که روند بارگذاری و تحلیل در مرحله سوم، تا رسیدن به مکانیزم گسیختگی ادامه داشت.



شکل (۳): اعمال بارگذاری

به مکانیزم خرابی رسیدند. روند تشکیل مفصل پلاستیک، با تسلیم اولین تار از مقطع تیر تحت اعمال دورانی معادل با ۰/۰۱ رادیان برای تمامی نمونه‌ها آغاز شد. در ادامه، با تسلیم کامل مقاطع در دوران ۰/۰۴، ۰/۰۵، ۰/۰۵ و ۰/۰۵، ۰/۰۶ رادیان از بارگذاری برای نمونه‌های (S-1) تا (S-5)، مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شد. در نهایت، با نزول میزان لنگر خمشی منتقل شده از اتصالات به ۸۰٪ از حداکثر مقدار منتقل شده، نمونه‌های (S-1) تا (S-5) بترتیب در دوران‌های ۰/۰۶، ۰/۰۶، ۰/۰۷، ۰/۰۸ و ۰/۰۹ رادیان از بارگذاری گسیخته شدند. با توجه به نمودارهای (لنگر خمشی-دوران) در شکل (۵)، عملکرد مناسب، رفتار لرزه‌ای پایدار و تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی برای تمامی نمونه‌های بارگذاری شده قابل مشاهده می‌باشد. با توجه به مطالب مذکور، با افزایش قدرت باربری از نمونه (S-1) تا (S-5) در سیکل‌هایی بالاتر از بارگذاری چرخه‌ای (از ۰/۰۶ به ۰/۰۹ رادیان)، نقش مثبت استفاده از سخت‌کننده جان تیر بر عملکرد اتصال تایید گردید.

با رسم نمودار پوش (لنگر خمشی-دوران) برای تمامی نمونه‌ها مطابق با شکل (۶)، میزان حداکثر لنگر خمشی منتقل شده در هر گام از بارگذاری چرخه‌ای مقایسه شده است. با توجه به شکل (۶)، عملکرد مناسبتر اتصال در حالت قرارگیری جفت سخت‌کننده در طرفین جان نسبت به حالت تک سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل مشاهده می‌باشد.

برخلاف بهبود رفتار لرزه‌ای اتصالات با قرارگیری سخت‌کننده‌های یکطرفه و دو طرفه در جان تیر، استفاده از سخت‌کننده در یکطرف جان، قدرت باربری اتصال را نسبت به سایر حالات تحت بارگذاری یکنواخت کاهش داده است. با توجه به نمودار (لنگر خمشی-دوران) تحت بارگذاری یکنواخت مطابق با شکل (۷)، نمونه‌های دارای سخت‌کننده در یکطرف جان (نمونه S-2 و S-4) در حالتی نامناسب و به صورتی ترد گسیخته شدند. این در حالیست که با بکارگیری تک و دو سخت‌کننده در طرفین جان نسبت به حالت بدون سخت‌کننده، باربری اتصال تحت بارگذاری یکنواخت به ۱/۱۵ و ۱/۵ برابر افزایش یافت.

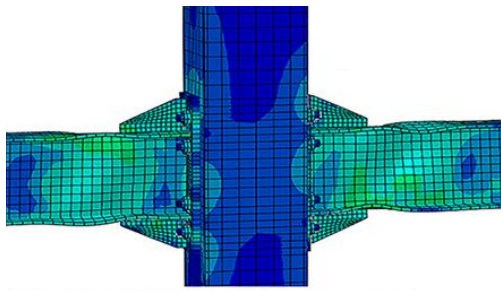
۲-۵- نتایج مطالعه تحلیلی

شکل (۴)، چگونگی توزیع تنش در نمونه‌های تحت مطالعه را نمایش می‌دهد. توصیف نتایج در ادامه آورده شده است.

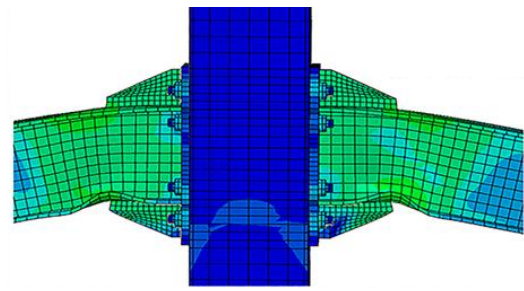
۲-۵-۱- رفتار عمومی اتصال و مکانیزم گسیختگی

پس از اعمال بار چرخه‌ای، تمامی نمونه‌های تحت مطالعه با تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و خارج از ناحیه اتصال،

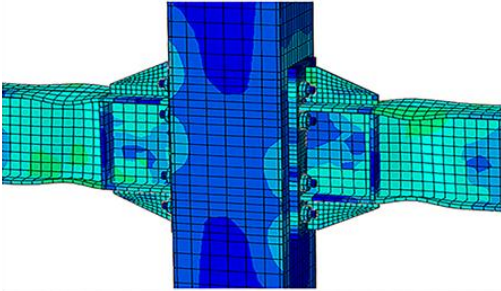




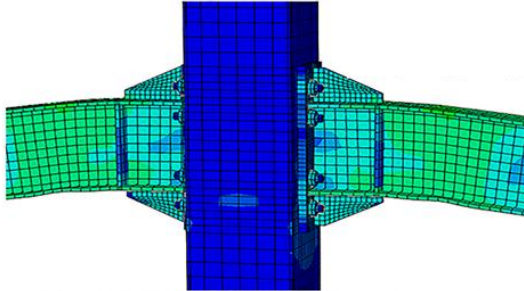
نمونه S-1



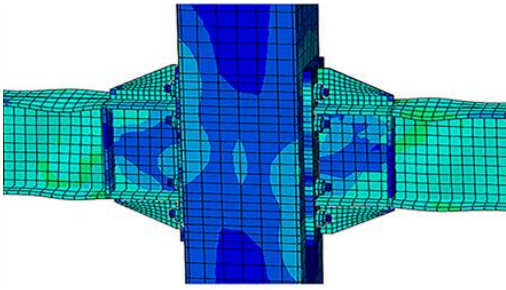
نمونه S-1



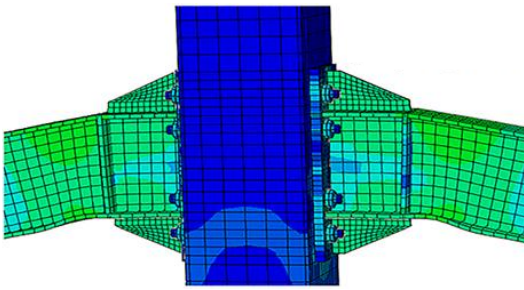
نمونه S-2



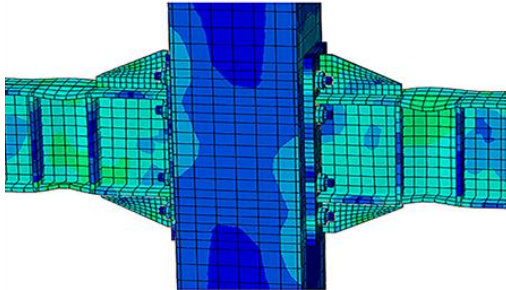
نمونه S-2



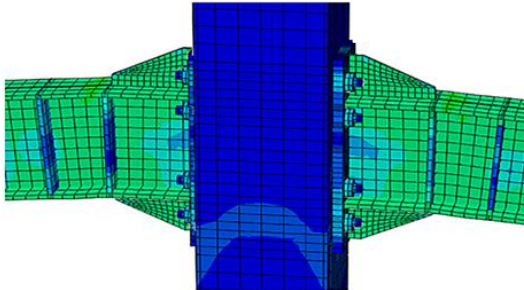
نمونه S-3



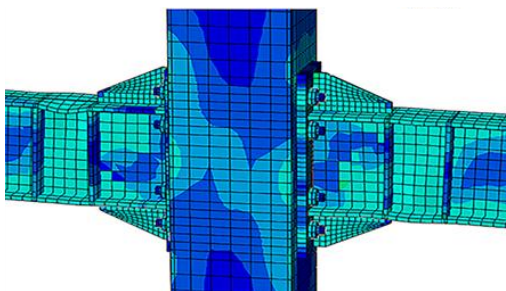
نمونه S-3



نمونه S-4

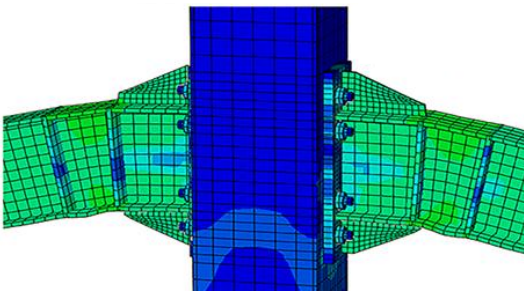


نمونه S-4



نمونه S-5

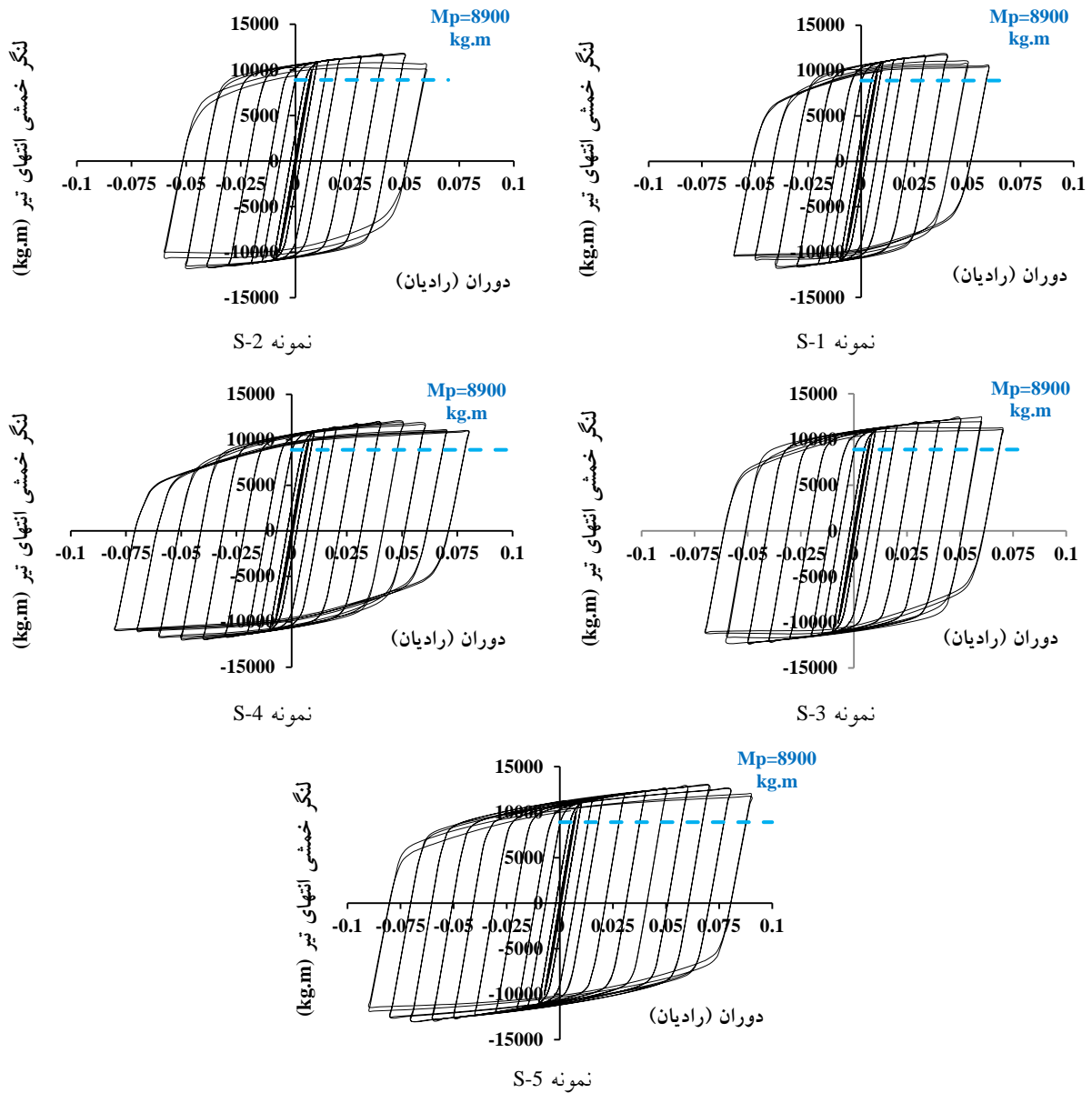
(ب) بارگذاری چرخه‌ای



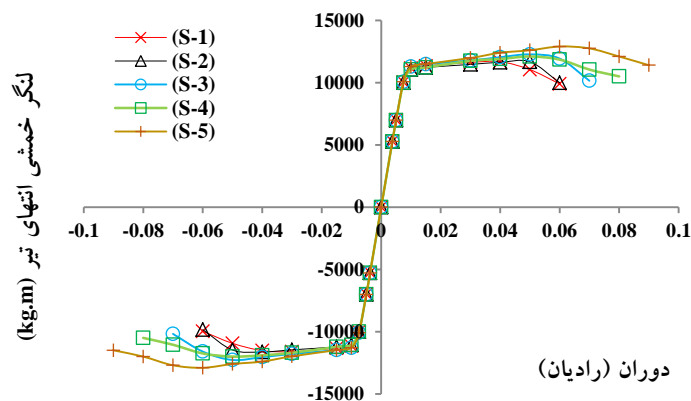
نمونه S-5

(الف) بارگذاری یکنواخت

شکل (۴): توزیع تنش تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت در نمونه‌ها

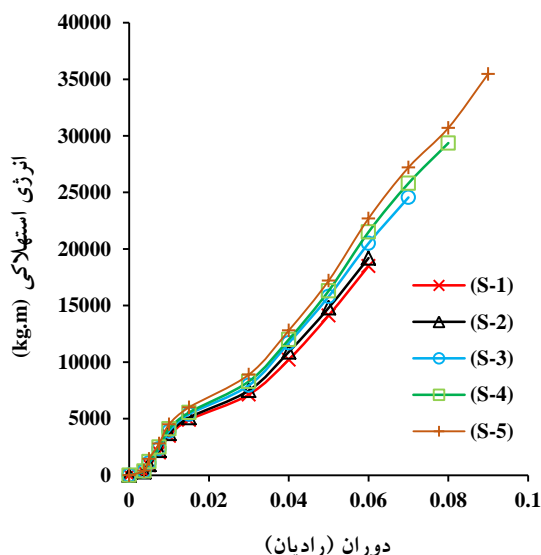


شکل (۵): نمودار هیسترسیز (لنگر خمشی-دوران)

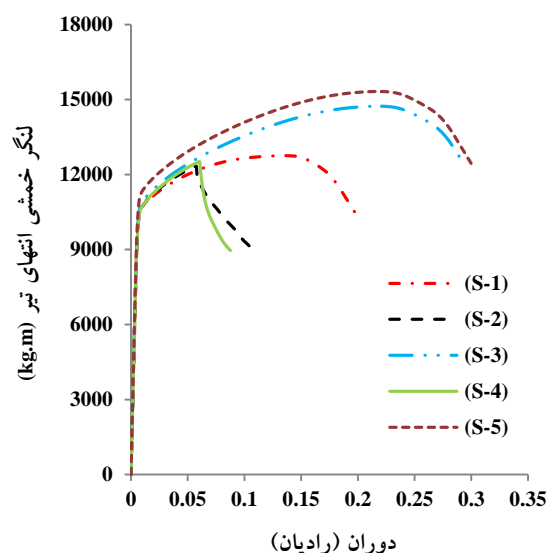


شکل (۶): نمودار پوش (لنگر خمشی-دوران) تحت بارگذاری چرخه‌ای





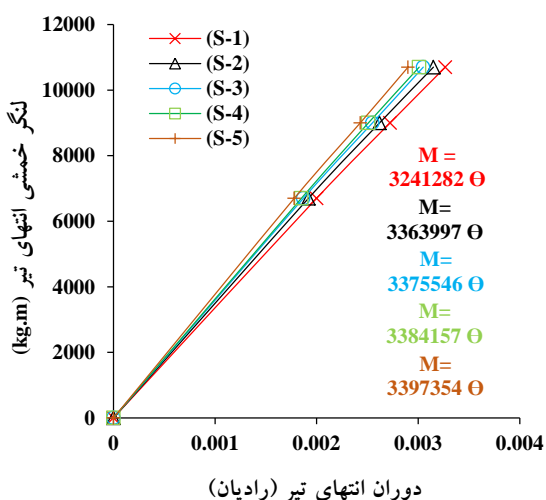
شکل (۸): مقایسه انرژی استهلاکی



شکل (۷): نمودار (لنگر خمشی-دوران) در بارگذاری یکنواخت

۲-۵-۳- سختی دورانی

عملکرد اتصالات خمشی در حالت الاستیک، با بررسی و مقایسه میزان سختی دورانی قابل تشخیص و ارزیابی می‌باشد. با مقایسه نمودار (لنگر خمشی-دوران) در ناحیه الاستیک برای تمامی نمونه‌ها و استخراج معادلات مربوطه مطابق با شکل (۹)، میزان سختی دورانی با تغییر ناچیز در میان اتصالات بارگذاری شده مشاهده شد. مطالب مذکور، تاثیر ناچیز سخت‌کننده جان تیر بر رفتار الاستیک اتصال را تایید می‌نماید.



شکل (۹): نمودار (لنگر خمشی-دوران) در ناحیه الاستیک

۲-۵-۲- انرژی استهلاکی

عملکرد لرزه‌ای، شکل پذیری و مقاومت جانبی قاب‌های خمشی، با تعیین و مقایسه میزان استهلاک انرژی قابل ارزیابی می‌باشد. به عبارت دیگر، سازه‌هایی با توانایی استهلاک میزان بیشتری از انرژی اعمال شده، ضمن شکل‌پذیری بالا، از رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری برخوردار می‌باشند.

در بارگذاری چرخه‌ای، با تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و خارج از ناحیه اتصالی، قابلیت استهلاک میزان چشمگیر انرژی برای تمامی نمونه‌های تحت مطالعه فراهم شد. با توجه به سطح زیر نمودار هیسترسیز (لنگر خمشی-دوران) برای هر نمونه، میزان استهلاک انرژی در هر دامنه از بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۸) مقایسه شده است. مطابق با شکل ۸، با بکارگیری سخت‌کننده در جان تیر، میزان استهلاک انرژی در نمونه‌های (S-2)، (S-3)، (S-4) و (S-5) نسبت به نمونه (S-1) به ترتیب تا ۱/۰۴، ۱/۳۲، ۱/۵۸ و ۱/۹ برابر افزایش یافت. نتیجه مذکور، تاثیر غیر قابل اغماض بکارگیری سخت‌کننده جان تیر بر رفتار غیر الاستیک اتصال را تایید می‌نماید.

نمودار هیسترسیز (نیروی برشی- کرنش برشی) در ناحیه چشمه اتصال برای نمونه‌های (S-1) تا (S-5) در شکل (۱۰) رسم شده است. با توجه به نمودارهای رسم شده، عملکرد پایدار و رفتار الاستیک ناحیه چشمه اتصال برای هر ۵ نمونه بارگذاری شده، قابل مشاهده می‌باشد.

لازم بذکر است که با توجه به مرجع [۱۸]، مقادیر مربوط به محورهای افقی (کرنش برشی) و قائم (نیروی برشی) نمودارهای رسم شده، به صورت زیر محاسبه شده است؛ با در نظر گرفتن شکل (۱۱-الف) بعنوان ناحیه چشمه اتصال و با فرض نقطه C به عنوان مبدا سیستم مختصات محلی، پارامترهای Δ_1 و Δ_2 به ترتیب از روابط (۲) و (۳) استخراج می‌گردد؛

$$\Delta_1 = \sqrt{(D_x - A_x)^2 + (D_y - A_y)^2} \quad (2)$$

$$\Delta_2 = \sqrt{(B_x - C_x)^2 + (B_y - C_y)^2} \quad (3)$$

با توجه به معادلات (۳) و (۴)، مقادیر کرنش برشی در هر گام از بارگذاری چرخه‌ای به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد؛

$$\theta_{PZ} = 0.5 \times \left[\text{Arcsin} \left(\frac{\Delta_2 (2d + \Delta_2)}{2 \times d_b \times b_c} \right) + \text{Arcsin} \left(\frac{-\Delta_1 (2d - \Delta_1)}{2 \times d_b \times b_c} \right) \right] \quad (4)$$

در این رابطه؛ θ_{PZ} : کرنش برشی چشمه اتصال، d: قطر ناحیه چشمه اتصال، d_b : ارتفاع تیرهای متصل شده و b_c : عرض ستون می‌باشند.

با فرض انتقال کامل لنگر خمشی تنها از بال‌های تیر، دیاگرام جسم آزاد ناحیه چشمه اتصال مطابق با شکل (۱۱-ب) در نظر گرفته شده است. با توجه به این شکل نیروی برشی مربوط به ناحیه چشمه اتصال با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می‌گردد.

$$V_{PZ} = F_t + F_c - V_c \quad (5)$$

در رابطه ۵؛ F_t : نیروی کششی منتقل شده از بال تیر، F_c : نیروی فشاری منتقل شده از بال تیر، V_c : نیروی برشی

ستون و V_{PZ} : نیروی برشی در ناحیه چشمه اتصال بوده و در شکل (۱۱-ب)؛ M_{Ic} و M_{Ibc} : لنگر خمشی منتقل شده از ستون فوقانی و تحتانی، M_{Ib} و M_{Ib} : لنگر خمشی منتقل شده از تیر سمت راست و چپ ستون و V_{Ib} و V_{Ib} : نیروی برشی منتقل شده از تیر سمت راست و چپ ستون می‌باشند.

۳- نتیجه‌گیری

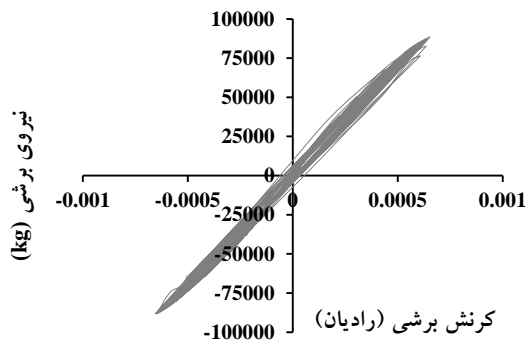
در این تحقیق ضمن مطالعه‌ای تحلیلی، تاثیر بکارگیری سخت‌کننده جان تیر بر رفتار اتصال تیر فولادی به ستون CFT توسط صفحه انتهایی و میل‌مهارهای عبور کننده از درون ستون مطالعه شد. با تکیه بر هدف اصلی تحقیق، ۵ نمونه با تعداد و چیدمانی مختلف از سخت‌کننده جان تیر، در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای قرار گرفتند. لازم بذکر است که سخت‌کننده‌های جان، در محل انتهایی صفحه لچکی و نیز در فاصله ۱۰ سانتیمتری از آن در یک و دو طرف تیر نصب گردیدند. نتایج حاصل از تحلیل، تاثیر قابل ملاحظه بکارگیری سخت‌کننده جان بر رفتار اتصال تحت مطالعه را اثبات نمود. خلاصه‌ای از جزئیات نتایج به صورت زیر تشریح شده است:

۱- با تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و خارج از ناحیه اتصال، رفتار لرزه‌ای مناسب و امکان تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی برای تمامی نمونه‌ها فراهم شد.

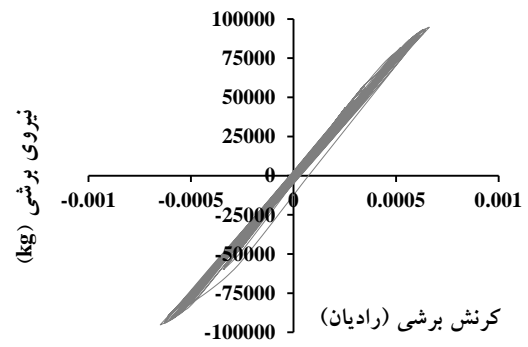
۲- با بکارگیری سخت‌کننده در جان تیر، باربری لرزه‌ای اتصال مطالعه شده افزایش یافت. این در حالیست که استفاده از سخت‌کننده در طرفین جان، امکان عملکرد لرزه‌ای مناسبتری نسبت به سایر حالات را فراهم نمود.

۳- میزان استهلاک انرژی در حالات استفاده از تک سخت‌کننده در یکطرف جان، تک سخت‌کننده در دو طرف جان، جفت سخت‌کننده در یکطرف جان و جفت سخت‌کننده در دو طرف جان نسبت به حالت بدون سخت‌کننده به ترتیب تا ۱/۰۴، ۱/۳۲، ۱/۵۸ و ۱/۹ برابر افزایش یافت. موارد مذکور تاثیر قابل ملاحظه بکارگیری

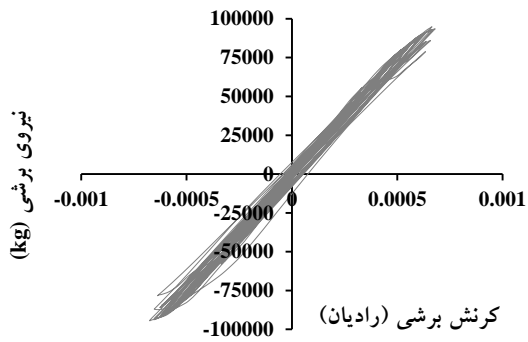




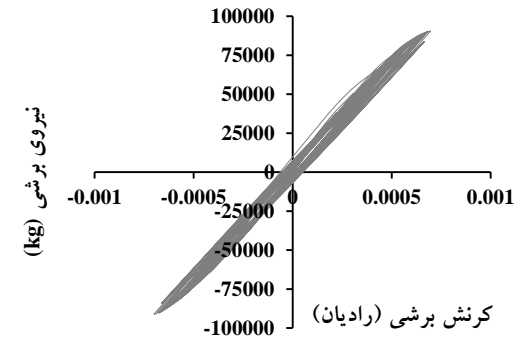
نمونه S-2



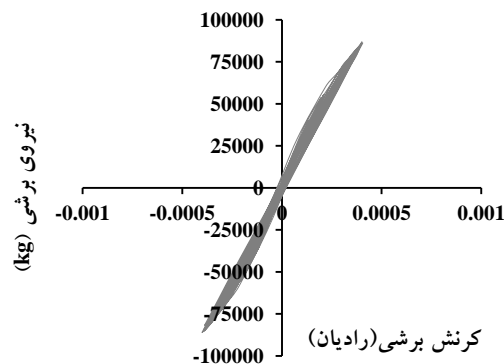
نمونه S-1



نمونه S-4

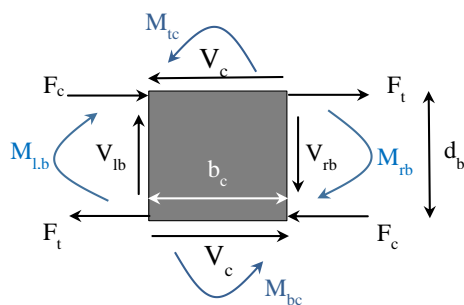


نمونه S-3

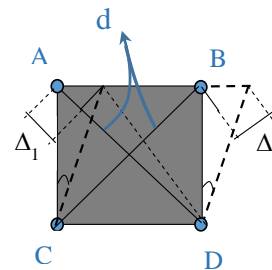


نمونه S-5

شکل (۱۰): نمودار هیسترسیز (گرنش برشی-نیروی برشی) در چشمه اتصال



ب) دیاگرام جسم آزاد



الف) تغییر شکل برشی

شکل (۱۱): نمایش تغییر شکل برشی و دیاگرام جسم آزاد در ناحیه چشمه اتصال

[8] Swanson, J.A. and Leon, R.T. (2000), "Bolted Steel Connections: Tests on T-Stub Components", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, pp. 50-56.

[9] Swanson, J.A. and Leon, R.T. (2001), "Stiffness Modeling of Bolted T-Stub Connection Components", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, pp. 498-505.

[10] Li, X., Xiao, Y. and Wu, Y. (2009), "Seismic Behavior of Exterior Connections with Steel Beams Bolted to CFT Columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1438-1446.

[11] Sheet, I.S., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A. (2013), "Experimental Investigation of CFT Column to Steel Beam Connections under Cyclic Loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 86, pp. 167-182.

[12] Azizinamini, A. and Schneider, S.P. (2004), "Moment Connections to Circular Concrete-Filled Steel Tube Columns", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, pp. 213-222.

[13] Kataoka, M.N. and El Debs, A.L.H.C. (2014), "Parametric Study of Composite Beam-Column Connections using 3D Finite Element Modelling", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 102, pp. 136-149.

[14] AISC.(2010), "prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", ANSI/AISC 358-10, Chicago: American Institute of Steel Construction.

[15] Hu, J.-W., Kang, Y.-S., Choi, D.-H. and Park, T. (2010), "Seismic Design, Performance, and Behavior of Composite-Moment Frames with Steel Beam-to-Concrete Filled Tube Column connections", International Journal of Steel Structures, Vol. 10, pp. 177-191.

[16] AISC 341-10 . (2010), "Seismic Provision for Structural Steel Buildings", Chicago: American Institute of Steel Construction.

[17] Applied Technology Council. (1992), "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", ATC-24, Redwood City, CA.

[18] Hashemi, B.H. and Jazany, R.A. (2012), "Study of Connection Detailing on SMRF Seismic Behavior for Unequal Beam Depths", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 68, pp. 150-164.

سخت‌کننده جان تیر بر رفتار غیر الاستیک اتصال مطالعه شده را تایید می‌نماید.

۴- وجود و عدم وجود سخت‌کننده در جان تیر و تغییر در چینش آن، تاثیر قابل توجهی بر میزان سختی دورانی و در نتیجه رفتار اتصال در حالت الاستیک نداشت.

۵- ضمن عدم مشاهده تغییر شکل‌های غیر الاستیک، ناحیه چشمه اتصال برای تمامی نمونه‌ها در طول بارگذاری چرخه‌ای پایدار باقی ماند.

۶- استفاده از تک و دو سخت‌کننده در طرفین جان تیر نسبت به حالت بدون سخت‌کننده، باربری اتصال مطالعه شده را تحت بارگذاری یکنواخت به $1/5$ و $1/15$ برابر افزایش داد. این در حالیست که بکارگیری سخت‌کننده در یکطرف جان، عملکرد سیستم اتصالی را تحت شیوه‌ای ترد تضعیف نمود.

۵- مراجع

[1] Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A. (2006), "A Moment Resisting Connection for Earthquake Resistant Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 295-302.

[2] Tao, Z. and Han, L.-H. (2006), "Behaviour of Concrete-Filled Double Skin Rectangular Steel Tubular Beam-Columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 631-646.

[3] Shin, K.-J., Kim, Y.-J. and Oh, Y.-S. (2008), "Seismic Behaviour of Composite Concrete-Filled Tube Column-to-Beam Moment Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 118-127.

[4] Alostaz, Y.M. and Schneider, S.P. (1996), "Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 40, pp. 95-127.

[5] Kang, C.-H., Shin, K.-J., Oh, Y.-S. and Moon, T.-S. (2001), "Hysteresis Behavior of CFT Column to H-Beam Connections with External T-Stiffeners and Penetrated Elements", Engineering structures, Vol. 23, pp. 1194-1201.

[6] Zhang, D., Gao, S. and Gong, J. (2012), "Seismic Behaviour of Steel Beam to Circular CFST Column Assemblies with External Diaphragms", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 76, pp. 155-66.

[7] Wang, W., Chen, Y., Li, W. and Leon, R.T. (2011), "Bidirectional Seismic Performance of Steel Beam to Circular Tubular Column Connections with Outer Diaphragm", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 40, pp. 1063-1081.





توسعه روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد برای طراحی لرزه‌های سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته

عباس کرم‌الدین^۱، محمد رسول کفاش^۲
(تاریخ دریافت: ۹۳/۰۵/۰۵، تاریخ پذیرش: ۹۴/۰۸/۱۶)

چکیده

سیستم مقاوم لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی همبسته، حالت توسعه یافته سیستم دیوار برشی فولادی ویژه است. در تحقیقات محدود صورت گرفته تا کنون، فقدان شیوه‌ای مناسب برای تحلیل و طراحی این سیستم، منجر به عدم درک صحیح از رفتار و طراحی محافظه‌کارانه آن شده است. در این مقاله ضمن معرفی رویکرد طراحی کشسان این سیستم، روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد، برای طراحی لرزه‌ای این سیستم توسعه داده شده است. به منظور بررسی روش طراحی، ۱۲ نمونه سازه ۶ و ۱۲ طبقه با درصدهای همبندی ۳۰ و ۴۵ و ۶۰ درصد و تیر همبند با دو رفتار خمشی و خمشی-برشی طراحی شده است. این نمونه‌ها مدل سازی عددی شده‌اند و مورد ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون قرار گرفته‌اند و در نهایت سطح عملکردشان بررسی شده است. نتایج نشان داد که روش طراحی ارائه شده، منجر به بینش بیشتر از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و دستیابی به هدف‌های عملکردی خواهد شد.

کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، دیوارهای برشی همبند، طراحی مومسان بر پایه کارکرد

Development Performance-Based Plastic Design Procedure for Seismic Design of Coupled Steel Plate Shear Walls

A. Karamodin, M.R. Kaffash

ABSTRACT

Coupled steel plate shear walls are an extension of the steel plate shear wall (SPSW) system. Limited research and lack of appropriate methodology to analyze and design such system has led to less understanding of the behavior and conservative design requirements. In this paper the conventional elastic design approach for the system is introduced and performance-based plastic design (PBSD) method is developed for seismic design of this system. In order to evaluate the design method, 12 samples of 6 and 12-story structures with 30, 45 and 60 percent coupling and different coupling beam length are designed using this methodology. To evaluate the performance of sample structures a nonlinear static analysis is conducted. Steel plates are modeled with nonlinear orthotropic membrane elements. The results showed that the proposed design method, would lead to further insight into the structural behavior, more control over the design and achieve performance targets.

KEYWORDS

Steel plate shear wall, Coupled shear wall, Performance-based plastic design

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، akaramodin@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی دکتری، دانشگاه فردوسی مشهد، rasul.kaffash@yahoo.com



وجود ندارد. در این روش که طراحی مومسان بر پایه کارکرد نام دارد، برش پایه طراحی، بر اساس مفهوم کارمایه [۶]، با انتخاب یک مکانیزم تسلیم و یک تغییر مکان جانبی نسبی هدف و با استفاده از مقادیر طیف طراحی کشسان مشخص شده آیین نامه برای یک سطح خطر معین، محاسبه می‌شود. بعلاوه، توزیع نیروهای جانبی طراحی بکار گرفته شده در این روش، بر اساس نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی گسترده ارائه شده است. در این روش اعضا شکل پذیر بر اساس روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد [۷] و بقیه اعضا به وسیله رویکرد طراحی ظرفیت انتخاب می‌شوند.

۲- روش طراحی کشسان دیوارهای برشی فولادی

همبسته بر اساس ضوابط AISC

در این روش برش پایه طراحی مشابه سایر سیستم‌های سازه‌ای بر اساس آیین نامه‌هایی همچون ASCE بدست می‌آید [۳]. دوره تناوب اصلی سازه بر اساس فرمول پیشنهادی آیین نامه تخمین زده شده و حداقل برش پایه طراحی از معادله کلی $V=C_s.W$ بدست می‌آید. ضریب پاسخ لرزه ای C_s از طیف پاسخ کشسان طراحی بدست آمده و با ضریب رفتار R و ضریب اهمیت I اصلاح می‌شود. پس از محاسبه برش پایه، برش هر طبقه با استفاده از توزیع جانبی معین آیین نامه محاسبه شود. ضخامت ورق جان دیوارهای برشی در هر طبقه از مقایسه تقاضای مقاومت برشی نهایی (V_u) با مقاومت برشی طراحی (ϕV_n)، به کمک معادله (۱) تعیین می‌شوند:

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \phi = 0.9 \quad (1)$$

که در رابطه فوق t_w ضخامت صفحه جان و L_{cf} فاصله خالص بین المان‌های مرزی قائم، F_y مقاومت اسمی جاری شدگی صفحه جان است. α زاویه تسلیم صفحه جان است که با معادله (۲) تعیین می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (2)$$

سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته مورد مطالعه، از دو دیوار برشی فولادی ویژه با صفحات جان لاغر و سخت نشده و اتصالات تیر به ستون صلب تشکیل یافته، که در تراز طبقات با تیرهای همبند متصل شده‌اند. پیکربندی این سیستم علاوه بر حفظ مزایای دیوارهای برشی فولادی، انعطاف پذیری بیشتری در ارتباط با سرویس و عملکرد ساختمان ارائه نموده و راندمان سازه را افزایش می‌دهد. این سیستم انرژی زلزله را از طریق تشکیل میدان کششی در صفحات پرکننده و تشکیل مفاصل در تیرهای همبند و تیرهای مرزی به طور قابل توجهی مستهلک می‌کند و شکل پذیری و مقاومت نهایی قابل توجهی ارائه می‌دهد [۱]. پژوهش‌های محدود صورت گرفته در سال‌های اخیر بر روی این سیستم، از رویکرد طراحی کشسان، برای طراحی سیستم استفاده کرده‌اند [۱ و ۲]. این رویکرد منجر به طراحی محافظه کارانه و توزیع غیر یکنواخت تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات و جاری شدگی در ارتفاع سازه در زلزله‌های قوی می‌شود. توزیع غیر یکنواخت تغییر شکل‌های غیر کشسان، باعث تمرکز و تجاوز آن‌ها از حد قابل قبول و نهایتاً خرابی‌های موضعی می‌گردد. از طرف دیگر در روش جاری طراحی بر اساس عملکرد، طراحی به شیوه ای تقریباً غیر مستقیم انجام می‌شود. در این روش، به طور معمول ابتدا یک طراحی متداول کشسان، با استفاده از آیین نامه‌های مناسب انجام شده و سپس با استفاده از یک ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون دنبال می‌شود [۳ و ۴]. در این روش معمولاً پروسه تکرار بین طراحی و ارزیابی عملکرد صورت می‌گیرد. علاوه بر این، نتایج این شیوه در قیاس با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی در طی یک زلزله بزرگ در پیشگویی رفتار سازه‌ای دقیق و منطقی مشکل دارد [۵]. برای حرکت به سمت روش‌های طراحی بر اساس عملکرد قابل اطمینان تر، پالایش روش‌های موجود مورد نیاز است. این مقاله از یک رویکرد طراحی بر پایه کارکرد مستقیم استفاده می‌نماید، که اساساً نیازی به ارزیابی طراحی به روش‌هایی همچون تحلیل دینامیکی یا استاتیکی غیرخطی



در این رابطه h فاصله بین محورهای مرکزی المان‌های مرزی افقی هر پایه و A_b سطح مقطع المان مرزی افقی و A_c سطح مقطع المان مرزی قائم و I_c ممان در جهت عمود صفحه جان و L فاصله بین محورهای مرکزی المان مرزی قائم هر پایه می‌باشد.

پس از طراحی ضخامت ورق‌های جان دیوار، عناصر مرزی بر اساس ظرفیت صفحات جان طراحی می‌شوند. این ظرفیت طراحی عناصر مرزی می‌تواند منجر به یک قاب خمشی با مقاومت جانبی قابل توجه شود. از این رو لازم است یک تحلیل کشسان برای تعیین بخشی از برش طبقه که به وسیله قاب خمشی مقاومت می‌شود صورت گرفته [۸] و سپس صفحات جان برای مقاومت بخش باقی مانده از برش طبقه طراحی شوند. در سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته، بخش از بار جانبی به وسیله عمل قاب توسط تیر همبند مقاومت می‌شود. بنابراین در قیاس با سیستم متعارف دیوار برشی فولادی، بخش کوچک‌تری از برش طبقه به وسیله صفحه جان مقاومت می‌شود، که ضخامت مورد نیاز را کاهش می‌دهد. به پیشنهاد Borello [۲]، تیرهای همبند بر اساس نسبتی از مقاومت خمشی مومسان المان‌های مرزی افقی همان طبقه طراحی می‌شوند. همچنین برای بدست آوردن ظرفیت طراحی المان‌های مرزی قائم از روش‌های پیشنهادی ضوابط لرزه‌ای AISC [۹] استفاده می‌شود. ضوابط لرزه‌ای AISC همچنین یک سختی حداقل برای المان‌های مرزی قائم به منظور ممانعت از کمانش و انعطاف بیش از حد در صفحه این المان‌ها تحت نیروهای میدان کششی در صفحه‌ها تعیین کرده است که با معادله (۳) بیان می‌شود:

$$I_c = \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad (3)$$

همچنین تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات بدست آمده از تحلیل کشسان به وسیله ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) برای تخمین تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طبقات، تشدید شده و در صورت نیاز ضخامت ورق‌های جان افزایش می‌یابد که خود منجر به افزایش مقطع المان‌های مرزی نیز خواهد شد. باید توجه داشت که چون کنترل

تغییر مکان جانبی نسبی در این شیوه به صورت غیر مستقیم انجام می‌شود، به منظور بدست آوردن یک طرح نهایی با عملکرد مطلوب، ممکن است به چند بار تکرار محاسبات نیاز باشد. بر اساس پژوهش‌های Borello [۲] ضریب اصلاح پاسخ $R=V$ و ضریب تشدید تغییر مکان $C_d=6$ برای این سیستم مناسب می‌باشد.

۳- طراحی مومسان بر پایه کارکرد دیوارهای برشی فولادی همبسته

بر خلاف آیین نامه‌های طراحی جاری، در رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد (PBPD)، یک توزیع نیروهای جانبی طراحی بر اساس حداکثر برش‌های طبقه بدست آمده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی گسترده تعیین شده‌اند. این توزیع نیروهای جانبی پیشنهادی برای اکثر سیستم‌های مهاربندی جانبی واقع بینانه یافت شده است [۱۰]. این توزیع نیروهای جانبی همچون روابط (۴) تا (۶) بیان شده است.

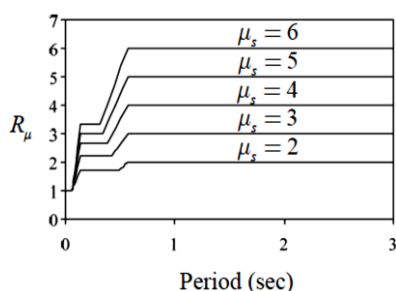
$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n; \quad i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0 \quad (4)$$

$$F_n = V \left[\frac{(w_n h_n)}{\sum_{j=1}^n (w_j h_j)} \right]^{0.75T-0.2} \quad (5)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left[\frac{\sum_{j=i}^n (w_j h_j)}{(w_n h_n)} \right]^{0.75T-0.2} \quad (6)$$

که در این روابط، β_i ضریب توزیع برش در سطح طبقه i ؛ V_i و V_n به ترتیب نیروهای برش طبقه در سطح طبقه i و در سطح بالاترین طبقه n ؛ w_i و w_j به ترتیب وزن‌های لرزه‌ای در سطح طبقه i و j ؛ h_i و h_j به ترتیب ارتفاع‌های سطح طبقه i و j از سطح زمین؛ w_n وزن لرزه‌ای بالاترین طبقه؛ h_n ارتفاع بالاترین طبقه از سطح زمین؛ T پریود اساسی سازه؛ F_i و F_n به ترتیب، نیروهای جانبی اعمال شده در سطح طبقه i و n ؛ و V برش پایه طراحی است. برای رسیدن به عملکرد مطلوب سازه در برابر زلزله‌های بزرگ کنترل تغییر مکان جانبی نسبی ضروری است. این امر در رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد به طور

در این پژوهش، از روش پیشنهادی Newmark و Hall [۱۳] برای بدست آوردن ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه استفاده شده است (شکل (۲)).



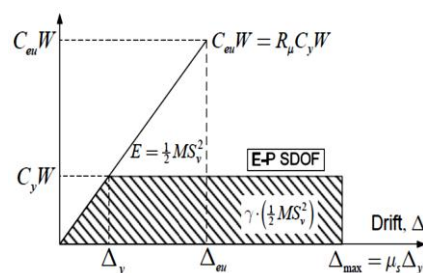
شکل (۲): ضرایب کاهش شکل پذیری Newmark و Hall [۱۳]

باید توجه شود که در رویکرد پیشنهادی، برش پایه طراحی شامل ضریب اهمیت (I) نمی‌باشد. این ضریب افزایشی سطح نیروی طراحی، در تلاش برای پایین آوردن تغییر مکان جانبی نسبی و تقاضای شکل پذیری سازه برای یک سطح زلزله معین است [۱۴ و ۱۵]. با این وجود، این ضریب نمی‌تواند به عنوان یک روش مستقیم برای بدست آوردن هدفی همچون کنترل سطح خرابی مورد توجه قرار گیرد. کاهش پتانسیل آسیب باید با استفاده از محدودیت‌های مناسب دیگری انجام یابد. در این راستا، رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد، انتخاب تغییر مکان جانبی نسبی هدف مطلوب را به عنوان پارامتر حاکم استفاده کرده و فرض می‌نماید تغییر مکان جانبی نسبی هدف انتخابی ضریب اهمیت را در برخواهد داشت.

۳-۱- انتخاب تغییر مکان جانبی نسبی هدف و مکانیزم تسلیم مطلوب

تغییر مکان جانبی نسبی هدف و مکانیزم تسلیم مطلوب، دو معیار اصلی در این روش طراحی هستند. یک مقدار منطقی برای تغییر مکان جانبی نسبی هدف و همچنین مکانیزم جاری شدگی مطلوب باید در آغاز شیوه طراحی مومسان بر اساس عملکرد فرض شوند. شکل (۳)، یک سیستم دیوار برشی فولادی همبسته که در برابر نیروهای جانبی به وضعیت محدود تغییر مکان جانبی نسبی هدف

مستقیم در روند طراحی در نظر گرفته می‌شود. این روش تا کنون به طور موفقیت آمیزی در سیستم‌های سازه‌ای مختلف بکار گرفته شده است [۱۱ و ۱۲]. در این رویکرد برش پایه طراحی با انتخاب یک مکانیزم تسلیم مطلوب و پوش سازه به طور یکنواخت تا رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی هدف پیشنهادی، تعیین می‌شود [۶]. مقدار کار مورد نیاز برای انجام این کار γ برابر انرژی ورودی کشسان (SDOF) $(E = \frac{1}{2}MS_v^2)$ معادل فرض می‌شود (شکل (۱)).



شکل (۱): پاسخ سازه ایده‌آل شده و مفهوم تعادل انرژی

برش پایه طراحی بدست آمده از معادله کارمایه از رابطه (۷) بدست می‌آید.

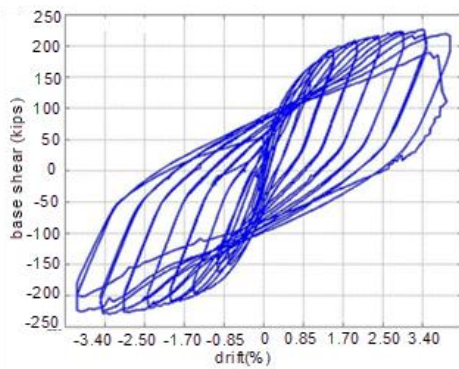
$$V/W = \left(-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2} \right) / 2 \quad (7)$$

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \times \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (8)$$

که در آن، V برش پایه طراحی؛ W وزن لرزه‌ای سازه؛ α یک پارامتر بدون بعد وابسته به پریود سازه، ویژگی‌های مودال و تغییر مکان جانبی نسبی هدف که از رابطه (۸) قابل محاسبه است؛ S_a ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی؛ γ ضریب اصلاح وابسته به ضریب شکل پذیری $(R_\mu = C_{ev}/C_y)$ و ضریب کاهش شکل پذیری $(\mu_s = \Delta_{max}/\Delta_y)$ مرتبط با پریود سازه است که از رابطه (۹) قابل محاسبه است.

$$\gamma = (2\mu_s - 1) / R_\mu^2 \quad (9)$$

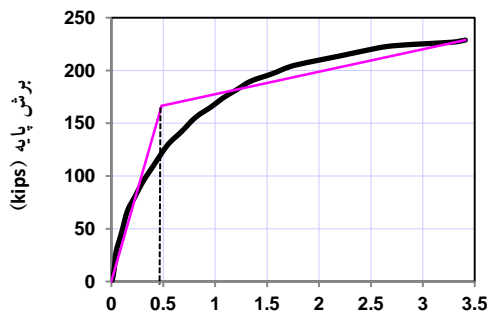




شکل (۴): آزمایش چرخه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته [۱۶]

۳-۲- تخمین تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدن

تقاضای شکل پذیری هدف سیستم به تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی وابسته است. بنابراین تخمین درست تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی، به منظور یافتن برش پایه طراحی مقتضی برای اینکه سیستم بتواند به اهداف عملکردی مطلوب برسد، مورد نیاز است. به طور کلی تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی در نقطه تلاقی منحنی بار افزون دو خطی معادل تعریف شده است [۱۷].

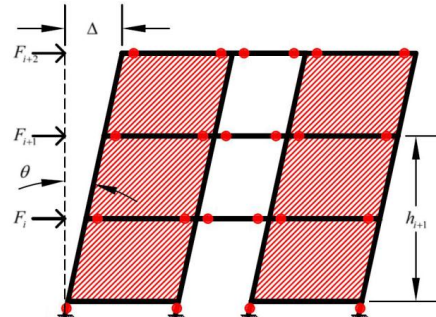


تغییر مکان جانبی نسبی (%)

شکل (۵): تعیین θ_v از نتایج آزمایش چرخه ای دیوارهای برشی فولادی همبسته [۱۶]

با بررسی پوش نمودار تست های چرخه ای آزمایشگاهی (شکل ۵) و نتایج تحلیلی، تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی $\theta_v = 0.05$ در نظر گرفته شد.

پوش شده را نشان می دهد. در مکانیزم جاری شدگی کلی مطلوب این سیستم، میدان کششی در صفحات پرکننده در تمام طبقات و مفاصل مومسان روی تیرهای همبند، تیرهای مرزی و پای ستون ها شکل می گیرد.



شکل (۳): مکانیزم مومسان مطلوب سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته

در مورد سازه های دیوار برشی فولادی، تغییر مکان جانبی نسبی هدف تحت سطح خطر زلزله طراحی (DBE) می تواند مقدار ۰.۲٪ پیشنهادی آیین نامه FEMA-450 در نظر گرفته شود. برای یک دیوار برشی فولادی که به طور متناسب طراحی شده، در این سطح از تغییر مکان جانبی نسبی، جاری شدگی صفحات جان فولادی و همچنین جاری شدگی در اتصالات خمشی، بدون از دست دادن عمده مقاومت انتظار می روند. محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی ۰.۲٪ همچنین خرابی اجزای غیر سازه ای تحت زلزله سطح طراحی را محدود خواهد کرد. تحت سطح خطر حداکثر زلزله محتمل (MCE)، مقدار مناسب برای تغییر مکان جانبی نسبی هدف می تواند بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی بزرگ مقیاس که اخیراً روی سیستم های دیوارهای برشی فولادی همبسته انجام شده، تخمین زده شود. نتایج مطالعه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس در شکل (۴) نشان داده شده است [۱۲ و ۱۶].

همان طور که می توان مشاهده کرد، مقاومت در تغییر مکان جانبی نسبی ۰.۳٪ شروع به کاهش کرده است. در حلقه های بعدی با تغییر مکان جانبی نسبی بزرگ تر، افت مقاومت ادامه پیدا کرده است. از این رو تغییر مکان جانبی نسبی هدف ۰.۳٪ برای دیوارهای برشی فولادی همبسته تحت سطح خطر MCE می تواند مناسب باشد.

۳-۳- طراحی اعضای شکل پذیر و سایر اعضا

هدف اولیه استفاده از روش طراحی مومسان اطمینان یافتن از تشکیل مکانیزم مورد نظر است. در اینجا توزیع مقاومت اعضای شکل پذیر در ارتفاع ساختمان مشابه توزیع برش‌ها، انتخاب شده است. این امر به توزیع جاری شدگی یکنواخت‌تر در ارتفاع و در نتیجه، جلوگیری از تمرکز جاری شدن به در یک محدوده از سازه کمک می‌کند. برای طراحی تیرهای همبند ابتدا درصد همبندی (CR) مورد نظر انتخاب و سپس با داشتن لنگر واژگونی (OTM)، مجموع نیروهای برشی تیرهای همبند ناشی از لنگر واژگونی از معادله (۱۰) بدست می‌آید.

$$\sum V_{CB_i} = \frac{CR \cdot OTM}{L} \quad (10)$$

با توزیع نیروهای برشی تیرهای همبند در ارتفاع با فرض توزیع مقاومت تیرهای همبند بر اساس توزیع پیشنهادی روش PBD [۱۰] برش طراحی هر تیر همبند بدست می‌آید. تیرهای همبند از لحاظ عملکرد مطابق تعاریف ارائه شده در مورد تیرهای پیوند در مهارتدهای برون محور به سه دسته تیر برشی و خمشی و خمشی- برشی تقسیم می‌شوند [۹]. برای تیرهای همبند برشی باید شرایط معادله (۱۱) برقرار باشد. در تیرهای همبند خمشی باید معادله (۱۲) ارضا شود و در تیرهای همبند خمشی-برشی باید لنگر و برش مومسان تیر به گونه ای باشد که طول تیر بین معادله (۱۱) و (۱۲) قرار گیرد.

$$e \leq \frac{1.6 \times M_{P(CB)}}{V_{P(CB)}} \quad (11)$$

$$e \leq \frac{2.6 \times M_{P(CB)}}{V_{P(CB)}} \quad (12)$$

در این روابط، $M_{P(CB)}$ لنگر مومسان تیر همبند؛ $V_{P(CB)}$ برش مومسان تیر همبند؛ e طول موثر تیر همبند و L فاصله مرکز تا مرکز دیوارهای برشی فولادی است.

طراحی صفحات جان با استفاده از رویکرد طراحی مومسان انجام می‌شود. کار خارجی انجام شده روی مکانیزم جاری

شدگی در طی تغییر شکل مومسان، معادل با کار داخلی می‌باشد. معادله کار برای یک سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته با اتصالات مقاوم خمشی و پای گیردار با در نظر گرفتن مکانیزم مطلوب معرفی شده در شکل (۳) می‌تواند همچون معادله (۱۳) نوشته شود [۱۸]:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i \theta_p &= 2M_{P(EVBE)_i} \theta_p + 2M_{P(IVBE)_i} \theta_p \\ &+ \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} \theta_p \\ &+ 2M_{P(CB)_i} \theta_p \\ &+ F_y L h_i (t_i \sin(2\alpha_i) \\ &- t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})) \theta_p] \end{aligned} \quad (13)$$

که در آن F_i برش طبقه i ؛ h_i ارتفاع طبقه i از سطح زمین؛ θ_p تغییر مکان جانبی نسبی مومسان کلی سازه؛ $M_{P(EVBE)_i}$ لنگر مومسان ستون خارجی طبقه اول؛ $M_{P(IVBE)_i}$ لنگر مومسان ستون داخلی طبقه اول؛ $M_{P(HBE)_i}$ لنگر مومسان المان مرزی افقی طبقه i ؛ $M_{P(CB)_i}$ لنگر مومسان تیر همبند در طبقه i ؛ t_i ضخامت ورق طبقه i ؛ α_i زاویه میدان کششی در طبقه i ؛ L فاصله مرکز به مرکز دو پایه دیوار برشی فولادی و F_y مقاومت جاری شدن ورق فولادی می‌باشد.

معادله کار برای سیستم با در نظر گرفتن مکانیزم تشکیل طبقه نرم و اعمال ضریب اطمینان ψ برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم می‌تواند همچون معادله (۱۴) نوشته شود [۱۸]. با فرض یکسان بودن زاویه میدان کششی در طبقات مجاور همچون معادله (۱۶)، ضخامت صفحات در هر طبقه، می‌تواند بر اساس ضخامت صفحه جان در طبقه بالا (t_b)، از جایگزینی معادله (۱۴) و (۱۶) در معادله (۱۳)، همچون معادله (۱۷) بدست آید.

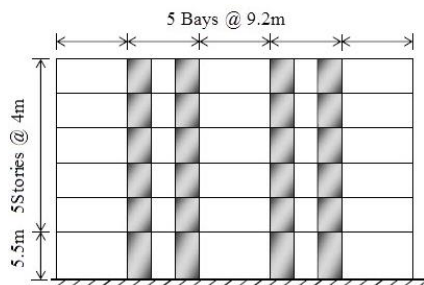
$$\psi \sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i \theta_p = F_y L \beta_i t_b \sin(2\alpha_i) H_i \theta_p + 4M_{P(EVBE)_i} \theta_p + 4M_{P(IVBE)_i} \theta_p \quad (14)$$

$$t_i = \beta_i t_b \quad (15)$$

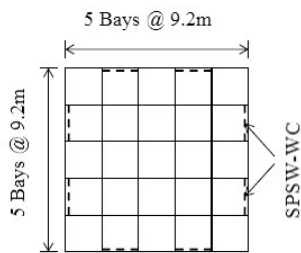
$$\alpha_i = \alpha_{i+1} \quad (16)$$



$$t_b = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i - \frac{H_1}{2} \psi \sum_{i=1}^{n_s} F_i - \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} + 2M_{P(CB)_i}]}{F_y L \sum_{i=1}^{n_s} (h_i (\beta_i - \beta_{i+1}) \sin 2\alpha_i) - \frac{H_1}{2} F_y \beta_1 L \sin 2\alpha_1} \quad (17)$$



پلان (الف)



نما (ب)

شکل (۶): ساختمان نمونه

برای صفحات جان از فولاد ASTM A36 248-MPa و برای المان‌های مرزی و تیرهای همبند از فولاد ASTM A992 345-MPa و مقاطع AISC استفاده شده است. برای زلزله طرح، طیف پاسخ سطح خطر MCE آیین نامه ASCE7 [۲۰] مورد استفاده قرار گرفته است. با توجه به این آیین نامه، دوره تناوب تقریبی ساختمان‌های ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۵۵ و ۰/۹ ثانیه بدست آمده است. پس از طراحی اولیه دوره تناوب دقیق سازه، در تعیین برش پایه مدنظر قرار گرفته است.

برای مقایسه، ابتدا برش پایه طراحی بر اساس ضوابط آیین نامه ASCE بدست آمده است. برای این منظور ضریب رفتار به کار رفته در پژوهش‌های پیشین $R=7$ و همچنین ضریب اهمیت $I=1$ بکار گرفته شده است. پارامترها و برش محاسبه شده در جدول (۱) آورده شده‌اند.

پارامترهای استفاده شده و برش پایه طراحی سازه‌ها در شیوه PBPD در جدول (۲) نشان داده شده‌اند. به طور محافظه کارانه تغییر مکان جانبی نسبی هدف برای این

که در این روابط β_i ضریب توزیع برش طبقه نام در روش PBPD و H_j ارتفاع طبقه زمی باشد.

ضخامت صفحات جان برای طبقات دیگر می‌تواند با استفاده از معادله (۱۵) بدست آید. صفحات جان باید با توجه به کوچک‌ترین ضخامت در دسترس انتخاب شود. طرح محافظه کارانه ورق جان منجر به المان‌های مرزی سنگین‌تر می‌شود، چون آن‌ها باید برای نیروهای نهایی مورد انتظار صفحات جان بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت، طرح شوند. طراحی المان‌های خارج از بخش‌های شکل پذیر، شامل تیرها و ستون‌های مرزی، بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت انجام می‌شود، به طوری که المان‌های خارج از بخش‌های مومسان باید یک مقاومت طراحی برای تحمل ترکیب بارهای ثقلی ضریب دار و حداکثر نیروهای مورد انتظار از بخش‌های مومسان را داشته باشند [۴، ۸ و ۱۷]. طراحی این اعضا بر اساس ضوابط مربوطه همچون AISC LRFT [۹] صورت می‌گیرد.

۴- طراحی ساختمان‌های نمونه

بر اساس روش طراحی ارائه شده، ۱۲ نمونه سازه ۶ و ۱۲ طبقه مورد طراحی قرار گرفتند. همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده، هندسه پلان این سازه‌ها مطابق ساختمان‌های محک ۹ طبقه SAC انتخاب شده است [۱۹]. جرم اولین طبقه 10×10^6 کیلوگرم و جرم سایر طبقات $9/9 \times 10^6$ کیلوگرم هستند. پیکربندی سازه در هر جهت دارای چهار دیوار برشی همبند در محیط می‌باشد. طول تیر همبند در حالت‌های مختلف ۱ و ۱/۸ متر در نظر گرفته شده است. همچنین درصد همبندی دیوارها برای هر سازه سه مقدار ۳۰٪، ۴۵٪ و ۶۰٪ انتخاب شده است. کاربری ساختمان‌ها اداری، موقعیت آن‌ها در شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا با خاک نوع D می‌باشد.

سطح خطر ۲٪ فرض شده و همچنین برای در نظر گرفتن اثر لاغر شدگی در رفتار چرخه ای دیوارهای برشی از ضریب C_2 برابر ۱/۲، استفاده شده است [۲۱].

جدول (۱): برش پایه طراحی بر اساس ضوابط ASCE

پارامتر	طبقه ۶	طبقه ۱۲
T	۰/۵۵	۰/۹
S_a	۱/۰۷	۰/۸۸
C_s	۰/۱۵۳	۰/۱۲۵
V (kN)	۲۲۳۰	۳۶۴۱

جدول (۲): پارامترهای روش PBPD برای سطح خطر MCE

پارامتر	طبقه ۶	طبقه ۱۲
S_a (g)	۱/۰۷	۰/۸۸
T (sec)	۰/۷	۱/۰
θ_y (%)	۰/۵	۰/۵
θ_u (%)	۲	۲
$\theta_p = \theta_u - \theta_y$	۱/۵۰	۱/۵۰
$\lambda (=C_2)$	۱/۲	۱/۲
$\mu_s = (\theta_u/\theta_y)/C_2$	۳/۳۳	۳/۳۳
R_{μ}	۳/۲۳	۳/۲۳
γ	۰/۵۴	۰/۵۱
α	۳/۷۳	۲/۸۸
V/W	۰/۱۶۰	۰/۱۳۱
V (kN)	۲۳۳۰	۲۸۲۶

* S_a : ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی، θ_y : تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی سازه، θ_u : تغییر مکان جانبی نسبی هدف سازه، μ_s : ضریب شکل پذیری، R_{μ} : ضریب کاهش شکل پذیری، C_2 : ضریب افزایش برای محاسبه برش پایه سیستم‌های سازه‌ای رفتار چرخه‌ای غیر پایدار دارند، می‌باشد.

اطلاعات و نتایج طراحی یک نمونه سازه ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱۸۰ سانتیمتر و درصد همبندی ۴۵٪ از سازه‌ها در جداول (۳) تا (۵) ارائه شده‌اند. نیروی جانبی زلزله در هر طبقه به همراه برش و لنگر تیرهای همبند در جدول (۴) ارائه شده‌اند. جزئیات طراحی ورق جان و تیرهای همبند در جدول (۵) ارائه شده‌اند. برای طراحی ضخامت ورق جان از رابطه (۱۷) و (۱۵) استفاده شده و زاویه α برای همه طبقات ۴۰ درجه در نظر گرفته شده است. طراحی عضوهای مرزی افقی و قائم بر اساس حداکثر ظرفیت ورق جان و تیرهای همبند انجام گرفته است. خلاصه نتایج طراحی اجزاء مختلف نمونه‌های طراحی، در جدول (۶-الف و ب) ارائه شده است.

جدول (۳): ورودی‌های فرایند طراحی عضوهای شکل پذیر

e (cm)	۱۸۰
ψ	۱/۱
F_{y1} (kg/cm ²)	۲۵۴۹
F_{y2} (kg/cm ²)	۳۵۱۸
ϕ_b	۰/۹
L_{COUP} (cm)	۵۵۰
CR	۰/۴۵
F_n (kg)	۸۳۷۹۹

* e: طول موثر تیر همبند؛ ψ : ضریب اطمینان جلوگیری از ایجاد طبقه نرم؛ F_{y1} تنش جاری شدن صفحات جان؛ F_{y2} تنش جاری شدن المان‌های مرزی و تیرهای همبند؛ L_{COUP} : فاصله مرکز به مرکز دیوارها؛ CR: درصد همبندی انتخابی؛ F_n : نیروی جانبی اعمال شده در سطح طبقه بام می‌باشد.

جدول (۴): توزیع نیروهای طراحی برای نمونه ۶ طبقه با درصد همبندی ۴۵٪ و طول تیر همبند ۱/۸ متر

طبقه	h_i (cm)	W_i (kg)	β_i	$F_i = (\beta_i - \beta_{(i+1)}) F_n$ (kg)	V_{BC_i} (kg)	M_{BC_i} (kg.cm)
۱	۵۵۰	۱۰۰۰۰۰	۲/۸۴	۱۱۴۹۹	۸۴۲۹۳	۷۵۸۶۳۶۲
۲	۹۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۷۰	۲۰۰۰۱	۸۰۲۱۵	۷۲۱۹۳۸۶
۳	۱۳۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۴۶	۲۹۲۶۹	۷۳۱۲۳	۶۵۸۱۰۸۱
۴	۱۷۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۱۱	۳۹۸۲۰	۶۲۷۴۵	۵۶۴۷۰۱۶
۵	۲۱۵۰	۹۹۰۰۰۰	۱/۶۴	۵۳۳۳۱	۴۸۶۲۵	۴۳۷۶۲۲۴
۶	۲۵۵۰	۹۹۰۰۰۰	۱/۰۰	۸۳۷۹۹	۲۹۷۱۴	۲۶۷۴۲۶۶



جدول (۵): طراحی مومسان عضوهای شکل پذیر برای نمونه ۶ طبقه با درصد همبندی ۴۵٪ و طول تیر همبند ۱/۸ متر

t_i (cm)	$M_{BC_i} =$ $M_{CB}/(\phi_b \times F_{y2})$ (kg.cm)	مقطع انتخابی Z (cm ³)	مقطع انتخابی A_w (cm ²)	مقطع انتخابی	$Z_{CB} =$ $M_{CB}/(\phi_b \times F_{y2})$ (cm ³)	$A_{wCB} =$ $V_{CB}/(0.6 F_{y2})$ (cm ²)	طبقه
۰/۱۸	۸۱۴۳۴۶۶	۲۵۷۲	۴۰	w14x90	۲۳۹۶	۴۰	۱
۰/۱۷	۸۱۴۳۴۶۶	۲۵۷۲	۴۰	w14x90	۲۲۸۰	۳۸	۲
۰/۱۵	۶۱۷۴۰۹۰	۱۹۵۰	۳۷/۵	w12x79	۲۰۷۹	۳۵	۳
۰/۱۳	۵۰۲۱۵۹۳	۱۵۸۶	۳۰	w12x65	۱۷۸۴	۳۰	۴
۰/۱۰	۴۰۴۰۰۷۱	۱۲۷۶	۲۷	w12x53	۱۳۸۲	۲۳	۵
۰/۰۶	۲۴۲۸۴۷۵	۷۶۷	۲۰	w10x39	۸۴۵	۱۴	۶

A_{wCB} : مساحت برشی مورد نیاز تیر همبند و Z_{CB} : اساس مقطع مومسان مورد نیاز تیر همبند می‌باشد.

جدول (۶-الف): مشخصات نمونه‌های طراحی

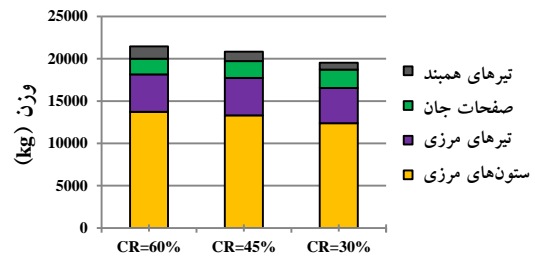
تیر همبند	تیر مرزی	ستون داخلی	ستون خارجی	ضخامت ورق جان (cm)	نمونه	تیر همبند	تیر مرزی	ستون داخلی	ستون خارجی	ضخامت ورق جان (cm)	نمونه	طبقه
W10x39	W8x28	W10x45	W10x26	۰/۰۶	DC=۶۰٪ ه=متر ۱/۰	W10x54	W10x26	W16x36	W10x33	۰/۰۶	DC=۶۰٪ ه=متر ۱/۸	۶
W12x72	W8x58	W16x67	W16x36	۰/۰۹		W12x72	W10x39	W16x67	W16x40	۰/۱۰		۵
W12x96	W10x39	W16x77	W16x57	۰/۱۲		W14x90	W10x54	W18x86	W16x57	۰/۱۲		۴
W10x112	W10x5	W18x97	W18x71	۰/۱۴		W14x99	W10x77	W18x106	W18x71	۰/۱۴		۳
W12x120	W10x88	W18x106	W18x71	۰/۱۶		W14x109	W12x79	W18x119	W18x76	۰/۱۶		۲
W14x132	W12x65	W18x158	W18x175	۰/۱۷		W14x120	W12x87	W18x143	W18x192	۰/۱۷		۱
W10x39	W8x31	W16x36	W10x30	۰/۰۶	DC=۴۵٪ ه=متر ۱/۰	W10x39	W10x26	W16x36	W10x33	۰/۰۶	DC=۴۵٪ ه=متر ۱/۸	۶
W12x53	W10x39	W16x57	W16x40	۰/۱۰		W12x53	W10x39	W16x57	W16x40	۰/۱۰		۵
W12x72	W10x45	W16x77	W16x57	۰/۱۳		W12x65	W10x54	W18x76	W16x57	۰/۱۳		۴
W12x79	W10x60	W18x86	W18x76	۰/۱۵		W12x79	W10x77	W18x97	W18x65	۰/۱۵		۳
W12x96	W10x100	W18x97	W18x71	۰/۱۷		W14x90	W12x79	W18x119	W18x76	۰/۱۷		۲
W14x82	W10x88	W18x130	W18x175	۰/۱۸		W14x90	W12x87	W18x143	W18x192	۰/۱۸		۱
W8x31	W8x31	W16x36	W10x33	۰/۰۷	DC=۳۰٪ ه=متر ۱/۰	W8x21	W10x26	W16x36	W10x33	۰/۰۷	DC=۳۰٪ ه=متر ۱/۸	۶
W10x39	W8x53	W16x57	W14x48	۰/۱۱		W10x45	W10x39	W16x57	W16x40	۰/۱۱		۵
W10x45	W10x45	W16x77	W16x57	۰/۱۴		W10x54	W10x54	W18x76	W16x57	۰/۱۴		۴
W12x53	W10x60	W18x86	W18x76	۰/۱۷		W12x53	W10x68	W18x86	W18x60	۰/۱۷		۳
W12x58	W10x100	W18x97	W18x76	۰/۱۸		W12x58	W12x72	W18x106	W18x71	۰/۱۸		۲
W12x65	W10x88	W18x143	W18x192	۰/۱۹		W12x65	W12x79	W18x130	W18x175	۰/۱۹		۱

جدول (۶-ب): مشخصات نمونه‌های طراحی

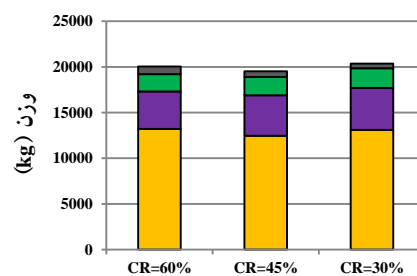
تیر همبند	تیر مرزی	ستون داخلی	ستون خارجی	ضخامت ورق جان (cm)	نمونه	تیر همبند	تیر مرزی	ستون داخلی	ستون خارجی	ضخامت ورق جان (cm)	نمونه	طبقه		
W12x45	W8x21	W16x36	W16x31	۰/۰۷	۱/۰ متر، DC=۱۰٪	W12x45	W8x21	W16x31	W16x31	۰/۰۷	۱/۸ متر، DC=۱۰٪	۱۲		
W12x79	W8x28	W16x57	W16x36	۰/۱۱		W12x79	W8x26	W16x57	W16x36	۰/۱۲		۱۱		
W14x109	W10x39	W21x62	W16x50	۰/۱۵		W14x99	W10x30	W21x73	W16x45	۰/۱۶		۱۰		
W14x132	W16x45	W21x83	W18x55	۰/۱۸		W14x109	W10x39	W21x93	W16x57	۰/۱۹		۹		
W21x101	W18x60	W24x94	W21x68	۰/۲۰		W14x132	W12x53	W24x103	W24x62	۰/۲۱		۸		
W24x104	W18x76	W24x103	W24x76	۰/۲۲		W14x145	W18x65	W24x117	W24x76	۰/۲۳		۷		
W14x176	W18x97	W27x114	W27x84	۰/۲۴		W21x101	W18x76	W27x129	W24x84	۰/۲۵		۶		
W14x193	W18x106	W27x129	W27x94	۰/۲۵		W14x159	W18x97	W27x129	W27x84	۰/۲۷		۵		
W18x143	W24x94	W30x124	W27x94	۰/۲۷		W24x104	W18x106	W30x124	W27x94	۰/۲۸		۴		
W18x143	W24x103	W30x132	W27x94	۰/۲۷		W24x104	W18x106	W30x132	W30x90	۰/۲۹		۳		
W14x211	W24x103	W36x135	W30x90	۰/۲۸		W14x176	W18x106	W36x135	W30x90	۰/۲۹		۲		
W14x211	W24x94	W36x182	W36x194	۰/۲۸		W14x176	W21x83	W36x194	W36x194	۰/۳۰		۱		
W8x31	W8x18	W16x36	W16x31	۰/۰۸		۱/۰ متر، DC=۴۵٪	W10x39	W8x18	W16x31	W16x31		۰/۰۸	۱/۸ متر، DC=۴۵٪	۱۲
W12x65	W8x24	W16x45	W16x36	۰/۱۳			W12x58	W8x24	W16x45	W16x40		۰/۱۳		۱۱
W12x79	W10x30	W21x62	W16x50	۰/۱۷	W12x79		W10x30	W21x62	W16x50	۰/۱۷	۱۰			
W12x96	W16x45	W21x83	W16x67	۰/۲۰	W14x90		W16x45	W21x83	W16x57	۰/۲۰	۹			
W12x106	W18x55	W24x94	W24x68	۰/۲۳	W14x99		W18x55	W24x94	W24x68	۰/۲۳	۸			
W12x120	W21x68	W24x103	W24x84	۰/۲۵	W14x109		W21x68	W24x104	W24x84	۰/۲۵	۷			
W12x120	W21x83	W27x114	W27x84	۰/۲۷	W14x120		W21x83	W27x114	W27x84	۰/۲۷	۶			
W12x136	W18x106	W27x114	W27x102	۰/۲۸	W14x120		W21x101	W27x114	W27x102	۰/۲۸	۵			
W12x136	W24x94	W30x124	W30x99	۰/۳۰	W14x132		W24x103	W30x124	W30x99	۰/۳۰	۴			
W18x106	W24x103	W30x132	W30x99	۰/۳۱	W14x132		W24x103	W30x132	W30x99	۰/۳۱	۳			
W14x159	W24x103	W36x135	W30x108	۰/۳۲	W14x132		W24x103	W36x135	W30x108	۰/۳۲	۲			
W14x159	W24x94	W36x182	W36x194	۰/۳۲	W14x145		W24x103	W36x194	W36x194	۰/۳۲	۱			
W8x31	W8x18	W10x39	W10x33	۰/۰۹	۱/۰ متر، DC=۳۰٪		W8x31	W8x18	W16x31	W16x31	۰/۰۹	۱/۸ متر، DC=۳۰٪		۱۲
W10x49	W8x24	W16x45	W16x40	۰/۱۴			W10x49	W8x24	W16x45	W16x40	۰/۱۴			۱۱
W10x54	W10x30	W16x57	W16x57	۰/۱۸		W12x53	W10x30	W21x62	W16x50	۰/۱۸	۱۰			
W12x65	W16x45	W21x73	W18x60	۰/۲۱		W12x65	W16x45	W21x83	W16x57	۰/۲۱	۹			
W12x72	W18x55	W24x84	W24x68	۰/۲۴		W12x72	W18x55	W24x94	W24x68	۰/۲۴	۸			
W12x79	W21x68	W24x94	W24x76	۰/۲۷		W12x79	W21x68	W24x104	W24x84	۰/۲۷	۷			
W12x87	W21x83	W27x102	W27x84	۰/۲۹		W12x87	W21x83	W27x114	W27x84	۰/۲۹	۶			
W12x96	W21x93	W27x102	W27x94	۰/۳۱		W12x87	W21x101	W27x114	W27x102	۰/۳۰	۵			
W12x96	W21x101	W30x108	W30x90	۰/۳۲		W14x90	W24x103	W30x124	W30x99	۰/۳۲	۴			
W14x82	W24x103	W30x116	W30x99	۰/۳۳		W14x90	W24x103	W30x132	W30x99	۰/۳۳	۳			
W14x82	W24x103	W30x124	W30x99	۰/۳۴		W14x99	W24x103	W36x135	W30x108	۰/۳۴	۲			
W14x82	W24x94	W36x182	W36x182	۰/۳۴		W14x99	W24x103	W36x194	W36x194	۰/۳۴	۱			



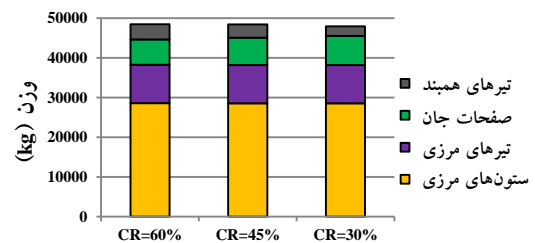
وزن اجزای نمونه‌ها در شکل‌های (۷) تا (۱۰) نشان داده شده‌اند.



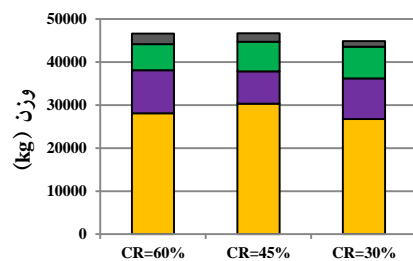
شکل (۷): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۸): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۱۰ متر



شکل (۹): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۰): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۱۰ متر

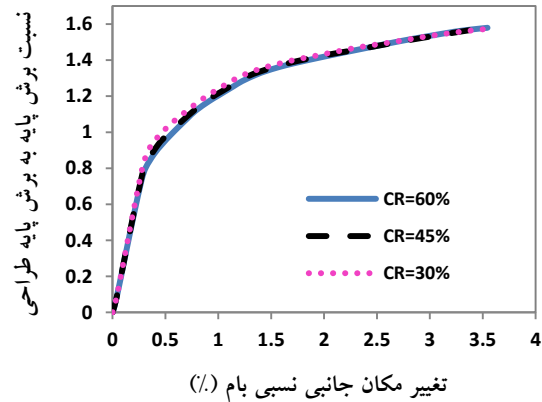
مشاهده می‌شود با افزایش درصد همبندی، ورق‌های جان نازک‌تر، تیرهای همبند سنگین‌تر، ستون‌های بیرونی و تیرهای مرزی ظریف‌تر و ستون‌های داخلی سنگین‌تر می‌شوند. همچنین مشاهده می‌شود که در محدوده درصد همبندی ۳۰ تا ۶۰ درصد، با کاهش درصد همبندی، کاهش بیشتر وزن سیستم صورت می‌گیرد و این افزایش بازدهی برای تعداد طبقات بیشتر مسلم خواهد بود. همچنین مشاهده می‌شود که با تغییر رفتار غالب تیر همبند از رفتار خمشی به رفتار برشی، تیرهای همبند اندکی ظریف‌تر شده است، درحالی‌که ضخامت ورق‌ها تغییر محسوسی نداشته و وزن کل سازه کاهش یافته است.

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه‌های طراحی شده

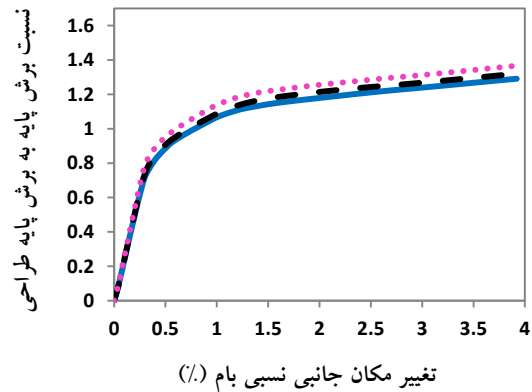
برای ارزیابی رفتار سازه‌های طراحی شده یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. برای مدلسازی ورق جان دیوارهای برشی از المان‌های غشایی نا همسانگرد غیرخطی استفاده شده است [۸]. در این روش، سختی و مقاومت اختصاص یافته در فشار کمتر از سختی و مقاومت کششی صفحه جان است [۲۲]. محورهای محلی المان غشایی به مقدار محاسبه شده زاویه α در هر طبقه دوران می‌یابند. در این پژوهش، این روش با استفاده از نرم افزار SAP2000 [۲۳] بکار گرفته شده است.

برش پایه نرمال شده با برش پایه طراحی در برابر تغییر مکان جانبی نسبی بام نمونه‌های طراحی در شکل (۱۱) تا (۱۴) نشان داده شده است. برای همه نمونه‌ها منطقه اولیه پاسخ تا آستانه برش پایه طراحی، خطی است. در برش پایه طراحی نمونه‌ها شروع به نرم شدن می‌کنند، چنانکه صفحات جان شروع به جاری شدن می‌کنند. در ادامه با گسترش جاری شدن صفحات جان و شروع جاری شدن تیرهای همبند، سختی نمونه‌ها بیشتر کاهش می‌یابد. با آغاز جاری شدن المان‌های مرزی افقی، سختی کاهش بیشتری داده و در نهایت با آغاز تشکیل مفصل در پای ستون‌ها، نمونه به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در سازه‌های با $CR=70\%$ به دلیل صفحات با ضخامت کمتر، آغاز جاری شدگی و افت سختی زودتر رخ می‌دهد ولی به دلیل

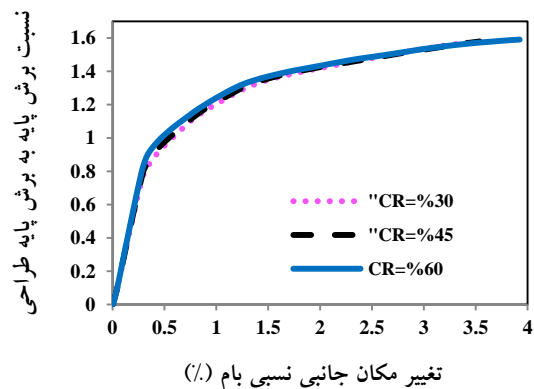
تیرهای همبند قوی تر در ادامه افت سختی کمتری نسبت به سازه های با $CR=30\%$ ارائه می دهد.



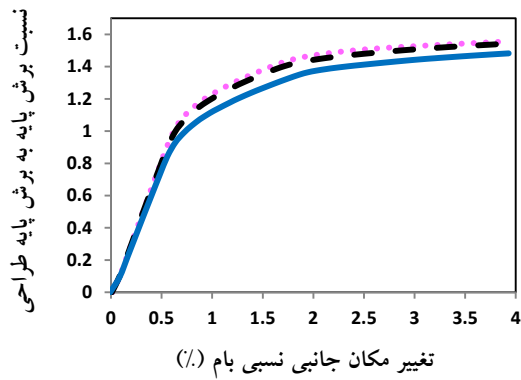
شکل (۱۱): نمونه های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۲): نمونه های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۱۰ متر



شکل (۱۳): نمونه های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۴): نمونه های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۱۰ متر

حداکثر برش پایه نرمال شده به وسیله برش پایه طراحی، به عنوان یک تخمین اضافه مقاومت سیستم قابل استفاده است (جدول (۷)).

جدول (۷): اضافه مقاومت نمونه های طراحی

درصد همبندی	اضافه مقاومت	
۳۰٪	۱/۳۷	۶ طبقه e=۱/۱۰ متر
۴۵٪	۱/۳۲	
۶۰٪	۱/۲۹	
۳۰٪	۱/۵۹	۶ طبقه e=۱/۸ متر
۴۵٪	۱/۵۸	
۶۰٪	۱/۵۸	
۳۰٪	۱/۵۶	۱۲ طبقه e=۱/۱۰ متر
۴۵٪	۱/۵۴	
۶۰٪	۱/۴۸	
۳۰٪	۱/۶۳	۱۲ طبقه e=۱/۸ متر
۴۵٪	۱/۶۱	
۶۰٪	۱/۵۹	

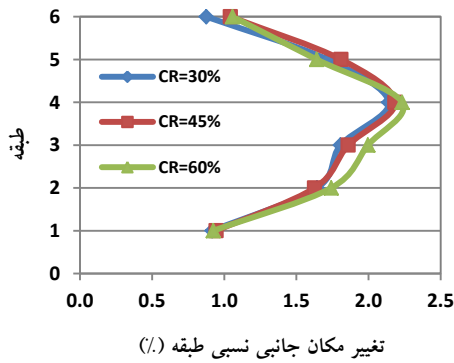
اگرچه نمونه ها برای یک برش پایه طراحی مشابه، طراحی شده اند، مشاهده می شود زمانی که رفتار غالب تیر همبند از رفتار برشی به رفتار خمشی تغییر می کند، اگرچه وزن سیستم افزایش می یابد، مقاومت نهایی سیستم تمایل به بالاتر رفتن دارد (به طور مثال اضافه مقاومت نمونه های ۶ طبقه با طول همبند ۱/۸ متر با میانگین ۱/۵۸ تقریباً ۲۰٪



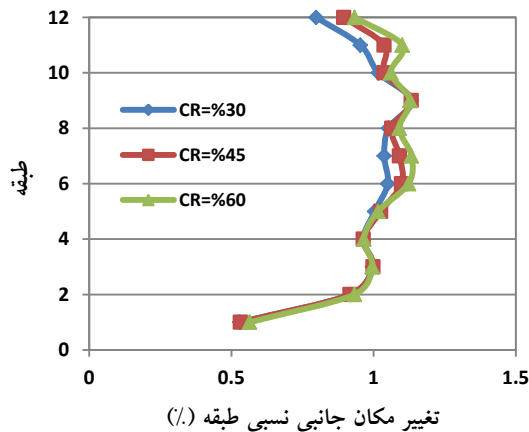
بالتر از اضافه مقاومت مربوط به نمونه‌های ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر با میانگین ۱/۳۳ هستند).

۶- ارزیابی عملکرد قاب‌های طراحی شده

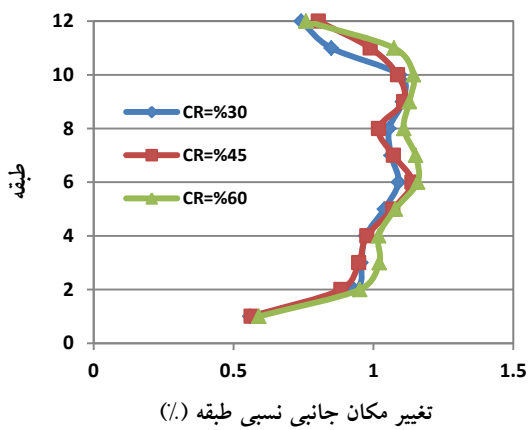
رائش طبقات نمونه‌ها، در نقطه عملکردشان تحت سطح خطر انتخابی، در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) نشان داده شده است. تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برای هر پایه به وسیله تفریق میانگین تغییر مکان افقی گره‌های ستون‌های مرزی در نقطه عملکرد سازه در بالا و پایین یک طبقه و تقسیم این مقدار بر ارتفاع طبقه، تعیین شده است. برای همه نمونه‌ها توزیع یکنواخت تغییر مکان‌ها منطبق بر مکانیزم انتخابی قبل از طراحی می‌باشد. برای سازه‌های ۶ طبقه حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در حدود ۰.۲٪ بوده که داخل محدودیت‌های آیین نامه‌ای است. با این وجود پاسخ نمونه‌های ۱۲ طبقه، یکنواختی قابل توجهی نشان می‌دهند. همچنین محدوده تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در نمونه‌های ۱۲ طبقه بسیار مناسب و در حدود ۰.۱٪ می‌باشد. همچنین در مقایسه با نتایج سازه‌های طراحی شده با روش طراحی ظرفیت در تحقیقات پیشین که تمرکز افزایش تغییر مکان‌ها در طبقات بالایی سازه مشاهده می‌شود [۲]، در این سازه‌ها توزیع تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات، در طبقات بالایی سازه مناسب است. همچنین مشاهده می‌شود که تغییر در درصد همبندی، تغییری در توزیع تغییر مکان‌های جانبی نسبی ایجاد



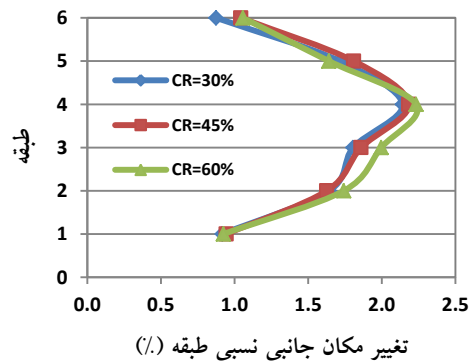
شکل (۱۶): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر



شکل (۱۷): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۸): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر



شکل (۱۵): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر

نمی‌کند و تغییر طول تیر همبند نیز در توزیع تغییر مکان جانبی نسبی باعث تغییر محسوسی نشده است.

میانگین θ_u برای نمونه‌های ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۰/۹۷٪ و برای نمونه‌ها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۰/۹۷٪ می‌باشد که کمتر از تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده، است.

جدول (۸): مشخصات نقطه جاری شدن و نقطه عملکرد

نمونه‌های طراحی

V_u (kN)	V_y (kN)	θ_y (%)	θ_u (%)	
۲۸۳۷	۲۵۱۱	۰/۴۱	۱/۴۸	طبقه ۶ e=۱/۰ متر
۲۷۴۸	۲۴۷۳	۰/۴۱	۱/۵۴	
۲۶۷۴	۲۴۰۸	۰/۴۳	۱/۵۶	
۳۱۲۱	۲۸۰۵	۰/۴۴	۱/۴۵	طبقه ۶ e=۱/۸ متر
۳۱۵۳	۲۷۲۷	۰/۴۵	۱/۴۴	
۳۱۵۴	۲۷۰۷	۰/۴۵	۱/۴۱	
۵۵۴۰	۵۲۲۱	۰/۴۱	۰/۹۴	طبقه ۱۲ e=۱/۰ متر
۵۴۵۱	۵۰۷۵	۰/۴۱	۰/۹۶	
۵۲۱۵	۴۷۴۷	۰/۴۳	۱/۰	
۵۷۵۴	۵۳۷۱	۰/۴۴	۰/۹۴	طبقه ۱۲ e=۱/۸ متر
۵۶۸۵	۵۲۵۰	۰/۴۴	۰/۹۷	
۵۶۲۶	۵۱۲۴	۰/۴۵	۱/۰	

همچنین با بررسی منحنی‌های بار افزون دو خطی معادل مشاهده شد که میانگین θ_y برای نمونه‌های ۶ طبقه در حدود ۰/۴۳٪ است، که نزدیک به مقدار انتخاب شده برای طراحی (۰/۵۰٪) است، اما میانگین θ_y برای نمونه‌های ۱۲ طبقه در حدود ۰/۸۹٪ می‌باشد که بالاتر از مقدار انتخاب شده در طراحی اولیه است. بررسی بیشتر برای یافتن θ_y مناسب برای این سیستم سازه‌ای، لازم است.

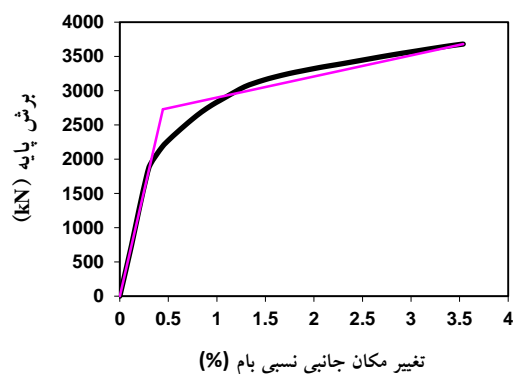
۷- نتیجه گیری

در این تحقیق روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته ارائه شد. همچنین این راهبرد طراحی، با طراحی ۱۲ سازه ۶ و ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس بررسی

بر اساس سطح خطر انتخابی، تغییر مکان جانبی نسبی نمونه‌ها در نقطه عملکرد با استفاده از ضوابط ATC-40 بدست آمده است. همچنین سطح عملکرد نمونه‌ها بر اساس معیارهای FEMA-356 در نقطه عملکردشان بدست آمده است. با بررسی عملکرد نمونه‌های طراحی، مشاهده می‌شود که مکانیزم‌های تشکیل شده در نقطه عملکرد سازه پس از جاری شدن صفحه‌های جان و تشکیل مفاصل تیرهای همبند و تیرهای مرزی افقی و قبل از تشکیل مفاصل در ستون‌ها رخ داده است.

به منظور بررسی پارامترهای طراحی، تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی نمونه‌های طراحی به وسیله منحنی بار افزون دو خطی معادل بدست آمده است که در شکل (۱۹) برای یک نمونه ۶ طبقه با تیر همبند خمشی و درصد همبندی ۴۵٪ نشان داده شده است.

همچنین خلاصه مشخصات نقطه جاری شدن و نقطه عملکرد نمونه‌های طراحی در جدول (۸) ارائه شده است.



شکل (۱۹): نمودار دو خطی منحنی ظرفیت نمونه ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر و DC=۴۵٪

با بررسی تغییر مکان هدف نمونه‌ها مشاهده می‌شود که میانگین θ_u برای نمونه‌های ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۰/۹۵٪ و برای نمونه‌ها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۰/۹۷٪ می‌باشد که تقریباً نزدیک تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده هستند. همچنین



published by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[4] ATC. (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Vol. 1&2, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[5] ATC. (2004), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft)", FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, and Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[6] Leelataviwat, S., Goel, S. C. and Stojadinović, B. (1999), "Toward Performance-Based Seismic Design of Structures," Earthquake Spectra, Vol. 15, pp. 435-461.

[7] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2006), "Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames," Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, MI.

[8] Sabelli, R. and Bruneau, M. (2006). AISC design guide 20: Steel plate shearwalls, AISC, Chicago.

[9] AISC, ANSI/AISC 341-05, (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

[10] Chao, S.-H., Goel, S. C. and Lee, S.-S. (2006), "A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State," Proceedings, 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.

[11] Chao, S.-H. and Goel, S.C. (2005), "Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria," Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, MI.

[12] Lee, S.-S. and Goel, S. C., (2001), "Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism," Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

[13] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982), "Earthquake Spectra and Design," Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, CA.

[14] SEAOC. (1999). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee of Structural Engineers Association of California, California, Seventh Edition.

[15] NEHRP. (2001). Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[16] Borello, D.J. and Fahnestock, L.A. (2013). SPSW-WC Flexural Specimen Testing. Network for Earthquake Engineering Simulation, http://nees.uiuc.edu/news/SPSW_Flex_Specimen_Testing.html.

[17] FEMA-356. (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," prepared by

نتایج تحلیل غیر خطی نمونه های طراحی، نتایج زیر حاصل گردیده است:

۱- روش طراحی مومسان بر اساس عملکرد منجر به طراحی سازه هایی با رفتار مطلوب گردیده است.

۲- پیشنهاد توزیع برش طراحی تیرهای همبند، بر اساس توزیع پیشنهادی روش PBPD، مناسب تشخیص داده شد.

۳- کاهش درجه همبندی، منجر به کاهش بیشتر وزن سازه گردیده است.

۴- با تغییر رفتار غالب تیرهای همبند، از رفتار خمشی به رفتار برشی، وزن سازه کاهش یافته است.

۵- تغییر در درجه همبندی در بازه ۳۰٪ تا ۶۰٪ و تغییر رفتار غالب تیرهای همبند تغییر محسوسی در توزیع تغییر مکان های جانبی نسبی ایجاد نکرده است.

۶- مکانیزم های تشکیل شده در نقطه عملکرد سازه برای سطح خطر انتخابی مطابق با مکانیزم از پیش انتخاب شده در شروع فرایند طراحی است

۷- توزیع تغییر مکان جانبی نسبی همه ی سازه ها در طبقات تقریباً یکنواخت بوده است. همچنین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۶ طبقه در حدود ۲٪ و محدوده تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۱۲ طبقه در حدود ۱٪ و در محدوده مجاز بوده است.

۸- میانگین θ_y برای نمونه های ۶ طبقه ۰/۴۵٪ و نزدیک به فرض تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی انتخابی (۰/۵۰٪) است. اما میانگین θ_y برای نمونه های ۱۲ طبقه ۰/۸۹٪ و بالاتر از مقدار انتخابی اولیه است و بررسی بیشتر یافتن θ_y مناسب برای این سیستم سازه ای، لازم است.

۸- مراجع

[1] Li, C.-H., Tsai, K.-C., Chang, J.-T., Lin, C.-H., Chen, J.-C., Lin, T.-H. and Chen, P.-C. (2012), "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 41, pp. 1277-1299.

[2] Borello, D.J. and Fahnestock, L.A. (2013), "Seismic Design and Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling", Journal of Structural Engineering, Vol. 139, pp. 1263-1273.

[3] ASCE. (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers,

the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[18] Borello D.J. and Fahnestock L.A. (2012), "Behavior and Mechanisms of Steel Plate Shear Walls with Coupling", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 74, pp. 8-16.

[19] FEMA. (2000), "FEMA355 State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking," Rep.No. FEMA-355C, FEMA, Washington, DC.

[20] ASCE. (2005), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," SEI/ASCE 7-05, Reston.

[21] Bayat, M.R. (2010), "Performance-Based Plastic Design Of Earthquake Resistant Steel Structures," Civil & Environmental Engineering, University of Texas at Arlington. Ph.D.

[22] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls," Technical Report, Structural Steel Educational Council, CA, USA.

[23] SAP2000. (2010). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000*, Computers and Structures Inc., Berkeley.





مطالعه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه فولادی با اسکلت قاب لوله‌ای تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک گسل

مسعود اژدری فر^۱، افشین مشکوه‌الدینی^۲
(تاریخ دریافت ۹۳/۱۱/۳۰، تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۰/۱۶)

چکیده

در این مقاله عملکرد سیستم‌های مقاوم جانبی با ساختار قاب صلب لوله‌ای بر پایه ارزیابی پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی میان مرتبه تحت رکوردهای حوزه نزدیک و حوزه دور از صفحه شکست گسل مورد مطالعه قرار گرفته است. سه مدل مطالعاتی مختلف با اسکلت قاب صلب لوله‌ای انتخاب و بر اساس ضوابط لرزه‌ای موجود در آیین نامه ۲۸۰۰-۳ و نیز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) با شکل پذیری متوسط طراحی شده‌اند. همچنین در این پژوهش، معیار اصلی در انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی، حضور یک پالس منفرد با پیوند بلند و دامنه بزرگ همراه با ساختارهای چند گانه موجی شکل در تاریخچه زمانی سرعت زمین بوده است. ارزیابی نتایج تحلیلی این پژوهش با تاکید اساسی بر روی تغییرات دو پارامتر تغییر مکان جانبی و دررفت طبقات که در پروسه طراحی از اهمیت بسزایی برخوردارند، صورت گرفته است. افزون بر آن دیده شد که ماکزیمم ایجاد شده برای پارامتر دررفت بیشتر از ۳/۵ درصد بوده و میزان دوران چشمه اتصال در ترازهای فوقانی سازه‌های مطالعاتی نیز بیشتر از ۵ درصد رادیان بدست آمد. همچنین ملاحظه گردید که ساختار پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی میان مرتبه با اسکلت قاب محیطی خمشی، بطور چشمگیری تحت تاثیر رکوردهای زلزله نیرومند حوزه نزدیک گسل که در تاریخچه زمانی آنها پالس‌های با پیوند بلند ظاهر می‌شوند، قرار می‌گیرد.

کلمات کلیدی

تحلیل دینامیکی غیر خطی، اسکلت فولادی، قاب محیطی خمشی، حرکات قوی زمین، پالس سرعت

Study on the Seismic Response Parameters of Modular Tube Steel Mid-Rise Buildings under Effects of Near Field Ground Motions

M. Azhdarifar, A. Meshkat-Dini

ABSTRACT

In this research, the performance abilities of tube type lateral load resistant framed systems are studied in order to assess the dynamic response of mid-rise steel structures under effects of far and near-field ground motions. For this purpose, three 10 story structural models with separated framed tube based skeletons were selected and designed. The structural models have been designed according to the Iranian seismic code 2800(3rd edition). The main criterion which was considered to select powerful ground motions for performing nonlinear time history analyses is the existence of energized coherent velocity pulses as well as high amplitude acceleration spikes in the time history of each earthquake record. Assessment of the analytical results should emphasize on the

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خوارزمی تهران

۲- استادیار دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خوارزمی تهران، meshkat@khu.ac.ir (نویسنده مسئول)



importance of both lateral displacement and drift parameters which must be taken into account during the design phase. Furthermore, it was concluded that the maximum drift demand is more than 0.035 and the upper level of rotation of rigid connecting zones was obtained more than 5 percentages of a radian. As a general note, it was concluded that the seismic response parameters of mid-rise steel framed tube structures are intensively influenced by those strong earthquake records which contain forward directivity effects and are able to emerge long period pulses in their time histories.

KEYWORDS

Non linear dynamics, Steel skeleton, Framed tube, Strong ground motions, Velocity pulse

۱- مقدمه

رکوردهای نیرومند ثبت شده در حوزه نزدیک گسل و نیز

چگونگی اثرات آن بر روی رفتار سازه‌ها، تدوین نمود. شایان ذکر است که یکی مهمترین موضوعات لرزه شناسی مهندسی و نیز طراحی مهندسی، ارزیابی ویژگی‌های فیزیکی جنبش‌های نیرومند زمین ثبت شده در حوزه نزدیک گسل‌های فعال و اثرات آن بر عملکرد سازه‌های خاص به ویژه ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند است. همچنین انجام مطالعات ساختاری در خصوص درک بهتر حرکات پالس مانند و موج گونه زمین که از مشخصات اصلی جنبش‌های حوزه نزدیک می‌باشد، به لحاظ بررسی رفتار واقعی لرزه‌ای سه بعدی سازه‌ها، از اهمیت بسزایی برخوردار است. پارامتر پیرو پالس در این گونه زمین لرزه‌ها نقش مهمی را در ایجاد و گسترش تغییر شکل غیر الاستیک ایفا می‌کند. نزدیکی پیرو پالس بزرگ موجود در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک به پیرو طبیعی اسکلت سازه‌ای، سبب تشدید قابل توجه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ساختمان می‌گردد [۴-۸].

یکی از ساختارهای سازه‌ای کارآمد برای ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، سیستم قاب صلب لوله‌ای است. این ساختار به عنوان سیستم مقاوم جانبی در بسیاری از ساختمان‌های بتنی و فولادی مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم متشکل از چهار قاب صلب صفحه‌ای بوده که در پیرامون پلان سازه قرار گرفته و تشکیل یک ساختار لوله‌ای با نام قاب محیطی خمشی را می‌دهد. ماهیت رفتار این سیستم بسیار پیچیده‌تر از عملکرد یک اسکلت لوله‌ای کامل و توپر است. وجود بازشوهای موجود بین ستون‌ها و شاه‌تیرها، سختی این ساختار لوله‌ای را کاهش داده و بطور مستقیم بر روی کارایی آن تاثیر می‌گذارد. همچنین نسبت منظری بازشوها نیز متاثر از

مطالعه بر روی مشخصات اصلی جنبش‌های زمین که زلزله نامیده می‌شوند دارای سابقه طولانی است. خسارات حاصله از یک زلزله وابسته به فاکتورهای زیادی از قبیل محتوای فرکانسی، مدت دوام، ماکزیمم دامنه حرکات نیرومند زمین بوده و همچنین بستگی به مشخصات دینامیکی سازه‌ها نیز دارد. ساده‌ترین معیار برای گروه‌بندی رکوردهای زلزله، بر اساس فاصله نسبت به صفحه شکست گسل سنجیده شده و دو دسته عمومی جنبش‌های حوزه نزدیک و حوزه دور از گسل طبقه بندی می‌شوند. مشاهدات و ارزیابی‌های صورت گرفته بر روی تخریبات سازه‌ای در هنگام وقوع زلزله‌های بزرگ مانند نورتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا، کوبه ۱۹۹۵ ژاپن، چای چای ۱۹۹۹ تایوان و بم ۲۰۰۳ ایران، بیان‌گر تاثیرات بسیار ویران‌گر رکوردهای نیرومند و پرنرژی حوزه نزدیک است.

بطور کلی عملکرد لرزه‌ای مطلوب یک ساختمان، زمانی به وقوع می‌پیوندد که ویژگی‌های رفتار دینامیکی آن در راستای ارتفاع بصورت یکنواخت نمود پیدا نماید. این مفهوم به ویژه برای ارزیابی تغییرات پارامتر دریافت، بسیار حایز اهمیت است. باید اذعان نمود که بر مبنای بررسی آسیب‌های وارده به ساختمان‌های واقع شده در حوزه نزدیک گسل، این مهم قابل مشاهده است که اغلب خسارت‌های سازه‌ای در طبقاتی خاص رخ داده‌اند [۴-۱]. همچنین بایستی به این نکته توجه داشت که کاهش خطر زلزله امری غیر ممکن است و تنها راه حل منطقی، کاهش قابلیت آسیب پذیری در سازه‌ها می‌باشد. بدین لحاظ می‌توان با بررسی ویژگی‌های رفتار سازه‌ها تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله‌های بزرگ، یک ساختار اطلاعاتی جامع و گسترده را هم به لحاظ شناخت هرچه بهتر ماهیت

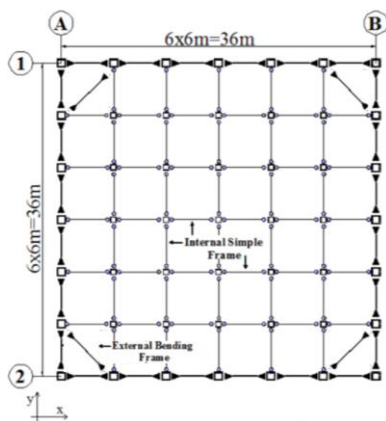


ارتفاع مقطع شاه تیرها و پهنای المان‌های ستون می‌باشد [۹-۱۱].

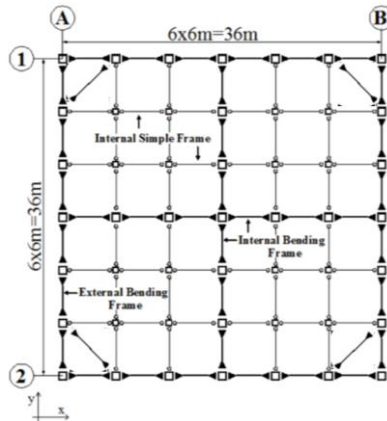
توجه دقیق به موضوعات و مفاهیم طراحی مهندسی سازه‌های قاب محیطی خمشی و همچنین درک درست از چگونگی رفتار دینامیکی المان‌های اصلی سازنده آن که متشکل از شاه تیرهای عمیق و ستون‌های با بعد مقطع بزرگ می‌باشند، در بهینه شدن مشخصات رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها تاثیر بسزایی دارد. بر همین اساس بایستی در هندسه پلان سازه، ابعاد دهانه‌ها و نیز چیدمان قاب‌های صلب داخلی در بخش‌های داخلی و پیرامونی پلان سازه‌های قاب محیطی خمشی، دقتی خاص مبذول داشت. چنانچه بتوان با تغییر در آرایش قاب‌های صلب داخلی در سیستم‌های قاب محیطی، مشخصات رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را بهبود بخشیده و نمود اثرات لنگی برش را نیز کاهش داد، آنگاه قابلیت کاهش مصرف مصالح همراه با

حفظ ویژگی‌های مطلوب طراحی لرزه‌ای نیز تضمین گردیده است. طراحی و تکمیل دو مدل سازه‌ای مطالعاتی قاب محیطی دسته شده و نیز قاب محیطی کستل در کنار مدل پایه قاب محیطی خمشی، بر همین اساس صورت گرفته است (شکل (۱)). وجود ساختارهای قاب صلب ترکیبی در آرایش داخلی پلان سازه‌های قاب محیطی سبب کاهش قابل ملاحظه ناهماهنگی تنش محوری ستون‌های گوشه‌ای پلان و تنزل اثرات لنگی برش می‌گردد [۱۵-۱۲]. مباحث مطالعاتی لرزه شناسی و طراحی مهندسی مطرح شده در این پژوهش، به قرار زیر است:

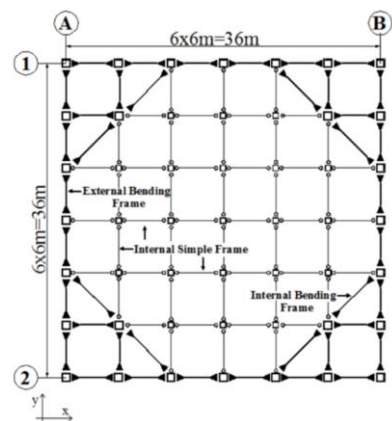
- مطالعه مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک که دارای اثرات جهت دارای می‌باشند.
- ارزیابی و تحلیل عملکرد لرزه‌ای غیرخطی سه سازه مطالعاتی با اسکلت‌های متفاوت طراحی شده بر پایه مدل قاب محیطی



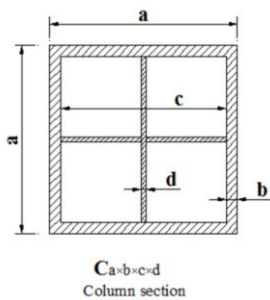
(ج) پلان سازه قاب محیطی منفرد (F.T.)



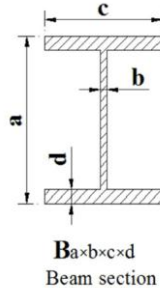
(ب) پلان سازه قاب محیطی دسته شده (B.T.)



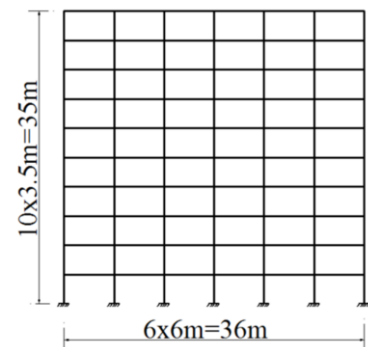
(الف) پلان سازه قاب محیطی کستل (Ca.T.)



(د) نمای سازه‌های ۱۰ طبقه



(ه) مقطع عمومی شاه تیرها



(و) مقطع عمومی ستون‌ها

شکل (۱): مدل سازه‌های مطالعاتی



ساختارهای سازه‌ای مورد مطالعه در این پژوهش مدل قاب منفرد محیطی خمشی، قاب محیطی دسته شده و قاب محیطی کستل با پلان متقارن هندسی می‌باشند. شکل (۱) نمایش‌گر سازه‌های مطالعاتی است. کلیه مدل‌ها بر پایه تعریف قابلیت شکل پذیری متوسط و با استفاده از آیین نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) و طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (مبحث دهم) ایران طراحی شده‌اند [۱۶ و ۱۷].

شایان ذکر است که تحقیق بر روی تغییر چیدمان قاب‌های صلب داخلی در سازه‌های ترکیبی قاب محیطی، به جهت دستیابی به آرایش مناسب سیستم مقاوم و نیز ایجاد کاهش در نیازهای سازه‌ای از قبیل دریافت، برش پایه، تنش محوری و مسئله لنگی برش، کمتر مورد توجه و بررسی قرار گرفته است. بر همین اساس در تحقیق حاضر، سعی گردید که بر اساس کنترل پارامترهای مختلف در هر سه مورد بررسی، مطالعه جامع بر روی موارد ذکر شده صورت پذیرد. سطوح عملکردی اعضای سازه‌ای در هر سه مدل مطالعاتی، مورد ارزیابی قرار گرفته و مقادیر حداکثر برش پایه، شتاب، سرعت، تغییر مکان و دریافت، تحلیل عددی شده‌اند [۱۸ و ۱۹].

رکوردهای انتخاب شده شامل دسته ای از جنبش‌های حوزه نزدیک دارای اثرات جهت داری پیشرو و همچنین رکورد حوزه دور السنترو ۱۹۴۰ می‌باشد. معیار اصلی در انتخاب جنبش‌های نیرومند زمین برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی، حضور پالس‌های پدانه و بلند مدت سرعت همراه با اسپایک‌های پر انرژی شتاب در تاریخیچه زمانی رکورد ثبت شده در حوزه نزدیک گسل بوده است [۲۰].

۲- روند انجام پژوهش

کاربرد ساختار سازه‌ای قاب محیطی دسته شده در ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، تاثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش نیازهای لرزه ای دارد. مطالعات انجام شده در این پژوهش نیز در همسویی با موضوع یاد شده بوده و سه مدل سازه‌ای هم ساختار، بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ ایران

ویرایش سوم و همچنین آیین نامه فولاد ایران طراحی گردیده‌اند. بدین ترتیب سه آرایش متفاوت از کاربرد قاب‌های محیطی برای یک ساختمان فولادی با ۱۰ طبقه انتخاب گردید که جزئیات پلان، نما و مقاطع سازه‌ها در شکل (۱) مشهود است.

روند تحلیل‌های سازه‌ای ابتدا با انجام آنالیز مودال و تحلیل استاتیکی خطی صورت گرفته و سپس آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیر خطی تحت رکوردهای سه مولفه ای انجام گردید. مجموعه رکوردهای انتخابی نیز شامل انواع ساختارهای موجی شکل در تاریخیچه زمانی شتاب و سرعت زمین می‌باشند.

۳- توصیف سازه مدل‌های مطالعاتی

چنانچه در شکل (۱) مشاهده می‌شود، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۶ متر، ارتفاع طبقات برابر ۳/۵ متر و تعداد دهانه در هر دو جهت x و y، ۶ عدد در نظر گرفته شده است. همچنین فرض بر این است که خاک ساختمانی از تپ ۲ بوده و منطقه پروژه نیز در پهنه بندی با خطر نسبی زیاد قرار دارد. ضریب رفتار برای سه سازه مطالعاتی شکل (۱) با قابلیت شکل پذیری متوسط، برابر با پنج ($R=5$) لحاظ شده است. دیافراگم سقف با سختی بی نهایت نسبت به عناصر قائم باربر جانبی در نظر گرفته شده است. بارگذاری سازه‌ها نیز بر پایه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است [۲۱].

پریود سه مود اول ارتعاشی سازه‌ای مطالعاتی در جدول (۱) به نمایش درآمده است.

جدول (۱): پریود سه مود اول ارتعاشی سازه‌های مطالعاتی

مود ۳ (پیچشی) (s)	مود ۲ (انتقالی) (s)	مود ۱ (انتقالی) (s)	سیستم مقاوم باربر جانبی
۰/۸۳۰	۱/۳۳	۲/۲۰	قاب محیطی خمشی
۰/۶۹۲	۱/۳۳	۱/۸۱	قاب محیطی دسته شده
۰/۶۸۷	۱/۱۹	۱/۸۰	قاب محیطی کستل



بر پایه اطلاعات جدول (۱) ملاحظه می‌شود که به دلیل بیشتر بودن پریود مود اول انتقال نسبت به اولین مود پیچشی، سازه‌ها بصورت پیچشی سخت عمل می‌نمایند. این یک ویژگی مطلوب در روند طراحی سازه‌ها است و برای آرایش مودهای انتقالی در هر دو جهت x و y سازه‌های شکل (۱) ملاحظه گردید. همچنین مشخصات و

ملاحظات طراحی نیز شامل کنترل دررفت مجاز، رعایت اصل تیر ضعیف-ستون قوی و بررسی مقاومت چشمه‌های اتصال است که در روند طراحی در نظر گرفته شد. مشخصات مقاطع شاه تیرها و ستون‌ها در مدل‌های مطالعاتی شکل (۱) در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول (۲): مقاطع اعضای سازه‌های مطالعاتی شکل (۱)

تیرها (قاب‌های مقاوم جانبی)	ستون‌های داخلی (قاب‌های مقاوم جانبی)	ستون‌های خارجی (قاب‌های مقاوم جانبی)	گروه طبقات
B500X15X350X25	C500X30X440X25	C500X30	۱ و ۲
B500X15X350X25	C450X30	C450X30	۳ و ۴
B450X15X350X25	C400X30	C400X30	۵ و ۶
B450X15X350X20	C350X30	C350X30	۷ و ۸
B400X10X250X20	C300X20	C300X20	۹ و ۱۰

۴- مشخصات کلی زلزله‌های حوزه نزدیک

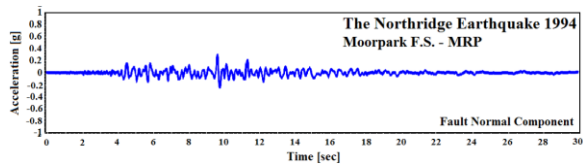
باید دانست که از جمله مهمترین ویژگی‌های رکوردهای حوزه نزدیک به ویژه هنگامی که دربرگیرنده اثرات جهت دارای پیشرو نیز باشند، پالس‌هایی با پریود بلند و دامنه بزرگ است که در ابتدای تاریخچه زمانی آنها پدیدار می‌گردند. این یک مشخصه مهم در تفاوت گذاری میان این گونه رکوردها با رکوردهای حوزه دور است (شکل (۲-الف و ۲-ب) و شکل (۳-الف و ۳-ب)). همچنین در بسیاری از رکوردهای حوزه نزدیک، دو مولفه شتاب (TR و LN) به نسبت همین دو مولفه در رکوردهای حوزه دور بسیار نیرومندتر می‌باشد. به منظور ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌ای مدل‌های مطالعاتی، تمامی رکوردها با در نظرگیری هر سه مولفه LN (مولفه در راستای صفحه شکست گسل)، TR (مولفه عمود بر راستای صفحه شکست گسل) و UP (مولفه قائم رکورد) و بصورت جنبش میدان آزاد زمین به سازه اعمال گردیده است.

که اعمال انرژی حاصله از رکوردهای حوزه نزدیک در یک بازه زمانی کوتاه به سازه و عدم وجود مدت زمان لازم برای استهلاک آن، سبب گسترش سریع مفاصل غیرخطی در سیستم باربر جانبی سازه و وارد شدن ویژگی‌های رفتاری اعضای سازه به حوزه غیر خطی خواهد شد.

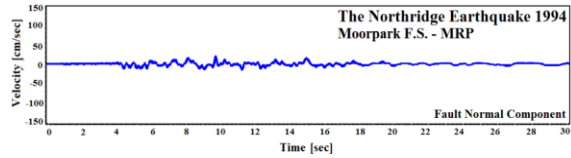
رکوردهای حوزه نزدیک دارای شتاب بالاتر و محتوای فرکانسی‌های پر انرژی در یک باند باریکتر نسبت به طیف فوریه جنبش‌های زمین، ثبت شده در حوزه دور از گسل می‌باشند. همچنین در طیف فوریه این رکوردها بجای اینکه ماکزیمم مقادیر طیفی در یک محدوده وسیعی از بازه فرکانسی گسترش یافته باشد (شکل (۲-د))، به یک محدوده کوچک بسامد و یا گاهی چند فرکانس خاص ایجاد می‌گردد (شکل (۲-د))، [۲۲-۱۵].

قرارگیری مودهای ارتعاشی اول و نیز نخستین مود پیچشی سازه در باند فرکانس‌های پرنانرژی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، موجب تغییرات احتمالی قابل توجه در پارامترهای پاسخ لرزه‌ای می‌شود. مطالعه و بررسی ساختار مکانیزم‌های پلاستیک تشکیل شده در سازه‌های بلند بیانگر آن است که مولفه‌های سرعتی حاصل از طیف فوریه،

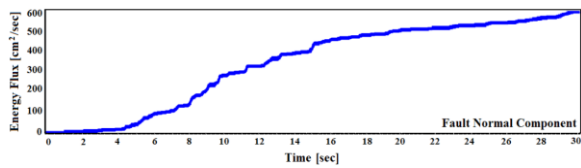
حضور حرکات پالس گونه در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک سبب می‌شود که مقدار انرژی ورودی حاصل از این حرکات چندین برابر انرژی ایجاد شده توسط رکوردهای حوزه دور باشد (شکل (۲-ج) و شکل (۳-ج)).



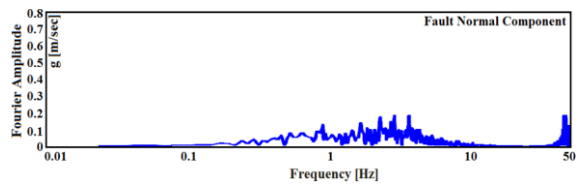
(الف)



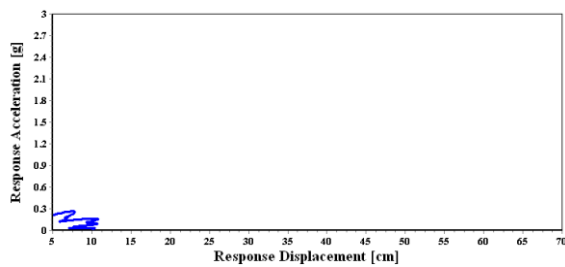
(ب)



(ج)

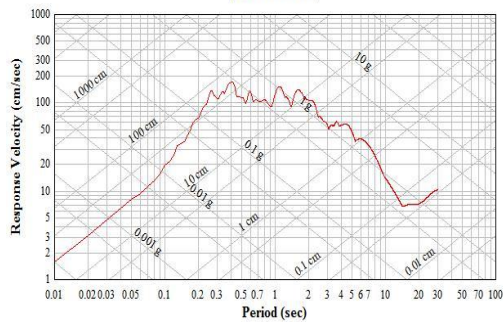


(د)



(ه)

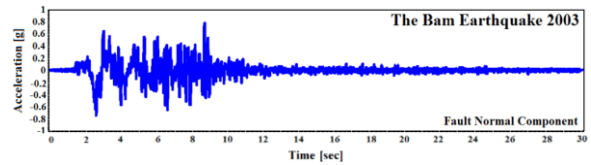
Mrp - TR



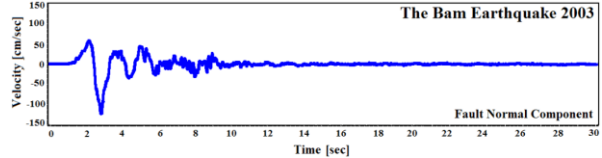
(و)

شکل (۳): طیف سه جانبه رکورد حوزه دور MRP متناظر با

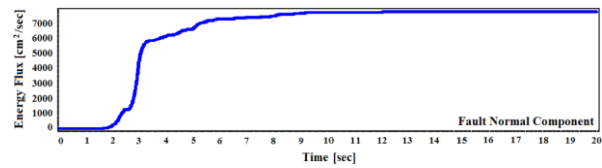
مولفه TR



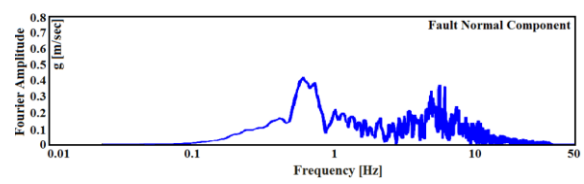
(الف)



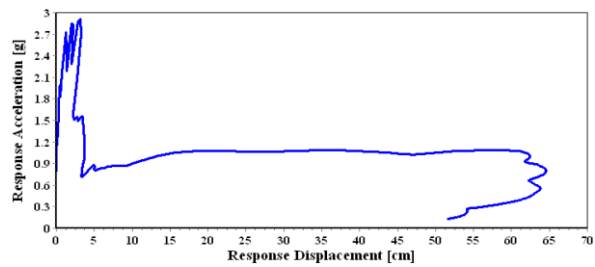
(ب)



(ج)

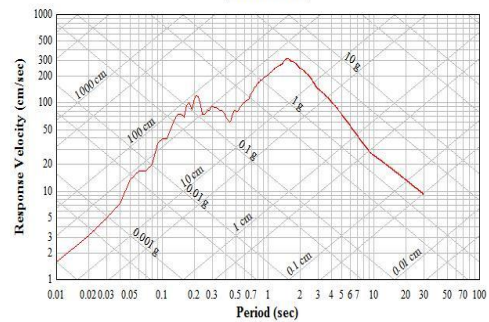


(د)



(ه)

Bam - TR



(و)

شکل (۲): طیف سه جانبه رکورد نیرومند بم ۲۰۰۳ متناظر با

مولفه TR



متناظر با پیرو مودهای بالاتر نیز دارای مقادیر بزرگ می‌باشد. به این لحاظ در مطالعه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند نیز باید به اثرات نزدیک شدن پیرو مودهای بالاتر، به ویژه پیرو مود پیچشی به پیرو متناظر با مولفه بزرگ سرعتی در طیف فوریه رکورد حوزه نزدیک نیز دقت نمود. بر پایه مطالعات می‌توان استنباط نمود که اگر چه باند پرنرژی رکوردهای SCS و طیس در بازه متناظر با فرکانس‌های پایین واقع شده‌اند، اما ارتفاع سرعتی متناظر با آن برای فرکانس مود اول در رکورد SCS مقدار بالاتری بوده، بنابراین قابلیت ایجاد دامنه بزرگ‌تر برای پارامترهای پاسخ لرزه‌ای، وجود خواهد داشت [۲۲ و ۲۳].

نتایج پژوهش‌های لرزه‌شناسی نشان می‌دهد که برخی از رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک با نسبت‌های بزرگ بیشینه سرعت به شتاب (PGV/PGA) مطابق جدول (۳)، دارای ناحیه کوچک حساس به سرعت و نیز ناحیه بزرگ حساس به شتاب و تغییر مکان در طیف سه جانبه می‌باشند [۲۴].

۵- زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

یکی از مشخص‌ترین ویژگی‌های که در رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک دیده می‌شود، قابلیت ایجاد پالس‌های پرنرژی کوتاه و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت زمین است. باید دانست که این ساختارهای موج گونه سرعت نیز بر حسب دوری یا نزدیکی گسل و حوزه مرکز سطحی زلزله به صورت‌های متفاوتی پدیدار خواهد شد. به هر حال وجود پالس‌های پرنرژی و بلند مدت در تاریخچه زمانی هر کدام از مولفه‌های یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند پارامترهای پاسخ و مشخصات رفتار سازه‌ها به خصوص سازه‌های میان مرتبه و بلند را به شدت تحت تاثیر قرار می‌دهد. اهمیت این موضوع با افزایش یافتن مدت دوام حرکات نیرومند در رکورد زلزله دو چندان خواهد شد. شایان ذکر است که در این پژوهش، حرکات زمین جمع آوری شده به جهت تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی حاوی ۸ رکورد حاصل از حرکات زمین ثبت شده در حوزه دور و نزدیک از گسل بوده که رخدادهای مختلف تکنونیک را شامل می‌شود.

زلزله‌های انتخاب شده با جزئیات کامل در جدول شماره یک مشخص شده است.

رکوردهای انتخاب شده از جهت محتوای فرکانسی، مدت دوام حرکات نیرومند زمین و پارامترهای لرزه شناسی، دامنه‌های مختلفی را پوشش می‌دهند که در جدول (۳) نشان داده شده است. تاریخچه زمانی رکوردهای انتخاب شده حاوی اثرات جهت داری پیشرو است. رکوردهای حوزه نزدیک با اثرات جهت داری پیشرو از پایگاه داده‌های حرکات زمین، مرکز تحقیقات مهندسی زلزله کالیفرنیا (دانشگاه برکلی) تهیه شده است. زمین لرزه‌های انتخاب شده در این پژوهش شامل هفت رکورد نیرومند حوزه نزدیک بوده که دارای اثرات جهت داری و پالس‌های پر دامنه و پیرو بلند می‌باشند. رکوردهای سه مولفه‌ای Jensen Filter (JFP)، Rinaldi (RRS)، Sylmar (SCS) و Newhall W.Pico (WPI) از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ و همچنین شوک اصلی زمین در هنگام زلزله‌های بم ۲۰۰۳ و طیس ۱۹۷۸ در ایران، انتخاب شده‌اند. همچنین رکورد سه مولفه‌ای حوزه دور و نه چندان نیرومند Moor-park (MRP) از زلزله نورتریج نیز به عنوان یک جنبش ضعیف زمین در نظر گرفته شده است. در این تحقیق پارامترهای پاسخ لرزه‌ای در جهت x پلان مدل‌های مطالعاتی مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. از آنجا که رکوردهای طبیعی بهترین نمایش از بارگذاری لرزه‌ای در ارزیابی و طراحی سازه می‌باشد، تمامی رکوردها به صورت طبیعی بدون مقیاس و سه مولفه‌ای به مدل‌های سازه مطالعاتی اعمال گردیده است. این امر به ویژه درباره شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در حوزه نزدیک گسل حائز اهمیت می‌باشد. این شتاب‌نگاشت‌ها در فواصل نزدیک به صفحه شکست زمین ثبت شده و بیانگر رفتار واقعی زمین در لحظه شکست گسل می‌باشند. همچنین در روند مدل‌سازی تمامی سازه‌های مطالعاتی برای توصیف رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون، به ترتیب از مفصل M3 (خمشی) و نیز مفاصل غیر خطی P-M2-M3 (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) بر اساس ضوابط FEMA 356 استفاده شده است [۲۵]. ساختار تحلیلی رفتار

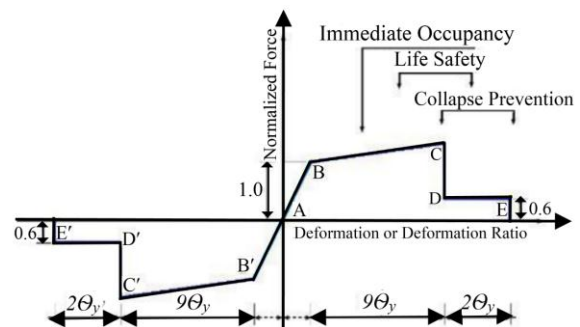
غیر خطی مفاصل فوق در شکل (۴) و جدول (۴) عنوان گردیده‌اند.

جدول (۳): مشخصات زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

PGD/PGA (s)	PGV/PGA (s)	اندازه	PGD (cm)	PGV (cm/s)	PGA (g)	مدت زمان (s)	مولفه	حرکت زمین
		Mw						
۰/۴۰	۰/۱۲	۷/۴	۳۹/۹	۹۷/۷	۰/۸۳۶	۳۰/۰۰	LN	طبس ۱۹۷۸ شهر طبس - ۳ km
۰/۷۸	۰/۱۴		۹۴/۵	۱۲۱/۳	۰/۸۵۱		TR	
۰/۳۷	۰/۰۶		۱۷/۰	۴۵/۵	۰/۶۸۸		UP	
۰/۳۴	۰/۰۹	۶/۶	۲۰/۷	۵۹/۶	۰/۶۳۵	۳۰/۰۰	LN	بم ۲۰۰۳ شهر بم - ۱ km
۰/۳۰	۰/۱۶		۳۷/۴	۱۲۳/۷	۰/۷۹۳		TR	
۰/۲۶	۰/۰۳		۱۰/۱۱	۳۷/۶۶	۰/۹۹۹		UP	
۰/۴۴	۰/۱۱	۶/۷	۴۵/۲۸	۱۰۲/۲۳	۰/۸۹۷	۳۰/۰۰	LN	نورتریج ۱۹۹۴ ۶/۴ km-SCS
۰/۴۶	۰/۱۹		۵۴/۱۶	۱۱۷/۴۷	۰/۶۱۲		TR	
۰/۷۴	۰/۰۶		۲۵/۶۳	۳۴/۵۹	۰/۵۸۶		UP	
۰/۲۳	۰/۲۱	۶/۷	۱۶/۱	۶۷/۴	۰/۳۲۵	۳۰/۰۰	LN	نورتریج ۱۹۹۴ ۷/۱ km-WPI
۰/۶۱	۰/۲۰		۵۶/۶	۹۲/۸	۰/۴۵۵		TR	
۰/۳۵	۰/۱۳		۱۳/۳	۳۷/۲	۰/۲۹۰		UP	
۰/۲۴	۰/۱۶	۶/۷	۲۳/۹۶	۹۹/۱۰	۰/۵۹۳	۳۰/۰۰	LN	نورتریج ۱۹۹۴ ۶/۱ km-JFP
۰/۴۷	۰/۲۵		۵۰/۶۹	۱۰۵/۹۵	۰/۴۲۴		TR	
۰/۲۶	۰/۰۸		۸/۸۹	۳۳/۹۱	۰/۳۹۹		UP	
۰/۲۷	۰/۱۵	۶/۷	۱۹/۸۲	۷۲/۷۲	۰/۴۷۲	۳۰/۰۰	LN	نورتریج ۱۹۹۴ ۷/۱ km-RRS
۰/۱۷	۰/۱۹		۲۹/۷۹	۱۶۶/۸۷	۰/۸۳۸		TR	
۰/۲۲	۰/۰۶		۱۱/۷۱	۵۱/۰۱	۰/۸۵۲		UP	
۰/۳۸	۰/۰۷	۶/۴	۲۹/۲۱	۲۶/۷۷	۰/۹۹	۳۰/۰۰	LN	نورتریج ۱۹۹۴ ۷/۱ km-TAR
۰/۳۳	۰/۰۶		۳۶/۵۶	۱۰۹/۶۷	۱/۷۷		TR	
۰/۲۷	۰/۰۷		۲۰/۵۲	۷۳/۶۹	۱/۰۴		UP	
۰/۷۹	۰/۱۴	۷/۰	۲۳/۹۱	۳۰/۲	۰/۲۱۵	۳۰/۰۰	LN	السترو ۱۹۴۰ ۸/۳ km-ELC
۰/۴۵	۰/۱۰		۱۳/۳۲	۲۹/۸	۰/۳۱۳		TR	
۰/۸۵	۰/۰۵		۹/۱۶	۱۰/۷	۰/۲۰۵		UP	

جدول (۴): معیارهای پذیرش المان های تیر-ستون

معیارهای پذیرش	زاویه چرخش خمیری
IO-عملکرد بی وقفه	$1 \theta_y$
LS-عملکرد ایمنی جانی	$9 \theta_y$
CP-عملکرد جلوگیری از فروریزش	$11 \theta_y$

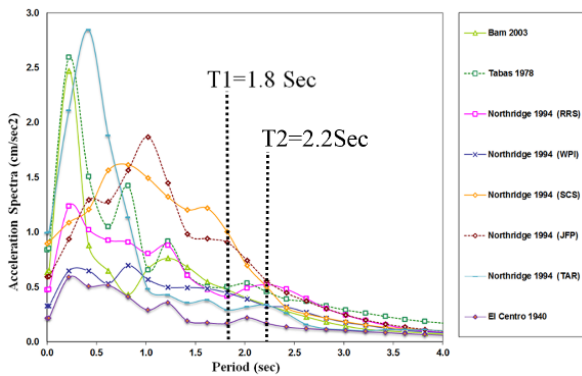


شکل (۴): مدل رفتار غیر خطی المان های تیر-ستون

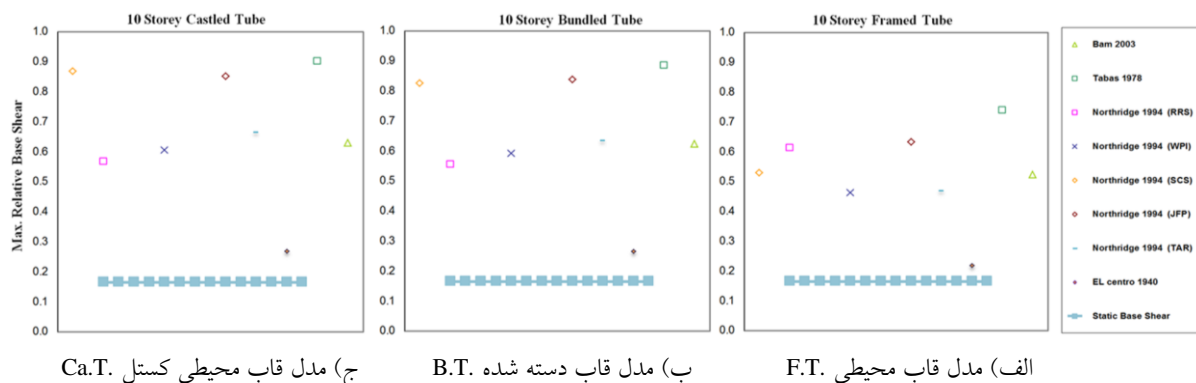


۶- ارزیابی نتایج حاصله از پژوهش

با استفاده از زلزله‌های انتخابی، یک مجموعه تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی برای کلیه مدل‌ها انجام گرفت. تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیر خطی با استفاده از انتگرال گیری عددی شتابنگاشت زلزله‌های انتخابی و به روش شتاب میانگین (نیومارک $\gamma=1/2$ و $\beta=1/4$) انجام شده است. بر اساس تحلیل مدل‌های مطالعاتی تحت رکوردهای اشاره شده در بخش‌های قبلی و ثبت نتایج، نمودارهای مربوط به مقادیر بیشینه پاسخ‌های بدست آمده به ترتیب شامل برش پایه نسبی (نسبتی از برش پایه لرزه‌ای)، شتاب، سرعت و جابه‌جایی ماکزیمم تمامی طبقات و جابه‌جایی نسبی هر طبقه (دریفت) می‌شود. در نمودارهای مربوط به شتاب، سرعت، تغییرمکان و دریفت ماکزیمم، ستون عمودی مربوط به شماره طبقه و ستون افقی به ترتیب مربوط به بیشینه شتاب، سرعت، تغییرمکان و دریفت لرزه‌ای طبقات می‌باشد. طیف پاسخ شتاب برای رکوردهای انتخابی در شکل (۵) نشان داده



شکل (۵): طیف پاسخ شتاب رکوردهای جدول (۳)



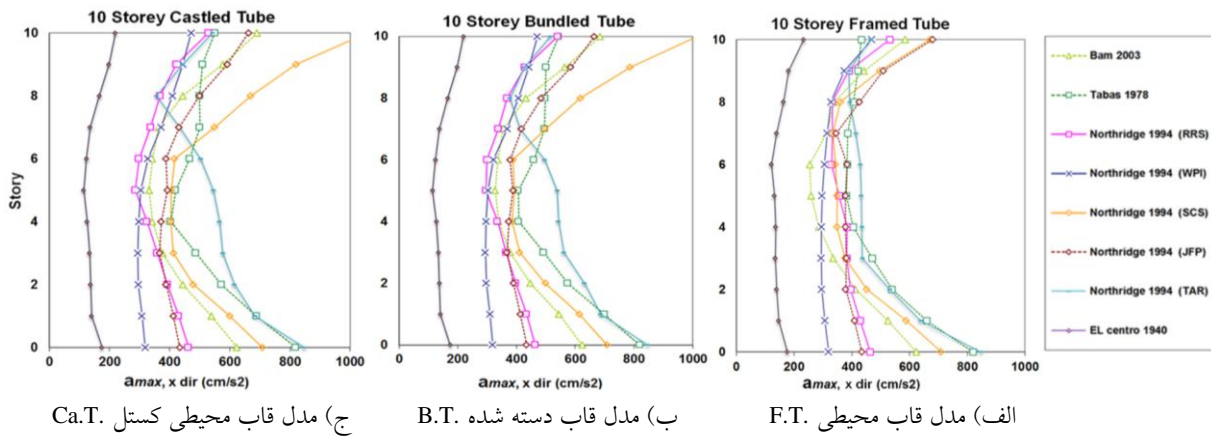
شکل (۶): ماکزیمم برش پایه لرزه‌ای نسبی

یکی از پارامترهای مهم و قابل اندازه‌گیری جهت ارزیابی سازه، حداکثر جابجایی نسبی طبقات می‌باشد. همچنین در تمامی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مقداری مجاز برای آن در نظر گرفته شده است. پوش ماکزیمم جابه‌جایی و دریفت بدست آمده از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیر خطی برای دو دسته رکورد اشاره شده، در شکل (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. نتایج تحلیلی و خروجی‌های نشان داده شده مربوط به رکوردهای زلزله حوزه نزدیک دارای پالس،

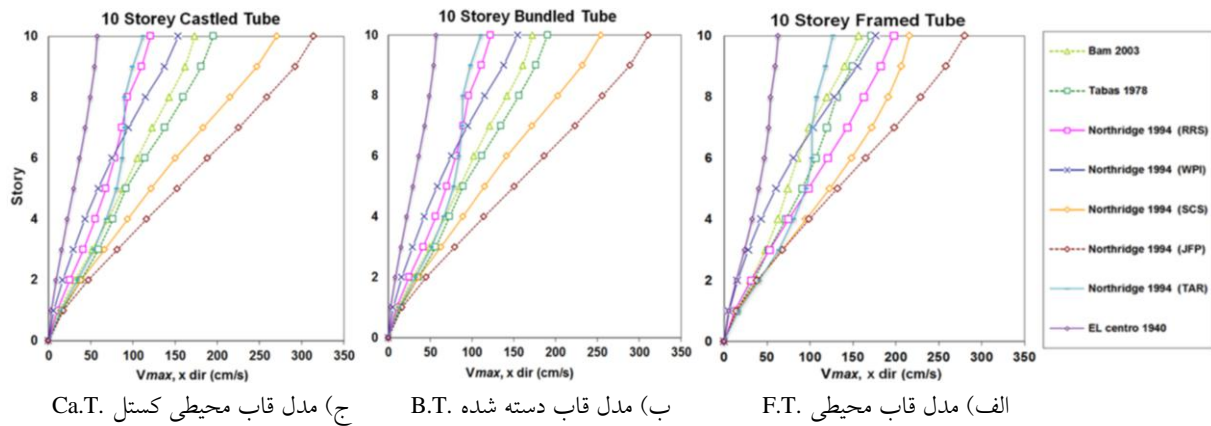
منحنی‌های پوش بیشینه شتاب و سرعت طبقات مربوط به سه آرایش مختلف قاب محیطی برای تمامی در شکل (۷) و (۸) ارائه شده است. رکوردهای زلزله‌ای که قادر به نمایش ویژگی‌های موج گونه در تاریخیچه زمانی آنها هستند، مخصوصاً در شکل پالس‌های سرعت با دامنه‌های بلند، توزیع شتاب و سرعت در تراز طبقات برای این رکوردها مقادیر بزرگتر از نتایج حاصله از رکوردهای حوزه دور را در بر دارند.

ساختمان‌های ۱۰ طبقه، جنبش‌های دور از گسل به نسبت دررفت یکنواختی را در ارتفاع سازه ایجاد می‌کند.

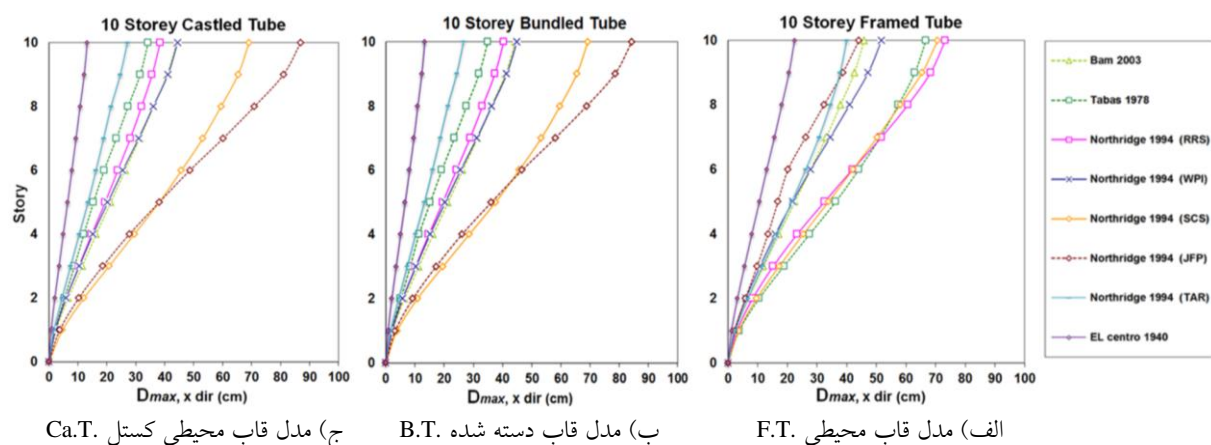
افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقادیر جابه‌جایی و دررفت را نشان می‌دهد. مقادیر دررفت با حدود مجاز آیین نامه (۰/۰۲) مقایسه شده است. ملاحظه می‌گردد که در تمامی



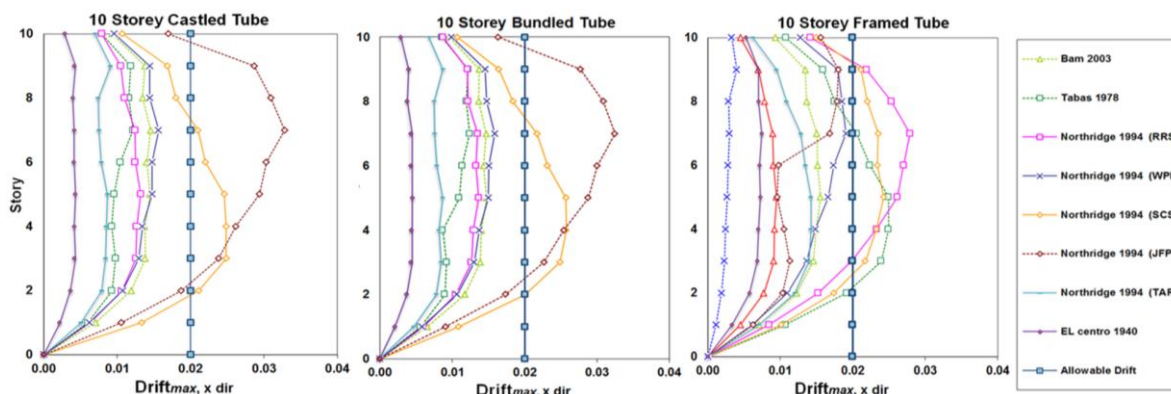
شکل (۷): پوش ماکزیمم شتاب مطلق طبقات



شکل (۸): پوش ماکزیمم سرعت نسبی طبقات



شکل (۹): پوش ماکزیمم جابه‌جایی طبقات



ج) مدل قاب محیطی کستل Ca.T.

ب) مدل قاب دسته شده B.T.

الف) مدل قاب محیطی F.T.

شکل (۱۰): پوش ماکزیمم دریفت طبقات

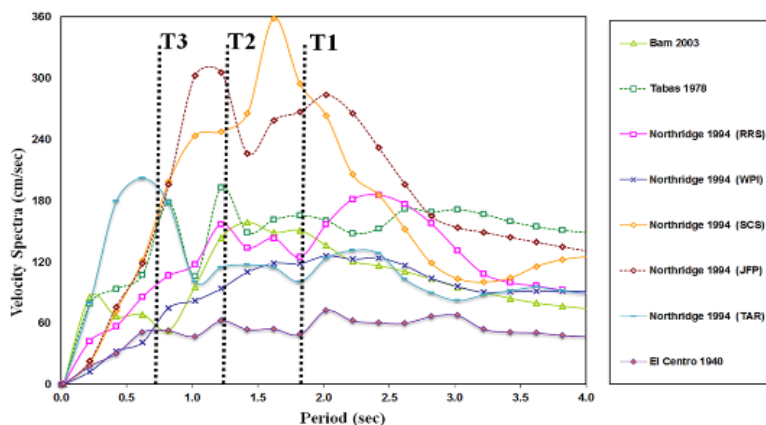
ارتفاعات بیشتر طیف سرعت متناظر با رکورد JFP، نیازها در بخش فوقانی سازه متمرکز شده است که این موضوع با نمایش مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی نمای سازه تحت اثر دو رکورد JFP و طیس به روشنی مشاهده می گردد. مطابق شکل‌های (۱۳) و (۱۴) در تمامی قاب‌های خمشی مقاوم مدل‌های مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های ثبت شده در حوزه نزدیک گسل دارای پالس سرعت، مکانیزم تشکیل مفاصل در سطوح مختلف عملکردی مشاهده می‌شود. این مفاصل در تعداد زیادی اعضا تشکیل شده اند. در حالیکه تحت اثر زلزله حوزه دور، تشکیل مفاصل در هیچ یک از اعضای هر سه مدل سازه‌ای مشاهده نگردید. همچنین بر اساس مقایسه نمودارهای مربوط به تغییرات و توزیع نیروهای محوری، برش و لنگر ستون‌ها در هر سه آرایش سازه‌ای مطالعاتی، ملاحظه می‌گردد که دو مدل B.T. و Ca.T. مشابه رفتاری زیادی با یکدیگر دارند (شکل‌های (۱۵) تا (۱۷)). افزون بر آن با مقایسه مکانیزم‌های غیرخطی تشکیل شده در این سازه‌ها تحت دو رکورد JFP و طیس، مشاهده می‌شود که توزیع مفاصل پلاستیک در سازه Ca.T. در شکل یکنواخت‌تری به نمایش در آمده است. ملاحظه می‌شود که مدل Ca.T. از راندمان سازه‌ای و توزیع مناسب‌تر تنش‌ها برخوردار است. همچنین این سازه به نسبت سازه B.T. از تعداد قاب‌های صلب داخلی کمتری برخوردار بوده و رفتار مطلوب‌تری را به نمایش می‌گذارد. می‌توان از نتایج مشخص این پژوهش به کاهش لنگی برش

ماکزیمم نیازها در دو سازه قاب محیطی کستل و قاب محیطی دسته شده توسط رکورد JFP ایجاد شده که دریفت حدود ۳/۵ درصد را در ۲/۳ ارتفاعی از پایه این سازه‌ها بوجود می‌آورد و ماکزیمم دریفت در سازه قاب محیطی منفرد توسط رکورد RRS حدود ۳ درصد می‌باشد. به جهت تبیین روشن‌تر چگونگی تغییرات در پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه، طیف پاسخ سرعت تمامی رکوردها برای مولفه LN ترسیم و بصورت جداگانه، پرپود سه مود اول سازه‌های Ca.T. و B.T. در شکل (۱۱) و نیز پرپود سه مود اول سازه F.T. در شکل (۱۲) بصورت خط چین بر روی طیف پاسخ سرعت نمایش داده شده‌اند.

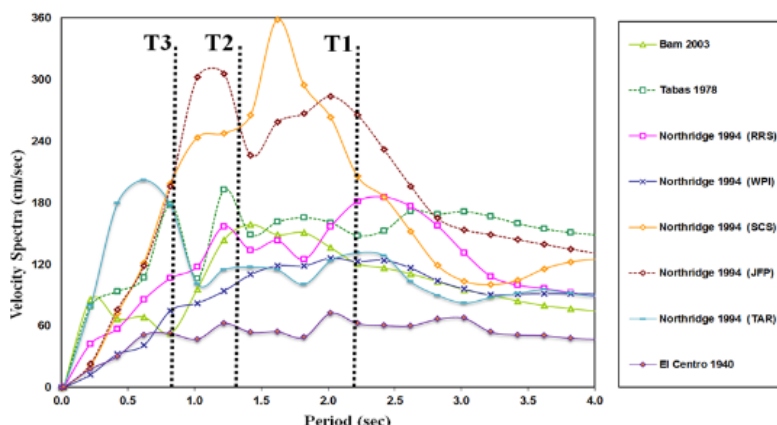
ملاحظه می‌شود که ماکزیمم نیازها در طبقات فوقانی سازه متمرکز شده است. به منظور بررسی شرکت مودهای نوسانی بالاتر، ضروری است که به بررسی طیف پاسخ سرعت حرکات زمین پرداخته شود. با توجه به قرارگیری مود اول نوسانی سازه‌های Ca.T. و B.T. در بخشی با ارتفاعات بزرگتر از طیف پاسخ سرعت رکوردهای طیس و SCS (شکل (۱۱))، ملاحظه می‌گردد که ماکزیمم نیاز دریفت در ترازهای تحتانی و میانی سازه متمرکز شده است. این در حالیست که برای سازه F.T. این پارامتر نیاز در ترازهای میانی و فوقانی سازه به ماکزیمم مقدار خود رسیده که این موضوع به اثر مودهای بالاتر در ارزیابی لرزه‌ای سازه F.T. مطابق آنچه در شکل (۱۲) مشخص است را نشان می‌دهد. همچنین بر اساس قرارگیری پرپود مود دوم نوسانی مربوط به هر سه مدل در ناحیه با

می‌کند، (شکل ۱۵)). افزون بر موضوع فوق، مشاهده می‌گردد که سازه B.T. در خصوص چگونگی توزیع نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در المان‌های ستون محیطی، رفتار مناسب‌تری از خود به نمایش می‌گذارد (شکل ۱۶) و (۱۷)).

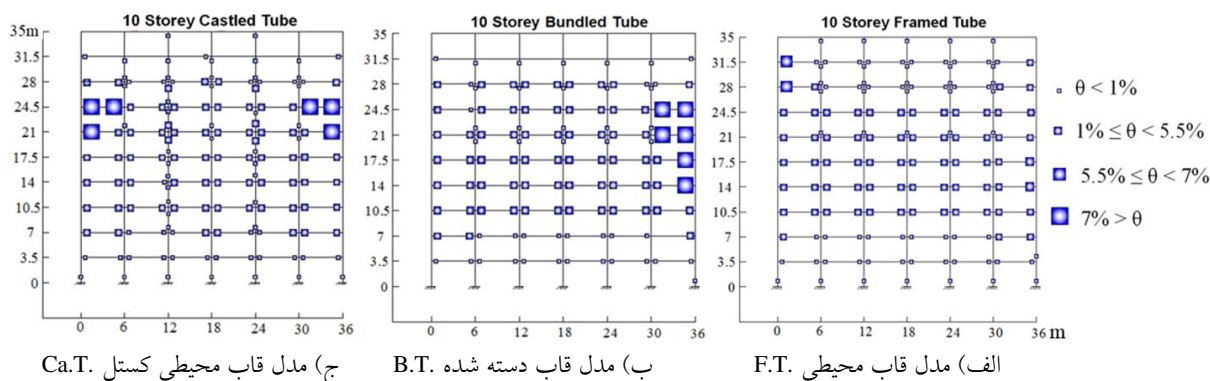
در ستون‌ها به واسطه استفاده از آرایش Ca.T. در ساختار داخلی اسکلت قاب محیطی خمشی اشاره نمود. بطور متوسط ملاحظه می‌شود که سازه Ca.T. به نسبت دو سازه B.T. و F.T. به ترتیب کاهش حدود ۴۰٪ و ۲۵٪ در تمرکز نیروهای محوری در ستون‌های گوشه را تجربه



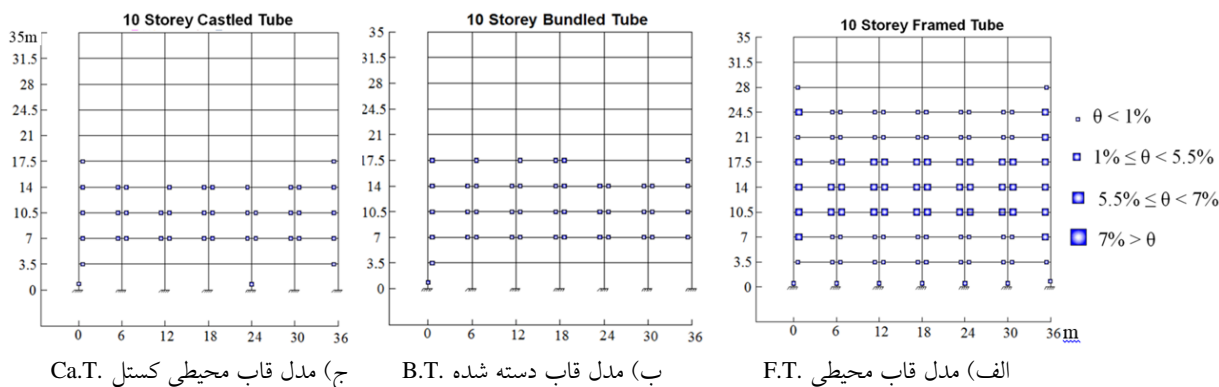
شکل (۱۱): طیف پاسخ سرعت رکوردهای جدول (۳) و آرایش پرپود سه مود اول ارتعاشی سازه‌های B.T. و Ca.T.



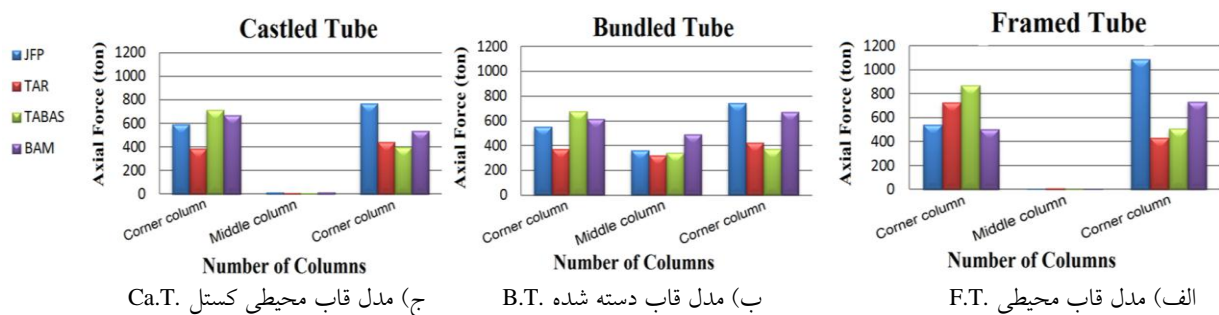
شکل (۱۲): طیف پاسخ سرعت رکوردهای جدول (۳) و آرایش پرپود سه مود اول ارتعاشی سازه F.T.



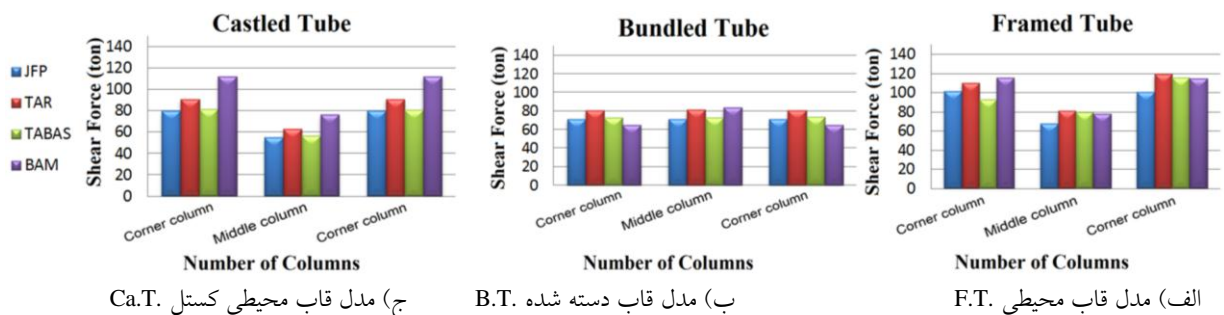
شکل (۱۳): ماکزیمم دوران تیرها و ستون‌ها تحت رکورد JFP در قاب شماره یک



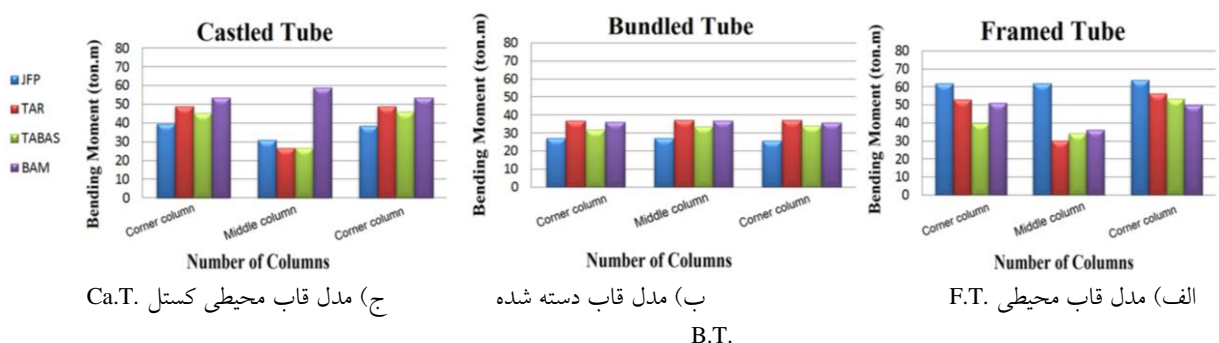
شکل (۱۴): ماکزیمم دوران تیرها و ستون‌ها تحت رکورد طیس در قاب شماره یک



شکل (۱۵): توزیع نیروهای محوری ماکزیمم در ستون‌های گوشه و ستون وسط قاب صلب شماره ۲



شکل (۱۶): توزیع نیروهای برشی در ستون‌های گوشه و ستون وسط



شکل (۱۷): توزیع لنگرهای خمشی در ستون‌های گوشه و ستون وسط

لنگی برش
قاب محیطی کستل

Shear Lag

Castled framed tube

۵- مراجع

[1] Hall, J.F. (1995), "Parameter Study of the Response of Moment-Resisting Steel Frame Buildings to Near-Source Ground Motions", Report No. EERL 95-08.

[2] Naeim, F. (2001), "The Seismic Design Handbook", 2th edition, Kluwer Academic Publisher.

[3] Chen, W.F. (2003), "Earthquake Engineering Hand Book", CRC Press LLC.

[4] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2005), "Drift Estimates in Frame Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 131, pp. 1014-1024.

[5] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2004), "Deformation Limits for Simple Non-Degrading Systems Subjected to Near-Fault Ground Motions", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada.

[6] Kalkan, E. and Kunnath, S.K. (2006), "Effect of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings", Journal of Earthquake Spectra, Vol. 22, pp. 367-390.

[7] Aksoylar1, N.D., Elnashi, A.S.F. and Mahmoud, H. (2012), "Seismic Performance of Semi-Rigid Moment-Resisting Frames under Far and Near Field Records", Vol. 138, pp. 157-169.

[8] Mavroedisi, G.P. and Papageorgiu, A.S. (2002), "Near-Source Strong Motion: Characteristics and Design Issues", 7th National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts, paper 418.

[9] Smith, B.S. and Coull, A. (1991), "Tall Building Structures: Analysis and Design", Publisher: Wiley-Inter Science.

[10] Ali, M.M. and Moon, K.S. (2007), "Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects", Architectural Science Review, Vol. 50, pp. 205-223.

[11] Gunel, M. and Ilgin, M.H. (2007), "A Proposal for the Classification of Structural Systems of Tall Buildings", Building and Environment, Vol. 42, pp. 2667-2675.

[12] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad Moghadam, A. (2015), "Evaluation of Seismic Response of Tall Buildings with Framed Tube Skeletons in High Seismic Areas", 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran.

[13] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2014), "Seismic Evaluation of Steel Special Moment Resisting Frames Affected by Pulse Type Ground Motions", Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), Vol. 15, pp. 575-585.

هدف اصلی این پژوهش، مطالعه بر روی مشخصات مهم فیزیکی جنبش‌های نیرومند زمین در نزدیک گسل و اثرات آن بر روی پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های قاب محیطی خمشی با آرایش‌های مختلف می‌باشد. در این مقاله عملکرد لرزه‌ای سه مدل ساختمان فولادی میان مرتبه ۱۰ طبقه با اسکلت قاب محیطی تحت هشت رکورد حوزه نزدیک دارای پالس سرعت و نیز یک رکورد حوزه دور فاقد اثرات جهت داری، مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها حاکی از آن است که حضور پالس‌های سرعت بلند (همانند رکوردهای حوزه نزدیک زلزله نورتریج ۱۹۹۴) می‌تواند سبب ایجاد تقاضاهای غیر الاستیک شدید در ساختمان‌های فولادی میان مرتبه و عدم تامین حدود عملکردی مد نظر می‌گردد.

همچنین مشارکت مودهای نوسانی بالاتر می‌تواند سبب افزایش دامنه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای و به ویژه جابه‌جایی ماکزیمم و دریافت از حوزه طبقات تحتانی به طبقات میانی و فوقانی سازه گردد. هر سه مدل مطالعاتی با رعایت معیار شکل پذیری متوسط طراحی شده و مجموعه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور انجام شده است. روند تغییرات ماکزیمم برش پایه، شتاب، سرعت، جابه‌جایی، دریافت و همچنین تشکیل مکانیزم پلاستیک مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت.

شایان ذکر است که وجود یک پیکربندی مناسب آرایش قاب‌های صلب داخلی در پلان قاب‌های محیطی، سبب ایجاد یک توزیع مطلوب از نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی در ستون‌های محیطی اسکلت مقاوم می‌گردد. همچنین به میزان قابل ملاحظه‌ای، در حدود ۲۵ درصد مقادیر لنگی برشی را در دو مدل قاب محیطی کستل و قاب محیطی دسته شده نسبت به مدل قاب محیطی خمشی منفرد کاهش داده است.



[14] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2012), "Dynamic Behavior of Dual Systems in Tall Buildings under Influencing Wavelike Strong Ground Motions", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 3889, Lisbon, Portugal.

[15] Afsary, M., Keyvani Ghamsari, J. and Meshkat-Dini, A. (2014), "Assessment of Nonlinear Dynamic Response of Steel Tall Buildings with Bundled Tube Structural System Subjected to Ground Motions Caused by Strike Slip Faults", 4th National Conference on Steel & Structure, Tehran, Iran.

[16] Standard No. 2800-3 (2005), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings", 3rd edition, Tehran, Iran.

[۱۷] وزارت مسکن و شهرسازی (۱۳۹۲). دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، سازه‌های فولادی.

[18] CSI (2010). Analysis Reference Manual for Sap2000. Berkeley-California, USA.

[19] CSI (2007). PERFORM3D-Structural Analysis Software, Berkeley-California, USA.

[20] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>.

[۲۱] وزارت مسکن و شهرسازی (۱۳۹۲). دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان.

[22] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013), "Directivity Pulses in Near-Fault Ground Motions-I: Identification, Extraction and Modeling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 50, pp. 1-15.

[23] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013), "Directivity Pulses in Near-Fault Ground Motions-II: Identification, Extraction and Modeling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 50, pp. 38-52.

[24] Garcia, J.R. (2012), "Mainshock-Aftershock Ground Motion Features and their Influence in Building's Seismic Response", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 16, pp. 719-737.

[25] FEMA 356. (1998). Federal Emergency Management.

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 ۴۳۳۰۷۰۴۵۰۷ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

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

در این بخش پیروی 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.issr.ir مراجعه نمایید.