

# « بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

## سازه و فولاد

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انجمن فناوری تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر	(استاد مهندسی عمران)	پروفسور آرک مگردیچیان
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

صفحه‌آرایی: بهارک صفری

لیتوگرافی و چاپ: خوشه

انجمن سازه‌های فولادی ایران

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید.

سال پنجم - شماره‌ی ششم

پائیز و زمستان ۱۳۸۸

## فهرست

- انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲
- ارائه فرمولاسیون محاسبه سختی تیرهای فولادی ترک‌خورده بهسازی شده با CFRP ..... ۵  
**Stiffness Formulation of Cracked Steel Beam Rehabilitated with CFRP**  
مهندس احسان دهقانی: دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران  
دکتر فرهاد دانشجو: استاد بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران
- بررسی آسیب پذیری سازه‌های بلند فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی ..... ۱۹  
**Damage Investigation of Steel High Rise Structures Using Nonlinear Dynamic Analysis**  
دکتر هاشم شریعتمدار: دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد  
مهندس علی مهرداد: کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد
- بررسی اندرکنش دیوار برشی بتن آرمه و بادبند فولادی در سیستم های قاب خمشی فولادی میان مرتبه ..... ۳۱  
**Evaluation of RC Shear Wall and Steel Bracing Interaction in Mid-Rise Steel Moment Frame Systems**  
دکتر علی خیرالدین: استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان  
مهندس حامد اسمعیلی: دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
- بررسی و مقایسه تحلیلی عملکرد تناوبی اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال با تغییر آرایش افقی پیچهای ستونی ..... ۴۳  
**Analytical Assessment and Comparison of Cyclic Behavior of End Plate and T-stub Bolted Connections Due to Horizontal Arrangement Variation of Column Bolts**  
دکتر محسن گرامی: استادیار و مدیر گروه پژوهشی فناوری های نوین، دانشگاه سمنان  
مهندس وحید صابری: کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان  
مهندس حمید صابری: کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان
- تحلیل کشسان مرتبه دوم و پایداری قاب های فولادی دو بعدی با پیوندهای نیمه سخت ..... ۵۹  
**Second-order Elastic and Stability Analysis of Plane Steel Frames with Semi rigid Connections**  
دکتر محمد رضایی پزند: استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد  
مهندس محسن بمبائی چی: دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
- توسعه طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی ..... ۸۳  
**Extending Seismic Design of Steel Moment Frames Using Energy-Based Method**  
دکتر سیدمهدی زهرائی: دانشیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران  
مهندس شهرزاد دستمالچی: دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران  
دکتر سیدرسول میرقادری: استادیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران
- عملکرد قاب های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی (RFD) ..... ۹۳  
**Performance of Steel Frames Equipped with Rotational Friction Dampers (RFD)**  
دکتر جواد واثقی امیری: دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی بابل  
مهندس سید قاسم جلالی: دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه صنعتی بابل
- یادداشت فنی
- استفاده از الگوریتم ژنتیک در بهینه سازی قابهای فولادی با اتصالات نیمه صلب ..... ۱۰۷  
**Using Genetic Algorithm for Optimization of Steel Frames with Semi-Rigid Connection**  
دکتر اصغر وطنی اسکویی: استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، دبیر شهید رجایی تهران  
مهندس سهند سریع الاطلاق: کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکز
- شیوه نگارش ..... ۱۲۰
- فرم عضویت ..... ۱۲۱

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتى که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود موارد تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

## CFRP

احسان دهقانی<sup>۱</sup>، فرهاد دانشجو<sup>۲</sup>

(دریافت: ۸۸/۹/۱۸، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

### چکیده

کاهش سختی و افزایش دامنه ارتعاش تیرهای فولادی ترک‌خورده، موجب از دست رفتن کارایی سازه در بارهای بهره‌برداری می‌شود. یکی از روشهای بازبایی سختی این نوع تیرها چسباندن ورقهای CFRP روی بال کششی تیرها و در محل بروز ترکها می‌باشد. برای محاسبه میزان سختی بازبایی شده در تیر ترک‌خورده توسط CFRP بطور معمول از روشهای تحلیل اجزاء محدود استفاده می‌شود. در این مقاله فرمولاسیون محاسبه سختی تیر بهسازی شده توسط CFRP به روش ریاضی ارائه شده است. در این فرمولاسیون سختی تیر بهسازی شده بر اساس سختی تیر سالم، سختی تیر با فرض ایجاد مفصل در محل ترک، مشخصات مصالح چسب و CFRP و ابعاد هندسی سازه بدست می‌آید. برای استخراج این فرمولها از مشابه سازی سختی خمشی قسمت باقیمانده در مقطع ترک و ورق تقویتی با یک فنر دورانی استفاده شده است. نحوه بدست آوردن سختی فنر دورانی بر اساس سختی تیر ترک‌خورده و سختی تیر سالم نیز پیشنهاد گردیده است. روش انجام محاسبات سختی تیر بهسازی شده با ورق CFRP در دو دسته تیرهای معین و نامعین بطور جداگانه بررسی شده و فرمولاسیون پیشنهادی برای دو مورد خاص تیر دوسرهمفصل و دوسرگیردار پیاده سازی گردیده است. به منظور صحت‌سنجی نتایج بدست آمده از روش تحلیلی پیشنهادی، هجده نمونه فرضی با روش اجزاء محدود نیز مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. مقایسه نتایج فرمولاسیون پیشنهادی با روش اجزاء محدود تطابق بسیار خوبی را نشان داده است. فرمول دیگری نیز با صرف نظر کردن از سختی خمشی باقیمانده در مقطع ترک، برای محاسبه سختی تیر بهسازی شده با CFRP در کاربردهای عملی پیشنهاد شده است. مقایسه نتایج بدست آمده از این فرمول و فرمولهای دقیقتر نشان‌دهنده دقت بسیار خوب رابطه پیشنهادی است. با استفاده از این روش می‌توان بدون نیاز به اندازه‌گیری عمق ترک، میزان مصالح مورد نیاز برای بهسازی تیر با CFRP را از رابطه‌های ساده‌ای محاسبه نمود.

### کلمات کلیدی

بهسازی، تیر فولادی، ترک، سختی، CFRP

## Stiffness Formulation of Cracked Steel Beam Rehabilitated with CFRP

E. Dehghani, F. Daneshjoo

### ABSTRACT

Stiffness degradation and increase in vibration amplitude of cracked steel beams, cause to lose the efficiency of structure in service loads. Bonding CFRP laminates on tension flange is one of the rehabilitating methods of these beams. At present, finite element method is used to calculate the value of stiffness and strength of rehabilitated beams. In this paper, a closed form formulation is presented for calculating stiffness of rehabilitated beams. In this method, the stiffness of rehabilitated beam is calculating based on the stiffness of perfect beam, stiffness of cracked beam, CFRP and adhesive properties and dimensions of structure. Cracked section of beam and reinforcing plate are modeled by an equivalent rotational spring. A procedure is proposed for calculating the stiffness of rotational spring. Formulation is studied in two categories of definite and indefinite beams, and implemented in two special cases of fixed and clamped beams. In order to verify proposed formulation, eighteen hypothetical specimens have been modeled by finite element method. Comparison of proposed formulation and F.E. results shows good agreement. Also another formula is suggested for practical applications by simplification of previous formulas. Simplified and accurate formulas results match very well. Using simplified formula, it's not necessary to know the depth of crack to determine the size of reinforcing CFRP plate.

### Keywords

Rehabilitation, Steel Beam, Crack, Stiffness, CFRP

۱. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران. [eng\\_dehghani@yahoo.com](mailto:eng_dehghani@yahoo.com) ( )

۲. استاد بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس [danesh\\_f@modares.ac.ir](mailto:danesh_f@modares.ac.ir)

کاهش سختی و افزایش دامنه ارتعاش تیرهای فولادی ترک‌خورده، موجب از دست رفتن کارایی سازه در بارهای بهره‌برداری می‌شود. این موضوع در بسیاری از سازه‌های فولادی که تحت تأثیر بارهای تناوبی با تعداد تکرار زیاد هستند (مثل پلهای فولادی راه‌آهن) موجب نگرانی و چاره‌اندیشی مهندسان سازه شده است. در تیرهای فولادی عموماً ترکها از بال کششی و از نقاطی که دارای جزئیات حساس به خستگی می‌باشند شروع شده و به سمت جان تیر گسترش می‌یابند. ترکهای کم‌عمق در محدوده بال تأثیر چندانی در کاهش سختی تیر ندارند؛ اما ترکهای عمیق بشدت سختی و مقاومت تیر را تحت تأثیر قرار می‌دهند. در مرجع [۱] نمونه‌هایی از ترکهای گسترش یافته داخل جان تیرهای فولادی شاهتیر پلها نشان داده شده و مهمترین دلایل ظهور و گسترش آنها عوامل جوشکاری، وجود ریزترکها و ناخالصی‌ها در فولاد، نقص در ساخت قطعات، نقص در حمل و نصب قعطات، آسیب‌های ایجادشده هنگام بهره‌برداری، محدوده تغییرات تنش، تعداد سیکلهای بارگذاری و نوع جزئیات مورد استفاده در طرح ذکر گردیده‌اند.

برای کاهش دامنه ارتعاش تیرهای ترک‌خورده بطور معمول از ورقهای تقویتی در مناطق ترک‌خورده استفاده می‌گردد. روش سنتی استفاده از ورقهای تقویتی فولادی می‌باشد که به تیر قدیمی جوش و یا پیچ می‌شوند. این روشها بدلیل نیاز به جوشکاری و یا سوراخکاری، مجدداً نقاط حساس به خستگی در سازه بوجود می‌آورند. در روشهای جدیدتر بجای استفاده از ورقهای فولادی، از ورقهای پلیمری FRP استفاده می‌شود. این ورقها علاوه بر دارا بودن مقاومت بسیار بیشتر از فولاد، وزن کمتری نسبت به فولاد داشته و بنابراین نصب آنها روی تیرهای آسیب‌دیده ساده‌تر می‌باشد [۲].

در تحقیقات محققان قبلی تقویت تیرهای فولادی با مصالح FRP عمدتاً بصورت آزمایشگاهی مورد مطالعه

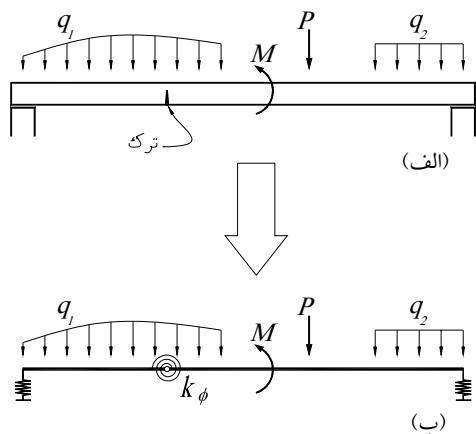
قرار گرفته است. در مرجع [۳] چهار نمونه با مقیاس واقعی از یک پل آسیب‌دیده قدیمی استخراج گردیده و پس از تقویت نمونه‌ها با ورق CFRP مورد آزمایش قرار داده‌اند. در دانشگاه میسوری-رولا یک کار آزمایشگاهی روی چهار تیر  $W12 \times 14$  دوسرمفصل با طول ۲۳۴۸ میلیمتر انجام شده است [۴]. در این تحقیق اثر ترک با یک شیار در تیر معادل‌سازی شده است. توکلی‌زاده و سعادت‌منش در سال ۲۰۰۱ هشت تیر فولادی  $S5 \times 10$  به طول ۱۳۰۰ میلیمتر را تحت اثر خمش چهار نقطه‌ای مورد آزمایش قرار دادند [۵]. در شش نمونه یک شیار به عمق  $3/2$  میلیمتر و  $6/4$  میلیمتر ایجاد گردید. ورقهای CFRP با طولهای مختلف برای هر یک از دو عمق شیار مورد استفاده قرار گرفت (۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلیمتر برای شیار سطحی و ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ میلیمتر برای شیار عمیق). نتایج نشان دادند که سختی و ظرفیت نهایی تیرهای تقویت‌شده با ورقهای CFRP صرفنظر از طول ورقهای تقویتی افزایش می‌یابد.

تحقیقات آزمایشگاهی دیگری نیز در زمینه تقویت تیرهای ترک‌خورده فولادی با استفاده از ورقهای FRP انجام شده است [۸و۶]. همچنین تحقیقاتی در زمینه تقویت تیرهای فولادی سالم با استفاده از ورقهای FRP انجام شده است [۳و۹و۱۱]. استراتفورد و همکارانش در سال ۲۰۰۶ مطالعه‌ای تحلیلی در مورد رفتار خطی تیرهای تقویت شده با ورق انجام دادند [۱۲]. همچنین تحقیقاتی در سال ۲۰۰۹ در زمینه عملکرد تیرهای تقویت شده با FRP در مقابل پدیده خستگی انجام شده است [۱۳].

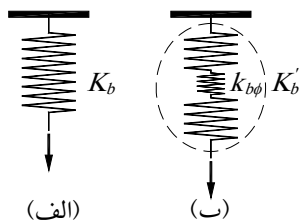
در تحقیقات تحلیلی گذشته در زمینه ردیابی خرابی در سازه‌های فولادی روشهای گوناگونی برای مدلسازی تیر ترک‌خورده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در برخی از این تحقیقات اثر مقطع ترک‌خورد تیر را با کاهش مدول مقطع تیر در نظر گرفته شده [۱۴] و برخی سعی کرده‌اند تا نرمی موضعی مقطع ترک‌خورده را بدست آورند [۱۵]. برخی دیگر با صرفنظر کردن از اثرات برش در خمش (خمش خالص) مقطع ترک‌خورده را با یک فنر دورانی جایگزین



طرفین تیر با فنر دورانی  $k_{b\phi}$  مشابه قطع کردن فنر  $K_b$  و وصل نمودن طرفین آن با فنر  $k_{b\phi}$  می‌باشد شکل (۲-ب). در این حالت نیز مشاهده می‌گردد در صورتیکه سختی  $k_{b\phi}$  بسیار بزرگ باشد، سختی مجموعه جدید برابر  $K_b$  خواهد بود و در حالتی که  $k_{b\phi}$  بسیار کوچک باشد، مجموعه فنرهای سری متصل شده به یکدیگر ناپایدار خواهند شد.



شکل (۱): شبیه‌سازی ترک با فنر دورانی



شکل (۲): مدل شماتیک تبدیل سختی تیر معین و فنر دورانی اگر سختی مجموعه تیر و فنر دورانی برابر  $K'_b$  باشد، با توجه به قانون فنرهای سری رابطه (۱) بین سختی تیر و فنر دورانی وجود دارد.

$$K'_b = \frac{K_b \times k_{b\phi}}{K_b + k_{b\phi}} \quad (1)$$

که در آن  $k_{b\phi}$  سختی بدست آمده از فنر  $k_{b\phi}$  در کل سیستم می‌باشد. برای محاسبه  $k_{b\phi}$  بایستی رابطه بین تغییر مکان مبنای اندازه‌گیری سختی ( $\delta$ ) و مقدار دوران فنر دورانی ( $\theta$ ) و همچنین رابطه میان نیروی مبنای اندازه‌گیری سختی ( $F$ ) و لنگر ایجاد شده در فنر ( $M$ ) را استخراج نمود و با استفاده از آنها رابطه میان  $k_{b\phi}$  و  $K_b$  را بدست آورد. در حالتی که سازه معین باشد، رابطه میان

کرده‌اند [۱۶ و ۲۲]. در هریک از این تحقیقات روابطی نیز برای محاسبه میزان سختی فنر دورانی در حالاتی خاص ارائه گردیده است. در این مقاله نیز از مشابه‌سازی ترک با فنر دورانی استفاده شده است.

در این مقاله تأثیر چسباندن ورقهای CFRP روی تیرهای فولادی در بازیابی سختی تیر بطور تحلیلی مورد بررسی قرار گرفته و فرمولاسیون محاسبه سختی تیر بهسازی شده ارائه شده است. همچنین فرمولهای ساده‌شده‌ای برای مقاصد کاربردی بهسازی تیرهای ترک‌خورده فولادی پیشنهاد گردیده است.

مطالعات انجام‌شده در این تحقیق با فرض ثابت بودن طول و عرض ترک در حین بارگذاری صورت گرفته و از اثرات گسترش ترک صرف‌نظر گردیده است.

## ۲- ارائه فرمولاسیون بازیابی سختی تیر ترک‌خورده

### معین

چنانچه در بخش قبل نیز اشاره گردید، ترک‌خوردگی در یک تیر را می‌توان با یک مفصل داخلی و یک فنر دورانی در محل مفصل مدلسازی نمود. مقدار سختی فنر دورانی وابسته به مساحت باقیمانده از مقطع ترک‌خورده، عمق ترک و دیگر مشخصات سازه می‌باشد که در تحقیقات پیشین در حالات مختلفی بدست آمده است. در شکل (۱-الف) یک تیر دارای ترک در حالت کلی با تکیه‌گاه‌ها و بارگذاری کلی نشان داده شده است. مدل ساده شده این تیر همراه با فنر دورانی در شکل (۱-ب) نمایش داده شده است. چنانچه سختی این فنر یک مقدار بینهایت بزرگ باشد، تیر مدل شده در شکل (۱-ب) مشابه یک تیر سالم عمل نموده و سختی مجموعه تیر و فنر برابر تیر سالم خواهد بود. در حالتی که سختی فنر دورانی نزدیک به صفر باشد، مجموعه مدلسازی شده ناپایدار شده و سختی آن بسمت صفر میل می‌نماید.

پدیده فوق را می‌توان با مدل ساده‌تری نیز توضیح داد. فنر نشان داده شده در شکل (۲-الف) با سختی معادل سختی تیر سالم  $K_b$  در نظر بگیرد. ایجاد مفصل داخلی و اتصال

بدست می‌آید:

$$k_{b\phi} = \frac{F}{\delta} = \frac{\frac{8M}{l}}{\frac{\theta l}{4}} = \frac{32M}{l^2} = \frac{32k_{\phi}}{l^2} \quad (4)$$

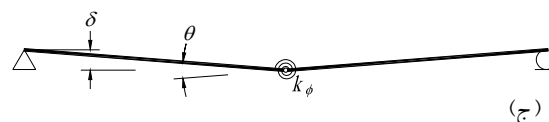
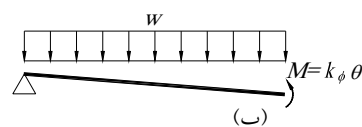
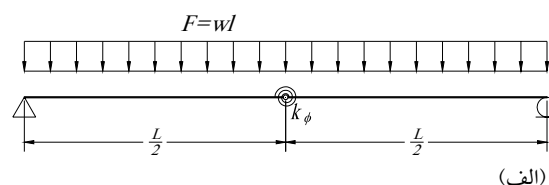
رابطه (۴) نحوه تبدیل سختی فنر دورانی در وسط یک تیر دو سرمفصل تحت بارگذاری گسترده یکنواخت به سختی کلی تیر را نشان می‌دهد. چنانچه در فرمول فوق نیز مشاهده می‌گردد، سختی معادل فنر دورانی با توجه به معین بودن سیستم سازه، مستقل از سختی خمشی سازه می‌باشد. ضریب ثابت این فرمول وابسته به محل ترک در طول تیر، نوع بارگذاری روی تیر و نحوه تعریف سختی مشخصه می‌باشد که در هر مورد بایستی استخراج گردد. با چسباندن ورق CFRP روی بال کششی در مقطع ترک‌خورده در واقع یک فنر دورانی دیگر علاوه بر فنر دورانی مقطع باقیمانده به تیر ترک‌خورده وصل می‌شود. بنابراین  $k_{\phi}$  از مجموع این فنرها بدست می‌آید:

$$k_{\phi} = k_{\phi c} + k_{\phi p} \quad (5)$$

که در آن  $k_{\phi c}$  سختی فنر دورانی معادل مقطع ترک‌خورده و  $k_{\phi p}$  سختی فنر دورانی معادل ورق تقویتی می‌باشد. چنانچه در بخش قبل نیز اشاره گردید، رابطه‌های گوناگونی برای محاسبه سختی معادل فنر دورانی در مقطع ترک‌خورده توسط محققان مختلف ارائه گردیده است. فرمولهای ارائه شده، هر یک دارای فرضیاتی خاص بوده و برای شرایطی خاص قابل استفاده هستند. همچنین این فرمولها اغلب برای کاربردهای ردیابی ترک در سازه استفاده می‌شوند. در این مقاله فرض بر این است که محل و اندازه ترک مشخص می‌باشد و بنابراین در عمل سختی تیر ترک‌خورده  $K_{bc}$  قابل اندازه‌گیری می‌باشد. برای این کار الگوی بارگذاری مشخصی به سازه اعمال شده و تغییرمکان نقاط مختلف آن قبل و بعد از بارگذاری قرائت می‌گردد. با استفاده از مقادیر خیز ایجاد شده در اثر بار وارده، الگوی بارگذاری و مدل سازه می‌توان سختی مشخصه سازه در راستای تغییرمکان مورد نظر را استخراج نمود. در آیین‌نامه‌های مختلف طراحی پلها از جمله

$M$  و  $F$  تنها به مشخصات هندسی سازه وابسته است و بنابراین رابطه میان  $k_{b\phi}$  و  $k_{\phi}$  نیز به یک رابطه هندسی تبدیل می‌گردد.

بطور مثال تیر دو سرمفصل نشان داده شده در شکل (۳-الف) که دارای یک مفصل و فنر دورانی در وسط دهانه بوده و تحت تأثیر نیروی گسترده یکنواخت است در نظر گرفته شده است.



شکل (۳): تیر دو سرمفصل با ترک در وسط دهانه

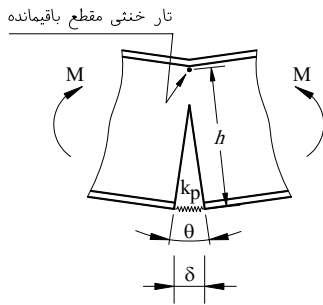
برای استخراج سختی ناشی از فنر دورانی از تغییرشکل‌های خمشی صرف‌نظر شده و تنها تغییرشکل‌های ناشی از فنر دورانی در نظر گرفته می‌شوند؛ عبارت دیگر اعضاء تیر بصورت المانهای صلب فرض می‌گردند. سختی مشخصه این سیستم بصورت مجموع نیروی وارده به تیر تقسیم بر تغییرمکان نقطه وسط آن تعریف گردیده است. با توجه به شکل (۳-ب) رابطه بین  $M$  و  $F$  از روابط تعادل نیروها به شکل رابطه (۳) بدست می‌آید:

$$\frac{F}{2} \times \frac{l}{4} = M \quad (2)$$

برای بدست آوردن رابطه  $\delta$  و  $\theta$  بایستی تغییرمکان  $\delta$  با استفاده از رابطه‌های هندسی موجود بر حسب مقدار دوران  $\theta$  استخراج گردد. با توجه به شکل (۳-ج) رابطه (۳) استخراج می‌گردد:

$$\frac{\theta}{2} \times \frac{l}{2} = \delta \quad (3)$$

باجایگذاری رابطه‌های (۲) و (۳) در رابطه تعریف سختی، اثر سختی فنر دورانی در راستای سختی مشخصه سیستم



شکل (۴): مدل شماتیک تقویت تیر روی بال کششی در محل ترک

نویسندگان این مقاله در مرجع [۲۴] نشان داده‌اند که سختی الاستیک یک ورق چسبیده به بستر صلب از رابطه (۹) محاسبه می‌گردد:

$$k_p = b_p \sqrt{\frac{G_a E_p t_p}{t_a}} \quad (9)$$

که در آن  $b_p$  عرض ورق تقویتی،  $G_a$  مدول الاستیسته برشی چسب،  $E_p$  مدول الاستیسته محوری ورق،  $t_p$  ضخامت ورق و  $t_a$  ضخامت لایه چسب می‌باشند. از آنجا که ورق چسبیده به بال کششی تیر ترک‌خورده از هر دو سمت ترک کشیده می‌شود، سختی معادل آن نصف مقدار بدست آمده از رابطه (۹) می‌باشد. بنابراین با جایگذاری رابطه (۹) در رابطه (۸) سختی دورانی معادل ورق تقویتی از رابطه (۱۰) بدست خواهد آمد:

$$k_{\phi} = \frac{b_p h^2}{2} \sqrt{\frac{G_a E_p t_p}{t_a}} \quad (10)$$

برای محاسبه سختی تیر بهسازی شده با CFRP، ابتدا سختی فنر دورانی معادل CFRP از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود. سختی فنر دورانی بدست آمده با استفاده از رابطه‌هایی همچون رابطه (۴)، که برای مورد خاص بیان شده در این مقاله ارائه شده است، به سختی معادل در سازه تبدیل شده و سپس با سختی فنر دورانی معادل مقطع ترک‌خورده که از رابطه (۶) بدست می‌آید، جمع می‌شود. در نهایت سختی کلی تیر بهسازی شده از رابطه (۱) استخراج می‌گردد.

آیین‌نامه بارگذاری پلهای ایران، اصول و ضوابط آزمایش بارگذاری پلهای ارائه گردیده است [۲۳]. با علم به این موضوع می‌توان در رابطه (۱) پارامتر  $K_{bc}$  سختی تیر ترک‌خورده را با پارامتر  $K'_b$ ، و  $k_{b\phi c}$  سختی معادل فنر دورانی مقطع ترک‌خورده در مجموعه تیر را با  $k_{b\phi}$  جایگزین نمود. در صورتیکه در این رابطه  $k_{b\phi c}$  به سمت چپ آورده شود، می‌توان سختی معادل فنر دورانی مقطع ترک‌خورده را در مجموعه یک تیر با شرایط معین استاتیکی از رابطه (۶) محاسبه نمود:

$$k_{b\phi c} = \frac{K_b \times K_{bc}}{K_b - K_{bc}} \quad (6)$$

که در آن  $K_b$  سختی تیر سالم و دیگر پارامترها همان تعاریف قبلی را دارند. برای تبدیل  $k_{b\phi c}$  به  $k_{\phi c}$  بایستی از رابطه‌هایی همچون رابطه (۴)، که برای حالت خاص شرح داده شده بدست آمد، استفاده نمود. در کاربردهای عملی (مثل شاتیر پلهای فولادی) نیز محاسبه سختی تیر ترک‌خورده تحت انواع بارگذاری محتمل بر روی عضو مورد نظر می‌تواند با اندازه‌گیری‌های محلی انجام شود. بدین ترتیب سختی فنر دورانی معادل مقطع ترک‌خورده بسادگی و بطور دقیق بدست می‌آید.

با توجه به شکل (۴) از آنجا که قسمت باقیمانده مقطع، شامل بخشی از جان و کل بال فشاری می‌شود و بال کششی حذف شده، تارخنثی آن بسیار نزدیک به بال فشاری می‌باشد. بنابراین بطور تقریبی می‌توان ارتفاع  $h$  را برابر کل ارتفاع تیر در نظر گرفت. بنابراین مقدار سختی دورانی معادل ورق تقویتی را می‌توان بر حسب سختی محوری ورق چسبیده به فولاد به شکل زیر و از رابطه (۸) محاسبه نمود:

$$M = F \times h = k_p \times \delta \times h = k_p \times \theta \times h \times h \quad (7)$$

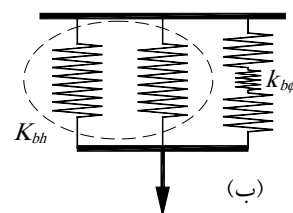
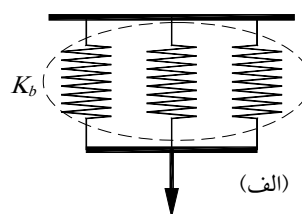
$$k_{\phi} = \frac{M}{\theta} = k_p h^2 \quad (8)$$

که در آن  $h$  عمق تیر و  $k_p$  سختی محوری ورق چسبیده به بال کششی می‌باشد.

### ۳- ارائه فرمولاسیون بازیابی سختی تیر ترک خورده

#### نامعین

در بخش قبل فرمولاسیون بازیابی سختی تیرهای ترک خورده فولادی با شرایط معین استاتیکی استخراج گردید. در حالتیکه تیر ترک خورده یک سازه نامعین باشد، فرمولاسیون بدست آمده اندکی متفاوت می باشد. در این حالت در صورت حذف فنر دورانی هنوز سازه پایدار بوده و سختی آن صفر نمی شود، بلکه یک درجه از نامعینی سازه کاهش می یابد. بنابراین رابطه (۱) نیازمند اصلاحاتی برای این نوع سازه ها می باشد. مدل شماتیک این مسأله در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل (۵): مدل شماتیک تبدیل سختی تیر نامعین و فنر دورانی

با توجه به شکل (۵) مشاهده می گردد، در صورتیکه سختی فنر  $k_{b\phi}$  یک مقدار بینهایت بزرگ باشد، سختی کل سیستم برابر سختی تیر سالم خواهد بود و در صورتیکه سختی فنر  $k_{b\phi}$  برابر صفر باشد، سختی کل سیستم از مجموع سختی فنرهای باقیمانده بدست می آید. بر این اساس می توان رابطه (۱) را به شکل رابطه (۱۱) اصلاح نمود:

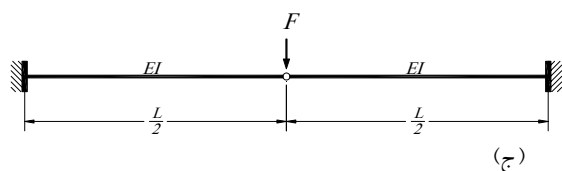
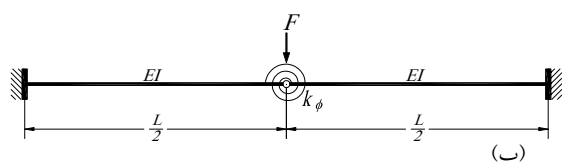
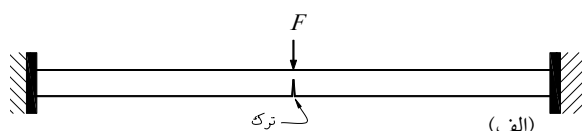
$$K'_b = \frac{(K_b - K_{bh}) \times k_{b\phi} + K_{bh}}{(K_b - K_{bh}) + k_{b\phi}} \quad (11)$$

که در آن  $K_{bh}$  سختی سازه با فرض وجود مفصل در مقطع ترک می باشد و دیگر پارامترها همان تعاریف قبلی

را دارند.

تفاوت دیگری که در فرمولاسیون تیرهای نامعین ترک خورده وجود دارد، نحوه تعیین رابطه تبدیل سختی فنر دورانی به سختی سازه می باشد. با توجه به اینکه تشخیص سیستم سازه معین باقیمانده با سختی  $(K_b - K_{bh})$  همواره بسادگی امکان پذیر نمی باشد، می توان از روش معکوس استفاده نمود. بدین ترتیب که ابتدا سختی  $K'_b$  را از روابط تحلیل سازه ها استخراج نموده و سپس با ساده سازی رابطه آن را به شکل رابطه (۱۱) در آورده و مقدار  $k_{b\phi}$  را استخراج نمود.

در اینجا رابطه مورد نظر برای یک تیر دوسرگردار با یک ترک در وسط دهانه و تحت اثر بار متمرکز در وسط دهانه بدست آمده است، شکل (۶-الف).



شکل (۶): تیر دوسرگردار با ترک در وسط دهانه

با استفاده از رابطه های تعادل و سازگاری، رابطه (۱۲) برای سختی کلی سیستم نشان داده شده در شکل (۶-ب) بدست می آید:

$$K'_b = \frac{96EI \left( 2l + \frac{2EI}{k_\phi} \right)}{l^4 + \frac{4EI^3}{k_\phi}} \quad (12)$$

سازه باقیمانده با فرض حذف سختی خمشی مقطع ترک خورده در شکل (۶-ج) نشان داده شده است. سختی

المانهای پوسته‌ای و چسب اتصال دهنده این مواد با المانهای مکعبی مدل‌سازی گردیده‌اند. مدل‌سازی ترک بصورت یک ناپیوستگی (شیار) انجام شده و از اثرات گسترش ترک صرف‌نظر گردیده است. بارگذاری تیرها در نمونه‌های دوسرهمفصل بصورت گسترده و یکنواخت روی بال فوقانی تیر (مشابه شکل (۳)) و در نمونه‌های دوسرگیردر بصورت متمرکز در وسط دهانه (مشابه شکل (۶)) انجام شده است. برای ایجاد اتصال مفصلی در نمونه‌های دوسرهمفصل، کلیه گره‌های روی جان تیر در دو لبه انتهایی در جهت انتقالی قائم مقید گردیده‌اند. همچنین برای مدل‌سازی اتصال گیردار در نمونه‌های دوسرگیردار، تمام گره‌های روی جان و بال تیر در دو لبه انتهایی در هر سه جهت انتقالی مقید شده‌اند. برای استخراج سختی تیرها در حالات مختلف از تحلیل استاتیکی استفاده شده است. در این تحلیل‌ها اثرات غیرخطی مصالح در مورد فولاد بصورت رفتار الاستوپلاستیک ایده‌آل در نظر گرفته شده و بدین ترتیب مقاومت نهایی نمونه‌ها نیز با فرض اینکه مود گسیختگی تیر، تسلیم فولاد باشد استخراج گردیده است. در عمل برای اینکه دیگر مودهای گسیختگی در سیستم فولاد و CFRP مثل جداشدگی CFRP و گسیختگی آن حاکم نگردند، بایستی طول و ابعاد ورق CFRP به شکل مناسبی انتخاب گردند. از آنجا که بررسی مودهای مختلف گسیختگی تیر تقویت‌شده با CFRP خارج از موضوع این تحقیق می‌باشد، در اینجا از ارائه توضیحات بیشتر صرف‌نظر می‌گردد. در شکل (۷) و شکل (۸) و شکل (۹) نمونه‌هایی از مدل‌های ساخته‌شده مشاهده می‌گردد.

$K_{bh}$  با توجه به این شکل از مجموع سختی دو تیر طره به طول  $\frac{l}{2}$  از رابطه (۱۳) بدست می‌آید:

$$K_{bh} = 2 \times \frac{3EI}{\left(\frac{l}{2}\right)^3} = \frac{48EI}{l^3} \quad (13)$$

با کسر رابطه (۱۳) از رابطه (۱۲) جمله اول رابطه (۱۱) به شکل زیر از رابطه (۱۴) بدست می‌آید:

$$K'_b - K_{bh} = \frac{72EI k_\phi}{l^2 \left( \frac{lk_\phi}{2} + 2EI \right)} \quad (14)$$

مقدار فوق سختی سیستم معین باقیمانده از سازه پس از کسر  $K_{bh}$  می‌باشد. برای استخراج سختی ناشی از فنر دورانی بایستی از تغییرشکل‌های خمشی تیر صرف‌نظر نمود. بنابراین حد رابطه (۱۴) وقتی که  $EI$  به سمت بینهایت میل می‌کند برابر  $k_{b\phi}$  خواهد بود:

$$k_{b\phi} = \lim_{EI \rightarrow \infty} \frac{72EI k_\phi}{l^2 \left( \frac{lk_\phi}{2} + 2EI \right)} \quad (15)$$

$$k_{b\phi} = \frac{72k_\phi}{2l^2} = \frac{36k_\phi}{l^2} \quad (16)$$

رابطه (۱۶)، سختی ایجاد شده ناشی از فنر  $k_\phi$  در مجموعه نشان داده شده در شکل (۶-ب) را ارائه می‌کند. چنانچه مشاهده می‌گردد رابطه بدست آمده باز هم مستقل از سختی خمشی تیر می‌باشد. علت این امر جدا کردن سختی قسمت نامعین سازه از سیستم می‌باشد. همچنین ضریب ثابت داخل فرمول در این مورد برابر ۳۶ بدست آمده است.

#### ۴ - مقایسه نتایج فرمولاسیون پیشنهادی با روش اجزاء

##### محدود

به منظور صحت‌سنجی رابطه‌های استخراج شده، در این قسمت مدل اجزاء محدود سازه‌های بررسی شده نیز در هجده مورد متفاوت ساخته شده و نتایج بدست آمده از آن با نتایج حاصله از فرمولها مقایسه شده است. برای این منظور از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS استفاده شده است. تیر فولادی و ورق تقویتی CFRP با استفاده از

ترک خوردگی سه عمق ترک ۵، ۱۰ و ۱۵ سانتی متر در نظر گرفته شده‌اند. همچنین تغییرات سختی سیستم تقویت‌کننده با تغییر ضخامت CFRP بررسی شده است. بدین منظور سه ضخامت مختلف ۱، ۲ و ۳ میلیمتر مطالعه شده‌اند. ضخامت لایه چسب با توجه به محدودیتهای اجرایی در همه حالات برابر یک میلیمتر فرض گردیده است. مشخصات مصالح تشکیل دهنده سازه در جدول (۱) ارائه گردیده‌اند.

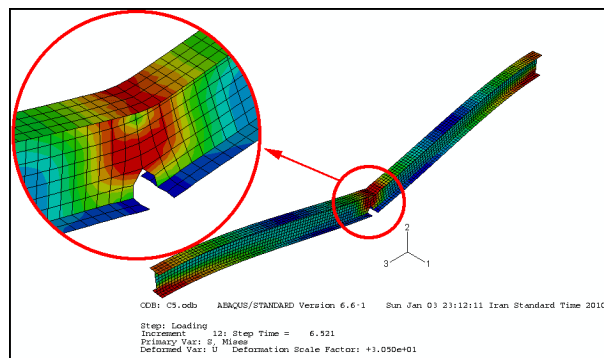
جدول (۱): مشخصات مصالح مصرفی

ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	مقاومت تسلیم کششی (مگاپاسکال)	ضریب پواسون
۰/۳	۲۱۰۰۰۰	۲۴۰	فولاد
۰/۲۸	۱۶۵۰۰۰	-----	CFRP
۰/۳۶	۴۰۱۳	۲۲/۵۳	چسب

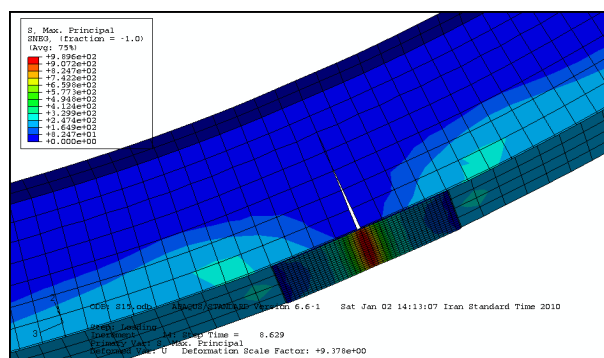
امتداد ورق CFRP در مناطق بدون ترک باعث افزایش مقاومت خمشی مقطع و در نتیجه افزایش سختی تیر می‌گردد. در نمونه‌های مطالعه شده حداقل طول ورق لازم برای اتصال طرفین ترک مدلسازی شده تا نتایج بدست‌آمده از تحلیل منطبق بر فرضیات فرمولهای استخراج‌شده باشند. از آنجا که طول گیرایی الاستیک ورق CFRP با مشخصات ارائه شده کمتر از ۱۰ سانتی متر می‌باشد، طول ورق تقویتی ۲۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است.

نامگذاری نمونه‌ها به این صورت انجام شده که حرف اول نشانگر نوع تکیه‌گاهها (S برای دوسرهمفصل و C برای دوسرگیردار)، عدد بعد از حرف نشانگر عمق ترک به سانتی متر و عدد آخر که با خط تیر جدا شده است نشانگر ضخامت ورق CFRP بر حسب میلیمتر می‌باشد.

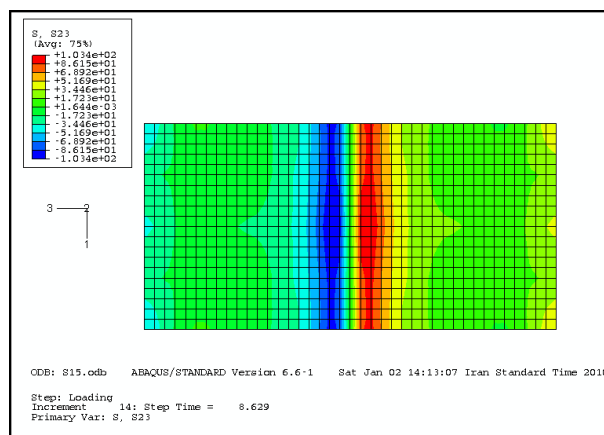
برای اطمینان از نحوه مدلسازی و تحلیل اجزاء محدود، دو نمونه مرجع در مورد تیرهای تقویت شده با اتصالات چسبی که نتایج آزمایشگاهی آنها موجود می‌باشد، مدلسازی



شکل (۷): تغییر شکل تیر دوسرگیردار با ترک به عمق ۵ سانتی متر



شکل (۸): تغییر شکل تیر دوسرهمفصل با ترک به عمق ۱۵ سانتی متر، بهسازی شده با CFRP



شکل (۹): نمایش تنشهای برشی داخل لایه چسب اتصال دهنده فولاد و CFRP

نمونه‌های تیر دوسرهمفصل با بارگذاری گسترده یکنواخت و تیر دوسرگیردار با بار متمرکز در وسط دهانه مدلسازی شده‌اند. در این مدلها مقطع تیر از نوع IPE200 و ورق تقویتی از نوع CFRP به عرض بال کششی و با ضخامت‌های مختلف می‌باشد. برای بررسی حالات مختلف



گردیده و نتایج بدست آمده از تحلیل با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند. نمونه‌های مرجع یک تیر بتنی تقویت شده با ورق فولادی چسبیده به وجه تحتانی و یک تیر فولادی تقویت شده با ورقهای CFRP بوده‌اند [۲۵ و ۲۶].

در مقایسه نتایج بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود انجام شده و فرمولاسیون پیشنهادی ارائه گردیده است. در ستون شماره (۱) و (۲) سختی تیر سالم و تیر ترک خورده با استفاده از نتایج تحلیل اجزاء محدود استخراج گردیده است. در کاربردهای عملی، این مقادیر بایستی از اندازه‌گیری‌های محلی استخراج گردند. در ستونهای

شماره (۳) تا (۶) پارامترهای مختلف مورد استفاده در فرمولاسیون ارائه شده محاسبه شده‌اند. در ستون شماره (۷) سختی تیر بهسازی شده با روش تحلیلی بدست آمده است. در ستون شماره (۸) سختی تیر بهسازی شده بر اساس نتایج تحلیل اجزاء محدود ارائه گردیده است. در ستون شماره (۹) نسبت مقادیر ارائه شده در ستونهای شماره (۷) و (۸) که معرف میزان خطای روش تحلیلی می‌باشد نشان داده شده است.

جدول (۲): مقایسه نتایج فرمولاسیون پیشنهادی با نتایج تحلیل انجام شده به روش اجزاء محدود

نام نمونه	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
	سختی تیر سالم	سختی تیر ترک خورده	سختی معادل فز دورانی مقطع ترک	سختی دورانی ناشی از ورق CFRP	اثر سختی CFRP در سیستم کلی	سختی فز دورانی در سیستم	سختی تیر بهسازی شده	سختی بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود	نسبت خطا	فرمول طراحی	نسبت خطا
	$K_b$	$K_{bc}$	$k_{b\phi c}$	$k_{\phi p}$	$k_{bp}$	$k_{b\phi}$	$K_{rb}$	$K_{ABQS}$		$K_d$	
S5-1	4616	3310	11699	$3/120 \times 10^{10}$	62402	74101	4345	4324	1/005	4298	1/011
S5-2	4616	3310	11699	$4/412 \times 10^{10}$	88250	99949	4412	4440	0/994	4387	1/006
S5-3	4616	3310	11699	$5/404 \times 10^{10}$	108083	119782	4445	4501	0/987	4427	1/004
S10-1	4616	2028	3617	$3/120 \times 10^{10}$	62402	66019	4314	4233	1/019	4298	1/004
S10-2	4616	2028	3617	$4/412 \times 10^{10}$	88250	91867	4395	4389	1/001	4387	1/002
S10-3	4616	2028	3617	$5/404 \times 10^{10}$	108083	111700	4433	4465	0/993	4427	1/001
S15-1	4616	630	730	$3/120 \times 10^{10}$	62402	63131	4301	4208	1/022	4298	1/001
S15-2	4616	630	730	$4/412 \times 10^{10}$	88250	88979	4388	4378	1/002	4387	1/000
S15-3	4616	630	730	$5/404 \times 10^{10}$	108083	108813	4428	4459	0/993	4427	1/000
C5-1	10304	7803	16151	$3/120 \times 10^{10}$	70202	86353	9669	9645	1/003	9538	1/014
C5-2	10304	7803	16151	$4/412 \times 10^{10}$	99281	115432	9819	9899	0/992	9746	1/008
C5-3	10304	7803	16151	$5/404 \times 10^{10}$	121594	137745	9893	10035	0/986	9842	1/005
C10-1	10304	6207	6849	$3/120 \times 10^{10}$	70202	77051	9600	9451	1/016	9538	1/006
C10-2	10304	6207	6849	$4/412 \times 10^{10}$	99281	106130	9779	9781	1/000	9746	1/003
C10-3	10304	6207	6849	$5/404 \times 10^{10}$	121594	128443	9865	9948	0/992	9842	1/002
C15-1	10304	5156	3873	$3/120 \times 10^{10}$	70202	74075	9574	9395	1/019	9538	1/004
C15-2	10304	5156	3873	$4/412 \times 10^{10}$	99281	103154	9765	9753	1/001	9746	1/002
C15-3	10304	5156	3873	$5/404 \times 10^{10}$	121594	125467	9856	9931	0/992	9842	1/001

$$k_{b\phi} = Ab_p \left( \frac{h}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{G_a E_p t_p}{t_a}} \quad (19)$$

که در آن  $A$  ضریب ثابتی است که با توجه به شرایط تکیه‌گاهی، نوع بارگذاری و نحوه تعریف سختی مشخصه سازه با روش شرح داده شده در این مقاله قابل استخراج است. سختی تیر بهسازی شده را می‌توان بطور کلی از رابطه (۱۱) محاسبه نمود.

استفاده از رابطه (۱۹) در کاربردهای عملی بهسازی سازه‌ها علاوه بر دارا بودن دقت بالا و سهولت در انجام محاسبات، این حسن را دارد که خطای آن در جهت محافظه‌کاری می‌باشد.

شکل (۱۰) و شکل (۱۱) منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های سالم، ترک‌خورده و بهسازی شده تیر دوسر مفصل و دوسر گیردار با ترک به عمق ۱۵ سانتی‌متر را نشان می‌دهند. چنانچه مشاهده می‌شود سختی و مقاومت نمونه‌های ترک‌خورده تیر نسبت به تیر سالم بشدت کاهش یافته است. در مورد تیر دوسر گیردار با توجه به نامعینی سیستم مقدار کاهش کمتری دیده می‌شود. سختی و مقاومت نمونه‌های بهسازی شده در همه موارد بسیار نزدیک به تیر سالم می‌باشد. نتایج مشابهی در دیگر موارد بررسی شده نیز بدست آمده‌اند. مشاهده می‌شود افزایش سختی بیش از حد سیستم تقویت‌کننده تأثیر چندانی در نتیجه بهسازی تیر ندارد. این نتیجه با توجه به رابطه (۱) نیز مورد انتظار می‌باشد.

شکل (۱۲) نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های سالم، ترک‌خورده و بهسازی شده تیر دوسر مفصل با ترک به عمق ۵ سانتی‌متر را نشان می‌دهد. چنانچه در این نمودار مشاهده می‌گردد بعلت کم بودن عمق ترک، سختی و مقاومت تیر ترک‌خورده کاهش کمتری داشته است.

با توجه به مقادیر محاسبه شده در ستون شماره (۹) مشاهده می‌گردد فرمولاسیون ارائه شده و روش اجزاء محدود تطابق بسیار خوبی با یکدیگر دارند. اختلاف اندک بدست آمده بین روش تحلیلی و اجزاء محدود ناشی از موارد مختلفی می‌باشد که دو مورد از مهمترین آنها عبارتند از: طول ورق تقویتی و اثر آن در افزایش سختی خمشی مقاطع سالم تیر که اثر آن در فرمولاسیون این تحقیق دیده نشده و سختی خمشی ورق CFRP بخصوص در وره‌های به ضخامت ۳ میلیمتر که باعث افزایش سختی کلی تیر بهسازی شده نسبت به مقدار محاسبه شده می‌شود.

مقایسه مقادیر محاسبه شده در ستون‌های شماره (۳) و (۵) نشان می‌دهد سختی سیستم تقویت‌کننده چندین برابر بزرگتر از سختی باقیمانده در مقطع ترک‌خورده می‌باشد. این نتیجه بخصوص در مورد ترک‌های عمیق‌تر قابل تأمل می‌باشد. با توجه به این موضوع می‌توان برای مقاصد کاربردی بهسازی سازه‌ها، از وجود سختی باقیمانده در مقطع ترک‌خورده صرف‌نظر نمود. سختی بدست‌آمده با در نظر گرفتن این فرضیه در ستون شماره (۱۰) ارائه شده است. در ستون شماره (۱۱) نسبت خطای این فرمول نسبت به روش دقیقتر محاسبه شده است. چنانچه مشاهده می‌گردد اختلاف بدست‌آمده بسیار ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن می‌باشد. با استفاده از این موضوع سختی ناشی از ورق تقویتی CFRP، در موارد بررسی شده در این تحقیق به شکل زیر ساده می‌گردند:

$$k_{b\phi} = 16b_p \left( \frac{h}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{G_a E_p t_p}{t_a}} \quad (17)$$

$$k_{b\phi} = 18b_p \left( \frac{h}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{G_a E_p t_p}{t_a}} \quad (18)$$

رابطه (۱۷) اثر ورق CFRP در سختی تیر دوسر مفصل بررسی شده و رابطه (۱۸) اثر ورق CFRP در سختی تیر دوسر گیردار بررسی شده را نشان می‌دهند. بطور کلی می‌توان اثر ورق CFRP در سختی تیر فولادی ترک‌خورده را به شکل رابطه (۱۹) نشان داد:



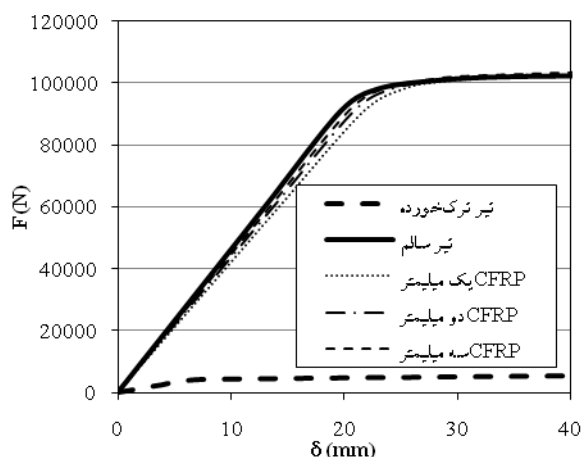
## ۵ - نتیجه گیری

در این مقاله فرمولاسیون محاسبه سختی تیر فولادی ترک خورده بهسازی شده با ورقهای CFRP به روش تحلیلی ارائه گردید. برای این منظور از مشابه سازی سختی خمشی قسمت باقیمانده در مقطع ترک و ورق تقویتی با یک فنر دورانی استفاده شد. با توجه به محدودیت روابط ارائه شده برای محاسبه سختی فنر دورانی معادل مقطع ترک، در این پژوهش محاسبه این سختی بر اساس سختی تیر ترک خورده، که در عمل قابل اندازه گیری می باشد، پیشنهاد شده است. فرمولاسیون استخراج سختی فنر دورانی بر اساس سختی تیر ترک خورده و سختی تیر سالم ارائه گردید.

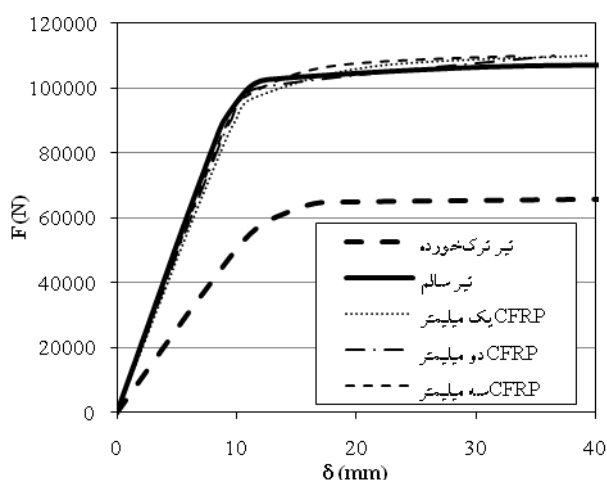
روش محاسبه سختی تیر بهسازی شده با ورق CFRP در دو دسته تیرهای معین و نامعین ارائه شد و فرمولاسیون پیشنهاد شده برای دو مورد خاص تیر دوسر مفصل و دوسر گیردار پیاده سازی گردید.

نتایج بدست آمده از روش تحلیلی پیشنهادی با نتایج بدست آمده از روش اجزاء محدود مطالعه شده در این تحقیق مقایسه گردید و تطابق بسیار خوبی مشاهده شد. چنانچه در بخش قبل دیده شد، چسباندن ورق CFRP روی بال کششی تیرهای آسیب دیده توسط ترک می تواند تا حد بسیار زیادی سختی و مقاومت تیر را بازیابی کند. همچنین مشاهده گردید افزایش بیش از حد سختی و مقاومت ورق CFRP تأثیر چندانی در نتیجه پروسه بهسازی ندارد.

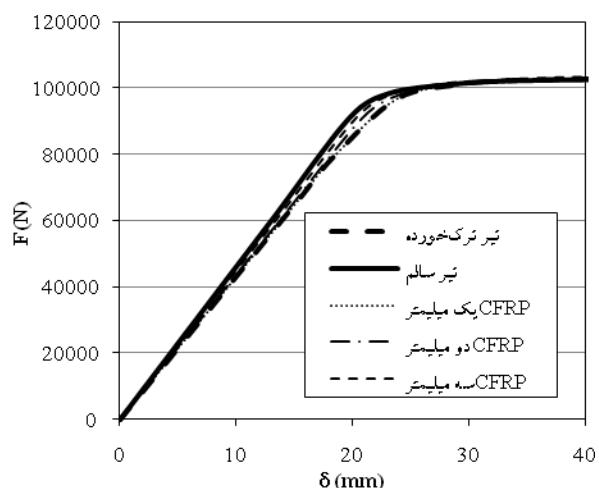
با توجه به نتایج بدست آمده از تحقیق، فرمول دیگری با صرف نظر کردن از سختی خمشی قسمت باقیمانده در مقطع ترک، برای محاسبه سختی تیر بهسازی شده با CFRP ارائه شد. مقایسه نتایج بدست آمده از این فرمول و فرمولهای دقیقتر نشان دهنده دقت بسیار خوب رابطه پیشنهادی است. با استفاده از این روش می توان بدون نیاز به اندازه گیری عمق ترک، میزان مصالح مورد نیاز برای بهسازی تیر با CFRP را از روابط ساده ای محاسبه نمود. استفاده از فرمول ساده شده برای کاربردهای عملی بهسازی



شکل (۱۰): منحنی نیرو-تغییر مکان تیر دو سر مفصل با ترک به عمق ۱۵ سانتی متر



شکل (۱۱): منحنی نیرو-تغییر مکان تیر دو سر گیردار با ترک به عمق ۱۵ سانتی متر



شکل (۱۲): منحنی نیرو-تغییر مکان تیر دو سر مفصل با ترک به عمق ۵ سانتی متر

symposium on bond behaviour of FRP in structures. Hong Kong: International Institute for FRP in Construction; (2005), pp. 419-26.

- 10- Youssef M.A., "Analytical prediction of the linear and nonlinear behaviour of steel beams rehabilitated using FRP sheets", *Engineering Structures* 28 (2006), pp. 903-911
- 11- Zhao, X., Zhang, L., "State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures", *Engineering Structures* 29 (2007), pp. 1808-1823.
- 12- Stratford, T., Cadei, J., "Elastic analysis of adhesion stresses for the design of a strengthening plate bonded to a beam", *Construction and Building Materials* 20 (2006), pp. 34-45.
- 13- Bocciarelli, M., Colombi, P., Fava, G., Poggi, C., "Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates", *Composite Structures* 87 (2009), pp. 334-343.
- 14- Chondros, T.G., Dimarogonas, A.D., "Influence of a crack on the dynamic characteristics of structures", *Journal of Vibration, Acoustics, Stress and Reliability in Design* 111 (1989), pp. 251-256.
- 15- Adams, R.D., Cawley, P., Pye, C.J., Stone, B.J., "A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures", *Journal of Mechanical Engineering Science* 20 (1978), pp. 93-100.
- 16- Gudmundson, P., "The dynamic behavior of slender structures with cross-sectional cracks", *Journal of Mechanics and Physics of Solids* 31 (1983), pp. 329-345.
- 17- Rizos, P.F., Aspragathos, N., Dimarogonas, A.D., "Identification of crack location and magnitude in a cantilever beam from the vibration modes", *Journal of Sound and Vibration* 138 (1990), pp. 381-388.
- 18- Liang, R.Y., Hu, J., Choy, F., "Theoretical study of crack-induced eigenfrequency changes on beam structures", *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 118 (1992), pp. 384-396.
- 19- Khaji, N., Shafiei, M., Jalalpour, M., "Closed-form solutions for crack detection problem of Timoshenko beams with various boundary conditions", *International Journal of Mechanical Sciences*, Volume 51, Issues 9-10, September-October 2009, pp. 667-681.

تیرهای ترک‌خورده فولادی پیشنهاد شده است.

بررسی نمودارهای نیرو-تغییرمکان بدست آمده از نمونه‌های مطالعه شده نشان داد که در تمام نمونه‌های بهسازی شده مقاومت خمشی تیر بطور کامل بازیابی شده است.

#### ۶ - مراجع

- 1- FHWA NHI 03-002, Bridge Inspector's Reference Manual, Section 8, "Inspection and Evaluation of Common Steel Superstructures".
- 2- Shaat, A., Schnerch, D., Fam, A., Rizkalla, S., "Retrofit of steel structures using Fiber-Reinforced Polymers (FRP): State-of-the-art., In: Transportation research board (TRB) annual meeting. 2004. CD-ROM(04-4063).
- 3- Gillespie, J. W., Mertz, D. R., Kasai, K., Edberg, W. M., Demitz, J. R., and Hodgson, I., "Rehabilitation of Steel Bridge Girders: Large Scale Testing.", *Proceeding of the American Society for Composites, 11th Technical Conference on Composite Materials*, (1996), pp. 231-240.
- 4- Liu, X., Silva, P. F., Nanni, A., "Rehabilitation of Steel Bridge Members with FRP Composite Materials", *Proc., CCC2001, Composites in Construction*, Porto, Portugal, (2001), pp. 613-617.
- 5- Tavakkolizadeh, M., Saadatmanesh, H., "Repair of Cracked Steel Girders Using CFRP Sheets", *Proc. ISEC-01, Hawaii*, 24-27 January (2001).
- 6- Colombi, P., Bassetti, A., Nussbaumer, A., "Analysis of cracked steel members reinforced by pre-stress composite patch", *Fatigue Fracture of Engineering Materials Structures* 26 (2003), pp. 59-66.
- 7- Edberg, W., Mertz, D., Gillespie, J., "Rehabilitation of Steel Beams Using Composite Materials", *Proceedings of the Materials Engineering Conference, Materials for the New Millenium*, ASCE, New York, NY, Nov 10-14, (1996), pp. 502-508.
- 8- Sen, R., Liby, L., Mullins, G., "Strengthening steel bridge sections using CFRP laminates", *Compos: Part B* 32 (2001), pp. 309-22.
- 9- Xia, S.H., Teng, J.G., "Behaviour of FRP-to-steel bonded joints", In: Chen, J.F., Teng, J.G., editors. *Proceedings of the international*



- 20- Biondi, B., Caddemi, S., "Closed form solutions of Euler-Bernoulli beams with singularities", *International Journal of Solids and Structures* 42 (2005), pp. 3027-3044.
- 21- Yavari, A., Sarkani, S., "On applications of generalized functions to the analysis of Euler-Bernoulli beam-columns with jump discontinuities", *International Journal of Mechanical Sciences* 43 (2001), pp. 1543-1562.
- 22- Stankovi'c, B., Atanackovi'c, T.M., "Generalized solutions to a linear discontinuous differential equation", *J. Math. Anal. Appl.* 324 (2006), pp. 1462-1469.
- ۲۳- معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، «آیین‌نامه بارگذاری پلها»، نشریه ۱۳۹، تجدید نظر اول، ۱۳۷۹.
- ۲۴- دهقانی، احسان، «مقاوم‌سازی تیرهای ترک‌خورده فولادی بوسیله ورق‌های FRP»، رساله دکتری تخصصی عمران-سازه به راهنمایی دکتر فرهاد دانشجو، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۹.
- 25- Roberts T.M., "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams", *Structural Engineering* 1989;67(12):229-33
- 26- Sebastian, Wendel, M., "Nonlinear influence of contraflexure migration on near-curtailment stresses in hyperstatic FRP-laminated steel members", *Computers and Structures* 81 (2003) 1619-1632



## چکیده

آیین نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمانها به منظور جلوگیری از تلفات جانی، کنترل خسارت و طرح اقتصادی تدوین می‌شوند. برای این منظور، عموماً ترکیب دو عامل مقاومت و شکل پذیری مورد استفاده قرار می‌گیرند. یک تفاوت عمده بین ضوابط آیین نامه‌ای طرح لرزه‌ای با برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها این است که طراحی بر اساس آیین نامه در ناحیه ارتجاعی صورت گرفته در صورتیکه برآورد مقاومت لرزه‌ای با توجه به رفتار خمیری سازه‌ها و بررسی مسائلی نظیر مقاومت، شکل پذیری و محل مفصل‌های خمیری صورت می‌گیرد و به این ترتیب نقاط ضعف سازه‌ها مشخص می‌شوند. طبق تحقیق انجام شده در این مقاله بر روی سازه‌های مورد مطالعه، بارگذاری استاتیکی معادل کفایت لازم را در برآورد کلیه واکنشهای سازه‌ای اعم از، تغییر مکان جانبی و نسبی و همچنین برش طبقات دارا می‌باشد. بنابراین با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰، برای سازه‌های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر استفاده از تحلیل دینامیکی را الزامی می‌دارد، باید بررسی نمود که آیا سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل طیفی قادر به تحمل زلزله‌های به مقیاس در آمده تا شتاب  $0.35g$  می‌باشند. در این تحقیق سه سازه دو بعدی ۱۵، ۲۰ و ۲۵، طبقه با سیستم قاب خمشی که بارگذاری لرزه‌ای آن با استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ انجام شده، مورد مطالعه قرار گرفته است. آنالیز دینامیکی غیر خطی با استفاده از شتاب نگاشت‌های مختلف صورت گرفته و پاسخهای تغییر مکان جانبی و نسبی برای طبقات مختلف محاسبه شده و با مقادیر مجاز آیین نامه مقایسه گردید. همچنین نیاز شکل پذیری طبقات محاسبه و با ظرفیت شکل پذیری طبقات مختلف مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت. شکست موضعی اعضای سازه‌ای کنترل شده و نهایتاً به بررسی آسیب پذیری سازه‌های فوق پرداخته شد.

## کلمات کلیدی

خسارت‌های سازه‌ای، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، نیاز شکل پذیری و شکست موضعی

## Damage Investigation of Steel High Rise Structures Using Nonlinear Dynamic Analysis

Hashem Shariatmadar, Ali Mehrad

### ABSTRACT

Seismic design codes are prepared for prevent the life lost, damage control and economic design; to do this, generally combination of the strength and ductility are used. The main different between seismic design code and seismic strength is that the design is preformed in the elastic region while the strength is calculated based on plastic behavior, ductility, and the location of plastic hinges. Based on the research in this paper, the pseudo static qualifies for all responses such as displacement, drift and story shears. However, based on the 2800 standard the dynamic analysis is necessary for regular structures with height more than 50m, therefore it must be investigated that the structures designed using the modal dynamic analysis is able to resist earthquakes scaled to  $0.35g$ . In this paper 15, 20 and 25 story 2D-moment resisting frames which are designed based on design spectrum of 2800 Iranian code are studied. The nonlinear acceleration time history analyses are preformed and the story displacements and drifts are extracted and are compared with code allowable amounts. The story ductility demands are also calculated and compared with the capability of story ductility. The local failure of the structural members is controlled. Finally, the damage level of the structures is investigated.

### Key words

Structural Damages, Spectral Dynamic Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Ductility Demand, Local Failure

۱. استادیار، گروه عمران دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، shariatmadar@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. کارشناس ارشد سازه از دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان، amehraad@yahoo.com

## ۱- مروری بر تحقیقات گذشته

ناطقی الهی و کاکاونداسدی با مطالعه و آنالیز یک سازه ۴۰ طبقه فولادی تحت طیفهای مختلف و بارگذاری استاتیکی معادل به این نتیجه رسیدند که بارگذاری استاتیکی معادل در جهت اطمینان است [۵].

در تحقیقی دیگر توسط حسین زاده و ناطقی الهی، آسیب پذیری سازه‌های فولادی موجود با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است که در آن شکست موضعی اعضا و همچنین مقایسه بین نیاز شکل پذیری با ظرفیت شکل پذیری طبقات، مورد ارزیابی قرار نگرفته است [۴]. با توجه به اهمیت ارزیابی رابطه بین نیاز شکل پذیری و ظرفیت شکل پذیری طبقات، شکست محلی و موضعی اعضای سازه ای و کمبود کارهای پژوهشی انجام شده، نیاز به تحقیق در این زمینه قابل توجه و الزامی است. دیده می شود بر مبنای مطالب عنوان شده که هم در این مقاله و همچنین در اکثر مراجع ذکر شده در مقاله، ضرورت تحقیقات واضح است. نقایص در روشهای طراحی الاستیک سازه ها یکی از دلایل مهم گسیختگی سازه های خیلی بلند در زلزله های شدید می باشد که در مدل سازی غیر خطی سازه ها، تا حد قابل توجهی نواقص فوق را مرتفع نموده و امکان طرح سازه با رفتار بهتر در برابر زلزله را فراهم می کند. با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ [۲]، برای سازه های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر استفاده از تحلیل دینامیکی را الزامی می دارد، باید بررسی نمود که آیا سازه های طرح شده با استفاده از تحلیل طیفی قادر به تحمل زلزله های به مقیاس در آمده تا شتاب  $0.35g$  می باشند.

## ۲- مشخصات کلی سازه‌ها

سازه‌های مورد استفاده در این پژوهش قابهای دو بعدی با سیستم قاب خمشی می‌باشند که شامل سه سازه ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه و دارای چهار دهانه ۶ متری می باشند. ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر ۳/۶ متر است. از آنجا که ارتفاع کلیه سازه‌ها از ۵۰ متر بیشتر می‌باشند از سیستم قاب

خمشی ویژه در طرح لرزه‌ای آنها استفاده شده است و بنابراین کلیه ضوابط طراحی مربوط به این سیستم طبق استاندارد ۲۸۰۰، رعایت شده است. در محاسبه جرم طبقات (ثابت و متمرکز در مرکز جرم طبقات)، از بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بارزنده استفاده شده است. قابها مطابق استاندارد ۵۱۹ [۱] و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و به روش تنش مجاز طراحی شده‌اند. در طراحی قابها خاک محل احداث سازه‌ها، خاک نوع II منطقه با خطر پذیری بسیار زیاد و نوع کاربری مسکونی با درجه اهمیت متوسط در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در این تحقیق بار باد حاکم بر طرح نمی باشد.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، شتاب نگاشتگاهی که در انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار می گیرند باید حداقل سه شتاب نگاشت متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را برآورده نمایند و به لحاظ ویژگی های زمین شناسی و بخصوص مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشند و نیز مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب نگاشتها حداقل برابر ۱۰ ثانیه و یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام که بیشتر است باشد. در این پژوهش از زلزله‌های طیس، ناغان، منجیل و برای اینکه یک مقایسه جهانی نیز انجام شده باشد از زلزله السترو با مشخصات زیر که رکورد شتابنگاشت آنها در آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی توسط نرم افزار DRAIN-2DX [۷]، به قابها اعمال گردیده است استفاده شده است. زلزله طیس با بیشینه شتاب زمین (PGA) معادل  $0.933g$  در مدت زمان ۲۵ ثانیه ثبت شده است. زلزله ناغان که در مدت ۲۰ ثانیه (زمان موثر ۵ ثانیه) ثبت شده دارای PGA معادل  $0.72g$  می‌باشد. مدت زمان ثبت شتابنگاشت منجیل نیز  $53/50$  ثانیه بوده است. این زمین لرزه دارای PGA معادل  $0.514g$  می‌باشد. زلزله السترو که در مدت  $53/74$  ثانیه ثبت شده دارای PGA معادل  $0.348g$  می‌باشد. تمامی شتاب نگاشتهای زلزله های فوق به شتاب  $0.35g$  مقیاس شده اند.



جدول(۳): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۲۵ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۵	BOX ۵۵۰×۵۵۰×۳۰	IPB۳۶۰
۶~۱۰	BOX ۵۵۰×۵۵۰×۲۵	IPB۳۴۰
۱۱~۱۵	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۵	IPB۳۲۰
۱۶~۲۰	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۵	IPB۳۰۰
۲۱~۲۵	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۰	IPB۲۶۰

### ۳- معیارهای شکست و حالت نهایی سازه

ظرفیت نهایی یا شکست سازه ممکن است با شکست کلی یا شکست موضعی در سازه اتفاق بیافتد که در ذیل این دو شکست مورد بررسی قرار می گیرند.

الف- شکست کلی: این شکست حالتی است که پایداری کل سازه به مخاطره افتاده و باعث خرابی زیاد بشود. شکست کلی خود به چند دسته تقسیم می شود که عبارتند از:

مکانیزم کلی، مکانیزم طبقه نرم، تجاوز تغییر مکان سازه از حد مجاز و ناپایداری سازه.

ب- شکست موضعی: در این نوع شکست خرابی یک المان کنترل کننده است. و این در عضو سازه ممکن است پایداری سازه را به خطر بیندازد. این شکست بر دو نوع کمانش کلی تیر یا ستون و تجاوز چرخش زاویه ای از ظرفیت چرخشی عضو تقسیم بندی می شود.

### الف- کنترل شکست کلی

کنترل شکست کلی به مراتب آسانتر از کنترل شکست موضعی می باشد. [۸] UBC97، [۹] NEHRP97، و استاندارد ۲۸۰۰ محدودیتهایی را برای جابجایی نسبی یا کلی طبقه در نظر می گیرند. برای سازه های با پیوند کمتر از ۰/۷ ثانیه حداکثر جابجایی نسبی به ۰/۲۵ ارتفاع طبقه و برای سازه های با پیوند بیشتر از ۰/۷ ثانیه، حداکثر جابجایی نسبی به ۰/۲۰ ارتفاع طبقه محدود شده است.

آئین نامه [۱۰] AISC97، نیز محدودیتهایی برای دوران هر اتصال در نظر می گیرد که مقدار حداکثر دوران در مورد

رفتار هیستریسیز تیر- ستون، توسط مدل دو خطی دوزنقه ای که در برنامه DRAIN-2DX قرار دارد مدلسازی می گردد.

در این مدل سختی ایده آل شده اعضای سازه ای، مقاومت حدی تسلیم  $M_{yi}$ ، و نرخ مقاومت سخت شده در حالت پس از تسلیم<sup>۲</sup>، بصورت تابعی از سختی ایده آل  $\gamma_{ki}$  در نظر گرفته می شود. با استفاده از پارامترهای سختی اولیه و مقاومت سخت شدگی و با توجه به رابطه نیرو تغییر مکان، پوش رفتار چرخه ای توسط برنامه تولید و به کار گرفته می شود.

در جدول های (۱)، (۲)، (۳) و مقاطع طراحی شده برای سازه های فوق مشخص شده اند.

جدول (۱): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۱۵ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۳	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۳۰	IPB۳۴۰
۴~۶	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۲۵	IPB۳۲۰
۷~۹	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۲۰	IPB۳۰۰
۱۰~۱۲	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۲۰	IPB۲۶۰
۱۳~۱۵	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۱۵	IPB۲۲۰

جدول(۲): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۲۰ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۴	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۳۰	IPB۳۴۰
۵~۸	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۵	IPB۳۲۰
۹~۱۲	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۰	IPB۳۰۰
۱۳~۱۶	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۰	IPB۲۸۰
۱۷~۲۰	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۱۵	IPB۲۲۰

<sup>1</sup> Idealized elastic stiffness

<sup>2</sup> post yield range

سیستم های با شکل پذیری کم، متوسط و ویژه به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۳ رادیان در نظر گرفته شده است.

### ب- کنترل شکست موضعی

کنترل شکست موضعی درحقیقت کنترل کمانش کلی ستون و کنترل چرخش زاویه ای تیرها و ستونها می باشد.

برای کنترل چرخش زاویه ای، Kato رابطه های (۱)، (۲) و (۳) را ارائه داده است. [۱۳ و ۱۲ و ۱۱]

$$\rho \geq \frac{S-1}{2} \quad \text{برای حالت:} \quad (۱)$$

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ (1-\rho)^2 \chi_y + (S-1) \left[ (1-2\rho)\chi_y + \chi_h + \frac{(S-1)M_p}{2E_r I_e} \right] \right\}$$

$$\rho < \frac{S-1}{2} \quad \text{برای حالت:} \quad (۲)$$

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ [(1+\rho^2) - 2\rho(S-1)]\chi_y + 2\chi_h(S-\rho-1) + \frac{2M_p}{E_r I_e} \rho(S-\rho-1) + \frac{(S-2\rho-1)^2 M_p}{2E_h I_e} \right\}$$

برای حالت  $\rho = 0$  خواهیم داشت:

$$\theta_U = \frac{L}{S} \left\{ \chi_y + 2\chi_h(S-1) + \frac{(S-1)^2 M_p}{2E_h I_e} \right\}$$

که در رابطه های فوق:

$$S = \frac{\sigma_U}{\sigma_y} \quad \rho = \frac{\sigma_0}{\sigma_y} \quad \chi_y = \frac{\varepsilon_y}{h_e}$$

$$E_r = \frac{2EE_h}{E+E_h} \quad \chi_h = \frac{\varepsilon_h}{h_e}$$

در رابطه های (۱)، (۲) و (۳)  $M_p$  لنگر پلاستیک،  $E$  مدول الاستیسیته،  $E_h$  مدول سخت شدگی،  $E_r$  مدول الاستیسیته کاهش یافته،  $\varepsilon_y$  کرنش تسلیم،  $\varepsilon_h$  کرنش سخت شدگی،

$h_e$  ارتفاع مقطع،  $I_e$  ممان اینرسی مقطع،  $A$  سطح مقطع،  $L$  فاصله مقطع بحرانی از نقطه ای که لنگر آن صفر است،  $\sigma_y$  تنش تسلیم،  $\sigma_u$  تنش نهایی که با کنترل کمانش موضعی بال فشاری یا کمانش پیچشی جانبی بدست می آید،

$\sigma_0$  تنش محوری ناشی از بار محوری خارجی و  $\rho$  بار محوری بدون بعد خارجی می باشد. همچنین تنش بدون بعد کمانش موضعی،  $S$  را می توان از رابطه های (۴) و (۵) تجربی زیر بدست آورد.

برای مقاطع I شکل:

$$\frac{1}{S} = 0.6003 + \frac{1.600}{\alpha_f} + \frac{0.1535}{\alpha_w} \quad (۴)$$

برای مقاطع توخالی مربعی:

$$\frac{1}{S} = 0.710 + \frac{0.167}{\alpha} \quad (۵)$$

که در رابطه های فوق:

$$\alpha_f = \frac{E}{\sigma_y} \left[ \frac{t_f}{b_f/2} \right]^2$$

$$\alpha_w = \frac{E}{\sigma_y} \left[ \frac{t_w}{d_w} \right]^2 \quad \alpha = \frac{E}{\sigma_y} \left[ \frac{t}{B} \right]^2$$

$t_f$ ،  $b_f$ ،  $t_w$ ،  $d_w$  به ترتیب ضخامت و عرض بال و ضخامت و عمق جان مقاطع I شکل می باشند.  $t$  و  $B$ ، نیز ضخامت و ابعاد مقاطع توخالی مربعی شکل هستند.



#### ۴- بررسی نیازهای شکل پذیری قابهای مورد مطالعه

نیاز عبارت است از پاسخ تحمیل شده از زلزله به یک سازه. پس از بدست آوردن نیازهای لرزه‌ای مانند نیاز شکل پذیری، باید این پارامترها را با پارامتر مربوط به ظرفیت مقایسه کرد و از مقایسه نیاز با ظرفیت یک سازه، می‌توان نقاط ضعف سازه را مشخص کرد و به تقویت آن اقدام نمود. مقدار نیاز شکل‌پذیری طبقه‌ای از رابطه (۶) بدست می‌آید [۳].

$$D_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{yield}} = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)_{\max}}{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)_{yield}} \quad (6)$$

که در این رابطه،  $\Delta_{\max}$ ، بیشینه تغییر مکان نسبی طبقه تحت اثر یک زلزله مشخص و  $\Delta_{yield}$ ، تغییر مکان نسبی طبقه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در طبقه مورد نظر می‌باشد که از آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش آور) محاسبه می‌شود.

بنابراین برای محاسبه نیاز شکل‌پذیری لازم است که  $\Delta_{yield}$  مربوط به طبقه مورد نظر محاسبه شود برای این منظور تمام طبقات قاب به غیر از طبقه مورد نظر را با تکیه‌گاههای ساده بسته و آنرا تحت بار استاتیکی افزایش یافته قرار می‌دهیم تا لحظه‌ای که تغییر شکل در این طبقه به مقدار تسلیم برسد [۳].

برای محاسبه  $\Delta_{\max}$  در طبقات، سازه‌ها را تحت رکوردهای مختلف و با حداکثر شتاب  $0.35g$ ، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار داده و بیشینه تغییر مکان نسبی آنها محاسبه شده است. و نهایتاً نیاز شکل‌پذیری هر طبقه تحت رکوردهای زلزله‌های مختلف از تقسیم  $\Delta_{\max}$  بر  $\Delta_{yield}$  بدست آمده است که نتیجه این محاسبات برای سازه‌های مورد مطالعه در شکل‌های (۱) تا (۳) ترسیم شده است.

همانطور که از نمودارهای بدست آمده مشخص است، نیازهای شکل‌پذیری حداکثر حاصل از زلزله طبرس، با افزایش ارتفاع سازه‌ها، افزایش می‌یابد و برای زلزله‌های ناغان و منجیل و السسترو، با افزایش ارتفاع سازه‌ها، مقدار

نیازهای شکل‌پذیری حداکثر رو به کاهش می‌گذرد. علت این امر را می‌توان در محتوای فرکانسی زلزله‌های مورد بررسی جستجو نمود.

همچنین نمودارهای مربوط نشان دهنده پراکنندگی در نحوه توزیع نیازهای شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع سازه‌های مورد مطالعه می‌باشند که علت این امر را می‌توان به تأثیر مدهای بالاتر با افزایش ارتفاع سازه‌ها دانست.

آنچه که از تمامی نمودارهای بدست آمده مشخص است اینستکه، مقدار نیاز شکل‌پذیری در چند طبقه پایینی روند افزایشی و در چند طبقه بالایی، روند کاهشی دارد.

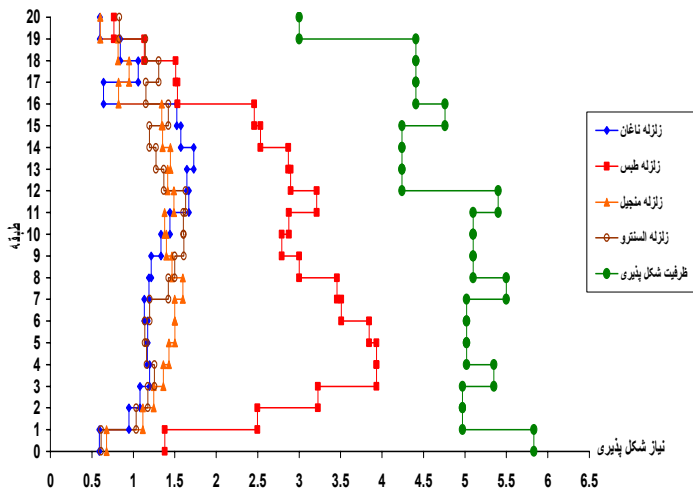
#### ۵- مقایسه نیازهای شکل‌پذیری با ظرفیت شکل‌پذیری

همانطور که میدانیم، نیروهای حد آئین نامه‌ای بسیار کمتر از نیروی یک زلزله واقعی می‌باشند، بنابراین اعضای سازه‌ها در یک زلزله متوسط یا یک زلزله شدید، از رفتار خطی خارج شده و وارد مرحله غیرخطی خواهند شد و با رفتار شکل‌پذیر خود، انرژی ناشی از زلزله را جذب و مستهلک خواهند نمود. بنابراین شکل‌پذیری یکی از مهمترین پارامترهای تعیین کننده در مقاوم بودن سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشد. برای آنکه سازه‌ای تاب تحمل تغییر شکلهای غیرالاستیک بوجود آمده از یک زلزله را داشته باشد، لازم است در تمامی طبقات سازه ظرفیت شکل‌پذیری از نیاز شکل‌پذیری محاسبه شده از زلزله بیشتر باشد. [۳]

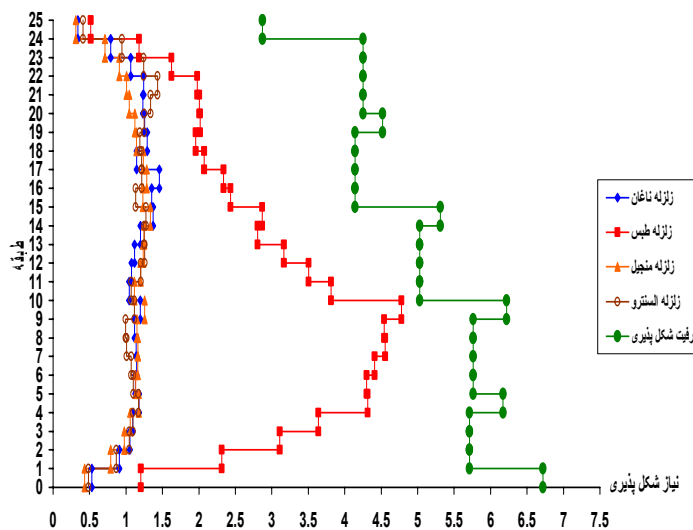
طبق تعریف ظرفیت شکل‌پذیری هر طبقه عبارت است از:

$$D_c = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{yield}} \quad (7)$$

که در رابطه (۷)،  $\Delta_{ult}$ ، حداکثر تغییر مکان نسبی قابل تحمل توسط طبقه می‌باشد. با توجه به اینکه حداکثر، تغییر مکان نسبی طبقات در حالت غیرخطی به ۲ درصد ارتفاع طبقه محدود می‌گردد، بنابراین برای هر طبقه،  $\Delta_{ult}$  برابر،  $7/2$  سانتیمتر بدست می‌آید.



شکل (۲): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۲۰

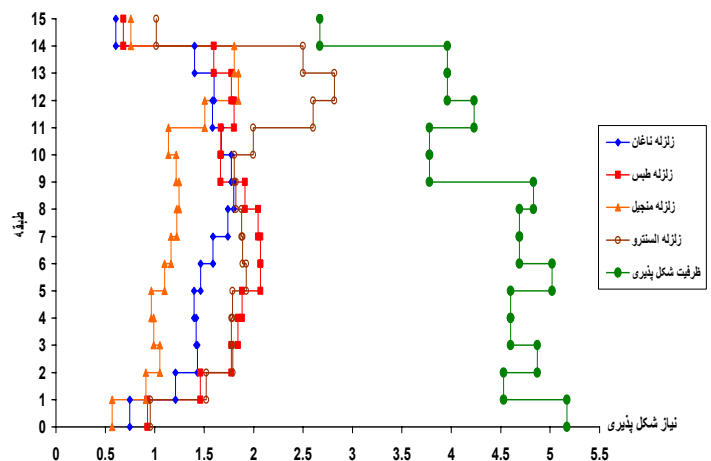


شکل (۳): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۲۵

### ۶- حداکثر پاسخ تغییر مکانهای جانبی و تغییر مکانهای نسبی طبقات

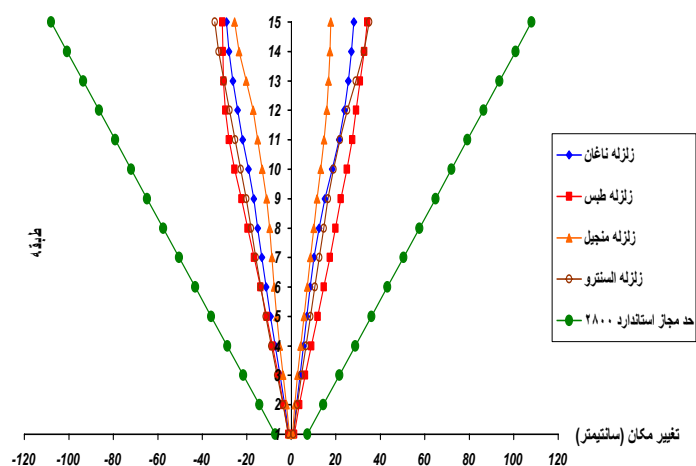
یکی از پارامترهای مهم و قابل اندازه گیری و ملموس برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می باشد. این پارامتر عاملی است که معمولاً در تمامی آئین نامه های زلزله راجع به آن بحث شده و مقادیر مجازی نیز برای آن ارائه شده است. این مقادیر مجاز باتوجه به نکاتی از قبیل درجه اهمیت سازه، تعداد طبقات، و محل قرار گرفتن سازه از نظر لرزه خیزی، تعیین می شوند.

در شکل های (۱)، (۲) و (۳)، نیازهای شکل پذیری بدست آمده از زلزله های فوق تحت حداکثر شتاب  $0.35g$  در مقابل ظرفیت های شکل پذیری طبقات مختلف سازه های مورد مطالعه، رسم شده است. همانطور که از این نمودارها ملاحظه می شود در تمامی سازه ها، ظرفیت شکل پذیری طبقات از نیازهای شکل پذیری آنها بیشتر می باشند. و بنابراین بیانگر این نکته است که تمامی سازه های فوق از ظرفیت شکل پذیری کافی برخوردار می باشند. همانطور که از نمودارها مشخص است، نیازهای شکل پذیری بدست آمده از زلزله طبس، با افزایش ارتفاع سازه ها رفته رفته به نمودار ظرفیت شکل پذیری نزدیک می شود که این امر بیانگر تأثیر بحرانی تر زلزله طبس، نسبت به دیگر زلزله های مورد مطالعه می باشد همچنین نمودارهای ظرفیت شکل پذیری طبقات، بیانگر افزایش ظرفیت شکل پذیری با افزایش تعداد طبقات می باشند که با توجه به سازه های فوق، بیشترین ظرفیت شکل پذیری طبقه اول در طبقه اول حاصل شده است که این مقدار برای سازه ۱۵ طبقه برابر  $5/17$ ، برای سازه ۲۰ طبقه برابر  $5/83$  و برای سازه ۲۵ طبقه برابر  $6/72$  بدست آمده است. با توجه به نمودارها، کمترین مقدار ظرفیت شکل پذیری طبقه ای در طبقه آخر بدست آمده است.



شکل (۱): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۱۵





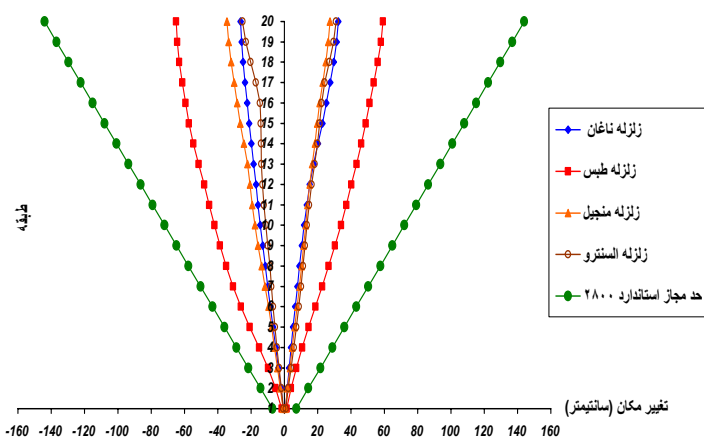
شکل (۴): پیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۱۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

به عنوان مثال در آئین نامه NEHRP، برای ساختمانهای گروه III (ساختمانهای با اهمیت زیاد پس از زلزله)، حداکثر تغییر مکان نسبی هر طبقه به  $0.01$  ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای گروه II (ساختمانهای با تعداد ساکنین زیاد) و ساختمانی گروه I (سایر ساختمانها) این مقدار به  $0.015$  ارتفاع طبقه محدود شده است [۴].

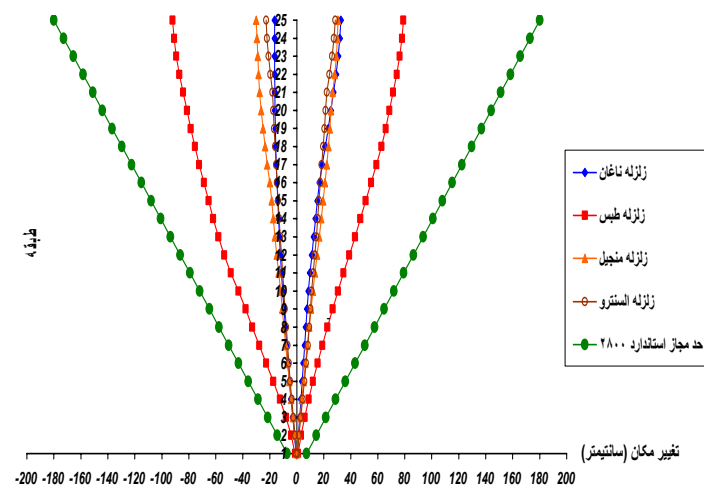
در UBC97 [۸]، برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از  $0.7$  ثانیه، این مقدار به  $0.025$  ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از  $0.7$  ثانیه، این مقدار به  $0.02$  ارتفاع طبقه محدود شده است.

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲]، این مقدار برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از  $0.7$  ثانیه به  $0.025$  ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از  $0.7$  ثانیه این مقدار به  $0.02$  ارتفاع طبقه محدود شده است. در این پژوهش با توجه به اینکه پیوند سازه‌های مورد مطالعه همگی از  $0.7$  ثانیه بیشتر است، محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات در حالت غیرخطی،  $0.02$  ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است که اگر این محدودیت را به کل ارتفاع سازه تعمیم دهیم، حداکثر تغییر مکان جانبی برای سازه ۱۵ طبقه برابر  $10.8$  سانتیمتر، برای سازه ۲۰ طبقه برابر  $14.4$  سانتیمتر و برای سازه ۲۵ طبقه برابر  $18.0$  سانتیمتر بدست می‌آید.

در شکل‌های (۴)، (۵) و (۶)، نمودارهای تغییر مکان جانبی حداکثر حاصل از آنالیز دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای مختلف ترسیم شده است با توجه به این نمودارها، تمامی سازه‌های فوق، زلزله‌های مقیاس شده تا حد  $0.35g$  را به خوبی تحمل نموده‌اند. در تمامی این سازه‌ها تغییر مکان جانبی بدست آمده از زلزله طبس به غیر از سازه ۱۵ طبقه در دو طبقه انتهایی، از تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله‌های دیگر بیشتر است و با افزایش ارتفاع سازه‌ها، تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله طبس از تغییر مکان جانبی سایر زلزله‌ها فاصله می‌گیرد و به حد تغییر مکان مجاز آئین نامه نزدیکتر می‌شود.

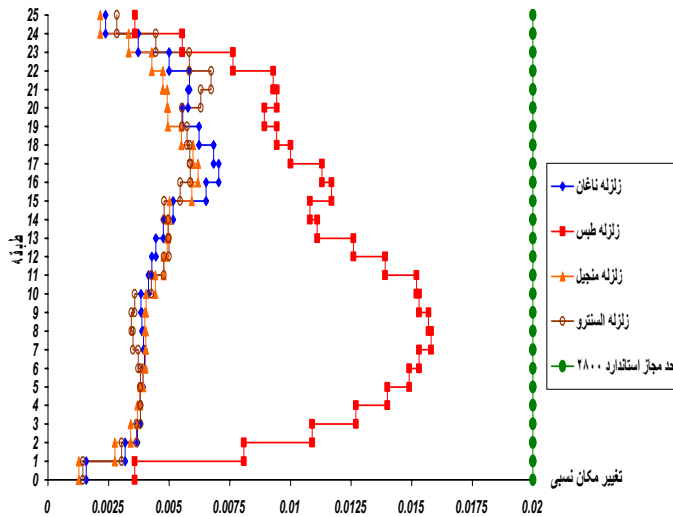


شکل (۵): پیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله های مختلف



شکل (۶): پیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۲۵ طبقه تحت زلزله های مختلف





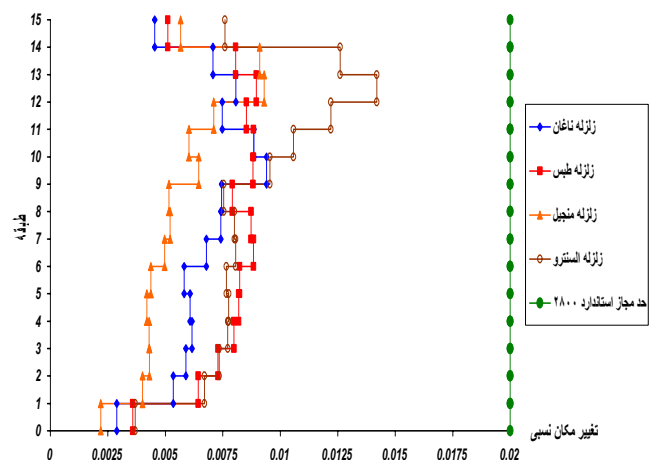
شکل (۹): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۲۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

با توجه به آنالیزهای انجام شده و نتایجی که از نمودارهای ۱ تا ۹ بدست آمد مشخص شد که برخی از زلزله هایی که در تهیه طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (زلزله طیس) مورد استفاده قرار گرفته اند، با افزایش ارتفاع سازه ها پاسخ بحرانی تری بدست میدهند. بطوری که پاسخ های بلندتر به شدت به مشخصات زلزله ورودی حساس می باشد و خصوصا اینکه مسئله برای زلزله های حاکم بر ایران (طیس) میباشد. لذا بازنگری در استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰، و بررسی امکان افزایش شتاب طیفی الزامی است. بطوری که مطالعات لرزه خیزی ساختگاه در طرح سازه های بلند از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

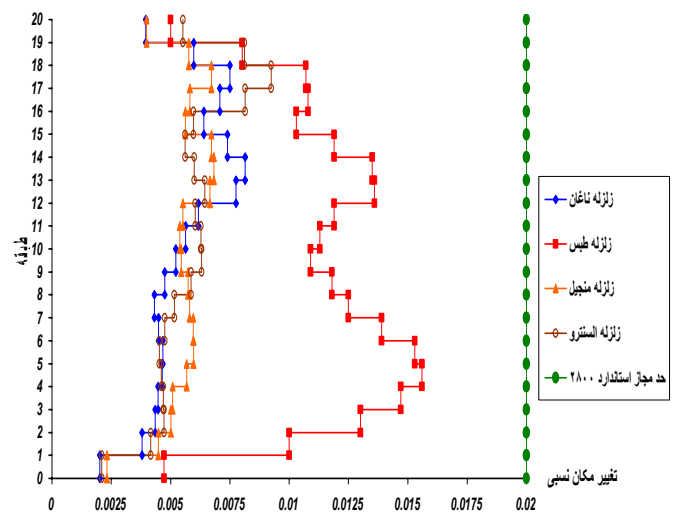
#### ۷- بررسی شکست کلی و شکست موضعی سازه های مورد مطالعه

شکست کلی حالتی است که پایداری کل سازه به مخاطره بیافتد و باعث خسارت و خرابی زیاد بشود. در این پژوهش، با بررسی نیازهای شکل پذیری طبقات و مقایسه آن با ظرفیت شکل پذیری طبقه ای و همچنین مقایسه تغییر مکان جانبی و تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای زلزله های مختلف با مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰، نتیجه شد که سازه های فوق، قادر به تحمل کلیه زلزله های به

در شکل های (۷)، (۸) و (۹)، نمودارهای تغییر مکانهای نسبی طبقات نشان داده شده است. با توجه به این نمودارها نیز تغییر مکانهای نسبی بدست آمده از زلزله طیس با افزایش ارتفاع سازه ها از تغییر مکانهای نسبی مربوط به زلزله های دیگر فاصله می گیرد و به حد آئین نامه نزدیکتر می شود. و بیشترین مقدار آن در طبقات پایینی بوجود می آید. همانطور که این نمودارها نیز نشان می دهد، تغییر مکانهای نسبی بدست آمده از زلزله های مختلف و تحت حداکثر شتاب ۰/۳۵g، از حد مجاز آئین نامه فراتر نرفته است.



شکل (۷): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۱۵ طبقه تحت زلزله های مختلف



شکل (۸): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله های مختلف



مقیاس درآمده با حداکثر شتاب  $0.35g$ ، می‌باشند و در هیچ یک از آنها نیز مکانیزیم طبقه نرم اتفاق نمی‌افتد، و در هیچ یک از آنها نیز شکست کلی بوجود نیامده است. همچنین ظرفیت چرخش پلاستیک تمامی اعضایی که در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل شده است با استفاده از رابطه کاتو محاسبه شده و با مقدار حداکثر چرخش پلاستیک آن عضو که مستقیماً از برنامه DRAIN-2DX، قابل محاسبه است، مقایسه شده است. که

در هیچ یک از اعضاء ظرفیت چرخش پلاستیک عضو از مقدار چرخش پلاستیک آن تحت کلیه رکوردهای مورد بررسی، کمتر نشده است. نتایج این محاسبات در جدول (۴)، نشان داده شده است. در هیچ کدام از ستونها نیز کماتش کلی اتفاق نمی‌افتد. بنابراین کلیه سازه‌های فوق از نظر شکست موضعی نیز ایمن می‌باشند. این محاسبات برای ستونهای طبقات اول سازه های فوق در جدول (۵) ، مشاهده می شود.

جدول (۴): مقایسه چرخش پلاستیک اعضا با مقدار ظرفیت چرخش حداکثر مقطع

تعداد طبقات سازه	زلزله مورد نظر	تیرمورد نظر در طبقه		مقدار چرخش پلاستیک بدست آمده از برنامه DRAIN-2DX برحسب رادیان	مقدار ظرفیت چرخش حداکثر عضو منتج از رابطه kato برحسب رادیان
		تیرمورد نظر	در طبقه		
۱۵	طبس	IPB220	طبقه ۱۳	0.00541	0.04460
	ناغان	IPB220	طبقه ۱۳	0.00273	0.04460
	منجیل	IPB220	طبقه ۱۳	0.00559	0.04460
	السنتر	IPB220	طبقه ۱۳	0.01330	0.04460
۲۰	طبس	IPB320	طبقه ۵	0.01180	0.02530
	ناغان	IPB220	طبقه ۱۷	0.00307	0.04460
	منجیل	IPB220	طبقه ۱۷	0.00146	0.04460
	السنتر	IPB220	طبقه ۱۷	0.00630	0.04460
۲۵	طبس	IPB340	طبقه ۸	0.01170	0.02440
	ناغان	در سازه ۲۵ طبقه، تحت		0	-
	منجیل	اثر این سه زلزله، مفصل		0	-
	السنتر	پلاستیکی در اعضا تشکیل نشده است		0	-

جدول (۵): کنترل کمانش ستونهای طبقه اول سازه ها زیر اثر رکوردهای زلزله های مختلف

تعداد طبقات سازه	مقطع ستون در طبقه اول (میلیمتر)	زلزله مورد نظر	بار محوری فشاری بدست آمده تحت شتاب مقیاس شده ۰/۳۵g (تن)	حد اکثر بار محوری فشاری قابل تحمل توسط ستون (تن) $P_{sc} = 1.7 F_a * A$
15	BOX400*400*30	طبس	356.67	881.33
		ناغان	312.43	
		منجیل	297.08	
		السترو	358.80	
20	BOX450*450*30	طبس	446.00	985.01
		ناغان	409.36	
		منجیل	416.32	
		السترو	410.52	
25	BOX550*550*30	طبس	614.77	1217.83
		ناغان	517.59	
		منجیل	514.18	
		السترو	515.61	

### ۸- نتیجه گیری

۱- نیازهای شکل پذیری طبقه‌ای با افزایش ارتفاع سازه‌ها از حالت یکنواخت خارج می‌شوند که علت این امر دخالت موده‌های بالاتر با افزایش ارتفاع سازه‌ها می‌باشد. همچنین نیازهای شکل پذیری در چند طبقه پائینی روند افزایشی و در چند طبقه بالایی روند کاهشی را دارا است.

۲- نتایج بررسی سه سازه بلند فولادی که در طرح لرزه‌ای آنها از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است نشان می‌دهد که سازه‌های فوق به خوبی زلزله‌های به مقیاس درآمده را تا سطح شتاب مبنای طرح استاندارد (۲۸۰۰)، تحمل می‌نمایند و در آنها شکست کلی و موضعی بوجود نمی‌آید.

۳- اثر زلزله طبس از سایر زلزله‌های مورد بررسی بحرانی‌تر می‌باشد و با افزایش ارتفاع سازه‌ها تأثیر این زلزله

شدت می‌یابد. بنابراین به نظر می‌رسد برای سازه‌های بلندتر، شتاب طیفی طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، باید افزایش یابد.

### ۹- مراجع

۱- آئین‌نامه حداقل بار وارد بر ساختمانها و ابنیه فنی، استاندارد شماره ۵۱۹، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۷۹.

۲- آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.

۳- ترک زاده ماهانی.ج، "بررسی نیاز شکل‌پذیری قابهای فولادی کوتاه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی"، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۰.



8- UBC 1997, "Uniform Building Code-Volume 2" International Conference of Building officials . 1997.

9- NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings , Building Seismic Safety Council , Washington , D.C. , 1997 .

10- AISC 1997 , " Seismic Provisions for Structural Steel Building " American Institute of Steel Construction , 1997 .

11- Kato. B , "Rotation Capacity of steel Members Subject to Local Buckling", 9th world conference on Earthquake Engineering, Vol IV, paper 6-2-3 , August 2-9, Tokyo – Kyoto, 1988.

12- Kato. B , "Rotation Capacity of H- Section Members as Determined by Local Buckling", Journal of Constructional Steel Research, pp. 95-109, 1989.

13- Kato. B , "Deformation Capacity of Steel structures", Journal of Constructional steel Research, P.P. 33-94, 1990.

۴- حسین زاده، ن، ناطق الهی، ف، "آسیب پذیری سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی"، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۳.

۵- ناطقی الهی، ف، کاکاوند اسدی، ر، "رفتار و طراحی سازه های ساختمانهای بلند"، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۵.

۶- آقا کوچک، ع، مجید زمانی، س، شرحی بر ویرایش ۲ آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ، کمیته تخصصی مقابله با خطرات ناشی از زلزله ، نشریه شماره ۱۲ ، ۱۳۸۰.

7- Powell. G.H & Prakash. V & Campbell. S.D & Filippou. F.C, DRAIN-2DX: Base Program User Guide, University of California, Berkeley, 1992.

علی خیرالدین<sup>۱</sup>، حامد اسمعیلی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۹/۹/۲۸، پذیرش: ۸۹/۳/۴)

## چکیده

یکی از روش‌ها در تقویت ساختمان‌های میان مرتبه استفاده از سیستم‌های دوگانه قاب خمشی همراه با سیستم باربر جانبی دیگر مانند قاب‌های مهاربندی شده فولادی یا دیوار برشی بتن‌آرمه است. انتخاب دیوار برشی و یا مهاربندی فولادی در سازه‌های دارای قاب خمشی فولادی یکی از موضوعات مهم در این رابطه است. بنابراین بررسی رفتار این گونه سازه‌ها و شناخت اثر هر کدام از دو سیستم فوق در ترکیب با سیستم قاب خمشی ضروری به نظر می‌رسد. در این مقاله سعی می‌شود تا تاثیر دیوار برشی و مهاربندی‌های فولادی در رفتار سازه و اندرکنش سیستم‌های دوگانه مورد نظر با آنالیز یک سازه ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی توسط نرم افزار ETABS 2000 بررسی گردد. نتایج نشان می‌دهند که دیوار برشی دارای سختی جانبی بیشتری نسبت به سیستم مهاربندی ضربدری بوده و به لحاظ اجرایی ابعاد حاصله برای مشخصات هندسی این سیستم نسبت به سیستم دارای مهاربندی منطقی‌تر است. همچنین مشخص می‌شود که برای کنترل تغییرشکل جانبی سازه، افزایش سطح مقطع مهاربندها تا حد محدودی موثر است، در حالیکه افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در این مورد بسیار موثرتر خواهد بود.

## کلمات کلیدی

سیستم دوگانه، قاب خمشی، دیوار برشی بتن آرمه، مهاربندی فولادی، درصد جذب برش

## Evaluation of RC Shear Wall and Steel Bracing Frame Interaction in Mid-Rise Steel Moment Frame Systems

A. Kheyroddin, H. Esmaili

### ABSTRACT

One of the methods for seismic retrofit of mid-rise buildings is the use of dual systems such as moment resisting frame accompanied with another lateral load carrying system such as steel bracing frame or reinforced concrete shear wall. The selection of shear wall or steel braced frame is one of the most important matters. Therefore, investigation of the behavior in these structures and knowing the effect of those two systems must be considered in coupling with moment resisting frame system. In this study, the effect of shear wall and steel braced frame in the behavior of structure and the dual system interaction is investigated by the analysis of steel moment resisting frame in a 20 story building using ETABS 2000 software. The analytical result show that shear wall have more lateral stiffness than X-braced system and more logical when considered from executive point of view. For controlling the lateral deformation of structures the analytical results show that the increase in cross sectional area of steel braces have a limited effect on the response, but increasing the number of braced bays is more effective.

### Key words

Dual System, Moment Resisting Frame, Reinforced Concrete Shear Wall, Steel Bracing Frame, Shear Absorption Percentage

( ) akheirodin@Semnan.ac.ir  
hes2363@yahoo.com

مونوتونیک با این هدف که یک روش موثر برای پیش بینی مقاومت جانبی نهایی شان گسترش یابد انجام شد. همچنین آزمایشات نیمه چرخه‌ای دینامیکی روی قاب‌های فولادی پر شده دو طبقه با مقیاس کوچک انجام پذیرفت که در آن مولفه‌های دینامیکی مانند درصد استهلاک و ظرفیت استهلاک انرژی، بین قاب‌های فولادی پر شده با و بدون اتصالات برشی داخلی مقایسه شدند. آزمایشات نشان دادند که کاربرد تعداد اندکی از اتصالات برشی در گوشه‌های بارگذاری شده می‌تواند از دوران دیوارهای پرکننده داخل قاب‌های فولادی جلوگیری کند و سختی سیستم را افزایش دهد [۳].

آزمایشات چرخه‌ای استاتیکی و دینامیکی بر روی قاب‌های فولادی پر شده با دیوارهای بتن‌آرمه با عملکرد مرکب و با عملکرد مجزا نشان دادند که، وجود اتصالات داخلی افزایش قابل ملاحظه‌ای را هم در سختی قاب و هم در مقاومت به وجود می‌آورد [۴]. مشخصات دینامیکی این سیستم‌ها بعداً در یکسری دیگر از آزمایشات چرخه‌ای بر روی قاب‌های فولادی پر شده مشابه مطالعه شد. آزمایشات نشان داد که قاب‌های فولادی پر شده با اتصالات جوش شده بصورت سراسری در سطح تماس دیوارهای پرکننده و سطح داخلی قاب فولادی مناسب‌تر هستند. زیرا آن‌ها بیشترین ظرفیت استهلاک انرژی را از خود نشان دادند [۵]. بر طبق تحقیقات انجام شده قاب‌های پر شده می‌توانند به دو دسته تقسیم گردند: (۱) آن‌هایی که دارای اتصالات داخلی بین قاب‌ها و دیوارهای پرکننده هستند که قاب‌های پر شده مرکب نامیده می‌شوند؛ و (۲) آن‌هایی که اتصالات داخلی بین قاب‌ها و دیوارهای پرکننده ندارند و قاب‌های پر شده مجزا نام دارند [۶ و ۷].

در رابطه با آنالیز این سازه‌ها نیز پیشنهاد شد که دیوار پر کننده بتنی با یک پایه فشاری قطری معادل با یک عرض معادل  $\frac{1}{3}$  طول قطر دیوار پرکننده جایگزین شود [۲]. و استافورد اسمیت [۸] یک رابطه نسبی برای عرض پایه معادل بر اساس خصوصیات قاب و دیوار پر شده ارائه داد.

مطالعه زلزله‌های گذشته کشور ایران نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های فولادی در برابر زلزله، مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها در برابر زلزله و حوادث غیر مترقبه، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آیین‌نامه‌ها و افزایش طبقات فوقانی و توسعه بنا، از جمله دلایلی می‌باشند که مقاوم سازی سازه را الزامی می‌سازند. برای مقاوم کردن سازه‌ها در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله، بسته به نوع سازه و شرایط معماری، اقتصاد طرح و در دسترس بودن مصالح و تکنولوژی ساخت، روش‌های گوناگونی برای تقویت سازه‌های فولادی به کار می‌روند که متداولترین آن‌ها عبارتند از: تقویت اعضا و اتصالات سازه‌ای، افزودن مهاربند فولادی، اضافه نمودن دیوار برشی بتنی یا فولادی و استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای. مثلاً در قاب‌های صلب خمشی، تأمین مقاومت در برابر جابجایی جانبی، بخصوص در ساختمان‌های با ارتفاع زیاد، مشکل ساز خواهد بود. برای رفع این اشکال می‌توان از ترکیب قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا و یا دیوار برشی استفاده کرد.

بمنظور بررسی رفتار ترکیبی دیوار برشی بتن‌آرمه و قاب خمشی فولادی و مقایسه آن با سیستم قاب خمشی فولادی مرکب با مهاربند، بخصوص با استفاده از بررسی درصد جذب برش و تغییرمکان جانبی سازه، در این مقاله یک سازه ۲۰ طبقه در سه مرحله تحت تاثیر نیروهای قائم و زلزله تحلیل و طراحی شده است. در مرحله اول قاب خمشی فولادی تنها، در مرحله دوم قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتن‌آرمه و در مرحله سوم قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند فولادی مورد مطالعه قرار گرفته است.

## ۲- نگرشی بر تحقیقات انجام شده

تحقیقات Benjamin and Williams [۱] و Holmes [۲] روی قاب‌های پر شده با دیوار بتن‌آرمه و مصالح بنایی با بررسی رفتار استاتیکی آن‌ها تحت بارگذاری جانبی



در سال ۱۳۸۰ خیرالدین و شمخالی رفتار مهاربندهای واگرا (EBF) را در تقویت قاب‌های بتن‌آرمه موجود بررسی نمودند [۹]. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که مهاربندهای واگرا برای ساختمان‌های کوتاه در همه طبقات مفید است ولی با افزایش تعداد طبقات، تاثیر مهاربند کاهش یافته و وجود مهاربند در طبقات فوقانی برش منفی ایجاد می‌کند. همچنین نتایج نشان می‌دهد که نسبت های  $0 < e/L < 0.25$  از لحاظ کاهش نیروی زلزله و تغییر مکان جانبی حد مناسبی به شمار می‌رود (e طول تیر رابط و L طول دهانه قاب می‌باشد).

در سال ۱۳۸۲ خیرالدین تاثیر دیوار برشی و مهاربندهای فلزی در تقویت ساختمان‌های بتن‌آرمه موجود را بررسی نمود. نتایج تحقیق ایشان نشان داد که مساحت مهاربند تا مقدار مشخصی می‌تواند در کاهش تغییر مکان جانبی موثر واقع شود و بعد از حد معینی تاثیر چندانی بر روی رفتار سازه نخواهد داشت. همچنین با افزایش مساحت مهاربندها جذب برش توسط قاب کاهش یافته و بعد از حد مشخصی مهاربندها نقش خاصی در جذب برش زلزله ندارند [۱۰].

بر اساس تحقیقات انجام شده توسط دانشجو و جهانشاهی بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بلند مرتبه با دیوار برشی بتن‌آرمه بر پایه طراحی بر اساس عملکرد، مشخص شد که بدلیل سختی بالای دیوار برشی بتن‌آرمه، تغییر مکان هدف سازه به شدت کاهش می‌یابد و لذا افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی فولادی و افزایش نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه، عملکرد سازه را از سطح عملکردی مصونیت جانی (LS) به سمت سطح عملکردی استقرار فوری (IO) سوق می‌دهد [۱۱].

### ۳- مشخصات سازه های آنالیز شده

برای انجام مطالعات، یک ساختمان ۲۰ طبقه فولادی به صورت قاب خمشی صلب با شکل پذیری متوسط که دارای ۵ دهانه ۶ متری در راستای X و Y می‌باشد انتخاب

گردید. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده کف  $kg/m^2$  ۶۰۰، بار معادل پارتیشن  $kg/m^2$  ۱۵۰ و بار زنده طبقات و بام  $kg/m^2$  ۲۰۰ منظور شده است. سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع سقف‌های مرکب دال‌های بتن‌آرمه و پروفیل‌های فولادی انتخاب شده و تیرریزی چشمه‌های سقف به صورت شطرنجی صورت گرفت. محل قرارگیری دیوارهای برشی و بادبندها نیز در شکل (۱) دیده می‌شود. جنس فولاد مصرفی برای مقاطع فولادی سازه از نوع ST37 با تنش تسلیم  $kg/cm^2$  ۲۴۰۰ و تنش نهائی  $kg/cm^2$  ۳۷۰۰ بوده و مقاومت فشاری بتن (نمونه استوانه‌ای)  $kg/cm^2$  ۳۰۰ =  $f_c'$  در نظر گرفته شده است. برای طراحی اعضای فولادی از آیین‌نامه AISC-ASD 2005 [۱۲] و برای طراحی دیوار برشی از آیین‌نامه ACI 318-02 [۱۳] استفاده شده است.

برای محاسبه بار زلزله، از روش دینامیکی طیفی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] استفاده شده است. سقف‌ها صلب فرض شده و نیروی زلزله تنهادر جهت X و در مرکز جرم هر طبقه وارد می‌گردد.

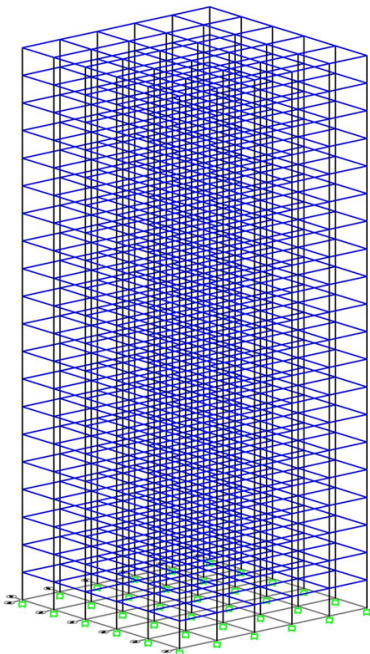
### ۴- آنالیز سازه

#### ۴-۱- کلیات

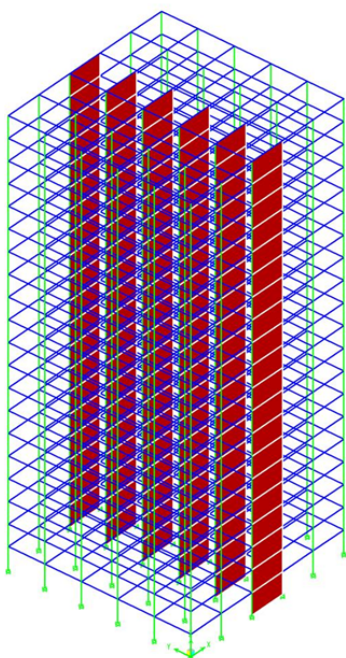
با توجه به در نظر گرفتن اثرات P-Δ و مدل نمودن صحیح دیوار برشی، از برنامه ETABS-v8.4.3 [۱۵] در تحلیل و طراحی و بررسی نتایج استفاده شده است. برای انجام تحلیل P-Δ نیز از ضریب واحد برای بارهای مرده و زنده استفاده شده است [۱۶].

آنالیز سازه در سه مرحله صورت می‌گیرد. در مرحله اول آنالیز، قاب سه بعدی تنها تحت اثر بار قائم و ۲۵ درصد نیروی زلزله قرار می‌گیرد. در این قسمت سعی شده است که اعضای قاب بتوانند افزون بر بار قائم، ۲۵ درصد از نیروی زلزله را بر طبق توصیه استاندارد ۲۸۰۰ تحمل نمایند (سازه SF25). همچنین در این مرحله قاب خمشی فولادی تحت بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله واقع می‌شود (SF100)، شکل (۲). در مرحله دوم، قاب به همراه

قرار گرفته است (SF100). همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود، قاب فولادی بصورت برشی تغییرشکل داده و تغییرمکان جانبی آن در طبقه آخر برابر ۵۲۷ میلی‌متر است که چهار برابر سازه SF25 است.



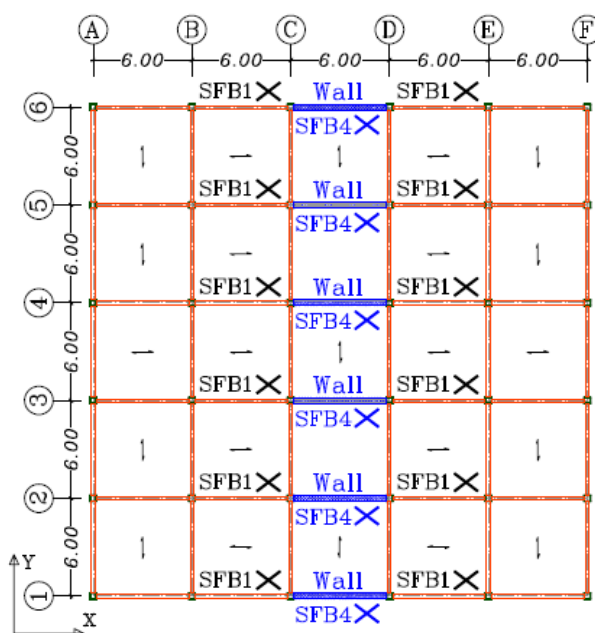
شکل (۲): مرحله اول آنالیز- قاب فولادی تنها (SF100)



شکل (۳): مرحله دوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی بتن آرمه (SFW1)

دیوارهای برشی تحت اثر بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله قرار می‌گیرد (SFW1)، شکل (۳). در مرحله سوم آنالیز، قاب به همراه مهاربند تحت اثر بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله واقع شده است (SFB1)، شکل (۴).

در جدول (۱) مشخصات مراحل مختلف آنالیز، نوع سیستم مقاوم و ضخامت دیوارهای برشی و مساحت مهاربندها و درصد نیروی زلزله اعمال شده مشاهده می‌شود. در نامگذاری سازه‌ها، SF قاب خمشی فولادی، W دیوار برشی و B مهاربند فولادی است.



شکل (۱): پلان ساختمان بیست طبقه m و محل قرارگیری دیوارهای برشی و مهاربندها

#### ۴-۲- مرحله اول

بعد از آنالیز سازه‌ها تغییرمکان جانبی سازه در طبقات مختلف برای سه مرحله آنالیز در شکل (۶) نشان داده شده است. در مرحله اول قاب خمشی سه بعدی فولادی تحت اثر بار قائم و ۲۵ درصد نیروی زلزله قرار گرفت (SF25). همانطور که از شکل (۶) دیده می‌شود، در سازه SF25 قاب در مود برشی تغییرمکان داده است و بیشترین تغییرمکان در طبقه ۲۰ برابر ۱۳۲ میلی‌متر است. همچنین در این مرحله قاب به تنهایی تحت بار قائم و کل بار زلزله

#### ۴-۳- مرحله دوم

در این مرحله قاب خمشی فولادی همراه با شش دیوار برشی بتن‌آرمه که محل قرارگیری آن‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است تحت بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله قرار گرفته است. برای تعیین ضخامت و تعداد مورد نیاز دیوار برشی از رابطه (۱) استفاده شده است [۱۷]:

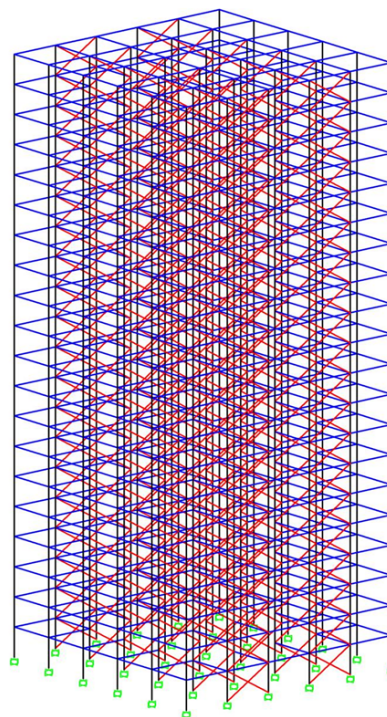
$$\rho_{\min} = \frac{\left(\frac{h_w}{l_w}\right)^2}{835 + 205 \frac{h_w}{l_w}} \quad (1)$$

که در آن،  $\rho_{\min}$ ، حداقل نسبت مساحت دیوار به مساحت طبقه،  $h_w$ ، ارتفاع کل دیوار و  $l_w$ ، طول دیوار (متوسط طول دیوارهای برشی موجود در پلان ساختمان) می‌باشد.

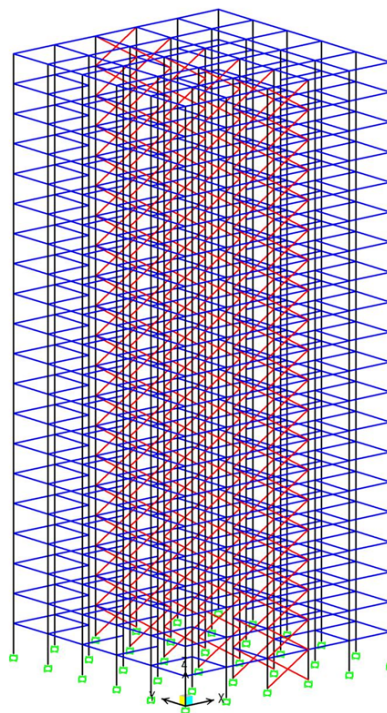
با توجه به ضوابط مربوط به کنترل تغییر مکان جانبی سازه در استاندارد ۲۸۰۰ ایران و نکات اجرایی و همچنین با توجه به نتایج به دست آمده در کار خیرالدین [۱۱]، که نشان می‌دهد دستیابی به جذب برش ۲۵ درصدی قاب خمشی در طبقه اول عملاً غیر اقتصادی بوده و در اکثر طبقات بعدی سهم برش جذب شده توسط قاب خمشی به شدت افزایش می‌یابد، بعد از آنالیزهای متعدد ضخامت بهینه دیوار در طبقات مختلف تعیین شده است که از ۵۰ سانتیمتر تا ۲۰ سانتیمتر تغییر نموده و در جدول (۱) مشخصات سازه مورد نظر (SFW1) که بعنوان سازه مبنا در نظر گرفته شده و سازه‌های دیگر بر اساس رفتار آن بررسی می‌شوند آمده است.

همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود تغییر شکل جانبی سازه در مود خمشی قرار داشته و تغییر مکان حداکثر سازه SFW1 برابر ۲۰۲ میلی‌متر است. شکل (۷) مقدار جذب برش توسط قاب خمشی را برای حالت‌های مختلف نشان می‌دهد. منظور از درصد برش جذب شده، نسبت مقدار برشی که توسط ستون‌های قاب یا مهاربند در هر طبقه تحمل می‌شود به کل برش وارده در هر طبقه می‌باشد.

برای سازه SFW1 اگرچه مقدار برش جذب شده در طبقه اول کم است، اما در طبقات بعدی به تدریج سهم قاب

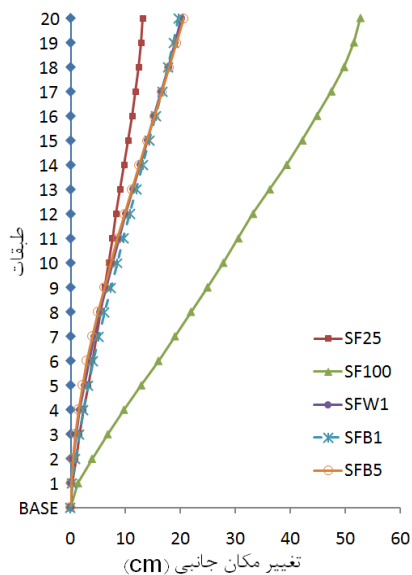


شکل (۴): مرحله سوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و مهاربندهای فولادی در دوازده دهانه (SFB1)

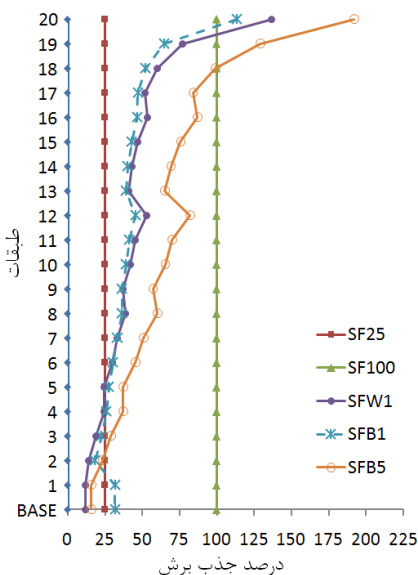


شکل (۵): مرحله سوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و مهاربندهای فولادی در شش دهانه (SFB4)

مکان حداکثر در طبقه بیستم به ۱۹۶ میلیمتر می‌رسد. شکل (۹) نیز دیاگرام اندرکنش نیروی برشی جذب شده توسط مهاربند و قاب خمشی در SFB1 را نشان می‌دهد.



شکل (۶): تغییر مکان جانبی سازه در طبقات مختلف برای مراحل مختلف تحلیل



شکل (۷): درصد برش جذب شده توسط قاب در طبقات مختلف برای مراحل مختلف تحلیل

خمشی بیشتر می‌شود. شکل (۸) نیز اندرکنش قاب و دیوار برشی را در سازه SFW1 نشان می‌دهد و همانطور که از این شکل مشاهده می‌گردد سهم قاب در جذب برش از ۱۲ درصد در طبقه اول شروع و به ۱۳۷ درصد در طبقه آخر می‌رسد که موید ایجاد برش منفی توسط دیوار برشی است.

#### ۴-۴- مرحله سوم

در این مرحله قاب به همراه مهاربند ضربدری فولادی تحت اثر بار قائم و صد درصد نیروی زلزله آنالیز شده است. در مدل سازه کل دیوارهای برشی حذف شده و بجای آن‌ها مهاربند ضربدری فولادی استفاده شد تا به این ترتیب مقایسه‌ای بین دو سیستم SFW (سازه با دیوار برشی) و SFB (سازه با مهاربند ضربدری) انجام پذیرد.

در این مرحله سعی شده است که با تغییر دادن سطح مقطع مهاربند تغییر مکان جانبی سازه با تغییر مکان سازه SFW1 برابر گردد. از نکات قابل توجه دیگر اینکه یک بار تنها از همان شش دهانه‌ای که دیوار برشی در آن‌ها بعنوان دهانه‌های مهاربندی شده استفاده شد، SFB4 شکل (۵)، و در مرحله‌ای دیگر تعداد دهانه‌های مهاربندی دو برابر شده و به دوازده دهانه افزایش یافت، SFB1، تا به این ترتیب بر روی تاثیر افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده نیز مطالعه شود.

نتایج آنالیزهای متعدد نشان می‌دهد که اگر برای تمامی مشخصات، از سازه SFW1 استفاده گردد و برای مهاربندهای ضربدری از مدل با دوازده دهانه مهاربندی شده با مشخصات مندرج در جدول (۱) استفاده گردد، تغییر مکان این سازه (SFB1) در مود خمشی فرار گرفته و با سازه SFW1 یکسان می‌گردد. شکل (۶) نیز نشان دهنده این مطلب است. در این حالت جذب نیروی زلزله توسط قاب در طبقه اول ۳۲ درصد است و بطور کلی جذب برش قاب خمشی فولادی در این حالت جز در طبقات پایین تقریباً مشابه سازه SFW1 می‌شود، شکل (۷). نتایج نشان می‌دهند که با استفاده از سیستم مهاربند سازه SFB1 تغییر

جدول (۱): مشخصات مراحل مختلف آنالیز

مرحله آنالیز	سیستم مقاوم در برابر زلزله	نام سازه (نام فایل)	دیواربرشی		مهاربندها		درصد نیروی اعمال شده
			طبقات	ضخامت cm	طبقات	مساحت cm <sup>2</sup>	
۱	قاب تنها	SF25	۱-۲۰	۰	۱-۲۰	۰	%۲۵
		SF100	۱-۲۰	۰	۱-۲۰	۰	%۱۰۰
۲	قاب خمشی و شش دیوار برشی	SFW1	۱-۴	۵۰	۱-۲۰	۰	%۱۰۰
			۵-۸	۴۵			
			۹-۱۲	۴۰			
			۱۳-۱۶	۳۰			
			۱۷-۲۰	۲۰			
۳	قاب خمشی و دوازده مهاربند فولادی	SFB1	۱-۲۰	۰	۱-۴	۵۶	%۱۰۰
					۵-۸	۴۸	
					۹-۱۲	۴۱	
					۱۳-۱۶	۳۴	
					۱۷-۲۰	۲۷	
		SFB2	۱-۲۰	۰	۱	۶۴/۵	%۱۰۰
					۲-۱۹	۴۸	
					۲۰	۲۷	
		SFB3	۱-۲۰	۰	۱-۴	۲۸۰۰	%۱۰۰
					۵-۸	۲۴۰۲	
	۹-۱۲				۲۰۳۶		
	۱۳-۱۶				۱۶۹۸		
	SFB4	۱-۲۰	۰	۱-۴	۳۰۰	%۱۰۰	
				۵-۸	۲۵۰		
				۹-۱۲	۲۰۰		
				۱۳-۱۶	۱۴۰		
				۱۷-۱۸	۴۱		
	SFB5	۱-۲۰	۰	۱-۴	۱۸۰۰۰	%۱۰۰	
				۵-۸	۱۶۰۰۰		
				۹-۱۲	۱۴۰۰۰		
۱۳-۱۶				۱۱۰۰۰			
۱۷-۲۰				۸۰۰۰			
SFB6	۱-۲۰	۰	۱-۴	۱۱۲	%۱۰۰		
			۵-۸	۹۶			
			۹-۱۲	۸۲			
			۱۳-۱۶	۶۸			
			۱۷-۲۰	۵۴			

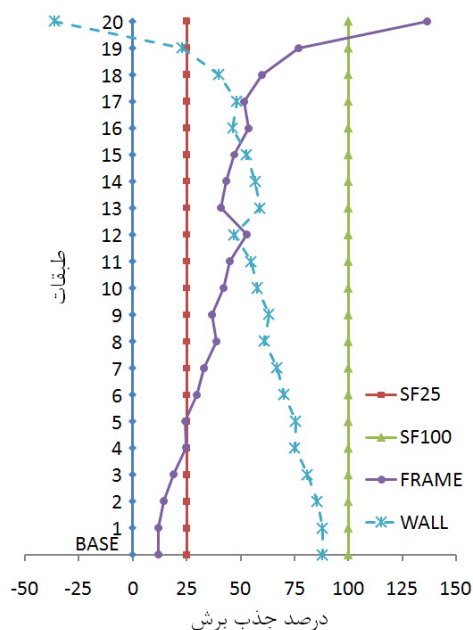
#### ۴-۵- تاثیر مساحت مقاطع بادبندها

بعد از معادل سازی دیوار برشی با مهاربندها در قاب خمشی فولادی، در این قسمت مساحت مهاربندها را افزایش داده تا تغییر مکان جانبی سازه و مقدار برش جذب شده توسط قاب و مهاربند در این مرحله بررسی شود و با سازه SFW1 مقایسه گردند. به این منظور ابتدا سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 تغییر داده شد تا جذب برش در طبقه اول به ۲۵ درصد برسد و به این ترتیب مشخصات مهاربندهای لازم مطابق جدول (۱) تعیین شد (SFB2). درصد جذب نیروی برشی توسط قاب بطور متوسط تا طبقه پنجم ۲۵ درصد بوده و در طبقات بالایی افزایش یافته و به ۱۱۸ درصد می‌رسد، شکل (۱۱). همچنین مقدار تغییر شکل حداکثر از ۱۹۶ میلیمتر در SFB1 به ۱۹۴ میلیمتر رسید که تفاوت چندانی ایجاد نشده است شکل (۱۰).

در مدل بعدی (سازه SFB3) سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 به طور اغراق آمیزی افزایش داده و ۵۰ برابر شد. همانگونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد تغییر مکان حداکثر به ۱۶۹ میلیمتر می‌رسد که نسبت به سازه SFB1 به میزان ۲۷ میلیمتر کاهش یافته است (۱۴٪). مقدار جذب برش در قاب خمشی نیز به میزان ۹ درصد در طبقه اول و ۱۴۰ درصد در طبقه آخر رسیده است.

در یکی از مدل‌ها (سازه SFB4) برای دستیابی به سطح مقطعی از مهاربند که منجر به جذب برش ۷۵ مهاربندها و ۲۵ درصدی قاب خمشی می‌گردد تلاش شد. مشخصات سازه مورد نظر در جدول (۱) آمده است. آنالیز سازه نشان می‌دهد که تغییر مکان حداکثر سازه در طبقه بیستم برابر ۲۴۸ میلیمتر شده است، شکل (۱۰) که نسبت به SFW1 تقریباً ۴۶ میلیمتر افزایش را نشان می‌دهد و میزان جذب برش قاب نیز در طبقه اول ۲۷ درصد است اما در طبقات ۱۹ و ۲۰ به ترتیب به ۱۲۲ و ۱۶۸ درصد می‌رسد، شکل (۱۱).

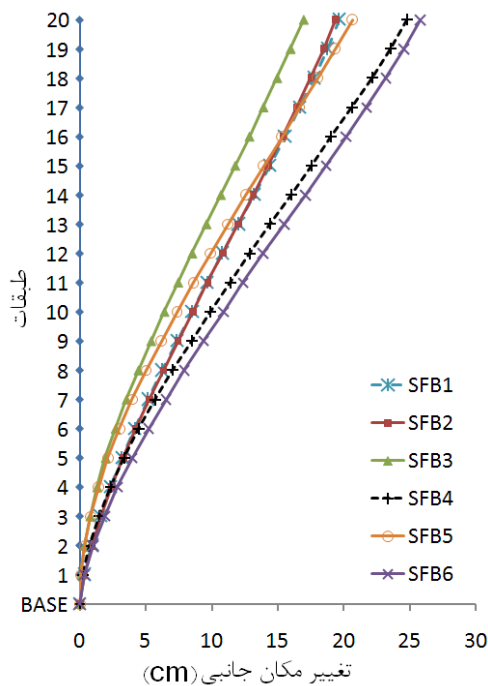
در مدل دیگری که تحت بارگذاری قرار گرفت سطح مقطع مهاربندهای سازه با شش دهانه مهاربندی شده، معادل با سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 در نظر گرفته



شکل (۸): اندرکنش قاب- دیوار برشی (سازه SFW1)

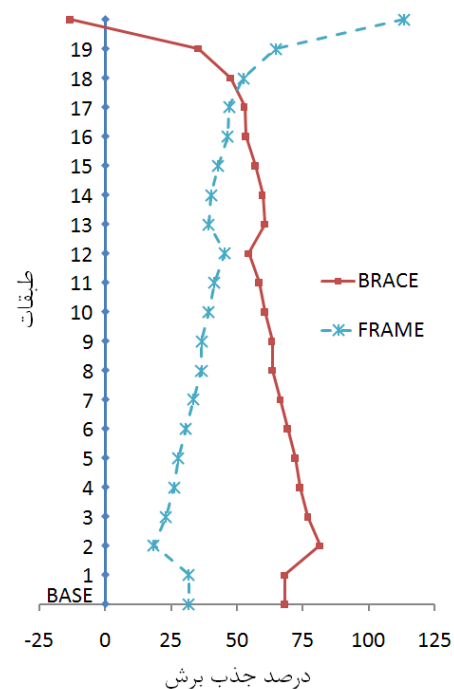
اکنون برای سازه با شش دهانه مهاربندی شده نتایج بررسی می‌گردد. بعد از انجام یک سری تحلیل این نتیجه بدست می‌آید که اگر برای سازه SF25 بجای استفاده از شش دهانه دیوار برشی سازه SFW1، از شش دهانه مهاربندی شده استفاده شود (سازه SFB5)، به شرطی که تغییر مکان طبقات مطابق با سازه SFW1 گردد مساحت لازم برای مهاربندها در طبقات مختلف مطابق جدول (۱) به شرح ذیل است: طبقات اول تا چهارم  $18000 \text{ cm}^2$ ، پنجم تا هشتم  $16000 \text{ cm}^2$ ، نهم تا دوازدهم  $14000 \text{ cm}^2$ ، سیزدهم تا شانزدهم  $11000 \text{ cm}^2$  و طبقات هفدهم تا بیستم  $8000 \text{ cm}^2$ . در این حالت همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد، تغییر مکان طبقات تقریباً برابر با مقادیر مربوط به سازه SFW1 است، اما مقدار جذب برش توسط قاب در طبقه اول به حدود ۱۶ درصد رسیده است که البته در طبقات بعدی نیز افزایش یافته، به نحوی که در دو طبقه آخر وجود مهاربند تاثیر منفی روی عملکرد سازه داشته و برش منفی میزان ۲۹ و ۹۲ درصد در طبقات ۱۹ و ۲۰ نموده و در واقع مهاربند به روی قاب خمشی تکیه می‌کند، شکل (۷).

خواهد بود. همچنین نتایج طراحی نیز نشان می‌دهد که با کاهش سطح مقطع مهاربندها نسبت به حالت SFB1 در بسیاری از اعضا مهاربند و قاب خمشی تنش در اعضا از تنش مجاز تجاوز خواهد نمود که نیاز به تقویت این المان‌ها می‌باشد. لیکن برخلاف سطح مقطع مهاربندها، همانطور که مشاهده می‌شود محل قرارگیری مهاربندها و تعداد دهانه‌های مهاربندی شده تاثیر فوق العاده‌ای در رفتار سازه خواهد داشت. بر اساس نتایج حاصله در سازه‌های SFB1 و SFB2 و SFB3 که تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در مجموع دو برابر سازه‌های SFB4 و SFB5 است، مقدار برش منفی در طبقات آخر در سازه بسیار کمتر بوده و در ضمن سختی جانبی سازه بسیار بیشتر از حالت دوم بوده و برای دستیابی به رفتاری مشابه با سازه SFB1 به سطح مقطع کمتری برای مهاربندها نیاز بوده و مقاطع حاصله نیز بر خلاف حالت دوم اجرایی هستند.



شکل (۱۰): اثر مساحت مهاربندها بر روی تغییر مکان جانبی (مرحله سوم)

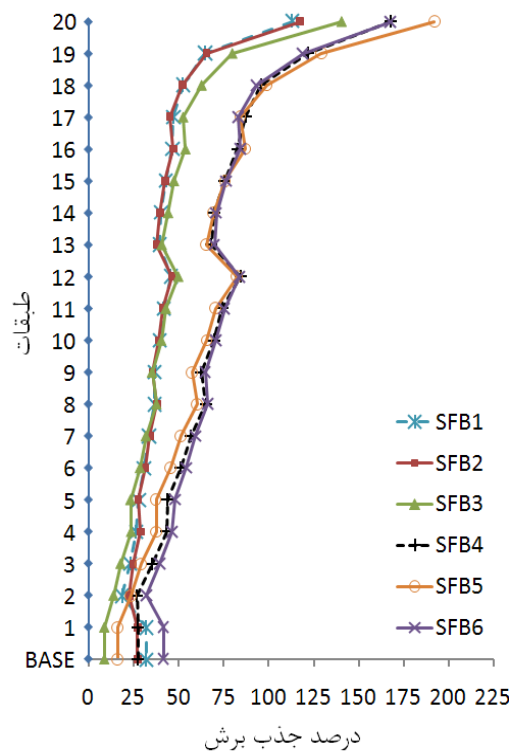
شد (سازه SFB6) تا اثر افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده مطالعه گردد. اما همانطور که در شکل (۱۰) دیده می‌شود، تغییر شکل سازه SFB6 نسبت به SFB1 به میزان ۶۲ میلی‌متر افزایش یافت و به ۲۵۸ میلی‌متر رسید (۳۲٪ افزایش). نکته مهم اینکه علیرغم نزدیک بودن تقریبی جذب برش در طبقات پایینی، این مقدار در طبقات بالایی به شدت افزایش یافته و حتی در طبقه آخر از ۱۱۳ درصد در SFB1 به ۱۶۸ درصد در سازه SFB6 رسید و حتی در طبقه ۱۹ نیز برش منفی ایجاد شده است.



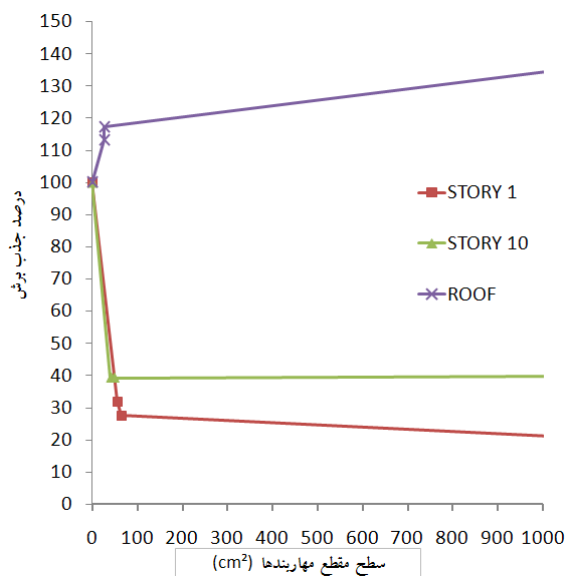
شکل (۹): اندرکنش قاب-مهاربند فولادی (سازه SFB1)

شکل (۱۰) تغییر مکان جانبی سازه و شکل (۱۱) نحوه جذب نیروی زلزله توسط قاب خمشی فولادی را برای مقادیر مختلف مساحت مهاربندها نشان می‌دهند. این شکل‌ها نشان می‌دهند که افزایش مساحت مقطع مهاربندها تاحدی روی جذب برش توسط قاب و تغییر مکان جانبی سازه اثر گذار است و در واقع افزایش بیش از حد سطح مقطع سازه در دو مورد یاد شده بی‌تاثیر و غیر اقتصادی

می‌یابد و بیش از آن تاثیر زیادی روی افزایش تحمل برش زلزله ندارد. اما در طبقه آخر رفتار مهاربند به صورت معکوس می‌باشد، به عبارت دیگر با افزایش سطح مقطع مهاربندها درصد برش جذب شده توسط قاب به شدت افزایش یافته و از صد درصد بیشتر می‌شود. بر این اساس وجود مهاربند در طبقات بالایی نه تنها مفید نمی‌باشد بلکه بهتر است قطع گردد. البته مقدار برش منفی این سازه‌ها نسبت به سازه‌های دارای دوازده دهانه مهاربندی شده بسیار بیشتر شده است و این افزایش در طبقه آخر در حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد است. ضمناً در سازه‌های دارای دوازده دهانه مهاربندی شده فقط در طبقه آخر برش منفی ایجاد شده است، اما در سازه‌های دارای شش دهانه مهاربندی شده در دو طبقه آخر یعنی طبقات ۱۹ و ۲۰ برش منفی ایجاد شده است.



شکل (۱۱): اثر مساحت مهاربندها بر روی برش جذب شده توسط قاب خمشی (مرحله سوم)



شکل (۱۲): اثر مساحت مهاربندها بر درصد برش جذب شده توسط قاب در سازه‌های با دوازده دهانه مهاربندی شده

در شکل (۱۴) نیز اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای هر دو گروه سازه‌های دارای شش و دوازده دهانه مهاربندی شده مشاهده می‌گردد.

در شکل (۱۲) اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای سازه‌های SFB1 و SFB2 و SFB3 مشاهده می‌شود.

همانطور که مشاهده می‌شود در این سازه‌ها برش منفی ایجاد شده است و نیز افزایش مساحت مهاربندها تا حدود  $150 \text{ cm}^2$  موجب کاهش برش جذب شده توسط قاب خمشی می‌شود و بیش از آن تاثیر زیادی روی تحمل برش زلزله ندارد.

در شکل (۱۳) نیز اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای سازه‌های SFB4 و SFB5 و SFB6 مشاهده می‌شود. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد در طبقات اول و دهم با افزایش سطح مقطع مهاربندها تا حد خاصی برش جذب شده توسط قاب خمشی کاهش

برش جذب شده توسط مهاربندها در طبقات میانی و پایینی افزایش می‌یابد و در طبقات بالایی مقدار برش منفی ایجاد شده توسط مهاربندها کاهش می‌یابد.

#### ۵- نتیجه گیری

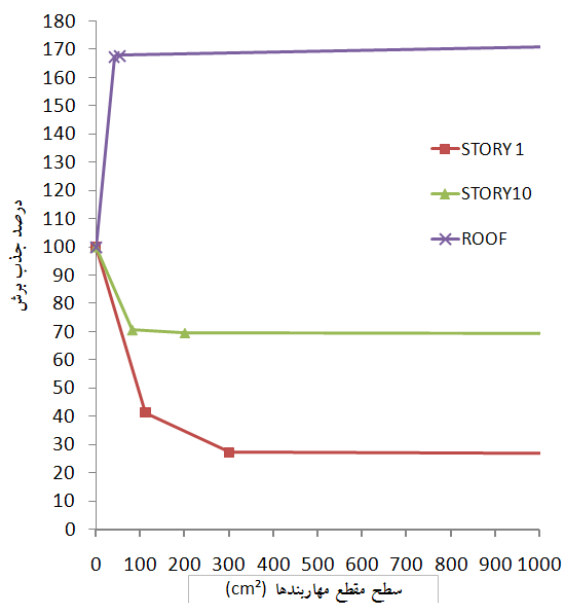
در پایان بر اساس تحلیل مدل‌های مختلف مواردی را که از مقایسه نتایج تحلیلی و با لحاظ نمودن ضوابط بارگذاری آیین‌نامه‌ای بدست آمده در ادامه مشاهده می‌نمایید:

- با توجه به مقادیر بدست آمده تغییرشکل جانبی و میزان جذب برش توسط قاب خمشی در مدل‌های دارای دیوار برشی و دهانه‌های مهاربندی شده و نظر به ابعاد و مشخصات هندسی بکار رفته که در جدول (۱) نیز آمده است، مشخص می‌شود که سازه‌های دارای دیوار برشی دارای سختی جانبی بیشتری بوده و مقادیر هندسی آن نیز قابل اجرا در یک سازه واقعی است. در حالیکه مقادیر بدست آمده برای سطح مقطع مهاربندها، بخصوص در سازه‌های با شش دهانه مهاربندی شده برای دستیابی به تغییرمکان جانبی مشابه با سازه SFW1 بسیار بزرگ بوده و در واقع در یک سازه واقعی اجرایی نیستند.

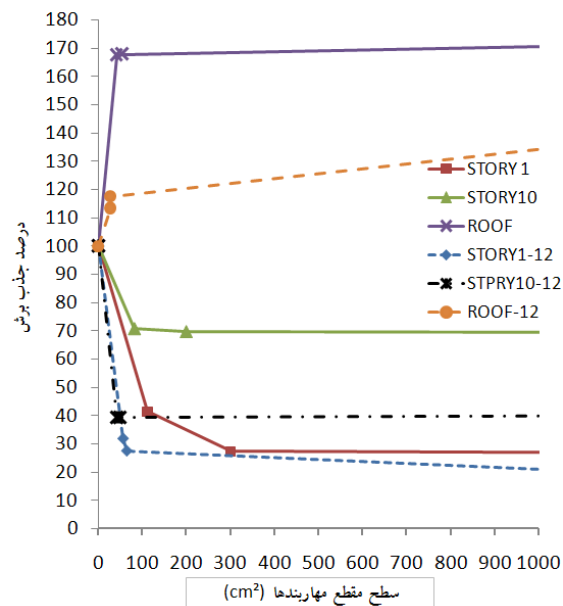
- با استفاده از افزودن مهاربندهای فولادی در سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی فولادی، برای کنترل تغییرمکان جانبی سازه، افزایش سطح مقطع مهاربندها دارای اثر بسیار کمتری در مقابل افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده است.

- با افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در شرایطی که مجموع سطح مقطع مهاربندها در مدل‌های سازه‌ای یکسان باشد، روند افزایش جذب برش ناشی از زلزله توسط قاب خمشی فولادی در طبقات کاهش می‌یابد. همچنین مقدار برش منفی ایجاد شده در طبقات آخر و تعداد طبقات مورد نظر کاهش پیدا می‌کند.

- با توجه به نتایج حاصله به نظر می‌رسد که در سازه‌های با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی و مهاربندهای ضربدری، برای دستیابی به رفتاری مشابه



شکل (۱۳): اثر مساحت مهاربندها بر درصد جذب برش شده توسط قاب در سازه‌های با شش دهانه مهاربندی شده



شکل (۱۴): اثر مساحت مهاربندها بر درصد جذب برش قاب در سازه‌های با شش و دوازده دهانه مهاربندی شده

همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌گردد تعداد دهانه‌های مهاربندی شده نقش زیادی در رفتار سازه دارد. بطوری که با افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده مقدار

دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد- سال پانزدهم، شماره اول.

۱۱- دانشجو، فرهاد و جهانشاهی، محمدرضا "ارزیابی پارامتریک عملکرد لرزه ای قابهای فولادی خمشی بلند مرتبه با دیوار برشی بتنی بر پایه روش طراحی بر اساس عملکرد"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

12-AISC (American Institute of Steel Construction), Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, 2005.

13-American Concrete Institute, Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02)

۱۴- کمیته دائمی بازنگری آیین نامه (۱۳۸۴): "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش چهارم"، نشریه شماره ۲۵۳ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، استاندارد ۲۸۰۰.

15- "Integrated Building Design Software ETABS-Steel Frame Design Manual" Computers And Structures, Inc., December 2001, Berkeley, California.

۱۶- خیرالدین، علی. اسمعیلی، حامد، شهریور ۱۳۸۷، "ارزیابی رعایت ضوابط مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و طراحی با استفاده از نرم افزار ETABS"، چهاردهمین کنفرانس سراسری دانشجویان عمران کشور، دانشگاه سمنان.

۱۷- خیرالدین، علی، (۱۳۸۵) "آنالیز و طراحی دیوارهای برشی"، دانشگاه سمنان.

با سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتن‌آرمه، تعداد دهانه‌های مورد نیاز برای مهاربندی تقریباً دو برابر تعداد دهانه‌های پر شده با دیوار برشی بتن‌آرمه است.

## ۶- مراجع

1-Benjamin, J.R. and Williams, H.A.(1957). " The Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls." Proceeding of the ASCE, V.83.

2-Holmes, M. August 1961. " Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling." Proceedings of the Institution of Civil Engineers, V.19, p. 473-478.

3-Mallick DV, Severn RT. 1968. Dynamic Characteristics of Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers;39:261-88.

4-Liau TC. 1979. Test on Multistory Infilled Frames Subject to Dynamic Lateral Loading. ACI Journal;76(4): 551-64.

5- Liau TC, Kwan KH. 1985. Static and Cyclic Behavior of Multistory Infilled Frames with Different Interface Conditions. Journal of Sound and Vibration;99(2):275-83.

6- Liau TC, Kwan KH. 1983a. "Plastic Theory of Non-Integral Infilled Frames." Proceeding of the Institution of Civil Engineers, V.75, Sep. p.379-96.

7-Liau TC, Kwan KH. December 1983b. "Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength." Proceeding of the Institution of Civil Engineers, V.75, p.707-723.

8- Stafford Smith, B. February 1966. " Behavior of Square Infiled Frames. " Proceedings of the ASCE, V.92, p. 381-403.

۹- خیرالدین، علی، و شمخالی مقدم، علی، (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قاب های بتن آرمه موجود"، دومین همایش بین المللی ساختمانهای بلند، دانشگاه علم و صنعت ایران. صفحه ۱۴۳-۱۵۲.

۱۰- خیرالدین، علی، (۱۳۸۲)، "بررسی رفتار ساختمان های بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبند فلزی"، نشریه





# بررسی و مقایسه تحلیلی عملکرد تناوبی اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال با تغییر آرایش افقی پیچهای ستونی

محسن گرامی<sup>۱</sup>، وحید صابری<sup>۲</sup>، حمید صابری<sup>۳</sup>  
(دریافت: ۸۸/۷/۱۵، پذیرش: ۸۸/۱۰/۱۵)

## چکیده

دو نوع از اتصالات تیر به ستون پیشنهادی پس از زلزله نورتریج، اتصالات پیچی با صفحه انتهایی و سپری اتصال می باشد. در این مقاله بصورت تحلیلی به بررسی و مقایسه عملکرد تناوبی این اتصالات در اثر تغییر پارامتر فاصله افقی پیچهای اتصال به بال ستون تا خط مرکزی جان تیر با مدلسازی اجزاء محدود هشت نمونه زیر سازه اتصال، در نرم افزار ANSYS.Ver10 پرداخته شده است. نتایج بیان میدارد که در طرح این اتصالات بر مبنای ضوابط آیین نامه AISC برای مقاطع یکسان تیر و ستون، ظرفیت خمشی و سختی الاستیک اتصال با سپری نسبت به اتصال با صفحه انتهایی بیشتر بوده، درحالیکه میزان استهلاک انرژی کل آنها تقریباً یکسان است. نهایتاً از بررسی تحلیلی پارامتر فوق مشخص شد، با توجه به حساسیت رفتاری و احتمال تغییر مد خرابی اتصال پیچی با سپری اتصال تحت بار تناوبی نسبت به آرایش افقی پیچهای اتصال به ستون در مواردی که احتمال ضعف در اجرا می رود، علیرغم بیشتر بودن ظرفیت خمشی اتصال با سپری، طرح اتصال پیچی با صفحه انتهایی توصیه میگردد.

## کلمات کلیدی

عملکرد تناوبی اتصالات، اتصالات پیچی تیر به ستون، صفحه انتهایی، سپری اتصال، آرایش پیچ

## Analytical Assessment and Comparison of Cyclic Behavior of End Plate and T-stub Bolted Connections Due to Horizontal Arrangement Variation of Column Bolts

Mohsen Gerami, Vahid Saberi, Hamid Saberi

### ABSTRACT

Two kinds of Post-Northridge proposed beam-to-column connections are End palte and T-stub bolted connections. The aim of this paper is assessment and comparison of cyclic behavior of the mentioned connections due to horizontal variation of column bolts from centerline of beam web by finite element modeling of eight mentioned connections substructures in ANSYS, ver10. The results show that, if the mentioned connections are designed for equal sections of beam and column according to the AISC code, T-stub connection will have more moment resistance capacity and elastic stiffness than End plate connection while they have equal total energy dissipation approximately. Finally, analytical inspection on the mentioned parameter represented, attention to the behavior sensitivity and failure mode variation probability for bolted T-stub connection under cyclic load due to this partameter variation, despite T-stub connection has more moment resistance capacity, it is recommended to design bolted End plate connection rather than T-stub connection in cases that a weak construction is probable.

### Key words

Cyclic Behavior Connections, Bolted Beam-to-Column Connections, End Plate, T-stub, Bolt Arrangement

۱. استادیار و مدیر گروه پژوهشی فناوری های نوین، دانشگاه سمنان، [mgerami@semnan.ac.ir](mailto:mgerami@semnan.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، [saberi.vahid@gmail.com](mailto:saberi.vahid@gmail.com)

۳. کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، [saberi.hamid@gmail.com](mailto:saberi.hamid@gmail.com)



قابهای خمشی، کاربرد وسیعی در نقاط زلزله خیز داشته و توانایی بالایی را در استهلاک انرژی دارند. در طراحی لرزه ای این قابها، هدف تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و جلوگیری از وقوع آن در ستون بعلافت حفظ پایداری جانبی سازه می باشد. قابهای خمشی باید توانایی بالایی را در انتقال لنگر و برش بین تیر و ستون داشته باشند، لذا اتصال جان پیچی - بال جوشی (BWFF) بعنوان اتصالی که عملکرد آن تحت بار لرزه ای مناسب است، پیشنهاد گردید. پس از وقوع زلزله (Northridge(1994، مشخص گردید که عملکرد این نوع اتصال ضعیف بوده است [۱]. دو نوع از اتصالات پیشنهادی جایگزین، اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال بوده است. از آنجاییکه جوشکاری این نوع اتصالات در کارخانه و تحت نظارت کافی و شرایط مطلوب انجام میشود، دستیابی به جوش با کیفیت بالا در این نوع اتصالات نسبت به اتصال جوش در کارگاه ساده تر خواهد بود.

## ۲- هدف و روند انجام تحقیق

با توجه به اینکه تغییر پارامترهای طرح اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال از جمله فاصله افقی پیچهای اتصال به ستون تا خط مرکزی جان تیر که گاهی ناشی از ضعف در اجراست، تاثیرات بسزایی در عملکرد تناوبی این اتصالات دارند، لذا درک صحیحی از محدوده تاثیرپذیری رفتار این اتصالات با تغییر این پارامتر، طراح را در انتخاب نوع اتصال یاری میکند. در این مقاله پس از تایید صحت شیوه مدلسازی با مقایسه نتایج تحلیلی مدل اجزاء محدود این اتصالات با نتایج مدلهای آزمایشگاهی متناظر، اقدام به ساخت شش مدل اجزاء محدود با تغییر پارامتر مذکور کرده و به بررسی و مقایسه نتایج تحلیل آنها از جمله ظرفیت خمشی، سختی الاستیک، حداکثر بازشدگی در صفحه انتهایی یا سپری اتصال، استهلاک انرژی و تغییرات تنش در پیچ های ستونی اتصال می پردازیم.

## ۳- شیوه مدلسازی و معتبرسازی آن

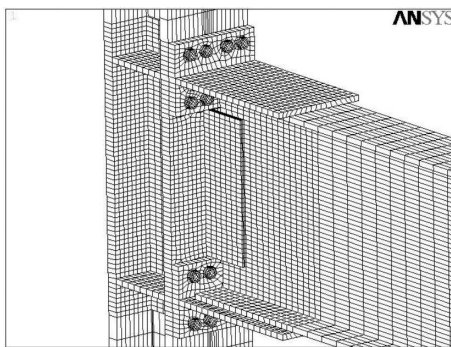
از آنجاییکه بررسی تحلیلی صورت پذیرفته در این مقاله معطوف بر عملکرد تناوبی اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال میباشد، صحت و دقت مدلسازی با مقایسه نتایج حاصل از مدلهای اجزاء محدود دو نمونه آزمایشگاهی Specimen 1 (اتصال با سپری) که توسط Popov و همکاران در سال ۲۰۰۲ [۲] و 4E-1.5-1.25-24 (اتصال با صفحه انتهایی) که توسط Sumner و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۳] تحت بار تناوبی ارزیابی شدند، تایید میشود.

مدلهای آزمایشگاهی زیرسازه اتصال یک تیر کناری هستند. در نمونه با سپری اتصال، تیر توسط دو سپری به صورت پیچی به بال ستون متصل میگردد و ساق سپری نیز بواسطه جوش و پیچ به بال تیر متصل میشود، برای انتقال برش از برشگیر جوش شده به بال ستون، پیچ شده به جان تیر استفاده شده است. در نمونه اتصال با صفحه انتهایی، تیر با جوش نفوذی کامل به صفحه انتهایی و صفحه انتهایی نیز با پیچ به بال ستون متصل شده است. ابعاد و هندسه تیر و ستون و اجزاء اتصال دقیقاً مطابق نمونه های آزمایشگاهی مدل شدند، لیکن در نمونه اجزاء محدود با سپری اتصال، بدلیل لغزش ناچیز بین ساق سپری و بال تیر و نیز برشگیر و جان تیر بواسطه جوش و پیچهای اصطکاکی، این اجزاء بصورت پیوسته مدل شدند. در نمونه با صفحه انتهایی نیز، به دلیل اتصال صفحه انتهایی به تیر با جوش نفوذی کامل، این دو بخش در مدل اجزاء محدود بصورت پیوسته مدل شدند. مش بندی مدلها با المان Solid 45 از سری المانهای سه بعدی نرم افزار صورت پذیرفت، شکل (۱). این المان دارای هشت گره بوده که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی می باشد. این المان دارای خواص پلاستیسیته، سخت شوندگی کرنشی، تغییر مکانها و کرنشهای بزرگ بوده و خواص ارتوتروپیک را هم می پذیرد، همچنین بارگذاری فشار و حرارت را نیز قبول میکند. بمنظور افزایش دقت نتایج، اندازه المانها در حوالی چشمه اتصال کوچکتر

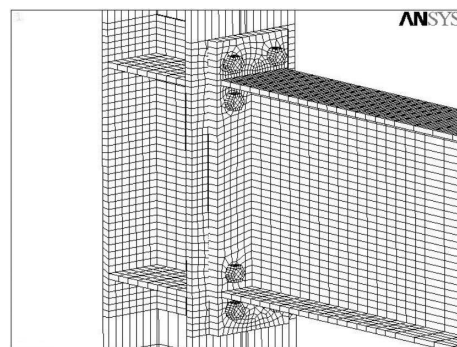


سطح زیرین آن تعداد گره های آن ممکن است کاهش یابد. عملکرد این المان انتقال نیرو در تماس فشاری بوده، لذا هیچ نیرویی در حالت کششی انتقال نمی یابد. همچنین این المان توانایی مدل کردن اصطکاک کولمب را نیز دارد [۴]. مصالح بکاررفته برای مدلسازی مطابق جدول (۱) و بر اساس مشخصات آزمایشگاهی نمونه ها میباشد. بارگذاری نیز بصورت تناوبی و بر اساس بار آزمایشگاهی به انتهای تیر در نمونه ها اعمال گردید.

اختیار شده است. برای ملاحظه اندرکنش در سطوح تماسی این اتصالات، از المان Contact 174 و Target 170 استفاده شده است. از این المانها در محل تماس سر پیچ و بال ستون، مهره پیچ و بال سپری یا صفحه انتهایی، بدنه پیچ و سوراخ ایجاد شده همچنین بال سپری یا صفحه انتهایی و بال ستون استفاده شده است. هندسه المانهای تماسی همانند المان حجم یا پوسته زیرین آن است و دارای هشت گره میباشد که بسته به



ب) مش بندی نمونه تحلیلی Specimen 1



الف) مش بندی نمونه تحلیلی 4E-1.5-1.25-24

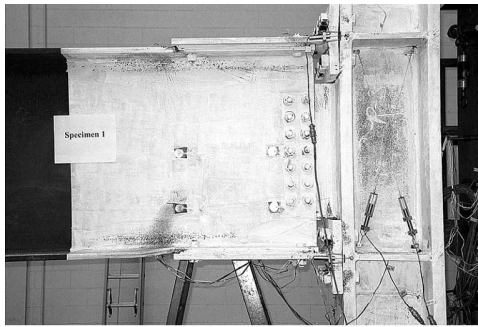
شکل (۱): مش بندی نمونه های تحلیلی برای معتبرسازی نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی

جدول (۱): مصالح مورد استفاده در مدلسازی نمونه های تحلیلی برای معتبرسازی نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی

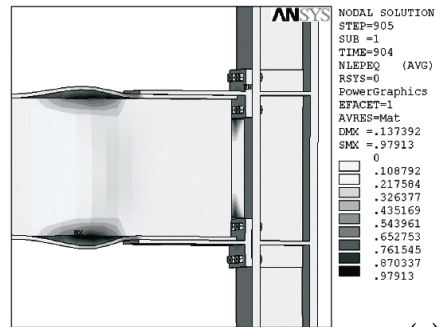
مصالح	محل استفاده	کرنش	تنش (MPa)
ASTM A36	صفحه انتهایی	0.001276	262
		0.01403	262
		0.153	476
ASTM A572 Gr50	تیر، ستون، سپری اتصال	0.00178	361
		0.0196	361
		0.2134	488
A490	پیچ	0.00386	794
		0.0135	1035
		0.0309	1035
		0.2	1048

و نمونه با سپری اتصال نیز، کمانش و جاری شدگی در بال و جان تیر در انتهای ساق سپری روی داده است.

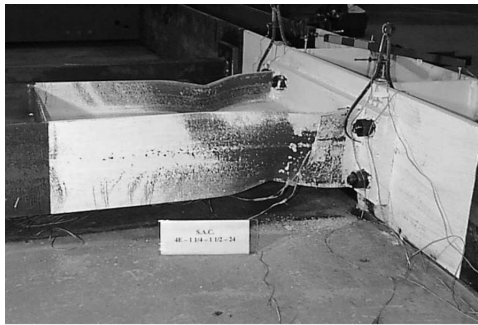
همانطور که در شکل (۲) ملاحظه میگردد، همانند نمونه های آزمایشگاهی، در نمونه با صفحه انتهایی مفصل پلاستیک در فاصله ۳۰cm از بر ستون در تیر تشکیل شده



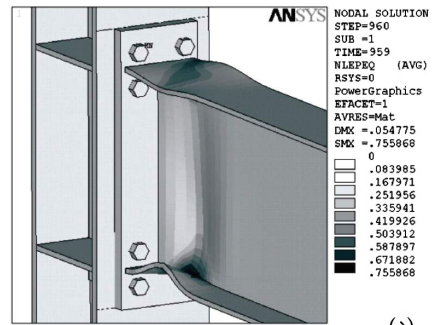
(الف)



(ج)

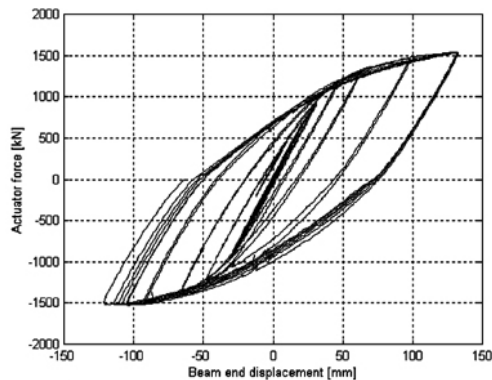


(ب)

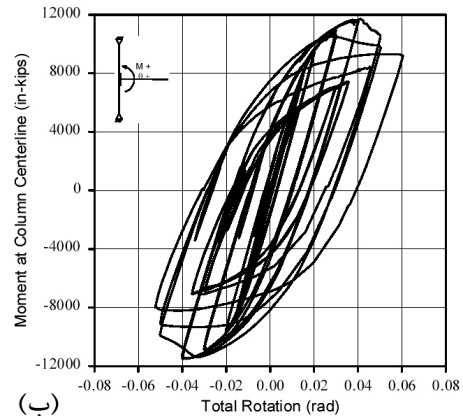


(د)

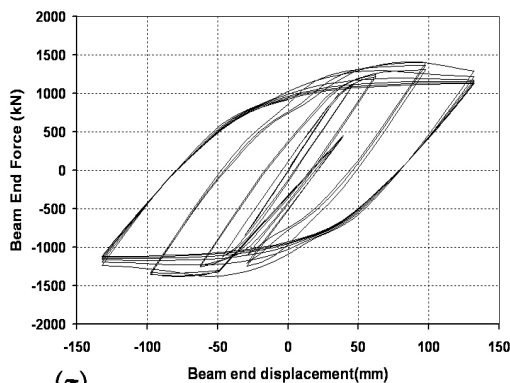
شکل (۲): الف و ب) - نمایی از نمونه های آزمایشگاهی Specimen 1 [۲] و 4E-1.5-1.25-24 [۳] پس از آزمایش ج و د) کرنش پلاستیک معادل در انتهای بارگذاری نمونه های تحلیلی Specimen 1 و 4E-1.5-1.25-24



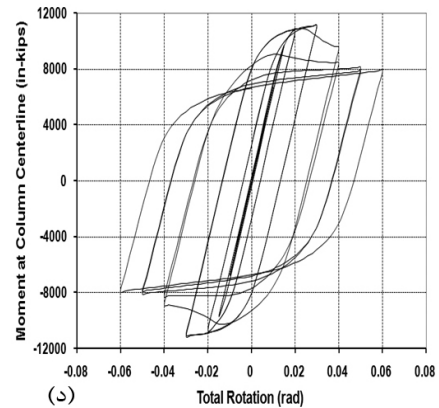
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

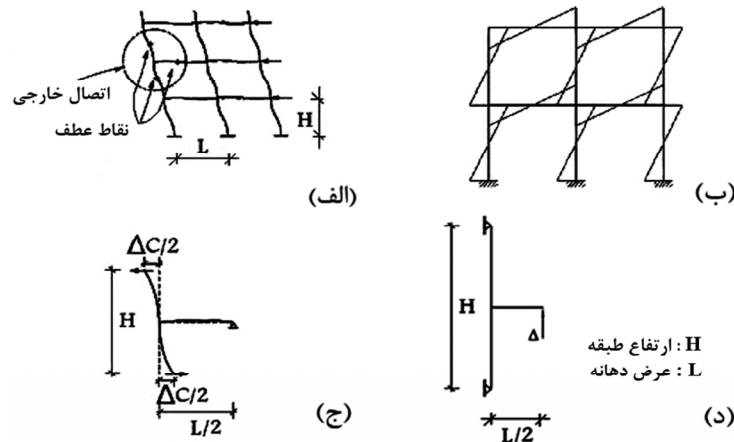
شکل (۳): الف و ب) هیستریزس های بدست آمده از آزمایش نمونه های Specimen 1 [۲] و 4E-1.5-1.25-24 [۳] ج و د) هیستریزس های بدست آمده از تحلیل نمونه های Specimen 1 و 4E-1.5-1.25-24

با مقایسه هیستریزیس های (لنگر در خط مرکزی ستون - دوران کل) در نمونه با صفحه انتهایی و (نیرو-جابجایی در انتهای تیر) در نمونه با سپری اتصال بدست آمده از نمونه های تحلیلی و آزمایشگاهی شکل (۳)، انطباق قابل ملاحظه ای در رفتار آنها مشاهده می‌گردد. حداکثر لنگر در مرکز ستون بدست آمده از آزمایش نمونه با صفحه انتهایی و حداکثر بار اعمالی بدست آمده از آزمایش نمونه با سپری اتصال بترتیب برابر  $11703 \text{ in.kips}$  و  $1535 \text{ kN}$  بوده در حالیکه میزان محاسبه شده تحلیلی از نمودارها بترتیب معادل  $11094 \text{ in.kips}$  و  $1441 \text{ kN}$  ارزیابی شده است که نشانگر اختلاف  $5/2$  و  $6$  درصدی در مقادیر حداکثر بوده و موید دقت مناسب در شیوه مدلسازی است.

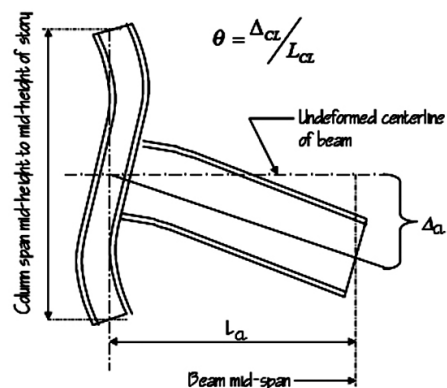
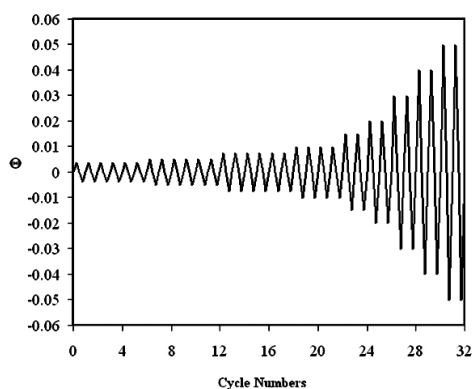
#### ۴- معرفی نمونه های تحلیلی اجزاء محدود

در شکل (۴)، تغییرشکل یک قاب خمشی به همراه دیاگرام لنگر خمشی این قاب تحت بارهای جانبی نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود، مقدار لنگر در وسط دهانه های تیر و ستون برابر صفر است و نقاط وسط دهانه های تیر و ستون، تحت بارهای جانبی، نقاط عطف سازه هستند. در محل نقاط عطف سازه، بر خلاف لنگر، مقدار برش مخالف صفر است، بنابراین به منظور مطالعه رفتار اتصالات خمشی، به جای مدل کردن کل قاب که بسیار دشوار و وقت گیر است، می توان

اتصال را از محل نقاط عطف جداسازی کرده و با قرار دادن تکیه گاه های مفصلی و غلتکی، برای تحمل برش وارده در این نقاط، زیرسازه بدست آمده را مدل سازی و تحلیل نمود. نمونه های مورد ارزیابی زیرسازه اتصال یک تیر کناری میباشد، شکل (۴) [۵]. مقطع تیر در کلیه نمونه ها IPE550 با طول  $4/5$  متر و ستون IPB450 با طول  $3$  متر و در نمونه های با سپری اتصال، وصله سپری برشی از مقطع IPB500 اختیار شده است. مشخصات مقاطع طبق استاندارد دین آلمان میباشد. مصالح مورد استفاده برای مدلسازی نمونه ها مطابق مشخصات جدول (۲) میباشد. طبق پیشنهاد FEMA 350 [۶]، بارگذاری استاندارد SAC مطابق شکل (۵) با جزئیات ارائه شده در جدول (۳) به نمونه ها اعمال شد. بمنظور بررسی تاثیر پارامتر فاصله افقی پیچهای اتصال به ستون تا خط مرکزی جان تیر (C) در شکل (۶))، دو نمونه مرجع TS-R (T-Stub-Reference) بصورت اتصال پیچی تیر به ستون با سپری اتصال و EP-R (End Plate-Reference) با صفحه انتهایی بر اساس ضوابط AISC [۷]، طرح شدند. سایر نمونه ها با نامگذاری عمومی  $TS \pm \Delta c$  و  $EP \pm \Delta c$  با کاهش و افزایش این فاصله نسبت به نمونه مرجع مطابق شکل (۷) با مشخصات جدول (۴) مدلسازی شدند. در این نامگذاری  $+\Delta c$  و  $-\Delta c$  بترتیب بیانگر افزایش و کاهش فاصله افقی پیچهای اتصال به ستون تا خط مرکزی جان تیر به میزان  $\Delta$  نسبت به نمونه های مرجع متناظر است.



شکل (۴): قاب خمشی تحت اثر بار جانبی، الف) دیاگرام تغییرشکل قاب خمشی، ب) دیاگرام لنگر خمشی قاب، ج) اتصال خارجی جداسازی شده از محل نقاط عطف، د) زیرسازه مورد استفاده در ارزیابی تحلیلی نمونه ها [۵]



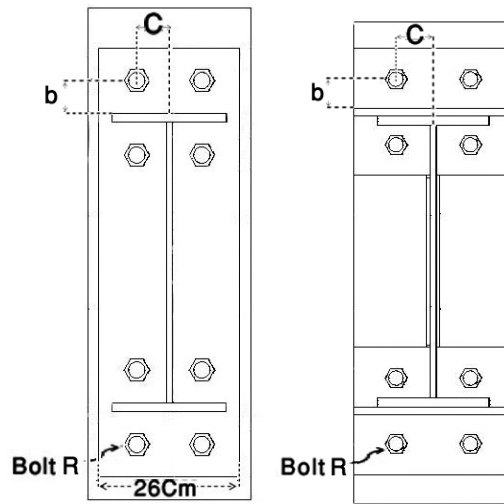
شکل (۵): بار تناوبی استاندارد SAC و نحوه اعمال آن به نمونه ها طبق پیشنهاد FEMA350 [۶]

جدول (۲): مصالح مورد استفاده در مدلسازی نمونه های تحلیلی

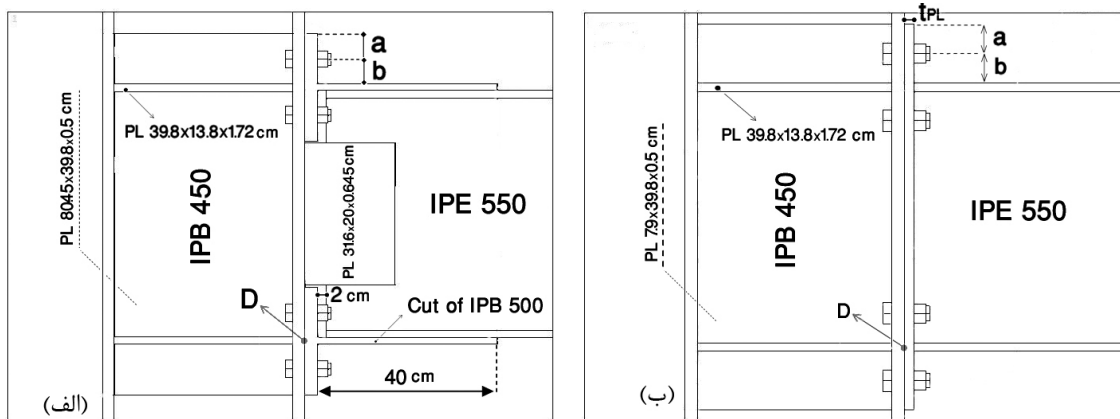
مصالح	محل مورد استفاده	کرنش	تنش (MPa)
ST37	تیر، ستون، صفحه انتهایی و سپری اتصال	0.001143	240
		0.02	240
		0.18	360
		0.2	370
		0.35	370
A490	پیچ	0.00386	794
		0.0135	1035
		0.0309	1035
		0.2	1048

جدول (۳): جزئیات بار تناوبی اعمالی به نمونه ها طبق استاندارد SAC [۶]

گام بارگذاری	زاویه دوران $\theta$ (rad)	تعداد سیکل ها	تغییر مکان اعمالی به انتهای تیر (cm)
1	0.00375	6	0.95
2	0.005	6	1.26
3	0.0075	6	1.89
4	0.01	4	2.53
5	0.015	2	3.79
6	0.02	2	5.05
7	0.03	2	7.58
8	0.04	2	10.1
9	0.05	2	12.63



شکل (۶): معرفی پارامتر (C)



شکل (۷): جزئیات عمومی نمونه های تحلیلی، (الف) نمونه های با سپری اتصال، (ب) نمونه های با صفحه انتهایی

جدول (۴): جزئیات نمونه های تحلیلی

نمونه	تعداد پیچ حول هر بال تیر	قطر پیچ $D_b$ (cm)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	ضخامت صفحه انتهایی $t_{pl}$ (cm)	ضخامت بال سپری اتصال (cm)	تنش پیش تنیدگی $S_p$ (MPa)
TSR	4	2.7	5.8	5.475	7	-	2.8	570
TS-3C	4	2.7	5.8	5.475	4	-	2.8	570
TS+3C	4	2.7	5.8	5.475	10	-	2.8	570
EPR	4	3	6	6	6	3.3	-	570
EP-1.5C	4	3	6	6	4.5	3.3	-	570
EP+1.5C	4	3	6	6	7.5	3.3	-	570

جدول (۵): خلاصه نتایج ظرفیت خمشی و سختی الاستیک نمونه های تحلیلی

نمونه	$M_{max}$ (kN.m)	$\frac{M_{max}}{M_{maxR}}$	$M_Y$ (kN.m)	$\theta_Y$ (rad)	$R_{in} = M_Y / \theta_Y$ (MN.m/rad)	$\frac{R_{in}}{R_{inR}}$	$\frac{S_{Bmin}}{S_{BminR}}$	$\frac{S_{Bmin}}{S_P}$
TSR	931	1.000	805	0.0075	107.3	1.00	1.00	0.34
TS-3C	650	0.700	390	0.0043	90.7	0.85	0.96	0.32
TS+3C	930	0.999	799	0.0075	106.5	0.99	0.98	0.33
EPR	766	1.000	716	0.0075	95.5	1.00	1.00	0.93
EP-1.5C	766	1.000	723	0.0075	96.4	1.01	0.99	0.92
EP+1.5C	766	1.000	704	0.0075	93.9	0.98	0.95	0.98

جدول (۶): خلاصه نتایج استهلاک انرژی و حداکثر بازشدگی نقطه D در نمونه های تحلیلی

نمونه	استهلاک انرژی کل $E_{total}$ (kJ)	$\frac{E_{total}}{E_{totalR}}$	$E_{Beam}$ (%)	$\frac{E_{EPI}}{E_{T-Stub}}$ (%)	$E_{Shear\ tab}$ (%)	حداکثر بازشدگی در نقطه D $Gap_{max}$ (mm)	$\frac{Gap_{max}}{Gap_{maxR}}$
TSR	670	1.000	81	16	2	4.8	1.00
TS-3C	487	0.730	0	83	16	3.3	0.68
TS+3C	672	1.003	79	17	2	5.7	1.18
EPR	655	1.000	100	0	-	1.3	1.00
EP-1.5C	673	1.030	100	0	-	0.8	0.61
EP+1.5C	624	0.950	100	0	-	1.7	1.38

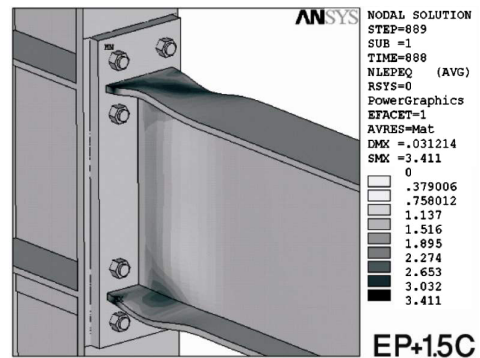
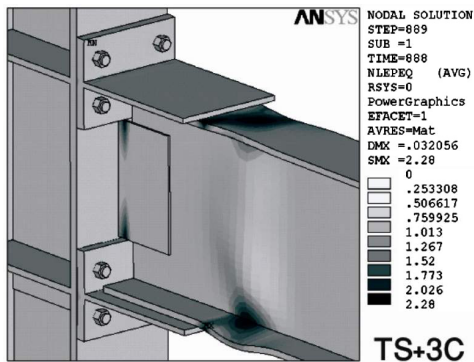
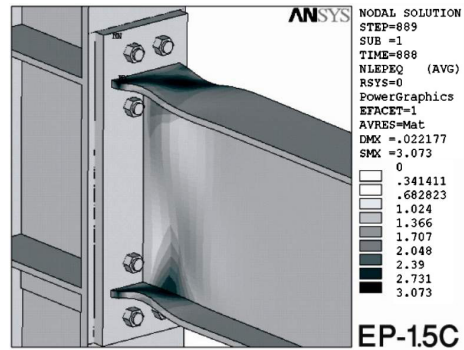
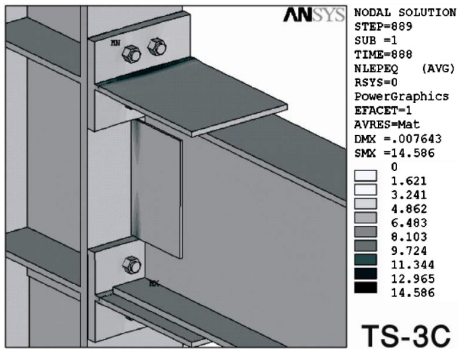
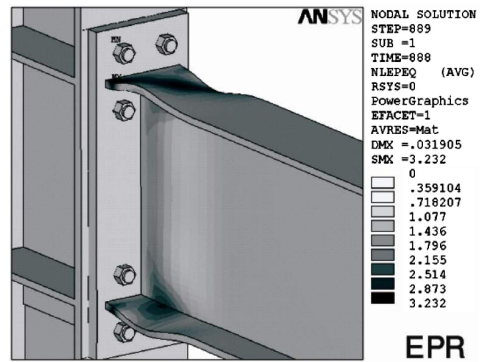
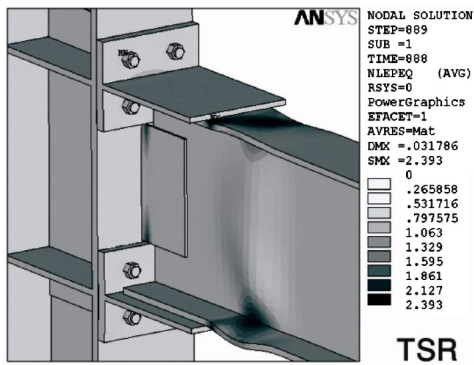
##### ۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل نمونه ها

خلاصه ای از نتایج تحلیل نمونه ها در جدول های (۵) و (۶) ارائه شده که بر این اساس نتایج ذیل قابل استنباط است:

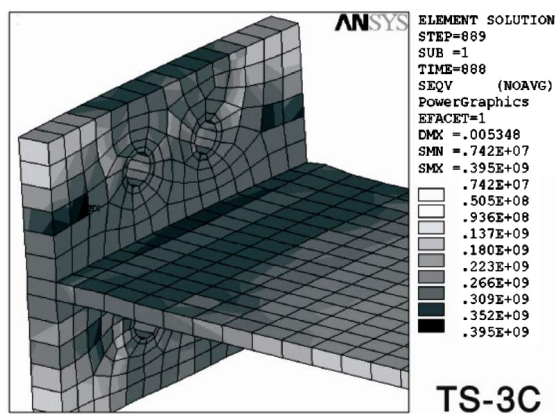
- با توجه به شکل (۸) که کرنش پلاستیک معادل این نمونه ها را در گام آخر بارگذاری نشان میدهد، میتوان دریافت که مد خرابی در هر سه نمونه اتصال با صفحه انتهایی، تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بوده که حاکی از عدم تقید رفتار کلی این اتصال نسبت به تغییر این پارامتر

است. این در حالیست که تنها در نمونه TS-3C با کاهش ۳ سانتی متری فاصله افقی پیچهای ستونی اتصال تا جان تیر نسبت به نمونه مرجع TSR، تغییر مد خرابی را از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به تشکیل مفصل پلاستیک در ساق سپری اتصال شاهد بودیم (شکل ۹). علت این امر را میتوان در افزایش سختی اتصال مجاور بال سپری و متعاقبا افزایش تغییر شکل و پلاستیک شدگی در ساق سپری دانست.





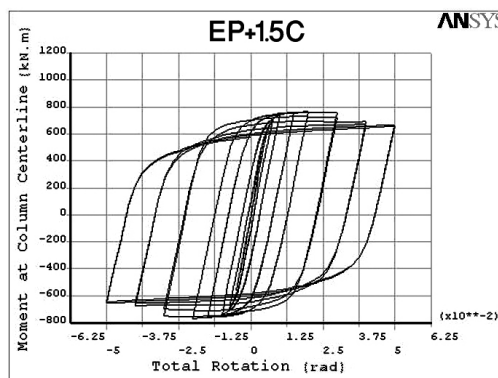
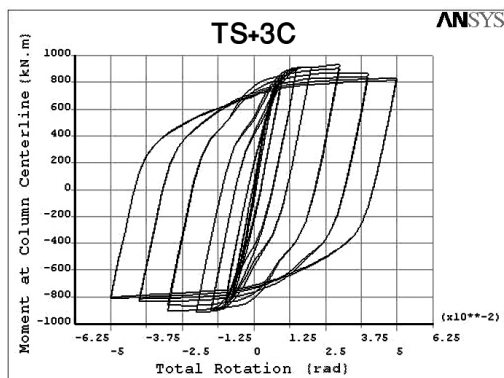
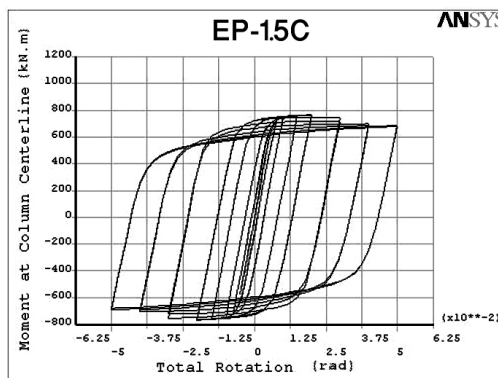
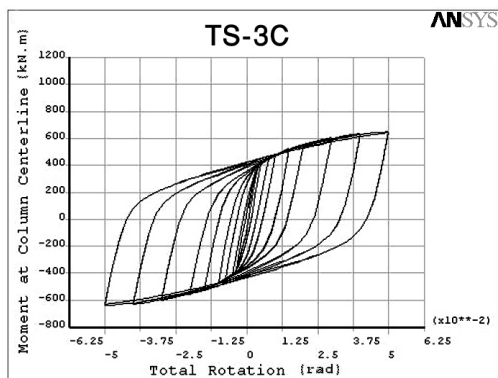
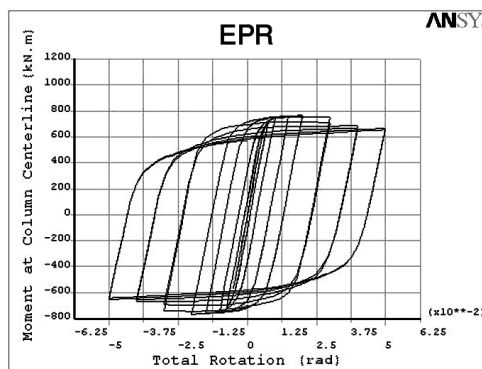
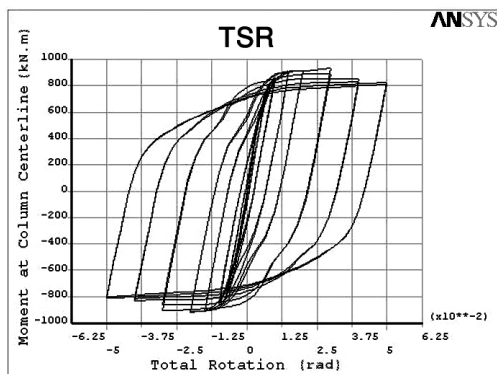
شکل (۸): کرنش پلاستیک معادل در گام آخر بارگذاری نمونه ها



شکل (۹): تنش ون میسر در سپری بالای نمونه TS-3C در گام آخر بارگذاری (Pa)

ظرفیت خمشی اتصال با صفحه انتهایی بعلت عدم تغییر مد خرابی ناچیز بوده در حالیکه در اتصال با سپری، نزدیک کردن پیچ ها به جان تیر بعلت تغییر در عملکرد اتصال منتج به کاهش قابل ملاحظه ظرفیت خمشی اتصال شده است.

- منحنی های هیستریزیس لنگر - دوران کل نمونه ها در شکل (۱۰) حاکی از آنست که تنها در نمونه TS-3C با کاهش فاصله افقی پیچها تا جان تیر ، ظرفیت خمشی اتصال به میزان ۳۰ درصد نسبت به نمونه مرجع متناظر کاهش داشته و در سایر نمونه ها تغییر محسوسی مشاهده نشد ، لذا تاثیر این پارامتر بر

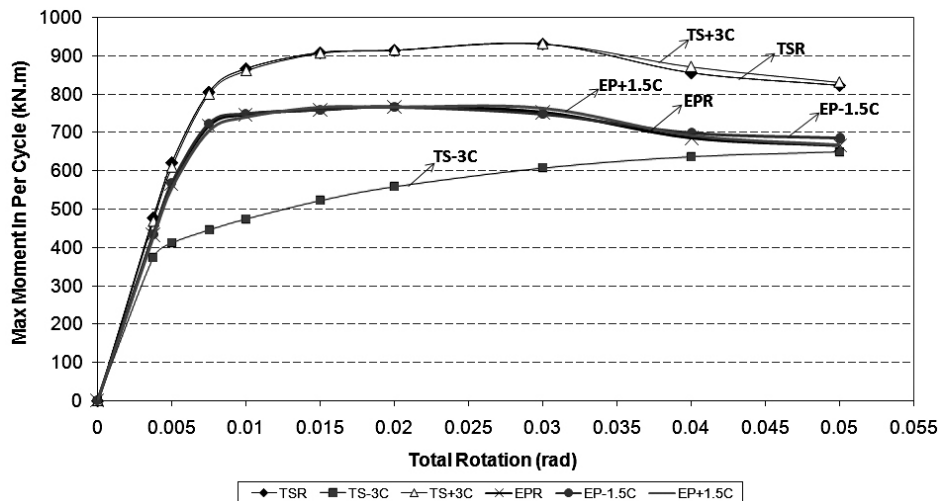


شکل (۱۰): منحنی های هیستریزیس لنگر-دوران کل نمونه ها



با نزدیک کردن پیچها به جان تیر ، سختی دورانی الاستیک به میزان ۱۵ درصد نسبت به نمونه مرجع متناظر کاهش داشته و تغییر این پارامتر بر سختی دورانی الاستیک سایر نمونه ها تاثیر بسزایی نداشته است.

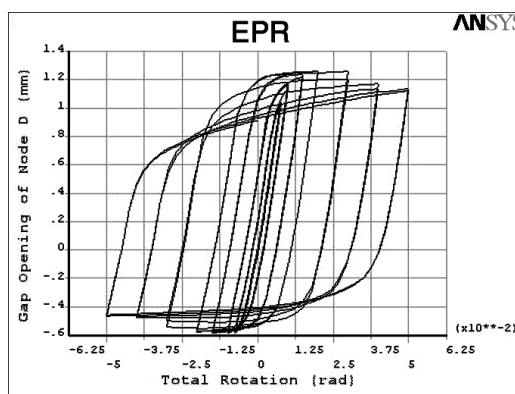
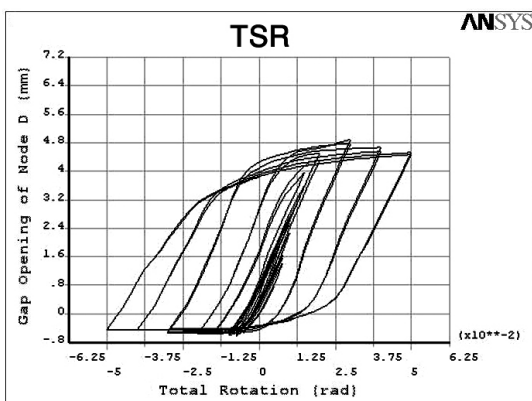
- بر اساس نمودار پوش هیستریزس لنگر- دوران کل نمونه ها در شکل (۱۱) مقادیر لنگر و چرخش متناظر با نقطه تسلیم سازه محاسبه شده است. با محاسبه سختی دورانی الاستیک اتصال ( $R_{in} = M_y / \theta_y$ ) ، برای نمونه ها در می یابیم که تنها در نمونه TS-3C



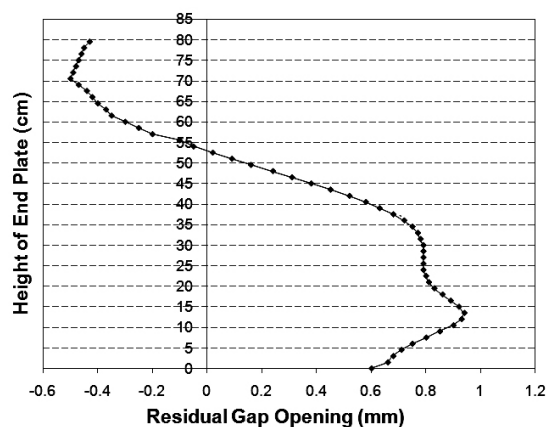
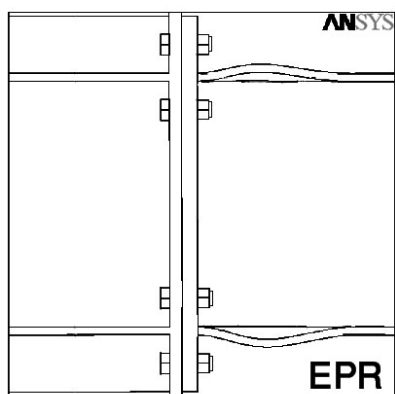
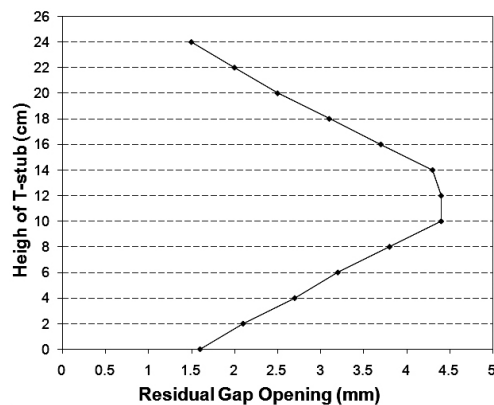
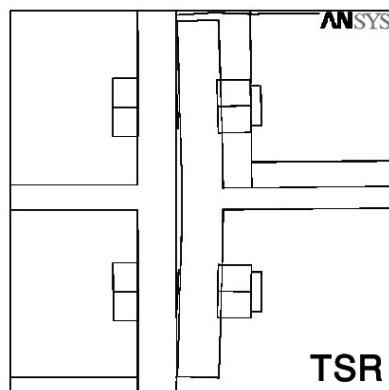
شکل (۱۱): پوش منحنی های هیستریزس لنگر - دوران کل نمونه ها

۳۲ درصد کاهش و دور کردن پیچها از جان تیر در نمونه های EP+1.5C و TS+3C بترتیب ۳۸ و ۱۸ درصد افزایش داده است. تغییرشکل ارتفاعی ماندگار لبه صفحه انتهایی و سپری اتصال نمونه های مرجع در گام آخر بارگذاری در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

- با توجه به منحنی های بازشدگی مرکز صفحه انتهایی یا سپری اتصال مجاور بال پایینی تیر (نقطه D) - دوران کل برای نمونه ها در شکل (۱۲) در می یابیم که کاهش فاصله پیچها تا جان تیر در نمونه های EP-1.5C و TS-3C ، بازشدگی حداکثر را نسبت به نمونه های مرجع متناظر بترتیب ۳۹ و



شکل (۱۲): منحنی بازشدگی نقطه D - دوران کل نمونه های مرجع



شکل (۱۳): تغییر شکل ارتفاعی ماندگار لبه صفحه انتهایی و سپری اتصال در نمونه های مرجع

توسط تیر و اتصال را بر حسب تعداد سیکل پلاستیک نشان میدهد، میتوان دریافت که با کاهش فاصله پیچها تا جان تیر در نمونه EP-1.5C، استهلاک انرژی کل به میزان ۳ درصد افزایش داشته است. علت این امر را میتوان در سخت شدگی ناحیه اتصال با نزدیک کردن پیچها به جان تیر و متعاقباً تغییر شکل و پلاستیک شدگی بیشتر تیر در سیکل های یکسان پلاستیک نسبت به نمونه مرجع متناظر دانست. این در حالیست که نزدیک کردن پیچها به جان تیر در نمونه TS-3C علیرغم افزایش تعداد سیکل پلاستیک، بعلت تغییر در عملکرد اتصال و الاستیک ماندن تیر، کاهش ۲۷ درصدی استهلاک انرژی کل را بدنبال داشته است. همچنین دور کردن پیچها از جان تیر در نمونه های EP+1.5C و TS+3C بترتیب با کاهش ۵ و ۲ درصدی استهلاک انرژی کل

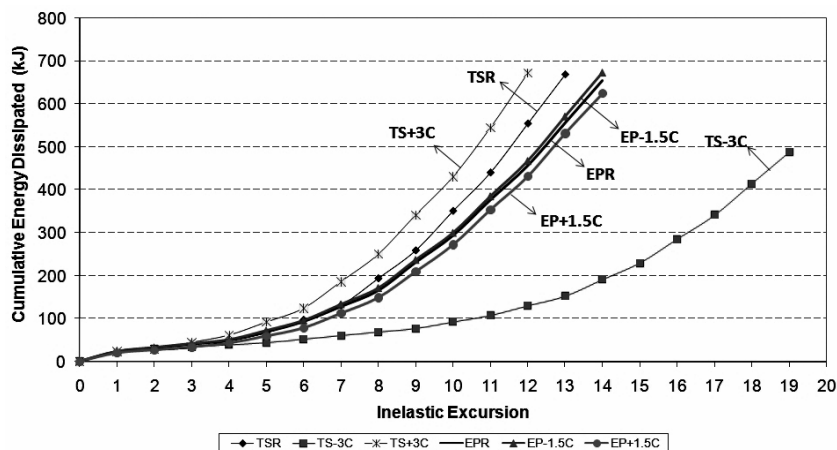
از آنجاییکه مد خرابی در کلیه نمونه های اتصال با صفحه انتهایی، تسلیم شدگی و کماتش موضعی بال و جان تیر بوده، بدین معنا که هیچگونه تسلیم شدگی قابل ملاحظه ای در صفحه انتهایی در انتهای بارگذاری دیده نشد، شکل (۸)، صد درصد استهلاک انرژی توسط تیر صورت پذیرفته است، در حالیکه در نمونه های با سپری اتصال با کاهش فاصله پیچ تا جان تیر در نمونه TS-3C بعلت تغییر مد خرابی، سهم سپری های اتصال در استهلاک انرژی ۶۷ درصد نسبت به نمونه مرجع TSR افزایش یافته و تیر نیز برخلاف نمونه مرجع که ۸۱ درصد در جذب انرژی سهم داشت، الاستیک باقیمانده و هیچ سهمی در استهلاک انرژی نداشته است.

\*- با توجه به شکل (۱۴) که میزان استهلاک انرژی

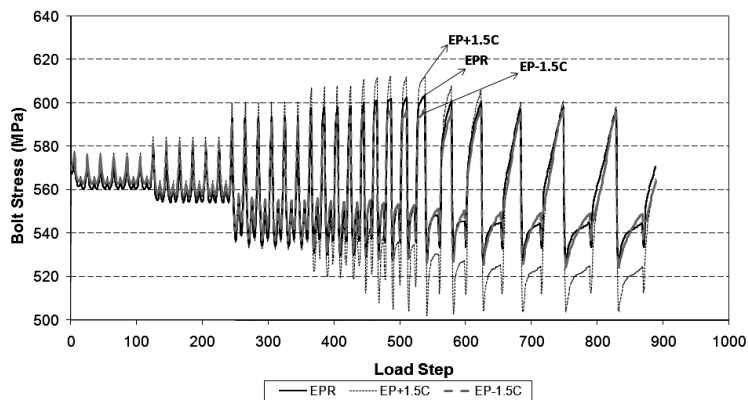
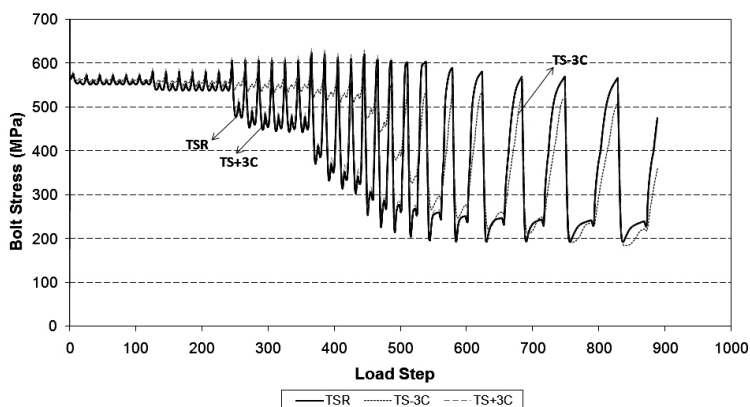
نسبت به نمونه های مرجع متناظر همراه بوده است.

پیچها، تاثیر بسزایی در میزان حداکثر کاهش تنش محوری پیچ ها در طول بارگذاری نداشته است. روند تغییرات تنش پیش تنیدگی پیچ R در طول بارگذاری برای نمونه ها نسبت به نمونه مرجع متناظر در شکل (۱۵) دیده میشود.

- با توجه به نسبت  $S_{B \min} / S_{B \min R}$  در جدول (۵) که بیانگر نسبت حداقل تنش محوری پیچ R در طول بارگذاری در نمونه ها به نمونه مرجع متناظر می باشد، میتوان ابراز داشت که تغییر فاصله افقی



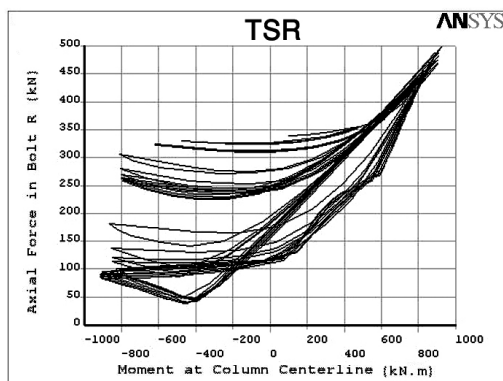
شکل (۱۴): استهلاك انرژی توسط تیر و اتصال - تعداد سیکل پلاستیک در نمونه ها



شکل (۱۵): تغییرات تنش پیش تنیدگی پیچ R- گامهای بارگذاری برای نمونه ها

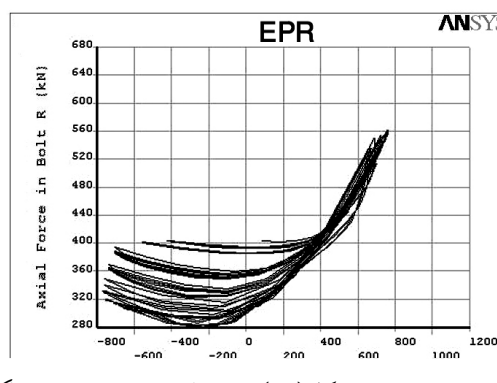
در تیر باشد و صفحه انتهایی، پیچها و جوش الاستیک باقی بمانند[۶].

- نسبت  $S_{B \min}/S_p$  در جدول (۵) که بیانگر حداقل تنش محوری پیچ R در طول بارگذاری به تنش پیش تنیدگی اولیه آن است، در کلیه نمونه ها حاکی از کاهش تنش پیش تنیدگی در طول بارگذاری بوده که این میزان برای نمونه های مرجع TSR و EPR بترتیب با کاهش ۶۶ و ۷ درصدی تنش پیش تنیدگی اولیه همراه بوده است. نمودار نیروی محوری پیچ R - لنگر در خط مرکزی ستون در شکل (۱۶) برای نمونه های مرجع نحوه تغییرات نیروی پیش تنیدگی را در طول بارگذاری نشان میدهد، بر این اساس میتوان ابراز داشت که نیروی پیش تنیدگی در نمونه با سپری اتصال در انتهای بارگذاری کاهش چشمگیری را نسبت به نمونه با صفحه انتهایی داشته است بدین معنا که نیروی پیش تنیدگی اندکی در انتهای بارگذاری در پیچهای اتصال با سپری باقیمانده در حالیکه این میزان در نمونه با صفحه انتهایی قابل ملاحظه می باشد.



شکل (۱۱) که پوش منحنی های هیستریزس لنگر- دوران کل نمونه های مرجع TSR و EPR را نشان میدهد ، حاکی از آنست که ظرفیت خمشی اتصال با سپری حدود ۲۱ درصد نسبت به اتصال با صفحه انتهایی بیشتر بوده، همچنین میزان حداکثر لنگر اتصال با سپری در دوران ۰/۰۳ رادیان و اتصال با صفحه انتهایی در دوران ۰/۰۲ رادیان رخ داده است. لازم به ذکر است ، سختی الاستیک نمونه اتصال با سپری حدود ۱۲ درصد نسبت به اتصال با صفحه انتهایی بیشتر بوده است.

- با توجه به نمودار شکل (۱۴)، میزان استهلاک انرژی کل دو نمونه مرجع این اتصالات تقریباً یکسان بوده است. این در حالیست که صفحه انتهایی در طول بارگذاری الاستیک باقیمانده و همه استهلاک انرژی توسط تیر صورت پذیرفته، لیکن سپری های اتصال ۱۶ درصد در استهلاک انرژی کل سهم بودند. لازم به ذکر است که FEMA350 نیز معتقد است که طرح اتصالات با صفحه انتهایی بایستی بگونه ای انجام شود که مد خرابی بصورت ترکیبی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و جاری شدگی چشمة اتصال بوده یا تنها ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک



شکل (۱۶): تغییرات نیروی پیش تنیدگی پیچ R- لنگر در خط مرکزی ستون نمونه های مرجع

سپری اتصال در اثر تغییر پارامتر فاصله افقی پیچ های اتصال به بال ستون تا خط مرکزی جان تیر با مدلسازی اجزاء محدود هشت نمونه زیرسازه اتصال در نرم افزار

## ۶- خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله بصورت تحلیلی به بررسی و مقایسه عملکرد تناوبی اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و



با سپری، طرح اتصال پیچی با صفحه انتهایی توصیه می‌گردد.

#### ۷- مراجع

1- Miller, D.K. 1998. Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20(4-6): 249-260.

2- Popov, Egor, Takhirov Shakhzod . 2002. Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 1: experimental study, *Engineering Structures* 24 (2002) 1523-1534.

3- Sumner, E.A. 2003. Unified design of extended end plate moment connections subject to cyclic loading ,Ph.D.Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and state university, Blackburg, Virginia.

4- ANSYS User Manual .2005. ANSYS, Inc.

۵- طاحونی، شاپور، "طراحی سازه های فولادی" انتشارات علم و ادب، تهران، ۱۳۷۸.

6- Federal Emergency Management Agency. 2000 . Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Report No. FEMA-350. California Universities for Research in Earthquake Engineering.

7- AISC.1980. Manual of steel construction, 8th edition. American Institute of Steel Construction :Chicago

ANSYS.Ver10. پرداخته شد. نتایج تحلیل دو نمونه از این اتصالات برای معتبرسازی شیوه مدلسازی اجزاء محدود با نتایج نمونه های آزمایشگاهی متناظر مقایسه و دقت آن مناسب ارزیابی شد. بررسی نتایج شش نمونه تحلیلی دیگر حاکی از آنست که تغییر پارامتر فاصله افقی پیچ های اتصال به ستون تا خط مرکزی جان تیر در اتصال پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی، مد خرابی را که تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بوده تغییر نداده همچنین تغییر بسزایی در ظرفیت خمشی اتصال و استهلاک انرژی کل نداشته است در حالیکه کاهش فاصله افقی پیچها تا خط مرکزی جان تیر در اتصال با سپری منجر به تغییر مد خرابی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به تشکیل مفصل پلاستیک در ساق سپری اتصال شده و کاهش چشمگیری را در ظرفیت خمشی اتصال و استهلاک انرژی کل بدنال داشته است. لازم به ذکر است که در طرح این اتصالات بر مبنای ضوابط آیین نامه AISC برای مقاطع یکسان تیر و ستون، ظرفیت خمشی و سختی الاستیک اتصال با سپری نسبت به اتصال با صفحه انتهایی بیشتر بوده و در دورانهای بزرگتری نسبت به اتصال با صفحه انتهایی به ظرفیت خمشی خود میرسد، در حالیکه میزان استهلاک انرژی کل آنها تقریباً یکسان است، همچنین سپری های اتصال در استهلاک انرژی سهمیه بوده لیکن صفحه انتهایی در طول بارگذاری الاستیک باقیمانده و همه استهلاک انرژی توسط تیر صورت پذیرفته است. ضمناً نیروی پیش تنیدگی پیچها در هر دو نوع اتصال در انتهای بارگذاری کاهش یافته لیکن میزان این کاهش در اتصالات با سپری نسبت به صفحه انتهایی بسیار چشمگیرتر می باشد.

بنابراین با توجه به حساسیت رفتاری و احتمال بیشتر تغییر مد خرابی اتصال پیچی با سپری نسبت به اتصال با صفحه انتهایی تحت بار تناوبی در اثر تغییر آرایش پیچهای اتصال به ستون ، در مواردی که احتمال ضعف در اجرا می رود، علیرغم بیشتر بودن ظرفیت خمشی اتصال



محمد رضایی پزند<sup>۱</sup>، محسن بمبائی چی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۸/۱/۱۵، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

## چکیده

پیوند تیرها به ستون‌ها در قاب‌های فولادی، ساده و یا سخت پنداشته می‌شود. استفاده از الگوی پیوند سخت یا ساده، هر چند گام‌های تحلیل و طراحی را آسان می‌کند، ولی رفتار واقعی سازه را به دست نمی‌دهد. زیرا، آزمایش‌ها نشان می‌دهند که همه پیوندهای زیر بار، مقدار مشخصی نرمی از خود نشان می‌دهند. بنابراین، باید از شیوه‌ای برای تحلیل بهره جست که به واقعیت نزدیکتر باشد و اثر نرمی پیوندها را به کار گیرد. در این مقاله، ماتریس سختی و تری کشسان جزء تیر-ستون دارای پیوندهای نیمه‌سخت، زیر اثر لنگرهای گرمی و بار گسترده میانی رابطه‌سازی می‌شود. سپس، بر پایه این ماتریس، تحلیل کشسان مرتبه دوم و پایداری قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای نیمه‌سخت انجام می‌پذیرد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو قابی با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. از سوی دیگر، هر عضو تنها با یک جزء الگوسازی می‌شود و در روش پیشنهادی، برای عضوهای کششی و فشاری رابطه‌های یکسانی به کار می‌رود. نمودار بار-تغییر مکان و مقدارهای عددی به دست آمده از فن پیشنهادی با تحلیل‌های سایر پژوهشگران مقایسه می‌شوند و اثر نرمی پیوند بر مسیر ایستایی تحلیل کشسان مرتبه دوم، بار کمانشی و رفتار قاب‌های فولادی بررسی می‌گردد.

## کلمات کلیدی

قاب‌های فولادی دو بعدی، تحلیل کشسان، تحلیل پایداری، پیوندهای نیمه‌سخت، اثرهای مرتبه دوم

## Second-Order Elastic and Stability Analysis of Plane Steel Frames with Semirigid Connections

M. Rezaiee-Pajand, M. Bambaeechee

### ABSTRACT

The beam-to-column connections in steel frames are assumed to be either pinned or rigid. Using pinned or rigid connections simplify the analysis, but they can not present the real behavior of the structure. Because, the experiments have shown that the connections under the loads will have some flexibility. Therefore, it is recommended that the flexibility of the connection should be included in the frame analysis. In this paper, the elastic secant stiffness matrix of a beam-column element with semi rigid connections under axial force, end moments and transverse distributed loads are derived. Second-order elastic and stability analysis of two-dimensional steel frames are carried out, afterward. The proposed stiffness matrix is very general and can be applied to a frame member with any type of connection. Furthermore, it is more accurate and efficient than the corresponding matrices obtained by other authors. In addition, this method uses only one element for each member and presents a single formulation for both tensile and compressive members in the analysis. Load-deflection curve and numerical values obtained by the suggested technique are compared with those found by other investigators. The effect of the connection flexibility on the equilibrium path and the stability load are also discussed.

### Key words

Plane Steel Frames, Elastic Analysis, Stability Analysis, Semi Rigid Connection, Second-Order Effects

۱. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، [mrpajand@yahoo.com](mailto:mrpajand@yahoo.com) (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، [mohsen\\_bambaeechee@yahoo.com](mailto:mohsen_bambaeechee@yahoo.com)

و چرخه‌ای قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه-صلب) و نیز کتاب فائلا و همکاران [۱۴]، دربارهٔ تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت اشاره نمود. همچنین، مقاله‌های فراوانی در زمینه وارد نمودن اثر نرمی پیوند در ماتریس سختی عضوی و تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت به چاپ رسیده است. در این میان، زو و چن با بهره‌جویی از مفهوم جزء خود ایستا و در نظر گرفتن تابع درونیاب مرتبه پنجم، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت را بر حسب سختی فنرهای دو سر عضو و با در نظر گرفتن اثرات نیروی محوری به دست آوردند [۱۵]. ژو با بهره‌جویی از ضریب گیرداری به ارائه ماتریس سختی ساده عضو نیمه‌سخت که در برگزیده اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری بود پرداخت [۱۶]. سیکولویچ و سالاتیچ نیز با بکارگیری فن اجزای محدود و توابع پایداری دقیق، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت را که در برگزیده اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری و کوتاه شدگی ناشی از خمش بود ارائه نمودند. آنها همچنین اثرات برون محوری پیوندها را در ماتریس پیشنهادی خود وارد نمودند [۱۷]. در یکی از جدیدترین پژوهش‌های انجام گرفته آیهادودن و همکاران بر پایه مدل مکانیکی به ارائه ماتریس سختی عضو نیمه-سخت بدون در نظر گرفتن اثرهای مرتبه دوم پرداختند. آنها با بهره‌جویی از این ماتریس به تحلیل خمیری قاب-های نیمه‌صلب و تأثیر سختی پیوندها بر چگونگی شکل-گیری مفصل‌های خمیری پرداختند [۱۸].

در این مقاله، یک ماتریس سختی جدید که در برگیرندهٔ اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری و نرمی پیوند می‌باشد، برای تحلیل کشسان مرتبه دوم و پایداری قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای نیمه سخت پیشنهاد می‌گردد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. چون سختی محوری تیرها و ستون‌ها را وارد تحلیل می‌نماید و از تغییرشکل محوری تیرها نیز چشم‌پوشی نمی‌کند. از سوی دیگر، برای عضوهای کششی

به طور معمول، تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی با سخت (صلب) پنداشتن و یا ساده (مفصلی) در نظر گرفتن پیوند (اتصال) میان اعضا انجام می‌پذیرد. استفاده از الگوی پیوند سخت یا ساده، هر چند گام‌های تحلیل و طراحی را آسان می‌کند، ولی رفتار واقعی سازه را به دست نمی‌دهد. زیرا، آزمایش‌ها نشان می‌دهند که همهٔ پیوندهای زیر بار، مقدار مشخصی نرمی (انعطاف‌پذیری) از خود نشان می‌دهند. بنابراین، باید از شیوه‌ای برای تحلیل بهره جست که به واقعیت نزدیکتر باشد و اثر نرمی پیوندها را به کار گیرد. باید دانست، در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر، دربارهٔ پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه‌صلب) و قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت سخن به میان آمده است. همچنین، در سال‌های کنونی، پژوهش‌های گسترده‌ای در این زمینه صورت گرفته است. این بررسی‌ها را می‌توان به پنج گروه کلی زیر تقسیم بندی نمود:

۱- تحقیق‌های آزمایشگاهی دربارهٔ پیوندها و قاب‌های فولادی نیمه‌سخت [۲, ۱]؛

۲- دسته‌بندی پیوندهای نیمه‌سخت [۳]؛

۳- بررسی رفتار و الگوسازی پیوندهای نیمه‌سخت [۴, ۵]؛

۴- تحلیل قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت [۶, ۸]؛

۵- بهینه‌سازی و طراحی قاب‌های فولادی نیمه‌سخت [۹, ۱۱]؛  
وارد کردن اثر نرمی پیوند در تحلیل قاب‌های نیمه سخت، به طور معمول با یک فرآیند تکراری همراه خواهد بود. این به دلیل پاسخ ناخطی بیشتر پیوندها از آغاز بارگذاری می‌باشد. بنابراین، انتخاب الگویی مناسب برای پیوندها اهمیت زیادی دارد. تا کنون، راهکارهای گوناگونی به منظور تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت در کتاب‌های مرجع ارائه شده است که هر یک دارای برتری‌ها و کاستی‌هایی می‌باشند. از آن میان می‌توان به کتاب‌های چن و لوی [۱۲] دربارهٔ مبانی تحلیل و طراحی پایداری قاب‌های فولادی، چن و جوی [۱۳]، در زمینهٔ تحلیل ناخطی ایستایی

۴- می‌توان اندازه پیوند را در مقایسه با طول تیرها و ستون‌ها ناچیز پنداشت.

۵- از تغییرشکل‌های برشی و تابیدگی مقطع چشم‌پوشی می‌گردد.

۶- خمش تک محوری است و بارگذاری در راستای محورهای اصلی مقطع می‌باشد.

## ۲-۱- رابطه‌سازی سختی و تری عضو نیمه‌سخت

عضو نیمه‌سخت پیشنهادی و بارهای وارد به آن در شکل (۱) می‌آید. اثر نرمی پیوند با فنرهای دورانی به سختی  $R_i$  و  $R_j$  در دو سر عضو الگوسازی می‌گردد. می‌توان تابع تغییرمکان کشسان را یک چند جمله‌ای درجه پنج به صورت زیر پنداشت. باید افزود، زو و چن چنین تابعی را پیش از این برای یافتن ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت زیر اثر بارهای گرهی به کار برده‌اند [۱۵]:

و فشاری رابطه‌های یکسانی را به کار می‌گیرد. باید افزود، درستی راهکار پیشنهادی با حل نمونه‌های عددی تأیید می‌گردد. سپس، بر پایه شیوه پیشنهادی به بررسی اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند در تحلیل قاب‌های فولادی پرداخته خواهد شد.

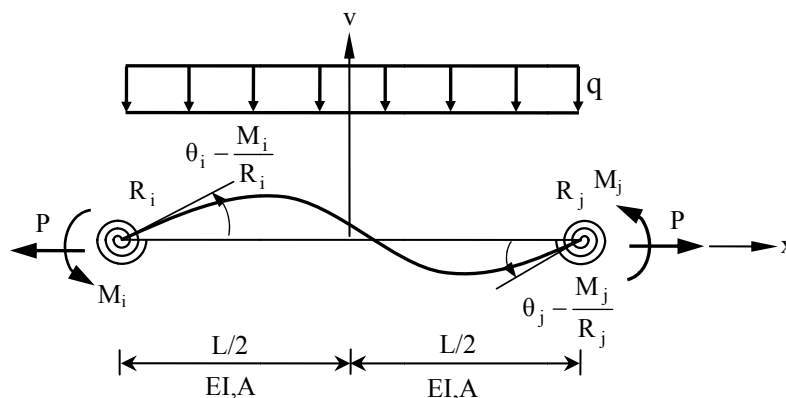
## ۲- روش پیشنهادی تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت

هر الگوی تحلیلی، نیاز به ساده‌سازی دارد. در این مقاله، پنداشت‌های زیر به کار خواهد رفت:

۱- قاب‌های فولادی دو بعدی با گونه‌های مختلف پیوند بررسی می‌گردد. این قاب‌ها می‌توانند مهاربندی شده یا مهاربندی نشده باشند.

۲- اعضا با رفتار کشسان خطی یا کشسان ناخطی (مرتبه دوم) پنداشته می‌شوند.

۳- تنها رفتار لنگر-دوران پیوندها به کار گرفته می‌شود. به سخن دیگر، از تغییرشکل‌های برشی و محوری پیوند چشم‌پوشی می‌گردد.



شکل (۱): عضو نیمه‌سخت پیشنهادی و نیروهای وارد بر آن

$$v(x) = a_0 + a_1 \left(\frac{x}{L}\right) + a_2 \left(\frac{x}{L}\right)^2 + a_3 \left(\frac{x}{L}\right)^3 + a_4 \left(\frac{x}{L}\right)^4 + a_5 \left(\frac{x}{L}\right)^5, \quad -L/2 \leq x \leq L/2 \quad (1)$$

در این رابطه‌ها،  $\Pi$  کارمایه نهفته کل،  $U$  کارمایه کرنشی و  $V$  پتانسیل از دست داده شده توسط نیروهای خارجی می‌باشد. با کشسان پنداشتن مواد، رابطه (۹) به صورت زیر در می‌آید:

$$U = \frac{1}{2} E \int_V \varepsilon^2 dV \quad (11)$$

در رابطه کنونی،  $E$  ضریب کشسانی مواد است. به طور معمول، در تحلیل ناخطی به روش اجزای محدود، رابطه کرنش - تغییرمکان به صورت رابطه (۱۲) ارائه می‌گردد [۱۲]:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{du}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 - y \left( \frac{d^2v}{dx^2} \right) \quad (12)$$

در این رابطه،  $u$  و  $v$ ، به ترتیب، تابع تغییرمکان محوری و جانبی و  $y$ ، فاصله تار از مرکز سطح مقطع می‌باشد. به دلیل کوچک بودن تغییرشکل‌های محوری، می‌توان از جمله  $\left( \frac{dv}{dx} \right)^2$  چشم‌پوشی کرد. بر خلاف آن، از جمله  $\left( \frac{du}{dx} \right)^2$  نمی‌توان گذشت. بنابراین، رابطه (۱۳) برقرار است:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{du}{dx} \right)^2 - y \left( \frac{d^2v}{dx^2} \right) \quad (13)$$

با جایگذاری رابطه کنونی در رابطه (۱۲) و تابع اولیه‌گیری روی سطح مقطع، عبارت زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left[ \left( \frac{du}{dx} \right)^2 + \left( \frac{du}{dx} \right) \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{1}{4} \left( \frac{dv}{dx} \right)^4 + \frac{I}{A} \left( \frac{d^2v}{dx^2} \right)^2 \right] dx \quad (14)$$

در رابطه کنونی،  $I$  و  $A$ ، به ترتیب، لنگر لختی و سطح مقطع عضو هستند. با دانستن  $\frac{du}{dx} = \frac{P}{AE}$  و چشم‌پوشی از جمله دارای توان چهارم  $\frac{dv}{dx}$  در برابر سایر جمله‌ها، رابطه (۱۴) به صورت رابطه (۱۵) در می‌آید:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left( \frac{du}{dx} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_L \left( \frac{d^2v}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{P}{2} \int_L \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 dx \quad (15)$$

بر پایه شکل (۱)، پتانسیل از دست داده شده توسط نیروهای خارجی، برابر با مقدار زیر است:

$$V = - \left[ M_i \left( \theta_i - \frac{M_i}{R_i} \right) + M_j \left( \theta_j - \frac{M_j}{R_j} \right) + Pe + \int_L (-q) v(x) dx \right] \quad (16)$$

در دستگاه محورهای عضوی پایه، تغییرمکان‌های جانبی، نسبت به وتر وصل‌کننده دو سر جزء سنجیده می‌شوند. از این رو، در رابطه‌سازی جزء پیشنهادی، شرط‌های مرزی به صورت رابطه‌های (۲)، (۳)، (۴) و (۵) می‌باشند:

$$(2)$$

$$(v)_{x=-L/2} = 0$$

$$(v)_{x=L/2} = 0 \quad (3)$$

$$\left( \frac{dv}{dx} \right)_{x=-L/2} = \theta_i - \frac{M_i}{R_i} \quad (4)$$

$$\left( \frac{dv}{dx} \right)_{x=L/2} = \theta_j - \frac{M_j}{R_j} \quad (5)$$

از سوی دیگر، شرط‌های تعادل لنگر و برش در مقطع میانی، به ترتیب، با رابطه‌های زیر قابل دستیابی خواهند بود:

$$EI \left( \frac{d^2v}{dx^2} \right)_{x=0} = \frac{M_j - M_i}{2} + \frac{qL^2}{8} + Pv \quad (6)$$

$$EI \left( \frac{d^3v}{dx^3} \right)_{x=0} = \frac{M_i + M_j}{L} + P \left( \frac{dv}{dx} \right)_{x=0} \quad (7)$$

در این رابطه‌ها،  $M_i$  و  $M_j$ ، به ترتیب، لنگر در گره‌های  $i$  و  $j$  می‌باشند. نیروی محوری  $P$  و شدت بار گسترده در یکه طول جزء،  $q$  است. در ادامه کار، می‌توان ضریب‌های به کار رفته در تابع تغییرمکان کشسان را با وارد نمودن شرط‌های مرزی (۲) تا (۵) و رابطه‌های تعادل (۶) و (۷)، بر حسب مشخصه‌های هندسی و مکانیکی عضو، بار گسترده، دوران‌های گرهی و عامل بدون بعد  $\rho = \frac{PL^2}{EI}$  به دست آورد. در این‌جا،  $P$  نیروی محوری عضو و در حالت کششی مثبت می‌باشد.

برای دستیابی به رابطه‌های سختی وتری، می‌توان از روش کارمایه بهره جست. در آغاز، بایستی تابع کارمایه نهفته کل سازه را یافت:

$$\Pi = U + V \quad (8)$$

$$U = \int_V \int_\varepsilon \sigma d\varepsilon dV \quad (9)$$

$$V = - \left( \sum_{i=1}^n P_i D_i + \int_L q(x) v(x) dx \right) \quad (10)$$



$$S_{23} = \frac{1}{H} \left( 9r_i r_j S_3 + 3r_j (1-r_i)(S_1 + S_2) S_3 \right) \quad (26)$$

$$(27)$$

$$H = \left( 3r_i + (1-r_i) S_1 \right) \left( 3r_j + (1-r_j) S_1 \right) - (1-r_i)(1-r_j) S_2^2$$

در این رابطه‌ها،  $\Gamma_i$  و  $\Gamma_j$  ضریب‌های گیرداری دو سر عضو می‌باشند. عامل‌های  $S_1$  تا  $S_3$  در پیوست می‌آیند. ضریب‌های  $S_{11}$ ،  $S_{12}$ ،  $S_{21}$  و  $S_{22}$ ، تابع‌های پایداری عضو نیمه-سخت هستند که در رابطه‌سازی کنونی، چندجمله‌ای درجه پنج می‌باشند. شکل‌های (۲) و (۳)، چگونگی تغییر این ضریب‌ها را در برابر نیروی محوری و به ازای مقادیرهای متفاوت ضریب گیرداری نشان می‌دهند. خاطر نشان می‌کند، برای سادگی و درک بهتر اثر نرمی پیوند، ضریب‌های گیرداری دو سر عضو یکسان پنداشته شده‌اند. بنابراین،  $S_{11}$  و  $S_{22}$  با یکدیگر برابر خواهند بود. می‌توان دید، هنگامی که نیروی محوری برابر با صفر است، با افزایش سختی پیوند، ضریب‌های  $S_{11}$  و  $S_{22}$  و عامل‌های  $S_{12}$  و  $S_{21}$ ، به ترتیب، میان 0 تا 4 و 0 تا 2 تغییر می‌کنند. از سوی دیگر، با کم شدن سختی پیوند، بیشینه بار فشاری که عضو می‌تواند تحمل کند، کاهش می‌یابد. به سخن دیگر، مجانب‌های قائم شکل‌های (۲) و (۳)، مقدار بیشینه بار بحرانی عضوهای نیمه‌سخت را به ازای سختی‌های متفاوت نشان می‌دهند. ضریب‌های  $S_{13}$  و  $S_{23}$ ، تغییرهای لنگر گیرداری بار گسترده را در برابر نیروی محوری مشخص می‌کنند. چگونگی تغییر این عامل‌ها در برابر نیروی محوری و به ازای مقادیرهای متفاوت ضریب گیرداری در شکل (۴) می‌آید. برای درک بهتر اثر نرمی پیوند، ضریب‌های گیرداری دو سر عضو، یکسان پنداشته می‌شوند.

در این جا،  $e$  تغییرشکل محوری جزء می‌باشد. باید دانست، علامت منفی در جمله آخر، به سبب وارد شدن بار گسترده در جهت منفی محور تغییرمکان جانبی است. از سوی دیگر، رابطه میان سختی پیوند و ضریب گیرداری به صورت رابطه (۱۷) می‌باشد [۱۸]:

$$r_k = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_k L}} \quad k = i, j \quad (17)$$

بنابراین، می‌توان سختی پیوند را بر حسب ضریب گیرداری به دست آورد:

$$R_k = \frac{3EI}{L} \left( \frac{r_k}{1-r_k} \right) \quad k = i, j \quad (18)$$

به این ترتیب، با در اختیار داشتن تابع‌های  $U$  و  $V$  می‌توان کارمایه نهفته کل سازه،  $\Pi$  را کمینه نمود. با انجام این کار و با بهره‌جویی از رابطه (۱۸) و چشم‌پوشی از اثرهای کوتاه‌شدگی محوری ناشی از خمش، می‌توان رابطه‌های سختی و تری جزء پیشنهادی را به صورت زیر نوشت:

$$P = \frac{AE}{L} e \quad (19)$$

$$M_i = \frac{EI}{L} (S_{11} \theta_i + S_{12} \theta_j) + S_{13} (qL^2) \quad (20)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} (S_{21} \theta_i + S_{22} \theta_j) - S_{23} (qL^2) \quad (21)$$

عامل‌های به کار رفته در رابطه‌های کنونی، به قرار زیراند:

$$S_{11} = \frac{1}{H} \left( 9r_i r_j S_1 + 3r_i (1-r_j)(S_1^2 - S_2^2) \right) \quad (22)$$

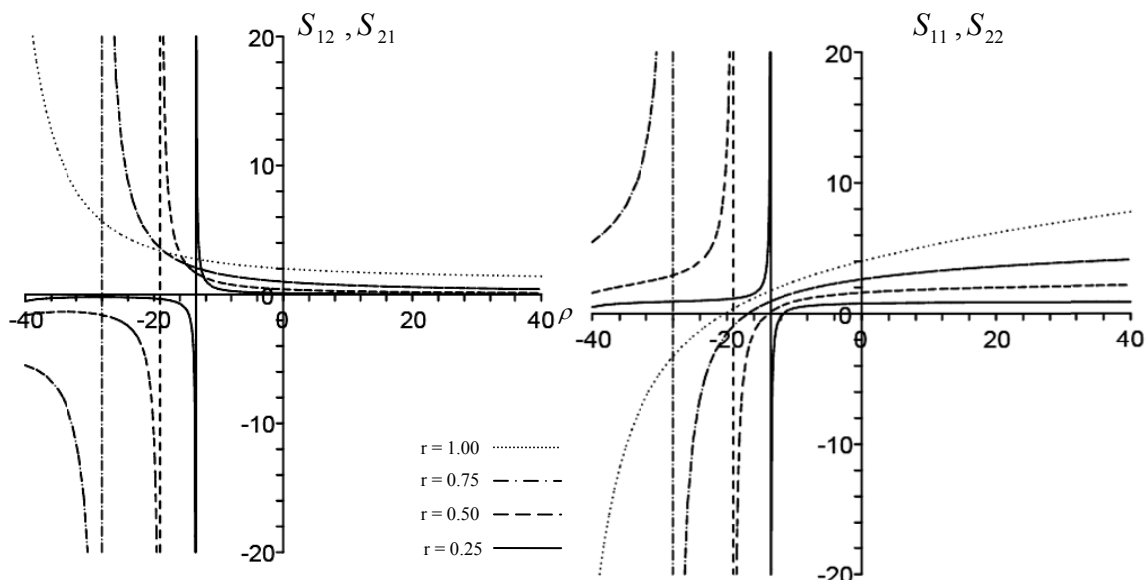
$$(23)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{1}{H} ( 9r_i r_j S_2 ) \quad (24)$$

$$(25)$$

$$S_{13} = \frac{1}{H} \left( 9r_i r_j S_3 + 3r_i (1-r_j)(S_1 + S_2) S_3 \right)$$

$$S_{22} = \frac{1}{H} \left( 9r_i r_j S_1 + 3r_j (1-r_i)(S_1^2 - S_2^2) \right) \quad (25)$$

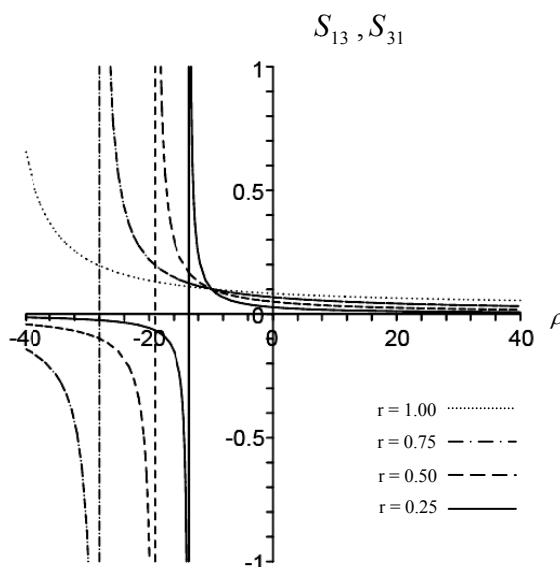


شکل (۳): چگونگی تغییر تابع‌های پایداری  $S_{12}$  و  $S_{21}$  در برابر سختی‌های متفاوت

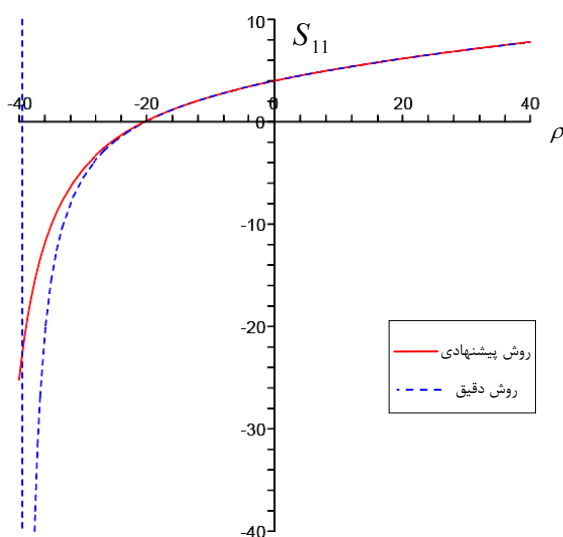
شکل (۲): چگونگی تغییر تابع‌های پایداری  $S_{11}$  و  $S_{22}$  در برابر سختی‌های متفاوت

محوری و به ازای سختی‌های متفاوت است که همانند تغییر عامل‌های  $S_{31}$  و  $S_{13}$  می‌باشد. در ادامه، مقایسه‌ای میان ضریب‌های به کار رفته در رابطه‌های سختی و تری جزء پیشنهادی و روش دقیق تیر-ستون انجام می‌پذیرد. برای نمونه، شکل‌های (۵) تا (۸)، چگونگی تغییر عامل  $S_{11}$  را در برابر نیروی محوری و به ازای ضریب‌های گیرداری 0.25 تا 1.00 نشان می‌دهند.

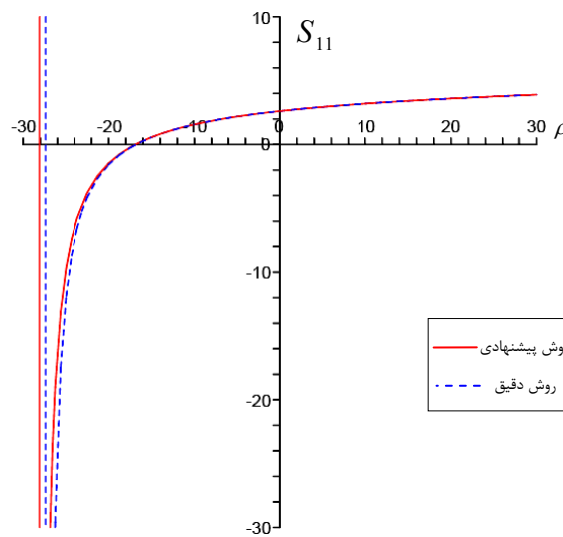
می‌توان دید، هنگامی که نیروی محوری برابر با صفر است، عامل‌های  $S_{31}$  و  $S_{13}$  با افزایش سختی پیوند، بین 0 و 1/12 تغییر می‌کنند. همچنین، با کاهش سختی پیوند، روند افزایشی این ضریب‌ها در برابر نیروی فشاری، شدیدتر خواهد بود. نکته دیگری که می‌توان به آن اشاره نمود، چگونگی تغییر ضریب‌های  $S_{21}$  و  $S_{12}$  در برابر نیروی



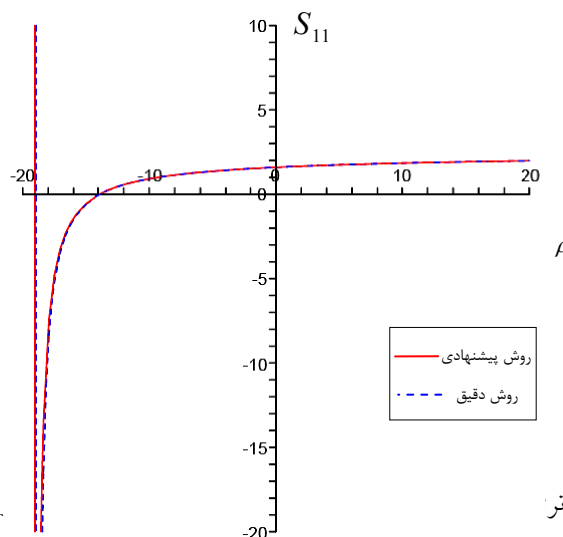
شکل (۴): چگونگی تغییر تابع‌های پایداری  $S_{13}$  و  $S_{23}$  در برابر سختی‌های متفاوت



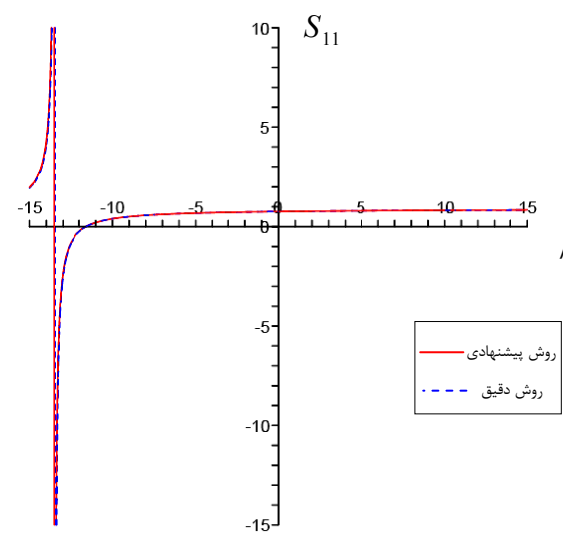
شکل (۵): چگونگی تغییر تابع پایداری  $S_{11}$  به ازای ضریب گیرداری 1.00



شکل (۶): چگونگی تغییر تابع پایداری  $S_{11}$  به ازای ضریب گیرداری 0.75



شکل (۷): چگونگی تغییر تابع پایداری  $S_{11}$  به ازای ضریب گیرداری 0.50



شکل (۸): چگونگی تغییر تابع پایداری  $S_{11}$  به ازای ضریب گیرداری 0.25

کششی، رابطه‌های یکسانی را در دسترس قرار می‌دهد.

## ۲-۲- ماتریس سختی و تری صریح عضو نیمه‌سخت

آن گونه که آمد، ماتریس سختی و تری عضو نیمه‌سخت در محورهای پایه به صورت زیر در می‌آید:

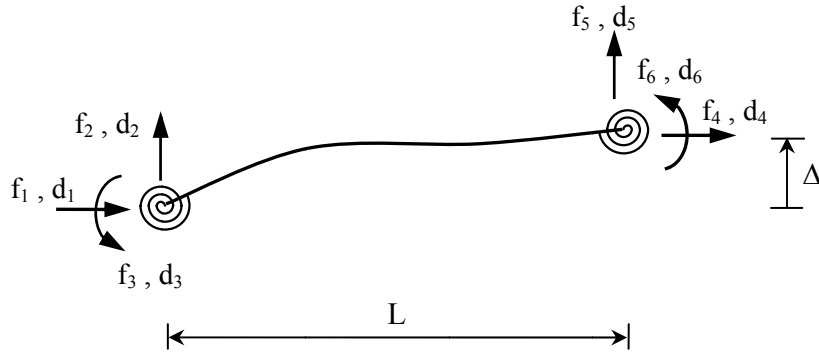
$$K_{EB}^{SR} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 \\ 0 & S_{11} & S_{12} \\ 0 & S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \quad (28)$$

می‌توان دید، به جز حالتی که نیروی محوری فشاری وارد بر عضو در نزدیکی بیشینه بار بحرانی جزء نباشد، دقت رابطه‌های به دست آمده بر پایه فن اجزای محدود پیشنهادی بسیار خوب است. همچنین، با کاهش سختی پیوند، خطای شیوه اجزای محدود نیز کم می‌شود. باید آگاه بود، اگر چه در نزدیکی نیروی محوری فشاری بحرانی، تابع‌های پایداری روش اجزای محدود با خطا همراه هستند، ولی، نسبت به مقدارهای دقیق، شکل بسیار ساده-

این ماتریس، پیوند دهنده نیروهای بنیادی عضو و تغییرشکل‌های آن می‌باشد. این رابطه به صورت رابطه (۲۹) نوشته می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} P \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 \\ 0 & S_{11} & S_{12} \\ 0 & S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e \\ \theta_i \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (29)$$

از سوی دیگر، رابطه‌های سختی و تری را می‌توان در رابطه سختی عضوی با شش درجه آزادی، همانند شکل (۹) وارد کرد و رابطه (۳۲) را میان نیروهای دو سر آن  $f_i$  ( $i=1, \dots, 6$ ) ارائه نمود:



شکل (۹): نیروهای گیرداری و تغییرشکل‌های گرهی عضو نیمه‌سخت

$$f = K_{EL}^{SR} d \quad (32)$$

در این رابطه،  $K_{EL}^{SR}$  ماتریس سختی و تری عضو نیمه‌سخت است. این ماتریس که در برگیرنده اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند می‌باشد، به صورت زیر پیشنهاد می‌گردد:

$$K_{EL}^{SR} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & K_{14} & 0 & 0 \\ & K_{22} & K_{23} & 0 & K_{25} & K_{26} \\ & & K_{33} & 0 & K_{35} & K_{36} \\ & & & K_{44} & 0 & 0 \\ Sym. & & & & K_{55} & K_{56} \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \quad (33)$$

درایه‌های مخالف صفر ماتریس سختی پیشنهادی به قرار زیراند:

$$K_{11} = K_{44} = -K_{14} = \frac{A}{I} \quad (34)$$

$$(35)$$

$$K_{22} = K_{55} = -K_{25} = \frac{3(S_1 + S_2)}{L^2} \left( 6r_i r_j + (r_i + r_j - 2r_i r_j)(S_1 - S_2) \right) + \frac{\rho}{L^2} \quad (36)$$

$$K_{23} = -K_{35} = \frac{3(S_1 + S_2)}{L} \left( 3r_i r_j + r_i(1 - r_j)(S_1 - S_2) \right)$$

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & \frac{1}{L} \\ 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-1}{L} & \frac{-1}{L} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{P\Delta}{L} \\ 0 \\ 0 \\ -\frac{P\Delta}{L} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (30)$$

در رابطه کنونی،  $\Delta$  جابجایی نسبی دو سر عضو است. به طور مشابه، بین تغییرشکل محوری  $e$  و دوران‌های عضوی  $\theta_i$  و  $\theta_j$  و نیز تغییرمکان‌های دو سر عضو  $d_i$  ( $i=1, \dots, 6$ ) رابطه زیر برقرار است:

$$(31)$$

$$\begin{Bmatrix} e \\ \theta_i \\ \theta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 1 & 0 & \frac{-1}{L} & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & \frac{-1}{L} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix}$$

با ترکیب رابطه‌های (۲۹) تا (۳۱) و نیز بهره‌گیری از رابطه‌های (۲۲)، (۲۳) و (۲۵)، رابطه میان نیروها و تغییرمکان‌های شکل (۹) به صورت فشرده زیر در می‌آید:



(۳۷)

بهره‌گیری می‌شود. ساده‌ترین الگوی پیوند، الگوی خطی است و رابطه کلی زیر را دارد:

$$M = R\theta \quad (۴۳)$$

در این رابطه،  $M$  لنگر پیوند و  $R$  و  $\theta$ ، به ترتیب، سختی و دوران پیوند هستند. سختی پیوند،  $R$  می‌تواند سختی نخستین پیوند و یا سختی وتر پیوند باشد. با این حال، بسیاری از نمونه‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که پیوندهای نیمه‌سخت، رفتار یکنواختی را در رابطه  $M-\theta$ ، برای دوران‌های بزرگ ندارند. بر این پایه، الگوی توانی چهار عاملی رابطه (۴۴) به وسیله پاره‌ای از پژوهشگران در شبیه‌سازی رابطه ناخطی لنگر- دوران این پیوندها پیشنهاد گردید [۱۹].

$$M = \frac{(R_e - R_p)\theta}{\left\{1 + \left[\frac{(R_e - R_p)\theta}{M_0}\right]^n\right\}^{1/n}} + R_p\theta \quad (۴۴)$$

در رابطه کنونی،  $R_e$  سختی نخستین پیوند،  $R_p$  سختی خمیری پیوند،  $M_0$  لنگر مبنا و  $n$  عامل شکل پیوند است. یکی از برتری‌های این الگو، ساده بودن و نیز کاربرد راحت آن می‌باشد. باید افزود، که اگر  $R_e = R_p$  قرار داده شود، الگوی خطی به دست می‌آید و با اختیار  $R_p = 0$ ، الگوی توانی سه عاملی کیشی و چن در دسترس قرار می‌گیرد [۲۰]. همچنین، هنگامی که  $n$  بزرگ شود، رابطه (۴۴) به سوی الگوی دوخطی نزدیک می‌گردد. یادآوری می‌کند، جزئیات پیوند و عامل‌های مورد نیاز الگوی توانی چهار عاملی برای گونه‌های مختلف پیوند در دسترس می‌باشند [۲۱، ۲۲].

#### ۴- روش عددی تحلیل ناخطی

در این مقاله، معادله‌های ناخطی حاکم بر رفتار سازه در تحلیل کشسان مرتبه دوم، به روش نموی- تکراری حل می‌گردند. فرآیند تحلیل به این صورت است که کل بار در چند نمو به قاب وارد می‌شود. سپس، هر یک از این نموها به چند زیرنمو کوچکتر تقسیم می‌شوند. در هریک از این زیر نموها، سختی وتر پیوند برای گام بعدی به دست می‌آید. از سوی دیگر، برای تحلیل قاب در هر گام، از ماتریس سختی وتر پیوند که بر پایه نیروهای محوری و سختی

$$K_{26} = -K_{56} = \frac{3(S_1 + S_2)}{L} \left( 3r_i r_j + r_j(1 - r_i)(S_1 - S_2) \right)$$

$$K_{33} = \left( 9r_i r_j S_1 + r_i(1 - r_j)(S_1^2 - S_2^2) \right) \quad (۳۸)$$

$$K_{36} = 9r_i r_j S_2 \quad (۳۹)$$

$$K_{66} = \left( 9r_i r_j S_1 + r_j(1 - r_i)(S_1^2 - S_2^2) \right) \quad (۴۰)$$

باید دانست، ماتریس به دست آمده کلی می‌باشد و توانایی الگوسازی صریح یک عضو با گونه‌های مختلف پیوند را دارد. از این ماتریس، می‌توان در تحلیل کشسان مرتبه دوم و کمانشی قاب‌های فولادی بهره جست. آشکار است، هنگامی که نیروی محوری عضو صفر باشد، رابطه (۳۳) ماتریس مورد نیاز برای تحلیل کشسان مرتبه اول قاب‌های نیمه‌سخت را به دست می‌دهد. باید افزود، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت در محورهای کلی به صورت رابطه (۴۱) در می‌آید:

$$K_{EG}^{SR} = R^T K_{EL}^{SR} R \quad (۴۱)$$

در این رابطه،  $R$  ماتریس انتقال از محورهای کلی به محلی است. این ماتریس به صورت رابطه (۴۲) تعریف می‌شود:

$$R = \begin{bmatrix} C & S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -S & C & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C & S & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -S & C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (۴۲)$$

در رابطه کنونی،  $S = \sin\theta$  و  $C = \cos\theta$  می‌باشند و زاویه وتر وصل کننده دو سر جزء با جهت مثبت محور افقی،  $\theta$  است.

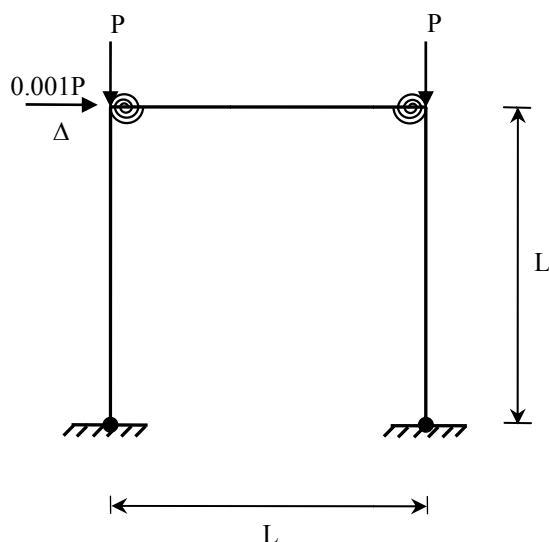
#### ۳- الگوسازی رفتار پیوند

به طور معمول، رفتار پیوند را با رابطه لنگر- دوران آن نشان می‌دهند. در این جا، برای الگوسازی رفتار پیوندهای نیمه‌سخت از الگوی خطی و الگوی توانی چهار عاملی

برای واریسی ماتریس سختی پیشنهادی، چند نمونه عددی در این مقاله تحلیل می‌گردند و پاسخها با نتیجه‌های دیگر پژوهشگران مقایسه می‌شوند. افزون بر این‌ها، به بررسی اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند در تحلیل قاب‌های فولادی پرداخته خواهد شد.

#### ۵-۱- نمونه یکم

لوی و چن در سال ۱۹۸۸، تحلیل کشسان مرتبه دوم را برای یافتن بار کمانشی کشسان قاب نیمه‌سخت شکل (۱۰) به کار بردند [۱۲]. آنها برای ایجاد ناپایداری جانبی، بار افقی کوچکی را به سازه وارد کردند. مشخصه‌های هندسی عضوهای این قاب یکسان و ثابت می‌باشند. همچنین، سختی پیوندهای نیمه‌سخت، ده برابر سختی خمشی عضوها پنداشته شده است. در سال ۲۰۰۰، چن و چوی این قاب را تحلیل نمودند و پاسخهای خود را با لوی و چن مقایسه کردند [۱۳].



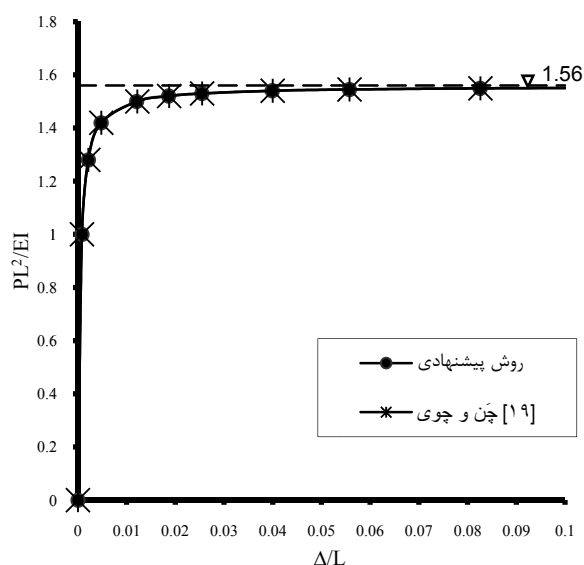
شکل (۱۰): قاب پرتال نیمه‌سخت

[۱۳]، بسیار به یکدیگر شبیه می‌باشند. به سخن دیگر، هر دو روش به سمت پاسخ دقیق  $1.56 PL^2/EI$  همگرا می‌شوند.

وتری پیوند گام پیشین به دست آمده است، بهره‌جویی خواهد شد. تحلیل در هر گام، هنگامی پایان می‌یابد که تفاوت میان تغییر مکان‌های تمامی گره‌ها از یک مقدار مجاز، کمتر شود.

در تحلیل کمانشی، بار بحرانی سازه با تعیین کوچکترین مقدار ویژه ماتریس سختی آن به دست می‌آید. روش کار به این صورت است که بر پایه الگوی بار کمانشی مورد نظر و ضریب افزایش بار در هر گام، تحلیل آغاز می‌گردد. در هر گام، ماتریس سختی سازه بر پایه نیروهای محوری گام پیشین به دست می‌آید و کوچکترین مقدار ویژه آن حساب می‌شود. این فرآیند، تا هنگامی ادامه می‌یابد که کوچکترین مقدار ویژه ماتریس سختی سازه، کوچکتر یا مساوی صفر گردد.

#### ۵- نمونه‌های عددی

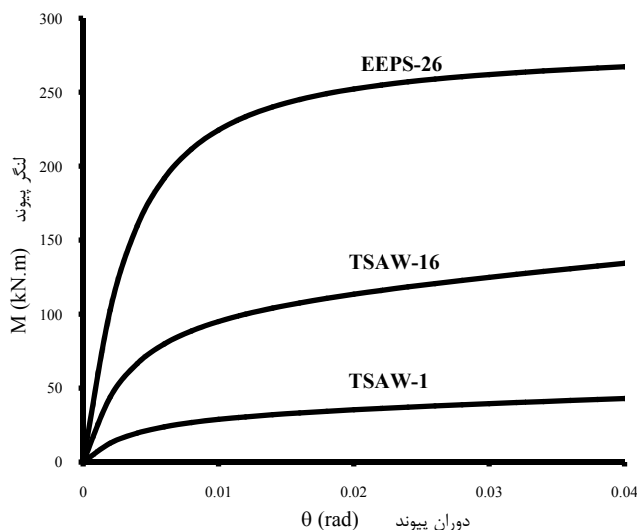


شکل (۱۱): نمودار بار- تغییر مکان قاب پرتال نیمه‌سخت

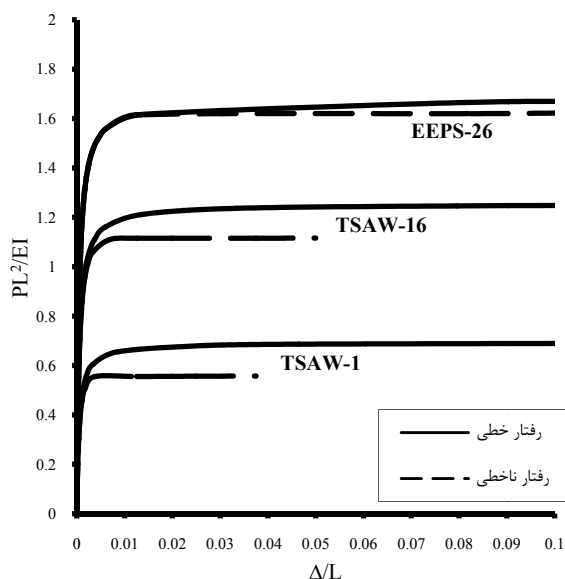
نمودار بار- تغییر مکان روش اجزای محدود پیشنهادی با راهکار چن و چوی در شکل (۱۱) مقایسه گردیده است. دیده می‌شود که مسیر ایستایی در شیوه پیشنهادی و مرجع

پیوند EEPS-26، یک پیوند به طور نسبی سخت به حساب می‌آید. شکل (۱۳)، نمودار بار- تغییرمکان قاب شکل (۱۰) با پیوندهای متفاوت نشان می‌دهد. در این تحلیل، الگوی خطی به کار رفته است. شکل (۱۳) نشان می‌دهد که کاهش سختی پیوند، سبب کم شدن بار کماتش کشسان قاب خواهد شد

اینک، برای بررسی اثر نرمی پیوند بر روی رفتار قاب، سه پیوند نیمه‌سخت TSAW-1، TSAW-16 و EEPS-26 به کار می‌روند. نمودار لنگر- دوران این پیوندها بر پایه الگوی توانی چهار عاملی در شکل (۱۲) به نمایش در آمده است. بر پایه این شکل، پیوند TSAW-1 یک پیوند با نرمی زیاد، پیوند TSAW-16، یک پیوند با نرمی میانه و

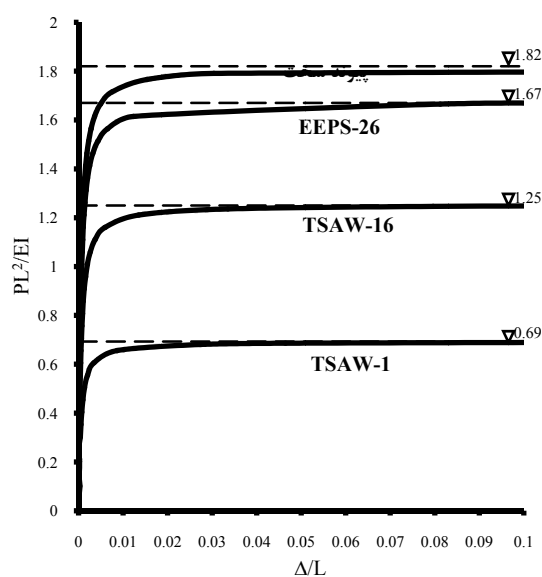


شکل (۱۲): نمودار لنگر- دوران پیوندهای نیمه‌سخت



شکل (۱۴): نمودار بار- تغییرمکان قاب پرتال ساده

با پیوندهای نیمه‌سخت متفاوت خطی و ناخطی پیوندهای نیمه‌سخت بهره‌جویی شده است. می‌توان دید، با افزایش مقدار بار، رفتار ناخطی پیوندها به طور کلی، سبب کاهش پاسخ‌های قاب و در نتیجه، کم شدن بار

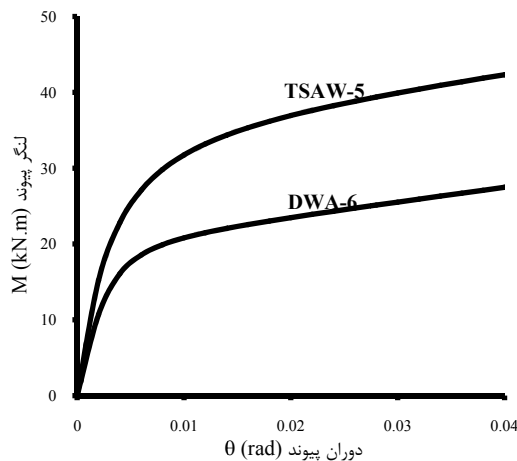


شکل (۱۳): نمودار بار- تغییرمکان قاب پرتال ساده

با پیوندهای نیمه‌سخت متفاوت

باید افزود، هنگامی که رفتار پیوند به صورت ناخطی الگوسازی شود، شکل (۱۴) به دست می‌آید. در این شکل از الگوی توانی چهار عاملی برای نشان دادن رفتار ناخطی

سیکولوژیج و سالانیچ مقایسه شده‌اند [۱۷]. باید افزود، آن‌ها از الگوی توانی سه عاملی و بانک داده‌های کیشی و چن برای الگوسازی رفتار ناخطی پیوندهای نیمه‌سخت بهره جویی نمودند. نمودارهای لنگر- دوران پیوندهای نیمه سخت DWA-6 و TSAW-5 در شکل (۱۶) به نمایش در آمده است. یادآوری می‌کند، این نمودارها بر پایه الگوی توانی چهار عاملی و بانک داده‌های ژو به دست آمده اند [۲۱]. نتیجه‌های جدول‌های (۱) و (۲)، درستی روش پیشنهادی را تأیید می‌کنند. به خاطر باید سپرد، تفاوت میان پاسخ‌های تحلیل مرتبه یکم پیوندهای نیمه‌سخت، به سبب تفاوت ناچیز میان الگوها و مشخصه‌های پیوندها می‌باشد. همچنین، می‌توان دید، روش اجزای محدود پیشنهادی بر پایه چندجمله‌ای مرتبه پنجم از دقت بالایی برخوردار است. افزون بر این، آشکار است که کاهش سختی پیوند، سبب افزایش نیروهای داخلی و تغییرمکان‌ها می‌گردد.

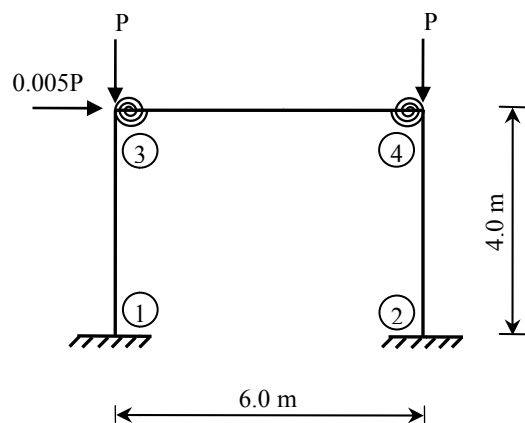


شکل (۱۶): نمودار لنگر- دوران پیوندهای نیمه‌سخت قاب یک طبقه یک دهانه

بحرانی قاب می‌گردد. این روند، با افزایش سختی پیوند، کمتر به چشم می‌آید؛ به گونه‌ای که برای پیوند EEPS-26، تفاوت میان بار کمانشی دو حالت خطی و ناخطی، حدود ۳ درصد و برای پیوند TSAW-1، این تفاوت حدود ۲۰ درصد می‌باشد.

## ۵-۲- نمونه دوم

قاب یک طبقه و یک دهانه شکل (۱۵)، دارای پیوندهای نرم می‌باشد. تحلیل‌های کشسان مرتبه یکم، مرتبه دوم و تحلیل کمانشی این قاب برای پیوندهای ساده، نیمه‌سخت و سخت انجام می‌پذیرد. مقطع تیر، IPE22 است و مقطع ستون‌ها از نیمرخ IPB14 می‌باشند. ضریب کشسانی مصالح 210 GPa پنداشته می‌شود. پاسخ‌های به دست آمده به ازای نیروی  $P=450\text{kN}$  و برای تغییرمکان افقی گره شماره ۳ و لنگر خمشی گره شماره ۱، به ترتیب، در جدول‌های (۱) و (۲) می‌آیند. این پاسخ‌ها با نتیجه‌های



شکل (۱۵): قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گرهی

جدول (۱): تغییر مکان افقی گره ۳ از قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گرهی

تغییر مکان افقی گره ۳ بر حسب یکصدم برابر سانتی متر				گونه پیوند
مرتبۀ دوم		مرتبۀ یکم		
سکولوج و سالانیچ [۱۷]	روش پیشنهادی	سکولوج و سالانیچ [۱۷]	روش پیشنهادی	
936.21	936.31	75.73	75.72	ساده
47.49	47.12	30.95	30.79	DWA-6 الگوی خطی الگوی ناخطی
61.36	56.06	34.25	34.32	
42.39	42.97	28.70	28.96	TSAW-5 الگوی خطی الگوی ناخطی
42.65	43.95	28.77	29.40	
36.42	36.42	25.79	25.79	سخت

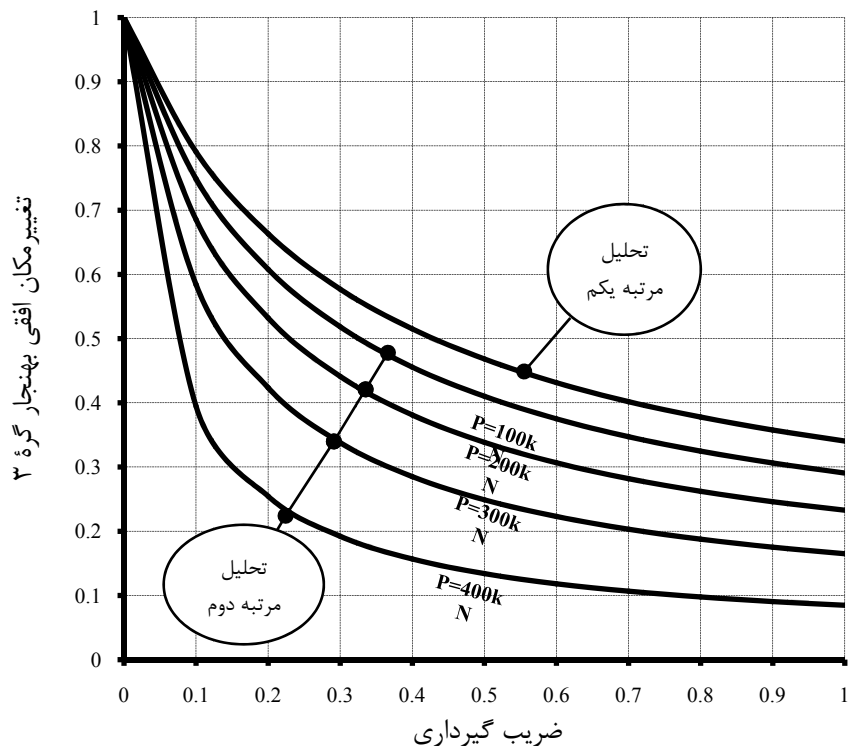
جدول (۲): لنگر خمشی گره ۱ از قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گرهی

لنگر خمشی گره ۱ بر حسب کیلونیوتن متر				گونه پیوند
مرتبۀ دوم		مرتبۀ یکم		
سکولوج و سالانیچ [۱۷]	روش پیشنهادی	سکولوج و سالانیچ [۱۷]	روش پیشنهادی	
46.629	46.638	4.503	4.502	ساده
3.908	3.890	2.728	2.722	DWA-6 الگوی خطی الگوی ناخطی
4.575	4.320	2.863	2.862	
3.663	3.690	2.639	2.649	TSAW-5 الگوی خطی الگوی ناخطی
3.675	3.737	2.642	2.668	
3.376	3.375	2.524	2.524	سخت

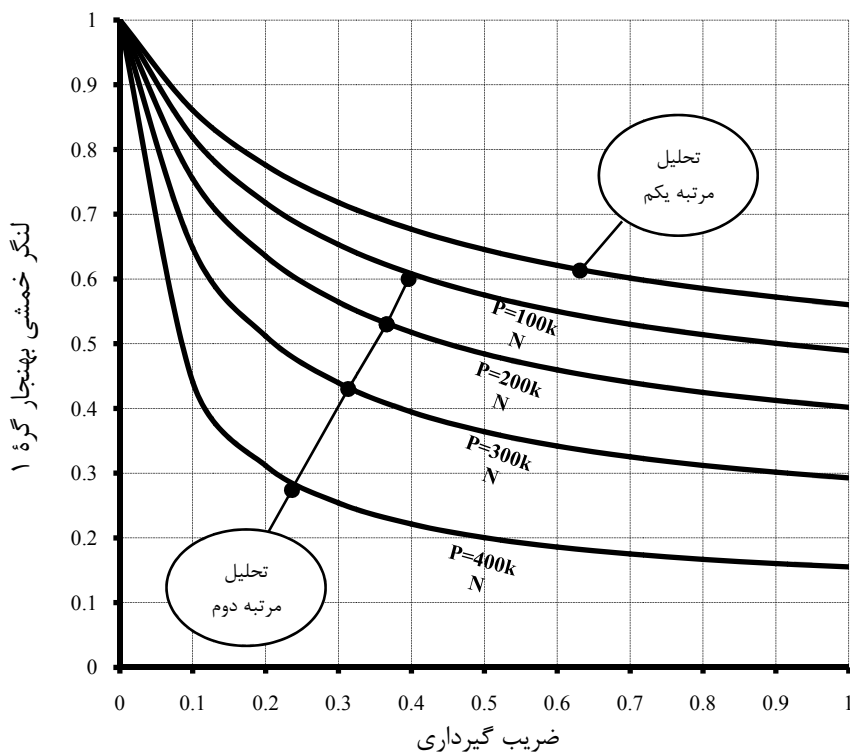
این کاهش برای تغییر مکان افقی، بیشتر از لنگر تکیه گاه می باشد. همچنین، شدت کاهش پاسخها با بیشتر شدن سختی پیوند، کمتر می شود. از سوی دیگر، در تحلیل مرتبه یکم، کاهش پاسخها مستقل از سطح بارگذاری است. در حالی که در تحلیل مرتبه دوم، این کاهش به سطح بارگذاری وابسته می باشد و با افزایش بار، شدت کاهش پاسخها نیز بیشتر می گردد. یادآوری می کند، سکولوج و سالانیچ نیز به نتیجه های مشابهی دست یافتند [۱۷].

افزون بر اینها، مقدار بار کماتشی این قاب برای هر یک از گونه های پیوند و با خطی پنداشتن رفتار آنها در جدول (۳) ارائه شده است. تفاوت ناچیز میان پاسخها به سبب برابر نبودن سختی های نخستین در دو بانک متفاوت داده های پیوند است.

شکل های (۱۷) و (۱۸)، به ترتیب، چگونگی تغییر مقدارهای تغییر مکان افقی گره ۳ و لنگر خمشی گره ۱ را در برابر ضریب گیرداری و برای سطح های مختلف بارگذاری نشان می دهند. در این شکلها، مقدارهای تغییر مکانها و لنگرها با تقسیم بر مقدارهای مشابه برای پیوند ساده همپایه شده اند. باید افزود، قاب شکل (۱۵)، در هر سطح بارگذاری، ۱۱ مرتبه تحلیل گردید. همچنین، برای درک بهتر اثر نرمی پیوند، در هر یک از تحلیلها ضریب گیرداری دو سر عضو یکسان و ثابت پنداشته شدند. می توان دید، افزایش ضریب گیرداری پیوند از صفر (پیوند ساده) تا یک (پیوند سخت)، سبب کاهش پاسخها می گردد.



شکل (۱۷): اثر نرمی پیوند بر روی تغییر مکان افقی



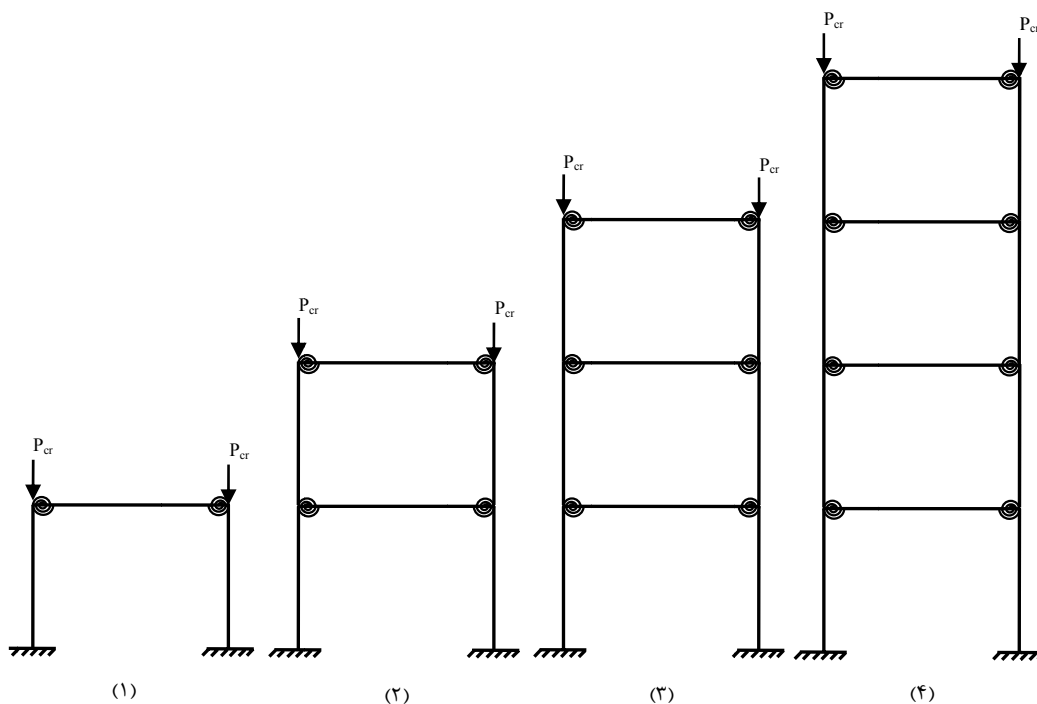
شکل (۱۸): اثر نرمی پیوند بر روی لنگر خمشی

در برابر ضریب گیرداری نشان می‌دهد. نتیجه‌ها همخوانی بسیار خوبی با روش پیشنهادی سیکولوچ و سالاتیج دارند. دیده می‌شود، با افزایش ضریب گیرداری، بار بحرانی نیز به طور تقریبی خطی افزایش می‌یابد. این ویژگی برای قاب-های بیش از یک طبقه بیشتر به چشم می‌آید. از سوی دیگر، با افزایش شمار طبقه‌ها برای این گونه بارگذاری، بار بحرانی کاهش می‌یابد. همچنین، تفاوت میان بارهای بحرانی همپایه، به جز در قاب یک طبقه، کم می‌باشد.

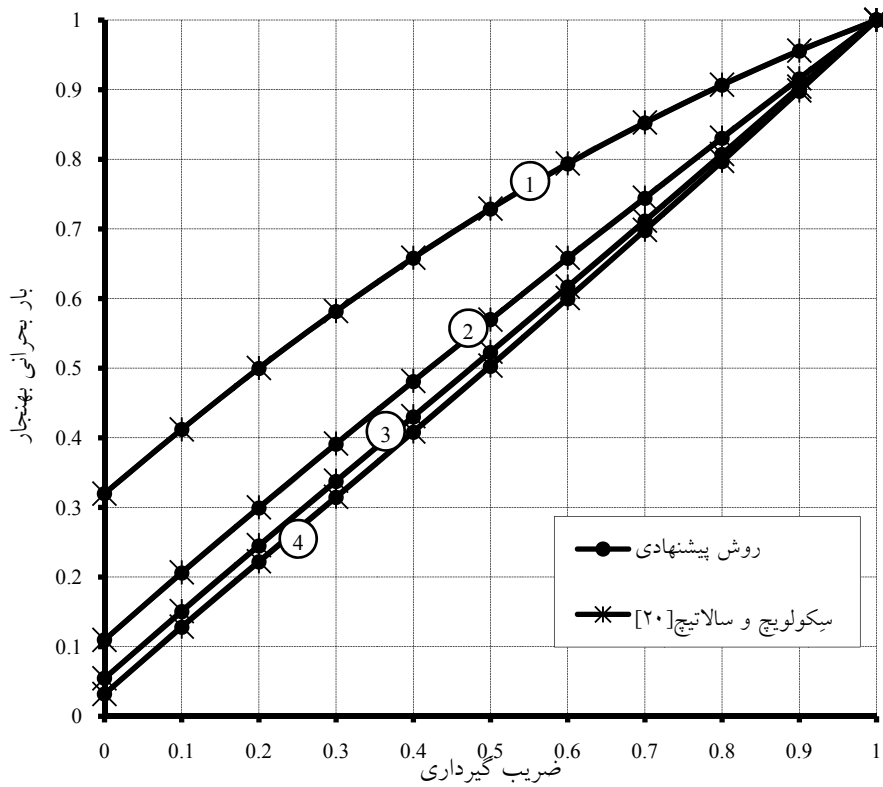
. این ویژگی، ضریب‌های گیرداری متفاوتی را به دست می‌دهد. این ضریب‌ها نیز در جدول (۳) آمده‌اند. در ادامه، برای بررسی اثر نرمی پیوند بر روی بار کمناشی قاب شکل (۱۵)، این قاب با شمار طبقه‌های متفاوت در چهار حالت و همانند شکل (۱۹) پنداشته می‌شود. مقدارهای بار بحرانی هر یک از این حالت‌ها در جدول (۳) می‌آیند. پاسخ‌های سازه با تقسیم بار بحرانی هر حالت بر بار بحرانی برای حالت پیوند سخت، همپایه می‌شوند. شکل (۲۰)، چگونگی تغییر بار بحرانی قاب‌های یک تا چهار طبقه شکل (۱۹) را

جدول (۳): بار بحرانی قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گرهی بر حسب کیلونیوتن

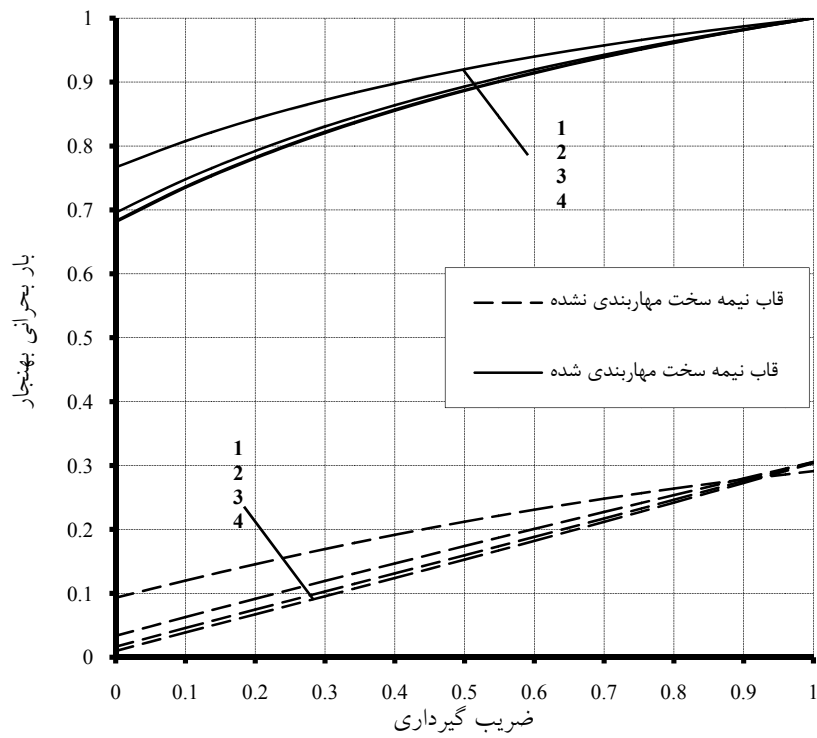
بار بحرانی			ضریب گیرداری		گونه پیوند
سیکولوچ و سالاتیج [۱۷]	روش پیشنهادی	روش دقیق	سیکولوچ و سالاتیج [۱۷]	روش پیشنهادی	
489	489	489	0	0	ساده
1289	1288	1288	0.678	0.683	(DWA-1)
1383	1371	1372	0.795	0.780	(TSDWA-1)
1530	1529	1529	1	1	سخت



شکل (۱۹): قاب نیمه‌سخت با شمار طبقه‌های از ۱ تا ۴



شکل (۲۰): اثر نرمی پیوند بر روی بار بحرانی

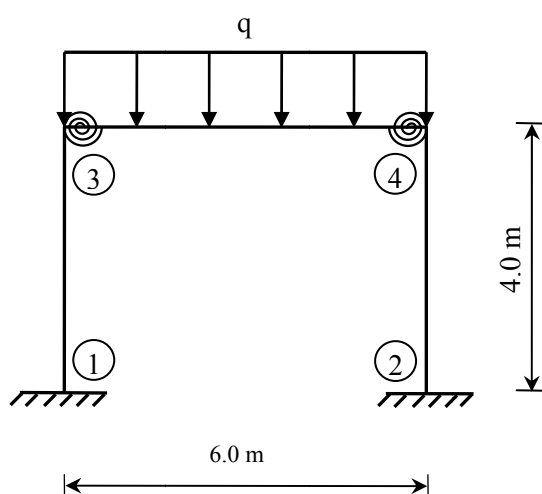


شکل (۲۱): اثر نرمی پیوند بر روی بار بحرانی قاب مهاربندی شده و مهاربندی نشده

### ۵-۳- نمونه سوم

اینک، قاب نمونه پیشین، همانند شکل (۲۲) زیر اثر بار گسترده یکنواخت  $q$  تحلیل می‌شود. پاسخ‌های این سازه به ازای نیروی  $q=250\text{kN/m}$  و برای دوران گره شماره ۳ و لنگر خمشی گره شماره ۱، به ترتیب، در جدول‌های (۴) و (۵) می‌آیند. این پاسخ‌ها نیز با نتیجه‌های سیکولوچ و سالاتیچ مقایسه می‌گردند [۱۷]. یادآوری می‌کند، در این تحلیل، رفتار پیوندهای نیمه‌سخت، خطی پنداشته می‌شود. برای بررسی اثر نرمی پیوند بر روی بار بحرانی گسترده، تحلیل کمانشی این قاب برای ضریب‌های گیرداری صفر تا یک انجام پذیرفت. نتیجه‌ها در جدول (۶) ارائه شده است. همچنین، تفاوت میان بار بحرانی گسترده و بار بحرانی متمرکز در دسترس قرار می‌گیرد. می‌توان دید، خطای الگوسازی بار گسترده با دو بار متمرکز در گره‌ها بسیار ناچیز می‌باشد.

در تحلیل‌های پیشین، قاب مهاربندی نشده بود. در این‌جا، برای بررسی این عامل، قاب‌های شکل (۱۹)، برای حالتی که قاب به طور کامل مهاربندی شده است، تحلیل می‌گردند. پاسخ‌های سازه در این حالت نیز، با تقسیم بر بار بحرانی متناظر برای پیوند سخت همپایه می‌شوند. نمودار تغییر بار بحرانی قاب نیمه‌سخت با شمار طبقه‌های متفاوت در برابر ضریب گیرداری، برای حالت‌های مهاربندی شده و مهاربندی نشده در شکل (۲۱) می‌آیند. باید افزود، بار بحرانی قاب نیمه‌سخت در حالت مهاربندی نشده نیز به طور مشابه همپایه شده و در این شکل آمده است. می‌توان دید، هنگامی که قاب مهاربندی شده باشد، بار بحرانی افزایش قابل‌توجهی خواهد داشت. برای نمونه، در حالتی که ضریب گیرداری ۰.۴ باشد، بار بحرانی قاب مهاربندی شده یک طبقه بیش از ۴.۵ برابر قاب مهاربندی نشده مشابه خواهد بود. باید افزود، این نسبت با افزایش شمار طبقه‌ها بیشتر می‌گردد.



شکل (۲۲): قاب یک طبقه یک دهانه

زیر اثر بار گسترده

جدول (۴): دوران گره ۳ از قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بار گسترده

دوران گره ۳ برحسب یک هزارم برابر رادینان				گونه پیوند
مرتبه دوم		مرتبه یکم		
سیکولوج و سالانیج [۱۷]	روش پیشنهادی	سیکولوج و سالانیج [۱۷]	روش پیشنهادی	
137.64	142.93	122.63	123.27	DWA-6
149.83	152.13	132.81	131.54	TSAW-5
166.46	166.84	146.94	146.91	سخت

جدول (۵): لنگر خمشی گره ۱ از قاب یک طبقه یک دهانه زیر اثر بار گسترده

لنگر خمشی گره ۱ برحسب کیلونیوتن متر				گونه پیوند
مرتبه دوم		مرتبه یکم		
سیکولوج و سالانیج [۱۷]	روش پیشنهادی	سیکولوج و سالانیج [۱۷]	روش پیشنهادی	
233.08	242.19	193.69	194.87	DWA-6
253.12	257.78	209.78	207.94	TSAW-5
281.87	282.70	232.09	232.23	سخت

جدول (۶): بار بحرانی قاب نیمه سخت زیر اثر بارهای گسترده (برحسب کیلونیوتن بر متر) و متمرکز (بر حسب کیلونیوتن)

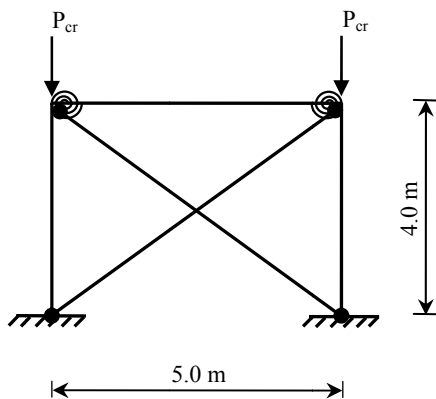
قدر مطلق خطا بر حسب درصد	بار بحرانی			ضریب گیرداری
	بار متمرکز	بار متمرکز شده هم ارز حاصل از بار گسترده	بار گسترده	
0.61	489	492	164	0.0
0.48	630	633	211	1.0
0.13	764	765	255	0.2
0.22	889	891	297	0.3
0.10	1006	1005	335	0.4
0.09	1114	1113	371	0.5
0.33	1213	1209	403	0.6
0.31	1303	1299	433	0.7
0.43	1386	1380	460	0.8
0.62	1461	1452	484	0.9
0.92	1529	1515	505	1.0



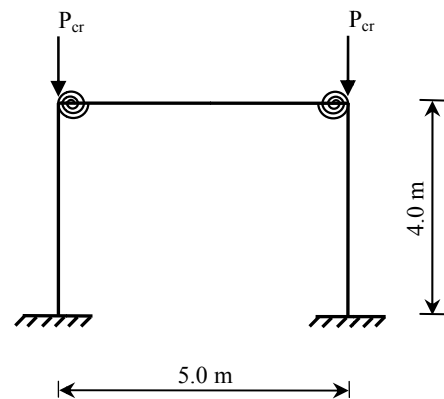
#### ۴-۵- نمونه چهارم

کشسانی مصالح نیز 210 GPa پنداشته می‌شود. باید افزود، سختی پیوند نیمه‌سخت میان تیر و ستون، ثابت و برابر سختی پیوند یک پیوند پیچی است که جزئیات آن در شکل (۲۵) و تری یک پیوند پیچی می‌باشد. این سختی، برابر سختی می‌آید [۲۳]. بر پایه نتیجه‌های جدول (۷)، می‌توان دید که روش پیشنهادی از دقت بالایی برخوردار است. یادآوری می‌کند، در تعیین بار بحرانی قاب مهاربندی‌شده، تنها یکی از مهاربندها وارد تحلیل خواهد شد.

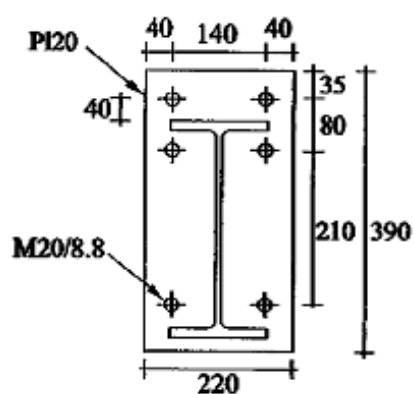
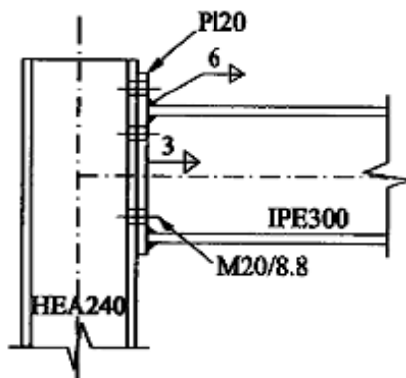
رافتوییانیس در سال ۲۰۰۵، تحلیل پایداری دقیق را برای یافتن بار کمانشی قاب مستطیلی ساده با پیوندهای نیمه‌سخت و سامانه مهاربند کشسان به کار برد [۲۳]. در اینجا بار کمانشی قاب‌های شکل‌های (۲۳) و (۲۴) به روش پیشنهادی تعیین می‌گردند و با پاسخ‌های وی مقایسه می‌شوند. در هر دو نمونه، مقطع تیر IPE30 است و مقطع ستون‌ها از نیمرخ HEA24 می‌باشند. برای قاب مهاربندی‌شده، مقطع مهاربندها L6×0.6 است. ضریب



شکل (۲۴): قاب مستطیلی ساده  
مهاربندی شده با تکیه‌گاه‌های ساده



شکل (۲۳): قاب مستطیلی ساده  
مهاربندی نشده با تکیه‌گاه‌های گیردار



شکل (۲۵): جزئیات پیوند نیمه‌سخت پیچی تیر به ستون

جدول (۷): بار کمانشی قاب مستطیلی ساده بر حسب کیلونیوتن

مهاربندی شده با تکیه‌گاه‌های ساده		مهاربندی نشده با تکیه‌گاه‌های گیردار		گونه پیوند
روش پیشنهادی	رافتویانیس [۲۳]	روش پیشنهادی	رافتویانیس [۲۳]	
10101	10052	2513	2513	ساده
11666	11647	4658	4655	نیمه‌سخت
12834	12805	7244	7217	سخت

جدول (۸): بار کمانشی قاب مستطیلی ساده مهاربندی نشده با شمار دهانه‌های متفاوت بر حسب کیلونیوتن

گونه پیوند	یک دهانه	دو دهانه	سه دهانه	چهار دهانه
ساده	2513	2513	2513	2513
نیمه‌سخت	4655	5069	5287	5418
سخت	7217	7494	7737	7866

تغییر مکان جانبی طبقه ششم با و بدون پنداشتن اثرهای مرتبه دوم به دست می‌آید. نتیجه‌ها در جدول (۹) می‌آیند. دیده می‌شود، با نرم شدن پیوند، اثرهای مرتبه دوم تشدید می‌گردند. همچنین، شکل (۲۷) درصد افزایش این تغییر مکان را با تغییر ضریب گیرداری نشان می‌دهد. آشکار است، هنگامی که پیوندها سخت می‌باشند، اثرهای مرتبه دوم به تنهایی سبب افزایش ۱۰ درصدی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل مرتبه یکم خواهند شد. در حالی که، ترکیب اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند، می‌تواند این پاسخ را بیش از ۱۰۰ درصد افزایش دهد.

در ادامه، به منظور بررسی اثر نرمی پیوند و شمار دهانه‌های متفاوت بر روی بار کمانشی سازه، تحلیل پایداری قاب شکل (۲۳) برای پیوندهای ساده، نیمه‌سخت و سخت و با شمار دهانه‌های یک تا چهار انجام می‌پذیرد. پاسخ‌ها در جدول (۸) ارائه شده است. می‌توان دید، با افزایش شمار دهانه‌ها، به جز برای پیوندهای ساده، مقدار بار بحرانی زیاد می‌شود. با این حال، روند این افزایش با بیشتر شدن شمار دهانه‌ها کاهش می‌یابد.

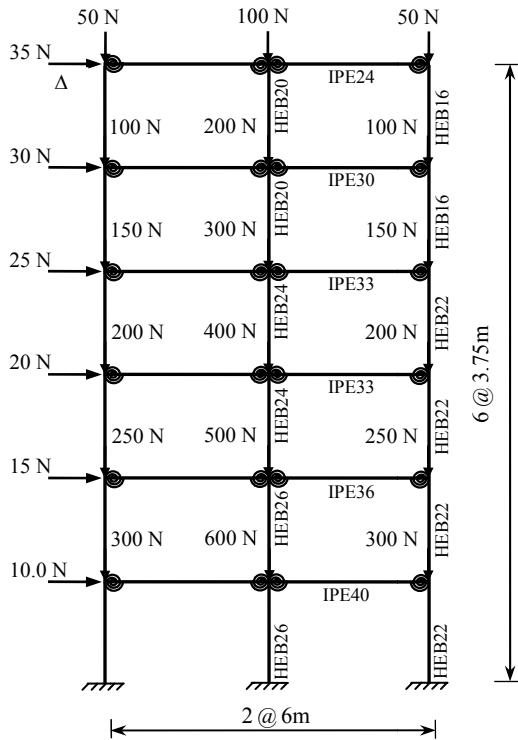
#### ۵-۵- نمونه پنجم

شکل (۲۶)، قاب شش طبقه و گل را بدون نقص مایل بودن ستون‌ها زیر اثر یک بارگذاری دلخواه نشان می‌دهد. به منظور بررسی اثر نرمی پیوند بر روی تغییر مکان جانبی، این قاب برای ضریب‌های گیرداری 0.1 (پیوند نرم) تا 1.0 (پیوند سخت) تحلیل می‌گردد. در هر یک از تحلیل‌ها



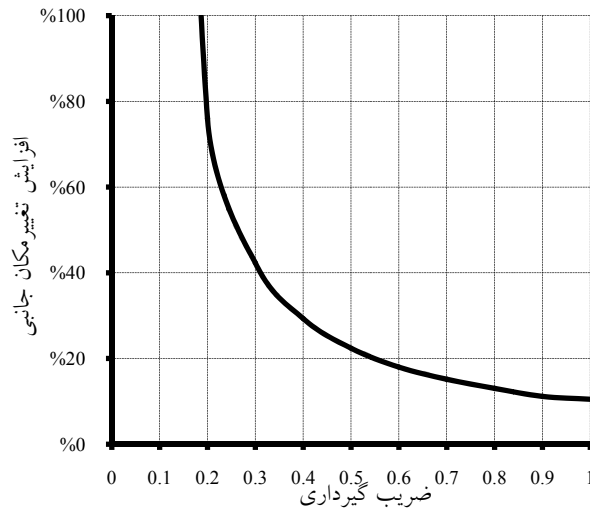
جدول (۹): تغییر مکان جانبی قاب شش طبقه دو دهانه با پیوندهای نرم

$\Delta_1/\Delta_2$	تغییر مکان جانبی طبقه ششم بر حسب میلی متر		ضریب گیرداری
	تحلیل مرتبه دوم $\Delta_2$	تحلیل مرتبه یکم $\Delta_1$	
1.10	221	200	1.0
1.11	249	224	0.9
1.13	286	253	0.8
1.15	334	290	0.7
1.18	400	339	0.6
1.22	497	406	0.5
1.29	653	505	0.4
1.42	945	664	0.3
1.76	1693	962	0.2
4.42	7646	1730	0.1



شکل (۲۶): قاب شش طبقه و گل بدون نقص مایل بودن ستونها

و زیر اثر بارهای قائم و جانبی



شکل (۲۷): افزایش تغییر مکان جانبی قاب و گل در نتیجه اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند

## ۶- خلاصه و نتیجه گیری

ماتریس سختی به دست آمده دقت خوبی دارد و می تواند هر عضو را فقط با یک جزء الگوسازی کند. همچنین، روش پیشنهادی برای عضوهای فشاری و کششی، رابطه-های یکسانی را به کار می برد. بنابراین، کاربردی و پربازده

در این مقاله، رابطه سازی جدیدی برای تحلیل کشسان مرتبه دوم قاب های فولادی دو بعدی ارائه گردید. جزء پیشنهادی دارای پیوندهای نیمه سخت است و زیر اثر بارهای گرهی و گسترده یکنواخت میانی قرار دارد.

به شمار می‌آید. مهمترین ویژگی ماتریس پیشنهادی کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری، توانایی الگوسازی یک عضو قابی با هر گونه پیوندی را خواهند داشت. از سوی دیگر، نمونه‌های عددی، دقت بالای آن را تأیید کردند.

با بررسی پاسخ‌های به دست آمده از نمونه‌های عددی، می‌توان به نتیجه‌های زیر دست یافت:

۱- نرمی پیوند، سبب افزایش پاسخ‌های تحلیل کشسان مرتبه دوم و کاهش بار کمانش کشسان قاب‌های فولادی می‌گردد. در این میان، وارد نمودن رفتار ناخطی پیوند، سبب بیشتر شدن این افزایش و کاهش خواهد شد. به گونه‌ای که بار بحرانی پیوند ناخطی سخت حدود ۳ درصد و پیوند ناخطی نرم، حدود ۲۰ درصد کمتر از بار کمانشی پیوندهای خطی مشابه می‌باشند. این اختلاف در پاسخ‌های تحلیل کشسان مرتبه دوم به مقدار دوران پیوندهای نیمه-سخت در زیر بار و گونه پیوند بستگی دارد.

۲- در تحلیل کشسان مرتبه یکم، کاهش سختی پیوند، افزایش پاسخ‌ها را در پی خواهد داشت. این ویژگی، مستقل از سطح بارگذاری می‌باشد. از سوی دیگر، در تحلیل کشسان مرتبه دوم، افزایش پاسخ‌ها به سطح بارگذاری وابسته می‌باشد و با افزایش بار، شدت این کاهش بیشتر می‌گردد.

۳- تفاوت میان پاسخ‌های تحلیل کشسان مرتبه دوم به روش اجزای محدود پیشنهادی و شیوه دقیق تیر-ستون، بسیار ناچیز می‌باشد.

۴- بار کمانشی قاب‌های یک دهانه، با افزایش شمار طبقه-ها، هنگامی که بار بحرانی تنها به طبقه بالای آن وارد می‌شود، کاهش می‌یابد. چگونگی تغییر بار کمانشی در برابر ضریب گیرداری برای این گونه بارگذاری، به طور تقریبی خطی است. این ویژگی با افزایش شمار طبقه‌ها بیشتر به چشم می‌آید.

۵- هنگامی که قاب مهاربندی می‌گردد، بار بحرانی به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. شدت این افزایش با بیشتر شدن شمار طبقه‌ها افزایش خواهد یافت. باید افزود،

این حالت، سبب کاهش تفاوت میان پاسخ‌های پیوندهای نرم و سخت می‌شود.

۶- خطای الگوسازی بار بحرانی گسترده با دو بار متمرکز در گره‌ها ناچیز است. این ویژگی برای هر گونه پیوندی برقرار خواهد بود.

۷- بار کمانشی قاب‌های نیمه-سخت یک طبقه، به جز برای پیوندهای ساده، با افزایش شمار دهانه‌ها زیاد می‌شود. با این حال، روند این افزایش با بیشتر شدن شمار دهانه‌ها کاهش می‌یابد.

۸- نرمی پیوند، سبب تشدید اثرهای مرتبه دوم می‌شود. به گونه‌ای که ترکیب این دو عامل می‌تواند تغییر مکان جانبی یک سازه را بیش از ۱۰۰ درصد تحلیل مرتبه یکم آن افزایش دهد.

## ۷- مراجع

- 1- Yang, C.M. and Kim, Y.M. (2007), "Cyclic behavior of bolted and welded beam-to-column joints", *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 49, PP. 635-649.
- 2- Ivanyi, M. (2000), "Full-scale tests of steel frames with semi-rigid connections", *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 2, PP. 168-179.
- 3- Hasan, R., Kishi, N. and Chen, W.F. (1998), "A new nonlinear connections classification system", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, No. 1-2, PP. 119-140.
- 4- Pirmoz, A., Khoei, A.S., Mohammadrezapour, E. and Daryan, A.S. (In Press), "Moment-rotation behavior of bolted top-seat angle connections", *Journal of Constructional Steel Research*.
- 5- Mohamadi-shooreh, M.R. and Mofid, M. (2008), "Parametric analyses on the initial stiffness of flush end-plate splice connections using FEM", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, No. 10, PP. 1129-1141.
- 6- Ihaddoudène, A.N.T., Saidani, M. and Chemrouk, M. (2009), "Mechanical model for the analysis of steel frames with semi rigid joints", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, No. 3, PP. 631-640.
- 7- Silva, J.G.S., Lima, L.R.O., Vellasco, P.C.G.S., Andrade, S.A.L. and Castro, R.A. (2008), "Nonlinear dynamic analysis of steel portal frames with semi-rigid connections",



- Engineering Mechanics, Vol. 121, No. 8, PP. 896-902.
- 16-Xu, L. (2001), "Second-order analysis for semi-rigid steel frame design", Canadian Journal Civil Engineering, Vol. 28, PP. 59-76.
- 17-Sekulovic, M. and Salatic, R. (2001), "Nonlinear analysis of frames with flexible connections", Computers and Structures, Vol. 79, No. 11, PP. 1097-1107.
- 18-Monforton, G.R. and Wu, T.S. (1963), "Matrix analysis of semi-rigidly connected steel frames", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. 6, PP. 13-22.
- 19-Hsieh, S.H. and Deierlein, G.G. (1991), "Nonlinear analysis of three-dimensional steel frames with semirigidconnections", Computers and Structures, Vol. 41, No. 5, PP. 995-1009.
- 20-Kishi, N. and Chen, W.F. (1990), "Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 7, PP. 1813-1834.
- 21-Xu, L. (1994), Optimal design of steel frameworks with semi-rigid connections, Ph.D. thesis, School of Civil Engineering, University of Waterloo, Canada, USA, 230 P.
- 22-Chen, W.F. editor. (2000), Practical analysis for semi-rigid frame design, World Scientific, Singapore.
- 23-Raftoyiannis, I.G. (2005), "The effect of semi-rigid joints and an elastic bracing system on the buckling load of simple rectangular steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 1, PP. 1205-1225
- Engineering Structures, Vol. 30, No. 9, PP. 2566-2579.
- 8- Liu, Y., Xu, L. and Grirson, D.E. (2006), "Inelastic analysis of semirigid frameworks", Mechanics and Construction, PP. 317-328.
- 9- Hayalioglu, M.S. and Degertekin, S.O. (2005), "Minimum cost design of steel frames with semi-rigidconnections and column bases via genetic optimization", Computers and Structures, Vol. 83, No. 21-22, PP. 1849-1863.
- 10-Kameshki, E.S. and Saka, M.P. (2003), "Genetic algorithm based optimum design of nonlinear planar steel frames with various semirigid connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, No. 1, PP. 109-134.
- 11-Dhillon, B.S. and O'Malley III, J.W. (1999), "Interactive design of semirigid steel frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 5, PP. 556-564.
- 12-Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), Stability design of steel frame, CRC Press, Boca Raton, FL.
- 13-Chan, S.L. and Chui, P.P.T. (2000), Nonlinear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Elsevier Science, Amsterdam.
- 14-Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G. (2000), Structural steel semirigid connections : Theory, design and software, CRC Press, Boca Raton, FL.
- 15-Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1995), "Self-equilibrating element for second-order analysis of semirigid jointed frames", Journal of

۸- پیوست

عامل‌های به کار رفته در رابطه‌های (۲۲) تا (۲۷) به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$S_1 = \frac{1}{B_1^2 B_2^2} \left( 4(48)^2 (80)^2 + 32(80)(48)^2 \rho + (1378/7)(80-48)^2 \rho^2 + (314/105)(80-48)^2 \rho^3 + (716/35)\rho^4 + (2/45)\rho^5 \right) \quad (45)$$

$$S_2 = \frac{1}{B_1^2 B_2^2} \left( 2(48)^2 (80)^2 + 8(80)(48)^2 \rho + (209/7)(80-48)^2 \rho^2 + (121/420)(80-48)^2 \rho^3 + (10/21)\rho^4 - (1/126)\rho^5 \right) \quad (46)$$

$$S_3 = \frac{1}{B_2^2} \left( 4(48) + \frac{24}{5} \rho + \frac{11}{420} \rho^2 \right) \quad (47)$$

$$B_2 = \rho + 48 \quad (49) \quad B_1 = \rho + 80 \quad (48)$$

$$\rho = \frac{PL^2}{EI} \quad (50)$$





# توسعه طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی

سیدمهدی زهرائی<sup>۱</sup>، شهرزاددستمالچی<sup>۲</sup>، سیدرسول میرقادری<sup>۳</sup>  
(دریافت: ۸۸/۱۰/۱۸، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

## چکیده

در این مقاله طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی، اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین رابطه‌هایی که برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب بدست آورده شده است، بیان می شود. در این روش نیروهای طراحی لرزه ای از انرژی ورودی متناظر با یک مکانیسم تسلیم فرضی و میزان تغییر مکان هدف سازه، به دست می آید. هدف از این روش طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی بررسی توانایی پیش بینی رفتار سازه در مرحله نهایی و استفاده از حداکثر ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ورودی زلزله می باشد. برای مقایسه پاسخ سازه های طراحی شده بر مبنای دو روش استاتیکی معادل و روش انرژی، دو قاب خمشی فولادی ۱۰ و ۱۵ طبقه به کمک این دو روش طراحی شده و نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی آنها با یکدیگر مقایسه می شود. نتایج این تحقیق نشان می دهد که طراحی به روش انرژی در مقایسه با روش متداول استاتیکی معادل موجب بهبود رفتار لرزه ای سازه می شود.

## کلمات کلیدی

طراحی لرزه ای، روش انرژی، مکانیسم نامطلوب، انرژی ورودی زلزله

## Extending Seismic Design of Steel Moment Frames Using Energy-Based Method

S.M.Zahrai, Sh.Dastmalchi, S.R.Mirghaderi

### ABSTRACT

The use of energy-based method is discussed in this paper, with taking into account the gravity effects,  $P-\Delta$  effects, and other equations to prevent the formation of undesirable mechanisms. In this method the seismic design forces are derived from input energy for a selected plastic yield mechanism, and a selected target deformation level. The aim of this method is to study the ability of predicting structural behavior in the ultimate level and to use the maximum structure capacity in order to dissipate seismic input energy. For comparison between response of structures designed with equivalent static method and energy-based method, two 10 and 15-story steel moment frames are designed considering these two methods, for which the results from nonlinear analyses of the frames are compared. The obtained results indicate that the seismic design by energy-based method improves the seismic behavior of structures compared to the typically used equivalent static method.

### KEY WORDS

Seismic Design Energy Method Undesirable Mechanism Earthquake Input Energy

۱.دانشیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران، [mzahrai@ut.ac.ir](mailto:mzahrai@ut.ac.ir) (نویسنده مسئول)  
۲.دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله دانشکده عمران دانشگاه تهران، [shahrzaddastmalchi@hotmail.com](mailto:shahrzaddastmalchi@hotmail.com)  
۳.استادیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران [rmirghaderi@ut.ac.ir](mailto:rmirghaderi@ut.ac.ir)



داد که منحنی سرعت طیفی سازه برای اکثر زلزله ها در دامنه وسیعی از پریودها ثابت می باشد. براساس این فرض هازنر نشان داد که حداکثر انرژی ورودی سیستم چنددرجه آزادی، به صورت متوسط می تواند برابر مقدار رابطه (۱) باشد [۳].

$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 = \frac{Wga^2 T^2}{8\pi^2} \quad (1)$$

که در آن  $M$  جرم کل سازه،  $S_v$  سرعت طیفی به دست آمده از طیف پاسخ الاستیک،  $a$  شتاب طیفی نرمال شده نسبت به شتاب ثقل ( $g$ )،  $W$  وزن سازه و  $T$  پریود اصلی سازه می باشد. تعیین مقدار دقیق انرژی ورودی زلزله به خصوصیات سازه و زلزله مورد نظر بستگی دارد که بدست آوردن آن وقت گیر می باشد، با استفاده از رابطه ساده بالا مقدار آن با تقریب مناسبی در دست است. البته برای سازه های ویژه تحت اثر زلزله، تحلیل های کامل تری مورد نیاز می باشد [۲].

آکی یاما نشان داد که با دقت قابل قبولی می توان انرژی الاستیک را برای یک سازه یک درجه آزادی به صورت رابطه (۲) نوشت [۴] و [۵]:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (2)$$

که در آن  $V_y$  برش پایه تسلیم و  $T$  پریود سازه که با استفاده از رابطه تجربی ( $T=0.08h^{3/4}$ ) بدست می آید. بر اساس فرض هازنر، انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی الاستیک و پلاستیک.

$$E_e + E_p = E \quad (3)$$

که در آن  $E$  انرژی ورودی و  $E_e$  انرژی الاستیک و  $E_p$  انرژی پلاستیک می باشد. براساس رابطه های (۱) و (۲) کل انرژی پلاستیک که سازه بایستی در طول زلزله مستهلک کند برابر است با:

$$E_p = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left[ a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (4)$$

سازه ها در هنگام زلزله تحت تغییر شکل های رفت و برگشتی بزرگی در محدوده غیرارتجاعی قرار می گیرند. بنابراین بایستی اعضای شکل پذیر سازه را طوری متناسب طراحی نمود که بتوانند از حداکثر ظرفیتشان برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده نمایند. برای رسیدن به این هدف باید از تشکیل مکانیسم های نامطلوبی که باعث کاهش باربری سازه می شوند جلوگیری نمود.

در سال ۱۹۹۹ توسط لیلاتاویوات و همکاران طراحی قاب خمشی با استفاده از مفهوم انرژی مطرح شد [۱]. منتها در آن تحقیق، برای بدست آوردن نیروهای طراحی لرزه ای با استفاده از مفهوم انرژی از اثرات بارهای ثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  صرف نظر شده است، در حالیکه با افزایش تعداد طبقات اثرات آنها قابل توجه خواهد بود. بنابراین در این مقاله نیروهای طراحی لرزه ای، با استفاده از مفهوم انرژی با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین روابطی که برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب بدست آورده شده است، بیان می شود.

## ۲- تعادل انرژی در قاب های با تعداد طبقات و دهانه های

### متفاوت

مفهوم تعادل انرژی براساس این فرض می باشد که مقدار انرژی مورد نیاز برای پوش یک سازه به صورت بارگذاری یکطرفه تا تغییر مکان هدف برابر است با ماکزیمم انرژی ورودی زلزله، که با مقدار  $0.5MS_v^2$  تقریب زده می شود.

قاب چند دهانه با تعداد طبقات متفاوتی در نظر گرفته می شود. مکانیسم تسلیم قاب مانند شکل (۱) فرض می شود. تغییر شکل پلاستیک قاب بعد از رسیدن سازه به نقطه تسلیم رخ می دهد. بعد از تشکیل مکانیسم و چگونگی تسلیم، تغییر مکان جانبی نسبی قاب در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت فرض شده و تمام انرژی زلزله بایستی توسط مفاصل پلاستیک مستهلک شوند. تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک قاب برابر چرخش پلاستیک سازه می باشد بنابراین کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات توسط محدود کردن چرخش اعمال می شود و مانند روش استاتیکی معادل نیازی به کنترل تغییر مکان جانبی سازه پس از طراحی آنها براساس مقاومت نمی باشد [۲]. هازنر نشان

مقدار  $k$  برابر است با :

$$K=0.5T+0.75 \quad (8)$$

$$\text{If } T \leq 0.5 \rightarrow k=1$$

$$\text{If } T \geq 2.5 \rightarrow k=2$$

با استفاده از رابطه‌های (۴)، (۵)، (۶)، (۷) و (۸) داریم:

$$V_y \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \theta_p + \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2} = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left( a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (9)$$

با حل معادله درجه دو رابطه (۹) برای  $\frac{V_y}{W}$  داریم:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4(\beta - a^2)}}{2} \quad (10)$$

که در آن  $\alpha$  پارامتری بی بعد است که به سختی و تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک سازه وابسته می باشد و مقدار آن برابر است با:

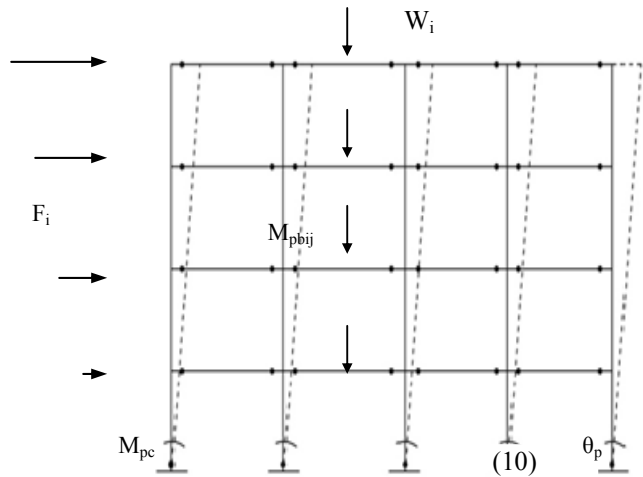
$$\alpha = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \quad (11)$$

پارامتر  $\beta$  که ناشی از در نظر گرفتن اثر بارهای ثقلی می باشد و به تغییرمکان جانبی نسبی سازه بستگی دارد، برابر است با :

$$\beta = \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i 8\pi^2}{2WT^2 g} \quad (12)$$

پس از اینکه برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه (۷) بدست می آید.

به منظور بدست آوردن مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک، باتوجه به اینکه تغییرمکان جانبی نسبی مجاز برای سازه های با پیروید بزرگتر از ۰/۷ تا ۰/۲ برابر می باشد [۶]، اگر تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی (تسلیم) سازه بدست آید، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک را نیز می توان تعیین نمود. در قاب های خمشی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی معمولاً برابر ۰/۱ می باشد پس مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک نیز برابر ۰/۱ خواهد بود. برای سازه های دیگر برای بدست آوردن مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می شود و سپس منحنی برش پایه - تغییرمکان با یک نمودار دو خطی معادل شده، تغییرمکان نقطه ای از منحنی که شیب آن عوض می شود، مقدار تغییرمکان ارتجاعی خواهد بود [۲].



شکل (۱): نحوه تسلیم قاب خمشی با  $m$  دهانه و  $n$  طبقه

انرژی بدست آمده از رابطه (۴) باید توسط مفاصل پلاستیک نشان داده شده در شکل (۱) تلف شود که برابر است با:

$$E_p = \left( (m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \right) \theta_p \quad (5)$$

که در آن  $M_{pbr}$  ممان مرجع پلاستیک تیر در دهانه  $j$  ام،  $M_{pc}$  ممان پلاستیک پای ستون ها در طبقه اول،  $\mu_j \beta_i M_{pbr}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در هر تراز،  $m$  تعداد دهانه های قاب،  $n$  تعداد طبقات قاب،  $\theta_p$  تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی قاب و  $\beta_i$  ضریب توزیع مقاومت تیرها ( که مقدار آن در بخش بعدی ذکر می شود ) در طبقه  $i$  ام است.

$$\mu_j = \frac{l_r}{l_j} \quad (6)$$

دهانه مرجع (مثلاً دهانه بزرگتر) به طول دهانه  $j$  ام برابر است. در ضمن پس از تسلیم، نیروهای خارجی بایستی با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی و بارهای ثقلی، می توان نوشت:

$$(m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} = \sum_{i=1}^n F_i h_i + \sum_{i=1}^n W_i \frac{W_i}{2} \quad (6)$$

که در آن  $W_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $F_i$  نیروی اینرسی معادل در تراز  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع تیر در تراز  $i$  ام است. برای توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع از رابطه زیر استفاده می شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_y \quad (7)$$



### ۳- طراحی تیرهای قاب خمشی

برای بدست آوردن بهترین توزیع مقاومتی تیرها انجام شد. هدف بدست آوردن تابعی بود که به خوبی بتواند برش های حاصل از زلزله های مختلف را بیان کند. این تابع به عنوان فاکتور توزیع مقاومتی تیرها استفاده می شود. به عنوان تقریب اولیه توزیع نسبی برش های طبقات در طول زلزله می تواند با توزیع برش های استاتیکی طبقات که از (۷) محاسبه می شود، تقریب زده شود. مقدار آن برابر است با [۲]:

$$\beta_i = \left( \frac{V_i}{V_y} \right)^{1/2} \quad (14)$$

که در آن  $V_i$  و  $V_n$  برش های استاتیکی در تراز  $i$  ام و تراز بلندترین طبقه که از (۷) محاسبه می شود. مقدار  $1/2$  با استفاده از روش حداقل مربعات از نتایج به دست آمده از چندین آنالیز دینامیکی غیرخطی، بدست می آید [۷].

با دانستن مقدار  $\beta_j$ ،  $M_{pc}$ ،  $F_i$ ،  $h_i$ ،  $\mu_i$ ،  $\theta_p$  و  $W_i$  تنها پارامتر مجهول  $M_{pbr}$  می باشد. با دانستن مقدار  $M_{pbr}$ ، مقاومت اسمی مورد نیاز تیر در هر تراز،  $M_{pbij}$  از نامساوی رابطه (۱۵) به دست می آید:

$$\phi M_{pbij} \geq \mu_i \beta_i M_{pbr} \quad (15)$$

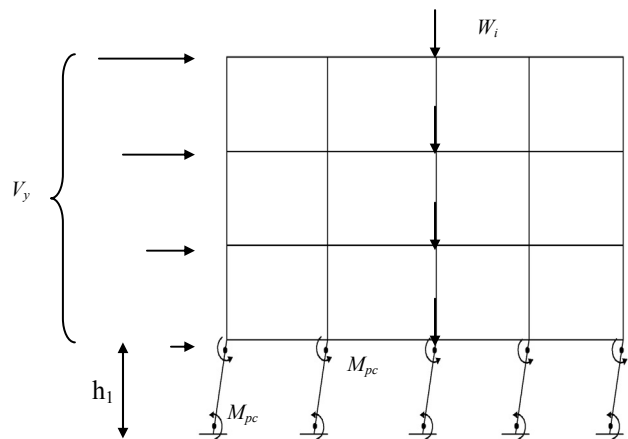
که در آن  $\phi$  ضریب مقاومتی که برطبق آیین نامه AISC-LRFD برابر  $0.9$  می باشد و  $M_{pbij}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیر در طبقه  $i$  و دهانه  $j$  که برابر  $Z_{bij} F_{yb}$  است.  $Z_{bij}$  مدول پلاستیک تیر در طبقه  $i$  و دهانه  $j$  و  $F_{yb}$  مقاومت تسلیم اسمی تیر می باشد.

### ۴- طراحی ستون های قاب خمشی

به منظور طراحی مناسب سازه ها و جلوگیری از تشکیل حالت های شکست نامطلوب که سبب افت باربری سازه قبل از رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز  $2\%$  می شود، بایستی این حالات شناسایی شود و تا حد امکان راه حل هایی برای جلوگیری از تشکیل آن ها ارائه گردد. از این راهکارها در طراحی ستون ها استفاده می شود. در ذیل چند حالت شکست نامطلوب سازه ای بیان می شود:

- ۱- تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها.
- ۲- تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای طبقات فوقانی.
- ۳- تشکیل مفصل در پایین ستون های یک طبقه به همراه تیرهای طبقات فوقانی به نحوی که یک مکانیسم ناپایدار را

پس از به دست آوردن مقدار  $F_i$  از رابطه های (۷)، (۱۰)، (۱۱) و (۱۲)، ممان پلاستیک پای ستون ها،  $M_{pc}$ ، را بایستی به صورت مناسبی تخمین زد. این مقدار مناسب با استفاده از فرض جلوگیری از تشکیل حالت شکست طبقه نرم در طبقه اول به دست می آید. برای این منظور مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون های طبقه اول فرض می شود. ظرفیت ممان پلاستیک ستون های طبقه برای جلوگیری از تشکیل این حالت شکست با استفاده از شکل (۲) تعیین می شود.



شکل (۲): حالت شکست طبقه نرم

بنابراین مقدار  $M_{pc}$  برابر است با:

$$M_{pc} = 1.1 \left( \frac{V_y h_1 + W h_1 \theta_p}{2(m+1)} \right) \quad (13)$$

که در آن  $V_y$  برش پایه به دست آمده از (۱۰) و  $h_1$  ارتفاع طبقه اول و  $1.1$  نسبت افزایش مقاومت به علت سخت شدگی است. ضریب توزیع مقاومتی تیرها ( $\beta_j$ ) در (۱۳) مقاومت نسبی تیرها را در تراز  $j$  ام نسبت به ممان مرجع تیرها  $\beta_j M_{pbr}$  بیان می کند. ضریب توزیع مقاومتی ( $\beta_j$ )، نقش بسیار مهمی در پاسخ لرزه ای سازه ها بازی می کند. این ضریب به سختی و مقاومت جانبی سازه در طول ارتفاع بستگی دارد. با توجه به فرض تغییر مکان جانبی نسبی یکنواخت در ارتفاع سازه که در تعیین نیروهای طراحی از آن استفاده شد، این مقاومت نسبی نیز باید به صورت مناسبی انتخاب شود تا با این نیروهای اعمالی در طول زلزله مطابقت داشته باشد. در ضمن این فرض تضمینی برای این است که انرژی ورودی در سازه تلف می شود و از متمرکز شدن خرابی در یک طبقه جلوگیری می کند. تحلیل های عددی زیادی

تشکیل دهد.

۴- تشکیل مفصل در ستون ها از بالا به پایین.

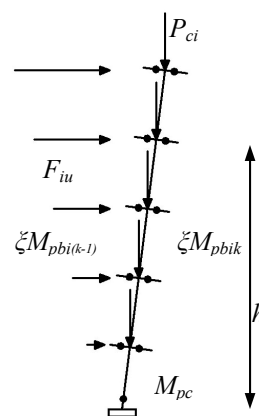
۵- چرخش تعدادی از تیرها به مقدار حداکثر ، قبل از رسیدن سازه به تغییرمکان جانبی نسبی مجاز.

حال سعی می شود تاجایی که ممکن است برای جلوگیری از تشکیل این حالت های شکست، روش هایی در طراحی ستون ها اعمال شود.

برای جلوگیری از تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها از راهکار زیر استفاده می شود که همان اعمال شرط تیرضعیف-ستون قوی می باشد:

برای اطمینان از اینکه مکانیسم تسلیم تیرضعیف-ستون قوی تا مرحله تغییرمکان جانبی نسبی نهایی حفظ می شود، تیرها با این فرض طراحی می شوند که وقتی تغییرمکان جانبی نسبی سازه به مقدار نهایی می رسد، تمام مفاصل پلاستیک در تیرها به مرحله سخت شدگی رسیده اند. ممان ایجاد شده در تیرها در مرحله سخت شدگی از ضرب فاکتور افزایش مقاومت ( $\xi$ ) در ظرفیت ممان پلاستیک اسمی تیرها بدست می آید. با فرض مقدار مناسب  $\xi$  (برابر ۱/۰۵)، ممان طراحی برای هر ستون بدست آورده می شود. از آنجا که تیرها وارد مرحله سخت شدگی شده است مقدار  $F_{iu}$  بایستی دوباره محاسبه شود. مقدار  $F_{iu}$  از تعادل ممان در پای ستون به دست آورده می شود.

نمودار آزاد یک ستون از قاب شکل (۱) ، در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل (۳): نمودار آزاد ستون قاب شکل (۱)

$P_{ci}$ : بار محوری وارد بر ستون ناشی از بارثقلی و نیروی زلزله. نیروهای اینرسی به صورت رابطه (۱۶) در ارتفاع توزیع می شوند:

$$F_{iu} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (16)$$

مقدار  $k$  از رابطه (۸) به دست می آید.

حال رابطه تعادل ممان نسبت به پای ستون در نظرگرفته

می شود:

$$\sum_{i=1}^n F_{iu} h_i + \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} + \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) \quad (17)$$

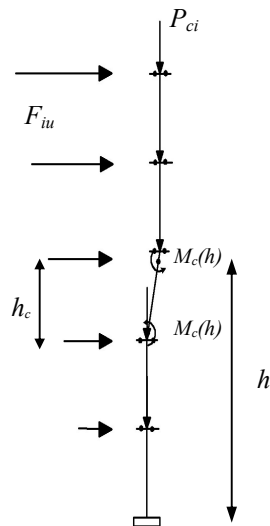
که در آن  $M_{pbik}$  ممان پلاستیک تیردر طبقه  $i$  ام و دهانه  $k$  ام،  $M_{pbi(k-1)}$  ممان پلاستیک تیردر طبقه  $i$  ام و دهانه  $k-1$  ام،  $l_k$  طول دهانه تیر در دهانه  $k$  ام،  $l_{k-1}$  طول دهانه تیر در دهانه  $k-1$  ام.  $M_{pbi(k-1)}$  و  $M_{pbik}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در دو طرف ستون موردنظر و  $l_k$  و  $l_{k-1}$  نیز طول تیرها در دو طرف ستون مورد نظر می باشند.

با جایگذاری رابطه (۱۶) در رابطه (۱۷) و حل آن، مقدار  $V_u$  برابر می شود با:

$$V_u = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) \left[ M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) - \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i \right] \quad (18)$$

با جایگذاری رابطه (۱۸) در رابطه (۱۶)، نیروی اینرسی در هر تراز برابر است با:

$$F_{iu} = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) \left( M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) - \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k+1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i \right) \quad (19)$$



شکل (۴): نمودار آزاد ستون قاب خمشی با نحوه شکست طبقه نرم

با بدست آوردن ممان از رابطه‌های فوق و مقدار نیروی محوری با استفاده از رابطه ذیل، هر ستون با استفاده از آیین نامه AISC-LRFD به صورت تیر-ستون طراحی می‌شود. نیروی محوری ستون در ارتفاع  $h$  از سطح زمین،  $P_c(h)$  برابر است با:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \left( \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) + W_i \left( \frac{l_{k-1} + l_k}{2} \right) \quad (25)$$

۵- مقایسه پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل:

به منظور مقایسه پاسخ لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل، یک قاب ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده و با روش انرژی و استاتیکی معادل طراحی گردیده و سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر قاب انجام شده و سپس نتایج آنها با هم مقایسه می‌شود.

برای این قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، سه دهانه پنج متری در نظر گرفته می‌شود. قاب مزبور دارای طبقات مشابه بوده و بارهای مرده وزنده وارد بر تیرهای سازه به ترتیب برابر  $(2500 \text{ kg/m})$  و  $(1000 \text{ kg/m})$  می‌باشد. مقدار پریرود سازه برابر  $(1/0.25 \text{ s})$  می‌شود. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک ۱٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر ۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان

با داشتن مقدار  $F_{iu}$  از رابطه (۲۰)، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می‌آید:

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) - \sum_{i=1}^n \delta_i \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l} \right) \theta_p (h_i - h) \quad (20)$$

$$\delta_i = 1 \quad \text{if } h < h_i \quad (21)$$

$$\delta_i = 0 \quad \text{if } h > h_i \quad (22)$$

که در آن  $M_c(h)$  ممان در ستون به ارتفاع  $h$  از سطح زمین می‌باشد.

برای جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای فوقانی. شکل (۴) نمودار آزاد ستونی را که در آن طبقه نرم تشکیل شده است، نشان می‌دهد. با زدن برش در هر تراز داریم:

$$M_c(h) = 1.05 \times \left( \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} h_c - \sum_{i=1}^n \delta_i W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) \theta_p h_c \right) / 2 \quad (23)$$

که در آن  $h_c$  ارتفاع طبقه مورد نظر می‌باشد.

ماکزیمم ممان بدست آمده از (۲۰) و (۲۳) در هر تراز، ممان پلاستیک مورد نیاز ستون می‌باشد  $((M_p)_{req})$ .

برای اینکه مفاصل ستون هر تراز زودتر از مفاصل طبقات بالاتر تشکیل شود، رابطه‌ای بین ممان پلاستیک های مورد نیاز ستون ها  $((M_p)_{req})$ ، و ممان پلاستیک های انتخابی ستون ها  $((M_p)_{ave})$  در نظر گرفته می‌شود، به طوری که نسبت ممان پلاستیک مقطع انتخابی نسبت به ممان پلاستیک مورد نیاز، در طبقه پایین از طبقه بالا کمتر باشد.

$$\left( \frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}} \right)_i \leq 1.01 \left( \frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}} \right)_{i+1} \quad (24)$$

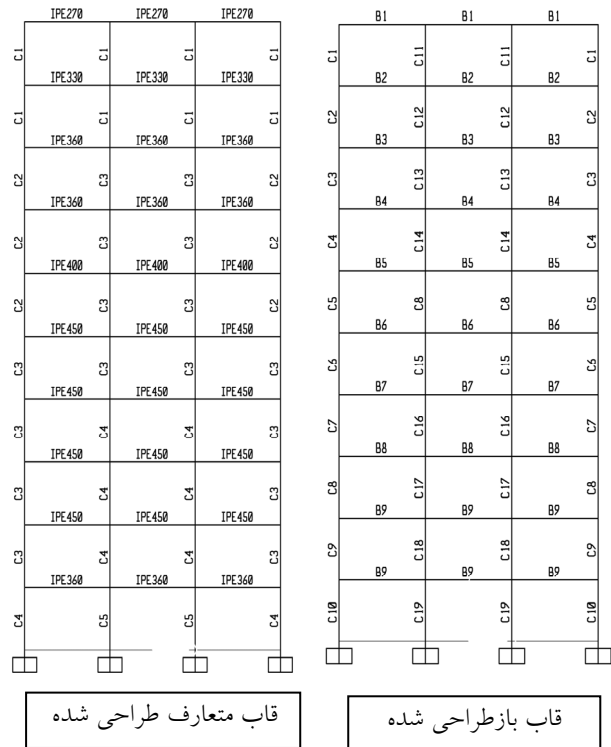
وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر  $438/26 \text{ ton}$ ، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر  $426/76 \text{ ton}$  می باشد که حدود  $2/5\%$  به وزن سازه اضافه شده است که مقدار ناچیزی می باشد، در مقابل این افزایش ناچیز وزن مفاصل پلاستیک در قاب طراحی شده به روش انرژی به صورت متعادل تشکیل شده است که سبب ارتقای طراحی لرزه ای سازه شده است.

جانبی نسبی پلاستیک  $1/1$  خواهد بود. مقدار پارامترهای  $\alpha$ ،  $\beta$  به ترتیب  $0/54$ ،  $2/1$  و  $0/189$  بدست آورده می شود. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه  $(\frac{V_y}{W})$  برابر  $0/12$  می باشد. از ذکر جزئیات طراحی تیرها و ستون ها خودداری نموده و ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل در شکل (۵) و جداول (۱) و (۲) و (۳) نشان داده شده است.

جدول (۲): ابعاد تیرهای قاب طراحی شده به روش انرژی

شماره تیر	h x b x t <sub>f</sub> x t <sub>w</sub> (cm)
B1	21x20x1x0.5
B2	25x22x1x0.5
B3	27x24x1x0.5
B4	28x26x1x0.5
B5	29x27x1x0.5
B6	30x27x1x0.5
B7	30x29x1x0.5
B8	31x28x1x0.5
B9	30x30x1x0.5

شماره ستون	BOX (bxt)(cm)
C1	20x1
C2	25x1
C3	25x1.5
C4	30x1.5
C5	35x1.5



شکل (۵): ابعاد اعضای طراحی شده دو قاب خمشی ۱۰ طبقه به روش انرژی (قاب بازطراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)

شکل (۶) مشاهده می شود که در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز  $2\%$  برسد به دلیل تشکیل طبقه نرم سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان می باشد به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. مشابه این نتیجه در قاب ۵ طبقه ای که در مرجع [۲] به روش استاتیکی معادل طراحی شده بود، دیده می شود.

در روش استاتیکی معادل تنها شرط تیر ضعیف ستون قوی در هر گره اعمال می شود، بنابراین امکان تشکیل حالات شکست نامطلوب دیگر وجود دارد. قاب طراحی شده به روش انرژی

جدول (۱): ابعاد ستون های قاب طراحی شده به روش انرژی

شماره ستون	BOX (bxt)(cm)	شماره ستون	BOX (bxt)(cm)
C1	23x1	C11	23x2
C2	25.5x1.5	C12	30x2
C3	26x2	C13	34.5x2
C4	27.5x2	C14	36.5x2
C5	28.5x2	C15	42x2
C6	32x2	C16	46.5x2
C7	35x2	C17	50.5x2
C8	37.5x2	C18	54.5x2
C9	41x2	C19	57.5x2
C10	43x2		

۶- مقایسه پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل :

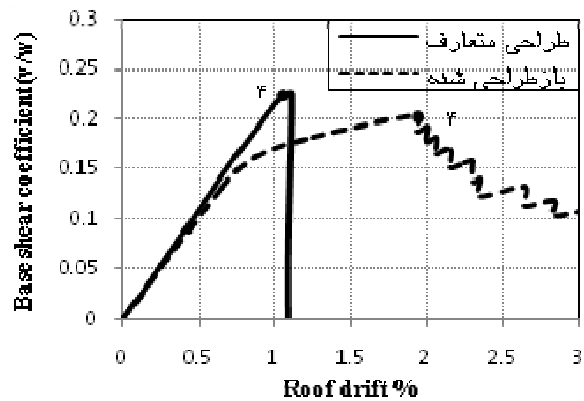
در این بخش به بررسی پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه پرداخته می شود. خصوصیات سازه و بارگذاری آن، مانند قاب ۱۰ طبقه ارایه شده در بخش (۵) می باشد. مقدار پریرود سازه برابر (S) ۱/۳۹ بدست می آید. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک ۰/۶۵٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر ۰/۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک ۱/۳۵٪ خواهد بود. مقدار پارامترهای  $\alpha$ ،  $\beta$  و به ترتیب ۰/۴۴، ۱/۷۱ و ۰/۱۶۴ بدست می آید. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه  $(\frac{V_p}{W_p})$  برابر ۰/۱۰ می باشد. ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل در جدول های (۴) و (۵) نشان داده شده است.

وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر ۶۸۱ ton، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر ۶۴۵/۱ ton می باشد که حدود ۵/۵٪ به وزن سازه اضافه شده است.

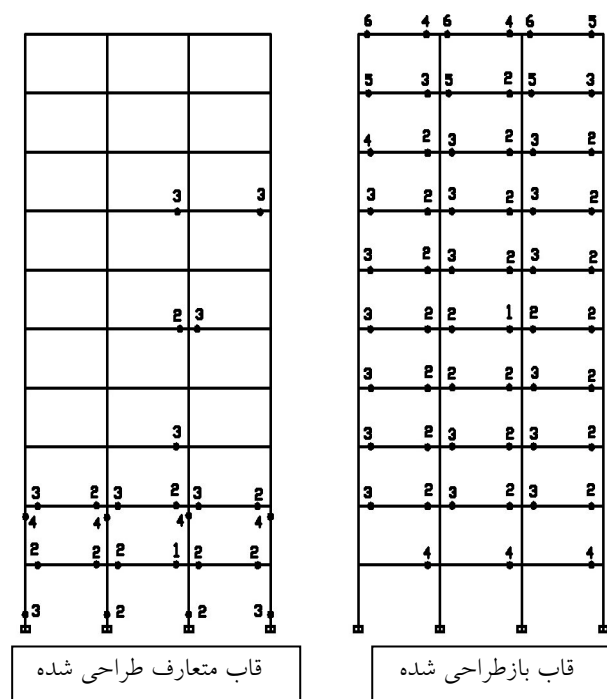
جدول (۴): ابعاد تیر و ستون های طراحی شده به روش انرژی

طبقه	شماره تیر	h x b x t <sub>f</sub> x t <sub>w</sub> (cm)
15	B1	22x20x1x0.5
14	B2	25x24x1x0.5
13	B3	27x27x1x0.5
12	B4	29x28x1x0.5
11	B5	30x29x1x0.5
10	B6	31x30x1x0.5
9	B7	32x30x1x0.5
8	B8	32x32x1x0.5
7	B9	33x32x1x0.5
6	B10	33x32x1x0.5
5	B11	33x33x1x0.5
4	B12	34x32x1x0.5
3	B12	34x32x1x0.5
2	B13	34x33x1x0.5
1	B13	34x33x1x0.5

دارای شکل پذیری مطلوبی می باشد و تا تغییر مکان جانبی نسبی مجاز باربری خود را حفظ کرده است.



شکل (۶): منحنی برش پایه - تغییر مکان دو قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه با توجه به تشکیل مراحل مفاصل پلاستیک در شکل (۷) مشاهده می شود که مفاصل پلاستیک به صورت نامنظم تشکیل می شود و سازه در مکانیسم نامطلوب طبقه نرم دچار شکست می شود. در قاب طراحی شده به روش انرژی، نحوه تسلیم سازه تقریباً با مکانیسم فرضی طراحی سازه مطابقت دارد و مفاصل پلاستیک تقریباً در تمام تیرها، که عضوهای شکل پذیر سازه می باشند، تشکیل شده است که باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل پذیری سازه شده است.



شکل (۷): مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه

جدول(۴): ابعاد تیروستون های طراحی شده به روش انرژی

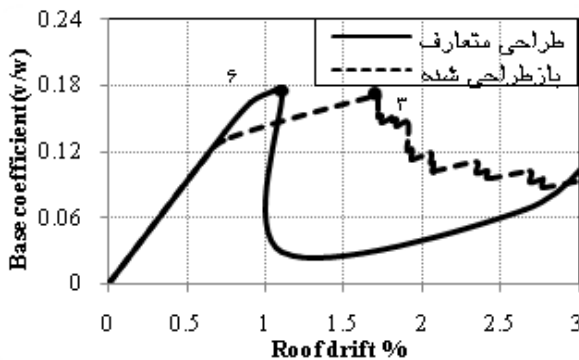
شماره ستون های خارجی	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)
15	C1	19x2	C2	26x2
14	C2	26x2	C16	34.5x2
13	C3	30.5x2	C17	38x2
12	C4	33.5x2	C18	44.5x2
11	C5	35.5x2	C19	47x2
10	C6	37x2	C20	49.5x2
9	C7	40.5x2	C21	52x2.1
8	C8	44x2	C22	52x2.5
7	C9	47.5x2	C23	54.5x2.6
6	C10	50x2	C24	57x2.65
5	C11	50x2.3	C25	57x3
4	C12	50x2.5	C26	59x3.1
3	C13	50x2.7	C27	59.5x3.3
2	C14	50x2.9	C28	59.5x3.6
1	C15	50x3	C29	62x3.5

جدول(۵): ابعاد تیروستون های قاب طراحی شده به روش

استاتیکی معادل

شماره ستون های خارجی	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)
15	C1	20x1	C1	20x1
14	C2	20x1.5	C3	30x1
13	C2	20x1.5	C4	30x1.5
12	C2	20x1.5	C4	30x1.5
11	C2	20x1.5	C4	30x1.5
10	C3	30x1	C5	35x1.5
9	C3	30x1	C5	35x1.5
8	C3	30x1	C5	35x1.5
7	C4	30x1.5	C5	35x1.5
6	C4	30x1.5	C5	35x1.5
5	C4	30x1.5	C5	35x1.5
4	C4	30x1.5	C5	35x1.5
3	C4	30x1.5	C5	35x1.5
2	C5	35x1.5	C5	35x1.5
1	C5	35x1.5	C5	35x1.5

در شکل(۸) نمودار پوشش برش پایه-تغییر مکان بام نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه تغییر مکان جانبی نسبی قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز ۲٪ برسد، به علت چرخش حداکثر تعدادی از تیرها که به عنوان یکی از حالات شکست نامطلوب ذکر شد، سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان می باشد به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. همان طور که از شکل (۹) مشاهده می شود، مفاصل پلاستیک در قاب باز طراحی شده به صورت منظم در تمام تیرها تشکیل شده است ولی در قاب متعارف طراحی شده علیرغم رعایت کردن شرط تیر ضعیف- ستون قوی به همان دلیل عنوان شده در بخش قبل، مفاصل به صورت پراکنده در تیرو ستون تشکیل شده و قبل از اینکه تمام عضوهای کنترل شونده توسط تغییر شکل در اتلاف انرژی مشارکت کنند سازه باربری خود را از دست می دهد.



شکل (۸): منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب ۱۵ طبقه

شماره تیر	Size
15	B1
14	B2
13	B3
12	B4
11	B5
10	B6
9	B7
8	B8
7	B9
6	B10
5	B11
4	B12
3	B12
2	B13
1	B13

و روش استاتیکی معادل مقایسه شد. همان طور که مشاهده گردید طراحی سازه با استفاده از روش انرژی، اگرچه اندکی وزن فولاد مصرفی را زیاد می کند، به صورت قابل توجهی باعث بهبود رفتار سازه می شود و با توزیع مناسب مفاصل پلاستیک در تیرها، سازه از حداکثر ظرفیت خود برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده می کند.

#### ۸- مراجع

1-Stojadinovic, "Toward performance-based seismic design of structures." Earthquake spectra, volume. 15, No. 3, pp.435-461. 1999.

2- Uang,C., Vitelmo V. Bertero.; "Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant". Report EERC88/18, Earthquake Engineering Research center, Univ. of California, Berkeley, CA.1988

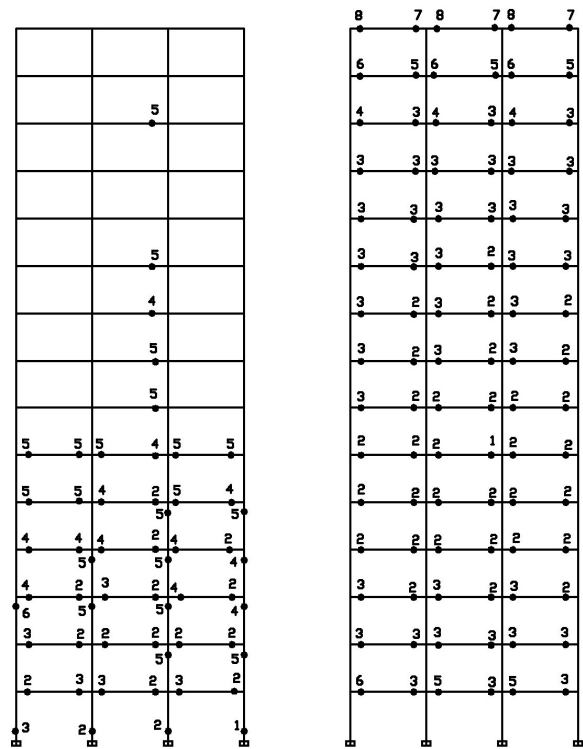
3-Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes." Proc., 1st World Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., 5, 1-13.1956.

4- Kato, B., and Akiyama, H. "Seismic design of steel buildings." J. Struct. Div., ASCE, 108(8), 1709-1721.1982.

5- Akiyama, H. Earthquake-resistant limit-state design of buildings, Univ. of Tokyo Press, Tokyo. 1985.

۶- کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله؛ آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) : مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.

7-Leelataviwat, S.,Goal,S. C., and Stojadinovic,B. "Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift".structural engineering, Vol .128,No. 8,. 2002.



شکل (۹): مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه

#### ۷- نتیجه گیری

در این مقاله به طراحی قاب خمشی فولادی به روش انرژی، با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین رابطه‌های دیگری برای بهبود رفتار سازه، پرداخته شده است. با افزایش تعداد طبقات، دخالت اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  قابل توجه خواهد بود. همچنین شکل گیری حالات شکست ناپایدار زیادی محتمل است که چندین مورد آن در بخش (۴) بیان شد. در روش استاتیکی معادل تنها شرطی که در ضوابط طراحی لرزه ای قاب های خمشی رعایت می شود شرط تیرضعیف- ستون قوی در گره می باشد که به تنهایی نمی تواند تضمینی برای تشکیل مکانیسم مطلوب در سازه باشد. بنابراین به منظور جلوگیری از تشکیل آنها در رفتار سازه در مرحله نهایی بایستی راهکارهایی اندیشید و تاجایی که امکان دارد آن ها را در طراحی اعضای سازه اعمال نمود. در روش عنوان شده تا حد امکان این راهکارها در طراحی اعضای قاب خمشی اعمال شده است.

در انتها، نتایج آنالیز استاتیکی غیر خطی دو قاب خمشی فولادی ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده با استفاده از روش ذکر شده



# عملکرد قابهای خمشی فولادی مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی (RFD)

جواد واثقی امیری<sup>۱</sup>، سید قاسم جلالی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۸/۴/۱۵، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

## چکیده

میراگرهای اصطکاکی به علت هزینه پایین و کارایی مناسب در دسته سیستم‌های کنترلی غیرفعال جایگاه خوبی دارند. در تعیین بار لغزش بهینه میراگرهای اصطکاکی، شاخص‌های عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین روش ساده شده‌ای نیز در تعیین بار لغزش بهینه میراگرهای اصطکاکی پال بررسی شده است. میراگر اصطکاکی دورانی در سال ۲۰۰۰ معرفی شد. بر روی این میراگر بررسی‌های عددی و آزمایشگاهی صورت گرفته است. در این مقاله با انجام ۵۴۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی، قابهای خمشی فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی با بارهای لغزش متغیر، بررسی شدند. این تحلیل‌ها بر روی سه ساختمان با ارتفاع‌های مختلف و تحت شتاب نگاشت‌های متفاوت انجام شد. در ضمن نیروی لغزش بهینه از روش ساده شده نیز به دست آمد. این نتیجه حاصل شد، که شاخص‌های عملکرد مختلف میراگر جوابهای تقریباً یکسانی را در تعیین بار لغزش بهینه نتیجه می‌دهند. عملکرد میراگر با افزایش ارتفاع سازه بهبود می‌یابد. همچنین خطای روش ساده شده در تعیین بار لغزش میراگرهای اصطکاکی دورانی کمتر از ۲ درصد، در مقایسه با روش دقیق می‌باشد.

## کلمات کلیدی

میراگر، میراگر اصطکاکی دورانی، شاخص عملکرد، انرژی هیستریسیس

## Performance of Steel Frames Equipped with Rotational Friction Dampers (RFD)

J.Vaseghi, S.Gh.Jalali

### ABSTRACT

Friction dampers have low cost and good performance. Therefore they are in a good position on passive control devices. There are performance indexes to optimize the slip load of friction dampers. Also investigators created a simplified method to determine the optimal slip load of Pall friction dampers. Rotational friction damper was introduced at 2000. Experimental and numerical tests were done on this damper. In this paper, steel frames with rotational friction dampers, and variable slip loads, are investigated, by 540 nonlinear dynamic time history analysis. These analyses were done on three frames with different heights and different accelerograms. Also slip load is obtained from the simplified method. These results are achieved, that the different performance indexes of damper, give a nearly response to determine the slip load. Performance of dampers is better by increasing the heights of structure. And the error of simplified method to determine the optimal slip load of rotational friction damper less than 2 percent, in comparison with exact method.

### Keyword

Damper, Rotational Friction Damper, Performance Index, Hysteretic Energy

۱. دانشیار دانشکده عمران، بابل خیابان شریعتی، دانشگاه صنعتی بابل، vaseghi@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی دکتری سازه، بابل خیابان شریعتی، دانشگاه صنعتی بابل، jalali\_sgj@yahoo.com



اصطکاک منبع اتلاف انرژی بسیار ارزانی است. می‌توان گفت تئوری طراحی لرزه‌ای سازه‌های قابی مجهز به میراگرهای اصطکاکی توسط پال و همکاران آغاز شد [۱]. میراگرهای اصطکاکی را بعد از زلزله می‌توان به راحتی تنظیم کرد. همچنین این میراگرها معمولاً نیاز به تعویض نخواهند داشت. به دلیل مزایای فوق استفاده از میراگرهای اصطکاکی در حال گسترش هستند. در دهه‌های اخیر انواع دیگر میراگرهای اصطکاکی نظیر میراگرهای سومیتومو و (EDR) معرفی شدند [۲]. مهدویان و همکاران با استفاده از میراگرهای اصطکاکی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به کنترل ارتعاشات لرزه‌ای ساختمان‌ها پرداختند [۳]. تهرانی زاده و خالقیان بیان داشتند که مصالح لنت ترمز دارای بار لغزش بدون نوسان است و از آلیاژ برنج بهتر می‌باشد [۴]. میراگر اصطکاکی دورانی (RFD) در سال ۲۰۰۰ توسط مولا معرفی شد. این میراگر برای بهسازی ساختمان‌های موجود و ساخت ساختمان‌های جدید بر مبنای شکل‌پذیری کاربرد دارد. لذا اهمیت بررسی این میراگر در مناطق لرزه‌خیز حائز اهمیت است. آزمایشات اولیه بر روی قاب یک طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی در دانشگاه دانمارک انجام شد [۵] و آزمایشات تمام مقیاس برای یک سازه سه طبقه مجهز به میراگر در تایوان و بر روی میز لرزه صورت گرفت [۶]. همه آزمایشات بیانگر کارایی مناسب میراگر تحت رویداد لرزه‌ای بوده است. مدل‌سازی سازه‌های فوق در نرم‌افزار Drain-2DX تطابق مناسبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی را نشان داد [۵ و ۶]. عهادیان فرد و همکاران با استفاده از مدل‌سازی‌های عددی و تحلیل‌های تاریخیچه زمانی بیان داشتند که کاربرد میراگرهای اصطکاکی دورانی پاسخ تغییر مکان‌های سازه را ۴۰ درصد کاهش می‌دهد [۷]. در عملکرد میراگرهای اصطکاکی فاکتورهایی چون کاهش تغییر مکان، افزایش

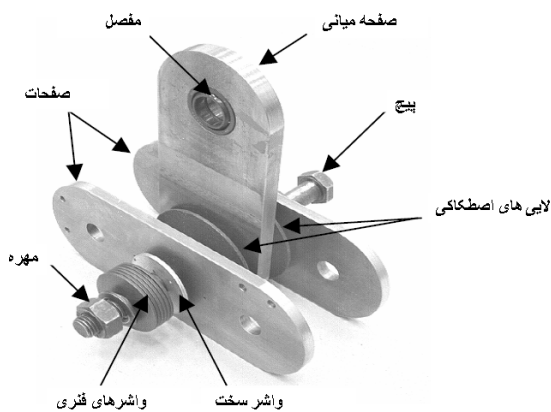
اتلاف انرژی میراگر، کاهش برش پایه و کاهش انرژی کرنشی الاستیک سازه موثر است. فیلیترالت و چری [۸] با استفاده از فاکتورهای فوق شاخص عملکرد نسبی و مولا و بلو [۵]، شاخص کارایی میراگر را به منظور ارزیابی عملکرد میراگرها بررسی کردند. نیروی بهینه لغزش مربوط به میراگرهای اصطکاکی، را می‌توان از این شاخص‌های عملکرد به دست آورد. معمولاً نیروی لغزش میراگرهای اصطکاکی در طبقات یکسان فرض می‌گردد. مورسچی نشان داد که با بهینه کردن توزیع نیروی لغزش در ارتفاع بر پایه الگوریتم ژنتیک، می‌توان به مقادیر بهتری در شاخص‌های عملکرد دست یافت [۹]. نیروی لغزش بهینه وابسته به پرپود سازه و شدت زلزله روی داده است. به دست آوردن نیروی لغزش بهینه از طریق شاخص‌های عملکرد، مستلزم تحلیل‌های دینامیکی زیادی است، بدین جهت فیلیترالت و چری روش ساده شده‌ای را نیز در تعیین بار لغزش بهینه ارائه کرده‌اند، که در آن بار لغزش بهینه تابعی از پرپود سازه، پرپود زمین و شتاب محل می‌باشد [۱۰]. اگر نیروی لغزش بسیار بیش از حد بهینه اعمال شود، ممکن است در یک رویداد لرزه‌ای با شتاب پایتتر میراگرها لغزش نکرده و سازه به صورت قاب خمشی مهاربندی شده عمل کرده و در نتیجه خرابی در سازه ایجاد شود.

با توجه به اینکه میراگرهای اصطکاکی در محل لغزش، از مدل اصطکاکی کلمب تبعیت می‌کنند، بنابراین دارای سختی بی‌نهایت است. وجود چنین المانی موجب کند شدن همگرایی، در تحلیل‌های دینامیکی می‌شود. ال-ویلسون با ارائه روش تحلیل غیر خطی مودال تاریخیچه زمانی این مشکل را تعدیل کرد. این تحلیل با در نظر گرفتن مودهای بیشتر و المان‌های غیرخطی محدود دارای دقت مناسبی است [۱۱].

با توجه به تحقیقات قبلی، که ذکر شد، هنوز بر روی

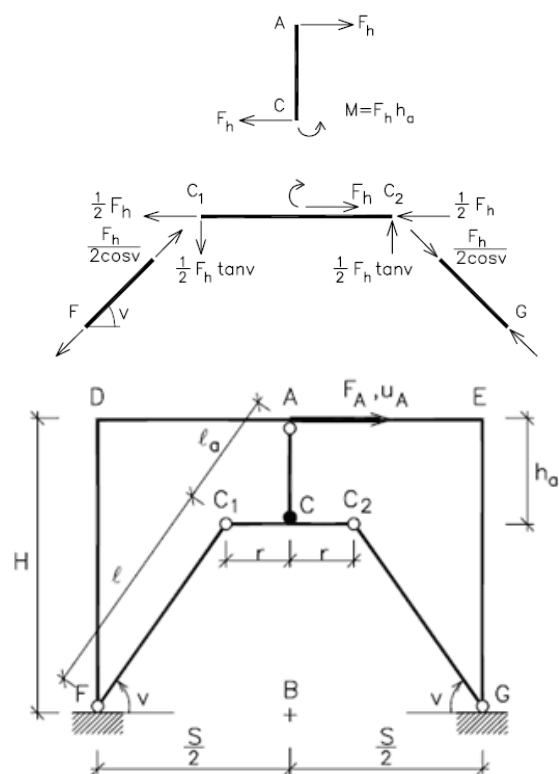


عملکرد میراگرهای اصطکاکی دورانی در ساختمان‌های چند طبقه، بررسی نیروهای لغزش ناشی از دو شاخص عملکرد و ارزیابی روش ساده شده در تعیین بار لغزش این میراگر، تحقیقی صورت نگرفته است. در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و با استفاده از شاخص‌های بیان شده و روش ساده شده به بررسی تعیین نیروی لغزش بهینه پرداخته می‌شود. همچنین با مقایسه نتایج، ارزیابی شاخص‌ها نیز صورت می‌گیرد. به این منظور با رسیدن به مدل اصطکاکی مطلوب در المان میراگر، عملکرد میراگر در سه ساختمان با تعداد سه، پنج و هشت طبقه مورد مطالعه قرار می‌گیرد. سپس به منظور بررسی اثر شدت زلزله، ساختمان‌های مورد مطالعه تحت شتابهای مختلف با ماکزیمم شتاب اوج کم‌الی خیلی زیاد مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، ارزیابی می‌گردند و در هر شتاب، بارهای لغزش مختلف بررسی می‌شود. از طرفی تعیین تقریب بار لغزش بهینه به دست آمده از مینیمم شاخص‌های عملکرد و روش ساده شده نیز مورد نظر است.



شکل (۱): اجزای میراگر اصطکاکی دورانی [۵]

شکل (۲) مدل قاب یک طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی را نشان می‌دهد.

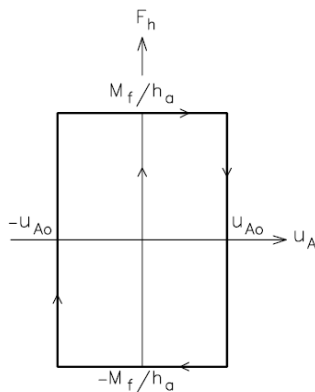


شکل (۲): قاب مجهز به میراگر اصطکاکی در حالت

مرکزگرا [۱۲]

## ۲- معرفی میراگر اصطکاکی دورانی و پارامترهای موثر بر آن

شکل (۱)، میراگر اصطکاکی دورانی را نشان می‌دهد. اجزای اصلی میراگر یک صفحه عمودی و دو صفحه افقی است. لایه‌های اصطکاکی بین این صفحات قرار می‌گیرند. صفحه عمودی به تیر بالایی خود مفصل می‌شود. صفحات افقی و قائم و لایه اصطکاکی با یک پیچ به هم متصل می‌شوند. برای ثابت نگه داشتن نیروی بین صفحات از واشر فنری استفاده می‌شود و برای جلوگیری از اثر این واشرهای فنری بر روی صفحات افقی بین آنها واشر سخت قرار می‌گیرد [۵].



شکل (۳): رفتار میراگر اصطکاکی [۱۲]

مهمترین نکته‌ای که در به کارگیری میراگرهای اصطکاکی باید در نظر گرفته شود، تعیین بار لغزش بهینه می‌باشد. به این منظور باید به بررسی شاخص‌های عملکرد میراگر پرداخته شود. فاکتورها و شاخص‌های عملکرد معمولاً دارای مقادیری بین صفر و یک هستند. مقدار یک می‌تواند به این معنی باشد که یا نیروی لغزش صفر است و در میراگر اتلاف انرژی وجود ندارد، و یا اینکه مقدار نیروی لغزش میراگر بسیار زیاد بوده و میراگرها به کار نمی‌افتند. در حالت اول میراگر به صورت قاب خمشی عمل کرده و در حالت دوم میراگر به صورت قاب خمشی مهاربندی شده عمل می‌کند. در تعیین شاخص‌های عملکرد مقدار صفر یک مقدار آرمانی و تئوریک بوده و رسیدن به آن در حالت عملی غیرممکن است. و به این جهت مقدار مینیمم شاخص‌های عملکرد انتخاب می‌شود.

شاخص کارایی میراگر توسط موآلا و بلو معرفی شده است و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$SPI = \sqrt{R_d^2 + R_f^2 + R_e^2} \quad (۳)$$

$$R_d = \frac{D_f}{D_p} \quad (۴)$$

$$R_f = \frac{V_f}{V_p} \quad (۵)$$

مطابق شکل مفصل اصطکاکی در نقطه C قرار می‌گیرد. شکل (۲) حالت استفاده از نوع مرکزگرای میراگر اصطکاکی دورانی را نشان می‌دهد. این نوع ترکیب بندی ماکزیمم اتلاف انرژی را ایجاد می‌شود.

در این شکل  $F_h$  نیروی لغزش می‌باشد، این نیرو توسط تیر بالایی قاب به میراگر وارد می‌شود. نیروی  $F_h$  در بازوی  $h$  لنگر اصطکاکی لغزش،  $M_f$  را می‌سازد. با تقسیم لنگر اصطکاکی ( $M_f$ ) بر بازوی دوران  $C_1C_2$ ، در آستانه لغزش و بعد از آن دو نیروی فشاری و کششی به دست می‌آید، که در شکل (۲) دیده می‌شود.

دو نیروی فشاری و کششی در میله‌های مهارتی توسط رابطه (۱) به دست می‌آیند. برای جلوگیری از کمناش میله فشاری باید این میله‌ها توسط همین نیروها به دست آمده پیش کشیده شود.

$$F_a = \frac{M_f}{2h_a \cos(v)} \quad (۱)$$

در فرمول (۱)  $M_f$  لنگر اصطکاکی،  $v$  زاویه مهار و  $h_a$  بازوی میراگر است، که در شکل (۲) دیده می‌شود.

به جهت اینکه در هنگام اعمال بار خارجی دو برابر نیروی پیش کشیدگی در مهارها ایجاد می‌شود و هیچگاه نیروی درون مهارها از این مقدار بیشتر نمی‌شود، بنابراین مهارها باید برای دو برابر نیروی پیش کشیدگی و مطابق با رابطه (۲) طراحی شوند [۱۲].

$$A_b = \frac{M_f}{\sigma_y h_a \cos(v)} \quad (۲)$$

در فرمول (۲)،  $\sigma_y$  تنش تسلیم ماده میله مهارتی است. رفتار واقعی میراگر در مفصل اصطکاکی از رفتار اصطکاکی کلمب تبعیت می‌کند. در شکل (۳) رابطه بار-تغییر مکان ( $F_h - U_A$ ) نشان داده شده است.



نسبت تعداد المان‌های جاری شده به کل المان‌های سازه بیان می‌شود.

از آنجایی که به دست آوردن نیروی لغزش بهینه از مینیمم شاخص‌های عملکرد مستلزم تحلیل‌های زیادی می‌باشد، لذا روش ساده شده‌ای نیز برای محاسبه بار لغزش بهینه پیشنهاد شده است. محققین دریافتند که نه تنها خواص سازه، بلکه فرکانس و دامنه حرکت زمین نیز در تعیین بار لغزش موثر است. بنابراین مهم است که در تعیین نیروی لغزش بهینه محل ساختمان، خواص خاک و ناحیه لرزه‌خیزی مشخص شود.

در روش ساده شده از طیف بار لغزش برای به دست آوردن بار لغزش بهینه استفاده می‌شود. این طیف با استفاده از دو پارامتر  $\alpha$  و  $\beta$  ارائه شده در رابطه‌های (۸) و (۹) به دست می‌آید. نمودار طیف در شکل (۴) نشان داده شده است.

$$\alpha = (-1.24Ns - 0.31) \frac{T_b}{T_u} + 1.04Ns + 0.43 \quad (8)$$

$$\beta = (-1.07Ns - 0.10) \frac{T_b}{T_u} + 1.01Ns + 0.45 \quad (9)$$

در رابطه‌های (۸) و (۹)،  $Ns$  تعداد کل طبقات،  $T_u$  پریود سازه بادی‌بندی نشده و  $T_b$  پریود سازه بادی‌بندی شده است. توصیه شده است در حد امکان نسبت  $\frac{T_b}{T_u}$  کمتر از  $0.4$  باشد.

با محاسبه مقدار  $T_g$  که زمان تناوبی در طیف پاسخ شتاب است، که حداکثر شتاب را بدهد و محاسبه مقدار  $\frac{T_g}{T_u}$  و استفاده از منحنی طیف شکل (۴) می‌توان برای سازه مورد نظر  $V_o/m.a_g$  را به دست آورد [۱۰].

با در نظر گرفتن  $m$  (جرم) و  $a_g$  (شتاب لرزه‌خیزی منطقه)، مقدار  $V_o$  به دست می‌آید. نیروی لغزش میراگرها در طبقات یکی بوده و نیروی لغزش هر میراگر به صورت

$$R_e = (E_i - E_h) / E_i \quad (6)$$

که در روابط بالا  $R_d$  فاکتور کاهش پاسخ،  $R_f$  فاکتور کاهش برش پایه و  $R_e$  فاکتور انرژی مانده است.  $D_f$  تغییر مکان سازه مجهز به میراگر اصطکاکی،  $D_p$  تغییر مکان سازه قاب خمشی اولیه،  $V_f$  برش پایه سازه مجهز به میراگر اصطکاکی،  $V_p$  برش پایه قاب خمشی اولیه،  $E_i$  انرژی ورودی به سازه مجهز به میراگر اصطکاکی و  $E_h$  انرژی هستریتیک اتلاف شده توسط میراگر می‌باشد. در رابطه‌های بالا فرض بر الاستیک ماندن اعضای سازه می‌باشد. با توجه به رابطه (۳) و فاکتورهای موثر در آن بهترین حالت عملکرد میراگر زمانی است که شاخص کارایی میراگر مینیمم شود.

هر یک از سه فاکتور کاهش پاسخ، کاهش برش پایه و انرژی مانده، یکی از فاکتورهای بهسازی در عملکرد میراگرها هستند. هر یک این فاکتورها مطابق نظر مهندسين می‌توانند در بهسازی سازه‌ها استفاده شود [۵].

شاخص عملکرد نسبی میراگر به صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$RPI = \frac{1}{2} \left( \frac{SEA}{SEA_{(o)}} + \frac{U_{\max}}{U_{\max(o)}} \right) \quad (7)$$

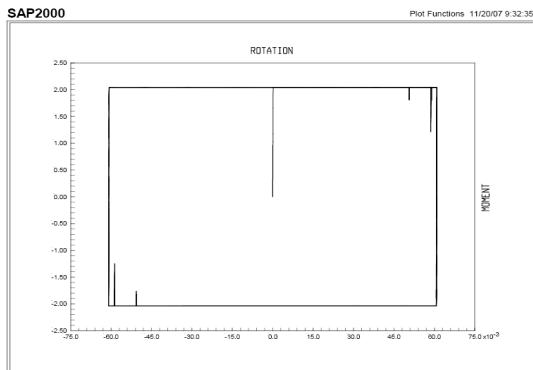
در رابطه (۷)  $SEA$  و  $U_{\max}$  به ترتیب مساحت زیر نمودار تاریخچه زمانی انرژی کرنشی الاستیک و ماکزیمم انرژی کرنشی الاستیک سازه مجهز به میراگر اصطکاکی در طی یک نمودار تاریخچه زمانی تحت تحریک زلزله می‌باشد.  $SEA_{(o)}$  و  $U_{\max(o)}$  همین مقادیر اما مربوط به سازه قاب خمشی اولیه هستند [۸]. هر دو شاخص عملکرد مفهومی برای نزدیک کردن سازه به حد الاستیک را دارا می‌باشند بنابراین در نقطه مینیمم شاخص‌ها باید کمترین اعضا به حد جاری شدن برسند. بدین منظور در نقطه عملکرد بهینه باید میزان خسارت بررسی شود. میزان خسارت به صورت



تقسیم نیروی لغزش ( $V_o$ ) کل به تعداد طبقات از رابطه (۱۰) به دست می‌آید:

$$V_s = \frac{V_o}{N_s} \quad (10)$$

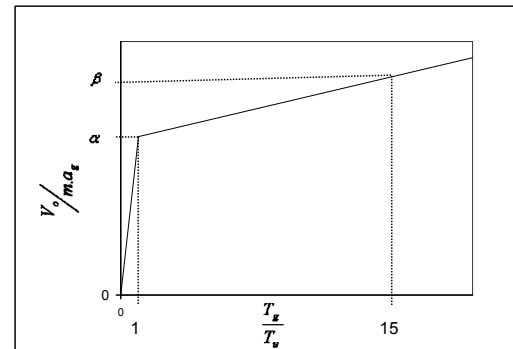
انتخاب پارامترهای مناسب برای این المان در برنامه SAP2000، رفتار میراگر در محل مفصل اصطکاکی مانند شکل (۵) حاصل می‌شود. شکل (۵) رابطه بار-تغییر مکان استفاده شده در این تحقیق را نشان می‌دهد، که تطابق مناسبی با رفتار واقعی میراگر دارد. [۱۴].



شکل (۵): منحنی پسماند به دست آمده در SAP2000

جهت بررسی دقت المان پیشنهادی، نتایج تغییر مکان به دست آمده در این تحقیق برای یک قاب یک طبقه تحت تحریک زلزله السترو با نتایج به دست آمده توسط مولا و بلو که در نرم‌افزار Drain-2DX انجام شده است، مقایسه گردید.

ابعاد قاب مدل شده توسط مولا و بلو  $7.6m \times 4.6m$ ، تیر صلب و سختی ستونها  $34 \times 10^6 mm^4$  می‌باشد. وزن کلی  $450KN$  بوده و پرورد لرزش ۱ ثانیه می‌باشد، و میرایی سازه ۵ درصد میرایی بحرانی است. از بادبندهایی با مساحت  $201mm^2$  استفاده می‌شود. نیروی پیش کشیدگی براساس حداکثر نیروی ایجاد شده در طی زلزله تعیین می‌شود. ابعاد میراگر  $r = 0.165m$  و  $h_a = 0.2m$  است. مدل‌سازی رفتار اصطکاکی میراگر توسط پلاستیک خشک انجام شد. مدل نهایی قاب مانند شکل (۲) است. قاب تحت تحریک زلزله السترو در جهت شمال-جنوب با  $PGA = 3.417$  متر بر مجذور ثانیه و در مدت ۲۰ ثانیه



شکل (۴): نمودار طیف لغزش بهینه [۸]

در مورد استفاده از میراگرهای وابسته به تغییر مکان قوانینی در دستورالعمل بهسازی وجود دارد، و به این صورت می‌باشد، که اگر در یک طرف مرکز صلیب ساختمان، در یک تراز کمتر از دو میراگر نصب شود، این میراگرها و اجزای متصل به آنها باید قادر به تحمل تغییر مکانهای برابر با ۲۰٪ حداکثر تغییر مکان محاسبه شده برای آن وسیله تحت زلزله سطح خطر-۲ باشند [۱۳]. از آنجایی که در تغییر مکان‌های قاب، نیروی لغزش میراگر ثابت می‌باشد. لذا تنش‌های درون مهارهای متصل به آن از رابطه (۲) فراتر نرفته و این میراگر قوانین دستورالعمل را ارضا می‌نماید.

### ۳- مدل پیشنهادی

همانطور که بیان شد، رابطه بار-تغییر مکان ( $F_h - U_A$ ) میراگر اصطکاکی دورانی در شکل (۳) نشان داده شده است. مقدار نیروی برشی وارد شده به میراگر از تقسیم لنگر میراگر اصطکاکی بر ارتفاع میراگر به دست می‌آید. در نرم‌افزار SAP2000 از المان پلاستیک ون در مدل‌سازی رفتار اتصال اصطکاکی استفاده شده است. با



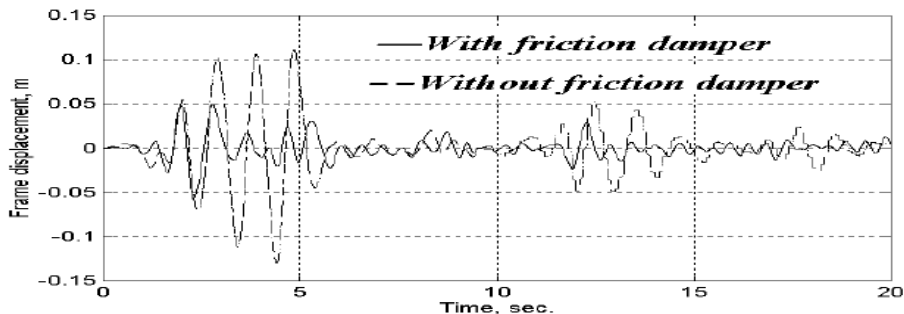
مدل‌سازی انجام شده صفر در نظر گرفته شده است. این موضوع نشان می‌دهد، که نیروی پیش‌کشیدگی تاثیر بسیار زیادی بر پاسخ قابهای مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی ندارد. به این موضوع در [۵] نیز اشاره شده است.

#### ۴- بررسی میراگر اصطکاکی دورانی در قابهای فولادی

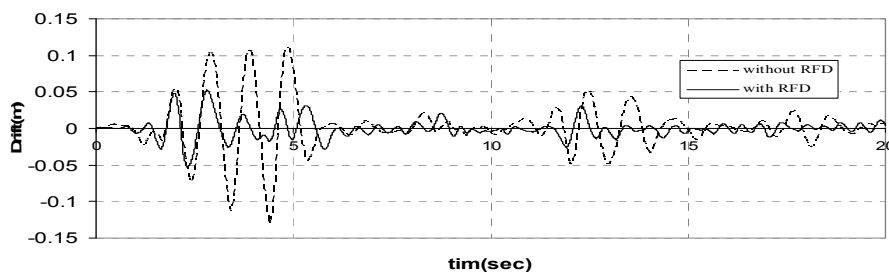
جهت بررسی اثر میراگرهای اصطکاکی دورانی در قابهای فولادی، سه ساختمان سه، پنج و هشت طبقه مورد بررسی قرار می‌گیرد. نیروی لغزش میراگرها در طبقات یکسان فرض می‌گردد. به منظور طراحی اولیه مهارها مجموع نیروی لغزش همه میراگرها را برابر  $0.125W$  ساختمان در نظر گرفته می‌شود. انتخاب چنین نیروی لغزشی در طراحی مهارها یک فرض اولیه است، و در صورتی که نیروی لغزش بهینه در مقاداری بزرگتر از این

بررسی گردید. شکل (۶) پاسخ‌های به دست آمده در نرم‌افزار DRAIN-2DX که توسط مولا انجام شد و در شکل (۷) پاسخ همان سازه تحت شتاب نگاشت مشخص شده که در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و المان ون و با آنالیز مودال تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده است، را نشان می‌دهد. در مدل‌سازی توسط SAP2000 نیروی پیش‌کشیدگی مهارها صفر در نظر گرفته شده است [۱۴].

با مقایسه شکل (۶) و (۷) دیده می‌شود تطابق بسیار مناسبی به خصوص در حداکثر پاسخ‌ها دیده می‌شود و المان پیشنهادی در این تحقیق توانسته است رفتار قاب مجهز به میراگر را به درستی مدل کند. انتظار می‌رفت که پاسخ‌ها دقیقاً برهم منطبق شوند، اما خطاهای ناچیزی در پاسخ‌های کوچک دیده می‌شود، که علت آن ناشی از دو عامل است. اول اینکه مدل ارائه شده در SAP2000 دقیقاً پلاستیک خشک نیست، و دوم اینکه پیش‌کشیدگی در



شکل (۶): پاسخ قاب با و بدون میراگر تحت تحریک زلزله، مدل شده توسط مولا و بلو در نرم‌افزار DRAIN-2DX [۵]



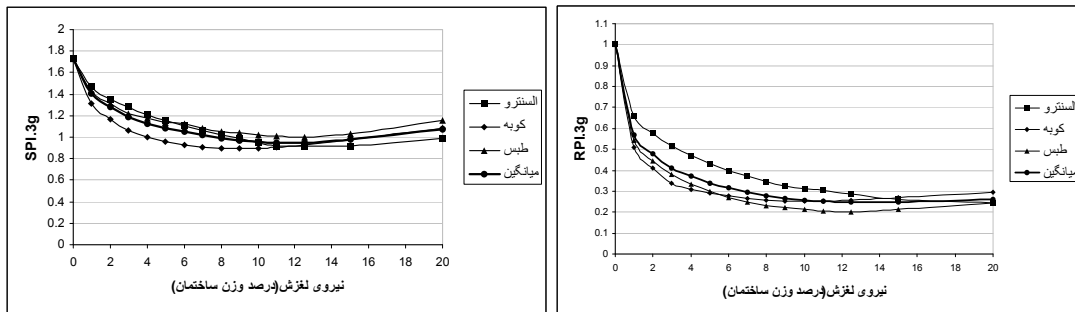
شکل (۷): پاسخ به دست آمده برای قاب اولیه با و بدون میراگر، مدل شده در این تحقیق در نرم‌افزار SAP2000

نیرو حاصل شد، لازم است که مهارها برای نیروی بیشتر کنترل شوند. اما اگر نیروی لغزش در کمتر از  $0.125W$  گرفت، مقاطع مهارها نیاز به تغییر نخواهد داشت. به منظور تعیین نیروی لغزش بهینه در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، مقدار کل نیروی لغزش از صفر تا  $0.2W$  در گام‌های مختلف افزایش داده می‌شود و شاخص‌های مطرح شده محاسبه می‌گردند. همواره کنترل می‌شود، که مهارها حتی در نیروی لغزش  $0.2W$  نیز به صورت الاستیک باقی بمانند. ضمناً وزن قاب سه طبقه،  $155$  تن، پنج طبقه  $280$  تن و هشت طبقه،  $460$  تن می‌باشد و نیروی لغزش کل به صورت مساوی در ارتفاع تقسیم می‌گردد، با استفاده از رابطه (۲) و در نظر گرفتن ضریب تنش مجاز، مهارها طراحی شده و در تمام ساختمان‌های مورد مطالعه مهارها، میله‌گردهایی به قطر  $34$  میلیمتر جوابگو بوده و استفاده شد. میراگرها به صورت هم مرکز و به ابعاد  $\frac{1}{20}$  قاب انتخاب می‌شوند، و اجزای اتلاف‌کننده انرژی در میراگرهای اصطکاکی از رفتار اصطکاک کلمب تبعیت می‌کنند. این ساختمان‌ها تحت سه شتاب نگاشت زلزله الاسترو، کوبه و طبس با چهار شتاب مناطق تحت لرزه‌خیزی کم ( $PGA=0.2g$ )، متوسط ( $PGA=0.25g$ )، زیاد ( $PGA=0.3g$ )، و خیلی زیاد ( $PGA=0.35g$ )، مورد تحلیل قرار می‌گیرند. در مجموع نیاز به  $540$  تحلیل غیر خطی می‌باشد. در تمام تحلیل‌ها، گام‌های تحلیل برابر  $0.02$  ثانیه در نظر گرفته می‌شود که با گام شتاب نگاشت یکی است [۱۴]. لازم به ذکر است که گرچه میراگر اصطکاکی دورانی با داشتن یک مفصل در محل اتصال به تیر، شکل‌پذیری را بالا می‌برد [۵]، اما باید از مهارهایی همچون میله گرد و یا کابل‌هایی با مقامت بالا استفاده کرد. نیروی لغزش در میراگرهای اصطکاکی دورانی در بازوی عمودی لنگر لغزش را ایجاد می‌کند، و این مهارها در هر لنگر لغزش خاص نیاز به یک پیش کشیدگی متناسب با آن را دارند، که

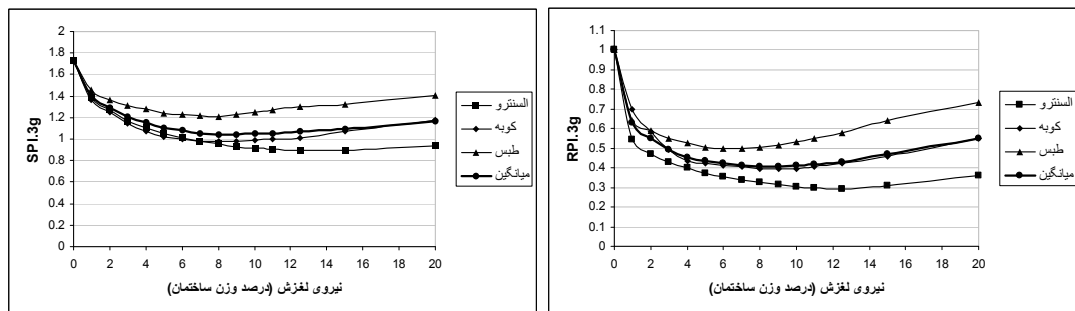
از رابطه (۱) محاسبه می‌شود و تیری که میراگر به آن متصل است، باید برای این نیرو طراحی گردد. در این تحقیق نیروی پیش کشیدگی با اعمال کرنش اولیه ایجاد گردید.

به این دلیل که لنگر لغزش مقدار مشخصی دارد، پس نیروی درون میله‌ها از حد خاصی تجاوز نمی‌کند، و این میراگر قادر است، قوانین دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران را اقتناع کند. در نهایت پس از طراحی اجزای میراگر و ترسیم شاخص‌های عملکرد میراگر نقطه مینیمم شاخص‌های عملکرد مشخص شد، و نیروی لغزش بهینه به دست آمده است. این نیروی لغزش علاوه بر سه شتاب نگاشت، برای میانگین سه شتاب نگاشت نیز به دست آمده است. علت این امر این است که مشخص گردد، اگر در بررسی رفتار سازه‌ای از شتاب نگاشت‌های مختلف استفاده شود، آیا میانگین آنها نیز جواب مطلوبی را می‌دهد، و برای هر سه شتاب نگاشت می‌تواند صادق باشد. نمونه‌ای از این شاخص‌های عملکرد در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) و جدول (۱) ارائه شده است. شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) به ترتیب شاخص عملکرد نسبی و کارایی میراگر را برای ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه تحت زلزله‌های الاسترو، کوبه و طبس با حداکثر شتاب  $0.3g$  و همچنین میانگین جوابهای آنها را نشان می‌دهند. جدول (۱) نیز مقادیر نیروی لغزش بهینه را برای یک ساختمان ۵ طبقه تحت شتاب‌های حداکثر متفاوت و زلزله‌های فوق‌الذکر نشان می‌دهد. با توجه به نمودارهای ارائه شده، مشخص می‌شود که، شاخص‌های عملکرد میراگر در محدوده  $1/5$  الی  $2$  درصدی نسبت به وزن سازه (۱۵) الی  $20$  درصد نسبت به نیروی لغزش بهینه) مقادیر ثابتی را نشان می‌دهد. این موضوع قادر به تعدیل کردن خطاهای ساخت، نصب و عوامل محیطی است [۱۴].

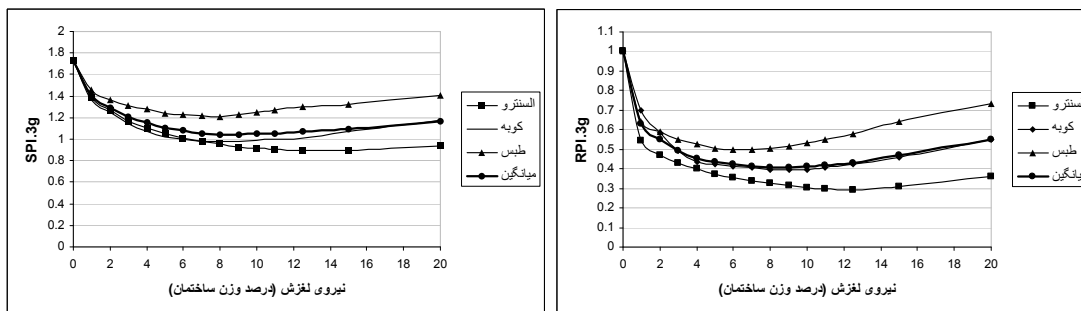




شکل (۸): راست - شاخص عملکرد نسبی میراگر، چپ - شاخص کارایی میراگر ساختمان سه طبقه تحت زلزله‌های 0.3g



شکل (۹): راست - شاخص عملکرد نسبی میراگر، چپ - شاخص کارایی میراگر ساختمان پنج طبقه تحت زلزله‌های 0.3g



شکل (۱۰): راست - شاخص عملکرد نسبی میراگر، چپ - شاخص کارایی میراگر ساختمان هشت طبقه تحت زلزله‌های 0.3g

جدول (۱): مقادیر بار لغزش بهینه برای ساختمان ۵ طبقه

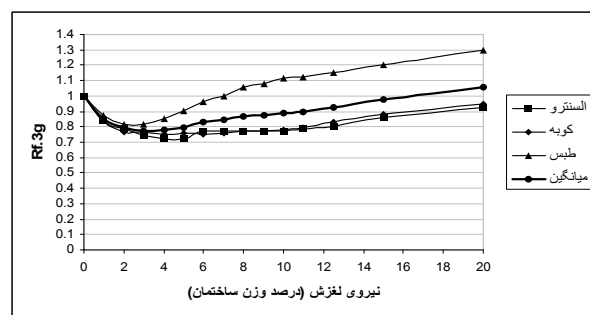
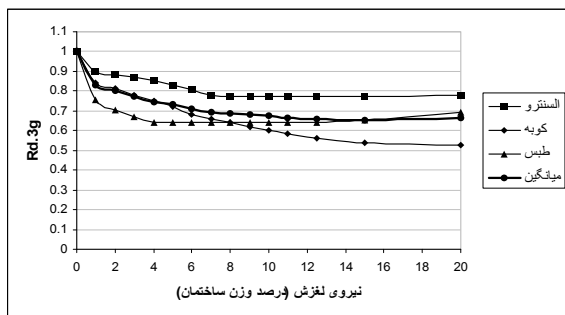
بارهای لغزش بهینه (درصد از وزن سازه)				شاخص عملکرد	زلزله
0.35g	0.3g	0.25g	0.2g		
۱۵	۱۵	۱۲/۵	۱۰	(SPI)	السترو
۱۵	۱۲/۵	۱۱	۹	(RPI)	
۹	۸	۶	۵	(SPI)	کوبه
۱۰	۹	۸	۶	(RPI)	
۹	۸	۷	۵	(SPI)	طیس
۸	۷	۵	۵	(RPI)	
۱۰	۸	۷	۶	(SPI)	میانگین
۱۰	۹	۷	۶	(RPI)	

با توجه به نتایج به دست آمده، نیروی بهینه لغزش میانگین برای شتاب نگاشت‌های با  $0.35g$  در قاب سه طبقه ۱۵ درصد، در قاب پنج طبقه ۱۰ درصد و در قاب هشت طبقه ۷/۵ درصد می‌باشد. در مرحله بعد میزان خسارت در نقطه بهینه عملکرد بررسی می‌شود. میزان خسارت برای تمام سازه‌ها و تمام زلزله‌ها به جز قاب پنج طبقه تحت زلزله السنترو با  $PGA=0.35g$  برابر صفر شد. در این قاب پنج طبقه میزان خسارت در دو حالت ساختمان بدون میراگر و مجهز به میراگر با نیروی لغزش بهینه از ۶۶ به ۱۵ درصد کاهش یافت.

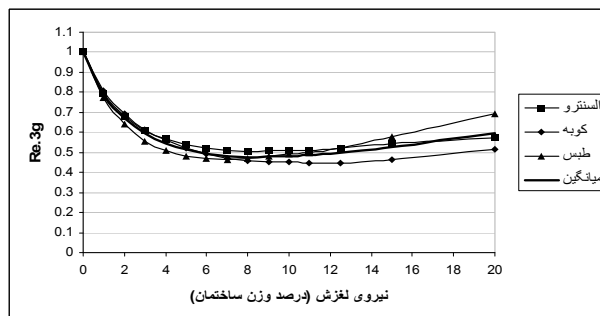
با افزایش  $PGA$  زلزله مقدار انرژی بیشتری به سازه وارد می‌شود. به منظور اتلاف انرژی بیشتر نقطه بهینه شاخص‌های عملکرد را جلو می‌برد، و به تبع آن، در شتاب نگاشت‌ها با افزایش ماکزیمم شتاب از  $PGA=0.2g$  تا  $PGA=0.35g$ ، نیروی لغزش بهینه افزایش می‌یابد. این

افزایش در قاب سه طبقه، ۷/۵ درصد، در قاب پنج طبقه ۴ درصد و در قاب هشت طبقه ۲/۵ درصد نسبت به وزن سازه است. این موضوع بیانگر این است، که در سازه‌ها با پیروید بالاتر عملکرد میراگر بهتر می‌شود.

در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) فاکتورهای کاهش تغییر مکان، کاهش برش پایه و کاهش انرژی ماندی برای قاب هشت طبقه تحت زلزله‌هایی با  $PGA=0.35g$  ترسیم شده است. همانطور که از نمودارهای (۱۱) و (۱۲) مشخص است، هیچ کدام از سه فاکتور ترسیم شده، در نقطه مینیمم خود نمی‌تواند نیروی لغزش مشخصی را مطابق با فاکتورهای دیگر بدهد. اما استفاده از این سه فاکتور در شاخص عملکرد نسبی میراگر، نیروی لغزش مشخصی را می‌دهد، که این نیروی لغزش قابل مقایسه با شاخص کارایی میراگر است.



شکل (۱۱): راست - فاکتور کاهش برش پایه، چپ - فاکتور کاهش تغییر مکان در ساختمان هشت طبقه تحت زلزله‌های  $0.3g$



شکل (۱۲): فاکتور کاهش انرژی ماندی ساختمان هشت طبقه تحت زلزله‌های  $0.3g$



به منظور ارزیابی روش ساده شده ارائه توسط فیلترالت و چری، نیروی لغزش با استفاده از معادله‌های (۸)، (۹) و (۱۰) و نمودار (۴) به دست آمد، و با نیروی لغزش بهینه به دست آمده از شاخص‌های عملکرد مقایسه شد. نسبت پریود سازه مهارشده به سازه مهارنشده برای قاب سه، پنج و هشت طبقه به ترتیب، ۰/۶۸۶، ۰/۷۱۲ و ۰/۷۶۴ می‌باشد. به منظور به دست آوردن  $T_g$  از طیف پاسخ سه شتاب نگاشت مطرح شده استفاده شد. استفاده از پریود هیچ یک از شتاب نگاشت‌ها که از طیف پاسخ شتاب به دست آمد، نیروی لغزش بهینه‌ای نزدیک به مقدار دقیق را نمی‌دهد. همچنین نیروی لغزش بسیار غیر محافظه کارانه‌ای از طیف میانگین حاصل می‌شود. اما میانگین سه پریود به دست آمده از سه طیف، نیروی لغزش مناسبتری را نتیجه می‌دهد. و خطاهای حاصله در محدوده قابل قبول قرار می‌گیرند. حداکثر خطای بار لغزش به دست آمده از روش تقریبی با روش به دست آمده از شاخص‌های عملکرد، در مورد قاب سه طبقه ۰/۰۲ درصد و در قاب پنج طبقه ۱/۷۹ درصد و در قاب هشت طبقه ۰/۵۸۷ درصد نسبت به وزن سازه بوده است.

## ۵- بحث و بررسی

شاخص‌های عملکرد نسبی و کارایی میراگر برای سه ساختمان سه، پنج و هشت طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی به دست آمد. مینیمم شاخص‌های عملکرد، نقطه عملکرد بهینه میراگر محسوب می‌شود. در نهایت بار لغزش بهینه از روش تقریبی توسط میانگین سه طیف پاسخ شتاب محاسبه شده و سپس با بار لغزش بهینه از شاخص‌های عملکرد مقایسه شد.

به منظور به دست آوردن شاخص کارایی میراگر لازم به محاسبه سه فاکتور کاهش تغییر مکان، کاهش برش پایه و کاهش انرژی مانده در ساختمان از روابط (۴)، (۵) و (۶) می‌باشد. کاهش هر کدام از این سه فاکتورها می‌تواند به معنای ایجاد نیروهای کمتر در سازه باشد و در نتیجه میزان خسارت در سازه کاهش می‌یابد. با توجه به

نمودارهای (۱۱) و (۱۲) هیچ‌کدام از سه فاکتور فوق، نمی‌توانند بار لغزش یکسانی مطابق با فاکتورهای دیگر را بدهند، اما به کارگیری آنها در شاخص کارایی میراگر از رابطه (۳)، جوابهای یکسانی را مطابق با شاخص عملکرد نسبی میراگر می‌دهد، که در نمودارهای (۸)، (۹) و (۱۰) و جدول (۱) دیده می‌شود.

همانطور که از نمودار (۱۱-چپ) دیده می‌شود، سازه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی می‌توانند پاسخی مساوی و یا کمتر از سازه‌های قاب خمشی مهاربندی شده داشته باشند. این موضوع علاوه بر اثر در شاخص کارایی میراگر در کنترل سازه و کنترل تغییر مکان‌های جانبی بسیار مهم است. به طوری که با مجهز کردن سازه به میراگرهای اصطکاکی علاوه بر اتلاف بالای انرژی در سازه، می‌توان جابجایی را در حد سازه‌های مهار شده کنترل کرد و در واقع می‌توان مزیت سازه قاب خمشی مهاربندی شده را با مجهز کردن آن به میراگر به صورت توأم داشت. گرچه در نمودار (۱۱) ممکن است، نقطه مینیمم مشخصی وجود نداشته باشد، اما در مقایسه با نمودارهای (۱۰) نقطه شروع به تغییر مکان ثابت نزدیک نقطه نیروی لغزش بهینه قرار می‌گیرد.

رابطه‌های (۳) و (۷) هر دو مفهومی در جهت کاهش نیروهای درون سازه و کاهش انرژی الاستیک سازه را دارند، بنابراین در نقطه بهینه لغزش ناشی از مینیمم این شاخص‌ها مطابق نمودارهای (۸)، (۹) و (۱۰) باید حداقل میزان خسارت و اعضای که به تسلیم می‌رسند، وجود داشته باشد. با توجه به نتایج حاصله، عملکرد میراگر در هر سه ساختمان سه و پنج و هشت طبقه بسیار خوب بوده و تعداد اعضای را که در طی یک رویداد لرزه‌ای به تسلیم می‌رسند، را به شدت کاهش می‌دهد. به جز یک مورد در قاب پنج طبقه در تمام قابها و تمام زلزله‌ها، میزان خسارت برابر صفر شد. عملکرد میراگر با افزایش ارتفاع بهتر می‌شود، به طوری که با کاهش نیروی لغزش نیاز به پیش کشیدگی کمتری نیاز است. مقادیر نیروی لغزش بهینه برای زلزله‌هایی با شتاب



اوج 0.35g در قاب سه طبقه ۱۲/۵ درصد، در قاب پنج طبقه ۱۰ درصد و در قاب هشت طبقه ۸ درصد به دست آمد. علت این امر را می‌توان ناشی از پررود بالاتر ساختمان و دوران بیشتر میراگرها دانست. این موضوع می‌تواند استفاده از مهارهایی همچون میلگرد و یا کابل را در کاربرد میراگر اصطکاکی دورانی توجیه کند.

ممکن است استفاده از یک شتاب نگاشت برای بررسی عملکرد میراگر مناسب نباشد، اما نتایج مربوط به مقدار میانگین نتایج به دست آمده از سه شتاب نگاشت قابل اطمینان است. زیرا نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که بار لغزش به دست آمده از میانگین بارهای لغزش سه شتاب نگاشت، نیز حداقل خسارت را ایجاد می‌کند. که علت این امر می‌تواند عدم حساسیت بار لغزش بهینه در میراگرهای اصطکاکی باشد. هیچ نگرانی در مورد از کار افتادن میراگرها در شتاب‌های پایین تر وجود ندارد، به طوری که در شتاب‌های پایتتر و در نقطه عملکرد بهینه، اتلاف ۴۰ درصدی انرژی را توسط میراگر خواهد داشت. دو شاخص کارایی میراگر و عملکرد نسبی میراگر جوابهای نسبتاً یکسانی را داده است. این موضوع می‌تواند در مورد شاخص کارایی میراگر (که به دست آوردن آن ساده تر است) حائز اهمیت باشد. وزن میراگر و اجزای الحاقی به آن، به ۲/۵ درصد وزن اسکلت سازه نمی‌رسد، اما می‌تواند خرابی را در سازه به شدت کاهش دهد. این موضوع در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و همچنین به کارگیری در ساختمان‌های با اهمیت زیاد بسیار مهم است. در مورد ساختمان‌های مورد مطالعه استفاده از روش تقریبی در مورد این میراگر جوابهای قابل قبولی می‌دهد، که خود می‌تواند مبنای طراحی قرار گیرد و یا به عنوان شروع برای پیدا کردن نقطه عملکرد بهینه با استفاده از شاخص‌های عملکرد باشد [۹].

## ۶-نتایج

- با توجه به کاهش نیروی لغزش بهینه در ساختمان‌ها با افزایش پررود عملکرد میراگر اصطکاکی دورانی در ساختمان‌های بلند بهتر می‌شود.

- شتاب نگاشت‌های مختلف، پاسخ‌های مختلفی در تعیین بار لغزش بهینه می‌دهند. اما میانگین پاسخ‌های شتاب نگاشت‌ها می‌تواند معیار بهتری برای قضاوت محسوب گردد. لذا توصیه می‌گردد در تعیین بار لغزش بهینه، حداقل از سه شتاب نگاشت استفاده شود و میانگین آن ملاک طراحی قرار گیرد.

- از آنجا که خطا تعیین بار لغزش بهینه از روش ساده شده، کمتر از ۲ درصد می‌باشد. لذا این روش در طراحی میراگرهای اصطکاکی دورانی نیز کاربردی می‌باشد و دقت روش ساده شده مناسب است.

- دو شاخص کارایی و عملکرد نسبی میراگر، جوابهای نزدیکی را دادند. این موضوع استفاده از شاخص کارایی میراگر را در طراحی دقیق میراگر به دلیل ساده‌تر بودن در محاسبات توجیه می‌کند.

- استفاده از میراگر اصطکاکی دورانی موجب کاهش شدید میزان خسارت از حدود ۶۶ به ۱۵ درصد شده است و حتی در اکثر موارد شاخص خسارت صفر گردیده است. با توجه به وزن میراگر و قطعات الحاقی آن، استفاده از این میراگر در طراحی سازه‌های جدید و بهسازی سازه‌های قدیمی توجیه پذیر می‌باشد.

## ۷-مراجع

- 1-Pall, Avtar. Marsh, Cedric, "seismic Response of Friction Damped Braced Frames" Structural Division, Vol. 108, No. 6, June 1982 pp. 1313-1323. (1982)
- 2- Chaidez, Servio Tulio de la Cruz, "Contribution to the Assessment of the Efficiency of Friction Dissipators for Seismic of building" thesis, Barcelona, Spain. (2003)
- ۳- مهدویان، سیاوش، فلاح، نصرت‌الله، پورزینلی، سعید " استفاده از میراگرهای اصطکاکی برای کنترل لرزشی



ساختمان‌ها" پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۶).

۴- تهرانی‌زاده، محسن، خالقیان، فرشید "مقایسه نتایج آزمایشگاهی میراگر اصکاکی با سطوح لغزش مختلف" پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۶).

5- Mualla, Imad And Bellev, Borislav "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation" Engineering Structures 24, 365-371, (2002).

6-Liao, Wen. Mualla, Imad And Loh, Chin, "Shaking table test of a friction damped frame structure", Struct. Design Tall Spec. Build. 13, 45-54(2004).

۷-عهادیان فرد، محمدعلی، زهرایی، مهدی، سعادت. سعید (۱۳۸۶) "بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمانهای فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی" سومین کنگره مهندسی عمران.

8- Filiatrault, A and Cherry, S (1989) "Efficient Numerical Modelling For Design Of Friction Damped Steel Plane Frames", Canadian Journal Of Civil Engineering , Vol 16, no, 3, pp. 211-218.

9- Moreschi, Luis (2000) "Seismic Design of Energy Dissipation Systems for Optimal Structural Performance" Doctor of Philosophy in Engineering Mechanics, Blacksburg, Virginia.

10- Filiatrault, A and Cherry, S (1990) "Seismic Design Spectra For Friction-Damped Structures", Journal Of Structural Engineering, Vol. 116, No. 5.

۱۱- ویلسون، ادوارد ال- حبیب‌الله، اشرف- سهروردی، اقبال- موریس، رابرت "تکنیک‌های عددی و حل گام به گام مسائلی در SAP2000, ETABS, SAFE" بابک کریمخانی، چاپ اول، انتشارات آذرباد (۱۳۸۰).

12- Nielsen, Leif. Mualla, Imad (2002) "A Friction damping system Low order behavior and design" Report BYG·DTU, R-0302002, ISSN 1601-2917, ISBN 87-7877-090-4.

۱۳- دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" چاپ اول، انتشارات پژوهشکده بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۱).

۱۴- جلالی، سید قاسم، "بررسی پارامتریک اثر میراگرهای اصطکاکی دورانی در قابهای فولادی با بادبندهای برون محور" پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران (۱۳۸۶).



# استفاده از الگوریتم ژنتیک در بهینه سازی قابهای فولادی با اتصالات نیمه صلب

اصغر وطنی اسکویی<sup>۱</sup>، سهند سریع الاطلاق فرد<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۸/۳/۱۵، پذیرش: ۸۸/۱۰/۲۵)

## چکیده

با توجه به نقش اتصال تیر به ستون، در عملکرد قاب های فولادی در این مقاله سعی شده است جهت تحلیل غیر خطی و طراحی بهینه قابهای فولادی نیمه صلب، از الگوریتم ژنتیک استفاده شود. در الگوریتم استفاده شده با ارضای محدودیت ها و قید های اعمالی (کنترل تنش های محوری و اندرکنشی، جابجایی نسبی و تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده)، سعی در طراحی قاب با مناسب ترین و کمترین وزن شده است. اعمال قید تعداد و محل رخداد مفاصل پلاستیک در کنار بقیه قید ها موردی است که می تواند در عملکرد غیر خطی قاب نقش مهمی داشته باشد. جهت تحلیل و طراحی اعضای قاب های انتخاب شده از مقاطع استاندارد I شکل (برای تیر ها) و Box (برای ستون ها) استفاده شده است. با توجه به ابعاد تیر و ستون، همچنین مقدار بار اعمال شده، با توجه به آزمایشات صورت گرفته سختی اولیه به گره های اتصال، اختصاص داده شده است. مقدار این سختی ها توسط الگوریتم ژنتیک در حین روند بهینه سازی تغییر یافته و با حداقل شدن وزن قاب انتخابی، تحت تلاشهای اعمالی مقدار سختی مناسب آن نیز بدست آمده است. در این مقاله جهت بهینه کردن وزن قاب، برنامه کامپیوتری تحت نرم افزار MATLAB نوشته شده است که به کمک نرم افزار Excel، توانایی ارتباط (انتقال و دریافت داده) با نرم افزار SAP2000 جهت تحلیل و طراحی، را دارا می باشد. در فرایند بهینه سازی وزن سازه بوسیله الگوریتم ژنتیک، از روش های تحلیل استاتیکی خطی و غیرخطی با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ ، بهره گرفته شده است. با توجه به نتایج بدست آمده، تاثیر کاهش سختی اتصال تیر به ستون (اتصال نیمه صلب) در بهینه کردن وزن قابهای کوتاه مرتبه، کمتر از قاب های بلند مرتبه انتخاب شده می باشد. به طوریکه در قابهای کوتاه مرتبه با کاهش سختی اتصالات، وزن سازه افزایش می یابد و در قابهای بلند مرتبه، کاهش سختی اتصال منجر به کاهش وزن سازه شده است. با توجه به نتایج بدست آمده در قابهای نیمه صلب، سختی متوسط اتصالات در هر طبقه از بالا به پایین افزایش یافته تا اینکه تقریباً در طبقات پایین به مرز گیرداری نزدیک شده است. همچنین در قاب های بهینه شده مقدار سختی اتصالات مورد نیاز در حالت تحلیل خطی بیشتر از تحلیل غیرخطی میباشد. که این اختلاف در طبقات بالا زیاد و در طبقات پایتر تقریباً کمتر می باشد.

## کلمات کلیدی

بهینه سازی، الگوریتم ژنتیک، اتصالات نیمه صلب، تحلیل غیر خطی، مفصل پلاستیک

## Using Genetic Algorithm for Optimization of Steel Frames with Semi-Rigid Connection

A. Vatani Oskouei, S. Sarioletlagh Fard

### ABSTRACT

Beam-column connection have a significant role on the results of analysis and design of steel structures. In this paper, a genetic algorithm has been used for non-linear analysis and design of steel frames. In this paper for minimized the weight of frame by satisfying the applied constraint and restraints such as amount of axial and combined stresses, target displacement and the number and location of plastic hinges criteria was used. To analyze and design the frame elements, I and Box shape standard sections have been used for beams and columns, respectively. Finally, semi-rigid connection stiffness allocated to the beam to column connection will be obtained. The degrees of these rigidities are made by genetic algorithm during the procedure of optimization in order to finally result in the creation of a frame with the minimum weight. To perform modal analysis, linear static and non-linear static operations as well as design of elements, SAP2000 software and to perform the optimization procedure, the program written in MATLAB software domain have been Used. Optimization procedure based on weight minimization for 9 steel frames have done, therefore connection stiffness could obtain when the structure weight is minimized. The results of selected frames by assuming rigid and semi-rigid connection, linear and non-linear static (pushover) analysis are compared. The results showed that, for short period frames with rigid connections, non-linear analysis give less weight, but with increasing period of frames least weight are obtained in non-linear analysis with semi-rigid connections.

### Keywords

Optimization, Genetic Algorithm, Semi-Rigid Connection, Non-linear Analysis, Plastic Hinge

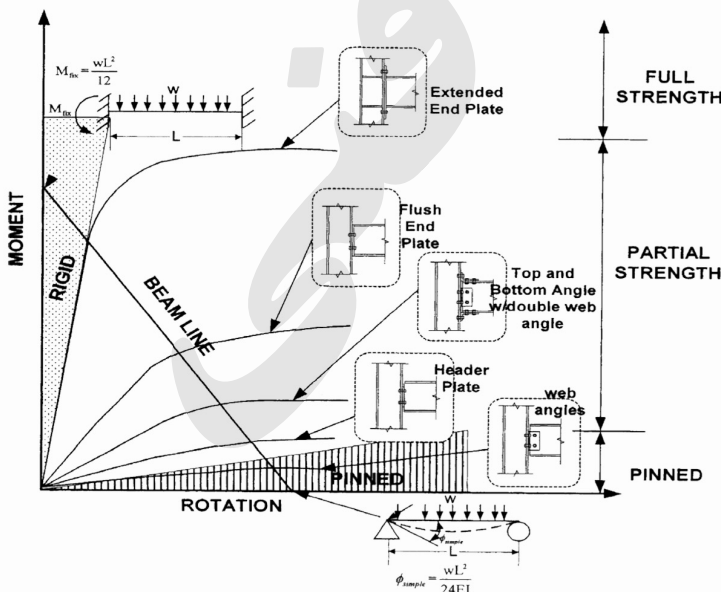
۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران، [asvatani@gmail.com](mailto:asvatani@gmail.com) (نویسنده مسئول)

۲. دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، [sahand.s@email.com](mailto:sahand.s@email.com)

همانند: تکثیر، پیوند و جهش، نسل جدیدی با صلاحیت بالاتر تولید می گردد. با تکرار نسل ها، طرح ها با توجه به معیارهای انتخاب شده، بهبود یافته و سرانجام، طرح بهینه بدست می آید [۵ و ۴]. مطالعات ارزشمندی در زمینه بهینه سازی قابهای فولادی با استفاده از الگوریتم های ژنتیک و شبکه عصبی انجام شده است [۷ و ۶] که در آنها معمولاً اثر یک قید یا یک محدودیت مورد بررسی قرار گرفته شده. برای مثال حداقل سازی وزن خرپاها و یا سازه های فضاکار با تغییر مشخصات هندسی اعضا [۸ و ۹ و ۱۰ و ۱۱]، یا بهینه سازی وزن قاب ها با مکان یابی مهاربندها در چشمه های مختلف [۱۲ و ۱۳]، حداقل سازی هزینه ساخت [۱۴ و ۱۵]، بهینه سازی هندسه مقاطع سوله ها [۱۵] و یا بهینه سازی اتصالات صلب و نیمه صلب در یک قاب [۱۶ و ۱۷] و .....، مطالعاتی است که در این زمینه انجام شده است. در این مقاله علاوه بر بهینه سازی هندسه المانها ( بر اساس پروفیل های استاندارد ) سعی شده است تا با بدست آوردن سختی بهینه اتصال برای هر گره ( که در هر مرحله توسط فرآیند الگوریتم ژنتیک خلق میگردد ) و ارضای قید های اعمالی شامل کنترل تنش های اندرکنشی در المان ها، تغییر مکان نسبی طبقات ( Drift) و تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در المان ها، به حداقل وزن سازه دست پیدا نماییم.

عملکرد سازه های فولادی تا حد بسیار زیادی به سختی و مقاومت اتصال تیر به ستون بستگی دارد. جهت بدست آوردن عملکرد مناسب قاب های فولادی، لازم است رفتار واقعی اتصال را در نظر گرفت از آنجاییکه فرض گیر داری کامل (اتصال صلب) و مفصلی مطلق (اتصال ساده) در میان مهندسان سازه همیشه وجود داشته و طراحی ها قاب های فولادی با این دو فرض انجام میگردد. ولی نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که بدست آوردن اتصال کاملاً صلب و یا مفصلی مطلق (اتصال ساده) مشکل بوده و رفتار اتصال تیر و ستون تا حد زیادی به صورت نیمه صلب (نیمه گیر دار) می باشد شکل (۱) [۲ و ۱]. بنابراین لازم است جهت درک بهتر رفتار سازه و طراحی بهینه اتصالات تیر به ستون، سازه را به صورت دقیق تر (با اتصالات نیمه صلب) در نظر بگیریم. آزمایشات نشان داده اند که منحنی لنگر- دوران اتصال نیمه صلب دارای رفتاری غیر خطی دارد. [۳] عملکرد و پایداری قابهای فلزی تا حد زیادی به اتصالات آن بستگی دارد. درصد گیرداری (منحنی لنگر- دوران) طیف وسیعی از اتصالات فولادی، در محدوده اتصالات نیمه صلب می باشد. بنابراین وقتی از اتصال نیمه صلب و یا اتصال با مقاومت جزئی استفاده میشود، تاثیر اتصال در رفتار قاب چشمگیر خواهد بود و بایستی رفتار غیر خطی اتصال تا مرز گسیختگی بررسی گردد.

عملکرد روش ژنتیک بر پایه جستجوی اتفاقی است که توانائی فراوانی در حل مسائل گسسته دارد. این شیوه بهینه سازی با متغیرهای طراحی به صورت رشته هایی با طول معین که به صورت ۰ و ۱ رمزگذاری شده اند، کار می کند. هر یک از این رشته ها همانند کروموزم در یک دستگاه زنده و رمزهای دودویی ۰ و ۱، مشابه ژن ها می باشد. هر رشته نماینده یک طرح است. فنون ژنتیکی، سرشت تکراری دارند که با تعدادی طرح از پیش تعیین شده کار می کند. تکرار هر گام یک نسل نامیده می شود. با توجه به معیار کیفی که صلاحیت نام دارد، طرح های مطلوبتر برای ایجاد نسل انتخاب شده و با عملگرهائی



شکل (۱): رابطه لنگر- دوران اتصال های فولادی [۲، ۱]

## ۲- بهینه سازی قاب های فولادی با اتصال نیمه صلب

در این مقاله ۹ قاب با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۴ متر، که بارهای مرده و زنده گسترده یکنواخت به ترتیب به شدت  $3000 \text{ Kg/m}$  و  $1500 \text{ Kg/m}$  (جدول ۱) به آن وارد میشود، انتخاب و مورد مطالعه قرار گرفته است. جهت تحلیل لرزه ای و طراحی اولیه قاب ها از استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] و AISC [۱۸] استفاده شده است. در طراحی اولیه قاب ها توسط نرم افزار SAP2000 ver 11.07 [۱۹] نسبت تنش ها، بین ۰/۹ الی ۱ انتخاب شده است. عملیات بهینه سازی با الگوریتم ژنتیک، یکبار با تحلیل خطی و بار دیگر با تحلیل غیرخطی استاتیکی (با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ )، انجام میگردد.

جدول (۱): قاب های انتخاب شده برای تحلیل

شماره قاب	تعداد ارتفاع	تعداد دهانه
1	3	1
2	3	2
3	3	3
4	6	1
5	6	2
6	6	3
7	9	1
8	9	2
9	9	3

در طراحی قاب و روند بهینه سازی علاوه بر محدودیت های آیین نامه ای (الف-تنش های اندرکنشی (ترکیب تنش های خمشی + تنش های محوری) در المان ها،  $C_1$ ) ب- تغییر مکان نسبی طبقات (Drift)،  $C_2$ ) محل و تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در المان ها،  $C_3$ ) نیز در نظر گرفته شده است. بنابراین امتیاز کلی هر قاب از مجموع امتیاز های بدست آمده به صورت رابطه (۱) تعیین می گردد:

$$C = b_1 * C_1 + b_2 * C_2 - b_3 * C_3 \quad (1)$$

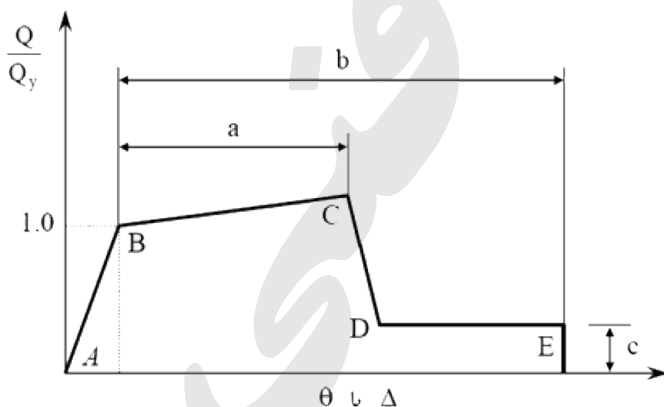
که در معادله بالا  $b_i$  ضریب مشارکت امتیازی هر محدودیت در امتیاز نهایی قاب می باشد و روند بهینه سازی را به سمت هدف مورد نظر سوق می دهد. مقادیر  $b_i$  با استفاده از کارهای انجام شده [۲۰ و ۲۱] و سعی و خطا، برابر با مقادیر  $b_1 = 1/15$ ،  $b_2 = 1/30$ ،  $b_3 = 1/10$ ، بدست آمده است.

با توجه به تابع امتیاز کلی که در بالا ذکر شد، تابع هدف نیز به صورت رابطه (۲) انتخاب شده است:

$$F = 3 \left( \frac{10000}{W * (1 + C)} \right) \quad (2)$$

که در آن  $W$  وزن عناصر سازه و  $C$  امتیاز کلی قاب که در معادله رابطه (۱) بدست آمده، می باشد.

محدودیت های تنش محوری و اندرکنشی، تغییر مکان نسبی طبقات، طبق ضوابط آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش ۳) [۱۷] و آیین نامه AISC [۱۸] و محدودیت تعداد و محل رخداد تشکیل مفاصل پلاستیک در المان ها (ترجیحاً در تیر ها)، همچنین ضوابط مربوط به تخصیص مفاصل به المان های قاب، مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود [۲۱] و FEMA-356 [۲۲] شکل (۲)، در نظر گرفته شده است.



شکل (۲): منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضای فولادی [۲۱ و ۲۲]

روشهای زیادی برای طراحی ساختمانها در برابر تلاشهای ناشی از زلزله توسط محققین بسط و گسترش داده شده است که تعدادی از آنها در آیین نامه های طراحی

بدست آمده در رساله دکتری Rassak Abdul Sultan [۳۱] مقایسه گردیده که نتایج در جدول (۲) ارائه شده است .

جدول (۲): مقایسه نتایج تحلیلی نرم افزار SAP با نمونه های انجام

ابعاد تیر	حداکثر لنگر در محل اتصال (K.in) $M_u$	سختی فنر دورانی $K_i$ (K.in/rad)	روش
W8x21	۴۰۶	۲۲۷۹۵	نتایج رساله Sultan Rassak [۳۱]
W8x21	۴۰۵/۵۳	۲۲۷۹۵	نتایج با نرم افزار SAP

اولین گام آنالیز با تخصیص سختی اتصالات ارائه شده [۳۲] در جدول (۳) ، به گره های اتصال هر یک از قاب ها، با توجه به ویژگی و مشخصات اعضای تشکیل دهنده آن ، شروع و در ادامه عملیات بهینه سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک، پس از ۱۰۰ بار تکرار ( تولید نسل) ، نتایج مربوطه بدست آمده است .

در قابهای کوتاه مرتبه (سه طبقه با دهانه های متفاوت) ، با توجه به نتایج حاصله از تحلیل خطی وزن قاب با در نظر گرفتن اتصالات نیمه صلب به حداکثر و در حالت تحلیل غیر خطی با اتصالات صلب به حداقل می رسد شکل (۴) که خلاصه نتایج بدست آمده از تحلیل های فوق در شکل (۵) ارائه شده است. میانگین سختی گره اتصال قاب های نیمه صلب در تحلیل های غیر خطی از دیگر روش ها کمتر می باشد، شکل (۶). با استفاده از طیف پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] به عنوان طیف نیاز ، در قابهای کوتاه با توجه به نرم تر شدن سازه به علت استفاده از اتصالات نیمه صلب و قرار گرفتن در بازه تغییرات زمان تناوب در محدوده شتاب ثابت ، تاثیری چندانی در کاهش وزن سازه بوجود نمی آید .

ساختمانها در برابر تلاشهای ناشی از زلزله استفاده شده است. این روش ها عبارتند از :

الف- روش طراحی بر حسب نیرو FBD [۲۳] Force-Based Design

ب- روش مبتنی بر تغییر مکان مستقیم DDBD [۲۴] Direct Displacement-Based Seismic Design

ج- روش طیف ظرفیت [۲۵] ،

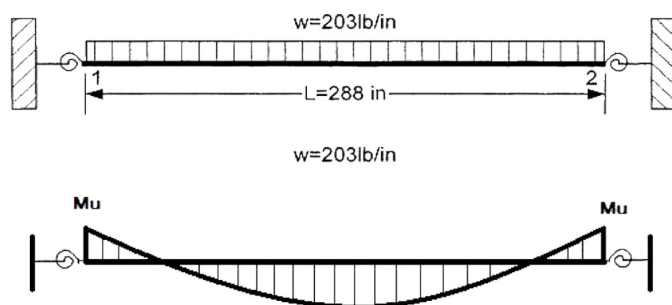
د- روش مبتنی بر انرژی [۲۶] ،

ه- تغییر مکان نسبی یکسان [۲۷ و ۲۸] .

در این مقاله در کنار طراحی بر مبنای روشهای الف، ب و ج ، از روش رخداده مفصل پلاستیک نیز استفاده شده است. که محل و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده ، نقش مهمی در عملکرد و پایداری قاب خواهد داشت .

در این مقاله اندازه جمعیت برابر ۳۰ ، احتمال جهش برابر ۰/۰۰۵ و حداکثر تکرار نسل برابر ۱۰۰ فرض شده اند.

برای مدلسازی قابها از نرم افزار SAP2000 ver 11.07 [۱۹] و برای انجام روند بهینه یابی برنامه ای تحت نرم افزار Matlab [۲۹] نوشته و استفاده شده است . جهت برقراری ارتباط میان نرم افزار های فوق (انتقال داده ها) از نرم افزار Excel بهره گرفته شده است. همچنین شبیه سازی اتصالات نیمه صلب ، بر اساس ایده فترهای دورانی با سختی خمشی معادل انجام شده است، شکل (۳) [۳۰].

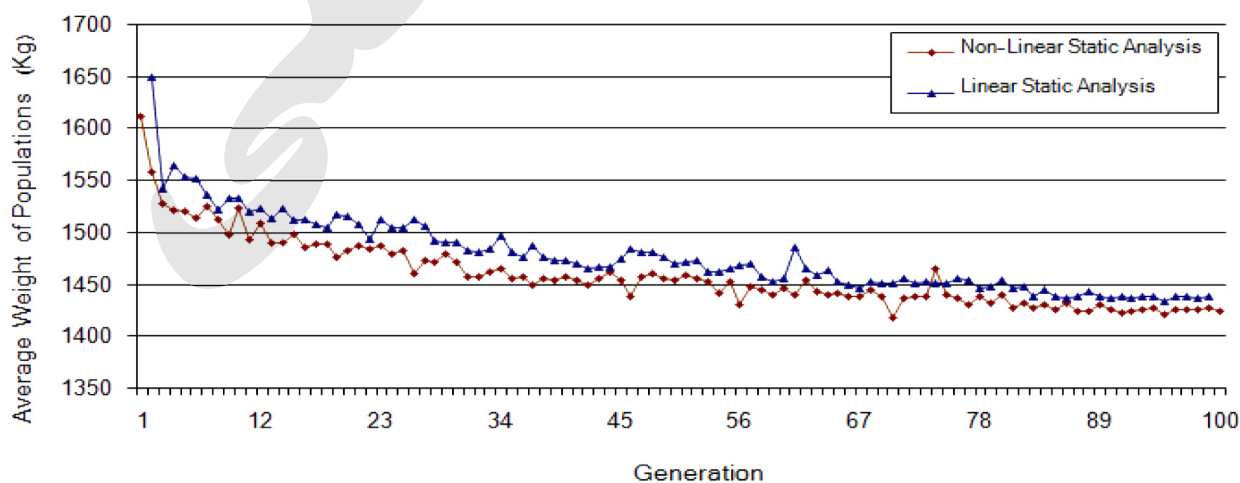


شکل (۳): مدل فتر دورانی جهت اتصال نیمه صلب

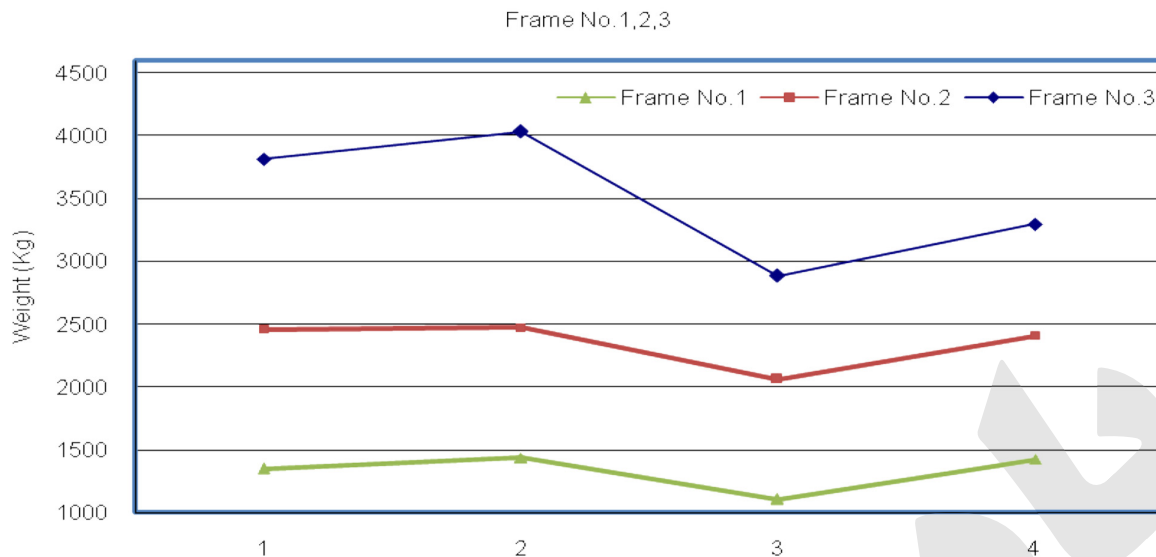
اتصالات نیمه صلب ، یک تیربا اتصال نیمه صلب به مشخصات شکل (۳) مدلسازی گردیده و نتایج آن با مقادیر

جدول (۳): مشخصات اتصالات نیمه صلب استفاده شده برای حدس اولی [۳۲]

شماره اتصال	ترکیب اتصال	سختی اتصال (t.m/rad)	شکل منحنی	محدوده لنگرها (t.m)	نحوه جوشکاری
۱	نبشی تحتانی به طول ۱۲ سانتیمتر، نبشی فوقانی به طول ۸ سانتیمتر، نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق های تقویتی در بالا و پائین تیر	۱۸۰۰	خطی	۰ - ۲/۰۰	کلیه جوشها از نوع تخت، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود، جوشهای اجرائی
		۴۱۰	غیر خطی	۲/۰۰ - ۴/۸۵	
۲	نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق های تقویتی در بالا و پائین تیر، بتن ریزی بین ورق ها، نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، دو لچکی داخل هر نبشی	۳۳۰۰	خطی	۰ - ۸/۰۰	جوشهای اجرائی، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود
		۶۵۰	غیر خطی	۹/۱۰ - ۸/۰۰	
۳	نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق ها مابین جان تیر و لبه بال ستون	۴۰۰۰	خطی	۰ - ۷/۰۰	جوشهای اجرائی، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود
		۷۵۰	غیر خطی	۹/۲۰ - ۷/۰۰	
۴	نبشی تحتانی به طول ۱۲ سانتیمتر، نبشی فوقانی به طول ۸ سانتیمتر، نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق های تقویتی در بالا و پائین تیر	۱۱۵۰	خطی	۰ - ۴/۱۰	کلیه جوشها از نوع تخت، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود، جوشهای اجرائی
		۵۱۰	غیر خطی	۱۰/۰۰ - ۴/۱۰	
۵	نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق های تقویتی در بالا و پائین تیر، بتن ریزی بین ورق ها، نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، دو لچکی داخل هر نبشی	۳۱۰۰	خطی	۰ - ۶/۵۰	جوشهای اجرائی، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود
		۸۰۰	غیر خطی	۹/۵۰ - ۶/۵۰	
۶	نبشی ها به طول ۱۲ سانتیمتر، ورق ها مابین جان تیر و لبه بال ستون	۱۲۰۰	خطی	۰ - ۵/۱۰	جوشهای اجرائی، ۵ سانتیمتر از نبشی فوقانی بریده شود
		۵۰۰	غیر خطی	۹/۰۰ - ۵/۱۰	

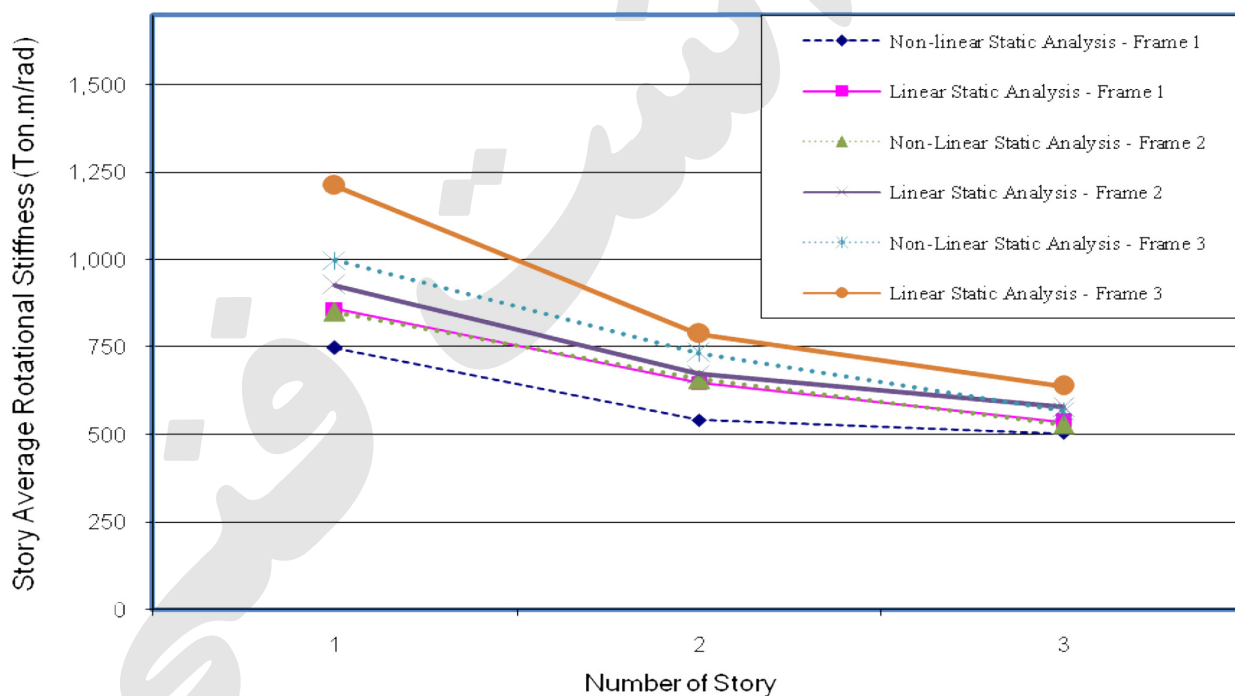


شکل (۴): مقایسه تاریخیچه تغییرات وزن در قاب سه طبقه یک دهانه با اتصالات نیم صلب (قاب ۱) تحت تحلیل خطی و غیر خطی



- 1-Linear static analysis with rigid connection
- 2-Linear static analysis with semi-rigid connection
- 3-Non-linear static analysis with rigid connection
- 4-Non-linear static analysis with semi-rigid connection

شکل (۵): مقایسه تغییرات وزن در قاب های سه طبقه با دهانه های متفاوت با اتصالات صلب و نیم صلب تحت تحلیل خطی و غیر خطی

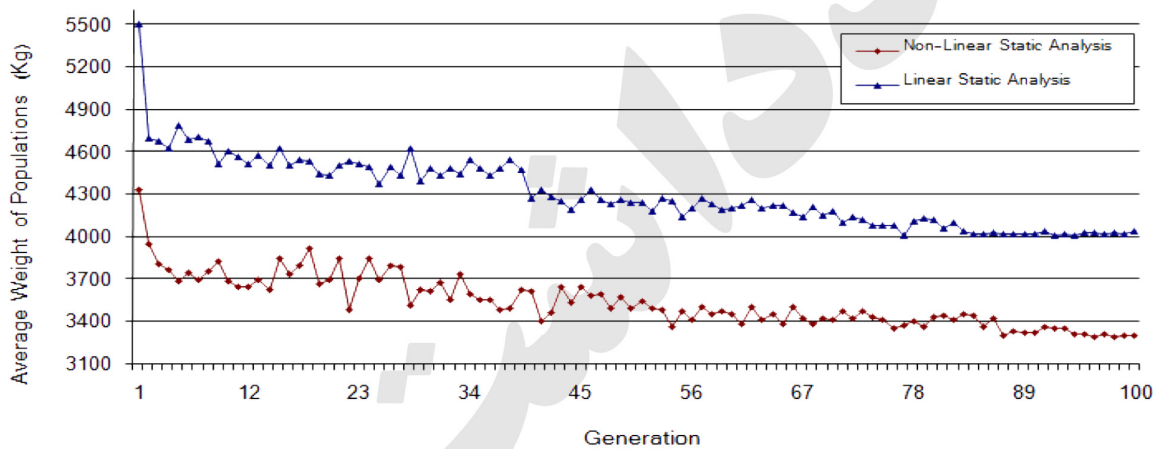


شکل (۶): مقایسه تغییرات سختی میانگین اتصالات در قاب های سه طبقه با دهانه های متفاوت تحت تحلیل خطی و غیر خطی

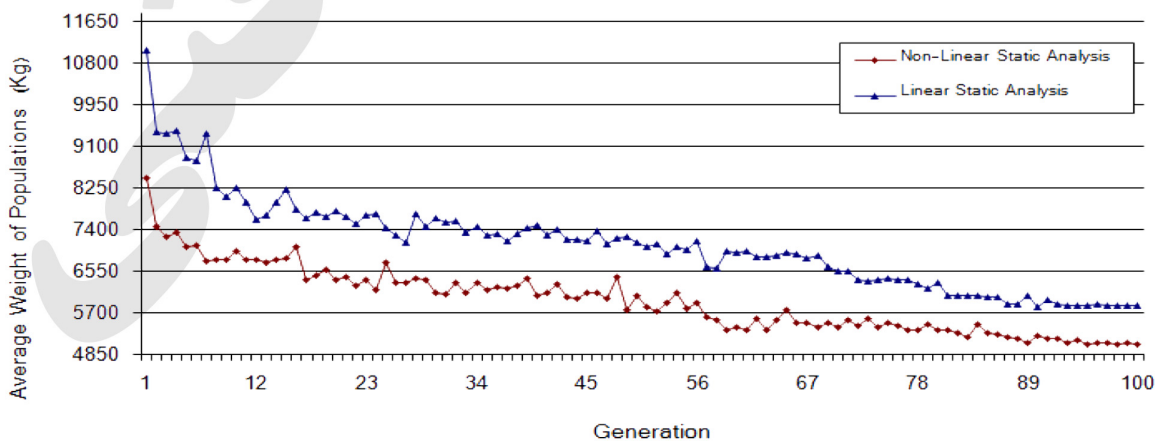
و کاهش سختی قاب ، بازه تغییرات زمان تناوب در محدوده نزولی طیف نیاز ( مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] ) بوده و با افزایش زمان تناوب ، شتاب و نیرو نیز تقلیل یافته و در نتیجه با کاهش نیرو ، وزن سازه نیز کاهش می یابد . موضوع دیگری که تقریباً در تمامی قابهای مورد مطالعه مشترک می باشد این است که به طور کلی وزن سازه در حالتی که با روش غیر خطی تحلیل میشود کمتر از حالت مشابه با روش تحلیل خطی می باشد .

این روند در قابهای ۶ شکل (۷) و ۹ طبقه شکل (۸) به گونه دیگری میباشد . به این ترتیب که در قابهای ۶ و ۹ طبقه ، وزن قاب در حالت تحلیل خطی به همراه اتصالات صلب به حداکثر و در حالت تحلیل غیر خطی به همراه اتصالات نیمه صلب به حداقل میرسد. در حالت تحلیل خطی با اتصالات نیمه صلب نیز وزن سازه نسبت به حالت تحلیل غیر خطی با اتصالات صلب ، کاهش می یابد، شکل های (۹) تا (۱۲) .

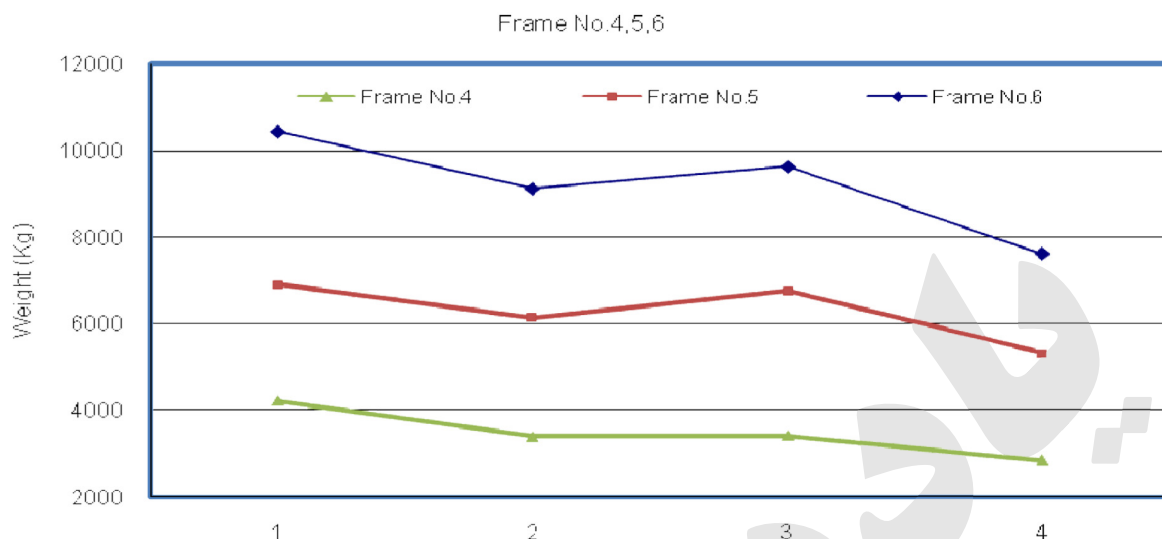
در قابهای ۶ طبقه و ۹ طبقه ، با نیمه صلب کردن اتصالات



شکل (۷): مقایسه تاریخچه تغییرات وزن در قاب شش طبقه یک دهانه با اتصالات نیم صلب (قاب ۴) تحت تحلیل خطی و غیر خطی

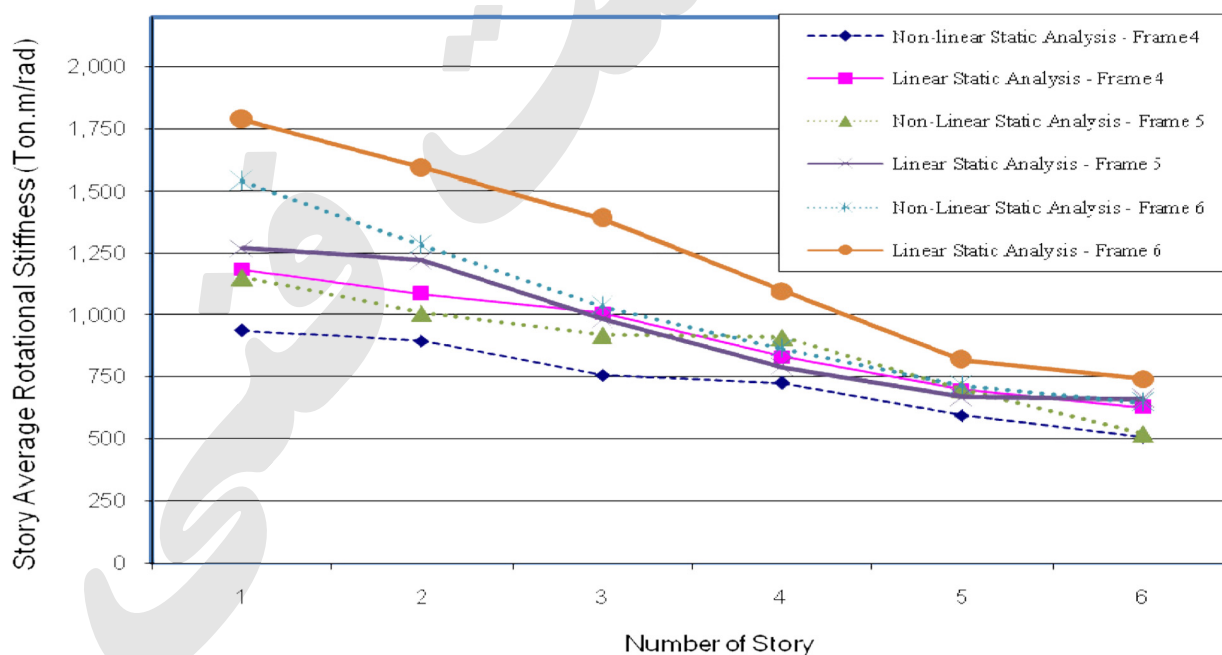


شکل (۸): مقایسه تاریخچه تغییرات وزن در قاب نه طبقه یک دهانه با اتصالات نیم صلب (قاب ۷) تحت تحلیل خطی و غیر خطی



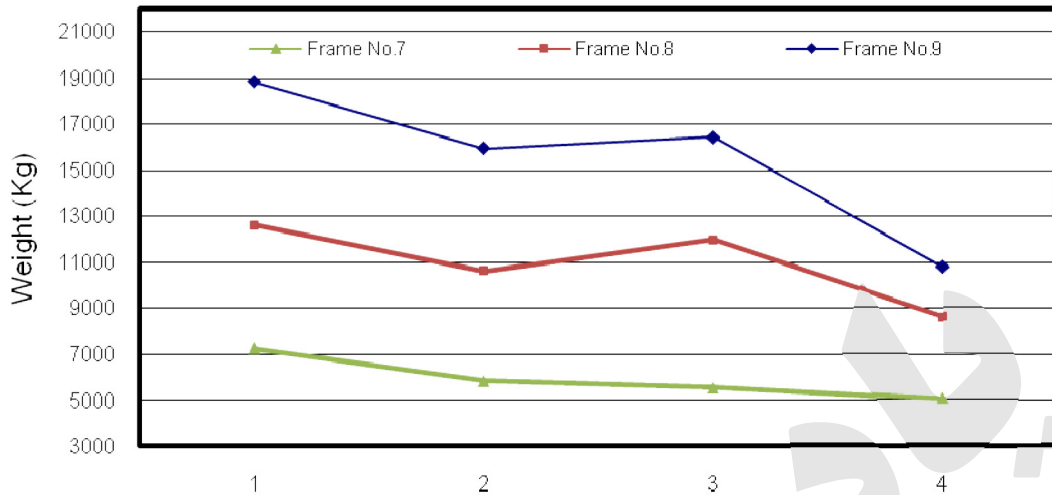
- 1-Linear static analysis with rigid connection
- 2-Linear static analysis with semi-rigid connection
- 3-Non-linear static analysis with rigid connection
- 4-Non-linear static analysis with semi-rigid connection

شکل (۹): مقایسه تغییرات وزن در قاب های شش طبقه با دهانه های متفاوت با اتصالات صلب و نیم صلب تحت تحلیل خطی و غیر خطی



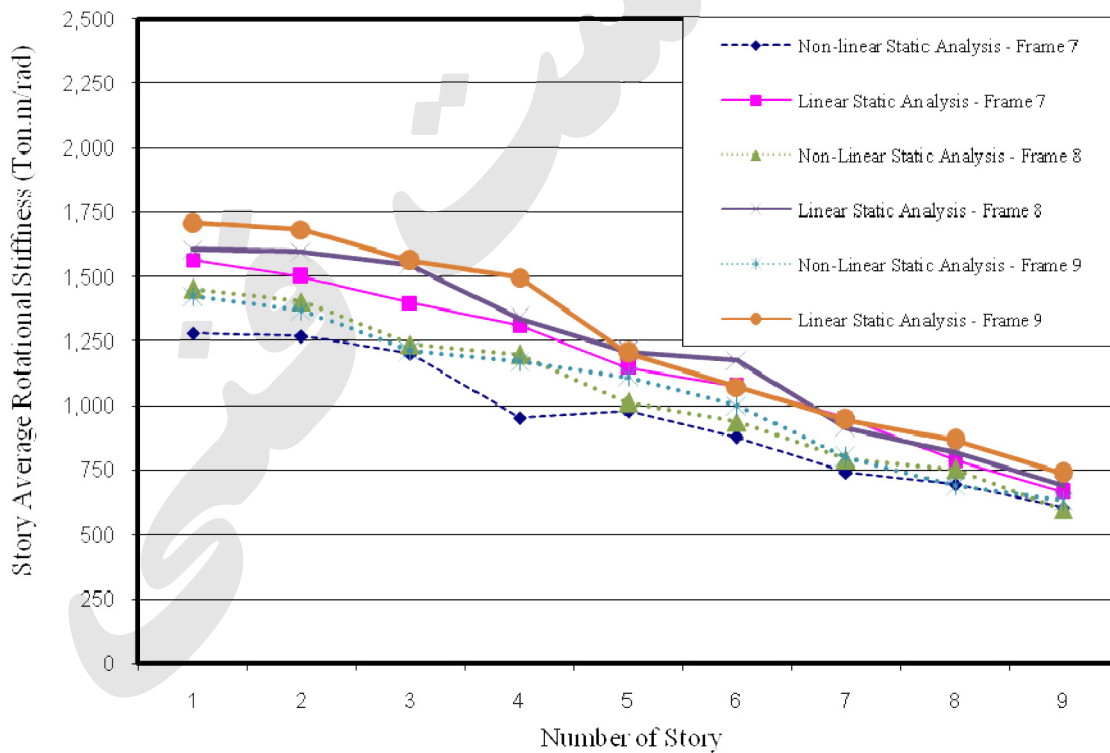
شکل (۱۰): مقایسه تغییرات سختی میانگین اتصالات در قاب های شش طبقه با دهانه های متفاوت تحت تحلیل خطی و غیر خطی

Frame No. 7,8,9



- 1-Linear static analysis with rigid connection
- 2-Linear static analysis with semi-rigid connection
- 3-Non-linear static analysis with rigid connection
- 4-Non-linear static analysis with semi-rigid connection

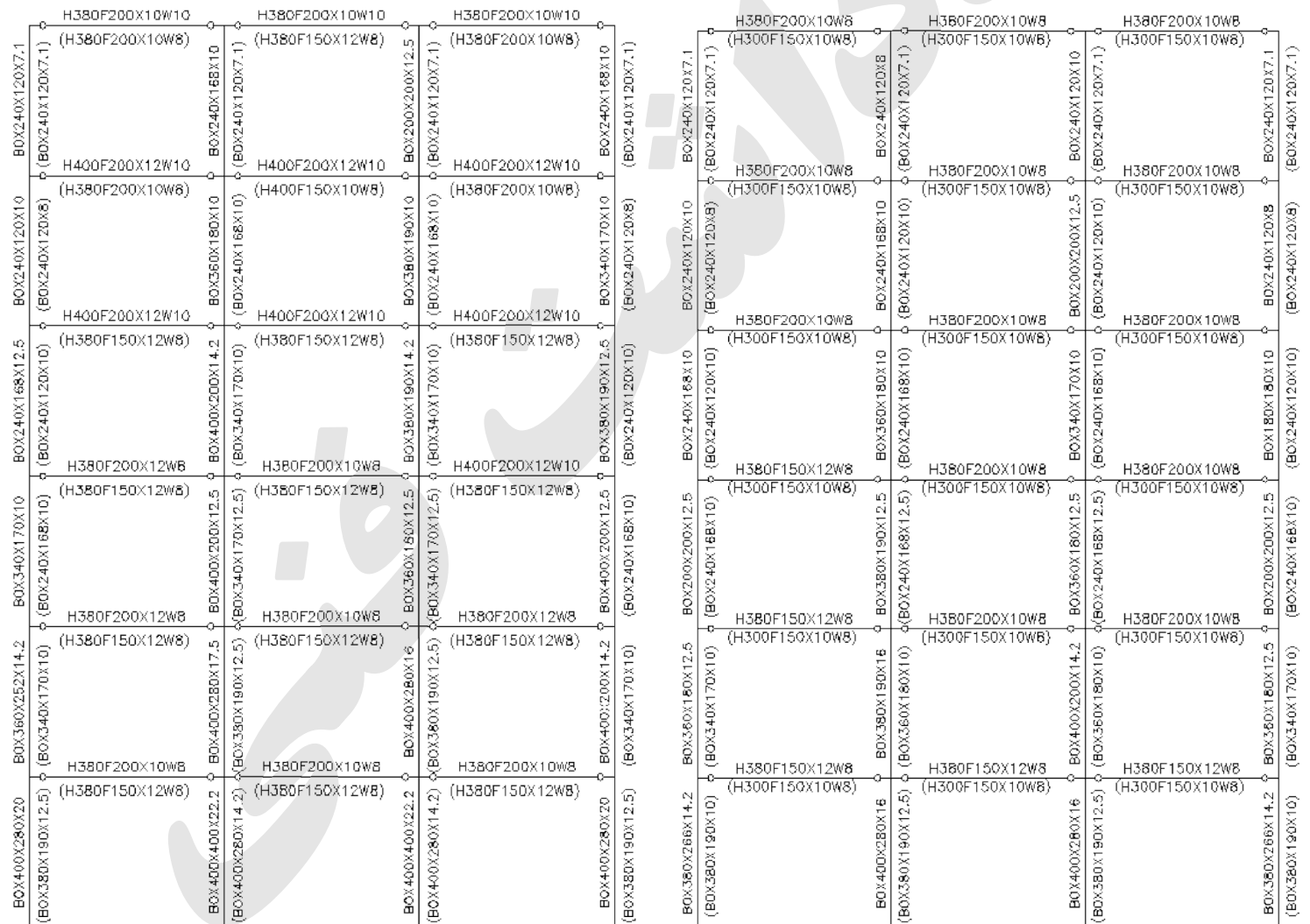
شکل (۱۱): مقایسه تغییرات وزن در قاب های نه طبقه با دهانه های متفاوت با اتصالات صلب و نیم صلب تحت تحلیل خطی و غیر خطی



شکل (۱۲): مقایسه تغییرات سختی میانگین اتصالات در قاب های نه طبقه با دهانه های متفاوت تحت تحلیل خطی و غیر خطی

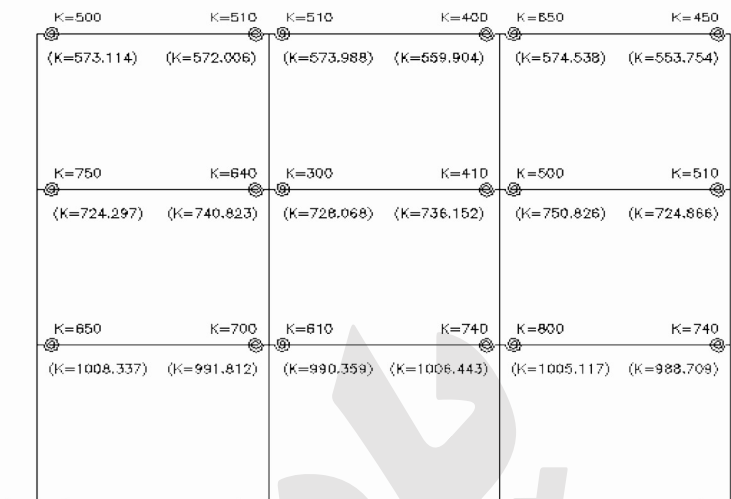
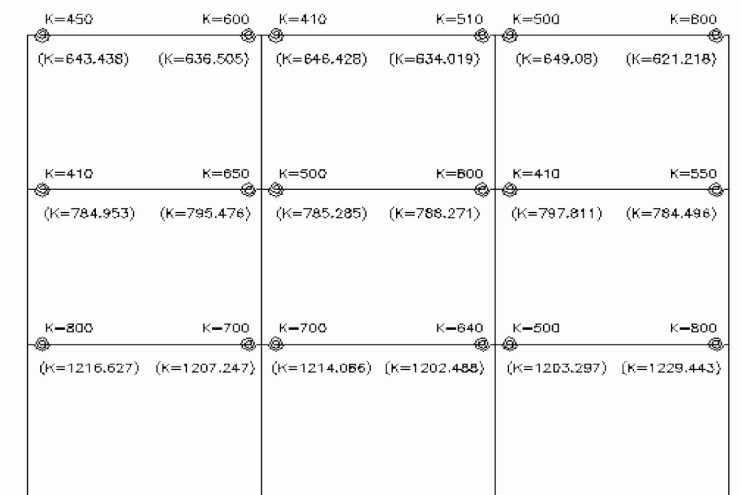
این واقعیتی است که روش تحلیل غیر خطی به مراتب دقیق تر از تحلیل خطی است و در واقع از درصد بیشتری از ظرفیت المانها استفاده میشود که بالطبع کاهش مصالح مصرفی را در بر خواهد داشت. شکل های (۱۳) و (۱۴)، مقاطع انتخابی برای اعضای قابها قبل و پس از بهینه سازی در دو حالت تحلیل خطی و غیر خطی با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ ، را نشان می دهد. نکته دیگری که در نتایج حاصله وجود دارد افزایش سختی اتصال از طبقات بالا به پایین می باشد. در طبقات پایینی با توجه به بالا بودن مقدار نیروهای برش پایه، نیاز به سختی بیشتر و در

طبقات بالا که نیروهای برش پایه کمتر است به سختی کمتری نیاز می باشد، کاهش سختی متوسط اتصالات طبقات از پایین به بالا منطقی به نظر می رسد. در شکل (۱۵) و (۱۶) مقادیر سختی اتصال در تحلیل خطی و غیر خطی با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  در حالت قبل و بعد از بهینه سازی نشان داده شده است. همانطور که در نمودارها مشاهده می شود، شکل های (۶) و (۱۰) و (۱۲) سختی متوسط اتصالات طبقات پایینی تقریباً نزدیک به مرز گیرداری کامل می باشد و این اهمیت نیروی برشی پایه در طبقات پایینی را نشان می دهد.

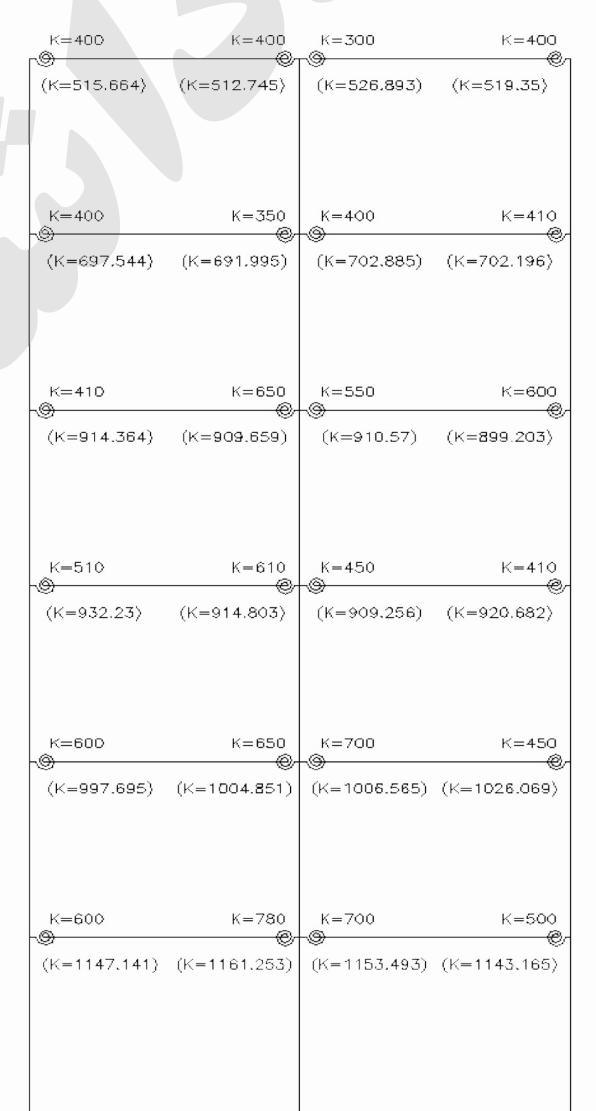
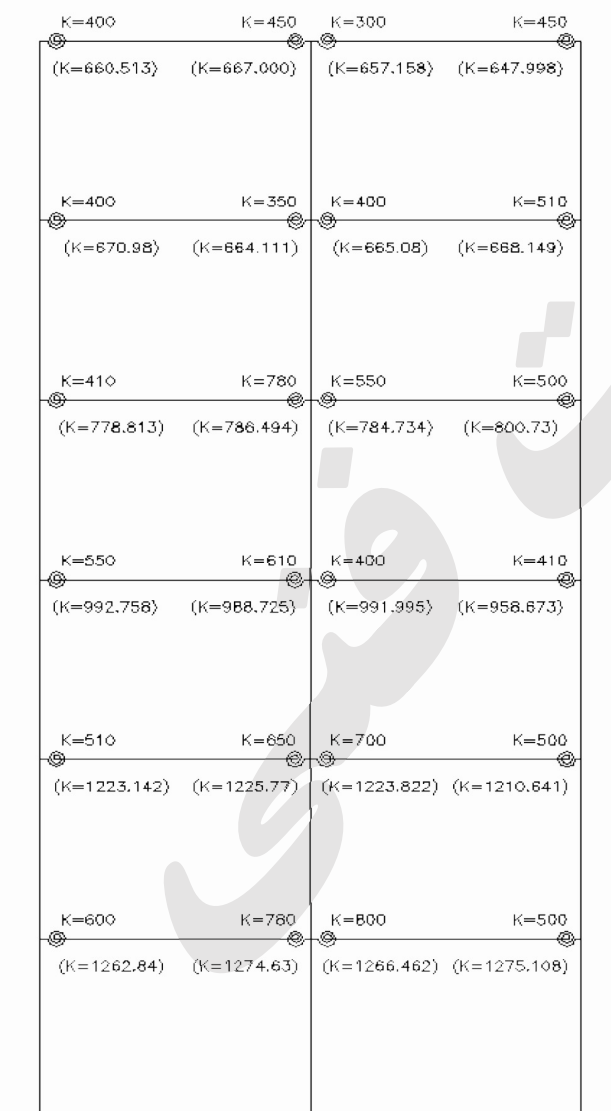


شکل (۱۳): مقاطع المان ها، قبل از بهینه سازی و (پس از بهینه سازی)، با تحلیل استاتیکی خطی (شکل سمت چپ) و تحلیل استاتیکی غیرخطی (شکل سمت راست)، با اتصالات نیمه صلب - قاب شماره ۶





شکل (۱۵): سختی دورانی اتصال، قبل از بهینه سازی و (بعد از بهینه سازی) برای قاب سه طبقه سه دهانه، با تحلیل استاتیکی خطی (شکل سمت چپ) و تحلیل استاتیکی غیر خطی (شکل سمت راست) - واحد ها بر حسب تن.متر میباشد



شکل (۱۶): سختی دورانی اتصال، قبل از بهینه سازی و (بعد از بهینه سازی) برای قاب شش طبقه دو دهانه، با تحلیل استاتیکی خطی (شکل سمت چپ) و تحلیل استاتیکی غیر خطی (شکل سمت راست) - واحد ها بر حسب تن.متر میباشد

#### ۴- خلاصه و نتیجه گیری

با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل قاب های فولادی، ملاحظه می شود که اعمال الگوریتم ژنتیک بر روی برنامه های تحلیل و طراحی می توانند این روند را متحول نماید. به این ترتیب که دیگر نیازی به حدس اولیه مقاطع و کنترل تنشها توسط طراح نبوده و تحلیل، طراحی و انتخاب مقاطع بهینه توسط برنامه انجام می پذیرد. طرح نهایی نیز با توجه به مقاطع پیشنهادی توسط برنامه و مسائل اجرایی خاص آن پروژه متواند در آن لحاظ گردد که بالطبع وقت بسیار کمی را از طراح خواهد گرفت.

با توجه به نتایج حاصله، جدول های و نمودارها نتایج پیشنهادی به صورت ذیل ارائه می شود:

۱- در قابهای کوتاه مرتبه با زمان تناوب پائین که در منحنی طیف ضریب بازتاب مطابق با آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (۲۸۰۰ - ویرایش ۳) [۱۷] که به عنوان طیف نیاز در تحلیل استاتیکی غیر خطی انتخاب شده است، سازه در ناحیه خطی (شتاب ثابت) قرار می گیرد، لذا با کاهش سختی اتصالات، وزن سازه افزایش می یابد.

۲- در قابهای بلند مرتبه که زمان تناوب بیشتری دارند، سازه در ناحیه نزولی طیف نیاز قرار گرفته و با کاهش سختی اتصال و افزایش زمان تناوب سازه، شتاب و نیروی وارده به سازه نیز کاهش یافته که در نتیجه منجر به کاهش وزن سازه می شود.

۳- در سازه های بلند مرتبه مورد مطالعه در این مقاله، استفاده از اتصالات نیمه صلب و روش تحلیل غیر خطی، سبب کاهش وزن سازه، همچنین کاهش هزینه می شود. در صورتیکه در سازه های کوتاه استفاده از اتصالات صلب و روش تحلیل غیرخطی سبب مقرون به صرفه شده طرح می گردد.

۴- در قابهای نیمه صلب، سختی متوسط اتصالات در هر طبقه از بالا به پایین افزایش یافته تا اینکه تقریباً در طبقات پایین به مرز گیرداری نزدیک شده است.

۵- در قابهایی که با اتصالات نیمه صلب تحلیل گردیده اند، با توجه به نمودارهای فوق سختی بهینه اتصالات در حالت تحلیل خطی بیشتر از تحلیل غیرخطی می باشد. که این اختلاف در طبقات بالا زیاد و در طبقات تقریباً برابر می باشد.

#### ۵- مراجع

- 1- Kishi, N. and Chen, W.F., "Steel Connection Data Bank Program" Structural Engineering Report No. CE-STR-86-11, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1986.
- 2- Kishi, N. and Chen, W.F., "Data Base of Steel Beam-to-Column Connections", Vol.I and Vol. II, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1986.
- 3- Abdulla, K.M., Chen, W.F. "Expanded Database of Semi-Rigid Steel Connections", Computer Structures 1995; 56(4):553-64.
- ۴- غفاریان، ت.، ۱۳۷۷، آشنایی با الگوریتم های ژنتیکی، نشریه صفر و یک گروه کامپیوتر دانشگاه فردوسی مشهد، شماره ۱.
- ۵- کاوه، ع.، و ثروتی، ه.، ۱۳۷۹، شبکه های عصبی مصنوعی در تحلیل و طراحی سازه ها، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، گ-۳۲۰.
- 6- Hayalioglu, M.S. and Degertekin, S.O., "Minimum Cost Design of Steel Frames with Semi-Rigid Connections and Column Bases via Genetic Optimization", Computers and Structures 83 (2005) 1849-1863
- 7- Kameshki, E.S. and Saka, M.P., "Optimization Design of Non-Linear Steel Frames with Semi-Rigid Connection Using Genetic Algorithm", Computer and Structures 79 (2001), 1593-1604
- 8- Saka, M.P. "Optimization Geometry Design of Trusses By Genetic Algorithm". Computer and Structures, Vol.38, No 1, PP 83-92 - 1991
- 9- Erbatur, F., Hasancelebi, O., Tutuncu, I., Kilic, H. "Optimal Design of Planar and Space Structures with Genetic Algorithms" Computers and Structures 75 (2000) 209-224.
- 10- M.P. Saka, "Optimum topological design of geometrically nonlinear single layer latticed domes using coupled genetic algorithm", Computers and Structures (2007) 534-541
- 11- S.O. Degetekin, M.P. Saka, M.S. Hayalioglu "Optimal load and resistance factor design of



- 27-Teal, E. J., "Seismic Drift Control Criteria", AISC, 2 quarter, 1975.
- 28-Lee, W. and Chen, C., "A seismic assessment on long period reinforced concrete high-rise frames by pseudo-elastic equal drift method", Structural Engineering, Vol. 11, No. 4, pp. 5-7, December, 1996.
- 29-MATLAB (1997). The Language of Technical Computing, Version 5.0. The Mathworks Inc., Natick, Mass.
- 30-J.G.S. da Silva , L.R.O.de Lima , P.C.G da S.Vellasco, S.A.L.de Andrade , "Nonlinear Dynamic analysis of steel portal frames with semi rigid connection " Journal of Engineering Structures 30 (2008) 2566-2579.
- 31-Sultan Abdul ,R. S. ," Performance Based Optimal Design of Semi- Rigid Connection Steel Frame under Seismic Loading " Doctor of Philosophy Degree Thesis , University of Iowa , December 2007.
- ۳۲- ناطقی الهی ، ف، و کاظم ، ح ، ۱۳۸۲، رفتار لرزه ای اتصالات نیمه صلب، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
- geometrically nonlinear steel space frames via tabu search and genetic algorithm “, Journal of Engineering Structures 42 (2007) 876-891
- 12-E.S.Kameshki , M.P. Saka , “Genetic algorithm based optimum bracing design of non-swaying tall plane frames “, Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 1081-1097
- 13-Hagishita,T. and Ohsaki,M.” Optimal placement of braces for steel frames with semi-rigid joints by scatter search, Computers and Structures, Volume 86, 21-22 (2008) 1983-1993.
- 14-Vanessa Cristina de Castilhoa, Mounir Khalil El Debsa, Maria do Carmo Nicolette , "Using a modified genetic algorithm to minimize the production costs for slabs of precast prestressed concrete joists", Engineering Applications of Artificial Intelligence 20 (2007) 519-530.
- 15-M.P. Saka “Optimal design of pitched roof steel frames with hunched rafters by genetic algorithm “, Journal of Computers and Structures 81 (2003) 1967-1978.
- 16-S.W. Boyd , J.I.R. Blake , R.A. Shenoj , J. Mawella , "Optimization of steel-composite connections for structural marine applications, Composites": Part B 123 (2007) 1873-1892.
- ۱۷- آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش ۳) ۱۳۸۳.
- 18-Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC)- May 21, 2002.
- 19-Computers and structures. Inc. CSI Analysis Reference Manual. SAP2000 version 11.07. Berkeley (CA); 2008.
- 20-Pezeshk, S., Camp, C.V. and Chen, D. “Design of Nonlinear Framed Structures Using Genetic Algorithm Optimization “Journal of Structural Engineering.
- ۲۱- دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود - نشریه ۳۶۰ - تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله ۱۳۸۵.
- 22-Federal Emergency Management Agency (FEMA 356 ).
- 23-International Conference of Building Officials, "1997 Uniform Building Code, Vol. 2." Whittier, CA, 1997.
- 24-Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J., "Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUS Press, 2007.
- 25-Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.28, No. 9, 1999.
- 26-McKevitt, W.E., Anderson, D.L., and Cherry, S., "Hysteretic energy spectra in seismic design", 2nd WCEE, Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. 7, Japan, Tokyo, pp. 487-494, 11-18 July 1960.



## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
<b>عنوان مقاله</b>	<b>Bold تیترا</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳\*۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی (کپی کارت دانشجویی برای عضویت دانشجویی) - رسید پرداخت حق ورودیه

حق عضویت:

- اعضای حقیقی یکصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال  
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد.	در این بخش چیزی ننویسید
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید.