



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 پرپود 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].

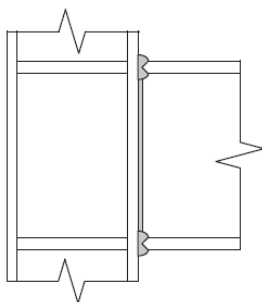
در کدهای طراحی لرزه‌ای موجود برای سازه‌های فولادی، نظیر ANSI/AISC 341 [۴] و Eurocode 8 [۵]، دستور العمل‌ها اساساً تکیه بر سختی، مقاومت و شکل پذیری دارند. همچنین طراحی خستگی برای سازه‌های فولادی در معرض بارهای لرزه‌ای مورد نیاز نمی‌باشد، در حالیکه اتصالات جوشی در برابر آسیب LCF حساس می‌باشند [۱]. در سال‌های 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

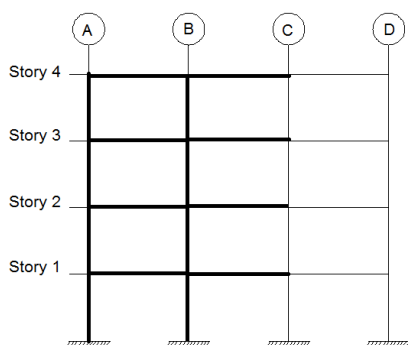
² Global



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

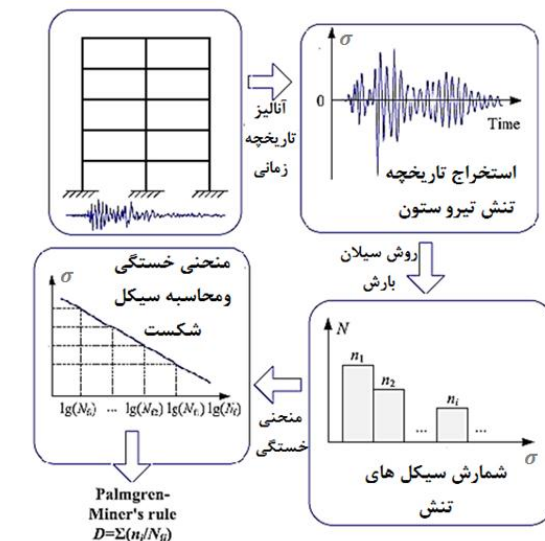
به منظور کاربرد روش مذکور و همخوانی با داده‌های موجود، فرضیاتی منظور گردیده است. تیرها در قاب مورد بررسی دارای مقطعی با فولاد St37 معادل A36 و مقاطع ستون‌ها از نوع فولاد St52 معادل A572Gr50 می‌باشد. نوع اتصال قاب مفروض در شکل (۱) نمایش داده شده است. شکل (۲) روش مورد استفاده در تحقیق حاضر را به صورت شماتیک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



شکل (۳): قاب مورد بررسی

۴- آنالیز دینامیکی و آسیب خستگی

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی ۳ رکورد نورتریج، 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، نورتریج 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

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

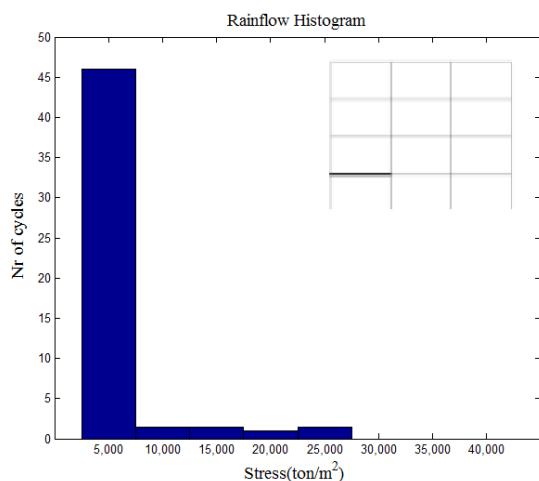


آکس A و B واقع در طبقه اول) تحت زلزله لوماپریتا را نمایش می‌دهد. مقادیر تنش بدست آمده از تقسیم ممان انتهایی هر عضو (M) بر مدول الاستیک مقطع (S) بدست آمده است.

جدول (۱): مشخصات زمین لرزه‌های مورد استفاده

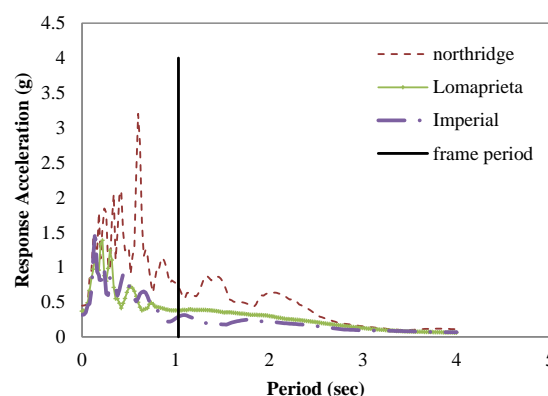
ثبت	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
نورتریج	۰/۴۲	۶۰/۸	۲۰/۱۷
لوماپریتا	۰/۳۶۷	۴۴/۷	۱۹/۲۵
ایمپریال	۰/۳۱۵	۳۱/۵	۱۴/۳۴

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].

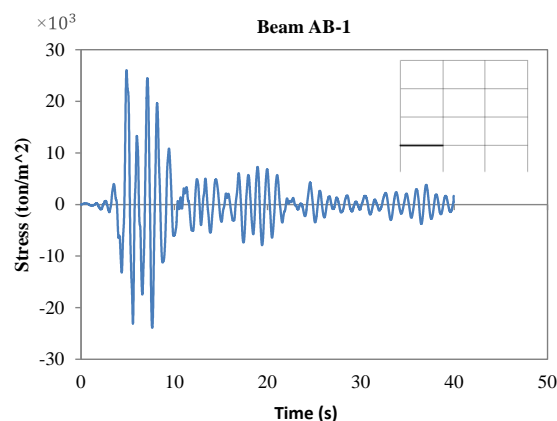


شکل (۶): هیستوگرام Rain flow برای تیر AB-1 تحت زلزله لوماپریتا

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



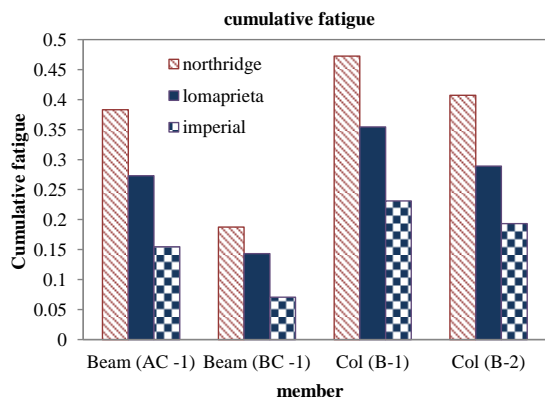
شکل (۴): پاسخ طیف شتاب زلزله‌های مورد نظر



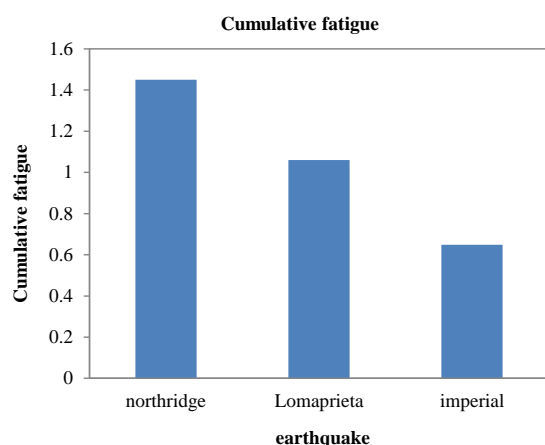
شکل (۵): تاریخچه زمانی تنش تیر AB-1 تحت زلزله لوماپریتا

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

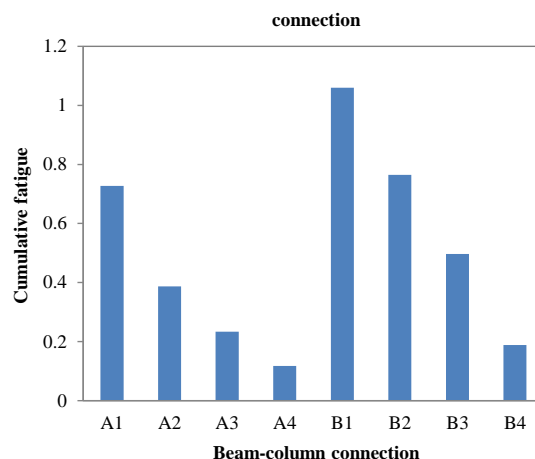


شکل (۹): مقادیر خستگی تجمعی بدست آمده در اتصال BC-1 تحت زلزله‌های متفاوت

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.

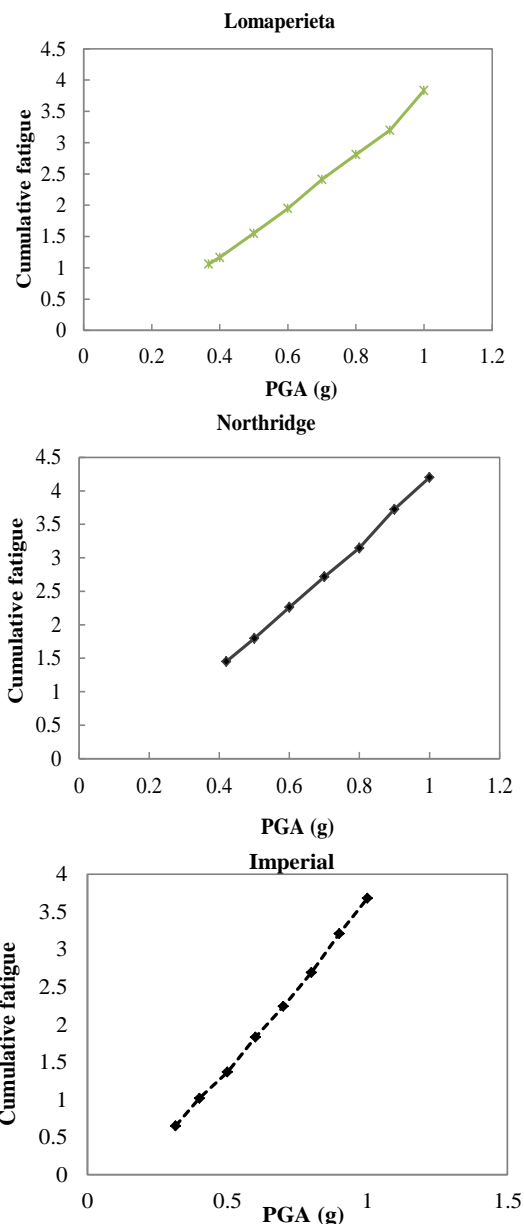
همانطور که در شکل (۹) ملاحظه می‌شود، مقدار خستگی تجمعی تحت زمین لرزه‌های مختلف متفاوت بوده است. این مقدار در زلزله نورتریج و لوماپریتا از یک تجاوز نموده است؛ لذا اتصال در این زلزله‌ها دچار شکست خستگی خواهد شد. با این حال تحت زلزله ایمپریال عمر باقیمانده خستگی اتصال پس از زلزله ۳۵٪ می‌باشد، این موضوع 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 ۴۸ 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.

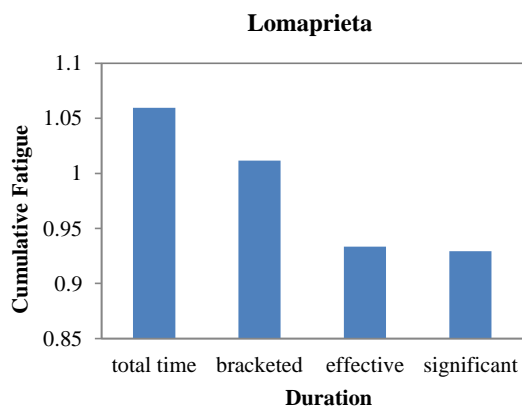
$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (3)$$

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].

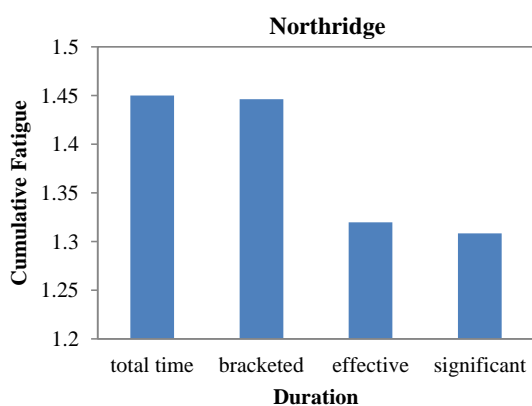
روش سوم یا مدت موثر (Effective duration) مشابه روش Significant می‌باشد با این تفاوت که نقاط ابتدا و انتهای حرکت شدید براساس معیارهای مشخص تعیین می‌گردد [۲۴].

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.

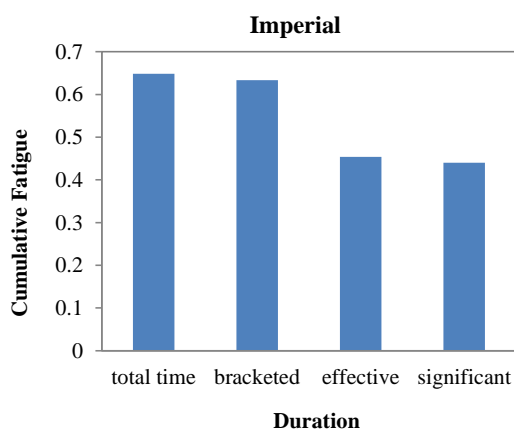
روش Bracketed مدت زمان زلزله را نسبت به دو روش دیگر کمتر کاهش می‌دهد. درصد کاهش مدت زمین



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

نورتریج و Imperial بطور متوسط مدت زلزله را ۷۱، ۵۷ و ۷۷ درصد کاهش می‌دهند و در برآورد عمر اتصال مقدار خستگی در این دو روش با کاهش ۱۲، ۱۰ و ۳۱ 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

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 ۰/۳۱۵g تا g، میزان آسیب خستگی از ۰/۶۵ به ۳/۶۸ رسیده است.

۴- 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،

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.

