

« بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - مهندس علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: مهندس امین معصومی گودرزی

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

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

نشانی:

تهران ، بزرگراه مدرس ، خ ظفر ،
خ فرید افشار ، خ دولت‌شاد شرقی ،
خ جام ، کوچه تایباد، پلاک ۱۲

تلفن:

۲۲۰۰۳۸۴۱-۲۲۰۰۳۹۴۳

دورنگار:

۲۲۶۱۷۱۵۹

پایگاه اینترنتی

www.iss.ir

انجمن سازه‌های فولادی ایران

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود.

سال چهارم - شماره چهارم

پاییز ۱۳۸۷

- ۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران
- ۳..... اثرنقص انحنای نخستین بر رفتار کشسان مرتبه دوم قاب‌های دوبعدی
Effect of Initial Out-of-Straightness Imperfection on Second-Order Elastic Behavior of Planar Frames
 دکتر محمد رضایی پژند: استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
 مهندس احسان محتشمی: کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
- ۱۷..... ارزیابی رفتار عملکردی قاب های بتن مسلح مقاوم سازی شده با مهاربندهای فولادی هم‌محور
Evaluation of Performance of Reinforced Concrete Frame Retrofitted Using Concentric Steel Bracing
 دکتر غلامرضا قدرتی: استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
 مهندس ابوالفضل غلامرضاتبار: کارشناس ارشد مهندسی سازه، موسسه غیرانتفاعی شمال - آمل
 مهندس سید علی رضویان امرئی: دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
- ۳۶..... بررسی تغییرات ضخامت ورق فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب
Evaluation of Steel Plate Thickness on Composite Steel Plate Shear Wall
 دکتر فرزاد حاتمی: دکتری مهندسی سازه، عضو هیات علمی پژوهشگاه صنعت نفت
 مهندس سیدمجیدرضا صهری: کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک)
- ۳۷..... بهینه سازی شبکه های دو لایه فولادی توسط الگوریتم ژنتیک در تعامل با شبکه‌های عصبی مصنوعی
Neuron-Genetic Optimization of Double Layer Steel Grids
 دکتر فرزاد شهابیان: استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
 دکتر محمد حسین ابوالبشری: دانشیار گروه مکانیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
 مهندس سید مسعود احمدی: کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
- ۴۷..... تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال با یک بار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی
Single-Run Modal Nonlinear Static Procedure for Seismic Assessment of Steel Moment Frames
 مهندس کاظم شاکری: دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
 دکتر محسنعلی شایانفر: عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
- تعیین ضریب ضربه دینامیکی در پل‌های فولادی راه آهن با در نظر گرفتن تاثیر هم‌زمان سرعت حرکت و نسبت فاصله محورهای قطار به طول دهانه
 ۵۵.....
Determination of Impact Factor for Steel Railway Bridges Considering Simultaneous Effects of Vehicle Speed and Ratio of Axle Distance to Span Length
 مهندس سجاد احمد حمیدی: دانشجوی دکتری سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران
 دکتر فرهاد دانشجو: دانشیار سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران
- ۷۰..... مزایای استفاده از دیوار برشی فولادی جدارنازک برای مقاوم سازی سازه‌های فولادی
Advantages of Thin Steel Shear Wall for Retrofitting of Steel Structures
 دکتر حمید محرمی: دانشیار سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران
 مهندس اصغر حبیب‌نژاد کواریم: کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران
- ۸۴..... شیوه نگارش
- ۸۵..... فرم 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 توصیفاتی 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 تریبی 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 می رسد 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 مدارد تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



اثر نقص انحنای نخستین بر رفتار کشسان مرتبه دوم قابهای دو بعدی

محمد رضایی پژند^۱، احسان محتشمی^۲

چکیده

به طور معمول، نقص‌های هندسی در فرآیند ساخت و نصب عضوهای سازه به وجود می‌آیند. نقص انحنای نخستین یا شکم‌دادگی عضو یکی از رایج‌ترین آنهاست. در این مقاله، ماتریس سختی مماسی کشسان جزء تیر-ستون دارای نقص انحنای نخستین، زیر اثر نیروهای گرهی و بارهای میانی گسترده و متمرکز رابطه‌سازی می‌شود و در تحلیل مرتبه دوم قاب‌ها به کار می‌رود. شیوه پیشنهادی، تابع جدیدی برای نقص انحنای نخستین پیشنهاد می‌کند و اثر آن را به طور مستقیم در ماتریس سختی جزء وارد می‌سازد. همچنین، برای الگوسازی هر عضو سازه، تنها یک جزء را به کار می‌برد و رابطه‌های آن برای عضوهای فشاری و کششی، یکسان است. نمودار بار-تغییر مکان روش پیشنهادی با پاسخ‌های سایر پژوهشگران مقایسه می‌شود و اثر نقص انحنای نخستین بر مسیر ایستایی مرتبه دوم قاب‌ها بررسی می‌گردد. نتیجه‌ها نشان می‌دهند، اگر اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ در پایداری قاب تعیین کننده باشد، اهمیت نقص شکم‌دادگی عضو کمتر می‌شود. از سوی دیگر، هنگامی که اثر مرتبه دوم $P-\delta$ نقش بیشتری در پایداری سازه دارد، این نقص می‌تواند اثر قابل توجهی بر رفتار سازه بگذارد.

کلمات کلیدی:

قاب دو بعدی، تحلیل غیرخطی، نقص انحنای نخستین (شکم‌دادگی)، اثرهای مرتبه دوم، بارهای میانی

Effect of Initial Out-of-Straightness Imperfection on Second-Order Elastic Behavior of Planar Frames

Mohammad Rezaiee-Pajand, Ehsan Mohtashami

ABSTRACT

Geometrical imperfections usually occur during fabrication and erection. Initial out-of-straightness is one of the most common types of these flaws. In this paper, the elastic tangent stiffness matrix of an initially curved beam-column element subjected to nodal forces and transverse member loads is derived. Second-order analysis of planar frames is carried out afterwards. The proposed method introduces a new function for explicit modeling of out-of-straightness imperfection and incorporates it directly into the element's stiffness matrix. In addition, the proposed technique uses only one element for each member and presents a single formulation for both tensile and compressive members. The obtained load-deflection curve is compared with those predicted by other methods and the effect of initial out-of-straightness imperfection is also discussed. Results of numerical examples indicate that initial out-of-straightness imperfection is less important if the stability of frame is controlled by second-order $P-\Delta$ effect. On the other hand, it can have a considerable effect on the behavior of structure when second-order $P-\delta$ effect is dominant.

Key words:

Planar Frame, Nonlinear Analysis, Initial Out-of-Straightness Imperfection, Second-Order Effects, Transverse Member Loads

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

۲. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد eh_mo876@stu-mail.um.ac.ir

هنگامی که هدف، بررسی مسیر بار- تغییرمکان با وارد کردن تغییر هندسه سازه در طول بارگذاری باشد، باید اثر تغییر شکل‌های بزرگ یا به سخن دیگر، اثرهای مرتبه دوم را وارد تحلیل کرد. نتیجه این کار، یافتن تابع‌های پایداری است و چنین تحلیلی را تحلیل مرتبه دوم می‌نامند. از نخستین کارهایی که برای وارد کردن اثر تغییر شکل‌های بزرگ در تحلیل کشسان انجام شد، می‌توان به پژوهش‌های ویلیامز در سال ۱۹۶۴، جنینگز در سال ۱۹۶۸ و پاول در سال ۱۹۶۹ اشاره کرد. در سال ۱۹۹۴، چن و ژو یک جزء خودایستا برای تحلیل مرتبه دوم قاب‌ها پیشنهاد کردند که شرط ایستایی را در وسط دهانه جزء برقرار می‌نمود [۱]. آن دو، نقص انحنای نخستین با شکل سهمی درجه دو را در سال ۱۹۹۵ به جزء پیشنهادی خود افزودند [۲]. سپس، در سال‌های ۱۹۹۶ و ۱۹۹۷، اثر بارهای میانی جانبی و محوری را به طور مستقیم در رابطه‌سازی سختی جزء وارد نمودند [۳، ۴]. همچنین، آنها روشی به نام NIDA را برای تحلیل کشسان مرتبه دوم قاب‌ها در سال ۲۰۰۰ ارائه کردند [۵]. با وجود این، در هیچ یک از پژوهش‌های خود، اثر همزمان نقص انحنای نخستین و بارهای میانی را بررسی نکردند.

در تحلیل کشسان مرتبه دوم، از دو شیوه برای رابطه‌سازی ماتریس سختی جزء بهره می‌گیرند. یکی، روش تیر- ستون و دیگری، روش اجزای محدود نام دارد. در شیوه تیر- ستون، معادله دیفرانسیل ایستایی تیر- ستون را برای یافتن رابطه‌ای میان نیروها و تغییرمکان‌های گرهی حل می‌کنند. در این راهکار، از تابع‌های پایداری برای وارد کردن اثرهای غیرخطی بهره می‌جویند. برتری این شیوه، در دقت تابع‌های پایداری زیر اثر نیروی محوری زیاد است. با وجود این، برای نیروی محوری کششی و فشاری باید رابطه‌سازی جداگانه‌ای انجام داد؛ زیرا، معادله دیفرانسیل تیر- ستون در نیروی محوری مثبت و منفی متفاوت است. همچنین، هنگام گسترش رابطه‌ها برای در بر گرفتن

بارگذاری‌های گوناگون، ماتریس سختی جزء بسیار پیچیده می‌گردد [۶].

در روش اجزای محدود، تابع تغییرمکان جزء فرض می‌شود و ادامه کار با شیوه‌هایی مانند رابطه‌های ایستایی، کار مجازی یا کارمایه نهفته کل به انجام می‌رسد. برتری راهکار اجزای محدود در سر راست بودن آن می‌باشد. با این حال، هنوز رابطه‌سازی‌های کارآمدی برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، به ویژه در نیروهای محوری زیاد، ارائه نشده است. بر پایه پژوهش‌های چن و ژو در سال ۱۹۹۵ و چن و جوی در سال ۱۹۹۶، هنگامی که نیروی محوری عضوهای سازه بیش از مقدار مشخصی - برای نمونه، نیمی از بار کمانشی - باشد، دقت روش اجزای محدود مناسب نیست و بهتر است روش تیر- ستون به کار رود [۲، ۶].

یک راه دیگر برای انجام تحلیل غیرخطی هندسی که به صورت گسترده‌ای رواج دارد، بهره‌گیری از تحلیل مرتبه دوم ساده‌تر به همراه محاسبه طول موثر است. روش طول موثر، برای وارد کردن اثر اندرکنش مقاومت عضو با سایر بخش‌های سازه به وجود آمده است. به سخن دیگر، میزان مشارکت هر عضو در مقاومت قاب با طول موثر آن نشان داده می‌شود. این روش، پاسخ‌های خوبی برای طراحی سازه‌های قابی به دست می‌دهد. هنگامی که طول موثر به درستی برآورد گردد، مقاومت کمانشی عضو به آسانی از روی نمودارهای آیین‌نامه‌ها حساب می‌شود. با این حال، این شیوه نمی‌تواند اندرکنش رفتار سازه و عضوهایش را به دقت رابطه‌سازی کند؛ زیرا اندرکنش‌ها در یک سازه بزرگ بسیار پیچیده است و نمی‌توان اثر آنها را تنها با یک مقدار به نام ضریب طول موثر وارد نمود. همچنین، این روش برای طراحی با رایانه مناسب نیست. زیرا، فرآیند آن چندان نظام‌دار نمی‌باشد. افزون بر این، برای وارسی ظرفیت یکایک اعضا، به ویژه در سازه‌های با درجه آزادی زیاد، به زمان قابل توجهی نیاز دارد [۷، ۸].

۲- روش پیشنهادی

هر الگوی تحلیلی، نیاز به ساده‌سازی دارد. فرض‌های زیر در این مقاله به کار می‌رود:

۱. از نگره تیر-ستون تیموشنکو بهره‌جویی خواهد شد و تنها اثرهای مرتبه دوم ناشی از نیروی محوری به کار می‌رود. به سخن دیگر، اثرهای مرتبه دوم سایر نیروها در مقایسه با نیروی محوری، ناچیز است و از آنها چشم‌پوشی می‌شود.
۲. رفتار مصالح، کشسان است.
۳. قاب‌های دو بعدی با عضوهای منشوری تحلیل می‌شوند.
۴. کرنش‌ها کوچکند اما تغییرمکان‌ها می‌توانند بزرگ باشند.
۵. از تغییرشکل‌های برشی و پیچشی مقطع چشم‌پوشی می‌گردد.
۶. از کمانش موضعی و پیچشی - جانبی جلوگیری می‌شود.

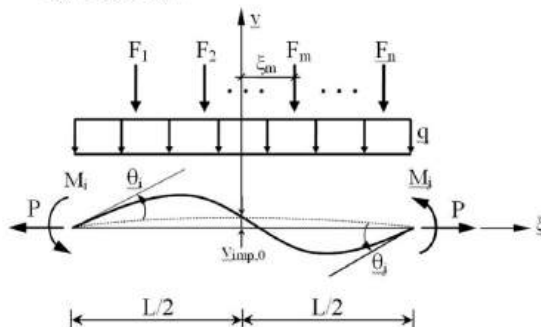
۲-۱- تابع تغییرمکان

شکل (۱)، جزء تیر - ستون پیشنهادی و بارهای وارد به آن را نشان می‌دهد. تابع تغییرمکان جزء، چند جمله‌ای درجه پنج به صورت زیر فرض می‌شود. چنین تابعی پیش از این توسط چن و ژو به کار رفته است [۲، ۱]:

$$v(x) = c_0 + c_1\xi + c_2\xi^2 + c_3\xi^3 + c_4\xi^4 + c_5\xi^5 \quad (1)$$

$$\xi = \frac{2x}{L}$$

$$-L/2 \leq x \leq L/2$$



شکل (۱): جزء پیشنهادی و نیروهای وارد به آن

در رابطه کنونی، ξ فاصله بی بعد شده و L طول جزء می‌باشد. در حالت کلی، انتخاب شکل تابع نقص

شکم‌دادگی عضو اختیاری است. برای نمونه، چن و ژو در سال ۱۹۹۵، تابع سهمی درجه دو را با الهام گرفتن از کمان دایره و چن و گو در سال ۲۰۰۰، تابع نیم سینوسی را بر پایه شکل کمانشی کشسان پیشنهاد کردند [۶]. در اینجا، با الهام گرفتن از تغییرشکل ناشی از وزن عضو، تابع چند جمله‌ای درجه چهار به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

$$v_{imp}(\xi) = \frac{v_{imp,0}}{8} (\xi^2 - 1)(\xi^2 - \lambda) \quad -1 \leq \xi \leq 1 \quad (2)$$

در این رابطه، $v_{imp,0}$ مقدار نقص در وسط دهانه است و در آغاز تحلیل به برنامه رایانه‌ای داده می‌شود. یادآوری می‌کند، نقص هندسی جزء پیش از وارد شدن هر گونه بار به وجود آمده است.

در دستگاه محورهای عضوی پایه، تغییرمکان‌های جانبی نسبت به وتر گذرنده از دو سر جزء سنجیده می‌شوند. از این رو، شرط‌های مرزی به صورت زیر می‌باشند:

$$v|_{\xi=-1} = 0 \quad (3)$$

$$v|_{\xi=1} = 0 \quad (4)$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{\xi=-1} = \theta_i \quad (5)$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{\xi=1} = \theta_j \quad (6)$$

در ادامه، شرط ایستایی نیرو و لنگر در مقطع وسط جزء برقرار می‌گردد. باید آگاه بود، این کار دقت تحلیل را بدون افزایش درجه‌های آزادی بالا می‌برد؛ زیرا، هر جزء افزون بر داشتن تعادل و سازگاری با دیگر جزءها در گره‌ها، در میانه خود نیز تعادل دارد ولی خیز و شیب آن مقطع به مجهول‌های تحلیل افزوده نمی‌گردد. شرط ایستایی لنگر در مقطع وسط جزء به صورت زیر می‌باشد:

$$EI \left(\frac{d^2 v}{dx^2} \right)_0 = \frac{1}{2} (M_j - M_i) + P(v + v_{imp})_0 + \quad (7)$$

$$\frac{qL^2}{8} + \frac{1}{4} L \sum_{m=1}^n F_m \xi_m^*$$

شرط تعادل برش در این مقطع نیز به قرار زیر نوشته می‌شود:

$$c_5 = \frac{1}{A_1} \left[\frac{\rho L}{\lambda} (\theta_i + \theta_j) - \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (16)$$

در این رابطه‌ها، عامل‌های زیر به کار رفته‌اند:

$$A_1 = \rho + \lambda \quad (17)$$

$$A_2 = \rho + \lambda \quad (18)$$

$$\rho = \frac{PL^{\nu}}{EI} \quad (19)$$

۲-۲- رابطه‌های سختی وتری

برای دست‌یابی به رابطه‌های سختی وتری، از روش کارمایه استفاده می‌شود. نخست، کارمایه نهفته کل سازه برپا و سپس کمینه می‌گردد:

$$\Pi = U - W_E \quad (20)$$

$$D\Pi = \frac{\partial \Pi}{\partial \delta_k} + \frac{\partial \Pi}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial \delta_k} = 0 \quad (21)$$

$$\delta_k = \{e \ \theta_i \ \theta_j\}^T$$

در این رابطه‌ها، Π کارمایه نهفته کل، U کارمایه کرنشی، W_E کار بارهای خارجی، e تغییرشکل محوری و D عملگر دیفرانسیلی می‌باشد. با فرض کشان بودن مصالح، می‌توان نوشت:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^{\nu} dx + \frac{EI}{2} \int_L \left(\frac{d^{\nu} v}{dx^{\nu}} \right)^{\nu} dx + \frac{P}{2} \int_L \left(\frac{dv}{dx} \right)^{\nu} dx \quad (22)$$

در این رابطه، u تابع تغییرشکل محوری است و به دلیل ثابت بودن نیروی محوری در طول جزء، خطی می‌باشد. به سبب وجود نقص انحنای نخستین و کار نیروی محوری بر روی آن، تابع v در جمله سوم رابطه (۲۲) با $v + v_{imp}$ جایگزین می‌گردد. با چشم‌پوشی از توان دوم dv_{imp}/dx در برابر دیگر جمله‌ها، تابع کارمایه کرنشی جزء پیشنهادی به صورت زیر در می‌آید:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^{\nu} dx + \frac{EI}{2} \int_L \left(\frac{d^{\nu} v}{dx^{\nu}} \right)^{\nu} dx + \frac{P}{2} \int_L \left[\left(\frac{dv}{dx} \right)^{\nu} + \nu \left(\frac{dv}{dx} \right) \left(\frac{dv_{imp}}{dx} \right) \right] dx \quad (23)$$

$$EI \left(\frac{d^{\nu} v}{dx^{\nu}} \right) = \frac{1}{2} (M_i + M_j) + P \left(\frac{dv}{dx} \right) + \frac{1}{2} \sum_{m=1}^n F_m \xi_m^{**} \quad (8)$$

در رابطه‌های کنونی، M_i و M_j لنگر در گره‌های i و j می‌باشند. P نیروی محوری و q شدت بار گسترده در یکه طول جزء است. E ، I و λ ، به ترتیب، ضریب کشسانی، لنگر لختی و طول جزء می‌باشند. F_m ، m امین بار متمرکز میانی وارد بر جزء است و عامل‌های بدون بعد ξ_m^* و ξ_m^{**} به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\begin{cases} \xi_m^* = 1 + \xi_m & \xi_m < 0 \\ \xi_m^* = 1 - \xi_m & \xi_m \geq 0 \end{cases} \quad (9)$$

$$\begin{cases} \xi_m^{**} = -(1 + \xi_m) & \xi_m < 0 \\ \xi_m^{**} = 1 - \xi_m & \xi_m \geq 0 \end{cases} \quad (10)$$

در رابطه‌های کنونی، ξ_m فاصله بی بعد شده بار متمرکز میانی F_m از وسط جزء می‌باشد. مقدارهای c_0 تا c_5 در رابطه (۱) با وارد کردن شرط‌های مرزی (۳) تا (۶) و رابطه‌های ایستایی (۷) و (۸) به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$c_0 = \frac{-1}{A_2} \left[\rho L (\theta_j - \theta_i) + \rho v_{imp,0} + \frac{qL^{\nu}}{\lambda EI} + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^* L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (11)$$

$$c_1 = \frac{-1}{A_1} \left[\lambda L (\theta_i + \theta_j) + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (12)$$

$$c_2 = \frac{1}{A_2} \left[\frac{(\lambda - \rho)L}{\lambda} (\theta_j - \theta_i) + \rho v_{imp,0} + \frac{qL^{\nu}}{4EI} + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^* L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (13)$$

$$c_3 = \frac{1}{A_1} \left[\frac{(\lambda - \rho)L}{\lambda} (\theta_i + \theta_j) + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (14)$$

$$c_4 = \frac{1}{A_2} \left[\frac{\rho L}{\lambda} (\theta_j - \theta_i) - \rho v_{imp,0} - \frac{qL^{\nu}}{\lambda EI} - \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^* L^{\nu}}{4EI} \right] \quad (15)$$

$$R_1 = \frac{2(48)^2 + (98/25)(48)\rho + (198/105)\rho^2 + (23/2523)\rho^3}{B_1^T} \quad (29)$$

$$R_2 = \frac{-11[292099 + (23/7)(48)^2\rho + 144\rho^2 + \rho^3]}{60B_1^T} \quad (30)$$

$$R_3 = \frac{16[7(48) + 5\rho]}{25B_1^T} \quad (31)$$

$$R_4 = \frac{1}{B_1^T} \left[\frac{64}{63} \rho \xi_m^{**} + 10(\lambda_0 + \rho) \xi_m (1 - \xi_m^T)^2 \right] \quad (32)$$

$$R_5 = \frac{1}{B_1^T} \left[-\frac{128}{70} \rho \xi_m^{**} + 6(48 + \rho)(1 - \xi_m^T)^2 \right] \quad (33)$$

$$R_6 = \frac{-[19(48)^2 + 656\rho]}{25B_1^T} \quad (34)$$

$$R_7 = \frac{1}{B_1^T} \left[\frac{96}{25} (\Delta\rho - 16) \xi_m^{**} - 48(48 + \rho)(1 - \xi_m^T)^2 \right] \quad (35)$$

$$R_8 = \frac{1}{B_1^T} \left[\frac{2}{105} (48 - \rho) \xi_m^{**} + \frac{1}{8} (48 + \rho)(1 - \xi_m^T)^2 \right] \quad (36)$$

$$R_9 = \frac{-200\rho[(58/25)(48)^2 + 144\rho + \rho^3]}{105B_1^T} \quad (37)$$

$$R_{10} = \frac{64 + \rho}{25B_1^T} \quad (38)$$

$$R_{11} = \frac{1}{8B_1^T} \left[\xi_m^{**} \xi_k (1 - \xi_k^T)^2 + \xi_k^{**} \xi_m (1 - \xi_m^T)^2 \right] - \frac{1}{315B_1^T} [16(100 + \rho) \xi_m^{**} \xi_k^{**}] + \frac{1}{8B_1^T} [\xi_m^* (1 - \xi_k^T)^2 + \xi_k^* (1 - \xi_m^T)^2] - \frac{1}{105B_1^T} [16(36 + \rho) \xi_m^* \xi_k^*] \quad (39)$$

$$S_1 = \frac{1}{B_1^T B_1^T} [4(\lambda_0)^2 (48)^2 + 22(\lambda_0)(48)^2 \rho + (1378/112)(\lambda_0 + 48)^2 \rho^2 + (1256/420)(\lambda_0 - 48)^2 \rho^2 + (2148/105)\rho^3 + (28/630)\rho^5] \quad (40)$$

$$S_2 = \frac{1}{B_1^T B_1^T} [2(\lambda_0)^2 (48)^2 + 8(\lambda_0)(48)^2 \rho + (209/112)(\lambda_0 + 48)^2 \rho^2 + (121/420)(\lambda_0 - 48)^2 \rho^2 + (50/105)\rho^3 - (5/630)\rho^5] \quad (41)$$

با جایگذاری رابطه‌های (۱۱) تا (۱۶) در رابطه (۲۳)، تابع کارمایه کرنشی بر حسب تغییر مکان‌های گرهی قابل دست‌یابی است. کار بارهای خارجی، بر پایه شکل (۱)، به قرار زیر است:

$$W_E = Pe + M_i \theta_i + M_j \theta_j + \int_L -q v(\xi) dx + \sum_{m=1}^n -F_m v(\xi_m) \quad (24)$$

علامت منفی q و F_m ، به سبب وارد شدن بارهای گسترده و متمرکز میانی در جهت منفی محور تغییر مکان جانبی است. با کمینه کردن تابع کارمایه نهفته کل سازه، رابطه‌های سختی و تری جزء پیشنهادی به صورت زیر در می‌آید:

$$P = EA \left\{ \frac{e}{L} + R_1(\theta_i + \theta_j)^2 + R_2(\theta_j - \theta_i)^2 + R_3 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) (\theta_j - \theta_i) + R_4 \left(\frac{qL^T}{EI} \right) (\theta_j - \theta_i) + \sum_{m=1}^n \left[\frac{F_m L^T}{EI} [R_5(\theta_i + \theta_j) + R_6(\theta_j - \theta_i)] + R_7 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{qL^T}{EI} \right) + \sum_{m=1}^n \left[R_8 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{F_m L^T}{EI} \right) + \sum_{m=1}^n \left[R_9 \left(\frac{qL^T}{EI} \right) \left(\frac{F_m L^T}{EI} \right) + R_{10} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right)^2 + R_{11} \left(\frac{qL^T}{EI} \right)^2 + \sum_{m=1}^n \sum_{k=1}^n \left[R_{12} \left(\frac{F_m L^T}{EI} \right) \left(\frac{F_k L^T}{EI} \right) \right] \right] \right\} \quad (25)$$

$$M_i = \frac{EI}{L} (S_1 \theta_i + S_2 \theta_j) + S_3 \left(\frac{EI v_{imp,0}}{L^T} \right) + S_4 (qL^T) + \sum_{m=1}^n [(S_5 + S_6)(F_m L)] \quad (26)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} (S_7 \theta_i + S_8 \theta_j) - S_3 \left(\frac{EI v_{imp,0}}{L^T} \right) - S_4 (qL^T) + \sum_{m=1}^n [(S_5 - S_6)(F_m L)] \quad (27)$$

در رابطه‌های کنونی، عامل‌های R_1 تا R_{12} ، تابع‌های انحنا و S_1 تا S_8 ، تابع‌های پایداری نام دارند و همگی، فقط تابعی از نیروی محوری می‌باشند. مقدار آنها به قرار زیر است:

$$R_1 = \frac{2(\lambda_0)^2 + (13/25)(\lambda_0)\rho + (23/105)\rho^2 + (23/2523)\rho^3}{B_1^T} \quad (28)$$

تغییر نیروی محوری نشان می‌دهد. می‌توان دید به جز هنگامی که نیروی محوری فشاری بزرگ به جزء وارد می‌شود، دقت رابطه‌های (۴۰) و (۴۱) بسیار خوب است. برای تابع پایداری S_4 ، کیم و همکاران در سال ۲۰۰۴، سری توانی زیر را پیشنهاد دادند [۹]:

$$S_4 = \frac{2520 - 42\rho + \rho^2}{30240} \quad (46)$$

نمودار تغییر رابطه کنونی در برابر نیروی محوری، به همراه رابطه (۴۳) و مقدارهای دقیق، در شکل (۳) می‌آید دیده می‌شود، رابطه به دست آمده در این مقاله در مقایسه با رابطه کیم و همکاران، همخوانی بهتری با مقدار دقیق آن دارد. اثر نقص انحنای نخستین در رابطه‌های سختی و تری، با تابع پایداری S_3 و تابع‌های انحنای R_3 ، R_7 ، R_8 و R_{10} وارد می‌گردد. شکل‌های (۴) و (۵)، این کمیت‌ها را نمایش می‌دهند. با تغییر نیروی محوری، مقدار تابع S_3 به سرعت تغییر می‌کند و نقش انحنای نخستین را در کاهش سختی آشکار می‌سازد. همچنین تابع‌های R_3 و R_{10} زیر اثر نیروی فشاری زیاد به طور چشم‌گیری تغییر می‌کنند و روی سختی جزء اثر می‌گذارند. در برابر آن، تابع‌های R_7 و R_8 تغییرات اندکی دارند و تأثیر ناچیزی بر سختی عضو می‌گذارند. تابع R_8 در شکل (۵)، به ازای یک بار متمرکز در میانه جزء رسم شده است. باید آگاه بود اگر چه تابع‌های انحنای و پایداری جزء پیشنهادی زیر اثر نیروی فشاری زیاد با خطا همراه هستند، نسبت به مقدارهای دقیق که از حل معادله دیفرانسیل تعادل تیر-ستون به دست می‌آیند، شکل بسیار ساده‌تری دارند و برای نیروی محوری فشاری و کششی، رابطه‌ای یکسان را در دسترس قرار می‌دهند.

$$S_7 = \frac{\rho[91(48)^2 + 106(48)\rho + (77/3)\rho^2]}{140B_4^T} \quad (42)$$

$$S_8 = \frac{5(48)^2 + 6(48)\rho + (11/7)\rho^2}{60B_4^T} \quad (43)$$

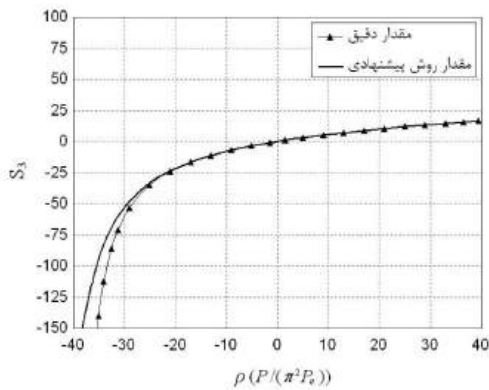
$$S_5 = \frac{(80 + \rho\xi_m^2)\xi_m(1 - \xi_m^2)}{8B_4} + \frac{2\rho^2\xi_m^{**}}{315B_4^T} \quad (44)$$

$$S_6 = \frac{(48 + \rho\xi_m^2)(1 - \xi_m^2)}{8B_4} + \frac{2\rho^2\xi_m^*}{105B_4^T} \quad (45)$$

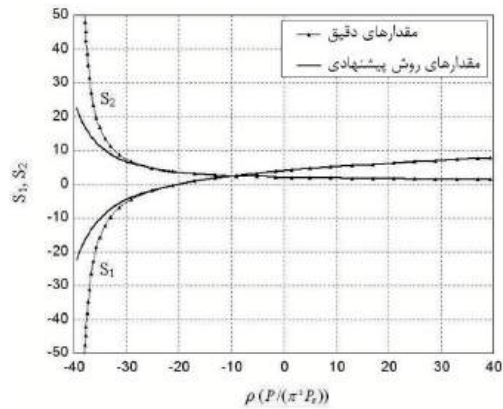
تابع‌های R_1 و R_2 ، در اثر اندرکنش دوران‌های گرهی و نیروی محوری به وجود می‌آیند. ضریب‌های R_3 و R_4 ، اندرکنش دوران‌های گرهی و نیروی محوری را به ترتیب با نقص انحنای نخستین و بار گسترده میانی نشان می‌دهند. عامل‌های R_5 و R_6 اندرکنش مرتبه دوم نیروی محوری و دوران‌های گرهی با بارهای متمرکز میانی را در بر دارند. ضریب‌های R_7 و R_8 ، اندرکنش نقص انحنای نخستین را، به ترتیب، با بارهای گسترده و متمرکز میانی نشان می‌دهند. تابع R_9 ، در اثر اندرکنش بار گسترده میانی و بارهای متمرکز میانی به وجود می‌آید. اندرکنش مرتبه دوم نیروی محوری با نقص انحنای نخستین، بار گسترده میانی و بارهای متمرکز میانی به ترتیب در تابع‌های R_{10} ، R_{11} و R_{12} دیده می‌شود.

ضریب‌های S_1 و S_2 ، همان تابع‌های پایداری رایج هستند که مقدار دقیق آنها از حل معادله دیفرانسیل تعادل تیر-ستون به دست می‌آید. تابع S_3 اثر نقص هندسی انحنای نخستین را در رابطه تعادل لنگرها وارد می‌سازد. به سخن دیگر، این ضریب همانند یک بار میانی، لنگرهای گیرداری در دو سر جزء به وجود می‌آورد. عامل S_4 ، چگونگی تغییر لنگر گیرداری بارهای گسترده میانی را با تغییر نیروی محوری نشان می‌دهد. اثر لنگر گیرداری ناشی از بارهای متمرکز میانی در تابع‌های S_5 و S_6 دیده می‌شود. از آنجا که این بارها در حالت کلی نامتقارن هستند، رابطه لنگر گیرداری آنها برای گره‌های i و j متفاوت می‌باشد.

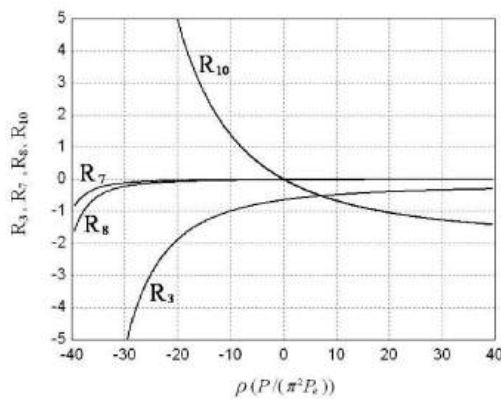
اینک دقت تابع‌های پایداری جزء پیشنهادی بررسی می‌گردد. شکل (۲)، چگونگی تغییر تابع‌های S_1 و S_2 را با



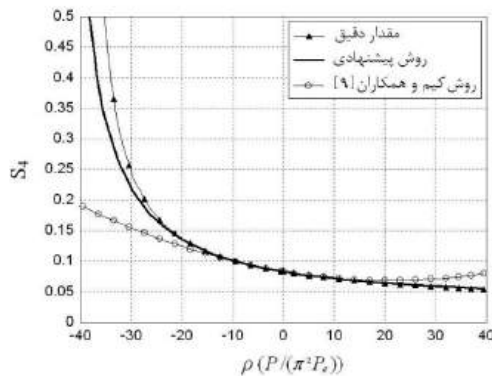
شکل (۴): چگونگی تغییر تابع پایداری S_3 با تغییر نیروی محوری



شکل (۲): چگونگی تغییر تابع‌های پایداری S_1 و S_2 با تغییر نیروی محوری



شکل (۵): چگونگی تغییر تابع‌های انحنای R_3 , R_7 , R_8 و R_{10} با تغییر نیروی محوری



شکل (۳): چگونگی تغییر تابع پایداری S_4 با تغییر نیروی محوری

$$[K_i]_{EB} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{1}{B_x L^3} & \frac{B_x}{B_x L} & \frac{B_x}{B_x L} \\ \frac{B_x}{B_x L} & \left(S_x + \frac{B_x^2}{B_x} \right) & \left(S_x + \frac{B_x B_x}{B_x} \right) \\ \frac{B_x}{B_x L} & \left(S_x + \frac{B_x B_x}{B_x} \right) & \left(S_x + \frac{B_x^2}{B_x} \right) \end{bmatrix} \quad (49)$$

در رابطه‌های کنونی، L طول جزء است. عامل‌های B_1 ، B_2 و B_3 ، به صورت زیر می‌باشند:

$$B_1 = 2R_1(\theta_i + \theta_j) - 2R_2(\theta_j - \theta_i) - R_3 \left(\frac{qL^3}{EI} \right) - R_4 \left(\frac{V_{imp,0}}{L} \right) + \sum_{m=1}^n [(R_5 - R_6)(F_m L)] \quad (50)$$

۳-۲- ماتریس سختی مماسی

در ادامه، ماتریس سختی مماسی جزء پیشنهادی برپا می‌شود. درایه‌های این ماتریس با مشتق‌گیری از رابطه‌های سختی وتری (۳۵) تا (۳۷) به دست می‌آیند و شکل کلی زیر را دارند:

$$k_{pq} = \frac{\partial^2 \Pi}{\partial \delta_p \partial \delta_q} = \frac{\partial F_p}{\partial \delta_q} + \frac{\partial F_p}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial \delta_q} \quad (47)$$

$p, q = 1, 2, 3$

$$F_p = \{ P \quad M_i \quad M_j \}^T \quad (48)$$

$$\delta_q = \{ e \quad \theta_i \quad \theta_j \}^T$$

به این ترتیب، ماتریس سختی مماسی جزء پیشنهادی در محورهای عضوی پایه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$B_r = rR_1(\theta_i + \theta_j) + rR_r(\theta_j - \theta_i) + R_r \left(\frac{qL^r}{EI} \right) + R_r \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) + \sum_{m=1}^n [(R_{\delta} + R_r)(F_m L)] \quad (51)$$

$$B_r = \frac{I}{AL^r} \left\{ RR_1(\theta_i + \theta_j)^r + RR_r(\theta_j - \theta_i)^r + RR_r \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) (\theta_j - \theta_i) + RR_r \left(\frac{qL^r}{EI} \right) (\theta_j - \theta_i) \right. \\ \left. + \sum_{m=1}^n \left[\frac{F_m L^r}{EI} [RR_{\delta}(\theta_i + \theta_j) + RR_r(\theta_j - \theta_i)] \right] + RR_r \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{qL^r}{EI} \right) + \sum_{m=1}^n \left[RR_{\delta} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{F_m L^r}{EI} \right) \right] \right. \\ \left. + \sum_{m=1}^n \left[RR_{\delta} \left(\frac{qL^r}{EI} \right) \left(\frac{F_m L^r}{EI} \right) \right] + RR_{r,0} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right)^r + RR_{r,1} \left(\frac{qL^r}{EI} \right)^r + \sum_{m=1}^n \sum_{k=1}^n \left[RR_{r,2} \left(\frac{F_m L^r}{EI} \right) \left(\frac{F_k L^r}{EI} \right) \right] \right\} \quad (52)$$

همچنین در رابطه (56)، θ زاویه وتر گذرنده از دو سر جزء با جهت مثبت محور افقی است و L طول تغییر یافته جزء در پایان گام پیشین بارگذاری می‌باشد.

۳- روش عددی تحلیل غیرخطی

از روش نموی- تکراری طول قوس استوانه‌ای، برای حل معادله‌های غیرخطی حاکم بر رفتار سازه بهره‌گیری می‌شود. به طور معمول، پژوهشگران طول قوس یا ضریب بار را در تکرارهای درون یک گام بارگذاری، ثابت انتخاب می‌کنند. در این صورت، برای گذر از نقطه‌های حدی نیاز به گام‌های بارگذاری زیادی می‌باشد. اگر این دو کمیت در هر تکرار درون یک گام تحلیل به‌هنگام شوند، سرعت همگرایی بیشتر می‌گردد. از این رو در این مقاله روش طول قوس استوانه‌ای با شعاع قوس متغیر به کار می‌رود. در برنامه رایانه‌ای نویسندگان اندازه شعاع قوس در هر تکرار درون یک گام بارگذاری به‌هنگام می‌گردد. با این کار شمار تکرارها در هر گام کاهش می‌یابد. باید آگاه بود رابطه نزدیکی میان شمار تحلیل‌های تکراری در یک گام و اندازه نمونه بار در گام بعدی وجود دارد. این شیوه افزون بر دارا بودن همه خوبی‌های راهکار طول قوس استوانه‌ای، سرعت بیشتری در گذر از نقطه‌های حدی به ویژه نقطه‌های حدی تغییر مکان دارد.

۴- نمونه‌های عددی

برای نشان دادن توانایی‌های روش پیشنهادی، چند نمونه عددی در این بخش حل می‌شود.

ضریب‌های RR_1 تا RR_{12} در رابطه (52)، مشتق ضریب‌های R_1 تا R_{12} نسبت به ρ می‌باشند. اینک ماتریس سختی مماسی جزء در دستگاه محورهای کلی سازه به صورت زیر قابل دستیابی است:

$$[K_t]_{EG} = [R]^T [K_t]_{EL} [R] = [R]^T ([T]^T [K_t]_{EB} [T] + [M]) [R] \quad (53)$$

در این رابطه، $[K_t]_{EL}$ و $[K_t]_{EG}$ ، به ترتیب ماتریس سختی مماسی در دستگاه محورهای محلی و کلی سازه می‌باشند. $[T]$ و $[M]$ ماتریس‌های مبدل از محورهای عضوی پایه به محورهای محلی و $[R]$ ماتریس انتقال از محورهای محلی به محورهای کلی سازه هستند. این ماتریس‌ها به صورت زیر تعریف می‌شوند [10، 4]:

$$[T] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -L & 0 & 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 1 & L & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & L \end{bmatrix} \quad (54)$$

$$[M] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} M_1 & -M_1 \\ -M_1 & M_1 \end{bmatrix}, \quad [M_1] = \begin{bmatrix} 0 & Q & 0 \\ Q & P & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (55)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} R_1 & 0 \\ 0 & R_1 \end{bmatrix}, \quad [R_1] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (56)$$

در رابطه (55)، P نیروی محوری جزء است و در حالت کششی مثبت فرض می‌شود. مقدار Q به قرار زیر می‌باشد:

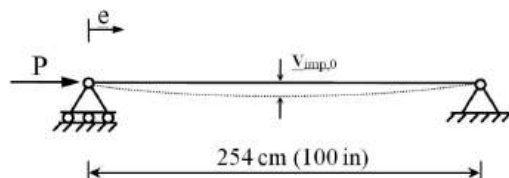
$$Q = \frac{M_i + M_j}{L} \quad (57)$$

۱-۴- ستون لاغر دو سر مفصل

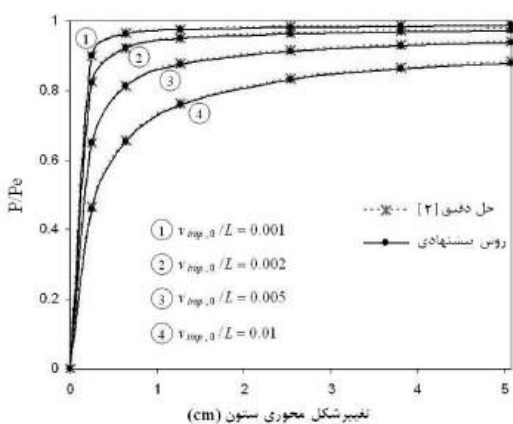
ضریب کشسانی، ۶۹ GPa (۱۰۰۰۰ksi) می‌باشد. پاسخ تحلیلی تغییر مکان محوری، بر پایه رابطه‌های پیوست ۱ به صورت زیر است:

ستون دو سر مفصل شکل (۶) که نقص انحنای نخستین دارد، تحلیل می‌گردد. سطح مقطع ستون، $۶/۴۵۱۶\text{cm}^2$ و لنگر لختی آن، $۳/۴۶۷۲\text{cm}^4$ ($۰/۰۸۳۳\text{in}^4$) و

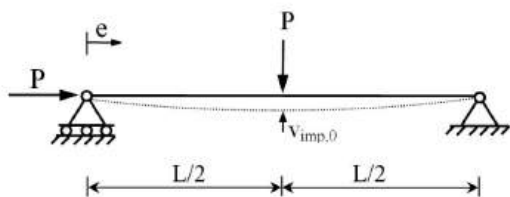
$$e = \frac{PL}{AE} + \frac{v_{imp,0}^2}{L} \left\{ \frac{3}{4\rho^2 \cos^2(\sqrt{\rho}/2)} \left[\rho(3304 + 256\rho + 3\rho^2) + 32\rho \cos\sqrt{\rho}(48 + 5\rho) - 3\sqrt{\rho} \sin\sqrt{\rho}(1280 + 96\rho + \rho^2) \right] - \frac{713}{280} \right\} \quad (58)$$



شکل (۶): ستون لاغر دو سر مفصل با نقص انحنای نخستین



شکل (۷): نمودار بار- تغییر مکان ستون لاغر دو سر مفصل



شکل (۸): ستون لاغر دو سر مفصل با نقص انحنای نخستین و بار متمرکز جانبی در وسط دهانه

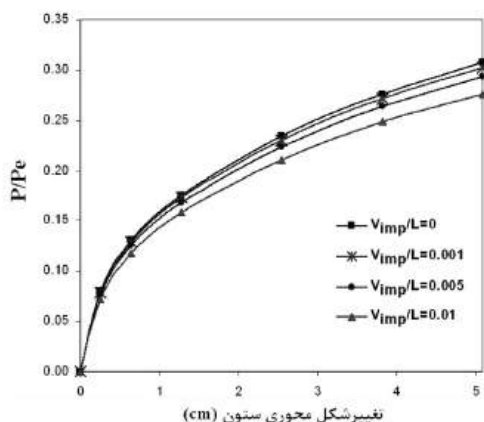
در رابطه کنونی، $\rho = PL^2/EI$ و e کوتاه شدگی محوری می‌باشد. جمله دوم طرف راست این تساوی، ناشی از نقص انحنای نخستین است. در اینجا، سازه با یک جزء پیشنهادی و به ازای مقادیر مختلف این نقص، تحلیل می‌گردد. مقدار $v_{imp,0}/L$ برابر با $۰/۰۰۲$ ، $۰/۰۰۵$ و $۰/۰۱$ انتخاب می‌شود. پیش از این، چن و ژو در سال ۱۹۹۵، تابع نقص هندسی پیشنهادی خود را در تحلیل این ستون به کار بردند [۲].

نمودار بار- تغییر شکل محوری ستون در شکل (۷) آمده است. پاسخ‌های روش پیشنهادی، در مقایسه با رابطه دقیق (۵۸)، دقتی عالی دارند. باید آگاه بود این پاسخ‌ها تنها با به کار بردن یک جزء در عضو به دست آمده‌اند و روش پیشنهادی از این دیدگاه، کارآمد به شمار می‌آید.

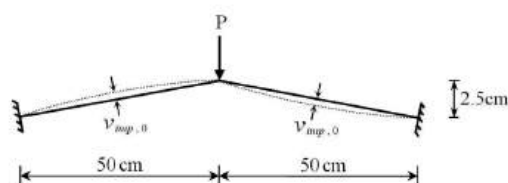
اینک همانند شکل (۸)، یک بار متمرکز جانبی نیز به وسط دهانه ستون وارد می‌شود. پاسخ تحلیلی تغییر مکان محوری سازه در نبود نقص انحنای نخستین به صورت زیر است [۳]:

$$e = \frac{PL}{AE} + \frac{L}{16} \left[3 - \frac{3 \tan(\sqrt{\rho} \frac{L}{2})}{(\sqrt{\rho} \frac{L}{2})} + \tan^2(\sqrt{\rho} \frac{L}{2}) \right] \quad (59)$$

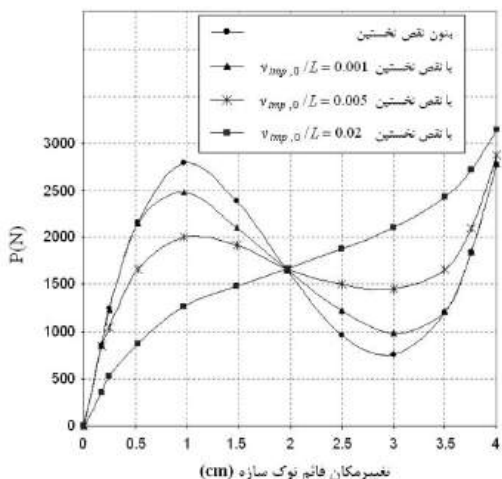
میان رفته‌اند و سازه بدون رویارویی با پدیده برگشت بار، در مسیر ایستایی پیش می‌رود.



شکل (۹): نمودار بار - تغییر مکان تیر - ستون لاغر دو سر مفصل با بار متمرکز جانبی در وسط دهانه



شکل (۱۰): قاب دو عضوی با ارتفاع کم و الگوی نقص شکم‌دادگی آن



شکل (۱۱): نمودار بار - تغییر مکان قاب دو عضوی با ارتفاع کم

در رابطه کنونی، $\rho = PL^2/EI$ و e کوتاه شدگی محوری می‌باشد. جمله دوم طرف راست این تساوی، ناشی از نقص انحناي نخستین است. در اینجا سازه با یک جزء پیشنهادی و به ازای مقادیر مختلف این نقص تحلیل می‌گردد. مقدار $V_{imp,0}/L$ برابر با $0/005$ ، $0/001$ و $0/01$ و در راستای نشان داده شده انتخاب می‌گردد. شکل (۹)، نمودار بار- تغییر مکان روش پیشنهادی را نشان می‌دهد. آشکار است، اثر نقص انحناي نخستین بر تغییر شکل محوری سازه قابل چشم‌پوشی نیست. همچنین با افزایش مقدار نقص، آهنگ کاهش سختی افزایش می‌یابد. باید آگاه بود پاسخ شیوه پیشنهادی در نبود نقص شکم‌دادگی، به مقدار دقیق رابطه (۵۹) بسیار نزدیک است و خطایی در حدود 1% دارد که دقتی بسیار خوب به شمار می‌آید.

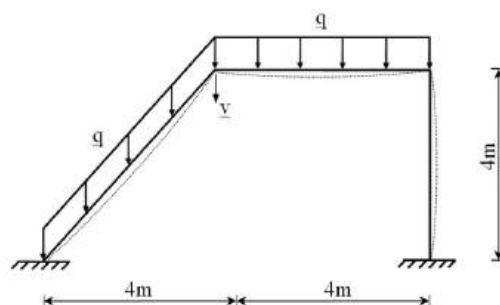
۲-۴- قاب دو عضوی با ارتفاع کم

نخستین بار، ویلیام در سال ۱۹۶۴ قاب دو عضوی با ارتفاع کم را آزمایش کرد و آن را به عنوان معیاری برای واریسی دقت تحلیل‌های کشسان مرتبه دوم قاب‌های دو بعدی به کار برد. پس از آن چن و ژو در سال ۱۹۹۵ ابعاد این قاب را به گونه‌ای تغییر دادند که نیروی محوری در اعضاها بیشتر گردد. سپس شکل نقص شکم‌دادگی اعضاها را سهمی درجه دو پنداشتند و از آن در تحلیل کشسان مرتبه دوم بهره گرفتند.

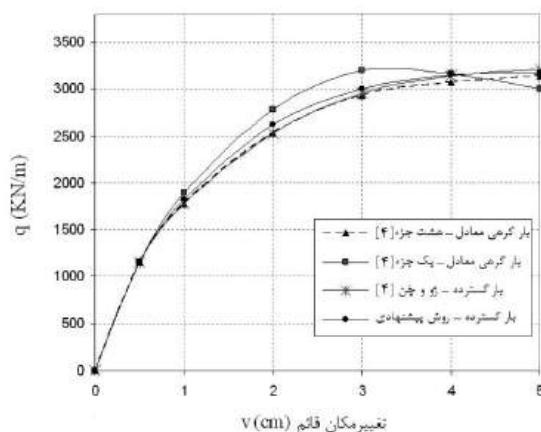
هندسه و بارگذاری قاب دو عضوی در شکل (۱۰) می‌آید. مقطع‌های سازه، 1×1 cm می‌باشند و ضریب کشسانی 210 GPa است [۲، ۱۱]. روش پیشنهادی، به ازای مقادیر مختلف نقص انحناي نخستین، در تحلیل کشسان این سازه به کار می‌رود. نمودار بار- تغییر شکل محوری ستون در شکل (۱۱) آمده است. دیده می‌شود کاهش سختی سازه با افزایش مقدار نقص روندی سریع دارد. همچنین با تغییر مقدار نقص شکم‌دادگی نقطه‌های حدی به طور چشم‌گیری جابه‌جا می‌شوند؛ به گونه‌ای که در بیشینه نقص $0/02$ طول عضو، نقطه‌های حدی بار از

۳-۴- قاب یک طبقه با عضو مایل

شکل (۱۲)، قاب یک طبقه با عضو مایل و بارگذاری آن را نشان می‌دهد. ژو و چن در سال ۱۹۹۷ این قاب را در دو حالت تحلیل کردند. نخست بارهای گسترده میانی را به کار بردند و هر عضو را با یک جزء الگوسازی کردند. سپس بارهای گسترده میانی را با بارهای معادل گرهی جایگزین کردند و در هر عضو یک بار هشت جزء و بار دیگر یک جزء به کار بردند. مقطع‌های سازه از نیمرخ IPE360 هستند و ضریب کشسانی ۲۰۵ GPa می‌باشد [۴].



شکل (۱۲): قاب یک طبقه با عضو مایل و الگوی نقص انحنای نخستین آن



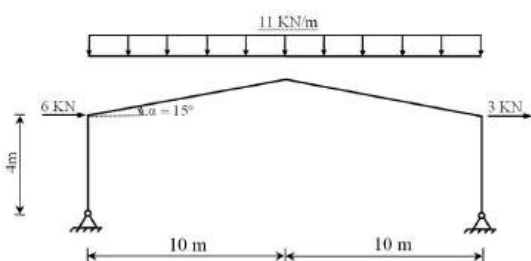
شکل (۱۳): نمودار بار- تغییر مکان قاب یک طبقه با عضو مایل

در اینجا، نقص شکم‌دادگی $L/1000$ همانند شکل (۱۲) به قاب افزوده می‌شود و تحلیل کشسان مرتبه دوم به انجام می‌رسد. نمودار بار- تغییر مکان روش پیشنهادی به همراه

تحلیل‌های ژو و چن در شکل (۱۳) آمده است. چون جزء پیشنهادی ژو و چن بارهای گسترده طولی را نیز الگوسازی می‌کند، نسبت به جزء پیشنهادی هم‌خوانی بهتری با الگوی هشت جزء در هر عضو دارد. با وجود این، پاسخ روش پیشنهادی به تدریج به دو تحلیل دیگر نزدیک می‌شود. بیشینه خطای شیوه پیشنهادی، ۳/۵ درصد می‌باشد.

۴-۴- قاب شیب‌دار

هندسه سازه و بارهای وارد بر آن در شکل (۱۴) آمده است. در سال ۱۹۹۷، ژو و چن این قاب را تحلیل کشسان مرتبه دوم نمودند. ویژگی روش پیشنهادی آنها به کار بردن بارهای گسترده میانی بدون نیاز به متمرکز کردن در گره‌ها بود. با وجود این از نقص هندسی اعضا چشم‌پوشی کردند. همه مقطع‌های سازه از نیمرخ IPE360 هستند و ضریب کشسانی ۲۰۵ GPa می‌باشد [۴].

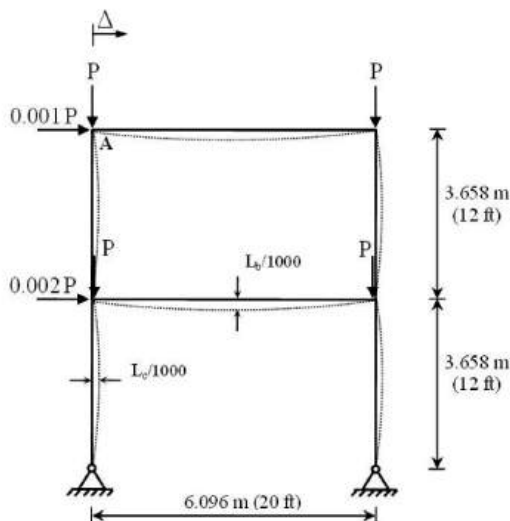


شکل (۱۴): قاب شیب‌دار

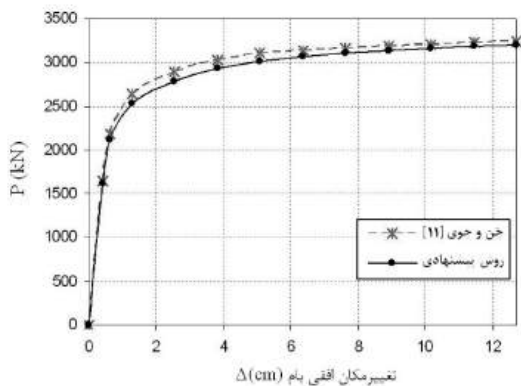
در روش پیشنهادی هر عضو فقط با یک جزء الگوسازی می‌شود. این کار حجم داده دهی به رایانه و زمان تحلیل را کاهش می‌دهد. شکل (۱۵) الگوی نقص هندسی شکم‌دادگی به کار رفته را نشان می‌دهد. نمودار بار- تغییر مکان روش پیشنهادی به همراه راهکار ژو و چن در شکل (۱۶) آمده است. می‌توان دید اثر نقص یک هزارم طول عضو در کاهش باربری سازه ناچیز می‌باشد. با وجود این بیشینه خطای متمرکز کردن بارهای گسترده در گره‌ها، حدود ۷ درصد است. بنابراین الگوسازی صریح بارهای گسترده افزون بر کاهش شمار جزءها دقت پیمایش مسیر ایستایی این سازه را به طور چشم‌گیری افزایش می‌دهد.

بررسی مقدار خطای این جایگزینی بارهای متمرکز وارد بر قاب شکل (۱۷) همانند شکل (۱۹)، با بارهای گسترده یکنواخت جایگزین کردند [۳].

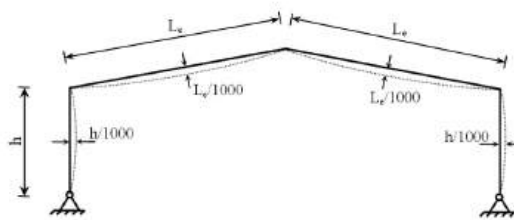
شدت بارهای گسترده یکنواخت به گونه‌ای انتخاب شده است که مقدار نیروهای وارد به قاب تغییر نکند. بنابراین اگر طول تیرها L_b باشد، رابطه $w = 2P/L_b$ برقرار است. در اینجا نمودار بار- تغییرمکان جانبی قاب در روش پیشنهادی زیر اثر بارهای گسترده یکنواخت و بارهای گرهی معادل در شکل (۲۰) مقایسه شده است. دیده می‌شود، کاهش سختی زیر اثر بارهای گسترده شیب ملایم‌تری دارد. همچنین بیشینه خطای متمرکز کردن بارهای گسترده میانی در گره‌ها ۴ درصد می‌باشد.



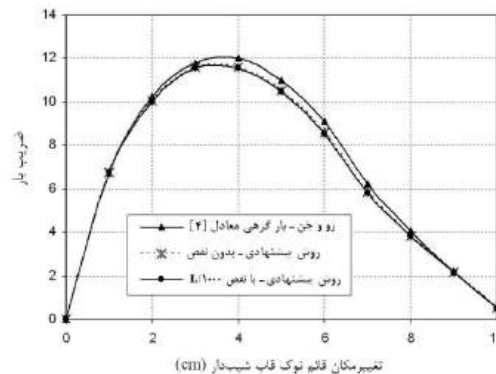
شکل (۱۷): قاب دو طبقه یک دهانه



شکل (۱۸): نمودار بار- تغییرمکان قاب دو طبقه یک دهانه



شکل (۱۵): الگوی نقص شکم‌دادگی در قاب شیب‌دار

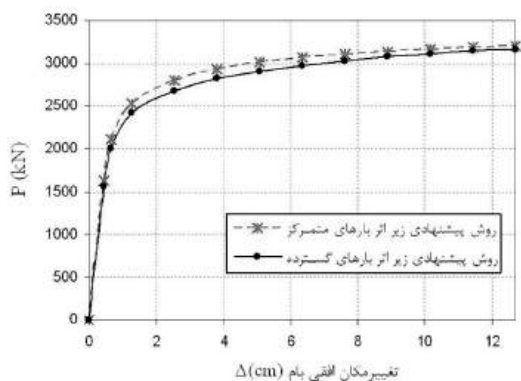


شکل (۱۶): نمودار بار- تغییرمکان قائم نوک قاب شیب‌دار

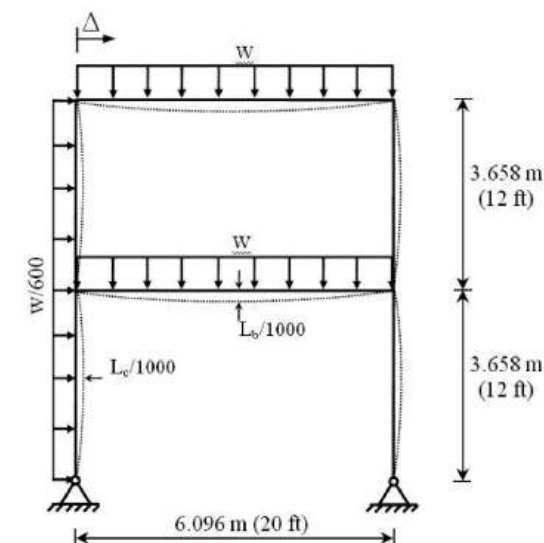
۵-۴- قاب دو طبقه یک دهانه

نخستین بار لوی و چن در سال ۱۹۸۸، این سازه را تحلیل کشسان مرتبه دوم کردند. آنها در الگوسازی ستون‌ها یک جزء و در الگوسازی تیرها دو جزء به کار بردند. در تحلیل آنها نقص انحنای نخستین وجود نداشت. پس از آن، چن و چوی این قاب را در سال ۲۰۰۰ تحلیل نمودند. شکل (۱۷)، قاب دو طبقه یک دهانه و بارگذاری آن را نشان می‌دهد. مقطع ستون‌ها نیمرخ $W12 \times 96$ و مقطع تیرها نیمرخ $W14 \times 48$ می‌باشد. ضریب کشسانی 207 GPa (۳۰۰۰۰ ksi) است [۱۱].

در روش پیشنهادی نقص انحنای نخستین همانند شکل (۱۷) به قاب افزوده می‌شود. نمودار بار- تغییرمکان شیوه پیشنهادی و راهکار چن و چوی در شکل (۱۸) آمده است. پاسخ‌ها نشان می‌دهند، نقص انحنای نخستین با وجود کوچکی مقدار آن باربری قاب را تا ۳ درصد کاهش می‌دهد. دلیل اصلی آن پر اهمیت بودن اثر $P-\delta$ در رفتار سازه است. در حقیقت سازه‌ها زیر اثر بارهای گسترده قرار دارند. ولی در بسیاری از تحلیل‌ها آنها را با بارهای گرهی جایگزین می‌کنند. در سال ۱۹۹۶، ژو و چن برای



شکل (۲۰) : نمودار بار- تغییر مکان قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده



شکل (۱۹) : قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده

۵- نتیجه گیری

اثر مرتبه دوم $P-\delta$ بر رفتار سازه حاکم است، نقشی تاثیرگذار پیدا می کند. بنابراین پیشنهاد می شود اثر این نقص همواره در تحلیل های مرتبه دوم وارد گردد، زیرا قضاوت درباره میزان اهمیت اثرهای $P-\delta$ و $P-\Delta$ در بسیاری از سازه ها دشوار است. نقص انحنای نخستین اعضا در بیشتر سازه های تحلیل شده در این مقاله ۰/۰۰۱ طول آنها انتخاب شد. این مقدار حد مجاز توصیه شده بسیاری از آیین نامه های معتبر طراحی (برای نمونه آیین نامه AISC-LRFD آمریکا و آیین نامه AS4100 استرالیا) می باشد. با وجود این خطای پیمایش مسیر ایستایی در برخی از نمونه های حل شده قابل توجه بود. از این رو برای وارد کردن اثرهای غیرخطی در تحلیل گاه نمی توان به رابطه های پیشنهادی آیین نامه های طراحی بسنده کرد و باید الگوهایی دقیق تر را به کار گرفت.

رابطه سازی جدیدی برای تحلیل کشسان مرتبه دوم قاب های دو بعدی در این مقاله ارائه شد. جزء پیشنهادی دارای نقص انحنای نخستین است و زیر اثر بارهای گرهی و نیز بارهای گسترده و متمرکز میانی قرار دارد. ماتریس سختی مماسی نویسندگان دقت خوبی دارد و می تواند هر عضو را فقط با یک جزء الگوسازی کند. همچنین برای عضوهای فشاری و کششی رابطه ای یکسان را به کار می برد. بنابراین راهکار پیشنهادی توانمند و کاربردی به شمار می آید.

بدون شک نقص انحنای نخستین اثری منفی بر ظرفیت باربری یک سازه می گذارد. از پاسخ های به دست آمده در نمونه های عددی می توان نتیجه گرفت اگر در پایداری سازه اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ تعیین کننده باشد اهمیت نقص شکم دادگی اعضا کمتر می شود. از سوی دیگر هنگامی که

تغییر مکان محوری یک ستون که نقص انحنای نخستین با تابع پیشنهادی رابطه (۲) دارد در زیر حساب می‌شود. رابطه (۲) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$v_{imp}(\xi) = \frac{v_{imp,0}}{\gamma} (\xi) (4\xi^3 - 8\xi^2 - 3\xi + \gamma) \quad (60)$$

$$\xi = \frac{x}{L}, \quad 0 \leq x \leq L$$

در این رابطه، v_{imp} تابع نقص انحنای نخستین است و $v_{imp,0}$ مقدار آن در وسط دهانه می‌باشد. γ فاصله بی بعد و طول جزء است. معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار این سازه به صورت زیر می‌باشد:

$$EI \frac{d^2 v}{dx^2} + P(v + v_{imp}) = 0 \quad (61)$$

در رابطه کنونی، v تابع تغییر مکان جانبی ناشی از نیروی محوری است. با وارد کردن شرط‌های مرزی $v=0$ در $x=0$ و $x=L$ ، تابع تغییر مکان جانبی ستون به قرار زیر به دست می‌آید:

$$v_{tot} = v + v_{imp} = \frac{v_{imp}}{\rho^2} \left[(4\lambda + 2\rho) \left(\tan\left(\frac{\sqrt{\rho}}{\gamma}\right) \sin\left(\sqrt{\rho} \frac{x}{L}\right) + \cos\left(\sqrt{\rho} \frac{x}{L}\right) - 1 \right) - 2\rho \left(\frac{x}{L}\right) \left(1 - \frac{x}{L}\right) \right] \quad (62)$$

در این رابطه ρ همانند رابطه (۱۹) تعریف می‌شود و v_{tot} تابع تغییر مکان کل ستون با در نظر گرفتن تغییر مکان ناشی از نقص انحنای نخستین می‌باشد. تغییر مکان محوری جزء را می‌توان به صورت جمع جبری تغییر طول در اثر نیروی محوری و نیز کوتاه شدگی ناشی از خمش و نقص انحنای نخستین، همانند زیر نوشت:

$$e = \delta_L + \delta_{b,b} - \delta_{b,imp} \quad (63)$$

در این رابطه δ_L تغییر مکان کشسان خطی است و برابر با PL/AE می‌باشد. $\delta_{b,b}$ و $\delta_{b,imp}$ به ترتیب کوتاه‌شدگی ناشی از خمش و نقص انحنای نخستین هستند و به صورت زیر حساب می‌شوند:

$$\delta_{b,b} = \frac{1}{\gamma} \int_0^L \left(\frac{dv_{tot}}{dx} \right)^2 dx \quad (64)$$

$$\delta_{b,imp} = \frac{1}{\gamma} \int_0^L \left(\frac{dv_{imp}}{dx} \right)^2 dx \quad (65)$$

با جایگذاری رابطه‌های (۶۰) و (۶۲) در رابطه‌های کنونی و بهره‌گیری از رابطه (۶۳)، تغییر مکان محوری ستون همانند رابطه (۵۸) قابل دست‌یابی است.

1- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (1994), "Pointwise equilibrating polynomial element for nonlinear analysis of frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 6, PP. 1703-1717.

2- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (1995), "Second-order elastic analysis of frames using single imperfect element per member", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 6, PP. 939-945.

3- Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1996), "Refined second-order analysis of frames under lateral and axial loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 5, PP. 548-554.

4- Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1997), "Second-order analysis of slender steel frames under distributed axial and member loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, PP. 1187-1193.

5- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (2000), "Nonlinear integrated design and analysis of skeletal structures by 1 element per member", Engineering Structures, Vol. 22, PP. 246-257.

6- Chan, S.L. and Gu, J.X. (2000), "Exact tangent stiffness for imperfect beam-column members", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 9, PP. 1094-1102.

7- Chan, S.L. (2001), "Review: nonlinear behaviour and design of steel structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, PP. 1217-1231.

8- Kim, S.E. and Chen, W.F. (1996), "Practical advanced analysis for unbraced steel frame design", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 11, PP. 1259-1265.

9- Kim, S.E., Lee, J.S., Choi, S.H. and Kim, C.S. (2004), "Practical second-order inelastic analysis for steel frames subjected to distributed load", Engineering Structures, Vol. 26, PP. 51-61.

10- Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997), LRF design using advanced analysis, CRC Press, Boca Raton, New York.

11- Chan, S.L. and Chui, P.P.T. (2000), Nonlinear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Elsevier Science, Amsterdam.



ارزیابی رفتار عملکردی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای فولادی هم‌محور

غلامرضا قدرتی امیری^۱، ابوالفضل غلام‌رضاتبار^۲، سید علی رضویان امرئی^۳

چکیده

یکی از روش‌های بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح استفاده از مهاربندهای فولادی می‌باشد. در این مقاله چند نمونه قاب خمشی بتن مسلح موجود با شکل‌پذیری متوسط که برای بارهای لرزه‌ای برآورد شده بر اساس «استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش دوم» طراحی گردیده‌اند مدل‌سازی شدند. به منظور ارزیابی قاب‌ها تحت بارهای لرزه‌ای اصلاح شده، مدل‌ها بر اساس «استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم» مجدداً بارگذاری لرزه‌ای گردیدند. تحلیل مجدد قابها حاکی از آن است که نسبت تنشها در اکثر ستون‌ها از یک تجاوز کرده است. قاب‌های بتن مسلح به کمک مهاربندهای فولادی شورون (CBF) بهسازی لرزه‌ای شدند. قاب‌های مقاوم‌سازی شده با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی منطبق بر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تامین شده توسط اعضاء ارزیابی شده است. مفاصل پلاستیک تغییرمکانی و سطوح عملکرد بر اساس ضوابط مدل‌سازی غیرخطی اعضاء، مندرج در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعریف شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد روش بکار گرفته شده امکان بهسازی لرزه‌ای قابها را تا سطح عملکرد آستانه فروریزش برای سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال عمر مفید سازه فراهم می‌آورد. نحوه تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک حاکی از مصون ماندن اکثر ستون‌ها در قابهای بلندتر از سه طبقه در این شیوه می‌باشد.

کلمات کلیدی:

ارزیابی لرزه‌ای، قاب بتن مسلح متوسط، مهاربندهای فولادی، سطوح عملکرد

Evaluation of Performance of Reinforced Concrete Frame Retrofitted Using Concentric Steel Bracing

G. Ghodrati Amiri, A. Gholamrezatabar, M.S.A. Razavian Amrei

ABSTRACT

One of seismic retrofitting approach of reinforced concrete (RC) frames is using structural steel brace elements. In current paper some existing moment resisting RC frames with intermediate ductility was designed to withstand seismic loads which were predicted by second edition of Standard No. 2800. In other to evaluate rehabilitated RC frames, models were loaded according to third edition of Standard No. 2800. Analyses of frames show stress ratio in most of columns were exceeded allowable value. Selected RC frames were rehabilitated using concentric inverted V-brace elements. Retrofitted frames were evaluated based on Seismic Rehabilitation Code for Existing Building in Iran. Also formation of plastic hinges and provided performance levels were investigated. Displacement control plastic hinges and performance levels of nonlinear modeling criteria were extracted from Seismic Rehabilitation Code. Results present formed plastic hinges with their performance levels and discuss about used seismic retrofitting approach efficiency for hazard level of 10% earthquake probability of acceptance in 50 years.

Key words:

Seismic Evaluation, RC Frame, Performance Level, Concentric Steel Braces

۱. استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران ghodrati@iust.ac.ir

۲. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه شمال - آمل ab_gholamrezatabar@yahoo.com

۳. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران ali_razavian@iust.ac.ir

زلزله یکی از پدیده‌های مخرب طبیعی است که تنها طی نیمه قرن اخیر خسارات جانی و مالی زیادی را به جا گذاشته است. کشور ایران به عنوان یکی از کشورهای لرزه خیز جهان، طی این دوره دچار خسارات ناشی از این پدیده و عواقب ناشی از آن گردیده است. امکان وقوع زلزله‌های شدید به دلیل شرایط طبیعی زمین ساختاری ایران از یک طرف و همچنین طراحی و ساخت ساختمان های بتنی زیادی که ضوابط بارگذاری لرزه‌ای در آنها رعایت نشده است یا به دلیل تغییر این ضوابط، بارهای لرزه‌ای آنها دست پایین برآورد شده از طرف دیگر، ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها موجود و نیز بهسازی آنها را ضروری می‌سازد. امروزه یکی از سیستم‌های متداول طراحی ساختمان‌ها در کشور استفاده از سیستم قاب خمشی بتنی مسلح می‌باشد. این سیستم به دلیل در دسترس بودن مصالح مورد نیاز و نیز اجراء ساده‌تر به یکی از سیستم‌های متداول و مورد نظر در ایران تبدیل شده است. لذا بسیاری از ساختمان‌های ساخته شده در ایران سیستم قاب خمشی بتنی می‌باشد. ارزیابی لرزه‌ای قابهای موجود نشان می‌دهد که به دلیل عدم رعایت ضوابط بارگذاری لرزه‌ای و نیز به خاطر تغییر آیین‌نامه‌ها، ساختمان‌های طرح شده موجود در برابر بارهای لرزه‌ای اصلاح شده مقاوم نمی‌باشند. لذا مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های آینده امری اجتناب ناپذیر می‌باشد. محققین روشهای مختلفی را برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌ها پیشنهاد کردند که هر کدام از آنها دارای مزایا و معایبی می‌باشد. یکی از این روشها افزودن اعضا سازه‌ای جدید مانند دیوار برشی یا مهاربندهای فولادی به ساختمان می‌باشد. استفاده از مهاربندهای فولادی می‌تواند مورد توجه قرار گیرد؛ چرا که این روش حداقل اضافه وزن را به سازه اعمال می‌کند و ضمناً اجراء آن نسبت به سایر روش‌ها ساده‌تر می‌باشد. همچنین به کارگیری روش مقاوم‌سازی مذکور در مهاربندی‌های نوع ۷ و ۷- معکوس باز و بسته حداقل ممانعت معماری را سبب شده

و امکان ایجاد بازشوها را فراهم می‌آوردند. Badoux و Jirsa [۱] در سال ۱۹۹۰ یک تست بارگذاری سیکلی را روی قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای داخل قابی انجام دادند. برخی دیگر از محققین [۲-۵] تاثیر بکارگیری اعضا خرابایی را برای مقاوم‌سازی قاب بتنی مسلح بررسی نمودند. ناطقی الهی [۶] مهاربندهای فولادی داخلی را برای بهبود ظرفیت باربری ساختمان هشت طبقه در ایران به کار برد. Ghobarah و همکارانش [۷] ساختمان‌های بتنی مسلح غیرشکل‌پذیر موجود را به کمک مهاربندهای فولادی ۷- معکوس هم‌محور و برون‌محور مقاوم‌سازی نمودند. ماهری و کوهساری [۸] یک تست آزمایشگاهی پوش‌آور را روی قاب‌های بتنی مسلح مهاربندی شده با اعضا فولادی انجام دادند. در این مطالعه به منظور دستیابی اهداف ابتدا قابهای بتنی مسلح برای مقاوم‌سازی، بر اساس ویرایش دوم "آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله" [۹] بارگذاری لرزه‌ای گردیده و طراحی شدند. سپس بارهای لرزه‌ای افزایش یافته که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم [۱۰] محاسبه شده به قابها اعمال گردیدند. آنگاه مهاربندهای فولادی هم‌محور شورون (۷- معکوس) به قابهای بتنی اضافه شدند. سطح مقطع بادبندها چنان تعیین گردید که نسبت تنشها در ستونها و بادبندها کوچکتر از یک گردد. مقاله حاضر به ارزیابی لرزه‌ای قاب بتنی مقاوم‌سازی شده بر اساس مفاهیم و ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانها موجود [۱۱ و ۱۲] پرداخته و سطوح عملکرد تامین شده توسط اعضا را در محل تشکیل مفاصل پلاستیک (Local Performance Level) مورد بررسی قرار می‌دهد.

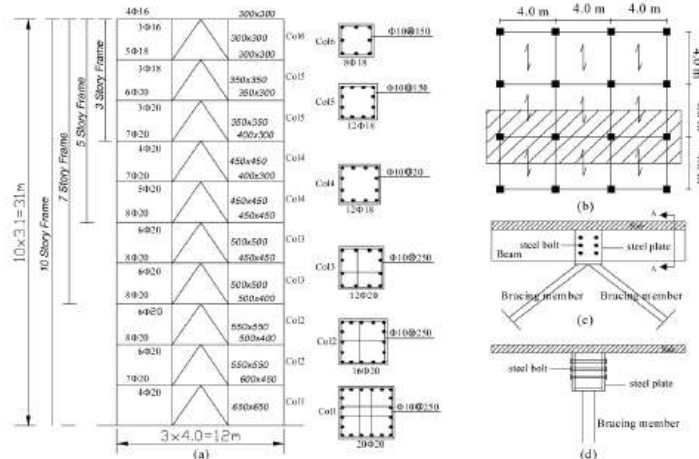
۲- مدل‌سازی

به منظور بررسی اهداف مذکور، قاب‌های بتنی سه، پنج، هفت و ده طبقه با شکل‌پذیری متوسط در نرم‌افزار ETABS [۱۳] مدل‌سازی شدند. چنان که در شکل (۱) نشان داده شده است ساختمان شامل سه دهانه ۴ متری برابر ۱۲×۱۲ متر در پلان می‌باشد. ارتفاع همه طبقات

است، لذا ظرفیت تیرها در آنها قابل ملاحظه می‌باشد، بنابراین اقدام به نصب مهاربندها به صورت ۷- معکوس گردید تا علاوه بر فراهم آوردن امکان تعبیه بازشوها از ظرفیت قابل توجه تیرها نیز استفاده گردد. ضمناً تاکید می‌گردد که نصب این گونه مهاربندهای با سه اتصال به اعضا قاب بتن مسلح انجام می‌گردد که خود از مزیت روش مهاربندی به کار گرفته شده در مقایسه با روش مهاربندی ضربدری می‌باشد. جزئیات اتصال مهاربندها به تیر در شکل ۱c و ۱d نشان داده شده است. بعد از مدل سازی قاب بتن مسلح در حالت مهاربندی شده و انجام تحلیل سطح مقاطع بادبندها به دست آمده است. بر این اساس ابتدا ابعاد اولیه مهاربندها برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله به دست آمده آنگاه طی تحلیل‌های غیرخطی برای رسیدن به توزیع بهتر مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد بالاتر آنها، ابعاد اندکی اصلاح گردید.

۳- ارزیابی لرزه‌ای قاب های موجود و مهاربندی شده
بعد از مدل سازی قاب ها و قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی باید بارهای جانبی بر اساس دستورالعمل محاسبه و به سازه اعمال گردد. همچنین پارامترهای مدل سازی غیرخطی و نیز معیارهای پذیرش بر اساس ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود" [۱۱] تعریف گردیده است.

برابر و مساوی ۳/۱ متر می‌باشد. بارهای مرده طبقات برابر 650 kg/m^2 و بارهای زنده آنها برابر 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. همچنین مقادیر بارهای مرده و زنده سقف به ترتیب برابر 550 kg/m^2 و 150 kg/m^2 می‌باشد. مقاومت فشاری بتن 28 Mpa و مقاومت جاری شدن فولاد 350 Mpa لحاظ گردید. ابعاد تیرها و ستون ها و نیز سطح مقطع میلگردهای اعضا بتن مسلح برای قاب طرح شده در برابر بارهای لرزه‌ای برآوردی استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش دوم می‌باشد. در طرح این قاب ها ابعاد و مقاطع میلگردها چنان به دست آورده شده تا نسبت تنش ها در برخی ستون ها کمی بیشتر از یک گردد تا اثر گذشت زمان بر کاهش مقاومت بتن لحاظ شود. ابعاد تیرها، ستون ها و مقادیر میلگردهای محاسبه شده در شکل (۱) نشان داده شده است. ضرایب بارهای لرزه‌ای بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده، آنگاه بارهای لرزه‌ای جدید بر قاب بتن مسلح طرح شده موجود اعمال گردید. تحلیل‌های انجام گرفته حاکی از آن است که ستون ها در وضعیت جدید پاسخ‌گوی بارهای لرزه‌ای نمی‌باشند و نسبت تنش در اکثر آنها از یک تجاوز می‌کند. لذا مهاربندهای فولادی به نحوی که در شکل (۱) نشان داده شده است به قاب اضافه گردید. از آنجا که قاب های مورد بررسی قاب خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شده



شکل (۱): (a) ابعاد و سطح مقطع تیرها و ستونها در قاب های بتن مسلح مقاوم سازی شده (b) پلان و قاب مورد بررسی (c) جزئیات اتصال مهاربندها به تیر (d) برش A-A اتصال

۳-۱- بارگذاری لرزه‌ای قاب‌ها

به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها و روش بهسازی به کار گرفته شده، قاب‌های مهاربندی شده بر اساس دستورالعمل بارگذاری لرزه‌ای گردیدند. بر این اساس باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر سازه اعمال گردد:

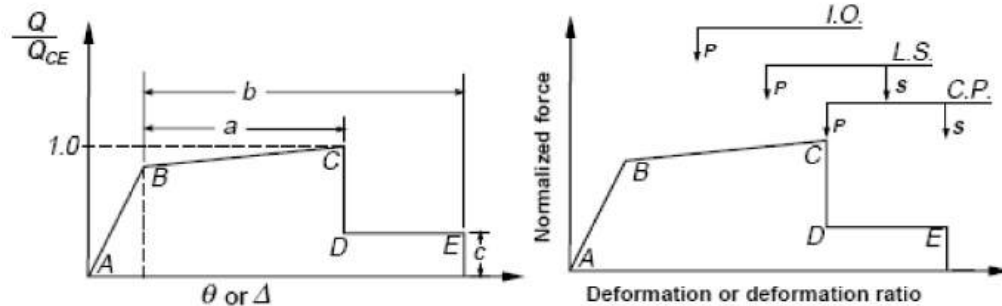
الف- توزیع متناسب با بار جانبی در روش استاتیکی خطی برای قاب‌ها با پریود زیر یک ثانیه و توزیع متناسب با تحلیل دینامیکی خطی طیفی برای قاب‌های با پریود بالای یک ثانیه.

ب- توزیع یکنواخت متناسب با وزن طبقه.

۳-۲- تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد

مفاصل پلاستیک تغییر مکانی قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی تعریف می‌گردد. این مفاصل برای مدل‌سازی غیرخطی اعضا به کار می‌رود. چنانکه در شکل (۲) نشان

داده شده است نمودار نیرو در برابر تغییر مکان، امکان مدل‌سازی غیرخطی بتن محصور نشده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک را فراهم آورده است. این مفاصل به صورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده و لنگر حد جاری شدن مقطع به عنوان لنگر نهایی مقطع به کار گرفته شده است. برای تعریف مفاصل پلاستیک ستون نمودار نیروی محوری-لنگرخمشنی برای هر ستون تهیه شده و به هریک از ستون‌ها اختصاص یافته است. سایر پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مفاصل پلاستیک ستون با توجه به نیروی محوری، برش طراحی و نیز خصوصیات هندسی و مکانیکی مصالح تعریف گردید. از آنجا که سطح مقطع میلگردها برای تیرها طبقات متفاوت می‌باشد، لذا ظرفیت لنگر مثبت و منفی برای هر تیر محاسبه شده و به اعضا تیری اختصاص یافته است.



شکل (۲): نمودار نیرو- تغییر مکان تعمیم یافته و سطوح عملکرد متناظر [۱۱]

مهاربندها از فصل پنجم و در تیرها و ستون‌ها بتنی از فصل ششم این دستورالعمل [۱۱] استخراج گردید. مقادیر در جداول (۱) تا (۳) خلاصه شده است.

در جداول (۱) تا (۳) ρ , ρ' و ρ_{bal} به ترتیب درصد فولادهای کششی، فشاری و تعادل مقطع می‌باشد. V برش طراحی عضو، b_w عرض مقطع، d ارتفاع مقطع و f_c تنش فشاری بتن می‌باشد. P و A_g به ترتیب نیروی فشاری و سطح مقطع ناخالص ستون می‌باشد. مقادیر پارامترهای مدل‌سازی را می‌توان به طور مستقیم و یا در صورت لزوم با درونیابی خطی از جداول (۱) تا (۳) استخراج نمود. با

تعریف سطوح عملکرد مفاصل پلاستیک نیز بر اساس دستورالعمل انجام گرفته است. این سطوح شامل سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (CP) و سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، متناظر با دورانها و تغییر مکانهای پلاستیک اعضا می‌باشد. این سطوح نیز به برش طراحی عضو، نیروی محوری، خصوصیات هندسی و نیز خصوصیات مکانیکی بتن و درصد میلگردهای طولی وابسته است. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای کمی پذیرش در روشهای غیرخطی برای تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد آنها در

طی یک زلزله تجربه کند. تغییر مکان هدف برای ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های مقاوم‌سازی شده به کار می‌رود. این تغییر مکان بسته به نوع بارگذاری و نیز سطح عملکرد مورد نظر به کمک رابطه پیشنهادی دستورالعمل محاسبه می‌گردد. بر این اساس بارهای جانبی به طور تدریجی افزایش داده شده تا ساختمان به تغییر مکان مورد نظر برسد. این تغییر مکان به صورت فرمول شماره (۱) قابل محاسبه می‌باشد [۱۱]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_d \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

توجه به حجم زیاد عملیات محاسباتی برای کنترل نسبت ارائه شده برای درصد میلگردها و نسبت برش در همه المانها تحت بارگذاری‌های مختلف، برنامه کامپیوتری در نرم‌افزار Excel [۱۴] تهیه شد تا کنترل‌های مورد نیاز را انجام داده و مقادیر پارامترها را برای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها به طور مستقیم و یا با درون‌یابی از جداول (۱) تا (۳) استخراج نماید.

۳-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)

بر اساس تعریف تغییر مکان هدف (Target Displacement) حداکثر تغییر مکان نسبی است که ممکن است ساختمان

جدول (۱): پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - تیرهای بتن مسلح [۱۱]

تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

جدول (۲): پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - ستون‌های بتن مسلح [۱۱]

ستونهایی که با خمش کنترل می‌شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

جدول (۳): ابعاد مهاربندهای فولادی به کار رفته، پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی [۱۱]

پارامترهای مدل‌سازی غیرخطی		فشاری						کششی					
مقطع (BOX)	d/t	a	b	c	IO	LS	CP	a	b	c	IO	LS	CP
80×80×5	16	0.5	7	0.4	0.25	3.00	4.00	11	14	0.8	0.25	7	9
90×90×5	18	0.5	6.37	0.36	0.25	3.68	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
100×100×8	12.5	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
120×120×8	15	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
140×140×10	14	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
160×160×10	16	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
160×160×16	11.25	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
200×200×17.5	11.43	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9

که در آن C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکانهای غیر ارتجاعی سیستم، C_2 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ای بر پاسخ تغییر مکانهای حداکثر به دلیل رفتار چرخشی آنها، C_3 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتارهای غیر ارتجاعی مصالح، S_n شتاب طیفی و T_e زمان تناوب موثر اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی می‌باشد.

به منظور محاسبه تغییر مکان هدف یک تحلیل استاتیکی غیرخطی اولیه انجام گرفته، آنگاه بر اساس نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان، پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه تغییر مکان هدف تعیین می‌گردد. بر این اساس پارامترهای C_0 تا C_3 از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استخراج شده و مقادیر تغییر مکان هدف برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی محاسبه شده و در جدول (۴) آورده شده است. ترکیبات بارگذاری ثقلی و جانبی در تحلیل‌های انجام گرفته منطبق بر ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" بوده که حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، در دستورالعمل به صورت زیر داده شده است:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9Q_D$$

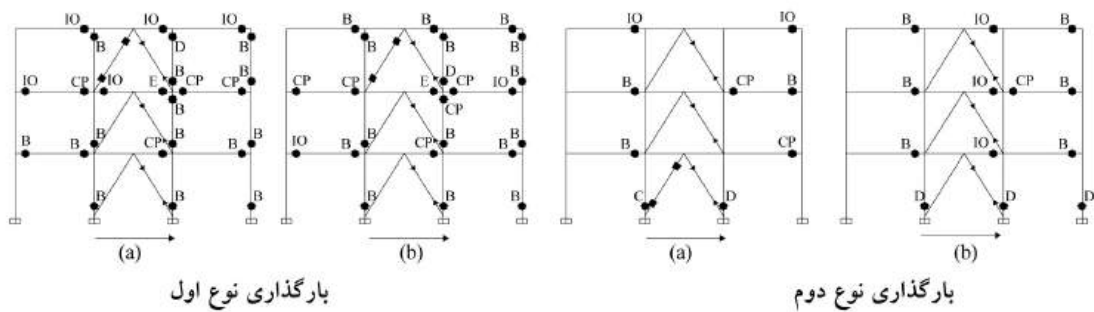
که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ می‌باشد.

بدین ترتیب برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده برای هر نوع بارگذاری دو نوع تحلیل پوش‌آور انجام گرفته است که بار جانبی به دنبال هر یک از پوش‌های بار ثقلی فوق اعمال می‌گردد.

۴- ارزیابی نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد آنها در قاب‌های مقاوم‌سازی شده

چنانکه در شکل (۳) نشان داده شده بعد از مقاوم‌سازی قاب‌ها به کمک مهاربندهای فولادی مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات در تغییر مکان هدف تشکیل شده است. در بارگذاری نوع اول بیشترین خسارات بعد از مقاوم‌سازی قاب‌ها متوجه تیرها بوده و عموماً ستون‌ها تحت این بارگذاری از خسارات مصون ماندند. در اکثر موارد اعضاء توانسته‌اند سطح عملکرد CP را تامین نمایند. حداکثر خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده مشاهده شده است که حداقل سطح عملکرد را نشان می‌دهند. مهاربندهای فشاری در تمام طبقات دچار کماتش شده‌اند. مشاهده بارگذاری گام به گام حاکی از آن است که با کماتش مهاربندها، مفاصل پلاستیک در تیرهای دهانه مهاربندی شده ایجاد می‌گردد و با افزایش تدریجی بار دورانه‌های پلاستیک تیرهای دهانه میانی افزایش یافته و با تداوم بارگذاری جانبی مفاصل پلاستیک به تیرهای مجاور گسترش می‌یابد. مهاربندهای کششی طبقه سوم در پوش نوع اول در تغییر مکان هدف جاری شدند.

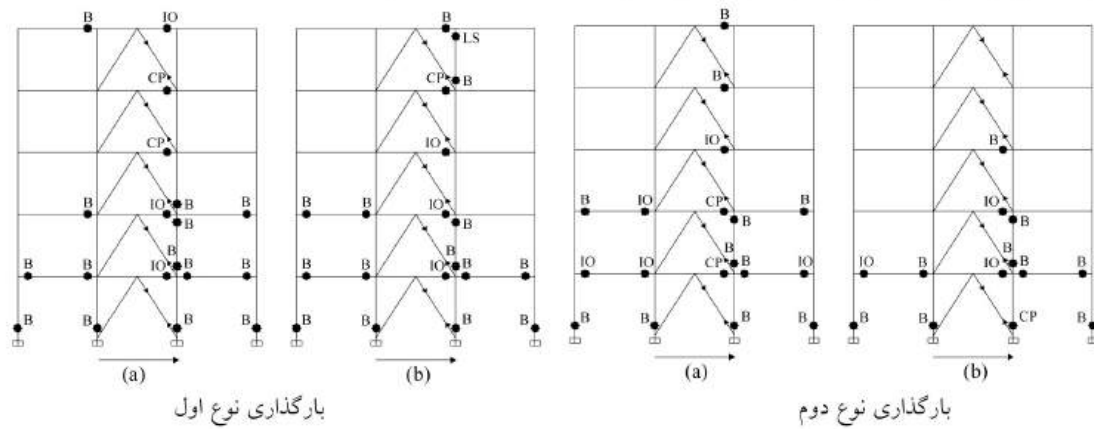
در بارگذاری نوع دوم یا بارگذاری متناسب با وزن طبقات شکل (۳)، حداکثر خسارات متوجه پای ستون‌های طبقه اول می‌باشد. سطح عملکرد تامین شده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک حاکی از آن است که این ستون‌ها خسارات قابل توجهی نخواهند دید. در این نوع بارگذاری و در پوش نوع اول مهاربند کششی طبقه اول جاری شده است. قاب پنج طبقه مهاربندی شده طی مراحل مشابه با قاب سه طبقه ارزیابی لرزه‌ای گردید. نتایج نشان می‌دهد شکل (۴) که همچنان بیشترین خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده ایجاد می‌گردد. البته توزیع مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد آنها خسارات را در حد قابل قبول و کنترل شده ارزیابی می‌کند. حداقل سطح عملکرد تامین شده توسط اعضاء CP می‌باشد.



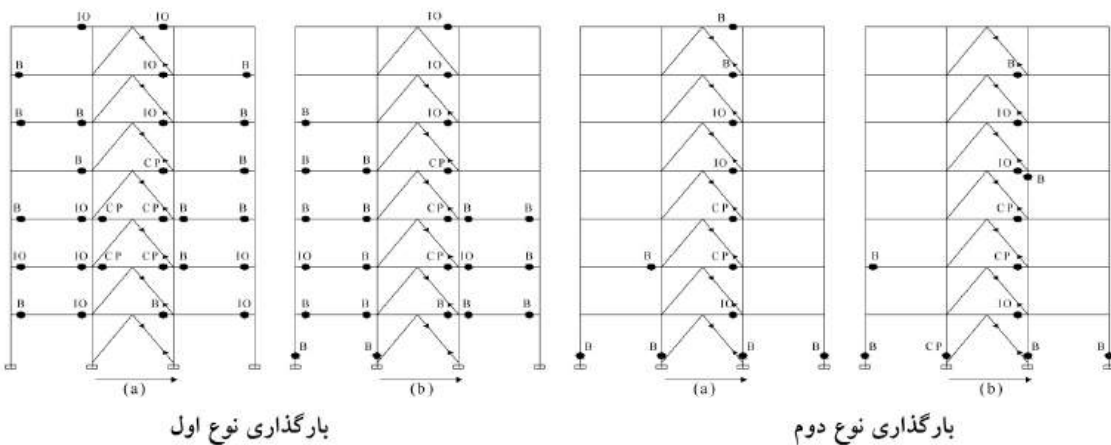
شکل (۳) : نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضا (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب سه طبقه

شکل (۴). پایین ترین سطح عملکرد تامین شده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک، سطح عملکرد CP می باشد. در هیچ یک از بارگذاری ها مهاربندهای کششی جاری نشدند. برای درک بهتر عملکرد روش مقاوم سازی به کار گرفته شده قابهای هفت و ده طبقه نیز ارزیابی لرزه ای شده است. اشکال (۵) و (۶).

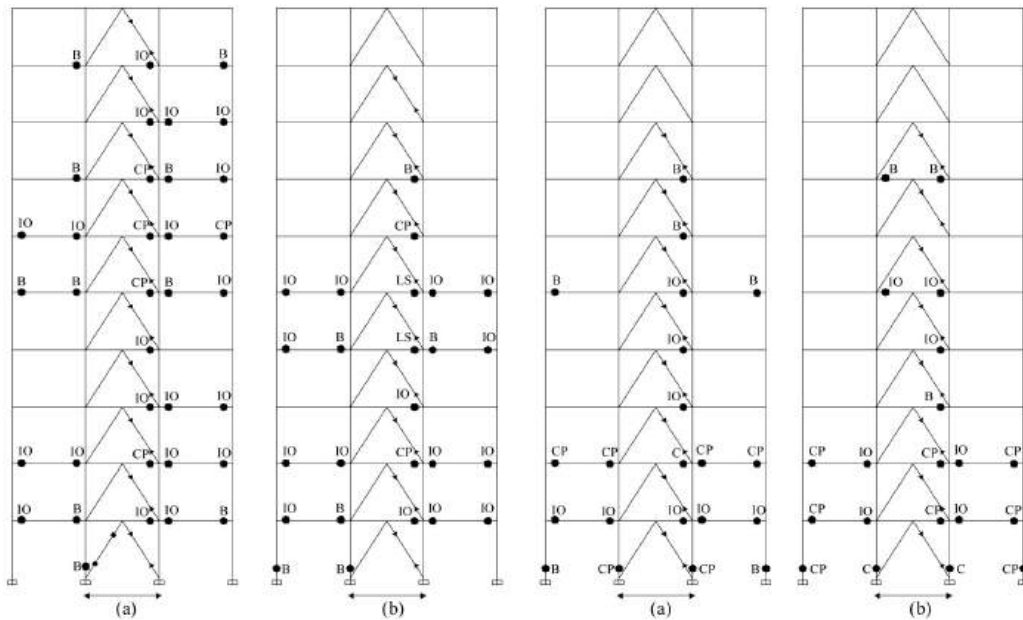
مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات میانی سطح عملکرد پایین تری را نشان می دهند بدین معنی که در این طبقات میزان دوران ها و تغییر مکان های پلاستیک بیشتر بوده است. کماتش مهاربندها در تمام طبقات دیده می شود. به مانند قاب سه طبقه در بارگذاری متناسب با وزن طبقات خسارات در پای ستون های طبقه اول دیده می شود



شکل (۴) : نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضا (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب پنج طبقه



شکل (۵) : نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضا (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب هفت طبقه



بارگذاری نوع اول

بارگذاری نوع دوم

شکل (۶): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضا (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب ده طبقه

۵- نتایج

نتایج حاکی از آن است که:

- ۱- افزودن مهاربندهای فولادی به قابهای بتنی، بارهای خمشی وارده بر ستونها را محوری نموده لذا نسبت تنشها را در آنها به کمتر از یک تقلیل می دهد.
- ۲- محوری شدن بارهای لرزه ای علاوه بر کاهش نسبت تنش ها در ستونها به تنش مجاز، سبب انتقال مفاصل پلاستیک از ستونها به تیرها شده است. لذا بیش از ۸۰٪ ستونها در قابهای بلندتر از سه طبقه در این شیوه مقاوم سازی از خسارات شدید مصون ماندند.
- ۳- بدلیل کماتش و جاری مهاربندها در قاب سه طبقه بیش از ۶۰٪ ستونها صدمه دیده اند.
- ۴- در بارگذاری نوع اول بیشترین خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده مشاهده گردید، به طوری که در ۱۰۰٪ این تیرها مفاصل پلاستیک با سطح عملکرد CP یا بالاتر تشکیل گردید.
- ۵- در بارگذاری نوع دوم خسارات در پای ستون های طبقه اول ایجاد می گردد. البته مفاصل پلاستیک تشکیل

نتایج ارزیابی لرزه ای قاب هفت و ده طبقه حاکی از آن است که بیشترین خسارات در تیرهای طبقات میانی و در دهانه های مهاربندی شده ایجاد گردیده است، اشکال (۵) و (۶). مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این تیرها در سطح عملکرد CP باقی ماندند. البته با افزایش بار تا رسیدن به تغییر مکان هدف مفاصل پلاستیک به تیرهای مجاور نیز گسترش می یابند. مشاهده گام به گام توزیع خسارات نشان می دهد که مفاصل پلاستیک بعد از تیرهای دهانه مهاربندی، در تیرهای طبقاتی که تغییر مکان نسبی آنها بیشتر است ایجاد می گردد. مهاربند طبقه آخر در قاب ده طبقه دچار کماتش نشده است که حاکی از اضافه مقاومت طبقه آخر در این قاب ها می باشد. ضمناً حذف این مهاربندها سبب تشکیل مفاصل پلاستیک با سطح عملکرد IO در تیرهای طبقه آخر می گردد. بارگذاری نوع دوم سبب ایجاد مفاصل پلاستیک در پای ستون های طبقه اول با سطح عملکرد CP و گاه پایین تر شده است.

شده در ۹۵٪ موارد سطح عملکرد CP را تامین می‌کنند. قاب سه طبقه از این قاعده مستثنی می‌باشد.
۶- کماتش مهاربندها در اکثر طبقات قبل از رسیدن قاب

به تغییر مکان هدف اتفاق می‌افتد (بین ۷۰٪ تا ۷۵٪ تغییر مکان هدف)، اما مهاربندهای کششی بندرت جاری شدند.

مراجع:

- ۹- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)- ویرایش دوم»، ۱۳۷۸.
- ۱۰- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)- ویرایش سوم»، ۱۳۸۴.
- ۱۱- سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶»، ۱۳۸۵.
- ۱۲- پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود»، ۱۳۸۱.
- 13- Computer & Structure Inc, ETABS Structural Program, 2000, Berkeley, California.
- 14- Microsoft Office Software Corporation, EXCEL, 2007.
- 1- Badoux M, Jirsa JO. Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting. J Structural Engineering ASCE 1990; 116(1): 55-74.
- 2- Higashi Y, Endo T, Shimizu Y. Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete structural members. In: Proceedings of the second seminar on repair and retrofit of structures. Ann Arbor (MI): National Science Foundation; 1981. p.p. 126-155.
- 3- Rodriguez M, Park R. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance. Earthquake Spectra 1991; 7(3): 439-459.
- 4- Masri AC, Goel SC. Seismic design and testing of an RC slab-column frame strengthened by steel bracing. Earthquake Spectra 1996; 12(4): 645-666.
- 5- Ohishi H, Takahashi M, Yamazaki Y. A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city. In: Proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering. Vol. VII. 1988. p.p. 415-420.
- 6- Nateghi-Alahi F. Seismic strengthening of eight-storey RC apartment building using steel braces. Engineering Structure 1995; 17(6): 455-461.
- 7- Ghobarah A., Abou Elfath H. Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. Engineering Structure 2001; 23:745-755
- 8- Maheri MR, Kousari R, Razazan M. Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. Engineering Structure 2003; 25(13): 1697-1705.



بررسی تغییرات ضخامت ورق فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب

فرزاد حاتمی^۱، سید مجیدرضا صهری^۲

چکیده

دیوارهای برشی مرکب که از یک لایه ورق فولادی نازک به همراه پوششی از بتن آرمه در یک و یا دو طرف ورق فولادی ساخته می‌شود، نسل سوم دیوارهای برشی مقاوم در برابر بارهای جانبی محسوب شده که علاوه بر افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی، بسیار اقتصادی و مقرون به صرفه بوده و در ساخت ساختمان‌های بلندمرتبه، مقاوم‌سازی ابنیه و نیز مخازن مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مقاله سعی شده است تا اثر تغییر ضخامت صفحه فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب در حالت‌های مختلف قرارگیری برش‌گیرها مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور چندین مدل مختلف شامل قاب خمشی و دیوار برشی فولادی و مرکب توسط مدل‌های عددی و آزمایشگاهی ساخته و تحلیل گردید. در دیوار برشی مرکب، تعداد لایه‌های پوشش بتن آرمه، فاصله بین برش‌گیرها و نسبت ضخامت ورق فولادی به ضخامت لایه بتنی به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. افزایش نسبت ضخامت ورق فولادی به لایه بتنی تا حد ضخامت بهینه منجر به کاهش میزان تغییر مکان خارج از صفحه ورق فولادی شده و بیش از آن تأثیری در عملکرد دیوار برشی مرکب نخواهد داشت. همچنین استفاده از دو لایه پوشش بتنی در دو سمت ورق فولادی اثرات خمش ثانویه را تا حدودی کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مرکب، پس‌کمانش، برش‌گیر، پوشش بتنی، ضخامت ورق فولادی

Evaluation of Steel Plate Thickness on Composite Steel Plate Shear Wall Farzad Hatami, Majid Sehri

ABSTRACT

Composite Steel plate shear walls (C.S.S.W.) have been used in structures as a lateral resisting system that it's building by concrete cover on one or both sides of steel plate. This system that identified as the 3rd version of the shear walls, by increasing of stiffness, ductility & energy absorption is widely used in tall building, retrofitting of structures and tanks.

In this paper, evaluation of concrete layer to steel plate thickness ratio has been investigated on C.S.S.W. behavior. In this regard, some experimental and analytical specimens involved of flexible steel frame, steel shear wall & steel plate shear wall composited with reinforced concrete layer are built and tested using a rigid frame and actuator. The variable parameters on composite shear wall were the number of concrete layer, distance between studs and ratio of steel plate to of concrete layer thickness. The results show that the stiffness of composite shear wall has direct proportion to concrete layer thickness and has inverse proportion to distance between studs. Increasing on proportion of thickness of steel plate to thickness of concrete layer until optimum thickness reduced the displacement of out of plate and beyond which there would be no merit. On the other hand, usage of two concrete layers on two side of steel plate was reduced effect of secondary bending.

Key words:

Steel Shear Wall, Composite Shear Wall, Post Buckling, Stud, Reinforced Concrete Layer, Steel Plate Thickness

۱. دکتری مهندسی سازه، عضو هیات علمی پژوهشگاه صنعت نفت hatamif@ripi.ir

۲. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک) sehri majid@yahoo.com

استفاده از دیوار برشی به اشکال گوناگون بتن مسلح، فلزی و یا ترکیب این دو به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی روشی متداول در سازه‌ها می‌باشد.

تا حدود ۳۰ سال تنها دیواربرشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گرفت، اما در طی سه دهه اخیر مطالعات و تحقیقات گسترده‌ای روی دیوارهای برشی فلزی صورت گرفته است که منجر به استفاده روزافزون این سیستم ابتکاری هم در سازه‌های نوساز و هم برای مقاوم سازی سازه‌های موجود شده است.

یک دیوار برشی با هسته مرکزی ورق فولادی، مشابه یک تیر ورق طره‌ای است که به صورت یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی برای ساختمان‌های با ارتفاع متوسط یا بلند به کار می‌رود. سیستم شامل پانل‌های مجزاست که هر پانل در داخل دو تیر و ستون جانبی محاط شده است. مقاومت مجموعه نیز از طریق عمل میدان کشش قطری (Diagonal tension field) به وجود آمده در ورق فلزی در ترکیب با عمل خمشی قاب انجام می‌شود. آیین‌نامه کانادائی ضوابط طراحی سازه‌های فولادی (CAN/CSA - 16.1 - 1994) این سیستم را تأیید کرده و راهنمایی‌های لازم را برای آنالیز و طراحی ارائه می‌دهد.

این سیستم نوین در عین حال که قابلیت سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند قاب خمشی، مهاربندی هم‌محور و مهاربندی برون‌محور را دارا می‌باشد به لحاظ میزان مصرف فولاد و همچنین اجرای ساده‌تر و سطح تمام شده تمیزتر برتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد.

بررسی‌های انجام شده نشانگر آنست که این سیستم تا حدود ۵۰ درصد در میزان فولاد مصرفی نسبت به قاب خمشی فولادی به صرفه‌تر بوده و این نسبت در مورد مهاربندی‌های هم‌محور حدود ۱۵ درصد می‌باشد.

در مقایسه این نوع سیستم با دیوارهای بتن مسلح نیز به لحاظ کاهش وزن سازه و به دنبال آن کاهش میزان نیروی زلزله موثر بر سازه، اقتصادی‌تر بودن آن را توجیه می‌کند. دیوار برشی فلزی از نظر سختی برشی از انواع سیستم‌های

مهاربندی از جمله X شکل - سخت‌تر می‌باشد و با توجه به امکان ایجاد بازشو در هر نقطه از آن، کارائی همه سیستم‌های مهاربندی را از این نظر دارا می‌باشد. همچنین رفتار سیستم در محیط پلاستیک و میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. در این سیستم به علت یکپارچگی بیشتر به ویژه در مقایسه با سیستم مهاربندی، توزیع تنش‌ها یکنواخت‌تر شده که رفتار همگن و مطلوب تری در محیط پلاستیک به دنبال خواهد داشت. یکی از مسایل مرتبط با این نوع سیستم‌ها، کماتش خارج از صفحه ورق فولادی می‌باشد که باعث ایجاد خطوط قطری در صفحه فلزی می‌گردد، افزایش و توزیع یکنواخت‌تر این خطوط باعث بالا رفتن ظرفیت برشی سیستم می‌شود. استفاده از این قابلیت به دو شیوه کلی امکان‌پذیر است:

- استفاده از شبکه‌های فلزی به عنوان سخت‌کننده که به ورق فلزی متصل می‌شود (SSW).

- استفاده از پوشش بتنی پیش ساخته یا درجا که با برش گیر به ورق فلزی متصل می‌شود (CSSW).

دیوار برشی مرکب (CSSW)، شامل یک صفحه فولادی است که معمولاً در طرفین آن از پوشش بتنی استفاده می‌شود، البته این پوشش می‌تواند فقط در یک طرف صفحه فولادی نیز قرار گرفته و اتصال بتن پوشش به صفحه فولادی با زائده‌های برشی (برش گیرها) مانند گل میخ و ... برقرار گردد.

دیوارهای برشی مرکب نیز خود به دو نوع دیوار برشی مرکب بدون درز و دیوار برشی مرکب با درز تقسیم می‌گردند. استفاده از این نوع سیستم‌ها باعث افزایش سختی و شکل‌پذیری و کاهش وزن ساختمان نیز می‌شود. همچنین این سیستم‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای نیز رفتار بسیار مناسبی از خود نشان می‌دهند.

در هر دو سیستم دیوار برشی فولادی و مرکب پدیده پس کماتش وجود خواهد داشت با این تفاوت که در حالت دیوار برشی فولادی، کماتش به صورت کلی است و از مقاومت ناحیه محدودی از سطح ورق فولادی استفاده

می‌گردد. در حالی که در دیوار برشی مرکب کمانش از حالت کلی به موضعی تبدیل شده و بدین ترتیب از تمام مقاومت صفحه فولادی استفاده می‌گردد.

۲- مطالعات پیشین

طی بیست سال اخیر، درصد قابل ملاحظه‌ای از تحقیقات در امریکای شمالی و ژاپن بر روی رفتار این دیوارها حین بارهای رفت و برگشتی و مدل‌های تحلیلی این دیوارها متمرکز شده است.

با وجود اینکه داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از این نوع سیستم در دسترس بوده و ضمن اینکه تعداد زیادی از ساختمان‌های مهم نیز بر مبنای این سیستم سازه‌ای بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود بسیار محدود می‌باشد.

- تحقیقات در کانادا

محققان دانشگاه آلبرتا (تیملر و کولاک ۱۹۸۷)، (کولاک ۱۹۹۱) و (دراپور و همکاران ۱۹۹۸) [۱]، [۲]، [۳]، [۴] آزمایشاتی را با بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده انجام دادند. نتایج این آزمایش‌ها نشانگر شکل‌پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم بود. توربون و همکاران (۱۹۸۳) [۵] بر مبنای مطالعات سایر محققان، معادله‌ای را برای زاویه تمایل میدان کششی پیشنهاد کردند. آزمایش نشان می‌داد که معادله پیشنهاد شده به قدر کافی دقیق است. دراپور و همکاران (۱۹۹۶ و ۱۹۹۸) گزارشی از نتایج آزمایش بارگذاری چرخه‌ای نمونه دیوار برشی چهار طبقه ارائه دادند. نمونه آزمایش در در مقیاس ۱ به ۲ ساخته شده بود که از طریق اتصال جوشی صفحه فولادی دیوار برشی با یک قاب خمشی ویژه، سیستم دوگانه تشکیل شده بود. پاسخ هیستریزس پانل طبقه اول از دیوار برشی نشانگر آن بود که در چرخه بیستم، به دلیل فزونی تغییر شکل‌های بزرگ، کمانش موضعی در بال ستون ایجاد شده که در ادامه باعث شکست نمونه شده است با این وجود رفتار نمونه پیش از شکست بسیار شکل‌پذیر بوده است. محققان

دانشگاه UBC کانادا یک سری از آزمایشات بارگذاری چرخه‌ای توسط میز لرزان روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی را تکمیل کرده‌اند (لویل ۱۹۹۷ و ۲۰۰۰)، (رضائی ۱۹۹۹) و (رضائی و همکاران ۱۹۹۸ و ۲۰۰۰) [۶]، [۷]، [۸]. در این مطالعات، بارهای برشی چرخه‌ای به دو نمونه یک طبقه اعمال شده‌اند. این نمونه‌ها در ترکیب با قاب خمشی اطراف خود یک سیستم دوگانه تشکیل می‌دادند. دو نمونه تنها در جزئیات صفحه اتصال پایه و تیر بالایی اختلاف داشتند. برای نمونه دوم، اتصال پایه و تیر فوقانی قوی تری، استفاده شده بود. نمونه‌های یک طبقه تغییر شکل غیرخطی بالا با شکل‌پذیری حدود ۶ داشتند و اضافه مقاومت حدود ۱/۵ بود. محققان استنباط کردند که نتایج این دو نمونه یک طبقه نشانگر آن است که صفحات فولادی دیوار از طریق ایجاد مهارهای قطری طبقه که منجر به کم شدن دوران در محل اتصال تیر به ستون می‌شود، نیاز به استفاده از عملکرد مقاومتی قاب خمشی را کاهش می‌دهد.

- تحقیقات در ژاپن

تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳) و میمورا و آکیاما (۱۹۷۷) [۹]، [۱۰]، ۱۲ نمونه یک طبقه و ۲ نمونه دو طبقه را آزمایش کردند. ۱۲ نمونه یک طبقه حدود ۲/۱ متر عرض و ۰/۹ متر ارتفاع داشتند. آنها صفحات فولادی با ضخامتهای حدود ۲/۳، ۳/۲ و ۴/۵ میلیمتر را استفاده کردند. با مقایسه ابعاد نمونه‌ها با ابعاد متعارف در ساختمان‌ها، نمونه‌ها دارای مقیاس ۱ به ۴ بودند. با استثناء یک نمونه، همه نمونه‌ها سخت‌کننده‌های جوش شده قائم یا قائم و افقی در یک یا هر دو طرف صفحه فولادی داشتند. قابهای مرزی از نوع بسیار سخت با اتصالات پیچی بودند. نمونه‌ها در امتداد مورب برای ایجاد بیشترین برش خالص در پانل بارگذاری شده بودند. رفتار نمونه‌ها خیلی شکل‌پذیر بود و رانندگی زوایا در بعضی قسمت‌ها متجاوز از ۰/۱ رادیان بود. مقاومت برشی نمونه با دقت مناسب بوسیله حدتسلیم فون میزس برای برش خالص به صورت $V_y = \frac{AF_y}{\sqrt{3}}$ به دست می‌آمد.

دو نمونه آزمایش شده دو طبقه به وسیله تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳)، برای نشان دادن عملکرد دیوارهای برشی فولادی برای ساختمان های بلند، طراحی شده بودند. این نمونه‌ها در مقیاس واقعی آزمایش شدند. یک نمونه با بازشو و دیگری بدون بازشو بود. نمونه با بازشو دارای ضخامت حدود ۶ میلیمتر بود در حالی که ضخامت نمونه بدون بازشو حدود ۴/۵ میلیمتر بود. برای این نمونه‌ها نیز نتایج رابطه فون میزس و نتایج آزمایشگاه بسیار نزدیک به یکدیگر بودند. محققان به این نتیجه رسیدند که روابط مرسوم تیورورق می‌تواند برای محاسبه سختی و مقاومت سخت‌کننده دیوار برشی استفاده شود.

ساگی و یامادا (۱۹۹۶) [۱۱] نتایج آزمایشات چرخه‌ای و یکنواخت را روی ۱۴ دیوار برشی فولادی ارائه دادند. نمونه‌ها در مقیاس ۱/۱۰ و در دو طبقه بودند. قاب های مرزی، قاب های مرکب با مقطع فولادی I شکل - که در مقاطع بتن‌آرمه مستطیل شکل - بودند، بود. نتایج بیانگر آن بود که همه نمونه‌ها در پاسخ هیستریزس خود به دلیل کماتش فشاری قطری شاهد افت در نمودار هیستریزس خود بودند. توری و همکاران (۱۹۹۶) [۱۲] مطالعاتی را تحت عنوان کاربرد فولاد با حد تسلیم پائین در دیوارهای برشی فولادی برای سازه‌های بلند مرتبه انجام داده‌اند.

از تجربیات با ارزشی که بر روی دیوارهای برشی فولادی با تنش حد تسلیم پایین (LYP) انجام شده آزمایشهای انجام شده در سال ۲۰۰۶ توسط شنگ جین چن و چوان جانگ بود. [۱۳] آنها بر روی رفتار چرخه‌ای فولاد با تنش حد تسلیم پایین در دیوارهای برشی فولادی تحقیق کردند. همچنین اثر نسبت عرض به ضخامت صفحه فولادی و طرح اتصال تیر به ستون در قاب های مرزی نیز مورد آزمایش قرار گرفت. نتیجه مهم گرفته شده این بود که نوع اتصال تیر به ستون در قاب های مرزی تأثیر چندانی بر شکل پذیری نخواهد داشت [۱۴].

در ضمن این محققان پیشنهاد کردند که بهتر است تا نسبت عرض به ضخامت و یا ارتفاع به ضخامت در جهت اطمینان زیر عدد ۱۰۰ باشد تا محدوده الاستیک و

غیرالاستیک بودن بهتر نمایان شود [۱۵].

در سال ۲۰۰۶ جین چن و جانگ، یک مدل نواری دو نیرویی که دارای مقاومت در برابر نیروهای کششی و فشاری بود را پیشنهاد کردند تا رفتار الاستیک و همچنین غیرالاستیک سیستم دیوار برشی فولادی را بتواند شبیه‌سازی نمایند. بر پایه این مدل تحلیلی ساده، مدل‌های عددی تحلیل گردید و ارتباط بسیار خوبی بین نتایج تحلیل مدل‌های عددی و مدل‌های آزمایشگاهی به دست آمد [۱۶].

- تحقیقات در انگلستان

صبوری و روبرتز (۱۹۹۲) و روبرتز (۱۹۹۵) [۱۷]، [۱۸] نتایج ۱۶ آزمایش پانل برشی فولادی با بارگذاری قطری را گزارش داده‌اند. نمونه‌ها در این آزمایشات شامل صفحات فولادی بودند که در درون یک قاب چهار مفصلی قرار گرفته و متصل شده بودند. بعضی از پانل ها نیز دارای سوراخ بودند. آزمایشات نشان داد که همه پانل ها شکل پذیری کافی را دارا بوده و چهار تکیه‌گاه، بارهای غیرخطی بزرگ را تحمل می‌کنند. حلقه‌های هیستریزس در مقاله روبرتز (۱۹۹۲) نشان می‌دهد که بدون کمترین کاهش در مقاومت، شکل پذیری نمونه‌ها به بیش از ۷ می‌رسد. یکی از جنبه‌های جالب این برنامه آزمایشی تحقیق اثر سوراخ در مقاومت و سختی دیوار بود. محققان به این نتیجه رسیدند که مقاومت و سختی با افزایش ابعاد سوراخ به طور خطی کاهش می‌یابد.

- تحقیقات در ایالات متحده

الغالی و تیم محققین او، (کاسسه و همکاران ۱۹۹۳)، (الغالی و کاسسه ۱۹۹۳)، و (الغالی ۱۹۹۸) [۱۹]، [۲۰]، [۲۱]، [۲۲] یک سری از مطالعات را روی دیوارهای برشی صفحه فولادی انجام دادند. بخش تجربی این تحقیقات شامل آزمایش چرخه‌ای، ۶ نمونه ۳ طبقه و یک دهانه بود که بار چرخه‌ای در تراز بام به صورت افقی وارد می‌شد. نمونه‌ها حدوداً در مقیاس ۱ به ۴ و دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده بودند.

در سال ۲۰۰۱ تا ۲۰۰۳ نیز دو بررسی جداگانه نیز در

دانشگاه برکلی توسط آقای دکتر آستانه و همکارش بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی معمولی و دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته است که دو سازه ۳ طبقه با مقیاس ۱ به ۲ تحت بارهای چرخه‌ای قرار گرفتند، که هدف آن تعیین و تبیین توصیه‌های طراحی لرزه‌ای در این زمینه بود [۲۴]، [۲۵].

- تحقیقات در ایران:

علی‌نیا و همکاران در سال ۲۰۰۴ تا ۲۰۰۶ بررسی‌هایی به صورت عددی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک انجام دادند. نتایج نشان داد که سختی پیچشی اعضای مرزی به عنوان قاب محیطی بسیار تأثیر گذار بر افزایش بار کمانشی الاستیک است اما این سختی پیچشی در مقاومت پس‌کمانش ورق فولادی تأثیر گذار نیست و افزایش سختی ورق فولادی با کمک سخت‌کننده‌ها، یا افزایش ضخامت ورق، تأثیر کمی بر روی افزایش مقاومت نهایی ورق دارد [۲۶]، [۲۷]، [۲۸].

همچنین نتایج مطالعات انجام شده توسط حاتمی و صبوری (سال ۲۰۰۵)، نشان می‌دهد که نوع اتصال تیر به ستون تأثیر مهمی بر روی رفتار صفحات ندارد. [۲۹]

در سال ۲۰۰۸ نیز یک سری آزمایشات بسیار متنوع و گسترده توسط حاتمی و رهایی بر روی رفتار دیوارهای برشی مرکب ساخته شده از بتن و فولاد و یا بتن و الیاف پلیمری کربن در مرکز تحقیقات سازه و زلزله دانشگاه صنعتی امیرکبیر انجام گردید که نتایج آن در حال تکمیل و انتشار می‌باشد [۳۰].

۳- معرفی قسمت های مختلف سیستم دیوار برشی مرکب از نظر عملکردی

ورق فولادی به عنوان یک المان اصلی و پایه در دیوارهای برشی مرکب عمل می‌کند. بهتر است این ورق از نوع فولادهای با تنش حد تسلیم پایین تر انتخاب شود به عنوان مثال استفاده از فولاد نرمه (ST37) نسبت به فولادهای با مقاومت بالا ارجح است. زیرا فولادهای با تنش حد تسلیم

پایین تر تمایل بیشتری به تسلیم داشته و زودتر به نقطه تسلیم برشی می‌رسند.

عملکرد لایه‌های بتنی در یک یا دو طرف ورق فولادی برای تحمل برش طبقه با تشکیل میدان فشار قطری امکان پذیر می‌باشد و می‌تواند باعث افزایش سختی و مقاومت گردد. البته عملکرد اصلی لایه بتنی بر روی ورق فولادی جلوگیری از کمانش خارج از صفحه ورق فولادی است تا ورق فولادی بتواند به حد تسلیم برشی خود برسد. وظیفه برش گیرها، اتصال لایه بتنی به ورق فولادی است تا بتن بتواند مانع از کمانش خارج از صفحه ورق فولادی شود. البته امکان دارد در بعضی موارد برش گیرها علاوه بر تحمل برش، وظیفه تحمل کشش ناشی از کمانش موضعی ورق فولادی را نیز بر عهده داشته باشند. برای بتنی که در محل اجرا می‌شود از برش گیرهای جوش شده و برای بتن پیش ساخته از بولت برای وصل کردن صفحات فولادی به بتن استفاده می‌شود.

۴- مشخصات مدل ها و پارامترهای بررسی شده

در جدول (۱) مشخصات مدل‌های ساخته شده از نظر ضخامت پوشش بتنی و آرایش برش گیرها و ضخامت ورق فولادی ارائه گردیده است.

جدول (۱): نامگذاری مدل‌ها (مقادیر بر حسب میلی‌متر)

نام مدل	ضخامت لایه بتنی	تعداد برشگیر	ضخامت ورق فولادی
MRF قاب خمشی	—	—	—
SSW دیوار برشی فولادی	—	—	۳
3x3 CSW-5-(3)	۵۰	۹	۳
3x8CSW-5-(3)	۵۰	۲۴	۳
3x3CSW-5-(5)	۵۰	۹	۵
3x8CSW-5-(5)	۵۰	۲۴	۵
3x3CSW-5-(10)	۵۰	۹	۱۰
3x8CSW-5-(10)	۵۰	۲۴	۱۰

۵- مشخصات هندسی مدل‌ها

طول دهانه قاب که فاصله مرکز تا مرکز ستون های دو طرف است، ۲۰۰۰ میلی‌متر و ارتفاع نیز بین ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلی‌متر می‌باشد که فاصله مرکز تا مرکز تیرهای بالا و پایین است. مقطع تیرها و ستون ها نیز از دابل نیمرخ IPE200 انتخاب شده که توسط دو ورق تقویتی به ابعاد ۱۲×۱۵۰ میلی‌متر که بر روی بال‌ها قرار می‌گیرد، تقویت شده است. ورق فولادی در داخل قاب مرزی محاط شده و دارای طول و عرض ۷۷۶×۱۷۷۶ و ۱۷۷۶×۱۷۷۶ میلی‌متر بوده و همچنین ضخامت این ورق فولادی نیز ۳ و ۵ و ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

ضخامت لایه بتنی که به عنوان پوشش بتنی بر روی ورق فولادی قرار گرفته، دو مقدار ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این لایه از اطراف ۳۰ میلی‌متر با قاب مرزی فاصله داشته و دارای طول و عرض ۷۱۶×۱۷۱۶ و ۱۷۱۶×۱۷۱۶ میلی‌متر می‌باشد.

برای برش گیرها از پیچهایی به قطر ۷mm و طول ۱۰۰mm برای اتصال لایه بتنی به ضخامت ۵۰mm به ورق فولادی و از پیچ هایی به قطر ۱۰mm و طول ۱۲۰mm برای اتصال لایه بتنی به ضخامت ۱۰۰mm به ورق فولادی استفاده گردید.

برای مسلح نمودن بتن در داخل لایه بتنی به ضخامت ۵۰mm از میلگردهایی به قطر ۶/۵ mm با فاصله مرکز به مرکز ۶۰mm و در داخل لایه بتنی به ضخامت ۱۰۰mm از میلگردهایی به قطر ۸mm با فاصله مرکز به مرکز ۸۵mm استفاده شد.

۶- مشخصات مکانیکی مدل‌ها

در تمامی مدل‌ها، فولاد مصرفی در قاب (شامل تیرها و ستون‌ها)، ورق فولادی و برش گیرها از نوع فولاد نرمه (St 37) با تنش حد تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش حدنهایی ۳۷۰ مگاپاسکال می‌باشد و مدل رفتاری فولاد نیز به صورت دو خطی الاستوپلاستیک است.

بتن نیز دارای مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه

۴۵ مگاپاسکال بوده و مقاومت کششی آن نیز معادل ۳ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

۷- فرضیات مدل سازی

به منظور تحلیل مدل‌ها فرضیات زیر در نظر گرفته شد:
- نمونه‌ها در تراز تحتانی خود در همه جهات چه از نظر انتقالی و چه از نظر دورانی مقید شده‌اند.

- رفتار فولاد مصرفی اعم از ورق فولادی، تیرها، ستون‌ها و میلگردهای درون بتن به صورت دو خطی فرض شده است. مش بندی مدل‌ها نیز بدین صورت انتخاب شده است که اتصال بال به جان در پروفیل‌های تیرها و ستون‌ها و همچنین اتصال ورق فولادی به المانهای مرزی شامل تیرها و ستون‌ها به صورت صلب می‌باشد. ابعاد مش‌ها نیز حداکثر به صورت ۵۰×۵۰ میلی‌متر است.

المان‌های مورد استفاده در این تحقیق، شامل 65 solid برای مدل نمودن بتن مسلح و در نظر گرفتن ترک‌خوردگی آن و 143 shell برای ورق فولادی و تیرها و ستون‌ها و Beam 188 برای برش گیرها بود.

۸- بارگذاری

بار اعمال شده بر مدل‌ها به دو صورت زیر منظور شده است.

الف- بارگذاری استاتیکی

الف-۱- بارگذاری استاتیکی تا حد ۶۰۰ کیلونیوتن.
الف-۲- بارگذاری استاتیکی تا حدی که منجر به تخریب مدل گردد.

ب- بارگذاری هارمونیک- با فرکانس $\frac{1}{۶۰}$ هرتز و با دامنه ۶۰۰ کیلونیوتن.

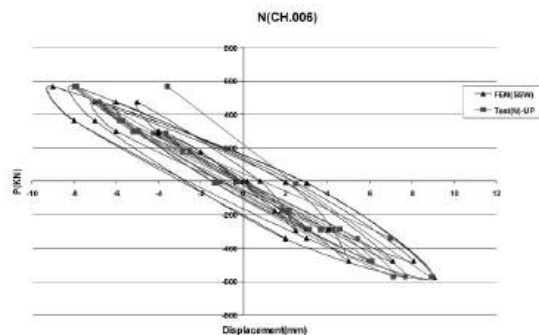
در بارگذاری هارمونیک نحوه اعمال بار بدین صورت است که بار به صورت رفت و برگشتی تغییر جهت داده و میزان فرکانس بارگذاری هارمونیک $\frac{1}{۶۰}$ هرتز است و دامنه آن نیز همان ۶۰۰ کیلونیوتن می‌باشد که به مدت ۵۴۰ ثانیه ادامه می‌یابد.



شکل (۲): مدل آزمایشگاهی مقایسه شده

۹- مقایسه نتایج به دست آمده از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی

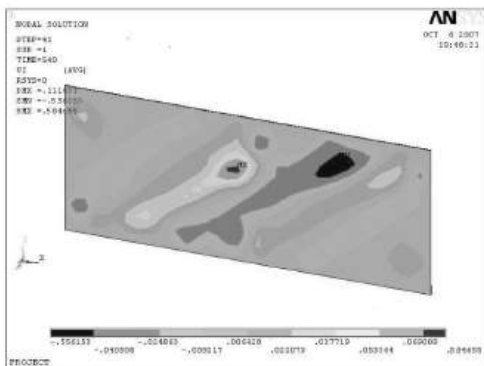
برای اعتبار سنجی مدل تحلیلی یک نمونه دیوار برشی مرکب به ابعاد 2000×1000 میلیمتر که در آن ضخامت ورق فولادی و لایه بتنی به ترتیب ۳ و ۵۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به دهانه معادل $\frac{1}{3}$ است، تحت بارگذاری هارمونیک قرار گرفت و نمودار بار- تغییر شکل آن ترسیم و با نتایج تحلیل مدل عددی مشابه مقایسه گردید، شکل (۱). این مدل آزمایشگاهی در شکل (۲) به تصویر در آمده است. همانطور که مشاهده می شود اختلاف سطح زیر منحنی هیسترسیس برای مدل های عددی و آزمایشگاهی کمتر از ۸٪ است.



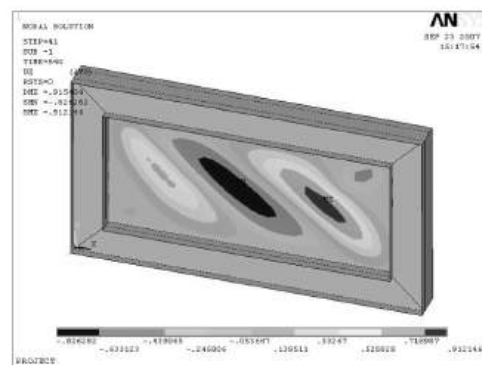
شکل (۱): مقایسه نتایج بار - جابجایی تحلیل عددی و مدل آزمایشگاهی برای نمونه SSW

۱۰- نتایج خروجی نرم افزار در حالت بارگذاری هارمونیک

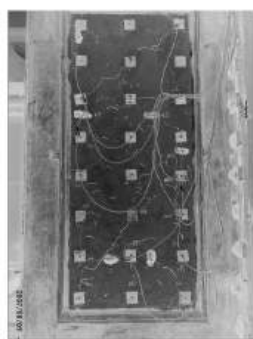
در آخرین گام بارگذاری هارمونیک یعنی در گام بارگذاری ۴۱ که زمان بارگذاری ۵۴۰ ثانیه پس از شروع می باشد، نتایج خروجی نرم افزار و مطالعات آزمایشگاهی به صورت گرافیکی در اشکال (۳) تا (۶) ارائه می گردد تا بتوان مقادیر تغییر مکانهای خارج از صفحه دیوار برشی فولادی، مرکب و نیز نحوه تشکیل ترکها را در نمونه های مختلف آزمایشگاهی و نیز عددی مشاهده و مقایسه نمود.



شکل (۴): تغییر مکان خارج از صفحه دیوار برشی مرکب CSW-5-3x3



شکل (۳): تغییر مکان خارج از صفحه دیوار برشی فولادی SSW

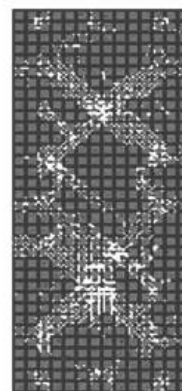
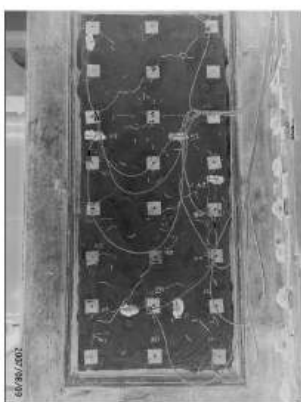


CS-5-3x3



CS-5-3x8

شکل (۵): مقایسه ترکهای نهایی ایجاد شده در نمونه‌ای مورد آزمایش



شکل (۶): مقایسه ترکهای ناشی از بارگذاری مدل آزمایشگاهی با تحلیل عددی (نمونه CS-5-3x8)

۱۱- مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل مدل‌های عددی

۱۱-۱ اثر تغییر فاصله برش‌گیرها:

میزان تغییر مکان جانبی ۲۵ الی ۳۰ درصد کاهش و میزان

سختی ۳۰ الی ۳۵ درصد افزایش یافته است.

همان گونه که از جداول (۲) و (۳) مشاهده می‌شود با

افزایش تعداد برش‌گیرها (یا کاهش فاصله بین برش‌گیرها)

جدول (۲): نسبت افزایش سختی و کاهش تغییر مکان جانبی برای مدل‌ها در حالت هارمونیک

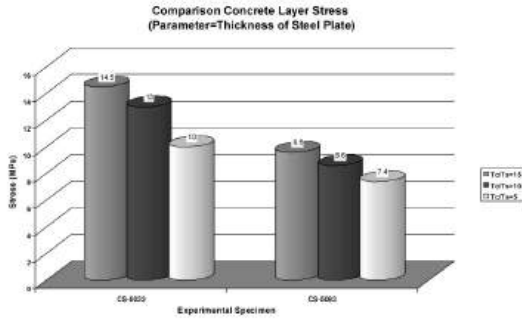
نام مدل	CSW-5-3-8	CSW-5-3-3	SSW	FRAME (MRF)
نسبت افزایش سختی	3.7	3.03	2.43	1
نسبت کاهش تغییر مکان جانبی	0.27	0.33	0.41	1

جدول (۳): نسبت تغییرات تغییر مکان خارج از صفحه برای مدل‌ها در حالت هارمونیک

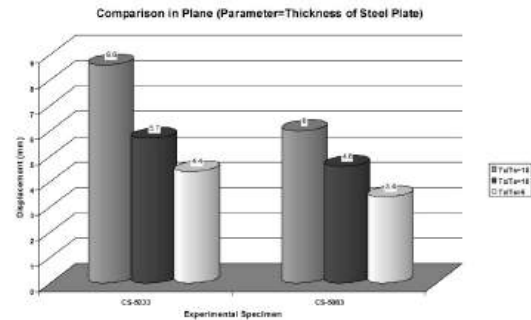
نام مدل	CSW-5-3-8	CSW-5-3-3	SSW
نسبت کاهش تغییر مکان خارج از صفحه	0.37	0.63	1

۱۱-۲- اثر تغییر نسبت ضخامت بتن به فولاد

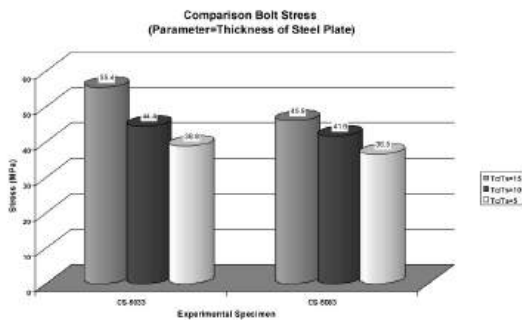
در اشکال (۷) تا (۱۱)، اثر تغییر ضخامت بتن به فولاد (با ثابت ماندن ضخامت بتن) مورد بررسی قرار گرفته است. این بررسی شامل تغییر شکل‌های داخلی صفحه، خارج از صفحه، تنش فولاد، تنش بتن و تنش بولت‌ها می‌باشد.



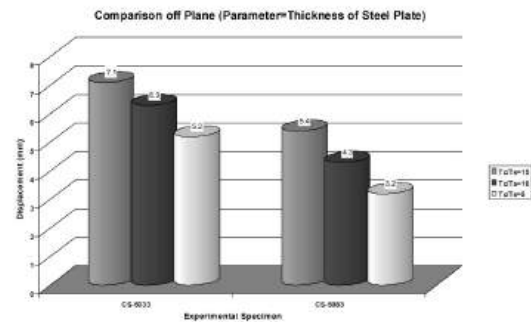
شکل (۱۰): مقایسه تنش ماکزیمم صفحه بتنی بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی



شکل (۷): مقایسه تغییر شکل‌های داخلی صفحه بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی



شکل (۱۱): مقایسه تنش ماکزیمم برش گیر بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

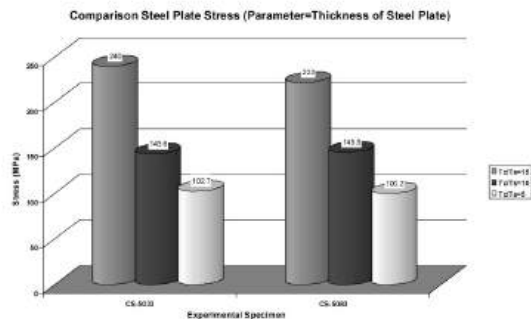


شکل (۸): مقایسه تغییر شکل‌های خارج صفحه بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

همان گونه که از جدول (۴) نیز مشاهده می‌شود در اثر افزایش ضخامت ورق فولادی از ۳mm به ۵mm میزان تغییر مکان‌های جانبی داخلی صفحه و همچنین خارج از صفحه به شدت کاهش یافته به طوری که این میزان کاهش تقریباً ۳۵ الی ۴۰ درصد بوده است.

ولی هنگامی که ضخامت ورق فولادی از ۵mm به ۱۰mm افزایش یافته است، کاهش تغییر مکان‌های داخلی صفحه و خارج از صفحه چندان قابل توجه نیست و تقریباً این مقدار کاهش ۱۰ الی ۱۵ درصد می‌باشد.

بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که به ازای یک ضخامت مشخص تغییر مکان خارج از صفحه دیوار به حداقل رسیده و افزایش ضخامت بیش از آن تأثیر بسیار محدودی بر کاهش تغییر مکان دارد.



شکل (۹): مقایسه تنش ماکزیمم صفحه فولادی بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

جدول (۴) : نسبت تغییرات پارامترهای مورد مطالعه در اثر تغییر نسبت ضخامت ورق فولادی به لایه بتنی در مدل 3-3-50

نام مدل	حداکثر تنش ایجاد شده در فولاد	حداکثر تنش ایجاد شده در بتن	تغییر مکان خارج از صفحه	تغییر مکان جانبی داخل صفحه
۵۰-۳×۳(۳)	۱	۱	۱	۱
۵۰-۳×۳(۵)	۰,۵۹	۰,۸۹	۰,۶	۰,۶۶
۵۰-۳×۳(۱۰)	۰,۴۲	۰,۶۸	۰,۴۹	۰,۵۱

همان گونه که از جدول (۵) مشاهده می شود در اثر استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف فولادی میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه فقط به میزان ۴ درصد نسبت به حالت یک لایه بتنی در یک طرف کاهش یافته است که این مقدار چندان قابل توجه نیست، در حالی که مقدار تغییر مکان های خارج از صفحه تقریباً ۲۲ درصد کاهش یافته است. در نتیجه در حالتی که فقط یک لایه بتنی در یک طرف ورق فولادی وجود دارد اثر $P-\Delta$ یا همان خمش ثانویه

نیز مطرح خواهد شد و مقدار این اثر با مقدار تغییر مکان خارج از صفحه ناشی از پدیده کماتش جمع خواهد شد. در حالی که با استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی مقدار اثر $P-\Delta$ از بین رفته و مقدار تغییر مکان خارج صفحه فقط به علت کماتش ورق خواهد بود. وجود یک لایه بتنی در یک طرف ورق فولادی با ضخامتی معادل دو برابر ضخامت هر لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی، میزان تغییر مکان و تنش ها را کاهش می دهد.

جدول (۵) : نسبت کاهش تغییرات پارامترهای مورد مطالعه در اثر استفاده از دو لایه بتنی در طرفین

نام مدل	حداکثر تنش ایجاد شده در برشگیرها	حداکثر تنش ایجاد شده در لایه بتنی	حداکثر تنش ایجاد شده در ورق فولادی	تغییر مکان خارج از صفحه	تغییر مکان جانبی داخل صفحه
50-3×8	۱	۱	۱	۱	۱
2*50-3×8	۰,۹۷	۰,۹۳	۰,۹۷	۰,۷۸	۰,۹۶
100-3×8	۰,۸۸	۰,۶۷	۰,۹۵	۰,۶۸	۰,۸۳

۱۲- نتیجه گیری و جمع بندی

در صورت استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه تغییر چندانی پیدا نمی کند. دیوار برشی مرکب قابلیت بیشتری در جذب انرژی، گسترش تنش های ایجاد شده به نقاط بیشتری از صفحه فولادی و شکل پذیری نسبت به دیوار برشی فولادی دارد.

افزایش نسبت ضخامت پوشش بتن آرمه به ضخامت صفحه فولادی، موجب افزایش سختی و شکل پذیری دیوار برشی مرکب می گردد. این افزایش سختی و شکل پذیری با توجه به ابعاد و هندسه پانل، تا حد مشخصی

صورت یافته و بیش از آن تاثیر چندانی نخواهد داشت. تغییر فاصله بین برش گیرها، موجب تغییر شکل پذیری دیوار برشی مرکب و میزان جذب انرژی می گردد. (به عنوان مثال، با تغییر فاصله مابین برشگیرها از ۴۴۰ به ۱۹۵ میلیمتر (۵۶٪ کاهش)، تنش توزیع شده به برش گیرها بیش از ۲ برابر افزایش، تنش صفحه فولادی تا حدود ۲۱٪ کاهش و تنش صفحه بتنی تا حدود ۳۳٪ افزایش یافته است که نشان دهنده افزایش انتقال بخشی از تنش های صفحه فولادی به لایه بتن آرمه بوده و باعث افزایش میزان جذب انرژی دیوار برشی مرکب شده است.) تغییر نسبت ضخامت پوشش بتن آرمه به صفحه فولادی

صفحه فولادی، در حدود ۵۰ میلیمتر در حالت بارگذاری سیکلی و یکنواخت و با لحاظ نمودن ۱٪ آرماتور حجمی در یک طرف صفحه فولادی مشخص گردید.

فاصله بین برش گیرها در دیوار برشی مرکب تا مقدار مشخصی توانایی تاثیر در بهبود رفتار سیستم خواهد داشت.

در دیوار برشی مرکب، تا مقدار مشخصی توانایی افزایش سختی، شکل پذیری و جذب انرژی خواهد داشت. این نسبت با توجه به تحلیل های صورت یافته، برای دیوار برشی مرکب با مقیاس ۱:۱ و ۱:۳ به ترتیب معادل ۷/۷۴ و ۱۶/۴ به دست آمده که در هر دو حالت ضخامت بهینه پوشش بتن آرمه، با توجه به ضخامت ۷ و ۳/۵ میلیمتری

مراجع

References

- 1- Driver RG, Kulak GL, Kennedy DJL, Elwi AE. Cyclic test of fourstorey steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1997;124(2):112-20.
- 2- Driver RG, Kulak GLDJ, Elwi AE, Kennedy L. FE and simplified models of steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1997;124(2): 121-30.
- 3- Driver RG, Kulak GL, Elwi AE, Kennedy DJL. FE and simplified models of steel plate shear wall. Journal of Structural Engineering ASCE 1998; 124(2):121-30.
- 4-Kulak GL. Unstiffened steel plate shear walls. In: Narayanan R, Roberts TM, editors. Structures subjected to repeated loading. New York: Elsevier; 1991. p. 237-76 [chapter 9].
- 5-Thorburn L.J.; Kulak G.L.; Montgomery C.J.; "Analysis of steel plate shear walls"; Structural Engineering report No. 107; 1983; University of Alberta; Canada.
- 6- Lubell AS, Prion HGL, Ventura CE, Rezaei M. Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading. J Struct Eng ASCE 2000; 16(4):453-60.
- 7- Rezaei M.; Ventura C.E.; Prion H.G.L.; "Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shear walls"; Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering; 2000.
- 8- Rezaei M.; Ventura C.; Prion H.; "Simplified and detailed finite element models of steel plate shear walls"; Proc. 13th world conference on earthquake engineering; Vancouver; B.C.; Canada.
- 9- Takanashi Y.; Takemoto T.; Tagaki M.; "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load"; Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal.; 1973.
- 10- Mimura H.; Akiyama H.; " Load-Deflection Relationship of Earthquake-Resistant Steel Shear Walls with a developed Diagonal Tension Field"; Transactions of AIJ; 260; October; 1977. (in Japanese)
- 11- Sugii K.; Yamada M.; " Steel Panel Shear Walls with and Without Concrete Covering"; Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco; Mexico; 1996.
- 12- Torii S.; Teramoto T.; Kihara H.; Kitamura H.; "The Response Control Design of High-rise Building With Low Yield Steel Wall"; Proceedings on CD-Rom; 11th World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco; Mexico; 1996.
- 13- Chen SJ, Yen CZ. Application of L YP steel shear damper for seismic resistance. Struct Eng 2000;15(1):3-21.
- 14- Chen SJ, Yeh CH. Enhancement of ductility of steel beam-to-column connections for seismic resistance. Proceedings of the SSRC 1994 technical session, Structural Stability Research Council. Lehigh University, PA.
- 15- Chen SJ, Yeh CH, Chu JM. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. J Struct Eng ASCE 1996;122(11):1292-9.
- 16- Chen Sheng- Jin, Jhang Chyuan. Cyclic behavior of low yield point steel shear walls. Thin-Walled Structures 44(2006) 730-738.
- 17- Sabouri-Ghomi S, Roberts TM. Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations. Engineering Structures 1992;14(5):309-17.
- 18-Sabouri-Ghomi S, Ventura CE, Kharrazi MHK. Shear analysis and design of ductile steel plate walls. J Struct Eng ASCE 2005;131(6): 878-89.
- 19- Roberts T.M.; "Seismic Resistance of Steel Plate Shear Walls"; Engineering Structures 17 (1995),344-351.
- 20- Caccese V, Elgaaly M, Chen R. Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. J Struct Eng ASCE 1991; 119(2): 573-88.
- 21- Elgaaly M, Caccese V, Du C. Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. J Struct Eng ASCE 1993;119(2): 588-605.
- 22- Elgaaly M, Liu Y. Analysis of thin steel plate shear walls. Journal of Structural Engineering ASCE 1997;123(11):1487-96.
- 23-Elgaaly M. Thin steel plate shear walls behaviour and analysis. ThinWalled Structures 1998;32:151-80.
- 24- Zhao Q, Astanteh-Asl A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. J Struct Eng ASCE 2004.
- 25- Astanteh-Asl A. Seismic behaviour and design of steel shear walls. Steel TIPS report. Moraga (CA): Structural steel educational council; 2001.
- 26- Alinia MM. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to in-plane shear loads. Thin-Walled Structures 2005;43(4):845-60.
- 27- Alinia MM, Dastfan M. Effect of surrounding members on shear buckling of panels. Thin-Walled Structures 2004
- 28- Alinia MM, Dastfan M. Behavior of thin steel plate shear walls regarding frame members. Journal of Constructional Steel Research 62 (2006), 730-738.
- 29- Hatami, F. & Sabouri, S., Behavior of Steel Plate Shear Walls in Earthquake Due to Change of Rigidity of the Internal Storey Beams. Amirkabir Journal, Vol. 15, No 60-2, Civil Engineering, Tehran, IRAN, Fall & Winter 2004-2005.
- 30-Hatami, F, Rahai, A. Performance Evaluation and Optimization of Composite Shear Wall. Ph.D. Dissertation, Amirkabir University of Technology, January 2008.



بهینه‌سازی شبکه‌های دولایه فولادی توسط الگوریتم ژنتیک در تعامل با شبکه‌های عصبی مصنوعی

فرزاد شهابیان^۱، محمد حسین ابوالبشری^۲، سید مسعود احمدی^۳

چکیده

در طراحی بهینه سازه‌های فضاکار به دلیل پر عضو بودنشان نسبت به سازه‌های دیگر، زمان زیادتری برای تحلیل، طراحی و یا تعیین وزن آنها مورد نیاز می‌باشد. در این مقاله برای اجتناب از تحلیل‌های مکرر و وقت‌گیر مرسوم در روش‌های معمول، با استفاده از روش شبکه‌های عصبی مصنوعی و الگوریتم ژنتیک طراحی بهینه سازه‌های فضاکار از نوع شبکه دو لایه انجام گردیده است. برای این کار، ۱۸۰ نمونه شبکه دو لایه فولادی با سه توپولوژی مختلف با دهانه‌هایی بین ۱۰ تا ۷۵ متر و ارتفاع ۱ تا ۲/۵ متر تحلیل شده و در هر مورد وزن بهینه سازه تعیین گردیده است. نتایج حاصل برای آموزش، آزمایش و طراحی یک شبکه عصبی مصنوعی برای تخمین وزن سازه به کار گرفته شده است. آن‌گاه از روش الگوریتم ژنتیک در تعامل با شبکه عصبی، برای انتخاب یک سازه فضاکار بهینه استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان با توجه به ابعاد زمین، مناسب‌ترین پوشش از نوع شبکه دو لایه را با یک توپولوژی مشخص به همراه ارتفاع، فاصله ستون‌ها و طول اعضای افقی پیشنهاد نمود.

کلمات کلیدی:

بهینه‌سازی، الگوریتم ژنتیک، شبکه عصبی مصنوعی، سازه فضاکار، شبکه دولایه

Neuron-Genetic Optimization of Double Layer Steel Grids

F. Shahabian, M.H. Abolbashari, S.M. Ahmadi

ABSTRACT

Analysis and design of space structures are normally time consuming since a large number of members is involved. The problem becomes more involved when optimization is performed, where numerous analysis should be carried out. In this paper, neural network and genetic algorithm are applied for optimization of double steel layer grids. 180 models with three topologies, spans between 10 and 75 m and height between 1 and 2.5 m are analyzed and designed for optimum weight. The results have been used for training and testing of proposed neural networks system to predict the weight of the structures. The genetic algorithm based on neural networks is used for design optimization. Thus, for a site plan with arbitrary length and width, the output of the neuron-genetic system is the selection of a double steel grid with optimized shape based on three available topologies with height, distance between columns and length of horizontal members.

Key words:

Optimization, Genetic Algorithm, Neural Networks, Double Layer Steel Grids

۱. استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد fshahabianm@yahoo.com

۲. دانشیار گروه مکانیک، دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد abolbash@um.ac.ir

۳. کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد m_ahmad@yahoo.com

کاربردی خود از این روش در بهینه سازی خرپاهای فضایی استفاده کردند.

در این مقاله از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه کردن شبکه‌های دو لایه فولادی استفاده شده است. به منظور کاهش زمان در انجام تحلیل‌های مکرر و وقت گیر این نوع سازه‌ها به دلیل پر عضو بودن آن‌ها نسبت به سازه‌های دیگر، زمان زیادتری برای تحلیل، طراحی و یا تعیین وزن آنها مورد نیاز است، از روش شبکه‌های عصبی مصنوعی استفاده شده است. برای این کار ۱۸۰ نمونه شبکه دو لایه با سه توپولوژی مختلف تحلیل شده و در هر مورد وزن بهینه سازه تعیین گردیده است. نتایج فوق برای آموزش، انتخاب و طراحی یک شبکه عصبی مصنوعی مناسب برای پیش بینی وزن سازه به کار گرفته شده است، آن گاه از روش الگوریتم ژنتیک برای انتخاب یک سازه فضاکار با وزن حداقل استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان با توجه به ابعاد زمین، مناسبترین سازه فضاکار از نوع شبکه دو لایه فولادی را با یک توپولوژی خاص به همراه ارتفاع، فاصله ستون‌ها و طول اعضای افقی پیشنهاد نمود.

۲- روش شبکه‌های عصبی مصنوعی

الهام از طبیعت و سیستم‌های زنده در حل مسائل مختلف همواره به عنوان یک ایده اساسی مورد توجه بشر قرار داشته و این رویکرد تاکنون دستاوردهای با ارزشی را به دنبال داشته است. تلاش‌های اولیه به منظور مدل سازی مغز و شبکه عصبی انسان منجر به ارائه مدل‌هایی برای عملکرد یک واحد پردازش مغز یعنی نرون شده است. یک شبکه عصبی مصنوعی که به صورت مخفف با ANN نمایش داده می‌شود از ترکیب واحدهایی به نام نرون تشکیل شده است. ورودی این نرون در وزن‌ها ضرب شده و سپس با یک عدد ثابت که بایاس نامیده می‌شود جمع می‌گردد، نتیجه نیز از یک تابع غیر خطی عبور می‌کند تا خروجی ساخته شود، شکل (۱). تعداد نرون‌های لایه مخفی یک شبکه عصبی تاثیر بسزایی در عملکرد آن دارد. انتخاب

رویکرد استفاده از سازه‌های فضاکار در بسیاری از پروژه‌ها در سراسر جهان، گواه قاطعی بر مزایای قابل توجه این نوع سازه‌هاست. قابلیت پوشش دهانه‌های بزرگ با تکیه‌گاه‌های میانی محدود، قابلیت توسعه سازه در سطح و ارتفاع، استحکام، سبکی وزن، داشتن نمای ظاهری جذاب، سادگی و امکان ساخت سریع از مزایای عمومی این نوع سازه‌هاست. اکنون صدها مورد اجرای موفق از سازه‌های فضاکار را می‌توان در گوشه و کنار دنیا مشاهده کرد که به صورت گنبدی، چلیکی یا شبکه‌های چند لایه، فضاهایی نظیر سالن‌های ورزشی، نمایشگاه‌ها، سالن‌های اجتماعات، و امثال آن را پوشانده است. از این میان، شبکه‌های دو لایه به لحاظ اقتصادی و سهولت اجرا، از انواع رایج سازه‌های فضاکار می‌باشند [1,2].

از سوی دیگر همزمان با توسعه صنعت سازه‌های فضاکار در چند دهه اخیر، لزوم دستیابی به روش‌های سریع و دقیق در زمینه تحلیل، طراحی و بهینه سازی این نوع سازه‌ها را به وجود آورده است. در طراحی بهینه سازه‌های فضا کار به دلیل پر عضو بودنشان نسبت به سازه‌های دیگر، زمان زیادتری برای تحلیل، طراحی و یا تعیین وزن آنها مورد نیاز است. از جمله روش‌هایی را که می‌توان به منظور کاهش زمان لازم در تحلیل و طراحی سازه‌ها به کار برد، روش شبکه‌های عصبی مصنوعی می‌باشد [3-5].

در سال‌های اخیر استفاده از روش ژنتیک الگوریتم در بهینه کردن سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است. به نظر می‌رسد اولین بار گلدبرگ و سمثانی [6] از این روش در بهینه سازی یک خرپای ساده ۱۰ عضوی استفاده کردند. جنکینز [7] این روش را برای بهینه سازی قاب‌های مستوی به کار برد. راجیو و کریشنامورثی [8] چگونگی استفاده از روش ژنتیک الگوریتم را در بهینه سازی عمومی خرپاها بسط دادند. ارباتور و همکاران [9] کاربرد روش فوق را در بهینه کردن سازه‌های مستوی و فضایی نشان دادند. هیالیوگلو [10] این روش را در بهینه‌سازی قاب‌های فضایی به کار برد. دومینگوئز و همکاران [11] در مطالعات

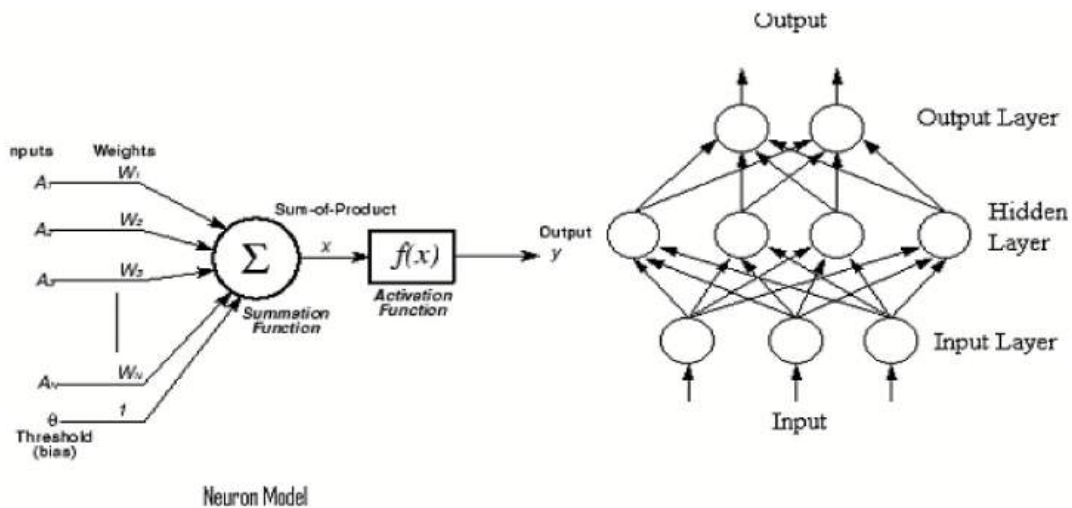
تعداد نرون‌ها در واقع مصالحه‌ای بین همگرایی و قابلیت تعمیم شبکه می‌باشد. شبکه‌های عصبی چند لایه قادر هستند با انتخاب مناسب تعداد لایه‌ها و سلولهای عصبی، که اغلب زیاد هم نیستند، یک نگاشت غیر خطی را با دقت دلخواه انجام دهند.

توسعه الگوریتم پس انتشار خطا با فراهم آوردن روشی از نظر محاسباتی کارا، رنسانسی در شبکه‌های عصبی ایجاد نمود. قانون پس انتشار خطا از دو مسیر اصلی تشکیل می‌شود. مسیر اول به مسیر رفت موسوم می‌باشد که در این مسیر، بردار ورودی به شبکه اعمال می‌شود و تاثیراتش از طریق لایه‌های میانی به لایه‌های خروجی انتشار می‌یابد. بردار خروجی تشکیل یافته در لایه خروجی، پاسخ واقعی شبکه را تشکیل می‌دهد. در این مسیر پارامترهای شبکه،

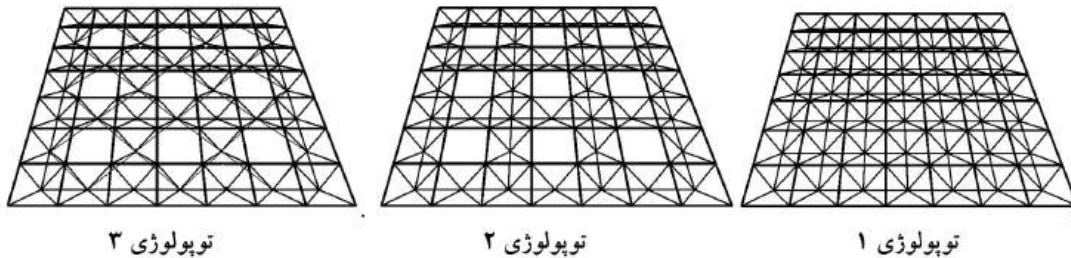
ثابت و بدون تغییر در نظر گرفته می‌شوند. مسیر دوم به نام مسیر برگشت نامگذاری شده است. در این مسیر، برعکس مسیر رفت، پارامترهای شبکه تغییر کرده و سپس تنظیم می‌گردند. این تنظیم مطابق با قانون اصلاح خطا (اختلاف بین پاسخ مطلوب و پاسخ واقعی شبکه) انجام می‌گیرد.

۲-۱- مدل‌سازی داده‌های ورودی

در این مقاله، شبکه‌های دولایه فولادی با سه نوع توپولوژی مختلف مطابق با شکل (۲) در نظر گرفته شده‌اند. بار مرده سازه‌های فضاکار 30 kg/m^2 بار برف معادل 150 kg/m^2 و اثر دما در این مدل‌ها $\pm 30^\circ \text{C}$ برای اعمال به اعضا سازه در نظر گرفته شده است.



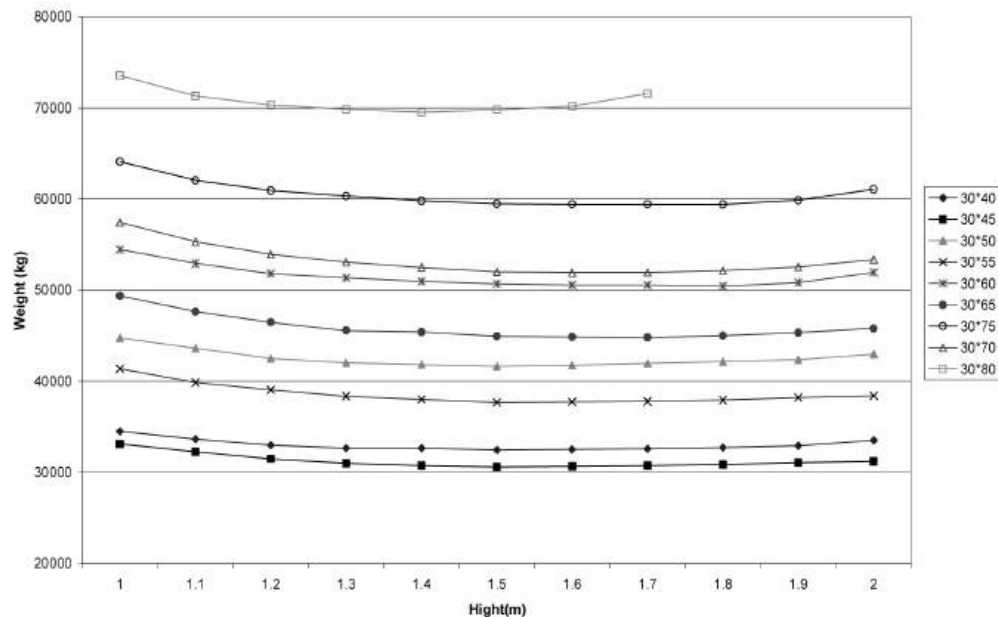
شکل (۱): ساختار شبکه ANN به همراه مدل یک نرون



شکل (۲): توپولوژی‌های مختلف شبکه‌های دو لایه

تحلیل و طراحی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000Ver.10.01 صورت گرفته است. برای ایجاد طرح مناسب به وسیله این نرم‌افزار، مادامی که نتایج حاصل از تحلیل و طراحی بر هم منطبق نبوده‌اند عملیات تحلیل و طراحی تکرار گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل و طراحی مدل‌ها نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه فضاکار تا یک حد مشخص،

وزن سازه کاهش می‌یابد ولی پس از آن، با افزایش ارتفاع، وزن سازه شروع به افزایش می‌نماید. این مطلب نشانگر اهمیت ارتفاع بهینه برای سازه‌های فضاکار می‌باشد. به عنوان مثال تغییرات وزن شبکه‌های دو لایه با طول‌های مختلف برای عرض ۳۰ متر نسبت به ارتفاع در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل (۳): تغییرات وزن شبکه‌های دو لایه فولادی با ارتفاع‌های مختلف برای عرض ۳۰ متر

۲-۲- آموزش و طراحی شبکه‌های عصبی

در این مقاله از شبکه عصبی به عنوان جایگزین نرم‌افزار تحلیل و طراحی سازه‌های فضاکار که به طور معمول زمان زیادی برای تحلیل و طراحی بهینه نیاز دارد، استفاده شده است. برای پیش بینی وزن سازه توسط شبکه‌های عصبی، از نتایج حاصل از طراحی بهینه ۱۸۰ شبکه دو لایه فولادی در سه نوع توپولوژی مختلف شکل (۲)، با در نظر گرفتن ابعاد زیر استفاده شده است. به عنوان مثال تعدادی از مدل‌های آماده شده برای آموزش و طراحی شبکه عصبی مربوط به توپولوژی ۱ در جدول (۱) ارائه شده است.

۱- عرض سازه: عرض سازه برابر ۱۰، ۱۲، ۱۵، ۲۰، ۳۰ متر انتخاب شده است.

۲- طول سازه: طول سازه متناسب با عرض آن از ۳۰ تا ۷۵ متر در نظر گرفته شده است. طول‌های در نظر گرفته شده عبارتند از: ۳۰، ۳۶، ۴۰، ۴۵، ۴۸، ۶۰، ۷۰، ۷۲ و ۷۵ متر.

۳- ارتفاع سازه: ارتفاع سازه متناسب با طول و عرض سازه بین ۱ تا ۲٫۵ متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع‌های در نظر گرفته شده عبارتند از: ۱، ۱٫۷، ۲ و ۲٫۵ متر.

جدول (۱): تعدادی از مدل‌های آماده شده برای آموزش و طراحی شبکه عصبی مربوط به توپولوژی ۱

شماره مدل	وزن (kg)	طول اعضای فقی (m)	فاصله ستون‌ها (m)	ارتفاع (m)	طول (m)	عرض (m)
1	9895	1.67	15	1	30	15
2	9791	3	15	1	30	15
3	7870	1.67	5	1	30	15
4	7323	2.5	5	1	30	15
5	9785	1.67	15	2	30	15
6	8808	3	15	2	30	15
7	9093	1.67	5	2	30	15
8	7737	2.5	5	2	30	15
9	13315	1.67	15	1	45	15
10	14163	3	15	1	45	15
11	11712	1.67	5	1	45	15
12	10987	2.5	5	1	45	15
13	14325	1.67	15	2	45	15
14	12503	3	15	2	45	15
15	13506	1.67	5	2	45	15
16	11594	2.5	5	2	45	15
17	19474	2	20	1	40	20
18	19904	2.5	20	1	40	20
19	15147	2	10	1	40	20
20	15101	2.5	10	1	40	20
21	14333	2.5	5	1	40	20
22	16875	2	20	1.7	40	20
23	16454	2.5	20	1.7	40	20
24	14470	2	10	1.7	40	20
25	13758	2.5	10	1.7	40	20
26	13274	2.5	5	1.7	40	20
27	18235	2	20	2.5	40	20
28	16622	2.5	20	2.5	40	20
29	16325	2	10	2.5	40	20
30	14761	2.5	10	2.5	40	20

برای انتخاب شبکه‌های عصبی مناسب برای هر یک از سه نوع توپولوژی، دو نوع شبکه عصبی از نوع پرسپترون (MLP) و انتشارمقابل (RBF) با یکدیگر مقایسه شده است. مشخصات کلی در نظر گرفته شده عبارتند از:

تعداد مدل‌های آماده شده برای هر شبکه عصبی مربوط به هر نوع توپولوژی برابر ۶۰ و در مجموع ۱۸۰ عدد می‌باشد.

تعداد مدل‌ها برای آموزش هر شبکه عصبی ۴۰ عدد بوده که به طور تصادفی از میان ۶۰ مدل انتخاب می‌گردد و بقیه مدل‌ها برای آزمایش شبکه‌های آموزش دیده تخصیص می‌یابند.

ورودی‌های هر شبکه عصبی، برابر ۵ در نظر گرفته شده‌اند که عبارتند از: طول سازه، عرض سازه، ارتفاع

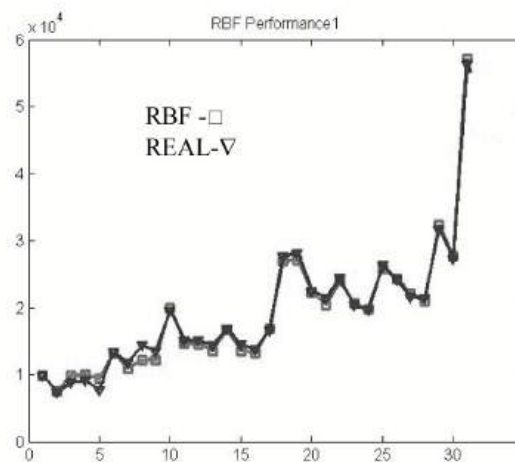
سازه، فاصله ستون‌ها و طول اعضای افقی. وزن به عنوان خروجی شبکه عصبی در نظر گرفته شده است.

مقایسه وزن‌های واقعی و خروجی شبکه‌های عصبی MLP و RBF برای یک توپولوژی نمونه نوع (۱) در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است. بررسی شبکه‌ها نشان می‌دهد که شبکه RBF جواب‌های مطلوب تری نسبت به شبکه MLP داده است که به دلیل رفت و برگشت‌های پیاپی بین الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی و سرعت بالای شبکه RBF می‌باشد. محاسبات نشان می‌دهد که شبکه عصبی با تقریب قابل قبولی (میانگین خطایی کمتر از ۷٪) به تخمین وزن سازه می‌پردازد.

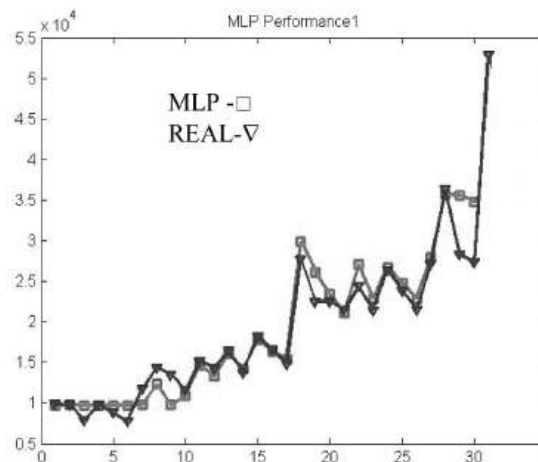
مصنوعی» به معرفی مفاهیم اصلی GA شامل عملگرهای سه‌گانه انتخاب (Selection)، آمیزش (Crossover) و جهش (Mutation) که در مورد سیستم‌های مصنوعی به کار می‌روند و همچنین مبانی ریاضی الگوریتم ژنتیک پرداخت.

روش کار بدین صورت است که، در فرآیند تکثیر، کروموزوم‌هایی با شایستگی بالا شانس تکرار بیشتر در جمعیت منتخب را پیدا می‌کنند که این کار توسط فرآیند انتخاب صورت می‌پذیرد. بدین منظور روش‌های متنوعی مطرح شده است و روش چرخ گردان معروف‌ترین آنهاست. همچنین از انتخاب نخه‌گرا نیز استفاده شده که در هر نسل تعدادی از برانزده‌ترین افراد بدون تغییر به نسل بعد منتقل شده است. پس از تکمیل فرآیند انتخاب، نوبت به اعمال عملگر بر روی جهت منتخب به منظور تولید جمعیت فرزندان می‌رسد. در انجام فرآیند پیوند، با انتخاب مقدار ثابت نرخ پیوند، به ترتیب برای هر کروموزوم یک عدد تصادفی تولید می‌شود. اگر عدد تصادفی تولید شده از نرخ پیوند کمتر باشد، این کروموزوم انتخاب می‌شود تا با کروموزوم‌های بعدی که شرایط فوق را دارد، آمیزش نماید. در این مقاله از میان انواع مختلف پیوند، یکنواخت مورد استفاده قرار گرفته است. سپس نوبت به اعمال عملگر جهش می‌رسد. هدف از این کار ایجاد پراکندگی بیشتر در محدوده کاوش فضای طراحی است. در انجام فرآیند جهش، با انتخاب مقدار ثابت نرخ جهش، برای کلیه بیت‌های کروموزوم‌های جمعیت عدد تصادفی تولید می‌شود. اگر عدد تصادفی تولید شده از نرخ جهش کوچکتر باشد، مقدار آن بیت عوض یعنی مقدار صفر به یک و یا بالعکس تبدیل می‌شود. الگوریتم ژنتیک هنگامی که برخی ضوابط مانند تعداد معینی تولید نسل و یا میانگین انحراف معیار عملکرد اشخاص جمعیت تامین شود، به پایان می‌رسد.

در بهینه‌سازی سازه‌ها، معمولاً تابع هدف، وزن سازه می‌باشد و به حداقل رساندن وزن با برآورده کردن قیود



شکل (۴): مقایسه وزن‌های واقعی (REAL) و خروجی شبکه عصبی (RBF) مربوط به توپولوژی ۱



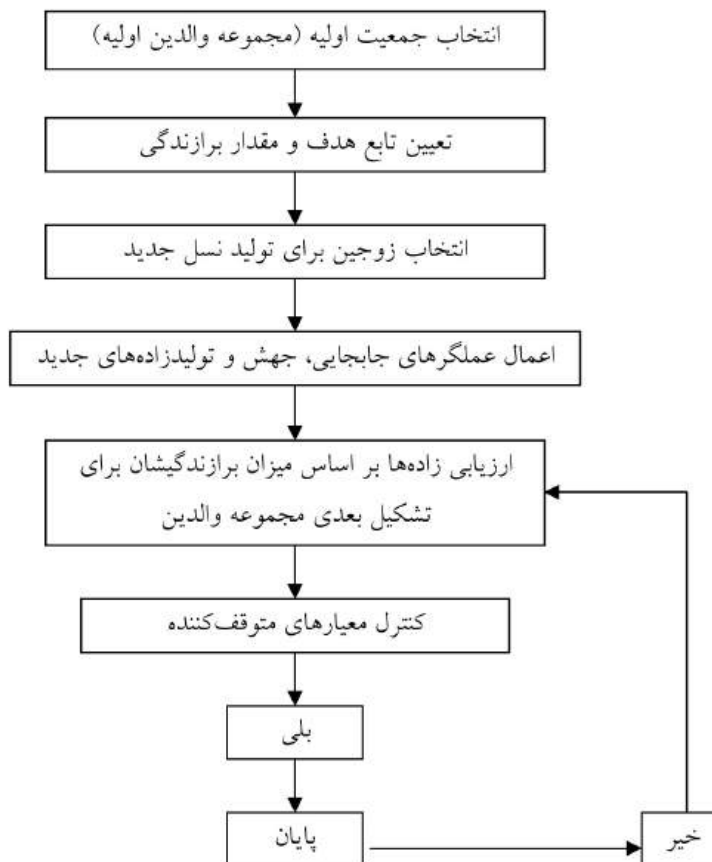
شکل (۵): مقایسه وزن‌های واقعی (REAL) و خروجی شبکه عصبی (MLP) مربوط به توپولوژی ۱

۳- روش بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک الهام گرفته از طبیعت است و تکامل طبیعت با فرضیه داروین، اساس شکل‌گیری آن می‌باشد که در آن بهترین‌ها حق بقا دارند. الگوریتم ژنتیک توسط جان هلند متخصص علوم کامپیوتر دانشگاه میشیگان در سال ۱۹۶۲ ارائه شد. هلند [12] با ارائه رساله‌ای با عنوان «تطابق در طبیعت و سیستم‌های

می‌شود که خود به خود باعث می‌شود این مدل از مسیر انتخابی گزینه بهینه، خارج گردد. شکل (۶) فرآیند کلی حل مسائل را در الگوریتم ژنتیک به طور خلاصه نشان می‌دهد.

مساله، هدف الگوریتم ژنتیک می‌باشد. در صورت نقض شدن این قیود، تابع پناستی وارد عمل شده به این صورت که وزن به دست آمده را با عدد بسیار بزرگی جمع می‌کند، این عمل باعث بالا رفتن غیر طبیعی وزن مدل پناستی‌دار



شکل (۶): فرآیند حل مسائل بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک

۴- کاربرد همزمان الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی

پس از به دست آوردن شبکه عصبی مطلوب برای تخمین وزن هر یک از مدل‌های موجود، اینک با استفاده از الگوریتم ژنتیک به انتخاب بهینه برای پوشش هر زمین با طول و عرض دلخواه دست خواهیم یافت. برای انجام این کار یک برنامه در محیط نرم‌افزار مطلب نوشته شد. در این برنامه از تابع GA مطلب استفاده شد و جمعیت اولیه برای تولید نسل‌ها ۱۰۰ و تعداد نسل‌ها نیز ۵۰ نسل در نظر گرفته شده است. محدوده متغیرهای

در نظر گرفته شده به شرح زیر می‌باشد:

عرض سازه : بین ۱۰ تا ۳۰ متر با گام‌های ۱ متر

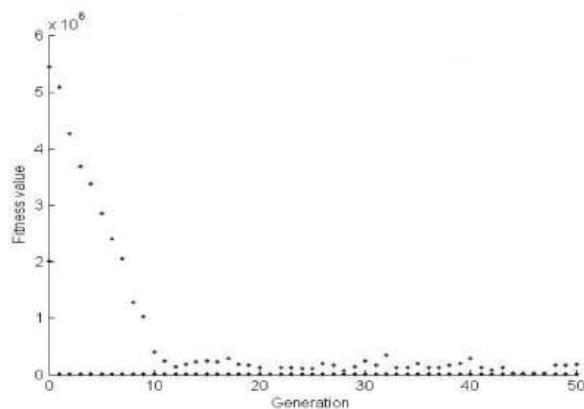
طول سازه : بین ۳۰ تا ۷۵ متر با گام‌های ۱ متر

ارتفاع سازه : بین ۱ تا ۲٫۵ متر با گام‌های ۰٫۱ متر

فاصله ستون‌ها : بین ۵ تا ۲۰ متر با گام‌های ۱ متر

طول اعضای افقی : بین ۱/۵ تا ۳ متر با گام‌های ۰/۰۱ متر

توپولوژی: سه نوع توپولوژی مانند شکل (۲)



شکل (۷): روند همگرا شدن نسل‌های الگوریتم ژنتیک

در واقع هدف ما از تحلیل GA، رسیدن به یک پوشش مناسب از نوع شبکه دو لایه برای یک زمین با طول و عرض دلخواه بوده است. با توجه به سه نوع توپولوژی و متغیرهایی نظیر فاصله ستون‌ها و ارتفاع سازه و طول اعضای افقی، فضای جستجوی GA گسترده می‌باشد که با انتخاب جمعیت اولیه و تعداد نسل‌های مناسب به صورت بهتری به هدف خود خواهیم رسید. در شکل (۷) روند همگرا شدن نسل‌های الگوریتم ژنتیک به جواب بهینه مشاهده می‌گردد. در جدول (۲) چند نمونه از جواب‌های الگوریتم ژنتیک ارائه گردیده است.

جدول (۲): جواب بهینه GA

الگوریتم ژنتیک							شبکه عصبی		
ورودی		خروجی					خروجی وزن (kg)		
عرض (m)	طول (m)	ارتفاع (m)	فاصله ستونها (m)	طول اعضا افقی (m)	نوع شکل	وزن (kg)	توپولوژی ۱	توپولوژی ۲	توپولوژی ۳
15	30	2.1	15	1.5	2	2983	10429	2983	4910
20	60	1.5	5	2.5	1	19188	19188	34627	26099
30	70	1.1	5	2.5	1	42029	42029	73905	52305
30	60	1.6	15	1.5	3	30399	45644	44902	30399
20	40	1.5	5	2.5	1	13219	13219	22288	16290
15	45	1.9	15	1.5	2	2439	13394	2439	4734
10	40	1.7	10	2	2	4823	8152	4823	9057
10	30	1.7	10	2	2	6710	7843	6710	8367
30	40	1.6	5	2.5	1	22851	22851	40391	28277

به دست آمده از الگوریتم ژنتیک، نتایج حاصل از تحلیل و طراحی توسط نرم‌افزار SAP2000 برای سایر گزینه‌های ممکن در جدول (۳) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، وزن سازه پیشنهادی GA از سایر گزینه‌های ممکن کمتر می‌باشد. قابل ذکر است که با استفاده از نرم‌افزار SAP2000، سازه با مشخصات پیشنهادی GA مجدداً تحلیل و طراحی شد و وزن سازه برابر ۱۹۰۲۵ کیلوگرم به دست آمد که نشان‌دهنده دقت بالای روش پیشنهادی در انتخاب نوع سازه بهینه می‌باشد.

همان‌طور که در جدول (۲) ملاحظه می‌شود، الگوریتم ژنتیک قابلیت تشخیص بهترین جواب را از بین جواب‌های محاسبه شده توسط شبکه عصبی دارا می‌باشد. به عنوان مثال اگر هدف انتخاب یک سازه بهینه برای پوشش زمینی به ابعاد ۲۰ متر در ۶۰ متر باشد، پیشنهاد GA عبارتست از سازه‌ای با توپولوژی نوع ۱ که در آن فاصله ستون‌ها از یکدیگر ۵ متر، ارتفاع شبکه ۱/۵ متر و طول اعضای افقی برابر ۲/۵ متر باشد. چنین سازه‌ای دارای وزنی تقریبی برابر با ۱۹۱۸۸ کیلوگرم خواهد بود. برای اطمینان از دقت جواب‌های

جدول (۳) : گزینه‌های ممکن با عرض ۲۰ متر و طول ۶۰ متر

عرض (m)	طول (m)	ارتفاع (m)	فاصله ستونها (m)	طول اعضا افقی (m)	وزن واقعی گزینه‌های ممکن با عرض ۲۰ و طول ۶۰ متر (Kg)		
					توپولوژی ۱	توپولوژی ۲	توپولوژی ۳
20	60	1	10	2	22492	21399	24032
20	60	1.7	10	2	21370	19285	21120
20	60	2.5	10	2	24132	20844	22510
20	60	1	20	2	27732	26581	30483
20	60	1.7	20	2	24396	22620	25516
20	60	2.5	20	2	26365	23240	36229
20	60	1	5	2.5	21440	25927	31824
20	60	1.7	5	2.5	19650	24467	31400
20	60	2.5	5	2.5	21333	25042	35031
20	60	1	10	2.5	22460	26322	29611
20	60	1.7	10	2.5	20325	23334	28808
20	60	2.5	10	2.5	21502	24541	37606
20	60	1	20	2.5	28125	33283	30898
20	60	1.7	20	2.5	23454	26231	29854
20	60	2.5	20	2.5	23854	25472	36229

۵- نتیجه گیری

عملیات تحلیل و طراحی بهینه سازه‌های فضاکار به دلیل پر عضو بودن و درجه نامعینی بالا، بسیار وقت گیر می‌باشد. در این مقاله، با استفاده همزمان از الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی، طراحی بهینه سازه‌های فضاکار از نوع شبکه دو لایه انجام شد. یکی از ویژگی‌های مهم روش پیشنهادی این است که از شبکه عصبی به عنوان جایگزین نرم‌افزار تحلیل و طراحی سازه‌های فضاکار که ممکن است قابلیت Link شدن با GA را نداشته باشد، یا اگر این قابلیت را داشته باشد به زمان زیادی برای تحلیل و طراحی بهینه نیاز دارد، استفاده شده است. برای این کار از اطلاعات مربوط به ۱۸۰ شبکه دو لایه بهینه برای آموزش و طراحی شبکه‌های عصبی استفاده شد و از میان شبکه‌های عصبی موجود، شبکه RBF که به دلیل رفت و برگشت‌های

پیاپی بین الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی و سرعت بالای شبکه، جواب‌های مطلوب تری را ارائه داد، انتخاب شد. محاسبات نشان داد که شبکه عصبی برگزیده شده با تقریب قابل قبولی (میانگین خطایی کمتر از ۷٪) به تخمین وزن سازه می‌پردازد. بدین ترتیب، ابتدا سه شبکه عصبی برای سه توپولوژی مورد نظر طراحی شد، سپس با استفاده از الگوریتم ژنتیک در تعامل با شبکه‌های عصبی طراحی شده، سازه فضاکار بهینه به دست آمد. به عنوان مثال برای پوشش زمینی به ابعاد ۲۰ متر در ۶۰ متر، پیشنهاد GA عبارت بود از یک شبکه دو لایه با توپولوژی نوع ۱ که در آن فاصله ستون‌ها از یکدیگر ۵ متر، ارتفاع شبکه ۱/۵ متر و طول اعضای افقی برابر ۲/۵ متر باشد. چنین سازه‌ای دارای وزنی تقریبی برابر با ۱۹۱۸۸ کیلوگرم بوده که در مقایسه با سایر گزینه‌های ممکن از وزن کمتری برخوردار می‌باشد.

- 1- Makowski, Z.S., "Analysis, design and construction of double-layer grids", London, Applied Science, 1981.
- 2- El-Sheikh, A., "Configuration of double-layer space trusses", International Journal of Structural Engineering and Mechanics, Vol. 6, No. 5, pp. 543-554, 1998.
- 3- Hajela, P., and Berke, L., "Neurobiological computational models in structural analysis and design", Computers and Structures, Vol. 41, pp. 657-667, 1991.
- 4- Adeli, H. and Park, H.S., "Counter propagation neural network in structural engineering", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, pp. 1205-1211, 1995.
- 5- Kaveh, A. and Servati, H., "Design of double layer grids using backpropagation neural networks", Computers and Structures, Vol. 79, pp. 1561-1568, 2001.
- 6- Goldberg, D.E., and Samtani, M.P., "Engineering optimization via genetic algorithm", Ninth Conference on Electronic Computation, New York, N.Y., ASCE, pp. 471-482, 1986.
- 7- Jenkins, W.M., "Plane frame optimum design environment based on genetic algorithm", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 3013-3013, 1992.
- 8- Rajeev, S., Krishnamoorthy, C.S., "Discrete optimization of structure using genetic algorithms", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 1233-1250, 1992.
- 9- Erbatur, F., Hasancebi, O., Tutuncu, I., and Kilic, H., "Optimal design of planar and space structures with genetic algorithms", Computers and Structures, Vol. 75, pp. 209-224, 2000.
- 10- Hayalioglu, M. S , "Optimum load and resistance factor design of steel space frames using genetic algorithm", Structural and Multidisciplinary Optimization, V. 21, No. 4, pp. 292-299, 2004.
- 11- Dominguez, A., Stiharu, I. and Sedaghati, R., "Practical design optimization truss structures using the genetic algorithms", Research in Engineering Design, Vol. 17, No. 2, pp. 73-84, 2006.
- 12- Holland, J.H. "Adaptation in natural and artificial systems". University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.



تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال با یک بار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

کاظم شاکری^۱، محسنعلی شایانفر^۲

چکیده

با توسعه کاربرد تحلیل پوش‌آور در سال‌های اخیر روش‌های پوش‌آور پیشرفته متعددی برای لحاظ کردن اثر مودهای بالاتر و همچنین اثر تغییر مشخصات مودال سازه در طول تحلیل ناشی از تسلیم اعضا پیشنهاد شده است. روش‌های پیشنهادی عموماً برای لحاظ کردن اثرات مودهای بالاتر از چندین تحلیل پوش‌آور با الگوی بارهای متناسب با اشکال مودی سازه استفاده می‌نمایند و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها با یکدیگر ترکیب می‌شوند (به صورت چند بار اجرا). از آنجائیکه در ناحیه غیر خطی مودهای مختلف یک سازه را نمی‌توان مستقل از یکدیگر فرض کرد لذا تجزیه یک سازه چند درجه آزادی به چند سازه یک درجه آزادی در ناحیه غیر خطی از لحاظ تئوریک با مشکلاتی روبرو است. روش‌های تحلیل پوش‌آور مودال با چند بار اجرا نمی‌توانند اثرات اندرکنش بین مودها در ناحیه غیر خطی را لحاظ نمایند. به همین منظور برخی از محققین روش‌های مودال با یک بار اجرا را پیشنهاد داده‌اند که در آنها الگوهای بار متناسب با مودهای مختلف با یکدیگر ترکیب شده و به صورت یک الگوی بار واحد بر سازه اعمال می‌شوند (به صورت یک بار اجرا). در این مقاله به منظور بهبود و افزایش دقت روش‌های تحلیل پوش‌آور با یک بار اجرا یک روش جدید تحلیل پوش‌آور مودال با یک بار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده ارائه شده است. روش پیشنهادی بر روی یک نمونه سازه ۹ طبقه فولادی تحت اثر زلزله کوبه به کار گرفته شده و مشاهده شده است که روش مذکور با دقت مناسبی می‌تواند پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی را تقریب بزند.

کلمات کلیدی:

تحلیل غیرخطی، پوش‌آور، مودال، یک بار اجرا، ارزیابی لرزه‌ای، قاب‌های خمشی

Single-Run Modal Nonlinear Static Procedure for Seismic Assessment of Steel Moment Frames

M. Shayanfar, K. Shakeri

ABSTRACT

Application of the pushover methods have been increased in last decade. In recent years different advanced pushover methods have been proposed to account the higher modes effects and changes in the modal attribute during inelastic phases. Generally in these advanced methods multiple pushover analyses with lateral load corresponding to the considered elastic mode shapes are conducted separately, and then the total seismic response is estimated by combining the responses due to each modal load (multi-run). Since in the inelastic domain the modes are coupled so using of the modal decomposition concepts are not valid in the nonlinear range. Therefore the multi-run pushover methods encounter with some theoretical problems. These methods are not able to reflect the yielding effect of one mode in the other modes and the interaction between modes in the nonlinear range. For this purpose, some researchers have developed enhanced single-run modal methods in which the structure is pushed with combined modal forces. The modal combination concept is used to define the load pattern rather than to combine the nonlinear responses due to each mode. In this paper a new advanced single-run pushover method has been proposed. The proposed method is applied to SAC-9 building. This provides a good estimation of the peak inelastic drift response.

Key words:

Nonlinear Analysis, Advanced Pushover, Modal, Single-Run, Seismic Demands, Steel Moment Frames

۱. دانشجوی دکتری سازه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران k_shakeri@iust.ac.ir

۲. عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران shayanfar@iust.ac.ir

در طول دهه گذشته تحلیل پوش‌آور به عنوان یک ابزار کاربردی مناسب نقش موثری در توسعه مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد ایفا کرده و به طور گسترده‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۱-۴]. با رواج یافتن تحلیل پوش‌آور به صورت حرفه‌ای در بین مهندسان، مطالعات گسترده‌ای در خصوص مزایا و معایب این روش صورت گرفته است [۵-۷]. مشکل اصلی روش‌های پوش‌آوری سنتی موجود در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های جاری از قبیل ATC-40 و FEMA-356 [۱-۴] در این نکته نهفته است که این روش‌ها عموماً محدود به پاسخ یک مود تنها بوده و توانایی لحاظ کردن اثرات مودهای بالاتر همچنین اثر تغییر مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضا را ندارد.

۲- روش‌های تحلیل پوش‌آور پیشرفته

به منظور لحاظ کردن اثرات مودهای بالاتر در سالهای اخیر، روش‌های پوش‌آور پیشرفته مختلفی بر اساس مفاهیم ترکیب مودال سازه‌ای ارائه شده است که سادگی روش‌های پوش‌آور سنتی در آنها حفظ شده است با این تفاوت که به جای استفاده از یک تحلیل پوش‌آور از چندین تحلیل پوش‌آور مستقل استفاده می‌شود و الگوی بار اعمالی در این روش‌ها همچنان در طول تحلیل ثابت فرض می‌گردد [۸-۱۵]. در روش معروف پوش‌آور مودال (MPA Modal Pushover Analysis) پیشنهادی چوپرا و گوئل چندین تحلیل پوش‌آور با الگوی بار متناسب با اشکال مودی الاستیک چند مود اول انجام گرفته سپس پاسخ لرزه‌ای کلی سازه از ترکیب پاسخ‌های حاصل از هر مود با استفاده از روش ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) به دست می‌آید [۱۱]. از آنجائیکه در مودهای بالاتر افزایش جابجایی بام متناسب با افزایش جابجایی سایر طبقات نمی‌باشد و حتی در برخی موارد با افزایش برش پایه، جابجایی بام در جهت عکس حرکت می‌کند لذا استفاده از جابجایی بام به عنوان نقطه کنترل جابجایی در مودهای بالاتر با

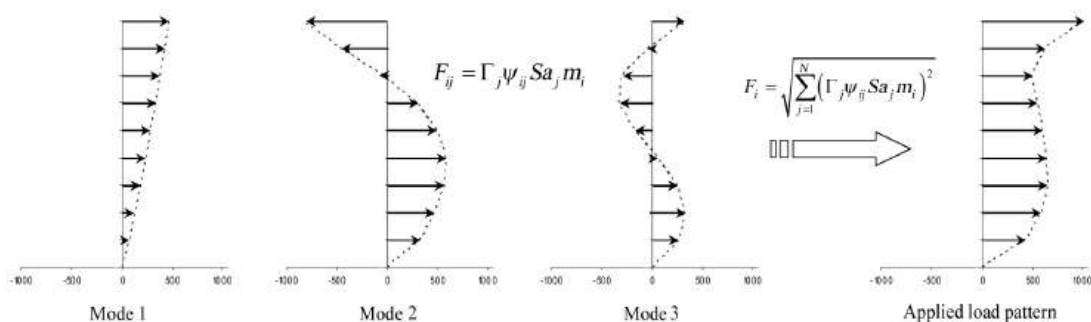
ابهاماتی روبرو است. به همین منظور چوپرا و گوئل ویرایش اصلاح شده‌ای از روش پوش‌آور مودال (Modified Modal Pushover Analysis) MMPA را بر اساس طیف پاسخ الاستیک در مودهای بالاتر پیشنهاد دادند [۱۳]. علاوه بر این به منظور لحاظ کردن اثرات تغییر در مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضا، روش‌های پوش‌آور با چند بار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده پیشنهاد شده است [۱۶، ۱۷]. با این حال در روش‌های پوش‌آور مودال با چند بار اجرا چه در حالت استفاده از الگوی بار ثابت و چه در حالت استفاده از الگوی بار متغیر به هنگام شونده، مودها مستقل از هم لحاظ شده و اثرات تسلیم اعضا در یک مود در مودهای دیگر منعکس نمی‌شود. در واقع این روش‌ها توانایی لحاظ کردن اثرات اندرکنش بین مودها در ناحیه غیر الاستیک را ندارند همچنین استفاده از قوانین ترکیب مودال الاستیک در ناحیه غیر الاستیک معتبر نمی‌باشد و از طرفی دیگر اجرای چندین تحلیل پوش‌آور مشخصاً پیچیده تر از اجرای یک تحلیل پوش‌آور می‌باشد همچنین از آنجائیکه که پاسخ کلی سازه در انتهای تحلیل از ترکیب نتایج حاصل از مودهای مختلف به دست می‌آید لذا امکان تعقیب و بررسی نتایج تحلیل، ترتیب و توالی وقوع مکانسیم‌های محلی و کلی در طول تحلیل غیرممکن می‌باشد.

به همین دلیل برخی از محققین روش‌های پوش‌آور مودال با یک بار اجرا را پیشنهاد دادند که در آنها از قوانین ترکیب مودال SRSS برای ترکیب نیروهای مودال و تعیین الگوی بار استفاده می‌شود [۱۸-۲۵]. همچنین به منظور لحاظ کردن اثرات تغییر مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضا در طول تحلیل، روش‌های پوش‌آور مودال با یک بار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده پیشنهاد شده است [۲۱-۲۴]. در هر مرحله بارگذاری الگوی بار از روی ترکیب نیروهای مودال لحظه‌ای سازه تعیین شده و از طریق یک تحلیل پوش‌آور واحد بر سازه اعمال می‌شود (یک بار اجرا). در الگوی بار اعمالی اثرات مودهای بالاتر

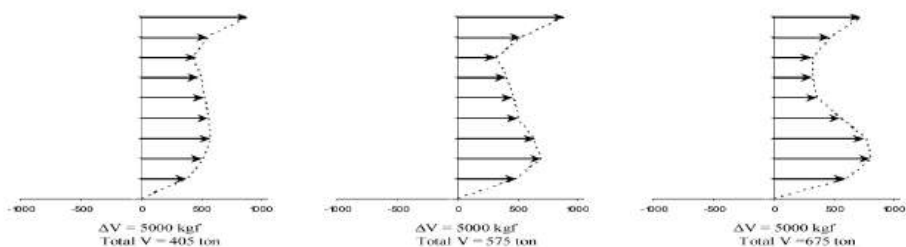
مورد نظر نیروهای مودال لحظه‌ای برای هر مود تعیین شده سپس از ترکیب آنها با استفاده روشهای ترکیب مودال از قبیل SRSS الگوی بار جانبی در هر محله تعیین می‌شود، شکل (۱). اگر چه این روش از لحاظ مفهومی و تئوری از پشتوانه قوی تری نسبت به روش‌های پوش‌آور سستی برخوردار است و اثرات موده‌های بالاتر، اندرکنش بین موده‌ها در ناحیه غیر الاستیک، تغییر در مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضاء، زوال سختی و محتوای فرکانسی یک طیف طراحی یا طیف پاسخ ویژه را لحاظ می‌کند ولی با این حال این روش در تخمین پاسخ‌های غیر خطی عموماً نتوانسته است برتری قابل ملاحظه‌ای نسبت به روش‌های پوش‌آور سستی داشته باشد و حتی در برخی موارد دقت نتایج نه تنها افزایش نیافته بلکه کاهش نیز یافته است.

و اندرکنش بین آنها در ناحیه غیر الاستیک لحاظ شده است همچنین رفتار سازه، ترتیب و توالی وقوع مفصل‌های پلاستیک، مکانیسم‌های محلی و کلی در طول تحلیل به راحتی از طریق تحلیل پوش‌آور با یک بار اجرا قابل تعقیب و بررسی می‌باشد.

در راستای این خط فکری ناشای یک روش پیشرفته تحلیل پوش‌آور با الگوی بار به هنگام شونده ارائه داد [۲۲] که بعداً توسط آنتونیو و پینهو از طریق یک مدل تحلیل فیبری (Fiber) تحت عنوان روش Force-based Adaptive (FAP) Pushover توسعه یافت [۲۳]. در این روش در هر مرحله بارگذاری بر اساس مشخصات ماتریس سختی لحظه‌ای سازه تحلیل مودال صورت گرفته و مطابق با مشخصات مودال سازه و با استفاده از طیف شتاب الاستیک



شکل (۱): نیروهای مودال طبقات مختلف در سه مود اول و تعیین الگوی بار اعمالی در مرحله اول بارگذاری روش FAP برای ساختمان ۹ طبقه فولادی SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه



شکل (۲): تغییرات الگوی بار اعمالی در مراحل مختلف بارگذاری روش FAP در مورد ساختمان ۹ طبقه فولادی SAC-9

آنتونیو و پینهو همچنین یک روش پوش آور با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس جابجایی ارائه داده‌اند که در آن به جای اعمال بار به صورت نیرو، اعمال بار به صورت جابجایی صورت می‌گیرد [۲۴]. این روش در مقایسه با روش FAP از عملکرد نسبتاً بهتری برخوردار است.

همانطوریکه توسط پاپانیگولا و الناشای [۲۵] شرح داده شده است دلیل عملکرد ضعیف روش FAP می‌تواند به خاطر استفاده از قوانین ترکیب مودال درجه دوم از قبیل SRSS در این روش باشد بطوری که به خاطر استفاده از روش‌های ترکیب درجه دوم تغییر علامت نیروهای مودال در طبقات مختلف موده‌های بالاتر از بین رفته و علامت مؤلفه‌های بردار الگوی بار اعمالی در تمام طبقات یکسان حاصل می‌شود. در واقع در این روش فقط مقادیر نیرویی حاصل از هر مود در تعیین الگوی بار لحاظ شده و اثرات تغییر علامت موجود در تراز طبقات مختلف موده‌های بالاتر از بین می‌رود، شکل‌های (۱) و (۲).

۳- روش پیشنهادی تحلیل پوش آور مودال با یک بار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده

در این مقاله به منظور رفع نارسائی‌های روش FAP یک روش پوش آور با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس برش طبقات ارائه شده است. همانطوری که در قسمت قبلی اشاره شده در روش FAP، مؤلفه‌های بردار الگوی بار در تراز طبقات مختلف بدون توجه به مقدار و جهت بارهای وارده در سایر طبقات به طور مستقل از ترکیب نیروهای مودال در تراز همان طبقه به دست می‌آید، شکل (۱) و (۲) در حالیکه، جابجائی نسبی بین طبقات بعنوان یک شاخص تعیین کننده در ارزیابی خسارت سازه‌ای ارتباط مستقیمی با برش طبقه دارد که برابر با مجموع نیروهای وارده در طبقات بالا با لحاظ کردن علامت جبری آنها می‌باشد. بنابراین جابجایی نسبی بین طبقات مستقل از مقدار و جهت بارهای وارده در سایر

طبقات نمی‌باشد. به همین منظور در روش پیشنهادی در هر مرحله بارگذاری برای تعیین شکل الگوی بار برخلاف روش FAP از نیروهای مودال لحظه‌ای طبقات استفاده نمی‌شود بلکه شکل الگوی بار از روی برش مودال لحظه‌ای طبقات استخراج می‌شود.

در هر مرحله بارگذاری یک تحلیل مودال صورت گرفته و براساس مشخصات مودال لحظه‌ای سازه نیروهای وارد بر طبقات در هر مود طبق رابطه (۱) به دست می‌آید، شکل (۳-۸)، سپس از روی رابطه (۲) برش طبقات مختلف برای هر مود محاسبه شده. شکل (۳-۸)، و با استفاده از قوانین ترکیب مودال مانند جذر مجموع مربعات (SRSS) و طبق رابطه (۳) با هم ترکیب شده و برش مودال ترکیبی طبقات در ترازهای مختلف حاصل می‌شود، شکل (۳-۸).

$$F_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \psi_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \psi_{ij}^2} \psi_{ij} m_i S_{aj} \quad (1)$$

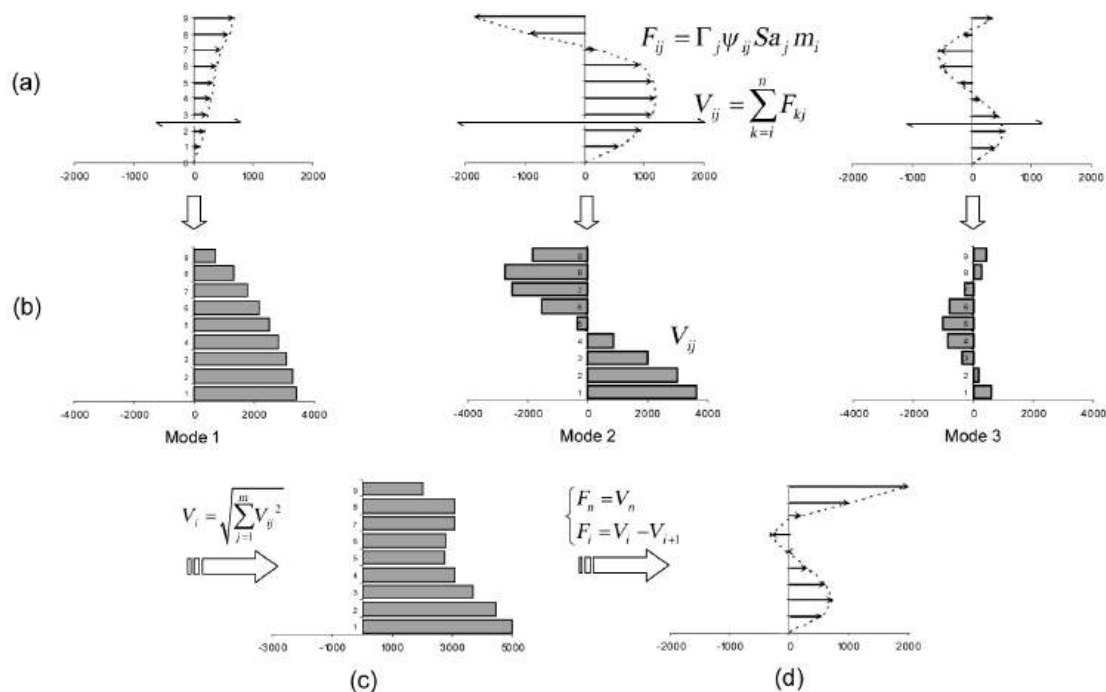
$$V_{ij} = \sum_{k=1}^n F_{kj} \quad (2)$$

$$V_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m V_{ij}^2} \quad (3)$$

در این روابط، i : شماره طبقه، j : شماره مود، ψ_{ij} : مؤلفه i ام بردار شکل مود j ام، m_i : جرم طبقه i ام، S_{aj} : مقدار شتاب طیفی متناسب با مود j ام،

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \psi_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \psi_{ij}^2}$$

: ضریب مشارکت مود j ام، V_{ij} : برش طبقه در تراز طبقه i ام از مود j ام، و V_i : برش مودال ترکیبی طبقه i ام حاصل از ترکیب تمامی موده‌های لحاظ شده می‌باشد.



شکل (۳): نحوه تعیین الگوی بار اعمالی در یکی از مراحل بارگذاری روش پیشنهادی در مورد ساختمان ۹ طبقه فولادی SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه: (a) نیروهای مودال در طبقات سه مود اول و محاسبه برش طبقات، (b) پروفیل برش طبقات برای هر مود، (c) ترکیب برش طبقات حاصل از مودهای مختلف، (d) استخراج شکل الگوی بار اعمالی از روی پروفیل برش مودال ترکیبی طبقات.

در این رابطه، F_i : مؤلفه i ام بردار شکل الگوی باراعمالی می‌باشد. در گام بعدی الگوی بار تعیین شده نسبت به مجموع مؤلفه هایش طوری نرمال می‌شود که مجموع مؤلفه ها برابر با واحد شود. بردار الگوی بار نرمال شده بر اساس مقدار برش پایه افزایشی در هر مرحله بارگذاری مقیاس شده و بر سازه اعمال می‌شود.

همانطوری که شرح داده شد در روش پیشنهادی با وجود اینکه از روش‌های ترکیب مودال درجه دوم از قبیل SRSS استفاده شده است، ولی با این حال برخلاف روش FAP، الگوی بار اعمالی در تمام طبقات مقادیر مثبت نداشته در هر طبقه‌ای که مقدار برش مودال ترکیبی کمتر از مقدار طبقه بالایی باشد الگوی بار اعمالی می‌تواند مقادیر منفی اختیار کند. لذا روش پیشنهادی به خوبی می‌تواند پروفیل‌های توزیع نیروی طبقات ترازهای مختلف با جهت‌های متفاوت را که در طول تحلیل دینامیکی غیر خطی مشاهده می‌شود را به خوبی شبیه‌سازی کند. (شکل ۳-d).

سپس، شکل الگوی بار اعمالی در هر مرحله از تحلیل از روی پروفیل برش مودال ترکیبی طبقات استخراج می‌شود. در واقع الگوی بار اعمالی طوری تعیین می‌شود که پروفیل برش طبقات حاصل از الگوی بار اعمالی برابر با پروفیل برش مودال ترکیبی طبقات باشد. مقدار مؤلفه‌های بردار شکل الگوی بار اعمالی از روی رابطه (۴) تعیین می‌شود (شکل ۳-d). در گام بعدی الگوی بار تعیین شده نسبت به مجموع مؤلفه هایش با استفاده از رابطه (۵) نرمال می‌شود. بردار الگوی بار نرمال شده بر اساس مقدار برش پایه افزایشی در هر مرحله بارگذاری طبق رابطه (۶) مقیاس شده و بر سازه اعمال می‌شود.

$$\begin{cases} F_n = V_n \\ F_i = V_i - V_{i+1} \end{cases} \quad i = 1, 2, \dots, (n-1) \quad (4)$$

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (5)$$

$$\Delta F_i = \Delta V_b \times \bar{F}_i \quad (6)$$

۳-۱- مراحل مختلف انجام روش پیشنهادی

مراحل مختلف انجام روش پیشنهادی در گام های متوالی زیر به طور خلاصه بیان شده است:

۱- ساخت مدل سازه‌ای که مشخصات غیرخطی مصالح و مواد در آن لحاظ شده است.

۲- تهیه طیف الاستیک ویژه محل (زلزله مورد نظر) جهت تعیین شتاب‌های طیفی در گام‌های مختلف تحلیل.

۳- انجام تحلیل مقادیر ویژه و محاسبه مشخصات مودال وضع موجود سازه از قبیل اشکال مودی Ψ_r ، فرکانس طبیعی ω_r .

۴- محاسبه نیروهای مودال در تراز طبقات مختلف برای چند مود اول در نظر گرفته شده با استفاده از رابطه (۱).

۵- محاسبه برش‌های مودال در تراز مختلف طبقات برای چند مود اول در نظر گرفته شده با استفاده از رابطه (۲).

۶- ترکیب برش‌های مودال طبقات حاصل از مودهای مختلف با استفاده از روش‌های ترکیب مودال درجه دوم از قبیل جذر مجموع مربعات (SRSS) و محاسبه برش طبقه مودال ترکیبی در تراز طبقات مختلف با استفاده از رابطه (۳).

۷- تعیین مقدار و جهت مؤلفه‌های بردار بار افزایشی در تراز طبقات مختلف (الگوی بار اعمالی) با کسر کردن مقدار برش طبقه مودال ترکیبی هر طبقه از مقدار طبقه بالایی با استفاده از رابطه (۴).

۸- مقیاس کردن الگوی بار تعیین شده در گام (۷) براساس مقدار افزایشی برش پایه و اعمال آن بر مدل سازه‌ای.

۹- برگشت به گام سوم و تکرار فرآیند (گام‌های سوم تا هشتم) تا رسیدن به نقطه تغییر مکان هدف.

۱۰- محاسبه جابجایی‌ها، جابجایی نسبی بین طبقات، نیروی داخلی اعضای سازه‌ای و ... در نقطه تغییر مکان هدف.

۵- ارزیابی روش پیشنهادی

الگوریتم ارائه شده در روش پیشنهادی با استفاده از محیط برنامه‌نویسی نرم‌افزار Matlab [۲۶] و قابلیت‌های تحلیل سازه غیرخطی نرم‌افزار DRAIN-2DX [۲۷] به صورت یک برنامه کامپیوتری درآمده و به راحتی قابل اجرا بر روی انواع سازه‌ها می‌باشد. به منظور بررسی دقت و کارایی روش پیشنهادی، برنامه کامپیوتری تهیه شده بر روی یک نمونه ساختمان ۹ طبقه فولادی تحت اثر زلزله کوبه اعمال شده و پاسخ‌های حاصل از روش تحلیل پوش‌آور مودال با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس برش طبقات و سایر روش‌های مطرح پوش‌آور با پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی مقایسه شده است. مشخصات رکورد زلزله کوبه مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیر خطی در جدول (۱) ارائه شده است و به راحتی در سایت <http://peer.berkeley.edu/smcat> قابل دسترسی است.

۵-۱- مدل سازه‌ای

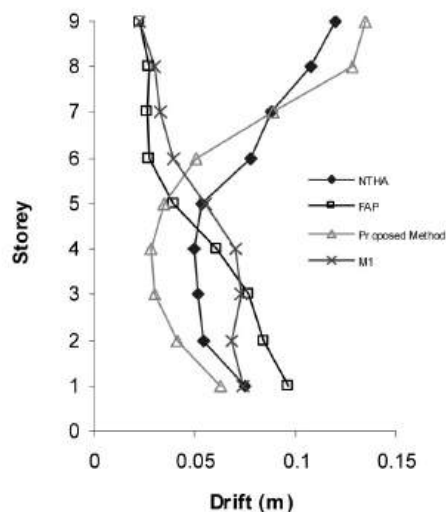
مدل سازه‌ای مورد مطالعه در این تحقیق مربوط به ساختمان نمونه ۹ طبقه گروه تحقیقاتی SAC در منطقه لوس‌آنجلس می‌باشد که تحت عنوان SAC-9 در این مقاله از آن یاد می‌شود. ساختمان SAC-9 ساختمانی ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی مقاوم فولادی پیرامونی می‌باشد که توسط مهندسین مشاور برای فاز II پروژه تحقیقاتی گروه SAC طراحی شده است. در طراحی این سازه ملزومات لرزه‌ای آیین‌نامه UBC 1994 برای منطقه لوس‌آنجلس رعایت شده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در این خصوص خوانندگان می‌توانند به مرجع [۲۸] مراجعه نمایند. در این تحقیق فقط یکی از قاب‌های مقاوم خمشی ۵ دهانه پیرامونی در جهت شمال-جنوب به صورت دوبعدی با لحاظ کردن نصف وزن ساختمان مدل شده است.

جدول (۱): مشخصات رکورد زلزله مورد استفاده در تحلیل‌ها

زلزله	سال	بزرگا (M)	ایستگاه	مولفه	نزدیکترین فاصله تا گسل (KM)	PGA (g)	PGV (cm/s)	شرایط خاک (CWB)
کوبه	1995	6.9	0 KJMA	0	0.6	0.821	81.3	B

۵-۲- پیش‌بینی جابجایی نسبی بین طبقات

به منظور ارزیابی دقت روش پیشنهادی در تخمین جابجایی نسبی بین طبقات به عنوان یک شاخص مهم در خسارت‌پذیری سازه‌ها، نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی به عنوان مبنای کار لحاظ شده و نتایج حاصل از روش پیشنهادی و سایر روش‌های پوش‌آور با این مبنا مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از روش پوش‌آور پیشنهادی Proposed Method، روش پوش‌آور مودال با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس نیروی طبقات FAP، و روش پوش‌آور سستی با الگوی بار ثابت بر اساس مود اول MI، همچنین نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سازه SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل (۴): پروفیل جابجایی نسبی طبقات حاصل از روش‌های مختلف تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیر خطی برای ساختمان ۹ طبقه فولادی SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه

همانطوری که در شکل (۴) مشاهده می‌شود روش پیشنهادی با دقت مناسبی توانسته پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه ۹ طبقه فولادی SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه را تقریب بزند. روش مذکور در مقایسه با سایر روش‌های مورد مطالعه از دقت بالاتری برخوردار است. همچنین مشاهده می‌شود که پاسخ‌های حاصل از روش FAP در مقایسه با روش سستی MI نه تنها بهبود نیافته بلکه تا حدودی نیز خطا افزایش یافته است. علت این امر قبلاً در بخش ۲ شرح داده شده است و این نشان می‌دهد که در روش FAP به خاطر استفاده از قوانین ترکیب مودال درجه دوم نه تنها اثر تغییر علامت در طبقات مختلف مودهای بالاتر لحاظ نمی‌شود بلکه شکل مود اول نیز در این روش از دست می‌رود.

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله یک روش تحلیل پوش‌آور پیشرفته مودال به هنگام شونده با یک بار اجرا ارائه شده است. به طوریکه اثرات مودهای بالاتر، اندرکنش بین مودها در ناحیه غیر الاستیک، تغییر در مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضاء، زوال سختی و محتوای فرکانسی یک طیف طراحی یا طیف پاسخ ویژه در آن لحاظ شده است. همچنین از آنجائیکه در هر مرحله بارگذاری شکل الگوی بار اعمالی از روی پروفیل برش مودال ترکیبی طبقات تعیین می‌شود لذا تغییر علامت نیروهای مودال در طبقات مختلف مودهای بالاتر نیز لحاظ می‌شود. دقت روش پیشنهادی بر روی سازه ۹ طبقه فولادی SAC-9 تحت اثر زلزله کوبه مورد ارزیابی قرار گرفته و مشاهده شده است روش پیشنهادی از دقت مناسبی در تخمین جابجایی نسبی بین طبقات برخوردار است.

- 1- Applied Technology Council (1996) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, Volume 1, Redwood City.
- 2- American Society of Civil Engineers (2000) "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 3- European Committee for Standardization (2002) "Eurocode8: Design of Structures for Earthquake Resistance", Part 1, European standard prEN 1998-1, Draft No.5, May 2002, CEN, Brussels, Belgium.
- 4- Otani, S. Hiraishi, H. Midorikawa, M. & Teshigawara M. (2000) "New seismic design provisions in Japan", Uzumeri Symposium, ACI Annual Convention, Toronto.
- 5- Krawinkler, H. & Seneviratna, GDPK. (1998) "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464.
- 6- Kim, S. & D'Amore, E. (1999) "Push-over analysis procedures in earthquake engineering", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 3, pp. 417-434.
- 7- Applied Technology Council (2005) "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", (ATC-55 Project), FEMA-440. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C..
- 8- Paret, T.F. Sasaki, K.K. Elibeck, D.H. & Freeman, S.A. (1996) "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanism from higher mode effects", Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering.
- 9- Sasaki, K.K. Freeman, S.A. & Paret, T.F. (1998) "Multi-mode pushover procedure (MMP) – a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis", Proceedings of the sixth U.S. national conference on earthquake engineering.
- 10- Moghadam, A.S. (2002) "A pushover procedure for tall buildings", Proceedings of the twelfth European conference on earthquake engineering.
- 11- Chopra, A.K. & Goel, R.K. (2002) "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 561-582.
- 12- Hernandez-Montes, E. Kwon, O-S. Aschheim, M.A. (2004) "An energy-based formulation for first-and multiple-mode nonlinear static (Pushover) analyses", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, pp. 69-88.
- 13- Chopra, A.K.; Goel, R.K. and Chinatana-pakdee, C. (2004). "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands" Earthquake Spectra, August, 2004, Vol. 20, No. 3, pp. 757-778.
- 14- Shakeri, K. Shayanfar, M.A. & Moghadam, A.S. (2007) "An efficient method for optimum combination of modes required for pushover analysis", Proceedings of the ninth Canadian conference on earthquake engineering.
- 15- Mori, Y; Yamanaka, T; Luco, N. and Cornell, C.A. (2006) "A static predictor of seismic demand on frames based on a post-elastic deflected shape" Earthquake Engineering and Structure Engineering 2006; 35:1295–1318.
- 16- Gupta, B. Kunnath, S.K. (2000) "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp. 367-391.
- 17- Kalkan, E. Kunnath, S.K. (2006) "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 11, pp. 1721-1731.
- 18- Matsumori, T. Otani, S. Shiohara, H. & Kabeyasawa, T. (1999) "Earthquake member deformation demands in reinforced concrete frame structures", Proceedings of the US-Japan Workshop on performance-based earthquake engineering methodology for RC building structure.
- 19- Kunnath, S.K. (2004) "Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures", Computer-aided Civil Engineering, Vol. 19 pp. 246-259.
- 20- Jan, T.S. Liu, M.W. & Kao, Y.C. (2004) "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings", Engineering Structures, Vol. 26, pp.117-128.
- 21- Requena, M. and Ayala, G. (2000). "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames" Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper 2109. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand.
- 22- Elnashai, A.S. (2001) "Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 12, No. 1, pp. 51-69.
- 23- Antoniou, S. Pinho, R. (2004) "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 4, pp. 497-522.
- 24- Antoniou, S. Pinho, R. (2004) "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure", Journal Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 5, pp. 643-661.
- 25- Papanikolaou, V.K; Elnashai, A. S. and Pareja, J.F. (2006) "Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative results" J Earthquake Eng 2006;10(1):127–151.
- 26- Math Works Inc. (2005) "MATLAB, the language of technical computing", Version 7.1.0.246 (R14), Natick Massachusetts.
- 27- Prakash, V. & Powell, G. H. (1993) "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide", Version 1.10, Report No. UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkeley.
- 28- Gupta, A. & Krawinkler, H. (1999) "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures" (SAC Task 5.4.3). Report no. 132. Palo Alto, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.



تعیین ضربه دینامیکی در پل‌های فولادی راه‌آهن با در نظر گرفتن تأثیر هم‌زمان سرعت حرکت و نسبت فاصله محورهاى قطار به طول دهانه

سجاد احمد حمیدی^۱، فرهاد دانشجو^۲

چکیده

در روش متداول تحلیل پل، بار ترافیکی به عنوان یک بار استاتیکی لحاظ گردیده و با اعمال یک ضربه به نام ضربه ضربه افزایش می‌یابد. ضربه ضربه در آئین‌نامه‌های موجود صرفاً تابعی از طول دهانه یا فرکانس اول ارتعاشی پل می‌باشد. در این تحقیق اثرات پارامترهای مختلف مانند سرعت حرکت، فاصله محورهاى قطار، تعداد محورها و طول دهانه پل بر پاسخ‌های دینامیکی پل‌های فولادی راه‌آهن و مقدار ضربه ضربه بررسی شده است. برای این منظور پاسخ‌های دینامیکی و ضربه ضربه برای چهار پل با طول دهانه ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ متر در محدوده سرعت‌های ۱۰۰ تا ۴۰۰ کیلومتر بر ساعت و فاصله محورهاى ۱۳ تا ۲۴ متر محاسبه گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی نشان می‌دهد که در بسیاری از شرایط، برای ضربه ضربه مقادیری بیش از مقادیر پیشنهادی آئین‌نامه‌ها به دست می‌آید و در نتیجه روابط پیشنهادی آئین‌نامه‌ها برای ضربه ضربه کفایت نمی‌کند. همچنین نشان داده شده است که سرعت حرکت قطار بر مقدار ضربه ضربه موثر می‌باشد به نحوی که با افزایش سرعت مقادیر ضربه ضربه افزایش چشمگیری دارد. نسبت فاصله محورهاى قطار به طول دهانه پل یکی دیگر از پارامترهای موثر بر ضربه ضربه است به نحوی که مقدار ضربه ضربه برای نسبت‌های کمتر از یک و بیشتر از یک متفاوت می‌باشد. تعداد محورهاى قطار صرفاً در شرایط تشدید بر ضربه ضربه موثر می‌باشد. در این تحقیق برای ضربه ضربه روابطی با در نظر گرفتن سرعت حرکت، فاصله محورهاى قطار و طول دهانه پل ارائه شده است.

کلمات کلیدی :

ضربه ضربه، تحلیل دینامیکی، پل‌های فولادی، قطار، بارهای متحرک

Determination of Impact Factor for Steel Railway Bridges Considering Simultaneous Effects of Vehicle Speed and Ratio of Axle Distance to Span Length

S.A.Hamidi, F.Daneshjoo

ABSTRACT

In the traditional method of bridge design, traffic loads are considered as static loads which are increased by the application of Impact Factor. In current standards, the impact factor is only a function of span length or first flexural natural frequency of the bridge. In this research, the effects of different parameters like vehicle speed, axle distance, number of axles and span length on dynamic responses of steel railway bridges and impact factor are considered. For this purpose, dynamic responses and impact factors are calculated for four simple span steel bridges with 10, 15, 20 and 25 meter length. The vehicle speed varies from 100 to 400 km/h and axle distances from 13 to 24 meter. The results indicate that the impact factors calculated from dynamic analysis in various conditions are greater than those suggested in standards like AASHTO and AREMA so the quantities of impact factors in standards are not sufficient. The impact factor is increased rapidly as the vehicle speed is increased. The results also indicate that the ratio of axle distance to span length affects the quantity of impact factor. The impact factor differs for ratios smaller or greater than one. The number of axles affects the impact factor only in resonance conditions. In this research some formulas are proposed for impact factor considering different parameters such as span length, vehicle speed and axle distance.

Key words:

Impact factor, Dynamic analysis, Steel bridges, Train, Moving loads

۱.دانشجوی دکتری سازه دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران S_hamidi@modares.ac.ir

۲.دانشیار سازه دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران danesh_f@modares.ac.ir

پاسخ پل‌ها به بارهای دینامیکی یکی از تعیین‌کننده‌ترین عوامل در ایمنی و طول عمر مفید پل‌ها می‌باشد. با توجه به اینکه بارهای دینامیکی به اشکال مختلفی بر سازه پل وارد می‌شود، توجه به هر یک از این بارها، خصوصیات آنها و نحوه اثرگذاری آنها بر پل در بهبود شیوه‌های طراحی، افزایش قابلیت اطمینان و اقتصادی‌تر شدن طرح‌ها کمک می‌نماید [۲]. یکی از مواردی که در بحث دینامیک پل‌ها مورد توجه می‌باشد، نحوه اثرگذاری بارهای ترافیک بر پاسخ‌المان‌های مختلف پل می‌باشد.

معمولاً وقتی باری با سرعت کم بر سازه‌ای اعمال می‌گردد، فرض می‌شود که شتاب وارد بر جرم تمام اجزاء و قطعات سازه صفر است و بارها به صورت آهسته و تدریجی بر قطعات وارد می‌گردند و در هر مرحله از وارد شدن بار، زمان کافی موجود است تا تعادل بین نیروهای مؤثر و نیروهای ارتجاعی مقاوم داخلی برقرار گردد. در این صورت تحلیل استاتیکی برای این سازه‌ها کفایت می‌کند. ولی برخی از بارها به علت سرعت اعمال آنها، باعث ایجاد واکنش‌های دینامیکی در سازه می‌گردند و دیگر روش‌های متداول تحلیل استاتیکی سازه پاسخگوی نیازهای طراحی سازه نمی‌باشد [۱].

علی‌رغم آنکه بیش از یک قرن از پیدایش حمل و نقل ریلی می‌گذرد و از آن زمان تاکنون بحث اثرات بار متحرک بر پل‌ها مورد توجه بوده است، ولی به علت توسعه و پیشرفت روز افزون قطارها و افزایش سرعت و ظرفیت آنها توجه به اثرات دینامیکی بارهای ریلی بر پل‌ها همچنان حائز اهمیت می‌باشد.

امروزه در کشورهای بسیاری خطوط راه آهن سریع‌السریر توسعه یافته است. این مهم برخی مسائل سازه‌ای را نیز با خود به همراه داشته است که مرتبط با طراحی پل‌ها و سازه‌ها در مسیر راه آهن می‌باشد. بحث جدیدی که فراروی محققان قرار گرفته است نحوه اثرگذاری بارهای متحرک ناشی از حرکت قطارها بر روی پل‌ها می‌باشد. از آغاز فعالیت سیستم حمل و نقل ریلی، مسائل مربوط به

پاسخ پل‌ها به بارهای متحرک مورد توجه بوده است و در طراحی مد نظر قرار می‌گرفته است. در کارهای که توسط تیموشنکو، Fryba و سایر محققان در این مورد انجام گرفته است توجه عمده به پدیده پاسخ یک تیر ساده به حرکت یک بار منفرد بر روی آن بوده است. بر اساس این تحقیقات استانداردهای مختلف از جمله AREMA و Euro Code برای طراحی پل‌های راه آهن، اثر دینامیکی بار متحرک را با ارائه ضریب ضربه، که نشان‌دهنده تفاوت پاسخ دینامیکی پل نسبت به پاسخ استاتیکی آن به بار متحرک است، در نظر گرفتند [۶].

در سال‌های اخیر تحقیقاتی برای بررسی صحت این روابط و مقایسه آن با نتایج حاصل از کارهای آزمایشگاهی و عددی انجام گرفته است. برخی از این تحقیقات بر عدم کفایت روابط موجود در آیین‌نامه‌های طراحی برای ضریب ضربه دلالت دارند.

Zhang و همکاران در سال ۲۰۰۲ تحقیقی را برای تعیین ضریب ضربه برای پل‌های کامپوزیت فولادی-بتنی انجام دادند. آنها ۱۲۰ نمونه مختلف پل را که از تغییر پارامترهای مختلف مانند طول دهانه، تعداد شاهتیرها، تعداد خطوط ترافیک و ... به دست آمده بود در محیط نرم‌افزاری ABAQUS مورد تحلیل قرار دادند. برای مدل‌سازی بار ترافیک در این تحقیق از تعدادی بار متمرکز متحرک استفاده شده است. در این تحقیق از اندرکنش پل و وسیله نقلیه به علت کم بودن جرم وسیله نقلیه نسبت به جرم پل صرف نظر گردیده است. با توجه به نتایج عددی حاصل از این تحقیق، نشان داده شده است که روابط ضریب ضربه برای پاسخ‌های مختلف پل (لنگر، عکس‌العمل تکیه‌گاه‌ها و افت) برخلاف پیشنهاد آشتو یکسان نمی‌باشد. برای پل‌های کامپوزیت ضریب ضربه پیشنهادی آشتو در مورد لنگر و افت دست بالا و در مورد عکس‌العمل تکیه‌گاه دست پایین است. یکی از مواردی که در این تحقیق به آن توجه گردیده است، اثر فرکانس اول ارتعاش پل بر ضریب ضربه است [۱۲].

Fryba در سال ۲۰۰۰ به موضوع تشدید ناشی از حرکت قطار بر روی پل‌ها پرداخت. او دو پارامتر را به عنوان عوامل اصلی تشدید در ارتعاش پل معرفی نمود. یکی اعمال بارهای متوالی ناشی از محورهای قطار و دیگری سرعت بالای قطارهای مدرن. در این تحقیق نشان داده شده است که بیشترین مقدار ارتعاشات پل مربوط به زمانی است که آخرین محور قطار از پل خارج می‌گردد و بر این اساس روابط ساده‌ای برای ضریب ضربه در پل‌های راه آهن پیشنهاد شده است. او همچنین نشان داد که بزرگی دامنه ارتعاش در حالت تشدید با طول دهانه پل و مجذور سرعت رابطه مستقیم و با میرایی، طول قطار و سختی پل رابطه معکوس دارد [۵].

Cheng و همکاران در سال ۲۰۰۱، ارتعاش پل‌های راه آهن را با در نظر گرفتن شرایط ریل‌ها مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که شرایط ریل‌ها تاثیر زیادی بر ارتعاش پل‌ها ندارد. همچنین در این تحقیق ضرایب بزرگنمایی دینامیکی برای شرایط مختلف ریل و بستر راه بررسی گردیده است [۴].

Lin در سال ۲۰۰۲، به مساله تشدید در پاسخ دینامیکی پلهای راه آهن به حرکت قطار پرداخت و نشان داد که فرکانس‌های ارتعاشی پل باید حتی المقدور متفاوت از فرکانس قطارها باشد [۷].

Lou در سال ۲۰۰۴، اندرکنش پل راه آهن و قطار را با مدل المان محدود مورد ارزیابی قرار داد و اثر صافی ریل‌ها را بر کاهش پاسخ‌های دینامیکی پل بررسی نمود. در این تحقیق قطار، ریل و پل به صورت یک سیستم به هم پیوسته مدل شده است تا اندرکنش پل و قطار مورد بررسی قرار گیرد. معادلات حرکت مستقیماً از اصل هامیلتون استخراج شده است. پس از تهیه ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی برای کل سیستم معادلات حاصل به صورت گام به گام حل گردیده است. برخی مثال‌های عددی نیز در این تحقیق به عنوان نمونه بررسی شده است. نتایج این تحقیق نشان داده است که شرایط ریل بر جابجایی و شتاب قائم قطار اثر جدی دارد ولی بر چرخش بدنه قطار و جابجایی

و شتاب قائم پل چندان تاثیرگذار نیست. بنابراین برای راحتی و آرامش مسافران صافی ریل‌ها اهمیت دارد [۹]. Gioeda در سال ۲۰۰۵، با بررسی پدیده تشدید در پل‌ها در اثر حرکت بارهای متوالی ناشی از عبور قطار بر عدم کفایت روش‌های موجود طراحی در آئین نامه‌های اروپایی تاکید نمود. بر اساس تحقیقات وی پاسخ‌های دینامیکی پل‌هایی که بر اساس مشخصات پیشنهادی انستیتوی تحقیقات ریلی اروپا (ERRI) طرح شده است، در برخی سرعت‌ها و فواصل محورهای خاص بسیار بیشتر از مقادیر مورد انتظار می‌باشد [۶].

۲- روابط ضریب ضربه در آئین‌نامه‌های مختلف

در روش متداول برای طراحی پل‌ها برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی ناشی از بار وسیله نقلیه، بار ترافیکی به عنوان یک بار استاتیکی لحاظ گردیده و با اعمال ضریب ضربه افزایش داده می‌شود. ضریب ضربه I بر اساس مقادیر ماکزیمم پاسخ‌های دینامیکی D_{dyn} و استاتیکی D_{st} طبق رابطه (۱) به دست می‌آید [۱۰].

$$I = \frac{D_{dyn} - D_{st}}{D_{st}} \Rightarrow \frac{D_{dyn}}{D_{st}} = 1 + I \quad (1)$$

در اغلب آئین نامه‌های موجود برای طراحی پل‌ها، طول دهانه L (برحسب متر) به عنوان تنها شاخص تاثیر گذار بر پاسخ دینامیکی پل شناخته شده است. برای مثال آئین نامه آشتو برای ضریب ضربه رابطه (۲) را پیشنهاد داده است [۱۰].

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% \quad (2)$$

آئین‌نامه پل‌های راه آهن آمریکا (AREMA) روابط (۳) را برای ضریب ضربه در پل‌های فولادی راه آهن ارائه داده است [۳].

$$I = \begin{cases} 40 - \frac{3L^2}{148.6} & L \leq 24 \\ 16 + \frac{182.9}{L - 9.1} & L \geq 24 \end{cases} \quad (3)$$

در آئین نامه ایران نیز رابطه (۴) برای ضریب ضربه I بر

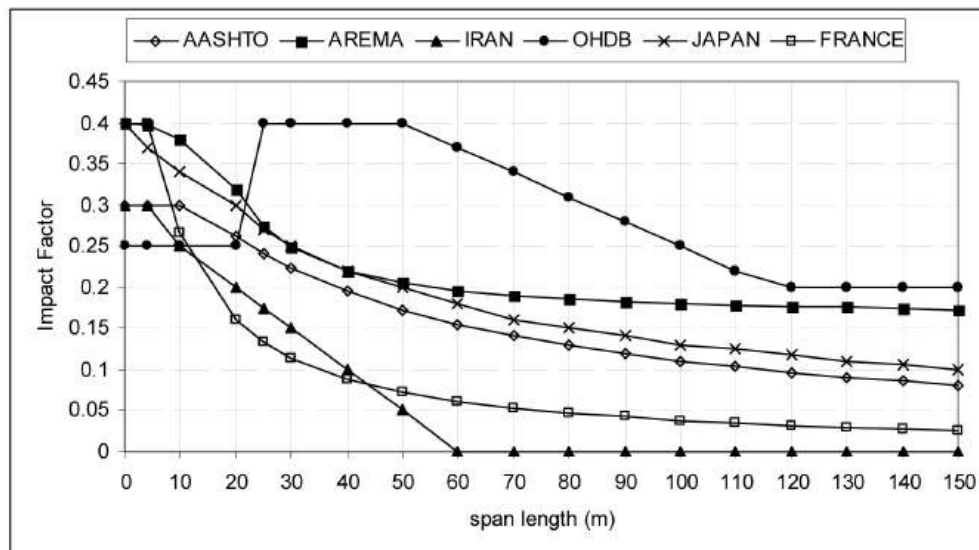


بین ۲/۵ تا ۴/۵ هرتز و بزرگتر از ۶ هرتز به ترتیب ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۲۵ پیشنهاد نموده است. برای نقاط بین ۱ تا ۲/۵ هرتز و ۴/۵ تا ۶ هرتز نیز مقدار ضریب ضربه به صورت خطی تغییر می‌نماید. روابط ضریب ضربه در شکل (۱) بر اساس طول دهانه پل و با استفاده از آئین‌نامه‌های فرانسه (FRANCE)، ژاپن (JAPAN)، اونتاریو (OHBD)، ایران (IRAN)، پل‌های راه آهن آمریکا (AREMA) و پل‌های بزرگراه‌های آمریکا (AASHTO) ترسیم شده‌اند [۱۰].

اساس طول دهانه پل L (بر حسب متر) و ارتفاع خاکریز روی پل h (بر حسب متر) ارائه شده است [۱۰]:

$$I = 0.3 - 0.005L - 0.15h \quad (۴)$$

در برخی از آئین‌نامه‌های طراحی پل مانند آئین‌نامه OHBD اونتاریو (کانادا) و آئین‌نامه استرالیا ضریب ضربه بر اساس فرکانس مود اول ارتعاشی پل تعیین شده است. برای مثال در آئین‌نامه OHBD اونتاریو مقدار ضریب ضربه را برای پل‌های با فرکانس ارتعاشی کمتر از ۱ هرتز،



شکل (۱): ضریب ضربه بر اساس آئین‌نامه‌های مختلف [۱۰]

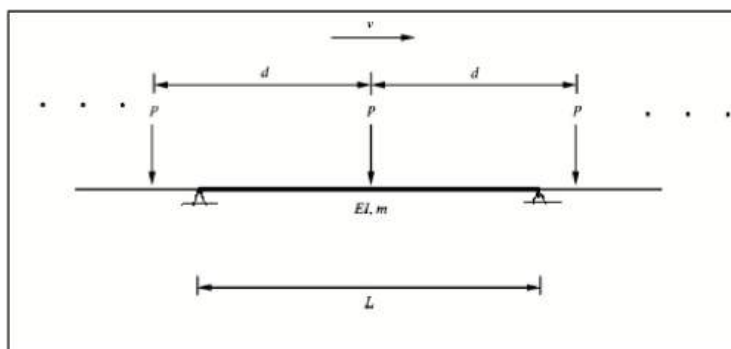
متمركز می‌باشد. این روش علاوه بر دقت، نسبتاً ساده بوده و انجام تحلیل‌های فراوان در زمان کم را، که در این تحقیق برای بررسی اثر پارامترهای مختلف مورد نیاز می‌باشد، فراهم می‌آورد.

برای بررسی تئوری حاکم بر حرکت قطار بر پل با دهانه ساده، مطابق شکل (۲) یک تیر با دهانه‌ای به طول L و مقطع ثابت در نظر گرفته شده است. قطار مورد نظر نیز به صورت مجموعه‌ای از بارهای متمركز هم فاصله در نظر گرفته می‌شود که با سرعت ثابت v روی تیر حرکت می‌کنند. فاصله این بارها d و مقدار هر بار p لحاظ شده است.

از مقایسه مقادیر ضریب ضربه که بر اساس آئین‌نامه‌های مختلف محاسبه شده‌اند، مشخص می‌گردد که در محدوده دهانه‌های ۲۵ تا ۵۰ متر آئین‌نامه OHDB مقادیر بیشتری را برای ضریب ضربه، نسبت به سایر آئین‌نامه‌ها پیشنهاد می‌نماید در حالیکه برای دهانه‌های کوچکتر آئین‌نامه‌های AREMA و ژاپن محافظه‌کارانه‌تر می‌باشند.

۳- اصول و مبانی رفتار دینامیکی پل‌ها تحت بارهای متمركز متحرک

ساده‌ترین روش برای بررسی پاسخ‌های دینامیکی پل‌ها تحت حرکت وسیله نقلیه در نظر گرفتن پل به صورت یک تیر ساده و تحلیل دینامیکی آن تحت حرکت بارهای



شکل (۲): نمایی از مدل قطار در حال حرکت بر روی پل به صورت بارهای متمرکز متحرک [۱۱]

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (9)$$

در رابطه (۹) q_n مختصات تعمیم یافته مود n ام و $\sin(n\pi x/L)$ تابع شکل آن می‌باشد. با جایگذاری این رابطه به جای u در معادله دیفرانسیل ارتعاش پل و ضرب طرفین رابطه در $\sin(n\pi x/L)$ و انتگرال گیری روی طول پل رابطه (۱۰) حاصل می‌شود.

$$\ddot{q}_n + 2\xi\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = F_n(t) \quad (10)$$

در رابطه (۱۰) مقادیر ω_n و $F_n(t)$ به ترتیب از روابط (۱۱) و (۱۲) محاسبه می‌گردند.

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (11)$$

$$F_n(t) = \frac{2P}{mL} \sum_{j=1}^N \left(\sin\left(\frac{n\pi v(t-t_j)}{L}\right) \cdot H(t-t_j) + (-1)^{n+1} \sin\left(\frac{n\pi v(t-t_j - \frac{L}{v})}{L}\right) \cdot H\left(t-t_j - \frac{L}{v}\right) \right) \quad (12)$$

رابطه (۱۳) حل معادله دیفرانسیل (۱۰) با استفاده از روش دیوهمامل می‌باشد.

$$q_n(t) = \frac{1}{m\omega_{dn}} \int F_n(\tau) \cdot e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_{dn}(t-\tau)) d\tau \quad (13)$$

$$q_n(t) = \frac{2PL^3}{n^4 EI \pi^4} \sum_{j=1}^N \frac{1}{(1-S_n^2)^2 + 4(\xi S_n)^2} \quad (14)$$

$$[AH(t-t_j) + (-1)^{n+1} BH(t-t_j - \frac{L}{v})]$$

معادله (۵) معادله حرکت دینامیکی این تیر تحت تاثیر بارهای متمرکز متحرک می‌باشد [۱۱]:

$$m\ddot{u} + c\dot{u}''' + EIU''' = P \sum_{j=1}^N \delta(x - v(t-t_j)) \cdot [H(t-t_j) - H(t-t_j - \frac{L}{v})] \quad (5)$$

در این رابطه u' مشتق u نسبت به مختصات x را نشان می‌دهد و \dot{u} مشتق u نسبت به زمان را نشان می‌دهد. سایر علائم به قرار زیر می‌باشد:

m : جرم واحد طول تیر، $u(x,t)$: جابجایی قائم تیر، C : میرایی، E و I : به ترتیب مدول الاستیسیته و ممان اینرسی مقطع، δ : تابع دلتای دیراک، $H(t)$: تابع گام واحد، $t_k = (k-1)d/v$: زمان رسیدن بار k ام روی تیر و N : تعداد بارهای متحرک می‌باشد.

روابط (۶) و (۷) شرایط مرزی معادله ۵ را نشان می‌دهند.

$$u(0, t) = u(L, t) = 0 \quad (6)$$

$$EIu''(0, t) = EIu''(L, t) = 0 \quad (7)$$

با فرض اینکه پل در ابتدا در حال سکون است شرایط اولیه نیز با رابطه (۸) مشخص شده است.

$$u(x, 0) = \dot{u}(x, 0) = 0 \quad (8)$$

افت قائم پل با معادله (۹) قابل بیان است:

که در آن S_n ، A و B از روابط (۱۵) تا (۱۷) محاسبه می‌گردد:

$$S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L} \quad (15)$$

$$A = (1 - S_n^2) \sin\left(\frac{n\pi v}{L}(t - t_j)\right) - 2\xi S_n^* \cos\left(\frac{n\pi v}{L}(t - t_j)\right) + e^{-\xi\omega_n(t-t_j)} \cdot (2\xi S_n \cos \omega_{dn}(t - t_j) + \frac{S_n}{\sqrt{1-\xi^2}} (2\xi^2 + S_n^2 - 1) \sin \omega_{dn}(t - t_j)) \quad (16)$$

با محاسبه $q_n(t)$ از رابطه (۱۴) و جایگذاری آن در رابطه (۹) جابجایی هر نقطه از تیر در فاصله $x=0$ تا $x=L$ و در زمان t قابل محاسبه می‌باشد.

$$B = (1 - S_n^2) \sin\left(\frac{n\pi v}{L}(t - t_j - \frac{L}{v})\right) - 2\xi S_n^* \cos\left(\frac{n\pi v}{L}(t - t_j - \frac{L}{v})\right) + e^{-\xi\omega_n(t-t_j-\frac{L}{v})} \cdot (2\xi S_n \cos \omega_{dn}(t - t_j - \frac{L}{v}) + \frac{S_n}{\sqrt{1-\xi^2}} (2\xi^2 + S_n^2 - 1) \sin \omega_{dn}(t - t_j - \frac{L}{v})) \quad (17)$$

۴- مدل‌های دینامیکی

در تحلیل دینامیکی پل‌ها تحت تاثیر بارهای ترافیکی با توجه به اینکه پاسخ‌های پل مانند افت و شتاب در جهت قائم مورد توجه است، معمولاً در اغلب تحقیقات مساله به صورت دو بعدی مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. یکی راستای طولی پل که در واقع راستای حرکت بار نیز می‌باشد و دیگری راستای قائم یا راستای اعمال بار در نظر گرفته می‌شوند.

۴-۱- مدل سازی قطار

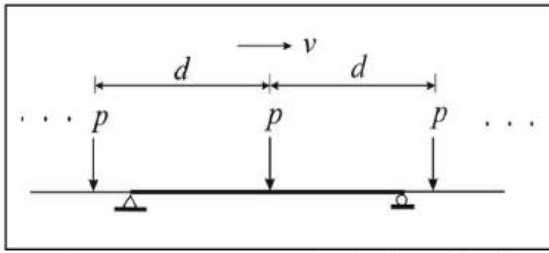
برای مدل سازی وسیله نقلیه معمولاً از مدل‌های ساده‌ای چون بارهای متمرکز تا مدل‌های پیچیده‌ای که شامل مجموعه‌ای از جرم‌ها، فنرها و میراگرها می‌شود در

تحقیقات استفاده شده است. در شکل (۳) برخی از مدل‌های متداول برای قطار نشان داده شده است. در مدل (الف) بار هرواگن در محل محورها به صورت یک بار متمرکز در نظر گرفته می‌شود و از اینرسی ناشی از جرم صرف نظر می‌گردد. در صورتی که جرم وسیله نقلیه در قیاس با جرم پل ناچیز باشد این روش در محاسبه پاسخ‌های دینامیکی پل دارای دقت کافی می‌باشد. در مواردی که جرم وسیله نقلیه قابل توجه باشد، می‌توان از روش جرم‌های متحرک برای مدل سازی وسیله نقلیه استفاده نمود که در مدل (د) از شکل (۳) نشان داده شده است. افزایش سرعت و قدرت محاسباتی کامپیوترها نیز امروزه این امکان را فراهم آورده است که از مدل‌های پیچیده تر بتوان در تحلیل‌ها استفاده نمود. در مدل (ج) در شکل (۳) وسیله نقلیه در هر محور به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شود. در این روش مدلسازی قطار از نوسانات دورانی بدنه وسیله نقلیه صرف نظر شده است. در مدل (ب) از شکل (۳) هر واگن قطار به صورت یک پارچه مدل می‌گردد [۱۱].

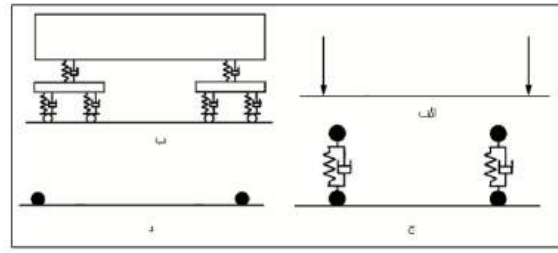
در بسیاری از تحقیقات نشان داده شده است که افزایش جزئیات مدل سازی وسیله نقلیه صرفاً در افزایش دقت محاسبه پاسخ‌های وسیله نقلیه موثر است و در پاسخ‌های پل تاثیر چشمگیری ندارد [۱۲، ۸]. بنابراین وقتی هدف از تحقیق مانند تحقیق حاضر، صرفاً بررسی پاسخ‌های پل و جنبه‌های سازه‌ای مساله باشد، در نظر گرفتن جزئیات کمتری برای مدل سازی وسیله نقلیه کفایت می‌کند.

در این تحقیق از مدل بارهای متمرکز مدل (الف) در شکل (۳) در تحلیل پاسخ‌های دینامیکی پل استفاده شده است. مشخصات قطار با توجه به قطارهای سریع‌السیر موجود که نمونه‌های از آن در مرجع [۶] ارائه شده است، تعیین گشته است. بار هر محور قطار ۲۰ تن و هر قطار شامل ۱۰ محور با فواصل یکسان در نظر گرفته شده است.

برای بررسی اثر فاصله محورها بر پاسخ‌های دینامیکی پل دوازده فاصله محور مختلف از ۱۳ تا ۲۴ متر در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۴): مدل سازی پل به صورت تیر دو سر ساده



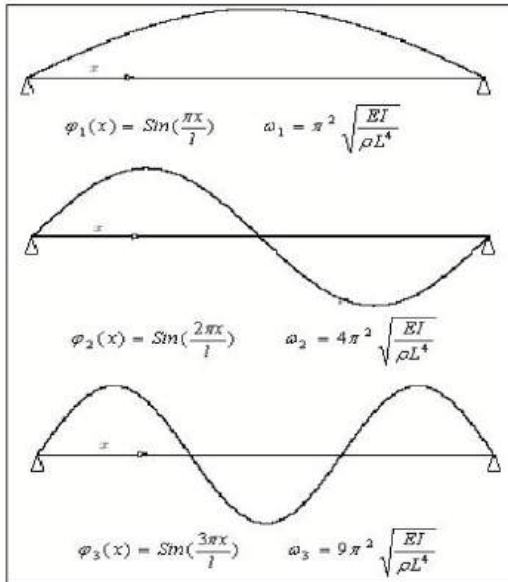
شکل (۳): روش های مختلف مدل سازی وسیله نقلیه در کارهای تحقیقی

در صورتی که پل به صورت تیر ساده فرض شود شکل مودهای ارتعاش و فرکانس ارتعاش تیر ساده به ترتیب با استفاده از روابط (۱۹) و (۲۰) محاسبه می گردند [۹]:

$$(18) \quad \varphi_n(x) = \text{Sin}\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad \text{شکل مود ارتعاش:}$$

$$(19) \quad (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{ml^4}} \quad \text{فرکانس مود ارتعاش:}$$

در شکل (۵) سه مود اول ارتعاش تیر دو سر ساده نشان داده شده است.



شکل (۵): سه مود اول ارتعاش تیر دو سر ساده [۹]

در این تحقیق چهار پل فولادی با دهانه های ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ متر مورد بررسی قرار گرفته است. مشخصه های دینامیکی این پل ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

سرعت حرکت قطار برای هر یک از فاصله محورها از ۱۰۹ تا ۴۰۶ کیلومتر بر ساعت تغییر داده شده است. سرعت ها با گام ۲/۵ متر بر ثانیه (۹ کیلومتر بر ساعت) افزایش یافته اند. به این ترتیب برای هر یک از فاصله محورها سی و چهار سرعت حرکت مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. در جدول (۱) مشخصات قطار در تحلیل های دینامیکی این تحقیق، نشان داده شده است.

جدول (۱): مشخصه های قطار در تحلیل های دینامیکی

تعداد تحلیل های دینامیکی	تعداد	محدوده تغییرات	مشخصه های قطار
۱۲۲۴	۱	۲۰	بار هر محور (ton)
	۳	۱۰،۸۶	تعداد محورها
	۱۲	۱۵،۱۴،۱۳،...،۲۴	فاصله محورها (m)
	۳۴	۱۱۸،۱۰۹،...،۴۰۶،۱۹۷	سرعت حرکت (km/h)

۲-۴- مدل سازی پل

با توجه به اینکه اغلب پلهای فولادی راه آهن به صورت تک دهانه و با تکیه گاه های ساده می باشند، متداول ترین روش برای مدل سازی پل های راه آهن در نظر گرفتن پل به صورت تیر دو سر ساده می باشد که در شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه به اینکه در تحلیل دینامیکی پل ها تحت حرکت وسیله نقلیه، عمده ارتعاشات و جابجایی ها در راستای قائم بر پل اتفاق می افتد بنابراین در نظر گرفتن مساله به صورت دو بعدی برای بررسی پاسخ های دینامیکی پل کفایت می نماید.

برای هر یک از پل‌های مورد بررسی، تحلیل‌های دینامیکی برای هر یک از سرعت‌ها، فاصله محورها و تعداد محورهای قطار مندرج در جدول (۱)، انجام گرفته است. به این ترتیب ۴۸۹۶ تحلیل دینامیکی انجام شده است.

جدول (۲): مشخصات پل‌های مورد بررسی در تحقیق

$\omega l = 2\pi f$ (rad/s)	فرکانس ارتعاشی مود اول (Hz)	طول دهانه پل (m)
۷۵,۳۶	۱۲	۱۰
۵۰,۲۴	۸	۱۵
۳۷,۶۸	۶	۲۰
۳۰,۱۴۴	۴,۸	۲۵

۳-۴- تدوین برنامه برای تحلیل دینامیکی در فضای

نرم افزار Matlab

در این تحقیق از روش تحلیلی با در نظر گرفتن پل به صورت تیری ساده و در نظر گرفتن محورهای قطار به صورت بارهای متمرکز برای بررسی پاسخ‌های پل‌ها به حرکت قطار استفاده شده است.

با این فرضیات برای مدل سازی پل و قطار و بر اساس روابط (۹) تا (۱۳)، برنامه‌ای در محیط Matlab تدوین شده است که امکان محاسبه افت در نقاط مختلف پل در طول زمان عبور محورهای قطار و همچنین مقدار ماکزیمم افت در وسط دهانه را فراهم می‌آورد. برای بررسی صحت نتایج حاصل از این برنامه، ابتدا برای یک پل که در مرجع [۶] نتایج تحلیل دینامیکی آن تحت حرکت بارهای متحرک موجود است، برنامه اجرا گردیده است.

این پل با دهانه ساده و به طول ۱۵ متر، جرم واحد طول $m = 15 \text{ t/m}$ ، سختی خمشی $EI = 7694081 \text{ KN-m}^2$ ، فرکانس مود اول ارتعاش $f_0 = 5 \text{ Hz}$ ، درصد میرایی $\xi = 0.02$ و فاصله محورهای قطار $d = 16 \text{ متر}$ می‌باشد.

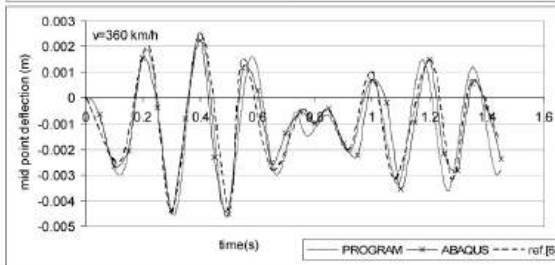
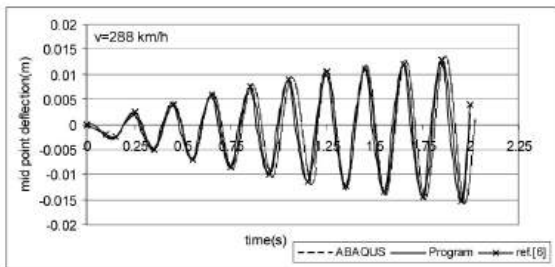
همچنین برای این پل تحلیل دینامیکی در محیط نرم‌افزاری ABAQUS انجام گرفته است. در شکل (۶) پاسخ‌های این پل به بار متحرک برای سرعت‌های ۲۸۸ و ۳۶۰ کیلومتر بر

ساعت نشان داده شده است. نتایج حاصل از برنامه برای افت وسط دهانه پل با دقت خوبی با نتایج کارهای قبلی و خروجی‌های تحلیل دینامیکی در محیط ABAQUS انطباق دارد.

۵- تحلیل‌های دینامیکی

بر اساس تحقیقات انجام گرفته محاسبه ضریب ضربه بر مبنای افت مقادیر دست بالاتری نسبت به ضرایب ضربه محاسبه شده بر مبنای تنش به دست می‌دهد [۱۰]. بنابراین در این تحقیق ضرایب ضربه بر اساس ماکزیمم افت استاتیکی و دینامیکی در وسط دهانه پل محاسبه می‌گردد.

برای هر یک از چهار پل مورد بررسی با مشخصات مندرج در جدول (۲)، در این تحقیق، برای ۳۴ سرعت مختلف و ۱۲ فاصله محور مختلف و سه تعداد مختلف محور مطابق مندرجات جدول (۱)، تحلیل‌های دینامیکی انجام گرفته است و تاریخچه تغییرات افت وسط دهانه با زمان در حین عبور بار و همچنین ماکزیمم افت وسط دهانه و در نتیجه ضریب ضربه محاسبه شده‌اند.



شکل (۶): مقایسه پاسخ دینامیکی پل به عبور محورهای قطار با سرعت ۲۸۸ و ۳۶۰ کیلومتر بر ساعت حاصل از برنامه تدوین شده و نرم‌افزار ABAQUS

۵-۱- سرعت حرکت قطار

$$G_1(v, t) = \sum_{j=1}^N \left\{ \sin \Omega_1(t - t_j) - S_1 \sin \omega_1(t - t_j) \right\} H(t - t_j) + \left\{ \sin \Omega_1(t - t_j - L/v) - S_1 \sin \omega_1(t - t_j - L/v) \right\} H(t - t_j - L/v) \quad (21)$$

در صورتی که بار n روی پل باشد مقدار G_1 که از رابطه (۲۱) قابل محاسبه است، به صورت رابطه (۲۲) قابل بازنویسی است:

$$G_1(v, t) = \left[\sin \Omega_1(t - t_n) - S_1 \sin \omega_1(t - t_n) \right] H(t - t_n) - 2S_1 \cos\left(\frac{\omega_1 L}{2v}\right) \left[\sin \Omega_1(t - L/2v) + \sin \omega_1(t - L/2v - t_n/2) \right] \frac{\sin \omega_1 \left(\frac{t_n - d}{2} - \frac{d}{2v} \right)}{\sin \frac{\omega_1 d}{2v}} * H(t - t_n - L/v) \quad (22)$$

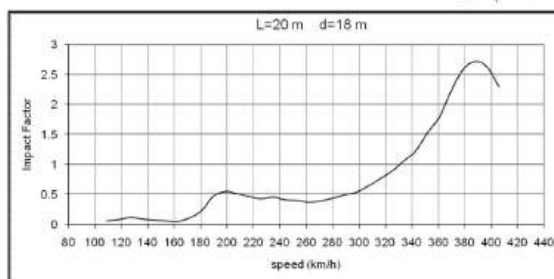
در رابطه (۲۲)، ترم دوم مربوط به اثر محورهای قبل از محور n است. در صورتی که $\sin\left(\frac{\omega_1 d}{2v}\right) = 0$ که در مخرج کسر قرار دارد مساوی صفر شود و شرایط رابطه (۲۲) برقرار گردد، پاسخها افزایش چشمگیری خواهد داشت.

$$\sin\left(\frac{\omega_1 d}{2v}\right) = 0 \Rightarrow \frac{\omega_1 d}{2v} = k\pi \Rightarrow \frac{d}{v} = \frac{k}{f} \quad (23)$$

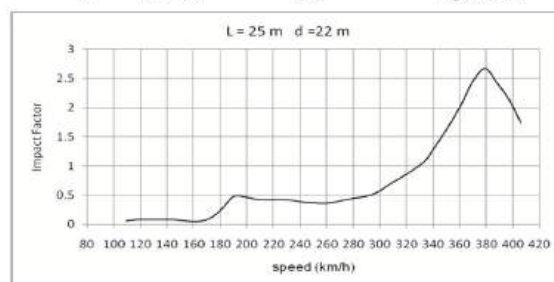
لذا در صورتی که رابطه (۲۳) بین سرعت حرکت و فاصله محورهای قطار و فرکانس ارتعاشی پل به ازاء مقادیر صحیح k برقرار شود پاسخهای دینامیکی پل افزایش چشمگیری خواهند داشت. نقاط ماکزیمم در شکل‌های (۷) و (۸) متناظر با چنین شرایطی است. بزرگترین ماکزیمم‌ها به ازاء $k=1$ حاصل می‌شود. همانطور که در شکل‌های (۷) تا (۸) دیده می‌شود این شرایط معمولاً در سرعت‌های بیشتر از ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت رخ می‌دهد. علت این امر نیز برقراری رابطه $\frac{d}{v} = \frac{k}{f}$ به صورت $\frac{d}{v} = \frac{1}{f}$ می‌باشد. یعنی فرکانس ارتعاشی پل و بارگذاری دقیقاً بر هم منطبق می‌گردند. در سرعت‌های کمتر به علت اینکه فرکانس

نتایج تحلیل‌های دینامیکی پل‌ها برای سرعت‌های مختلف حرکت قطار نشان می‌دهد که در سرعت‌های بالا که امروز در مسیرهای ریلی پر سرعت متداول می‌باشد، افزایش چشمگیری در پاسخ‌های دینامیکی پل دیده می‌شود. در شکل‌های (۷) و (۸) دو نمونه از نتایج تحلیل‌های انجام گرفته نشان داده شده است.

ملاحظه می‌شود که تغییرات سرعت بر مقادیر ضریب ضربه اثر می‌گذارد و لذا برخلاف پیشنهاد آئین‌نامه‌ها برای یک پل نمی‌توان صرفاً یک مقدار ضریب ضربه ارائه نمود. در این شکل‌ها به دلیل وقوع پدیده تشدید یعنی برابری فرکانس اعمال بار با فرکانس پل در سرعت‌های مشخصی منحنی تغییرات ضریب ضربه با سرعت دارای نقاط ماکزیمم می‌باشد.



شکل (۷): تغییرات ضریب ضربه با تغییر سرعت حرکت بار برای پل با دهانه ۲۰ متر و فاصله محورهای ۱۸ متر



شکل (۸): تغییرات ضریب ضربه با تغییر سرعت حرکت بار برای پل با دهانه ۲۵ متر و فاصله محورهای ۲۲ متر

بازنویسی رابطه (۹) و استفاده از روابط (۱۵) تا (۱۷) و با در نظر گرفتن مود اول رابطه (۲۰) به دست می‌آید.

$$u(x, t) = \frac{2pL^3}{EI\pi^4} * \frac{1}{1 - S_1^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) * G_1(v, t) \quad (20)$$

که در آن $G_1(v, t)$ از رابطه (۲۱) محاسبه می‌گردد.

بارگذاری کاهش می‌یابد و از محدوده‌های متداول فرکانس ارتعاشی پل کمتر می‌شود پیک‌های کوچکتری در پاسخ‌های دینامیکی پل به ازاء برقراری تساوی بین فرکانس بارگذاری با $\frac{1}{2}$ فرکانس پل، $\frac{1}{3}$ فرکانس پل و ... به وجود می‌آید. برای مثال در شکل (۷) که برای پل ۲۰ متری با فرکانس ارتعاشی ۶ هرتز و فاصله محورها ۱۸ متر ترسیم شده است یک ماکزیمم در سرعت تقریبی ۳۸۸ کیلومتر بر ساعت دیده می‌شود که ماکزیمم اصلی منحنی نیز می‌باشد. در عین حال یک نقطه ماکزیمم نیز در سرعت ۱۹۵ کیلومتر بر ساعت دیده می‌شود که مقدار آن از قبلی خیلی کوچکتر است. روابط (۲۴) و (۲۵) مقادیر k را برای هریک از نقاط ماکزیمم نشان می‌دهد.

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{v} &= \frac{k}{f} \\ f &= 6 \\ d &= 18 \\ v &= 388 \quad km/h = 107.78 \quad m/s \end{aligned} \right\} \Rightarrow k = 1 \quad (24)$$

$$\left. \begin{aligned} f &= 6 \\ d &= 18 \\ v &= 195 \quad km/h = 55.56 \quad m/s \end{aligned} \right\} \Rightarrow k = 1.99 \approx 2 \quad (25)$$

با توجه به اینکه مقدار ماکزیمم ضریب ضربه در محدوده سرعت‌های بیشتر از ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت بسیار بیشتر از مقادیر متداول ضریب ضربه است و احتمالاً طراحی بر اساس آن باعث افزایش هزینه‌ها و غیراقتصادی شدن طرح‌ها می‌گردد، باید در سرعت‌ها بالا از وقوع شرایط تشدید به شدت اجتناب گردد.

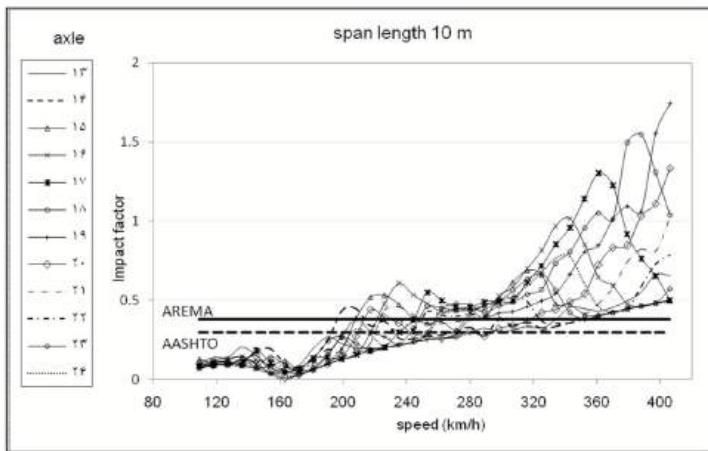
برای دست یابی به یک شمای کلی از نحوه تغییرات ضریب ضربه در پل‌های مختلف و اثرات سرعت حرکت قطار بر آن در شکل‌های (۹) تا (۱۲) مقادیر ضریب ضربه برای هریک از پل‌ها با دهانه‌های ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ متر و برای ۲۴ سرعت مختلف از ۱۰۹ تا ۴۰۶ کیلومتر بر ساعت و تعداد ۱۲ فاصله محور از ۱۳ تا ۲۴ متر ترسیم شده است. در این شکل‌ها مقادیر ضریب ضربه بر اساس آئین نامه‌های AASHTO و AREMA نیز برای مقایسه ارائه شده است.

مقادیر ضریب ضربه در این شکل‌ها با در نظر گرفتن ده محور برای قطار به دست آمده است.

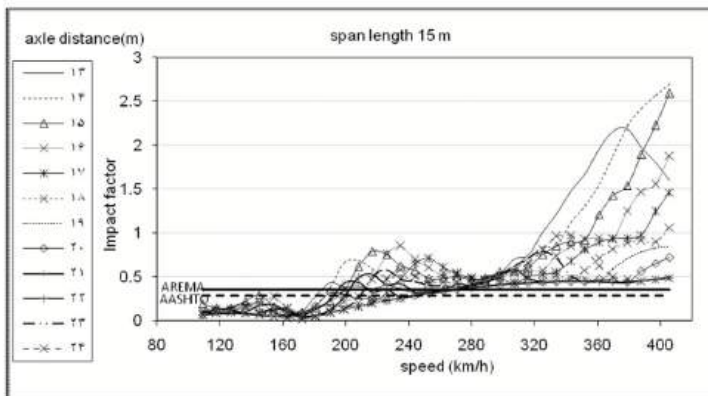
در شکل‌های (۹) تا (۱۲) دیده می‌شود که مقدار ضریب ضربه ارائه شده در آئین نامه‌های AASHTO و AREMA برای پل‌های مورد بررسی در بسیاری از شرایط بالاخص با افزایش سرعت بسیار کمتر از مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی می‌باشد. همچنین دیده می‌شود که روند تغییرات ضرایب ضربه در محدوده سرعت‌های مختلف یکسان نمی‌باشد. در صورت ارائه یک رابطه واحد برای ضریب ضربه در تمام شرایط بدون در نظر گرفتن پارامترهای تاثیر گذاری چون فاصله محورها و سرعت حرکت قطار (آنگونه که در آئین نامه‌های طراحی پل متداول است) ممکن است طرح پل برای برخی از شرایط غیرایمن و در برخی از حالات دارای ظرفیت اضافی و غیراقتصادی باشد.

با بررسی شکل‌های (۹) تا (۱۲) مشاهده می‌شود که مقادیر و روند تغییرات ضریب ضربه در هریک از سه محدوده سرعت کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت، بین ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت و بیشتر از ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت متفاوت می‌باشد. بنابراین برای دست یابی به روابط مناسب برای ضریب ضربه، پاسخ‌های حاصل برای هر یک از این سه محدوده سرعت به‌طور جداگانه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

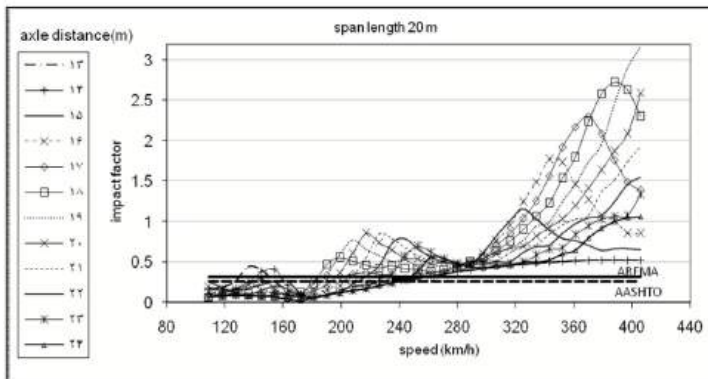
نکته دیگری که از بررسی نتایج ارائه شده در شکل‌های (۹) تا (۱۲) مشاهده می‌شود، اختلاف مقادیر ضریب ضربه در محدوده سرعت‌های ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت در پل ۲۵ متری برای فاصله محورها ۱۳، ۱۴ و ۱۵ متر نسبت به سایر پل‌های مورد بررسی در این تحقیق است. در این محدوده برای فاصله محورها ۱۳، ۱۴ و ۱۵ متر افزایش در مقادیر ضریب ضربه برای پل ۲۵ متری دیده می‌شود. در واقع در این شرایط نسبت فاصله محورها به طول دهانه پل در حدود ۰/۵ می‌باشد، که نشان‌دهنده اهمیت نسبت بین فاصله محورها و طول دهانه پل است. در آئین نامه‌های موجود با افزایش طول دهانه پل ضریب ضربه افت می‌نماید. ولی نتایج نشان می‌دهد که در برخی از شرایط ضریب ضربه در پل با دهانه بزرگتر بیشتر از پل با دهانه کوچکتر است.



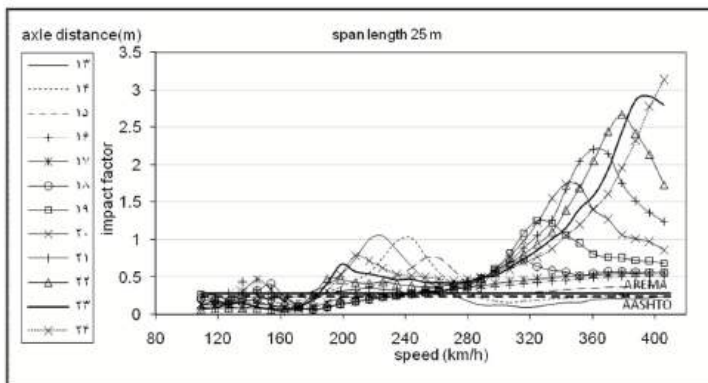
شکل (۹): ضریب ضربه برای پل با دهانه ۱۰ متر برای فواصل مختلف محوره‌های قطار



شکل (۱۰): ضریب ضربه برای پل با دهانه ۱۵ متر برای فواصل مختلف محوره‌های قطار



شکل (۱۱): ضریب ضربه برای پل با دهانه ۲۰ متر برای فواصل مختلف محوره‌های قطار



شکل (۱۲): ضریب ضربه برای پل با دهانه ۲۵ متر برای فواصل مختلف محوره‌های قطار

جدول (۳): ضریب ضربه برای و قطار با فاصله محورهای

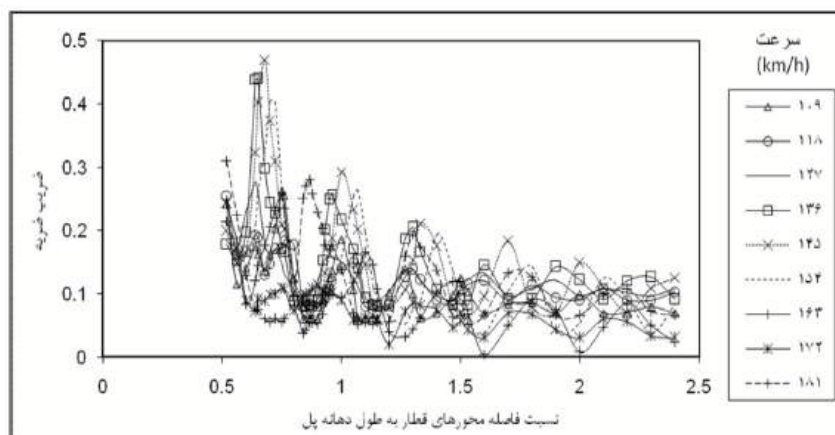
۱۴ متر و سرعت حرکت ۲۴۰ کیلومتر بر ساعت

طول دهانه پل	AASHTO	AREMA	تحقیق
۲۰	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۳
۲۵	۰/۲۴	۰/۲۷	۱/۰

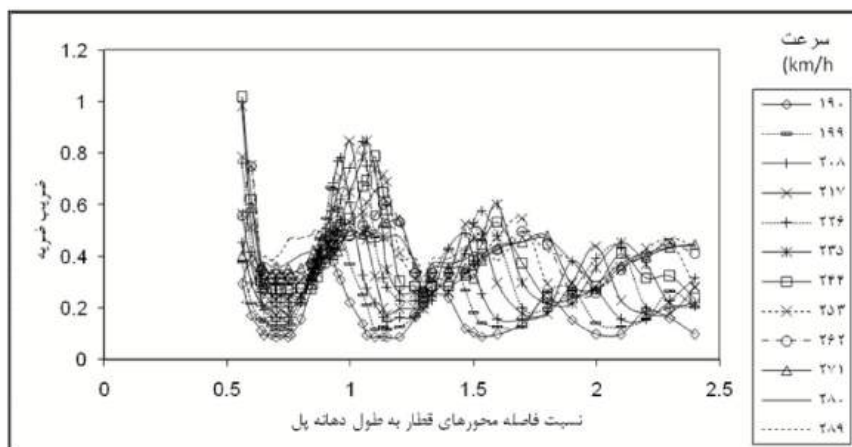
۵-۲- نسبت فاصله محورهای قطار به طول دهانه پل

تغییرات ضریب ضربه با نسبت «فاصله محورهای قطار به طول دهانه پل»، در دو محدوده سرعت کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت و بین ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت، برای پل‌های مورد بررسی در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) ارائه شده است.

برای مثال نتایج مندرج در جدول (۳) نشان می‌دهد که اگر قطار با فاصله محورهای ۱۴ متر با سرعتی در حدود ۲۴۰ کیلومتر بر ساعت از روی پل ۲۰ متری و ۲۵ متری عبور نماید، ضریب ضربه از تحلیلهای دینامیکی برای اولی ۰/۳ و برای دومی در حدود ۱ به دست می‌آید. که این امر نشان می‌دهد برخلاف نظر آئین‌نامه‌های موجود در این حالت پل با دهانه بزرگتر ضریب ضربه بیشتری خواهد داشت. بنابراین برای افزایش دقت روابط ضریب ضربه، باید پارامتر نسبت فاصله محورها به طول دهانه پل مد نظر قرار گیرد. در عین حال تفکیک محدوده‌های سرعت حرکت قطار نیز می‌تواند در افزایش ایمنی و اقتصادی‌تر شدن طرح‌ها موثر باشد.



شکل (۱۳): ضریب ضربه برای سرعت‌های کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت



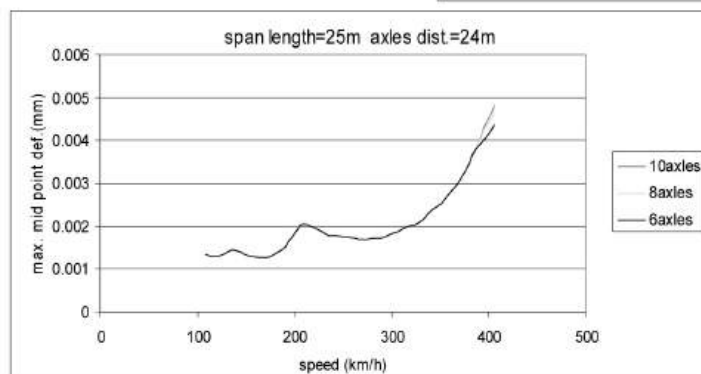
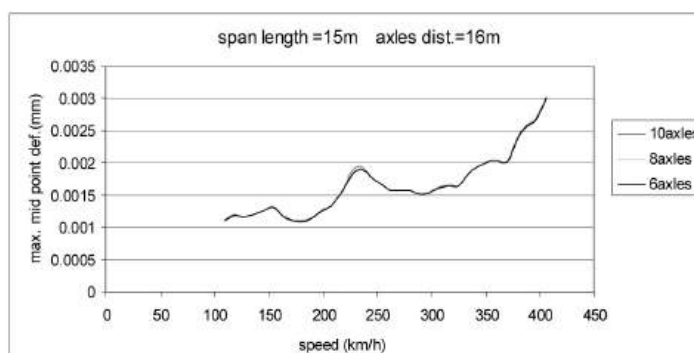
شکل (۱۴): ضریب ضربه برای سرعت‌های ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت

۵-۳- تعداد محورها

برای بررسی اثر تعداد واگن‌های عبوری از روی پل بر پاسخ‌های دینامیکی پل، تحلیل‌های دینامیکی برای قطارهایی با ۸، ۶ و ۱۰ محور عبوری انجام گرفت. نتایج نشان دهنده آنست که تعداد محورها بر پاسخ‌های ماکزیمم پل اثر چشمگیری ندارد و تفاوت در پاسخ‌ها صرفاً در نقاط پیک منحنی‌ها (شرایط تشدید) دیده می‌شود. بنابراین برای ارائه روابط ضریب ضربه تعداد محورهای قطار اهمیت چندانی ندارد. در شکل (۱۵) دو نمونه از نتایج تحلیلهای انجام گرفته برای طول دهانه ۱۵ و ۲۵ متر و فاصله محور ۱۶ و ۲۴ متر ارائه شده است.

تعداد ۱۲ فاصله محور برای قطار و تعداد چهار دهانه پل مطابق جداول (۱) و (۲) در نظر گرفته شده‌اند و منحنی‌های تغییرات برای سرعت‌های مختلف ترسیم شده‌اند.

با بررسی نتایج بدست آمده دیده می‌شود که با کوچکتر شدن نسبت «فاصله محورها به دهانه پل»، مقادیر ضریب ضربه افزایش می‌یابد. بنابراین توصیه می‌شود که برای افزایش دقت روابط ضریب ضربه پارامتر نسبت فاصله محورها به طول دهانه در روابط ضریب ضربه مدنظر قرار گیرد.



شکل (۱۵): ماکزیمم افت وسط دهانه در ازاء عبور تعداد مختلف محوره‌های قطار

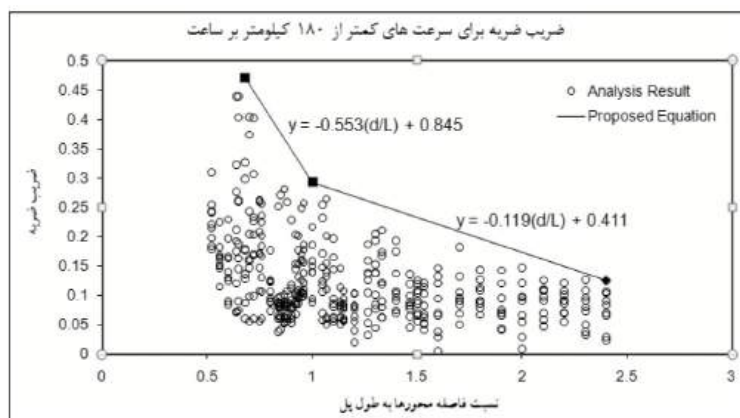
۶- ارائه روابط ضریب ضربه

در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ ضریب ضربه محاسبه شده از تحلیل‌های دینامیکی برای کلیه حالت‌های مورد بررسی شامل تعداد ۱۲ فاصله محور برای قطار و چهار طول دهانه برای پل و ۲۱ سرعت مختلف حرکت قطار با تفکیک سرعت حرکت به دو محدوده کمتر از ۱۸۰ و بین ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت نشان داده شده است.

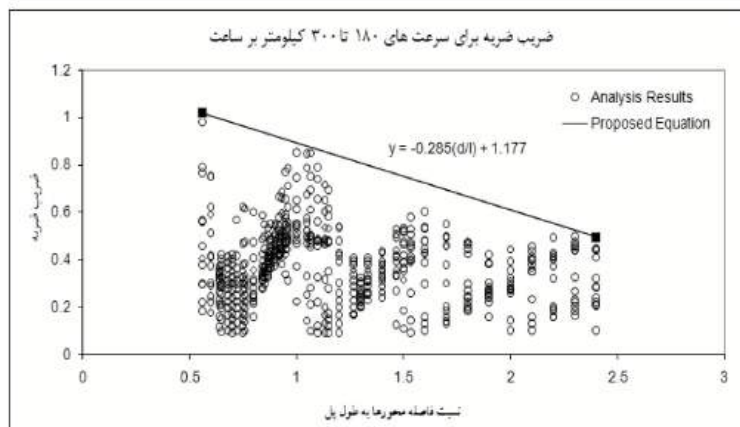
بنابراین برای این دو محدوده سرعت روابط مختلفی برای تعیین ضریب ضربه در نظر گرفته خواهد شد. مقدار ضریب ضربه که از روابط پیشنهادی محاسبه می‌شود باید بیشتر از ضریب ضربه حاصل از تحلیل‌های دینامیکی برای شرایط متناظر گردد. لذا نقاط متناظر با حداکثر ضریب ضربه در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) به هم وصل نموده و رابطه آنها به صورت ساده خطی بیان می‌شود.

یکسان نمی‌باشد. بنابراین دو رابطه مجزا برای هر یک از این شرایط مطابق روابط (۲۶) و (۲۷) پیشنهاد می‌شود. در محدوده سرعت‌های ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت با توجه به یکنواختی توزیع نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی، رابطه خطی واحدی مطابق رابطه (۲۷) برای ضریب ضربه پیشنهاد می‌شود.

روابط ضریب ضربه بر اساس نوع پراکندگی نتایج حاصل از این تحقیق در شکل‌های (۱۶) و (۱۷)، برای هر یک از محدوده‌های سرعت ارائه شده است. در محدوده سرعت‌های کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت پراکندگی مقادیر ضریب ضربه برای شرایطی که فاصله محورهای قطار کوچکتر از طول دهانه پل می‌باشد با شرایطی که فاصله محورهای قطار بزرگتر از طول دهانه پل است،



شکل (۱۶): روابط ضریب ضربه برای سرعت‌های کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت



شکل (۱۷): روابط ضریب ضربه برای سرعت‌های ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت

روابط ضریب ضربه را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

برای $180 \leq V \leq 300$:

$$I = -0.285\left(\frac{d}{L}\right) + 1.177 \quad (27)$$

به این ترتیب بسته به شرایط طرح می‌توان از یکی یا برخی از این روابط استفاده نمود.

برای $V \leq 180 \frac{km}{h}$ داریم:

$$I = \begin{cases} -0.553\left(\frac{d}{L}\right) + 0.845 & d \leq L \\ -0.119\left(\frac{d}{L}\right) + 0.411 & d \geq L \end{cases} \quad (26)$$

۷- جمع‌بندی و پیشنهادات

در این تحقیق یک مطالعه پارامتریک برای شناسایی اثرات پارامترهای مختلف مانند سرعت حرکت، فاصله محوره‌های قطار، تعداد محورها و طول دهانه پل بر پاسخ‌های دینامیکی پل‌های راه‌آهن و مقدار ضریب ضربه انجام گرفته است. پاسخ‌های دینامیکی و ضریب ضربه برای چهار پل با طول دهانه‌های مختلف و برای ۳۴ سرعت مختلف حرکت و ۱۲ فاصله مختلف محوره‌های قطار محاسبه گردیده است.

بررسی نتایج حاصل از این تحقیق و مقایسه آن با آئین نامه‌های طراحی پل نشان می‌دهد که در بسیاری از شرایط مقادیر پیشنهادی آئین‌نامه‌های موجود برای ضریب ضربه دست پائین بوده و ناایمن می‌باشد. روابط ضریب ضربه در آئین نامه‌های طراحی پل صرفاً بر اساس طول دهانه پل تعریف شده است. روابط ارائه شده در آئین نامه‌های موجود دلالت بر افت ضریب ضربه با افزایش طول دهانه پل می‌کند ولی در نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که در برخی از شرایط ضریب ضربه در پل‌ها با افزایش دهانه بیشتر می‌شود. در این تحقیق نشان داده شد که پارامترهای سرعت حرکت قطار و «نسبت فاصله محورها به طول دهانه پل» نیز در مقادیر ضریب ضربه مؤثر می‌باشند. در این تحقیق همچنین نشان داده شد که تعداد واگن‌های یک قطار اثر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ‌های ماکزیمم پل ندارد.

نتایج حاصله نشان می‌دهد که شرایط حاکم بر ضریب ضربه در سه محدوده سرعت (کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت، بین ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت و بیشتر از ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت) و همچنین نسبت‌های مختلف فاصله محورها به طول دهانه پل، متفاوت می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که افزایش سرعت باعث افزایش مقادیر ضریب ضربه می‌گردد درحالی‌که افزایش نسبت فاصله محوره‌های قطار به طول دهانه پل اثر معکوس بر مقادیر ضریب ضربه دارد.

در این تحقیق بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی انجام شده، روابطی برای ضریب ضربه برای

سرعت‌های کمتر از ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت و سرعت‌های بین ۱۸۰ تا ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت بر اساس نسبت فاصله محورها به طول دهانه در این تحقیق ارائه گردیده است. به این ترتیب علاوه بر لحاظ نمودن اثر سرعت در روابط ضریب ضربه، اثر همزمان فاصله محوره‌های قطار و طول دهانه پل نیز در روابط دیده شده است.

در سرعت‌های بالای ۳۰۰ کیلومتر بر ساعت نتایج نشان می‌دهد که اختلاف پاسخ‌های دینامیکی و استاتیکی نسبتاً بالا می‌باشد و طراحی بر اساس آن باعث غیر اقتصادی شدن طرح‌ها می‌گردد. توصیه می‌شود که برای این محدوده از سرعت حرکت قطار و نحوه کاهش پاسخ‌های دینامیکی پل، تحقیقات بیشتری در آینده انجام گیرد.

مراجع

- ۱- دانشجوی و حاجیان، «رفتار دینامیکی پلهای کابلی ایستای تک محوری تحت تأثیر بار وسیله نقلیه متحرک» پایان‌نامه (کارشناسی ارشد)، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۴
- ۲- طاحونی شاپور، طراحی پل، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۶۹
- 3-American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, "AREMA Manual", 2006
- 4-Cheng Y.S. & Cheng Y.K., "Vibration of railway bridges under a moving train by using bridge-track-vehicle element" Engineering Structures 23, 2001
- 5-Fryba L., "A rough assessment of railway bridges for high speed trains" Engineering Structures 23, 2001
- 6- Goicolea et al, "New dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and EuroCode 1", Railway Bridge Design, Construction and Maintenance Spanish group of IABSE Madrid, 12-14 June 2002
- 7- Ju & Lin, "Resonance characteristics of high-speed trains passing simply supported bridges" Journal of Sound and Vibration, Oct. 2002
- 8- Karomi R., "Response of Cable-Stayed and Suspension Bridges to Moving Vehicles" 1999, Phd thesis, Royal Institute of Technology Sweden
- 9-Lou P., "A vehicle-track-bridge interaction element considering vehicle's pitching effect" Finite Elements in Analysis and Design 41, 2005
- 10- Ronagh H. & Moghimi H., "Impact factors for a composite steel bridge using non-linear dynamic simulation" International Journal of Impact Engineering, July 2007
- 11- Yang, Y. B., Yau, J. D., Wu, Y. S., "Vehicle-Bridge Interaction Dynamics- With application to High-Speed Railways", World Scientific, 2006
- 12- Zhang X. et al, "Evaluation of impact factors for composite concrete-steel cellular straight bridges", Engineering Structures 25, 2003



مزایای استفاده از دیوار برشی فولادی جدارنازک برای مقاومسازی سازه‌های فولادی

حمید محرمی^۱، اصغر حبیب نژاد کورایم^۲

چکیده

دیوارهای برشی فولادی که به دو صورت جدار نازک و تقویت شده کاربرد دارند یک سیستم ابتکاری برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد و زلزله می‌باشند و در دهه های اخیر نوع جدار نازک آن مورد توجه محققین قرار گرفته است. با توجه به عملکرد مطلوب این نوع سیستم باربر جانبی از جمله سختی بالا، شکل پذیری خوب و توان اتلاف انرژی زیاد می توان از این سیستم در مقاومسازی سازه‌های غیرایمن بهره جست. در این مقاله با توصیف آزمایش هایی که در آن یک قاب یک دهانه یک طبقه با استفاده از یک دیوار برشی فولادی مقاومسازی شده است مزایا و امکان تقویت سازه‌های فولادی موجود بررسی شده و نحوه اندرکنش سازه اولیه و دیوار برشی در مراحل مختلف باربری جانبی مورد بررسی قرار گرفته است. در این آزمایش ها مشاهده شد که برای افزایش ظرفیت باربری سیستم استفاده از ستون های نگهدارنده سخت تر برای دیوار برشی و برای افزایش ظرفیت جذب و استهلاک انرژی استفاده از ستون های نگهدارنده انعطاف پذیرتر برای دیوار برشی مورد نیاز است.

کلمات کلیدی:

دیوارهای برشی فولادی نازک، ورق های جدارنازک سخت نشده، مقاومت پس کمانشی، میدان کششی قطری

Advantages of Thin Steel Shear Wall for Retrofitting of Steel Structures

H.Moharrami , A.Habibnejad korayem

ABSTRACT

Steel shear walls that are used in two (thin and thick) forms, are innovative systems for resistance against lateral wind and earthquake loads. The thin type of steel shear wall has recently attracted the researcher's interests. Due to good performance of this type of lateral resisting system (for example high stiffness, high ductility index and very much energy dissipation) it can be used for retrofitting of vulnerable structures. In this paper describing some tests on retrofitting a steel frame by a steel shear wall, the advantages and possibility of retrofitting vulnerable structures have been investigated and interaction of the frame and steel shear wall at different stages of loading has been studied. In the tests it was observed that for increase in the load carrying capacity of the shear wall, it is better to use stiffer columns and for increase in energy dissipation, more flexible columns are required.

Key words:

Thin Steel Shear Wall, Unstiffened Thin Plate, Post Buckling Strength, Tension Field

۱. دانشیار گروه سازه بخش عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس hamid@modares.ac.ir

۲. کارشناس ارشد سازه دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس habib_nezhad@yahoo.com

با قرار گرفتن ایران در بخشی از کمربند کوهزایی آلپ - هیمالیا که به عنوان آخرین و جوانترین نواحی کوهزایی جهان شناخته شده است پدیده‌های دگر شکلی به اشکال گوناگون در آن متظاهر می‌گردند. باز شدن دریای سرخ و در نتیجه حرکت پهنه عربستان به سوی ایران و جابجایی بستر اقیانوس در نواحی عمان و حرکت به سوی شمال - شمال خاوری و حرکت دیگر صفحات لیتوسفری پیرامون ایران موجب فراهم آمدن شرایطی گردیده است که هر چند گاه با آزاد شدن انرژی ناشی از تمرکز تنش‌ها در راستای گسل‌های فعال، شاهد زمین لرزه‌های ویرانگر در میهن اسلامی ایران باشیم. با مراجعه به سوابق لرزه خیزی ایران چه با توجه به آمار لرزه نگاری دستگاهی سده اخیر و چه از روی نوشتارهای تاریخی و بررسی های باستان شناسی تا چند هزاره قبل از میلاد در نقاط مختلف کشور، علاوه بر تلفات بیش از ۱۲۰ هزار نفری در ۹۰ سال اخیر تأثیر روانی - اجتماعی و خسارات مالی فراوان حاصل از تخریب شهرهایی چون ری (تهران)، تبریز، رودبار، منجیل، طبس و ... را می‌توان مشاهده کرد. [۱]

چنین خسارات و تبعات و پی‌آمدهای آن موجب شد تا علی‌الخصوص بعد از زلزله سال ۱۳۶۹ رودبار - منجیل بحث ترمیم و تقویت سازه‌های آسیب‌پذیر به صورت جدی پیگیری شود. نتایج مطالعات و بررسی‌های کارشناسانه نشانگر آن بود که عدم رعایت اصول صحیح ساخت و ساز و مشخصات فنی - اجرایی صحیح از یک سو و کیفیت پایین مصالح مصرفی از سوی دیگر موجبات خسارات و تلفات بیش از حد را فراهم آورده است مضافاً آنکه بسیاری از بافت‌های شهری ایران زمانی شکل گرفته بودند که هیچ آیین‌نامه لازم الاجرائی برای تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله تدوین نشده بود.

با توجه به اینکه بحث تقویت و بازسازی سازه‌ها یکی از علوم رایج در سطح جهان می‌باشد و کارهای زیادی نیز در این زمینه انجام شده است از جمله بررسی

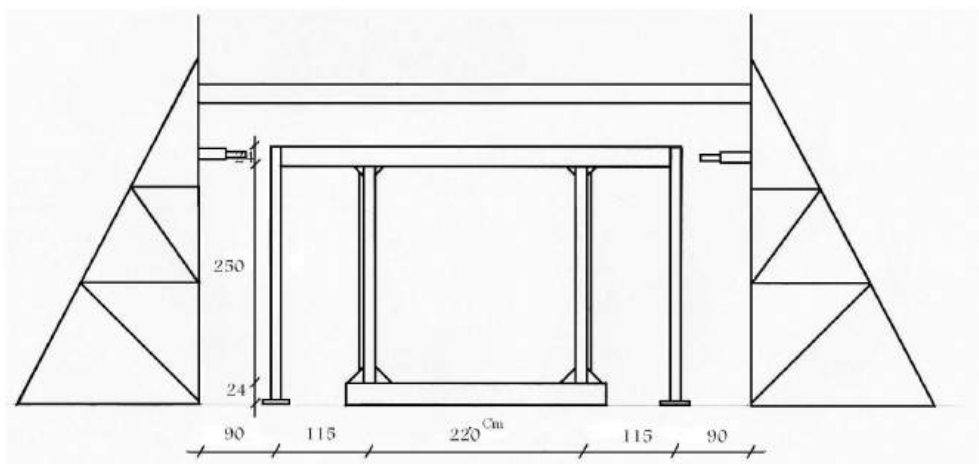
آسیب‌پذیری و تقویت سازه‌های بتن آرمه با استفاده از مصالح پلیمری توسط Sheikh، بررسی آسیب‌پذیری و ترمیم پل‌های کابلی بزرگ توسط آقایان ko, sun & ni در هنگ‌کنگ، تعمیر و بازسازی صنایع جانبی معادن طلا در آفریقای جنوبی توسط Khan & krigé و نگارش مدارک انجمن بتن انگلیس و [۲] و نیز لزوم کاهش تلفات و خسارات ذکر شده در کشور مسئولین امر را بر آن داشت تا تقویت و مقاوم سازی سازه‌های موجود را در دستور کار سازمان‌ها و نهادهای مربوطه قرار دهند.

اخیراً استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک گزینه اقتصادی و سهل‌الاجرا برای مقاوم سازی سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است و محققین زیادی درباره پارامترهای مختلف این سیستم تحقیقاتی انجام داده‌اند که از آن جمله می‌توان به بررسی تأثیر جنس و خواص ورق [۳]، زاویه تشکیل میدان کششی [۴]، ضخامت ورق [۵]، نسبت عرض به ارتفاع پانل برشی [۶]، نحوه اتصال تیر به ستون [۷ و ۸] و وجود بازشو در ورق [۹] اشاره کرد. در این مقاله با معرفی نوع جدیدی از دیوارهای برشی فولادی نازک که در آن دیوار برشی به ستون‌های اصلی سازه تکیه ندارد و بیان نتایج حاصل از به کارگیری آن در مقاوم سازی یک قاب یک طبقه، امکان استفاده از این سیستم باربر جانبی در مقاوم سازی سازه‌های فولادی بررسی کیفی شده و مزایا و معایب این روش به صورت کلی بیان شده است. امید است محققین با انجام تحقیقات مناسب راه‌های عملی استفاده از این سیستم باربری جانبی در مقاوم سازی سازه‌های فولادی را به صورت عملی توسعه دهند.

۲- شرح مدل‌های آزمایشگاهی و آزمایشات انجام شده
به منظور بررسی رفتار اجزاء یک قاب مقاوم سازی شده با دیوار برشی فولادی دو مدل آزمایشگاهی با مقیاس یک به یک ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. [۱۰] در هر یک از مدل‌ها یک دیوار برشی یک طبقه در داخل یک قاب یک دهانه و یک طبقه قرار داده

مدل طراحی شده و ابعاد و اندازه‌های آن در شکل (۱) قابل مشاهده است.

شده و با استفاده از اتصالات جوشی به قاب پیرامونی متصل شدند. دیوار برشی دقیقاً در وسط قاب قرار گرفت و کل سیستم سازه ای حاصل به صورت متقارن درآمد.



شکل (۱): مدل ترکیبی قاب و دیوار برشی فولادی

مشخصات مدل های آزمایشگاهی و در جدول (۲) مشخصات ستون های دیوار برشی آورده شده است.

مشخصات ورق فولادی و تیر و ستون های قاب پیرامون در دو نمونه یکسان بوده و تنها مشخصات ستون ها در نمونه ها با یکدیگر تفاوت داشتند. در جدول (۱)

جدول (۱): مشخصات مدل های آزمایشگاهی

نمونه	ارتفاع طبقه (Cm)	عرض دهانه (Cm)	تیر	ستون قاب پیرامونی	ستون دیوار برشی	ضخامت ورق (mm)	تعداد طبقه	تعداد دهانه
اول	۲۷۴	۲۲۰	IPE240	2IPE160	2UNP160	۲	۱	۱
دوم	۲۷۴	۲۲۰	IPE240	2IPE160	2UNP120	۲	۱	۱

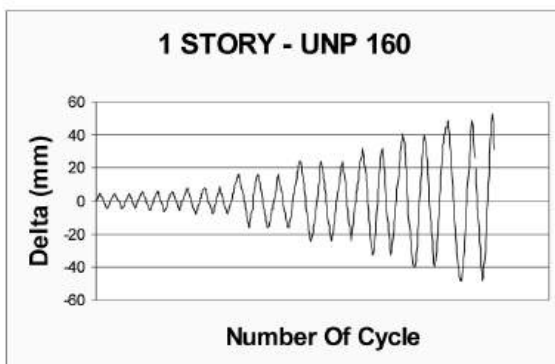
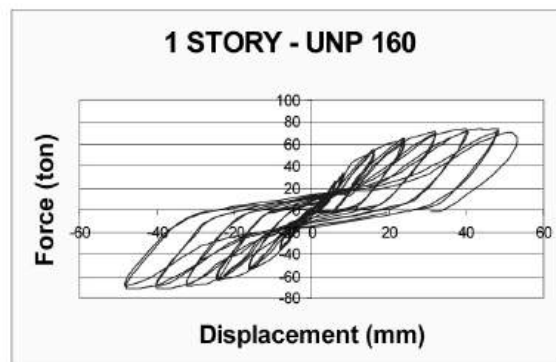
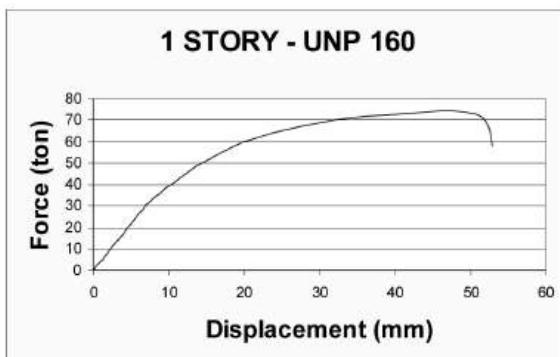
جدول (۲): مشخصات ستون های دیوار برشی

نمونه		نمونه اول	نمونه دوم
نیمرخ ستون ها		2UNP160	2UNP120
A سطح مقطع ستون ها	cm ²	۴۸	۳۴
(EI) _{min} سختی خمشی ستون ها	Cm ⁴	2547/17 × 106	1267/43 × 106
(EI) _{max} سختی خمشی ستون ها	Cm ⁴	3885 × 106	1528/8 × 106

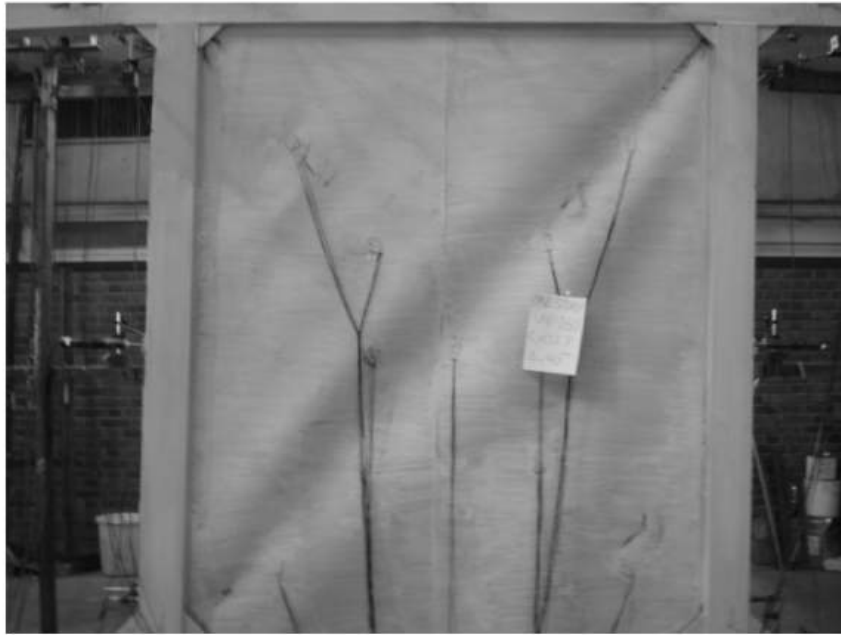
تحمل شده توسط نمونه ۷۴/۵ تن و تعداد سیکل های بارگذاری شده ۲۲ سیکل بود رفتار نمونه تا تغییر مکان جانبی $\Delta = 8 \text{ mm}$ خطی بود و بار تحمل شده تا مرحله خطی تقریبا ۳۴ تن بود و از این مرحله به بعد رفتار غیرخطی نمونه شروع شد و تغییر شکل های پسماند در نمونه باقی ماند. در محدوده سیکل های شانزدهم تا بیست و یکم تغییر شکل های ورق دیوار بعد از باربرداری نیز باقی می ماند و در گوشه ها تغییر شکل های پلاستیک به صورت قرشدگی های نوک تیز در ورق مشاهده شد. در جوش اتصالات نیز به صورت جزئی ترکهایی مشاهده شد. در این مرحله کماتش تیر فوقانی دیوار نیروهای زیادی را به میل مهارها وارد می کرد به صورتیکه در سیکل بیست و دوم کماتش تیر به حدی افزایش یافت که موجب گسیختگی یکی از میل مهارها گردید و ادامه بارگذاری متوقف گردید. نمودارهای نیرو - تغییر مکان نمونه و تغییر شکل دیوار در سیکل هجدهم در اشکال (۲) و (۳) آورده شده اند. در این نمودارها نیروی وارد شده به نمونه در محور قائم و تفاضل تغییر مکان تیر تراز فوقانی از تغییر مکان تیر تحتانی در محور افقی آورده شده اند.

در ساخت مدلها اتصالات تیر به ستون دیوار برشی و اتصال ستون قاب پیرامونی به تکیه گاه به صورت گیردار و اتصال ستون قاب پیرامونی به تیر فوقانی با استفاده از نبشی های زیرسری و بالاسری و یک ورق تودلی به صورت مفصلی ساخته شدند. ورق دیوار برشی از جنس فولاد نرم با تنش تسلیم 1950 Kg/Cm^2 و تنش گسیختگی 2987 Kg/Cm^2 انتخاب شد تا شکل پذیری مناسبی از خود نشان دهد. برای مدل سازی سقف برای جلوگیری از کماتش خارج از صفحه دیوار، در تراز تیر فوقانی، نمونه با استفاده از یک سری میل مهار به قابهایی در دو طرف نمونه مهار شد. برای بارگذاری نمونه ها از جک های هیدرولیکی استفاده شد که بر اساس دستورالعمل ATC24 با روش کنترل تغییر مکان به نمونه ها نیروهای لازم اعمال شد. [۱۱] برای اندازه گیری تنش ها نیز از یک سری کرنش سنج های تک محوری و سه محوری استفاده شد.

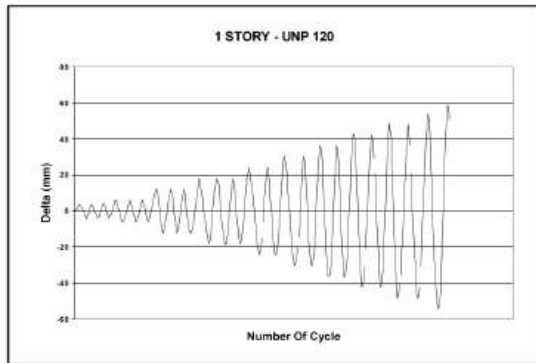
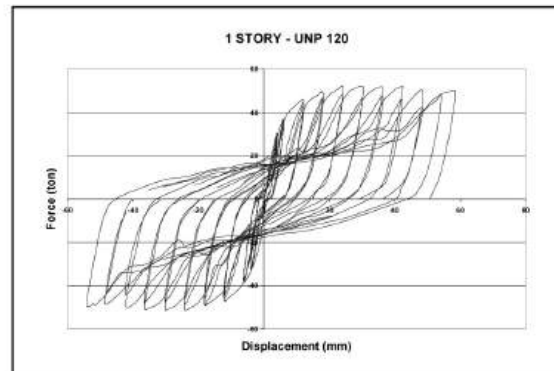
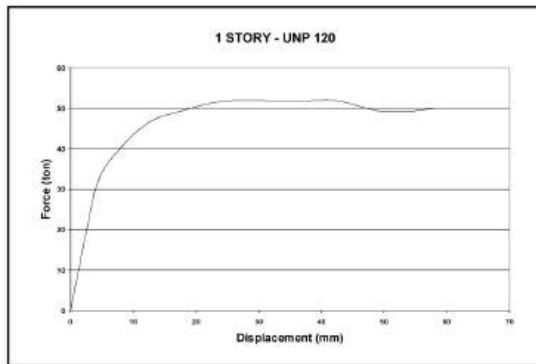
۳- نتایج آزمایش بارگذاری جانبی مدل های آزمایشگاهی
نمونه اول آزمایش تا تغییر مکان جانبی $\Delta = 52/8 \text{ mm}$ تحت بارگذاری جانبی دوره ای قرار گرفت. حداکثر بار



شکل (۲) : سیکل های بارگذاری نمونه اول



شکل (۳): کمانش ورق در سیکل هجدهم



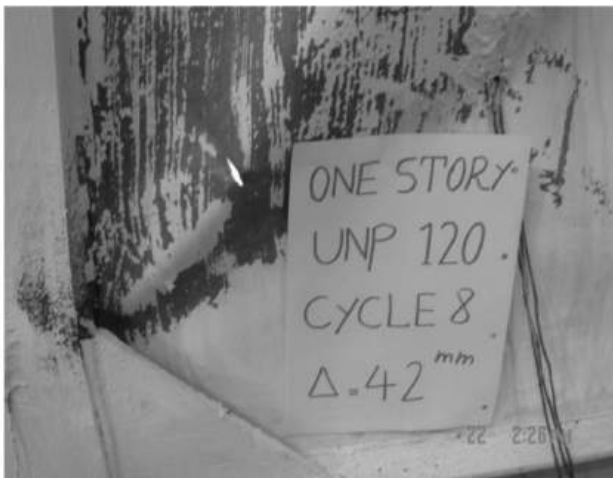
شکل (۴): سیکل‌های بارگذاری نمونه دوم

$\Delta =$ خطی بود و بار تحمل شده در مرحله خطی تقریباً ۳۶ تن بود و از این مرحله به بعد نمونه وارد مرحله غیرخطی شد. در محدوده سیکل‌های بارگذاری شانزدهم تا بیست و چهارم ورق دیوار دچار گسیختگی شد و ظرفیت باربری

نمونه دوم آزمایش تا تغییر مکان $\Delta = 58/22$ mm تحت بارگذاری جانبی دوره ای قرار گرفت. حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه ۵۱/۸۷ تن و تعداد سیکل‌های بارگذاری شده ۲۲ سیکل بود. رفتار نمونه تا تغییر مکان جانبی 6 mm

شدت ترک های آهک ستون دیوار بسیار شدیدتر بود این امر نشانگر جذب نیروها توسط دیوار برشی و انتقال بخش اندکی از این نیروها به قاب پیرامونی می باشد. از این مرحله به بعد به تدریج با افزایش تغییرمکان جانبی در جوش اتصالات قاب پیرامونی ترک هایی ایجاد می شد که نهایتاً در تغییرمکان ۵۸ میلی متر جوش اتصال ستون قاب به تیر تحتانی شکست و ستون از تیر جدا شد و ادامه بارگذاری متوقف شد. شکل های (۴) تا (۶).

دیوار افت محسوسی پیدا کرد. در این مرحله شدت تشکیل میدان کششی به حدی بود که نیروهای وارد شده از ورق به دیوار باعث کمانش ستون های دیوار در داخل دیوار برشی شده و ستون ها به حالت پرنانزی درمی آمدند. تغییر شکل پسماند این مرحله زیاد و در تغییرمکان ۴۲mm بعد از باربرداری حدود ۳۲mm تغییر شکل پسماند مشاهده شد. در تغییرمکان ۴۸ میلی متر که هشت برابر تغییر شکل الاستیک بود در آهک ستون های قاب پیرامونی در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون ترک هایی ایجاد شد در حالی که



شکل (۵): پاره شدگی ورق دیوار در سیکل هجدهم



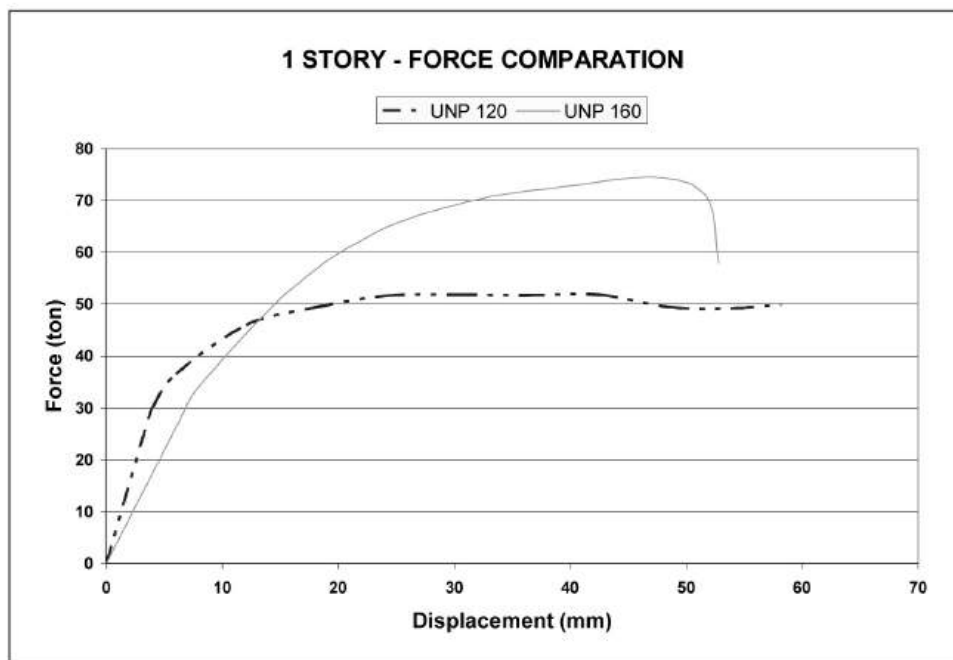
شکل (۶): شکست اتصال ستون قاب پیرامونی به تیر تراز صفر - صفر در انتهای آزمایش

۴ - نمودار نیرو - تغییر مکان قاب تقویت شده

برای رسم نمودار نیرو - تغییر مکان از نیروی جانبی اعمال شده به سیستم و تغییر مکان افقی خالص قاب استفاده شده است که تغییر مکان خالص افقی قاب از تفاضل تغییر مکان افقی تیر طبقه اول نسبت به تغییر مکان افقی تیر طبقه تراز صفر - صفر به دست می آید. در دستورالعمل ATC24 برای لحاظ شدن طبیعت چرخه‌ای بارگذاری و نیز کاهش خطاهای اعمال و اندازه‌گیری نیرو و ... هر یک از سیکل‌های بارگذاری سه بار تکرار می شود که در رسم نمودار نیرو - تغییر مکان قاب از چرخه اول هر سیکل بارگذاری استفاده شده است.

ظرفیت باربری نهایی قاب پیرامونی برای اعمال نیرو در تیر طبقه اول با استفاده از روابط استاتیکی حدود ۲ تن به دست می آید اما همانطور که در شکل (۷) قابل مشاهده است ظرفیت باربری قاب تقویت شده به وسیله دیوار برشی با ستون‌های نگهدارنده ناودانی ۱۶ (2UNP160) حدود ۷۴ تن و ظرفیت باربری قاب تقویت شده به وسیله

دیوار برشی با ستون‌های نگهدارنده ناودانی ۱۲ (2UNP120) حدود ۵۲ تن می باشد که به ترتیب ۳۷ و ۲۶ برابر ظرفیت باربری قاب اولیه می باشد بنابراین می‌توان ادعا کرد که استفاده از دیوار برشی فولادی جدارنازک در مقاوم نمودن و افزایش ظرفیت باربری قاب‌های فولادی گزینه‌ای مناسب و عملی می‌باشد. در نمودار شکل (۷) نیز مانند نمودارهای حاصل از آزمایش‌های سری اول و دوم مشاهده می شود که با تقویت ستون‌های نگهدارنده دیوار برشی از نظر سختی و سطح مقطع، ظرفیت باربری سیستم باربر جانبی افزایش می یابد. بنابراین می توان گفت در مواردیکه اولویت اول مقاوم سازی افزایش ظرفیت باربری سیستم است و موارد دیگر از قبیل جذب انرژی و شکل پذیری و ... از طرق دیگر برآورده شده است استفاده از دیوارهای برشی فولادی جدارنازک با ستون‌های نگهدارنده سخت تر نسبت به همان دیوارها اما با ستون‌های انعطاف پذیر ارجحیت دارد.

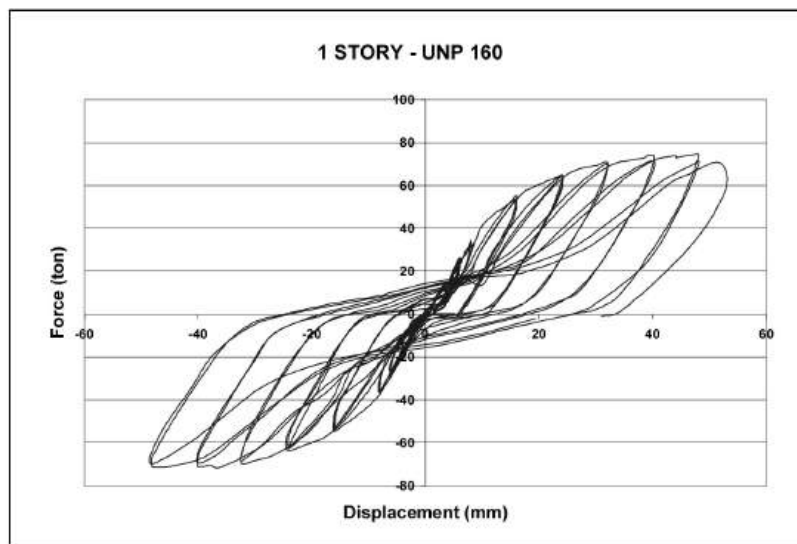


شکل (۷) : نمودار نیرو - تغییر مکان قاب های تقویت شده با دیوارهای برشی

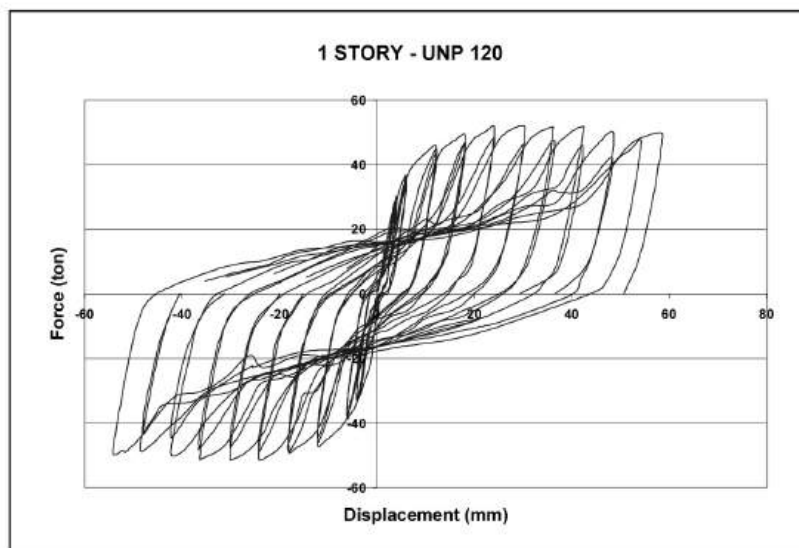
۵- استهلاک انرژی در قاب تقویت شده

پایدار بوده و میزان جذب انرژی سیستم مذکور که در واقع سطح زیر منحنی های هیستریزس آنها می باشد، قابل توجه است.

همانطور که در شکل های (۸) و (۹) مشاهده می گردد، منحنی های هیستریزس قاب های تقویت شده با دیوار برشی فولادی جدارنازک مانند منحنی های هیستریزس دیوار برشی فولادی جدارنازک بصورت S شکل و کاملاً



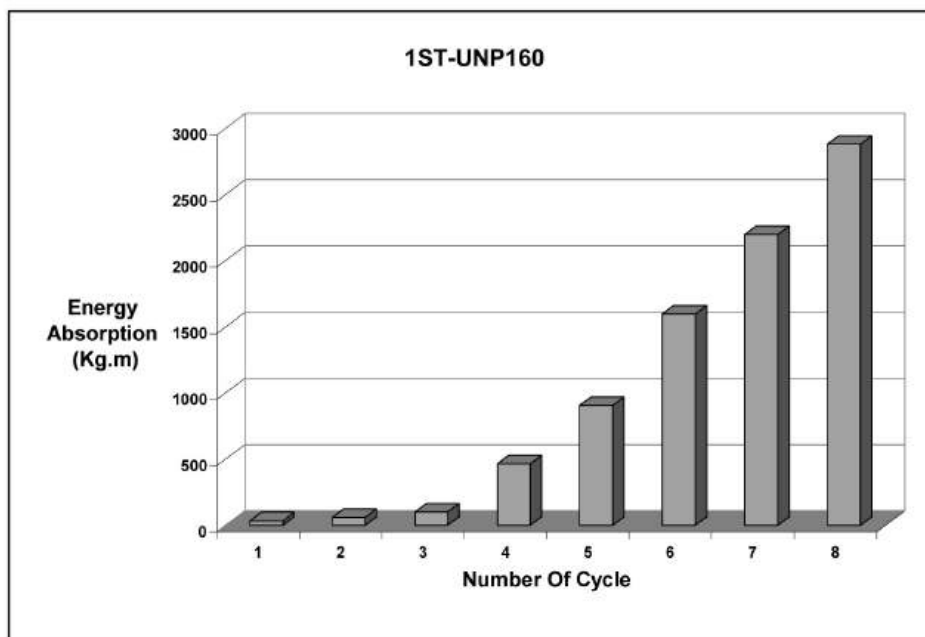
شکل (۸): منحنی های هیستریزس قاب تقویت شده به وسیله دیوار برشی با ستون های 2UNP160



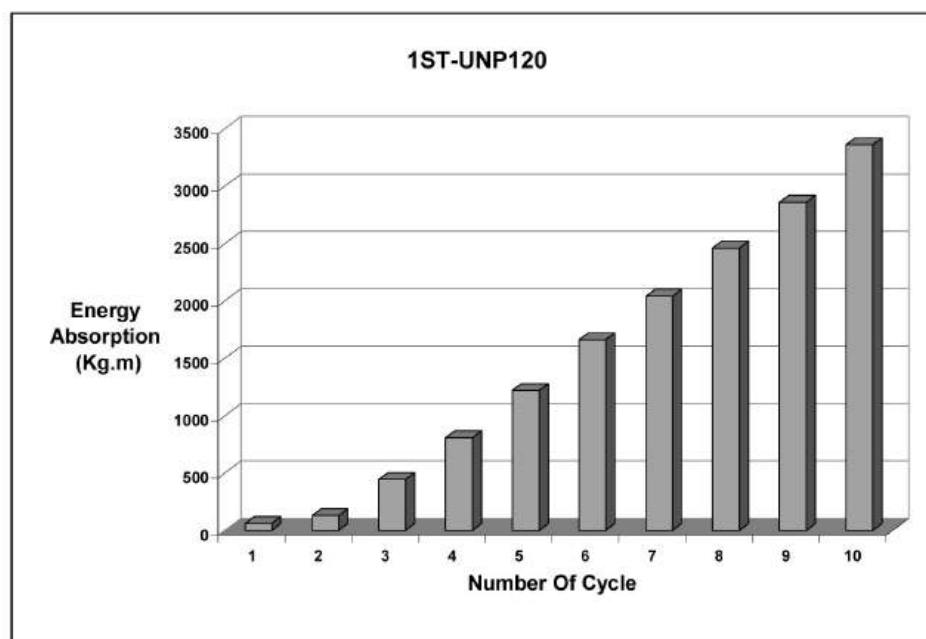
شکل (۹): منحنی های هیستریزس قاب تقویت شده به وسیله دیوار برشی با ستون های 2UNP120

همچنین با افزایش تغییر مکان در هر سیکل سطح زیر منحنی هیستریزیس نسبت به سیکل قبل افزایش نشان می‌دهد.

در شکل های (۱۰) و (۱۱) این افزایش از یک دوره به دوره بعد برای منحنی های مذکور آورده شده است.



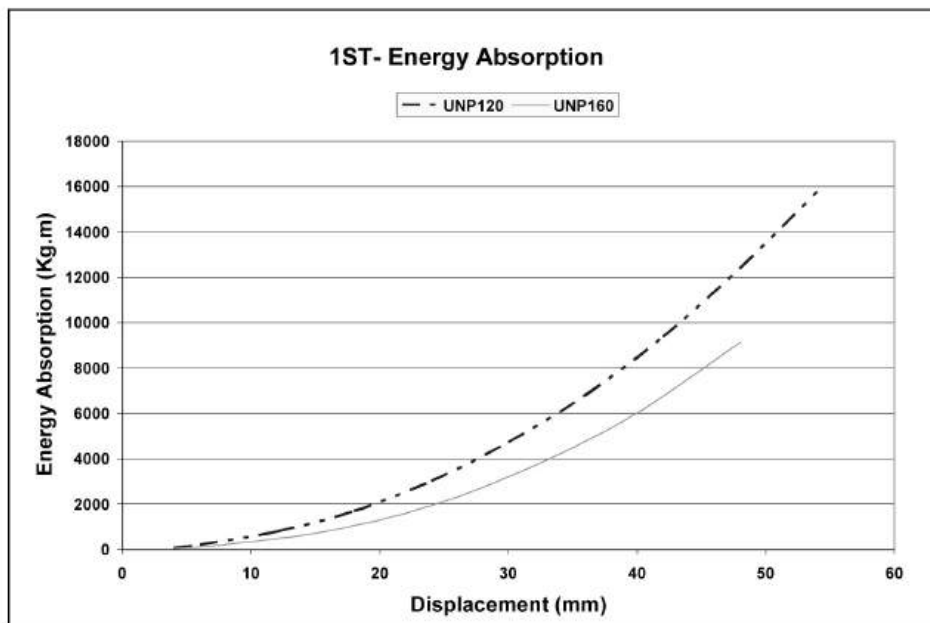
شکل (۱۰): وضعیت جذب انرژی در دوره‌های متوالی قاب تقویت شده به وسیله دیوار برشی با ستون های 2UNP160



شکل (۱۱): وضعیت جذب انرژی در دوره‌های متوالی قاب تقویت شده به وسیله دیوار برشی با ستون های 2UNP120

با توجه به ویژگی‌ها و نحوه عملکرد قاب اولیه که یک قاب با اتصال مفصلی تیر به ستون و بدون مهاربند جانبی می‌باشد منحنی‌های هیستریزس قاب پیرامونی، منحنی‌های ناپایدار و با سطح زیر منحنی کوچک می‌باشند که ناشی از عملکرد لرزه ای ضعیف این نوع قاب‌ها می‌باشد اما همان گونه که در اشکال (۸) و (۹) مشاهده گردید بعد از تقویت این قاب با دیوارهای برشی، منحنی‌های هیستریزس به منحنی‌های پایدار و با سطح محصور شده قابل ملاحظه تبدیل می‌شوند. این امر بیانگر آن است که استفاده از ظرفیت‌های بالای دیوار برشی برای جذب و استهلاک انرژی نیروهای جانبی زلزله روشی مناسب برای بالا بردن انرژی پذیری قاب‌های ناپایدار سازه‌های موجود می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر در بالا بردن ظرفیت جذب انرژی قاب‌ها، مشخصات اجزاء دیوار برشی استفاده شده در تقویت قاب می‌باشد. همان گونه که در شکل (۱۲) قابل مشاهده است علیرغم تقویت ستون‌های نگهدارنده دیوار برشی نمونه اول نسبت به نمونه دوم و افزایش سختی و سطح مقطع این ستون‌ها انرژی مستهلک شده توسط مدل

دوم بیشتر از مدل اول می‌باشد. این امر بیانگر آن است که در سازه‌هایی که نیاز به جذب و استهلاک انرژی اولویت اول مقاوم‌سازی سیستم می‌باشد استفاده از دیوارهای برشی فولادی جدارنازک با ستون‌های انعطاف‌پذیرتر ارجحیت بیشتری نسبت به دیوارهای برشی فولادی جدارنازک با ستون‌های قوی و سخت دارد. البته این امر به مفهوم آن نیست که انعطاف پذیرتر کردن ستون‌های نگهدارنده دیوار همیشه باعث افزایش استهلاک انرژی می‌شود بلکه همانطور که در فصل‌های قبل اشاره شد کاهش سختی ستون برای افزایش جذب انرژی یک محدوده بهینه دارد که در آن محدوده اولاً سختی ستون‌ها به حدی است که ستون‌ها توانایی نگه داشتن ورق دیوار و تشکیل میدان کششی را دارند و ثانیاً سختی ستون‌ها آنقدر زیاد نیست که قاب نگهدارنده دیوار تحمل نیروهای وارد شده را نداشته باشد تا دچار شکست ترد دیوار شود و همچنین در نیروهای برشی کم، سختی زیاد ستون مانع از تغییر شکل‌های مناسب برای جذب بیشتر انرژی نشود.

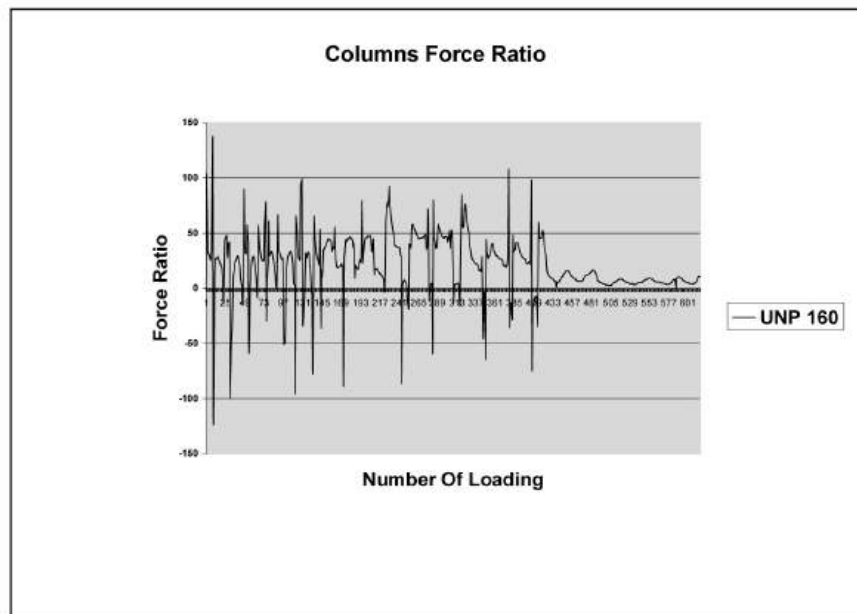
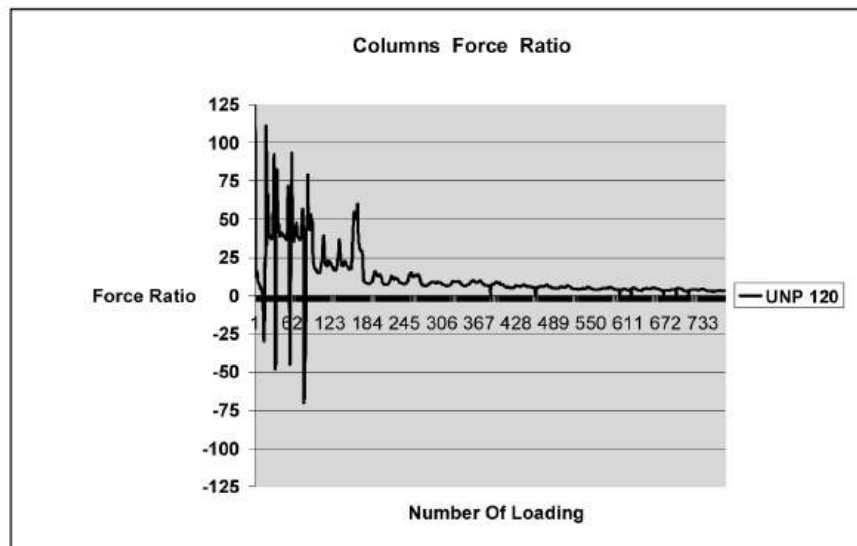


شکل (۱۲): مقایسه انرژی مستهلک شده توسط قاب تقویت شده با دیوارهای برشی مختلف

۶- اندرکنش سازه اولیه و دیوار برشی تقویت کننده

یکی از مسایل مهم در استفاده از دیوار برشی فولادی اندرکنش سازه اولیه و دیوار برشی می‌باشد. در این راستا نحوه مقاومت سازه اولیه و دیوار برشی در برابر نیروهای جانبی و نیز چگونگی انتقال نیروها بین این دو قسمت نقش تعیین‌کننده‌ای دارد. برای بررسی این موضوع بر روی ستون‌ها و تیر قاب اولیه و ستون‌های دیوار برشی یک سری کرنش‌سنج‌های محوری نصب گردید تا از روی کرنش‌های اندازه‌گیری شده مقدار تنش و نیروهای ایجاد

شده در اجزاء دیوار برشی و قاب پیرامونی اولیه محاسبه گردد. نمودار شکل (۱۳) درصد نسبت نیروی محوری ستون‌های قاب اولیه را به نیروی محوری ستون‌های نگهدارنده دیوار برشی نشان می‌دهد. در این نمودارها محور قائم نسبت نیروی محوری ستون‌های قاب پیرامونی به نیروی محوری ستون‌های نگهدارنده دیوار برشی را به درصد نشان داده و محور افقی شماره نقطه اندازه‌گیری نیروها را نشان می‌دهد.



شکل (۱۳) : نسبت نیروی محوری ستون‌های قاب اولیه به نیروی محوری ستون‌های نگهدارنده دیوار برشی

همانطور که در نمودار مشخص است تقریباً در تمامی مراحل بارگذاری نیروی ایجاد شده در ستون های قاب پیرامونی کوچک تر از نیروی ایجاد شده در ستون های نگهدارنده است البته در مراحل اولیه بارگذاری نسبت نیروها بزرگتر است و با پیشرفت آزمایش و ادامه بارگذاری این نسبت کاهش یافته و در انتهای بارگذاری به حدود ۳ درصد می رسد یعنی نیروی وارد شده به ستون های قاب اولیه تنها ۳ درصد نیروهای وارد شده به ستون های نگهدارنده دیوار است. این شکل نمودار را می توان ناشی از این امر دانست که در ابتدای بارگذاری، قاب پیرامونی به واسطه گیرداری نسبی پای ستون ها تا حدی در برابر نیروها مقاومت کرده و در نتیجه در اجزاء آن تنش هایی ایجاد می شود اما با اضافه شدن نیروهای وارده چون این نیروها بیشتر از ظرفیت باربری سازه اولیه است، نیروها از قاب به دیوار برشی منتقل شده و سیستم باربری جانبی به دیوار برشی انتقال می یابد به همین دلیل سهم قاب اولیه از باربری جانبی کاهش یافته و نسبت نیروهای ایجاد شده کم می شود.

همچنین در نمودار مشاهده می شود که در ابتدا نسبت نیروها به تناوب مثبت و منفی می باشد یعنی در لحظاتی نیروی یکی از ستون ها فشاری و دیگری کششی بوده و در سایر لحظات هر دو فشاری یا کششی بوده اند اما با ادامه بارگذاری و پیشرفت آزمایش نیروها هم علامت شده هر دو فشاری یا کششی می باشند. این امر ناشی از آن است که در ابتدای بارگذاری که قاب پیرامونی در باربری جانبی نقش فعال تری دارد تیر قاب در حدفاصل دیوار برشی و قاب به صورت یک تیر رابط (Link Beam) عمل کرده و بخشی از انرژی تحمیل شده به سیستم را مستهلک می نماید و با توجه به نحوه تغییر شکل های آن در یکی از ستون ها نیروی فشاری و در دیگری نیروی کششی ایجاد می کند. اما با ادامه بارگذاری و افزایش نیروها که منجر به عملکرد دیوار برشی می شود استهلاك انرژی توسط تیر رابط کاهش یافته و تغییر شکل های تیر و سازه به گونه ای می شود که هر دو ستون به فشار یا کشش می افتند.

از مطالب بیان شده می توان نتیجه گرفت که اندرکنش قاب و

دیوار برشی در راستای تقویت قاب اولیه بوده و نیروهای وارد شده به اجزاء سازه اولیه را تعدیل می کند به همین دلیل می توان بدون آن که نیروهای زیادی به سازه اولیه تحمیل شود با افزودن یک دیوار برشی به سازه ناپایدار آن را به یک سازه ایمن و پایدار تبدیل کرد.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله نحوه عملکرد و چگونگی رفتار یک قاب تقویت شده با دیوار برشی فولادی جدارنازک در برابر نیروهای جانبی بررسی شد و نتایج ذیل حاصل شد.

۱- با استفاده از سیستم باربر جانبی دیوارهای برشی جدارنازک می توان ظرفیت باربری سازه های ضعیف را به مقدار قابل ملاحظه ای افزایش داد. در این نمونه ها که رفتار سازه بیشتر برشی است تا خمشی ظرفیت سازه از ۲ تن به ۷۴ و ۵۲ تن رسانده شد که به ترتیب ۳۷ و ۲۶ برابر ظرفیت نهایی سازه اولیه می باشد.

۲- در مواردی که اولویت اول مقاوم سازی افزایش ظرفیت باربری سیستم است استفاده از ستون های نگهدارنده سخت تر برای دیوار برشی نسبت به ستون های نگهدارنده انعطاف پذیر ارجحیت دارد.

۳- در مواردی که اولویت اول مقاوم سازی افزایش ظرفیت جذب و استهلاك انرژی می باشد استفاده از ستون های نگهدارنده انعطاف پذیر برای دیوار برشی نسبت به ستون های نگهدارنده سخت و قوی ارجحیت دارد. البته انعطاف پذیر بودن ستون های نگهدارنده یک محدوده بهینه دارد که در آن محدوده اولاً سختی ستون ها به حدی است که ستون ها توانایی نگه داشتن ورق دیوار و تشکیل میدان کششی را داشته و از کماتش کلی دیوار جلوگیری می کند و ثانیاً سختی ستون ها آن قدر زیاد نیست که قاب نگهدارنده دیوار تحمل نیروهای وارد شده را نداشته باشد تا دچار شکست ترد دیوار شود و همچنین در مقادیر کم نیروهای برشی، سختی زیاد ستون مانع از تغییر شکل های مناسب برای جذب بیشتر انرژی نشود. تعیین محدوده بهینه سختی ستون های نگهدارنده نیاز به مطالعات بیشتری دارد. اندرکنش سازه اولیه و دیوار برشی به

shear wall" J. of Struct. Eng. ASCE 124(2), 112-120 1998.

5- Elgaaly M., Caccese V., Du C., "Postbuckling behaviour of steel plate shear walls under cyclic loads" Struct. Eng. Vol. 119 No. 2 Feb. 1993.

6- Maripudi V. S., "Nonlinear analysis of thin steel plates with flexible boundaries under in-plane shear" Ms Thesies univ. of Main. Me. USA 1990.

7- Robert G., Kulak G. L., Elwi A. E., Kennedy D. J. L., "FE and simplified models of steel plate shear wall" J. of struct. Eng. Vol. 124 No. 2 Feb. 1998.

8- Xue M and Lu L.W. "Interaction of infilled steel shear wall panels with surrounding frame members" Proc. Struct. Stability Res. Council Annu. Tech. Session, Bethleehem, Pa. 339-354 (1994).

9-Roberts T.M., Sabouri-Ghomi S., "Hysteretic characters of unstiffened perforated steel plate shear panels" Thin-walled Structures.14(1992)

۱۰- حمید محرمی، علی مزروعی، اصغر حبیب‌نژاد، حسین علیزاده «رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک (نیمه نگهداری شده در لبه‌ها) تحت بار جانبی برشی» گزارش مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ۱۳۸۵.

11- ATC24 The report, Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures. Published 1992, 57 Page.

گونه‌ای است که موجب تقویت سازه اولیه شده و نیروهای وارد شده به اجزاء سازه اولیه را تعدیل می‌کند.

۴- در مراحل اولیه بارگذاری سازه اولیه در باربری جانبی شرکت می‌کند و در ادامه بارگذاری با فراتر رفتن نیروها از ظرفیت باربری سازه اولیه بخش بزرگتری از نیروی برشی از قاب به دیوار برشی منتقل شده و باربری جانبی عمدتاً توسط دیوار برشی صورت می‌گیرد.

۵- تیر قاب سازه اولیه در حد فاصل دیوار برشی و ستون مجاور آن به صورت یک تیر رابط (Link Beam) عمل کرده و بخشی از انرژی وارد شده را مستهلک می‌نماید.

مراجع:

۱- شناسنامه فنی ساختمان‌های فولادی، شاهرخ مالک

2- Alphose zingoni – "Advances in damage detection , repair and rehabilitation of engineering structures" – Engineering structures - 24 (2002) 841 – 842

3- Caccese V., Elgaaly M., Chen R., " Experimental study of thin steel plate shear walls under cyclic load " Journal of structural Eng. Vol. 119 No. 2 Feb. 1993.

4- Driver R. G., Kulak G. L., Kennedy D. J. L., and Elwi A. E., "Cyclic test of four-story steel plate

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

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	Bold لوتوس	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	Bold لوتوس	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	Bold نازنین	نام مولفان
۱۲	Bold لوتوس	عناوین بخش ها
۱۶	Bold تیترا	عنوان مقاله

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳×۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی - رسید پرداخت حق ورودیه

حق عضویت :

- اعضای حقیقی یکصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت .. در جلسه مورخ	کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران
مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	کمیته پذیرش
در جلسه هیأت مدیره مورخ	هیأت مدیره
مورد تایید قرار گرفت.	

در این بخش پیوسته نویسی

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :
مرکز موقت : تهران - بزرگراه مدرس - خ ظفر - خ فرید افشار - خ دولتشاد شرقی - خ جام - خ تایباد - پ ۱۲

تلفن: ۲۲۰۰۳۸۴۱ - ۲۲۰۰۳۹۴۳