



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

سازه و فولاد

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 نصیرالدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی 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

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

صفحه آرایی: بهارک صفری

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 هشتم - شماره‌ی دوازدهم

پائیز و زمستان ۱۳۹۱

فهرست

۲انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵ارزیابی عملکرد ساختمان‌های فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی پال
Performance Evaluation of the Steel Frames with Pall Friction Damper Device

سید مهدی زهرائی، آرش خیرالهی

۱۷استفاده از الگوریتم ژنتیک برای طراحی بهینه جرم میراگر فعال در سازه‌های غیرخطی فلزی
Using Genetic Algorithm (GA) for Optimal Design of Active Mass Damper (AMD) for Nonlinear Steel Structures

محتشم محبی، کاظم شاکری، محسنعلی شایانفر

۳۳تحلیل پایداری ناخطی هندسی و یافتن نقطه‌های بحرانی ساده با استفاده از چند تابع درونیاب
Geometric Nonlinear Stability Analysis and Finding Simple Critical Points by Using Some Interpolation Functions

محمدرضایی پزند، علیرضا نقوی ریابی

۴۷تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی دروازه‌ای با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA
Determination of response modification factor, R, for gate bracing system using Incremental Dynamic Analysis method (IDA)

ساسان عزت شعار ثانوی، نادر فنائی

۵۹رده‌بندی عیوب سطح ورق فولاد با استفاده از شبکه‌های عصبی و شاخص‌های ساده محاسباتی
Steel Surface Defect Categorization Using Artificial Neural Networks and Uncomplicated Computational Indicators

منصوره نویدپناه، رسول امیر فتاحی

۶۹مقایسه پریود و ضریب رفتار گنبد‌های شودلر و دندان‌ه‌ای تک لایه
Compare Natural Period and Behavior Factor Of Single Layer Schwedler and Ribbed Domes

مرتضی چهاردولی، محمود یحیایی، علیرضا آذریون

۷۹بهینه‌سازی وزن سازه‌ها با استفاده از الگوریتم جستجوی گرانشی و بوسیله‌ی مقاطع فولادی گسسته
Weight optimization of structures using Gravitational Search Algorithm with discrete steel profiles

محمد حسین وفایی، حسین ابراهیمی فرسنگی

یادداشت فنی

۹۱بررسی خرابی پیشرونده در سازه‌های فولادی با قاب خمشی
Investigation of the progressive collapse of steel moment resistant frame structures

عبدالرحیم جلالی، علی حدیدی، یاشاریثربی نیا

۱۰۵مقایسه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم‌سازی قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربند واگرا
Comparison of Seismic Design Code and Rehabilitation Instruction for Eccentric Braced Frames

مجید صادق آذر، ثریا فخری

۱۲۴شیوه نگارش

۱۲۵فرم عضویت

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 توصیفات 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 ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارزیابی عملکرد ساختمان‌های فولادی مجهز

به میراگر اصطکاکی پال

سید مهدی زهرائی^۱، آرش خیرالهی^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

در این مقاله عملکرد سازه ای ساختمان فولادی دارای سیستم قاب خمشی بادبندی شده در دو حالت با و بدون میراگر اصطکاکی پال مورد مقایسه قرار گرفته است. سازه موجود، قاب پنج طبقه فولادی است که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم طراحی شده و ارزیابی عملکرد بر اساس دستور العمل بهسازی صورت گرفته است. در مرحله طراحی میراگر مشاهده شده است که بازای بار لغزش ۲۰ تن بعنوان بار بهینه لغزش، نزدیک به ۱۰۰ درصد انرژی تلف شده در سازه، توسط سیستم میراگر مستهلک می گردد. همچنین تحت زلزله طراحی، معیار های پذیرش تعریف شده در دستورالعمل برای سطح عملکرد استفاده بی وقفه در قاب های مذکور ارضا شده اند. با بررسی نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) در عضوهای کنترل شونده توسط تغییر مکان در سیستم بدون میراگر، تحت زلزله طراحی، مشاهده شده که حدود ۲۰ درصد از اعضا وارد ناحیه غیر خطی شده اند و معیارهای پذیرش برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو بسختی ارضا می شوند. اما همه عضوهای قاب مجهز به میراگر در محدوده الاستیک هستند و معیار های پذیرش برای این تلاش ها، با حاشیه ایمنی حدود ۱۶ درصد برقرار می باشد. نتایج مطلوب مشابهی تحت زلزله بزرگتر از زلزله طراحی حاصل شده است.

کلمات کلیدی

میراگر اصطکاکی پال، بار بهینه لغزش، ارزیابی عملکرد سازه ای، سطوح عملکرد سازه ای، بهسازی لرزه ای

Performance Evaluation of the Steel Frames with Pall Friction Damper Device

S.M. Zahrai; A. Khairollahi

ABSTRACT

In this paper, the structural performance of steel rigid frame with pall friction damper is compared with a braced moment resisting frame as existing structure. The existing structure is a 5-story steel frame which is designed based on the 2nd edition of the No. 2800 standard and the performance evaluation is based on seismic retrofit guideline. It is observed that when the slip force reaches to 20 tons, about 100 percent of the total dissipated energy in the structure is dissipated by damper devices, which makes 20 tons be the optimum slip force. Also, under the design basic earthquake, the acceptance criteria for immediate occupancy performance level are satisfied in both frames. Investigating the demand to capacity ratio, DCR, in deformation - controlled actions reveals that in the existing frame about 20 percent of the elements reached nonlinear region and the acceptance criteria for force - controlled actions are hardly satisfied, while all members of the frame with damper remained in elastic behavior and the acceptance criteria for these actions are satisfied with 16 percent safety margin. Similar desirable results are obtained under an earthquake stronger than the basic design earthquake.

KEYWORDS

Pall friction damper, optimum slip force, Performance evaluation, structural performance level, seismic retrofit.

۱- دانشیار، قطب علمی مهندسی و مدیریت زیر ساختها، دانشکده عمران دانشگاه تهران، mzahrai@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- عضو هیات علمی دانشگاه آزاد واحد رامهرمز، arash.khairollahi@yahoo.com



به هنگام وقوع زلزله‌های شدید، مقدار زیادی انرژی جنبشی به سازه وارد می‌شود و آنرا با دامنه‌ای متناسب با انرژی اعمالی به عقب و جلو می‌کشاند. تمام آیین‌نامه‌های ساختمانی تصدیق می‌نمایند که از لحاظ اقتصادی استفاده از ظرفیت الاستیک مصالح جهت مقابله با انرژی لرزه‌ای امکان‌پذیر نیست، مگر آنکه سازه مورد نظر دارای اهمیت فوق‌العاده‌ای باشد، که تعداد این نوع سازه‌ها نیز اندک می‌باشد. اگر بتوان به طریقی بخش اعظمی از انرژی لرزه‌ای را بصورت مکانیکی مستهلک کرد، پاسخ سازه بدون بوجود آمدن خسارات سازه‌ای، قابل کنترل است. یکی از روشهای نیل به این هدف، استفاده از میراگرهای اصطکاکی است. فلسفه استفاده از این نوع وسایل، تبدیل انرژی جنبشی اعمالی به سازه به انرژی حرارتی (که طی غلبه بر نیروی اصطکاک بوجود می‌آید) و انرژی هیستریزس ناشی از منحنی نیرو - تغییر مکان در میراگر می‌باشد [1].

مهمترین مرحله از طراحی سیستم اصطکاکی تعیین بار بهینه لغزش است. بر همین اساس روش های مختلفی برای طراحی سیستم های اصطکاکی توسط محققین مختلف ارائه شده است. *Filiatrault* و *Cherry* در سال ۱۹۸۷ شاخص کارائی نسبی را به عنوان معیار پاسخ سازه جهت این مقایسه معرفی نمودند. بطوری که با رسم نمودار شاخص کارائی نسبی برای بارهای لغزش مختلف، می توان بار متناظر با کمترین پاسخ را به عنوان بار بهینه لغزش در نظر گرفت [2]. در سال ۱۹۹۳، این محققین توانستند طیفی را به عنوان طیف طرح لغزش پیشنهاد نمایند که می توان از روی آن برش لغزش بهینه کل سازه را تعیین، و با توزیع آن در ارتفاع، بار لغزش هر میراگر را بدست آورد [3].

در سال ۱۹۹۵، *Vulcano* توانست طیف های لغزش مشابهی را پیشنهاد نماید. اما در روش *Vulcano* به جای سازه اصلی از سیستمی یک درجه آزادی و معادل استفاده

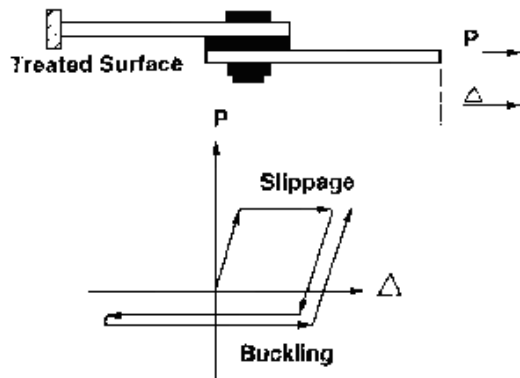
می‌شود [4]. این روش برخی محدودیت‌های روش قبلی را نیز برطرف نمود. اما یکی از جدیدترین و در عین حال ساده‌ترین روشها در سال ۲۰۰۰ توسط *Fu* و *Cherry* ارائه شد که از روش استاتیکی معادل استفاده شده است؛ با این تفاوت که ضریب اصلاح نیرو (*R*) طوری تعیین می‌شود که علاوه بر اثر رفتار غیرالاستیک، در برگیرنده اثر افزایش میرائی و سختی ناشی از الحاق میراگرهای اصطکاکی نیز باشد [5].

بر اساس روش پیشنهادی *Pall* و *March* (۱۹۸۶)، برای مدل سازی میراگر اصطکاکی پال، پس از معرفی تنش جاری شدن مجازی بابدند در کشش، که معادل تنش ایجاد شده در بابدند تحت بار لغزش است، پاسخ دینامیکی غیر خطی سازه محاسبه می شود. (تغییر مکان حداکثر طبقات به عنوان معیار پاسخ قاب در نظر گرفته شده است). این عمل برای مقادیر مختلف تنش تسلیم در کشش (بار لغزش) تکرار می شود. بر اساس نتایج بدست آمده، بار طراحی لغزش متناظر با کمترین پاسخ، به عنوان بار بهینه لغزش میراگر انتخاب می گردد. البته باید دو مطلب را به صورت پیش زمینه در نظر داشت. اول این که باید انرژی تلف شده توسط میراگر (بابدنها در سیستم *FBMRF*)، بیشترین و توسط اعضای دیگر سازه کم ترین مقدار را داشته باشد. دوم اینکه، با تغییر ۲۰ درصد در مقدار بار بهینه لغزش، تغییر قابل ملاحظه ای در پاسخ کلی سازه رخ نخواهد داد [6].

در سال ۲۰۰۲، *Mualla* و *Belev* نیز یک میراگر اصطکاکی جدید با مکانیزم اصطکاکی ساده‌ای را پیشنهاد و مورد آزمایش قرار داده اند. این میراگر از سه ورق فولادی و یک پیچ پیش تنیده تشکیل شده است. در میان ورق های فولادی دو بالشتک اصطکاکی وجود دارد برای جلوگیری از کمانش، بابدنها بصورت پیش کشیده استفاده شده اند. با اعمال نیروی جانبی، بر اثر بوجود آمدن تغییر مکان بین طبقه ای، پیچشی در وسیله اصطکاکی (پیچ) ایجاد می شود که بوسیله نیروهای اصطکاکی بین بالشتک ها مقابله می شود [7]. *Lee* و همکاران در سال ۲۰۰۸ با انجام آنالیزهای عددی روی ۵ ساختمان چند طبقه با پریردها و طبقات



دیگر به هنگام تغییر جهت نیروی بادبند از کششی به فشاری، بادبند دچار کماتش می‌شود و اتصال اصطکاکی نمی‌تواند به عقب بلغزد. همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است اتصال اصطکاکی تا وقتی که بادبند بیش از مقدار افزایش طول قبلی خود کشیده نشود، نمی‌لغزد و در نتیجه جذب انرژی نسبتاً ضعیف می‌شود.



شکل (۱): اتصال اصطکاکی شیاردار ساده و حلقه هیستریزس مربوطه [2]

ولی با استفاده از مکانیزم میراکننده اصطکاکی پال، امکان بهبود جذب انرژی وجود دارد. با اتصال این مکانیزم در محل تقاطع بادبندها این قابلیت بوجود می‌آید که بادبندها همزمان در کشش و فشار بلغزند. مطابق شکل ۲ بادبندها به یک مکانیزم میراکننده اصطکاکی متصل می‌شوند. هنگامی که در یکی از بادبندها کشش بوجود آید، اتصال می‌لغزد و چهار عنصر رابط را فعال می‌کند و در نتیجه این امر، اتصال موجود در بادبند دیگر نیز، مجبور به لغزش می‌شود.

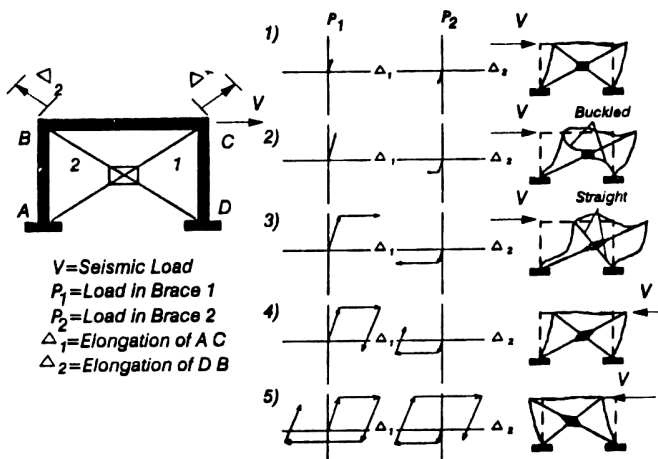
متفاوت، روش قابل قبولی برای تعداد میراگرهای اصطکاکی، محل نصب و چگونگی توزیع بار لغزش لغزش بین آنها ارائه داده اند. همچنین رابطه ای تجربی برای بهینه سازی تعداد میراگر پیشنهاد داده اند [8].

در این مقاله از میراگر اصطکاکی پال استفاده شده است. در ابتدا طریقه عملکرد این میراگر و مراحل پنجگانه آن و مدل هیستریزیسی که می‌توان برای این میراگر استفاده کرد، آورده شده و سپس به مدل استفاده شده برای بادبند این میراگر در نرم افزار RAMPerform، مشخصات قاب و زلزله مورد استفاده پرداخته شده است. بعد از طراحی میراگر براساس روش پیشنهادی پال، ارزیابی عملکرد سازه ای قاب مجهز به میراگر اصطکاکی، $FBMRF^1$ ، با قاب دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بادبندی شده، $BMRF^2$ ، مورد مقایسه قرار گرفته است. ارزیابی عملکرد بر اساس دستورالعمل بهسازی، یکبار برای زلزله ای که قاب برای آن طراحی شده است یعنی تحت سطح خطر یک با بیشینه شتاب $0.35g$ و یکبار برای زلزله سطح خطر ۲ با بیشینه شتاب $0.5g$ انجام شده است.

۲- چگونگی عملکرد میراگر پال

اگر بادبندهای یک سازه قاب‌بندی شده معمولی طوری طراحی شوند که در فشار کماتش نکنند، یک اتصال اصطکاکی شیاردار ساده^۳ (منظور از اتصال ساده، اتصالی بدون هر گونه مکانیزم اضافه، مثل اعضای رابط در میراگرپال است) را می‌توان در هر بادبند قطری نصب کرد تا بتواند بواسطه اصطکاک مقداری از انرژی ورودی را مستهلک نماید. در این صورت هر اتصال لغزشی مستقل از دیگری عمل خواهد کرد. بار لغزش اتصال بایستی کمتر از بار جاری شدن اعضا باشد. اما این روش برای طراحی بادبندهای فشاری اقتصادی نیست، از طرفی اگر بادبندها ضعیف (لاغر) بوده و تنها برای اینکه در کشش مؤثر باشند طراحی گردند، اتصال اصطکاکی شیاردار ساده تنها در کشش می‌لغزد. به عبارت

فشاری به شکل صاف و مستقیم درآید. البته برای اینکه در عمل بتوان به چنین رفتاری دست یافت، لازم است عناصر رابط، اعضای بسیار سختی باشند بطوریکه دچار کمانش یا تسلیم نشوند. برای این که پس از لغزش میراگر و تغییر شکل مکانیزم از حالت مستطیل به لوزی، بادبندهای فشاری از حالت کمانش یافتگی خارج شوند، بایستی این تغییر شکل به طور کامل به بادبندهای فشاری منتقل شود.

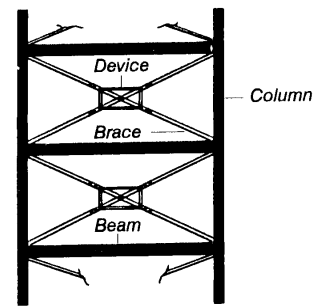


شکل (۳): رفتار ایده آل قاب یک طبقه مجهز به میراگر پال [2]

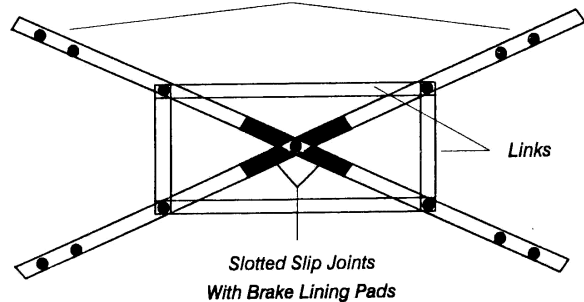
مساله مهمی که باید در این مرحله به آن توجه شود، این است که با رسیدن نیروی بادبند کششی به بار لغزش، میراگر عمل نموده و بالشتکهای اصطکاکی می لغزند. در این لحظه بدون آنکه نیروی بادبند افزایش یابد، بادبند کششی شروع به افزایش طول می کند. این افزایش طول در نتیجه لغزش بالشتکهای اصطکاکی در مرکز سیستم پال و تغییر شکل مجموعه اعضای رابط از مستطیل به لوزی و نه جاری شدن بادبند حاصل می گردد.

مرحله چهارم - با تغییر جهت بار، بادبندی که به شکل صاف و مستقیم درآمده است، به کشش می افتد و بلافاصله شروع به جذب انرژی می کند.

مرحله پنجم - نیروی بادبند شماره ۱، که در این حالت تحت فشار است، به P_{cr} می رسد و رفتاری مشابه مرحله دوم در



Moment Connections to Braces



شکل (۲): جزئیات میراگر اصطکاکی پال و نحوه بکارگیری آن در سازه [2]

در سال ۱۹۸۶، Pall و Marsh الگوی تغییر شکل این مکانیزم را برای آنکه به رفتار واقعی نزدیک شود، مطابق شکل ۳ در پنج مرحله اصلی تشریح نمودند.

مرحله اول - در اوایل سیکل بارگذاری هر دو بادبند فعال بوده و تحت فشار و کشش، در محدوده الاستیک قرار دارند. مرحله دوم - در این مرحله در حالی که هنوز بار وارده چندان قابل ملاحظه نیست، بادبند فشاری کمانش می کند و این در حالی است که بادبند کششی هنوز در محدوده الاستیک کشیده می شود (شایان ذکر است که از کمانش بادبندها در صفحه عمود بر قاب باید جلوگیری شود).

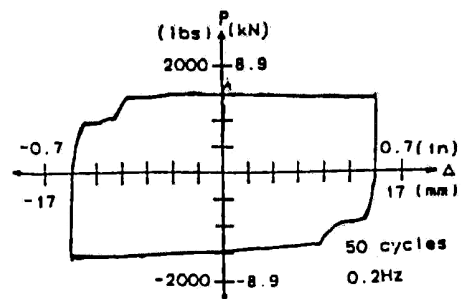
مرحله سوم - سیستم طوری تنظیم می شود که قبل از جاری شدن بادبند کششی، بار لغزش در وسیله حاصل شود. در نتیجه چهار عنصر رابط مکانیزم، فعال شده و به شکل لوزی در می آیند و طی این عمل، شکل کمانه شده بادبند فشاری از بین می رود به گونه ای که پس از لغزش انتظار می رود بادبند



سیستم بوجود می‌آید و سپس با افزایش بار مرحله سوم تکرار شده و چرخه بارگذاری تکمیل خواهد شد.

تاکنون آزمایشهای چرخه ای متعددی بر روی این مکانیزم اصطکاکی، با استفاده از وسایل آزمایشگاهی استاندارد، انجام شده است. در این آزمایش ها، یک طرف اعضای رابط قطری مکانیزم اصطکاکی به کف صلب آزمایشگاه و طرف دیگر به جکهای هیدرولیکی متصل می‌شوند. شکل ۴ نمونه‌ای از منحنی بار تغییر مکان بدست آمده از این آزمایشها را نشان می‌دهد [2].

حلقه هیستریزس بدست آمده در شکل ۴، که مربوط به ۵۰ چرخه بارگذاری است، خیلی شبیه به مستطیل کامل است و نقص موجود در گوشه‌های مقابل هم، در نتیجه خطاهای ساخت وسیله اصطکاکی است که با کاستن خطاهای ساخت می‌توان به مستطیل کامل دست یافت. این حلقه شبیه حلقه هیستریزس مستطیلی مواد الاستوپلاستیک کامل است به طوری که نیروی لغزش را می‌توان به عنوان نیروی جاری شدن مصنوعی در نظر گرفت [9].



شکل (۴): منحنی هیستریزس بدست آمده از آزمایش میراگر پال

تحت ۵۰ سیکل بارگذاری با فرکانس ۰.۲HZ [2].

۳- مدل سازی میراگر اصطکاکی پال

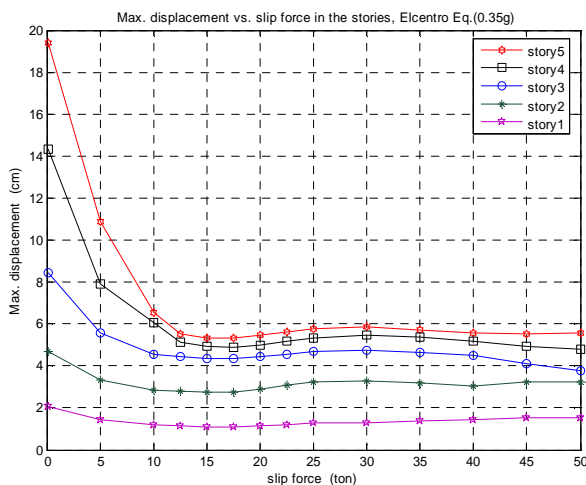
برای مدلسازی میراگر اصطکاکی پال و چگونگی تولید حلقه هیستریزس آن، از مدل رفتاری ارائه شده توسط آقای Cherry و Filiatrault در مرجع [2] استفاده شده است.

شکل ۳ مراحل انجام مکانیزم میراگر اصطکاکی پال (پیشنهاد شده توسط Cherry و Filiatrault) را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که بر اثر اعمال نیروی افقی V به قاب، نیروی کششی P_1 در بادبند ۱ و نیروی فشاری P_2 در بادبند ۲ بوجود می‌آید. در مرحله ۵ام، منحنی هیستریزس هر کدام از ۲ بادبند این میراگر مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر رفتار هیستریزس توام این دو بادبند، منحنی هیستریزس میراگر اصطکاکی پال را تولید می‌کند. در این تحقیق برای رفتار هیستریزس بادبند های دارای میراگر از منحنی هیستریزس شکل ۳ استفاده شده است. برای بدست آوردن بار بهینه لغزش روش پیشنهادی Pall و March (مرجع [6]) استفاده شده است. بر این اساس بار بهینه لغزش باری است که به ازای آن، مقدار پاسخ تغییرمکانی سازه کمتر شود. جهت انجام آنالیزهای دینامیکی غیرخطی از نرم افزار RAMPerform استفاده شده است. برای مدل کردن بادبند مجهز به میراگر اصطکاکی از عنصر Simple bar و برای رفتار غیر خطی آن از مولفه Inelastic bar استفاده شده است [10]. یک نمونه از نمودار نیرو-تغییرمکان بادبندی که مجهز به میراگر اصطکاکی است در شکل ۵ نشان داده شده است. قاب مورد بررسی دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بادبندی شده می‌باشد که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است. مشخصات عضوهای این قاب در جدول ۱ آورده شده است.

است [11] ولی به دلیل محدودیت در تعداد صفحات مقاله، در متن آورده نشده است.

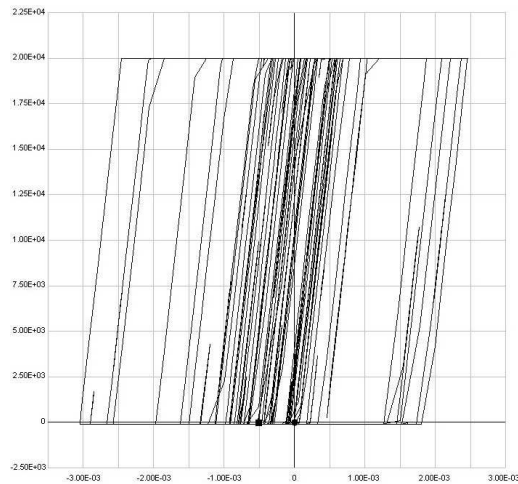
۴- طراحی میراگر اصطکاکی پال

شکل ۶ حداکثر تغییرمکان جانبی طبقات قاب را به ازای بارهای لغزش مختلف (تنش های تسلیم مجازی متفاوت در کشش) تحت زلزله السنترو با $PGA=0.35g$ نشان می دهد. بارهای لغزش از صفر تا ۵۰ تن تغییر کرده اند. نیروی جاری شدن بادبندها در کشش برابر $41/040$ تن می باشد (بادبندها دارای سطح مقطع $9/4$ و $17/1$ سانتیمتر مربع و تنش تسلیم 2400 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشند). با توجه به شکل ۶ مشاهده می شود که با افزایش نیروی لغزش میراگر، تغییرمکان ها کاهش، ولی نیروهای وارد بر سازه کمی افزایش می یابد. مشاهده می شود که بعد از اینکه نیروی لغزش به مقدار 20 تن رسید، دیگر تغییر محسوسی در تغییرمکان طبقات دیده نمی شود.



شکل (۶): حداکثر تغییرمکان جانبی طبقات قاب به ازای بارهای لغزش مختلف تحت زلزله السنترو با $PGA=0.35g$

به کمک شکل ۷، می توان تبادل انرژی را در اعضای قاب مورد نظر مشاهده کرد. از آنجا که مقدار بار لغزش در فاصله بین بار لغزش صفر و ۵ تن کم می باشد در نتیجه مساحت



شکل (۵): نمودار نیرو- تغییرمکان بادبند دارای میراگر اصطکاکی پال

جدول (۱): مشخصات قاب مورد بررسی

قاب خمشی بادبندی شده	بادبندها (نشی)	تیرها IPE	ستون میانی HEB	ستون کناری HEB
طبقه ۵	70X70X7	300	100	160
طبقه ۴	70X70X7	300	140	160
طبقه ۳	70X70X7	300	160	180
طبقه ۲	90X90X10	300	200	180
طبقه ۱	90X90X10	330	240	180

از رکورد زلزله السنترو (NS,1940) در تحلیل های تاریخیچه زمانی استفاده شده است. طیف پاسخ این شتابنگاشت با طیف طراحی استاندارد 2800 که همان سطح خطر یک طبق تعریف دستورالعمل بهسازی می باشد سازگار شده است. در این مطالعه علاوه بر زلزله السنترو، از رکورد زلزله های طیس و ناغان نیز استفاده شده است که برای آنها نتایجی مشابه با موارد ذکر شده در این مقاله بدست آمده



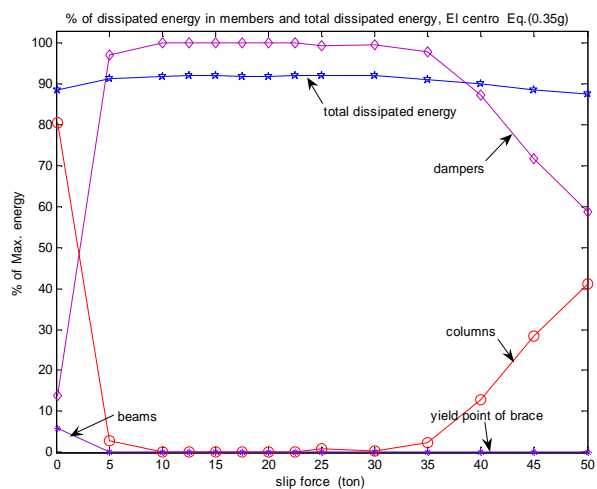
Perform این قابلیت را فراهم می آورد که با تعریف حالات حدی برای اعضای سازه نتایج را به صورت نسبت های کاربرد (Usage Ratios) خلاصه کرد. بواسطه این نسبت های کاربرد، می توان برآورده شدن یا نشدن حالات حدی و معیارهای پذیرش را در هر سطح عملکردی نشان داد. در تلاش های کنترل شونده توسط تغییرشکل که رفتار غیر الاستیک انتظار می رود، کفایت عضو با شکل پذیری آن مشخص می گردد. در تلاش های کنترل شونده توسط نیرو کفایت عضو با مقاومت آن مشخص می شود.

شکل های ۸ تا ۱۱، بزرگ ترین نسبت محاسبه شده برای نیرو به ظرفیت (DCR) را در هر لحظه از تحلیل نشان می دهد. با توجه به شکل ۸ دیده می شود که در سیستم BMRF، تلاش های کنترل شونده توسط نیرو بسختی می توانند معیارهای پذیرش را ارضا کنند. در حالی که با توجه به شکل ۹، معیارهای پذیرش برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در قاب مجهز به میراگر با حاشیه ایمنی حدود ۱۶ در صد برقرار می باشد.

DCR در عضوهای کنترل شونده توسط تغییرمکان در سیستم BMRF، مشاهده شد که حدود ۲۰ درصد از اعضا وارد مرحله غیر خطی شده اند. در حالی که با توجه به شکل ۱۱ همه عضوهای قاب مجهز به میراگر در محدوده الاستیک واقع اند ($\theta < \theta_y \Rightarrow \theta = (2 \times 0.4439)\theta_y$). با مقایسه شکل های ۱۰ و ۱۱ دیده می شود که حداکثر نسبت نیرو به ظرفیت در BMRF در ستون ها رخ داده است ولی در FBMRF، این وضعیت در تیرها اتفاق افتاده است.

نمودار نیرو- تغییرمکان مقدار کوچکی می باشد و انرژی تلف شده توسط میراگر کم می باشد. دیده می شود که با افزایش بار لغزش در مقدار ۲۰ تن، سهم میراگرها از کل انرژی تلف شده در سیستم برابر با ۹۹/۶ درصد می باشد و فقط ۰/۴ درصد در دیگر اعضا تلف شده است. با توجه به شکل ۷ کل انرژی تلف شده در سیستم برابر با ۹۱/۹ درصد انرژی ورودی است.

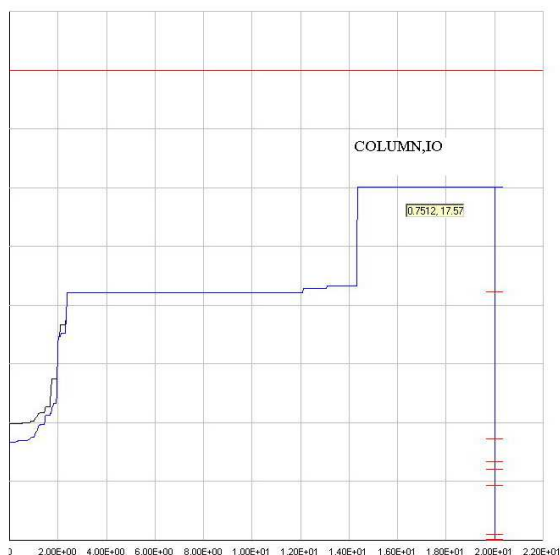
با افزایش بار لغزش از مقدار ۳۰ تن، هم مقدار انرژی تلف شده توسط کل سازه کاهش یافته است و هم انرژی تلف شده در میراگرها کاهش می یابد (شکل ۷). این موضوع می تواند مبین این باشد که با افزایش بار لغزش میراگرها، یا نیروی زلزله برای لغزاندن همه میراگرها کافی نیست و یا اینکه در همه یا تعدادی از میراگرها لغزش به مقدار کمی صورت گرفته است. در هر دو صورت مقدار انرژی ای که به ازای لغزش میراگر تلف می شود کمتر شده است.



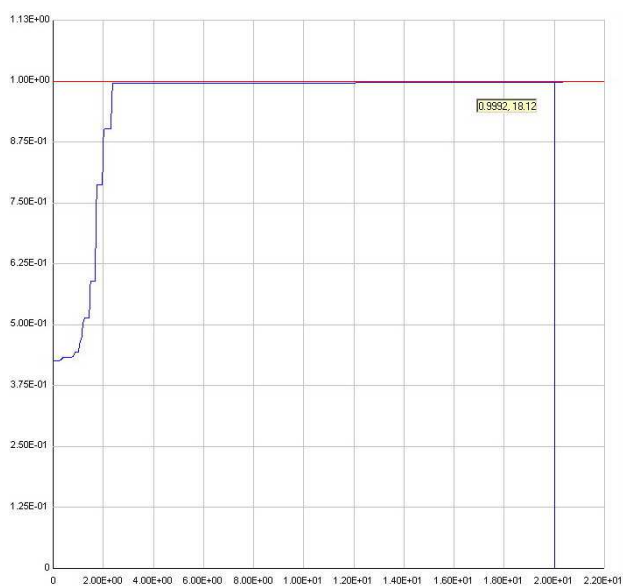
شکل (۷): تبادل انرژی در سازه تحت زلزله الاسترو با $PGA=0.35g$

۵- ارزیابی قاب ها در سطح عملکرد استفاده بی وقفه و سطح خطر یک (السترو با $PGA=0.35g$) در یک تحلیل غیر خطی، حجم بسیار بزرگی از نتایج برای گام های زمانی مختلف بدست می آید. برنامه RAM

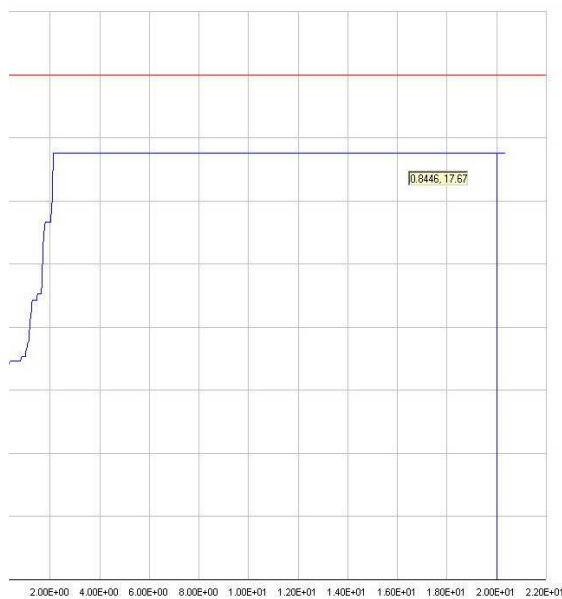
می توان گفت که با وارد عمل شدن میراگرها از مقدار نیروی ورودی به ستون ها (Demand) کاسته می شود و در نتیجه مقدار DCR در ستون ها پایین آمده تا جایی که از مقدار آن در تیرها کمتر شده است. این موضوع می تواند بیانگر بهتر شدن عملکرد قاب باشد وقتی به میراگر مجهز شده است.



شکل (۱۰): حداکثر DCR در تلاش های کنترل شونده توسط تغییر مکان قاب BMRF تحت السسترو 0.35g

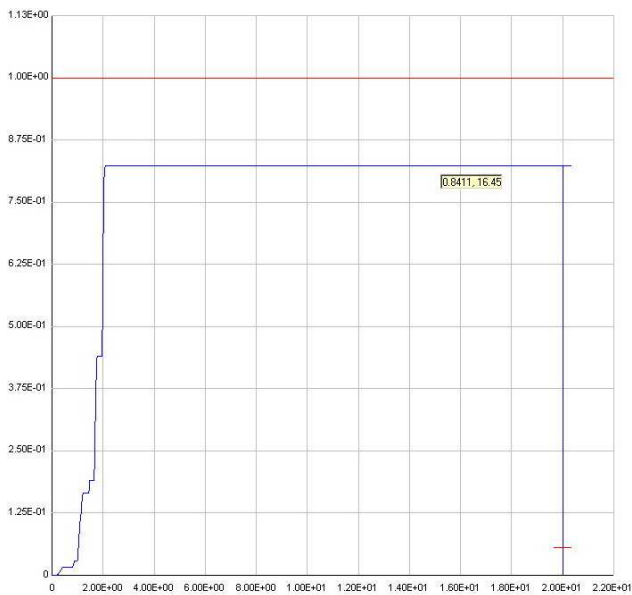


شکل (۸): حداکثر DCR در تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در قاب BMRF تحت السسترو 0.35g

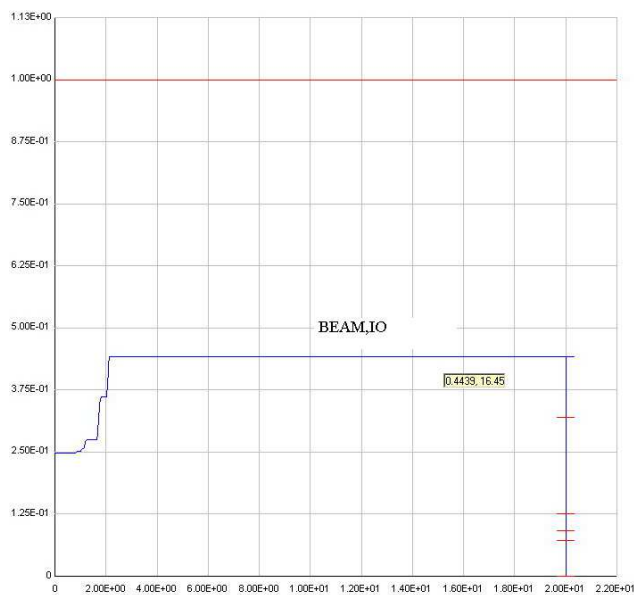


شکل (۹): حداکثر DCR در تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در قاب FBMRF تحت السسترو 0.35g

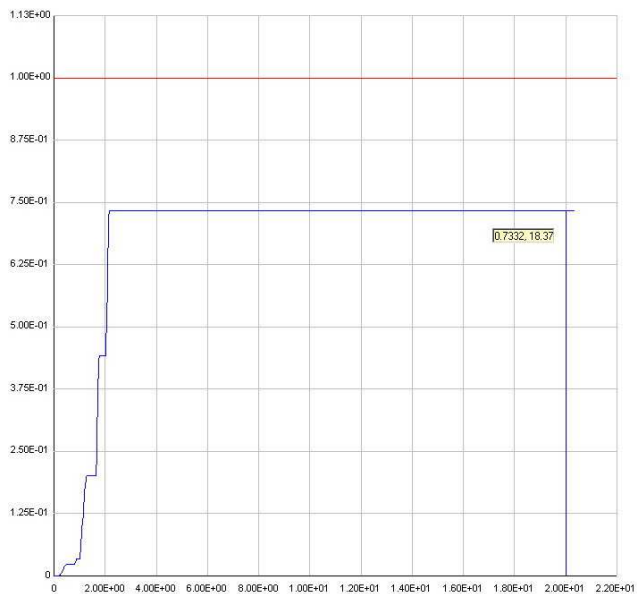




شکل (۱۲): نسبت حداکثر تغییرمکان کلی بام به ارتفاع کل قاب **BMRF** تحت الاسترو **0.35g**



شکل (۱۱): حداکثر **DCR** در تلاش های کنترل شونده توسط تغییرمکان قاب **FBMRF** تحت الاسترو **0.35g**



شکل (۱۳): نسبت حداکثر تغییرمکان کلی بام به ارتفاع کل قاب **FBMRF** تحت الاسترو **0.35g**

در ارزیابی کل قاب **BMRF** مشاهده می شود که عملکرد آن در سطح استفاده بی وقفه قرار دارد. این قاب بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای $PGA=0.35g$ و به روش استاتیکی معادل، طراحی شده است. با توجه به نتایج بدست آمده، قاب مذکور می تواند سطح عملکرد استفاده بی وقفه (تعریف شده بر اساس دستورالعمل بهسازی) را تحت سطح خطر یک ارضا کند.

با ارزیابی کل قاب **FBMRF** مشاهده می شود که عملکرد آن حتی بالاتر از سطح استفاده بی وقفه است. با توجه به مقادیر **DCR** بدست آمده در تلاش های کنترل شونده توسط نیرو و تغییرمکان می توان گفت استفاده از میراگر در سیستم **BMRF** توانسته است بطور میانگین حدود ۲۳ درصد مقدار حداکثر **DCR** را در آن کاهش دهد.

شکل های ۱۲ و ۱۳ مقدار نسبت حداکثر تغییرمکان کلی بام به ارتفاع کل قاب را در هر لحظه از آنالیز نشان می دهند. مشاهده می شود که با بکار بردن میراگر در سیستم **BMRF**، مقدار این نسبت، حدود ۱۳ درصد (تحت $PGA=0.35g$) بهبود یافته است.

۶- ارزیابی قاب ها در سطح عملکرد استفاده بی وقفه و سطح خطر یک (السترو با $PGA=0.5g$)

قاب های مورد نظر تحت زلزله السترو با $PGA=0.5g$ نیز مورد ارزیابی قرار گرفته اند. در ادامه نتایج بدست آمده از این ارزیابی آورده شده است. مشاهده شد که مقدار DCR برای تلاش های کنترل شونده توسط تغییرمکان در سیستم $FBMRF$ نسبت به $BMRF$ حدود ۴۸ درصد بهبود یافته است. در قاب $BMRF$ ستون های کناری طبقه پنجم از سطح عملکرد استفاده بی وقفه خارج شده اند ولی سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضا می کنند. بقیه تیرها و ستون ها نیز در همین سطح عملکرد هستند. ولی حدود ۵۰ درصد از اعضا وارد محدوده غیر خطی شده اند.

در سیستم $BMRF$ معیار های پذیرش تلاش های کنترل شونده توسط نیرو بسختی ارضا می شوند. در حالی که معیارهای پذیرش برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در سیستم $FBMRF$ با حاشیه ایمنی حدود ۷ درصد برقرار می باشد. با توجه به مقادیر حداکثر DCR در تلاش های کنترل شونده توسط نیرو و تغییرمکان، استفاده از میراگر توانسته است بطور متوسط حدود ۲۷ درصد مقدار ماکزیمم نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) را کاهش دهد. درصد بهبود نسبت حداکثر تغییرمکان کلی بام به ارتفاع کل قاب، حدود ۲۱ درصد می باشد. در تکمیل تحقیق از رکورد زلزله های طیس و ناغان نیز استفاده شده است که برای آنها نتایجی مشابه با موارد ذکر شده در این مقاله بدست آمده است [11].

۷- نتیجه گیری

ارزیابی های انجام شده، نشان دهنده بهتر بودن عملکرد سازه ای قاب مجهز به میراگر اصطکاکی نسبت به قاب خمشی بادبندی شده تحت هر دو زلزله $0.35g$ و $0.5g$ بوده اند. به تبع این که این سیستم بیشتر انرژی ورودی را جذب و مستهلک می کند، مقدار نسبت نیرو به ظرفیت در عضوهای قاب مجهز به میراگر اصطکاکی نسبت به قاب خمشی بادبندی شده کاهش یافته است. این مقادیر کاهش تحت زلزله السترو با $PGA=0.35g$ بطور متوسط حدود ۲۳ درصد و همان زلزله با $PGA=0.5g$ حدود ۲۷ درصد بوده اند. با بکار گیری میراگر اصطکاکی می توان معیارهای پذیرش را برای سطوح عملکرد سازه ای بالاتر نسبت به سازه بدون میراگر ارضا کرد. در اینجا دیده شده که سیستم مجهز به میراگر، تحت زلزله با $PGA=0.35g$ حتی می تواند سطح عملکردی بالاتر از استفاده بی وقفه را ارضا کند.

علاوه بر این، میراگر اصطکاکی پال به علت سادگی در مکانیزم ساخت، عدم احتیاج به مصالح خاص و گران قیمت و قابلیت تولید و آزمایش این وسایل می تواند به عنوان یکی از بهترین روش های کنترل ارتعاشات لرزه ای به ویژه سازه های فولادی در ایران به شمار آید. لازم به ذکر است که نتایج بیان شده در این مقاله نیز بر اساس مطالعات انجام شده در این مطالعه می باشد و طبعاً برای نتیجه گیری های کلی تر مطالعات گسترده تری نیاز خواهد بود.



Force Procedure" , Earthquake Engineering and Structural Dynamics , Volume 29 , Number 11, pp. 989-1010.

[6] Pall, A.S. (1986)," Energy Dissipation Devices for Aseismic Design of Buildings" ,ATC-17, pp.241-250.

[7] Mualla, I. H., and Belev, B.(2002), "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation". Engrg. Structures, Elsevier Science, Vol. 24, pp. 365-371

[8] Lee, S.H., Park, J.H., Lee, S.K., Min, K.W.. (2008), Engineering Structures, Volume 30, Issue 4, Pages 930-940

[9] Aiken I.D. Kelly J. M. and pall A.S. (1988), " Seismic Response of Nine-Story Steel Frame with Friction Damped Cross-Bracing" ,Report No..UCB/EERC-88/17, Earthquake engineering research Center, University of California, Berkeley.

[10] RAM Perform-3D. (2003), User Guide Version 2.00 Addendum, Graham H. Powell

University of Tehran under the supervision of Zahrai, S.M., in Farsi.

[1] Friedriechs, B. (1997) , " Dampers Do the Job At Davis" ,http://www.vesolutions.net/article1.html.

[2] Filiatrault, A., and Cherry, S. (1987). "Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads." Earthquake Spectra, Vol. 3(1, pp. 57-78. Feb.).

[3] Cherry, S., and Filiatrault, A. (1993). "Seismic response control of buildings using friction dampers.", Earthquake Spectra, Vol. 9 Number 3, pp. 447-466.

[4] Vulcano, A. (1995)," Design of Damped Steel Bracing System for Seismic Control of Framed Structures" , Proceeding of 10th European Conference on Earthquake Engineering , Duma(ed), Rotterdam , pp. 1567-1572.

[5] Fu, Y. and Cherry, S. (2000),"Design of friction Damped Structures Using Lateral

[11] Kheyrollahi, A. (2008), Using Pall Friction Dampers for a Five-Story Steel Building, M.Sc. thesis submitted to the

زیر نویس ها

۱- Friction Braced Moment Resisting Frame

۲- Braced Moment Resisting Frame

۳- Simple Slotted friction Joint



استفاده از الگوریتم ژنتیک برای طراحی بهینه جرم میراگر فعال در سازه‌های غیرخطی فلزی

محتشم محبی^۱، کاظم شاکری^۲
(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده:

با توجه به محدود بودن مطالعات در مورد کاربرد سیستم‌های کنترل فعال در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های با رفتار غیر خطی، در این پژوهش به طراحی مکانیزم جرم میراگر فعال (AMD) برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های غیرخطی پرداخته شده است. برای این منظور قاب ۸ طبقه فلزی با رفتار غیرخطی از نوع دو خطی هیستریسیس تحت اثر اغتشاش سفید در نظر گرفته شده و سیستم کنترل فعال با استفاده از الگوریتم کنترل بهینه آنی غیرخطی طراحی گردیده است. جهت بهینه سازی سیستم کنترل فعال به منظور کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه و در نتیجه نیروهای داخلی اعضای سازه به ازای ظرفیت مشخصی از محرک، از الگوریتم ژنتیک توزیع شده استفاده گردیده است. برخی مسائل عملی نظیر محدودیت در ماکزیمم نیروی کنترل و ماکزیمم تغییر مکان جانبی AMD در طراحی سیستم کنترل فعال در نظر گرفته شده است. نتایج بدست آمده موفق بودن روش پیشنهادی را در طراحی مکانیزم AMD برای کاهش پاسخ سازه غیرخطی نشان می‌دهد. همچنین بررسی انجام گرفته برتری مکانیزم AMD را در کاهش پاسخهای سازه غیرخطی در مقایسه با مکانیزم جرم میراگر غیرفعال و تاندون فعال (ATC) ثابت می‌کند.

کلمات کلیدی

کنترل فعال، جرم میراگر فعال، سازه غیرخطی، الگوریتم ژنتیک توزیع شده، کنترل سازه غیرخطی

Using Genetic Algorithm (GA) for Optimal Design of Active Mass Damper (AMD) for Nonlinear Steel Structures

M. Mohebbi, K. Shakeri

ABSTRACT

Since the application of structural control systems on nonlinear structures has been limited hence, in this paper designing active mass damper (AMD) for improving the seismic response of nonlinear frames has been studied. To this end, an eight-story steel frame with bilinear hysteretic behavior has been subjected to white noise excitation and AMD system has been designed by using the nonlinear instantaneous optimal control algorithm. For optimization of control system to minimize the maximum drift of structure, consequently the internal forces of the structural elements when a limited capacity has been considered for actuator, distributed genetic algorithm (DGA) has been applied. Also some practical limitations such as actuator capacity and AMD stroke length have been considered in design processes. The results of numerical simulations show the effectiveness of the proposed method in designing optimal AMDs for nonlinear frames. Also comparing the performance of AMD system with that of passive mass damper (TMD) and active tendon control (ATC) shows that the AMD has been more effective in reducing the seismic response of nonlinear frames.

Key words

Active Control, Active Mass Damper (AMD), Nonlinear Structure, Distributed Genetic Algorithm (DGA), Nonlinear Structure Control

۱. استادیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی، mohebbi@uma.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. استادیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی، shakeri@uma.ac.ir



یکی از روشهای نوین ارائه شده برای افزایش ایمنی ساختمانها و سازه‌های خاص و همچنین راحتی ساکنین، استفاده از سیستم‌های کنترل در طراحی و ساخت ساختمانها می‌باشد که این سیستم‌ها سطح ایمنی مورد نیاز را در صورت وجود تکنولوژی لازم، در مقابل بارهای خارجی اعمال شده تامین می‌کنند [۱-۳]. این سیستم‌ها به انواع کنترل غیر فعال، کنترل فعال، کنترل نیمه فعال و کنترل دوگان تقسیم بندی شده اند. با توجه به اینکه اکثر ساختمانها در مقابل زلزله های شدید دچار تغییر شکل های بزرگ و تسلیم شده و دارای رفتار غیر خطی یا غیر الاستیک خواهند شد، بنابراین استفاده از سیستم های کنترل فعال در سازه های با رفتار غیر خطی، غیر الاستیک و هیستریسیس یکی از بحث های مهم در کنترل سازه ها می باشد. لذا در این مقاله به کنترل فعال سازه های غیر خطی با مطالعه موردی سازه فلزی پرداخته می شود.

از جمله مکانیزهای کنترل غیر فعال که برای بهبود رفتار ساختمانها در برابر زلزله پیشنهاد شده جرم میراگر هماهنگ شده (TMD) می باشد. کاربرد جرم میراگر هماهنگ شده باعث افزایش استهلاک انرژی در سازه به هنگام اعمال نیروهای خارجی نظیر باد و زلزله می شود. با توجه به اینکه میزان کاهش پاسخ سازه به پارامترهای سیستم TMD نظیر جرم، میرایی و سختی بستگی دارد، برای تعیین مقادیر بهینه پارامترهای TMD نظیر سختی و میرایی، معیارهای مختلفی برای سازه های با رفتار خطی پیشنهاد شده است [۴-۶]. در روشهای ارائه شده برای طراحی بهینه TMD در سازه های خطی، عموماً مشخصات TMD بر اساس فرکانس مد مورد نظری که قرار است کنترل شود تعیین می شود. در رابطه با کاربرد TMD در سازه های با رفتار غیر خطی هم مطالعاتی صورت گرفته است [۷-۱۰]. در سازه های با رفتار غیر خطی به لحاظ تغییر در مشخصات دینامیکی سازه نظیر سختی و میرایی نمی توان TMD را برای یک فرکانس یا میرایی مشخص

میزان نمود. بنابراین استفاده از TMD در اینگونه سازه ها نمی تواند در حالت بهینه قرارگیرد. در صورت طراحی بهینه TMD بر اساس فرکانس یا میرایی مشخصی از سازه، با ورود سازه به ناحیه غیر خطی و تغییر مشخصات آن، TMD از حالت بهینه خارج خواهد شد. در سازه های غیر خطی قطعیت مؤثر بودن استفاده از TMD در برابر هر رکورد ارتعاش وجود نداشته و عملکرد TMD وابسته به مشخصات ارتعاش خارجی ورودی (حداکثر شتاب، محتوای فرکانس و ...) می باشد، گرچه TMD ممکن است تحت اثر یک رکورد زلزله مشخصی کارایی مناسب در کاهش پاسخهای سازه نظیر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی، انرژی هیستریسیس انباشته شده و شتاب داشته باشد. همچنین استفاده از TMD تا یک حد محدودی مؤثر بوده و نمی توان در برابر زلزله های شدید پاسخ سازه را تا حد دلخواه با استفاده از TMD کاهش داد. برای برطرف کردن ضعف های TMD، جرم میراگر فعال (AMD) که ترکیب جرم میراگر با یک سیستم کنترل فعال می باشد، پیشنهاد شده است که این سیستم جزو پر استفاده ترین سیستم کنترل در کاربردهای عملی می باشد [۱۱]. در این سیستم نیروی کنترل بین سازه اصلی و TMD اعمال می گردد که مقدار این نیرو می تواند با استفاده از یکی از الگوریتمهای کنترل فعال تعیین گردد. در این پژوهش هم از مکانیزم AMD برای کنترل فعال سازه غیرخطی استفاده شده است.

از طرف دیگر برای کنترل فعال سازه غیر خطی لازم است که الگوریتم مناسبی در نظر گرفته شود. تئوریهای اولیه کنترل فعال عمدتاً برای سازه های با رفتار خطی توسعه یافته اند و تئوریهای کنترل برای سازه های با رفتار غیر خطی و غیر الاستیک به علت حجم زیاد محاسبات و عدم وجود روشهای مشخص برای حل دقیق معادلات غیر خطی، محدود می باشد. تعدادی از الگوریتم های ارائه شده برای کنترل فعال سازه های خطی برای کنترل سازه های غیر خطی هم بررسی شده است از جمله روش



۲- کنترل فعال بهینه آنی با استفاده از روش عددی نیومارک برای سازه های با رفتار غیر خطی مجهز شده با AMD

سازه n درجه آزادی با رفتار غیر خطی را در نظر بگیرید که AMD در طبقه آخر قرار گرفته است (شکل (۱)). در صورتیکه سازه تحت ارتعاش پایه \ddot{X}_g قرار گرفته باشد با فرض رفتار برشی معادلات ارتعاش را می توان بصورت زیر نوشت:

$$(1) \quad M\ddot{\mathbf{X}}(t) + F_D(\dot{\mathbf{X}}(t)) + F_S(\mathbf{X}(t)) = \mathbf{D}u(t) + \mathbf{M}e\ddot{X}_g$$

که:

$\ddot{\mathbf{X}}(\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_{n+1})$, $\dot{\mathbf{X}}(\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_{n+1})$, $\mathbf{X}(x_1, x_2, \dots, x_{n+1})$ به ترتیب بردارهای تغییر مکان، سرعت و شتاب سازه، $\mathbf{u}(t)$ نیروی کنترل، $\mathbf{D}^T = [0, 0, \dots, -1, 1]_{1 \times (n+1)}$ بردار محل کنترلرها و $\mathbf{e}^T = [-1, -1, \dots, -1]_{1 \times (n+1)}$ بردار انتقال شتاب پایه می باشند. همچنین ماتریس جرم سازه - AMD بصورت زیر می باشد:

$$(2) \quad \mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_d \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)}$$

که m_d جرم میراگر می باشد.

$F_D(\dot{\mathbf{X}}(t))$ و $F_S(\mathbf{X}(t))$ بردارهای مربوط به نیروهای میرایی و سختی داخلی می باشند که به ترتیب بصورت تابعی از سرعت و تغییر مکان سازه می باشند.

کنترل پالس که برای سازه های غیر خطی هم توسعه داده شده است [۱۴-۱۲]. در روش کنترل پالس اولیه ارائه شده برای سازه های غیر خطی الاستیک مقدار ضربه بصورت رابطه غیر خطی از سرعت بیان شده است که ضریب تناسب بصورت تجربی تعیین شده است که این نوع کنترل غیر بهینه می باشد [۱۴]. الگوریتم کنترل بهینه آنی که توسط Yang و همکارانش برای سازه های خطی ارائه شده است [۱۵] برای سازه های غیر خطی و غیر الاستیک هم توسعه داده شده است. در مطالعات Yang و همکارانش [۱۶] با استفاده از روش عددی Wilson-θ سه حالت کنترل بهینه آنی حلقه - بسته، حلقه - باز و حلقه بسته - باز به تعیین بردار کنترل برای سازه های غیر خطی پرداخته شده است. Wong روش کنترل پیش بین بهینه آنی و روش کنترل خطی بهینه را برای کنترل فعال سازه های غیر خطی و غیر الاستیک پیشنهاد داده اند [۱۷-۱۸]. هم چنین از روشهای کنترل هوشمند هم برای کنترل فعال سازه های غیر خطی استفاده شده است. Bani-Hani و Ghaboussi از شبکه عصبی برای طراحی کنترل گر سازه های غیر خطی استفاده کرده اند [۱۹-۲۰].

روش پیشنهادی Chang و Yang [۲۱] که استفاده از کنترل بهینه آنی با پسخور سرعت و تغییر مکان برای سازه های با رفتار خطی بوده توسط Joghataie و Mohebbi برای سازه های با رفتار غیر خطی و هیستریسیس با پسخور تغییر مکان، سرعت و شتاب توسعه داده شده است [۲۲]. در این پژوهش هم برای طراحی مکانیزم AMD برای کاهش پاسخ لرزه ای سازه های با رفتار غیر خطی از الگوریتم کنترل بهینه آنی توسعه یافته با استفاده از روش عددی نیومارک استفاده گردیده است که از الگوریتم ژنتیک توزیع شده برای بهینه سازی سیستم کنترل فعال استفاده می شود.



$$M\Delta\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}^* \Delta\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{k}^* \Delta\mathbf{X}(t) = \Delta\mathbf{P}(t)$$

$$(va) \quad \Delta\ddot{\mathbf{X}}(t) = \ddot{\mathbf{X}}_k - \ddot{\mathbf{X}}_{k-1} \quad (vb)$$

$$\Delta\dot{\mathbf{X}}(t) = \dot{\mathbf{X}}_k - \dot{\mathbf{X}}_{k-1} \quad (vc)$$

$$\Delta\mathbf{X}(t) = \mathbf{X}_k - \mathbf{X}_{k-1} \quad (vd)$$

$$\Delta\mathbf{P}(t) = [Me(\ddot{\mathbf{X}}_{g_k} - \ddot{\mathbf{X}}_{g_{k-1}})] + D[u_k - u_{k-1}] \quad (ve)$$

۱-۲- روش عددی نیومارک

پاسخهای سازه که از حل معادله (۱) با روش عددی نیومارک بدست می آید بصورت زیر می باشد:

$$(۸a) \quad \mathbf{X}_k = \mathbf{X}_{k-1} + \Delta\mathbf{X}_k$$

$$\dot{\mathbf{X}}_k = (1 - a_5)\dot{\mathbf{X}}_{k-1} - a_6\ddot{\mathbf{X}}_{k-1} + a_4\Delta\mathbf{X}_k$$

$$(۸b) \quad \ddot{\mathbf{X}}_k = (1 - a_3)\ddot{\mathbf{X}}_{k-1} - a_2\dot{\mathbf{X}}_{k-1} + a_1\Delta\mathbf{X}_k$$

$$(۸c) \quad \Delta\mathbf{X}_k = \mathbf{K}_{n_k}^{*-1} \Delta\mathbf{F}_k$$

$$(۸d)$$

که پارامترهای معادلات فوق از روابط زیر بدست می آیند:

$$\mathbf{K}_{n_k}^* = a_1\mathbf{M} + a_4\mathbf{C}_{k-1}^* + \mathbf{K}_{k-1}^* \quad (۹)$$

$$\Delta\mathbf{F}_k = (\mathbf{P}_k - \mathbf{P}_{k-1}) + \mathbf{M}(a_2\dot{\mathbf{X}}_{k-1} + a_3\ddot{\mathbf{X}}_{k-1}) + \mathbf{C}_{k-1}^*(a_5\dot{\mathbf{X}}_{k-1} + a_6\ddot{\mathbf{X}}_{k-1}) \quad (۱۰)$$

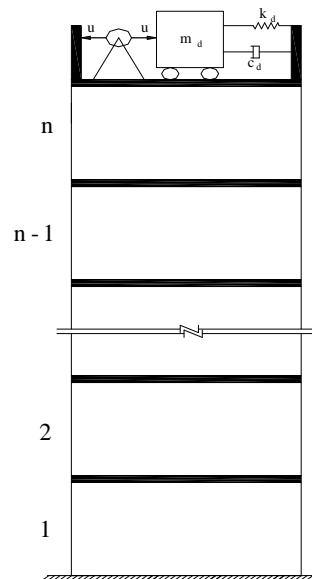
$$a_1 = \frac{1}{\delta(\Delta t)^2}; \quad a_2 = \frac{1}{\delta\Delta t}; \quad a_3 = \frac{1}{2\delta}; \quad (۱۱a,b,c)$$

$$a_4 = \frac{\gamma}{\delta\Delta t}; \quad a_5 = \frac{\gamma}{\delta}; \quad a_6 = \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\delta} - 1 \right); \quad (۱۱d,e,f)$$

δ و γ پارامترهای روش نیومارک می باشند که باید بصورت مناسبی انتخاب شوند تا پایداری در حل معادلات ارتعاش حاصل شود.

۲-۲- تابع عملکرد سیستم کنترل فعال

تابع عملکرد سیستم کنترل فعال در هر گام زمانی k بصورت زیر تعریف می شود که شامل ترمهای مربوط به



شکل (۱): سازه n درجه آزادی با جرم میراگر فعال (AMD)

در معادله (۱) در هر گام زمانی Δt مقادیر F_D و F_S را می توان بصورت زیر نوشت:

$$\mathbf{F}_{D_k} = \mathbf{F}_{D_{k-1}} + \mathbf{C}_{k-1}^* [\dot{\mathbf{X}}_k - \dot{\mathbf{X}}_{k-1}] \quad (۳a)$$

$$\mathbf{F}_{S_k} = \mathbf{F}_{S_{k-1}} + \mathbf{K}_{k-1}^* [\mathbf{X}_k - \mathbf{X}_{k-1}] \quad (۳b)$$

که k گام زمانی، \mathbf{C}_{k-1}^* و \mathbf{K}_{k-1}^* به ترتیب ماتریس های میرایی و سختی مماسی در گام زمانی $(k-1)\Delta t$ بوده و بصورت زیر تعریف می شوند:

$$\mathbf{C}_{ij_{k-1}}^* = \frac{\partial F_{D_{i_{k-1}}}}{\partial \dot{\mathbf{X}}_{j_{k-1}}} \quad i,j=1,2,\dots,n+1 \quad (۴a)$$

$$\mathbf{k}_{ij_{k-1}}^* = \frac{\partial F_{S_{i_{k-1}}}}{\partial \mathbf{X}_{j_{k-1}}} \quad i,j=1,2,\dots,n+1 \quad (۴b)$$

معادله (۱) در گام های زمانی $(k-1)\Delta t$ و $k\Delta t$ بصورت زیر نوشته می شود:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}_{k-1} + \mathbf{F}_{D_{k-1}} + \mathbf{F}_{S_{k-1}} = \mathbf{M}e\ddot{\mathbf{X}}_{g_{k-1}} + \mathbf{D}u_{k-1} \quad (۵)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}_k + \mathbf{F}_{D_k} + \mathbf{F}_{S_k} = \mathbf{M}e\ddot{\mathbf{X}}_{g_k} + \mathbf{D}u_k \quad (۶)$$

با کسر معادله (۵) از معادله (۶) می توان نوشت:



بصورت زیر نوشته می شود که محدودیت های مربوط به ماکزیمم نیروی کنترل و تغییر مکان جانبی نسبی AMD بصورت تابع جریمه در تابع هدف اعمال شده اند.

$$\text{Find } Q_1, Q_2, Q_3, R \quad (14a)$$

$$\alpha Y_{max} + \beta_1 \max[0, g_1] + \beta_2 \max[0, g_2] \text{ Minimize} \quad (14b)$$

$$F(T) = \quad (14c)$$

$$g_1 = \frac{Y_{max}(tmd)}{Y_L} - 1$$

$$g_2 = \frac{u_{max}}{u_L} - 1 \quad (14d)$$

$$u_{max} = \max(|u_k|) \quad k = 1, 2, \dots, k_{max} \quad (14e)$$

$$(14f)$$

$$Y_{max} = \max(|y_k(i)|), \quad k = 1, 2, \dots, k_{max} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

Y_{max} حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی سازه، u_{max} حداکثر نیروی کنترل مورد نیاز، و $y(i)$ تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام بوده که بصورت زیر تعریف می شود:

$$y(i) = x(i) - x(i-1) \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (15a)$$

$$y(1) = x(1) \quad (15b)$$

β_1 و β_2 ضرایب تابع جریمه و α ضریب مقیاس می باشد.

u_L و Y_L به ترتیب حداکثر مجاز تغییر مکان جانبی نسبی AMD و ماکزیمم نیروی کنترل قابل اعمال می باشد که توسط طراح از قبل تعیین می شود.

با توجه به اینکه معادلات ارتعاش سازه و هم چنین مسئله بهینه سازی بصورت توابع غیر خطی تعریف شده اند لذا امکان استفاده از روشهای بهینه سازی کلاسیک که عموماً بر اساس گرادیان تابع هدف می باشند، برای حل مساله بهینه سازی فوق وجود نداشته یا اینکه دارای حجم محاسبات بالایی می باشد. بنابراین در این پژوهش از الگوریتم ژنتیک (GA) [25] با توجه به قابلیت بالای آن در حل مسائل بهینه سازی غیر خطی و هم چنین توابع گسسته استفاده شده است. جهت افزایش قابلیت الگوریتم ژنتیک معمولی از الگوریتم ژنتیک توزیع شده (DGA) [26-27]، به لحاظ سرعت بالای همگرایی بخصوص در

تغییر مکان، سرعت، شتاب و هم چنین نیروی کنترل می باشد. ماتریس های Q_1 ، Q_2 و Q_3 ماتریس های $(n+1) \times (n+1)$ نیمه مثبت معین مربوط به جریمه پاسخ سازه و $R_{m \times m}$ ماتریس مثبت معین مربوط به جریمه نیروی کنترل می باشد که m نشان دهنده تعداد کنترل گر می باشد.

$$J_k = \frac{1}{2} (\dot{\mathbf{x}}_k^T \mathbf{Q}_1 \dot{\mathbf{x}}_k + \dot{\mathbf{x}}_k^T \mathbf{Q}_2 \dot{\mathbf{x}}_k + \ddot{\mathbf{x}}_k^T \mathbf{Q}_3 \ddot{\mathbf{x}}_k + \mathbf{u}_k^T \mathbf{R} \mathbf{u}_k) \quad (12)$$

۲-۳- تعیین نیروی کنترل

نیروی کنترل از کمینه سازی تابع عملکرد فوق تعیین می شود. برای اینکار معادله هامیلتون در هر گام زمانی تشکیل شده و از کمینه سازی آن، نیروی کنترل بصورت زیر بدست می آید:

$$(13)$$

$$\mathbf{u}_k = -\mathbf{R}^{-1} \mathbf{D}^T \mathbf{K}_{n_k}^{*-T} (\mathbf{Q}_1 \mathbf{X}_k + a_4 \mathbf{Q}_2 \dot{\mathbf{X}}_k + a_1 \mathbf{Q}_3 \ddot{\mathbf{X}}_k)$$

۲-۴- طراحی بهینه AMD

در رابطه (13) که برای محاسبه نیروی کنترل جهت اعمال به سازه های با رفتار غیر خطی ارائه شده نیروی کنترل بصورت تابعی از ماتریس های Q_1, Q_2, Q_3, R می باشند. Yang و همکارانش [23] برای تضمین پایداری سازه کنترل شده، روشی را بر پایه استفاده از روش مستقیم لیاپونف جهت تعیین ماتریس های وزنی ارائه نمودند که در حالت خاص این ماتریس ها بصورت تابعی از جرم و سختی سازه قابل تعریف می باشند. همچنین در پژوهش های قبلی انجام یافته پارامترهای فوق با استفاده از سعی و خطا [24] یا بر اساس فرضیات ساده کننده ای تعیین شده اند [21]. در این مقاله جهت افزایش کارایی سیستم کنترل فعال، برای تعیین ماتریسهای Q_1, Q_2, Q_3, R از روش ارائه شده توسط Joghataie و Mohebbi [22] استفاده گردیده است که در این روش با بهینه سازی یک تابع هدف، ماتریس های فوق برای کاهش پاسخ سازه به ازای ظرفیت مشخصی از محرک تعیین می شوند.

مسئله بهینه سازی برای تعیین ماتریس های وزنی در حالتیکه از TMD با مشخصات معلوم استفاده شود، جهت کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه

مسائلی که دارای متغیرهای زیادی می باشند، در بهینه سازی طراحی کنترل‌گرها استفاده شده است.

۳- بهینه سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک توزیع شده (DGA)

در میان روشهای الهام گرفته از طبیعت نظیر الگوریتم تکاملی، وراثتی و شبیه سازی بازپخت، الگوریتم ژنتیک از کارآمدترین روشها می باشد که در این روش از نقش وراثت در تکامل موجودات زنده جهت بهینه سازی الهام گرفته شده است. مبنای این روش بدین صورت است که با تغییر ژنها در کروموزومهای موجودات زنده، مشخصات کروموزومها تغییر پیدا کرده بطوریکه بتوانند در رقابت با سایر موجودات زنده حفظ بقا نمایند.

در سال ۱۹۷۵، John Holland [۲۸] نظریه بنیادی الگوریتم ژنتیک را بیان نمود که از مشخصات آن قابلیت و سادگی در حل مسائل بهینه سازی با تعداد زیاد متغیرها و دارای نقاط بهینه محلی متعدد میباشد. در یک مسئله بهینه سازی یک بردار طراحی بصورت یک کروموزوم در نظر گرفته شده که ژنهای آن همان متغیرهای مسئله می باشند. هم چنین مقدار تابع هدف برای هر بردار طراحی نشانگر شایستگی آن کروموزوم می باشد. الگوریتم ژنتیک با تعدادی از بردارهای طراحی (کروموزومها) شروع شده و با تولید نسلهای بعدی تحت عملگرهای مشخصی، بطوریکه دارای شایستگی بالایی می باشند، ادامه می یابد. الگوریتم ژنتیک کاربرد زیادی در حل مسائل بهینه سازی در علوم مختلف از جمله مهندسی عمران دارد. برای طراحی بهینه سازه ها از جمله خرپاها [۲۹] و بهینه سازی شکل، اندازه سازه های پیچیده کالبدی [۳۰] الگوریتم ژنتیک بطور گسترده ای مورد استفاده قرار گرفته است.

در طراحی سیستم های کنترل سازه ها از الگوریتم ژنتیک برای بهینه سازی کنترل گر فازی [۳۱]، تعیین محل بهینه میراگرها در کنترل غیر فعال سازه های غیر خطی [۳۲]، تعیین مقدار بهینه پارامترهای جرم میراگر هماهنگ شده

[۳۳-۳۴] و تعیین محل بهینه سنسورها و کنترل گرها در کنترل فعال [۳۵] استفاده شده است.

الگوریتم ژنتیک دارای سه عملگر انتخاب، همگذاری و جهش می باشد [۲۵]. انتخاب در الگوریتم ژنتیک عملگری است که تعداد کروموزومها و هم چنین کروموزومهای منتخب را برای تولید والدین نسل بعد مشخص می کند. در این مقاله از روش نمونه برداری تصادفی تک مرحله ای [۳۶] برای عملگر انتخاب استفاده شده است که احتمال انتخاب یک کروموزوم برابر است با:

$$P(X_i) = \frac{F(x_i)}{\sum_{i=1}^{N_{ind}} F(x_i)} \quad (16)$$

$P(x_i)$: احتمال انتخاب کروموزوم i ام، $F(x_i)$: شایستگی کروموزوم i ام و N_{ind} : تعداد کروموزوم در هر جمعیت می باشد.

تولید مثل (همگذاری) مهمترین عملگر الگوریتم ژنتیک می باشد و بیشترین نقش را در یافتن جوابهای جدید و بهینه دارا می باشد. در روش تولید مثل داخلی که در این پژوهش استفاده شده است نوزاد بر اساس ترکیب خطی دو کروموزوم والد نوشته می شود بدین صورت که:

$$Off_1 = P_1 + \alpha(P_2 - P_1) \quad (17a)$$

$$Off_2 = P_1 - \alpha(P_2 - P_1) \quad (17b)$$

P_1, P_2 : متغیرهای کروموزومهای والد، Off_1, Off_2 : متغیرهای کروموزوم نوزاد و α ضریب مقیاس بوده که بطور تصادفی معمولاً در فاصله $[-0.25, 0.25]$ برای تعیین هر متغیر (ژن) کروموزوم نوزاد انتخاب میشود [۳۷]. در الگوریتم ژنتیک جهش یکی از عملگرهای مهم بوده که جهت تضمین حفظ تنوع در جمعیت بکار برده می شود. درصد ژن هایی که جهش در آنها اتفاق می افتد عدد بسیار پایینی می باشد چرا که در صورت بالا بردن درصد جهش، الگوریتم ژنتیک به جستجوی تصادفی شبیه خواهد بود. هم چنین در صورتیکه احتمال جهش برابر صفر باشد عمل جستجو ممکن است در یک بهینه محلی



توقف نماید [۲۵]. اگر m_f درصد جهش ژنها بوده N_{var} و N_{new} به ترتیب نشانگر تعداد متغیرها و کروموزومهای تولید شده باشد در این حالت تعداد ژنهایی که دچار جهش ($N_{mutated}$) می شوند برابر است با:

$$N_{mutated} = m_f \cdot N_{new} \cdot N_{var} \quad (18)$$

که m_f عدد بسیار کوچکی می باشد.

Mühlenbein و Schlierkamp-Voosen [۳۷] روشی را برای جهش در متغیرهایی که بصورت حقیقی بیان شده اند ارائه کرده است که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است.

در مراحل اولیه استفاده از الگوریتم ژنتیک متغیرها بصورت سیستم دو دویی بیان شده اند. بررسیها نشان داده است که برای مسائل بهینه سازی با پارامترهای پیوسته استفاده از کدگذاری حقیقی دارای مزایایی نظیر سادگی در برنامه نویسی، نیاز به حافظه کمتر و امکان استفاده از عملگرهای مختلف ژنتیک می باشد [۳۸]. در مسائل مربوط به کنترل سازه ها که دامنه متغیرها از قبل معلوم نبوده و هم چنین دارای دامنه وسیعتری می باشند، استفاده از سیستم کدگذاری دو دویی بخاطر معلوم نبودن حد پایین و بالای متغیرهای طراحی سیستم کنترل دارای اشکالاتی می باشد و استفاده از کدگذاری حقیقی مناسبتر می باشد [۳۹]. در این پژوهش هم از کدگذاری حقیقی استفاده شده است.

در این مقاله از استراتژی برگزیده استفاده شده است که در این صورت تعدادی از کروموزومهای با شایستگی بالا در یک نسل عیناً به نسل بعد انتقال داده می شوند. بنابراین استفاده از این استراتژی باعث می شود که شایستگی کروموزوم برتر در طول نسلها کاهش نیافته و بقیه کروموزومها با کروموزومهای با شایستگی بالای تولید شده جایگزین می شوند. در صورتیکه N_{ind} تعداد کروموزوم در هر نسل و N_{ins} تعداد جمعیت جایگزین شده از نوزادان در جمعیت قبلی باشد در این حالت

تعداد کروموزومهایی که به عنوان برگزیده وارد نسل بعدی می شوند برابر است با:

$$N_{elites} = N_{ind} - N_{ins} \quad (19)$$

۳-۱- الگوریتم ژنتیک توزیع شده

در الگوریتم ژنتیک توزیع شده (DGA)، یک جمعیت بزرگ به زیر جمعیت های کوچک (N_{sub}) تقسیم شده و GA معمولی بر روی هر یک از زیر جمعیت ها بطور جداگانه اعمال می شود. تعدادی از جمعیت از هر زیر جمعیت انتخاب و به زیر جمعیت های دیگر بصورت دوره ای مهاجرت می نماید. در فرآیند مهاجرت دو پارامتر مهم و تأثیر گذار وجود دارد:

- فاصله مهاجرت (N_{mig}): نشان می دهد که در بین چند نسل مهاجرت اتفاق می افتد.

- نرخ مهاجرت (M_{rat}): درصدی از کروموزومهای هر زیر جمعیت را که در هر بار مهاجرت بایستی مهاجرت کنند، مشخص می کند.

در الگوریتم ژنتیک توزیع شده (DGA) از آنجایی که یک جمعیت به زیر جمعیت های متعددی تقسیم می شود تعداد افراد هر زیر جمعیت کوچک شده که منجر به همگرایی سریعتر و قابلیت بالای جستجو در مقایسه با الگوریتم ژنتیک معمولی (GA) مخصوصاً در مسائل با تعداد متغیر زیاد می شود [۲۶-۲۷].

روشهای مختلفی برای الگوی مهاجرت ما بین جمعیت ها پیشنهاد و به کار برده شده است که در میان آنها به روش های الگوی مهاجرت دایروی، الگوی مهاجرت همسایه ای و الگوی مهاجرت نامحدود می توان اشاره کرد. در این مقاله از روش الگوی مهاجرت نامحدود که یک روش کلی بوده استفاده شده که افراد به هر زیر جمعیتی امکان مهاجرت دارند.

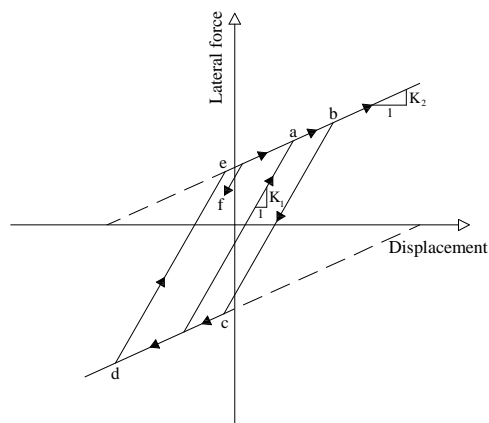
۴- مثال عددی - استفاده از AMD در سازه غیر خطی ۸ طبقه

در این مقاله هدف اصلی بررسی کارایی جرم میراگر در کاهش پاسخ لرزه ای سازه های غیر خطی نظیر سازه

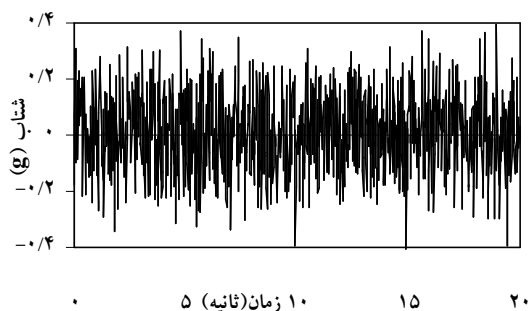


تسلیم بوده لذا این طبقات وارد ناحیه غیر خطی شده اند، همچنین حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی - برابر $Y_{max} = 4/75 \text{ cm}$ می باشد.

TMD با مشخصات $m_d = 13/8 \text{ ton}$ ، $14/4 \text{ kN.sec/m}$ ، $k_d = 5/27 \times 10^4 \text{ kN/m}$ در نظر گرفته شده است که دارای درصد جرمی $\mu = 0.5\%$ می باشد. مقادیر فوق بعنوان نمونه برای TMD در نظر گرفته شده اند و با توجه به رفتار غیر خطی سازه، انتخاب هر مقداری برای TMD نمی تواند حالت بهینه داشته باشد، چرا که با شروع رفتار غیر خطی، TMD از حالت هماهنگ شده خارج خواهد شد.



شکل (۲): رفتار الاستو- پلاستیک سازه غیر خطی.



شکل (۳): ارتعاش اغتشاش سفید $W(t)$ با

$$PGA = 0.4g$$

۱-۴- طراحی سیستم کنترل فعال برای $Y_L = 150 \text{ cm}$

$$u_L = 250 \text{ kN}$$

در این قسمت به طراحی سیستم کنترل فعال جهت کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات پرداخته می شود. با توجه به اینکه در قابهای فلزی غیرخطی تغییر

فولادی می باشد، لذا جهت سادگی تحلیل و تمرکز روی هدف اصلی مقاله از فرض قاب برشی در تحلیل استفاده شده است. با توجه به اینکه هدف کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه بوده لذا فرض قاب برشی لطمه ای به کلیات روش نخواهد زد که در مطالعات بعدی این روش قابل توسعه برای سازه های فلزی غیر خطی سه بعدی با رفتار واقعی می باشد. برای مثال عددی قاب ۸ طبقه فلزی [۱۶] با رفتار الاستو- پلاستیک نشان داده شده در شکل (۲)، برای بررسی قابلیت استفاده از AMD در بهبود رفتار سازه های غیر خطی فلزی در مقابل زلزله و همچنین ارزیابی روش پیشنهادی در نظر گرفته شده است. جرم هر طبقه برابر $345/6 \text{ ton}$ ، سختی الاستیک برابر $K_1 = 3/404 \times 10^5 \text{ kN/m}$ ، سختی ثانویه بعد از تسلیم برابر $K_2 = 3/404 \times 10^4 \text{ kN/m}$ (معادل با 10% سختی اولیه) و میرایی خطی هر طبقه برابر $C = 734/3 \text{ kN.sec/m}$ معادل با 0.5% میرایی مد اولیه ارتعاشی سازه می باشد. فرکانس طبیعی اولیه سازه در حالت خطی برابر $f = 0.92 \text{ Hz}$ بوده و تسلیم در هر طبقه در تغییر مکان جانبی نسبی برابر $Y_{yielding} = 2/4 \text{ cm}$ اتفاق می افتد.

ارتعاش اغتشاش سفید $W(t)$ با حداکثر شتاب زمین g $PGA = 0.4$ مطابق شکل (۳) بعنوان ارتعاش خارجی برای طراحی سیستم کنترل در نظر گرفته شده است. این ارتعاش بعنوان نمونه جهت طراحی انتخاب شده ولی در هر منطقه می توان تعداد مشخصی از زلزله های طراحی آن منطقه، مطابق آیین نامه های طراحی را بعنوان ارتعاش خارجی جهت طراحی AMD استفاده نمود.

ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، تغییر مکان جانبی، شتاب و هم چنین جذر میانگین مربعات (RMS) تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مختلف تحت اثر ارتعاش $W(t)$ برای سازه کنترل نشده در جداول (۱) تا (۴) داده شده است. نتایج نشان می دهد که طبقات ۱، ۲ و ۳ دارای تغییر مکان جانبی نسبی بیشتر از تغییر مکان جانبی



مکان جانبی نسبی طبقات یکی از پارامترهای مهم و تاثیر گذار در مقدار نیروهای داخلی اعضای سازه میباشد لذا کاهش این پارامتر به عنوان تابع هدف در طراحی سیستم کنترل انتخاب شده است. محدودیت های مورد نظر در طراحی AMD، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی TMD و نیروی کنترل بوده که مقادیر $Y_L=150$ cm و $u_L=250$ kN در معادلات (14c) و (14d) به عنوان نمونه انتخاب شده اند.

برای طراحی سیستم کنترل فعال یک کنترل گر در نظر گرفته شده لذا ماتریس R بصورت اسکالر در می آید:

$$R = r = 5 \times 10^{-7} \quad (20)$$

بعنوان نمونه ماتریس Q_1, Q_2, Q_3 بصورت ماتریس قطری با درایه های مساوی بصورت زیر در نظر گرفته شده اند:

$$(21a)$$

$$Q_1 = \begin{bmatrix} q_1 [I]_{8 \times 8} & 0_{8 \times 1} \\ 0_{1 \times 8} & q_{1m} \end{bmatrix}_{9 \times 9} \quad (21b)$$

$$Q_2 = \begin{bmatrix} q_2 [I]_{8 \times 8} & 0_{8 \times 1} \\ 0_{1 \times 8} & q_{2m} \end{bmatrix}_{9 \times 9} \quad (21c)$$

$$Q_3 = \begin{bmatrix} q_3 [I]_{8 \times 8} & 0_{8 \times 1} \\ 0_{1 \times 8} & q_{3m} \end{bmatrix}_{9 \times 9} \quad (21c)$$

مسئله بهینه سازی تعریف شده در معادلات (14a) تا (14f) با فرضیات فوق بصورت زیر بازنویسی می شوند که دارای 6 متغیر می باشد:

$$\text{Find } q_1, q_2, q_3, q_{1m}, q_{2m}, q_{3m} \quad (22a)$$

$$(22b)$$

$$\alpha Y_{max} + \beta_1 \max[0, g_1] + \beta_2 \max[0, g_2] \text{ Minimize } F(T) = g_1 = \frac{Y_{max}(tmd)}{1.5m} - 1 \quad (22c)$$

$$g_2 = \frac{u_{max}}{250kN} - 1 \quad (22d)$$

$$\alpha = .7, \beta_1 = 500 \text{ و } \beta_2 = 500 \quad (22e)$$

بنابراین در صورتیکه $Y_{max}(tmd) > 150$ cm باشد در اینصورت g_1 بصورت یک جریمه با ضریب β_1 در تابع

هدف اعمال خواهد شدو به همین ترتیب در صورتیکه $u_{max} > 250$ kN باشد تابع g_2 بصورت جریمه در تابع هدف اعمال می شود. β_1 و β_2 ضرایب تابع جریمه بوده که بصورت مناسب توسط طراح انتخاب می شوند. مقادیر مختلف برای این پارامترها سرعت همگرایی را در حل مسئله بهینه سازی تغییر داده ولی تأثیری در جواب نهایی مسئله نخواهند داشت [22].

4-1-1- حل مسئله بهینه سازی برای تعیین متغیرها

برای حل معادلات (22a) تا (22e) از الگوریتم ژنتیک توزیع شده استفاده شده که پارامترهای آن بصورت زیر می باشد:

$$N_{elites} = 5, N_{ind} = 25, M_{rat} = 20, N_{sub} = 2, N_{mig} = 20$$

$$N_{new} = 25, m_r = 4\%,$$

با انتخاب 2 زیر جمعیت و 25 عضو برای هر زیر جمعیت و پارامترهای فوق مسئله بهینه سازی حل شده است. در هر مرحله با انتخاب

بردار $V = (q_1, q_2, q_3, q_{1m}, q_{2m}, q_{3m})$ به تعداد جمعیت در نظر گرفته شده در الگوریتم ژنتیک بعنوان متغیرهای مسئله بهینه سازی، پاسخ سازه و هم چنین ماکزیمم نیروی کنترل تعیین شده و بر این اساس مقدار تابع هدف طبق رابطه (22b) بدست آمده و بهترین مقادیرهای بردار V به تعداد N_{elites} به مرحله بعدی انتقال داده شده اند. تعداد نسلها در الگوریتم ژنتیک تا جایی که جواب بهینه بدست آید ادامه داده می شود. شکل (4a) مقدار تابع هدف بهینه را در نسل های مختلف الگوریتم ژنتیک توزیع شده برای 4 بار حل مسئله بهینه سازی، Run 1 تا Run 4 نشان می دهد. نتایج نشان می دهند که مقدار تابع هدف الگوریتم ژنتیک توزیع شده در هر بار حل (Run) با افزایش تعداد نسل کاهش یافته یا اینکه ثابت بوده است. این مسئله به خاطر حفظ بهترین جمعیت در هر نسل و انتقال به جمعیت بعدی می باشد، هم چنین می توان گفت هر چهار بار حل (Run) به جواب بهینه یکسانی رسیده ولی دارای سرعت همگرایی مختلف می باشند.

شکل (۴) - (a) همگرایی حل های مختلف مسئله بهینه سازی

در رسیدن به جواب بهینه با استفاده از DGA; (b)

مقدار تابع هدف در آخرین نسل.

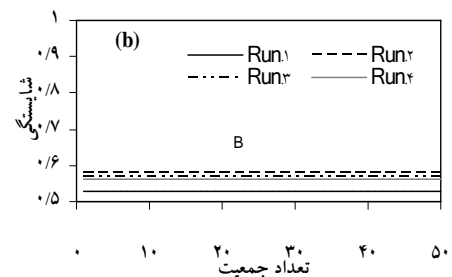
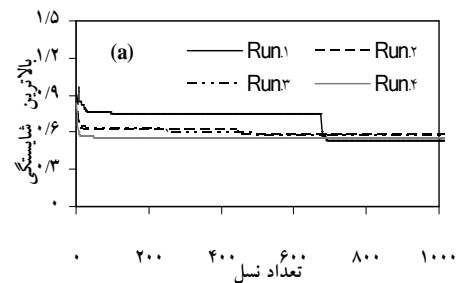
شکل (۵) تغییر مکان جانبی نسبی سازه کنترل نشده و کنترل شده را برای طبقات ۱، ۲ و ۳ نشان می دهد. هم چنین منحنی هیسترسیس طبقات فوق در شکل (۶) آورده شده است. مقادیر ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی، تغییر مکان جانبی، شتاب و RMS تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه کنترل شده با AMD در جداول (۱) تا (۴) آورده شده است. با استفاده از نتایج بدست آمده می توان گفت که تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ۱ به ترتیب ۴۵٪، ۳۱٪ کاهش داشته اند و در طبقه ۳ با استفاده از سیستم AMD رفتار غیر خطی حذف گردیده است. هم چنین با دقت در منحنی های هیسترسیس طبقات ۱، ۲ و ۳ که در حالت کنترل نشده دارای رفتار غیر خطی بودند، می توان گفت که با کاربرد AMD حلقه های هیسترسیس بطور قابل توجهی کاهش پیدا کرده که این مساله به کاهش خرابی در سازه منجر می شود.

شکل (۴b) مقدار تابع هدف را در آخرین نسل برای هر چهار Run نشان می دهد. نتایج نشان می دهند که به ترتیب ۵۰، ۵۰، ۵۰ و ۵۰ جمعیت در آخرین نسل Run ۱ تا Run ۴ دارای مقدار یکسانی می باشند که این مساله نشان دهنده دقت و همگرایی الگوریتم در تعیین مقدار جواب بهینه می باشد. در حالت بهینه پاسخ های سازه و حداکثر نیروی کنترل بصورت زیر می باشد:

$$Y_{max} = 2/63 \text{ cm}, \quad u_{max} = 250 \text{ kN},$$

$$Y_{max}(tmd) = 140 \text{ cm}$$

همانطوریکه نتایج نشان می دهد محدودیت های مورد نظر در حل مساله بهینه سازی اعمال گردیده اند.



جدول ۲- ماکزیمم تغییر مکان جانبی سازه کنترل نشده و کنترل شده در حالت‌های مختلف بر حسب cm.

طبقه	کنترل نشده	کنترل شده		
		TMD	AMD	ATC
۱	۴/۷۵	۴/۳۵	۲/۶۴	۳/۳۲
۲	۸/۲۳	۶/۹۸	۵/۰۴	۵/۷۳
۳	۱۰/۵۶	۹/۱۹	۷/۲۵	۷/۸۱
۴	۱۲/۵۹	۱۱/۴۶	۹/۱۵	۹/۵۱
۵	۱۴/۳۱	۱۳/۵۳	۱۰/۷۵	۱۰/۹۳
۶	۱۵/۷۱	۱۵/۱۶	۱۱/۹۷	۱۲/۰۶
۷	۱۶/۷۵	۱۶/۳۱	۱۲/۸۱	۱۲/۸۵
۸	۱۷/۲۵	۱۶/۹۳	۱۳/۲۸	۱۳/۳۲
TMD/AMD	—	۶۰/۳۱	۱۴۳	—

جدول ۳- ماکزیمم شتاب کل سازه کنترل نشده و

کنترل شده در حالت‌های مختلف بر حسب cm/s^2 .

طبقه	کنترل نشده	کنترل شده		
		TMD	AMD	ATC
۱	۵۷۳/۱	۵۷۷/۸	۵۳۸/۸	۶۵۱/۹
۲	۷۲۴/۲	۷۷۷	۶۶۲/۱	۶۷۷/۴
۳	۸۱۵/۷	۸۶۹/۲	۷۲۲/۵	۷۵۰/۵
۴	۸۵۱/۹	۸۷۱/۸	۷۷۸/۳	۸۱۴/۶
۵	۸۵۹/۸	۷۷۷/۱	۸۰۵/۱	۸۴۷
۶	۹۰۸/۶	۸۴۴/۲	۸۵۷/۶	۹۰۳/۳
۷	۹۱۱/۶	۸۳۱/۷	۸۲۸/۷	۸۷۵/۱
۸	۹۵۱/۲	۹۹۴/۳	۸۴۸/۸	۸۸۹/۸
TMD/AMD	—	—	—	—

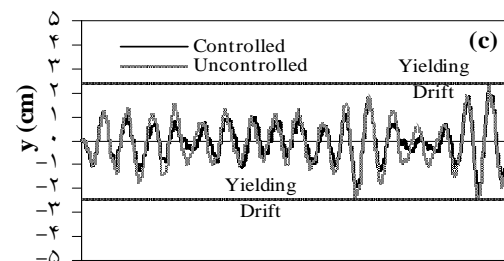
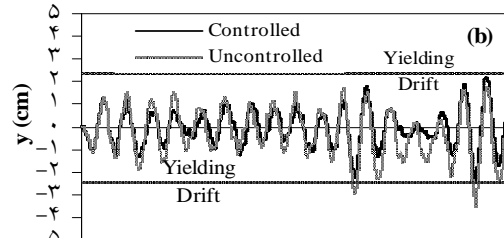
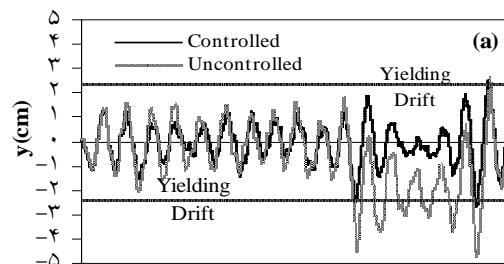
جدول ۴- RMS تغییر مکان جانبی نسبی سازه کنترل

نشده و کنترل شده در حالت‌های مختلف بر حسب cm.

طبقه	کنترل نشده	کنترل شده		
		TMD	AMD	ATC
۱	۱/۵۵	۱/۵۲	۰/۸۶	۱/۰۱
۲	۱/۱	۱/۱۸	۰/۸۲	۰/۸۶
۳	۰/۹۶	۱/۰۷	۰/۷۶	۰/۷۹
۴	۰/۸۵	۰/۹۴	۰/۶۸	۰/۷۱
۵	۰/۷۲	۰/۸۱	۰/۵۸	۰/۶
۶	۰/۵۸	۰/۶۴	۰/۴۷	۰/۴۷
۷	۰/۴۱	۰/۴۶	۰/۳۴	۰/۳۴
۸	۰/۲۲	۰/۲۶	۰/۱۹	۰/۱۸
TMD/AMD	—	۲۰/۹۱	۴۵/۹۸	—

بررسی نتایج ارائه شده در جداول (۱) تا (۴) نشان می‌دهد

که با استفاده از AMD، ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی،

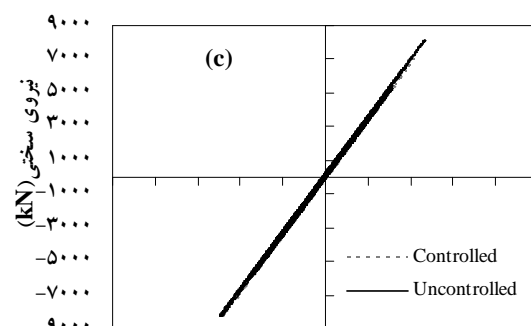
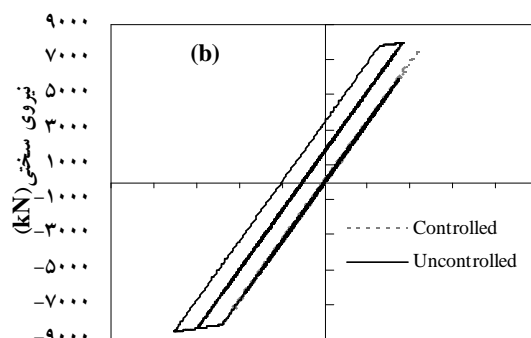
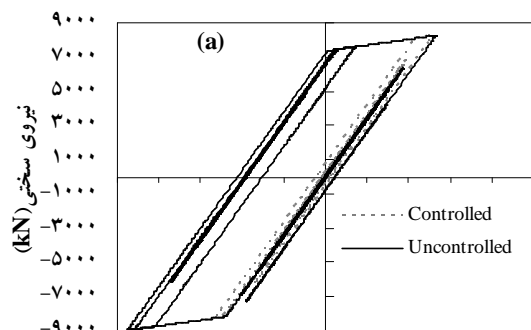


شکل (۵): تاریخچه زمانی تغییر مکان جانبی نسبی سازه کنترل شده و کنترل نشده برای (a) طبقه اول؛ (b) طبقه دوم؛ (c) طبقه سوم

جدول ۱- ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه کنترل نشده و کنترل شده در حالت‌های مختلف بر حسب cm.

طبقه	کنترل نشده	کنترل شده		
		TMD	AMD	ATC
۱	۴/۷۵	۴/۳۵	۲/۶۴	۳/۳۲
۲	۳/۵۲	۳/۲۲	۲/۴۲	۲/۵۶
۳	۲/۴۷	۲/۹۶	۲/۲۳	۲/۳۱
۴	۲/۲۱	۲/۳۷	۲/۱	۱/۹۵
۵	۱/۷۸	۲/۰۸	۱/۷۸	۱/۶۱
۶	۱/۴۶	۱/۷	۱/۳۳	۱/۲۶
۷	۱/۱۲	۱/۲۲	۰/۹۶	۰/۹۵
۸	۰/۶۵	۰/۷	۰/۶۲	۰/۵۳
TMD/AMD	—	۵۱/۷۳	۱۴۰/۲۳	—

حالت هم بصورت یک اسکالر مشابه معادله (۲۰) در نظر گرفته شده است.



تغییر مکان جانبی نسبی (cm) -۵ -۴ -۳ -۲ -۱ ۰ ۱ ۲ ۳ ۴ ۵

شکل (۶): منحنی هیستریسیس سازه کنترل شده با AMD و کنترل نشده برای (a) طبقه اول؛ (b) طبقه دوم؛ (c) طبقه سوم همچنین ماتریس های Q_1, Q_2, Q_3 مشابه مکانیزم AMD بصورت ماتریس قطری با درایه های مساوی بر اساس معادلات (a) تا (c) در نظر گرفته شده است. مشابه روش توضیح داده شده برای مکانیزم AMD به طراحی بهینه مکانیزم ATC پرداخته شده که در حالت بهینه، مقادیر زیر بدست آمده است:

تغییر مکان جانبی، شتاب و RMS تغییر مکان جانبی نسبی به ترتیب ۴۵٪، ۲۳٪، ۱۱٪ و ۴۴٪ کاهش داشته اند.

نتایج فوق نشان می دهند که استفاده از روش پیشنهادی برای طراحی مکانیزم AMD در سازه غیرخطی فلزی مورد بررسی عملکرد مناسبی داشته بطوریکه با افزایش ظرفیت محرک (u_L) می توان پاسخ سازه غیر خطی را تا هر میزان دلخواهی با روش فوق کاهش دهد.

۴-۲- مقایسه عملکرد AMD با TMD

در مثال مورد نظر، به لحاظ مقایسه عملکرد مکانیزم های غیرفعال TMD و فعال AMD در کاهش پاسخ سازه غیر خطی فلزی، قاب ۸ طبقه مجهز شده به TMD با همان مشخصات استفاده شده در قسمت قبل، تحت ارتعاش $W(t)$ قرار گرفته است.

جداول (۱) تا (۴) مقادیر ماکزیمم پاسخهای سازه کنترل شده با TMD را نشان می دهد. نتایج بدست آمده نشان میدهد که ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی، تغییر مکان جانبی و RMS تغییر مکان جانبی نسبی به ترتیب ۸٪، ۱٪ و ۲٪ کاهش داشته اند، در حالیکه شتاب ماکزیمم طبقات افزایش پیدا کرده است. با مقایسه نتایج بدست آمده از کاربرد TMD با AMD می توان گفت که مکانیزم AMD فعال در سازه غیرخطی عملکرد مناسبتری در مقایسه با مکانیزم غیرفعال TMD نشان می دهد.

۴-۳- مقایسه عملکرد مکانیزم AMD با مکانیزم تاندون

فعال (ATC)

به لحاظ مقایسه بین عملکرد سیستم کنترل فعال با AMD و مکانیزم تاندون فعال (ATC) در این قسمت به طراحی مکانیزم ATC پرداخته شده است. سیستم کنترل فعال ATC طوری طراحی گردیده است که ماکزیمم نیروی کنترل برابر با ماکزیمم نیروی کنترل مکانیزم AMD، باشد یعنی $u_{max} = 250$ kN. در این حالت به لحاظ امکان مقایسه مناسب بین ATC و AMD نیروی کنترل فقط در طبقه هشتم وارد شده لذا ماتریس R در این



$$Y_{\max} = 3/32 \text{ cm} , \quad u_{\max} = 250 \text{ kN}$$

۵- نتیجه گیری:

در این پژوهش با هدف بررسی کارایی استفاده از سیستم های کنترل سازه ها در کاهش پاسخ سازه های با رفتار غیرخطی نظیر سازه های فلزی غیرخطی تحت اثر ارتعاش زلزله، کاربرد مکانیزم جرم میراگر فعال بر روی سازه های غیرخطی فلزی با رفتار دو خطی و هیستریسیس مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور قاب ۸ طبقه فلزی تحت اثر ارتعاش اغتشاش سفید قرار گرفته و با انتخاب مقادیر مشخصی برای پارامترهای جرم میراگر (جرم، سختی و میرایی) به طراحی سیستم کنترل فعال پرداخته شده است. در الگوریتم ارائه شده برای کنترل فعال سازه های با رفتار غیر خطی، با استفاده از روش عددی نیومارک الگوریتم کنترل بهینه آنی برای سازه های با رفتار غیر خطی توسعه داده شده که تابع عملکرد آن شامل پسخور کامل پاسخ سازه (تغییر مکان، سرعت و شتاب) می باشد. برای تعیین مقادیر بهینه ماتریس های وزنی تابع عملکرد، جهت کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه غیرخطی، یک مسئله بهینه سازی تعریف شده که برای حل آن از الگوریتم ژنتیک توزیع شده استفاده گردیده است.

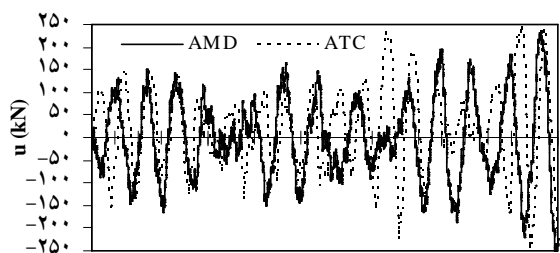
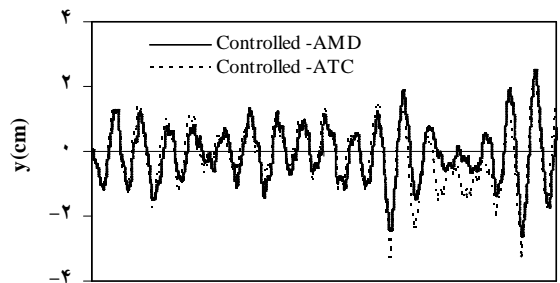
بر اساس مطالعات انجام گرفته می توان به نتایج زیر اشاره کرد:

۱- روش پیشنهادی برای طراحی سیستم کنترل فعال با مکانیزم جرم میراگر فعال روشی مناسب و کارا به لحاظ طراحی بهینه کنترل گر جهت کاهش پاسخ های سازه غیرخطی فلزی به ازای ظرفیت مشخصی از محرک می باشد.

۲- محدودیت هایی نظیر حداکثر نیروی کنترل قابل اعمال توسط محرکها و حداکثر تغییر مکان جانبی جرم میراگر فعال را می توان به راحتی در مسئله بهینه سازی اعمال نموده و به طراحی سیستم کنترل فعال پرداخت.

در جداول (۱) تا (۴) ماکزیمم پاسخ های سازه کنترل شده با ATC آورده شده است. شکل (۷a) ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول سازه کنترل شده را در دو حالت برای ATC و AMD نشان می دهد، درحالیکه در شکل (۷b) نیروی کنترل مورد نیاز سیستم های ATC و AMD آورده شده است. همانطوریکه انتظار می رفت ماکزیمم نیروی کنترل دو مکانیزم یکسان می باشد.

نتایج بدست آمده نشان می دهد که کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی، تغییر مکان جانبی، شتاب و RMS تغییر مکان جانبی نسبی در حالتیکه از مکانیزم ATC استفاده شود به ترتیب برابر ۳۰٪، ۲۲٪، ۶٪ و ۳۵٪ می باشد، درحالیکه درصدهای کاهش برای AMD ۴۵٪، ۲۳٪، ۱۱٪، ۴۴٪ بوده است. لذا می توان گفت که مکانیزم AMD عملکرد مناسبتری نسبت به مکانیزم ATC به لحاظ کاهش پاسخهای سازه نشان میدهد، در حالیکه ماکزیمم نیروی کنترل برای هر دو مکانیزم یکسان بوده است.



شکل (۷): (a) تاریخچه زمانی تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول سازه کنترل شده با ATC و AMD; (b) نیروی کنترل مورد نیاز برای مکانیزم ATC و AMD.



[11].Spencer, B.F., and Nagarajaiah, S. "State of the art of structural control." ASCE, J. Struct. Eng., 129(7), 845-856 (2003).

[12].Reinhorn, A. M., Manolis, G. D., and Wen, C. Y.. "Active control of inelastic structures" ASCE, J. Eng. Mech., 113(3), 315-333 (1987).

[13].Masri, S.F., Bekey, G.A., and Caughey, T.K. "Optimal pulse control of flexible structures" ASME, J. App. Mech., 48(4), 619-626 (1981a).

[14].Masri, S.F., Bekey, G.A., and Caughey, T.K. "On-line control of nonlinear flexible structures" J. App. Mech., ASME, 49(4), 871-884 (1981b).

[15].Yang, J. N., Akbarpour, A., and Ghaemmaghami, P. "New optimal control algorithm for structural control" ASCE, J. Engng. Mech., 113(9), 1369-1386 (1987).

[16].Yang, J. N., Long, F. X., and Wong, D. "Optimal control of nonlinear flexible structures" Technical Report NCEER, 88-0002 (1988).

[17].Wong, K.K.F., and Yang, R. "Predictive instantaneous optimal control of inelastic structures during earthquakes" Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 32, 2179-2195 (2003).

[18].Wong, K.K.F. "Predictive optimal linear control of inelastic structures during earthquakes Part. II" ASCE, J. Eng. Mech., 131(2), 1369-1386 (2005).

[19].Bani-Hani, K. A.. "Vibration control of wind-induced response of tall buildings with an active tuned mass damper using neural networks" J. Struct. Control and Health Monitoring, 14(1), 83 – 108 (2007).

[20].Bani-Hani, K. A., and Ghaboussi, J. "Nonlinear structural control using neural networks." ASCE, J. Eng. Mech., 124(3), 319-328 (1998).

[21].Chang, C. C., and Yang, H. T. Y.. "Instantaneous optimal control of building frames." ASCE, J. Struct. Eng., 120(4), 1307-1326 (1994).

[22].Joghataie, A., and Mohebbi, M. "Vibration controller design for confined masonry walls by distributed genetic algorithms" ASCE, J. Struct. Eng., 134(2), 300-309 (2008).

[23].Yang, J. N., Li, Z., and Liu, S. C. "Stable controllers for Instantaneous optimal control" ASCE, J. Eng. Mech., 118(8), 1612-1630 (1992).

[24].Bahar, O., Banan, M. R., Mahzoon, M., and Kitagawa, Y.. "Instantaneous optimal Wilson- θ control method" ASCE, J. Eng. Mech., 129(11), 1268-1276 (2003).

[25].Goldberg, D.E.. Genetic algorithms in search, optimization and machine Learning. Addison -Wesley Publishing Co., Inc. Reading, Mass, (1989).

[26].Mühlenbein, H., Schomisch, M., and Born, J. "The parallel genetic algorithms as a function optimizer" Parallel Computing, No.17, 619-632 (1991).

[27].Starkweather, T., Whitley, D., and Mathias, K. "Optimization using distributed genetic algorithms" Springer-Verlag Lecture Notes in Computer Science, 496, 176-185 (1990).

[28]. Holland, J.H. Adaptation in natural and artificial systems. Ann Arbor: The University of Michigan Press, (1975).

[29].Rajeev, S., and Krishnamoorthy, C.S. " Genetic algorithms-based methodologies for design optimization of trusses" ASCE, J. Struct. Eng., 123(3), 350-358 (1997).

[30].Ballig, R.J., Briggs, R.R., and Gillman, K. "Multiple optimum size/shape/topology designs for

- استفاده از الگوریتم ژنتیک توزیع شده برای تعیین ماتریس های وزنی تابع عملکرد الگوریتم کنترل فعال دارای کارایی مناسبی به لحاظ دقت و سرعت در رسیدن به جواب نهائی که همان مقادیر ماتریس های وزنی بوده، می باشد.

۴- با استفاده از روش پیشنهادی برای طراحی مکانیزم جرم فعال می توان پاسخ سازه غیر خطی فلزی را تا هر میزان مورد نظر کاهش داد که برای یک حد مشخصی از کاهش پاسخها می توان ظرفیت محرک مورد نیاز را نیز به راحتی تعیین کرد.

۵- مقایسه میزان کاهش پاسخ سازه های کنترل شده با جرم میراگر غیرفعال و جرم میراگر فعال کارایی مناسبتر مکانیزم جرم میراگر فعال را نشان می دهد. همچنین مکانیزم جرم میراگر فعال در مقایسه با مکانیزم تاندون فعال دارای عملکرد بهتری برای کاهش پاسخ های سازه به ازای ظرفیت مشخصی از محرک می باشد.

۶- مراجع

[1].Yao, J.T.P. "Concept of structural control." J. Struct. Division, 98, ST 7, 1567-1574 (1972).

[2].Zuk, W.M. "Kinetic structures" ASCE, J. Civil. Eng., 38(7), 62-64. (1968).

[3].Soong, T.T., and Manolis, G.D. "Active structures" ASCE, J. Struct. Eng., 113(11), 2290-2303 (1987).

[4].Den Hartog J.P. Mechanical Vibrations, 4th edn, McGraw-Hill, New York, (1956).

[5].Warburton G.B. "Optimal Absorber Parameters for Various Combination of Response and Excitation Parameters" Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 8, 197-217 (1982).

[6].Sadek F., and Mohraz B. "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic application" Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 26, 617-635 (1997).

[7].Kaynia N.M., Veneziano D., and Biggs J.M "Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers" ASCE, J. Struct. Division, 107(8), 1465-84 (1981).

[8].Sladek, J.R., and Klinger, R.E. "Effect of tuned-mass dampers on seismic response" ASCE, J. Struct. Eng., 109(9), 2004-2009 (1983).

[9].Soto-Brito R., and Ruiz S.E. "Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers" Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 28, 1255-1271 (1999).

[10].Lukkunaprasit, P., and Wanitkorkul, A. "Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes" Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 30, 537-51 (2001).



response control of wind-excited tall buildings" ASCE, J. Eng. Mech., 130(4), 524-530(2004).

[32].Wongprasert, N., and Symans, M.D."Application a genetic algorithm for optimal damper distribution within [36].Baker, J. E. "Reducing bias and inefficiency in the selection algorithm" Proc. ICGA, 2, 14-21(1987).

[37]. Mühlenbein, H., and Schlierkamp-Voosen, D."Predictive models for the breeder genetic algorithm :I. Continuous parameter optimization" Evolutionary Computation, 1(1), 25-49(1993).

[38].Jenkins, W. M. "A decimal-coded evolutionary algorithm for constrained optimization" J. Comp. and Struct., 80, 471-480(2002).

[39].Arfiadi, Y., and Hadi, M.N.S."Optimal direct (static) output feedback controller using real coded genetic algorithms." J.Comp. and Struct. ,79,1625-1634(2001).

skeletal structures using a genetic algorithm " ASCE, J. Struct. Eng., 132(7), 1158 - 1165(2006).

[31].Ahlawat, A. S., and Ramaswamy, A. " Multi objective optimal fuzzy logic control systems for the nonlinear seismic Benchmark building" ASCE, J. Eng. Mech., 130(4), 401-406 (2004).

[33].Hadi, N. S., and Arfiadi, Y. "Optimum design of absorber for MDOF structures" ASCE, J. Struct. Eng., 124(11),1272-1280(1998).

[34].Joghataie, A., and Mohebibi , M." Design and assessment of optimal TMDs for non- linear structures under earthquakes " Proc. of 10 th world conf. on Seismic Isolation & Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures , Istanbul ,Turkey, 28-31 May(2007).

[35].Makola, M., and Richardson A. "Placement of sensor/actuators on civil structures using genetic algorithms" Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics, 30, 1167-1184 (2001).



تحلیل پایداری ناخطی هندسی و یافتن نقطه‌های بحرانی ساده

با استفاده از چند تابع درونیاب

محمد رضایی پژند^۱، علیرضا نقوی ریابی^۲
(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

طرح بهینه‌ی سازه با بهره‌جویی از مصالح و آرایش شایسته عضوهابه دست می‌آید. در این فرآیند، سازه‌ها لاغر طرح می‌شوند. این گونه سازه‌ها در برابر کمانش ناتوان هستند. به سخن دیگر، پدیده‌ی کمانش، سبب ناکارایی سامانه، با وجود توانایی در بیشتر بخش‌های آن می‌شود. بنابراین، یافتن بار کمانشی اهمیت فراوانی دارد. به طور معمول، برای بررسی پایداری و یافتن بار بحرانی، باید سازه را تحلیل ناخطی نمود. در آغاز این مقاله، به صورت خلاصه به ویژگی‌های پایداری پرداخته می‌شود. پس از آن، پاره‌ای از فن‌های تحلیل ناخطی هندسی و تحلیل پایداری مرور خواهند شد. سرانجام، از چند تابع درونیاب بهره‌جویی می‌شود و روش‌های نوینی برای تحلیل پایداری پیشنهاد می‌گردد.

کلمات کلیدی

تحلیل ناخطی هندسی، فن طول قوس کروی، تحلیل پایداری، درونیابی ماتریس سختی مماسی، بار بحرانی، تابع درونیاب غیرچند جمله‌ای

Geometric Nonlinear Stability Analysis and Finding Simple Critical Points by Using Some Interpolation Functions

M. Rezaiee-Pajand (Professor), A. R. Naghavi (PhD Student)

ABSTRACT

Optimal structural design is obtained by efficiently using material and members' orientation. In this process, thin structures are designed. These kinds of structures are disabled against buckling. In other words, buckling phenomena causes system inefficiency, in spite of having the ability in the most parts of structure. Therefore, finding buckling load is very important. Generally, in order to study stability and calculating critical load, nonlinear structural analysis should be performed. At first, stability features are briefly discussed in this paper. Following this, some of the geometric nonlinear analysis techniques and stability analysis are reviewed. Finally, some of the interpolation functions are utilized and new methods for stability analysis are proposed.

Keywords

Geometric Nonlinear Analysis, Spherical Arc-length Technique, Stability Analysis, Interpolation of Tangent Stiffness Matrix, Critical Load, Non-polynomial Interpolation Function.

۱-استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، mrpajand@yahoo.com

۲- دانشجوی دکتری سازه گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد



در سال ۱۸۵۳ میلادی، دریچلت پایداری را به سان زیر تعریف نمود [1]:

«نقطه‌های یک سامانه‌ی مکانیکی پایدار، پس از تغییر مکان معین و سرعت نخستین معلوم، در یک بازه‌ی تغییر مکانی کراندار، نوسان می‌کنند.»

همان‌گونه که از این تعریف برمی‌آید، پایداری یک ویژگی پویاست و عامل زمان، هرچند به گونه‌ی پوشیده، در این پدیده جای دارد. بنابراین، می‌توان دو گونه پایداری پویا و ایستا برای سازه‌ها تعریف نمود. به دلیل از میان رفتن عامل زمان، مسأله‌های پایداری ایستا، ساده‌تر و روان‌تر می‌باشند. این ویژگی، سبب ناتوانی این گونه تعریف‌ها در پوشش پایداری پویا می‌گردد. باید افزود، تعریف‌های مزبور کاستی دارند و به آن‌ها «تعریف ضعیف» می‌گویند. در ادامه یکی از معروفترین تعریف‌های ضعیف می‌آید [1]:

«سامانه‌ی پایدار، پس از وارد آمدن آشفتگی، به حالت نخستین برمی‌گردد.» اگر پس از وارد آمدن آشفتگی، سازه به وضعیت آغازین بازنگشت و تغییر مکان‌ها رو به افزایش نهاد، به آن دستگاه ناپایدار می‌گویند. باید افزود، در میان این دو حالت، موقعیت تعادل خنثی نیز وجود دارد. در حالت خنثی، سامانه پس از وارد آمدن آشفتگی، در همان موقعیت باقی می‌ماند.

باید دانست، تغییر رفتار سازه در هنگام ناپایداری به پدیده‌ی کماتش معروف می‌باشد. کماتش حالتی است که سازه توانایی تحمل بارهای وارد با حفظ شکل نخستین را ندارد. بنابراین، برای تحمل بار و رسیدن به موقعیت ایستای جدید، تغییر هندسه می‌دهد. خاطر نشان می‌سازد، کماتش به دو گونه پدید می‌آید. نخست، یک عضو از سازه به تنهایی ناپایدار می‌گردد. در این حالت، چون کل سازه پایدار می‌ماند، با بهره جویی از مقاومت پس کماتشی عضو و همچنین با پخش دوباره‌ی نیروها در سازه، می‌توان به بارگذاری ادامه داد. در حالت دیگر، کل سازه کماتش می‌کند. در چنین وضعیتی، هندسه‌ی سازه، برای رسیدن به

حالت پایدار دگرگون می‌شود. گاهی این دگرسانی در هندسه‌ی سازه، سبب ناشایستگی آن در بهره‌برداری می‌شود. به سخن دیگر، از دیدگاه مهندسی سازه کارایی ندارد. بنابراین، نیاز به پیمایش مسیر پس کماتش سازه نمی‌باشد. تحلیل گران دو راه کار برای پیدا کردن بار بحرانی در دست دارند. نخست، پنداره‌ی تغییر شکل‌های کوچک می‌باشد. بار بحرانی با چشم‌پوشی از تغییر شکل‌های پیش کماتشی، با این روش حساب می‌گردد. شیوه‌ی دیگر، بهره جستن از تغییر شکل‌های بزرگ است. در این فن، افزون بر وارد کردن اثر تغییر شکل‌های پیش از کماتش، پیمایش مسیر پس کماتش نیز ممکن می‌گردد.

نقطه‌ی فرین تابع کارمایه، شرط لازم و کافی برای ایستایی سامانه می‌باشد. به خاطر باید سپرد، ایستایی پایدار یک دستگاه، همان نقطه‌ی کمینه‌ی تابع کارمایه‌ی نهفته است. برابری تعادل، از پیدا کردن نقطه‌های ایستا در تابع کارمایه‌ی نهفته به دست می‌آید. باید دانست، برای آزمون پایداری سامانه، هسین تابع کارمایه‌ی نهفته یا ماتریس سختی مماسی بررسی می‌گردد. اگر هسین در نقطه‌ی ایستا، معین مثبت باشد، نقطه‌ی مزبور کمینه است. همچنین، اگر ماتریس سختی مماسی، نیم معین مثبت گردد، تعادل خنثی خواهد بود.

نقطه‌های بحرانی، جز مسیر ایستایی سازه‌اند و معادله‌ی ایستایی سازه را برقرار می‌کنند. افزون بر این، نقطه‌های بحرانی، ویژگی دیگری نیز دارند. در نقطه‌های بحرانی، ماتریس سختی مماسی تکین می‌گردد. باید دانست، در این گونه نقطه‌ها، سازه رفتار ویژه‌ای دارد. در نقطه‌های انشعاب، مسیر ایستایی تغییر می‌کند. از سوی دیگر، در نقطه‌ی حدی، تغییر شکل زیادی در سازه رخ می‌دهد. این پدیده‌ها، به صورت ویژه شدن ماتریس سختی مماسی در نقطه‌ی بحرانی آشکار می‌گردد. باید دانست، در بسیاری از سامانه‌ها، پیش از کماتش، ماتریس مواد دگرگون می‌شود. این ویژگی، سبب دگرگون شدن ماتریس سختی مماسی خواهد شد. ولی سازه‌های فراوانی نیز پیش از تغییر در ماتریس مواد، از دیدگاه مهندسی ناپایدار می‌گردند.



یادآوری می‌نماید، برای تعیین معین مثبت بودن یک ماتریس، از مقدارهای ویژه آن بهره می‌جویند. روش دیگر شناخت نوع ماتریس، استفاده از دترمینان‌های کهاد اصلی آن است [2]. باید دانست، نقطه‌ی ایستا، وضعیت ایستایی تابع کارمایه‌ی نهفته می‌باشد. در میان نقطه‌های تعادل، کمینه‌ی نسبی همان وضعیت پایدار و بیشینه‌ی نسبی، حالت ناپایدار است. نقطه‌های بحرانی شکل‌های گوناگون دارند که در ادامه معرفی می‌شوند:

۱- نقطه‌ی حدی: مماس بر مسیر ایستایی در این نقطه، عمود بر محور بار است. چون مسیر پس‌کمانش در این گونه نقطه‌ها ناپایدار می‌باشد، سازه در این موقعیت به مسیر پایدار پرش می‌کند. از این رو، به آن نقطه‌ی پرش نیز می‌گویند.

۲- نقطه‌ی انشعابی: از برخورد مسیر آغازین و خم‌های دوم، نقطه‌ی انشعابی پدید می‌آید. مسیری که دارای کمترین کارمایه‌ی نهفته باشد، بعد از انشعاب توسط سازه پیموده خواهد شد. به خاطر باید سپرد، بردار ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی در نقطه‌ی انشعاب بر بردار بار ثابت عمود است. باید آگاه بود، نقطه‌های انشعابی نیز دو گونه‌اند. یکی از آن‌ها، نقطه‌ی انشعابی ساده می‌باشد. در این گونه، بردار ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی، در وضعیت بحرانی، یگانه خواهد بود و سازه تنها یک شکل کمانشی دارد. گونه‌ی دیگر، انشعاب چندگانه است. اگر برخورد چندین خم پاسخ در یک محل باشد، نقطه‌ی انشعاب چندگانه خواهد بود. در این حالت، شکل کمانشی سازه در آغاز معلوم نیست.

خاطر نشان می‌کند، یافتن نقطه‌های بحرانی چندگانه، فرآیندی پیچیده است. بار بحرانی سازه‌هایی که چنین نقطه‌ی بحرانی دارند را نمی‌توان با روش‌های تحلیل پایداری معمول برای نقطه‌های بحرانی ساده به دست آورد. به دلیل همین پیچیدگی، تا کنون راه کارهای کمتری برای

یافتن نقطه‌های بحرانی چندگانه پیشنهاد شده است. رضایی پزند و وجدانی بر پایه‌ی رابطه‌های موجود در علم جبر خطی روشی توانمند برای یافتن نقطه‌های بحرانی چندگانه پیشنهاد کردند [3]. در این فن از مشتق‌های جهتی ماتریس سختی مماسی و بردارهای ویژه‌ی آن استفاده می‌شود.

تحلیل ناخطی هندسی

چون سامانه‌ی سخت (صلب) در گیتی یافت نمی‌شود، تمام سازه‌ها زیر اثر بار تغییر شکل می‌دهند. جابه‌جایی گره‌ها، سبب تغییر برخی مشخصه‌های سازه و از آن میان ماتریس سختی مماسی می‌گردد. بنابراین، یکسان پنداشتن ماتریس سختی و سایر ویژگی‌های سازه در طول تحلیل خطی، سبب اختلاف بین نتیجه‌های واقعی و تحلیلی می‌شود. به کار بردن رفتار ناخطی هندسی این مشکل را حل می‌کند. یادآوری می‌کند، انجام تحلیل ناخطی سازه‌ها برای یافتن نقطه‌های کمانشی ضروری می‌باشد. باید دانست، تغییرشکل‌های پیش از کمانش در سازه‌های بزرگ قابل چشم‌پوشی نیست.

تا کنون روش‌های گوناگونی برای تحلیل ناخطی سازه‌ها و پیمایش مسیر ایستایی آن‌ها پیشنهاد شده است. یکی از قدیمی‌ترین روش‌های تحلیل ناخطی، فن نیوتن-رافسون است. در این راهکار، بردار بار نامیزان به تدریج و به صورت تکراری کوچکتر شده و سرانجام صفر می‌گردد. برای افزایش سرعت همگرایی به پاسخ، در هر گام ماتریس سختی مماسی بهنگام می‌شود. این روش نرخ همگرایی درجه دوم دارد. نرخ بالای همگرایی از ویژگی‌های برجسته این روش است. با وجود این، به دلیل بهنگام شدن ماتریس سختی مماسی در هر گام، به زمان زیادی برای تحلیل سازه، به ویژه در سازه‌های بزرگ نیاز دارد. به همین دلیل، پژوهشگران روش نیوتن-رافسون بهبود یافته را پیشنهاد کرده‌اند. در این فن پس از شمار مشخصی تکرار ماتریس سختی مماسی بهنگام می‌شود. اگرچه این فرآیند سبب کاهش زمان برای سوار کردن ماتریس سختی مماسی می‌شود، چون شمار تکرارها را افزایش می‌دهد، می‌تواند

باعث افزایش زمان تحلیل گردد. این ویژگی در سازه‌های با رفتار ناخطی شدید، اهمیت دارد. روش‌های شبه نیوتنی را نیز برای تحلیل سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. در این راهکارها، در هر گام ماتریس سختی مماسی بر پایه مشخصه‌های گام‌های پیشین تقریب زده می‌شود [4]. بر اساس روش جستجوی محلی، که یک فن بهینه‌سازی است، روش دیگری برای تحلیل ناخطی پیشنهاد شده است که از ماتریس سختی مماسی استفاده نمی‌کند [5]. در این راهکار می‌توان هردو اثر ناخطی مواد و هندسی را در تحلیل وارد کرد. دهقان و هاجریان روش ریاضی دیگری نیز برای حل یک معادله‌ی ناخطی بدون نیاز به مشتق‌های آن پیشنهاد کرده‌اند که دارای نرخ همگرایی درجه دو است [6]. در آینده با توسعه‌ی رابطه‌های این فرآیند برای سازه‌های چند درجه آزادی، استفاده‌ی زیادی از آن در تحلیل ناخطی سازه‌ها خواهد شد.

یکی از ساده‌ترین روش‌های پیمایش مسیر ایستایی، روش کنترل بار است. در هر گام این شیوه، هدف یافتن نقطه‌ی ایستایی است که عامل بار آن به اندازه \square با عامل بار نقطه کنونی تفاوت داشته باشد. در مرحله‌ی تکراری این روش می‌توان از هریک از راهکارهای تحلیل ناخطی استفاده کرد. این فن توانایی گذر از نقطه حدی را ندارد. به همین دلیل، روش کنترل تغییر مکان پیشنهاد شده است. در این فرآیند، عامل کنترل را درایه ویژه‌ای از بردار تغییر مکان می‌گیرند [7]. اگر چه این روش توانایی گذر از نقطه حدی را دارد، ولی در نقطه‌ی بازگشت واگرا می‌شود.

به دلیل مشکل‌های روش‌های کنترل بار و تغییر مکان، شیوه‌های طول قوس پیشنهاد شده‌اند که نخستین آن‌ها را ریکس پیشنهاد کرد [7]. در فن‌های طول قوس عامل کنترل را طول خم بین دو نقطه‌ی تعادل پیاپی می‌گیرند. روش‌های طول قوس بسیار گوناگونند. تفاوت این راهکارها در معادله‌ی شرط بخش تکراری است و در گام نمودی به طور کامل یکسانند. یکی از مشهورترین و تواناترین روش‌های طول قوس، فن طول قوس کروی است که در ادامه به آن پرداخته خواهد شد [8]. اگرچه شیوه‌های طول قوس توانایی

گذر از نقطه بازگشت و نیز نقطه‌های بحرانی (نقطه‌های حدی و انشعاب) را دارند، ولی به دلیل ویژه شدن ماتریس سختی مماسی در نقطه‌های بحرانی، سرعت همگرایی در همسایگی این نقطه‌ها کاهش می‌یابد. برای رفع این مشکل، در روش‌های طول قوس و نیز سایر راهکارهای پیمایش مسیر ایستایی، مولر فن نیوتن-رافسون پایدار شده را برای اصلاح ماتریس سختی مماسی در همسایگی این نقطه‌ها پیشنهاد کرد. با بهره‌جویی از این راهکار، توانایی گذر از نقطه حدی با روش کنترل بار نیز فراهم می‌آید [9]. روش توانای دیگری که برای پیمایش مسیر ایستایی پیشنهاد شده است، الگوریتم جریان نام دارد. در این فن در مرحله‌ی تکراری، از خم‌های جریان داویدنکو و مسیرهای عمود برای افزایش سرعت همگرایی به نقطه تعادل استفاده می‌شود [10].

فن طول قوس کروی

شیوه‌های واریسی بار و نیز واریسی تغییر مکان توانایی پیمایش هر نوع مسیر ایستایی را ندارند. روش واریسی بار در نقطه‌های حدی و فن واریسی تغییر مکان در نقطه‌های بازگشت تغییر مکان واگرا می‌شوند. فرآیند واریسی طول قوس هر دو عامل نیرو و تغییر مکان را به یکدیگر وابسته می‌کند. بنابراین، توانایی گذر از این نقطه‌ها را دارد. عامل واریسی در این شیوه، طول بردار مماس بر مسیر می‌باشد. به دلیل توانایی بالای این فرآیند، پژوهشگران زیادی برای بهبود عملکرد و سرعت همگرایی آن، راهکارهایی را بر آن پایه آفریده‌اند. تفاوت فن‌های گوناگون طول قوس در بخش تکراری آن‌هاست. باید دانست، بخش نمودی در تمامی شیوه‌های طول قوس یکسان می‌باشد. در ادامه، یک گونه‌ی مشهور از این فرآیندها می‌آید. در این فن تکرارها روی کره‌ای به مرکز نقطه‌ی پیشین و شعاع معلوم قرار دارند. برابری ایستایی و رابطه‌ی شرط در شیوه‌ی طول قوس کروی به شکل زیراند [11]:

$$\square \quad (1)$$



سه حالت زیر برای معادله‌ی (۹) قابل پیش بینی است:
 ۱- اگر باشد، دو ریشه‌ی حقیقی برای نمو بار به-
 دست می‌آید.
 ۲- اگر باشد، معادله تنها یک ریشه‌ی دوگان دارد.
 ۳- اگر باشد، مقدار حقیقی برای نمو بار به دست
 نمی‌آید.

در حالت نخست، ریشه‌ی مناسب را باید برگزید. انتخاب
 ریشه‌ی مناسب سبب همگرایی بهتری می‌شود. در سازه‌های
 معمولی، از میان دو ریشه‌ی حقیقی معادله‌ی (۹)، آن‌که
 سبب پیدایش برداری با کمینه‌ی زاویه از شود،
 انتخاب می‌گردد. به سخن دیگر، از میان دو بردار زیر آن‌که
 زاویه‌ی کوچکتری با بسازد را برمی‌گزینند.

(۱۳)

(۱۴)

زاویه‌ی بین دو بردار با ضرب داخلی آن‌ها و با رابطه‌ی زیر
 به دست می‌آید:

(۱۵)

چون کسینوس یک تابع نزولی است، پاسخ، مقدار بیشینه‌ی
 رابطه‌ی (۱۵) می‌باشد. این انتخاب برای سازه‌های معمولی
 مناسب است. در سازه‌های با رفتار ناخطی شدید، انتخاب
 مقدار کمینه‌ی رابطه‌ی (۱۵)، می‌تواند سرعت همگرایی
 بهتری در پی داشته باشد [11]. نمونه‌ای از این رفتار در
 شکل (۲) نشان داده شده است.

تا کنون، بخش تکراری روش طول قوس بررسی شد.
 بخش نمودی تحلیل نیز اهمیت زیادی دارد. به سخن دیگر،
 در صورت انتخاب ناشایسته‌ی نمو، تحلیل بر روی مسیر
 ایستایی پیمایش شده برمی‌گردد. همچنین، پیمایش کامل
 مسیر ایستایی پس از نقطه‌های انشعاب و یا برگشت به
 عقب، با انتخاب مناسب نمو بار ممکن می‌شود. در بخش
 طول قوس کروی، دستگاه نمودی همان رابطه‌ی (۱) است.
 با تعریف عامل زیر، این دستگاه حل می‌گردد.

در این رابطه، ماتریس سختی مماسی، بردار
 بار ثابت، و به ترتیب، نمو تغییر مکان و نمو
 عامل بار هستند. تحلیل گر در آغاز تحلیل، عامل واریسی
 را انتخاب می‌کند. عامل ، اثر بار را در معادله‌ی شرط
 وارد می‌نماید. دستگاه رابطه‌ی (۱) در گام نمودی حل
 می‌شود. در بخش تکراری، از دستگاه زیر استفاده می‌گردد:

(۲)

(۳)

عامل‌های نمودی تغییر مکان و بار از
 نقطه‌ی همگرایی پیشین سنجیده می‌شود. بنابراین، اگر
 و عامل‌هایی برای تکرار پیشین باشند،
 می‌توان نوشت:

(۴)

(۵)

بردارهای و به صورت زیر تعریف می-
 شوند:

(۶)

(۷)

بار نامیزان در نقطه‌ی بردار می‌باشد. با بهره
 جستن از رابطه‌های (۶) و (۷) می‌توان را به
 صورت زیر نوشت:

(۸)

با جایگذاری رابطه‌های (۴) تا (۸) در (۳) و بازآرایی آن،
 معادله‌ی درجه‌ی دوم زیر برای به دست می‌آید:

(۹)

ضریب‌های معادله‌ی کنونی به گونه‌ی زیر در دسترس قرار
 می‌گیرد:

(۱۰)

(۱۱)

(۱۲)



۳- علامت دترمینان ماتریس سختی مماسی

۴- علامت شاخص فنگ و همکاران

در بند چهارم، تفاوت میان بردار تغییر مکان کنونی و نقطه‌ی پیشین می‌باشد. به سخن دیگر، می‌توان نوشت:

(۱۹)

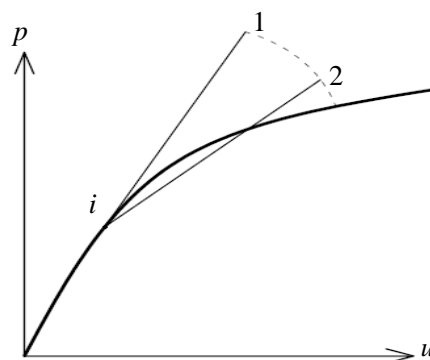
تحلیل گر با شناخت رفتار سازه، می‌تواند هرکدام از این فن‌ها را انتخاب نماید. باید افزود، تغییر نمو کار، در نقطه‌های بازگشت تغییر مکان ناتوان می‌گردد. دترمینان ماتریس سختی مماسی نیز در نقطه‌های انشعاب مسیر آغازین را رها می‌سازد و ادامه‌ی تحلیل از مسیر دوم انجام می‌پذیرد.

یافتن نقطه‌های بحرانی ساده

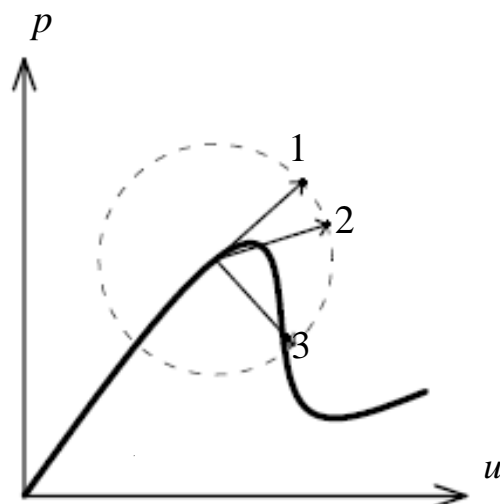
نقطه‌های بحرانی، جز مسیر ایستایی سازه‌اند و معادله‌ی ایستایی سازه را برقرار می‌کنند. افزون بر این، نقطه‌های بحرانی، ویژگی دیگری نیز دارند. در نقطه‌های بحرانی، ماتریس سختی مماسی تکین می‌گردد.

به طور کلی، با دو شیوه‌ی مستقیم و غیرمستقیم، نقطه‌های بحرانی به دست می‌آیند. در نخستین راهکار، نقطه‌ی بحرانی به شکل مستقیم و بدون واسطه پیدا می‌شود. به سخن دیگر، برای یافتن آن، نیاز به پیمایش مسیر ایستایی نمی‌باشد. این نقطه‌ها با حل یک دستگاه معادله‌ی ناخطی افزوده در دسترس قرار می‌گیرد. در تمام این فن‌ها، معادله‌ی ایستایی به کار می‌رود. معادله‌های دیگری که به طور همزمان با معادله ایستایی حل می‌شوند، به شیوه‌ی مورد نظر بستگی دارد.

در فرآیند غیرمستقیم، با پیمایش مسیر ایستایی، نقطه‌های بحرانی نیز در دسترس قرار می‌گیرند. در این فن، هنگام پیمایش مسیر ایستایی، عبور از نقطه‌ی بحرانی مشخص می‌گردد. روش طول قوس، یکی از شایسته‌ترین راهکارها برای پیمایش مسیر ایستایی می‌باشد. در این شیوه، در هر



شکل (۱): روش طول قوس کروی



شکل (۲): شیوه‌ی طول قوس کروی در سازه‌ای با رفتار

ناخطی شدید

(۱۶)

بنابراین، می‌توان نمو تغییر مکان را به گونه زیر نوشت:

(۱۷)

با جایگذاری رابطه‌ی کنونی در برابری دوم معادله‌ی (۱)، رابطه‌ی زیر به دست می‌آید [12]:

(۱۸)

پژوهشگران برای انتخاب علامت ، پیشنهادهای گوناگونی ارائه داده‌اند. در ادامه به بررسی پاره‌ای از آن‌ها پرداخته می‌شود [13,14].

۱- علامت عامل سختی کنونی

۲- علامت تغییر نمو کار



ماتریس پایین مثلثی ، با درایه‌ی یکه روی قطر اصلی می‌باشد. ماتریس قطری است. با توجه به سازه، تحلیل‌گر تابع آزمون مناسب را انتخاب می‌کند. یادآوری می‌کند، دترمینان ماتریس سختی مماسی، توانایی نشان دادن نقطه‌ی بحرانی چندگانه را ندارد، با وجود این، این تابع آزمون، توانایی بالایی برای یافتن نقطه‌های بحرانی ساده دارد [11]. در ادامه به چند روش غیرمستقیم پرداخته می‌شود و پس از آن رابطه‌های پیشنهادی جدید می‌آیند.

راهکار غیرمستقیم، بر پایه‌ی حرکت روی مسیر ایستایی استوار است. انتخاب شیوه‌ای مناسب برای تحلیل و نیز تابع آزمون شایسته در این فن، اهمیت بسیار ویژه‌ای دارد. چون وضعیت نخستین، حالت پایدار می‌باشد، تابع آزمون در آن نقطه مثبت است . با یک نمو معلوم و حرکت روی مسیر ایستایی می‌توان از نقطه‌ی بحرانی عبور کرد. در پایان نمو، تابع آزمون منفی می‌شود . با این حساب، به دلیل پیوستگی تابع آزمون، دست کم یک ریشه در این بازه دارد. به سخن دیگر، نقطه‌ی بحرانی در فاصله‌ی این نمو قرار می‌گیرد. ساده‌ترین فرآیند یافتن نقطه‌ی بحرانی، درونیابی خطی بین دو مقدار تابع آزمون می‌باشد:

در رابطه‌ی کنونی، ، عامل بار بحرانی و و و به ترتیب، عامل بار و مقدار تابع آزمون در آغاز و پایان نمو است. همچنین، برای افزایش دقت، می‌توان در بازه‌ی مزبور نقطه پیش بینی نمود.

روش ساده‌ی خطی

فوجیکک، این شیوه را برای یافتن نقطه‌ی بحرانی ساده پیشنهاد کرده است [15]. در این روش، نخست مسیر ایستایی را تا نقطه‌ی بحرانی می‌پیمایند. سپس، ماتریس سختی مماسی در نقطه‌ی پیش از کمناش و پس از آن، انبار

نقطه‌ی خم ایستایی، آزمون پایداری انجام می‌پذیرد. به سخن دیگر، معین مثبت بودن ماتریس سختی مماسی واری می‌گردد. این کار با استفاده از تابع‌های آزمون انجام می‌گیرد. تابعی را که ریشه‌ی آن نقطه‌ی بحرانی است، تابع آزمون بار بحرانی می‌نامند. به سخن دیگر، این تابع‌ها خاصیت ویژه شدن ماتریس سختی مماسی را در ریشه‌ی خود دارند. در هر دو روش مستقیم و غیرمستقیم، از تابع‌های آزمون استفاده می‌شود. شماری از تابع‌های آزمون در هر دو روش کاربرد دارند که در ادامه پاره‌ای از آن‌ها می‌آیند. انتخاب تابع آزمون شایسته، از مهمترین بخش‌های تحلیل کمناشی می‌باشد. پژوهشگران تابع آزمون‌های مختلفی پیشنهاد کرده‌اند که هر یک توانایی‌ها و کاستی‌هایی دارد. برای نمونه، دترمینان ماتریس سختی مماسی، یک تابع آزمون مناسب برای نقطه‌ی حدی و انشعابی ساده می‌باشد [11]. باید افزود، گاهی در حالت‌های انشعابی چندگانه، این تابع آزمون تغییر علامت نمی‌دهد. بنابراین، تحلیل‌گر از گذر از نقطه‌ی بحرانی، آگاه نمی‌شود. همچنین، در نقطه‌های عادی روی مسیر ایستایی، مقدار تابع بسیار بزرگ می‌باشد. شاید کوچکترین مقدار ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی، بهترین تابع آزمون باشد. ولی به دست آوردن آن نیاز به حافظه‌ی رایانه‌ای زیادی دارد. در ادامه چند تابع آزمون معمول معرفی می‌گردد.

۱- دترمینان ماتریس سختی مماسی

۲- کوچکترین مقدار ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی

۳- حاصلضرب و

۴- کوچکترین لولا

عامل‌های و ، به ترتیب، کوچکترین و بزرگترین درایه‌ی قطر اصلی در ماتریس می‌باشند. این ماتریس با تجزیه‌ی ماتریس سختی مماسی به گونه‌ی زیر در دسترس قرار می‌گیرد:



از جمله‌های برای درونیابی تابعی در فاصله و در سه نقطه بهره جویی می‌شود. بر پایه‌ی رابطه‌های روش اجزای محدود، تابع‌های درونیاب به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$\begin{cases} \text{[Blank]} \\ \text{[Blank]} \end{cases}$$

$$\text{[Blank]}$$

$$\text{[Blank]} \quad (26)$$

از این تابع‌ها برای درونیابی ماتریس سختی مماسی و عامل بار در سه نقطه پیاپی از مسیر ایستایی در این اثر استفاده خواهد شد. اگر ماتریس سختی مماسی در نقطه-ی پس از کمانش باشد، می‌توان ماتریس سختی مماسی در گام پیش از کمانش را می‌توان با نشان داد. ماتریس سختی مماسی در گام پیش از آن را نیز می‌توان نامید. این ماتریس‌ها وابسته به سه نقطه‌ی پیاپی از مسیر ایستایی می‌باشند که کوچکترین مقدار ویژه‌ی مربوط به مثبت و کوچکترین مقدار ویژه‌ی مربوط به منفی می‌باشد. برای ماتریس سختی مماسی می‌توان نوشت:

$$\text{[Blank]} \quad (27)$$

در این رابطه، ماتریس سختی مماسی در فاصله‌ی تحلیل می‌باشد. همچنین، عددی بین و می‌باشد که عددی دلخواه است. هدف، یافتن به گونه‌ای است که ماتریس ویژه شود. با بهره جویی از راهکارهای ریاضی، می‌توان نوشت [17]:

می‌گردد. انتخاب الگوی تغییر خطی برای درایه‌های ماتریس سختی مماسی در این بازه، از ویژگی‌های این فرآیند می‌باشد. باید آگاه بود، چون تغییر واقعی ماتریس سختی مماسی خطی نیست، مقداری خطا وارد می‌گردد. سادگی این فن از خوبی‌های آن می‌باشد. می‌توان تغییر ماتریس سختی مماسی را به صورت زیر نوشت:

$$\text{[Blank]} \quad (22)$$

ماتریس سختی مماسی در نقطه‌های پیش و پس از کمانش، و می‌باشند. ماتریس سختی مماسی در نقطه‌ی کمانش به سان زیر درمی‌آید:

$$\text{[Blank]} \quad (23)$$

بار بحرانی سازه می‌باشد. بار در نقطه‌ی پیش از کمانش، است. در این رابطه، نمو بار با نشان داده می‌شود. برای یافتن ، دستگاه مقدار ویژه‌ی زیر بر پا می‌گردد:

$$\text{[Blank]} \quad (24)$$

پس از یافتن ، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\text{[Blank]} \quad (25)$$

یکی دیگر از روش‌های ساده و موثر یافتن بار بحرانی، استفاده از مقدار ویژه‌ی تقریبی است که آیکدا و همکاران آن را پیشنهاد کرده‌اند [16]. در این شیوه، بر پایه‌ی نمو بردار تغییر مکان در هر گام، تقریبی از بردار ویژه و در نتیجه تقریبی از مقدار ویژه به دست می‌آید. در ادامه‌ی کار، رابطه‌های جدیدی بر پایه‌ی درونیابی درایه‌های ماتریس سختی مماسی پیشنهاد می‌شود. تفاوت این روش‌ها در نوع تابع درونیاب به کار رفته می‌باشد.

رابطه‌های پیشنهادی برای تحلیل پایداری



(۳۳)

به همین شیوه می توان از تابع های درونیاب با جمله یا بهره جست. در ادامه، رابطه های این دو جمله به صورت خلاصه می آیند.

۱- تابع درونیاب با استفاده از جمله

(۳۴)

(۳۵)

(۳۶)

(۳۷)

(۳۸)

(۳۹)

(۴۰)

(۴۱)

(۲۸)

(۲۹)

در این رابطه ها، کوچکترین مقدار ویژه ماتریس است. بردار ویژه وابسته به این مقدار ویژه با مشخص شده است. اگر از دو جمله نخست گسترش تیلور تابع کوچکترین مقدار ویژه استفاده شود، رابطه ی زیر به دست می آید:

(۳۰)

باید به گونه ای انتخاب شود که ماتریس سختی مماسی ویژه شود. بنابراین، رابطه ی (۵) برابر صفر قرار می گیرد. پاسخ های این برابری به گونه ی زیر در دسترس قرار می گیرند.

(۳۱)

خاطر نشان می کند، در رابطه ی کنونی، مقدارهایی از پذیرفتنی هستند که بین و قرار گیرند. با مشخص شدن ، بار بحرانی نیز با درونیابی به دست می آید. اگر پاسخ مناسب رابطه ی (۶) باشد، بار بحرانی از رابطه ی زیر به دست می آید:

(۳۲)

در این رابطه، عامل بار بحرانی با نمایش داده شده است. عامل بار وابسته به ماتریس سختی می باشد. تابع های درونیاب در رابطه (۲۶) معرفی شده اند. یک انتخاب برای عامل به گونه ای است که وقتی بین و تغییر می کند، تغییر عامل بار خطی باشد. بر این پایه می توان را از رابطه ی زیر یافت:

۲- تابع درونیاب با استفاده از جمله

بحرانی و نیز روش درونیابی درجه دوم کوچکترین مقدار ویژه، که پیش از آن اشاره شد، مقایسه شده است.

جدول (۱): نام گذاری روش‌های پیشنهادی

شماره روش	راهکار مورد استفاده
۱	یافتن بار بحرانی با راهکار درونیابی مرتبه دوم کوچکترین مقدار ویژه
۲	یافتن بار بحرانی با فن درونیابی <input type="checkbox"/>
۳	یافتن بار بحرانی با فن درونیابی <input type="checkbox"/>
۴	یافتن بار بحرانی با فن درونیابی <input type="checkbox"/>

<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	(۴۲)
<input type="checkbox"/>	(۴۳)
<input type="checkbox"/>	(۴۴)

۱- خرپای وان-میزز

نخستین مثال سازه شکل (۳) می‌باشد. به دلیل شکل ساده، بار بحرانی دقیق این سازه برای زاویه‌های مختلف

در دست است [18]. اگر باشد، سازه

نقطه انشعاب خواهد داشت. در این مقاله

فرض شده است. مشخصه‌های دیگر به صورت و

هستند. جدول (۲) نتیجه‌ی تحلیل کمانشی

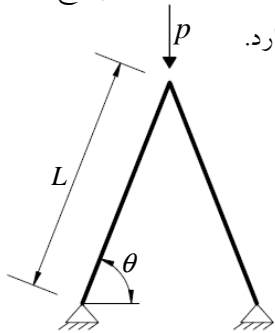
این سازه را نشان می‌دهد. پاسخ‌ها آشکار می‌سازند که

نتیجه‌ها بسیار نزدیک به هم هستند و با دقت مناسبی بار

بحرانی را در دسترس می‌گذارند. در بین این روش‌ها، فن

شماره (۴) (درونیابی با جمله) پاسخ بهتری نسبت

به روش‌های دیگر دارد.



شکل (۳): خرپای وان-میزز

جدول (۲): پاسخ‌های تحلیل کمانشی خرپای وان-میزز

روش	بار بحرانی
۱	۵۷۷۰۹۱
۲	۵۷۷۱۲۶
۳	۵۷۷۰۹۶
۴	۵۷۷۰۸۷
دقیق	۵۷۵۱۶۳

<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	(۴۵)
<input type="checkbox"/>	

<input type="checkbox"/>	(۴۶)
<input type="checkbox"/>	(۴۷)
<input type="checkbox"/>	(۴۸)
<input type="checkbox"/>	(۴۹)

نمونه‌های عددی

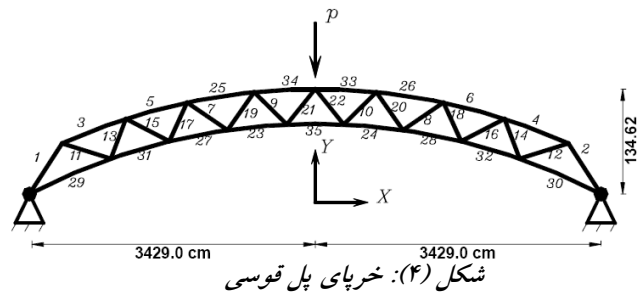
در این بخش شماری سازه دو و سه بعدی تحلیل کمانشی می‌شوند. برای نشان دادن مشخصه‌های رابطه‌های پیشنهادی، پاسخ‌های این روش‌ها پیدا و باهم مقایسه خواهند شد. نمونه‌های تحلیل شده، سازه‌های مشهوری هستند که توسط پژوهشگران بررسی شده‌اند و بارهای بحرانی دقیق آن‌ها نیز در دست است.

جدول شماره (۱) نام گذاری فن‌های پیشنهادی را نشان می‌دهد. در این جا نتیجه تحلیل هر سازه، با مقدار دقیق بار



۲- خرپای پل قوسی

شکل (۴) این سازه را نشان می‌دهد. پل قوسی ۳۵ عضو و ۳۴ درجه آزادی دارد. این سازه با مشخصه‌های جداگانه برای هر عضو به وسیله پژوهشگران تحلیل شده است [19]. عامل کشسانی را برای این خرپا می‌پندارند. ویژگی‌های عضوهای این سازه در جدول (۳) می‌آید. نتیجه‌ی تحلیل کمانشی این سازه را جدول (۴) نشان می‌دهد. همانگونه که در این جدول مشخص است، با وجود نزدیکی پاسخ روش‌های گوناگون به یکدیگر، فن شماره (۲) (درونیابی با جمله) دقت بیشتری نسبت به سایر روش‌ها دارد.



جدول (۳): مشخصه‌های عضوهای خرپای پل قوسی

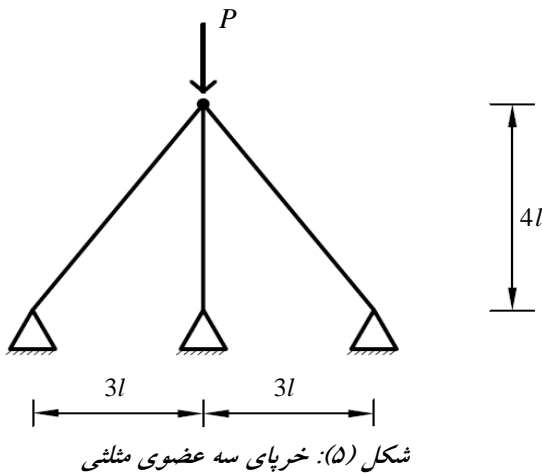
شماره عضو	مساحت عضو (<input type="text"/>)
۱-۱۰ و ۳۵	۵۱/۶۱
۱۱ و ۱۲	۶۴/۵۲
۱۳-۱۶	۸۳/۸۷
۱۷ و ۱۸	۹۶/۷۷
۱۹-۲۲	۱۰۳/۲۳
۲۳ و ۲۴	۱۶۱/۲۹
۲۵ و ۲۶	۱۹۳/۵۵
۲۷ و ۲۸	۲۵۸/۰۶
۲۹-۳۲	۲۹۰/۳۲
۳۳ و ۳۴	۳۰۹/۶۸

جدول (۴): پاسخ‌های تحلیل کمانشی خرپای پل قوسی

روش	بار بحرانی
۱	۲۲۷۱.۷۳۲
۲	۲۲۴۸.۷۵
۳	۲۲۶۸.۵۳۷
۴	۲۲۷۴.۲۳۶
دقیق	۲۲۴۷.۳۶۰۲

۳- خرپای سه عضوی مثلثی

این سازه در شکل (۵) نشان داده شده است. به دلیل هندسه‌ی ساده‌ی این سازه، پاسخ دقیق آن را می‌توان یافت. در این سازه، و می‌باشند. جدول (۵) نتیجه‌های تحلیل کمانشی این سازه را نشان می‌دهد. به سان گذشته، تمامی روش‌ها پاسخ مناسبی دارند. آنگونه که از جدول مشخص می‌شود، روش (۳) (استفاده از جمله) پاسخ بهتری نسبت به سایر روش‌ها دارد.

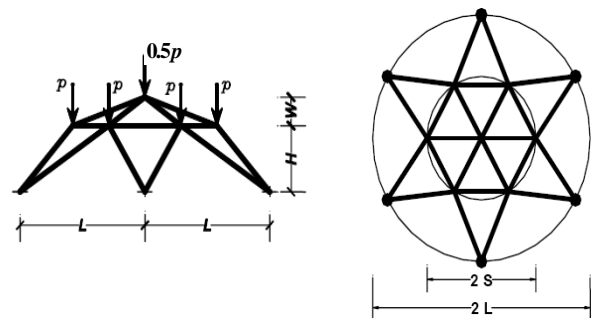


جدول (۵): پاسخ‌های تحلیل کمانشی خرپای سه عضوی مثلثی

روش	بار بحرانی
1	۳۷۷۷.۴۳۸۲
2	۳۷۹۱.۴۲۳
3	۳۷۷۸.۸۸۸۸
4	۳۷۷۶.۲۵۲۳
دقیق	۳۷۸۰.۷۲۸۳

۴-خرپای طاق ستاره‌ای

این مثال خرابایی سه بعدی است که به دلیل رفتار پیچیده‌ی آن، بسیار مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته دارد [20,16]. این سازه در شکل (۶) نشان داده شده است. این سازه ۲۴ عضو و ۲۱ درجه‌ی آزادی دارد. بر روی این سازه ۷ بار نقطه‌ای وارد می‌آید. بزرگای بارهای هسته‌ی میانی، دو برابر بار نقطه‌ی وسط می‌باشد. مشخصه‌های خرابایی بعد و برابر با \square ، \square ، \square ، \square ، \square و \square است. جدول (۶)، نتیجه‌ی تحلیل کمانشی سازه را نشان می‌دهد. آنگونه که مشخص است، راهکار درونیابی کوچکترین مقدار ویژه (روش شماره (۱)) بهترین پاسخ را دارد. از بین روش‌های پیشنهادی جدید، استفاده از جمله \square در درونیابی (فن شماره (۳)) دقت مناسبتری دارد.



شکل (۶): خرابای طاق ستاره‌ای

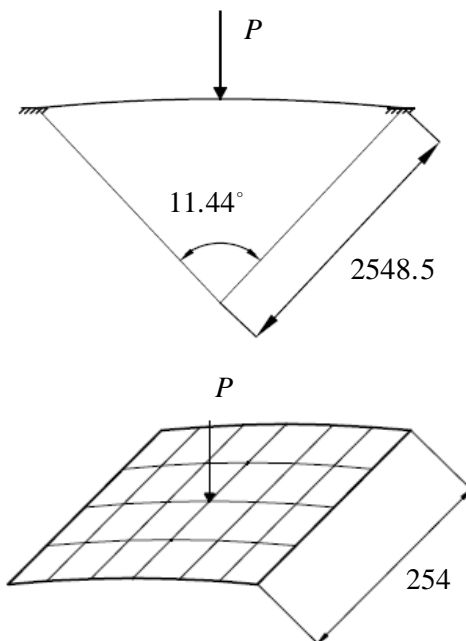
جدول (۶): پاسخ‌های تحلیل کمانشی خرابای طاق ستاره‌ای

روش	بار بحرانی
۱	۸.۶۴۲۶
۲	۸.۶۵۵۲
۳	۸.۶۴۵۹
۴	۸.۶۳۹۵
دقیق	۸.۶۴۳۶

۵-پوسته‌ی یک انحنايي

آخرین نمونه‌ی عددی، پوسته‌ای یک انحنايي است که زیر یک بار متمرکز قرار دارد. این سازه تکیه گاه‌های

گیردار دارد. برای تحلیل این سازه از ۲۴ جزء پوسته‌ای لاگرانژی ۹ گرهی استفاده خواهد شد. چون زاویه‌ی مقابل به قوس این سازه بسیار کوچک است، بار بحرانی آن به نقطه‌ی انشعاب ساده وابسته می‌شود. مشخصه‌های مکانیکی مواد این سازه به صورت \square می‌باشد. ضخامت پوسته برابر \square است. تمام این مقادیر بدون بعد هستند. شکل (۷) هندسه‌ی این سازه را نشان می‌دهد. جدول (۷) نتیجه‌ی تحلیل کمانشی سازه را نمایش می‌دهد.



شکل (۷): پوسته‌ی یک انحنايي

جدول (۷): پاسخ‌های تحلیل کمانشی پوسته‌ی یک انحنايي

روش	بار بحرانی
۱	1.1235
۲	1.1235
۳	1.1225
۴	1.1252
دقیق	1.1252

نتیجه گیری

در این مقاله از چند تابع برای درونیابی ماتریس سختی ماسی استفاده شد. پس از درونیابی با بهره جویی از راهکارهای ریاضی، رابطه‌ای برای یافتن بار بحرانی پیشنهاد



[13]-Y.T. Feng, D.Peric & D.R.J. Owen, "A New Criterion for Determination of Intial Loading Parameter in Arc-Length Methods," Computers & Structures, 58, 479-485, (1996)

[14]-E.A. de Souza Neto & Y.T. Feng, "On the Determination of the Path Direction for Arc-Length methods in the Presence of Bifurcation and 'Snap-Backs'," Computer Methods Applied in Mechanics and Engineering, 179, 81-89, (1999)

[15]-Masahisa Fugicake, "A Simple Approach to Bifurcation and Limit Point Calculation," International Journal for Numerical Methods in Enginerring, 21, 183-191, (1985)

[16]-Kiyohiro Ikeda, Kazuo Murota, Akito Yanagimoto & Hirohisa Noguchi, "Improvement of the Scaled Corrector Method for Bifurcation Analysis Using Symmetry-Exploiting Block-Diagonalization," Computer Methods Applied in Mechanics and Engineering, 196, 1648-1661, (2007)

[17]-E. Issacson & H.B. Keller, "Analysis of Numerical Methods", John Wiley & Sons, (1966)

[18]-Crisfield, M.A. "Non-Linear Finite Element Analysis Of Solids And Structures, Vol.2, (2000).

[19]-Eginio, O., William T., M. , "A Critical Displacement Approach for Predicting Structural Instability," Comp. Meth. Appl. Mech. Engrg, 134,135-161, (1996).

[20]-Kani, I.M & Heidari, A. "Automatic two-stage calculation of bifurcation path of perfect shallow reticulated domes" , Journal of structural engineering, ASCE, 133(2), 185-194, (2007)

شد. کارایی رابطه‌های پیشنهادی با استفاده از نمونه‌های عددی بررسی شد. نمونه‌های تحلیل شده، خرپاهای دو و سه بعدی و همچنین یک پوسته‌ی سه بعدی با رفتار پیچیده بودند. بررسی‌ها نشان داد تمامی رابطه‌ها دقت مناسبی دارند. اما استفاده از جمله \square دقت بهتری نسبت به سایر تابع‌ها دارد. می‌توان به همین شیوه تابع‌های درونیاب دیگری را نیز به کار برد و به دقت مناسبتری دست یافت.

مراجع

[1]-C.A. Felippa, Nonlinear Finite Element Methods, ASEN 5107, (SPRING 99)

[2]-Gene H. Glub & C.F Van Loan, Matrix Computations, The John Hopkins University Press, (1989)

[3]- M. Rezaiee-Pajand & H.R. Vejdani-Noghreiyar, "Computation of multiple bifurcation point", Engineering Computations, 23, 552-565, (2006)

[4]-O. Ohtmer, "Nonlinear Adaptive Analysis Via Quasi-Newton Approach," Advanced in Engineering Software, 30, 595-605, (1999)

[5]-Y.C. Toklu, "Nonlinear analysis of trusses through energy minimization", Computers and Structures, 82, 1581-1589, (2004)

[6]-Mehdi Dehghan and Masoud Hajarjian, "On some cubic convergence iterative formulae without derivatives for solving nonlinear equations", Communications In Numerical Methods In Engineering, (DOI: 10.1002/cnm.1328) , (2009)

[7]-W.F. Chen & E.M. Lui, Stability Design of Steel Frames, (1991)

[8]-Memon Bashir-Ahmed, SU Xiao-zu, "Arc-length technique for nonlinear finite element analysis", J Zhejiang University SCI , 5, 618-628, (2004)

[9]- Michael Müller, "Passing of instability points by applying a stabilized Newton-Raphson scheme to a finite element formulation: Comparison to arc-length method", Comput Mech ,40, 683-705 , (2007)

[10]- H. Saffari, M.J. Fadaee, M. ASCE & R. Tabatabaei, "Nonlinear Analysis of Space Trusses Using Modified Normal Flow Algorithm," Journal of Structural Engineering, ASCE, 134, 998-1005, (2008)

[11]-M.A. Crisfield, Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol.1, (1991)

[12]-C.C. Chang, "Peridocally Restarted Quas-Newton Updates in Constant Arc-Length Method," Computers & Structures, 41, 963-972, (1991)



تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی دروازه‌ای با استفاده از

روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

ساسان عزت شعار^۱، نادر فنائی^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

مهاربندهای دروازه‌ای نوعی از مهاربندهای همگرا می‌باشند که مشابه مهاربندهای شورون (۸ شکل) می‌باشند، با این تفاوت که به جهت تأمین فضای بازشوها، اعضای آن مستقیم نبوده و در نقطه‌ای با شیب‌های مختلف به هم متصل و در انتهای دیگر، به محل اتصال تیر به ستون وصل می‌شوند. در این مقاله، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار این سیستم مهاربندی مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور قابهایی با سیستم مهاربندی دروازه‌ای با تعداد طبقات مختلف، روی خاک نوع II در نظر گرفته شده اند و آنالیز استاتیکی غیر خطی، آنالیز دینامیکی خطی و آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی روی این قابها با استفاده از نرم افزار Opensees انجام شده است. به منظور لحاظ کردن عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله و نیز جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، تعداد ۱۰ رکورد از زلزله‌های شدیدی که تاکنون رخ داده است، شامل رکوردهای زلزله بم و طبس، انتخاب شده است. در نهایت مقادیر ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه‌ای محاسبه گردیده و مقدار ضریب رفتار به ترتیب برابر ۵ و ۳/۵ برای روش طراحی تنش مجاز و حالت حدی نهایی پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی

مهاربندی دروازه‌ای، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری، تحلیل دینامیکی افزایشی

Determination of response modification factor, R, for gate bracing system using Incremental Dynamic Analysis method (IDA)

S. Ezzatshoar¹, N. Fanaie²

ABSTRACT

Gate bracing system is a form of concentric bracing systems which is similar to chevron (inverted V) bracing. To provide enough space for openings, the members are not direct and joined together with different slope in one point. Bracing is joined to connection joint of beam and column in its other end. In this paper, overstrength factor, ductility factor and response modification factor of steel frames with gate bracing are evaluated. To do it, buildings with different story numbers on soil type II are considered. Static push over analysis, linear dynamic analysis and nonlinear incremental dynamic analysis are performed using Opensees software. To consider the uncertainties associated with earthquakes and to perform Incremental dynamic analysis procedure, 10 records of sever earthquakes ever happened including records of Bam and Tabas earthquakes are selected. Finally ductility factor, overstrength factor and response modification factor for gate bracing system are calculated and values of 3.5 and 5 has been suggested for ultimate limit state and allowable stress design method.

Key words

Gate Bracing, Response Modification Factor, Overstrength Factor, Ductility Factor, Incremental Dynamic Analysis

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، s_ezzatshoar@sina.kntu.ac.ir

۲. استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، nader_fanaie@kntu.ac.ir

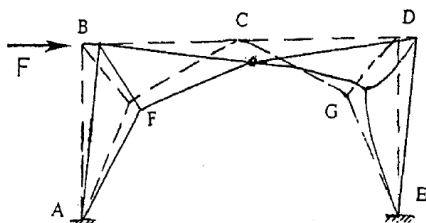


رفتار که بیانگر خصوصیات شکل پذیری سیستم می‌باشد، بسیار حائز اهمیت است.

به همین دلیل در این مطالعه با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis, IDA)، روی این نوع از سیستم مهاربندی، تحت بارهای دینامیکی زلزله، مقدار ضریب رفتار برای طراحی لرزه‌ای این قابها تعیین شده است.

۲- سیستم مهاربندی دروازه ای

مهاربند دروازه‌ای مشابه مهاربند شورون (شکل ۸) می‌باشد، با این تفاوت که جهت تأمین فضای بیشتر اضلاع ۸ به صورت شکسته در آمده و نقاط شکسته توسط عضوی دیگر به گوشه اتصال تیر و ستون متصل می‌گردد. مهاربند دروازه ای به لحاظ تأمین فضای بازتر معماری بر مهاربندهای همگرا ارجحیت داشته ولی سختی، مقاومت و شکل پذیری کمتری نسبت به آن دارد [۲]. در شکل (۱) هندسه نمونه این گونه مهاربندی مشاهده می‌شود. موقعیت اتصال اعضای مهاربندی به یکدیگر (گره میانی)، فضای بازشوی قاب را تعیین می‌کند. هرچه گره میانی به سمت گوشه قاب حرکت کند از بازشویهای بزرگتری می‌توان استفاده کرد. در شکل (۲) با فرض تأمین پایداری کافی در جهت خارج از صفحه و ممتد بودن تیر در نقطه C، خرابی سازه که براساس کماتش میله های فشاری و تشکیل مفصل پلاستیک در نقطه C استوار است، مشاهده می‌شود [۳]. این امکان نیز وجود دارد که تحت اثر نیروهای جانبی مهارهای فشاری دچار کماتش خارج از صفحه شده و گره متصل کننده این مهارها به یکدیگر (گره میانی)، از صفحه قاب بیرون رود.

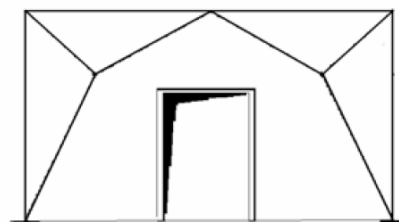


شکل (۲): تغییر شکل غیرخطی در بادبند دروازه ای

امروزه یکی از متداولترین روشهای مقاوم سازی ساختمان در مقابل بارهای جانبی زلزله، استفاده از سیستمهای مهاربندی همگرا یا واگرا می‌باشد. شکل‌های متداول مهاربندهای همگرا مشکلاتی را از لحاظ تأمین فضای بازشوها در ساختمان بوجود می‌آورند. در سالهای اخیر معماران برای تأمین فضای کافی معماری برای بازشوها در ساختمان، دست به استفاده و اجرای نوعی از مهاربندها موسوم به مهاربندهای دروازه‌ای زده اند.

از آنجا که تأمین مقاومت، شکل پذیری و سختی مناسب، اهداف اصلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌آیند، پذیرش هرگونه سیستم سازه‌ای جدید توسط آیین نامه، پس از انجام آزمایشات مختلف و تحلیل دقیق توسط متخصصین، صورت می‌گیرد. در کشور ما بدون وجود آزمایشات و تحلیل‌های لرزه‌ای دقیق استفاده از این نوع مهاربندی رواج عمده‌ای یافته است [۱].

برای بررسی رفتار دقیق سازه‌ها تحت نیروی زلزله، انجام تحلیل‌های غیرخطی ضروری می‌باشد. رفتار سازه‌ها بعد از محدوده ارتجاعی معمولاً به صورت کلاسیک توسط روشهای تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیر خطی بررسی می‌گردد و رفتار واقعی سازه با پذیرش برخی فرضیات، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از آنجا که اغلب سیستمهای مهاربندی در قابهایی با اتصالات مفصلی بکار می‌روند، مهاربندها بخش اصلی ساختمان جهت جذب انرژی زلزله و تأمین پایداری خواهند بود. از طرفی چون عامل اصلی جذب انرژی زلزله، شکل پذیری می‌باشد، محاسبه ضریب



شکل (۱): قاب با مهاربند دروازه ای

مطالعات تجربی صورت گرفته در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن [۴]، نیز نشان داده است که این نوع از مهاربندی به شدت مستعد کماتش خارج از صفحه اعضای فشاری می باشد که با طراحی مناسب مقاطع به نحوی که شعاع ژیراسیون در کماتش خارج از صفحه بیشتر از مقدار نظیر آن برای کماتش داخل صفحه باشد، می توان از کماتش خارج صفحه قاب جلوگیری نمود و نیز قرارگیری نقطه همگرایی در فاصله $0/25$ قطر چشمه مهاربندی از گوشه قاب، تأمین کننده بهترین شرایط از لحاظ سختی و مقاومت جانبی سیستم می باشد.

در قابهای با مهاربندی دروازه ای نیز مانند اغلب قابهای مهاربندی شده، اتصال اعضای قاب و اتصال اعضای مهاری به گوشه های قاب، مفصلی فرض می گردد. اتصال اعضای مهاری به یکدیگر را نیز می توان از نظر چرخش اعضاء در داخل صفحه قاب مفصلی فرض کرد، ولی مفصلی بودن آن برای حرکت عمود بر صفحه قاب باعث ناپایداری هندسی قاب خواهد شد، لذا حداقل در محل تقاطع سه عضو مهاری لازم است تا اتصال دارای صلبیت خمشی کافی برای تغییر شکل خارج از صفحه باشد. با در نظر گرفتن چنین شرایطی، این اعضاء در جهت عمود بر صفحه دیگر اعضای محوری نبوده بلکه به صورت یک تیر - ستون رفتار خواهند کرد [۱].

سیستم فوق به علت ضعف بسیار زیاد در اجرای اتصالات به ویژه کاهش صلبیت اتصال در گره میانی بدلیل استفاده از ورق های اتصال با ابعاد ضخامت ناکافی، دارای توانایی کمی است و گاهاً با تغییر شکلهای خارج از صفحه ناپایدار می گردد. با اجرای صحیح اتصال در گره میانی بصورتیکه ابعاد، ضخامت و طول جوش در این اتصال، تأمین کننده صلبیت لازم باشد و نیز تعیین صحیح ضریب طول موثر المانهای مهاربند در فشار برای کماتش خارج صفحه، می توان از این سیستم در طراحی ها، بهتر بهره جست [۵].

۳- روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

۳-۱- کلیات

یکی از مهمترین عدم قطعیت های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها، طبیعت ذاتی زلزله می باشد که از نوع عدم قطعیت های تصادفی بوده و برای کمی نمودن این عدم قطعیت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد توسط رکوردهای متفاوت زلزله می باشد. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن اثر این نوع از عدم قطعیت ها از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA استفاده شده است.

در این روش که به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله در بررسی پاسخ لرزه ای سازه ها ابداع شده است [۶]، برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله ها، تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار می گیرد، سپس هر رکورد زلزله به نحوی مقیاس می شود تا گستره مناسبی از شدتهای لرزه ای و نیز رفتار سازه، از حد الاستیک تا خرابی را پوشش دهد.

برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر شدت لرزه ای (به عنوان مثال PGA یا $S_a(T_1)$)، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه ای تحت تحلیل دینامیکی تا سطح مشخصی از شدت لرزه ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می گردد و هر بار این ضریب مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی می گردد. در پایان هر یک از مراحل آنالیز، مقدار شدت خرابی متناظر با سطحی از شدت لرزه ای که آنالیز در آن صورت گرفته است ثبت می گردد و در نهایت تحت هر رکورد مقیاس شده یک منحنی پاسخ در برابر شدت که از آن به منحنی IDA یاد می کنند، بدست می آید (شکل ۳).

و در نتیجه عمومیت بیشتر پاسخ ایجاد شده در سازه تحت اثر رکوردهای گوناگون زلزله می‌گردد، می‌بایست در بردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد. [۶] در این مطالعه جهت وارد کردن زمان تناوب اصلی سازه به حیطه مقیاس کردن رکوردها و نیز لحاظ کردن پارامترهای مدت زمان لرزش و میرایی از شتاب طیفی مود اول سازه $S_a(T_1)$ به عنوان معیار شدت لرزه‌ای استفاده شده است.

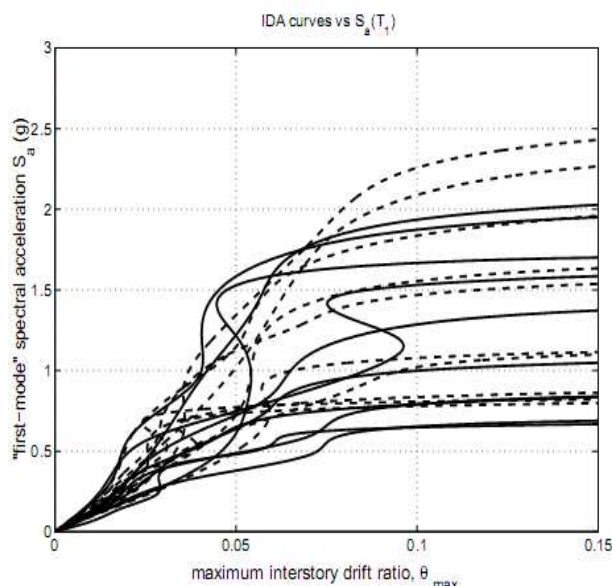
۳-۳- معیار شدت خرابی (Damage Measure, DM)

درمان گرهی در یک سازه، تغییر مکان نسبی بین طبقه ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المانها می‌تواند به عنوان معیار خرابی یک سازه استفاده گردد. در این مطالعه به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای و از آنجا که این مطالعه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد [۷]، مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد از پارامتر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای، θ_{max} ، به عنوان معیار شدت خرابی استفاده شده است.

۳-۴- انتخاب و نحوه مقیاس نمودن شتابنگاشتها

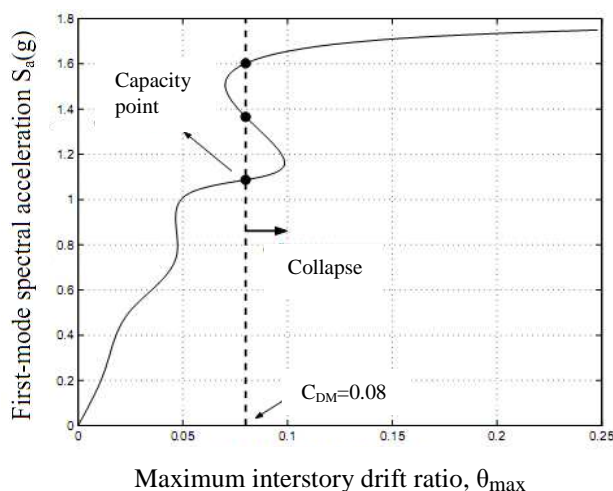
برای انجام تحلیل IDA، رکوردهای زلزله‌ای که از لحاظ پارامترهای لرزه‌ای مشابهت خوبی با سایت محل قرارگیری سازه داشته باشند می‌بایست انتخاب گردد. با توجه به این موضوع ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا که شامل دو زلزله مهم ایران، «بم» و «طبس» نیز می‌باشد و از لحاظ سرعت موج برشی در خاک، مطابق با خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، مطابق جدول (۱)، انتخاب شده اند.

جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای می‌بایست از یک الگوریتم مناسب استفاده نمود تا علاوه بر بهینه شدن تعداد دفعات مقیاس نمودن هر رکورد برای انجام آنالیز، ترسیم منحنی‌های IDA از دقت و سرعت کافی نیز برخوردار باشد. بدین منظور در این مطالعه از الگوریتم Hunt & Fill استفاده شده است [۶].



شکل (۳): دسته منحنی IDA [۶].

این عمل برای همه رکوردهای مورد نظر صورت گرفته و در انتها با مشخص نمودن حالت حدی خرابی مورد نظر و خلاصه سازی و تفسیر مناسب این دسته منحنی‌ها می‌توان به بررسی عملکرد و رفتار سازه تحت شرایط مختلف مورد نظر، مطابق شکل (۴) پرداخت.



شکل (۴): تعیین نقطه ظرفیت سازه روی منحنی IDA

۳-۲- معیار شدت لرزه ای (Intensity Measure, IM)

جهت استفاده از آنالیز IDA، انتخاب پارامترهای مناسب شدت لرزه‌ای و شدت خرابی بسیار مهم و تأثیرگذار است. شرط لازم برای انتخاب یک شدت لرزه‌ای مناسب، قابل مقیاس بودن آن است. همچنین انتخاب یک پارامتر شدت لرزه‌ای مناسب علاوه بر اینکه باعث پراکندگی کمتر



جدول (۱) : مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب شده

برای تحلیل IDA

رکورد	ایستگاه ثبت	تاریخ وقوع	PGA(g)
Chi-Chi, Taiwan	CHY080	9/20/1999	0.902
Coyote Lake	Gilroy Array 3	8/6/1979	0.434
Kobe	KJMA	1/16/1995	0.821
Landers	Coolwater	6/28/1992	0.417
Loma Prieta	Corralitos	10/18/1989	0.644
Morgan Hill	Anderson Dam	4/24/1984	0.423
N. Palm Springs	N. Palm Springs	7/8/1986	0.694
Northridge	Santa Monica	1/17/1994	0.883
Bam	Bam	26/12/2003	0.767
Tabas	9101 Tabas	9/16/1978	0.05

در این روش در اولین گام جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار ۰/۰۰۵g) برای پارامتر شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی مود اول) که متضمن پاسخ خطی سازه باشد، انتخاب می‌گردد. سپس در مرحله Hunt، برای یافتن بازه‌ای از شتاب طیفی مود اول که در آن خرابی مورد نظر رخ داده است، با استفاده از تعداد حداقلی از نقاط، شدت لرزه‌ای مطابق رابطه (۱) به صورت تصاعدی در هر گام افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که مقدار $S_a(T_1)$ در هر گام برابر مقدار $S_a(T_1)$ در گام قبل به علاوه α برابر شماره گام باشد که مقدار ضریب α در این مطالعه برابر ۰/۰۵ لحاظ شده است.

(۱)

بعد از پشت سر نهادن حالت حدی خرابی مورد نظر مرحله Fill فرا می‌رسد. از آنجا که پارامتر شدت لرزه‌ای به صورت جهشی افزایش یافته است، در این مرحله با استفاده از افزایش نقاط انجام تحلیل در بازه وقوع خرابی، نقطه‌ای که با دقت کافی متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر باشد تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان با افزایش نقاط در بازه‌های دیگر شتاب طیفی مود اول، دقت منحنی IDA را افزایش داد.

۳-۵- تعیین حالت حدی خرابی

آیین نامه‌های مختلف از جمله FEMA و دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ایران، معیارهای

مختلفی را جهت تعیین خرابی در حالت‌های حدی مختلف پیشنهاد داده اند. به عنوان مثال FEMA350 برای قابهای خمشی ویژه، تغییر مکان جانبی نسبی برابر ۲٪ را معادل سطح عملکرد خدمت پذیری بی وقفه (IO) معرفی می‌کند [۸]. از آنجا که هدف این مطالعه، یافتن پارامترهای لرزه‌ای مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، نقاط عملکردی هر سازه با استفاده از مفاهیم این استاندارد تعیین شده اند. بدین معنی که از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است که با فرض رفتار واقعی سازه به صورت غیر خطی بدست می‌آید. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سازه می‌باشد به صورت زیر تعریف می‌گردد [۷].

$$T < 0.7 \quad \Delta_M = 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

$$T \geq 0.7 \quad \Delta_M = 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

T: زمان تناوب اصلی ساختمان بر حسب ثانیه

در این سطح عملکردی، ساختمان دچار خرابی های قابل توجهی می شود و سختی سازه به مقدار چشم گیری کاهش می یابد، ولی به هر حال حاشیه ایمنی قابل توجهی نیز برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد.

۴- محاسبه ضریب رفتار

۴-۱- مبانی محاسبه ضریب رفتار سازه ها

عموماً رفتار واقعی غیر خطی یک سازه با یک رابطه دو خطی مدل می‌گردد که در آن نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر V_e خواهد بود که این نیرو به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد که این موضوع در شکل (۵) نشان داده شده است.

۴-۲- محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز

دینامیکی افزایشی غیر خطی

در این روش که توسط موافای و الناشای [۱۰]، ابداع گردیده برای محاسبه برش پایه در سازه از تحلیل IDA استفاده شده و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اولین جاری شدن به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجه مرجع [۱۱] به صورت رابطه (۷) اصلاح می‌گردد:



(۷)

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد. علت استفاده از این است که هنگام افزایش تدریجی شتاب طیفی ممکن است در سازه تنها یک مفصل پلاستیک داشته باشیم، با افزایش بیشتر شتاب طیفی مود اول، اگر مفصل دوم در آستانه تشکیل قرار گیرد باز هم تنها یک مفصل پلاستیک در کل سازه خواهیم داشت و نقطه‌ای از منحنی رفتار سازه که اولین جاری شدن در آن رخ می‌دهد قابل تمیز دادن نخواهد بود. بنابراین از برش پایه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، حاصل از آنالیز استاتیکی غیر خطی به عنوان برش پایه نقطه تسلیم استفاده می‌گردد. یعنی انتهای ناحیه خطی در منحنی‌های رفتاری رانش و IDA را می‌توان یکسان در نظر گرفت [۱۰ و ۱۱].

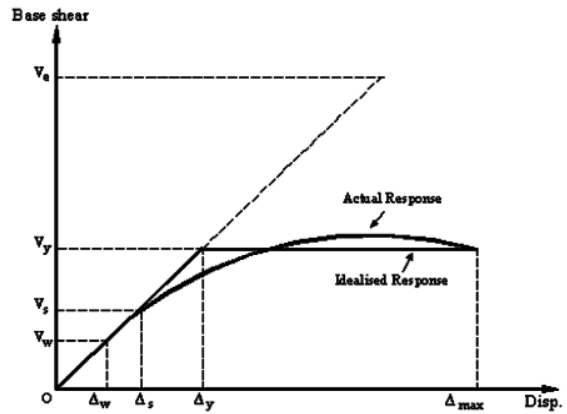
۴-۳- محاسبه ضریب شکل پذیری با استفاده از آنالیز

دینامیکی افزایشی غیر خطی

در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده و انجام آنالیز IDA، ماکزیمم برش پایه غیر خطی ، متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر بدست می‌آید. سپس با آنالیز الاستیک سازه تحت همین رکورد، ماکزیمم برش پایه خطی محاسبه شده و مطابق رابطه (۸) ضریب شکل پذیری محاسبه می‌گردد:



(۸)



شکل (۵) : رفتار غیر خطی سازه

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری مطابق رابطه (۲) تعریف می‌گردد:



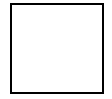
(۲)

نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه به برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه (وقوع اولین جاری شدن در المانهای سازه)، ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود و طبق رابطه (۳) تعریف می‌گردد [۹].



(۳)

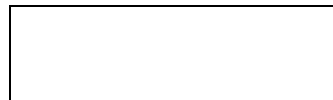
برای طراحی به روش تنش مجاز، آیین نامه‌های طراحی نیروی را به نیروی کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز طبق رابطه (۴) صورت می‌گیرد.



(۴)

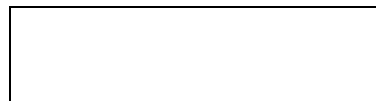
با توجه به توضیحات فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی بکار می‌رود مطابق روابط (۵) و (۶)، محاسبه می‌گردد:

برای روش مقاومت نهایی:



(۵)

برای روش تنش مجاز:



(۶)



۴-۴- ضریب تنش مجاز

این ضریب برای نیمرخ های بال په‌ن در حدود ۱/۵-۱/۴ می باشد که در این مطالعه ضریب تنش مجاز با توجه به توصیه آیین نامه UBC-97، ۱/۴۴ لحاظ گردیده است [۱۲].

۵- مدل‌های مورد بررسی

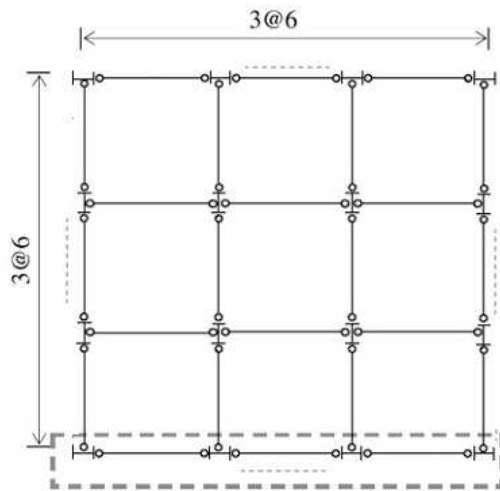
در این مطالعه سه سازه فولادی ۳، ۵ و ۷ طبقه با سیستم مهاربندی دروازه‌ای به صورت سازه های سه بعدی و با فرض احداث سازه در منطقه ای با خطر نسبی خیلی زیاد و روی خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش سال ۱۳۸۷ و به روش تنش های مجاز با استفاده از نرم افزار ETABS 9.5.2 تحلیل و طراحی شده اند. فولاد مصرفی از نوع St-37 و ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر و دهانه ها ۶ متر در نظر گرفته شده است، همچنین بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب 400 kg/m^2 و 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربندها به یکدیگر، در صفحه قاب به صورت مفصلی بوده و جهت لحاظ کردن اثرات کمانش خارج صفحه در طراحی که در این نوع از مهاربندی بسیار قابل اهمیت می باشد، ضریب طول مؤثر برای کمانش خارج صفحه برابر ۱/۶ در نظر گرفته شده است [۱۳]. بر این اساس ضریب لاغری عضو بزرگتر مهاربندها در جدول (۲) آورده شده است. همانطور که از مقادیر ضرایب لاغری مشاهده می شود، کمانش اعضای مهاری در محدوده کمانش غیر الاستیک می باشد.

جدول (۲): ضریب لاغری اعضای مهاربندی

مقطع مهاربند	2UNP 180	2UNP 160	2UNP 140	2UNP 120
λ_{\max}	63.97	68.96	74.97	81.05

پلان کلیه طبقات نیز در سازه های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل (۶) نشان داده شده است و محل قرارگیری مهاربند ها با نقطه چین مشخص شده است. همچنین پیکر بندی قابهای استخراج

شده از سازه سه بعدی نیز در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۶): پلان طبقات سازه های مورد مطالعه

برای تیرهای دهانه های مهاربندی شده جهت کنترل توزیع نامتعادل نیروهای محوری کششی و فشاری مهاربندها بر اثر زلزله، از تیر ورق استفاده شده است که مشخصات مقاطع تیر ورق ها در جدول (۳) آورده شده است.

جدول (۳): مشخصات مقاطع تیر ورق های استفاده شده

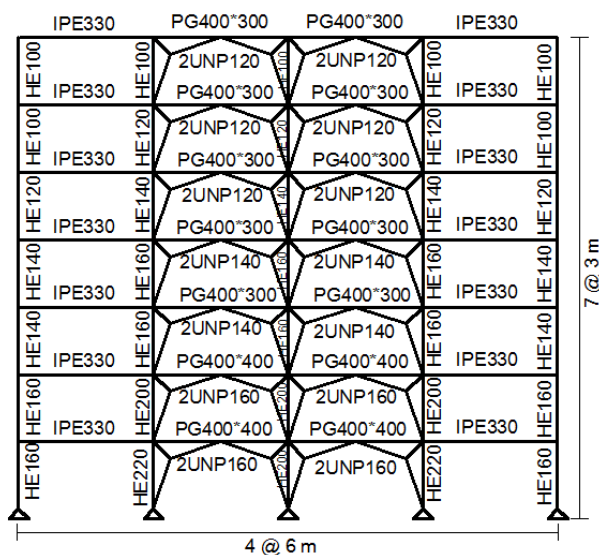
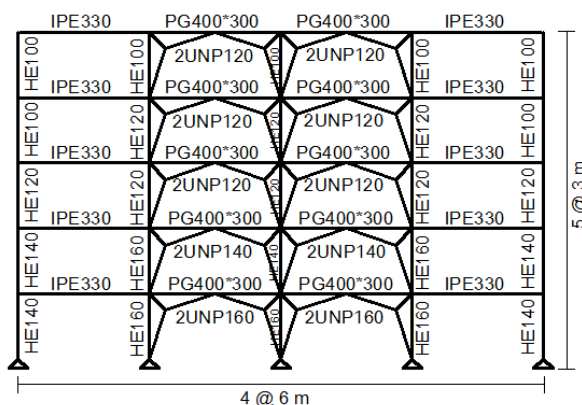
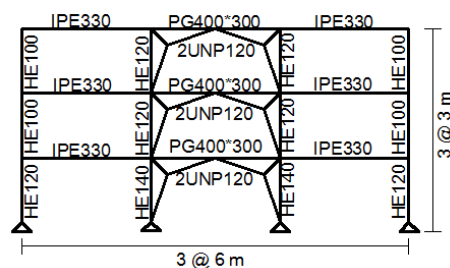
تیر ورق	ارتفاع جان (cm)	ضخامت جان (cm)	عرض بال (cm)	ضخامت بال (cm)
PG400*300	40	0.8	30	1.8
PG400*400	40	1	40	2

۶- مدلسازی در نرم افزار Opensees

جهت مدلسازی و انجام تحلیلهای غیر خطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی در این مطالعه از نرم افزار Opensees 2.2.1 استفاده شده است [۱۴]. این نرم افزار که از محصولات دانشگاه برکلی کالیفرنیا است، یکی از قویترین نرم افزارهای موجود برای انجام تحلیل های غیر خطی و دینامیکی با استفاده از المانهای الیافی می باشد.

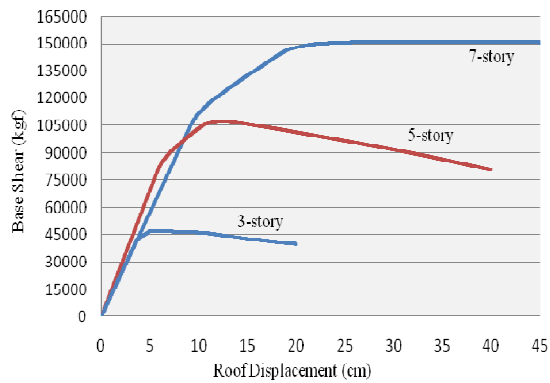
همچنین جهت مدلسازی مصالح فولادی از مدل رفتاری Uniaxial Material Hysteric که قابلیت مدلسازی رفتار فولاد به صورت سه خطی در کشش و فشار را دارد، استفاده شده است به طوریکه می توان نقاط تسلیم، گسیختگی و کماتش را برای هر المان با این منحنی رفتاری به برنامه معرفی نمود. باید توجه نمود که جهت لحاظ نمودن مد خرابی کماتش خارج صفحه، بار کماتشی معرفی شده در مدلسازی المانهای مهاربند و مصالح فولادی اختصاص یافته به آنها، با استفاده از ضریب طول موثر کماتش خارج صفحه محاسبه گردیده است. همچنین شیب ناحیه سخت شوندگی فولاد نیز در کشش ۲٪ شیب ناحیه الاستیک لحاظ شده است همچنین لازم به ذکر است که در مدلسازی رفتار فولاد از تنش تسلیم واقعی فولاد $(F_{ye}=1/15F_y)$ ، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است. برای مدلسازی اتصالات مفصلی اعضای قاب و پای ستونها نیز از المان با طول صفر (Zero-Length Element) در محل اتصال تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون استفاده شده است و گره ها در محل اتصال مفصلی فقط در درجات آزادی انتقالی مقید شده اند.

همچنین جرم طبقات در گره ها به صورت متمرکز و کف طبقات نیز صلب در نظر گرفته شده است. جهت اطمینان از حصول رفتار مطابق واقعیت اعضای سازه ای مدل شده، سه عضو مهاربند با مقطع یکسان دابل ناودانی ۱۴۰ رخ به رخ ولی با سه لاغری متفاوت ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ در نرم افزار مذکور مدل شده اند. کلیه پارامترهای غیرخطی عیناً مشابه مدل های اصلی در نظر گرفته شده است و جهت تأمین شرایط غیرخطی هندسی، یک خروج از مرکزیت به میزان یک هزارم طول عضو در وسط طول عضو لحاظ شده است. سپس هر یک از اعضا تحت سیکل های بارگذاری متناوب قرار گرفته و منحنی رفتاری هیستریزس برای هر لاغری بدست آمده است و بار کماتش اولیه هر یک از اعضا با استفاده از رابطه (۹)



شکل (۷): پیکر بندی قاب های مورد بررسی

برای مدلسازی المانهای ستونها، مهاربندها و تیرها در این نرم افزار از المان تیر-ستون غیر خطی (Nonlinear Beam Column) با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ و تغییر شکل های بزرگ را جهت لحاظ نمودن اثرات غیر خطی هندسی مدل دارا می باشد. جهت مدلسازی پلاستیسیته گسترده در المانها در برنامه، مقطع هر المان اعم از تیر، ستون و مهاربند به تعدادی الیاف (Fiber) و در طول خود نیز به چندین قسمت (segment) تقسیم می شوند.

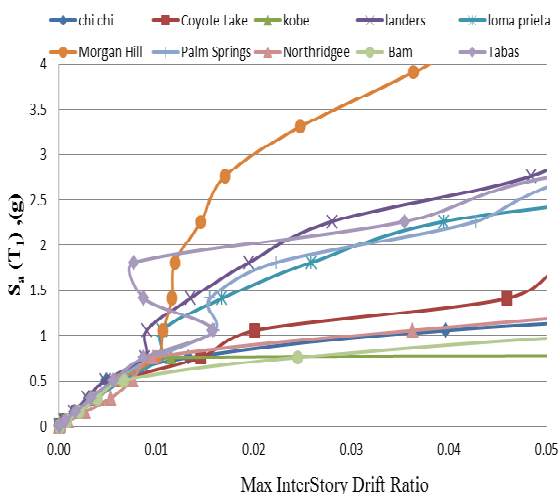


شکل (۹): منحنی رانش قابهای مورد مطالعه

۲-۷- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

منحنی‌های IDA برای قابهای مورد مطالعه در شکل‌های (۱۰ و ۱۱ و ۱۲) نشان داده شده است. با کمی دقت در این منحنی‌ها می‌توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد ارتجاعی تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود.

همانطور که در منحنی‌ها دیده می‌شود به طور کلی با افزایش ارتفاع ساختمان سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیر خطی شده و برای یک مقدار ثابت DM، مقادیر IM در نمودارها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر می‌توان گفت ظرفیت S_a سازه‌ها متناظر با یک معیار خرابی معین با افزایش ارتفاع آنها کاهش می‌یابد.



شکل (۱۰): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۳ طبقه

محاسبه شده و با آنچه از نمودار هیستریزس مدل‌ها بدست آمده است مقایسه شده است.



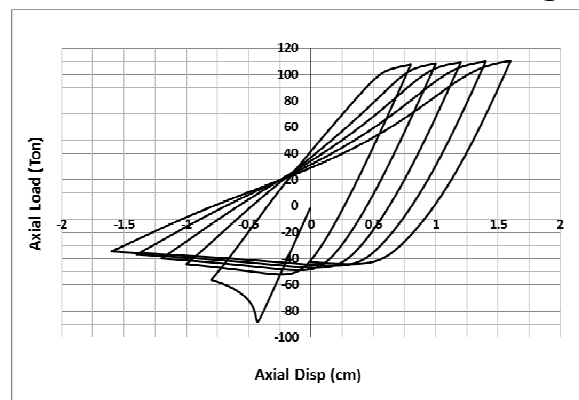
(۹)

در این رابطه F_a تنش کمانشی عضو می‌باشد، همچنین λ لاغری عضو بوده و C_c از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد.



(۱۰)

نمونه‌ای از منحنی‌های هیستریزس بدست آمده برای لاغری ۸۰ در شکل (۸) نشان داده شده است، همچنین نتایج این مقایسه در جدول (۴) ارائه گردیده است.



شکل (۸): منحنی هیستریزس مهار با لاغری ۸۰

جدول (۴): مقایسه بار کمانش تئوریک و بار کمانش

حاصل از تحلیل مدل‌ها

لاغری مهار	بار کمانشی تئوریک (Ton)	بار کمانشی مدل (Ton)
40	93.35	94.25
80	82.76	84.35
120	57.08	56.10

۷- نتایج تحلیل

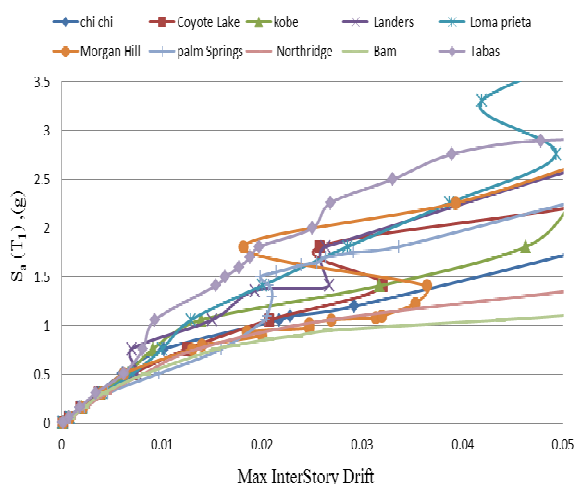
۷-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

نمودارهای رانش سازه برای الگوی بارگذاری جانبی مثلی شکل (مطابق روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰)، در شکل (۹) نشان داده شده است.

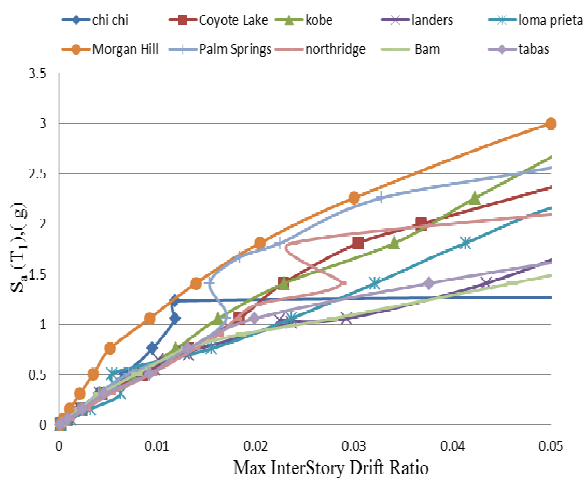
۷-۳- محاسبه ضریب رفتار

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده و توضیحات بخش (۴) این مقاله، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و نیز ضریب رفتار قابهای مورد بررسی برای روش‌های طراحی به روش حدی نهایی و تنش مجاز در جداول (۵، ۶ و ۷) آمده است. همانطور که در توضیحات بخش مدلسازی نیز ذکر شده است، سازه‌های مورد بررسی به روش تنش مجاز طراحی گردیده و برای بدست آوردن ضریب رفتار متناسب با روش طراحی حالات حدی، ضریب رفتار بدست آمده برای روش تنش مجاز بر ضریب تنش مجاز تقسیم می‌گردد.

همانطور که در نتایج حاصله مشاهده می‌گردد ضریب اضافه مقاومت این قابها حدود ۱/۵-۱/۲ می‌باشد. همچنین در نهایت با میانگین‌گیری از نتایج حاصله و حذف نتایج دارای پراکنندگی زیاد مقدار ضریب رفتار برای قابهای با سیستم مهاربندی دروازه‌ای در جدول (۸) ارائه شده است. از نتایج موجود در جدول (۸) می‌توان مشاهده نمود که ضریب رفتار سازه‌ها با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد که علت این امر کاهش ضریب شکل پذیری سازه‌ها با افزایش ارتفاع می‌باشد.



شکل (۱۱): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۵ طبقه



شکل (۱۲): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۷ طبقه

جدول (۵): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۳ طبقه

record	DM	IM	$V_b (D_{yn,u}) (kgf)$	$V_b (st,y) (kgf)$	$V_b (D_{yn,e}) (kgf)$	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.008	52998.2	41460.76266	89746.6	1.28	1.69	3.12	2.16
coyote lake	0.025	1.126	54066.4		111448	1.30	2.06	3.87	2.69
kobe	0.025	1.016	51195.4		119768	1.23	2.34	4.16	2.89
Landers	0.025	2.101	53018.4		170822.4	1.28	3.22	5.93	4.12
Loma prieta	0.025	1.771	55388.5		174525.7	1.34	3.15	6.06	4.21
Morgan hill	0.025	3.320	50370.5		307497.5	1.21	6.10	10.68	7.42
palm springs	0.025	1.869	56334.99		179750.6	1.36	3.19	6.24	4.34
Northridge	0.025	0.933	50525.67		114307	1.22	2.26	3.97	2.76
Bam	0.025	0.764	49709.08		76650.65	1.20	1.54	2.66	1.85
Tabas	0.025	2.090	52321.26		193597	1.26	3.70	6.72	4.67



جدول (۶): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۵ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn.,u) (kgf)	V_b (st.,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.134	117165.68	79427.07	238282.83	1.48	2.03	4.32	3.00
coyote lake	0.025	1.193	118166.76		256973.54	1.49	2.17	4.66	3.24
kobe	0.025	1.278	118556.03		263599.07	1.49	2.22	4.78	3.32
Landers	0.025	1.399	86874.59		283456.61	1.09	3.26	5.14	3.57
Loma prieta	0.025	1.645	112223.08		359471.27	1.41	3.20	6.52	4.53
Morgan hill	0.025	1.025	97927.07		211233.72	1.23	2.16	3.83	2.66
palm springs	0.025	1.657	117614.51		246209.79	1.48	2.09	4.46	3.10
Northridge	0.025	1.021	118514.39		317945.87	1.49	2.68	5.76	4.00
Bam	0.025	0.950	119060.43		218957.39	1.50	1.84	3.97	2.76
Tabas	0.025	2.000	99850.83		395096.72	1.26	3.96	7.16	4.97

جدول (۷): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۷ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn.,u) (kgf)	V_b (st.,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.02	1.24	132815.59	102830.88	345056.5	1.29	2.60	4.83	3.36
coyote lake	0.02	1.19	125459.30		311580.3	1.22	2.48	4.36	3.03
kobe	0.02	1.26	124577.08		343994.0	1.21	2.76	4.82	3.35
Landers	0.02	0.72	104323.10		196422.8	1.01	1.88	2.75	1.91
Loma prieta	0.02	0.93	153320.07		361605.1	1.49	2.36	5.06	3.52
Morgan hill	0.02	1.81	127826.31		244331.0	1.24	1.91	3.42	2.38
palm springs	0.02	1.73	137974.66		303043.7	1.34	2.20	4.24	2.95
Northridge	0.02	1.19	139962.38		416816.4	1.36	2.98	5.84	4.05
Bam	0.02	0.93	149149.59		267490.8	1.45	1.79	3.75	2.60
Tabas	0.02	1.06	117864.00		272316.0	1.15	2.31	3.81	2.65

جدول (۸): مقادیر نهایی ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب

رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه ای

تعداد طبقات	Ω_{ave}	$R_{\mu,ave}$	$R_{ASD,ave}$	$R_{LRFD,ave}$
3	1.27	2.93	4.75	3.71
5	1.39	2.56	5.06	3.51
7	1.28	2.33	4.29	2.98
مقادیر نهایی	1.31	2.61	4.70	3.40

خلاصه و نتیجه گیری

امروزه مهاربندهای دروازه‌ای به علت تأمین فضای بیشتر بازشوها در ساختمان و بدون توجه به استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب در طراحی به عنوان سیستم باربر جانبی رواج زیادی یافته اند.

تعیین ضریب رفتار از مسایل بسیار مهم جهت طراحی لرزه‌ای سیستم قاب فولادی با مهاربند دروازه‌ای می‌باشد که تاکنون مطالعه ای دقیق براساس آنالیزهای دینامیکی غیر خطی در این باره صورت نگرفته است. در این مقاله با تحلیل دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیر خطی سه قاب

با تعداد طبقات مختلف، تحت ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا، ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای مهاربندهای دروازه‌ای محاسبه شده است. مطالعه صورت گرفته، مقدار ضریب رفتار $R_{LRFD} \approx 3/5$ را برای طراحی در حالت حدی و $R_{ASD} \approx 5$ برای طراحی به روش تنش مجاز به دست می‌دهد.

همچنین مقادیر ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر $1/61$ و $1/31$ برای مقاصد طرح لرزه ای و نیز تحلیل های غیرخطی این نوع از مهاربندی پیشنهاد می‌گردد.

در نهایت می‌توان بیان نمود که با استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب جهت طراحی این نوع از مهاربندی و نیز اجرای صحیح اتصال گره میانی می‌توان از این سیستم مهاربندی در ساخت سازه های کوتاه و میان مرتبه در مناطق لرزه خیز نیز استفاده نمود.

- 12-Uniform Building code, "International Conference of Building Officials", Whittier, California, 1997.
- 13- H. Saffari, H. Mosalman Yazdi, "An efficient and direct method for out-of-plane buckling analysis for Y-braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, No. 66, pp. 1107 – 1111, 2010.
- 14-OpenSees Command Language, "Open System for Earthquake Engineering Simulation", 2010 June 1, <http://opensees.berkeley.edu/>
- ۱- کاظمی، محمدتقی، عرفانی گرگری، سعید، "طراحی بادبندهای دروازه ای برای زلزله"، سومین همایش ملی نقد و بررسی آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، تهران، ۱۳۸۱.
- ۲- بیات، ولی، حسینی محمود، حسین زاده، نقدعلی، "مقایسه رفتار غیر خطی مهاربندهای دروازه ای و مهاربندهای هم مرکز"، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۶.
- ۳- کاظمی، محمدتقی، "رفتار بادبندهای دروازه ای"، مجموعه مقالات پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۶.
- ۴- مجید زمانی، سید سهیل، رسولی، سید مصطفی، "مقایسه نظری و تجربی رفتار فرم های مختلف مهاربندی های همگرا"، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۸۸.
- ۵- صفاری، حامد، مسلمان یزدی، حسنعلی، "تعیین بار کماتشی سیستم مهاربندی دروازه ای"، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۳.
- 6-Vamvatsikos, D. Cornell, C.A, "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514, 2002.
- ۷- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد شماره ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- 8-Federal Emergency Management Agency, FEMA 350, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- 9-Uang C.M, "Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision", Journal of Structure Engineering, Vol.117, No.10, August 1991.
- 10- Mwafy A.M & Elnashai A.S, "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.6, P.239-273, 2002.
- ۱۱- معصومی، علی، "تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.





رده‌بندی عیوب سطح ورق فولاد با استفاده از شبکه‌های عصبی

و شاخص‌های ساده محاسباتی

منصوره نویدپناه^۱، رسول امیرفتاحی^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

امروزه بررسی اتوماتیک سطح ورق فولاد، یکی از مراحل اساسی در تولید فولاد با کیفیت به شمار می‌رود و اکثر فولاد سازهای جهان بازرسی چشمی توسط اپراتور را با این روش نوین جایگزین نموده‌اند. در این مقاله تلاش شده است که با ارائه روشی جدید، رده‌بندی و تشخیص عیوب سطحی ورق فولاد با استفاده از شاخص‌های ساده محاسباتی و شبکه عصبی مصنوعی پرسپترون چند لایه بطور اتوماتیک انجام گیرد. نتایج شبیه‌سازی‌های انجام شده حاکی از آن است که روش پیشنهادی به طور متوسط قابلیت تشخیص انواع خرابی‌های رایج را تا ۹۳/۳ درصد دارا بوده و به دلیل سرعت قابل قبول اجرای الگوریتم محاسباتی، برای پیاده‌سازی بلادرنگ نیز مناسب می‌باشد.

کلمات کلیدی

شبکه‌های عصبی، رده‌بندی، عیوب سطحی، ورق فولاد

Steel Surface Defect Categorization Using Artificial Neural Networks and Uncomplicated Computational Indicators

Mansoureh Navidpanah¹, Rasoul Amirfattahi²

ABSTRACT

Automatic inspection of steel surfaces is one of the basic processes in steel production. Most of steel producers have replaced the traditional human-based inspection methods with these new automatic and machine-based Methods. In this paper, a new approach has been proposed for detection and categorization of cold-rolled surface defects. The proposed algorithm is mainly based on artificial MLP neural networks and uncomplicated computational indicators. Experimental results show that the proposed method could detect up to 93.3% of prevalent defects. In addition, this method is appropriate for real-time implementation because of its satisfactory execution time on a modern computer.

Keywords

Artificial Neural Networks, Categorization, Surface Defects, Steel Sheet

۱. کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی برق و کامپیوتر، دانشگاه صنعتی اصفهان mimnavidpanah2005@gmail.com

۲. دانشیار دانشکده مهندسی برق و کامپیوتر، دانشگاه صنعتی اصفهان fattahi@cc.iut.ac.ir



فصل سوم روش پیشنهادی برای رده‌بندی عیوب سطح ورق فولاد بیان شده است. نتایج شبیه سازی ها در بخش چهارم و نتیجه گیری نهایی در بخش پنجم ارائه شده اند.

۲. روشهای متداول در تشخیص عیوب ورق فولاد

ساریدیس و برندين در ۱۹۷۶ نشان دادند که اتوماسیون سیستمهای بازرسی سطح فلزات برای ورق فولاد سرد قابل انجام است [۲]. تحقیقات انجام شده در مورد بازرسی سطح اجسام از سال ۱۹۸۳ تا سال ۲۰۰۳ نشان می دهد که تشخیص و رده‌بندی عیوب ورق فولاد به ندرت انجام گرفته است [۳]. واله و همکارانش در ۱۹۹۶ اولین رده‌بندی خرابی سطح ورق فولاد را روی تصاویر به دست آمده از دو پایگاه داده متفاوت با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی انجام دادند که هدف آن مقایسه بین ساختار درختی شبکه عصبی پرسپترون چند لایه و ساختار معمولی آن بود [۴]. آنها پس از قطعه‌بندی تصویر و تشخیص ناحیه خرابی، خرابیها را بر اساس شاخصهای هندسی به چهار دسته عمودی، افقی، دایره‌ای (حلقوی) و اشکال پیچیده تقسیم کرده و سپس عیوب موجود در هر کدام از این چهار دسته را با استفاده از شاخصهای متفاوت مربوط به سطوح روشنایی تصویر، به دسته‌های نهایی تقسیم نمودند. واله و همکارانش دو روش برای رده‌بندی عیوب در نظر گرفتند. در هر دو روش نیمی از تصاویر از هر پایگاه داده برای آموزش و نیمی برای تست استفاده شدند. کارایی روش با استفاده از شبکه MLP و MLP درختی (Tree- MLP (TMLP) در جدول (۱) داده شده است. اونسلان و ارسیل در ۱۹۹۹ مقاله ای منتشر کردند که در آن تحقیقی وسیع اما محدود به درجه بندی فقط سه نوع ورق زنگ‌زده و سه نوع ورق شن زده (Sandblasted) متناظر با ورقهای زنگ‌زده انجام شده بود [۵]. در آن تحقیق به جز زنگ‌زدگی هیچ نوع خرابی دیگری از سطح ورق شناسایی نشده بود.

بازرسی سطح ورق فولاد یکی از فرآیندهای اجتناب ناپذیر در تولید فولاد مرغوب و باکیفیت به شمار می رود. وجود عیب در سطح ورق فولاد تولید شده علاوه بر این که می تواند سبب بروز مشکلات فنی در فرآیند نورد شود، گاهی ممکن است به کاهش تولید و از دست دادن بازار نیز منجر گردد [۱]. بر اساس گزارشات شرکت فولاد مبارکه، که یکی از بزرگ ترین شرکت های تولید ورق فولاد در ایران و خاور میانه به شمار می رود، عیوب عمده ورق فولاد عبارتند از: حفره^۱، خراش^۲، چین های عرضی^۳ و زنگ زدگی^۴. تشخیص این عیوب به صورت چشمی و توسط نیروی انسانی علاوه بر این که باعث خستگی، اتلاف وقت و نیروی انسانی، ... می‌گردد، به دلیل سرعت بالای ورق در ناحیه نورد سرد تقریباً غیر ممکن است. هدف از بازرسی اتوماتیک سطح ورق، طبقه‌بندی ورق های تولید شده از نظر کیفیت و جمع آوری اطلاعات آماری کامل از انواع خرابی ها می باشد [۱]. با توجه به سرعت بالای ورق فولاد در حال حرکت، استخراج و سپس بررسی حجم وسیعی از اطلاعات در یک زمان کوتاه کار بسیار مشکلی است. علاوه بر آن بدلیل شباهت بین خرابیهای مربوط به طبقات مختلف، تنوع خرابی در داخل طبقات و همچنین امکان بوجود آمدن نوع جدیدی از خرابی، سیستم بررسی سطح باید به اندازه کافی هوشمند باشد تا بتواند خود را با تغییرات خرابیها وفق دهد [۱]. به منظور دست یابی به سرعت بالای محاسبات و قابلیت تطبیق بالا که برای یک سیستم بلادرنگ مورد نیاز است، در این مقاله روشی بر مبنای استفاده از رده‌بندهای عصبی و شاخصهای ساده محاسباتی پیشنهاد شده است. در بخش دوم مقاله برخی از روشهای متداول در بررسی سطح ورق فولاد مرور شده اند. در

¹ Hole

² Scratch

³ Scrape

⁴ Rust



جدول (۱): نتایج رده‌بندی عیوب سطح ورق فولاد در حالتی که نیمی از تصاویر برای آموزش شبکه و نیمی دیگر برای تست آن در نظر گرفته شده اند [برگرفته از مرجع ۴]

شبکه عصبی مورد استفاده		پایگاه تصویر اول	پایگاه تصویر دوم
MLP	مجموعه آموزش	٪۶۳/۵	٪۷۸/۳
	مجموعه تست	٪۶۰/۲	٪۶۸/۶
TMLP	مجموعه آموزش	٪۹۲/۹	٪۹۱/۹
	مجموعه تست	٪۶۰/۵	٪۶۵/۱

حفره معرفی شد. برای تشخیص دو نوع خرابی Anneal Black Patch, Color و ورق سالم از شبکه عصبی RBF با شاخصهای واریانس و عدم تقارن هیستوگرام نسبت به مرکز آن^۳ مربوط به کانالهای قرمز، آبی، سبز و خاکستری مربوط به بلوک استفاده شده است [۱]. تشخیص خرابی حفره با استفاده از آستانه‌گذاری و تشخیص فرورفتگی و برآمدگی تصویر با مدل‌کردن سطح ورق با یک سطح درجه دو انجام شد [۱]. از کارهای دیگر که در زمینه تشخیص عیوب ورق انجام گرفته، استفاده از روشهای پردازش تصویر مانند آستانه‌گذاری سطح روشیابی، تبدیل هاف و آستانه‌گذاری از تعداد پیکسلهای خرابی و گردایان چند حالتی است [۹].

روبرتو مدینا به همراه همکارانش در سال ۲۰۱۱ با استفاده از الگوریتمهای بینایی ماشین، شش دسته خرابی را با عناوین جوش، زنگ زدگی سفید^۴، علامت انتقال دهنده^۵، خوردگی حفره ای^۶، لکه های روی^۷ و آثار رول شدن ورق^۸ با دقت ۸۷ درصد تشخیص و طبقه بندی کردند [۱۴] که در مقایسه با روش پیشنهادی ما کارایی کمتری داشته است.

در مقاله دیگری نیز تعدادی از روشهای تشخیص و طبقه‌بندی با یکدیگر مقایسه شده است [۱۵]. نظر به اینکه روش پیشنهادی ما به مراتب ساده تر و نتایج حاصل از آن در حد روشهای پیچیده پیشنهادی است، می توان از آن به عنوان روشی قابل قبول و کارا در امر تشخیص و طبقه بندی خرابی های سطح ورق استفاده کرد.

۳. روش پیشنهادی

با توجه به اینکه برخی از روشهای مذکور در بخش قبل مانند مراجع [۴] و [۹] نتایج رده‌بندی خوبی ندادند و برخی از آنها نیز در فرایند تشخیص خرابی بطور ترتیبی

چالاسانی در سال ۲۰۰۰ با استفاده از الگوریتم قطعه‌بندی آب پخشان^۱ ناحیه خرابی روی سطح ورق فولاد را برای خرابیهای

Rust Marks, Black Patch, hole, Pinch mark

مشخص نمود، اما نوع خرابی را مشخص نکرد [۶].

در [۷] برای رده‌بندی عیوب Black, Coil Break, Patch, Scratch, Pinch, Roll Mark و ورق بدون عیب، سیستم بلادرنگ نرم‌افزاری و سخت‌افزاری مبتنی بر مقایسه شاخصهای تصاویر طراحی شده است که در آن فقط از شاخصهای هیستوگرام استفاده شده است. با اعمال تبدیل موجک سه سطحی بر بردار هیستوگرام، از چهار بردار حاصل، میانگین و واریانس استخراج شده و سپس فاصله RMS شاخصهای تصویر ورودی از میانگین شاخصهای هر کلاس بدست می آید. به این ترتیب کلاس خروجی انتخاب می‌شود [۷]. بدلیل همپوشانی اجتناب‌ناپذیر هیستوگرام و در نتیجه همپوشانی شاخصها، استفاده از هیستوگرام و محاسبه فاصله از مرکز کلاسها کارایی لازم را نخواهد داشت. [۱] و [۸].

در [۱] ماژول نرم‌افزاری پردازش تصویر برای رده‌بندی پنج نوع ورق شامل فولاد بدون عیب، فولادی با تغییر رنگ بعد از حرارت، فولاد دارای لکه‌های سیاه، فولاد دارای سطحی برآمده یا فرورفته و فولاد دارای عیب

³ Skewness

⁴ White Rust

⁵ Transporter Mark

⁶ Pitting Corrosion

⁷ Zinc Protuberance

⁸ Rolled Mark

¹ Watershed

² این خرابیها در بین کارشناسان فولاد با نام لاتین شناخته شده است



عمل می‌کنند [۱] و [۹] در این مقاله سعی شده است تا با استفاده از روشهای استخراج شاخص سریع، کارا، دارای محاسبات کم و پیاده‌سازی راحت، رده‌بندی خرابیها انجام شود.

شاخصها باید بگونه‌ای باشد که علاوه بر سرعت، قابلیت انجام محاسبات بطور موازی و عدم وابستگی زمان پردازش به نوع خرابی، کارایی رده‌بندی نیز بالا باشد. در [۱] و [۹] با اضافه شدن نوعی خرابی جدید که ظاهراً مشابه با یکی از انواع خرابی قبلیست، یکی از الگوریتمها بلااستفاده شده و نیاز به طراحی الگوریتمی جدید برای کلاس خرابی قبلی و جدید باشد. شاخصهایی که ما از آنها استفاده کرده‌ایم، هیستوگرام، تبدیل فوریه و ماتریسهای هم رخداد هستند که از لحاظ محاسباتی سریع و از لحاظ پیاده‌سازی آسانتر از دیگر روشهای تحلیل بافت هستند. همچنین این شاخصها برای بلادرنگ کردن سیستم تشخیص عیوب نیز مناسب‌تر می‌باشند. در ادامه به بررسی مختصر هریک از این روشها می‌پردازیم.

هیستوگرام: هیستوگرام یک تصویر، احتمال وقوع سطوح روشنایی مختلف در تصویر است. بدلیل بعد بالای بردار هیستوگرام برای تصویری با ۲۵۶ سطح، ویژگیهای مذکور در روابط (۳-۱) تا (۳-۴) را از آن استخراج و در رده‌بندی استفاده می‌کنیم. این ویژگیها بترتیب میانگین هیستوگرام، واریانس هیستوگرام، عدم تقارن هیستوگرام نسبت به حالت نرمال (تمایل به چپ یا راست) و درجه قله‌دار بودن هیستوگرام را نشان می‌دهد [۵] و [۱۰]. در این روابط L تعداد سطوح روشنایی (مثلاً ۲۵۶) و $h(l)$ احتمال وجود سطح روشنایی l در تصویر است.

$$\mu = \sum_{l=0}^{L-1} l * h(l) \quad \text{میانگین} \quad (1-3)$$

$$\sigma^2 = \sum_{l=0}^{L-1} (l - \mu)^2 * h(l) \quad \text{واریانس} \quad (2-3)$$

$$s = \sum_{l=0}^{L-1} (l - \mu)^3 * h(l) / \sigma^{3/2} \quad \text{انحراف از مرکز} \quad (3-3)$$

$$k = \sum_{l=0}^{L-1} (l - \mu)^4 * h(l) / \sigma^2 \quad \text{درجه قله دار بودن} \quad (4-3)$$

ماتریسهای هم رخداد: این ماتریسها که اولین بار توسط Haralick و همکارانش در سال ۱۹۷۳ معرفی شد، اطلاعات آماری مرتبه دو از تصویر را استخراج می‌کنند و دارای قدرت بالاتری نسبت به هیستوگرام تصویر هستند. محاسبه آسان این ماتریسها و قدرت بالای شاخصهای استخراجی، آنها را در بین روشهای دیگر متمایز کرده است [۵] و [۱۱]. با این روش روابط بین سطح روشنایی مربوط به پیکسلهای تصویر بدست می‌آید. در تحقیق حاضر ماتریسهای GLCM^۱ برای چهارجهت صفر، ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه و همسایگی یک پیکسل محاسبه و میانگین آنها برای استخراج شاخص استفاده شد تا این شاخصها مستقل از جهت خرابی باشند.

عبارت محاسباتی ذیل برای فواصل مختلف در جهات محور x,y است که به ازای x,y های متفاوت زاویه و فاصله متفاوت محاسبه خواهد شد. (M,N برابر است با ابعاد تصویر)

$$P(i, j | \Delta x, \Delta y) = WQ(i, j | \Delta x, \Delta y)$$

$$W = \frac{1}{(M - \Delta x)(N - \Delta y)}$$

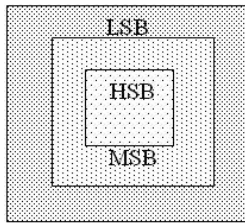
$$Q(i, j | \Delta x, \Delta y) = \sum_{n=1}^{N-\Delta y} \sum_{m=1}^{M-\Delta x} A$$

$$A = \begin{cases} 1 & \text{if } f(m, n) = i \text{ and } f(m + \Delta x, n + \Delta y) = j \\ 0 & \text{elsewhere} \end{cases}$$

با محاسبه میانگین P در چهار جهت با فاصله مکانی یک پیکسل مقدار P(I,j) مورد استفاده در روابط ذیل به دست می‌آید [۱۱].

در یک تصویر یکنواخت بدلیل یکسان بودن تقریبی تمام سطوح روشنایی موجود در تصویر، اطلاعات عمده ماتریسها که مقادیر بزرگتر را شامل می‌شود، نزدیک به قطراصلی است. با توجه به سطح روشنایی متوسط تصویر، محل قله به سمت نیمه بالای قطر(در تصویر





شکل (۱) باندهای فرکانسی تبدیل فوریه

شبکه‌های عصبی مصنوعی: قدرت محاسباتی بالای این شبکه‌ها ابتدا از ساختار توزیع شده موازی و سپس از قدرت بالای یادگیری و تعمیم آنها ناشی می‌شود. این دو قابلیت مهم آنها را در حل مسائل پیچیده نسبت به سایر روشها ممتاز کرده است. شبکه‌های عصبی مصنوعی بدلیل امکان استفاده از نرونها با تابع فعالیت غیرخطی و همچنین یادگیری نمونه‌های آموزشی با ایجاد نگاشت (بویژه غیر خطی) بین نمونه‌های ورودی و خروجی در بیشتر کاربردهای رده‌بندی استفاده می‌شوند. زیرا برخلاف روشهای آماری نیاز به مدل توزیع از پیش تعیین شده برای نمونه‌های ورودی ندارند. از طرفی با توجه به اینکه شبکه‌های عصبی مصنوعی وزنه‌های سیناپتیک خود را با تغییرات محیط وفق می‌دهند، با اضافه شدن گروه جدیدی از خرابیها، می‌توانند براحتی مجدداً آموزش داده شوند تا تغییرات را منعکس کنند [۱۲]. استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی بدلیل ماهیت توزیع‌شدگی اطلاعات ذخیره شده امکان پیاده‌سازی یک سخت‌افزار تحمل‌پذیر خطا را فراهم می‌کند.

همچنین ماهیت موازی شبکه‌های عصبی مصنوعی، محاسبات را در یک کاربرد خاص سرعت بخشیده و پیاده‌سازی VLSI آنها را عملی و مفید می‌سازد. در این مقاله از شبکه عصبی MLP با دو لایه مخفی و الگوریتم انتشار به عقب‌گردان مزدوج استفاده شده است. در ضمن نرخ یادگیری شبکه برابر ۰/۰۱ و تابع فعالیت استفاده شده سیگموئید تانژانت است که این تابع بدلیل تقارن شکلی نسبت به سیگموئید لگاریتمی کارایی بهتری بدست می‌دهد. این شبکه نسبت به دیگر شبکه‌های عصبی مصنوعی که قدرت رده‌بندی چند کلاسی غیر خطی دارند، دارای پیاده‌سازی راحت‌تری می‌باشد و نتایج بهتری

تاریک) و یا پایین قطر (در تصویر روشن) جابجا خواهد شد.

خرابیهایی که در تصویر با تغییر واضح سطح روشنایی بین پیکسلهای مجاور مشخص شده‌اند، در مکانهایی از ماتریسهای هم رخداد و بدور از قطر اصلی قله‌هایی را ایجاد می‌کند. هرچه کنتراست خرابی بیشتر باشد (خرابی در تصویر واضح تر باشد)، این قله‌ها دورتر از قطر اصلی خواهند بود و هرچه خرابی ناحیه بزرگتری از سطح را بپوشاند قله‌ها بزرگتر خواهند بود. ویژگیهایی که از ماتریس GLCM بدست می‌آید در روابط (۳-۵) تا (۳-۱۰) ذکر شده است.

$$\sum_i \sum_j \frac{p(i, j)}{1 + (i - j)^2} \quad \text{IDM} \quad (5-3)$$

$$\text{Max } p(i, j) \quad \text{بیشترین احتمال} \quad (6-3)$$

$$\sum_i \sum_j p(i, j)^2 \quad \text{انرژی} \quad (7-3)$$

$$-\sum_i \sum_j p(i, j) \log(p(i, j)) \quad \text{آنترپی} \quad (8-3)$$

$$\sum_i \sum_j p(i, j) * (i - j)^2 \quad \text{کنتراست} \quad (9-3)$$

$$\sum_i \sum_j (i - \mu)^2 * p(i, j) \quad \text{واریانس} \quad (10-3)$$

تبدیل فوریه: از روشهای ساده استخراج اطلاعات طیفی تصویر است که شاخصهای آن مقدار حضور هارمونیکهای فرکانس پایین، متوسط و بالا، همچنین متوسط فرکانس تصویر و میزان پراکندگی فرکانسی در تصویر را بدست می‌دهد [۵] و [۱۰]. در این مقاله ابتدا طیف فرکانسی مانند شکل (۱) به سه باند فرکانسی تقریباً مساوی تقسیم شده و سپس پنج شاخص انرژی باند پایین، انرژی باند متوسط، انرژی باند بالا، میانگین تبدیل و واریانس از آن استخراج می‌گردد.



نیز در رده بندی خرابیهای سطح ورق فولاد بدست داده است.

۴. نتایج شبیه سازی ها

پایگاه تصاویر ما شامل ۳۹۱ تصویر واقعی و سنتز شده خاکستری از سطح ورق فولاد است که از مجتمع فولاد مبارکه اصفهان و پایگاه اینترنتی فولاد هندوستان [۱۳] بدست آمده تعداد تصاویر آموزش ۱۹۴ و تعداد تصاویر مجموعه تست برابر با ۱۹۷ عدد می باشد.

اندازه تصاویر ۲۵۶ در ۲۵۶ پیکسل است. تصاویر از نمونه خرابی های تشخیص داده شده چشمی به دست آمده است. تعداد تصاویر از هر کلاس خرابی در جدول (۲) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که فرایند تصویر برداری در کارخانه فولاد مبارکه اصفهان با مشکلات زیادی همراه بوده است و به همین دلیل تعداد تصاویر کمتر از حد انتظار ما بود. چه بسا با تعداد بالای تصاویر نتایج بهتری بدست آید.

جدول (۲) تعداد موجود از هر کلاس، در مراحل آموزش و

تست

کلاس خرابی	تعداد نمونه های آموزش	تعداد نمونه های تست
حفره	۳۴	۳۵
چین های عرضی	۳۲	۳۲
خراش	۴۰	۴۱
زنگ زدگی	۵۵	۵۶
ورق سالم	۳۳	۳۳

نمونه هایی از خرابیهای مورد بحث در این مقاله به همراه هیستوگرام آنها در شکل (۲) مشاهده می شود که البته تنوع کامل خرابیها را پوشش نمی دهد. در این مقاله کارایی روشهای استخراج شاخص مذکور در بخش قبل در تشخیص این خرابیها تست شد و مشاهده شد که در هر کلاس برخی از شاخصها بهتر از بقیه عمل کرده و نتایج بهتری بدست می دهند. عیوب مورد بحث در این تحقیق و

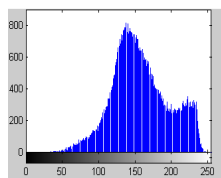
نحوه دسته بندی آنها با شاخصهای مختلف بصورت زیر خلاصه می شود.

الف- حفره: این عیب که کلاس اول خرابیها را در تحقیق ما تشکیل می دهد با استفاده از شاخصهای هیستوگرام و ماتریسهای هم رخداد بهتر شناسایی شده است.

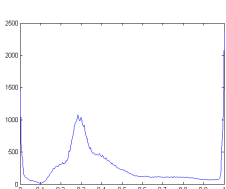
ب- چینهای عرضی: یکی دیگر از انواع خرابیهای سطح ورق فولاد است که ماتریسهای هم رخداد در تشخیص آن بهتر از بقیه شاخصها عمل کرده اند.

ج- خراش: این عیب که از عیوب رایج ورق فولاد می باشد با استفاده از شاخصهای تبدیل فوریه بخوبی تشخیص داده می شود.

د- زنگ زدگی: از عیوب بسیار رایج ورق می باشد که در [۵] کارهای زیادی برای تشخیص آن انجام شده است. در تحقیق حاضر بترتیب شاخصهای هیستوگرام، ماتریسهای هم رخداد و فوریه در تشخیص آن نتایج بسیار خوبی بدست داده اند. در تشخیص ورق سالم نیز که یکی از کلاسهای مورد بحث در این تحقیق بشمار می آید، بترتیب تبدیل فوریه، ماتریسهای هم رخداد و هیستوگرام نتایج خوبی بدست داده اند.



(ب)



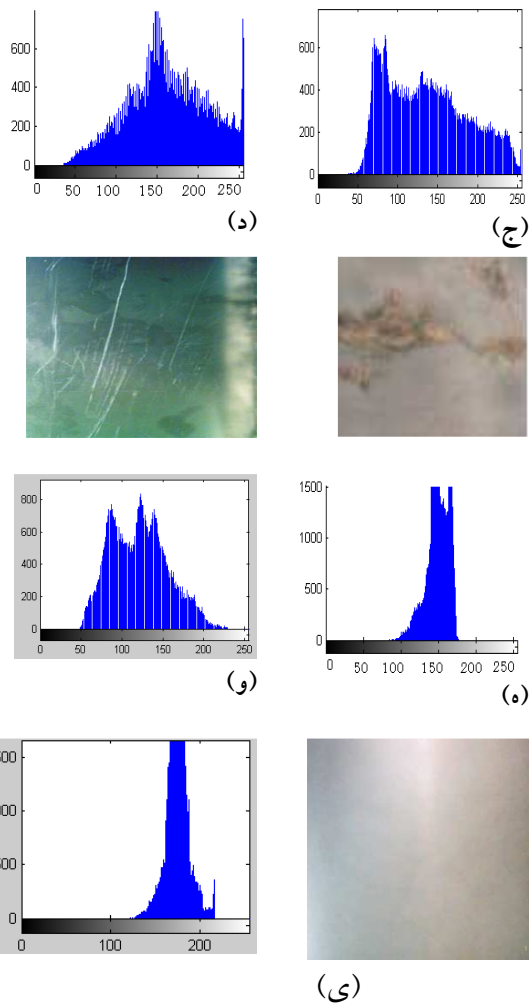
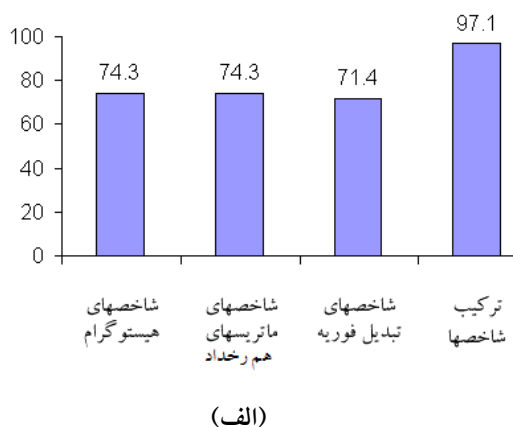
(الف)



رده‌بندی بدست دهد. بنابراین ترکیب شاخصها برای بهبود نتایج ضروریست. با مشاهده شکل (۳) براحتی می‌توان این نتایج را با یکدیگر مقایسه کرد. خاطر نشان می‌گردد که اطلاعات دقیق در مورد شاخص های هیستوگرام در [۱۶] آمده است.

با توجه به اینکه در شبکه عصبی MLP مقدار اولیه وزنها تأثیر زیادی در نتیجه نهایی و زمان همگراشدن شبکه به خروجیهای موردنظر دارد، برای یافتن بهترین نتیجه باید چندین بار شبکه را با وزنها تصادفی اولیه متفاوت آموزش داد [۱۲]. اما نکته مهم اینکه میزان تنوع در نمونه‌های یک کلاس و شباهت بین نمونه های کلاسهای مختلف باعث پایین آمدن کارایی شبکه خواهد شد زیرا باعث می‌شود تنظیم وزنها بصورت کارا انجام نگیرد. [۱۲].

در تحقیق حاضر زمانیکه ما از ۵ نرون خروجی متناظر با ۵ کلاس مربوط به ورق استفاده کردیم شبکه MLP در رده‌بندی انواع ورقهای معیوب و سالم بطور متوسط ۸۶/۴ درصد کارایی بدست داد که بسیار مناسب بود. اما به علت اینکه در تصاویر مربوط به خرابیها تنوع داشتیم بنظر می‌رسید با در نظر گرفتن این تنوع کارایی بهبود یابد. به همین جهت ما مجموعه تصاویر خرابی حفره را به سه دسته و مجموعه تصاویر خرابی زنگ زدگی را نیز به سه دسته تقسیم کردیم.



شکل (۲) انواع خرابیهای سطح ورق فولاد و هیستوگرام مربوط، الف) چینهای عرضی، ب و ج) حفره، دوه) زنگ زدگی، و) خراش، ی) ورق سالم

همانطور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، خرابیهای مختلف با استفاده از هیستوگرام از یکدیگر قابل تفکیک هستند. اما با توجه به اینکه این نمونه‌ها تنوع تصاویر در کلاسهای مختلف را پوشش نمی‌دهد، نمی‌توان شباهت بین کلاسهای مختلف و تنوع داخل برخی از کلاسها را در این اشکال بخوبی مشاهده کرد. اگر ماتریسهای هم رخداد و یا طیف فوریه این تصاویر بدست آید، تشابه در کلاسهای مختلف و تنوع در داخل یک کلاس بطور نسبی در آنها نیز مشاهده خواهد شد که خود اثباتی بر این موضوع می‌باشد که هر یک از روشهای استخراج شاخص مذکور به تنهایی نخواهد توانست کارایی بالایی در



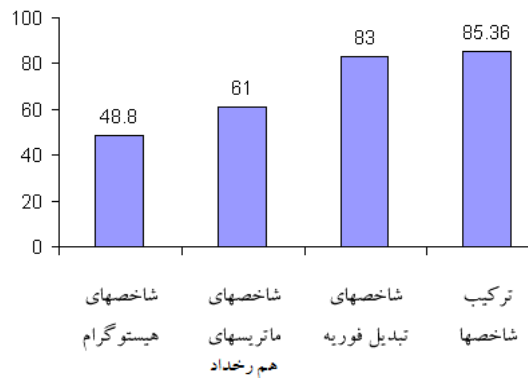
۹-۳۰-۲۶-۱۵ می باشد که ۱۵ متناظر با تعداد ورودیها یا تعداد شاخصهای مورد استفاده، ۲۶ و ۳۰ بترتیب تعداد نرونها در لایه مخفی اول و دوم و ۹ تعداد نرونهای خروجیست. نتایج این شبکه در رده بندی انواع ورقهای معیوب و ورق سالم به ازای استفاده از شاخصهای جداگانه و ترکیبی برای خرابیهای مختلف در شکل (۳) مشاهده شد. در جدول (۳) نیز ماتریس رده بندی کلاسهای مختلف و در شکل (۴) نمودار مجموع مربعات خطای شبکه در فرایند آموزش نسبت به تعداد دفعات آموزش شبکه مشاهده می گردد.

جدول (۳) ماتریس دسته بندی تعداد درست نمونه های

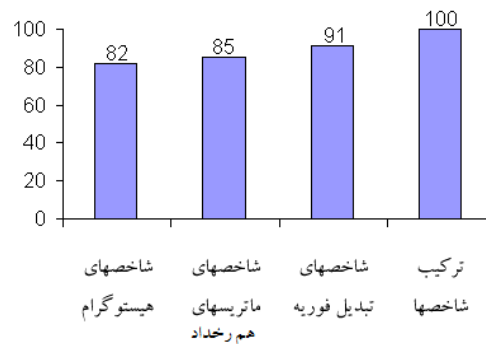
تست

کلاس انتسابی کلاس واقعی	حفره	چین های عرضی	خراش	زنگ زدگی	سالم
حفره	۳۴	۰	۱	۰	۰
چین های عرضی	۲	۲۸	۲	۰	۰
خراش	۱	۳	۳۵	۲	۰
زنگ زدگی	۰	۰	۲	۵۴	۰
سالم	۰	۰	۰	۰	۳۳

اگر در جدول (۳) دقت شود ورق سالم بدون هیچ خطایی شناسایی شده و علاوه بر آن هیچ ورق معیوبی به کلاس ورق سالم اختصاص داده نشده است. این موضوع تشخیص معیوب و یا سالم بودن ورق به طور کامل را نشان می دهد.



(ب)



(ج)

شکل (۳) در صد موفقیت شاخصهای مختلف در تشخیص الف) حفره، ب) چینهای عرضی ج) خراش

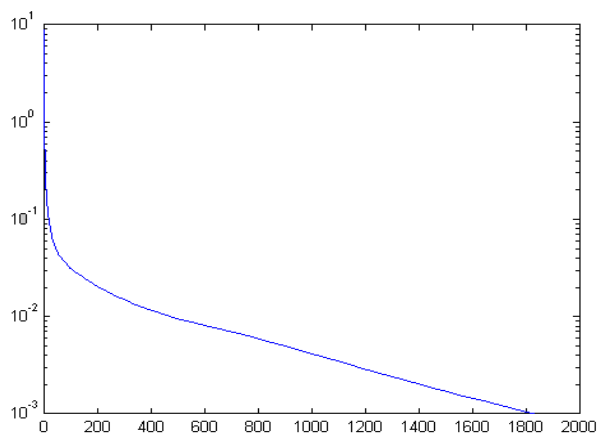
این کار باعث تشکیل ۹ کلاس جدید شد. با توجه به اینکه میانگین کارایی سیستم با ترکیب شاخصها و با استفاده از ۹ کلاس جدید ۹۳/۳ در صد (میانگین در صد موفقیت برای ستون آخر از نمودارهای بالا که مربوط به ترکیب شاخصهاست) بدست آمد، این بهبود ۶/۹ درصدی در میزان موفقیت شبکه در عمل رده بندی اهمیت در نظر گرفتن تنوع نمونه های داخل کلاسها را برایمان آشکار کرد. البته باید ذکر شود که شبکه بدون هیچ خطایی عمل رده بندی نمونه های آموزشی را انجام می دهد. این موضوع از اهمیت بالایی برخوردار است و نشانگر دقت بسیار بالای روش پیشنهادی در تشخیص معیوب و یا سالم بودن ورق فولاد می باشد.

معماری شبکه عصبی MLP که با استفاده از ترکیب شاخصها عمل رده بندی را انجام داده است بصورت

در این مقاله با استفاده از شاخصهای ساده محاسباتی و شبکه عصبی مصنوعی MLP که اغلب محققان با آن آشنا هستند رده‌بندی عیوب سطح ورق فولاد انجام شده است. علاوه بر آن از تصاویر خاکستری استفاده شده است که نیاز به پردازش کانالهای رنگ و در نتیجه حجم بالای محاسبات را از بین می‌برد. در [۱] از اطلاعات کانال رنگ استفاده شده است که پردازش را کند می‌کند. مزیت روش پیشنهادی ما بر روشهایی مانند [۱] و [۹] اینست که با ورود تصویر تست علاوه بر اینکه هر کدام از شاخصها می‌تواند مستقل از شاخصهای دیگر محاسبه شود، مدت زمان لازم برای تشخیص نوع ورق برای تمام خرابیها یکسان است. اما در [۱] و [۹] زمانیکه تصویر وارد می‌شود تک تک الگوریتمها بر روی سطح ورق تست می‌شود تا بالاخره نوع خرابی مشخص شود. این عمل ترتیبی باعث نامناسب بودن روشهای مذکور برای پیاده‌سازی بلادرنگ می‌شود. علاوه بر آن در [۱] و [۹] زمان مورد نیاز برای تشخیص خرابی تصویر به نوع خرابی وابسته است.

در روش پیشنهادی این مقاله، علاوه بر اینکه امکان موازی‌سازی محاسبات بین روشهای مختلف استخراج شاخص وجود دارد، در محاسبه تک تک شاخصها نیز می‌توان از محاسبات موازی استفاده کرد. این امر باعث می‌شود که روش پیشنهادی قابلیت اجرای سریعتر را نیز داشته باشد. علاوه بر آن استفاده از ویژگیهای تصویر که تا کنون امتحان خود را در کاربردهای رده‌بندی بافت پس داده‌اند و اطلاعات منطقی مهمی را از تصویر بیرون می‌کشند، قابل اعتمادتر است تا استفاده از الگوریتمهایی مانند آستانه‌گذاری سطح روشنایی و یا آستانه‌گذاری تعداد پیکسلهای خرابی مورد استفاده در [۱] و [۹]. زیرا با تغییر مقدار خرابی بر روی سطح ورق و تغییر سطح روشنایی تصویر به این الگوریتمها نمی‌توان اعتماد کرد.

در [۱] و [۷] کارایی روش پیشنهادی برای رده‌بندی بیان نشده است و در [۶] نیز اصلاً تشخیص نوع خرابی انجام نگرفته است. اما در تحقیق حاضر نوع تصاویر، اندازه آنها، تعداد نمونه‌های تست و آموزش و کارایی روش پیشنهادی



شکل (۴) نمودار مقدار خطا بر حسب تعداد تکرار آموزش

همانطور که انتظار داشتیم و در شکل (۳) نیز مشاهده می‌شود، با استفاده از شاخصهای ترکیبی نتایج بهتری نسبت به حالت استفاده از شاخصهای جداگانه، بدست آمده است.

شبیه‌سازی‌های انجام گرفته در تحقیق حاضر بر روی سیستم پنتیوم چهار که دارای پردازنده اینتل با فرکانس کاری ۳/۲۱ گیگا هرتز و مقدار حافظه ۱ گیگابایت می‌باشد اجرا شده است. مقدار زمانی که در مرحله آموزش برای رده‌بندی با استفاده از شبکه عصبی MLP و شاخصهای ترکیبی لازم است برابر با ۷۲/۳۵ ثانیه می‌باشد. مدت زمان انجام عملیات رده‌بندی در مرحله تست برای اجرای اول برابر با ۴۶ میلی‌ثانیه و برای اجرای دوم برابر با ۱۶ میلی‌ثانیه می‌باشد (زمان اجرای دوم بدلیل اینکه کد عملیات در حافظه نهان سیستم ذخیره شده است، کمتر از زمان اجرا در اولین بار است). با توجه به اینکه زمان انجام محاسبات مربوط به استخراج شاخصها (محاسبه ترتیبی شاخصهای هیستوگرام، ماتریسهای کوکرنس و تبدیل فوریه) برابر با ۲۶۵ میلی‌ثانیه می‌باشد، زمان تعیین کلاس تصویر ورودی با احتساب زمان استخراج شاخص برابر با ۲۸۱ میلی‌ثانیه می‌باشد که با انجام موازی محاسبات این مقدار زمان بسیار کم خواهد شد.

۵. نتیجه‌گیری

در همه حالات بیان شده است. همچنین کارایی بسیار خوبی نسبت به [۴] و [۹] بدست آمده است. بنظر می‌رسد طراحی سخت افزار خط لوله برای ادامه کار و پیاده‌سازی بلادرنگ سیستم رده‌بندی خرابیهای سطح ورق مناسب باشد که به عنوان پیشنهادی برای ادامه کار بیان می‌شود.

منابع

1. Guha P., "Automated Visual Inspection of Steel Surface, Texture Segmentation and Development of a Perceptual Similarity Measure", MS Thesis, Department of Electrical Engineering, Indian Institute of Technology, Kanpur, April 2001.
 2. Saridis G.N., Brandin D.M., "An Automatic Surface Inspection System for Flat Rolled Steel", Purdue Laboratory for Applied Industrial Control Schools of Engineering, Purdue University West Lafayette, Indiana, December 1976.
 3. Niskanen M., "A Visual Training Based Approaches to Surface Inspection", MS Thesis, Department of Electrical and Information Engineering, University of Oulu 2003.
 4. Valle M., Baratta D., Caviglia D.D., "Application of Hierarchical Neural Network to Pattern recognition for Quality Control Analysis In Steel industry plant", *IEEE International Workshop on Neural Networks for Identification, Control, Robotics and Signal/Image Processing*, Italy, 1996.
 5. Mery D., Berti M.A., "Automatic detection of welding defects using texture features", *International Symposium on Computerized Tomography and Image Processing for Industrial Applications in Radiology*, Berlin, 2003.
 6. Chalasani S.K., "Segmentation and Performance Evaluation of Steel Defect Images", MS Thesis, Department of Mechanical Engineering, Indian Institute of Technology, Kanpur, March, 2000.
 7. Kumar A., Gupta S., "Real Time DSP Based Identification of Surface Defects Using Content-Based Imaging Technique", *IEEE International Conference on Industrial Technology*, 2000.
 8. Monadjemi A.H., "Towards Efficient Texture Classification and Abnormality Detection", Ph.D. Dissertation, Department of Computer Science, University of Bristol, October 2004.
۹. شریف‌زاده م.، پردازش دیجیتال تصاویر ورق فولاد به منظور تشخیص انواع خرابیهای سطحی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده برق و کامپیوتر، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۸۴.
10. Rafael C. Gonzalez., Richard E. Woods., *Digital Image Processing (3rd Edition)*, published in 2007, ISBN-10: 013168728X | ISBN-13: 978-0131687288 | Edition: 3
11. Fritz Albertson., "Statistical Texture Measures Computed From Gray Level Co-Occurrence Matrices", *Image Processing Laboratory Department of Informatics University of Oslo*, 2008.
12. Haykin S., "Neural Network: A Comprehensive Foundation", Prentice Hall, 1998.
13. http://www.iitk.ac.in/robotics/project_lists/sail/atlas.html
14. Roberto Medina, Fernando Gayubo, Luis M. Gonzalez-Rodrigo, David Olmedo, Jaime Bermejo, Eduardo Zalama, Jose R. Peran., *Automated visual classification of frequent defects in flat steel coils*, Springer-Verlag London Limited 2011.
15. Ali Javed , Mirza Ahsan Ullah , Aziz-ur-Rehman., "Comparative Analysis of Different Fabric Defects Detection Techniques", *Image, Graphics and Signal Processing*, 2013.
۱۶. نویدپناه م.، رده بندی عیوب سطح ورق فولاد با استفاده از شبکه های عصبی مصنوعی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده برق و کامپیوتر، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۸۴.





مقایسه پریود و ضریب رفتار گنبد‌های شودلر و دندانه ای تک لایه

محمود یحیایی^۱، مرتضی چهاردولی^۲
(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

شناخت رفتار سازه های فضاکار برای اهداف طراحی در برابر پاسخ های لرزه ای از اهمیت بسزایی برخوردار است. گنبد‌های فضاکار در برابر زمین لرزه های شدید می توانند پایداری کنند که ناشی از مولفه های وزن پایین، هندسه مناسب، مقاومت پس ماند بالا ی این سازه هاست. در این مقاله پریود و ضریب رفتار گنبد‌های شودلر و دندانه ای تک لایه مورد بررسی قرار گرفته است. شش عدد گنبد شودلر و شش عدد گنبد دندانه ای با دهانه های متفاوت و گره ها و تعداد المانهای یکسان تحت شرایط کاملا مشابه توسط نرم افزار اجزای محدود مدل شده است. و تحلیل استاتیکی غیر خطی (Push Over) روی آنها انجام شده است. و از بررسی نتایج نمودارهای نیرو- تغییر مکان برای بدست آوردن رابطه ای جهت تعیین مقادیر پریود اصلی سازه استفاده شده است. با استفاده از این رابطه، ضریب رفتار گنبد‌ها در قالب یک رابطه خطی بیان می شود و در نهایت مقایسه ای بین ضریب رفتار و پریود این دو نوع گنبد انجام می گیرد.

کلمات کلیدی

ضریب رفتار، پریود طبیعی، گنبد‌های شودلر و دندانه ای، تحلیل استاتیکی غیرخطی

Compare Natural Period and Behavior Factor Of Single Layer Schwedler and Ribbed Domes

Mahmood Yahyai¹, Morteza Chahardoli²

ABSTRACT

Knowing space structure behaviors for design of structures in seismic response is important. To guarantee better performance of space domes against strong earthquake from low weight index, safe geometry and high remain resistance.

Seismic behavior and natural period of single layer Schwedler and Ribbed domes is studied in this paper. Six domes of both with different spans and the same number of nodes and elements as well as loading conditions are modeled by finite element method. Nonlinear static analysis is carried out. The force-displacement results are used to derive a formula for predicting the fundamental natural period. Using this equation, the behavior factor of domes is obtained in the form of a linear equation. Finally, behavior factor and natural period both of domes are compared.

Key Word

Behavior Factor, Natural Period, Schwedler and Ribbed Domes, Nonlinear static analysis.

۱. عضو هیأت علمی دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی yahyai@kntu.ac.ir (نویسنده مسئول)
۲. کارشناس ارشد زلزله دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی m_ch_civil@yahoo.com

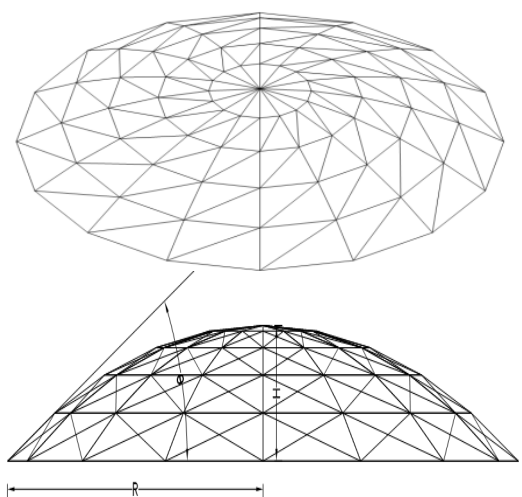


ویژگیهای مشترک گنبد‌های مورد مطالعه به شرح ذیل

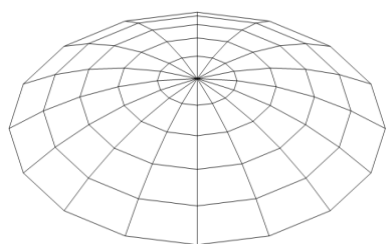
است:

- تعداد المانها و گره های یکسان
- شرایط تکیه گاهی و اتصالات یکسان
- روشهای بارگذاری و تحلیل یکسان

در شکلهای ۱ و ۲ بصورت شماتیک هندسه مدلها ارائه شده است.



شکل ۱: شکل شماتیک گنبد‌های شودلر



شکل ۲: شکل شماتیک گنبد‌های دندان‌ه ای

θ : زاویه خط مماس بر گنبد با افق

H: ارتفاع گنبد

R: شعاع گنبد

ویژگیهای گنبد‌های مورد مطالعه در جدولهای ۱ و ۲ ارائه شده است:

در طراحی سازه ای گنبد‌های فضاکار تک لایه در مناطق با خطر لرزه ای زیاد همواره با مشکل برآورد پاسخ دینامیکی تحت تکانه‌های زمین لرزه و بزرگی مقدار نیروی معادل استاتیکی مواجه هستیم. زلزله Hyogoken Nanbo که در سال ۱۹۹۵ اتفاق افتاد توجه بسیاری از محققین را در مورد امنیت سازه های فضاکار در برابر زلزله برانگیخت.

از این رو اولین مطالعه روی گنبد‌های تک لایه در سال ۱۹۹۷ توسط Shiro Kato و همکاران [۸] به بررسی تخریب دینامیکی گنبد‌های یک لایه ، تحت نیروی زلزله و تخمین نیروی استاتیکی معادل روی آنها صورت گرفت. سپس در سال ۱۹۹۷ توسط M Kawaguchi و همکاران [۹] ، آزمایش سازه ای بر روی یک گنبد معلق (Hikarigaoka) صورت گرفت. در مطالعه بعدی در کشور چین توسط Zicao , Yigang Zhang [۷] در سال ۱۹۹۹ صورت گرفت که در آن پاسخهای لرزه ای نیروهای زلزله در دو راستای افقی و قائم روی گنبد‌ها و چلیکها بررسی شد و نتایج آن مبنای قسمتهایی از آیین نامه چین قرار گرفت.

در مورد سازه های فضاکار نمی توان روشهایی که برای سازه های عادی در نظر می گیریم بکار گرفت زیرا در آیین نامه های موجود بطور مدون در مورد رفتار این سازه ها اظهار نظر نشده است و تعیین ضریب رفتار این نوع سازه ها نیاز به محاسبات ویژه ای دارد و پارامترهای زیادی در این ضریب رفتار موثر هستند.

ما در این تحقیق سعی برآن داریم که در مورد ضریب رفتار گنبد‌های فضاکار تک لایه شودلر و دندان‌ه ای کوتاه مرتبه تحقیق کرده و عوامل موثر بر ضریب رفتار آنها را بیان کنیم . همچنین رابطه ای برای بدست آوردن پرئود این نوع از سازه ها ارائه داده که از آن ضریب رفتار آنها را بصورت یک رابطه خطی بدست آوریم.

۲- فرضیات مدل سازی

در این مطالعه از هر نوع گنبد شش عدد با دهانه های مختلف و ارتفاعهای متفاوت مورد بررسی قرار گرفته اند.

جدول ۱: مشخصات گنبد‌های دندان‌ه‌ای

pos.	R (cm)	H (cm)	Θ (rad)	Num Pieces	Total Length (m)	Total Weight (ton)
da-01	750	228	0.52	160	271	1.28
da-02	1125	341	0.52	160	406	2.96
da-03	1500	455	0.52	160	542	6.49
da-04	1500	677	0.79	160	567	6.22
da-05	2250	654	0.52	160	810	18.02
da-06	2250	1015	0.79	160	850	16.40

جدول ۲: مشخصات گنبد‌های شودلر

pos.	R (cm)	H (cm)	Θ (rad)	Num Piece	Total Length (cm)	Total Weight (ton)
sc-01	750	228	0.52	224	426	1.45
sc-02	1125	341	0.52	224	639	3.00
sc-03	1500	455	0.52	224	853	7.24
sc-04	1500	677	0.79	224	891	6.78
sc-05	2250	654	0.52	224	1275	17.68
sc-06	2250	1015	0.79	224	1337	13.68

۳- بارگذاری روی سازه

الف- بار مرده

بار مرده وارد بر سقف برابر مجموع وزن لوله های سازه فضایی، پوشش سقف و تاسیسات ملحق به سازه می باشد و براساس مبحث ششم مقررات ملی ایران [۱] در نظر گرفته شده است.

ب - بار زنده (سر بار برف)

الگوی بارگذاری بار برف بر اساس ANSI/ASCE 1997 [۵] و مقدار بار برف را برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱] در نظر گرفته شده است.

ج - بار زلزله

مقدار بار زلزله وارد بر سازه بر اساس روابط ارائه شده توسط Kato و همکارانش [۸] بدست آمده و مقدار آن بصورت بارهای متمرکز و در هر دو جهت X و Y به گره های سازه اعمال شده است.

کلیه بارهای فوق به نسبت مساحت سهم هر گره و زاویه اعمال بار به گره های لایه فوقانی سقف تخصیص داده می شود.

د - شرایط تکیه گاهی و اتصالات گرهی

شرایط تکیه گاهی گنبد‌ها بصورت صلب با ۸ تکیه گاه بر روی زمین بوده و همه اتصالات در سازه ها و مدل‌های مورد بررسی بصورت کاملا صلب در نظر گرفته شده است.

ه - تحلیل

تحلیل اولیه در نرم افزار SAP2000 [۳] صورت گرفته و در نهایت توسط نرم افزارالمان محدود Open Sees [۱۲] مدل‌ها تحلیل غیر خطی شده اند.

ویژگیهای مقاطع و مصالح بکار رفته شده به شرح جداول ۳ و ۴ می باشند.

جدول ۳: مشخصات مصالح بکار رفته شده در سازه

UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12
Kgf/m3	Kgf-s2/m4	Kgf/m2	Kgf/m2	Unitless
7850	800	2e10	7.8e9	0.3
Fy	Fu	EffFy	EffFu	
Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	
42E+6	54E+6	46E+6	60E+6	

جدول ۴: مشخصات المانهای بکار رفته شده در سازه ها

Section Name	Fy (kg/cm ²)	Shape	R (cm)	T (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)
P1.5	4200	Pipe	4.84	0.29	4.13	10.8
P2	4200	Pipe	6.00	0.29	5.23	21.2
P3	4200	Pipe	8.87	0.33	8.71	79.9
P4	4200	Pipe	11.4	0.36	12.65	192.3
P5	4200	Pipe	14.1	0.48	20.71	477.0
P6	4200	Pipe	11.6	0.48	16.97	262.6

۴- ارزیابی پارامترهای موثر در محاسبه ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه در واقع ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر داشته و نشان دهنده مقاومت پنهان سازه در محدوده غیر ارتجاعی می باشد و با تقسیم مقاومت سازه در حالت کاملا ارتجاعی به این ضریب، مقاومت مورد نیاز حاصل می شود [۳].

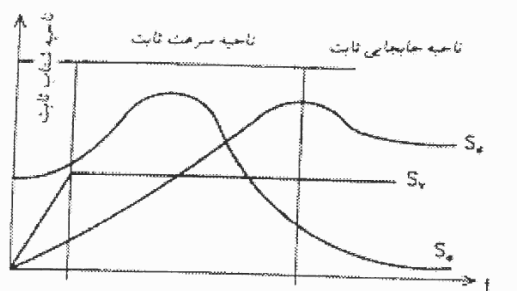


شکل پذیری کلی سازه به مقداری کمتر یا برابر شکل پذیری کل هدف (μ_i) در اثر یک زلزله می باشد.

$$R_\mu = \frac{F_y (\mu=1)}{F_y (\mu=\mu_i)} \quad (3)$$

در اینجا ما از روش نیومارک هال که بصورت معادلات کلی زیر می باشد استفاده کرده ایم [۱۱].
در این روش رفتار غیر ارتجاعی سازه در حالات مختلف زیر بررسی گردیده است:

- ۱- ناحیه فرکانس بالا
که در آن سیستم الاستیک و غیر الاستیک هر دو دارای پاسخ های نیرویی یکسانند. (فرکانس بیش از ۳۳ هرتز).
- ۲- ناحیه ای که در آن سازه در حالتی است که مقدار شتاب ثابت و میزان فرکانس بیش از ۲ تا ۸ هرتز است.
- ۳- ناحیه ای که در آن سازه در حالتی قرار دارد که میزان جابجایی و سرعت ثابت است و فرکانس کمتر از ۱ هرتز است.

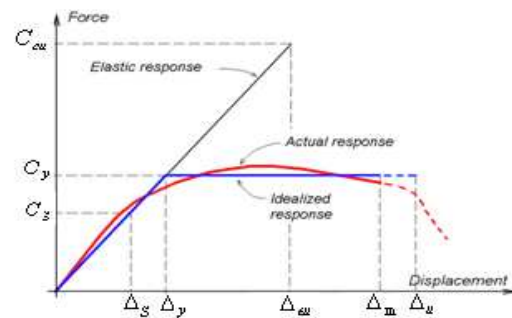


شکل ۴: منحنی تغییرات طیف شتاب، سرعت و جابجایی نسبت به زمان تناوب [۱۱]

$$(4) \quad \begin{cases} R_\mu = 1 & f > 33 \text{ Hz} \\ R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} & 2 \text{ Hz} < f < 8 \text{ Hz} \\ R_\mu = \mu & f < 1 \text{ Hz} \end{cases}$$

د- ضریب اضافه مقاومت (Ω)

این ضریب در واقع نشان دهنده مقاومت ذخیره ای است که بین تراز واقعی تسلیم سازه (C_y) و تراز اولین تسلیم قابل توجه (C_s) وجود دارد و به شکل زیر بیان می شود:



شکل ۳: رفتار کلی سازه [۵]

الف- شکل پذیری

شکل پذیری میزان ورود سازه به ناحیه غیر خطی را بیان میکند و هرچه تغییر مکان یک سازه پس از تسلیم و قبل از انهدام بیشتر باشد شکل پذیری آن بیشتر است.

ب- ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s)

با توجه به شکل ۳، شکل پذیری کلی سازه را می توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

در این رابطه:

Δ_{max} : ماکزیمم جابجایی

Δ_y : جابجایی در نقطه تسلیم

ج- ضریب کاهش در اثر شکل پذیری (R_μ)

در اثر شکل پذیری های مختلف سازه ظرفیتی برای استهلاک انرژی های ورودی زلزله خواهد داشت، لذا می توان با توجه به این ظرفیت، نیروهای طراحی الاستیک (C_{eu}) را به تراز مقاومت تسلیم (C_y) کاهش داد.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (2)$$

در رابطه بالا تراز مقاومت تسلیم C_y به تراز ایجاد مکانیزم گسیختگی و یا فروریزش سازه اطلاق شده و تراز اولین تسلیم در سازه را شامل نمی شود [۲].

با توجه به مطالب گفته شده در بالا می توان ضریب کاهش در اثر شکل پذیری را بر اساس رابطه زیر تعریف نمود که $F_y(\mu=1)$ مقاومت مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم در سازه و $F_y(\mu=\mu_i)$ مقاومت مورد نیاز برای محدود کردن



$$\Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \quad (5)$$

مقدار C_s که نشان دهنده تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد، برابر تراز نیرویی است که در آن پاسخ کلی سازه به نحو قابل توجهی شروع به منحرف شدن از پاسخ ارتجاعی می نماید.

ضریب اضافه مقاومت حاصل از روش فوق را ضریب اضافه مقاومت اولیه نامیده و به منظور در نظر گرفتن عوامل موثر در آن، این ضریب توسط چند ضریب اصلاحی به ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه تبدیل می شود و در محاسبات ضریب رفتار باید مقادیر واقعی ضریب اضافه مقاومت را به شرح زیر منظور نمود:

$$\Omega = \Omega_0 \times F_1 \times F_2 \times F_3 \times \dots \quad (6)$$

در رابطه بالا ضرایب F_i نشان دهنده اثر عوامل مختلف می باشد مثلاً F_1 می تواند برای در نظر گرفتن اختلاف بین حد جاری شدن اسمی وحد جاری شدن واقعی مصالح باشد مطالعات آماری مقدار این ضریب را ۰.۵ برای سازه های فولادی تعیین نموده و ضریب F_2 می تواند اثر افزایش تنش جاری شدن در اثر افزایش نرخ کرنش در هنگام زلزله باشد و مطالعات آماری این مقدار را ۱/۱ تعیین نموده و سایر پارامترهای F میتواند اثر قطعات غیر سازه ای و غیره باشند. [۵]

ه- ضریب تنش مجاز (y)

برای طراحی بر اساس روش تنشهای مجاز، تراز مربوط به نیروی طراحی (Cw) از تراز اولین تسلیم قابل توجه (Cs) بوسیله این ضریب به روش زیر کاهش می یابد:

$$C_w = \frac{C_s}{C_y} \quad (7)$$

نماینگر مقادیر نیروی طراحی در حد سرویس C_w ضریب تنش مجاز y را می توان بر اساس آیین نامه AISC-ASD بطریق زیر محاسبه نمود. در این رابطه ضریب 4/3، اضافه تنش مجاز در هنگام وجود نیروهای زلزله می باشد.

Z-مدول پلاستیک مقطع

$$y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y \times \frac{4}{3})} \quad (8)$$

برای مقاطع لوله ای شکل، نسبت Z/S برابر ۱/۳۲ بوده و مقدار ضریب تنش مجاز برابر ۱/۶۵ محاسبه می گردد [۴].

و- ضریب افزایش تغییر مکان جانبی C_d :

رابطه بین ضریب تشدید تغییر مکان جانبی C_d و ضریب کاهش پاسخ الاستیک R بصورت زیر می باشد

$$\frac{R}{C_d} = \frac{R_u \times \Omega}{\mu \times \Omega} = \frac{R_u}{\mu} \quad (9)$$

$$\frac{R}{C_d} = \frac{R_w}{C_{d,w}} = \frac{R_w \times \Omega \times y}{\mu \times \Omega \times y} = \frac{R_u}{\mu} \quad (10)$$

$$\frac{R_w}{C_{d,w}} = \frac{R_u}{\mu} \quad (11)$$

رابطه اخیر نباید از یک بیشتر باشد [۴].

۵- ضریب رفتار سازه

ضریب رفتار R بعنوان ضریب ذخیره مقاومت مطابق با ضریب رفتار NEHRP 1998 به صورت زیر شرح داده شده است: ضریب ذخیره مقاومت یک ضریب اصلاح تجربی کاهنده به منظور به حساب آوردن خصوصیات ذاتی میرایی و شکل پذیری در یک سیستم سازه ای، در تغییر مکانهایی که به قدری بزرگ هستند که به حداکثر تغییر مکان سیستم برسند. و مقدار آن مطابق روش طراحی بر اساس تنشهای مجاز و با توجه به شکل قبل، می توان بصورت زیر تعیین نمود [۱۰].

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_u \cdot \Omega \cdot y \quad (12)$$

۶- آنالیز Push Over

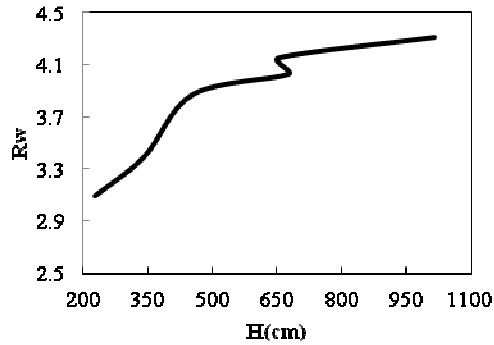
الف - تعیین منحنی ظرفیت سازه یا منحنی Pushover

منحنی ظرفیت یا Pushover که حاصل از دنبال کردن تغییرات برش پایه برحسب تغییر مکان بام می باشد برپایه این فرض استوار است که مود اصلی ارتعاش (مود اول) تعیین کننده رفتار غالب سازه باشد. برای سازه های انعطاف پذیر باید اثرات مودهای بالاتر نیز مدنظر قرارگیرد. در تحلیل استاتیکی Pushover پاسخ سازه با پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل شبیه سازی میشود. روشهای مختلفی برای تبدیل سیستم چند درجه آزادی به یک سیستم یک درجه آزادی معادل پیشنهاد شده است و بیشتر

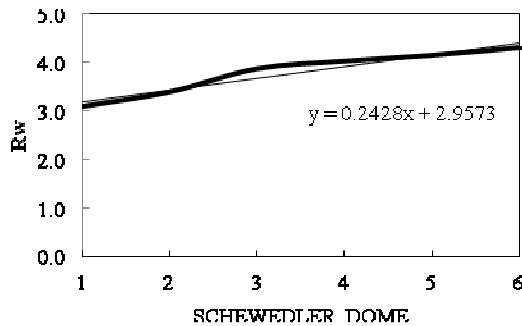


جدول ۶: نتایج حاصل از نمودارهای پوش اور گنبدیهای شودر

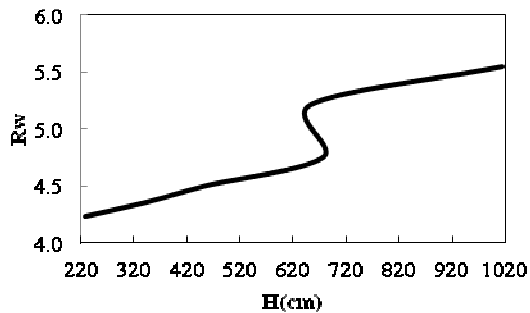
POS.	T(sec)	μs	Ω_0	Ω	γ	R_μ	R_w
SC-01	0.12	1.29	1.30	1.50	1.65	1.25	3.1
SC-02	0.18	1.29	1.42	1.63	1.65	1.258	3.4
SC-03	0.23	1.30	1.60	1.85	1.65	1.267	3.9
SC-04	0.25	1.50	1.49	1.73	1.65	1.414	4.0
SC-05	0.31	1.32	1.70	1.96	1.65	1.281	4.2
SC-06	0.38	1.51	1.59	1.84	1.65	1.422	4.3



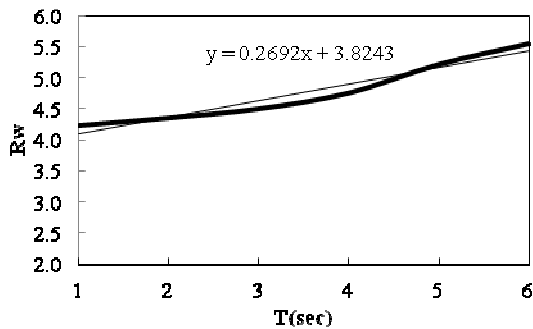
شکل ۷: رابطه بین ضریب رفتار و ارتفاع در گنبدیهای شودر



شکل ۸: مقادیر ضریب رفتار در انواع گنبدیهای شودر



شکل ۹: رابطه بین ضریب رفتار و ارتفاع در گنبدیهای دندانان ای



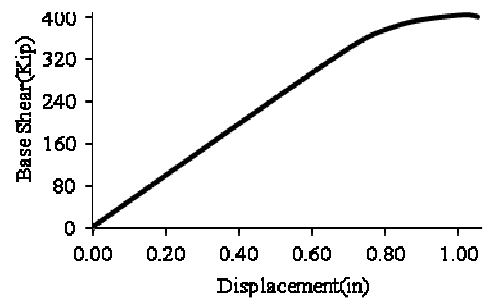
این روشها براساس مود تغییرشکلی و معادله تعادل دینامیکی بیان شده اند. این معادله به صورت زیر است:

$$[M]\{X\} + [C]\{X\} + \{Q\} = -[M]\{1\} Xg \quad (13)$$

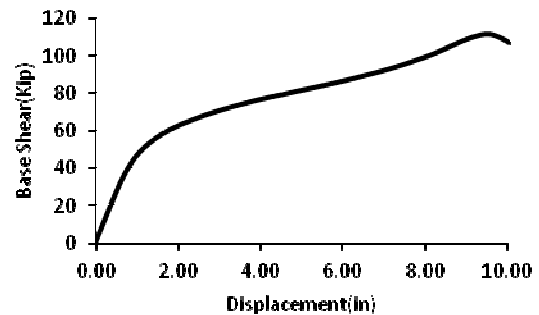
که در آن $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی، $\{X\}$ بردار تغییر مکان نسبی، $\{Q\}$ بردار نیروی طبقه و Xg تاریخچه شتاب نگاشت زمین است.

ب - نتایج تحلیل Push Over

در شکلهای ۵ و ۶ دو نمونه از نتایج تحلیل پوش اور گنبدیهای شودر و دندانان ای آمده است.



شکل ۵: شکل شماتیک منحنی Push Over گنبدیهای شودر



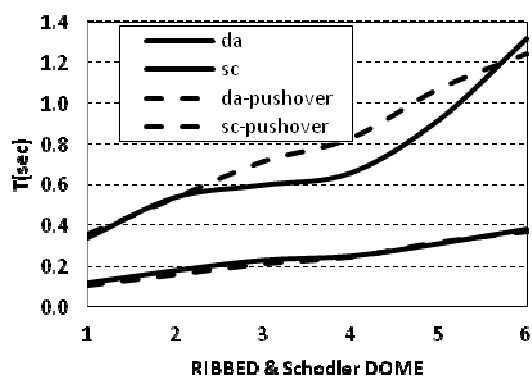
شکل ۶: شکل شماتیک منحنی Push Over گنبدیهای دندانان ای جدولهای ۵ و ۶ نتایج تحلیلهای پوش اور را برای هر دو نوع گنبد و انواع آنها بیان می کند.

شکلهای ۷ تا ۱۰ رابطه بین ضریب رفتار با ارتفاع و مقادیر ضریب رفتار را نمایش می دهد.

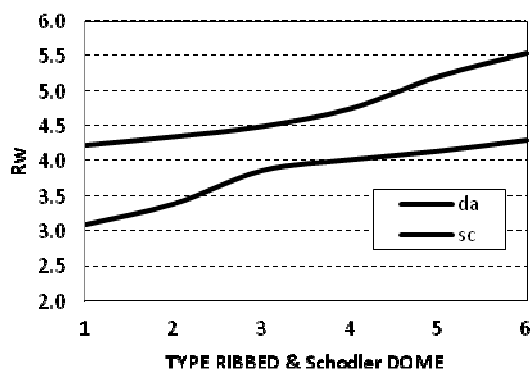
جدول ۵: نتایج حاصل از نمودار پوش اور گنبدیهای دندانان ای

POS.	T(sec)	μs	Ω_0	Ω	γ	R_μ	R_w
da-01	0.34	1.66	1.46	1.69	1.65	1.52	4.23
da-02	0.54	2.40	1.17	1.35	1.65	1.95	4.35
da-03	0.60	2.14	1.28	1.48	1.65	1.84	4.50
da-04	0.66	1.56	1.63	1.88	1.65	1.53	4.75
da-05	0.92	2.21	1.27	1.46	1.65	2.16	5.21
da-06	1.32	2.43	1.20	1.39	1.65	2.43	5.55





شکل ۱۱: مقایسه پریود گنبد‌های شودلر و دندانه ای حاصل از نتایج تحلیل و نتایج تجربی



شکل ۱۲: مقایسه ضریب رفتار گنبد‌های شودلر و دندانه ای نتایجی که از نمودارهای ۱۱ و ۱۲ و معادلات بدست می آید به شرح ذیل است:

نقطه پوش ماکزیم ناشی از تغییر شکل گنبد ها در ترازهای پایین و تقریباً نزدیک تراز یک سوم ارتفاعی از پائین گنبد قرار دارد. و این نقطه در گنبد های مورد مطالعه در بین ترازهای ۳ و ۴ قرار گرفته است.

پریود بدست آمده از روابط بالا با پریود های واقعی بدست آمده از محاسبات سازه در گنبد‌های شودلر اختلاف اندکی دارد ولی در گنبد‌های دندانه ای اختلافات کمی بیشتر شده و بیشترین مقدار در مورد گنبد da-04 در حدود ۲۰ درصد می باشد. و همچنین با افزایش ارتفاع و دهانه گنبد‌ها، پریود و ضریب رفتار گنبد‌ها افزایش می یابد.

مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای گنبد‌های دندانه ای عددی بین ۴/۵ تا ۵/۵ و برای گنبد‌های شودلر بین ۳/۵ تا ۴/۵ می باشد که می توان با کمی تقریب عدد ۵ و ۴ را به ترتیب به عنوان ضریب رفتار این نوع گنبد‌ها بیان کرد.

شکل ۱۰: مقادیر ضریب رفتار در انواع گنبد‌های دندانه ای همانطور که از رابطه و نمودارها پیداست دهانه و زاویه ای که مماس بر گنبد با افق می سازد در این رابطه بطور مستقیم دخالت داشته و پریود سازه تابعی از این پارامترها می باشد:

$$T = f(\theta, R)$$

زاویه مماس بر گنبد خود نیز تابعی از ارتفاع سازه و دهانه سازه می باشد:

$$\theta = f(R, H)$$

در کل می توان نتیجه گرفت که پریود سازه با ارتفاع، دهانه و زاویه ای که مماس بر گنبد با افق می سازد رابطه مستقیم دارد:

$$T = f(\theta, R, H)$$

با توجه به مطالب بالا رابطه پریود سازه بصورت ذیل بیان می شود:

$$T = aMR \quad (14)$$

در این رابطه:

$$M = \frac{\tan \theta}{\theta} \quad (15)$$

R: شعاع گنبد (m)

a ضریبی است که از مدلها بدست می آید و زمانی که کلیه پارامترها در سیستم SI تعریف شوند مقدار آن برابر است با:

$$a = 0.013 \quad \text{در گنبد‌های شودلر}$$

$$a = \frac{10}{3} \cdot 0.013 \quad \text{در گنبد‌های دندانه ای}$$

زاویه ای که خط مماس بر گنبد با افق می سازد $\theta = (\text{rad})$

رابطه ضریب رفتار بصورت خطی با T (پریود سازه):

$$RW = 4.8T + 2.6 \quad \text{در گنبد‌های شودلر}$$

$$RW = 1.46T + 3.7 \quad \text{در گنبد‌های دندانه ای}$$

در نمودارهای زیر مقایسه ای بین نتایج بدست آمده برای ضریب رفتار و پریود سازه از رابطه های ارائه شده در بالا و نتایج حاصل از تحلیل های غیر خطی در مورد هر دو نوع گنبد شودلر و دندانه ای صورت گرفته است:



همانطوری که از روابط بدست آمده برای پریود و ضریب رفتار دیدیم ضریب رفتار گنبدهای دندانان ای بزرگتر از گنبد های شودلر می باشد و این مقدار را نیز می توان از نمودارهای حاصله دریافت.

پریود گنبد های دندانان ای تقریباً ۳ برابر پریود گنبدهای شودلر است که از روابط ارایه شده جهت محاسبه پریود دو سازه، پریود گنبدهای دندانان ای $10/3$ گنبدهای شودلر بدست می آید. تنها عاملی که باعث ایجاد اختلاف بین نتایج حاصل از گنبدهای شودلر و دندانان ای شده است المانهای قطری می باشد که باعث شده پریود گنبدهای شودلر به $\frac{1}{3}$ پریود گنبد های دندانان ای و همچنین کاهش شکل پذیری و در نتیجه افزایش سختی این نوع گنبدها گردیده اند. در گنبدهای شودلر المانهای قطری ابتدا باعث سختی سازه و افزایش شیب منحنی پوش اور شده اند و سپس در اثر شکست فشاری این المانها شیب به سرعت کاهش یافته و منجر به خرابی سازه گردیده است.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق هدف بررسی رفتار شش نمونه از گنبدهای شودلر و دندانان ای کوتاه مرتبه تحت بارهای لرزه ای و محاسبه پریود و ضریب رفتار آنها بوده که بدین منظور تحلیل استاتیکی غیر خطی روی آنها صورت گرفته است و رابطه زیر جهت تعیین پریود آنها بدست آمده است:

$$T = aMR$$

با توجه به پریود سازه ضریب رفتار را می توان بصورت رابطه خطی زیر بیان کرد:

$$R_w = 4.8T + 2.6 \quad \text{در گنبدهای شودلر}$$

$$R_w = 1.46T + 3.7 \quad \text{در گنبدهای دندانان ای}$$

با افزایش ارتفاع و دهانه گنبدها پریود و ضریب رفتار گنبدها افزایش می یابد. مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای گنبدهای دندانان ای عددی بین $4/5$ تا $5/5$ و برای گنبدهای شودلر بین $3/5$ تا $4/5$ می باشد که می توان با کمی تقریب عدد ۵ و ۴ را به ترتیب به عنوان ضریب رفتار این نوع گنبدها بیان کرد.

در منحنی های پوش اور گنبدهای شودلر با توجه به مقاومت المانهای قطری ابتدا شیب منحنی افزایش یافته و سپس در اثر شکست فشاری این المانها شیب به سرعت کاهش یافته و منجر به خرابی سازه گردیده است و این باعث اختلاف بین شیب منحنی های پوش گنبدهای شودلر در مقایسه با گنبدهای دندانان ای شده است. نقطه تغییر مکان حداکثر تقریباً در تراز یک سوم ارتفاعی از پائین گنبدها قرار دارد.

۸- مراجع

- ۱- مبحث ششم مقررات ملی ایران ، بارهای وارد بر ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۵.
- ۲- مقدم ، حسن ، (بارگذاری و تحلیل لرزه ای ساختمانها) انتشارات فراهنگ ، ص ۱۳۱-۳۵۹ ، ۱۳۸۱.
- ۳- یحیائی ، محمود ، (اثر باد بر سازه ها) ، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی ، بهمن ماه ۱۳۸۷.
- 4- AISC, 2005, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction, Chicago, Illinois.
- 5- ANSI/ASCE 1997, Minimum Load for Building and other Structures.
- 6- ATC 63, FEMA 2008, Quantification of Building Seismic Performance Factors, 90% draft, Federal Emergency Management Agency.
- 7- Cao Z, Zhang Y. "A Study on the Seismic Research of Latic Shells" International Jurnal of Space Structures Vol.15 No, 3&4, 2000.
- 8- Kato, S. Ueki T. Mukaiyama Y, Study of Dynamic Collapse of Single" Layer Reticular Domes Subjected to Earthquake Motion and Estimation of Statically Equivalent, Department of Architecture and Civil Engineering, Toyohashi, Univercity "Siesmic Forces of Teechnology, JAPAN March 1997.
- 9- Kawaguchi, M. A review of the recent development of steel space structures in japan. Bulletin of the International Association for Shell and Spatial Structures, 1988, XXIX-1 (96).
- 10- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures" (FEMA303), Building Seismic Safety Council, 1997.



11- Newmark , N.M. , Hall , W.J. , " Procedures and Criteria for Earthquake resistant Desing " , Building Practice for Disaster Mitigation , National Bureau of Standards , Feb 1973.

12- Opensees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,

<http://opensees.berkeley.edu>

13- SAP 2000 Advanced 9.0.3, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Computer and Structures Inc., 1995 University AVE . , Berkeley, CA 94704, 2004.





بهینه سازی وزن سازه ها با استفاده از الگوریتم جستجوی گرانشی و بوسیله مقاطع فولادی گسسته

محمد حسین وفایی^۱، حسین ابراهیمی فرسنگی^۲

چکیده

جهت بهینه سازی گسسته ی وزن (Gravitational Search Algorithm) در این پژوهش الگوریتم جستجوی گرانشی خرپاهای دو بعدی و سازه های فضاکار با استفاده از مقاطع فولادی مورد استفاده قرار گرفته است. برنامه ی کامپیوتری الگوریتم کدنویسی شده است و نتایج بدست آمده از بهینه سازی وزن MATLAB جستجوی گرانشی و برنامه ی آنالیزگر در نرم افزار چندین مثال متداول بهینه سازی سازه ای توسط الگوریتم های بهینه سازی رایج همچون الگوریتم وراثتی، الگوریتم جمعیت مورچگان، الگوریتم جمعیت ذرات، الگوریتم جستجوی هارمونی و چندین الگوریتم دیگر با نتایج بدست آمده از الگوریتم جستجوی گرانشی مقایسه گردیده است که این مقایسه ها کارایی این الگوریتم ابتکاری نوین را در حل مسائل بهینه سازی سازه ای نمایش می دهد.

کلمات کلیدی

الگوریتم های ابتکاری، خرپای دوبعدی، سازه فضاکار، بهینه سازی گسسته، الگوریتم جستجوی گرانشی

Weight optimization of structures using Gravitational Search Algorithm with discrete steel profiles

Mohammad Hossein Vafaei, Hossein Ebrahimi Farsangi

ABSTRACT

In this paper, the Gravitational Search Algorithm (GSA) is employed for discrete optimization of truss structures using some steel profiles. GSA is compared to other heuristic methods including Genetic Algorithm, Ant colony optimization, Particle swarms optimizer, Harmony Search and some other methods. The performance of the GSA is evaluated through some numerical examples. The results demonstrate the efficiency of the presented method in structural optimization.

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه، دانشگاه شهید باهنر کرمان، Mohammadhosseinvafaei@yahoo.com

۲. استادیار بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان، Ebrahimi@mail.uk.ac.ir



امروزه با بزرگ شدن مسائل و اهمیت یافتن سرعت رسیدن به پاسخ، روش‌های کلاسیک جوابگویی حل بسیاری از مسائل نیست، چرا که فضای جستجو با افزایش بعد مسئله به صورت نمایی گسترش می‌یابد و روش‌های کلاسیک به خاطر محدودیت‌های مختلف مقرون به صرفه نیستند [۱]. با توجه به ملاحظات فوق امروزه بیشتر از الگوریتم‌های جستجوی تصادفی به جای جستجوی همه جانبه استفاده می‌شود و استفاده از الگوریتم‌های تکاملی و الگوریتم‌های جستجوی ابتکاری در سالهای اخیر رشد چشمگیری داشته است. الگوریتم‌های جستجوی ابتکاری الگوریتم‌هایی هستند که با الهام از فرایندهای فیزیکی بیولوژیکی و طبیعی به وجود آمده‌اند. مانند الگوریتم وراثتی با الهام از علم وراثت و تکامل (۱۹۷۵)، پخت شبیه سازی شده با الهام از مشاهدات ترمودینامیک (۱۹۸۳)، جستجوی تابو بر پایه پاسخ حافظه (۱۹۸۶)، الگوریتم ایمنی با شبیه‌سازی سیستم دفاعی انسان (۱۹۸۶)، الگوریتم جستجوی جمعیت مورچگان با شبیه‌سازی رفتار مورچه‌ها در هنگام جستجوی غذا (۱۹۹۱) و بهینه‌سازی جمعیت ذره‌ها با تقلید از رفتار اجتماعی پرندگان (۱۹۹۵) که هر کدام از الگوریتم‌های فوق خصوصیات منحصر به خود را دارند [۲-۱۲].

الگوریتم وراثتی یک الگوریتم جستجوی موازی است که با یک جمعیت اولیه از جواب‌های مسئله شروع شده و به مرور نسل‌های بعدی به روز می‌شوند. فرایندی که جمعیت را به سمت بهترین‌ها سوق می‌دهد و زاد و ولد اعضا به گونه‌ای است که به اعضای بهتر شانس بیشتری برای تولید فرزند می‌دهد [۱۳-۱۵]. در الگوریتم پخت شبیه سازی شده عامل جستجو کننده با سرعتی متناسب با دما حرکت تصادفی می‌کند و موقعیت بعدی را در صورتی که

موقعیت بهتری باشد انتخاب و در غیر این صورت با یک احتمال جای خود را تغییر نمی‌دهد [۱۶]. در الگوریتم ایمنی جواب‌های مسئله به صورت آنتی‌بادی و تابع هدف به عنوان آنتی‌ژن فرض می‌شوند. آنتی‌بادی‌ای که بیشتر با آنتی‌ژن منطبق شود جواب مسئله است [۱]. الگوریتم جمعیت مورچه‌ها از اجتماعی از مورچه‌های مصنوعی تشکیل شده است و اغلب برای حل مسائلی که بصورت گراف قابل بیان هستند به کار می‌رود. در این الگوریتم مورچه‌ها مسیر بین گره‌ها را برای بررسی وضعیت جواب مسئله جستجو می‌کنند. هر مورچه کشفیات خود را از طریق ردپا در مسیرها به جا می‌گذارد و از طریق ردپای سایر مورچه‌ها از تجربیات آنها بهره می‌برد [۲]. الگوریتم بهینه‌سازی جمعیت ذره‌ها از اجتماعی از ذرات تشکیل شده که در فضای مسئله حرکت می‌کنند. هر ذره بهترین موقعیت کشف شده‌ی جمعیت تاکنون را می‌بیند و به سمت بهترین موقعیتی که خودش تاکنون کشف کرده و بهترین موقعیتی که تاکنون توسط ذرات جمعیت پیدا شده است شتاب می‌گیرد [۱۲].

در این بین الگوریتم جستجوی گرانشی که در سال ۲۰۰۹ توسط راشدی و همکاران ارائه گشت، یکی از جدیدترین انواع الگوریتم‌های جستجوی تصادفی می‌باشد و با الهام از قانون گرانش که با داستان معروف افتادن سیب از درخت توسط نیوتن کشف گردید ایجاد گردیده است [۱]. این الگوریتم جستجوی تصادفی نوین در این پژوهش ابزار بهینه‌سازی سازه‌ای واقع گردیده است و نتایج حاصل از آن با نتایج برخی از الگوریتم‌های رایج همچون الگوریتم وراثتی [۳]، الگوریتم جمعیت مورچگان [۲]، الگوریتم جمعیت ذرات [۱۲]، الگوریتم جستجوی هارمونی [۱۰] و چندین الگوریتم دیگر مقایسه گردیده، کارایی این الگوریتم در حل مسائل بهینه‌سازی سازه‌ای سنجیده می‌گردد. بخش‌های بعدی این مقاله به ترتیب بخش دوم مربوط به معرفی و فرمولبندی مسئله‌ی بهینه‌سازی گسسته مورد نظر، بخش سوم مربوط به معرفی الگوریتم جستجوی گرانشی،



بخش چهارم حل چند مثال عددی و بخش پنجم نتایج حاصل و بحث بر روی این نتایج می‌باشند.

۲- فرمولبندی مسئله بهینه‌سازی

همچون هر مسئله بهینه‌سازی دیگری، مسائل بهینه‌سازی سازه‌ای و بویژه مسئله بهینه‌سازی وزن خرپاها نیز نیاز به تعریف تابع هدف به صورت تابعی از متغیرهای طراحی دارند. این رابطه میبایست در برگیرنده‌ی شرایط و قیود مسئله نیز باشد و این قیود را نیز به نحوی لحاظ نماید. در این پژوهش رویکرد توابع پنالتی و بطور خاص تابع پنالتی درجه‌ی دوم برای لحاظ نمودن قیود مسئله بهینه‌سازی برگزیده شده است و چنانکه در نتایج بخش چهارم خواهیم دید تناسب خوبی نیز با الگوریتم جستجوی گرانشی از خود نشان می‌دهند. در صورتی که p_1 تا p_n به ترتیب پنالتی‌های مربوط به قیود اول تا n ام باشند، تابع هدف از رابطه‌ی شماره‌ی ۱ محاسبه می‌گردد.

$$F(x) = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot L_i \cdot A_i \right) + \sum_{i=1}^{noc} P_i \cdot r_i \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق Y وزن واحد جرم، L_i طول عضو i ام و A_i سطح مقطع عضو i ام می‌باشد. $F(x)$ تابع هدف و noc تعداد قیود مسئله بهینه‌سازی می‌باشند.

۳- الگوریتم جستجوی گرانشی

در این پژوهش الگوریتم جستجوی گرانشی که در سال ۲۰۰۹ توسط راشدی و همکاران ارائه گشت بعنوان الگوریتم بهینه‌ساز مورد استفاده قرار گرفته است و بدین جهت در ابتدا نیازمند تعریف کامل مفاهیم و ایده‌های بکار گرفته‌شده در این الگوریتم می‌باشیم. در این قسمت مفاهیم اصلی و کلیدی بکار رفته در الگوریتم جستجوی گرانشی شرح داده می‌شوند و در بخش بعدی مثال‌های عددی در رابطه با کاربرد آن بصورت مفصل ارائه خواهند گشت. در طبیعت یکسری قوانین کلی حاکمند که قانون گرانشی یکی از معروفترین آنهاست. وجود جاذبه در داستان افتادن سیب

از درخت توسط نیوتن مورد توجه قرار گرفت و وی اینگونه نتیجه‌گیری نمود که هر جسمی در این جهان اجسام دیگر را با نیرویی بسمت خود جذب می‌کند که این نیرو با حاصل ضرب جرم دو جسم (جسم کشنده و کشیده شده) نسبت مستقیم و با مجذور فاصله‌ی بین آنها نسبت عکس دارد. رابطه‌ی شماره‌ی ۲ همین نیرو را معرفی می‌نماید. در الگوریتم جستجوی گرانشی نیز، هر عامل بر عامل دیگر در راستای هر بعد یا هر متغیر طراحی نیرو وارد می‌نماید.

$$F_{ij}^d(t) = G(t) \frac{M_i(t) \cdot M_j(t)}{R_{ij}(t) + \epsilon} (x_j^d(t) - x_i^d(t)) \quad (2)$$

$G(t)$ ثابت گرانش است و از آنجا که در طبیعت ثابت شده است این ثابت با آهنگ بسیار کندی رو به کاهش دارد، در الگوریتم گرانشی نیز تابعی نزولی به آن نسبت داده می‌شود. در ادامه در مورد این تابع نزولی بیشتر بحث می‌گردد. M جرم نسبت داده شده به هر عامل و R فاصله‌ی بین اجرام است. ϵ عددی مثبت و بسیار کوچک در نظر گرفته می‌شود. x نیز موقعیت هر عامل را در راستای بعد d ام آن نمایش می‌دهد. الگوریتم بهینه‌سازی گرانشی از نیروی اکتشافی نیوتن الهام گرفته شده است و همانند هر الگوریتم ابتکاری الهام گرفته‌شده از طبیعت دارای پارامترهای قابل تنظیم بصورت شهودی می‌باشد. عوامل جستجوگر فضای جستجوی مسئله در این الگوریتم مجموعه‌ای از اجرام می‌باشند که می‌توانند به صورت سیاره‌های یک منظومه در نظر گرفته شوند. منظومه‌ی بهینه مثل یک سیاهچاله سیاره‌ها را بسوی خود می‌کشند.

طبق قانون اول نیوتن هر جسم حالت سکون یا حرکت یکنواخت خود را بر روی خط راست حفظ می‌کند مگر اینکه تحت تاثیر نیرو یا نیروهایی مجبور به تغییر آن حالت شود. طبق قانون دوم نیوتن وقتی به جسمی نیرویی وارد

می‌شود شتابی می‌گیرد که به نیرو و جرم جسم بستگی دارد. هرچه نیرو بزرگتر باشد شتاب نیز بزرگتر است و هرچه جرم جسم بزرگتر باشد شتاب آن کوچک‌تر است. این قانون نیز مطابق با رابطه‌ی شماره‌ی ۳ بیان می‌گردد.

$$F_i^d = M_i \cdot a_i^d \quad (3)$$

سیستم را بصورت مجموعه‌ای از m جرم تصور کنید. موقعیت هر جرم نقطه‌ای از فضا است که جوابی از مسئله است. موقعیت بعد d از جرم i با X_i^d نمایش داده می‌شود. پس با توجه به آنچه گفته شد برای یک جرم به تعداد ابعاد مسئله مورد نظر موقعیت در هر تکرار وجود دارد.

بنا بر همین وجود d موقعیت ذکر شده در راستای هر بعد و برای هر متغیر طراحی، دارای به ترتیب d نیرو، شتاب، سرعت و نهایتاً موقعیت به روز شده در راستای d بعد مختلف (d به تعداد متغیرهای طراحی) خواهیم بود. رابطه‌ی شماره‌ی ۲ نیروهای وارد از سوی هر عامل بر عامل دیگر در راستای بعد d ام را نشان می‌دهد.

برایند نیروهای وارد بر هر عامل از سوی سایر عوامل و در راستای بعد d ام از رابطه‌ی شماره‌ی ۴ محاسبه می‌گردد.

$$F_i^d = \sum_{j=1}^{n-1} rand \cdot F_{ij}^d \quad (4)$$

این رابطه برایند نیروهای وارد بر هر عامل از سوی عوامل دیگر در راستای هر بعد را مجموع ضربی از تک تک نیروهای وارد بر آن عامل از سوی سایر عوامل و در راستای بعد مورد نظر تعریف می‌نماید. $rand$ در رابطه‌ی ۴ عددی تصادفی با انتخابی یکنواخت از بازه صفر تا یک می‌باشد. با تقسیم نیروهای برایند بدست آمده بر هر عامل در راستای هر بعد بر جرم نسبت داده شده به آن عامل توسط الگوریتم جستجوی گرانشی شتاب وارد بر آن عامل در راستای همان بعد بدست خواهد آمد. روابط ۵ و ۶ به

ترتیب شتاب در راستای هر بعد (هر متغیر طراحی) و جرم نسبت داده شده به آن عامل را بدست می‌دهند.

$$a_i^d = \frac{F_i^d}{M_i} \quad (5)$$

$$M_i = \frac{fit_i(t) - worst(t)}{best(t) - worst(t)} \quad (6)$$

fit برازندگی هر عامل، $worst$ بدترین برازندگی موجود در آن تکرار که در مسائل بیشینه‌یابی کمترین برازندگی و در مسائل کمینه‌یابی بیشترین آنها خواهد بود. همچنین بهترین برازندگی در هر تکرار می‌باشد که در مسائل کمینه‌یابی کمترین و در مسائل بیشینه‌یابی بیشترین برازندگی موجود در آن تکرار خواهد بود. مطابق رابطه‌ی شماره‌ی ۷ سرعت در تکرار بعدی برای هر عامل جستجوگر و در راستای هر بعد برابر با حاصل جمع ضربی از سرعت فعلی و شتاب بدست آمده از رابطه‌ی ۵ در راستای همان بعد می‌باشد.

$$V_i^d(t+1) = rand_i \times V_i^d(t) + a_i^d(t) \quad (7)$$

و در نهایت رابطه‌ی بدست آمده برای موقعیت بروز شده عوامل بصورت رابطه‌ی شماره‌ی ۸ می‌باشد که پایان بخش یک تکرار الگوریتم جستجوی گرانشی است.

$$x_i^d(t+1) = x_i^d(t) + V_i^d(t+1) \quad (8)$$

رابطه‌ی شماره‌ی ۸ موقعیت مرحله‌ی بعدی را مجموع موقعیت قبلی و سرعت مرحله‌ی بعدی که از رابطه‌ی شماره‌ی ۷ بدست آمد می‌داند. در تکرار اول تمامی سرعتها برای همه‌ی عوامل و در راستای تمامی ابعاد برابر با صفر در نظر گرفته می‌شوند. این الگوریتم نیز همانند تمامی الگوریتم‌های جستجوی تصادفی در ابتدا با ایجاد جمعیت اولیه‌ی تصادفی و پخش نمودن آنها در فضای جستجو به کاوش فضای جستجوی مسائل بهینه‌سازی می‌پردازد و با



استفاده از تابع هدف معرفی شده در بخش پیشین و طی نمودن مراحل بحث شده در بخش حاضر، دست به بروز نمودن موقعیت عوامل خود (ایجاد برانندگی‌های بهتر یا تغییر موقعیت عوامل) خواهد زد. در توالی تکرارها، این روند منجر به یافتن جواب بهینه می‌گردد. مراحل حل مسئله‌ی بهینه‌سازی به کمک الگوریتم جستجوی گرانشی به قرار زیر می‌باشد:

گام اول - ابتدا جمعیت اولیه که مجموعه‌ای از جواب‌های مسئله‌ی بهینه‌سازی است ایجاد می‌گردد.

گام دوم - هر یک از سازه‌های جمعیت جاری تحت بارهای وارده تحلیل استاتیکی می‌شوند.

گام سوم - با استفاده از نتایج تحلیل سازه، مقدار تابع جریمه برای هر عضو محاسبه می‌شود.

گام چهارم - برانندگی متناظر با هر یک از اعضای جمعیت اولیه محاسبه گردد.

گام پنجم - بهترین و بدترین برانندگی‌ها محاسبه می‌گردند.

گام ششم - پارامتر جرم متناظر برای هر یک از عوامل جستجو محاسبه می‌گردد.

گام هفتم - محاسبه‌ی پارامتر ثابت گرانش برای تکرار جاری انجام می‌شود.

گام هشتم - محاسبه‌ی نیروهای وارد بر هر جرم از سوی سایر اجرام انجام می‌گردد.

گام نهم - محاسبه‌ی برایندهای نیروهای وارد بر هر جرم در راستای هر بعد.

گام دهم - محاسبه‌ی شتاب وارد بر هر عامل در راستای هر بعد.

گام یازدهم - محاسبه‌ی سرعت هر عامل در راستای هر بعد.

گام دوازدهم - محاسبه‌ی مکان جدید اشغال شده توسط هر عامل.

گام سیزدهم - کنترل شرایط توقف و در صورت عدم برآورده شدن شرایط بازگشت به گام دوم.

در این پژوهش از رابطه‌ی نمایی و البته نزولی شماره‌ی ۹ برای محاسبه‌ی ثابت گرانش در هر تکرار استفاده شده است.

$$G(t) = G_0 e^{-\alpha \frac{t}{T}} \quad (9)$$

در این رابطه e عدد نپر، α ثابتی مثبت (در اینجا ۲۰)، t شماره‌ی تکرار حاضر و T تعداد کل تکرارها خواهد بود. G_0 نیز میزان ابتدایی ثابت گرانش در تکرار اول بوده و معادل ۱۰۰ در نظر گرفته شده است. در بخش بعدی چند مثال عددی با استفاده از الگوریتم جستجوی گرانشی و به جهت نمایش کارایی این الگوریتم در حل مسائل بهینه‌سازی سازه‌ای حل خواهند شد.

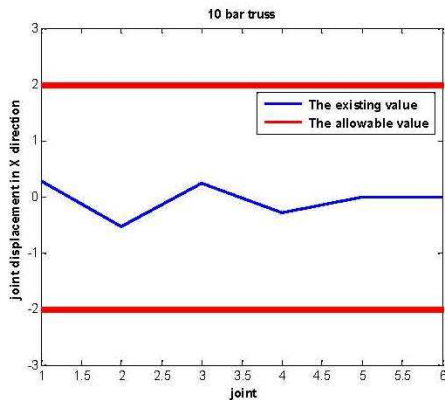
۴- مثال‌های عددی

در این قسمت دو مثال بهینه‌سازی سازه‌ای با سطح مقطع‌های انتخاب شده از میان پروفیل‌های مشخص و به صورت متغیرهای طراحی گسسته به وسیله‌ی الگوریتم جستجوی گرانشی بهینه خواهند گردید و نتایج حاصل از آن، با نتایج بدست آمده از حل همان مثال‌ها و به وسیله‌ی سایر الگوریتم‌های جستجوی تصادفی رایج مقایسه خواهد شد. در مورد هر مثال نمودار همگرایی الگوریتم جستجوی گرانشی و همچنین نمودارهای قیود مسئله ارائه گردیده اند.

۴-۱- مثال اول

بعنوان مثال اول خریای ۱۰ عضوی شکل ۱ را توسط الگوریتم جستجوی گرانشی بهینه خواهیم نمود. این خریا دارای اعضای با مدول الاستیسیته‌ی ۱۰۰۰۰۰ ksi ($\frac{kg}{m^3} 2767/9$) و چگالی ۰/۱ ($Mpa 68950$) می‌باشد. نیروهای مشخص شده با حرف P در شکل ۱ معادل ۱۰۰ kips ($kg 45400$) می‌باشند.

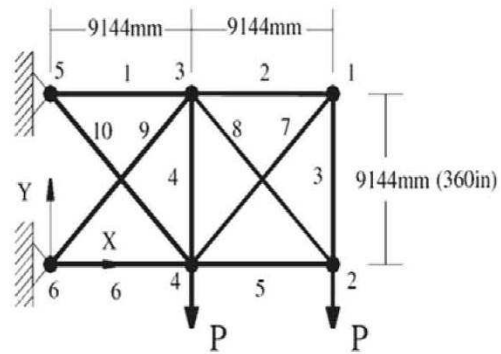




شکل (۲): تغییر مکان گرهی در راستای X

جدول (۲): مقایسه‌ی عملکرد الگوریتم‌ها

GSA Present work	Kaveh & Shojaee [۲]	Camp et.al [۴]	Meth.
۲۱۶/۰۷	۲۱۶/۰۷	۲۱۶/۰۷	$x_1 (cm^2)$
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	$x_2 (cm^2)$
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	$x_3 (cm^2)$
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	$x_4 (cm^2)$
۹۱/۵۹	۹۱/۵۹	۸۷/۰۷	$x_5 (cm^2)$
۱۴۷/۷	۱۴۷/۷	۱۷۰/۹۲	$x_6 (cm^2)$
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	$x_7 (cm^2)$
۱۴۱/۹	۱۴۱/۹	۱۴۱/۹	$x_8 (cm^2)$
۱۴۷/۷	۱۴۷/۷	۱۴۷/۷	$x_9 (cm^2)$
۵۱/۰۸	۵۱/۰۸	۴۶/۵۶	$x_{10} (cm^2)$
۲۴۹۲/۸	۲۴۹۲/۸	۲۵۲۲/۸	Weight (kg)



شکل (۱): خرابی ۱۰ عضوی مثال اول

قیود این مسئله‌ی بهینه‌سازی از دو نوع قید حداکثر تنش مجاز و حداکثر تغییر مکان تکیه گاهی می‌باشند. حداکثر تنش کششی و فشاری اعضا معادل ۲۵ ksi (۱۷۲/۳۷۵ Mpa) می‌باشد و حداکثر تغییر مکان گرهی آن ۲ in (۵/۰۸ cm) در نظر گرفته شده‌اند. جدول شماره‌ی ۱ مقادیر سطح مقطع‌های پروفیل‌های مورد نظر برای این مثال را ارائه می‌دهد.

جدول (۱): سطح مقطع پروفیل‌های موجود (cm^2)

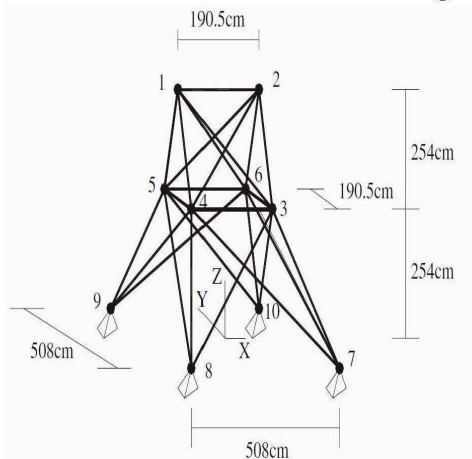
۱۰/۴۵	۱۱/۶۱	۱۲/۸۳	۱۳/۷۳	۱۵/۳۵	۱۶/۸۹
۸/۵۷	۱۸/۸۹	۱۹/۹۳	۲۰/۱۸	۲۱/۸	۲۲/۳۸
۲۲/۸۹	۲۳/۴۱	۲۴/۷۶	۲۴/۹۶	۲۵/۰۲	۲۶/۹۶
۲۷/۲۲	۲۸/۹۶	۲۹/۶	۳۰/۹۶	۳۲/۰۵	۳۳/۰۲
۳۸/۳۱	۴۶/۵۶	۵۱/۰۸	۷۴/۱۷	۸۷/۰۷	۸۹/۶۵
۹۱/۵۹	۹۹/۹۷	۱۰۳/۲	۱۰۹	۱۲۱/۲۶	۱۲۸/۳۵
۱۴۱/۹	۱۴۷/۷	۱۸۳/۸۲	۱۹۳/۵	۲۱۶/۰۷	

جدول شماره‌ی ۲ نتایج بدست آمده از حل این مثال توسط الگوریتم جستجوی گرانشی و نتایج تحقیقات محققین دیگر را ارائه می‌دهد. شکل‌های ۲ و ۳ نیز تغییر مکان‌های گرهی را با تغییر مکان‌های مجاز مقایسه می‌نماید.

الگوریتم جستجوی گرانشی با وجود جمعیت اولیه‌ای معادل ۲۰ عامل، در تکرار ۵۷ ام به جواب ۲۴۹۲/۸ کیلوگرم همگرا می‌گردد که تعداد ارزیابی تنها ۱۱۴۰ آنالیز را نمایش می‌دهد. این میزان آنالیز در الگوریتم‌های جستجوی تصادفی تعدادی بسیار ناچیز و درخور توجه می‌باشد. در ضمن قید حاکم بر مسئله در حل این مثال تغییر مکان گرهی گره دوم در راستای قائم می‌باشد که به خوبی و با استفاده‌ی مناسب از ظرفیت مجاز ارضاء گردیده است. در مورد نتیجه‌ی بدست آمده از الگوریتم جستجوی گرانشی و دلایل آن در بخش نتایج بیشتر بحث خواهد شد.

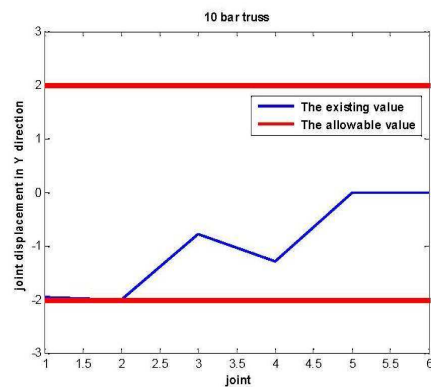
۴-۲- مثال دوم

در این قسمت خرپای ۲۵ عضوی شکل ۶ را توسط الگوریتم جستجوی گرانشی بهینه خواهیم نمود. این خرپا نیز دارای اعضایی با مدول الاستیسیته‌ی ۱۰۰۰۰ ksi ($\frac{kg}{m^3}$ ۲۷۶۷/۹) $\frac{lb}{in^3}$ ۰/۱ و چگالی (Mpa ۶۸۹۵۰) می‌باشد.



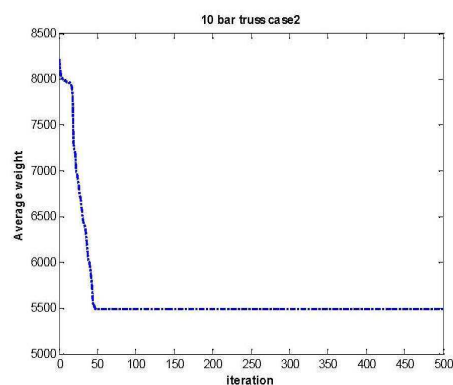
شکل (۶): خرپای ۲۵ عضوی مثال دوم

قیود این مثال نیز حداکثر تنش کششی و فشاری معادل ۴۰ ksi (۲۷۵/۶ Mpa) و تغییر مکان گرهی در هر سه

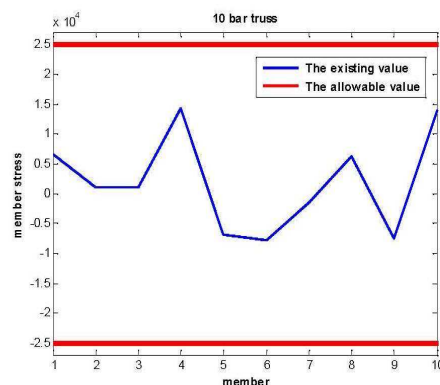


شکل (۳): تغییر مکان گرهی در راستای Y

شکل شماره‌ی ۴ نمودار همگرایی الگوریتم جستجوی گرانشی را در حل این مثال نمایش می‌دهد. شکل شماره‌ی ۵ نیز نمودار تنش‌های موجود اعضا در برابر تنش‌های حداکثری را نمایش می‌دهد.



شکل (۴): همگرایی الگوریتم جستجوی گرانشی



شکل (۵): تنش‌های اعضا در برابر تنش‌های حداکثری

الگوریتم ابتکاری دیگر نیز در جدول شماره ۵ با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

جدول (۴): سطح مقطع پروفیل های فولادی مثال دوم

۰/۶۴۵	۱/۲۹	۱/۹۳	۲/۵۸	۳/۲۲
۳/۸۷	۴/۵۱	۵/۱۶	۵/۸	۶/۴۵
۷/۰۹	۷/۷۴	۸/۳۸	۹/۰۳	۹/۶۷
۱۰/۳۲	۱۰/۹۶	۱۱/۶۱	۱۲/۲۵	۱۲/۹
۱۳/۵۴	۱۴/۱۹	۱۴/۸۳	۱۵/۴۸	۱۶/۱۲
۱۶/۷۷	۱۸/۰۶	۱۹/۳۵	۲۰/۶۴	۲۱/۹۳

جدول (۵): مقایسه‌ی عملکرد الگوریتم‌ها

GSA	Kaveh & Shojaee [۲]	Erbatur et al. [۶]	Meth.
۰/۶۴۵	۰/۶۴۵	۰/۶۴۵	$x_1 (cm^2)$
۲/۵۸	۱/۹۳	۱۲/۲۵	$x_2 (cm^2)$
۲۱/۹۳	۲۱/۹۳	۲۰/۶۴	$x_3 (cm^2)$
۰/۶۴۵	۰/۶۴۵	۰/۶۴۵	$x_4 (cm^2)$
۱۰/۹۶	۱۳/۵۴	۷/۰۹	(cm^2) x_5
۶/۴۵	۶/۴۵	۵/۸	$x_6 (cm^2)$
۳/۲۲	۳/۲۲	۲/۵۸	$x_7 (cm^2)$
۲۱/۹۳	۲۱/۹۳	۲۱/۹۳	$x_8 (cm^2)$
۲۱۹/۵	۲۲۰/۱	۲۲۴/۲	Weight (kg)

راستا برابر با 0.3 in (0.889 cm) می‌باشد. نیروهای وارد بر سازه نیز در گره اول نیروی ۱ kips (4.454 KN) در راستای X و دو نیروی ۱۰ kips (44.54 KN) در راستای Y و Z می‌باشند. همچنین دو نیروی ۱۰ kips (44.54 KN) در راستای منفی Y و Z گره دوم و نیروی ۰/۵ kips (2.227 KN) و ۰/۶ kips (2.672 KN) در راستای X و به ترتیب در گره‌های سوم و چهارم وارد می‌شوند.

۲۵ عضو این سازه مطابق جدول شماره ۳ در هشت گروه دسته بندی می‌گردند.

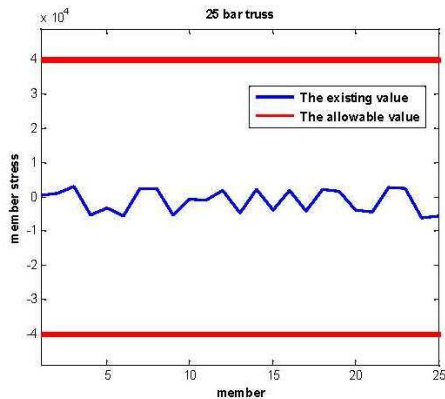
جدول (۳): گروه بندی و گره های ابتدا و انتهای اعضا

گروه	اعضا	عضو ابتدا و انتها
۱	۱	۱:۲
۲	۲، ۳، ۴ و ۵	۱:۴ - ۲:۳ - ۱:۵ - ۲:۶
۳	۶، ۷، ۸ و ۹	۱:۳ - ۲:۴ - ۱:۶
۴	۱۰ و ۱۱	۳:۶ - ۴:۵
۵	۱۲ و ۱۳	۳:۴ - ۴:۶
۶	۱۴، ۱۵، ۱۶ و ۱۷	۳:۱۰ - ۴:۷ - ۴:۹ - ۵:۸
۷	۱۸، ۱۹، ۲۰ و ۲۱	۳:۸ - ۴:۷ - ۴:۹ - ۵:۱۰
۸	۲۲، ۲۳، ۲۴ و ۲۵	۳:۷ - ۴:۸ - ۴:۹ - ۵:۱۰

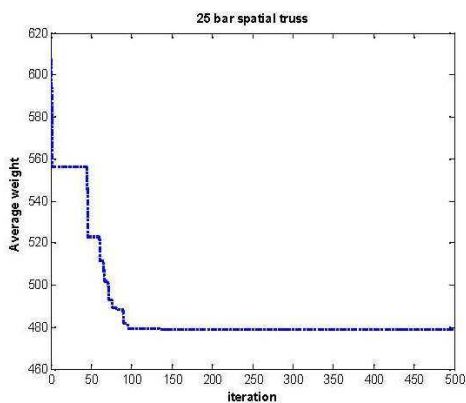
سطح مقطع پروفیل های فولادی مورد استفاده در بهینه سازی این سازه در جدول شماره ۴ آورده شده است. نتایج حاصل از الگوریتم جستجوی گرانشی و چند



شکل شماره ۱۰ تنش‌های موجود را در کنار تنش‌های حداکثری نمایش می‌دهد و شکل ۱۱ نمودار همگرایی الگوریتم جستجوی گرانشی را در حل این مثال ارائه می‌دهد.



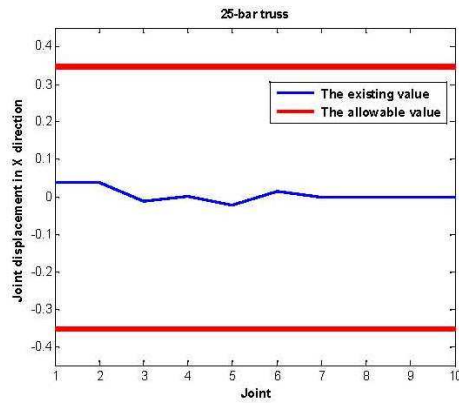
شکل (۱۰) :: تنش موجود اعضا و تنش حداکثری



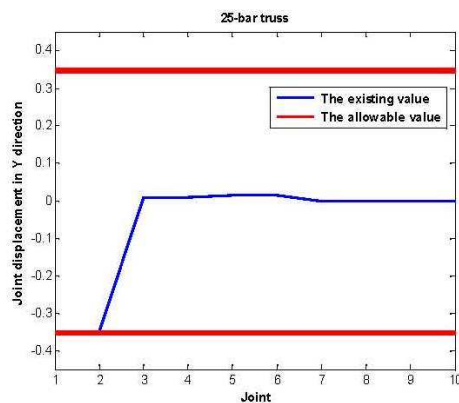
شکل (۱۱) :: نمودار همگرایی (وزن بر حسب پاند)

الگوریتم جستجوی گرانشی با تعداد ۲۰ جمعیت اولیه و در ۱۴۷ تکرار به جواب ۲۱۹/۵ کیلوگرم دست یافته است. تعداد ۲۹۴۰ ارزیابی انجام شده توسط الگوریتم جستجوی گرانشی در حل این مسئله در نوع خود نشانگر قدرت همگرایی مناسب این الگوریتم در کنار کاوش و بهره‌وری قابل قبول آن می‌باشد.

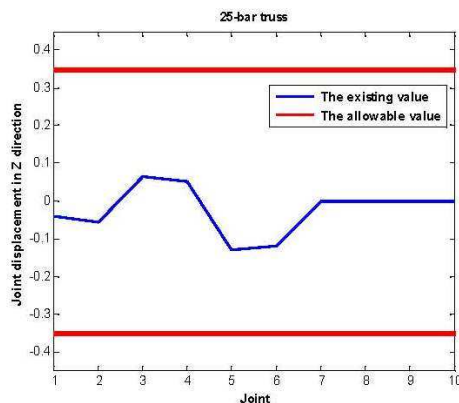
نمودار تغییر مکان گرهی در راستای هر سه بعد در اشکال ۸، ۷ و ۹ آورده شده‌اند.



شکل (۷) :: تغییر مکان گرهی در راستای X



شکل (۸) :: تغییر مکان گرهی در راستای Y



شکل (۹) :: تغییر مکان گرهی در راستای Z

۵- نتیجه گیری

الگوریتم‌های جستجوی تصادفی را به وسیله نتایج نهایی بدست آمده از حل مسائل گوناگون توسط آنها و همچنین زمان حل مسئله با یکدیگر مقایسه می‌نمایند و اینگونه تلقی می‌گردد که هر چه الگوریتم در زمان کوتاه‌تر جواب مناسب‌تری برای مسئله بیابد، کارایی بیشتری در حل آن مسئله از خود نشان داده است. زمان دستیابی به جواب بهینه را با مقایسه‌ی تعداد ارزیابی‌های انجام شده می‌سنجند. نکته‌ی قابل بحث دیگر این است که هرگز نمی‌توان چنین ادعا نمود که یک الگوریتم خاص در حل تمامی انواع مسائل بهینه‌سازی عملکرد مناسب‌تری را از خود نشان می‌دهد و اصولاً همین عامل، دلیلی بر ارزشمند بودن ایجاد الگوریتم‌های جستجوی تصادفی نوین و یا ایجاد بهبود در الگوریتم‌های موجود می‌باشد. از مقایسه‌ی نتایج بدست آمده توسط الگوریتم جستجوی گرانشی در مثال‌های عددی فوق با نتایج سایر الگوریتم‌های رایج، نزدیکتر شدن الگوریتم جستجوی گرانشی به بهینه‌ی مطلق مشهود است. تعداد ارزیابی‌های مورد نیاز الگوریتم جستجوی گرانشی در دستیابی به جواب‌های نهایی ارائه شده نیز در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها میزان بسیار کمتری را نمایش می‌دهد که این قدرت همگرایی مناسب در کنار نتایج مناسب بدست آمده جز با وجود کاوش و بهره‌وری مناسب الگوریتم جستجوی گرانشی میسر نمی‌باشد. در مورد مثال اول گرچه نتایج پایانی مرجع ۲ و الگوریتم جستجوی گرانشی یکسان هستند اما نبایستی از یاد برد که الگوریتم جستجوی گرانشی برای یافتن این جواب‌نهایی تنها ۱۱۴۰ ارزیابی را مورد استفاده قرار داده است در حالی که مرجع شماره‌ی ۲ تعداد ۱۰۹۴۰ ارزیابی را مورد استفاده قرار داده است [۲] که زمان دستیابی به جواب بهینه را

بسیار بالا می‌برد. پیشتر ذکر گردید که کارایی الگوریتم‌های جستجوی ابتکاری علاوه بر نتایج نهایی بدست آمده با زمان دست‌یابی به نتایج نهایی مقایسه می‌گردد. در مورد مثال اول فضای جستجوی کوچک مسئله عاملی است برای اینکه الگوریتم‌های جستجوی تصادفی مختلف در کاوش این فضای جستجوی کوچک موفق عمل نمایند و لذا ارزیابی عملکرد الگوریتم‌ها از دایره‌ی نتایج وارد حیطه‌ی زمان دستیابی به جواب نهایی مناسب گردد. اهمیت دستیابی به جواب بهینه‌ی مناسب در زمان کوتاه تا آنجاست که می‌توان آنرا یکی از علل جایگزینی روش‌های کلاسیک با الگوریتم‌های جستجوی تصادفی دانست. در حل مثال دوم نیز الگوریتم جستجوی گرانشی نه تنها جواب نهایی بدست آمده را بهبود بخشیده است، بلکه تعداد ارزیابی‌ها را نیز از میزان ۱۱۲۵۰ ارزیابی به ۲۹۴۰ ارزیابی کاهش داده است [۲]. کاوش مناسب فضای جستجو در کنار بهره‌وری مناسب در تکرارها و گام‌های پایانی از علل این دستیابی به جواب نهایی مناسب در زمان قابل قبول توسط الگوریتم جستجوی گرانشی می‌باشد. یکی از مسائلی که از دیر باز باعث نگرانی محققین در زمینه‌ی الگوریتم‌های ابتکاری بوده است همگرایی زودرس و افتادن در دام بهینه‌های محلی است که با توجه به دست‌یابی به نتایج مناسب از سوی الگوریتم گرانشی این نگرانی در مورد این الگوریتم ابتکاری نوین به چشم نمی‌خورد و دستیابی به نتایج مناسب در تعداد ارزیابی پایین با توجه به نتایج مناسب بدست آمده به جای همگرایی زودرس، قدرت همگرایی بالا تلقی می‌گردد. به عنوان تحقیقات آینده و با توجه به نمودار همگرایی الگوریتم جستجوی گرانشی به نظر می‌آید که این الگوریتم در گام‌های اولیه پس از بهبود نسبی جواب در هر تکرار به



10- K.S. Lee, ZW. Geem 2004, Computers and Structures, "A new structural optimization method based on the harmony search algorithm".

11- A. Kaveh, S. Talatahari 2009, Computers and Structures, "Size optimization of space trusses using Big Bang-Big Crunch algorithm".

12- S. He, E. Prempain, QH. Wu 2004, Eng Optimiz, "An improved particle swarm optimizer for mechanical design optimization problems".

13- H. Adeli, NT. Cheng 1993, Structures, Journal of Aerospace Engineering, "Integrated genetic algorithm for optimisation of space".

14- A. Kaveh, V. Kalatjari 2003, International Journal for Numerical Methods in Engineering, "Topology optimisation of trusses using genetic algorithm, force method and graph theory".

15- CY. Lin, P. Hajela 1992, Engineering Optimisation, "Genetic algorithms in optimisation problems with discrete and integer design variables".

16- L. Lamberti 2008, Computers and Structures, "An efficient simulated annealing algorithm for design optimization of truss structures".

یکباره قدرت کاوش مناسب خود را در چند گام از دست می‌دهد و چندین تکرار با برازندگی حداکثری ثابت سپری می‌گردند. گرچه پس از سپری شدن چند تکرار الگوریتم روند مناسب پیشین را باز می‌یابد اما به نظر می‌رسد که ایجاد شرایطی برای بهبود کاوش الگوریتم مذکور در شرایط عنوان شده راه حل مناسبی برای این نقیصه باشد. از آنجا که ایجاد بهبود در هر الگوریتم جستجوی تصادفی نیازمند آشنایی با نقاط ضعف و قدرت آن الگوریتم می‌باشد لذا بنظر می‌رسد این نقیصه خود راهی برای ایجاد بهبود در الگوریتم جستجوی گرانشی است.

۶- مراجع

1- E. Rashedi, H. Nezamabadi-pour, S. Saryazdi 2009, Information sciences, "GSA: a gravitational search algorithm".

2- A. Kaveh, S. Shojaee 2007, Int. J. Numer. Meth. Engng, "Optimal design of skeletal structures using ant colony optimization".

3- S. Rajeev, CS. Krishnamoorthy 1992, Journal of Structural Engineering, "Discrete optimisation of structures using genetic algorithm".

4- C. Camp, S. Pezeshk, G. Cao 1998, Journal of Structural Engineering, "Optimized design of two-dimensional structures using a genetic algorithm".

5- DM. Zhu 1986, Engineering Optimization, "An improved Templeman's algorithm for optimum design of trusses with discrete member sizes".

6- F. Erbatur, O. Hasancebi, I. Tutuncu, H. Kilic 2000, Computers and Structures, "Optimal design of planar and space structures with genetic algorithms".

7- A. Kaveh, S. Shojaee 2004, Proceedings of the 4th on Engineering Computational Technology, Lisbon, September, "Optimal design of scissor-link foldable structures using genetic algorithm".

8- LF. Escudero 1988, European Journal of Operations Research, "An inexact algorithm for the sequential ordering problem".

9- A. Kaveh, V. Kalatjari 2002, Int J Numer Methods, "Genetic algorithm for discrete sizing optimal design of trusses using the force method".



مقایسه آیین نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم سازی

قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربند واگرا

مجید صادق آذر^۱، ثریا فخری^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

در این مقاله روشی برای مقایسه آیین نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم سازی برای سیستم سازه‌ای خاص یعنی سیستم قاب ساده با مهاربندی واگرا ارائه شده است. به این منظور رابطه‌ای پیشنهاد شده که در آن می‌توان اثر تمامی تفاوت‌های پراکنده و متعدد دستورالعمل مقاوم سازی و آیین نامه طراحی لرزه‌ای را با دقت کافی وارد نمود. با رسم نمودارهای مربوط به این رابطه مشخص می‌شود که دقیقاً در چه محدوده‌ای ساختمان‌های طراحی شده توسط آیین نامه طراحی لرزه‌ای مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی می‌باشند. در رابطه پیشنهادی پارامتری به نام m' برای مقایسه آیین نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم سازی ارائه شده است، این پارامتر به تعدادی پارامتر دیگر وابسته است که هر کدام اثر یکی از تفاوت‌های موجود بین آیین نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم سازی را دربردارد. در ادامه با بررسی پارامتر مرتبط با نوع عضو و تلاش آن و تغییرات پارامتر m' با آن، پذیرش تیر پیوند از دید دستورالعمل مقاوم سازی نیز مشخص شده است.

کلمات کلیدی

دستورالعمل مقاوم سازی، آیین نامه طراحی، قاب ساده با مهاربندی واگرا

Comparison of Seismic Design Code and Rehabilitation Instruction for Eccentric Braced Frames

Majid Sadeghazar, Soraya Fakhri

ABSTRACT

In this article a method is presented for comparison of seismic design code and rehabilitation instruction for a special structural system ie eccentric braced frames. In this way, an equation is suggested that the effects of all several differences between rehabilitation instruction and design code can be applied with adequate precision in it. Drawing the charts of this equation will specify exactly the conditions which the buildings designed by the design code are accepted by the rehabilitation instruction. In suggested equation, a parameter named m' is presented for comparison of design code and rehabilitation instruction. This parameter is depending on some other parameters that everyone of them has effects of one of the differences between design code and rehabilitation instruction. By inspecting the parameter related with type of the member and its stress and variation of m' with this parameter, acceptance of the link beam by rehabilitation instruction is specified.

Key Word

Rehabilitation Instruction- Design Code- Eccentric Braced Frame

۱. عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه تهران، sadegha@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشگاه تهران، sry.fakhri@gmail.com



در آیین‌نامه طراحی می‌گیریم. هرچه ساختمان اهمیت بیشتری داشته باشد، باید سطح عملکرد بالاتری برای آن در نظر گرفته شود. در جدول ۱ تناظر بین ضریب اهمیت و سطح عملکرد ساختمان نشان داده شده است.

جدول (۱): تناظر بین ضریب اهمیت ساختمان و

سطح عملکرد ساختمان

نوع ساختمان	ضریب اهمیت (I)	سطح عملکرد متناظر
اهمیت خیلی زیاد	۱/۴	سطح عملکرد ۱ (IO)
اهمیت زیاد	۱/۲	سطح عملکرد ۲
اهمیت متوسط	۱	سطح عملکرد ۳ (LS)
اهمیت کم	۰/۸	سطح عملکرد ۴

۲- رابطه پیشنهادی برای اعضای کنترل‌شونده توسط

تغییرشکل

برای مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی پارامتری به نام m' مطابق رابطه (۱) تعریف می‌کنیم که برابر با نسبت تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل به مقاومت مورد انتظار عضو است:

$$m' = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (1)$$

برای اینکه عضو طراحی شده توسط آیین‌نامه، مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم‌سازی باشد، باید رابطه (۲) برقرار باشد:

$$m' \leq m\kappa \quad (2)$$

که در این روابط، Q_{UD} تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، Q_{CE} مقاومت موردانتظار عضو، κ ضریب آگاهی و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

با ساده کردن رابطه (۱) در نهایت پارامتر m' به صورت رابطه (۳) برحسب پارامترهای α ، β ، γ و SR در می‌آید:

$$m' = \frac{1.1}{\gamma} SR - \frac{0.1\alpha\beta}{\gamma} \quad (3)$$

در رابطه (۳):

آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی همواره با یکدیگر هماهنگ نیستند و در مواردی نتایج یکدیگر را نقض می‌کنند. لذا مقایسه این دو و تعیین موارد اختلاف بین آنها همواره مورد توجه بوده است. قبلاً به منظور مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی بررسی‌های متعددی انجام شده است که اکثر آنها روی سازه‌های خاص بوده و با استفاده از آنها نمی‌توان به نتیجه‌گیری کلی دست یافت. ولی در تعدادی از بررسی‌ها نیز از روش مقایسه با استفاده از پارامترهای تعریف شده استفاده شده است. این بررسی هم با استفاده از تعریف پارامترهایی به مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی بر روی سیستم سازه‌ای خاص یعنی قابهای ساده با مهاربندی واگرا می‌پردازد. پارامترهای تعریف شده در این بررسی با پارامترهای بکار رفته در بررسی‌های پیشین متفاوت می‌باشند و روابط بدست آمده بین پارامترها همگی خطی هستند. روابط و پارامترها ابتدا برای اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ارائه شده‌اند و سپس برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو با اندکی تغییرات آمده‌اند. در ادامه هم نتایج بررسی روابط ارائه شده برای یک سازه نمونه دارای سیستم مهاربندی واگرا آمده است. طبق دستورالعمل مقاوم‌سازی تیر پیوند بطور کلی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و با توجه به نسبت $\frac{M_{CE}}{V_{CE}}$ و طول تیر، کنترل‌شونده توسط برش یا خمش می‌باشد. در این مقاله با تعریف پارامتری به نام γ که برابر نسبت مقاومت موردانتظار عضو به مقاومت عضو مطابق آیین‌نامه طراحی برای اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشد و تعیین مقادیر این پارامتر برای تیر پیوند، تغییرات میزان پذیرش تیر پیوند طراحی شده توسط آیین‌نامه از دید دستورالعمل مقاوم‌سازی نیز بررسی شده است. برای مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی، سطوح عملکرد تعریف شده در دستورالعمل مقاوم‌سازی را متناظر با ضریب اهمیت ساختمان



بارهای زنده، مرده و بار زلزله دستورالعمل به مقاومت عضو طبق آیین نامه طراحی را مطابق رابطه (۷)، SR می‌نامیم:

$$SR = \frac{DL + LL + Q_{Er}}{Q_r} \quad (۷)$$

پارامتر α با m' نسبت مستقیم دارد، این پارامتر به زمان تناوب و ارتفاع ساختمان بستگی دارد.

با در نظر گرفتن مقادیر فرضی برای β ، κ و ضریب اهمیت ساختمان (I)، تغییرات m' را با زمان تناوب برای هر چهار تیب زمین می‌توان رسم کرد و با توجه به عضو مورد نظر و تلاش آن مقدار m از دستورالعمل بدست آمده و در نمودار رسم می‌گردد، در نقاطی که نمودار m' زیر نمودار κ قرار داشته باشد، عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل می‌باشد. در شکل (۱) نمونه‌ای از این نمودارها با فرض ضریب آگاهی، SR، ضریب اهمیت ساختمان و β برابر یک، برای تیر پیوند در حالت کنترل‌شونده توسط خمش ترسیم شده است.

پارامتر γ به صورت نسبت مقاومت مورد انتظار عضو (Q_{CE}) به مقاومت عضو طبق آیین نامه طراحی (Q_r)، مطابق رابطه (۴) تعریف می‌شود:

$$\gamma = \frac{Q_{CE}}{Q_r} \quad (۴)$$

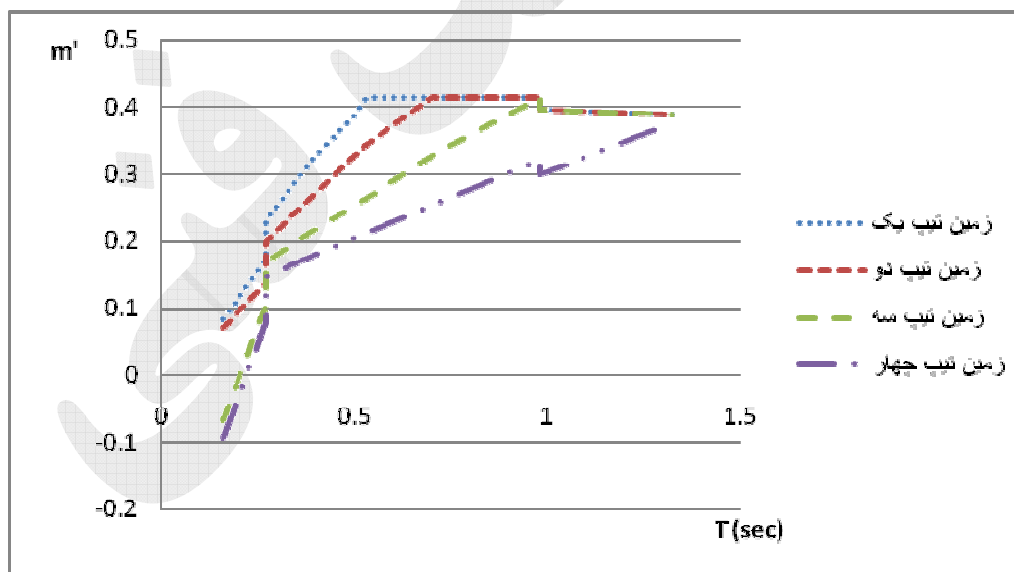
پارامتر γ به جزء کنترل‌شونده و نوع تلاش آن بستگی دارد. پارامتر α به صورت نسبت نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق دستورالعمل (Q_{Er}) به نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق آیین نامه (Q_{Ed})، مطابق رابطه (۵) تعریف می‌شود:

$$\alpha = \frac{Q_{Er}}{Q_{Ed}} \quad (۵)$$

پارامتر β به صورت نسبت نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق آیین نامه (Q_{Ed}) به مقاومت عضو طبق آیین نامه (Q_r)، مطابق رابطه (۶) تعریف می‌شود:

$$\beta = \frac{Q_{Ed}}{Q_r} \quad (۶)$$

و در نهایت نسبت نیروی ایجاد شده در عضو در اثر مجموع



شکل (۱): نمودار m' برای تیر پیوند در حالت کنترل‌شونده توسط خمش

در مورد اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو پارامتر m' به صورت نسبت تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط

۳ - رابطه پیشنهادی برای اعضای کنترل‌شونده توسط

نیرو

نیرو به مقاومت کرانه پایین عضو، طبق رابطه (۸) تعریف می‌شود.

$$m' = \frac{Q_{UF}}{Q_{CL}} \quad (8)$$

برای اینکه عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل باشد باید رابطه (۹) برقرار باشد:

$$m' \leq \kappa \quad (9)$$

که در این روابط Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند می‌باشد و Q_{UF} نیز تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط نیرو در دستورالعمل مقاومت‌سازی می‌باشد. با ساده کردن رابطه (۸) در نهایت پارامتر m' به صورت رابطه (۱۰) برحسب پارامترهای α ، β ، γ و SR در می‌آید:

$$m' = \frac{1.1}{\gamma} SR - \frac{\beta}{\gamma} (1.1\alpha - \alpha') \quad (10)$$

در رابطه فوق پارامترهای α ، β و SR همان تعاریف بخش

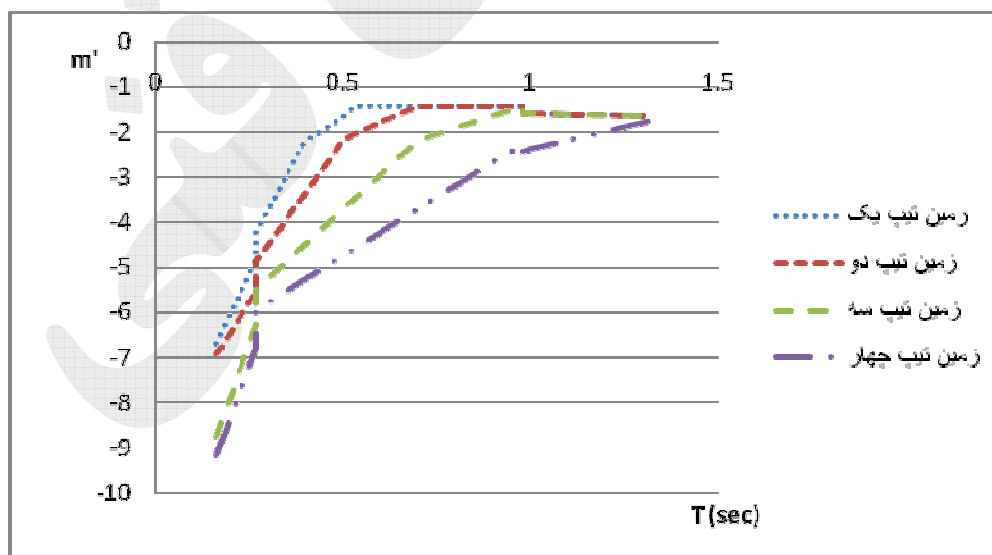
قبل را دارند. پارامتر γ به صورت نسبت مقاومت کرانه پایین عضو کنترل‌شونده توسط نیرو، به مقاومت عضو مطابق آیین‌نامه طراحی، مطابق رابطه (۱۱) تعریف می‌شود.

$$\gamma = \frac{Q_{CL}}{Q_r} \quad (11)$$

پارامتر α' هم به صورت رابطه (۱۲) تعریف می‌شود:

$$\alpha' = \frac{Q_{Er}}{C_1 C_2 C_3 J Q_{Ed}} \quad (12)$$

در رابطه فوق C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکانهای غیر ارتجاعی سیستم است، C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکانها به دلیل رفتار چرخشی آنها وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود، C_3 برای اعمال اثرات P- Δ با رفتار غیرخطی مصالح بر تغییرمکانها است و J ضریب کاهش بار است.



شکل ۲: نمودار m' برای مهاربند تحت فشار محوری در قاب با مهاربندی واگرا

با در نظر گرفتن مقادیر فرضی برای SR ، β ، κ و ضریب اهمیت ساختمان (I)، تغییرات m' را با زمان تناوب برای هر

در اینجا نیز پارامترهای α و α' با m' نسبت مستقیم دارند و این پارامترها به زمان تناوب و ارتفاع ساختمان بستگی دارند.

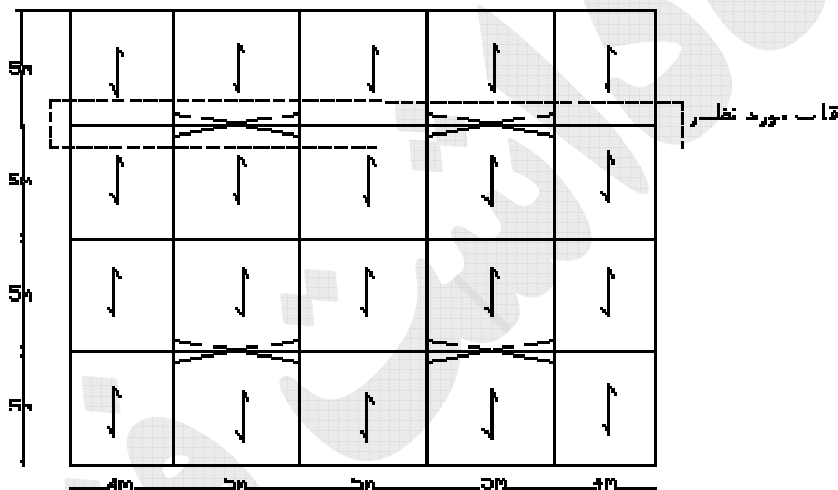


در این بخش یکی از قابهای یک ساختمان ۵ طبقه فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. ساختمان در یک جهت دارای سیستم مهاربندی واگرا و در جهت دیگر دارای سیستم قاب خمشی است، ارتفاع هر طبقه ۳ متر و پوشش سقفها تیرچه بلوک است. در اینجا یکی از قابهای این ساختمان را در جهت مهاربندی بررسی می‌کنیم.

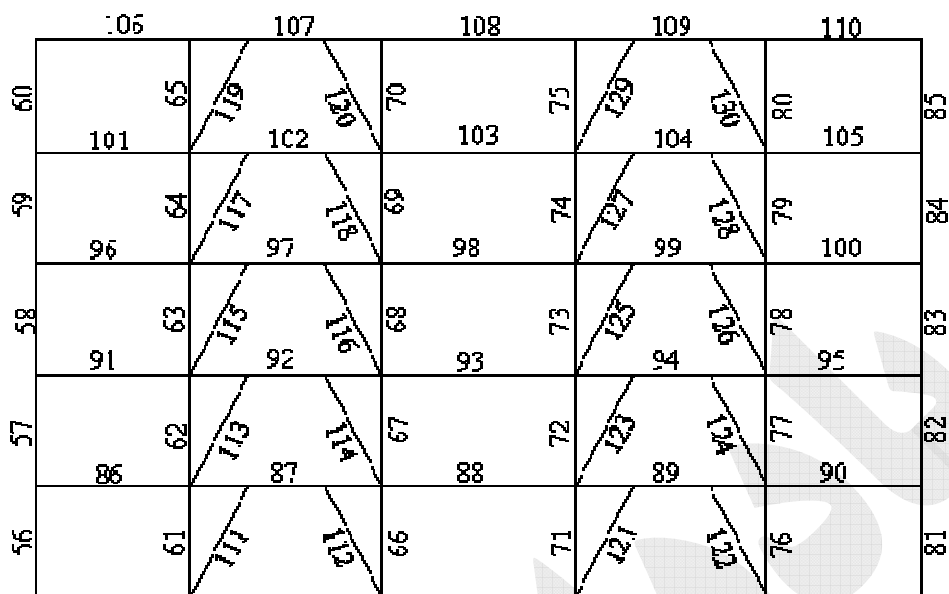
بار مرده طبقات: ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات: ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، ساختمان با اهمیت متوسط و در منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع است و خاک منطقه خاک تپ سه است.

چهار تپ زمین می‌توان رسم کرد و مقدار m مطابق دستورالعمل مقاوم‌سازی برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو برابر یک در نظر گرفته می‌شود و در نمودار رسم می‌گردد، در نقاطی که نمودار m' زیر نمودار mk قرار داشته باشد، عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل می‌باشد. در شکل (۲) نمونه‌ای از این نمودارها با فرض ضریب آگاهی، SR ، ضریب اهمیت ساختمان و β برابر یک، برای مهاربند تحت فشار محوری در قاب با مهاربندی واگرا ترسیم شده است.

۴ - بررسی یک سازه نمونه



شکل ۳: پلان ساختمان و موقعیت قاب مورد بررسی

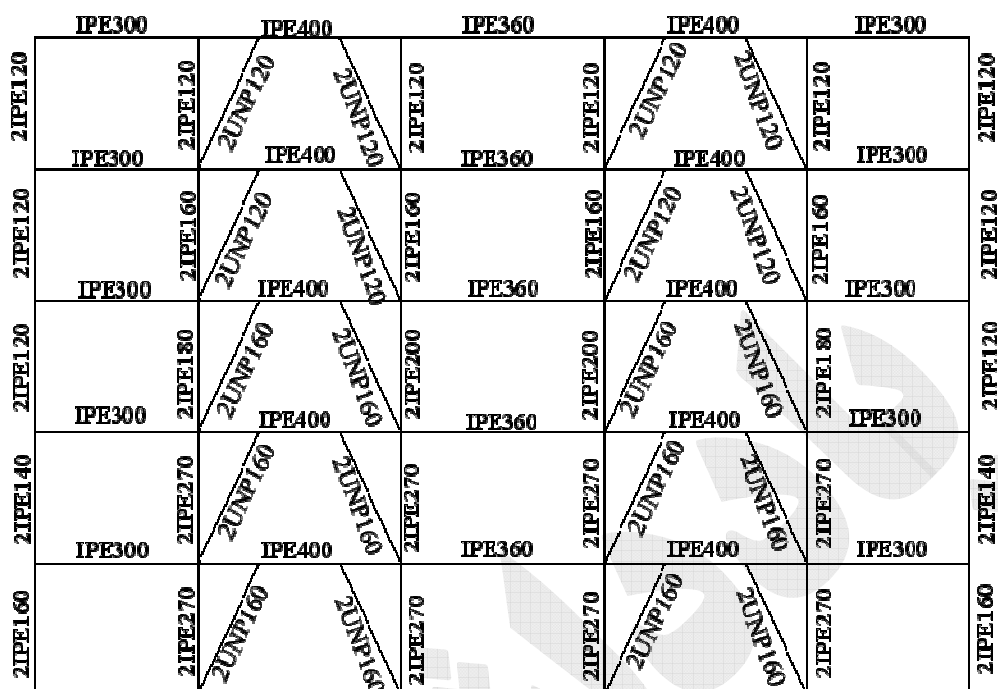


شکل ۴: شماره گذاری اعضای قاب

برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل بدست آمده از مدل مقایسه شده اند. همانطور که در جداول مشاهده می شود ماکزیمم اختلاف این مقادیر با m' در حدود ۰/۱ می باشد. همچنین مقدار m دستورالعمل مقاوم سازی هم در جداول داده شده اند.

قاب مورد نظر ابتدا تحت اثر زلزله آیین نامه ۲۸۰۰، طراحی شده است و مقاطع بدست آمده برای آن در شکل ۵ نشان داده شده اند. سپس قاب تحت اثر بار زلزله دستورالعمل مقاوم سازی قرار گرفته است. تحلیل و طراحی سازه با برنامه ETABS 9.2.0 انجام شده است.

مقادیر α ، α' ، β ، γ ، SR و در نهایت m' بدست آمده اند و با مقدار $\frac{Q_{UF}}{Q_{CL}}$ برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو و مقدار



شکل ۵: مقاطع طراحی شده برای قاب

جدول ۲: کنترل بادبندهای سازه نمونه

شماره	مقطع عضو	SR	(QE)d	Pcl	Qr	α	β
111	2UNP160	2.192972	29538	115200	91929.6	7.17	0.321311
112	2UNP160	2.43566	-29538	-91429	-91429	7.17	0.32307
113	2UNP160	2.0626	27551	115200	91929.6	7.17	0.299697
114	2UNP160	2.294841	-27551	-91429	-91429	7.17	0.301338
115	2UNP160	1.766482	23606	115200	91929.6	7.17	0.256783
116	2UNP160	2.002286	-23567	-91429	-91429	7.17	0.257763
117	2UNP120	1.86898	17666	81600	65116.8	7.17	0.271297
118	2UNP120	2.376324	-17666	-59494	-59494	7.17	0.296938
119	2UNP120	1.313603	9790	81600	48960	7.17	0.199959
120	2UNP120	1.389199	-9790	-59494	-59494	7.17	0.164554
121	2UNP160	2.187718	29538	115200	91929.6	7.17	0.321311
122	2UNP160	2.430378	-29538	-91429	-91429	7.17	0.32307
123	2UNP160	2.066233	27551	115200	91929.6	7.17	0.299697
124	2UNP160	2.298494	-27551	-91429	-91429	7.17	0.301338
125	2UNP160	1.779666	23567	115200	91929.6	7.17	0.256359
126	2UNP160	2.02205	-23606	-91429	-91429	7.17	0.258189
127	2UNP120	1.87609	17666	81600	65116.8	7.17	0.271297
128	2UNP120	2.384106	-17666	-59494	-59494	7.17	0.296938
129	2UNP120	1.336111	9790	81600	48960	7.17	0.199959
130	2UNP120	1.407722	-9790	-59494	-59494	7.17	0.164554

ادامه جدول ۲: کنترل بادبندهای سازه نمونه

شماره	γ	α'	m'	Quf	Quf/Pcl	m	result
111	1.25	3.15	0.7	81712	0.7	1	+
112	1	3.15	1.1	-104912	1.1	1	-
113	1.25	3.15	0.7	76474	0.7	1	+
114	1	3.15	1.1	-98695	1.1	1	-
115	1.25	3.15	0.6	63877	0.6	1	+
116	1	3.15	1	-86817	0.9	1	+
117	1.25	3.15	0.6	46784	0.6	1	+
118	1	3.15	1.2	-68427	1.2	1	-
119	1.67	3.15	0.3	21817	0.3	1	+
120	1	3.15	0.7	-41985	0.7	1	+
121	1.25	3.15	0.7	81181	0.7	1	+
122	1	3.15	1.1	-104381	1.1	1	-
123	1.25	3.15	0.7	76841	0.7	1	+
124	1	3.15	1.1	-99062	1.1	1	-
125	1.25	3.15	0.6	65407	0.6	1	+
126	1	3.15	1	-88607	1	1	+
127	1.25	3.15	0.6	47294	0.6	1	+
128	1	3.15	1.2	-68936	1.2	1	-
129	1.67	3.15	0.3	23030	0.3	1	+
130	1	3.15	0.8	-43198	0.7	1	+

جدول ۳: کنترل ستونهای سازه نمونه

شماره عضو	مقطع عضو	SR	(QE)d	Pcl	Qr	α	β
56	2IPE160	0.915119	0	-45452	-45452	-	-
57	2IPE140	0.941505	0	-35319	-35319	-	-
58	2IPE120	0.942925	0	-26439	-26439	-	-
59	2IPE120	0.628617	0	-26439	-26439	-	-
60	2IPE120	0.314308	0	-26439	-26439	-	-
61	2IPE270	1.13575	31610	220320	132192	7.17	0.239122
62	2IPE270	0.497428	17535	220320	132192	7.17	0.132648
63	2IPE180	0.024335	6278	114720	68832	7.17	0.091208
64	2IPE160	0.791604	-1066	-45452	-45452	7.17	0.023453
65	2IPE120	1.386058	-3503	-26439	-26439	7.17	0.132494
66	2IPE270	2.787049	-31610	-117750	-117750	7.17	0.26845
67	2IPE270	1.741274	-17535	-117750	-117750	7.17	0.148917
68	2IPE200	1.470574	-6313	-68663	-68663	7.17	0.091942
69	2IPE160	0.546555	1066	-45452	-45452	7.17	-0.02345
70	2IPE120	0.364978	3503	63360	38016	7.17	0.092145



ادامه جدول ۳: کنترل ستونهای سازه نمونه

شماره عضو	γ	α'	m'	Q_{uf}	Q_{uf}/P_{cl}	m	result
56	1	-	-	-	-	1	+
57	1	-	-	-	-	1	+
58	1	-	-	-	-	1	+
59	1	-	-	-	-	1	+
60	1	-	-	-	-	1	+
61	1.67	3.15	0.07	9838	0.04	1	+
62	1.67	3.15	-0.05	-14930	-0.07	1	+
63	1.67	3.15	-0.2	-30043	-0.3	1	+
64	1	3.15	0.8	-34678	0.8	1	+
65	1	3.15	0.9	-22806	0.9	1	+
66	1	3.15	1.8	-205680	1.7	1	-
67	1	3.15	1.2	-138276	1.2	1	-
68	1	3.15	1.2	-79011	1.2	1	-
69	1	3.15	0.7	-32226	0.7	1	+
70	1.67	3.15	-0.02	-2243	-0.04	1	+

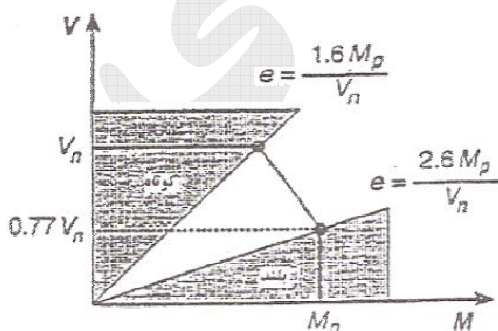
جدول ۴: کنترل خمش تیرهای پیوند سازه نمونه

شماره عضو	مقطع عضو	SR(M)	(QE)d	M _{ce}	M _r	α	β
87	IPE400	4.793959	15852	35218	24437.42	7.17	0.648677
89	IPE400	4.783361	15852	35218	24437.42	7.17	0.648677
92	IPE400	4.496588	14785	35218	24437.42	7.17	0.605015
94	IPE400	4.503912	14785	35218	24437.42	7.17	0.605015
97	IPE400	3.916985	12684	35218	24437.42	7.17	0.51904
99	IPE400	3.966458	12684	35218	24437.42	7.17	0.51904
102	IPE400	2.987017	9480	35218	24437.42	7.17	0.38793
104	IPE400	2.997207	9480	35218	24437.42	7.17	0.38793
107	IPE400	2.228094	5254	35218	18374	7.17	0.285948
109	IPE400	2.260259	5254	35218	18374	7.17	0.285948

ادامه جدول ۴: کنترل خمش تیرهای پیوند سازه نمونه

شماره عضو	γ	m'	Qud	Qud/Qce	m	result
87	1.44	3.3	117495	3.3	6	+
89	1.44	3.3	117210	3.3	6	+
92	1.44	3.1	110146	3.1	6	+
94	1.44	3.1	110344	3.1	6	+
97	1.44	2.7	96003	2.7	6	+
99	1.44	2.8	97293	2.8	6	+
102	1.44	2.1	73223	2.1	6	+
104	1.44	2.1	73496	2.1	6	+
107	1.92	1.2	41060	1.2	6	+
109	1.92	1.2	41710	1.2	6	+

شکل (۶) را می‌توان بکار برد. ظرفیت خمشی اسمی یک تیر توسط رابطه $M_P = ZF_y$ داده می‌شود. مقاومت اسمی جاری شدن برشی یک تیر عبارتست از: $V_n = 0.6F_y A_w$. این مقادیر حدود خمش و برش را که یک پیوند می‌تواند تحمل کند تعیین می‌کنند، که در نمودار اندرکنش برش - خمش در شکل ۶ نشان داده شده‌اند. لنگر M برش V و طول پیوند e از طریق تعادل استاتیکی به هم مربوطند. خطوط شعاعی که از مبدا مختصات این نمودار ترسیم شده‌اند نمایانگر خطوط تعادل به ازای مقادیر ثابت e می‌باشند.



شکل (۶): اندرکنش برش و خمش

۵- بررسی رفتار تیر پیوند از دید دستورالعمل مقاوم‌سازی قاب مهاربندی شده برون‌محور نمایانگر یک سیستم قاب‌بندی شده مرکب است که هم سخت و هم شکل‌پذیر می‌باشد. حضور تیر پیوند که توسط جابجایی نقطه اثر مهاربندها بوجود می‌آید که به یک تیر قاب‌بندی می‌شوند، عامل اصلی وجود دو مشخصه بالا بودن سختی قاب و شکل‌پذیری خوب آن می‌باشد. تیر پیوند را کوتاه می‌نامند اگر $e < \frac{1.6M_P}{V_n}$ و بلند می‌نامند اگر $e > \frac{2.6M_P}{V_n}$ که در آن e عبارتست از طول پیوند، M_P ظرفیت خمشی خمیری اسمی مقطع و V_n ظرفیت برشی خمیری اسمی مقطع می‌باشد. پیوندهایی که از نظر طول در بینابین دو ناحیه فوق قرار دارند، تحت اندرکنش لنگر و برش قرار می‌گیرند. پیوند کوتاه سخت‌تر از پیوند بلند است اما در عین حال شکل‌پذیری بالاتری در آن موردنیاز است. سختی قاب با افزایش طول پیوند سریعاً کاهش می‌یابد. طول یک پیوند عموماً طوری انتخاب می‌شود که سختی قاب را در محدوده شکل‌پذیری موجود تیر پیوند به حداکثر برساند. ظرفیت خمیری یک پیوند توسط اندرکنش برش و خمش تعیین می‌شود. برای مقاصد طراحی نمودار اندرکنش برش - خمش ایده‌آلی طبق

برای مقادیر β که از 0.33 بیشتر هستند، تنش مجاز آیین نامه طراحی یک سوم بیشتر است و در تعیین مقادیر γ که در ادامه خواهند آمد، Q_r برای دو حالت β کوچکتر و بزرگتر از 0.33 بدست آمده است.

۶-۱ - تیر پیوند در حالت کنترل شونده توسط برش

$$Q_{CE} = 1.1 \times 1.5 \times F_v A_w = 1.65 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.5 A_w F_v$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.33 \times 1.5 A_w F_v = 1.995 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83$$

۶-۲ - تیر پیوند در حالت کنترل شونده توسط خمش

$$Q_{CE} = 1.1 \times Z F_y$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 0.66 F_y S$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.33 \times 0.66 F_y S = 0.88 F_y S$$

برای تیرهای معمول نسبت $\frac{Z}{S}$ برابر $1/15$ می باشد.

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.92$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.44$$

۶-۳ - تیر پیوند در حالت میانی کنترل شونده توسط

خمش و برش

$$Q_{CE} = \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right] V_{CE}$$

$$V_{CE} = 1.1 \times 1.5 \times F_v A_w = 1.65 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.5 A_w F_v$$

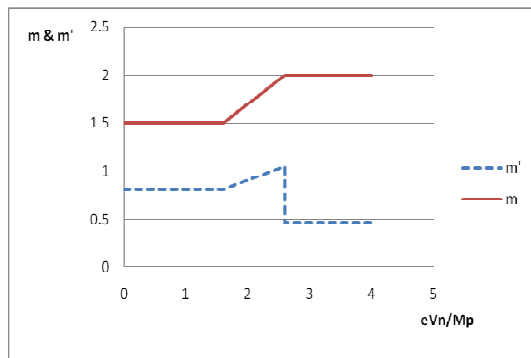
$$\beta \geq 0.33$$

مقادیر $\frac{1.6MP}{V_n}$ و $\frac{2.6MP}{V_n}$ که مرزهای پیوندهای کوتاه و بلند را در شکل (۶) تعریف می کنند مبتنی بر مشاهدات تجربی می باشند. این نواحی متفاوت رفتاری پیوند در موارد زیر مهمند: (۱) تعیین محل و جزئیات سخت کننده های جان و بال در ناحیه پیوند، (۲) مقاومت عضو پیوند، (۳) شکل پذیری ای که عضو پیوند می تواند تامین نماید. در پیوندهای کوتاه، کمانش جان حاکم بر طرح است در حالیکه در پیوندهای بلند کمانش موضعی بال مهم خواهد بود. در یک پیوند کوتاه جان جاری می شود اما بالها ارتجاعی می مانند. پس ظرفیت خمیری یک پیوند کوتاه به لنگری که توسط پیوند حمل می شود بستگی ندارد و بنابراین ظرفیت برشی برابر است با $Q_{CE} = V_n$. یک پیوند بلند با تشکیل یک مفصل خمیری جاری می شود. تاثیر تنشهای برشی بر این جاری شدن آنقدر کوچک است که بر مقاومت پیوند اثری ندارد. در حین جاری شدن پیوند، نیروها شروع به باز توزیع می کنند طوری که در هر دو انتهای پیوند لنگر خمیری کامل مقطع تشکیل می شود. تعادل استاتیکی اقتضا می کند که: $V = \frac{2MP}{e}$. بنابراین، ظرفیت برشی را می توان به طور معادل به صورت: $Q_{CE} = \frac{2MP}{e}$ نشان داد. کوتاهترین طول پیوندی را که می توان یک طول پیوند بلند در نظر گرفت برابر است با: $e = \frac{2.6MP}{V_n}$. پس ظرفیت برشی یک پیوند به این طول برابر $Q_{CE} = 0.77V_n$ می باشد. ظرفیت یک پیوند با طولی بینابین بلند و کوتاه وسط یک درون یابی خطی بین مقادیر حدی پیوندهای کوتاه و بلند بدست می آید و مطابق رابطه (۱۳) برابر است با:

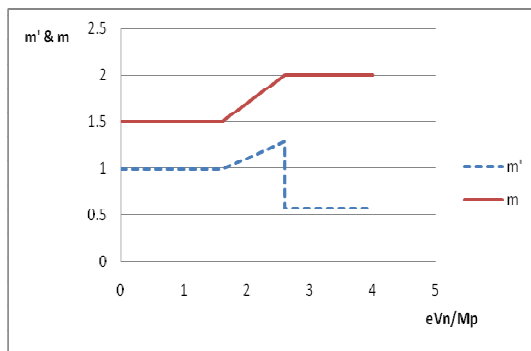
$$Q_{CE} = \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right] V_{CE} \quad (13)$$

که به ازای $1.6 < \frac{e V_n}{M_P} < 2.6$ صادق می باشد.

۶ - تغییرات پارامتر γ در تیر پیوند



شکل (V): نمودار m' در حالت $\beta = 0.3$



شکل (A): نمودار m' در حالت $\beta = 0.4$

۷ - نتیجه گیری

با استفاده از روابط بدست آمده برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل و اعضای کنترل شونده توسط نیرو می توان به نتایج کلی دست یافت و محدوده هایی را که دستورالعمل مقاوم سازی و آیین نامه طراحی تناقض دارند، مشخص نمود. اگر دو سری نمودار برای دو مقدار مشخص از ضریب آگاهی و دو مقدار مشخص از پارامتر SR ترسیم شوند، با توجه به خطی بودن روابط، می توان برای سایر مقادیر ضریب آگاهی و پارامتر SR هم با استفاده از درون یابی خطی، پارامتر m' را بدست آورد. در محدوده هایی که نمودار m' زیر نمودار m برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل و زیر نمودار m برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو قرار دارد، عضو مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی می باشد. با توجه به شکل های (V) و (A) بطور کلی می توان گفت در حالت کنترل شونده توسط خمش یعنی تیر بلند، تیر پیوند بیشتر مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی قرار می گیرد. در

$$\Rightarrow Q_r = 1.33 \times 1.5 A_w F_v = 1.995 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1 \times \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right]$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83 \times \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right]$$

در حالت میانی کنترل شونده توسط برش و خمش، پارامتر γ

به نسبت $\frac{M_{CE}}{V_{CE}}$ بستگی دارد. این پارامتر را برای دو حالت

مرزی این نسبت، یعنی $\frac{e}{1.6}$ و $\frac{e}{2.6}$ بدست می آوریم. e)

طول تیر پیوند می باشد)

$$\frac{M_{CE}}{V_{CE}} = \frac{e}{2.6} \quad -$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.85$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.64$$

$$\frac{M_{CE}}{V_{CE}} = \frac{e}{1.6} \quad -$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83$$

در نمودارهای شکل های (V) و (A) با فرض مقادیر SR و κ برابر یک، α برابر γ ، ساختمان با اهمیت خیلی زیاد و نیز برای دو حالت β برابر 0.3 و β برابر 0.4 تغییرات پارامترهای m و m' با $\frac{e V_n}{M_P}$ ترسیم شده اند. در نقاطی که نمودار m بالاتر از m' قرار داشته باشد تیر پیوند مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی می باشد.



حالت کنترل‌شونده توسط اندرکنش برش و خمش نیز هرچه طول تیر بلندتر باشد تیر بیشتر مورد پذیرش دستورات عمل قرار دارد.

۸- مراجع

1. Building Seismic Safety Council, NEHRP, Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356 & 273, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 1997.
2. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, ICBO, Whittier, Calif, 1997.
3. Chopra Ak. (2001) Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering Methodology, Prentice-Hall: Englewood Cliffs.
4. AISC, 1989a, Specification for Structural Steel Building: Allowable Stress Design and Plastic Design, June 1, 1989, American Institute of Steel Construction.
5. Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th Edition, American Institute of Steel Construction, 1989.
۶. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود"، (نشریه شماره ۳۶۰).
۷. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، ویرایش ۳
۸. وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارد بر ساختمان" (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)، شهریورماه ۱۳۸۵
۹. وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی" (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان)، شهریورماه ۱۳۸۵
۱۰. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود" (ویرایش اول).
۱۱. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، "راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (ساختمانهای فولادی)" (نشریه شماره ۱-۳۶۳).
۱۲. اصل حمدالله نیا، مجتبی، "آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی AISC2005"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶

۱۳. قربانی، لاجوردی، داوودنبی، "آیین‌نامه ACI 318-08 طراحی سازه‌های بتنی و تفسیر"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶.
۱۴. جیمز آندرسن ... [و دیگران]، ویراستار مولف فرزاد نعیم، ترجمه علی شریفی و رسول میرقادر، "طراحی سازه‌های ضد زلزله"، مرکز نشر دانشگاهی، تهران، ۱۳۸۰.
۱۵. بدیعی، مجید، "تئوری مقدماتی سازه‌ها"، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ۱۳۸۳.
۱۶. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد اول"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۴.
۱۷. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد دوم"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۴.
۱۸. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد سوم"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۵.
۱۹. باجی، حسن، "محاسبات پروژه‌های ساختمانی با استفاده از SAFE و ETABS"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶
۲۰. جلیلی، محمدهادی، "بررسی روش پارامتری مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی"، پایان‌نامه کارشناسی‌ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۳)
۲۱. ایبانه، عبدالله، "مقایسه تطبیقی آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۲).
۲۲. فخری، ثریا، "مقایسه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم‌سازی قابهای ساده مهاربندی شده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۹).



بررسی خرابی پیشرونده در سازه های فولادی با قاب خمشی

عبدالرحیم جلالی^۱، علی حدیدی^۲، یاشاریتربی نیا^۳

چکیده

سازه های فولادی با سیستم قاب خمشی جزء سازه هایی هستند که در مناطق لرزه خیز کاربرد زیادی دارند. برای طراحی این نوع سازه ها در برابر نیروهای لرزه ای آیین نامه ها ضوابط متعددی را پیشنهاد می کنند ولی در این نوع آیین نامه ها اشاره ای به طراحی این سازه ها در برابر بارهای غیر عادی مانند اثرات ناشی از ضربه اتومبیل، هواپیما، انفجار بمب و مسایل نظیر اینها نشده است. بنابراین با توجه به کاربرد زیاد این سازه ها نیاز به بررسی آنها در برابر خرابی پیشرونده ضروری به نظر می رسد. این مقاله به بررسی رفتار سازه های فولادی با قاب خمشی در برابر خرابی پیشرونده می پردازد. این سازه ها مطابق ضوابط لرزه ای آیین نامه UBC94 تحلیل و سپس براساس آیین نامه فولاد UBC97-ASD طراحی شده اند. مدل های مورد استفاده دارای ۳، ۵، ۸ و ۱۵ طبقه بوده که بطور سه بعدی و با در نظر گرفتن اثر کف بتنی و همچنین با در نظر گرفتن مشارکت سایر اعضا، در تعیین رفتار سازه مورد بررسی قرار گرفته اند. تحلیل این سازه ها در برابر خرابی پیشرونده با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی مدلها صورت می پذیرد. روش تحلیلی مورد استفاده ابتدا با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده بطوریکه فرضیات استفاده شده در مدل تحلیلی مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. برای این سازه ها تاثیر ارتفاع، تاثیر طول دهانه، تاثیر محل ستونی که دچار خرابی می شود بر روی تغییر مکان قائم گره بالای ستون خراب شده، بر روی نیروی محوری سایر تیرها و ستونهای مرتبط با عضو خراب شده و بر روی مقدار لنگر خمشی انتهای دور و نزدیک تیر متصل به ستون خراب شده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده - رفتار غیرخطی مصالح - رفتار غیر خطی هندسی - روش تحلیل Dynamic Explicit

Investigation of the progressive collapse of steel moment resistant frame structures

A.Jalali, A.Hadidi, Y.Yasrebi Nia

ABSTRACT

Steel moment resistant frame structures are mainly used in seismic regions. The codes and standards suggest different rules to design these kinds of structures against seismic forces, but these codes don't take into account effect of other extreme events such as impact of explosion, car, airplane, and etc. with pays attention to more applicability of steel moment resisting structures, studying them against progressive collapse seems necessary. This paper studies the behavior of steel moment resistant frame structures against progressive collapse which has been analyzed by UBC94 seismic codes and has been designed by steel design code UBC97-ASD. 3d-frame structures were used in this paper. They have 3, 5, 8, 15 stories with three types of symmetric plan. Effect of slab and contribution of other elements such as adjacent beams and columns in determining the behavior of structure were investigated. The models also incorporate non-linear material characteristics and non-linear geometric behavior. At first, the applied analytical procedure is compared with test results such that the hypotheses used in the analytic models have a good agreement with the test results on these structures. Aims of this article are consideration the effect of height, Span length, place of collapsing column on vertical displacement of the node on top of the removed column and upon internal forces of adjacent beams and columns.

Key Word

Progressive Collapse-Material Nonlinearity-Geometric Nonlinearity-Explicit Dynamic Analysis

۱. استادیار گروه عمران، دانشگاه تبریز، jalali@tabrizu.ac.ir
۲. استادیار گروه عمران، دانشگاه تبریز، a_hadidi@tabrizu.ac.ir
۳. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تبریز، yasrobinia@tabrizu.ac.ir



کلمه خرابی پیش رونده^۱ برای شرح و توضیح یک خرابی موضعی اولیه در یک وضعیت مشابه به حالت زنجیروار به کار می رود که منجر به خرابی جزئی یا کلی یک سازه می گردد. از خصوصیات اصلی و بارز خرابی پیش رونده این است که خرابی حالت نهایی یک سازه بطور نامتناسبی بزرگتر از خرابی اولیه می باشد. خرابی پیش رونده بصورت گسترش یک خرابی موضعی از یک عضو به عضو دیگر بیان می گردد که در نهایت منجر به خرابی کلی سازه و یا خرابی نامتناسب قسمت بزرگی از آن می شود [۱]. بنابراین خرابی پیشرونده یک نوع خرابی افزایشی^۲ می باشد که خرابی نهایی هیچگونه تناسبی با عامل اولیه خرابی ندارد و به خرابی نامتناسب نیز معروف است. تحلیل خرابی پیش رونده برای ارزیابی عملکرد یک سازه در نتیجه حذف ناگهانی یک ستون یا ستون های بیشتر مورد استفاده قرار می گیرد. ساختمان آسیب دیده بایستی قادر به تحمل بارهای ثقلی بوده و همچنین پایداری جانبی را نیز تامین کند. حذف ناگهانی یک ستون یا یک دیوار در یک میلی ثانیه اتفاق می افتد و ساختمان به طور دینامیکی تغییر شکل می دهد و پس از چند ثانیه به تغییر شکل ماکزیمم خود می رسد. تحلیل خرابی پیش رونده در مرحله دوم مورد توجه می باشد. ارزیابی عملکرد می تواند بر اساس تحلیل خطی سازه و بارهای استاتیکی صورت گیرد اما تحلیل دینامیکی غیر خطی خیلی مناسب تر می باشد. مهندسين در استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی برای طراحی لرزه ای ساختمان ها پیشرفت کرده اند ولی به این نتیجه رسیده اند که تحلیل خرابی پیش رونده به مهارت های تازه ای نیاز دارد. برای انجام تحلیل های لرزه ای بارهای زلزله به طور عمده افقی می باشند و این امر استفاده از یک مدل ساده برای سقف را ممکن می سازد. در حالی که نیروهای مربوط به خرابی پیشرونده اساساً به صورت قائم می باشند و سیستم سقف بایستی با جزئیات

بیشتری مدل سازی شود. تا به امروز، سازه های ساختمانی برای بارهای عادی مانند وزن خود سازه، بارهای مربوط به وسایل و تجهیزات خانه و نیروهای مربوط به زلزله طراحی شده اند. در سال ۱۹۶۸ انفجار گاز در طبقه ۱۸ و گوشه ساختمان Ronan point در انگلستان، باعث خرابی دیوار حمل آن قسمت شد. با اینکه تمام ساختمان دچار خرابی نشد ولی هیچگونه تناسبی مابین میزان خرابی اولیه و نهایی وجود نداشت. در ۱۱ سپتامبر سال ۲۰۰۱ خرابی کلی برجهای دوقلو WTC^۳ در نیویورک جدی بودن مساله خرابی پیشرونده را شدت بخشید. آیین نامه ACI 318 یکپارچه بودن سازه را الزامی می داند تا خرابی موضعی باعث بروز خرابی کلی در سازه نشود [۲]. در آیین نامه ASCE 2010 یک روش طراحی و ترکیبات بارگذاری پیشنهاد شده است و همچنین به یکپارچگی سازه نیز اشاره کرده است [۱]. همچنین دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2009 تمهیداتی را برای طراحی سازه ها در برابر خرابی پیشرونده ارائه کرده اند. در این دستورالعمل ها برای ارزیابی خرابی پیشرونده روش تحلیل مسیر جایگزین (APM)^۴ پیشنهاد شده است. در این روش سازه طوری طراحی می شود که اگر به هر دلیلی یکی از اعضایی که بارهای ثقلی را تحمل می کند خراب شده باشد، مسیرهای جایگزینی برای انتقال نیرو به سایر قسمت های آسیب ندیده وجود داشته باشد تا از خرابی کلی سازه جلوگیری کنند [۳،۴]. در روش مسیر جایگزین روش های تحلیلی پیشنهاد شده عبارتند از تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی. در تحلیل های خطی مدلسازی ساده بوده و انجام تحلیلها در مقایسه با روشهای غیر خطی راحتتر می باشد. برای جلوگیری از خرابی پیشرونده، سیستم های سازه ای بایستی مقاومت، شکل پذیری و همچنین انسجام کافی را داشته باشند. در سازه های فولادی با قاب خمشی جزئیات و نحوه اجراء اتصالات دارای اهمیت زیادی در رفتار سازه می باشند، بدلیل اینکه عملکرد این نوع سیستمها بطور

۱- World Trade Center
4-Alternate Path Method

1-Progressive Collapse
2- Incremental



عمده وابسته به رفتار و مقاومت اتصالات است. مقاومت اتصالات در اثر خرابی یک عضو ستون که باعث بوجود آمدن نیروی کششی در تیر و ایجاد اندر کنش نیروی محوری- لنگر خمشی در تیر می شود بطور کامل بررسی نشده است و بررسی عملکرد آنها در برابر خرابی پیشرونده الزامیست. با وجود آیین نامه های مربوط به خرابی پیشرونده که در بالا ذکر شد کمبودها و نقصهایی توسط محققین بیان شده است. همچنین بررسی رفتار سازه های بلند مرتبه و بررسی رفتار تحلیلی یک سازه واقعی به علت پیچیدگی مدل سازی و پیچیدگی رفتار غیر خطی سازه کمتر توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است. انجام آزمایشات تمام مقیاس در بررسی رفتار سازه ها در اثر خرابی پیشرونده بعلاوه هزینه بالایی که دارد تقریباً امکان ناپذیر است. مرجانشویلی و همکاران [۵] ساختمانهایی را در برابر خرابی پیشرونده بررسی کردند و برای این منظور دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2005 را مورد استفاده قرار دادند. این تحقیق در مورد مزایا و معایب هر یک از روندهای محاسباتی برای تحلیل خرابی پیشرونده در سازه ها اطلاعاتی ارائه کرد و نشان داد با وجود اینکه هر یک از روشها به خودی خود دارای مزایایی هستند تحلیل های استاتیکی و دینامیکی بایستی با هم ترکیب شده و نتایج خوبی از تحلیل خرابی پیش رونده بدست آید. بطوریکه ابتدا پاسخ سازه با یک تحلیل ساده بدست آمده و سپس تا جایی که لازم است با اضافه کردن روشهای پیچیده به بررسی خرابی پیشرونده پرداخته شود. نتایج نشان داد که روندهای تحلیل در دستورالعملها ممکن است مناسب یا نامناسب نیز باشد. گراهام پاول و همکاران [۶] روش استاتیکی خطی و استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی را مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که ضریب ضربه ۲ که برای تحلیل استاتیکی در نظر گرفته شده نتایج خیلی محافظه کارانه ای می دهد. آنها بکارگیری تحلیل های دینامیکی را بسیار مفید بیان کردند.

کاپیل خاندلوال و همکاران [۷] تحلیل خرابی پیشرونده ی ساختمان های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه طراحی

شده در برابر زلزله را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مدلسازی دلالت بر آن داشت که در سیستم هائی که قابهای محیطی برای نیروهای زلزله طراحی می شوند، مقاومت کافی در برابر بارهای غیرعادی که باعث حذف یکی از ستونهای سیستم بار بر بارهای ثقلی می شود ندارند. با اینکه این نوع سیستم ها در برابر بارهای زلزله مقاومت خوبی دارند ولی در برابر بارهای غیر عادی آسیب پذیر هستند. رولیو و همکاران [۸] نشان دادند که خرابی پیشرونده سازه آسیب دیده یک روند دینامیکی پیچیده است. بنابراین استفاده از روش استاتیکی برای نشان دادن عملکرد سازه مناسب نخواهد بود. مطالعات عددی دینامیکی غیرخطی نشان داد که سختی گرهی و زمان حذف ستون فاکتورهای هستند که در پاسخ سازه موثر می باشند. برای سازه های با سیستم ساده معمولی مقدار نیروهای بهم پیوستگی تولید شده در اثر حذف یک ستون بیشتر از مقدار تعیین شده توسط آیین نامه ها می باشد. با یک روش ترکیبی، نیروهای بهم پیوستگی و عمل ویراندل قابها را با هم ترکیب کرده و عملکرد سازه آسیب دیده را بهبود بخشیدند. تحلیلهای انجام یافته نشان داد که ضرایب تشدید دینامیکی بر رفتار سازه موثر می باشد و این تاثیر نیاز به بررسی های بیشتری دارد. کاپیل خاندلوال و همکاران [۹] در مطالعه ای شکل پذیری و توانایی مقابله اتصالات قابهای خمشی فولادی ویژه که برای زلزله طراحی شده بودند را در برابر عمل زنجیرگونه نشان دادند. نتایج همچنین نشان داد که شکل پذیری اتصالات به طور معکوس با افزایش عمق تیر و افزایش نسبت تنش جاری شدن به مقاومت نهایی تغییر می کند. بر اساس این نتایج طراحان بایستی برای استفاده از تعداد زیادی از تیرهای با مقاطع کوچکتر به جای استفاده از تعداد اعضای کم با مقاطع بزرگتر که معمولاً در ساخت سازه های مقاوم لرزه ای رایج است کوشش کنند. مرجانشویلی و همکاران [۱۰] چهار روش مورد استفاده برای تحلیل در برابر خرابی پیشرونده را که شامل تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی بود را بر

روی یک سازه ۹ طبقه فلزی با قاب خمشی مقایسه کردند. این مطالعه نشان داد که تحلیل دینامیکی نه تنها منجر به نتایج درست و صحیحی می شود بلکه برای تعیین و بررسی خرابی پیشرونده یک روش مناسب و ساده ای می باشد. بعلاوه این مطالعه نشان داد که معیارهای حداکثری که دستورالعمل GSA2003 برای نتایج حاصل از تحلیل های خطی برای مقابله با خرابی پیشرونده در نظر گرفته غیر محافظه کارانه می باشد به این معنی که سازه طراحی شده توسط GSA2003 بر اساس معیارهای تحلیل خطی هرگاه با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی بررسی می شود از شرایط و معیارهای حداکثر مربوط به شکل پذیری و مقدار دوران اتصالات تجاوز می کند. آنها در این مطالعه پیشنهاد کردند که روش به کار رفته بایستی در عین حال که دارای دقت کافی می باشد، راحت نیز باشد. جینکو کیم و همکاران [۱۱] به بررسی اثر زنجیرگونه بر روی ظرفیت خرابی پیشرونده سازه های فولادی قاب خمشی پرداختند. تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه های ۳ و ۶ طبقه دارای بادبند و بدون بادبند براساس روش مسیر جایگزین پیشنهاد شده توسط GSA2003 انجام گرفت. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی push-down مشارکت عمل زنجیرگونه در مقاومت در برابر خرابی پیشرونده سازه ها با افزایش تعداد دهانه ها افزایش می یابد. همچنین تاثیر عمل زنجیرگونه در سازه های بادبندی شده بطور اساسی افزایش می یابد، چرا که حرکت محل اتصال تیر ستونها تا زمانیکه ظرفیت کششی تیرهای واقع در دو طرف ستون حذف شده به مقدار ماکزیمم خود برسد محدود شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که تغییر مکان ماکزیممی که از حذف ناگهانی ستون بوجود می آید، وقتی که عمل زنجیرگونه در نظر گرفته می شود کاهش می یابد. جینکو کیم و همکاران [۱۲] دو نوع قاب خمشی را در برابر خرابی پیشرونده مورد مطالعه قرار دادند. یکی به صورت سیستم مقاوم در برابر بارهای ثقلی (GLRS)^۱ به طوری

که مقابله در برابر بارهای ثقلی توسط قاب و مقابله در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای برشی صورت می گرفت. دیگری دارای سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی (LLRS)^۲ به طوری که در این سیستم قاب خمشی فولادی هم برای مقابله با بارهای جانبی و هم برای مقابله با بارهای ثقلی طراحی می گردد. این بررسی نشان داد در سیستمهای قاب خمشی که هم بارهای ثقلی و هم بارهای جانبی را تحمل می کنند احتمال وقوع خرابی پایین تر می باشد. خرابی پیش رونده در صورت انهدام ستون گوشه با شدت بیشتری اتفاق می افتد و همچنین نشان دادند که با افزایش تعداد طبقات پتانسیل و استعداد سازه برای وقوع خرابی پیش رونده کاهش می یابد. جینکو کیم و همکاران [۱۳] به بررسی ظرفیت سازه های پیچشی و همچنین سازه های کج شده (دارای انحراف نسبت به محور قائم) در برابر خرابی پیشرونده پرداخته اند. برای مطالعه یک ساختمان ۳۰ طبقه فلزی کج شده دارای مهاربند فولادی و یک ساختمان ۳۰ طبقه فلزی با هسته بتنی که پلان آن بصورت پیچشی از پایین به بالا تغییر می کند انتخاب شده است. برای بررسی این سازه ها از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی استفاده شده است که ظرفیت این سازه ها در برابر خرابی پیشرونده با ظرفیت سازه های دارای پلان و حالت معمولی مقایسه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده ظرفیت سازه کج شده در برابر خرابی پیشرونده وابسته به محل ستونی دارد که دچار خرابی می شود. در صورتیکه در سازه کج شده خرابی ستون از قسمت گوشه ساختمان اتفاق بیفتد پتانسیل خرابی بیشتر خواهد بود. برای سازه دارای پیچش در پلان نیز همین شرایط بدست آمده است. همچنین نتایج نشان می داد که ظرفیت سازه دارای پیچش در پلان و سازه کج شده تفاوت زیادی با ظرفیت سازه های مشابه معمولی ندارد.

۲- مدل‌های تحلیلی مورد استفاده

ین گزارش به بررسی رفتار سازه های فولادی با قاب خمشی در برابر خرابی پیشرونده می پردازد. این سازه ها

۱ - Gravity Load Resistant System

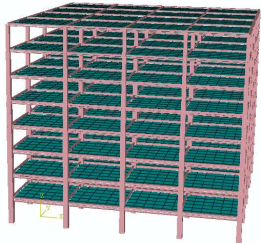
۲ - Lateral Load Resistant System



توسط آیین نامه لرزه ای UBC94 تحلیل و سپس براساس آیین نامه فولاد UBC97 و روش ASD طراحی شده اند [۱۵،۱۴]. تحلیل و طراحی مدلها بصورت سه بعدی و توسط نرم افزار SAP2000 انجام گرفته است [۱۶]. مدلها دارای 3,5,8,15 طبقه بوده و برای آنها سه پلان متقارن مطابق شکل (۱) با دهانه های ۴، ۶ و ۷/۵۰ متری در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲۰ متر می باشد. سیستم مقاوم سازه ای در برابر بارهای جانبی سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط است بطوریکه تمام اتصالات تیرها به ستونها گیردار بوده و تیرها لنگر خمشی و نیروی برشی به ستونها منتقل می کنند.



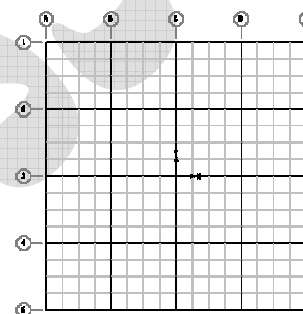
شکل (۳): ساختمان ۵ طبقه فولادی



شکل (۴): ساختمان ۸ طبقه فولادی

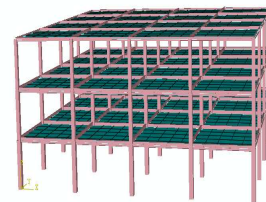


شکل (۵): ساختمان ۱۵ طبقه فولادی



شکل (۱): پلان طبقات همراه با دال بتنی

این سازه ها بطور سه بعدی مطابق شکل های ۲ تا ۵ با در نظر گرفتن اثر کف بتنی صلب و همچنین با در نظر گرفتن مشارکت سایر اعضا، در تعیین رفتار سازه مورد بررسی قرار گرفته اند. ستونها شامل مقاطع Box بوده و از ورق ساخته شده اند و تیرها از مقاطع استاندارد HEA و IPE طراحی شده اند. کف شامل دال بتنی می باشد که در دو لایه توسط آرماتور مش بندی شده است.



شکل (۲): ساختمان ۳ طبقه فولادی

۳- روش المان محدود

برای بررسی دقیق رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده مدلسازی سه بعدی المان محدود بسیار مفید و موثر می باشد. بدین منظور استفاده از نرم افزارهای المان محدود مانند ABAQUS مناسب خواهد بود. برای مدلسازی یک سازه سه بعدی که دارای تعداد اعضاء زیادی بوده و دارای پیچیدگی های مخصوصی در مدلسازی می باشد، استفاده از مدل های المان محدود مفید و کارآمد خواهد بود [۱۷].

۴- المانهای مورد استفاده برای مدلسازی المان محدود

۱- برای مدلسازی تیرها و ستونها از مدل Timoshenko Beam (B32) که دارای مشخصات ویژه ای هستند استفاده شده است. از فرضیات مورد استفاده در این نوع تیر این است که مقطع بعد از تغییر شکل عمود بر میانتر باقی نمی ماند. این مدل برای در نظر گرفتن کرنشهای بزرگ در طول المان و در نظر گرفتن تغییر شکلهای برشی در تیرها مناسب می باشد. برای مشخص

شدن پاسخ عضو تنش های ایجاد شده در سطح مقطع المان در هر گام زمانی در حین روند تحلیل بطور عددی انتگرال گیری می شود. بطوریکه رفتار الاستوپلاستیک کامل مقطع در هر نقطه انتگرال گیری در طول عضو مشخص می شود. برای مدلسازی دال بتی مورد استفاده در سازه ها از المان Shell از نوع S4R استفاده شده است. این یک المان چهار گرهی با خصوصیات خمشی و غشائی است که برای هر نوع بارگذاری دارای دقت مناسبی بوده و در مدلسازی صفحات نازک و ضخیم بکار می رود. برای اتصال کف بتنی به سازه فولادی از روش Node to surface constraint استفاده شده است [۱۷]. برای مدلسازی یک دال بتنی با رفتار خمشی به منظور انتقال بارهای روی دال به تیرها و همچنین انتقال لنگر مناسب می باشد. دالهای بتنی بصورت Homogeneous continuum shell مدلسازی شده اند در این مدل قابلیت تعریف آرماتورها بصورت لایه هایی با فواصل مشخص از محور میانی دال و همچنین مساحت خود آرماتور و فواصل آکس تا آکس میلگرد ها از یکدیگر وجود دارد. آرماتورهای مربوط به مسلح بودن دال بتنی در دو لایه بصورت مش با تعریف سطح مقطع و فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها از همدیگر و همچنین فاصله مرکز آرماتورها از صفحه مرکزی دال بتنی مدلسازی می شود.

۵- روش تحلیل

روش مورد استفاده در تحلیل سازه های مورد نظر روش Dynamic Explicit می باشد. این روش برای تحلیل مدل های با تعداد اعضا زیاد که دارای خواص غیر خطی مصالح و تغییر شکل های بزرگ هستند کاربرد مناسبی دارد. این روش برای تحلیل پاسخ سازه در برابر ضربه و یا تغییرات ناگهانی که در یک مدت زمان کوتاه اتفاق می افتد مناسب است. در این روش برای حل معادلات دینامیکی از روش انتگرال گیری به روش تفاضلات مرکزی استفاده می شود. این روش در هر گام زمانی برای حل معادلات دینامیکی بسیار ساده تر از روش های دیگر عمل می کند

چراکه در این روش نیازی به معکوس کردن ماتریس سختی در هر گام زمانی نمی باشد.

۶- مدل مصالح فولادی

مدل مورد استفاده شامل رفتار غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی می باشد. رفتار مصالح فولادی بکاررفته در سازه بصورت رفتار واقعی تنش - کرنش فولاد می باشد و بصورت کامل در مدل در نظر گرفته شده است. فولاد بکار رفته از نوع فولاد A572, grade 60 می باشد. رفتار تنش - کرنش فولاد بصورت غیر خطی برای مدلسازی رفتار واقعی اعضاء تیر و ستون در سازه در نظر گرفته شده است. آرماتورهای مورد استفاده در داخل بتن مسلح سقف از نوع فولاد AIII با $F_y=4000 \text{ Kg/cm}^2$ و $F_u=6000 \text{ Kg/cm}^2$ می باشد. برای آرماتورهای داخل بتن رفتار غیرخطی واقعی تنش - کرنش فولاد در مدلسازی در نظر گرفته شده است.

۷- مدل مصالح بتنی

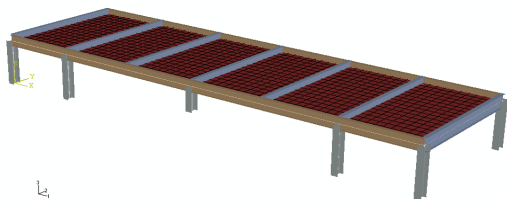
برای مدلسازی بتن در سقف از رفتار خرابی پلاستیک بتن^۱ استفاده شده است. بطوریکه در این مدلسازی رفتار تنش - کرنش واقعی بتن در فشار و کشش در نظر گرفته شده است. در اثر تغییر شکلهای بزرگ نیروی کششی در بتن ایجاد می شود که این نیروی کششی باعث ایجاد ترک در بتن شده و در نتیجه نیروی کششی موجود توسط آرماتورهای موجود در سقف تحمل می شود. تنش فشاری بتن برابر 330 kg/cm^2 و تنش کششی بتن برابر 5.4% تنش فشاری در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته بتن مصرفی برابر $2.648 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ می باشد.

۸- بررسی یک مدل آزمایشگاهی با استفاده از مدل

المان محدود

برای اثبات صحت مدل های المان محدود پیشنهادی در این تحقیق یک مدل آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. یک سری آزمایشات تمام مقیاسی توسط آقای پروفیسر آستانه اصل و همکاران در دانشگاه برکلی آمریکا برای مطالعه خرابی پیشرونده در سازه های فولادی متعارف انجام گرفته است. این نمونه آزمایشگاهی یک سازه

المان محدود برای بررسی رفتار سازه ها یک گزینه مناسب هم از نظر زمانی و هم از نظر هزینه های مربوطه می باشد. اگر بتوان یک مدل المان محدود را بر اساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره کرده و از صحت نتایج حاصل از روش المان محدود بر اساس نوع المانها و فرضیاتی که در مدلسازی و روش تحلیل به کار گرفته شده اطمینان حاصل کرد، می توان دسته های وسیعی از مدلها را برای بررسی رفتار سازه بر اساس پارامترهای متعدد انتخاب کرد.



شکل (۷): مدل المان محدود

در این مدلسازی مطابق شکل (۷) از نرم افزار المان محدود ABAQUS استفاده شده است. تیرها و ستونها از المان Beam(B32) که یک المان سه گرهی با معادلات درجه ۲ می باشد مدلسازی شده است. اتصالات تیر به ستون بصورت مفصلی بوده که از روش Coupling-Distribute با مقید کردن سه جهت انتقالی در راستای X,Y,Z و باز کردن دورانها در نظر گرفته شده است. پای ستونها مطابق نمونه واقعی آزمایشگاهی گیردار مدلسازی شده است. دال بتنی به ضخامت متوسط ۴ اینچ با المان Shell (S4R) مدلسازی شده که مشخصات بتن و آرماتورهای مصرفی مطابق شرایط آزمایش می باشد. آرماتورهای موجود در دال بتنی از مدل Rebar موجود در برنامه استفاده شده است که در فواصل مشخص از تار ختنی قرار داده می شوند. بتن بر اساس Concrete Damage Plasticity در مدلسازی در نظر گرفته شده و رفتار غیر خطی و پلاستیک بتن در این حالت مد نظر قرار گرفته شده است. مشخصات فولاد مصرفی در تیرها و ستونها برای مدلسازی مشابه مشخصات فولاد St37 می باشد که در آزمایش به کار رفته است. برای انجام تحلیل و بدست آوردن رابطه نیرو-تغییر مکان از روش تحلیل Dynamic Explicit استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل در اثر

فولادی یک طبقه می باشد [۱۸]. در این سازه اتصالات تیر به ستون مفصلی بوده و سقف بصورت سقف مرکب شامل دال بتنی و یک ورق فلزی در زیر بتن سقف به همراه تیرهای فلزی فرعی می باشد. در این نمونه آزمایشی مقاومت سازه در برابر خرابی یکی از ستونهای آن بیشتر توسط عمل مرکب تیرها و دال بتنی سقف صورت می گیرد. طول و عرض این سازه به ترتیب برابر ۶۰ و ۲۰ فوت و ضخامت سقف در بیشترین قسمت برابر ۶/۵ اینچ و ارتفاع روی سقف بتنی این سازه تا سطح آزمایشگاه برابر ۶۹ اینچ میباشد. مقاطع تیرها از پروفیلهای W18x35 و W21x44 و مقاطع ستونها از پروفیل W14x61 می باشد. تمامی مقاطع تیرها و ستونها و صفحات اتصال تیر به ستون از فولاد نوع St37 می باشد. بتن مورد استفاده در دال بتنی سقف از نوع بتن 4000psi(28MPa) می باشد. هدف از این آزمایش بررسی کارکرد و رفتار یک سازه متعارف فولادی در برابر خرابی یکی از ستونها می باشد.



شکل (۶): مدل آزمایشگاهی ساخته شده توسط پروفسر

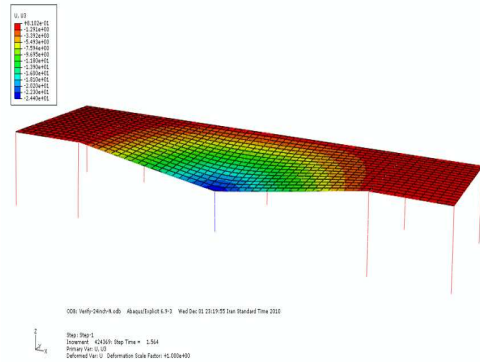
آستانه و همکاران

این آزمایش در ساعت سه و پانزده دقیقه بعد از ظهر و در تاریخ 14june سال ۲۰۰۱ انجام گرفته است که به آزمایش 2C معروف است. در این آزمایش ستون میانی به اندازه ۲۴ اینچ به طرف پایین حرکت داده می شود و در اثر این حرکت وقتی تغییر مکان به مقدار ۱۹ اینچ رسید اتصالات تیر به ستون دچار خرابی می گردد. در نهایت وقتی که تغییر مکان به مقدار ۲۴ اینچ رسید نیرو به ۶۲/۸ کیلو پوند رسیده و سازه دچار خرابی گردید.

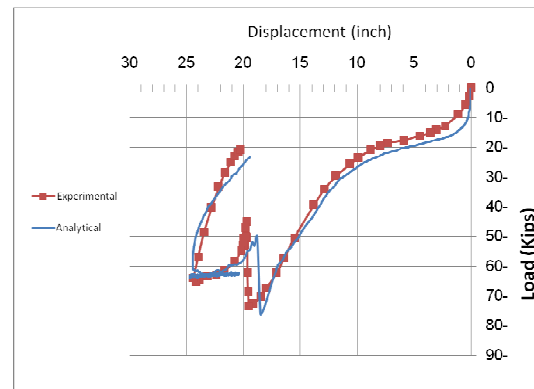
۹- مدل المان محدود مورد استفاده

ساختن مدلها برای آزمایشگاهی بزرگ برای بررسی رفتار سازه ها در اثر خرابی پیشرونده امری بسیار دشوار است. مدلها

خرابی ستون میانی مطابق شکل (۸) می باشد. این روش برای تحلیل سازه هایی که دچار تغییر شکل های بزرگ می شوند روش مناسبی است. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود مطابقت خوبی با نتایج حاصل از آزمایش نشان می دهد که نتایج در شکل (۹) آمده است.



شکل (۸): تغییر شکل حاصل از خرابی ستون



شکل (۹): دیاگرام نیرو-تغییر مکان قائم

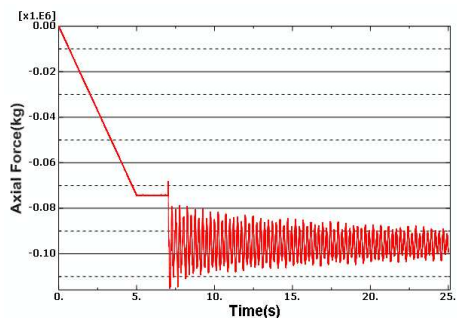
۱۰- روند تحلیل سازه ها برای مدلسازی خرابی پیشرونده برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده دو دستورالعمل GSA2003 و DOD2009 وجود دارد که به پیشنهاد این دو آیین نامه، بارگذاری مربوط به تحلیل های دینامیکی برای بررسی رفتار سازه در برابر این نوع خرابی عبارت است از ترکیب بار مرده بعلاوه ۰/۲۵ بار زنده بطوریکه اثر ضربه در تحلیل در نظر گرفته شود. برای بررسی اثر دینامیکی در این نوع رفتار از تحلیل های دینامیکی غیر خطی صریح^۱ استفاده شده است. به دلیل اینکه رفتار سازه بعد از خرابی ستون وارد تغییر شکلهای بزرگ می شود از رفتار غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی استفاده شده است. در این تحقیق روش APM یا

روش مسیرهای جایگزین که توسط DOD 2009 و 2003 GSA پیشنهاد شده برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده بکار گرفته شده است. این روش به بررسی رفتار سازه بعد از حذف ستون در سازه می پردازد بطوریکه این ستون می تواند در اثر یک حادثه غیر از شرایطی که در طراحی این سازه در نظر گرفته شده اتفاق بیفتد. وقتی این روش همراه یک تحلیل دینامیکی غیر خطی بکار رود بعنوان یک روش مناسب برای تحلیل و طراحی یک سازه در برابر خرابی پیشرونده خواهد بود. حذف ناگهانی ستون از سازه بایستی با در نظر گرفتن رفتار ضربه ای و دینامیکی باشد. برای بررسی و تحلیل سازه بهتر است از یک تحلیل دینامیکی استفاده شود. برای بررسی رفتار سازه ها در برابر خرابی پیشرونده بایستی روش APM با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه ها به کار گرفته شود. مدل های سازه ای مورد استفاده بایستی توانایی بکارگیری و تشکیل عمل زنجیرگونه را داشته باشند. در این تحقیق ابتدا سازه ها را برای ترکیب بارهای مرده و زنده تحلیل استاتیکی خطی کرده و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می گردد. سپس در یک مدلسازی و تحلیل دیگری بجای ستون حذف شده نیروی داخلی حاصل از تحلیل قبلی قرار می گیرد. این نیروی داخلی براساس یک الگوی مشخص اعمال می شود بطوریکه تا زمان t_1 تمام نیروهای خارجی و نیروهای داخلی عضو مورد نظر بتدریج به سازه اعمال شده و سپس تا زمان t_2 ثابت نگهداشته می شود. بعد از زمان t_2 نیروی داخلی عضو مورد نظر صفر شده و نیروهای خارجی کماکان به سازه اعمال می گردد. در این بررسی t_1 و t_2 به ترتیب ۵ و ۷ ثانیه در نظر گرفته شده و مدت زمان کل تحلیل برای در نظر گرفتن اثرهای پس از خرابی ستون ۲۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. خرابی ستون طی مدت ۰/۰۱ ثانیه اتفاق می افتد.

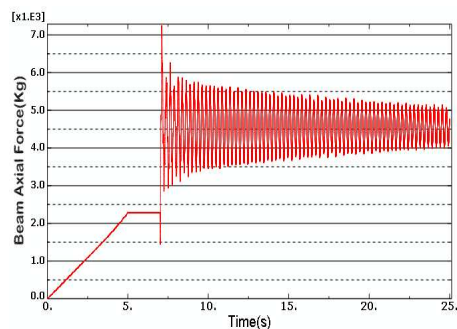
۱۱- بررسی مدلها در اثر خرابی ستون

سازه های ۳، ۵، ۸، ۱۵ طبقه با سه پلان متقارن با دهانه های ۴، ۶ و ۷/۵۰ متری مورد بررسی قرار گرفتند. در این

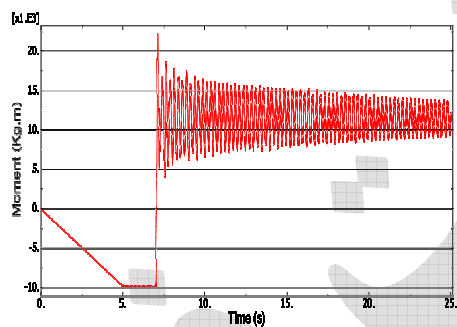




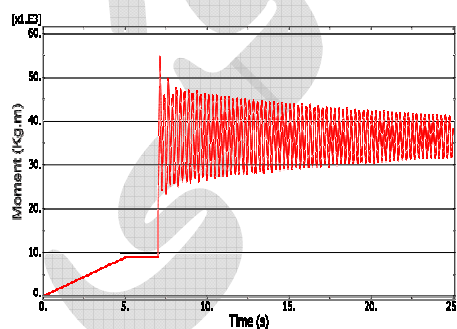
شکل (۱۱): نیروی محوری ستون مجاور ستون خراب شده



شکل (۱۲): نیروی محوری تیر مجاور ستون خراب شده



شکل (۱۳): لنگر خمشی انتهای نزدیک تیر

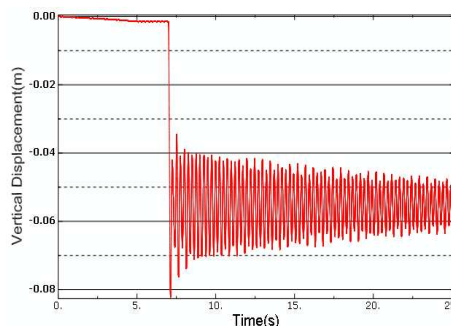


شکل (۱۴): لنگر خمشی انتهای دور تیر

همچنین در اثر خرابی ستون گوشه طبقه اول از این سازه ۳ طبقه تغییر شکل ماندگار حاصل، پس از حذف ستون در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

مدلها به بررسی نتایج مربوط به خرابی یکی از ستونهای واقع در گوشه، کنار، وسط سازه پرداخته شده است. بطوریکه ستون گوشه از طبقه اول حذف شده و نتایج مربوط به این واقعه بر روی تغییر مکان قائم محل اتصال بالای ستون، تغییرات نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای متصل به ستون خراب شده، تغییرات مربوط به نیروی فشاری ستون مجاور ستون خراب شده و تغییرات مربوط به لنگر خمشی ایجاد شده در انتهای دور و نزدیک تیر مجاور ستون خراب شده بررسی شده است. سپس در مدل دیگری ستون گوشه از طبقه آخر حذف شده و نتایج بررسی شده است. این بررسی برای خرابی ستون وسطی از طبقه اول و ستون وسطی از طبقه آخر نیز انجام گرفته است. حذف ستون کناری در این مطالعه تنها برای بررسی تغییر مکان صورت گرفته است. مقایسه نتایج بر اساس حداکثر نیروی تولید شده در نیروی محوری تیرها و بر اساس مقادیر ضرایب افزایش ماکزیمم (مربوط به حداکثر نیروی تولید شده نسبت به نیروی اولیه که قبل از خرابی در عضو وجود داشته است) و همچنین بر اساس ضرایب افزایش ماندگاری (مربوط به نیروی ماندگاری عضو نسبت به نیروی اولیه عضو) انجام شده است.

وقتی ستون گوشه از طبقه اول از ساختمان ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری بطور ناگهانی خراب میشود تغییرات مربوط به تغییر مکان قائم نقطه بالای ستون خراب شده و همچنین تغییرات مربوط به نیروی فشاری موجود در ستون مجاور ستون خراب شده و تغییرات مربوط به نیروی محوری و لنگر خمشی در تیر مجاور ستون خراب شده به عنوان نمونه در شکل های ۱۰ تا ۱۴ نشان داده شده است.



شکل (۱۰): تغییر مکان قائم نقطه بالای ستون خراب شده

حداکثر تغییر مکان برابر ۱۴ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۱/۳۰ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است.

جدول (۳): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

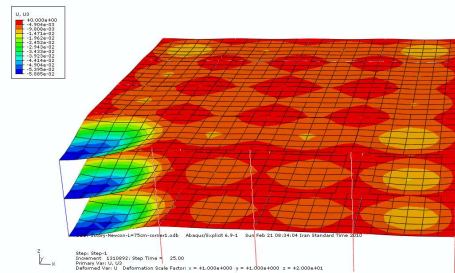
		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	متری ۷/۵۰ دهانه
ستون گوشه	طبقه اول	۲/۵	۳/۱	۵/۷	۸/۳	
	طبقه آخر	۸/۵	۱۲	۱۷/۲	۲۳	
ستون کناری	طبقه اول	۲/۳	۲/۹	۴/۸	۷/۷	
	طبقه آخر	۶	۶/۱	۹/۵	۱۱	
ستون وسطی	طبقه اول	۱/۸	۲/۶	۴/۵	۷	
	طبقه آخر	۵/۱۰	۵/۵	۷/۵	۱۰	

مطابق جدول (۳) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است. حداکثر تغییر مکان برابر ۲۳ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۱/۸ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است. با افزایش طول دهانه تغییر مکان ماکزیمم مربوط به هر یک از نمونه ها افزایش می یابد. تغییر مکان ماکزیمم مربوط به سازه ۳ طبقه از ۳/۷۵ سانتیمتر برای دهانه ۴ متری به مقدار ۲۳ سانتیمتر برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری افزایش یافته است.

جدول (۴): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

			۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۴ متری
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶۲	۱/۶۶	۱/۷۱	۱/۷۶	
		ماندگاری	۱/۳۱	۱/۳۴	۱/۳۵	۱/۳۶	
ستون گوشه	اول	ماکزیمم	۱/۴۰	۱/۵۲	۱/۵۶	۱/۵۷	
		ماندگاری	۱/۲۱	۱/۲۳	۱/۲۹	۱/۳۱	

برای سازه های با دهانه ۴ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۴) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۷۶ و برای ساختمان پنج



شکل (۱۵): تغییر شکل حاصل از خرابی ستون گوشه

جدول (۱): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۴ متری
ستون گوشه	طبقه اول	۱	۱/۲۰	۱/۷۰	۲/۶۰	
	طبقه آخر	۲/۸۰	۳	۳/۵۰	۳/۷۵	
ستون کناری	طبقه اول	۰/۸	۰/۹۵	۱/۴۵	۲/۱۰	
	طبقه آخر	۱/۲	۱/۴۰	۲	۲/۲۰	
ستون وسطی	طبقه اول	۰/۷۲	۰/۸	۱/۳۰	۱/۹۰	
	طبقه آخر	۰/۹۵	۱/۲	۱/۴۵	۲	

مطابق جدول (۱) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است. حداکثر تغییر مکان برابر ۳/۷۵ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون گوشه از طبقه آخر و حداقل آن برابر ۰/۷۲ سانتیمتر مربوط به خرابی ستون وسط از طبقه اول است.

جدول (۲): تغییر مکان ماکزیمم بالای ستون حذف شده

		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	دهانه ۶ متری
ستون گوشه	طبقه اول	۱/۷۰	۱/۸۰	۳/۲۰	۵/۵	
	طبقه آخر	۵/۸۰	۶/۱۰	۱۲	۱۴	
ستون کناری	طبقه اول	۱/۴۰	۱/۶۰	۳	۴/۵۰	
	طبقه آخر	۳/۸۰	۵/۵۰	۸	۸/۵۰	
ستون وسطی	طبقه اول	۱/۳۰	۱/۴	۲/۷۰	۳/۸۰	
	طبقه آخر	۳	۳/۵۰	۵	۶	

مطابق جدول (۲) نتایج نشان می دهد که تغییر مکان حاصل از حذف ستون گوشه بیشتر از سایر قسمتها بوده و با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان کاهش می یابد. تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه آخر همواره بیشتر از تغییر مکان حاصل از خرابی ستون در طبقه اول است.



طبقه برابر ۱/۷۱ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۶۶ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۶۱ می باشد.

جدول (۵): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶۱	۱/۶۶	۱/۶۸	۱/۶۸
ستون گوشه	آخر	ماندگاری	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۴	۱/۵۵	۱/۵۶	۱/۵۶
ستون وسطی	آخر	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۸	۱/۲۸	۱/۲۸

برای سازه های با دهانه ۶ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۷) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۶۰ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۹ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۸۶ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۸ می باشد.

جدول (۸): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۷	۱/۵۵	۱/۵۴	۱/۵۱
ستون گوشه	آخر	ماندگاری	۱/۲۱	۱/۲	۱/۲	۱/۲
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۵۲	۱/۵۱	۱/۵	۱/۴۹
ستون وسطی	آخر	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۷	۱/۲۷	۱/۲۶

برای سازه های با دهانه ۴ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۵) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۶۱ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۶۶ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۶۸ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۶۸ می باشد.

جدول (۶): ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۳۰	۱/۲۷	۱/۲۴	۱/۲۳
	طبقه آخر	۱/۲۴	۱/۲۸	۱/۲۹	۱/۲۹
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۱۹	۱/۲	۱/۲۳	۱/۱۶
	طبقه آخر	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۱

برای سازه های با دهانه ۶ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۸) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۷ و برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۵ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۴ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.

جدول (۶) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۸ و ۱/۳۰ است.

جدول (۹): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون	طبقه اول	۱/۲۳	۱/۲۳	۱/۲۴	۱/۲۴
گوشه	طبقه آخر	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۸	۱/۲۵
حذف ستون	طبقه اول	۱/۲۶	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲۷
وسطی	طبقه آخر	۱/۱۹	۱/۱۸	۱/۱۸	۱/۱۸

جدول (۷): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶	۱/۵۹	۱/۵۸۶	۱/۵۸
ستون گوشه	اول	ماندگاری	۱/۳	۱/۲۹	۱/۲۷	۱/۲۷
ستون مجاور	طبقه	ماکزیمم	۱/۶	۱/۵۷	۱/۵۶	۱/۵۶
ستون وسطی	اول	ماندگاری	۱/۲۷	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲۲



جدول (۱۲): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری					
ضریب دینامیکی		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۲	۱/۱۹	۱/۱۸	۱/۱۶
	طبقه آخر	۱/۲۰	۱/۱۹	۱/۲۰	۱/۱۷
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۱۹	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۲۲
	طبقه آخر	۱/۲۲	۱/۲۳	۱/۲۲	۱/۲۲

جدول (۱۲) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۶ و ۱/۲۳ است.

جدول (۱۳): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۴ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
نیروی حاصل از حذف ستون وسطی (ton)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۱۷	۰/۴	۰/۷۵	۱/۳	
		بعد	ماکزیمم	۰/۵۸	۱/۴۵	۳/۷	۶/۵	
	طبقه آخر	قبل	ماندگار	۰/۳۸	۰/۹	۲/۲۵	۴/۲	
		بعد	ماکزیمم	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۴۱	۰/۴۲	
			قبل	ماکزیمم	۰/۳۵	۰/۵	۱/۳۱	۱/۳۵
			بعد	ماندگار	۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۸۲	۰/۸۵

با توجه به جدول (۱۳) در سازه های با دهانه ۴ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون وسطی واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۴): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۴ متری				طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
نیروی حاصل از حذف ستون گوشه (ton)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۰/۳۸	۰/۵۵	۰/۹	۱	
		بعد	ماکزیمم	۰/۹۵	۲/۳	۴/۵	۶/۹	
	طبقه آخر	قبل	ماندگار	۰/۶۵	۱/۴	۲/۶	۴/۱	
		بعد	ماکزیمم	۰/۲۱	۰/۲۵	۰/۴	۰/۴۱	
			قبل	ماکزیمم	۰/۴۸	۰/۶	۱/۵۵	۱/۶
			بعد	ماندگار	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۸۵	۰/۸۵

با توجه به جدول (۱۴) در سازه های با دهانه ۴ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری

جدول (۹) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو مقداری مابین ۱/۱۸ و ۱/۲۹ است.

جدول (۱۰): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری			طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور ستون گوشه	طبقه اول	ماکزیمم	۱/۵۴	۱/۵۳	۱/۵۲	۱/۵۱
	ماندگاری	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹	۱/۲۹	
ستون مجاور ستون وسطی	طبقه اول	ماکزیمم	۱/۵۲	۱/۵۲	۱/۵۲	۱/۴۹
	ماندگاری	۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲۲	

برای سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۱۰) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده از طبقه اول برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۴ برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۳ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۲ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.

جدول (۱۱): تغییرات ضرایب افزایش نیروی محوری ستون

دهانه ۷/۵ متری			طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
ستون مجاور ستون گوشه	طبقه آخر	ماکزیمم	۱/۴۵	۱/۴۵	۱/۴۴	۱/۴۱
	ماندگاری	۱/۲۱	۱/۲۲	۱/۲	۱/۲	
ستون مجاور ستون وسطی	طبقه آخر	ماکزیمم	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۲	۱/۵۱
	ماندگاری	۱/۲۵	۱/۲۴	۱/۲۵	۱/۲۵	

برای سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری براساس تحلیل های انجام یافته مطابق جدول (۱۱) ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاورستون خراب شده از طبقه آخر برای حالتی که ستون وسطی دچار خرابی می شود بیشتر بوده و حداکثر مقدار آن برای ساختمان سه طبقه برابر ۱/۵۳ برای ساختمان پنج طبقه برابر ۱/۵۳ و برای ساختمان هشت طبقه برابر ۱/۵۲ و برای ساختمان پانزده طبقه برابر ۱/۵۱ می باشد.



کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون گوشه واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۵): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

		دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
تیر گوشه	طبقه اول	ماکزیمم	۲/۵	۴/۱۸	۵	۶/۹	
		ماندگاری	۱/۷۱	۲/۵۴	۲/۸۹	۴/۱	
	طبقه آخر	ماکزیمم	۲/۲۸	۲/۴	۳/۸۷	۵/۳۳	
		ماندگاری	۱/۶۶	۱/۶۸	۲/۱۲	۲/۸۳	

با توجه به جدول (۱۵) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۴ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۲/۵۰ تا ۶/۹۰ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۱۷): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

دهانه ۴ متری							
		ضریب دینامیکی		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
حذف ستون گوشه	طبقه اول	۱/۴۶	۱/۶۴	۱/۷۳	۱/۶۸		
	طبقه آخر	۱/۳۷	۱/۴۳	۱/۸۲	۱/۸۸		
حذف ستون وسطی	طبقه اول	۱/۵۳	۱/۶۱	۱/۶۳	۱/۵۵		
	طبقه آخر	۱/۶۲	۱/۵۶	۱/۵۹	۱/۵۹		

جدول (۱۷) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۴ متری مقداری مابین ۱/۳۷ و ۱/۸۸ است.

جدول (۱۸): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

		دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
تیر وسطی (تون)	طبقه اول	قبل	ماکزیمم	۱/۲	۱/۶۵	۲/۲	۲/۵
		بعد	ماکزیمم	۴/۸۶	۷	۱۱	۱۵
	طبقه آخر	قبل	ماندگار	۳/۱۲	۴/۵	۷	۸
		بعد	ماکزیمم	۰/۶	۱	۱/۴	۲
		قبل	ماکزیمم	۲	۳/۵	۶	۹
		بعد	ماندگار	۱/۳	۲/۲	۳/۹	۶/۱

با توجه به جدول (۱۸) در سازه های با دهانه ۶ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۱۹): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

		دهانه ۶ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
تیر وسطی	قبل	ماکزیمم	۰/۹۵	۱/۹۵	۲	۲	
	بعد	ماکزیمم	۳/۵	۸	۱۰/۲	۱۲/۲	

جدول (۱۶): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

		دهانه ۴ متری		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵
تیر گوشه	طبقه اول	ماکزیمم	۳/۳۷	۳/۶۲	۴/۹	۵	
		ماندگاری	۲/۲	۲/۲۵	۳	۳/۲۳	
	طبقه آخر	ماکزیمم	۳/۱۲	۳/۱۲	۳/۱۹	۳/۲۱	
		ماندگاری	۱/۹۲	۲	۲	۲/۰۲	

با توجه به جدول (۱۶) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۴ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از وسط سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۳۷ تا ۵ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری

ماکزیمم از ۴/۰۵ تا ۶ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۲): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

دهانه ۶ متری						
حذف ستون گوشه	۱۵ طبقه		۸ طبقه		۳ طبقه	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
حذف ستون وسطی	۱/۷۵	۱/۸۵	۱/۶۱	۱/۶	۱/۶۳	۱/۴۳
	۱/۶۳	۱/۴۵	۱/۵۴	۱/۴۳	۱/۴۳	۱/۴۳
حذف ستون وسطی	۱/۸۷	۱/۵۷	۱/۸۸	۱/۵۵	۱/۴۷	۱/۵۴
	۱/۴۷	۱/۵۲	۱/۲۹	۱/۵۴	۱/۴۷	۱/۵۴

جدول ۲۲ نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۶ متری مقداری مابین ۱/۲۹ و ۱/۸۸ است.

جدول (۲۳): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۷/۵ متری						
تیر مجاور ستون خراب شده	۱۵ طبقه		۸ طبقه		۳ طبقه	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
تیر مجاور ستون خراب شده	۵	۴	۳/۱	۲	۲۶	۱۶/۵
	۲۶	۱۷/۵	۱۳/۵	۷	۱۶/۵	۱۶/۵
تیر مجاور ستون خراب شده	۱۶/۵	۱۲	۸	۵	۳/۱	۱۶
	۳/۱	۲/۶	۲	۱	۱۶	۱۶
تیر مجاور ستون خراب شده	۱۶	۱۱	۷/۸	۳/۱۲	۲/۱۴	۴/۸
	۱۰	۷/۵	۴/۸	۲/۱۴	۲/۱۴	۴/۸

باتوجه به جدول (۲۳) در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون وسطی در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۴): تغییرات نیروی محوری تیرکنارستون خراب شده

دهانه ۷/۵ متری						
ستون گوشه (ton)	۱۵ طبقه		۸ طبقه		۳ طبقه	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
ستون گوشه (ton)	۳	۳	۲/۸	۲/۳	۱۹	۱۱
	۱۹	۱۶/۵	۱۱	۷/۲۵	۱۱	۱۱
ستون گوشه (ton)	۱۱	۹	۶/۱	۴/۵	۳/۱	۷/۲
	۳/۱	۳	۲	۱/۶	۳/۱	۷/۲
ستون گوشه (ton)	۷/۲	۶/۵	۴	۳/۱	۴/۷	۲/۱
	۴/۷	۴/۱	۲/۷	۲/۱	۴/۷	۲/۱

تیر	۷		۵/۵		۵		۲/۲		ماندگار	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
تیر	۱/۱	۱/۱	۰/۸	۰/۴۴	۴/۱	۴/۱	۲/۳	۲/۳	۲/۳	۲/۳
	۴/۱	۳/۲	۲	۱	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲
تیر	۲/۵	۲/۲	۱/۳	۰/۷	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲
	۲/۵	۲/۲	۱/۳	۰/۷	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۲/۲

با توجه به جدول (۱۹) در سازه های با دهانه ۶ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۰): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

دهانه ۶ متری						
تیر	۱۵ طبقه		۸ طبقه		۳ طبقه	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
تیر	۶/۱۱	۵/۱	۴/۱	۳/۶۸	۳/۵	۳/۵
	۳/۵	۲/۷۵	۲/۵۶	۲/۳	۲/۷۵	۲/۷۵
تیر	۳/۷	۲/۹	۲/۵	۲/۲۷	۲/۷	۲/۷
	۲/۲۷	۲	۱/۶۲	۱/۵۹	۲/۲۷	۲/۲۷

با توجه به جدول (۲۰) نتایج نشان می دهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۶۸ تا ۶/۱۱ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۱): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

دهانه ۶ متری						
تیر	۱۵ طبقه		۸ طبقه		۳ طبقه	
	قبل	بعد	قبل	بعد	قبل	بعد
تیر	۶	۵	۴/۲۴	۴/۰۵	۳/۲	۳/۲
	۳/۲	۳/۱۸	۲/۲۵	۲/۶	۳/۲	۳/۲
تیر	۴/۵	۴/۲۸	۳/۵	۳/۳۳	۳/۵	۳/۵
	۳/۰۵	۲/۸	۲/۷۲	۲/۱۶	۳/۰۵	۳/۰۵

باتوجه به جدول (۲۱) نتایج نشان می دهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از وسط سازه افزایش می یابد. بطوریکه حداکثر ضریب افزایش



طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۷): تغییرات ضریب دینامیکی نیروی محوری تیر

دهانه ۷/۵۰ متری						
حذف ستون گوشه	ضریب دینامیکی	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
		طبقه اول	۱/۶۱	۱/۸	۱/۸۳	۱/۷۲
حذف ستون وسطی	ضریب دینامیکی	طبقه آخر	۱/۴۷	۱/۴۸	۱/۵۸	
		طبقه اول	۱/۴	۱/۶۸	۱/۴۶	۱/۵۷
حذف ستون وسطی	ضریب دینامیکی	طبقه آخر	۱/۴۶	۱/۶۲	۱/۴۶	۱/۶
		طبقه اول	۱/۴	۱/۶۸	۱/۴۶	۱/۵۷

جدول (۲۷) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت نیروی ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به نیروی ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری مقداری مابین ۱/۴۰ و ۱/۸۳ است.

جدول (۲۸): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری						
تیر مجاور ستون گوشه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
		تیر مجاور	نزدیک	ماکزیمم	۳/۵	۴/۸۲
ماندگاری	۲/۵۶			۳/۳۵	۳/۷۲	۵/۹
تیر مجاور	دور	ماکزیمم	۵/۴	۷/۳۵	۱۰	۱۴
		ماندگاری	۳/۶۷	۴/۴۱	۵/۵۵	۹/۳۷
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	ماکزیمم	۲/۸۱	۳/۳۶	۵/۴	۷/۷۲
		ماندگاری	۲	۲/۴۵	۳/۶	۵/۹
تیر مجاور ستون اول	دور	ماکزیمم	۴/۳۷	۵/۴۵	۷	۸/۸۴
		ماندگاری	۲/۸۷	۳/۲۷	۴	۶/۹۲

نتایج موجود در جدول (۲۸) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۴ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول (۲۹): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری						
تیر مجاور ستون گوشه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
		تیر مجاور	انتهای	ماکزیمم	-	-
ماندگار	-			-	-	
تیر مجاور	نزدیک	ماکزیمم	۵/۱	۵/۸۳	۱۲/۲۲	۱۳/۳۳
		ماندگار	۳/۶	۳/۷۵	۶/۶۷	۹/۱۶
تیر مجاور ستون وسطی	انتهای	ماکزیمم	۲/۲۵	۲/۴۷	۳/۱	۲/۸۴
		ماندگار	۱/۷۵	۱/۸	۲/۱	۲/۰۵
تیر مجاور ستون اول	نزدیک	ماکزیمم	۳/۷۵	۴	۴/۲۵	۴/۷۳
		ماندگار	۳/۷۵	۴	۴/۲۵	۴/۷۳

باتوجه به جدول (۲۴) در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون گوشه در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد.

جدول (۲۵): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

تیر	طبقه	دهانه ۷/۵ متری				
		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر	طبقه اول	ماکزیمم	۳/۱۵	۳/۹۲	۵/۵۰	۶/۳۳
		ماندگاری	۱/۹۵	۲/۱۷	۳	۳/۶۷
	طبقه آخر	ماکزیمم	۱/۹۳	۲	۲/۱۷	۲/۳۲
		ماندگاری	۱/۳۱	۱/۳۵	۱/۳۷	۱/۵۱

با توجه به جدول (۲۵) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۷/۵۰ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه مقدار حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۱۵ تا ۶/۳۳ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از طبقه اول همواره بیشتر از حالتی است که ستون از طبقه آخر دچار خرابی می شود.

جدول (۲۶): تغییرات ضرایب نیروی محوری تیر

تیر	طبقه	دهانه ۷/۵۰ متری				
		طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر	طبقه اول	ماکزیمم	۳/۵۰	۴/۳۵	۴/۳۷	۵/۲
		ماندگاری	۲/۵	۲/۵۸	۳	۳/۳
	طبقه آخر	ماکزیمم	۳/۱۲	۳/۹	۴/۲۳	۵/۱۶
		ماندگاری	۲/۱۴	۲/۴	۲/۸۸	۳/۲۲

باتوجه به جدول (۲۶) نتایج نشان میدهد که در سازه های با دهانه ۶ متری با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری مربوط به نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده از گوشه سازه افزایش می یابد. بطوریکه مقدار حداکثر ضریب افزایش ماکزیمم از ۳/۵۰ تا ۵/۲۰ تغییر می کند. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری کششی تیر مجاور ستون خراب شده از

۲/۸۹	۳	۲/۴۷	۲/۵	ماندگار	دور	طبقه آخر
------	---	------	-----	---------	-----	----------

نتایج موجود در جدول (۲۹) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۴ متری خرابی ستون گوشه در طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۴ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر ما بین ۲/۲۵ تا ۵/۴۰ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۴۷ تا ۷/۳۵ و برای سازه ۸ طبقه مابین ۳/۱۰ تا ۱۲ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۲/۸۴ تا ۱۴ متغیر است.

جدول (۳۰): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۴ متری					
ضریب افزایش دینامیکی	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر مجاور ستون	نزدیک	۱/۴	۱/۴	۱/۶	۱/۴
	انتهای گوشه طبقه اول	۱/۵	۱/۷	۱/۸	۱/۵
تیر مجاور ستون گوشه طبقه آخر	نزدیک	-	-	-	-
	انتهای	۱/۴	۱/۶	۱/۸	۱/۵
تیر مجاور ستون وسطی طبقه اول	نزدیک	۱/۴	۱/۴	۱/۵	۱/۳
	انتهای	۱/۵	۱/۷	۱/۸	۱/۳
تیر مجاور ستون وسطی طبقه آخر	نزدیک	۱/۳	۱/۴	۱/۵	۱/۴
	انتهای	۱/۵	۱/۶	۱/۴	۱/۶

جدول (۳۰) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۴ متری مقداری مابین ۱/۳۰ و ۱/۸۰ است.

جدول (۳۱): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۶ متری					
ضریب افزایش دینامیکی	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر مجاور ستون	نزدیک	۱/۴	۱/۴	۱/۵	۱/۶
	انتهای گوشه طبقه اول	۱/۴	۱/۵	۱/۸	۱/۸
تیر مجاور ستون گوشه طبقه اول	نزدیک	-	-	-	-
	انتهای دور	۱/۳	۱/۴	۱/۷	۱/۶
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	۱/۳	۱/۴	۱/۴	۱/۵
	انتهای دور	۱/۵	۱/۵	۱/۶	۱/۵
تیر مجاور ستون طبقه اول	نزدیک	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵
	انتهای دور	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵

نتایج موجود در جدول (۳۱) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۶ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول (۳۲): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۶ متری					
ضریب افزایش دینامیکی	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر مجاور ستون گوشه	نزدیک	-	-	-	-
	انتهای	۶	۶/۱۳	۱۰	۱۱/۴۸
طبقه آخر	ماندگار	۴/۵	۴/۵۲	۵/۹۳	۷/۴۰
	دور	۲/۴۲	۲/۸۳	۳/۱۲	۳/۵۷
تیر مجاور ستون	نزدیک	۲	۲/۱۷	۲/۲۸	۲/۴۲
	انتهای	۳/۷۵	۴/۱۷	۵	۵/۲۸
طبقه آخر	ماندگار	۲/۶۷	۲/۸۳	۳/۰۷	۳/۱۴
	دور	۲/۴۲	۲/۸۳	۳/۱۲	۳/۵۷

نتایج موجود در جدول (۳۲) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۶ متری خرابی ستون گوشه در طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۶ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر مابین ۲/۴۲ تا ۵/۶۰ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۸۳ تا ۷ برای سازه ۸ طبقه مابین ۳/۱۲ تا ۱۰ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۳/۵۷ تا ۱۱/۴۸ متغیر است.

جدول (۳۳): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۶ متری					
ضریب افزایش دینامیکی	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	طبقه ۱۵	
تیر مجاور ستون	نزدیک	۱/۴	۱/۴	۱/۵	۱/۶
	انتهای دور	۱/۴	۱/۵	۱/۸	۱/۸
تیر مجاور ستون گوشه طبقه اول	نزدیک	-	-	-	-
	انتهای دور	۱/۳	۱/۴	۱/۷	۱/۶
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	۱/۳	۱/۴	۱/۴	۱/۵
	انتهای دور	۱/۵	۱/۵	۱/۶	۱/۵
تیر مجاور ستون طبقه اول	نزدیک	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵
	انتهای دور	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵



۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۴	انتهای دور	وسطی طبقه اخر
-----	-----	-----	-----	------------	---------------

نتایج موجود در جدول (۳۳) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۶ متری مقداری مابین ۱/۲۰ و ۱/۸۰ است.

جدول(۳۴): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۷/۵۰ متری						
		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون
تیر مجاور ستون گوشه	انتهای نزدیک	۶/۸۳	۵/۳۴	۴/۵	۳/۷	ماکزیمم
	ماندگاری	۴/۱۶	۳/۳۴	۳	۲/۶	ماندگاری
طبقه اول	انتهای دور	۱۰	۸/۵	۶/۶	۶	ماکزیمم
	ماندگاری	۶	۴/۹	۴	۳/۸۸	ماندگاری
تیر مجاور ستون وسطی	انتهای نزدیک	۶	۴/۶۵	۳/۶۴	۳/۲۱	ماکزیمم
	ماندگاری	۴/۱۱	۳/۲۸	۲/۷	۲/۵	ماندگاری
طبقه اول	انتهای دور	۷/۴۴	۶/۳۵	۵/۲۳	۴/۸۷	ماکزیمم
	ماندگاری	۵/۱۱	۴/۱۶	۳/۴۸	۳/۳۷	ماندگاری

نتایج موجود در جدول (۳۴) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری خرابی ستون گوشه در طبقه اول نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد.

جدول(۳۵): تغییرات ضرایب افزایش لنگر خمشی در تیر

دهانه ۷/۵۰ متری						
		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	لنگر خمشی در تیر مجاور ستون
تیر مجاور ستون گوشه	نزدیک	-	-	-	-	ماکزیمم
	ماندگاری	-	-	-	-	ماندگاری
طبقه آخر	انتهای دور	۷/۴۰	۷/۲۴	۶	۵/۷	ماکزیمم
	ماندگاری	۵/۲۱	۵/۰۷	۴/۵۰	۴/۲۸	ماندگاری
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	۲/۸۳	۲/۹۶	۲/۸۲	۲/۵۳	ماکزیمم
	ماندگاری	۲/۲۰	۲/۲۸	۲/۲۵	۲/۰۷	ماندگاری
طبقه آخر	انتهای دور	۴/۴	۴/۶۴	۴/۲۱	۳/۹۲	ماکزیمم
	ماندگاری	۳	۳/۲۱	۲/۸۵	۲/۶۹	ماندگاری

نتایج موجود در جدول (۳۵) نشان می دهد در تمامی نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری خرابی ستون گوشه در

طبقه آخر نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شد. برای سازه ۳ طبقه با دهانه ۷/۵۰ متری ضریب افزایش ماکزیمم مربوط به لنگر مابین ۲/۵۳ تا ۶ برای سازه ۵ طبقه مابین ۲/۸۲ تا ۶/۶ برای سازه ۸ طبقه مابین ۲/۹۶ تا ۸/۵۰ و برای سازه ۱۵ طبقه بین ۲/۸۳ تا ۱۰ متغیر است.

جدول(۳۶): تغییرات ضریب دینامیکی لنگر خمشی تیر

دهانه ۷/۵۰ متری						
		۱۵ طبقه	۸ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	ضریب افزایش دینامیکی
تیر مجاور ستون گوشه	نزدیک	۱/۶	۱/۶	۱/۵	۱/۴	ضریب افزایش دینامیکی
	انتهای دور	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۵	ضریب افزایش دینامیکی
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	-	-	-	-	ضریب افزایش دینامیکی
	انتهای دور	۱/۴	۱/۴	۱/۳	۱/۳	ضریب افزایش دینامیکی
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۳	ضریب افزایش دینامیکی
	انتهای دور	۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۴	ضریب افزایش دینامیکی
تیر مجاور ستون وسطی	نزدیک	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۲	ضریب افزایش دینامیکی
	انتهای دور	۱/۵	۱/۴	۱/۵	۱/۵	ضریب افزایش دینامیکی

جدول (۳۶) نشان می دهد که ضریب افزایش دینامیکی یعنی نسبت لنگر ماکزیمم حاصل از رفتار دینامیکی به لنگر ماندگار موجود در عضو برای تیرهای نمونه های با دهانه ۷/۵۰ متری مقداری مابین ۱/۲۰ و ۱/۷۰ بدست آمده است. در تمامی موارد لنگر انتهای دور تیر مقداری منفی بوده که بعد از خرابی ستون لنگر انتهای نزدیک به ستون خراب شده تغییر علامت داده و مثبت بدست آمده و لنگر انتهای دور همچنان منفی باقی مانده است. ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای لنگر انتهای دور نسبت به ستون خراب شده مقداری بزرگتر از ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای لنگر انتهای نزدیک به ستون خراب شده می باشد.

۱۲- نتایج



افزایش ماکزیمم مربوط به نمونه ها مقداری مابین ۲/۲۵ تا ۱۴ بدست آمده است.

- در این تحقیق ضریب دینامیکی برای تمام نیروهای داخلی مقداری کمتر از ۲ بدست آمده است. یعنی نیروی ماکزیمم بوجود آمده در عضو بعد از خرابی ستون حداکثر ۲ برابر نیروی است که به صورت ماندگار بعد از خرابی ستون در عضو باقی می ماند. بدین ترتیب می توان نتیجه گرفت برای محاسبه نیروی داخلی ماکزیمم در هر عضو در اثر خرابی یک ستون، سازه را تحت اثر بارهای استاتیکی بعد از خراب شدن یک ستون تحلیل کرده و سپس نیروی حاصل را ۲ برابر کنیم که در این صورت می توان مقدار نیروی دینامیکی ماکزیمم را بدست آورد.

۱۳- مراجع

- 1- SEI/ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA ASCE (2010).
- 2- American Concrete Institute. Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R 02), 2002.
- 3- US General Services Administration; (US GSA). Progressive Collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and Major modernization projects. GSA 2003.
- 4- Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Department of Defense, 25 January 2009. DOD (2009).
- 5- Marjanishvili, S. Progressive analysis procedure for progressive collapse. journal of performance Of Constructed Facilities, ASCE; (2004)18(2):79-85.
- 6- Powell, G. Progressive collapse: case study using nonlinear analysis. In: Proceedings of the 2005 Structures congress and the 2005 forensic engineering symposium.
- 7- Khandelwal, K. El-Tawil, S. Progressive collapse of moment resisting steel frame buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE. (2005)
- 8- Liu, R. Davison, B. Tyas, A. A study of progressive collapse in multi-story steel frames. Journal of Structural Engineering, ASCE. (2005).

• سازه های در نظر گرفته شده برای نیروهای لرزه ای تحلیل و طراحی شده اند و با افزایش تعداد طبقات نیروهای وارد بر اعضا زیاد بوده و به دلیل کنترل سازه در برابر شرایط بهره برداری، تیرها و ستونهای مربوطه ابعاد بزرگتری پیدا می کنند. سازه های بلند تر به دلیل داشتن اعضا با ابعاد بزرگتر در برابر خرابی ناگهانی ستون تغییر شکلهای قائم کمتری را نشان می دهند.

• ضریب افزایش ماکزیمم و ضریب افزایش ماندگاری برای نیروی محوری فشاری ستون مجاور ستون خراب شده برای حالتی که ستون گوشه دچار خرابی می شود بیشتر بوده و مقدار آن با افزایش تعداد طبقات کاهش می یابد. ضریب افزایش ماکزیمم برای نیروی فشاری ستونها عددی کمتر از ۲ بوده و مقداری مابین ۱/۴۱ تا ۱/۷۶ می باشد. در ستونها می توان برای تخمین نیروی فشاری ماکزیمم بعد از خرابی، نیروی فشاری ستون قبل از خرابی را به ۲ ضرب کرد.

• با افزایش تعداد طبقات حداکثر نیروی کششی ایجاد شده در تیر مجاور ستون خراب شده افزایش می یابد. نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای طبقه اول در اثر خرابی ستون در طبقه اول بیشتر از نیروی محوری کششی ایجاد شده در تیرهای طبقه آخر است که در اثر خرابی ستون واقع در طبقه آخر اتفاق می افتد. ضریب افزایش ماکزیمم نیروی کششی تیرها مقداری مابین ۱/۹۳ تا ۶/۹۰ می باشد.

• در تمامی نمونه های بررسی شده خرابی ستون گوشه در یک طبقه نسبت به خرابی ستون وسطی تاثیر بیشتری در افزایش مقدار لنگر در تیر مجاور ستون خراب شده دارد. همچنین در این سازه ها با افزایش تعداد طبقات ضریب افزایش مقدار لنگر نیز بیشتر می شود. ضریب افزایش ماکزیمم برای لنگر خمشی در تیرها می تواند عددی بزرگتر از ۲ باشد. ضریب



- 9- Khandelwal,K. El-Tawil,S. Collapse behavior of Steel Special Moment Resisting Frame Connections. *Journal of Structural Engineering*, ASCE; (2007) 133(5):646-655.
- 10- Marjanishvili, S. Agnew,E. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. *Journal of performance of Constructed Facilities*, ASCE; (2006)20(4):365-374.
- 11- Kim, J. An, D. Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action. *Journal the structural design of tall and special buildings*.John Wiley&Sons, Ltd. (2008).
- 12- Kim, J. Kim, T. Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*. (2008)
- 13- Kim ,J. Hong ,S. progressive collapse Performance Of Irregular Buildings. *Journal the structural design of tall and special buildings*.John Wiley&Sons, Ltd. (2009)
- 14- Uniform Building Code, UBC (1994), International Conference on Building Officials, Whittier, CA.
- 15- Uniform Building Code.ICBO.1997, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.
- 16- SAP2000, Version 12, Computers and Structures , *Structural Analysis Program* , Inc.,Berkeley, CA., USA.
- 17- ABAQUS. “ABAQUS/User’s manual and Theory manual,” Ver. 6.9, Inc. 2009.
- 18- A.Astaneh-Asl, Brant Jones, Yongkuan Zhao, RickyHwa.Floor Catenary Action To Prevent Progressive Collapse Of Steel Structures. Final Report.(2001).

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^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ 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	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مولفان	نازنین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



انجمن سازه های فولادی ایران

برگه درخواست عضویت

محل الصادق
عکس

۱. مشخصات

- اشخاص حقیقی:

First Name: نامLast Name: نام خانوادگی

نام پدر: شماره شناسنامه: سال تولد: محل تولد: کد ملی:

- اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در اشخاص حقیقی درج شود):

نام شرکت: شماره ثبت: تاریخ ثبت: محل ثبت: فعالیت اصلی:

۲. سوابق تحصیلی

نوع مدرک	رشته تحصیلی	تاریخ اخذ	دانشگاه	کشور - شهر

۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			

فعالیت سازمان مربوط

- تولید کننده محصولات فولادی
 تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات
 دستگاه های اجرایی
 سایر

- خدمات طرح و ساخت
 خدمات مشاوره
 خدمات پیمانکاری
 خدمات پژوهشی
 خدمات آموزشی

- مدیر ارشد
 مدیر اجرایی
 مدیر تولید
 مدیر طراحی
 عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)
 کارشناس طراح
 کارشناس مصالح
 کارشناس ماشین آلات
 کارشناس کنترل کیفیت

فعالیت اصلی

۴. نشانی

منزل کدپستی

تلفن کد فاکس موبایل

محل کار کدپستی

تلفن کد فاکس صندوق پستی پست الکترونیک

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد: منزل محل کار

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت حقوقی حقیقی دانشجویی در این انجمن را دارم.

امضاء

تاریخ

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 ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی 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 مراجعه نمایید.