

اثر حرارت‌های زیاد آتش‌سوزی بر رفتار شکل‌پذیری لرزه‌ای اتصالات خارجی در قابهای بتن مسلح

رمضانعلی ایزدیفرد^{۱*}، علیرضا حاجی شعبانیان^۲

۱- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین
۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین

پست الکترونیکی نویسندگان:

1- izadifard@eng.ikiu.ac.ir

2- a.hajishabaniyan@edu.ikiu.ac.ir

چکیده

مطالعات تجربی در این تحقیق با هدف شناخت آسیب‌پذیری لرزه‌ای اتصالات بتن مسلح پس از تجربه اثر حرارت‌های زیاد انجام گرفته است. از این رو چهار نمونه اتصال خارجی مشابه با مقیاس $\frac{1}{3}$ ابعاد واقعی در نظر گرفته شد و بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی و ساخته گردید. در بررسی‌های صورت گرفته، رفتار یک نمونه اتصال بعنوان نمونه کنترلی بدون تجربه اثر حرارت و رفتار سه نمونه دیگر پس از تجربه اثر رژیم‌های حرارتی با دماهای هدف ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد، تحت اثر بارگذاری جانبی رفت و برگشتی مورد بررسی قرار گرفت. طبق مشاهدات حاصل، رژیم‌های حرارتی موجب تغییرات قابل توجهی در مود خرابی اتصال و تشدید ترک‌های برشی در هسته اتصال گردید. نتایج کمی حاصل نیز نشان دهنده کاهش قابل توجه پارامترهای قابلیت استهلاک انرژی، ضریب شکل‌پذیری و ظرفیت بارحداکثر نمونه‌ها تحت تأثیر آسیب‌پذیری قابل توجه هسته اتصال پس از تجربه اثر حرارت‌های زیاد بوده است.

واژگان کلیدی

شکل‌پذیری، اتصالات خارجی تیر-ستون، بتن مسلح، حرارت‌های زیاد، آتش‌سوزی، بارگذاری جانبی رفت و برگشتی.

۱- مقدمه

و قبل از وقوع انواع شکست‌های ترد دیگر فراهم گردد. در این صورت بهنگام اثر بارهای جانبی وارده، امکان استهلاک انرژی بیشتر برای سازه فراهم می‌شود. در حقیقت سازه فرصت می‌یابد ضمن بروز رفتار شکل‌پذیر بخش زیادی از انرژی وارده حاصل از تحریک لرزه‌ای را بواسطه جاری شدن آرماتورهای بکار رفته مستهلک نماید^[۱]. لزوم تأمین چنین شرایطی برای مکانیسم خرابی سازه آن است که اتصالات موجود عملکرد مناسب خود را در زمان وارد آمدن تحریک لرزه‌ای شدید حفظ نمایند^[۲]. یکی از موارد تأثیرگذار بر قابلیت انتقال

طراحی لرزه‌ای مطلوب و شکل‌پذیر برای یک ساختمان قاب خمشی بتن مسلح زمانی حاصل می‌شود که با رعایت اصولی نظیر اتصال قوی - عضو ضعیف، اجتناب از انتخاب اعضای پر فولاد، تأمین آرماتورهای عرضی کافی و رعایت نکات مرتبط با جزئیات اجرایی خصوصاً تأمین طول گیرداری آرماتورهای طولی در نواحی اتصالات، زمینه ایجاد مفصل پلاستیک در المانهای تیر در ناحیه مجاور اتصال

تنشهای داخلی در محدوده چشمه اتصال، چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن است. مطالعات پیشین نشان داده است که شکست چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی در ناحیه چشمه اتصال موجب لغزش آزادانه آرماتورها به هنگام اثر بارهای جانبی رفت و برگشتی شده و همین امر منجر به تغییر شکل‌های بیش از حد اتصال تحت اثر بارهای کوچک و کاهش رفتار شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی می‌شود^[۳].

علاوه بر زلزله، آتش‌سوزی نیز یک حادثه محتمل در طول عمر بهره‌برداری از سازه‌ها می‌باشد و اثرات مخرب حرارت‌های ناشی از آن تهدیدکننده ایمنی سازه‌ها و ساکنین آنها بشمار می‌رود^[۴]. ساختمان‌های بتن مسلح بدلیل اشتعال ناپذیری ماده بتن و هدایت حرارتی پایین این ماده رفتار بهتری را از حیث تاب‌آوری و حفظ پایداری حین وقوع حریق نسبت به ساختمانهای فولادی و سازه‌های چوبی نشان داده‌اند. با این حال، بهره‌برداری از ساختمان‌های بتن مسلح پس از وقوع حریق با چالش‌های زیادی همراه است. میزان آسیب‌پذیری مشخصه‌های عملکردی نظیر ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اجزای سازه‌های بتنی بسته به گستره وقوع آتش در نواحی مختلف سازه، حداکثر درجه حرارت، مدت زمانی که سازه حرارت‌های ناشی از آتش‌سوزی را تجربه می‌کند، ضخامت پوشش بتنی و حتی نحوه خنک شدن بتن پس از حریق متفاوت می‌باشد^[۵]. لذا، فراهم نمودن اطلاعات شناختی از نحوه آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌های بتن مسلح تحت تأثیر متغیرهای مذکور می‌تواند نقش مهمی را بمنظور اتخاذ تصمیمات صحیح پیرامون بهره‌برداری از آنها پس از وقوع حریق ایفا نماید.

اگرچه بتن ماده‌ای اشتعال ناپذیر است، با این حال حرارت‌های زیاد در زمان آتش‌سوزی تغییرات نامطلوب زیادی را در ساختار بتن و خصوصیات مقاومتی آن ایجاد می‌کند^[۶]. آثار نامطلوب حرارت بر ریزساختار بتن شامل مکانیسم‌های مختلفی است. اختلاف ضرایب انبساط حرارتی سنگدانه‌ها و خمیر سیمان که منجر به ایجاد تمرکز تنش در ناحیه تماسی انتقالی داخلی در بتن می‌شود، شکل‌گیری ریزترکها تحت اثر فشار منفذی بسیار زیاد حاصل از تبخیر رطوبت

جذب شده در داخل بتن، و بویژه تجزیه ژل سیلیکات کلسیم هیدراته (C-S-H) در حرارت‌های ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد و بالاتر منجر به افت مشخصه‌های مکانیکی و مقاومتی این ماده می‌شود^[۷-۶]. علاوه بر تأثیر پذیری خصوصیات بتن در اعضای بتن مسلح، مشخصه‌های مقاومتی آرماتورهای فولادی نظیر مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی پسماند نیز بسته به نوع فولاد ممکن است تقلیل یابد، بنحویکه برای آرماتورهایی که به روش نورد گرم تولید می‌شوند افت قابل توجه از حرارت حدود ۵۰۰ درجه آغاز می‌گردد اما به ازای حرارت‌های کمتر از مقادیر مذکور خواص مکانیکی پس از سرد شدن آرماتورها بازیابی می‌شود^[۸]. همچنین در برخی مطالعات نیز تأثیر قابل ملاحظه حرارت بر کاهش مقاومت چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن تشریح شده است^[۹].

در پژوهش‌های متعددی رفتار اعضای مختلف بتن مسلح پس از تجربه اثر آتش‌سوزی مورد بررسی قرار گرفته است. در برخی مقالات نظیر^[۱۰] عملکرد تیرهای بتن مسلح و در مطالعات دیگری نظیر^[۱۱] رفتار ستون‌های بتن مسلح پس از تجربه رژیم‌های حرارتی مختلف مورد مطالعه قرار گرفته است. برخی پژوهش‌ها نیز سعی بر شناخت عملکرد لرزه‌ای قابهای بتن مسلح پس از تجربه اثر حریق داشته‌اند. بعنوان نمونه رئوف فرد و نیشی‌یاما^[۱۲] در سال ۲۰۱۶ عملکرد باربری پس از آتش‌سوزی یک قاب بتن مسلح دو طبقه را که با مقیاس ۱/۳ در آزمایشگاه ساخته شده است، با بهره‌گیری از مطالعات عددی و انجام آزمایش تجربی مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج بررسی‌های آنها نشانگر کاهش ظرفیت باربری لرزه‌ای قاب به میزان ۳۰٪ پس از اثر رژیم حرارتی استاندارد ISO-۸۳۴ به مدت زمان ۶۰ دقیقه بوده است. مطالعه ژیاثو^۲ و همکاران^[۱۳] در سال ۲۰۰۸ تأثیر حرارت را بر عملکرد لرزه‌ای پسماند چهار قاب خمشی یک طبقه و تک دهانه بتن مسلح با مقیاس ۱/۳ مورد بررسی قرار داده است. طبق نتایج، اثر حرارت بطور کلی موجب تضعیف اتصالات زانویی، تغییراتی در مودهای خرابی و کاهش قابلیت استهلاک انرژی سازه تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی جانبی شده است. مطالعه لی^۳ و همکاران^[۱۴] در سال ۲۰۱۹ نتایجی را در خصوص تغییر مود خرابی و عملکرد لرزه‌ای قاب بتن

بارگذاری بر روی نمونه‌های مذکور، الگوهای ترک و مکانیسم‌های شکست، منحنی‌های چرخه‌ای بار- تغییر مکان و منحنی‌های پوش حاصل و همچنین تغییرات بار حداکثر، ضرایب شکل‌پذیری و استهلاک انرژی مورد مطالعه و مقایسه قرار گرفته است.

۳- مشخصات مصالح مصرفی و نمونه های اتصال

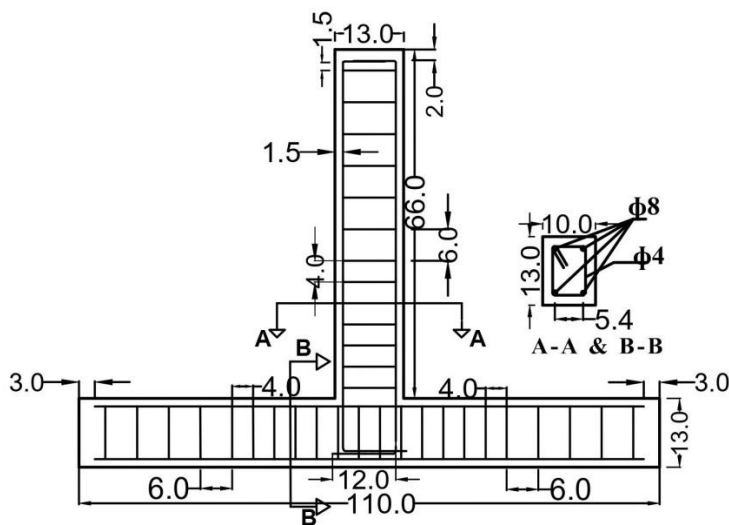
در مطالعه حاضر چهار نمونه اتصال خارجی بتن مسلح با مقیاس $\frac{1}{4}$ ابعاد واقعی برای مطالعات تجربی در نظر گرفته شد. در شکل ۱ ابعاد قابی که نمونه‌های اتصال بعنوان قسمت جدا شده از آن در نظر گرفته می‌شود و همچنین جزئیات نمونه‌های اتصال قابل مشاهده می‌باشد. فرض می‌شود که نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق قسمت‌های قرمز رنگ جدا شده از نقاط میانی تیر و ستون‌های منتهی به محل اتصال خارجی می‌باشند که بصورت مقیاس شده در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار می‌گیرند. عبارتی دیگر، فرض بر اینست که نقاط جداسازی منطبق بر نقاط عطف لنگر خمشی در المانهای مذکور از قاب شکل ۱. الف تحت بار جانبی زلزله می‌باشند. ابعاد هندسی و جزئیات آرماتورهای طراحی شده برای نمونه‌های اتصال نیز در شکل ۱. ب قابل مشاهده است. این جزئیات در هر چهار نمونه بطور یکسان تکرار شده است. طراحی اعضای تیر و ستون و جزئیات چشمه اتصال برای نمونه‌های مذکور مطابق دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای در استانداردهای ۱۹-۳۱۸ ACI [۱۶] و ۰۲-۳۵۲R ACI [۱۷] و برای سطح شکل‌پذیری معمولی صورت گرفته است. طراحی برشی اتصال مطابق روابط ارائه شده در استانداردهای مذکور برای نیروی برشی طراحی و مقاومت برشی اتصال صورت گرفته است. ضوابط استانداردهای فوق برای جزئیات قلاب‌های لرزه‌ای (خاموت‌های عرضی با خم ۱۳۵ درجه) و فواصل آن‌ها رعایت گردیده. همچنین طول قلاب مهاري با خم ۹۰ درجه برای آرماتورهای طولی تیر در ناحیه چشمه اتصال بر اساس ضوابط تعیین طول مهاري برای این آرماتورها در کشش و فشار برابر ۱۲ سانتی‌متر تعیین شده است.

مسلح یک طبقه و تک دهانه پس از تجربه آتش‌سوزی ارائه نموده است. در یکی از حالات مطالعه فوق، مود خرابی اتصالات در قاب خمشی طراحی شده مطابق قاعده ستون قوی - تیر ضعیف در دمای معمولی بصورت تشکیل مفصل خمشی در انتهای تیر بوده، اما پس از اعمال رژیم حرارتی، تغییر مود خرابی بصورت ترکیب خرابی برشی و شکست چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی ستون در نواحی اتصال مشهود می‌باشد.

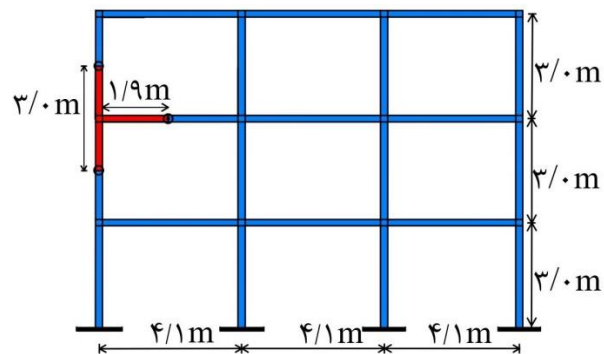
طبق بررسی‌های مطالعات پیشین، مودهای خرابی نامطلوب در نواحی اتصالات بتن مسلح تحت اثر بار زلزله می‌تواند موجب ایجاد تغییر شکل‌های جانبی بزرگ و نهایتاً منجر به خرابی موضعی یا حتی فروریزش سازه شود [۱۵]. از سوی دیگر، طبق مشاهدات قبلی در مطالعاتی نظیر [۱۳-۱۴] بر روی قاب‌های بتن مسلح، وقوع آتش‌سوزی در سازه بدلیل اثرات منفی حرارت‌های زیاد بر روی خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد و همچنین تضعیف چسبندگی تماسی میان این دو ماده می‌تواند زمینه ایجاد مودهای خرابی نامطلوب در محل اتصالات و رفتار لرزه‌ای غیر شکل‌پذیر را برای قاب بتن مسلح ایجاد نماید. با این وجود، هنوز مطالعات مستقل و جامعی بر روی رفتار شکل‌پذیری پسماند اتصالات بتن مسلح پس از تجربه حرارت‌های زیاد صورت نگرفته است. با توجه به فقدان اطلاعات پژوهشی کافی در این زمینه خصوصاً در مورد اتصالات خارجی، در مطالعه حاضر تلاش شده است که نتایج سودمندی با انجام تست‌های تجربی در این زمینه فراهم گردد.

۲- بررسی‌های تجربی

روند طی شده در این تحقیق برای انجام بررسی‌های تجربی شامل ساخت چهار نمونه اتصال خارجی بتن مسلح در آزمایشگاه، حرارت دهی سه نمونه در کوره الکتریکی و سپس انجام آزمایش بارگذاری جانبی رفت و برگشتی بر روی نمونه‌ها در دمای محیط و همچنین پس از تجربه اثر حرارت می‌باشد. پس از انجام تست‌های



شکل ۱. ابعاد هندسی قاب بتن مسلح و جزئیات نمونه‌های اتصال مقیاس شده مورد مطالعه. (ب) ابعاد هندسی و جزئیات نمونه‌های اتصال (بر حسب سانتی‌متر).



الف) قاب در نظر گرفته شده برای جداسازی نمونه اتصال.

شکل ۱. ابعاد هندسی قاب بتن مسلح و جزئیات نمونه‌های اتصال مقیاس شده مورد مطالعه.

الاستیک حاصل از آزمایش کشش مستقیم برتیب برابر ۲۳۶ و ۳۴۹ و $10^5 \times 2/05$ مگاپاسکال تعیین شده است.

در این مطالعه بتن مصرفی برای ساخت نمونه‌های اتصال، بتن معمولی با رده مقاومتی ۲۵ مگاپاسکال انتخاب شده است و طرح اختلاط بکار رفته در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱. نسبت‌های وزنی مصالح در طرح اختلاط بتن مصرفی.

آب	سیمان	ماسه	شن
۰/۶۷۵	۱	۱/۹	۱/۷۶

۴- ساخت و آماده سازی نمونه‌ها

در این پژوهش طرح اختلاط بتن و روند بتن‌ریزی در قالب برای هر چهار نمونه اتصال بنحو مشابهی تکرار شده است. همچنین از بتن آماده شده برای هر نمونه اتصال تعداد ۱۲ نمونه مکعبی با طول اضلاع ۱۰ سانتی‌متر بمنظور تعیین مقاومت فشاری بتن مصرفی در سنین معین آماده گردید. ۲۴ ساعت پس از بتن‌ریزی، نمونه‌ها از داخل قالب‌ها خارج شده و تحت عمل‌آوری قرار گرفتند. عمل‌آوری بتن برای کلیه نمونه‌ها تا پایان سن ۲۸ روز انجام شد و در این مدت نمونه‌ها با نگهداری در گونی خیس و پلاستیک عمل‌آوری شدند. پس از پایان عمل‌آوری، نمونه‌ها تا سن ۵۵ روز در محیط آزمایشگاه (با دمای متوسط ۲۸ درجه) نگهداری شده و اعمال رژیم‌های حرارتی بر سه نمونه اتصال حرارتی در سن ۵۵ روز صورت گرفته است. نمونه‌های اتصال در این تحقیق مطابق جدول ۲ نام‌گذاری شده‌اند. همچنین

سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند تیپ ۲، سنگدانه‌ها از نوع سنگدانه‌های شکسته شده با توزیع دانه‌بندی استاندارد و اندازه حداکثر بعد سنگدانه‌ها نیز ۹/۵ میلی‌متر بوده است. آرماتورهای طولی آجدار در اعضای تیر و ستون از نوع All بکار رفته است. مقادیر مقاومت‌های تسلیم و نهایی این آرماتورها با انجام تست کشش مستقیم برتیب برابر ۳۶۵ و ۵۴۰ مگاپاسکال و مدول الاستیک برابر $10^5 \times 2/02$ مگاپاسکال اندازه‌گیری شده است. همچنین فولاد بکار رفته برای قلاب‌های لرزه‌ای (خاموت‌های عرضی با خم 135°) از نوع فولاد نرمه بوده و مقادیر متوسط مقاومت‌های تسلیم و نهایی و مدول

تعیین شده است که شامل مقاومت فشاری متوسط بتن کلیه نمونه‌های اتصال بدون تجربه اثر حرارت و همچنین مقاومت فشاری پسماند بتن نمونه‌های حرارت‌دیده در زمان ۲۴ ساعت پس از اثر حرارت می‌باشد.

مقادیر متوسط مقاومت‌های فشاری برای بتن هر نمونه اتصال در سنین مختلف در این جدول ارائه شده است. هر یک از مقاومت‌های مذکور در این جدول متوسط مقادیر حاصل از تست‌های فشاری بر روی سه نمونه مکعبی است. مطابق این جدول، مقاومت‌های فشاری بتن مصرفی برای نمونه‌های حرارت‌دیده در سن ۵۶ روز در دو حالت

جدول ۲. متوسط مقاومت‌های فشاری اندازه‌گیری شده از بتن‌های ساخته شده برای نمونه‌های اتصال.

نمونه اتصال	شرایط انجام تست	مقاومت فشاری متوسط بتن (Mpa)			
		سن ۲۸ روز		سن ۵۶ روز	
		بدون حرارت	۲۴ ساعت پس از اعمال حرارت در سن ۵۵ روز	بدون حرارت	۲۴ ساعت پس از اعمال حرارت در سن ۵۵ روز
SP۱	بدون اثر حرارت	۱۸/۱	۲۴/۷	۳۲/۶	-
SP۲	پس از اعمال اثر رژیم حرارتی ۴۰۰ درجه	۱۸/۹	۲۵/۱	۳۱/۷	۲۷/۱
SP۳	پس از اعمال اثر رژیم حرارتی ۶۰۰ درجه	۲۰/۱	۲۶/۸	۳۴/۱	۱۹/۲
SP۴	پس از اعمال اثر رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه	۱۸/۳	۲۴/۲	۳۱/۲	۹/۶

شده است. طبق نتایج مطالعه مذکور، زمان ۹۰ دقیقه برای نگهداشت دمای هدف تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر تغییر مود خرابی و عملکرد اتصال داخلی بتن مسلح پس از تجربه حرارت‌های حریق داشته است.

۶- تست بارگذاری چرخه‌ای

انجام تست‌های بارگذاری جانبی رفت و برگشتی بر روی کلیه نمونه‌های اتصال در سن ۵۶ روز صورت گرفته است، بنحویکه نمونه‌های حرارت‌دیده ۲۴ ساعت پس از اعمال حرارت (در سن ۵۵ روز) و بعد از خنک شدن بصورت طبیعی تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. پیکربندی تست بارگذاری مطابق شکل ۴ بر روی یک قاب فولادی مستقر در آزمایشگاه دانشگاه امام خمینی (ره) فراهم گردید. مطابق این پیکربندی، استقرار نمونه‌ها بر روی قاب بارگذاری بنحوی انجام شد که المان تیر بصورت قائم و المانهای ستون بصورت افقی بر روی صفحه فولادی متصل بر روی قاب بارگذاری که در راستای اعمال بار مقید می‌باشد قرار گرفتند و محل اثر بار جانبی به فاصله ۳/۵

۵- رژیم‌های حرارتی

اعمال رژیم‌های حرارتی متناظر با دماهای هدف ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر نمونه‌ها در سن ۵۵ روز و مطابق منحنی‌های حرارتی شکل ۲ صورت گرفته است. رژیم‌های حرارتی مذکور با قرار دادن نمونه‌های اتصال و نمونه‌های مکعبی متناظر درون کوره الکتریکی نشان داده شده در شکل ۳ با ظرفیت حرارتی ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اعمال شده است. حرارت‌دهی نمونه‌ها در داخل کوره الکتریکی از دمای محیط آغاز شده و مطابق منحنی‌های حرارتی شکل ۲ پایان یافته است. در هر سه رژیم حرارتی بلافاصله پس از رسیدن درجه حرارت در محفظه داخل کوره به دمای هدف، نمونه‌ها بمدت ۹۰ دقیقه در معرض دمای نهایی قرار داشته‌اند و سپس حرارت‌دهی متوقف و نمونه‌ها بصورت طبیعی خنک شده‌اند. لذا در مجموع مدت حرارت‌دهی نمونه‌ها در رژیم‌های حرارتی ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه بترتیب برابر ۱۵۵، ۲۱۵ و ۳۱۰ دقیقه بوده است. مدت زمان نگهداشت دمای هدف باتوجه به نتایج مطالعه^[۱۸] در نظر گرفته

می‌شوند، تکیه‌گاه‌های غلطکی برای تأمین شرایط متناسب با فرض مذکور بر روی صفحه نشیمن فولادی منظور شد. بهمین دلیل در محل اعمال بار به انتهای تیر نیز شرایط مفصلی در حد فاصل بین جک و تسمه فولادی در برگیرنده انتهای تیر فراهم گردید



شکل ۳. محفظه کوره الکتریکی با حرارت ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد.

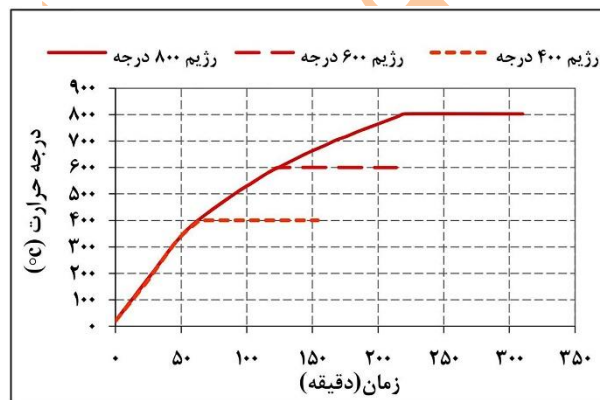
بارگذاری بکار رفته برای تست بارگذاری رفت و برگشتی بصورت تغییر مکان-کنترل و طبق پروتکل پرکاربردی است که در مطالعاتی نظیر [۱۹-۲۰] بکار رفته است. پروتکل بارگذاری مذکور در شکل ۵ قابل مشاهده است.

۷- بحث پیرامون نتایج

۷-۱- مود خرابی و الگوی ترک خوردگی نمونه‌ها

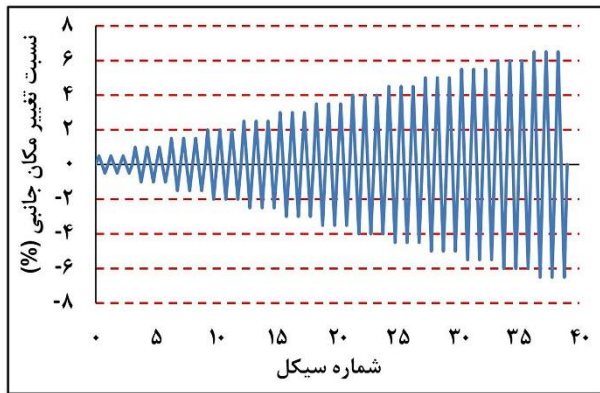
بمنظور آنالیز دقیق مودهای خرابی و مقایسه روند شکل‌گیری ترک‌ها در نمونه‌های اتصال با یکدیگر، ترک‌های ایجاد شده به هنگام اعمال بارگذاری، در پایان سومین سیکل از هر یک از سطوح تغییر مکان جانبی با رنگهای متمایز علامت‌گذاری شد. بر این اساس رنگها و سطوح تغییر مکان جانبی متناظر در جدول ۳ مشخص شده‌اند. در شکل ۶ نیز مودهای خرابی برای نمونه‌های اتصال بررسی شده در این مطالعه به تصویر کشیده شده است.

سانتی‌متر از انتهای فوقانی المان تیر تعیین شد. چنانکه پیشتر نیز ذکر گردید، با توجه به این که نمونه‌های اتصال در این مطالعه بعنوان نواحی جدا شده از محل نقاط عطف لنگر خمشی در اعضای منتهی به محل اتصال خارجی در یک قاب خمشی تحت بار زلزله فرض

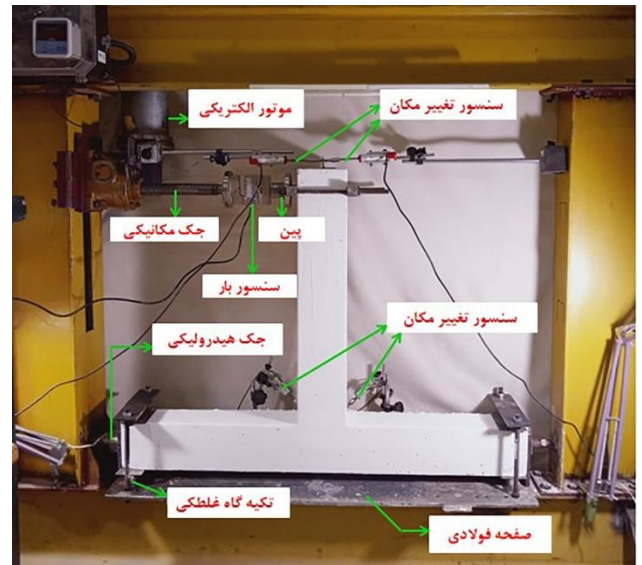


شکل ۲. رژیم‌های حرارتی بکار رفته برای اعمال اثر آتش‌سوزی.

اعمال بار افقی بر روی نمونه‌های اتصال توسط یک جک مکانیکی متصل به موتور الکتریکی قرار گرفته بر روی قاب بارگذاری انجام گرفته است. ظرفیت اعمال نیرو توسط سیستم مذکور ۵ تن می‌باشد. همچنین بمنظور در نظر گرفتن اثر بار محوری ستون‌ها، بار فشاری به میزان بیست درصد از ظرفیت فشاری خالص مقطع و با بهره‌گیری از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰ تن تأمین شده است. همچنین بمنظور ثبت تغییر مکانهای عضو قائم (تیر) در چرخه‌های مختلف بارگذاری رفت و برگشتی و استخراج منحنی‌های بار- تغییر مکان از دو سنسور مبدل تغییر مکان خطی^۴ (ال وی دی تی) با ظرفیت اندازه‌گیری تغییر مکان ۷/۵ سانتی‌متر در محل رأس عضو قائم اتصال (تیر) استفاده شده است. سنسورهای تغییر مکان همراه با سنسور اندازه‌گیری بار (لود سل^۵) به یک دستگاه ثبت داده (دیتا لاگر^۶) متصل شده و از این طریق ثبت تغییرات پارامترهای بار و تغییر مکان حین انجام تست‌ها صورت گرفته است.



شکل ۵. تاریخچه بارگذاری تغییر مکان - کنترل [۱۹-۲۰].



شکل ۴. پیکر بندی تست بارگذاری.



شکل ۶. مودهای خرابی نهایی نمونه‌های اتصال: الف) SP۱، ب) SP۲، ج) SP۳، د) SP۴.

جدول ۳. درصد نسبت‌های تغییر مکان جانبی متناظر با رنگ‌های بکار رفته بمنظور تمییز ترک‌ها در سطوح عملکرد مختلف.

مشکی	سورمه‌ای	زرد	قرمز تیره	سبز تیره	نارنجی	آبی روشن	صورتی	بنفش	سبز روشن	رنگ
۴/۵ و بالاتر	۴	۳/۵	۳	۲/۵	۲	۱/۵	۱	۰/۵	-	نمونه SP۱
۵ و بالاتر	۴/۵	۴	۳/۵	۳	۲/۵	۲	۱/۵	۱	۰/۵	نمونه‌های حرارت دیده

و بسته شدن‌های متعدد ترک‌های قطری در سیکل‌های مختلف، گسترش آن‌ها به بیرون از هسته اتصال و امتداد یافتن آن‌ها در راستای آرماتورهای طولی در ستون‌ها موجب تشکیل ناحیه گوه‌ای (گوه گسیختگی) در میان این ترک‌ها گردید. با توجه به این مشاهده، بنظر می‌رسد که زوال چسبندگی تماسی در قسمت تحتانی چشمه اتصال رخ داده و لذا لغزش آرماتورهای طولی در این ناحیه محتمل بنظر می‌رسد.

در شکل ۶ ج. مود خرابی نمونه SP^۳ در پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ نشان داده شده است. روند شکل‌گیری ریز ترک‌ها برای این نمونه بنحوی آغاز شد که اغلب آن‌ها تا نسبت تغییر مکان جانبی ۱/۵٪ بصورت قطری و در امتداد تنش‌های اصلی در هسته اتصال شکل گرفتند. بنابراین در سطوح تغییر مکان اولیه، ظهور ترک‌های برشی در محدوده هسته اتصال در مقایسه با نمونه‌های SP^۱ و SP^۲ بنحو آشکاری تسریع یافت. در سطوح عملکرد متناظر با نسبت‌های تغییر مکان جانبی ۲٪ و ۲/۵٪ نیز اکثر ترک‌های جدید بصورت ترک‌های قطری در هسته اتصال شکل گرفت. گسترش طول امتداد ترک‌های برشی و افزایش عرض آن‌ها در سیکل‌های بعدی با سرعت قابل توجهی بوقوع پیوست. در سیکل‌های پس از نسبت تغییر مکان جانبی ۴/۵٪، ریزش اجزای بتن حول محل تلاقی راستاهای اصلی تنش، بتدریج آغاز گردید. وقوع این مکانیسم خرابی ریزشی تحت تأثیر اعوجاج برشی در ناحیه هسته اتصال و بدلیل تضعیف پیوند داخلی میان اجزای بتن (سنگدانه‌ها و خمیره سیمان) تحت اثر حرارت ۶۰۰ درجه صورت پذیرفت. بدین ترتیب، گسترش امتداد ترک‌های قطری و افزایش پهناي آن‌ها توأم با خرابی ریزشی نسبتاً نرم بتن پیرامون محل تلاقی ترک‌های قطری و همچنین در امتداد این ترک‌ها موجب تشدید خرابی در چشمه اتصال گردید. در همین حال، تشکیل ناحیه گوه‌ای شکل محصور میان این ترک‌ها در قسمت تحتانی هسته اتصال کاملاً مشهود بود. گوهی گسیختگی مذکور در هسته اتصال بصورت عمیق‌تری نسبت به نمونه SP^۲ ایجاد شده و محدوده شکل‌گیری آن بدلیل گسترش زیاد ترک‌های قطری در امتداد راستای آرماتورهای طولی ستون‌ها وسیعتر می‌باشد. این

مود گسیختگی نهایی نمونه کنترلی SP^۱ در پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶/۵٪ در شکل ۶ الف قابل مشاهده است. شکل‌گیری ترک‌ها برای این نمونه بنحوی بود که اغلب ریز ترک‌ها تا پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۱٪ از نوع خمشی بوده و در فواصل مختلف از مرز مشترک اتصال تیر و ستون توزیع شده‌اند. روند توسعه ترک خوردگی در سیکل‌های بعدی بصورت تشکیل همزمان ریز ترک‌های خمشی بر روی وجوه المان تیر و ریز ترک‌های مورب در هسته اتصال ادامه یافت بنحویکه از میان ترک‌های جدید تا پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۴/۵ درصد، شمار ریز ترک‌های مورب در هسته اتصال اندکی بیشتر از ترک‌های خمشی بوده اما افزایش پهناي بازشدگی برای ترک خمشی امتداد یافته در وجه کناری تیر در مجاورت مرز مشترک اتصال پس از باز و بسته شدن‌های متوالی و همچنین ظهور حرکت گهواره‌ای^۲ المان تیر در این ناحیه نشان‌دهنده شکل‌گیری مفصل پلاستیک خمشی در این ناحیه گردید. توسعه مفصل خمشی در انتهای تیر در مجاورت مرز مشترک اتصال بنحوی صورت گرفت که پهناي بازشدگی ترک خمشی در وجه کناری تیر به حدود ۸ میلی‌متر در سومین سیکل از نسبت تغییر مکان جانبی ۵/۵٪ رسید. در سیکل‌های بعدی نیز خرد شدگی بتن تحت تأثیر حرکت گهواره‌ای تیر حول مفصل پلاستیک خمشی موجب تشدید خرابی بتن در پیرامون این ناحیه گردید.

شکل ۶ ب. مود گسیختگی نمونه SP^۲ را در پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ نشان می‌دهد. برای این نمونه تا پایان نسبت تغییر مکان ۲/۵٪ سهم ریز ترک‌های مورب ایجاد شده در هسته اتصال از ترک‌های جدید بیشتر از ریز ترک‌های خمشی بوده است. با افزایش سطوح تغییر مکان جانبی، اگرچه در قسمت‌های مختلف تیر ترک‌های خمشی جدیدی با طول امتداد کوتاه از مبدأ ریز ترک‌های حرارتی شکل گرفت، اما افزایش ترک‌های مورب در هسته اتصال با سرعت قابل توجهی پیشروی نمود. بدین ترتیب تا پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۴/۵ درصد، رشد عرض ترک‌های مورب و گسترش امتداد آن‌ها در راستای تنش‌های اصلی در هسته اتصال نشان داد که مود شکست بصورت خرابی ترد برشی در حال پیشروی است. همچنین پس از باز

خرابی‌های ریزشی و تجمع اجزای جدا شده بتن در زیر این نمونه‌های اتصال حرارت دیده در شکل ۷ نشان داده شده است.



الف) ب)

شکل ۷. آثار خرابی‌های ریزشی بتن پس از پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ در نمونه‌های الف) SP^۳ و ب) SP^۴.

۲-۷- رفتار چرخه‌ای نمونه‌های اتصال

منحنی‌های بار-تغییر مکان چرخه‌ای که از ثبت تغییر مکان‌های جانبی رأس اتصالات در سیکل‌های بارگذاری رفت و برگشتی حاصل شده، در شکل ۸ ارائه شده است. همانگونه که انتظار می‌رفت، بهترین رفتار مربوط به نمونه کنترلی SP^۱ می‌باشد. برای این نمونه یک پاسخ بار-تغییر مکان مطلوب با روند صعودی تا نسبت‌های تغییر مکان ۶٪ و ۵/۵٪ بترتیب برای راستاهای مثبت و منفی بارگذاری بدست آمده است. تغییرات بار در هر دو راستا افت اندکی را در مقادیر بار نهایی در آخرین سطح عملکرد (نسبت تغییر مکان جانبی ۶/۵٪) نسبت به بارهای حداکثر مثبت و منفی نشان داده است. همچنین جمع‌شدگی در حلقه‌های رفتاری برای نمونه کنترلی بنحو قابل توجهی کمتر از سه نمونه حرارت دیده است. لذا نمونه کنترلی با بروز یک پاسخ رفتاری شکل‌پذیر عملکرد مطلوبی را تا پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶/۵٪ ارائه نموده است.

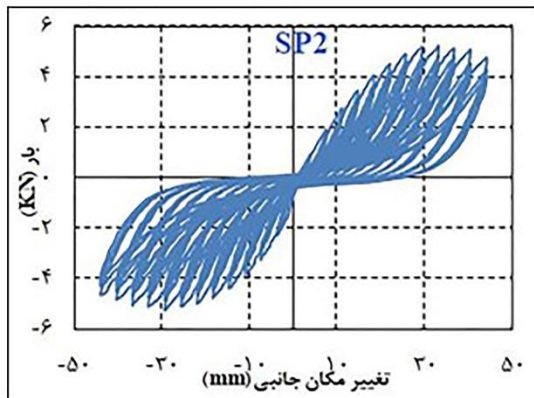
منحنی‌های بار-تغییر مکان سه نمونه حرارت دیده تفاوت‌های چشمگیری را با نمونه کنترلی نشان می‌دهند. آثار جمع‌شدگی در حلقه‌های بار-تغییر مکان برای هر سه نمونه اتصال مذکور قابل توجه بوده و با افزایش دمای هدف، جمع‌شدگی بنحو قابل توجهی افزایش می‌یابد. این رفتار را می‌توان ناشی از گسترش ترک‌های قطری و

گسترش قابل توجه و باز شدگی عمیق ترک‌های قطری را می‌توان نشانگر زوال قابل توجه چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی در ناحیه تحتانی چشمه اتصال دانست و لذا لغزش آرماتورهای طولی در این محدوده در اثر شکست پیوند آرماتورها و بتن در محل ترکها بسیار محتمل بنظر می‌آید. برای این نمونه پس از پایان بارگذاری آثاری از بازشدگی یا گسیختگی در قلاب‌های لرزه‌ای مشاهده نشد.

مود خرابی نمونه SP^۴ در پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ در شکل ۶. د قابل ملاحظه است. برای این نمونه شکل‌گیری ترک‌ها بگونه‌ای آغاز شد که اکثر ترک‌های ظاهر شده تا پایان نسبت تغییر مکان جانبی ۲/۵٪ از نوع ترک‌های مورب داخل هسته اتصال بوده است. در سطوح عملکرد بعدی، ضمن ایجاد ریزترک‌های مورب جدید در هسته اتصال، عرض ترک‌های قطری قبلی نیز افزایش یافت بنحویکه شکل‌گیری خرابی در محل ترکها با شکنندگی کمتری در مقایسه با دو نمونه حرارتی قبلی همراه بود. تحت تأثیر اعوجاج برشی در هسته اتصال، ریزش تدریجی اجزای بتن پیرامون محل تلاقی راستاهای اصلی تنش در نسبت تغییر مکان جانبی ۴/۵٪ آغاز گردید و ادامه روند توسعه آن در سیکل‌های بعدی با شدت بیشتری نسبت به نمونه SP^۳ موجب خرابی بتن در داخل هسته اتصال شد. مکانیسم خرابی مذکور عمدتاً بشکل شکست نسبتاً نرم پیوند داخلی میان سنگدانه‌ها و خمیره سیمان تضعیف شده تحت اثر حرارت رخ داد و بتدریج با ایجاد خرابی عمیق در هسته اتصال مشارکت قابل توجهی را در ایجاد گسیختگی با افزایش سطح تغییر مکان جانبی نشان داد. همزمان با غالب شدن این مکانیسم خرابی ریزشی نسبتاً نرم در نسبت‌های تغییر مکان بالای ۴/۵٪، طول امتداد ترک‌های قطری و ناحیه گوه‌ای شکل محصور تقریباً ثابت ماند اما ریزش اجزای بتن تحت تأثیر افزایش اعوجاج برشی در هسته اتصال شدت یافت. پس از نمایان شدن قسمتهایی از آرماتورهای قلاب لرزه‌ای در این ناحیه در پایان بارگذاری آثاری از بازشدگی و یا گسیختگی در آنها مشاهده نشد.

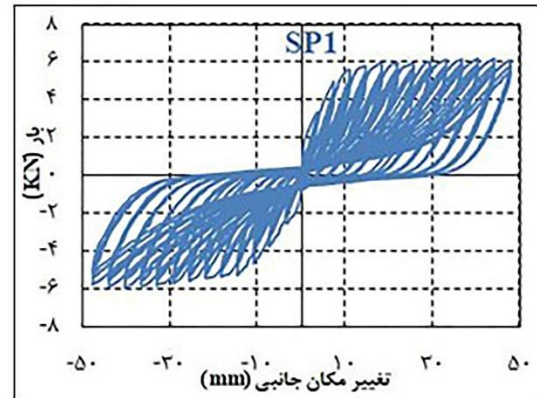
با توجه به تأثیر قابل توجه خرابی ریزشی نسبتاً نرم بتن هسته اتصال بر روند توسعه گسیختگی در دو نمونه SP^۳ و SP^۴، آثار این

۳۳/۳٪ و ۶۲/۳٪ تعیین شده است. همچنین از مقایسه منحنی‌های مذکور می‌توان دریافت که سطح محصور در حلقه‌های بار-تغییر مکان که بیانگر استهلاک انرژی تحت بار جانبی است، برای نمونه‌های قرارگرفته در معرض حرارت بنحو قابل توجهی در مقایسه با نمونه کنترلی کاهش یافته است.

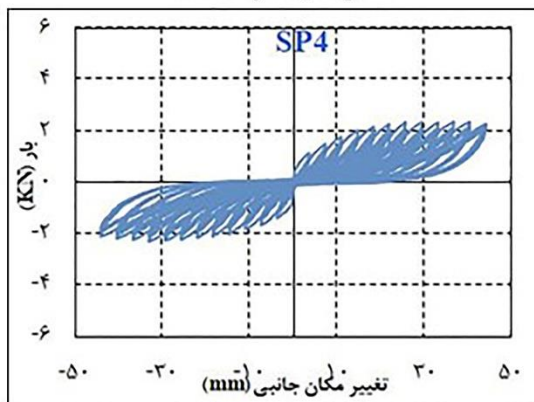


شکل ۸. ب) نمونه SP2

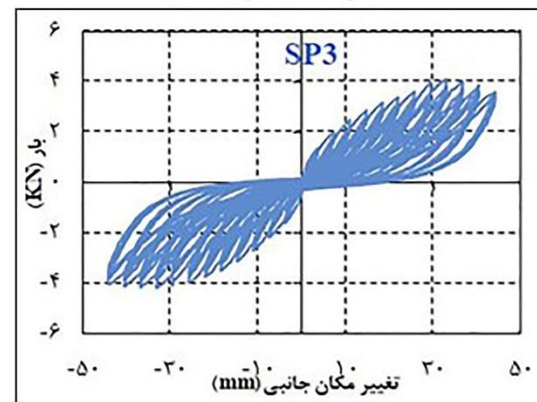
لغزش احتمالی آرماتورهای طولی در چشمه اتصال دانست که انتظار می‌رود لغزش آرماتورها با افزایش حرارت بدلیل تضعیف بیشتر چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن تشدید یابد. تفاوت مهم دیگر به مقادیر بار حداکثر برای نمونه‌های قرار گرفته در معرض حرارت مربوط می‌شود. مقادیر کاهش بار حداکثر برای نمونه‌های اتصال SP^۲، SP^۳ و SP^۴ در مقایسه با نمونه کنترلی بترتیب برابر ۱/۱۶٪،



شکل ۸. الف) نمونه SP1



شکل ۸. د) نمونه SP4



شکل ۸. ج) نمونه SP3

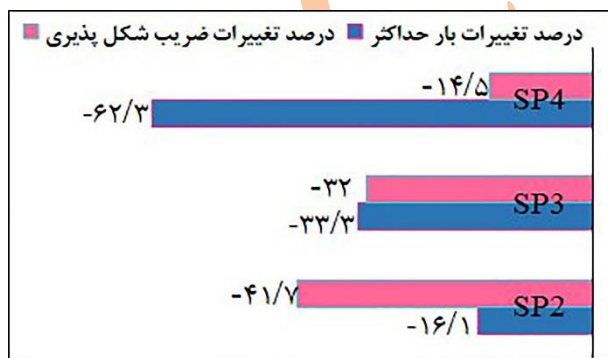
شکل ۸. منحنی‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان نمونه‌های اتصال بررسی شده.

شکل ۹ نیز مشهود است، منحنی‌های پوش نمونه‌های SP^۲، SP^۳ و SP^۴ افت قابلیت باربری چشمگیری را تحت اثر حرارت‌های زیاد نسبت به نمونه کنترلی SP^۱ نشان داده‌اند. افزایش دمای هدف در رژیم‌های حرارتی منجر به تشدید کاهش در ظرفیت باربری نمونه‌ها

در شکل ۹ منحنی‌های پوش بار-تغییر مکان برای نمونه‌های بارگذاری شده مورد مقایسه قرار گرفته است. این منحنی‌ها از بهم پیوستن نقاط متناظر با حداکثر بار در سطوح مختلف تغییر مکان جانبی در هر دو راستای بارگذاری جانبی حاصل شده‌اند. چنانکه از

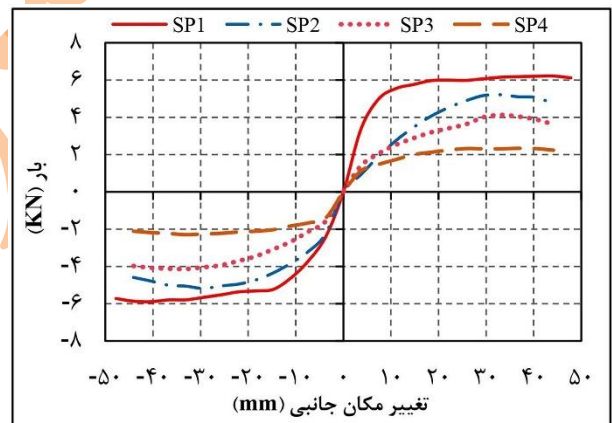
رابطه ۱ بصورت نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم تعیین می‌شود. در این رابطه Δ_y تغییر مکان تسلیم متوسط و Δ_u تغییر مکان نهایی متوسط نمونه اتصال است. تعیین تغییر مکان تسلیم نمونه‌ها برای هر دو راستای اعمال بار با استفاده از شیوه ترسیم منحنی دو خطی معادل منحنی پوش بار- تغییر مکان و بر اساس رویکرد تعادل انرژی در مطالعه^[۲۱] صورت گرفته است. همچنین تغییر مکان Δ_u برای هر راستای بارگذاری برابر سطحی از تغییر مکان جانبی است که پس از شروع به افت باربری در منحنی‌های بار- تغییر مکان، مقدار بار جانبی به ۸۵٪ از بار حداکثر در آن راستا تقلیل یابد. روند تعیین منحنی‌های دو خطی مطابق رویکرد تعادل انرژی بصورت شماتیک در شکل ۱۱ نشان داده شده است. در جدول ۴ تغییر مکان‌های تسلیم و بارهای متناظر (F_y)، بارهای حداکثر ثبت شده (F_{max}) و تغییر مکان‌های متناظر و همچنین ضرایب شکل‌پذیری برای کلیه نمونه‌ها ارائه شده است. همچنین، در شکل ۱۰ درصد تغییرات ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های حرارت دیده نسبت به نمونه کنترل قابل مشاهده است.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$



شکل ۱۰. درصد تغییرات بار حداکثر و ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های حرارت دیده نسبت به نمونه کنترل.

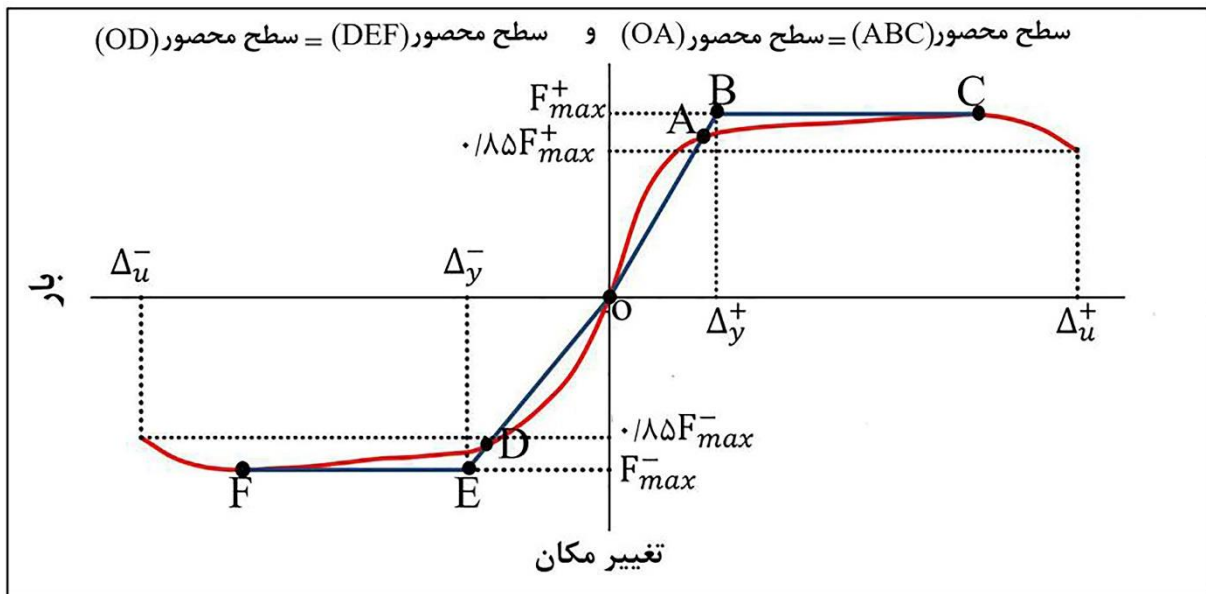
در کلیه تغییر مکان‌های جانبی شده است. همچنین از بررسی شکل ۹ می‌توان دریافت که برای نمونه کنترل بار حداکثر منفی در تغییر مکان جانبی ۴۰/۴ میلی‌متر (نسبت تغییر مکان جانبی ۵/۵٪) و بار حداکثر مثبت در تغییر مکان جانبی ۴۴/۱ میلی‌متر (نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪) رخ داده است. این در حالیست که برای نمونه‌های حرارت دیده بارهای حداکثر مثبت و منفی در تغییر مکان‌های جانبی کمتر ۲۹/۴ یا ۳۳/۱ میلی‌متر (نسبت‌های تغییر مکان ۴٪ یا ۴/۵٪) اتفاق افتاده است. همچنین روند افت بار پس از بار حداکثر در منحنی‌های پوش مربوط به نمونه‌های حرارت دیده سریعتر از نمونه کنترل بوده است. در شکل ۱۰ درصد تغییرات بار حداکثر نمونه‌های حرارت دیده نسبت به نمونه کنترل قابل مشاهده است. مطابق این شکل بیشترین کاهش در ظرفیت بار مربوط به رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه با مقدار کاهش ۶۲/۳٪ می‌باشد.



شکل ۹. منحنی‌های پوش بار- تغییر مکان نمونه‌های اتصال.

۳-۷- تغییرات ضریب شکل‌پذیری

مفهوم شکل‌پذیری در مطالعات رفتار سازه‌ها بمنظور ارزیابی قابلیت تحمل تغییر شکل‌های غیر الاستیک بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت، قابلیت استهلاک انرژی و سختی بکار می‌رود. ضریب شکل‌پذیری^۸ (μ) برای هر یک از نمونه‌های اتصال مطابق



شکل ۱۱. تعیین منحنی‌های دو خطی معادل پوش بار - تغییر مکان برای هر دو راستای بارگذاری بر اساس روش تعادل انرژی.

ترک‌ها در سیکل‌های بارگذاری موجب شد که پیوند ضعیف میان اجزای بتن حرارت دیده طی سیکل‌های مختلف دچار شکست نسبتاً نرمتری شود. این پدیده چنانکه پیشتر نیز مورد بحث قرار گرفت، بصورت خرابی ریزشی داخل هسته اتصال و بویژه در مواضع پیرامون محل تلاقی ترک‌های قطری و در امتداد این ترک‌ها ظاهر گردید. لذا می‌توان اظهار داشت که به ازای دمای هدف ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد و بالاتر، تحت تأثیر خرابی نسبتاً نرمتر بتن در چشمه اتصال (که بویژه تحت رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه تشدید می‌شود) و همچنین بدلیل افزایش شکل‌پذیری آرماتورها علیرغم افت خصوصیات مقاومتی آنها تحت اثر حرارت‌های ۶۰۰ درجه و بالاتر^[۸]، شکست نسبتاً نرم‌تری برای نمونه‌های SP^۳ و SP^۴ در مقایسه با نمونه SP^۲ صورت پذیرفته است. در عین حال، تشدید کاهش ظرفیت باربری برای این دو نمونه اتصال تحت تأثیر افت قابل توجه خواص مکانیکی بتن و آرماتورها و همچنین گسیختگی برشی گسترده در هسته اتصال صورت گرفته است.

مطابق جدول ۴، بیشترین مقدار ضریب شکل‌پذیری برابر ۴/۰۰ و متعلق به نمونه کنترلی است و اثر حرارت موجب کاهش در ضرایب شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال شده، بنحویکه بیشترین مقدار کاهش این پارامتر مربوط به نمونه SP^۲ بوده که رژیم حرارتی ۴۰۰ درجه موجب کاهش قابل توجه در مقدار ضریب شکل‌پذیری بمیزان ۴۱/۷٪ شده است. کمترین مقدار کاهش این پارامتر نیز مربوط می‌شود به نمونه SP^۴ که اثر رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه بر آن موجب کاهش ضریب شکل‌پذیری به میزان ۱۴/۵٪ در مقایسه با نمونه کنترلی شده است. بر این اساس مشاهده می‌شود که نسبت به نمونه SP^۲، اثر رژیم‌های حرارتی ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه افت کمتری را در مقادیر ضرایب شکل‌پذیری برای نمونه‌های SP^۳ و SP^۴ موجب شده است. لذا این پارامتر روند تغییرات متفاوتی را در مقایسه با ظرفیت باربری نشان داده است. دلیل اصلی این روند متفاوت را می‌توان در تضعیف چشمگیر خصوصیات مکانیکی بتن (تحت رژیم‌های حرارتی ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه) و همچنین در خرابی ریزشی بتن در ناحیه چشمه اتصال یافت، بنحویکه اثر اعوجاج برشی در هسته اتصال و باز و بسته شدن

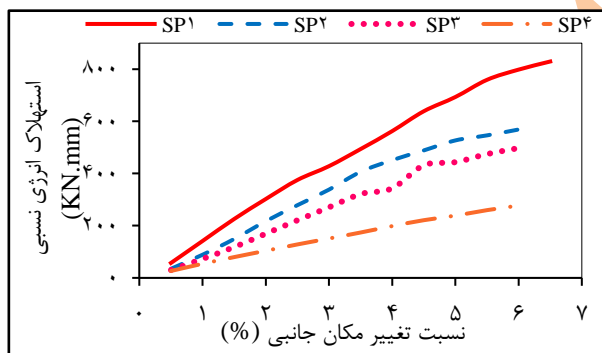
جدول ۴. مقادیر تغییر مکان‌های تسلیم، تغییر مکان‌نهایی، بار تسلیم، بار نهایی و نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال.

نمونه	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	F_y (KN)		F_u (KN)		ضریب شکل‌پذیری
			جهت مثبت	جهت منفی	جهت مثبت	جهت منفی	
SP ^۱	۱۱/۹	۴۷/۸	۵/۴۸	۵/۷۰	۶/۲۱	۵/۹۰	۴/۰
SP ^۲	۱۵/۷	۳۶/۷	۴/۱۶	۲/۹۸	۵/۲۱	۵/۱۹	۲/۳
SP ^۳	۱۴/۸	۴۰/۴	۲/۹۱	۲/۸۶	۴/۱۲	۴/۱۴	۲/۷
SP ^۴	۱۱/۸۰	۴۰/۴	۱/۸۹	۱/۷۰	۲/۳۴	۲/۲۹	۳/۴

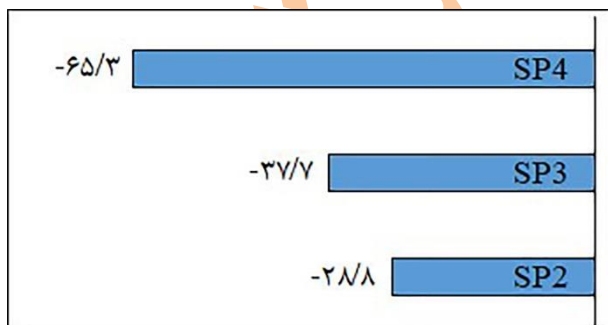
Δ_y : تغییر مکان تسلیم متوسط، Δ_u : تغییر مکان نهایی متوسط، F_y : بار تسلیم، F_u : بار نهایی

۷-۴- تغییرات استهلاک انرژی

استهلاک انرژی یکی از پارامترهای مهم برای سنجش عملکرد سازه‌ها تحت بارهای جانبی است که در ارتباط مستقیم با رفتار شکل‌پذیر است [۲۲]. مقدار استهلاک انرژی در هر سیکل (استهلاک انرژی نسبی) برابر سطح ناحیه محصور در حلقه بار- تغییر مکان چرخه‌ای متناظر آن سیکل در نظر گرفته می‌شود [۲۲]. شکل ۱۲ روند تغییرات این پارامتر را برای نمونه‌های اتصال بررسی شده نشان می‌دهد. روند تغییرات استهلاک انرژی نسبی برای سه نمونه اتصال حرارت دیده نشان می‌دهد که این نمونه‌ها در کلیه سطوح عملکرد مورد بررسی قابلیت استهلاک انرژی کمتری نسبت به نمونه کنترلی داشته‌اند و با افزایش حرارت، مقاومت نمونه‌ها نسبت به توسعه ترکها و گسترش خرابی بنحو قابل توجهی تقلیل یافته است. عبارتی دیگر، ضمن تشدید گسیختگی برشی در چشمه اتصال با افزایش دمای هدف، افت استهلاک انرژی نمونه‌ها نیز شدت یافته است. در شکل ۱۳ درصد افت استهلاک انرژی برای نمونه‌های حرارت دیده در نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ ارائه شده است. مطابق این شکل، تأثیر رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه بر افت قابلیت استهلاک انرژی بمیزان چشمگیر ۶۵/۳ درصد بوده است.



شکل ۱۲. مقایسه روند تغییرات استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال.



شکل ۱۳. درصد افت مقادیر استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال در نسبت تغییر مکان جانبی ۶٪ در مقایسه با نمونه کنترلی.

۸- نتیجه گیری

بررسی‌های مطالعه حاضر در مورد اثر حرارت‌های ناشی از آتش سوزی بر نمونه‌های اتصال بتن مسلح نشان می‌دهد که اثرات حرارت‌های زیاد بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات موارد متعددی را شامل می‌شود. مهمترین موارد این تأثیرات را می‌توان در قالب نتایج زیر بیان نمود:

۱- رژیم‌های حرارتی اعمال شده در این تحقیق تغییرات قابل ملاحظه‌ای را در الگوی ترک خوردگی و مودهای خرابی نمونه‌های اتصال حرارت دیده در مقایسه با نمونه کنترلی ایجاد کردند. اثر سه رژیم حرارتی بنحویست که مود خرابی اتصالات از تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در انتهای تیر در نمونه کنترلی به گسیختگی برشی در داخل هسته اتصال در نمونه‌های حرارت دیده تغییر می‌یابد. لذا طبق نتایج حاصل، حرارت‌های ۴۰۰ درجه و بالاتر می‌تواند موجب تغییر مود خرابی از شکست خمشی به گسیختگی برشی در یک اتصال طراحی شده بر مبنای ضوابط لرزه‌ای گردد.

۲- اثر آتش‌سوزی به ازای کلیه حرارت‌های اعمال شده بر نمونه‌های اتصال خارجی موجب ایجاد جمع شدگی در حلقه‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان و افت سریعتر باربری پس از بار حداکثر می‌شود که این روند با افزایش دمای هدف بنحو قابل توجهی افزایش می‌یابد.

منابع

- [۱]. Paulay, T. and Priestley, M.N., ۱۹۹۲. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. ۷۶۸). New York: Wiley. <http://doi.org/10.1002/9780470172841>.
- [۲]. Tasligedik, A.S., Akguzel, U., Kam, W.Y. and Pampanin, S., ۲۰۱۸. Strength hierarchy at reinforced concrete beam-column joints and global capacity. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(۳), pp.۴۵۴-۴۸۷, <http://doi.org/10.1080/13632246.2016.1223916>.
- [۳]. Rajagopal, S. and Prabavathy, S., ۲۰۱۴. Seismic behavior of exterior beam-column joint using mechanical anchorage under reversal loading: An experimental study. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*, 38(C۲), p.۳۴۵.

۳- اثر حرارت‌های زیاد منجر به افت قابل ملاحظه ظرفیت بار جانبی و قابلیت استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال نسبت به نمونه کنترلی شده است. بنحویکه از حرارت ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد، به ازای هر مرحله افزایش دمای هدف نسبت به نمونه قبلی (افزایش بمیزان ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد در هر مرحله)، مقادیر افت بار حداکثر تقریباً دو برابر می‌شود. بدین ترتیب، بیشینه مقادیر کاهش بار حداکثر و ظرفیت استهلاک انرژی نسبی برای نمونه‌های اتصال بترتیب برابر $۶۲/۳\%$ و $۶۵/۳\%$ و مربوط به اثر رژیم حرارتی با دمای هدف ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بوده است.

۴- اگرچه اثر هر سه رژیم حرارتی اعمال شده موجب کاهش قابل ملاحظه در مقدار ضریب شکل‌پذیری نمونه اتصال کنترلی گردید، اما روند تغییرات کاهش ضریب شکل‌پذیری نسبت به دو پارامتر بار حداکثر و ظرفیت استهلاک انرژی نسبی متفاوت بوده، بنحویکه بیشترین میزان کاهش در ضریب شکل‌پذیری مربوط به نمونه قرار گرفته در معرض رژیم حرارتی با دمای هدف ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد و برابر $۴۱/۷\%$ بوده است. لذا می‌توان اظهار داشت که صرفاً توجه به تغییرات ضریب شکل‌پذیری بدون در نظر گرفتن تغییرات باربری و استهلاک انرژی اتصالات خارجی بتن مسلح، می‌تواند منجر به ارزیابی نادرستی از اثر حرارت‌های آتش‌سوزی بر رفتار شکل‌پذیری لرزه‌ای و عملکرد این اتصالات تحت بار جانبی زلزله گردد.

۹- پانویست‌ها

- ۱- Nishiyama
۲- Xiao
۳- Li
۴- Linear variable displacement transducer
۵- Load cell
۶- Data logger
۷- Rocking movement

[۴]. Shah, M.C., Kothari, S., Nainwal, A., Negi, A. and Kumar, V., ۲۰۲۱. Investigation of the pre-damage on fire resistance of RC beams. *Materials Today: Proceedings*, 46, pp.۱۰۳۵۶-۱۰۳۶۱.

<https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.486>.

[۵]. Düzgün, O.A. and Küçük, E.N., ۲۰۲۴, January. Post-fire seismic performance of reinforced concrete structures. In *Structures* (Vol. ۵۹, p. ۱۰۵۷۱۸). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105718>.

[۶]. Ma, Q., Guo, R., Zhao, Z., Lin, Z. and He, K., ۲۰۱۵. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review. *Construction and Building Materials*, 93, pp.۳۷۱-۳۸۳. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>.

[۷]. Izadifard, R.A., Abdi Moghadam, M. and Sepahi, M.M., ۲۰۲۱. Influence of metakaolin as a partial replacement of cement on characteristics of concrete exposed to high temperatures. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, 10(۶), pp.۳۳۶-۳۵۲. <https://doi.org/10.1080/21653732.2021.1877206>.

[۸]. Tao, Z., Wang, X.Q. and Uy, B., ۲۰۱۳. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(۹), pp.۱۳۰۶-۱۳۱۶. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.000676](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.000676).

[۹]. Jin, L., Li, X., Zhang, R. and Du, X., ۲۰۲۲. Modelling of bond behavior of deformed bar embedded in concrete after heating to high temperatures: A mesoscale study. *Construction and Building Materials*, 334, p.۱۲۷۴۵۶.

[۱۰]. Thanaraj, D.P., Anand, N., Arulraj, P. and Al-Jabri, K., ۲۰۲۰. Investigation on structural and thermal performance of reinforced concrete beams exposed to standard fire. *Journal of Building Engineering*, 32, p.۱۰۱۷۶۴. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101764>.

[۱۱]. Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C. and Sheu, M.S., ۲۰۰۹. Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. *Fire safety journal*, 44(۵), pp.۷۴۱-۷۴۸. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.02.004>.

[۱۲]. Raouffard, M.M. and Nishiyama, M., ۲۰۱۶. Residual load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14(۱۰), pp.۶۲۵-۶۳۳. <http://doi.org/10.3151/jact.14.625>.

[۱۳]. Xiao, J.Z., Li, J. and Huang, Z.F., ۲۰۰۸. Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance. *ACI Structural Journal*, 105(۵), p.۵۳۱. <https://doi.org/10.14359/19936>.

[۱۴]. Li, L.Z., Liu, X., Yu, J.T., Lu, Z.D., Su, M.N., Liao, J.H. and Xia, M., ۲۰۱۹. Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 179, pp.۱۶۱-۱۷۳. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.080>.

[۱۵]. Nadir, W., Ali, A.Y. and Kadhim, M.M., ۲۰۲۱. Structural behavior of hybrid reinforced concrete beam-column joints under cyclic load: State of the art review. *Case Studies in Construction Materials*, 15, p.e۰۰۷۰۷. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00707>.

[۱۶]. ACI ۳۱۸-۱۹ Committee. ۲۰۱۹. Building code requirements for structural concrete (ACI ۳۱۸-۱۹) and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

[۱۷]. ACI-ASCE Committee ۳۵۲R. ۲۰۰۲. Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

[۱۸]. Wang, Y., Kodur, V.K.R., Fu, C., Liu, C., Zhou, H. and Naser, M.Z., ۲۰۲۱. Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Joints after Exposure to Fire. *ACI Structural Journal*, (۳). <http://dx.doi.org/10.14359/51731586>.

[۱۹]. Saghafi, M.H., Golafshar, A., Zareian, M.S. and Mehri, A.H., ۲۰۲۱, June. Application of HPFRCC in beam-column joints to reduce transverse reinforcements. In *Structures* (Vol. ۳۱), pp. ۸۰۵-۸۱۴). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.032>.

[۲۰]. hossein Saghafi, M. and Shariatmadar, H., ۲۰۱۸. Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites. *Construction and Building Materials*, 180, pp.۶۶۵-۶۸۰. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.221>.

[۲۱]. Choi, S.H., Kim, J.H., Jeong, H. and Kim, K.S., ۲۰۲۲. Seismic behavior of beam-column joints with different concrete compressive strengths. *Journal of Building Engineering*, 52, p.۱۰۴۴۸۴. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104484>.

[۲۲]. Sachdeva, P., Roy, A.D. and Kwatra, N., ۲۰۲۱, October. Behaviour of steel fibers reinforced exterior beam-column joint using headed bars under reverse cyclic loading. In *Structures* (Vol. ۳۳, pp. ۳۹۲۹-۳۹۴۳). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.074>