

تأثیر میزان صلبیت اتصالات بر احتمال آسیب پذیری قابهای خمشی فولادی

غلامرضا عبدالله زاده^{۱*}، احسان شعبان زاده^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران
 ۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

چکیده

در فرآیند تحلیل قابهای خمشی فولادی، اتصالات به دو دسته مفصلی ایده آل و صلب ایده آل، معادلسازی میشوند. این ایده آلسازی اگرچه تا حد بسیار زیادی روند تحلیل را ساده مینماید، ولی موجب کم توجهی به رفتار واقعی اتصال میگردد. تحقیقات نشان داده است وقتی رفتار اتصالات با رفتار صلب کامل ایده آلسازی میگردد این معادلسازی موجب کاهش ایمنی قابها میگردد، چراکه با این فرض در رفتنهای واقعی طبقات کم پیش بینی شده و احتمالاً قاب بی نیاز از طرح مهاربند برآورد میگردد. در این تحقیق برای بررسی تأثیر ایده آلسازی رفتار اتصالات بر احتمال خرابی قابها، یک قاب یک دهانه چهار طبقه با سه تیپ اتصال با صلبیت های ۱۰، ۷۵ و ۹۰ درصد مدل شده و با مینا قرار دادن دریافت حداکثر در بام با توجه به حداکثر های مختلف شتاب حرکت زمین، احتمال خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل محاسبه شد. در نهایت بررسی ها نشان دادند که هرچه اتصال در قاب به سمت صلبیت بالاتر سوق داده شود این مهم موجب کاهش احتمال خرابی قابها در برآورد احتمال شکست میگردد.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، صلبیت اتصالات، دریافت، شتاب مبنای طرح، احتمال خرابی.

*نویسنده مسئول: غلامرضا عبدالله زاده

پست الکترونیکی: abdollahzadeh@nit.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.72237.1039

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.72237.1039>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۰/۱۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۱/۲۱

۱- مقدمه

جهت برآورد خطرپذیری در سازه‌ها، در ابتدا باید تعریف قابل قبولی از آن داشت. در فرهنگ لغات کلمه خطرپذیری یا ریسک احتمال وقوع حادثه ای بد، ناخوشایند و یا خطرناک می باشد. به عبارت دیگر در معنی لغوی این واژه دو عامل مهم احتمال و واقعه بد مستتر است. در این مطالعه منظور از خطرپذیری، احتمال فراگذری مقادیر پارامترهای کنترل کننده سازه (مانند دریفت) از مقدار حدی معین است. در حالت کلی مفهوم خطرپذیری و منحصر در بحث سازه‌ها، احتمال خرابی را می توان با بیان ریاضی بدین صورت نوشت [۱]:

$$Risk = P(r > R) \quad (1)$$

که در آن r پارامتر کنترل کننده مد نظر (مانند دریفت، زمان تناوب، تنش در اعضا و...) بوده، R مقدار حدی پارامتر مورد نظر است و P نشان دهنده احتمال رخداد نامساوی فوق میباشد. به منظور برآورد احتمال وقوع حالات نامن در سازه‌ها که در اثر فراگذری مقادیر پارامترهای موردنظر از مقادیر حدی بوجود میاید، روش های متفاوتی توسعه داده شده است که از جمله آن میتوان به روشهای مبتنی بر قابلیت اعتماد سازه‌ها اشاره کرد. رابطه (۱) و مفاهیم فوق بطور ساده متناظر با این مفهوم است که میبایست مقدار مقاومت سازه را که با R نمایش داده میشود با میزان بار وارد بر سازه که با Q نمایش داده می شود در حالت احتمالاتی با یکدیگر مقایسه نمود. بر این اساس، حاشیه ایمنی بصورت $M=R-Q$ تعریف میشود و خرابی زمانی رخ می دهد که $R < Q$ یعنی $M < 0$ بوده و احتمال این خرابی با توجه به تئوری های احتمالاتی بدست می آید.

آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان و استانداردهای موجود، نیروهای وارده به سازه‌ها و ضرایب اطمینان و یا ایمنی برای طراحی سازه‌ها را به گونه‌ای مشخص می نمایند که تضمین کننده ایمنی و سرویس دهی مناسب سازه‌های طراحی شده بر مبنای آنها باشند. این سطوح ایمنی در هر آیین نامه و استاندارد مشخص بر اساس قضاوت مهندسی نویسندگان آنها تعیین میشود و در آن بیان می کند که چه سطح از ایمنی به اندازه کافی ایمن میباشد. بسیاری از آیین نامه های طراحی شاخص هایی مانند کشته شدن افراد ساکن یا استفاده کننده از آن و یا تبعات ناشی از خرابی آنها را مد نظر قرار میدهند. بطور کلی با توجه به اینکه مقدار خطرپذیری قابل قبول از دید استفاده کنندگان از آیین نامه‌ها پنهان میباشد، قضاوت در خصوص میزان ایمنی سازه‌های مختلف امکان پذیر نبوده و تعریف مشخصی برای آنها امکان پذیر نیست. در دستورالعمل‌های جدید که بر مبنای سطح عملکرد ارائه شده‌اند، این نقیصه بگونه‌ای مناسب تر برطرف شده است. در این روش میتوان میزان عملکرد ساختمان را در احتمال وقوع زلزله های مختلف که به نوعی بیان کننده احتمال خرابی می باشد تعریف نمود و سازه مورد نظر را برای آن طراحی و یا مقاوم سازی نمود.

به منظور بیان کمی آسیب پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای برحسب میزان خطر زلزله می توان احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله، نظیر حداکثر جابجایی حرکت زمین، حداکثر سرعت حرکت زمین و حداکثر شتاب حرکت زمین بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب حرکت زمین یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی های نرمال شده ای موسوم به منحنی شکنندگی میگردد. منحنی های شکست، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل توزیع می کنند، این منحنی ها که می توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه ای وارد می شوند [۲].

برای نشان دادن احتمال شرطی تجاوز پاسخ لرزه ای سازه (R) از حالات حدی عملکردی خاصی (ترک خوردگی، تسلیم، دریفت و...) که به حالت حدی عملکردی معروفند و وابسته به پارامتر معرف زمین لرزه می باشد میتوان از رابطه (۲) استفاده کرد که توسط کورورا و بارون در سال ۲۰۰۰ ارائه شده است:

1 PGD
2 PGV
3 PGA

$$\text{Fragility} = P(R \geq r_{\min}/I) \quad (2)$$

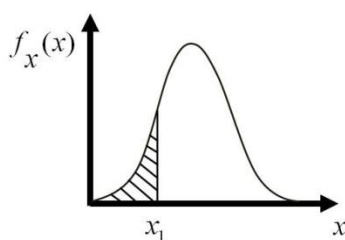
R: پارامتر پاسخ (دریافت، نیرو، سرعت و ...)

r_{\min} : حد آستانه پاسخ، که با خرابی همبسته شده است.

I: پارامتر معرف زمین لرزه (مانند حداکثر شتاب و یا سرعت حرکت زمین)

در این حالت پاسخ به صورت یک سطح زنگوله مانند در فضای شبه شتاب طیفی و جابجایی طیفی نشان داده می شود و زمانی که تجاوز از حالات حدی مشخص شود، با منحنی های شکست نشان داده می شود.

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل های دینامیکی غیر خطی بدست می آید در نظر گرفت، که معمولاً از توزیع نرمال استفاده می شود [3]. تابع چگالی این توزیع بصورت شکل ۱ می باشد.



شکل ۱: تابع توزیع نرمال.

برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از تابع چگالی احتمال آن رخداد استفاده میکنند که رابطه آن به صورت معادله (۳) نوشته می شود.

$$f_x^{(X)} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (3)$$

در معادله (۳) μ و σ بترتیب میانگین و انحراف استاندارد کمیت مورد نظر می باشد که از روابط (۴) و (۵) بدست می آیند:

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (4)$$

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (5)$$

توزیع نرمال، یکی از مهمترین توزیع های آماری است. نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است، حالت زنگوله ای شکل داشته و بیشتر وقایعی که در طبیعت و تحقیقات علمی بوقوع می پیوندند از این منحنی پیروی می کنند. منحنی نرمال را منحنی گوس هم می نامند [4].

۲- طراحی قاب خمشی براساس تغییر مکان مستقیم

پس از زلزله‌های شدید که در دهه نود میلادی رخ داد طرح سازه‌ها در برابر زلزله دچار تغییرات عمده‌ای شد. محققین علم مهندسی سازه و زلزله به بررسی مفاهیم طرح و اجرای سازه‌ها و نقایص آن پرداختند. تلاش محققان در راستای حصول اطمینان از عملکرد ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله موجب ارائه و بکارگیری روش نوین و مطمئنی تحت عنوان طراحی براساس عملکرد گردید که با جایگزینی این شیوه طراحی بجای طراحی براساس نیرو، رفتار سازه در مقابل زلزله بهبود چشمگیری پیدا کرد.

در گذشته با توجه به مبنا قرار دادن روش نیرو به تغییر مکان سازه توجه چندانی نمی‌شد و تغییر مکانها با یک روش سریع فقط در انتها کنترل می‌شدند، این در حالی بود که تغییر مکانها در سازه رابطه تنگاتنگی با عملکرد سازه داشته و معیار بسیار مناسبی برای ارزیابی سازه است. مبنای این روشها اینست که سازه می‌تواند برای رسیدن به یک سطح خسارت قابل قبول از خود تغییر مکان نشان دهد و بعبارتی طراحی براساس تغییر مکان و طراحی براساس سطح عملکرد باهم بکار می‌روند [۴].

در تحلیل ذکر شده که عمدتا در قالب یک تحلیل استاتیکی غیرخطی است، یک نقطه در ساختمان که عمدتا مرکز جرم بام است بعنوان نقطه کنترل تغییر مکان در سازه استفاده می‌شود، بعبارتی در آنالیز مورد نظر عملکرد سازه در وضعیت حداکثر پاسخ سازه ارزیابی میگردد. البته این ارزیابی میتواند با رسم منحنی ظرفیت سازه یا همان منحنی بارافزون همراه باشد که در آن نمودار برش پایه سازه در برابر جابجایی یک نقطه از سازه که معمولا در بام است ترسیم می‌شود [۳].

طبق آیین نامه طراحی لرزه ای امریکا [۵] مقادیر مرزی دریفت بام برای سطح خرابی کم، متوسط، وسیع و کامل برای انواع قابها از جمله قاب خمشی فولادی که موضوع این تحقیق میباشد، مطابق جدول ۱ است.

جدول ۱: مقادیر حدی دریفت بام برای محدوده خرابیها

خرابی کامل	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی کم
۰،۰۴۰	۰،۰۱۵۷	۰،۰۰۶۹	۰،۰۰۰۴

مقدار دریفت مجاز

۳- رفتار نیمه صلب اتصالات

در سالهای اخیر تلاشها و مطالعات بسیار وسیعی برای مشخص کردن رفتار واقعی اتصالات نیمه صلب انجام شده است. پیرو این تلاشها و مطالعات، روشهای مختلفی برای درک ماهیت واقعی اتصالات نیمه صلب، بمنظور مدلسازی و در ادامه تحلیل و طراحی سازه های دارای این نوع اتصالات ارائه شده است. در این تحقیقات یکی از مهمترین این روشها، که همان مدلسازی اتصالات نیمه صلب با فنرهای دورانی می باشد، مورد استفاده قرار گرفته است [۶-۱۱]. روابط در این روش با مفهوم ضریب گیرداری انتهایی مربوط به اتصال ارائه شده اند. در نتیجه در صورت وجود هر شرایط دورانی انتهایی اعضای تیر ستون، با هر ترکیبی از حالات اتصال تیر به ستون اعم از مفصلی، نیمه صلب و صلب به کار می‌رود. بطور خلاصه می‌توان گفت که مدلسازی اتصالات نیمه صلب موجب اقتصادی تر شدن مدل نسبت به مدل‌های صلب و مفصلی میشود و نیز می‌توان گفت که تغییرات در سختی اتصالات نیمه صلب نیز میتواند منجر به نتایج اقتصادی تر و تغییرات بسیار مهمی در تغییر مکان جانبی قابها شود، که این مساله خود ناشی از انعطاف پذیری اتصالات نیمه صلب با توجه به شرایط گوناگون است. یعنی اتصالات نیمه صلب در سازه ها این قابلیت را دارا هستند که با توجه به نیازهای طراحی از خود قابلیت نشان دهند و پارامترهای اتصال دقیقا مطابق نیازهای طراحی انتخاب شوند، که این امر مهمترین مساله در زمینه اقتصادی است و مختص اتصالات نیمه صلب می باشد [۱۲].

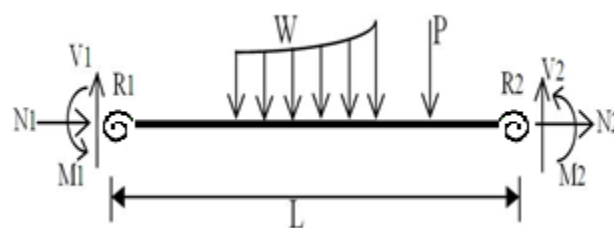
در حالت کلی در روشهای رایج تحلیل و طراحی قابهای فولادی در سازه ها، رفتار اتصالات تیر به ستون یا تیر به شاه تیر به دو حالت حدی ایده آل ساده سازی میشود که اولی حالت کاملا صلب و دومی حالت مفصلی ایده آل است.

حالت صلب بیانگر اینست که، تغییر مکان و تداوم شیب مابین تیر و ستون، با انتقال کامل لنگر خمشی صورت می‌گیرد و حالت مفصلی بیانگر آنستکه، پیوستگی دوران بین تیر و ستون، موجود نیست و در نتیجه هیچ لنگر خمشی به ستون از تیر منتقل نمی‌شود.

اگرچه در نظر گرفتن چنین ایده آل سازی هایی در رفتار اتصال، پروسه تحلیل و طراحی را ساده میکند، اما مسلماً قادر به بیان رفتار واقعی اتصال نیست و در نتیجه منجر به پیش بینی ها و پاسخهای نادرستی در تحلیل سازه می شود. به عبارتی وقتی پاسخ یک سازه ایده آل سازی شده با پاسخ واقعی همان سازه مقایسه می شود، شاهد خطاهایی در نتیجه کار خواهیم بود. این بدان سبب است که بسیاری از اتصالات استفاده شده در کارهای رایج، در اصل نشان دهنده رفتار تغییر شکلی نیمه صلب هستند، چراکه بسیاری از برآوردهای آزمایشی بر روی رفتار اتصال به وضوح نشان داده اند که یک اتصال مفصلی حتما دارای مقداری سختی دورانی است و نیز یک اتصال صلب حتما دارای مقداری از درجه انعطاف پذیری می باشد، که این مهم می بایست در آنالیزها و طراحی ها مورد توجه ویژه قرار گیرد در واقع اتصالات تیر به ستون در همه قابها می بایست در تحلیل و طراحی قابهای فولادی رایج، بصورت نیمه صلب مورد بررسی قرار گیرند. البته در راستای هدف این تحقیق میتوان گفت که ایراد عمده در ایده آل سازی رفتار اتصالات، برآورد نادرست در تخمین احتمال شکست سازه است [۱۳].

۴- تحلیل ماتریسی سازه ها

تحلیل ماتریسی سازه ها، از مهمترین روشهای آنالیز سازه است و بر پایه عملیات ماتریسی استوار است، و هدف اساسی در این نوع تحلیل، حل دستگاه های معادلات حاکم بر رفتار سازه می باشد. تحلیل ماتریسی سازه ها، به سه روش متفاوت انجام می شود که عبارتند از روشهای سختی، نرمی و ترکیبی. معروفترین و کاربردی ترین این روشها که در آن از ماتریس سختی سازه استفاده می شود، روش سختی است. در روش سختی، معادلاتی بین نیروها و تغییرمکانهای سازه، در دو سطح عضو و کل سازه نوشته می شود. سپس از حل این معادلات تغییرمکانهای گرهی، نیروهای داخلی، تغییرشکلهای داخلی و واکنش ها محاسبه می گردند. باید توجه داشت که این روش کامل بوده و برای انواع سازه های اسکلتی کاربرد دارد [۱۴]. در حقیقت، تحلیل ماتریسی سازه ها بویژه تحلیل بوسیله روش سختی برای هر نوع سازه رشته ای، یکسان و بسیار نظام یافته است. نظام مندی این روش سبب می شود که برنامه های کامپیوتری مورد نیاز، بسیار ساده تر نوشته شوند. لازم بذکر است که روشهای محاسبه ماتریس سختی متفاوتند. از جمله این روشها به لنگر سطح، بار کشسان، تیر مزدوج، کارمجازی و قضیه کاستیگلیانو میتوان اشاره کرد. در تحلیل موردنظر که عمده هدف در آن وارد نمودن مساله نیمه صلبیت در اتصالات و بررسی تاثیر آن بر روی پاسخهای سازه است، اتصالات نیمه صلب با فترهایی با طول صفر به صورت شکل ۲ مدل می شوند بعبارتی انعطاف پذیری اتصال با فترهایی با سختی R_1 و R_2 در تحلیل لحاظ میگردد [۱۳ و ۱۵].



شکل ۲: عضو تیر- ستون با فتر انتهایی بمنظور در نظر گرفتن صلبیت اتصال.

بمنظور ساده تر شدن فرایند تحلیل برای انعکاس مفهوم سختی نسبی عضو تیر-ستون و اتصالات دورانی انتهایی، از مفهوم ضریب گیرداری (بجای سختی اتصال) استفاده می شود، که نحوه تعیین آن بصورت زیر است:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{RL}} \quad (6)$$

در رابطه (۶)، r درصد گیرداری اتصال، E مدول الاستیسیته مصالح تیر-ستون، I ممان اینرسی تیر-ستون، R سختی اتصال و L طول تیر-ستون می‌باشد. همان گونه که در شکل بالا نشان داده شده است در حالت کلی در هر گره در یک صفحه سه درجه آزادی وجود دارد، که مربوط به نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی هستند و نیز نشان داده شده که در یک عضو که دارای دو گره است در کلی ترین حالت در صفحه، شش درجه آزادی موجود است. مطالعات نشان داده‌اند که ماتریس سختی چنین عضوی در مختصات محلی با دو اتصال انتهایی نیمه گیردار که دارای درصدهای گیرداری r_1 و r_2 هستند میتواند در ابتدا بوسیله ماتریس سختی عضو با اتصال انتهایی گیردار نوشته شود و سپس بوسیله ماتریس تصحیح اتصال نیمه گیردار اصلاح شود. نحوه اصلاح ماتریس سختی الاستیک عضو تیر-ستون ترسیم شده براساس اصلاح ماتریس سختی عضو دوسرگیردار طبق رابطه (۷) است [۳]:

$$K_i^{SR} = S_i \cdot C_{e-i} \quad (7)$$

در رابطه (۷)، K_i^{SR} ماتریس سختی عضو با اتصالات انتهایی نیمه گیردار و S_i ماتریس سختی عضو با اتصال انتهایی گیردار و C_{e-i} ماتریس تصحیح مورد نیاز برای اصلاح ماتریس سختی در راستای در نظر گرفتن نیمه گیرداری اتصال است.

$$S_i = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

ماتریس سختی الاستیک عضو برفرض گیرداری دو انتها

$$C_{e-i} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4r_2 - 2r_1 + r_1 r_2}{4 - r_1 r_2} & \frac{-2Lr_1(1 - r_2)}{4 - r_1 r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1 r_2)} & \frac{3r_1(2 - r_2)}{4 - r_1 r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4r_1 - 2r_2 + r_1 r_2}{4 - r_1 r_2} & \frac{-2Lr_2(1 - r_1)}{4 - r_1 r_2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1 r_2)} & \frac{3r_2(2 - r_1)}{4 - r_1 r_2} \end{bmatrix}$$

ماتریس تصحیح عضو با اتصالات نیمه گیردار برای اصلاح ماتریس سختی الاستیک

در ماتریسهای مذکور E مدول الاستیسیته، I ممان اینرسی، L طول و A سطح مقطع عضو تیر-ستون مورد نظر و نیز r_1 و r_2 درصدهای گیرداری اتصالات انتهایی عضو میباشد. همانگونه که از شکل ماتریس تصحیح مشخص است این ماتریس به ضرایب گیرداری انتهایی وابسته است و برای هر عضو تیر-ستون قابل تعمیم است.

۵- هدف از تحقیق

در تحقیق حاضر هدف برآورد اثر میزان صلبیت اتصال بر احتمال خرابی قابهای فولادی خمشی با تغییر شتاب مبنای طرح است. با توجه به مبنای تحلیل ماتریسی در نرم افزار ETABS [۱۶] و قابلیت معرفی درصد گیرداری اتصالات تیر به ستون با استفاده از فنرهای دورانی و اعمال اثر انعطاف پذیری اتصالات در فرایند تحلیل، از این نرم افزار جهت بررسی پاسخ سازه های مورد نظر استفاده شده است. بدین منظور:

۱- یک قاب چهار طبقه یک دهانه با مشخصات تیر و ستون مطابق جدول ۲ در نرم افزار ETABS [۱۶] مدل و طراحی شده است. البته قاب مورد نظر در سه تیب اتصال با ۱۰، ۷۵ و ۹۰ درصد صلبیت مدل شده است. اعمال درصدهای گیرداری ذکر شده با مدلسازی فنرهایی با سختی حاصل از رابطه (۶) در نرم افزار محقق گردیده است.

۲- فرض شد ساختگاه قاب، زمین نوع II بوده و ساختمان دارای درجه اهمیت $I = 1$ باشد.

۳- با توجه به معلوم بودن مقاطع و نیز درصد صلبیت مورد نظر با رابطه (۱) سختی فنر دورانی معادل اتصال محاسبه گردید و برای تمام گره ها این سختی در نرم افزار اعمال شد.

جدول ۲: مشخصات تیر و ستون مدلها

مقطع تیرها	۲۰۰ IPE
مقطع ستونها	۲۰۰ IPE۲
ارتفاع طبقات	۳m
طول دهانه تیرها	۶m
مدول الاستیسیته مصالح	2.1E6 kg/cm ²

۴- شتاب مبنای طرح از 0.1g تا 1.2g با نرخ تغییر 0.1g به نرم افزار معرفی گردید.

۵- در هر مرحله در هر قاب دریفت بام استخراج گردید.

مقادیر دریفت بام در مدلهای مورد نظر برابر مقادیر ذکر شده در جدول ۳ آمده است:

جدول ۳: مقادیر دریفت بام در مدلهای مورد مطالعه

PGA(*g)	دریفت بام (۱۰ درصد صلبیت)	دریفت بام (۷۵ درصد صلبیت)	دریفت بام (۹۰ درصد صلبیت)
۰.۱	۰.۰۰۱۲۸۵	۰.۰۰۰۷۰۵	۰.۰۰۰۴۳۳
۰.۲	۰.۰۰۲۵۶۹	۰.۰۰۱۴۱	۰.۰۰۰۸۶۶
۰.۳	۰.۰۰۳۸۵۴	۰.۰۰۲۱۱۵	۰.۰۰۱۲۹۹
۰.۴	۰.۰۰۵۱۳۸	۰.۰۰۲۸۲	۰.۰۰۱۷۳۱
۰.۵	۰.۰۰۶۴۲۳	۰.۰۰۳۵۲۵	۰.۰۰۲۱۶۴
۰.۶	۰.۰۰۷۷۰۷	۰.۰۰۴۲۳	۰.۰۰۲۵۹۷
۰.۷	۰.۰۰۸۹۹۲	۰.۰۰۴۹۳۵	۰.۰۰۳۰۳
۰.۸	۰.۰۱۰۲۷۶	۰.۰۰۵۶۴۱	۰.۰۰۳۴۶۳
۰.۹	۰.۰۱۱۵۶۱	۰.۰۰۶۳۴۶	۰.۰۰۳۸۹۶
۱	۰.۰۱۲۸۴۵	۰.۰۰۷۰۵۱	۰.۰۰۴۳۲۹
۱.۱	۰.۰۱۴۱۳	۰.۰۰۷۷۵۶	۰.۰۰۴۷۶۱
۱.۲	۰.۰۱۵۴۱۴	۰.۰۰۸۴۶۱	۰.۰۰۵۱۹۴

با توجه به اینکه در تحقیقات مشابه فرض بر توزیع نرمال در یافت می‌باشد [۳]، مقادیر میانگین و انحراف استاندارد در یافت برای جدول ۳ محاسبه گردید.

$$d_{10} \sim N(0.008349, 0.00443) \quad \text{قاب با اتصالات ۱۰ درصد صلبیت:}$$

$$d_{70} \sim N(0.004582, 0.002434) \quad \text{قاب با اتصالات ۷۰ درصد صلبیت:}$$

$$d_{90} \sim N(0.002813, 0.001494) \quad \text{قاب با اتصالات ۹۰ درصد صلبیت:}$$

حال با توجه به روابط محاسبه احتمال در توابع با توزیع نرمال، احتمالات مربوط به خرابی های کم، متوسط، زیاد و کامل با توجه به معیارهای در یافت ذکر شده در جدول ۱ محاسبه گردید.

بطور مثال برای قاب با صلبیت اتصالات ۱۰ درصد، احتمال خرابی کم برابر است با:

$$\begin{aligned} P[X \geq 0.004] &= 1 - P[X < 0.004] = 1 - P\left[\frac{X - \mu_R}{\sigma_R} \leq \frac{0.004 - 0.008349}{0.00443}\right] \\ &= 1 - P[Z \leq -0.981] = 1 - \phi[-0.981] = 1 - 0.16354 = 0.83646 = 83.64\% \end{aligned}$$

پس احتمال اینکه خرابی کم در قاب با صلبیت اتصال ۱۰ درصد رخ دهد ۸۳٫۶۴ درصد است. بهمین ترتیب احتمال خرابیهای کم، متوسط، زیاد و کامل در بقیه قابهای با اتصالات با صلبیت های ذکر شده محاسبه شده و در جدول ۴ منعکس گردید :

جدول ۴: احتمال خرابیهای مختلف در ۳ تیپ قاب مورد مطالعه

قاب با اتصال صلبیت ۱۰ درصد	قاب با اتصال صلبیت ۷۰ درصد	قاب با اتصال صلبیت ۹۰ درصد	
۸۳٫۶۴	۵۹٫۰۹	۲۱٫۷	کم
۶۲٫۵۵	۱۷٫۱	۰٫۱	متوسط
۴۹٫۴۷	۰	۰	زیاد
۰	۰	۰	کامل

۶- نتایج

همانگونه که از جدول ۳ مشهود است با افزایش مقدار شتاب مینای طرح، در یافت بام در همه مدلها افزایش میابد که البته این نتیجه دور از ذهن نیست. اما آنچه در نتایج قابل توجه است مقادیر احتمال خرابی قابها برای خرابیهای کم، متوسط، زیاد و کامل است. این مقادیر بیانگر این مهم هستند که در تمامی درجات صلبیت احتمال رسیدن به خرابیهای بالاتر کمتر از خرابیهای پایین تر بوده که این امر به توانایی ذاتی قابها در تحمل در یافت های کمتر برمی گردد.

اما نتیجه مهمتر اینست که هرچقدر صلبیت اتصال در قابها بیشتر فرض شود احتمال خرابی قابها در همه محدوده های خرابی نسبت به قاب مشابه با صلبیت پایین تر، کمتر بدست میاید. عبارتی صلب ایده آل فرض کردن رفتار اتصالات در فرایند تحلیل معادل با کم کردن احتمال واقعی شکست قابها میباشد و این امر نوعی ایده آلسازی خطرناک در تحلیل سازهها محسوب میگردد و باید نگاه ویژه ای بدان داشت.

مراجع

- [1] Asadi K.N., Parvizi M. (2010). "Evaluation of seismic risk level in steel moment frame, designed base on IRAN 2800 seismic code". 5th national conference on civil engineering, Mashhad, Iran.
- [2] Lal Sahsavari V. (2010). "Development of fragility curve and reliability for damage assessment". 10th student conference on civil engineering, Amir Kabir University, Tehran, Iran.
- [3] Sakurai S., Ellingwood B.R., Koshiyama S. (2001). "Probabilistic study of the behavior of steel frames with partially restrained connections" Engineering Structures 23 1410-1417.
- [4] Agaee Pour T., Mousavi S.H. (2010). "Determine and usage of structure fragility curve". 1th national conference of seismic retrofitting. on civil engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.
- [5] HAZUS-MH MR1, (2003). "Advanced Engineering Building Module", Federal Emergency Management Agency.
- [6] Hadianfard M.A. (1995). "Nonlinear dynamic analysis of steel frames with flexible connections". MSc dissertation, under the direction of Seyyedian H., Civil Eng. Dept., Shiraz University, Shiraz, Iran.
- [7] Darío Aristizabal-Ochoa J. (2007). "Large deflection and post buckling behavior of Timoshenko beam-columns with semi-rigid connections including shear and axial effects" Elsevier J. Eng. Struct., 29 (6), 991-1003.
- [8] Darío Aristizabal-Ochoa J. (2012). "Matrix method for stability and second-order analysis of Timoshenko beam-column structures with semi-rigid connections" Engineering Structures Volume 34, January, Pages 289-302.
- [9] Loureiro A., Reinoso J.M., Gutiérrez R., Moreno A. (2011). "New proposals on the calculation of the flexural resistance in angle connections" J Construct Steel Res, 67, 613-622.
- [10] Shakib H., Dardaei Joghani S., Pirizadeh M., Moghaddasi Musavi A. (2011). "Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings—A case study" Journal of Constructional Steel Research, Volume 67, Issue 6, June , 1042-1049.
- [11] Jalali S.A., Banazadeh M., Abolmaalib A., Tafakori E. (2012). "Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections". Sharif University of Technology, Scientia Iranica A, 19 (1), 27-40.
- [12] Chen W.F., Lui E.M. (1991). "Stability design of steel frames". CRC Press Inc.
- [13] Hadianfard M.A., Razani R. (2003). "Effects of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames" Structural Safety 25, 123-138.
- [14] Lia G.Q., Li J.J. (2002). "A semi-analytical simulation method for reliability assessments of structural systems" Reliability Engineering and System Safety 78, 275-281.
- [15] Areiza-Hurtado M., Vega-Posada C., Darío Aristizabal-Ochoa J. (2005). "Second-order stiffness matrix and loading vector of a beam-column with semi-rigid connections on an elastic foundation" J. Eng. Mech., ASCE, 131 (7), 752-762.
- [16] ETABS Nonlinear version 9.7.1