

Evaluating the Impact of Seismic Sequence on Low Cycle Fatigue Failure in the Connections of Performance-Based Optimization Steel Moment Frames

Masoud Ghaderi*

Department of Civil Engineering, Garmsi Branch, Islamic Azad University, Garmsi, Iran
Mas_ghaderi64@iaugermsi.ac.ir

Keywords

Low-cycle fatigueT,
damage index,
Performance-based
optimization,
Seismic sequence,
Life cost.

Abstract

The main objective of this study is to evaluate the effect of seismic sequence on low-cycle fatigue failure in specially optimized steel moment frame connections based on initial construction cost and life cycle cost in the framework of the performance-based design approach. For this purpose, after the performance-based optimal design phase using the center of mass meta-exploration algorithm and considering the objective functions of the initial construction cost and the life cycle cost in the optimization process, in the final phase, low-cycle fatigue evaluation in the joints has been done under seismic sequence. In this research, OpenSees software was used to perform nonlinear modeling and analysis, and Matlab software was used to optimize performance according to FEMA350 regulations. Three steel moment frames of 3, 6, and 12 floors are numerical examples investigated in this study, under 12 accelerograms with seismic sequence and main earthquake, using time history analysis, the fatigue failure index in the joints of these frames has been investigated. According to the results, the structures optimized in the performance-based framework by considering the objective function of the life cycle cost in the optimization process compared to the optimal structures with the objective function of the initial construction cost in 3, 6, and 12-story frames, respectively, lead to a reduction of 8%. 9% and 30%, low-cycle damage index against main earthquakes, and 10%, 13%, and 27% reduction against seismic sequence.



This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).

* Corresponding Author

ارزیابی تاثیر توالی لرزه‌ای بر خرابی خستگی کم چرخه در اتصالات قابهای خمشی فولادی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد

مسعود قادری*

گروه مهندسی عمران، واحد گرمی، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمی، ایران

Mas_ghaderi64@iaugermi.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۲۰ فروردین ۱۴۰۴

تاریخ دریافت: ۲۸ آذر ۱۴۰۳

چکیده

هدف اصلی تحقیق حاضر، ارزیابی تاثیر توالی لرزه‌ای بر خرابی خستگی کم چرخه در اتصالات قابهای خمشی فولادی ویژه بهینه‌سازی شده بر اساس هزینه اولیه ساخت، و هزینه چرخه عمر در چهارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد می‌باشد. بدین منظور بعد از فاز طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم و در نظرگیری توابع هدف هزینه اولیه ساخت و هزینه چرخه عمر در روند بهینه‌سازی، در فاز نهایی، به ارزیابی خستگی کم چرخه در اتصالات، تحت توالی لرزه‌ای پرداخته شده است. در این تحقیق از نرم‌افزار OpenSees، جهت انجام مدلسازی و تحلیل‌های غیرخطی، و از نرم‌افزار Matlab، بمنظور بهینه‌سازی در چهارچوب عملکرد با توجه به ضوابط آیین‌نامه FEMA350، استفاده شده است. سه قاب خمشی فولادی ۶، ۳ و ۱۲ طبقه مثال‌های عددی مورد بررسی در این مطالعه می‌باشند که تحت ۱۲ شتاب‌نگاشت دارای توالی لرزه‌ای و زلزله اصلی، با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، به بررسی شاخص خرابی خستگی در ناحیه اتصالات این قابها پرداخته شده است. با توجه به نتایج، سازه‌های بهینه‌سازی شده در چهارچوب مبتنی بر عملکرد با در نظرگیری تابع هدف هزینه چرخه عمر در روند بهینه‌سازی نسبت به سازه‌های بهینه با تابع هدف هزینه اولیه ساخت در قابهای ۶، ۳ و ۱۲ طبقه به ترتیب منجر به کاهش ۸٪، ۹٪ و ۳۰٪، شاخص خرابی کم چرخه در برابر زلزله‌های اصلی و کاهش ۱۰٪، ۱۳٪ و ۲۷٪ در برابر توالی لرزه‌ای شده است.

کلید واژگان: شاخص خرابی، خستگی کم چرخه، بهینه‌سازی عملکردی، توالی لرزه‌ای، هزینه عمر.

*نویسنده مسئول مکاتبات

اعضا و اتصالات سازه‌های فولادی شد، که بصورت الاستیک باقی مانده یا اندکی وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند [۴]. خستگی در حالت کلی تابعی از فاکتورهای محدوده تنش یا محدوده جابجایی نسبی طبقات و تعداد چرخه‌های محدوده تنش یا تعداد چرخه‌های محدوده جابجایی نسبی طبقات می‌باشد که پارامترهایی از جمله فرکانس، میرایی سازه، مشارکت مودهای بالاتر، شدت و توالی حرکت زمین بر روی آن تاثیرگذار است [۵]. نستار و همکاران^۷ [۶] در سال ۲۰۱۰ ضمن مدلسازی یک ساختمان ده طبقه آسیب دیده در زلزله نورتریج را طی یک روشی تحلیلی بواسطه قانون ماینر^۸ [۷] و نتایج آزمایشگاهی در محدوده خستگی پرچرخه^۹ که با تعمیم آن به محدوده خستگی کم چرخه^{۱۰} اتصالات آسیب دیده تحت اثر خستگی را بررسی کردند که نتایج حاصل با خرابی‌های مشاهده شده تحت زلزله نورتریج انطباق خوبی داشته است. نتیجه آزمایشات متعدد بر روی اتصالات تیر به ستون در قابهای خمشی فولادی، ارائه روشی مناسب جهت برآورد خرابی خستگی کم چرخه اتصالات در اثر زلزله‌های پیشین و پیش‌بینی مقدار ظرفیت باقی مانده قابل تحمل اتصالات در برابر پدیده خستگی ناشی از زلزله‌های آینده را، لازم داشته است زیرا با انجام این آزمایشات مشخص شد ترک‌های ایجاد شده در پنجه جوش دسترسی و جوشهای بال تیر گسترش یافته و منجر به گسیختگی کم چرخه در اتصالات می‌شود و بدون آنکه از ظرفیت غیرخطی سازه‌ها در اتلاف انرژی ناشی از زلزله استفاده شود [۸ و ۹]. با مروری بر زلزله‌های پیشین می‌توان گفت در بیشتر موارد زلزله‌های اصلی با پس‌لرزه‌های متعددی همراه بوده است که در بعضی موارد پس‌لرزه‌ها از لحاظ بزرگای نزدیک به زلزله اصلی یا بیشتر از آن بوده‌اند بعنوان مثال می‌توان به زلزله سال ۲۰۱۰، در مناطق مرکزی و جنوبی شیلی با بزرگای ۸، ریشتر اشاره کرد که ۳۰۶ پس‌لرزه با بزرگای ۵ ریشتر یا بزرگتر در حد فاصل ۲۷ فوریه تا ۲۶ آوریل رخ داده که در این بین ۲۱ پس‌لرزه دارای قدرت بیش از ۶ بوده است. زلزله سال ۲۰۱۱ در توکیو ژاپن که حدود ۶۰ پس‌لرزه با شدت ۶ ریشتر یا بزرگتر از آن و ۳۰ پس‌لرزه با قدرت بزرگتر از ۷ ریشتر رخ داده است. زلزله سال ۲۰۱۲، در اندونزی که زلزله اصلی با قدرت ۸/۶ ریشتر و پس‌لرزه آن با قدرت ۸/۲ ریشتر رخ داده است. زلزله آذربایجان شرقی در ایران در سال ۲۰۱۲، که قدرت زلزله اصلی ۶/۴ ریشتر و بعد از ۷ دقیقه پس‌لرزه آن با قدرت ۶/۳ ریشتر اتفاق افتاده است و زلزله کرمانشاه ایران در سال ۲۰۱۷

پیش‌بینی و مشاهدات خرابی‌های ناشی از رخداد‌های لرزه‌ای گامی مهم در فرآیند طراحی و توسعه نیازهای آیین‌نامه‌ای می‌باشد پس از وقوع زلزله نورتریج^۱ در سال ۱۹۹۴، در ایالت متحده آمریکا و زلزله کوبه^۲ در سال ۱۹۹۵، در ژاپن تعداد زیادی از اتصالات در قابهای خمشی فولادی دچار آسیب‌دیدگی شدید شدند [۱ و ۲]. بر اساس گزارش یوسف و همکارانش^۳ پس از زلزله نورتریج، شکست ترد در اتصال جوشی بال تیر به ستون در بیش از ۱۵۰ ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی مشاهده شده است [۳]. تحقیقات و مطالعات آزمایشگاهی گسترده‌ای به منظور بررسی علت وقوع و همچنین ارزیابی این نوع خرابی‌ها در قابهای خمشی فولادی صورت گرفته است. شکست ترد اتصالات جوشی تیر به ستون یک مسئله بحرانی است که پس از زلزله‌های مهم مانند نورتریج به طور گسترده مورد مطالعه قرار گرفته است. محققان از روش‌های آزمایشگاهی و تحلیلی مختلف برای درک عوامل موثر بر این نوع خرابی و توسعه راه‌حل‌هایی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی استفاده کرده‌اند.

لشکری و همکارانش این نوع شکست اتصالات در اثر زلزله را تحت عنوان گسیختگی کم چرخه^۴ مشخص کردند و بیان داشتند که خستگی تجمعی بعنوان یک شاخص، نسبت به فاکتور شکل‌پذیری جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی مناسب‌تر می‌باشد و علت آن، لحاظ نشدن اثرات تداوم زلزله در محاسبه فاکتور شکل‌پذیری می‌باشد و بنابراین ممکن است این پتانسیل خرابی دست کم در نظر گرفته شود آنها یک روش برای بدست آوردن ضریب اصلاح برای فاکتور شکل‌پذیری ارائه دادند که اثرات گسیختگی ناشی از خستگی کم چرخه لحاظ گردد. در مطالعه انجام شده پروژه فولاد گروه^۵ SAC، که بوسیله FEMA^۶ آغاز شد عواملی از جمله عیب‌های موضعی اتصالات که پتانسیل ایجاد ترک را دارند، جاری شدن مصالح ناحیه اتصال و تشکیل مفاصل پلاستیک را به عنوان دلیل اصلی خرابی اتصالات در سازه‌های فولادی بیان شد. اما بعضی از خرابی‌های ناحیه اتصال تیر به ستون با این مکانیسم‌های شکست قابل توجیه نبود و نیاز به مطالعه و تحقیقات بیشتری داشت که این تحقیقات منجر به بیان گسیختگی خستگی کم چرخه در

¹ Northridge

² Kobe

³ Yousef et al

⁴ Low Cycle Fatigue (LCF)

⁵ San Antonio College

⁶ Federal Emergency Management Agency

⁷ Nastar et al

⁸ Mainer

⁹ high-cycle fatigue

¹⁰ low-cycle fatigue

سیستم‌های بهینه بوده‌اند، بسیاری از مهندسان در طراحی بهینه تنها به کاهش هزینه‌های اولیه ساخت که همان وزن سازه می‌باشد اکتفا می‌کنند در حالی که هزینه‌های احتمالی چرخه عمر آن سازه ممکن است تا چندین برابر هزینه اولیه ساخت منجر به خسارت مالی گردد. در صنعت ساختمان تصمیم‌گیری‌ها برای انتخاب سیستم‌های سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز نیازمند در نظر گرفتن هزینه‌های خسارت وارده در زلزله و برخی اثرات دیگر حاصل از آن در طول عمر مفید سازه می‌باشد تحلیل هزینه چرخه عمر می‌تواند یک ابزار مهم برای طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد که در آن می‌توان هزینه اولیه ساخت و هزینه‌های چرخه عمر سازه را کنترل نمود [۱۶].

۲- روش تحقیق

به منظور بررسی تاثیر توالی لرزه‌ای بر خرابی خستگی کم چرخه در اتصالات قابهای خمشی فولادی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد قابهای خمشی فولادی^۳، ۶ و ۱۲ طبقه با در نظر گرفتن هزینه اولیه ساخت و هزینه چرخه عمر با استفاده از نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد بصورت بهینه با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم (CMO)^۴، طراحی شده‌اند برای حل‌های بهینه حاصل از طراحی با معرفی شاخص خرابی جدید^۵ به ارزیابی و کنترل خستگی کم چرخه در اتصالات تیر به ستون پرداخته شده است [۱۷]. در روند طراحی بهینه سازه‌ها از تحلیل پوش‌آور، و در مرحله ارزیابی خستگی کم چرخه اتصالات در قابهای خمشی مذکور از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت ۱۲ رکورد زلزله متوالی واقعی ثبت شده در سایت PEER^۳ استفاده شده است.

۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد

نسل جدید آیین‌نامه‌ها برای طراحی سازه‌ها، فلسفه جدید طراحی مبتنی بر عملکرد را مطرح می‌کنند بدین معنی که طراحی سازه متناسب با عملکردی که از آن انتظار هست انجام می‌شود. یکی از گامهای اساسی در نگرش طراحی بر اساس عملکرد^۴، تعیین اهداف عملکردی می‌باشد. اهداف عملکردی در روند طراحی بیانگر سطح عملکرد مطلوب ساختمان برای یک سطح خطر لرزه‌ای است. برای تعیین یک هدف عملکردی باید ابتدا سطح عملکرد سازه‌ای، انتخاب شود و سپس سطح خطر لرزه‌ای مربوطه تعیین شود. در بین روش‌های تحلیل غیرخطی سازه‌ها روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور^۵ روشی نسبتاً ساده و مفید بوده و با انجام آن می‌توان با

با قدرت ۷/۳ ریشتر که این زلزله بالای ۴۱۰ پس‌لرزه داشته که اکثر آنها با قدرت بزرگتر از ۴ ریشتر و تعداد کمی نیز قدرت بالای ۵ ریشتر را داشته است. با این حال سازه‌هایی که در مناطق لرزه‌خیز قرار دارند نه تنها با یک رخداد زلزله روبرو نیستند بلکه تحت خطر زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه قرار دارند زلزله‌های اصلی باعث ایجاد خرابی در اعضا سازه‌ای می‌شوند و چون زمان کافی برای تعمیر و بهسازی نیست با وقوع پس‌لرزه‌ها خرابی‌ها تشدید شده و باعث گسیختگی می‌شود. بنابراین ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت توالی لرزه‌ای امری ضروری می‌باشد که متاسفانه در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای موجود، به این مسئله توجهی نشده است. بررسی اثرات توالی لرزه‌ای روی سازه‌ها در دهه‌های اخیر بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفته است پس لرزه‌های شدید ممکن است تقاضای شکل‌پذیری و جابجایی در بسیاری از سیستم‌های تک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک مصالح را دو برابر کنند و ممکن است جابجایی پسماند سازه را بدلیل تاثیرات زلزله اصلی افزایش یا کاهش دهد و پتانسیل افزایش پاسخ سازه نیز وجود دارد که البته باید توجه داشت که پس‌لرزه‌ها همیشه نمی‌توانند هردو مولفه حداکثر شتاب و حداکثر سرعت را در سازه به طور مشابه افزایش دهد [۱۰]. اخیراً مطالعات گسترده‌ای بر روی رفتار غیرخطی سازه‌های مهندسی با چندین درجه آزادی تحت زلزله‌های متوالی متمرکز شده است و پاسخ‌های سازه‌ای تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد مقایسه قرار گرفته است [۱۱، ۱۲، ۱۳ و ۱۴]. نتایج تحقیقات فوق که بیشتر بر روی جابجایی‌ها، ماکزیمم جابجایی‌های پسماند، ماکزیمم دررفت نسبی طبقات، شاخص خسارت و تقاضای شکل‌پذیری متمرکز شده بود حاکی از افزایش چندین برابر نسبت به تک زلزله (زلزله اصلی)، بوده است. بسیاری از اعضای سازه‌ای در اثر یک رخداد زلزله رفتار خطی داشته در حالی که در اثر رخدادهای چندین زلزله وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند میتوان از تحقیقات انجام شده نتیجه گرفت عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر توالی لرزه‌ای امری ضروری می‌باشد با آنکه در روش‌های جدید طراحی سازه‌ها مانند طراحی مبتنی بر عملکرد این مسئله نادیده گرفته شده است [۱۵]. در همه مطالعات پیشین در خصوص اثر زلزله‌های متوالی بر سازه به بررسی پاسخ‌ها و پارامترهای سازه‌ای از جمله دررفت نسبی طبقات، دررفت پسماند، جابجایی ماندگار و شاخص خسارت و تقاضای شکل‌پذیری توجه شده است و تا کنون تحقیقی برای ارزیابی خرابی خستگی تحت اثر توالی لرزه‌ای صورت نگرفته است لذا در این تحقیق به مقایسه مقادیر شاخص خرابی خستگی و ماکزیمم دررفت نسبی طبقات تحت زلزله‌های متوالی و زلزله اصلی پرداخته شده است. از طرفی، در طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی

¹ Center of Mass Optimization

² Fatigue Damage Index (FDI)

³ Pacific Earthquake Engineering Research Center

⁴ Performance Base Design (PBD)

⁵ Push Over



محدودیت‌های آیین‌نامه ASCE41-13، مطابق روابط ۲ و ۳، برای تمامی اعضا تحت ترکیب بارهای ثقیل طبق رابطه ۴، می‌باشد [۱۸].

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$$

$$g_{\sigma,l}(X) = \left[\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] \leq 1 \quad (2)$$

$$, l = 1, \dots, ne$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$g_{\sigma,l}(X) = \left[\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] \leq 1 \quad (3)$$

$$, l = 1, \dots, ne$$

که در آن P_u نیروی محوری مورد نیاز، P_n مقاومت محوری اسمی، ϕ_c ضریب مقاومت، M_{ux} ، M_{uy} ، M_{nx} ، M_{ny} مقاومت خمشی مورد نیاز در جهت X و Y، ϕ_b ضریب مقاومت خمشی اسمی در جهت X و Y و فاکتور کاهش مقاومت خمشی و X بردار متغیرهای طراحی است.

$$QG = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (4)$$

که در آن Q_D و Q_L به ترتیب بارهای زنده و مرده هستند. قیدهای حالت حد نهایی محدودیت‌های دوران اعضا در سطوح عملکردی طبق رابطه ۵، بصورت زیر ارائه می‌شود:

$$o_{l,k}(X) = \frac{\theta_{K}^{IO}}{\theta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0$$

$$s_{l,k}(X) = \frac{\theta_{K}^{LS}}{\theta_{all}^{LS}} - 1 \leq 0$$

$$p_{l,k}(X) = \frac{\theta_{K}^{CP}}{\theta_{all}^{CP}} - 1 \leq 0$$

$$= 1, 2, \dots, ne$$

که θ_K^{CP} و θ_K^{LS} ، θ_K^{IO} دوران ایجاد شده در k امین عضو در سطوح عملکرد مربوطه، θ_{all}^{CP} ، θ_{all}^{LS} ، θ_{all}^{IO} مقدار دوران مجاز براساس جدول ۹-۶ آیین‌نامه ASCE 41-13، می‌باشد. قیدهای مربوط به دریافت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه ۶ بصورت زیر می‌باشند [۱۹]:

استفاده از طیف پاسخ بعنوان منحنی نیاز، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه بدست آورد. در روش تحلیل پوش‌آور با روش ضرایب تغییر مکان، سازه تحت بار جانبی که متناسب با شکل مد اول الاستیک (مود غالب)، سازه می‌باشد قرار می‌گیرد و این بار، بطور افزایشی به سازه اعمال می‌شود تا سازه به تغییر مکان از پیش تعیین تغییر مکان هدف مطابق رابطه ۱، ارائه می‌شود [۱۸]:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_g^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

از رابطه فوق مشخص است که مقدار تغییر مکان هدف از ضرب ضرایب ثابت C_0 ، تا C_2 ، در پاسخ الاستیک خطی سیستم یک درجه آزاد معادل بدست می‌آید در رابطه فوق C_0 ، ضریب اصلاح برای ارتباط دادن جابجایی طیفی سیستم یک‌درجه آزادی معادل، به جابجایی بام ساختمان، C_1 ، ضریب اصلاح برای ارتباط دادن حداکثر جابجایی غیر الاستیک به تغییر مکان محاسبه شده برای پاسخ خطی الاستیک و C_2 ، ضریب اصلاحی که اثرات شکل منحنی هیستریزیس و کاهش سختی و مقاومت را بر پاسخ تغییر مکان ماکزیمم ساختمان بیان می‌کند و S_a ، شتاب طیفی پاسخ در پریود اصلی موثر و g ، شتاب ثقل زمین و T_g ، پریود اصلی سازه می‌باشد. طبق آیین‌نامه‌های موجود در مراحل طراحی مبتنی بر عملکرد باید یکسری محدودیت‌ها از قبیل قابلیت سرویس‌دهی و حالت حدی نهایی در نظر گرفته شود که در تحقیق حاضر این مسایل بصورت قید در فرایند بهینه‌سازی اعمال شده است. بهینه‌سازی هزینه کل یک سازه شامل بهینه‌سازی هزینه‌های اولیه (وزن سازه)، و هزینه‌های وارده در طول عمر بهره برداری (هزینه چرخه عمر^۱)، می‌باشد. در فرایند بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی ویژه تمامی ضوابط آیین‌نامه‌ای بصورت قیدهایی اعمال می‌شود که شامل قیدهای اجرایی، قابلیت سرویس‌دهی و حالات حدی نهایی مطابق آیین‌نامه ASCE41-13^۲، در سه سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO^۳)، ایمنی جانی (LS^۴)، آستانه فروریزش (CP^۵) و قیدهای سطوح اطمینان مطابق FEMA 350^۶، در دو سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش می‌باشد [۱۹و۱۸]. قیدهای اجرایی همان محدودیت‌های هندسی اتصال ستون به ستون و تیر به ستون می‌باشد. قیدهای قابلیت سرویس‌دهی کنترل

¹ Life Cycle Cost

² Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

³ Immediate Occupancy

⁴ Life Safety

⁵ Collapse Prevention

⁶ Federal Emergency Management Agency

$$g_{SCWB} = \frac{\sum_{i=1}^n M_P^{Beam}}{\sum_{i=1}^m M_P^{Column}} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

در این رابطه n و m به ترتیب تعداد تیرها و ستون‌های متصل به هر گره سازه بوده M_P^{Beam} و M_P^{Column} به ترتیب لنگر پلاستیک تیر و ستون می‌باشد. بهینه‌سازی هزینه کل یک سازه فولادی با عمر مفید طراحی t که شامل nm عضو که در ng گروه طراحی تیب بندی شده است و شامل nc قید طراحی که بیان شد، بصورت رابطه ۱۰، فرمول بندی می‌شود:

$$\text{Find: } X = \{x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_{ng}\}$$

To minimize:

$$CTOT(t, X) = CIN(X) + CLS(t, X) \quad (10)$$

Subject to:

$$g_k(X) \leq 0 \quad k = 1, 2, \dots, nc$$

که در آن X متغیر طراحی و t عمر بهره‌برداری سازه و $g_k(X)$ ، k امین قید رفتاری تابع هزینه اولیه و CIN^1 تابع هزینه اولیه یا همان وزن سازه می‌باشد. و CLS^2 ، هزینه‌های وارده در طول عمر سازه که شامل هزینه‌های مربوط به تعمیر پس از زلزله، از دست دادن دارایی‌ها، جراحات و آسیب‌های وارد به اشخاص می‌باشد برای کمی‌سازی این خسارت‌ها دو شاخص حداکثر دریافت بین طبقات و حداکثر شتاب کف طبقات وجود دارد ارتباط بین این شاخص‌ها و حالات خرابی مطابق با تحقیقات ون و کانگ^۳ مطابق جدول ۱، در نظر گرفته شده است که در این تحقیق شاخص اولی مورد استفاده قرار گرفته است. در این تحقیق از روش پیشنهاد شده توسط ون و کانگ استفاده شده است که بر اساس آن هزینه تخطی از یک حالت خرابی بصورت درصدی از هزینه اولیه مطابق جدول ۱، و رابطه ۱۱، تعیین می‌شود [۲۱].

$$g_i^l(X) = \frac{\Delta_i^l}{\Delta_{all}^l} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

$$i = IO, LS, CP$$

که در آن Δ دریافت طبقات و Δ_{all} دریافت مجاز طبقات می‌باشد. قیدهایی سطوح اطمینان در دو سطح عملکرد IO و CP طبق FEM 350، بصورت رابطه ۷، اعمال می‌شوند [۲۰]:

$${}^0(X) = \frac{CL_{IO}^{IO}}{CL_{all}^{IO}} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$${}^P(X) = \frac{CL_i^{CP}}{CL_{all}^{CP}} - 1 \leq 0$$

که CL_{all}^{CP} و CL_{all}^{IO} سطوح اطمینان در نظر گرفته شده در سطح عملکرد IO و CP که در این تحقیق با توجه به آیین‌نامه FEMA 356 که ضوابط طراحی مبتنی بر عملکرد قابهای خمشی ویژه فولادی را محدود به دو سطح عملکرد مذکور کرده است، به ترتیب ۵۰٪ و ۹۰٪ انتخاب شده است. CL_i^{CP} و CL_i^{IO} سطوح اطمینان محاسبه شده در سطح عملکرد IO و CP با لحاظ بزرگترین دریافت نسبی طبقات در سطح عملکرد مربوطه می‌باشد و بصورت رابطه ۸، محاسبه می‌شود:

$$CL = \Phi \left(\frac{\kappa \beta_{UT}}{2} - \frac{\ln(\lambda)}{b \beta_{UT}} \right) \quad (8)$$

$$\lambda = \frac{\gamma \gamma_a D}{\phi C}$$

که در این رابطه γ ضریب دقت مدل، γ_a ضریب عدم قطعیت تحلیل، ضریب عدم قطعیت ظرفیت، C ظرفیت دریافت کلی سازه، λ اندیس اطمینان، Φ تابع توزیع تجمعی استاندارد، K شیب ناحیه خطر، β_{UT} ضریب عدم قطعیت می‌باشند. لازم به ذکر است که آیین‌نامه FEMA 350، چهار معیار دریافت کلی، دریافت محلی، کنترل کشش در محل وصله ستون‌ها و کنترل فشاری ستون‌ها را، جهت پذیرش قاب‌های خمشی فولادی ارائه کرده که بررسی معیارها در مطالعات پیشین، نشان دهنده‌ی حاکمیت مطلق معیار دریافت کلی، بر سه معیار دیگر بوده، به نحوی که در صورت ارضای دریافت کلی، مقادیر سایر معیارها، فاصله‌ای آشکار، از تراز اطمینان داده شده در این آیین‌نامه دارند. بنابراین جهت کاهش بار محاسباتی، فقط معیار دریافت کلی بعنوان اصلی‌ترین معیار، قید بهینه‌سازی قرار گرفته است. قیدهایی مربوط به تیر ضعیف و ستون قوی مطابق آیین‌نامه FEMA 350، مطابق رابطه ۹، کنترل می‌شود [۲۰]:

¹ Cost of Initial

² Cost of Limit State

³ Kang and Wen



جدول ۱- محدودیت‌های ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات

No.	Damage state	Mean damage index (%)	Inter-story drift (%)
1	None	0.0	$\Delta \leq 0.2$
2	Slight	0.5	$0.2 < \Delta \leq 0.5$
3	Light	5.0	$0.5 < \Delta \leq 0.7$
4	Moderate	20	$0.7 < \Delta \leq 1.5$
5	Heavy	45	$1.5 < \Delta \leq 2.5$
6	Major	80	$2.5 < \Delta \leq 5.0$
7	Destroyed	100	$5.0 < \Delta$

- مقدار بیشینه جابجایی نسبی طبقه برای هر سطح خطر ۵۰٪ در ۵۰ سال، ۱۰٪ درصد در ۵۰ سال و ۲٪ در ۵۰ سال از طریق تحلیل غیرخطی تعیین می‌شوند.
- یک منحنی با استفاده از مولفه‌های $(d, \bar{p})$ مطابق معادله ۱۴، برازش می‌شود.

$$\begin{cases} \bar{p} = -\frac{1}{\tau} \ln(1-p) \\ \bar{p}50\% = -\frac{1}{50} \ln(1-0.5) \\ \bar{p}10\% = -\frac{1}{50} \ln(1-0.1) \\ \bar{p}2\% = -\frac{1}{50} \ln(1-0.02) \end{cases} \quad (13)$$

$$\bar{P}_i = \bar{P}_i(d > d^i) = \alpha \cdot (d^i)^{-\beta} \quad (14)$$

که پارامترهای α و β با بهترین برازش جفت‌های $P_i - d^i$ بدست می‌آیند. در این تحقیق الگوریتم فراکاوشی جدید، بهینه‌سازی مرکز جرم CMO، بکارگرفته شده است [۱۷]. کارایی این الگوریتم برای حل مسائل بهینه‌سازی قابهای فولادی اثبات شده است [۱۸]. جهت پیاده‌سازی الگوریتم در فرآیند بهینه‌سازی از نرم‌افزار متلب^۳ و بمنظور انجام مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار این سیس^۴ استفاده شده است.

$$C_{LS}^d = \frac{v}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^n C_{LS}^{d,i} \cdot P^{d,i} \quad (11)$$

که n ، تعداد کل حالت‌های حدی در نظر گرفته شده است، λ نرخ تورم سالیانه، v نرخ وقوع سالیانه زلزله که با توزیع پواسون مدل می‌شود، $C_{LS}^{d,i}$ هزینه خرابی فراگذشت از حالت حدی i ام که از طریق جدول ۱، تعیین می‌شود، $P^{d,i}$ احتمال فراگذشت خرابی از حد مشخص شده می‌باشد که به شکل رابطه ۱۲، محاسبه می‌گردد:

$$\begin{aligned} l_{i,i} &= P(d > d^i) - P(d > d^{i+1}) \\ P(d > d^i) &= -\frac{1}{v} \ln(1 - (d > d^i)) \end{aligned} \quad (12)$$

$\bar{P}_i(d > d^i)$ ، احتمال فراگذشت از حد وقوع زلزله برای هر حالت حدی، $P(d > d^i)$ ، احتمال فراگذشت سالیانه از بیشینه مقدار جابجایی نسبی طبقه^۱ می‌باشد. مطابق جدول ۱، برای هر حالت خرابی یک بیشینه جابجایی نسبی طبقات تعیین شده که به محض تجاوز دررفت از مقادیر ماکزیمم فوق حالت خرابی متناظر اتفاق می‌افتد مقادیر ماکزیمم دررفت نسبی طبقات با انجام تحلیل پوش‌آور تعیین میشوند. احتمال فراگذشت سالانه i امین حالت خرابی $\bar{P}_i(d > d^i)$ در گام‌های زیر محاسبه می‌شود:

- حداقل سه سطح خطر زلزله باید در نظر گرفته شود.
- احتمال فراگذشت سالیانه بصورت رابطه ۱۳ محاسبه می‌شود:

³ Matlab
⁴ OpenSees

² Inter Story Drift

۲-۲- تحلیل خستگی

برای طراحی خستگی پر چرخه در سازه‌های فولادی، از یکسری منحنی‌های معروف به منحنی S-N، که بیان کننده مقاومت خستگی می‌باشند استفاده می‌شود منحنی S-N، بیان کننده ارتباط کمی بین مقاومت خستگی (S)، و تعداد چرخه‌های گسیختگی (N)، می‌باشد که این منحنی‌ها از نتایج داده‌های آزمایشگاهی حاصل شده‌اند. از دیدگاه مهندسی روش‌هایی که برای طراحی خستگی پر چرخه بکار گرفته می‌شوند، می‌تواند با لحاظ یکسری تمهیدات برای ارزیابی خستگی کم چرخه در اتصالات قابهای خمشی فولادی استفاده گردد در طراحی خستگی پر چرخه تغییر شکل‌ها بصورت غیر خطی و چرخه‌های شکست نسبتاً بزرگتر ($10^5 < N$)، می‌باشد در حالی که در خستگی کم چرخه چرخه‌های شکست نسبتاً کم ($N < 10^2$)، و تغییر شکل‌های الاستوپلاستیک مدنظر می‌باشد لذا برای بکارگیری روش‌های طراحی خستگی پر چرخه بمنظور ارزیابی خستگی کم چرخه در اتصالات قابهای خمشی فولادی باید در انتخاب پارامترهای تغییر شکل کلی و منحنی‌های خستگی تجدید نظر شود. مشخص است که در محدوده تغییر شکل‌های غیرخطی کرنش‌ها، دوران‌ها یا جابجایی‌ها برای بیان پاسخ‌های سازه‌ای نسبت به تنش‌ها، لنگرها یا نیروها مناسب‌تر می‌باشد بنابراین منطقی است که محدوده‌های تنش در منحنی خستگی با محدوده‌های تغییر شکل جایگزین گردد. از آنجایی که در ناحیه تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ آیین‌نامه‌های طراحی حاضر بر روی شکل‌پذیری تاکید دارند و این پارامتر بطور معمول بوسیله ظرفیت چرخش اتصالات تیر به ستون در قابهای خمشی فولادی تعریف می‌شود، که براحتی در بررسی‌های اتصالات و همچنین تحلیل‌های عددی قابل تعیین می‌باشد. تا کنون پارامترهای مختلف تغییر شکل برای ایجاد منحنی‌های خستگی لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون صلب پیشنهاد شده است که از آن جمله محدوده دوران کل شامل قسمت الاستیک و پلاستیک یا فقط قسمت پلاستیک می‌باشد [۲۲]. محدوده دوران کل یا محدوده دوران پلاستیک، به دلیل آنکه تفاوت چندانی در کاربردهای لرزه‌ای ندارند می‌توانند به عنوان پارامترهای مناسب در فرآیند ارزیابی خستگی تلقی شوند. از آنجایی که در نظر گرفتن دوره‌های الاستیک تاثیر اندکی در نتایج ارزیابی خرابی خستگی کم چرخه اتصالات صلب دارد و اندازه‌گیری محدوده دورانهای کل بعنوان پارامتر تغییر شکل در تحلیل‌های کلی قابهای خمشی و بررسی‌ها آسانتر می‌باشد [۲۶، ۲۵، ۲۴، ۲۳ و ۲۷]. لذا از معیار محدوده دوران کلی بعنوان پارامتر تغییر شکل در ارزیابی خرابی خستگی در این تحقیق استفاده شده است. در شکل (۱الف)، منحنی‌های

طراحی خستگی پر چرخه مورد استفاده در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی (Eurocode 3^۱)، نشان داده شده‌است با توجه به محدوده پایین تنش‌ها، پاسخ بصورت خطی باقی می‌ماند و تعداد چرخه‌های شکست بیشتر از $۱۰^۴$ می‌باشد و با افزایش تعداد چرخه‌ها شیب منحنی‌ها و محدوده تنش کاهش می‌یابد (ثابت نمی‌ماند). با توجه به مطالب گفته شده، در تغییر شکل‌های غیرخطی تحت زلزله‌های شدید، منحنی‌های فوق لازم است با پارامترهای تغییر شکل مناسب جایگزین شوند که در شکل (۱ب)، منحنی‌های تغییر شکل خستگی نشان داده شده‌اند. نتایج آزمایشگاهی موجود نشان می‌دهد که منحنی‌های خستگی کم چرخه مربوط به اتصالات تیر به ستون بوسیله رابطه ۱۵، ارائه می‌شود.

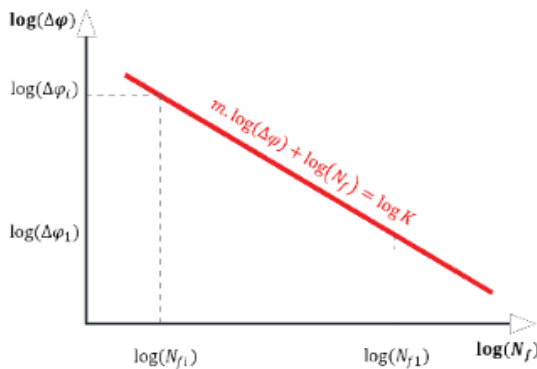
$$(۱۵)$$

$$\Delta\varphi^m N_f = K$$

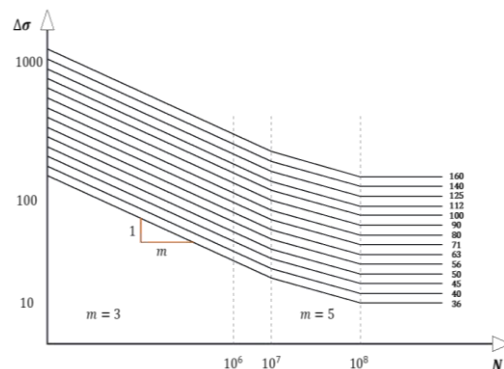
که در آن $\Delta\varphi$ ، همان محدوده دوران کل در منحنی خستگی است و N، تعداد سیکل‌های گسیختگی m، شیب منحنی خستگی و K یک ثابت می‌باشد. پارامترهای m و K، بوسیله رگرسیون داده‌های آزمایشگاهی بدست آمده‌اند [۳۰، ۲۹، ۲۸ و ۳۱]. این منحنی‌های خستگی بمنظور ارزیابی خستگی کم چرخه اتصالات تیر به ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند. تست‌های خستگی کم چرخه متعددی از همه نوع اتصال تیر به ستون توسط محققین مختلف در سرتاسر دنیا تا کنون انجام شده است که می‌توان از آن جمله به آزمایش‌های انجام شده در اروپا، آمریکا، چین و ژاپن اشاره کرد [۳۲] و [۵] نتایج حاصل از این آزمایش‌ها بر حسب محدوده دوران $\Delta\varphi$ و تعداد چرخه‌های گسیختگی (N_f)، برای هر نمونه اتصال بدست آمده از آزمایش در مقیاس لگاریتمی و تناسب خطی مطابق رابطه ۱۵، ترسیم شده و موجود هستند (شکل ۱).

¹ Design of steel structures





(ب.۱)



(الف.۱)

شکل ۱- (الف) منحنی‌های خستگی برای محدوده تنشهای مختلف (Eurocode 3)، (ب) منحنی تغییر شکل خستگی کم چرخه [۵]

شده است. در این جدول برای هر نمونه اتصال منحنی خستگی میانگین و منحنی حد پایین ارائه شده است در قابهای خمشی فولادی موجود که تحت زلزله‌های به وقوع پیوسته قرار گرفته‌اند از منحنی خستگی میانگین و در قاب‌های خمشی فولادی جدید که برای زلزله‌های آینده طراحی می‌شوند از منحنی خستگی حد پایین در تحلیل خستگی کم چرخه استفاده می‌شود [۵].

شیب m ، در منحنی‌های فوق در اکثر تستها خیلی نزدیک به مقدار متناظر در منحنی‌های طراحی خستگی پرچرخه ($m=3$)، می‌باشد. لذا به منظور حفظ سازگاری با منحنی‌های طراحی خستگی پرچرخه، نتایج آزمایش‌های خستگی کم چرخه اتصالات مطابق رابطه ۱۵، با شیب $m=3$ مجدداً رگرسیون شده و بدین ترتیب منحنی‌های خستگی کم چرخه برای اتصالات تیر به ستون حاصل شده‌اند که برای هفت نوع اتصال ارایه شده‌اند [۵]. در این تحقیق از اتصال با جزئیات مطابق جدول ۲، با مشخصه US-IM، استفاده

جدول ۲- منحنی تغییر شکل خستگی و جزئیات اتصال [۵]

Detail category	Schematic plot	Detail description	Mean fatigue curve				Lower boundary	
			m	k	² R	^b SD	m	k
US-NI		CJP field welded flange:						
		Bolted or CJP welded web:	3	6.00E-5	^c NA	1.00E-5	3	5.40E-5
US-IM		(1) US-NI: Backing bar left, Brittle material, per-N holes;						
		(2) US-IM: Backing bar removed, tough material, modified holes	3	5.10E-4	0.94	6.00E-5	3	2.49E-4

^a R is the linear correlation coefficient

^b SD is short for the standard deviation two points of test data

^c NA no linear correlation is available as there are only

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (16)$$

که با توجه به معادله ۱۵، می‌توان نوشت:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta \phi_i^m}{K} \quad (17)$$

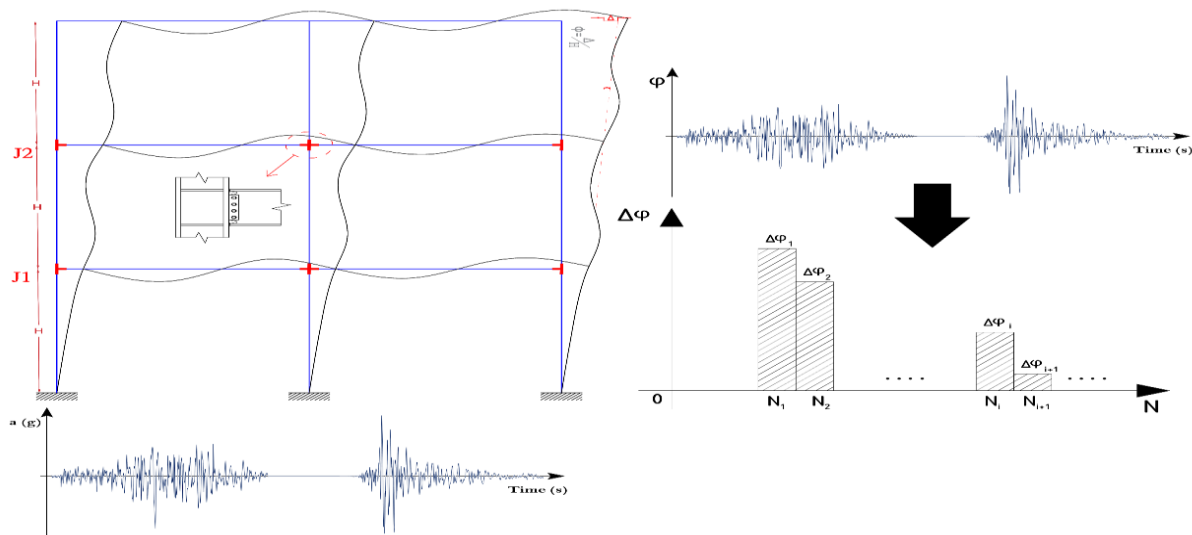
بمنظور تحلیل خستگی کم چرخه در ناحیه اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی از قانون Palmgren-Miner، مطابق رابطه ۱۶، استفاده می‌شود در مطالعه حاضر این قانون برای محاسبه خستگی تجمعی در هر اتصال بکار گرفته شده است.

انتخاب رکوردهای زمین لرزه یک مسئله‌ی مهم است زمان وقوع پس‌لرزه‌ها مستقل از زلزله‌های اصلی می‌باشد ممکن است پس‌لرزه‌های بزرگ چند ثانیه و یا حتی چند ماه پس از زلزله اصلی اتفاق افتد در ضمن نرخ وقوع میانگین و توزیع پس‌لرزه‌ها به بزرگی زلزله اصلی وابستگی دارد [۳۴ و ۳۵]. بر این اساس زلزله اصلی و پس‌لرزه‌های مربوط به هر یک از زلزله‌های متوالی واقعی طوری انتخاب شده‌اند که در یک بازه زمانی کوتاه، بوسیله ایستگاه‌های یکسان و دور از گسل و در جهت یکسان ثبت شده‌اند که تمامی زلزله‌های اصلی دارای بزرگی ۵ ریشتر یا بیشتر و پس‌لرزه‌ها دارای بزرگی برابر با زلزله اصلی و یا اندکی کمتر از زلزله اصلی می‌باشد. ماکزیمم شتاب زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌ها همگی بزرگتر یا مساوی ده درصد شتاب ثقل زمین می‌باشند لازم به ذکر است که پاسخ‌های لرزه‌ای سازه تحت توالی لرزه‌ای و زلزله اصلی مورد قیاس قرار گرفته تا تاثیر پس‌لرزه‌ها بر روی رفتار قاب‌های خمشی فولادی ویژه مشخص شوند. در جدول ۳، مشخصات زلزله‌های متوالی واقعی انتخاب شده ارائه گردیده که تمامی این زلزله‌ها از سایت PEER، استخراج شده‌اند. برای اعمال توالی لرزه‌ای به سازه به منظور جلوگیری از تداخل پاسخ‌های لرزه‌ای سازه تحت زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه یک فاصله سی ثانیه‌ای با شدت شتاب صفر بین دو رخداد لرزه‌ای متوالی اعمال می‌شود تا سازه در این بازه زمانی ارتعاشی آزاد میرا انجام داده و به حالت سکون درآید. برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بایستی هر رکورد زلزله اصلی و رکوردهای توالی لرزه‌ای به طرز مناسبی مقیاس شوند تا در زمان تناوب اصلی سازه، شتاب طیفی یکسان با طیف طراحی ارائه دهند ضرایب بدست آمده از عملیات مقیاس‌سازی با استفاده از روش موجود در آیین نامه-ASCE41-13 در رکوردهای زلزله اصلی و زلزله‌های متوالی گرفته شده از سایت PEER، اشاره شده در جدول ۳، ضرب شده سپس مورد استفاده قرار گرفته شده است.

که در رابطه ۱۷، k ، m و $\Delta\varphi_i$ قبلاً تعریف شده‌اند و N_{fi} تعداد چرخه‌های گسیختگی متناظر با هر محدوده دوران می‌باشد. برای ارزیابی خرابی خستگی کم‌چرخه اتصالات نیاز به تاریخچه پاسخ جابجایی نسبی جانبی نقطه عطف ستون‌های طبقه بالا و پایین اتصال تیر به ستون (Δ)، می‌باشد که با تقسیم بر طول فاصله نقطه عطف ستون‌های بالا و پایین اتصال تیر به ستون (در صورت مساوی بودن طول ستون‌های بالا و پایین ناحیه اتصال این مقدار برابر ارتفاع طبقه می‌باشد)، تبدیل به تاریخچه پاسخ دررفت نسبی طبقه مربوط به اتصال تیر به ستون می‌شود بدین منظور از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای متوالی لرزه‌ای و زلزله اصلی مطابق جدول ۳، استفاده شده است که تاریخچه پاسخ زاویه دررفت داخلی طبقه (φ)، بیانگر تغییر شکل کلی تحمیل شده بر اتصال است که طی زلزله تجربه کرده است. بعد از انجام تحلیل برای شمارش تعداد چرخه‌های (n_i)، متناظر با هر محدوده دوران ($\Delta\varphi_i$)، حاصل از پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی دررفت نسبی طبقات، از روش شمارش چرخه سیلان-باران مطابق شکل ۲، استفاده می‌شود و مقادیر m و k با توجه به نوع اتصال و منحنی $\Delta\varphi-N_f$ ، مربوط به جزئیات اتصال تیر به ستون تعیین می‌شود در نهایت مطابق معادله ۱۷، شاخص خرابی خستگی هر اتصال محاسبه می‌شود [۵] و [۳۳].

۳-۲- توالی لرزه‌ای

در حالت کلی توالی لرزه‌ای شامل پیش‌لرزه، زلزله اصلی و پس‌لرزه می‌باشد در این تحقیق برای مطالعه پاسخ‌های لرزه‌ای از جمله دررفت نسبی طبقات و خستگی کم‌چرخه در اتصالات از ۱۲ توالی لرزه‌ای واقعی شامل زلزله اصلی و حداقل یک پس‌لرزه در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. عدم قطعیت‌های موجود در بارگذاری لرزه‌ای و مقاومت اعضای سازه‌ای در رفتار سازه‌ها در حین زلزله تاثیرگذار است با توجه به متفاوت بودن دامنه واقعی و محتوای فرکانسی و زمان تداوم پس‌لرزه‌ها،



شکل ۲- نحوه استخراج محدوده دررفت نسبی برحسب تعداد چرخه‌ها در قاب‌های خمشی تحت زلزله.

جدول ۳- زلزله‌های متوالی مورد استفاده در این مطالعه.

No.	Seismic sequence	Station	Date	Magnitude	PGA(g)
1	Mammoth Lakes I	54301 Mammoth Lake H.S.	25/05/80	6.06	0.321
			25/05/80	5.69	0.39
2	Mammoth Lakes II	42 Convict Lakes	31/05/80	4.8	0.196
			11/06/80	4.85	0.191
3	Irpina I	Rionero in Vulture	23/11/80	6.9	0.106
			23/11/80	6.2	0.099
4	Chi-Chi	CWB 99999 TCU075	20/09/99	7.62	0.33
			20/09/99	6.2	0.26
			25/09/99	5.9	0.22
5	Whittier I	24461 Alhambra, Fremont Sch	10/01/87	6.0	0.333
			10/04/87	5.3	0.174
6	Whittier II	24402 Altadena - Eaton Canyon	10/01/87	6.0	0.299
			10/04/87	5.3	0.264
7	Whittier III	24401 San Marino, SW Academy	10/01/87	6.0	0.128
			10/04/87	5.3	0.156
8	Coalinga	46T04 CHP	22/07/83	6.0	0.605

			25/07/83	5.3	0.73
9	Irpinia II	Calitri	23/11/80	6.9	0.132
			23/11/80	6.2	0.177
10	Whittier IV	24399Mt.Wilson - CIT Seis Sta	10/01/87	6.0	0.123
			10/04/87	5.3	0.158
11	Northridge	Rinaldi Receiving Sta	17/01/94	6.69	0.472
			17/01/94	5.93	0.475
12	Mammoth Lakes III	54099 Convict Creek	25/05/80	6.1	0.442
			25/05/80	6.0	0.178
			25/05/80	6.1	0.208
			25/05/80	5.7	0.432
			25/05/80	6.2	0.316

۲-۴- روش‌شناسی تحقیق

طرح کلی روش پیشنهادی در این تحقیق در گامهای زیر مرتب شده است:

گام‌های بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد:

۱- انتخاب یک مجموعه از جمعیت اولیه بصورت تصادفی بمنظور طراحی بهینه قابهای خمشی فولادی ویژه.

۲- بررسی قیدهای هندسی و مقاومتی برای جمعیت اولیه انتخاب شده در طراحی قابها.

۳- انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بمنظور بررسی قیدهای طراحی مبتنی بر عملکرد مطابق ASCE41-13 و FEMA-350 برای هر مجموعه جمعیت که قیدهای گام دوم را نقض نکرده‌اند.

۴- بررسی قیدهای مربوط به تیر ضعیف ستون قوی برای هر مجموعه جمعیت که قیدهای گام دوم و سوم را نقض نکرده‌اند.

۵- استفاده از الگوریتم CMO، برای بهینه‌سازی قابهای خمشی فولادی ویژه با تابع هدفی که هزینه اولیه و نهایی را منظور کند.

۶- تعیین پنج طرح بهینه بر اساس هزینه اولیه و هزینه نهایی با الگوریتم و فرآیند بهینه‌سازی اشاره شده در گامهای قبل و نامگذاری حل های بدست آمده تحت عنوان حل بهینه براساس هزینه اولیه و حل بهینه بر اساس هزینه نهایی.

گام‌های ارزیابی لرزه ای خرابی خستگی کم چرخه اتصالات تیر به ستون:

۷- مقیاس کردن زلزله اصلی و زلزله متوالی در نظر گرفته شده در زمان تناوب مود اول هر یک از طرح بهینه‌ها به طیف طراحی زلزله سطح خطر دو متناسب با آیین نامه ۲۸۰۰ ایران.

۸- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای هم پایه (مقیاس)، شده زلزله‌های اصلی و زلزله‌های متوالی، هر یک از طرح‌های بهینه بمنظور تعیین پاسخ تاریخیچه زمانی دریافت نسبی هر طبقه.

۹- تبدیل منحنی پاسخ تاریخیچه زمانی دریافت نسبی طبقات به نمودار $\Delta\varphi - n$ بمنظور تعیین تعداد چرخه‌های هر محدوده دوران برای تمامی زلزله‌های اصلی و زلزله های متوالی لیست شده در جدول شماره ۳.

۱۰- محاسبه شاخص خرابی خستگی کم چرخه اتصالات تیر به ستون در هر یک از طرحهای بهینه برای تمامی طبقات به جز طبقه آخر مطابق رابطه ۱۷، تحت هریک از زلزله های متوالی و زلزله اصلی لیست شده در جدول ۳.

۱۱- مقادیر میانگین شاخص خرابی خستگی و ماکزیمم دریافت نسبی طبقات برای دوازده تا رکورد لرزه‌ای متوالی و زلزله اصلی برای حل‌های بهینه.

۱۳- هریک از حل های بهینه گروه ^۱OIC و ^۲OTC، برای شاخص خرابی خستگی اتصال هر طبقه و مقدار میانگین شاخص خرابی خستگی تحت دوازده رکورد زلزله اصلی و متوالی مقایسه میشود در صورتی که مقدار شاخص خرابی خستگی متوسط از یک بیشتر باشد یعنی اتصال فوق آسیب‌پذیر میباشد. بدین ترتیب تاثیر

¹ Optimum Initial Cost

² Optimum Total Cost



مدل از تبدیل هندسی P-Delta استفاده شده است. اتصالات تیر به ستون بصورت صلب و اتصال پای ستون گیردار می باشد که بال و جان تیرها با جوش نفوذی کامل به صفحه ستون ها جوش داده شده است. مقادیر بار مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ کیلوگرم بر متر و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر که بصورت خطی بر روی تیرها اعمال شده است قاب ها بر روی خاک نوع ۳، و در منطقه با خطر نسبی لرزه ای زیاد قرار گرفته است. انتخاب مقاطع بعنوان متغیرهای طراحی در فرآیند بهینه سازی از میان مقاطع W، شکل موجود در پایگاه داده AISC که شرایط فشردگی لرزه ای را برآورد می کنند، صورت گرفته و در جدول ۴، آورده شده است. لازم به ذکر است که محاسبات مربوط به شاخص خرابی خستگی و دریافت نسبی طبقه در سطح خطر لرزه ای دو تعیین شده اند [۱۸].

تابع هدف و توالی لرزه ای بر روی شاخص خرابی خستگی لرزه ای تعیین خواهد شد.

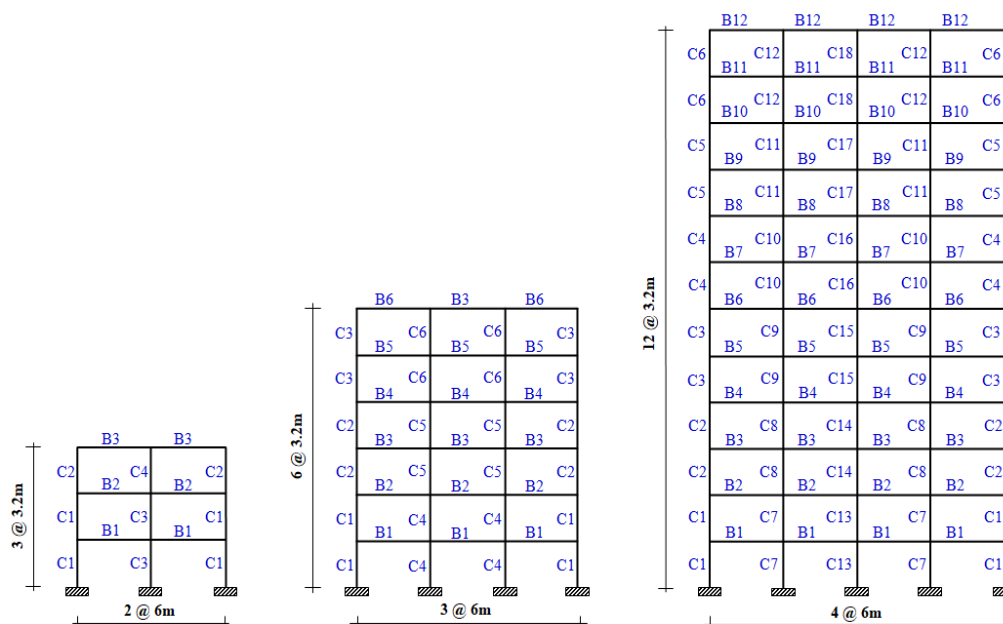
۳- نتایج عددی

در این مطالعه سه قاب خمشی فولادی ویژه دوبعدی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه بمنظور بررسی اهداف تحقیق در نظر گرفته شده است مشخصات هندسی و گروه بندی اعضا در شکل ۳، نشان داده شده است، مقدار مدول الاستیسیته فولاد 210Gp، و تنش تسلیم فولاد 235Mpa می باشد. برای رفتار فولاد، مدل دوخطی با سخت شوندگی کینماتیک که کرنش سخت شوندگی برابر ۰/۰۳ لحاظ گردیده، استفاده شده است. برای مدلسازی و انجام تحلیل های سازه ای از نرم افزار Open Sees استفاده شده است برای تیرها و ستونها المان تیر- ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده بکار گرفته شده است. برای اضافه کردن اثرات پی-دلتا به

جدول ۴- لیست مقاطع مورد استفاده در بهینه سازی

Beam				Column			
W21×50	13	W12×19	1	W14×257	13	W14×48	1
W21×57	14	W12×22	2	W14×283	14	W14×53	2
W24×55	15	W12×35	3	W14×311	15	W14×68	3
W21×68	16	W12×50	4	W14×342	16	W14×74	4
W24×62	17	W18×35	5	W14×370	17	W14×82	5
W24×76	18	W16×45	6	W14×398	18	W14×132	6
W24×84	19	W18×40	7	W14×426	19	W14×145	7
W27×94	20	W16×50	8	W14×455	20	W14×159	8
W27×102	21	W18×46	9	W14×500	21	W14×176	9
W27×114	22	W16×57	10	W14×550	22	W14×193	10
W30×108	23	W18×50	11	W14×605	23	W14×211	11
W30×116	24	W21×44	12	W14×665	24	W14×233	12





شکل ۳ - مشخصات هندسی قابهای خمشی ویژه فولادی.

جدول ۵- حل بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل قاب خمشی سه طبقه

Design variables	Optimum performance-based solution									
	S_1^I	S_2^I	S_3^I	S_4^I	S_5^I	S_1^T	S_2^T	S_3^T	S_4^T	S_5^T
C_1	W14×48	W14×48	W14×53	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53	W14×48
C_2	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48
C_3	W14×74	W14×53	W14×68	W14×53	W14×53	W14×68	W14×74	W14×74	W14×82	W14×68
C_4	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53	W14×53	W14×68	W14×68	W14×74	W14×53	W14×48
B_1	W12×22	W12×35	W12×35	W12×35	W12×35	W18×40	W18×40	W18×40	W18×35	W18×40
B_2	W18×35	W12×35	W12×35	W12×35	W12×35	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×35
B_3	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×35
C_0 (kg)	3719/78	3750/98	3758/67	3775/29	3799/59	4171/53	4229/88	4259/04	4235/95	4216/91
CL_{IO} (%)	50/27	53/21	50/28	52/68	53/12	98/17	98/27	98/29	97/66	97/20
CL_{CP} (%)	99/81	99/76	99/81	99/76	99/84	99/75	100	100	100	100

تمامی حل‌های بهینه بدست آمده در محدوده مجاز می‌باشد. لازم به ذکر است در مرحله طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی از تحلیل پوش‌آور برای استخراج پارامترهای سازه‌ای مانند دررفت نسبی طبقات و دوران غیرخطی المان‌های تیر و ستون استفاده شده است. با توجه به جزئیات اتصال تیر به ستون

۳-۱- قاب خمشی ویژه فولادی سه طبقه

در جدول ۵، حل‌های بهینه با تابع هدف هزینه اولیه (وزن سازه)، از S_5^I تا S_1^I و پنج حل بهینه با تابع هدف هزینه کل S_1^T تا S_5^T ارائه شده‌اند. با توجه به نتایج سطوح اطمینان در جدول ۵، برای حل‌های بهینه قاب ۳ طبقه، مشاهده می‌شود سطوح اطمینان برای



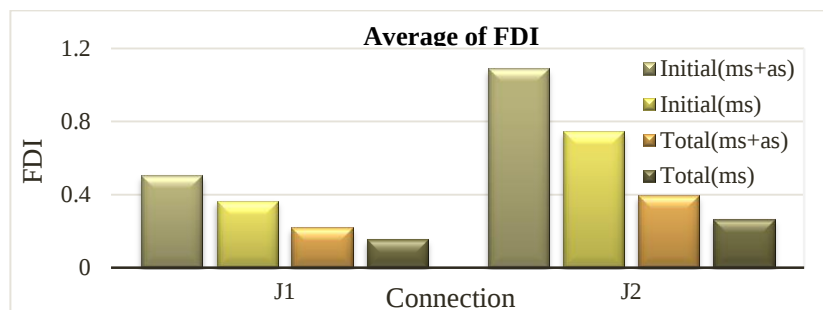
مذکور مشخص است که قاب‌های بهینه براساس هزینه کل دارای مقادیر کمتر دریافت نسبی طبقات نسبت به قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه می‌باشند. در شکل ۶ مقادیر میانگین دریافت نسبی طبقات برای دوازده زلزله متوالی و اصلی نمایش داده شده است که نشان می‌دهد ماکزیمم دریافت نسبی طبقه در هر دوگروه حل بهینه در طبقه سوم رخ داده است و مقدار میانگین بیشینه دریافت نسبی طبقات تحت توالی لرزه‌ای در قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه و براساس هزینه کل به ترتیب ۲/۴۴٪ و ۱/۸۲٪ می‌باشد که نسبت به مقادیر متناظر تحت زلزله اصلی ۲/۱۸٪ و ۱/۶۸٪، به مقدار ۱۱/۹٪ و ۸/۳٪ بیشتر می‌باشند.

و از آنجایی که سازه‌ها به صورت طرح از ابتدا می‌باشند مطابق با جدول ۲، مقادیر $m=3$ و $k=2/49e-4$ ، برای منحنی خستگی انتخاب شده است با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و اعمال قانون ماینر و رابطه ۱۷، مقادیر شاخص خرابی خستگی (FDI^1)، برای اتصالات تمامی طبقات قاب‌های بهینه شده در شکل ۴ نمایش داده شده است. در این شکل J_1 قاب‌های بهینه سازی شده بر اساس هزینه کل، و J_2 قاب‌های بهینه‌سازی شده بر اساس هزینه اولیه می‌باشند. با توجه به مقارن بودن قاب‌ها و عدم تغییر شکل محوری تیرها که باعث یکسان بودن تغییرمکان جانبی گره اتصالات در یک طبقه می‌شود لذا تاریخچه پاسخ دوران دریافت همه اتصالات (φ)، در یک طبقه یکسان بوده و در نتیجه تحلیل خستگی برای یک اتصال از هر طبقه صورت گرفته است. از نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود که در تمامی رخدادهای لرزه‌ای مقدار شاخص خرابی خستگی در حل‌های بهینه OIC^2 و OTC^3 ، در حالت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی مقدار بیشتری دارد و همچنین حل‌های بهینه براساس هزینه کل در تمامی رخدادهای لرزه‌ای نسبت به حل‌های بهینه براساس هزینه اولیه مقدار شاخص خرابی خستگی کمتری دارد و از طرفی مشاهده می‌شود که در قاب سه طبقه بهینه شده براساس هزینه اولیه در اکثر زلزله‌های متوالی مقدار این شاخص بزرگتر از مقدار بحرانی ($FDI=1$)، بوده و این سازه‌ها در برابر خستگی کم چرخه آسیب پذیر می‌باشند. در شکل ۴، همچنین میانگین شاخص خرابی خستگی تحت همه زلزله‌ها ارایه شده است که بطور قطع می‌توان گفت بیشینه مقدار میانگین شاخص خرابی خستگی تحت توالی لرزه‌ای که در طبقه دوم اتفاق افتاده بترتیب ۱/۰۸۹ و ۰/۴۰، می‌باشد که بیانگر آسیب پذیر بودن قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه در برابر پدیده خستگی کم چرخه می‌باشند. بمنظور آشکار شدن تاثیر توالی لرزه‌ای بر روی رفتار قاب‌های خمشی ویژه فولادی به مقایسه دریافت نسبی طبقات تحت زلزله متوالی و زلزله اصلی توجه شده است دریافت نسبی طبقه بصورت ماکزیمم جابجایی نسبی به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود و بعنوان یکی از اساسی ترین پارامترهای سازه‌ای مطرح می‌باشد. در شکل ۵ مقادیر دریافت نسبی طبقات تحت دوازده زلزله متوالی واقعی و زلزله‌های اصلی در سطح خطر لرزه‌ای ۱۰٪ در ۵۰ سال نشان داده شده است و مشخص است در اکثر رخدادهای لرزه‌ای دریافت نسبی طبقه در حالت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی دارای مقادیر بزرگتری می‌باشد و از طرفی از نمودارهای

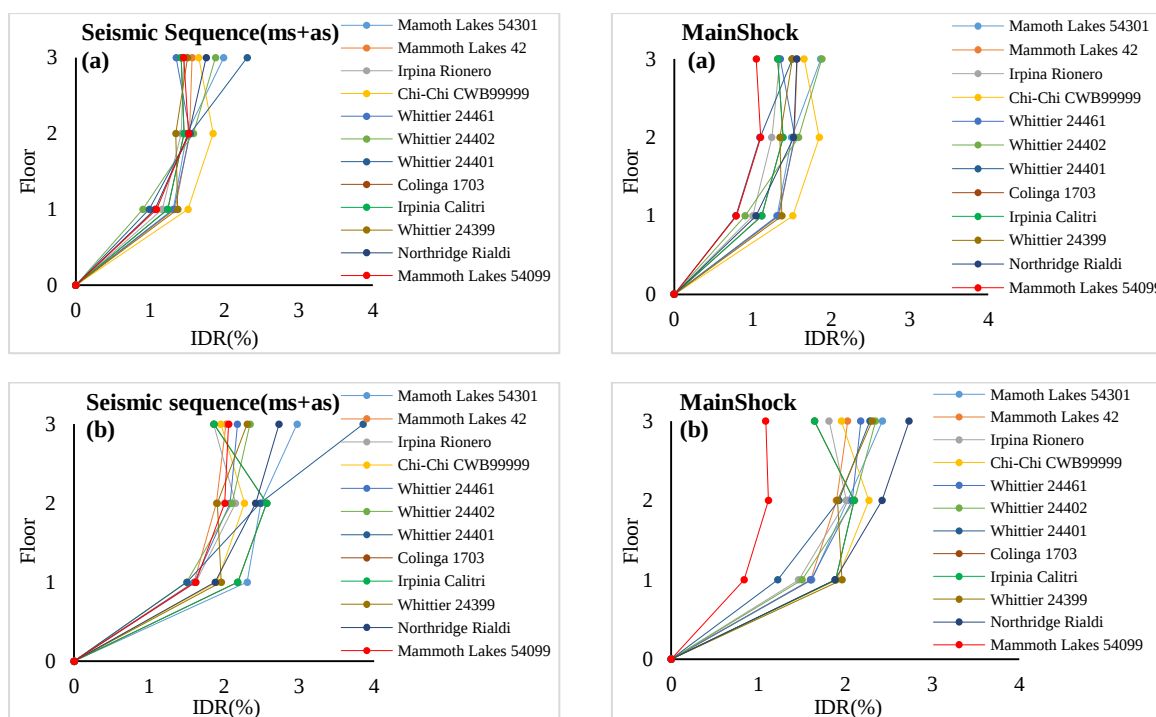
¹ Fatigue Damage Index

² Optimum Initial Cost

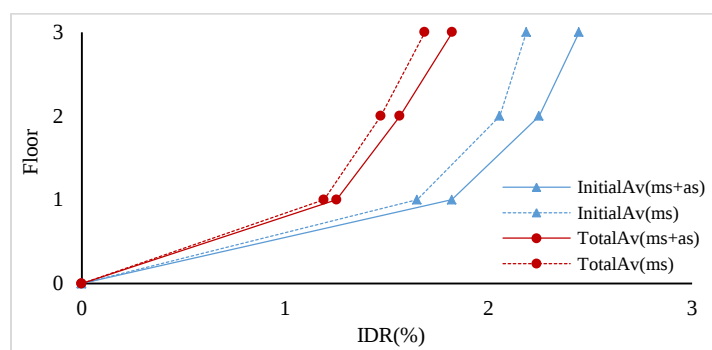
³ Optimum Total Cost



شکل ۴- شاخص خرابی خستگی اتصالات و مقدار میانگین آن تحت ۱۲ رکورد زلزله متوالی اصلی در قاب خمشی ویژه فولادی سه طبقه



شکل ۵- ماکزیمم دررفت نسبی طبقات قاب سه طبقه (a) میانگین حل‌های بهینه براساس هزینه کل (b) میانگین حل‌ها براساس هزینه اولیه



شکل ۶- میانگین دررفت نسبی طبقات قاب سه طبقه تحت دوازده رکورد لرزه ای



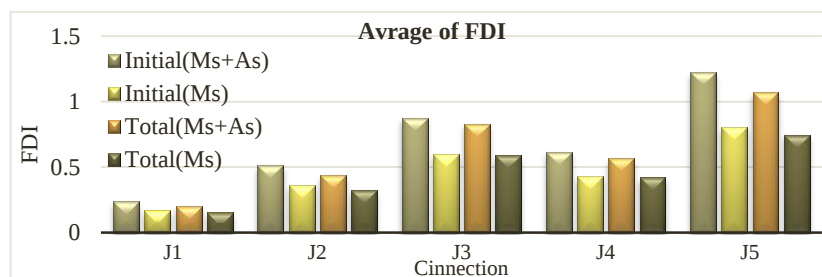
می‌باشند. نتایج حاصل از ارزیابی خستگی کم چرخه اتصالات قاب خمشی شش طبقه در شکل ۷، ارائه شده است.

۳-۲- قاب خمشی ویژه فولادی شش طبقه

در جدول ۶، حل‌های بهینه با تابع هدف هزینه اولیه و تابع هدف هزینه کل نشان داده شده است که مشاهده می‌شود تمامی حل‌های بدست آمده دارای سطوح اطمینان در ناحیه مجاز

جدول ۶- ده حل بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل قاب خمشی شش طبقه

Design variables	Optimum performance-based solution									
	S_1^I	S_2^I	S_3^I	S_4^I	S_5^I	S_1^T	S_2^T	S_3^T	S_4^T	S_5^T
C ₁	W14×53	W14×53	W14×68	W14×68	W14×74	W14×68	W14×74	W14×68	W14×68	W14×68
C ₂	W14×53	W14×53	W14×48	W14×48	W14×53	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48
C ₃	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48
C ₄	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×82	W14×74	W14×74	W14×82	W14×82
C ₅	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×82	W14×74	W14×74	W14×82	W14×82
C ₆	W14×74	W14×68	W14×74	W14×68	W14×68	W14×68	W14×68	W14×74	W14×48	W14×48
B ₁	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×40	W18×40	W18×35	W18×40
B ₂	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×46	W18×40	W18×40	W18×46	W18×46
B ₃	W18×40	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×40	W18×40	W18×35	W18×40
B ₄	W18×35	W18×45	W18×35	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×35	W18×35
B ₅	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×35	W12×35
B ₆	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22
C ₀ (kg)	12386/97	12407/03	12438/23	12458/28	12672/21	12898/49	12848/45	12848/45	12727/51	13000/99
CL ₁₀ (%)	51/47	50/62	51/52	50/17	50/52	59/20	55/17	59/15	56/08	62/25
CL _{CP} (%)	99/23	98/95	99/39	99/35	99/36	99/59	99/58	99/57	99/28	99/54



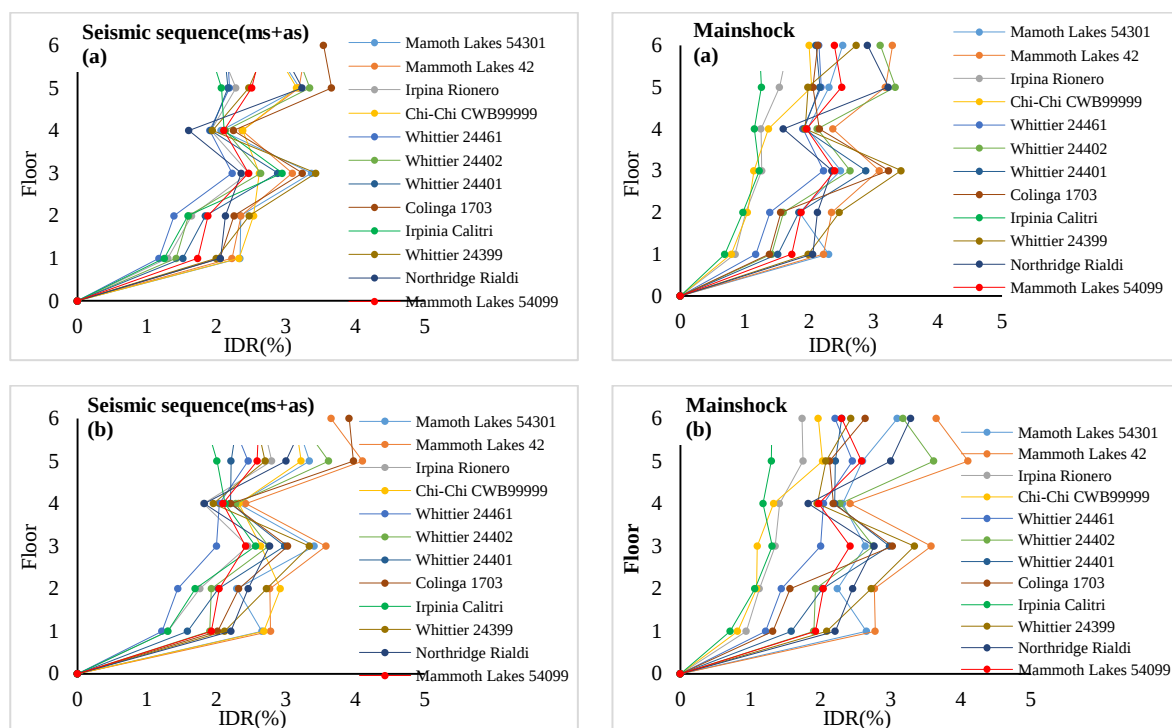
شکل ۷- شاخص خرابی خستگی اتصالات و مقدار میانگین آن تحت دوازده رکورد زلزله متوالی اصلی در قاب خمشی فولادی شش طبقه.

در تعداد کمی رخدادهای لرزه‌ای بیشتر از یک می‌باشد لذا لازم است در قاب شش طبقه این پدیده در ارزیابی لرزه‌ای بخصوص تحت توالی لرزه‌ای مورد توجه قرارگیرد در خصوص مقایسه مقادیر

مشاهده می‌گردد. در اکثر رخدادهای لرزه‌ای متوالی مقدار شاخص خرابی خستگی فراتر از مقدار بحرانی برای حل‌های بهینه هر دو گروه می‌باشد. ضمن آنکه تحت زلزله‌های اصلی مقدار این شاخص

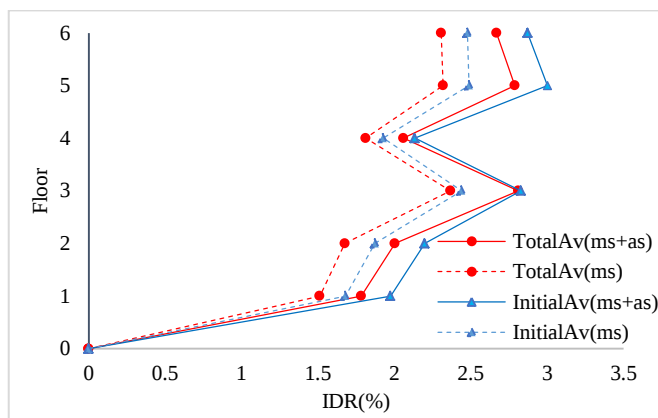
دریافت نسبی طبقات و میانگین آنها تحت دوازده زلزله متوالی واقعی و زلزله‌های اصلی نشان داده شده است. که این مقادیر برای زلزله سطح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال تعیین شده است. در شکل ۹، مقادیر میانگین دریافت نسبی طبقات قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل برای دوازده زلزله متوالی ارائه شده است. که نشان می‌دهد بیشینه دریافت نسبی در طبقه پنجم اتفاق می‌افتد و همچنین بیشینه دریافت نسبی طبقه پنجم تحت زلزله متوالی نسبت به زلزله اصلی در قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل به ترتیب ۲۰/۹۶٪ و ۲۴/۲۴٪، بزرگتر است. از نتایج بدست آمده مشخص است در اکثر رخداد‌های لرزه‌ای ماکزیمم دریافت نسبی طبقه (IDR)، در حالت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی دارای مقادیر بزرگتری می‌باشد و از طرفی از نمودارهای مذکور پیداست که حل‌های بهینه براساس هزینه کل دارای مقادیر کمتر دریافت نسبی طبقات نسبت به حل‌های بهینه براساس هزینه اولیه می‌باشند.

شاخص خرابی خستگی اتصالات تیر به ستون در سازه‌های بهینه شده براساس هزینه کل و اولیه مشاهده می‌گردد که در اکثر رخداد‌های لرزه‌ای متوالی و رخداد لرزه‌ای واحد (زلزله اصلی)، سازه‌های بهینه شده براساس هزینه کل، نسبت به سازه‌های بهینه شده براساس هزینه اولیه دارای مقادیر کمتر شاخص خرابی خستگی می‌باشند. عبارتی دیگر در مقابل پدیده خرابی خستگی کم چرخه مقاوم‌تر می‌باشد که این نتیجه‌گیری برای توالی لرزه‌ای و زلزله‌های اصلی در هر دو گروه حل معتبر می‌باشد. بمنظور مقایسه بهتر مقادیر میانگین شاخص خرابی خستگی حاصل از دوازده زلزله متوالی و زلزله‌های اصلی نیز در شکل ۷، نشان داده شده است که می‌توان نتیجه گرفت که ماکزیمم مقدار میانگین شاخص خرابی خستگی در طبقه پنجم اتفاق می‌افتد بطوری که این مقدار برای قاب‌های بهینه براساس هزینه کل تحت توالی لرزه‌ای ۱/۰۷، و برای قاب‌های بهینه براساس هزینه اولیه ۱/۲۲، می‌باشد که نشان دهنده آسیب‌پذیر بودن این سازه‌ها تحت توالی لرزه‌ای در برابر پدیده خرابی خستگی کم چرخه می‌باشند. در شکل ۸، مقادیر



شکل ۸- ماکزیمم دریافت نسبی طبقات قاب شش طبقه (a) میانگین حل‌های بهینه براساس هزینه کل (b) میانگین حل‌های بهینه براساس هزینه اولیه





شکل ۹- میانگین دررفت نسبی طبقات قاب شش طبقه تحت دوازده رکورد لرزه‌ای

میانگین شاخص خرابی خستگی تحت زلزله اصلی در طبقه یازده بزرگتر از یک و در سایر طبقات کمتر از مقدار بحرانی یک می‌باشد. این نتایج مشخص می‌کند که قاب خمشی ویژه فولادی دوازده طبقه در برابر پدیده خستگی لرزه‌ای کم چرخه برای هر دو گروه حل بهینه تحت توالی لرزه ای و زلزله اصلی آسیب پذیر است. در شکل ۱۱، مقادیر دررفت نسبی طبقات تحت دوازده زلزله متوالی واقعی و زلزله‌های اصلی نشان داده شده است که این مقادیر برای زلزله سطح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال تعیین شده است و مشخص است در اکثر رخدادهای لرزه‌ای بیشینه دررفت نسبی طبقه (IDR)، در حالت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی دارای مقادیر بزرگتری می‌باشد و از طرفی از نمودارهای مذکور مشخص می‌شود که قاب‌های بهینه براساس هزینه کل دارای مقادیر کمتر دررفت نسبی طبقات نسبت به حل های بهینه براساس هزینه اولیه می‌باشند. در شکل ۱۲، مقادیر میانگین دررفت نسبی طبقات قاب‌های بهینه بر اساس هزینه اولیه و هزینه کل برای دوازده زلزله متوالی و اصلی نمایش داده شده است و مشخص است که ماکزیمم دررفت نسبی همانند شاخص خرابی خستگی در طبقه یازده اتفاق می‌افتد و مقدار ماکزیمم دررفت نسبی تحت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی در حل‌های بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل به ترتیب ۱۲/۳۴٪ و ۱۳/۱۵٪ بزرگتر می‌باشد.

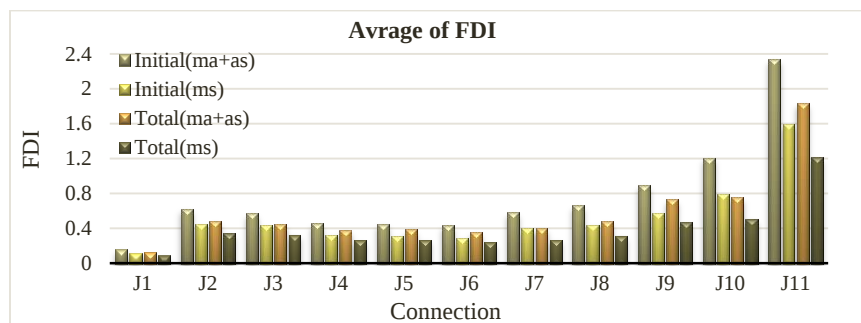
۳-۳- قاب خمشی ویژه فولادی دوازده طبقه

در قاب ۱۲ طبقه نیز مشابه قاب سه و شش طبقه پنج حل بهینه با تابع هدف هزینه اولیه (وزن سازه)، از S_1^I تا S_5^I و پنج حل بهینه با تابع هدف هزینه کل S_1^T تا S_5^T بدست آورده شده است و در جدول ۷، ارائه شده است که مشاهده می‌شود تمامی حل‌های بهینه بدست آمده دارای سطوح اطمینان در ناحیه مجاز می‌باشند. در شکل ۱۰، مقادیر شاخص خرابی خستگی کم چرخه اتصالات تیر به ستون در قاب دوازده طبقه ارائه شده است از بررسی نتایج حاصل شده مشخص می‌شود که شاخص خرابی خستگی تحت توالی لرزه‌ای بزرگتر از زلزله اصلی برای هر دو گروه حل بهینه می‌باشد و شاخص خرابی خستگی در حالت بهینه براساس هزینه اولیه دارای مقادیر بزرگتر نسبت به حل بهینه براساس هزینه کل می‌باشد. در شکل ۱۰، همچنین مقادیر میانگین شاخص خرابی خستگی تحت دوازده زلزله اصلی و متوالی نشان داده شده است که نشان می‌دهد مقدار میانگین شاخص خرابی خستگی در طبقات ده و یازده تحت توالی لرزه‌ای برای گروه حل بهینه بر اساس هزینه اولیه به ترتیب ۱/۲۲ و ۲/۳۳ می‌باشد که بزرگتر از مقدار بحرانی واحد می‌باشد در حالی که در بقیه طبقات کوچکتر از مقدار بحرانی یک است. در گروه حل بهینه براساس هزینه کل مقدار میانگین شاخص خرابی خستگی تحت توالی لرزه‌ای فقط برای طبقه یازده ۱/۸۳ می‌باشد. در هر دو گروه حل بهینه مقدار

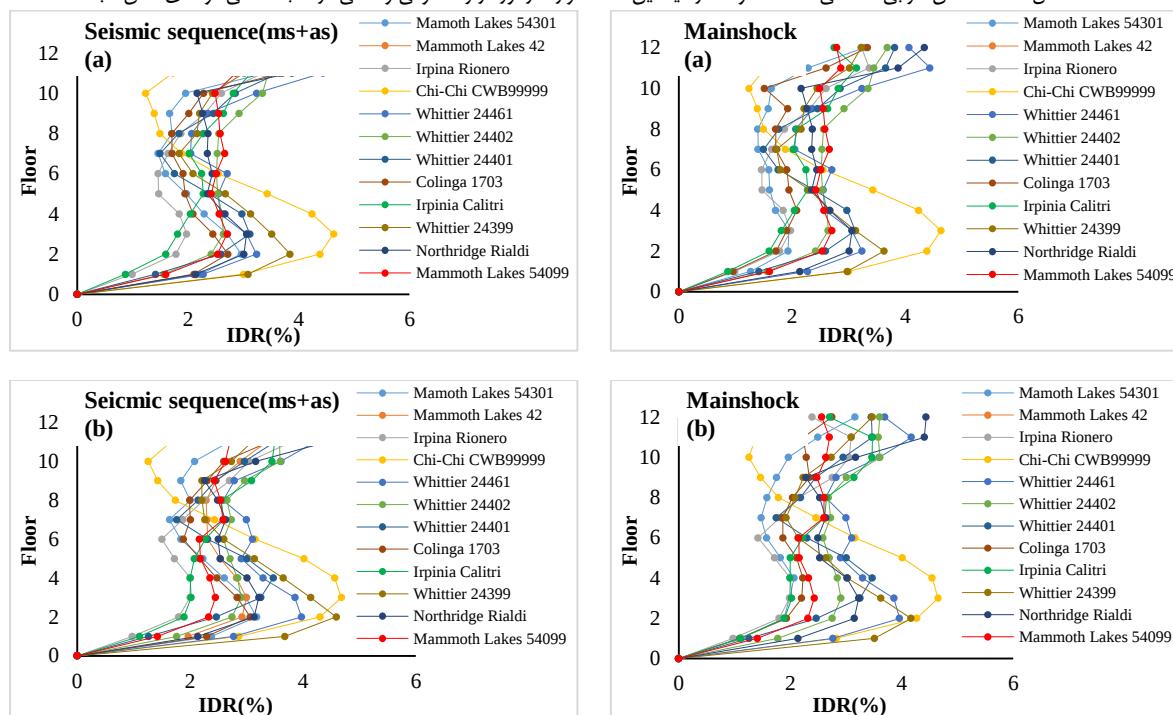
جدول ۷- حل بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل قاب خمشی دوازده طبقه.

Design variables	Optimum performance-based solutions									
	S_1^I	S_2^I	S_3^I	S_4^I	S_5^I	S_1^T	S_2^T	S_3^T	S_4^T	S_5^T
C ₁	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₂	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₃	W14×68	W14×74	W14×68	W14×68	W14×68	W14×74	W14×74	W14×82	W14×74	W14×74
C ₄	W14×53	W14×53	W14×53	W14×53	W14×68	W14×53	W14×53	W14×53	W14×53	W14×53
C ₅	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53	W14×53	W14×48	W14×48
C ₆	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48
C ₇	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₈	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₉	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₀	W14×82	W14×82	W14×82	W14×74	W14×82	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₁	W14×68	W14×68	W14×68	W14×68	W14×68	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74
C ₁₂	W14×48	W14×48	W14×53	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53	W14×48	W14×48	W14×48
C ₁₃	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₄	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₅	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₆	W14×82	W14×82	W14×74	W14×132	W14×82	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132	W14×132
C ₁₇	W14×68	W14×68	W14×74	W14×68	W14×68	W14×74	W14×74	W14×74	W14×74	W14×132
C ₁₈	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53	W14×53	W14×48	W14×48	W14×48	W14×48	W14×53
B ₁	W18×35	W18×35	W21×44	W18×40	W18×40	W21×44	W21×44	W21×44	W21×50	W21×44
B ₂	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50
B ₃	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50
B ₄	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50
B ₅	W18×46	W18×46	W21×44	W18×46	W18×46	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50	W21×50
B ₆	W18×46	W18×46	W21×44	W18×46	W18×46	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44
B ₇	W18×40	W18×40	W21×40	W18×40	W18×40	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44	W21×44
B ₈	W18×35	W18×40	W18×40	W18×35	W18×40	W18×40	W18×46	W18×40	W18×40	W18×40
B ₉	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×40	W18×35	W18×40	W18×50	W18×40
B ₁₀	W12×35	W12×35	W18×35	W12×35	W12×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35
B ₁₁	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22
B ₁₂	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22
C ₀ (kg)	42173/97	42472/98	42647/20	42742/01	42872/47	45448/48	45667/26	45688/33	45715/88	45865/79
CL ₁₀ (%)	50/18	50/26	52/01	50/16	50/01	71/44	71/12	70/82	71/47	71/35
CL _{CP} (%)	97/63	96/97	97/10	97/89	97/28	98/61	98/56	98/61	98/82	98/90

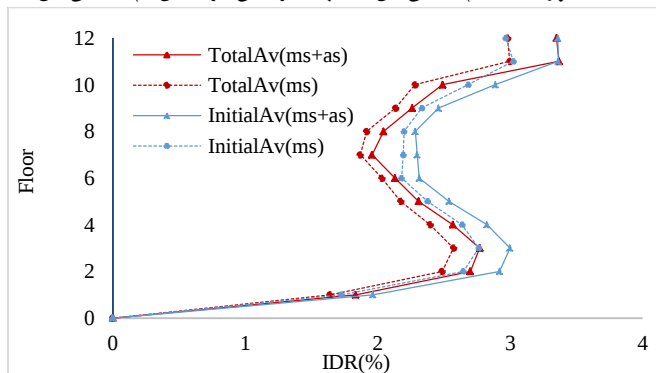




شکل ۱۰- شاخص خرابی خستگی اتصالات و مقدار میانگین تحت دوازده رکورد زلزله متوالی و اصلی در قاب خمشی فولادی شش طبقه.



شکل ۱۱- ماکزیمم دررفت نسبی طبقات قاب دوازده طبقه (a) میانگین حل‌های بهینه براساس هزینه کل (b) میانگین حل‌های بهینه براساس هزینه اولیه



شکل ۱۲- مقدار میانگین دررفت نسبی طبقات آن تحت دوازده رکورد زلزله متوالی و اصلی در قاب خمشی ویژه فولادی دوازده طبقه



۴- نتیجه گیری

در این تحقیق، هدف اصلی ارزیابی خستگی لرزه‌ای کم‌چرخه اتصالات تیر به ستون در قابهای خمشی ویژه فولادی تحت اثر توالی لرزه‌ای واقعی می‌باشد. قابهای خمشی فولادی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۲، با در نظر گرفتن هزینه اولیه ساخت و هزینه چرخه عمر براساس روش طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد طراحی شده‌اند. خستگی لرزه‌ای در اتصالات با استخراج تاریخچه پاسخ زایوه دریافت نسبی طبقات تحت توالی لرزه‌ای و زلزله اصلی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دینامیکی و تبدیل آن به محدوده دریافت نسبی بر حسب تعداد چرخه‌ها مطابق روش RainFlow-Cycle، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند و در گام بعدی مطابق قانون Palmgren-Miner، مقادیر شاخص خرابی خستگی در اتصالات تعیین شده است. و در گام آخر برای آشکار شدن اثر توالی لرزه‌ای بر روی پاسخ سازه‌ای، مقادیر شاخص خرابی خستگی و دریافت نسبی طبقات تحت زلزله‌های متوالی و اصلی در قابهای خمشی فولادی بهینه مورد قیاس قرار گرفته‌اند. که با توجه به نمودارها و مقادیر بدست آمده، نتایج زیر حاصل شده است:

۱- در قابهای سه طبقه خمشی ویژه فولادی قابهای بهینه هر دو گروه حل تحت زلزله اصلی در برابر پدیده خستگی کم چرخه مقاوم بودند اما تحت توالی لرزه‌ای قابهای بهینه بدست آمده براساس هزینه اولیه دارای شاخص خرابی خستگی بزرگتر از یک بوده و مستعد آسیب بوده‌اند لذا در قابهای بهینه براساس هزینه کل به عنوان قابهای بهینه مقاوم در برابر پدیده خستگی کم چرخه لرزه‌ای می‌باشند.

۲- در قاب خمشی ویژه فولادی شش طبقه ماکزیمم میانگین شاخص خرابی خستگی کم چرخه لرزه‌ای که در طبقه پنجم اتفاق افتاده برای قابهای بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه کل تحت زلزله‌های اصلی به ترتیب ۰/۷۹ و ۰/۷۴، می‌باشد که از مقدار واحد کمتر بوده اما مقادیر فوق تحت توالی لرزه‌ای به ترتیب ۱/۲۲ و ۱/۰۶، می‌باشند که از مقدار بحرانی واحد فراتر بوده و هر دو گروه حل تحت توالی لرزه‌ای در برابر پدیده خستگی کم چرخه آسیب‌پذیر می‌باشند.

۳- در قاب خمشی ویژه فولادی دوازده طبقه بهینه شده براساس هزینه اولیه و هزینه کل مقدار ماکزیمم شاخص خرابی میانگین در طبقه یازده اتفاق می‌افتد که مقدار این شاخص برای قابهای بهینه براساس هزینه اولیه و هزینه نهایی تحت زلزله اصلی

به ترتیب ۱/۵۸ و ۱/۲۱، و تحت توالی لرزه‌ای به ترتیب ۲/۳۳ و ۱/۸۳، می‌باشند که با این ترتیب تمامی هر دو گروه حل بهینه تحت زلزله اصلی و زلزله متوالی در برابر پدیده خستگی کم چرخه آسیب‌پذیر می‌باشند.

۴- از مقادیر دریافت نسبی طبقات در زلزله سطح خطر ۵۰٪ در ۵۰ سال مشاهده می‌شود که در سازه‌های بهینه شده براساس هزینه کل و هزینه اولیه این مقادیر کمتر از مقادیر مجاز متناظر با سطح عملکرد CP، می‌باشند و ثانیاً دریافت نسبی طبقات تحت توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله اصلی می‌باشد که در بعضی رکوردهای لرزه‌ای این تفاوت تا یک و نیم می‌رسد.

منابع

- [1] Miller DK. Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering Structures*. 1998;20:249-260. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00031-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00031-X)
- [2] Kuwamura H. Fracture of steel during an earthquake - state-of-the-art in Japan. *Engineering Structures*. 1998;20(4-6):310-322. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00030-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00030-8)
- [3] Youssef N, Bonowitz D, Gross J. A Survey of Steel Moment Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake. National Institute of Standards and Technology. Report No. NISTIR 5625. Gaithersburg, MD. 1995;1. <https://doi.org/10.6028/NIST.IR.5625>.
- [4] Lashkari B. Seismic Risk Evaluation of Steel Structures Based on Low-Cycle Fatigue. *Reliability Engineering and System Safety*. 1988;20:297-302. [https://doi.org/10.1016/0951-8320\(88\)90060-9](https://doi.org/10.1016/0951-8320(88)90060-9)
- [5] Zhou H, Wang Y, Yang L, Shi Y. Seismic low-cycle fatigue evaluation of welded beam-to-column connections in steel moment frames through global-local analysis. *International Journal of Fatigue*. 2014;64:97-113. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2014.03.002>
- [6] Nastar N, Anderson JC, Brandow GE, Nigbor RL. Effects of Low-Cycle Fatigue on a 10-Storey Steel Building. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2010;19:95-113. <https://doi.org/10.1002/tal.548>
- [7] Miner MA. Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*. 1945;12(3): 159-64. <https://doi.org/10.1115/1.4009458>

- retrofit of existing RC structures. Bulletin of Earthquake Engineering. 2017;15:245-271. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0046-x>
- [17] Gholizadeh S, Ebadijalal M. Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. Advances in Engineering Software. 2018;123:77-92. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2018.06.002>
- [18] Hassanzadeh A, Gholizadeh S. Collapse-performance-aided design optimization of steel concentrically braced frames. Engineering Structures. 2019;197:109-121. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109411>
- [19] American Society of Civil Engineers (ASCE 41-13). seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Chicago: American Society of Civil Engineers; 2014;1. Available at URL: <https://ascilibrary.org/doi/book/10.1061/9780784412855>
- [20] Federal Emergency Management Agency (FEMA 350). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency; 2000;1. Available at URL: <https://ascilibrary.org/doi/book/10.1061/9780784412855>
- [21] Wen YK, Kang YJ. Minimum building life-cycle cost design criteria. II: applications. Journal of Structural Engineering. 2001;127(3):338-346. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:3\(338\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:3(338))
- [22] Campbell SD, Richard RW, Partridge JE. Steel moment frame damage predictions using low-cycle fatigue. In: Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering. Beijing, China. 2008;1. <https://doi.org/10.1080/10509585.2015.1092083>
- [23] Sedlacek G, Feldmann M. Safety Consideration of Annex j of Eurocode 3. In Connections in Steel Structures III. 1996;1:453-462. <https://doi.org/10.1016/B978008042821-5/50101-2>
- [24] Krawinkler H, Zohrei M. Cumulative Damage Model in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motion. [8] Stojadinovic B, Goel SC, Lee K-H, Margarian A, Choi J-H. Parametric tests on unreinforced steel moment connections. Journal of Structural Engineering. 2000;126(1):40-9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:1\(40\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(40))
- [9] Ricles JM, Mao CS, Lu L-W. Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections. Journal of Structural Engineering. 2002;128(4):429-440. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(429\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(429))
- [10] Zhai CH, Wen WP, Chen Z, Li S, Xie LL. Damage spectra for the mainshock-aftershock sequence-type ground motions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2013;45:1-12. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.10.001>
- [11] Hatzivassiliou M, Hatzigeorgiou GD. Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2015;72:77-88. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.005>
- [12] Ruiz-García J, Aguilar JD. Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2015;44(9):1391-1407. <https://doi.org/10.1002/eqe.2523>
- [13] Tesfamariam S, Goda K. Loss estimation for non-ductile reinforced concrete building in Victoria, British Columbia, Canada: effects of mega-thrust Mw9-class subduction earthquakes and aftershocks. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2015;44(13):2303-2320. <https://doi.org/10.1002/eqe.2523>
- [14] Hosseinpour F, Abdelnaby AE. Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2017;92:706-725. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.006>
- [15] Nazari N, Van de Lindt JW, Li Y. Quantifying Changes in Structural Design Needed to Account for Aftershock Hazard. Journal of Structural Engineering. 2015;141(11): 401-436. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001280](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001280)
- [16] Vitiello U, Asprone D, Di Ludovico M, Prota A. Life-cycle cost optimization of the seismic

- fracture mechanics. International journal of Steel Structure. 2010;10(3):253–265. <https://doi.org/10.1007/BF03215835>
- [33] American Society for Testing and Materials (ASTM) . Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis. E 1049-85. ASTM International; 2005;1. Available at URL: <https://www.astm.org/e1049-85.html>
- [34] Reasenber PA, Jones LM. Earthquake aftershocks: update. Science. 1994;265(5176): 1251–1252. <https://doi.org/10.1126/science.265.5176.1251>
- [35] Yeo G L, Cornell CA. A probabilistic framework for quantification of aftershock ground-motion hazard in California: Methodology and parametric study. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2009;38(1):45–60. <https://doi.org/10.1002/eqe.840>
- Computers and Structures .1983;16(4):531-541. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(83\)90193-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(83)90193-1)
- [25] NS EN 1993-1-9. Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-9: Fatigue. CEN-European Committee for Standardization: Brussels, Belgium. 2005;1. Available at URL: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=137>.
- [26] Ballio G, Calado L, Castiglioni CA. Low cycle fatigue behaviour of structural steel members and connections. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures.2007;20(8):1129–46. <https://doi.org/10.1111/j.1460-2695.1997.tb00318.x>
- [27] Mele E, Calado L, De Luca A. Experimental investigation on European welded connections. Journal of Structural Engineering. 2003;129(10):1301–1311. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:10\(1301\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:10(1301))
- [28] Castiglioni CA, Mouzakis HP, Carydis PG. Constant and variable amplitude cyclic behavior of welded steel beam-to-column connections. Journal of Structural Engineering. 2007;11(6):876–902. <https://doi.org/10.1080/13632460601188027>
- [29] Partridge JE, Paterson SR, Richard RM. Low cycle fatigue tests and fracture analyses of bolted–welded seismic moment frame connections. In: Proceedings., STESSA 2000 Conf. Behavior of Steel Structures in Seismic Areas 2000;21. Available at URL: <https://doi.org/10.1201/9781439828508>
- [30] Partridge JE, Paterson SR, Richard RM. ATC-24 cuulative damage tests and fracture analyses of bolted–welded seismic moment frame connections. Forensic Engineering. 2003;142–157. [https://doi.org/10.1061/40692\(241\)17](https://doi.org/10.1061/40692(241)17)
- [31] Richard RM, Allen J, Partridge JE. Accumulated seismic connection damage based upon full scale low cycle fatigue connection tests. In: Proceedings., Structural Engineers Association of California (SEAOC) 70th Annual Convention; 2001:43–48. Available at URL: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003350](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003350).
- [32] Wang YQ, Zhou H, Shi YJ, Chen H. Fracture behavior analyses of welded beam-to column connections based on elastic and inelastic