

## تأثیر پدیده ی خستگی کم چرخه بر روی قاب های خمشی فولادی با اتصالات صلب از پیش تأیید شده ی فلنجی

محسن گرامی<sup>\*</sup>، امیرحسین زارعی<sup>۲</sup>، محسن قادری<sup>۳</sup>

۱-دانشیار گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران  
۲-دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران  
۳-دانشجوی دکتری مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

اتصالات گیردار تیر به ستون شامل آن دسته از اتصالاتی می‌شوند که قابلیت انتقال لنگر بین تیر و ستون را دارا می‌باشند. از جمله اتصالات گیردار، اتصال فلنجی چهار پیچی بدون ورق لچکی و فلنجی چهار یا هشت پیچی با ورق لچکی می‌باشند که تیر و ستون توسط یک فلنج به همدیگر متصل می‌شوند. این نوع اتصال که پس از خرابی‌های گسترده‌ی اتصالات در زلزله‌ی نورتریج مورد بررسی و تحقیق قرار گرفت، بعلت عملکرد مناسب تحت بارگذاری سیکلی، بعنوان یکی از اتصالات از پیش تأیید شده‌ی آیین نامه **AISC** و متعاقباً آیین نامه ایران معرفی شد. از آنجا که خستگی کم چرخه یکی دیگر از عوامل خرابی در زلزله‌ی نورتریج بود، نیاز است تا رفتار خستگی این نوع اتصال تحت اثر خستگی کم چرخه نیز مورد بررسی قرار گیرد. تا به حال مطالعات کمی بر روی اثر خستگی کم چرخه بر انواع اتصالات از جمله اتصال فلنجی انجام گرفته است. در مطالعه‌ی حاضر ابتدا نمودار خستگی **S-N** (تنش موثر به تعداد سیکل اعمال بار) که برای برآورد اثر خستگی پر چرخه کاربرد دارد به ناحیه‌ی خستگی کم چرخه اتصال فلنجی توسعه داده شد. سپس با استفاده از نمودارهای **S-N** به دست آمده، به بررسی اثر خستگی کم چرخه بر روی یک سازه ۱۲ طبقه تحت اثر رکوردهای زلزله‌ی مختلف پرداخته شد تا اثر خستگی کم چرخه بر سازه‌های دارای اتصالات فلنجی پیچی بررسی گردد. تحلیل سازه‌های فولادی نشان داد که در اتصالات فلنجی، در محل تشکیل مفصل پلاستیک، اثر خستگی کم چرخه تجمعی قبل از پلاستیک شدن اتصال تحت زلزله‌های شدید، تأثیرگذار می‌باشد. از آنجایی که اثرات خستگی تجمعی هستند لذا این موضوع برای اتصالات فلنجی ساختمان‌هایی که چندین زلزله متوسط و بزرگ را تجربه کرده‌اند، قابل توجه و مخرب خواهد بود.

کلمات کلیدی: اتصال گیردار فلنجی، خستگی کم چرخه، خستگی تجمعی، سازه‌های فلزی، زلزله.

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
10.22065/jsce.2018.98736.1327	۱۳۹۶/۱۲/۲۵	۱۳۹۷/۰۲/۰۸	۱۳۹۷/۰۲/۰۸	۱۳۹۷/۰۲/۰۸	۱۳۹۸/۰۶/۱۰
Doi: https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2018.98736.1327	۱۳۹۶/۶/۲۸				

\*نویسنده مسئول: محسن گرامی

# Effect of low cycle fatigue phenomenon on steel frames with prequalified end plate moment connections

Mohsen Gerami<sup>1\*</sup>, Amir hossein Zarei<sup>2</sup>, Mohsen Ghaderi<sup>3</sup>

1 -Associate Professor of Civil-Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2 -Master of Science in Civil-Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3-Ph.D. student of Civil-Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

## ABSTRACT

The moment beam-to-column connections include those connections that can transfer the moment between the beam and the column. Bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections are from this category. This type of connection, which was investigated after severe damage to connections in the Northridge earthquake, Due to proper behavior under cyclic loading, was introduced as one of the pre-qualified connections of the AISC code and subsequently by the Iranian Code. Since low cyclic fatigue is another cause of failure in connections under the Northridge earthquake, it is necessary to study the fatigue behavior of this type of connection under the effect of low cycle fatigue. So far little studies have been done on the effect of low cycle fatigue on various types of connections, including end plate connections. In the present study, the S-N fatigue chart (Effective stress to the number of load cycles) that was used to estimate the effect of high cycle fatigue was developed to the low fatigue region for the end plate connections. Then, with using the S-N chart, the effect of low cycle fatigue on a 12-story structure under the influence of various earthquake records was studied to investigate the effect of low-cycle fatigue on structures with end plate moment connections. The analysis of steel structures showed that in end plate moment connections at the plastic hinge position, the effect of the cumulative cyclic fatigue before the plasticization of the connection under severe earthquakes is influential. Since the effects of fatigue are cumulative, it will be significant and destructive for end plate connections of buildings that have experienced several medium and large earthquakes.

## ARTICLE INFO

Received: 03/05/2017

Revised: 28/06/2017

Accepted: 22/07/2017

## Keywords:

End plate connection  
Moment connection  
Low cycle fatigue  
Cumulative fatigue  
Steel frame  
earthquake

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.98736.1327

\*Corresponding author: Mohsen Gerami.

Email address: mgerami@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

یکی از نتایج مهم زلزله‌ی نورث‌ریج، خسارات گسترده‌ی اتصالات بود که یک سؤال اساسی درباره‌ی علت خرابی اتصالات قاب‌های خمشی جوشی و پیچی که به عنوان اتصالات پیش از نورث‌ریج نیز شناخته می‌شوند، مطرح کرد. پس از زلزله نورث‌ریج و خرابی گسترده‌ی اتصالات ساختمان‌های قاب خمشی فولادی، مشاهده شد که بسیاری از اتصالات فولادی تحت اثر چرخه‌های کم زلزله آسیب دیده‌اند. مشاهدات پس از زلزله‌ی نورث‌ریج نشان داد که این اتصالات در تراز تنش نسبتاً پایین و تنها در تعداد کمی چرخه بارگذاری خراب شدند. ظهور ترک‌هایی که در بیشتر موارد از جوش پایین جان تیر شروع شدند و در برخی از موارد به بال ستون و حتی جان ستون ورود پیدا کردند، اعتماد به رفتار شکل پذیر قاب‌های خمشی فولادی را زیر سؤال برد [۱].

قبل از زلزله‌ی نورث‌ریج مهندسیین و محققان معتقد بودند که اتصالات جان پیچی-بال جوشی (BWFF)<sup>۱</sup> شکل‌پذیری کافی برای تحمل بارگذاری لرزه‌ای را فراهم می‌کنند. با این حال، طی زلزله‌ی نورث‌ریج تقریباً ۱۵۰ ساختمان فولادی به صورت جدی در اتصالات BWFF دچار آسیب و شکست‌های ترد شدند. کمیته مشترک SAC که شامل گروه‌های انجمن مهندسیین سازه‌ی کالیفرنیا (SEAOC)<sup>۲</sup>، شورای فناوری کاربردی (ATC)<sup>۳</sup> و دانشگاه‌های کالیفرنیا برای تحقیق در مهندسی زلزله (CUREE)<sup>۴</sup> می‌باشد، تحقیقات محاسباتی و آزمایشگاهی گسترده‌ای را برای بررسی این رفتار پیش‌بینی نشده‌ی اتصالات سازه‌ها انجام داد [۱]. در نتیجه، براساس مشاهدات در طول این تحقیقات، مودهای خرابی اتصالات به چهار دسته تقسیم‌بندی شدند:

(۱) تنش شدید ایجاد شده در جوش مشترک بال تیر و بال ستون

(۲) طراحی اشتباه و ناپیوستگی مصالح در محل اتصال

(۳) کیفیت ضعیف جوشکاری و مقاومت پایین مصالح جوش

(۴) خستگی کم چرخه ناشی از تمرکز کرنش

اکثر نتایج منتشر شده از پروژه سراسری SAC بر روی عیوب موضعی اتصالات که باعث شروع ترک‌های مشاهده شده بودند، متمرکز شدند. برای مثال، وجود حفره‌ی دسترسی جوش و ناپیوستگی جوش بال پایین، به عنوان دلیل تخلخل و ورود سرباره در جوش وسط تیر و یکی از دلایل اصلی شروع ترک نشان داده شدند. همچنین، رها کردن ورق پشت بند، پس از اینکه جوش نفوذی کامل بال تیر به بال ستون تکمیل شد، به عنوان منبع تخلخل و ورود سرباره و سرانجام مشارکت در شروع ترک‌ها در ناحیه جوش، نشان داده شدند [۱].

اگرچه تحقیقات زیادی تحت پروژه SAC برای موضوعات فوق انجام شد، اما خسارت به برخی از ساختمان‌ها با استفاده از این مکانیزم‌های خرابی قابل تطبیق نبودند. این موضوع باعث مطالعه اثرات خستگی کم چرخه ترکیب شده با اثرات مودهای بالاتر ارتعاش که می‌تواند خستگی تجمعی را در اتصالات بحرانی افزایش دهد، شد و نشان داد خستگی کم چرخه باعث ایجاد خرابی‌های اتصالات مشاهده شده، می‌شود.

عمر خستگی به صورت تعداد چرخه‌های بار که موجب شکست در یک نمونه یا عضو می‌شود، تعریف می‌گردد. اگر عمر خستگی نسبتاً کوتاه باشد، چیزی حدود کمتر از ۱۰ هزار چرخه، در این صورت گسیختگی به عنوان گسیختگی تحت خستگی کم چرخه در نظر گرفته می‌شود. در سازه‌های فولادی، گسیختگی ناشی از خستگی کم چرخه معمولاً زمانی مشاهده می‌شود که چرخه‌های بار اعمالی، کرنش‌های پلاستیک بزرگی را در نمونه ایجاد نمایند [۱]. به منظور ایجاد گسیختگی در چرخه‌های کم، بایستی کرنش (تغییر مکان) نسبت به تنش (بار) کنترل

<sup>1</sup> Bolted web welded flange

<sup>2</sup> Structural Engineers Association of California

<sup>3</sup> Applied Technology Council

<sup>4</sup> California Universities for Research in Earthquake Engineering

گردد. از سال ۱۹۵۰، بسیاری از پژوهشگران به دلیل نیاز به اطلاعات فلزات تحت اثر کرنش‌های چرخه‌ای با تعداد چرخه‌ی کم، تمایل به استفاده از کرنش چرخه‌ای در مقابل تنش چرخه‌ای پیدا کردند. کافین و مانسون (۱۹۵۰) ابتدا این موضوع را برای مسائل خستگی کم چرخه، توربین‌های گازی و راکتورهای هسته‌ای توسعه دادند. آن‌ها علاقه‌مند به موضوع بارگذاری حرارتی بودند که باعث ایجاد کرنش پلاستیک بزرگ و عمر خستگی بسیار کوتاه می‌شد. همچنین آن‌ها رابطه‌ای بسیاری قوی بین دامنه کرنش پلاستیک و عمر خستگی تعیین نمودند. این روش در سال ۱۹۶۰ به منظور در بر گرفتن گستره‌ی بیشتری از شرایط خستگی، اصلاح شد [۱].

در خلال زلزله‌ها، اتصالات خمشی فولادی می‌توانند تحت اثر خستگی کم چرخه قرار گیرند. اثرات موده‌های بالاتر که تعداد مشخصی از سیکل‌های تنش را در اتصالات ایجاد می‌کنند (در برخی موارد نسبتاً در ترازهای بالای تنش) نیاز به بررسی دارد. اگرچه نیازها در تیرها و ستون‌های اتصالات می‌توانند از مقاومت عضو کمتر باشند، خستگی تجمعی در اتصالات می‌تواند در خلال یک رخداد لرزه‌ای به آنها خسارت وارد نماید. در مقاله‌ای جالب در دهمین کنفرانس مهندسی زلزله، کوامورا<sup>۵</sup> و سوزوکی<sup>۶</sup> نتیجه گرفتند که اتصالات قبل از نورتریج دارای عمر چرخه‌ای محدود هستند و خستگی کم چرخه، مود خرابی برای این اتصالات می‌باشد [۱].

پارتریج<sup>۷</sup> نشان می‌دهد که خستگی مکانیزم اصلی خرابی اتصال قبل از نورتریج است. در این مقاله، آزمایش‌های چرخه‌ای ثابتی بر روی ۱۰ اتصال تیر به ستون انجام شد [۲]. این مقاله همراه با مقالات دیگر توسط پارتریج، آلن<sup>۸</sup>، ریچارد<sup>۹</sup> و رادو<sup>۱۰</sup> ثابت کردند که خرابی اتصال قبل از نورتریج در طی زلزله‌ی نورتریج ناشی از خستگی کم چرخه بوده است [۳]. ژو و همکاران در کار آزمایشگاهی خود، مطالعات قبلی بر روی پیش‌بینی شکست اتصال تیر به ستون تحت بارگذاری یکنواخت را به بارگذاری چرخه‌ای توسعه دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که ترک‌ها ابتدا از جوش حفزه‌ی دسترسی شروع شده و سپس به بال‌های تیر گسترش پیدا می‌کنند [۴]. مجموعه‌ای از آزمایش‌های خستگی کم چرخه توسط بنویت انجام گرفت. او با استفاده از مشاهدات خود در این آزمایش‌ها مدلی را توسعه داد که قادر بود عمر خستگی قطعات جوشی و غیر جوشی را پیش‌بینی کند [۵]. تاکشی هانجی در مقاله‌ی خود به بررسی خستگی اتصالات جوشی در محدوده‌ی خستگی کم چرخه پرداخت. بر اساس مطالعات وی در تمامی نمونه‌های آزمایش، ترک‌های ناشی از خستگی کم چرخه از ریشه‌ی جوش شروع شدند [۶]. امیری و همکاران روش جدیدی برای شبیه‌سازی شکست نرم در سازه‌های فولادی تحت تأثیر کرنش‌های زیاد ناشی از زلزله ارائه دادند. این روش بر اساس یک مدل میکرو مکانیکی که برای پیش‌بینی خستگی فوق کم چرخه ارائه شده بود، توسعه داده شد [۷]. زامبران و فوتی با استفاده از شبیه‌سازی عددی به بررسی شاخص خسارت ساختمان‌های تحت تأثیر پدیده‌ی خستگی کم چرخه پرداختند. آن‌ها با مقایسه‌ی بین چهار شاخص خسارت غیر ایستا دریافتند که شاخص غیر ایستا بر اساس توزیع رایلی برای پاسخ حداکثر، بسیار دقیق و ساده می‌باشد [۸]. ژو و همکاران، روش کلی ارزیابی لرزه‌ای خستگی کم چرخه اتصالات تیر به ستون جوشی در قاب‌های خمشی فولادی را در کار خود ارائه نمودند [۹]. تأثیر کمانش غیر ارتجاعی با دامنه‌ی بالا بر روی عمر خستگی کم چرخه‌ی میلگردها با انجام ۹۰ آزمایش خستگی کم چرخه بر روی آن‌ها توسط کاشانی و همکاران انجام گرفت. آن‌ها با استفاده از نتایج این آزمایش‌ها یک سری معادلات جدید تجربی برای تخمین عمر خستگی میلگردها به عنوان تابعی از طول کمانش و مقاومت تسلیم توسعه دادند [۱۰].

<sup>5</sup> Kuwamura

<sup>6</sup> Suzuki

<sup>7</sup> Partridge

<sup>8</sup> Allen

<sup>9</sup> Richard

<sup>10</sup> Radau

مندز<sup>۱۱</sup> و کاسترو<sup>۱۲</sup> در مطالعه‌ی خود یک مدل ساده‌سازی شده از میلگردهای فولادی ارائه دادند که برای بارگذاری چرخه‌ای شامل تأثیرات خستگی فوق کم چرخه مناسب بود. در نتیجه‌ی این کار، آن‌ها تفسیر جدیدی برای ارزیابی سطح تسلیم ارائه دادند که می‌توانست هر دو اثر سخت‌شدگی چرخه‌ای جنبشی و ایزوتروپیک مشاهده شده در آزمایش‌ها را در نظر بگیرد [۱۱].

سامنر<sup>۱۳</sup> در سال ۲۰۰۳ در رساله‌ی دوره‌ی دکترای خود به منظور ایجاد یک روش طراحی واحد برای اتصالات فلنجی، رفتار این اتصالات تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای را مورد بررسی قرار داد. او با پیشنهاد چندین روش اتصال مختلف و بررسی جزئیات دقیق اتصال توانست روش طراحی این اتصالات را تدوین نماید که امروزه در آیین‌نامه‌های معتبر سازه‌های فولادی در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۲].

در سال ۲۰۱۲ امیری و همکاران با استفاده از نتایج مطالعه‌ی نستار، به بررسی اثر خستگی کم چرخه بر اتصال مقطع کاهش یافته (RBS) پرداخت. همانند نستار، امیری نیز ابتدا با استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود نمودار عمر خستگی اتصال فولادی را به دست آورده و سپس با بررسی یک نمونه سازه تحت اثر چندین زلزله‌ی مختلف، مقادیر خستگی ایجاد شده در اعضای سازه‌ای را مورد ارزیابی قرار داد. امیری نشان داد که محتوای انرژی فرکانسی، زمان تداوم زلزله و زمان تناوب سازه می‌تواند عوامل مهمی در تعیین محل خرابی سازه باشند. او همچنین بیان نمود که ممکن است پس از یک زلزله اتصالات هیچگونه خرابی ظاهری در خود نشان ندهند اما ممکن است مقدار زیادی از عمر خستگی خود را طی نموده و پس از یک پس‌لرزه‌ی کوچک دچار خرابی گردند [۱۳].

پس از نستار و امیری که اولین مطالعات را بر روی خستگی کم چرخه در اتصالات پیش از زلزله نورث‌ریج داشتند [۱] سایر اتصالات موجود در آیین‌نامه‌های معتبر نیز بایستی تحت اثر خستگی کم چرخه مورد بررسی قرار گرفته و رفتار آن‌ها در برابر این پدیده ارزیابی گردد. تا به حال مطالعه جامعی بر روی تأثیر خستگی کم چرخه بر روی اتصالات فلنجی پیچی انجام نگرفته و نمودار عمر خستگی برای این اتصال وجود ندارد.

این مطالعه به بررسی نقش خستگی کم چرخه در ایجاد خسارت در اتصالات قاب‌های خمشی فولادی طی رخداد زلزله متمرکز شده است. همچنین مشارکت حرکات مودهای بالاتر در تاریخچه‌ی تنش‌های موجود در اتصالات تیرها و ستون‌ها، در خسارت‌های خستگی چرخه‌ای، مورد بررسی قرار گرفتند. به عبارت دیگر، این مطالعه نشان می‌دهد که تعداد زیاد چرخه‌ها در فرکانس بالاتر و در ترازهای تنش پایین‌تر از مود اولیه می‌توانند دلیل عمده‌ی افزایش خستگی تجمعی در اتصالات قاب‌های خمشی فولادی باشد که خرابی‌های اتصالات مشابه با آنچه در اتصالات خمشی طی زلزله نورث‌ریج مشاهده شد، ایجاد می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر سعی بر آن شد تا بر اساس اطلاعات موجود نمودارهای عمر خستگی انواع اتصالات گیردار فلنجی پیچی طی آنالیزهای جامع خستگی به روشی که توسط نوید نستار ارائه شده، استخراج گردد و از آن برای توسعه‌ی نمودار S-N به ناحیه‌ی خستگی کم چرخه در اتصالات فلنجی، استفاده شود. سپس با استفاده از نمودارهای به دست آمده به بررسی یک سازه ۱۲ طبقه تحت رکورد زلزله‌های متفاوت پرداخته شد تا اثر خستگی کم چرخه بر سازه‌های دارای اتصالات فلنجی پیچی بررسی گردد.

در این پژوهش به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی مقدار میرایی سازه برابر ۵ درصد در نظر گرفته شد. همچنین برای کاهش زمان تحلیل‌ها تنها یک قاب از سازه به عنوان نماینده‌ی کل سازه مورد تحلیل قرار گرفت. بر طبق روش استفاده شده توسط نستار در این مطالعه نیز روش تحلیل تاریخچه زمانی خطی مورد استفاده قرار گرفت و از آنجایی که در محدوده خستگی کم چرخه سازه بایستی در محدوده ارتجاعی باقی بماند، فرض بر آن شد که رفتار سازه‌های مورد نظر طی زلزله‌های در نظر گرفته شده، در محدوده ارتجاعی باقی می‌ماند. زیرا

<sup>11</sup> Mendez

<sup>12</sup> Castro

<sup>13</sup> Sumner

با عبور سازه از این محدوده و ورود به محدوده‌ی غیر ارتجاعی، خستگی کم‌چرخه به خستگی کم‌چرخه‌ی شدید تبدیل خواهد شد که از محدوده‌ی این مطالعه خارج است.

## ۲- روش تحلیل خستگی

در ابتدا برای اطمینان از درستی مدل‌سازی‌های انجام گرفته، سازه ارایه شده در تحقیق نستار [۱] مدل‌سازی شد و نتایج به دست آمده با نتایج آن مطالعه، مقایسه گردید. پس از آن، سازه ۱۲ طبقه مورد بررسی تحت ۱۱ رکورد مختلف زلزله در نرم‌افزار ETABS v.2016 مورد تحلیل قرار گرفت. سپس نتایج تنش بدست آمده به نرم‌افزار متلب منتقل شد تا به روش جریان بارش، تعداد سیکل مربوط به هر بازه‌ی تنش، به دست آید.

چون تنش‌های تیرها و ستون‌های مورد بررسی دامنه‌ی هارمونیک ثابتی ندارند، روش بررسی خستگی انتخابی بایستی قابل اعمال به محدوده‌های تنش متغیر باشد. مطالعه‌ی روش‌های مختلف بررسی خستگی، استفاده از قانون خسارت خطی که به طور گسترده در مهندسی عمران کاربرد دارد را نتیجه داد. این روش، که به عنوان قانون پالمگرن-ماینر شناخته می‌شود ابتدا توسط پالمگرن در سال ۱۹۲۴ پیشنهاد شد. دو دهه بعد ماینر این روش را در سال ۱۹۴۵ توسعه داد. این روش فرض می‌کند که آسیب جزئی ناشی از هر محدوده‌ی خاص از تنش یک تابع خطی از تعداد چرخه‌ها در آن محدوده تنش است. در نتیجه، آسیب خستگی کل؛ به صورت جزئی، مجموع تمام آسیب‌های ناشی از ترازهای مختلف تنشی است که به آن اعمال شده است. این مساله می‌تواند به صورت معادلات زیر نوشته شود:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$$

که  $N_i$  و  $n_i$  به صورت زیر تعریف میشوند:

$n_i$ : تعداد چرخه‌ها در تراز تنش  $i$  (از تحلیل تاریخچه زمانی)

$N_i$ : تعداد چرخه‌های مربوط به خرابی در تراز تنش  $i$  (از نمودار S-N).

از آنجایی که نمودار عمر خستگی مربوط به اتصال فلنجی تاکنون استخراج نشده بود، سه نمونه از این اتصال در نرم‌افزار آباکوس تحت تحلیل اجزا محدود قرار گرفتند. در این مرحله با استفاده از ضریب تمرکز تنش به دست آمده، نمودار عمر خستگی اتصالات فلنجی با استفاده از نمودارهای موجود در ناحیه‌ی خستگی پرچرخه، توسعه داده شد. در ناحیه‌ی کم‌چرخه نیز با استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود، نمودار عمر خستگی اتصالات فلنجی استخراج گردید. سپس این دو نمودار در یک نمودار واحد با عنوان نمودار عمر خستگی اتصال فلنجی ارائه گردید. در پایان، با استفاده از نتایج به دست آمده از نرم‌افزار متلب و نمودار عمر خستگی، مقادیر خستگی تجمعی تمامی اعضای سازه‌ای به دست آمد و هرکجا اندیس خستگی تجمعی بیش از ۱ گردید میتوان نتیجه گرفت ان اتصال دچار گسیختگی خواهد گردید.

## ۲- تشریح سازه‌های مورد بررسی

یک سازه فولادی ۱۲ طبقه برای این مطالعه در نظر گرفته شده است. این سازه تحت اثر ۱۱ شتاب‌نگاشت زلزله‌ی مختلف قرار گرفت تا تاریخچه تنش‌های وارده به تیر و ستون آن به دست آید. این سازه از سیستم قاب خمشی در دو جهت خود استفاده می‌کند. اتصالات این سازه از نوع فلنجی چهارپیچی بدون ورق لچکی می‌باشد. بارگذاری و طراحی این سازه با استفاده از مباحث ۶ و ۱۰ مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ انجام گرفته است. طراحی اعضای سازه‌ای و اتصالات مورد بررسی به روش حالات حدی انجام گرفت.

مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی‌های این قسمت فولاد رده‌ی St37 می‌باشد. براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مقدار تنش تسلیم فولاد بایستی در  $R_y$  ضرب شود. بنابراین داریم:

$$F_{ye} = R_y F_y = 1.2 * 2400 = 2880 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1)$$

## ۳- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

به منظور جامع بودن نتایج تحلیل‌ها از ۱۱ شتاب‌نگاشت مختلف زلزله استفاده شد که مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۱ بیان شده است. شتاب‌نگاشت‌ها ابتدا براساس استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس‌سازی شده و سپس مورد استفاده قرار گرفتند.

جدول ۱: مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

نام زلزله	نام ایستگاه	بیشینه شتاب (بر حسب g)	تاریخ وقوع
Bam	Bam	0.807	2003/12/26
Chi Chi	CHY006	0.36	1999/9/20
Imperial Valley	Parachute	0.205	1979/10/15
Kobe	Nishi-Akashi	0.464	1995/1/16
Landers	Joshua Tree	0.284	1992/6/28
Loma Prieta	Bran	0.5	1989/10/18
Manjil	Abbar	0.514	1990/6/20
Northridge	Arleta	0.344	1994/1/17
Parkfield	Gold Hill	0.247	2004/9/28
St.Elias Alaska	Icy Bay	0.176	1979/2/28
Tabas	Dayhook	0.409	1978/9/16

## ۴- تاریخچه تنش تیرها و ستون‌ها

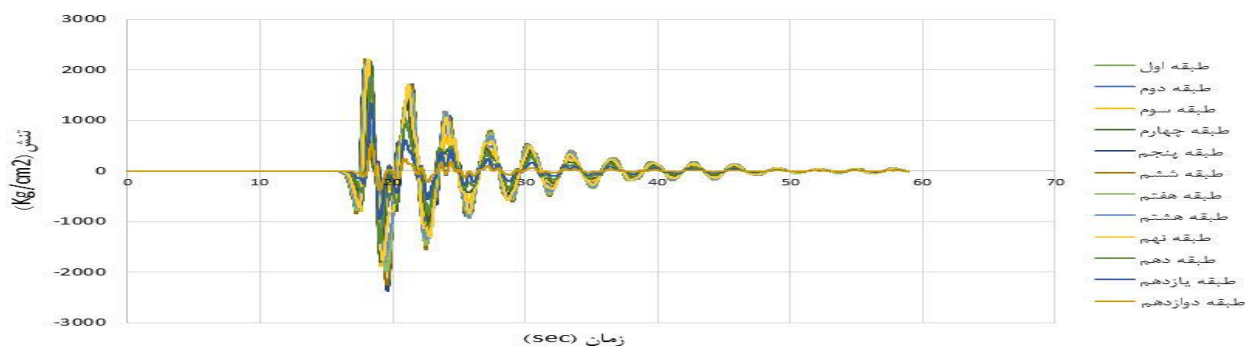
زمان تناوب سه مود اول سازه به صورت زیر به دست آمد:

$$T_1 = 2.08 \text{ sec}$$

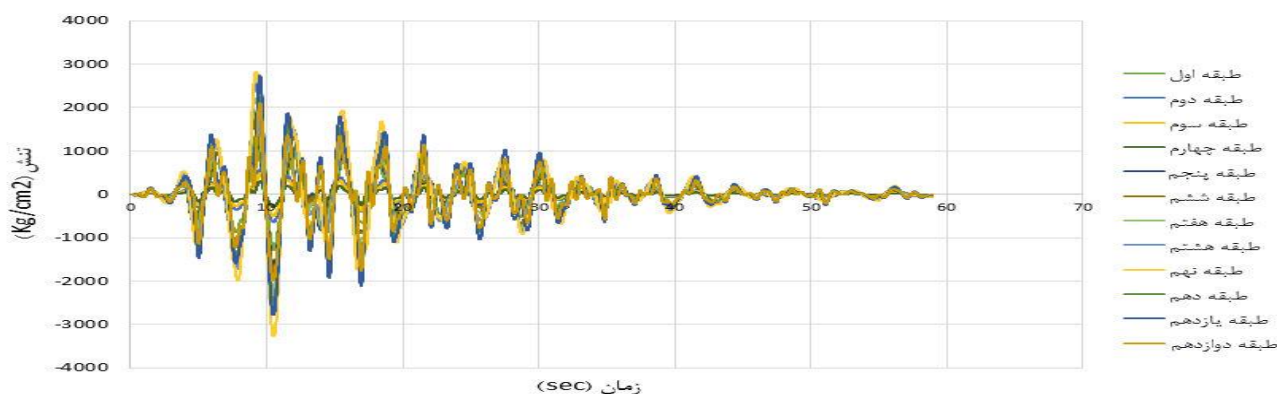
$$T_2 = 1.18 \text{ sec}$$

$$T_3 = 0.711 \text{ sec}$$

نتایج تاریخچه تنش تیرها و ستون‌های سازه‌ی ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل‌های ۱ و ۲ نشان داده شده‌اند.



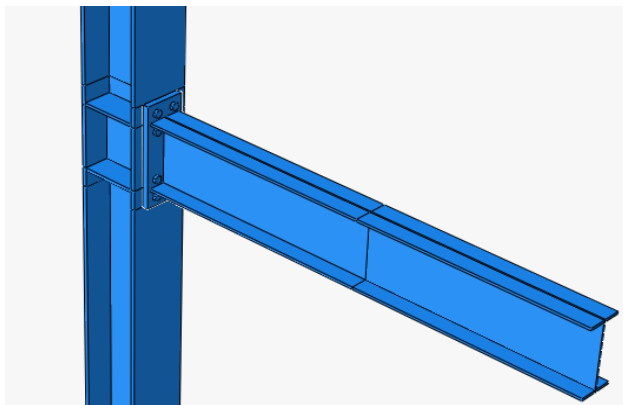
شکل ۱: تاریخچه تنش تیرها تحت اثر زلزله بم



شکل ۲: تاریخچه تنش ستون ها تحت اثر زلزله بم

## ۵- استخراج نمودار عمر خستگی در ناحیه کم چرخه و پر چرخه

مجموعه‌ای از آنالیزهای اجزا محدود استاتیکی خطی بر روی اتصالات فلنجی انجام شد. ABAQUS به عنوان نرم‌افزار اجزا محدود برای این مطالعه استفاده شد. هدف آن بود که ضریب تمرکز تنش مربوط به هندسه‌ی جزئیات اتصال بررسی شود تا با اعمال این ضریب به ناحیه پر چرخه نمودار S-N اتصالات پیش از زلزله نورتریج [1] نمودار S-N اتصالات فلنجی در ناحیه پر چرخه به دست آید. شکل ۳ مدل اجزا محدود اتصال فلنجی چهار پیچی بدون ورق لچکی را نشان می‌دهد. این مطالعه نشان داد که ضریب تمرکز تنش برای اتصال فلنجی بدون ورق لچکی برابر ۱,۱ است. این مقدار ضریب تمرکز تنش به صورت نسبت حداکثر تنش مشاهده شده ناشی از آنالیزهای اجزا محدود به حداکثر تنش خمشی در تیر محاسبه شده است.



شکل ۳: مدل اجزا محدود اتصال چهار پیچی بدون سخت کننده



• مقدار ضریب تمرکز تنش ناشی از هندسه‌ی اتصال برابر ۱,۱ محاسبه شد.

• ضریب تمرکز تنش ناشی از جوشی بودن اتصال برابر ۲,۴ محاسبه شد.

در نتیجه ضریب تمرکز تنش در ناحیه‌ی چرخه‌ی زیاد می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$SCF = 1.1 * 2.4 = 2.64$$

احمد قباره<sup>۱۴</sup> و همکاران در کار آزمایشگاهی خود به بررسی رفتار چرخه‌ای اتصال دارای ورق انتهایی پرداختند. نتایج این کار برای توسعه‌ی نمودار S-N در ناحیه‌ی کم چرخه مورد استفاده قرار گرفت [۱۴].

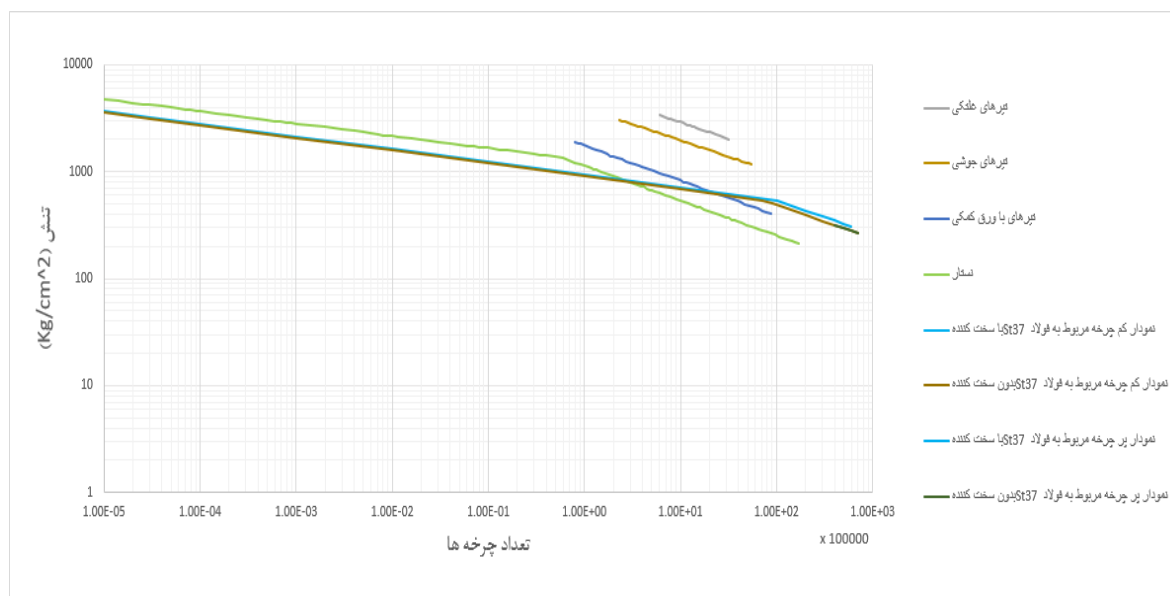
شکل ۴ نمودار S-N نهایی استخراج شده برای تحلیل‌های خستگی را در ناحیه کم چرخه و پر چرخه نشان می‌دهد. معادله‌ی نمودار S-N تعیین شده به صورت زیر محاسبه شده است:

نمودار مربوط به اتصال بدون سخت کننده:

$$S > 542.38 \quad (N < 7.079128)$$

$$S < 542.38 \quad (N > 7.079128)$$

که در آن N تعداد سیکل‌های خرابی و S تنش بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است.



شکل ۴: نمودار عمر خستگی S-N

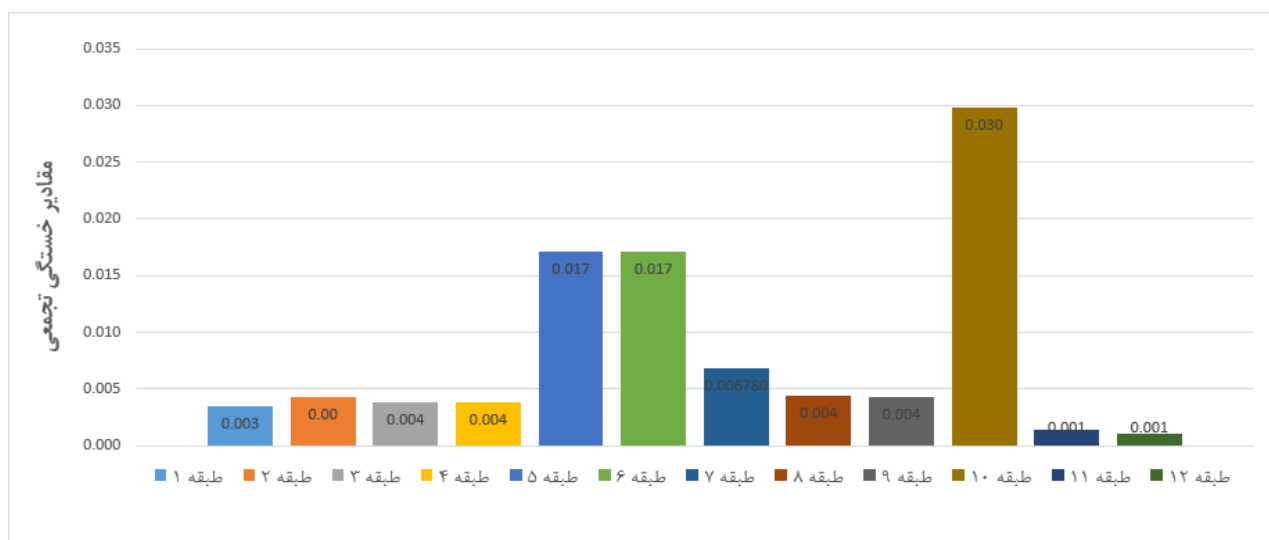
## ۶- تحلیل خستگی تجمعی

جدول‌های ۲ و ۳ نتایج تحلیل خستگی تجمعی بر روی تیرهای ساختمان ۱۲ طبقه را تحت اثر زلزله‌ی بم نشان می‌دهد. همچنین جدول ۴ و شکل ۵ مقادیر خستگی تجمعی را برای ستون‌های ساختمان ۱۲ طبقه نشان می‌دهند. در این جداول تعداد سیکل در هر دامنه تنش آورده شده است.

جدول ۲: مقادیر خستگی تیرها تحت اثر زلزله بم

تعداد چرخه ها (Ni)									
	400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	
	26305237.47	356500.6	12168	1107.85	172.67	37.81	10.47	3.44	
تعداد چرخه ها (ni)									
طبقه	400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	Sum(ni/Ni)
طبقه ۱	55	1	1.5	0.5	0.5	0	0	0	0.003
طبقه ۲	30.5	1	0.5	1.5	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۳	32	1	0.5	1	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۴	31.5	0.5	0.5	1	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۵	50.5	1	1	1	0.5	0.5	0	0	0.017
طبقه ۶	41.5	1	1	1	0.5	0.5	0	0	0.017
طبقه ۷	26.5	1	1	1	1	0	0	0	0.006780
طبقه ۸	20.5	1	1	1.5	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۹	25.5	1	0.5	1.5	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۱۰	31	2.5	0.5	0.5	0.5	1	0	0	0.030
طبقه ۱۱	35	2	0.5	1.5	0	0	0	0	0.001
طبقه ۱۲	32	2	1	1	0	0	0	0	0.001

مقادیر جدول بالا در شکل ۵ به وضوح قابل مقایسه هستند. همانطور که قبلاً گفته شد، خستگی در تیر طبقه ۱۰ دهم بحرانی است.

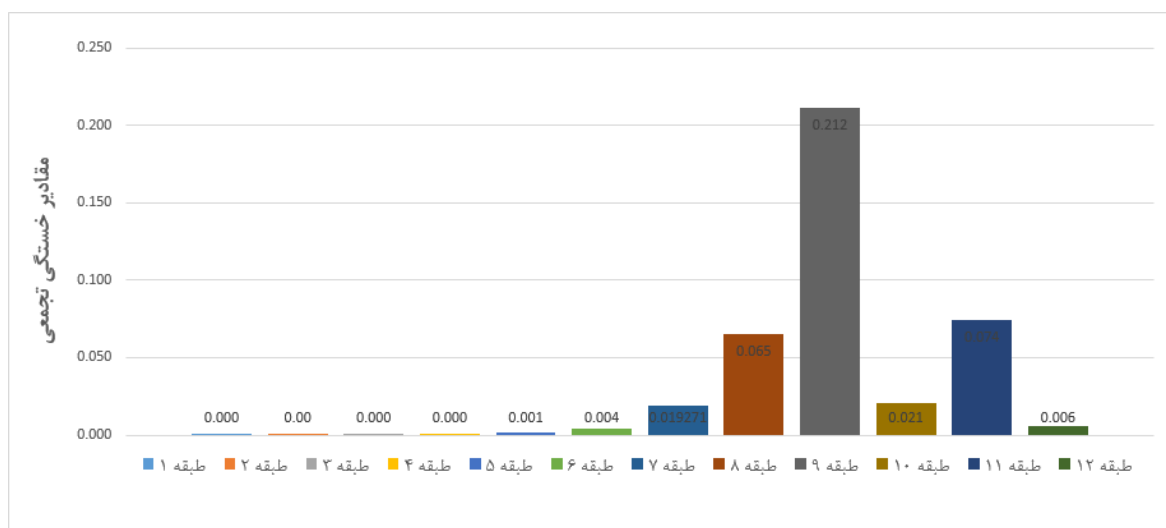


شکل ۵: مقادیر خستگی تجمعی تیرها تحت اثر زلزله بم

جدول ۳: مقادیر خستگی تجمعی ستون‌ها تحت اثر زلزله بم

		تعداد چرخه ها (Ni)								
		400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	
		26305237.47	356500.6	12168	1107.85	172.67	37.81	10.47	3.44	
		تعداد چرخه ها (ni)							Sum(ni/Ni)	
طبقه		400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	
طبقه ۱		45.5	3	1.5	0	0	0	0	0	0.000
طبقه ۲		43.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0.000
طبقه ۳		52.5	0	0	0	0	0	0	0	0.000
طبقه ۴		61.5	0	0	0	0	0	0	0	0.000
طبقه ۵		41.5	4	1	1.5	0	0	0	0	0.001
طبقه ۶		30.5	4	1	1	0.5	0	0	0	0.004
طبقه ۷		25.5	3	3	0	1	0.5	0	0	0.019271
طبقه ۸		24.5	4.5	2	1.5	0.5	0.5	0.5	0	0.065
طبقه ۹		30.5	4	1	2.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.212
طبقه ۱۰		33.5	0.5	2	2	1	0.5	0	0	0.021
طبقه ۱۱		42	3	3	1.5	2	0.5	0.5	0	0.074
طبقه ۱۲		51	6	1	3	0.5	0	0	0	0.006

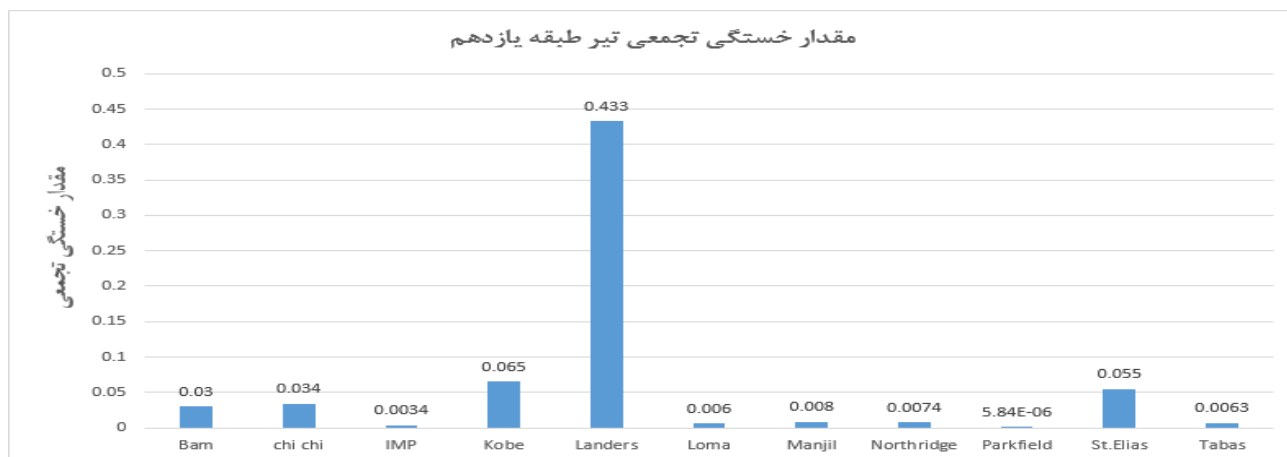
مقادیر خستگی تجمعی ستون اتصال بدون سخت کننده در شکل ۶ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که خستگی در ستون طبقه ۹ نهم بحرانی است.



شکل ۶: مقادیر خستگی تجمعی ستون‌ها تحت اثر زلزله بم

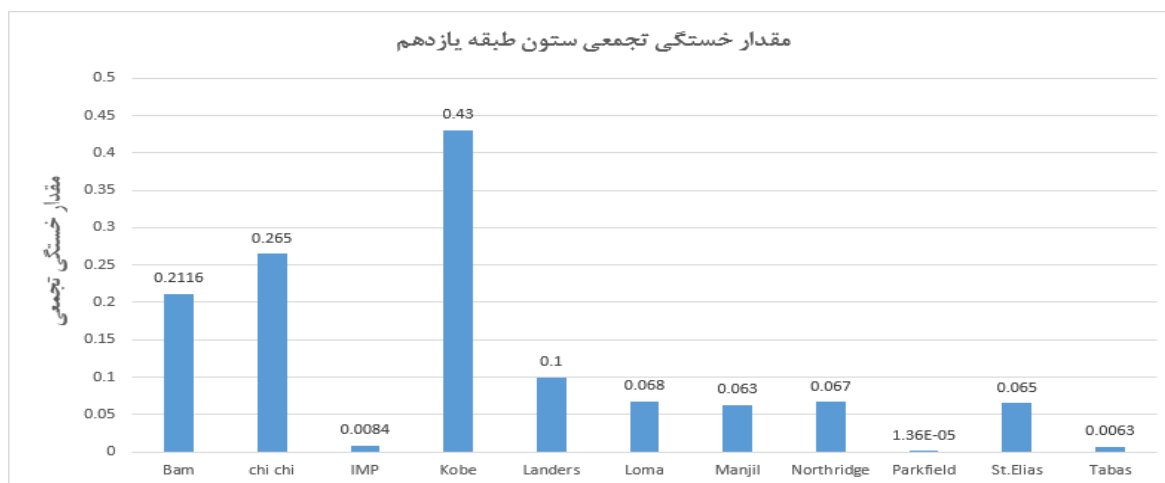
## ۷- مقایسه بین زلزله‌های مختلف

در این قسمت به مقایسه‌ی تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف زلزله بر مقادیر خستگی تجمعی در تیرها و ستون‌های بحرانی سازه‌ی ۱۲ طبقه پرداخته خواهد شد. شکل ۷ مقایسه‌ی بین مقادیر خستگی تیر طبقه‌ی یازدهم در اتصال بدون سخت کننده را تحت اثر زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد.



شکل ۷: مقایسه‌ی بین مقادیر خستگی تیر طبقه‌ی یازدهم در اتصال بدون سخت کننده

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، زلزله‌ی لندرز<sup>۱۵</sup> بیشترین مقدار خستگی تجمعی را در تیر طبقه‌ی یازدهم ایجاد نموده است. شکل ۸ مقایسه‌ی بین مقادیر خستگی ستون طبقه‌ی یازدهم در اتصال بدون سخت کننده را تحت اثر زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد.



شکل ۸: مقایسه‌ی بین مقادیر خستگی ستون طبقه‌ی یازدهم در اتصال بدون سخت کننده

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، در اتصال بدون سخت کننده زلزله‌ی کوبه<sup>۱۶</sup> بیشترین مقدار خستگی تجمعی را در ستون طبقه‌ی یازدهم ایجاد نموده است.

<sup>15</sup> Landers

<sup>16</sup> Kobe

## ۸- نتیجه‌گیری

در پایان نتایج به دست آمده از این مطالعه به صورت زیر خلاصه می‌گردد:

- نمودارهای مقایسه بین شتاب‌نگاشت‌های مختلف زلزله نشان داد که بیشینه شتاب زلزله، لزوماً عامل تعیین کننده‌ی بیشترین آسیب وارده به اتصال نمی‌باشد و زلزله با بیشینه شتاب کمتر از سایر زلزله‌ها نیز می‌تواند خستگی کم چرخه زیادی را در اعضای سازه ایجاد نماید و در نتیجه به انهدام اتصال منجر گردد.
  - از آنجایی که به منظور رعایت اصل طراحی تیر ضعیف - ستون قوی، مقاطع ستون‌ها قوی‌تر در نظر گرفته شده‌اند، مقادیر خستگی ستون‌ها به نسبت پایین‌تر از تیرهاست. همچنین استفاده از اتصال با شکل پذیری بالاتر می‌تواند عامل مهمی در کاهش خسارت ناشی از خستگی کم چرخه در اثر زلزله باشد.
  - با بررسی نمودارهای ارائه شده می‌توان نتیجه گرفت که زلزله‌های مختلف ممکن است اثرات متفاوتی در سازه‌ها ایجاد نمایند. به طور مثال در بررسی مقادیر خستگی تجمعی ایجاد شده در تیرهای سازه‌ی مورد بررسی زلزله‌ی لندرز با مقدار خستگی ۰,۴۳۳، بیشترین تأثیر را بر سازه‌ی ۱۲ طبقه گذاشته است. همچنین مقایسه‌ی مقادیر خستگی ستون‌ها نشان داد که زلزله‌ی کوبه با مقدار خستگی ۰,۴۳ در سازه‌ی ۱۲ طبقه بیشترین تأثیر را داشته و این موضوع نشان می‌دهد که سازه‌های بلند مرتبه با حدود ۱۲ طبقه می‌توانند در مقابل زلزله‌های انتخابی بسیار آسیب‌پذیر باشند.
- در پایان می‌توان نتیجه گرفت اگر چه اتصالات از پیش تایید شده فلنجی این سازه ۱۲ طبقه تحت اثر رکوردهای مختلف در اثر پدیده خستگی کم چرخه دچار ترک ترد نشده اند ولی از آنجا که رفتار خستگی کم چرخه اتصالات بصورت تجمعی می‌باشد؛ این مساله در سازه‌های تحت زلزله‌های متوالی قابل توجه بوده و احتیاج به بررسی بیشتر خواهد داشت.

## مراجع

- [1] Nastar, N. (2008). "The effect of higher modes on earthquake fatigue damage to steel moment frames", faculty of the graduate school University of Southern California, P.H.D Thesis.
- [2] Partridge, J.E. & Paterson, S.R. & Richard, R.M. (2000). "Low cycle fatigue tests and fracture analyses of bolted-welded seismic moment frame connections", STESSA, Third International Conference.
- [3] Partridge, J.E. & Paterson, S.R. & Richard, R.M. (2003). "ATC-24 cumulative damage tests and fracture analyses of bolted-welded seismic moment frame connections", Proceedings of the Third Congress, Technical Council on Forensic Engineering of the American Society of Civil Engineers, 142-157.
- [4] Zhou, H. & Wang, 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 64, 97-113.
- [5] Benoit, A. & Rémy, L. (2014). "Experimental investigation of the behavior and the low cycle fatigue life of a welded structure", Materials Science & Engineering a 595, 64-76.
- [6] Hanji, T. (2014). "Low Cycle Fatigue Assessments of Corner Welded Joints based on Local Strain Approach", International Journal of Steel Structures, Vol 14, No 3, 579-587.

- [7] Amiri, H.R. (2013). "Finite element simulation of ultra-low cycle fatigue cracking in steel structures", Journal of Constructional Steel Research 89, 175–184.
- [8] Zambrano, A. (2014). "Damage indices evaluation for seismic resistant structures subjected to low-cycle fatigue phenomena", International Journal of Mechanical Sciences 78, 106–117.
- [9] Zhou, H. (2013). "Extremely low cycle fatigue prediction of steel beam-to-column connection by using a micro-mechanics based fracture model", International Journal of Fatigue 48, 90–100.
- [10] Kashani, M.A., Barmi, A.K., Malinova, V.S. (2015). "Influence of inelastic buckling on low-cycle fatigue degradation of reinforcing bars", Construction and Building Materials 94, 644–655.
- [11] Mendes, L.A.M., Castro, L.M.S.S. (2014). "A simplified reinforcing steel model suitable for cyclic loading including ultra-low-cycle fatigue effects", Engineering Structures 68, 155–164.
- [12] Sumner, A. (2003). "Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading", faculty of the Virginia polytechnic institute, P.H.D thesis.
- [13] Amiri, A., Rojas, F., Anderson, J.C. (2012). "Effects of low-cycle fatigue on steel moment frames with RBS", Behaviour of steel structures in seismic areas, STESSA, 83-89.
- [14] Ghobarah, A., Korol, R. (May 1992). "Cyclic behavior of extended end-plate joints", Journal of structural engineering, vol. 118, No. 5.