مهندسی ساختمان و علوم مسکن، دوره دوازدهم، شماره ۲۲، بهار ۱۳۹۷
فصلنامه علمی
مهندسی ساختمان و علوم مسکن behs.bhrc.ac.ir
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

بررسی اثر کنترل پایداری در تخریب پیشرونده سازه‌های دارای سیستم مهاربند واگرای فولادی

سیدمحمد حسینی[۱*]، غلامرضا قدرتی امیری[۲]

۱. دانشجوی دکتری، مهندسی عمران– سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران
۲. استاد و عضو هیأت علمی، مهندسی عمران– سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران
* تهران- لویزان- خیابان شهید شعبانلو- دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، صندوق پستی ۱۶۷۸۸۱۵۸۱۱، m.hoseyni@sru.ac.ir

چکیده

با توجه به رایج بودن استفاده از سیستم‌های دارای مهاربند واگرای فولادی در مناطق لرزه‌خیز و بروز پدیده خرابی پیشرونده، بررسی دقیق رفتار این سازه‌ها در برابر این نوع از خرابی بسیار حایز اهمیت است. در این تحقیق به بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در سازه‌های دارای سیستم مهاربند واگرا و اثر کنترل پایداری سازه پرداخته شده است. ازاین‌رو، نتایج ناشی از اعمال سناریوهای مختلف حذف ستون و مهاربند از طریق مقادیر موردنظر به شکلی مفهوم‌دار، ارایه شده است. بدین منظور، در ابتدا سه سازه ۳، ۵ و ۸ طبقه بر اساس ضوابط رایج آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شدند. پس‌ازآن، با استفاده از روش اجزای محدود و تحلیل دینامیکی غیرخطی بر اساس ضوابط آیین‌نامه UFC، سازه‌های مذکور تحت سناریوهای مختلف حذف ستون قرارگرفتند و علاوه بر تعیین حالات بحرانی، پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده از طریق مقادیری نظیر DCR (برای تیرهای پیوند) و IF (برای سایر اعضا) مشخص گردید. نتایج نشان می‌دهد که حذف ستون‌های کناری در مقایسه با حالت‌های مختلف مورد بررسی، سبب حالت بحرانی‌تری در سازه‌های مذکور گردیده است و همچنین در نظر گرفتن اثرهای پایداری جانبی سازه سبب افزایش مقادیر DCR مورد بررسی شده است.

کلیدواژگان

خرابی پیشرونده، مهاربند واگرا، روش‌های اجزای محدود، آیین‌نامه UFC

Evaluating the Effect of Stability Control on Progressive Collapse of Structures with EBF Systems

Seyed Mohammad Hosseini[1*], Gholamreza Ghodrati Amiri[2]

1. Department of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran
2. Department of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology, Tehran, Iran
* P.O. Box: 1678815811, Lavizan, Tehran, Iran, E-mail: m.hoseyni@sru.ac.ir

Abstract

According to prevalent use of Eccentrically Braced Frames (EBF) systems in seismic regions and occurrence of progressive collapse phenomenon, it is necessary to study potential of structures against progressive collapse. In this paper, the potential of progressive collapse in structures with EBF systems and effect of stability control on structures are investigated. Therefore, consequences of applying different elimination scenarios through desired values provided significantly. So, in the beginning, three '3, 5, and 8' -story structures were modeled, analyzed and designed based on criteria of current Iranian Code. Then, by using finite element methods and non-linear dynamic analysis, based on criteria of UFC Code, different columns and braces elimination scenarios were applied on mentioned structures and the potential of progressive collapse occurrence was determined by using some values like DCR (for link beams) and IF (for other members). The conclusions indicate that the elimination of side columns in comparison with different studied cases causes more critical status in the mentioned structures and considering effects of lateral stability of structures causes increasing the studied DCR values.

Keywords

Progressive Collapse, Eccentrically Braced Frames, Finite Element Methods, UFC Code

۱- مقدمه

خرابی پیشرونده[1] یک فرآیند تسلیم دینامیکی است و در شرایطی رخ می‌دهد که بار ناشی از خرابی موضعی یک عضو باربر به‌طور ناگهانی در سایر اعضا

[1] Progressive Collapse

توزیع گردد که می‌تواند موجب خرابی کل و یا بخشی از سازه شود. از عوامل ایجاد این پدیده می‌توان به انفجار، خطای ساخت، بارهای غیرعادی و تخریب زودهنگام یک عضو بر اثر بارهای جانبی وارده اشاره کرد. یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، سیستم مهاربند واگراست که در این سیستم در مسیر تحمل بارهای جانبی، اعضای مایل مهاربند ارتجاعی باقی‌مانده و تسلیم اعضا از تیر پیوند آغاز می‌شود. مطابق بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی موجود، سازه‌ها در برابر بارهای غیرعادی که می‌توانند موجب خرابی‌های فراگیر شوند، طراحی نمی‌شوند. با این حال، آیین‌نامه‌هایی چون GSA (ساختمان فدرال آمریکا) [۱] و UFC (ساختمان‌های نظامی آمریکا) [۲] دستورالعمل‌هایی مختص بحث خرابی پیشرونده ارایه داده‌اند. استاندارد ASCE (انجمن مهندسین عمران آمریکا) [۳] نیز یکی از استانداردهای رایج است که به این مسأله در جزییات می‌پردازد. در این پژوهش با تکیه بر اصول ارایه شده در آیین‌نامه UFC و بهره‌گیری از مقادیر تعریف شده در این آیین‌نامه و نیز اعمال ترکیب بار مربوط به تحلیل دینامیکی، به بررسی نتایج پرداخته شده است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی که از دقیق‌ترین روش‌هاست، با حذف دینامیکی اعضای باربر اصلی سازه، رفتار غیرخطی هر جزء در نظر گرفته می‌شود و پلاستیک شدن اعضا مورد بررسی قرار می‌گیرد.

از تحقیقات انجام شده می‌توان به این موارد اشاره کرد: پروفسور آستانه‌اصل و همکاران در سال ۲۰۰۱ با بررسی یک قاب فولادی یک طبقه با سقف کامپوزیت، به این نتیجه رسیدند که بعد از حذف ستون میانی، سازه به علت واکنش زنجیرواری که تیرچه‌های فولادی از خود نشان می‌دهند، دچار خرابی کف نمی‌شود [۴]. کاکولچای نیز در سال ۲۰۰۴ یک فرمول المان تیر و یک روش برای تحلیل دینامیکی تخریب پیشرونده ارایه کرد [۵]. کیسینگر در سال ۲۰۰۶ به بررسی رفتار اتصالات فولادی تحت اثر انفجار پرداخت [۶]. آنتونیوس در سال ۲۰۰۸ مطالعاتی آزمایشگاهی در زمینه ارزیابی ساختمان‌های مقاوم لرزه‌ای فولادی در برابر خرابی پیشرونده انجام داد و دریافت که سیستم قاب خمشی ویژه انعطاف‌پذیری کمتری نسبت به سیستم پس تنیده نشان می‌دهد [۷]. کپیل خاندلوال و شریف تاویل در سال ۲۰۰۹ به بررسی مقاومت قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی در برابر این پدیده پرداختند [۸]. مارجانا شویلی در سال ۲۰۱۰ با بررسی فواید و معایب روش‌های تحلیل دریافت که ضریب ضربه ۲ برای آنالیز استاتیکی خطی نتایج همگرایی از خود بروز می‌دهد [۹]. توکلی و کیاکجوری در سال ۲۰۱۳ یک روش جدید برای شبیه‌سازی حذف دینامیکی ستون در سیستم‌های قاب‌های فولادی ارایه دادند [۱۰].

استفاده از ساختمان‌های فولادی دارای سیستم مهاربند واگرا در نواحی لرزه‌خیز متداول بوده و یکی از علل مهم ایجاد خرابی وسیع کلی یا موضعی تخریب پیشرونده است. پس ضرورت انجام دادن مطالعات در این زمینه به منظور پیش‌بینی رفتار سازه‌ها با ترازهای متداول ارتفاعی در برابر حذف المان‌هایشان و بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده از طریق پارامترهای نظیر، ضروری است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- روش تحلیل در برابر خرابی پیشرونده

احتمال خرابی سازه‌ها به علت وقوع بارهای غیرعادی، می‌تواند با استفاده از رابطه (۱) مورد بررسی قرارگیرد:

$$P(F) = P(F/A).P(A) \qquad (۱)$$

P(F) = احتمال خرابی سازه

P(F/A) = احتمال اینکه بار غیرعادی باعث خرابی سازه شود

P(A) = احتمال وقوع یک بار غیرعادی

بنابراین، با توجه به رابطه مذکور، برای کاهش احتمال خرابی سازه‌ها می‌توان به دو روش عمل کرد. در روش اول می‌توان احتمال وقوع بار غیرعادی را کاهش داد و در روش دوم طراحی سازه می‌تواند به‌گونه‌ای انجام گیرد که احتمال خرابی کاهش یابد و در حد قابل قبولی باشد. روش اول روش کارآمدی به نظر نمی‌رسد، چون بارهای غیرعادی زیادی وجود دارند که خارج از کنترل طراح هستند. ولی روش دوم، یعنی کاهش احتمال خرابی سازه‌ها، روش منطقی‌تری به نظر می‌رسد، چون در کنترل طراح است. یکی از روش‌های مورد استفاده برای کاهش احتمال خطر خرابی پیشرونده، روش طراحی مستقیم است که شامل دو روش مسیر جایگزین بار[1] و مقاوم‌سازی محلی ویژه[2] است. در روش مسیر جایگزین، سازه به گونه‌ای طراحی می‌شود که بتواند خرابی موضعی پیش‌آمده را جذب کند و مسیر جدیدی برای انتقال بارها به وجود آورد. در این روش، تنها حذف یک المان اصلی و بحرانی مورد بررسی قرار می‌گیرد و سازه برای تعیین اثر حذف این المان، تحلیل می‌شود. وقتی یک المان سازه‌ای برداشته می‌شود، سازه باقی‌مانده بایستی پایدار باشد تا اینکه بتواند بارهای موجود در آن المان را برای یک مدت زمان کافی (حداقل برای تخلیه با امنیت سازه و بازرسی وسعت خرابی) تحمل نماید[۱].

۲-۲- روش تحلیل جهت بررسی پاسخ سازه

استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی[3] برای بررسی مسأله خرابی پیشرونده، دقیق‌ترین روش موجود است و در آن، یک عضو باربر اصلی سازه به‌صورت دینامیکی حذف می‌گردد. در این تحلیل به مصالح اجازه داده می‌شود تا وارد محدوده رفتار غیرخطی شود و از این‌رو، تغییر شکل‌های بزرگ‌تر و اتلاف انرژی بر اثر جاری شدن مصالح، ترک‌خوردگی و شکست، رخ خواهد داد. برای انجام دادن تحلیل دینامیکی غیرخطی، عکس‌العمل محوری ستون، قبل از حذف، مورد محاسبه قرار می‌گیرد و پس از آن نیز در جریان فرآیند حذف ستون‌ها، این نیروهای متمرکز محوری محاسبه‌شده، می‌بایست جایگزین ستون‌های حذف‌شده گردند. شکل ۱ نحوه اعمال بارهای ثقلی و عکس‌العمل ستون حذف‌شده را نشان می‌دهد. ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه حالت‌های در نظر گرفته‌شده مطابق با آیین‌نامه UFC و برابر با رابطه ۲ است [۳]؛ جمله 0.2w در این ترکیب بارگذاری به منظور اطمینان از پایداری جانبی سازه در نظر گرفته شده است. برخی از استانداردهای اخیر الزام می‌کنند که پایداری سازه با تحمیل یک بار جانبی کوچک فرضی معادل $0.002\sum P$ در هر طبقه بررسی شود که در آن $\sum P$ نیروی ثقلی تجمعی ناشی از جمع بارهای مرده و زنده اعمال‌شده به طبقه بالای هر طبقه است. اگر چنین کنترلی بر روی پایداری سازه انجام شود، ترم 0.2w نباید در ترکیب بارگذاری رابطه ۲ در نظر گرفته شود.

$$1.2D + 0.5L + 0.2W \qquad (۲)$$

[1] Alternate Load Path Method
[2] The Specific Local Resistance Method
[3] Nonlinear Dynamic Analysis

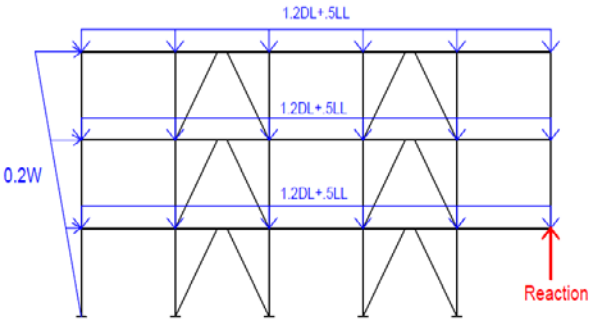


Fig. 1 Dynamic loading of progressive collapse under UFC4-023-03 code

شکل ۱ بارگذاری دینامیکی برای تحلیل خرابی پیشرونده در UFC4-023-03

۲-۳- تعریف مقادیر و مؤلفه‌های مورد استفاده

مقادیر و مؤلفه‌های مورد استفاده به شرح زیر است:

- معیار مقاومت[1] (DCR): عبارت است از نسبت تقاضا به ظرفیت یک عضو که طبق ضوابط UFC4-023-03 [۲]، نسبت DCR بیش از یک، بیانگر ورود به ناحیه پلاستیک است و چنانچه این نسبت از عدد دو بزرگ‌تر گردد، عضو به‌شدت آسیب‌دیده بوده و به احتمال زیاد دچار ریزش خواهد شد.

- ضریب ضربه[2] (IF): این معیار یکی از معیارهای پذیرش می‌باشد که عبارت است از نسبت بیشترین مقدار نیروی داخلی ایجاد شده در عضو پس از حذف به نیروی داخلی عضو قبل از حذف که در حالات مختلف حذف ستون‌ها و مهاربندها برای نیروی محوری موجود در اعضا محاسبه و مورد مقایسه قرار گرفته است.

۲-۴- معرفی مدل‌های محاسباتی

قاب‌های فولادی ۳، ۵ و ۸ طبقه موردنظر، دارای پلان یکسان در ارتفاع هستند و ارتفاع کلیه طبقات آن‌ها برابر ۳ متر، طول دهانه‌ها ۴ متر و طول بعد قاب برای محاسبه بار خطی روی تیرها ۳ متر در نظر گرفته شده است. شکل ۲ سیستم باربر را در جهت X مهاربند واگرای فولادی نشان می‌دهد. طول تیر پیوند 0.4 متر است و با توجه به محاسبات انجام شده از نوع تیر پیوند کوتاه است و همه اجزای سازه از فولاد ساختمانی ST 37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انتخاب شده‌اند. طراحی متعارف سازه به کمک نرم‌افزار SAP2000 مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۱] و تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۲] انجام شده است. مقادیر بارهای مرده و زنده طبقات و بام در جدول ۱ ارایه شده است. بارهای ناشی از زلزله با این فرض به دست آمده‌اند که سازه در شهر تهران قرار دارد و بر روی زمینی با خاک تیپ دو بنا شده است. نتایج طراحی سازه در جداول ۲ تا ۴ ارایه شده است. همچنین، محاسبات مربوط به طراحی تیر پیوند و طول آن در جداول ۵ و ۶ آمده است. همچنین مقدار نیروی $0.002\sum P$ محاسبه شده در هر طبقه برای هریک از سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه در اشکال ۳-۵ ارایه شده است. در ضمن، برای درک آسان نحوه نام‌گذاری، ستون‌ها به نام خطوطشان نام‌گذاری شدند، مثلاً ستون C0 یعنی ستونی که روی خط C در طبقه همکف قرار دارد و همچنین، منظور از مهاربند B0-G1 مهاربندی است که بین خط B در طبقه همکف و خط G در طبقه اول قرارگرفته است.

[1] Demand-Capacity Ratio
[2] Impact Factor

جدول۱ مقادیر بارهای مرده و زنده

Table 1 Values of dead and live loads

موقعیت	بار مرده $(kg/m2)$	بار زنده $(kg/m2)$
طبقات	۶۰۰	۲۰۰
بام	۴۸۵	۱۵۰

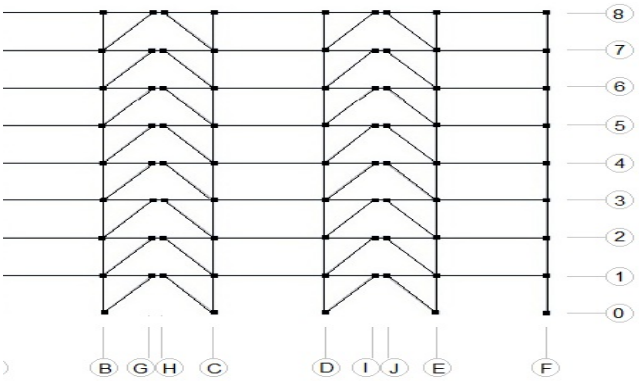


Fig. 2 Schematic view of the studied frame

شکل ۲ نمایی از قاب مورد مطالعه

جدول۲ نتایج طراحی اعضای قاب ساختمانی ۳ طبقه

Table 2 Member size of 3-story analysis model structures

طبقات	ستون‌ها	تیرهای دهانه‌های با مهاربند	تیرهای دهانه‌های بدون مهاربند	مهاربندها
1	HE 140B	IPE 160	IPE 180	TEBE 10*10*1
2	HE 140B	IPE 160	IPE 180	TEBE 10*10*1
3	HE 140B	IPE 160	IPE 160	TEBE 10*10*1

جدول۳ نتایج طراحی اعضای قاب ساختمانی ۵ طبقه

Table 3 Member size of 5-story analysis model structures

طبقات	ستون‌ها	تیرهای دهانه‌های با مهاربند	تیرهای دهانه‌های بدون مهاربند	مهاربندها
1	HE 160B HE 140B	IPE 160	IPE 200	TEBE 10*10*1
2	HE 160B HE 140B	IPE 160	IPE 200	TEBE 10*10*1
3	HE 140B	IPE 160	IPE 200	TEBE 10*10*1
4	HE 140B	IPE 160	IPE 200	TEBE 10*10*1
5	HE 140B	IPE 160	IPE 200	TEBE 10*10*1

جدول۴ نتایج طراحی اعضای قاب ساختمانی ۸ طبقه

Table 4 Member size of 8-story analysis model structure

طبقات	ستون‌ها	تیرهای دهانه‌های با مهاربند	تیرهای دهانه‌های بدون مهاربند	مهاربندها
1	HE 160B HE 140B	IPE 180	IPE 240	TEBE 12*12*1
2	HE 160B HE 140B	IPE 180	IPE 240	TEBE 12*12*1
3	HE 140B	IPE 180	IPE 240	TEBE 10*10*1
4	HE 140B	IPE 160	IPE 240	TEBE 10*10*1
5	HE 140B	IPE 160	IPE 240	TEBE 10*10*1
6	HE 140B	IPE 160	IPE 240	TEBE 10*10*1
7	HE 140B	IPE 160	IPE 240	TEBE 10*10*1
8	HE 140B	IPE 160	IPE 220	TEBE 10*10*1

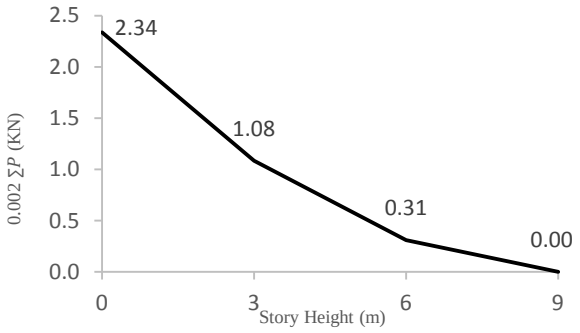


Fig. 3 The results of the 0.002ΣP in each story

شکل ۳ مقادیر محاسبه شده $0.002\sum P$ در ترازهای مختلف (سازه سه طبقه)

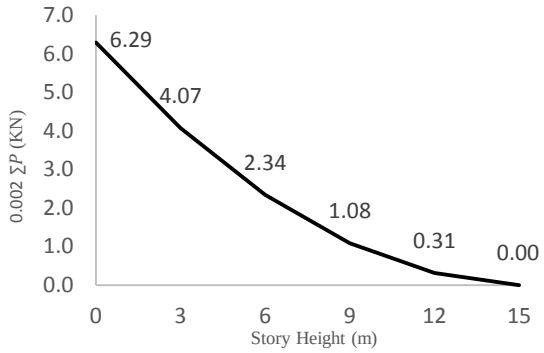


Fig. 4 The results of the 0.002ΣP in each story

شکل ۴ مقادیر محاسبه شده $0.002\sum P$ در ترازهای مختلف (سازه پنج طبقه)

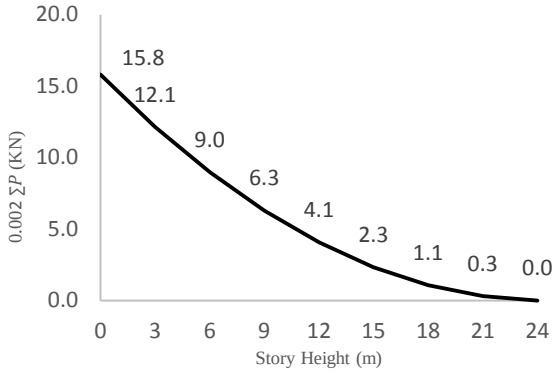


Fig. 5 The results of the 0.002ΣP in each story

شکل ۵ مقادیر محاسبه شده $0.002\sum P$ در ترازهای مختلف (سازه هشت طبقه)

۲-۵- به‌کارگیری روش اجزای محدود

روش اجزای محدود یک ابزار برای یافتن پاسخ تقریبی سازه با خطای قابل کنترل و پایین است. در این روش با تقسیم هندسه پیوسته به جزءهای محدود تحت عنوان المان‌ها و گره‌ها، مشخصات مصالح و تنش‌های داخلی برحسب تغییر مکان‌های مجهول گوشه‌های هر یک از این اجزا تعریف می‌شود. به این ترتیب، با حل معادلات ناشی از اعمال شرایط مرزی و سایر موارد، پاسخ مطلوب به‌دست می‌آید. در بهره‌گیری از این روش در تحقیق حاضر، هر عضو از سازه به چهار المان تقسیم و توسط نرم‌افزار کدباز اجزای محدود OpenSees تحلیل شده است. برای معرفی مقاطع در نرم‌افزار از مقطع فایبر[1] استفاده شده است که در آن، مقطع به نواحی کوچک‌تر تقسیم و پاسخ تنش- کرنش مصالح برای آن جمع‌بندی می‌شود. به منظور معرفی ستون‌ها، تیرها (غیر از قسمت تیر پیوند) و مهاربندها از المان تیر ستون غیرخطی استفاده شده است [۱۳]. برای مدل‌سازی تیر پیوند برشی از المان با پلاستیسیته متمرکز استفاده می‌شود که در آن، تیر پیوند به سه قسمت تقسیم می‌گردد که شامل دو مفصل با طول صفر[2] و یک قسمت الاستیک میانی[3] است. علت قرار دادن این مفاصل، کوتاهی طول تیر پیوند و غالب شدن رفتار برشی بر خمشی است. ازاین‌رو، از المان با طول صفر به منظور مدل‌سازی فنرهای جابه‌جایی برشی استفاده شده است. برای دستیابی به رفتار ترکیبی فنرهای دارای جابه‌جایی برشی، از فنرهای خاصی استفاده گردیده است که به‌وسیله‌ی یک ماده الاستو پلاستیک کامل تعریف شده‌اند (شکل ۶). سپس، از یک مدل ماده‌ای موازی غیرخطی ترکیبی ساده برای مدل‌سازی فنرها بهره برده شده است. شکل ۷ مدل ماده‌ای موازی تخصیص‌یافته به عضو طول صفر را نشان می‌دهد.

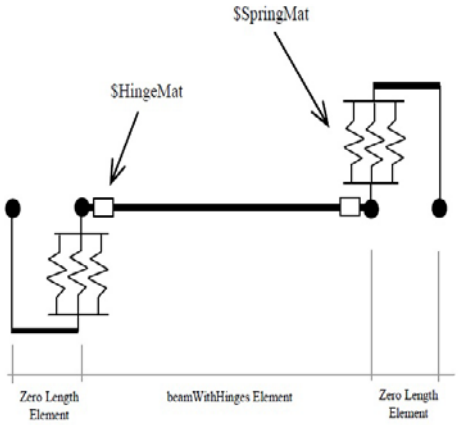


Fig. 6 The link beam modeled in OPENSEES

شکل ۶ عضو تیر پیوند قاب مهاربند واگرا [۱۴]

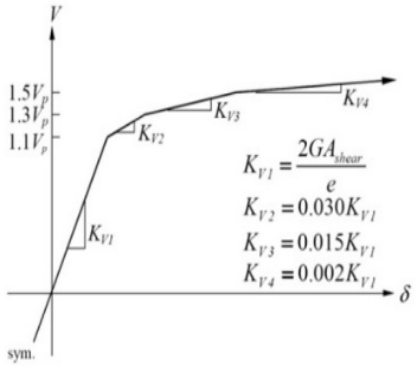


Fig. 7 The combined behavior of the parallel displacement springs for modeling the link beam

شکل ۷ رفتار ترکیبی فنرهای جابه‌جایی موازی برای مدل‌سازی تیر پیوند [۱۵]

[1] Fiber Section

[2] Zero-Length Element

[3] Beam with Hinges

جدول۵ نتایج طراحی تیر پیوند کوتاه برشی برای قاب‌های ساختمانی فولادی

Table 5 Design results for shear link beams

مقطع تیر پیوند	طول تیر پیوند e	Av=(d-2tf)×tw	G=E/(2(1+ϑ))	Vp=0.6fy×Av
IPE180	0.4 m	$8.692 \times 10^{-4} m^2$	7.69×10^{10}	122.765×10^3 N
IPE160	0.4 m	$7.26 \times 10^{-4} m^2$	7.69×10^{10}	102.54×10^3 N

جدول۶ بررسی تیر پیوند کوتاه برشی برای قاب‌های ساختمانی فولادی

Table 6 Shear short link beam examination for steel structures frames

مقطع تیر پیوند	Av=(d-2tf)×tw	Vp=0.6fy×Av	Mp	e0=1.6Mp/Vp	e<e0
IPE180	$8.692 \times 10^{-4} m^2$	122.765×10^3 N	39.523×10^3 N.m	0.51 m	ok
IPE160	$7.26 \times 10^{-4} m^2$	102.54×10^3 N	29.507×10^3 N.m	0.46 m	ok

۲-۶- اعتبارسنجی روش مدل‌سازی

برای اعتبارسنجی مدل تیر پیوند در قاب مهاربند واگرا، سیستم و بارگذاری آزمایشگاهی که توسط اوکازاکی [۱۶] در سال ۲۰۰۶ استفاده شد، در نرم‌افزار OpenSees بازآفرینی گردید تا نتایج حاصل با یکدیگر مقایسه شود. شکل ۸ مدل آزمایشگاهی استفاده شده به‌وسیله اوکازاکی را نشان می‌دهد. همچنین، شکل ۹ مدل‌سازی مطابق با مدل آزمایشگاهی اوکازاکی در نرم‌افزار OpenSees را نشان می‌دهد. بارگذاری برای مدل آزمایشگاهی و مدل ایجادشده در نرم‌افزار OpenSees شامل بارگذاری سیکلی استاتیکی فزاینده است که بر اساس ضوابط کلی طرح لرزه‌ای AISC2002 می‌باشد [۱۷].

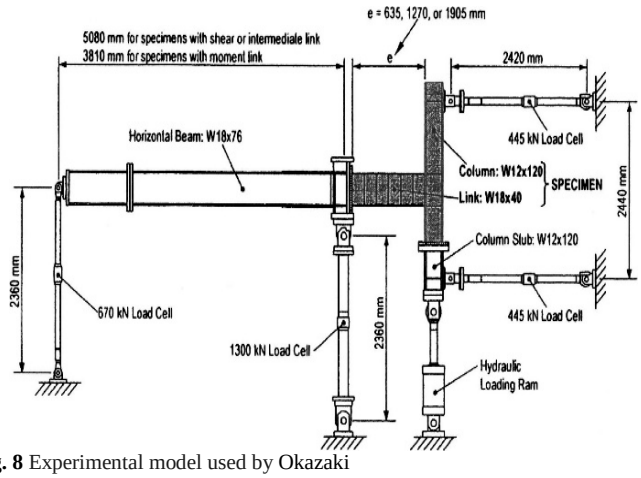


Fig. 8 Experimental model used by Okazaki

شکل ۸ مدل آزمایشگاهی استفاده‌شده توسط اوکازاکی

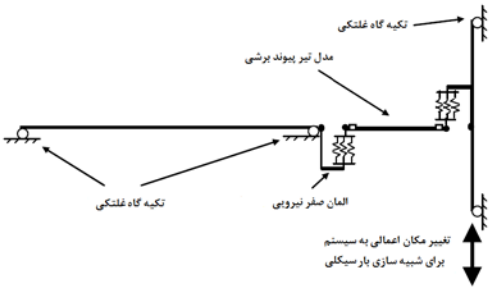


Fig. 9 Modeling of experimental model in OpenSees software

شکل ۹ مدل‌سازی مدل آزمایشگاهی اوکازاکی در نرم‌افزار OpenSees

منحنی هیسترزیس نیروی برشی تیر پیوند در مقابل تغییر مکان برای مدل آزمایشگاهی و مدل OpenSees در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ ترسیم شده و رفتار مشابهی برای تیر پیوند بین مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری دیده می‌شود. هر دو مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری در چرخش تقریبی ۰/۰۶ رادیانی نیروی KN ۱۰۰۰ را نشان می‌دهند و همچنین، بیانگر افزایش مقاومت غیرخطی مشابه هستند.

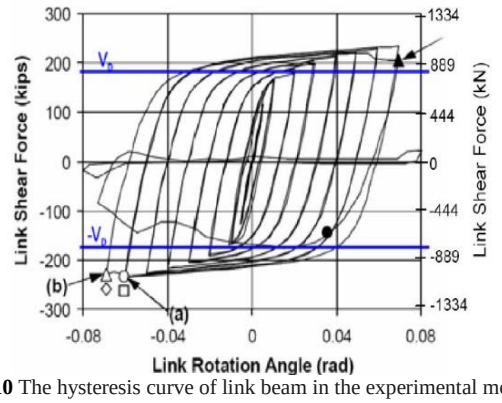


Fig. 10 The hysteresis curve of link beam in the experimental model

شکل۱۰ منحنی هیسترزیس تیر پیوند در مدل آزمایشگاهی

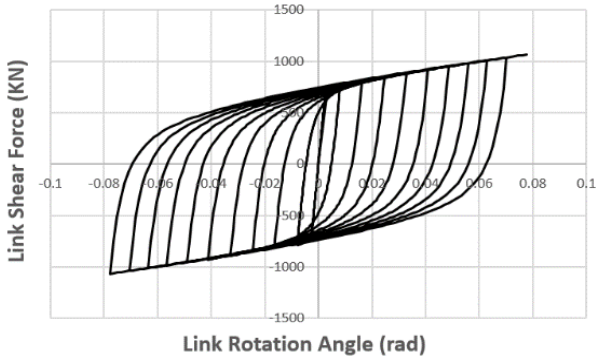


Fig. 11 The hysteresis curve of link beam in the numerical model

شکل۱۱ منحنی هیسترزیس تیر پیوند در مدل عددی

۲-۷- معرفی سناریوهای حذف ستون

از بین سناریوهای مورد بررسی در این تحقیق سه سناریوی "حذف دو ستون گوشه"، "حذف دو ستون وسط" و "حذف دو ستون و مهاربندهای مجاورشان" در تراز پایه به پاسخ‌های جامع‌تری منجر شد. جدول ۷ بیان‌کننده جزییات سناریوهای بیان شده است.

جدول۷ حالت‌های آنالیز روش مسیر جایگزین بار

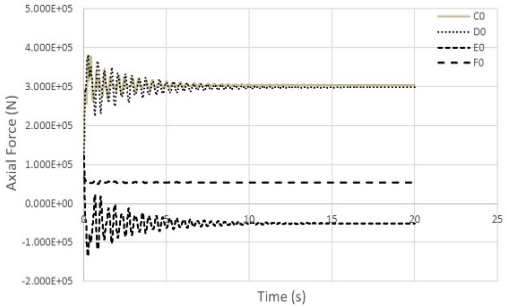
Table 7 Alternate path method (APM) analysis cases

	حالت	نام ستون‌ها و یا مهاربندهای حذف‌شده
اول	حذف ستون‌های خارجی	A+B
دوم	حذف ستون‌های داخلی	C+D
سوم	حذف ستون‌های داخلی + مهاربند	B+B0-G1 C+C0-H1

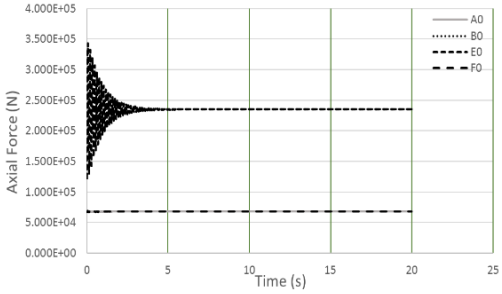
۳- یافته‌ها

۳-۱- ارایه نتایج و خروجی‌های حاصل از تحلیل‌ها

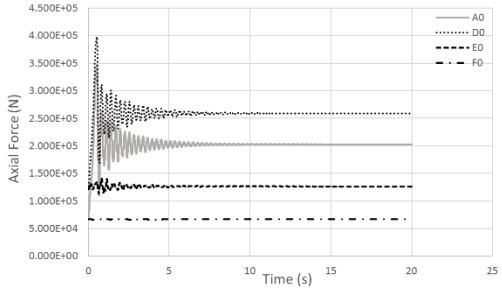
پس از مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های مورد بررسی، روند پیشرفت خرابی پیشرونده در دو وضعیت با و بدون درنظرگرفتن اثرهای پایداری جانبی (ترم0.2w) بررسی گردید. همچنین، نتایج حاصل از آن‌ها در قالب نمودارهای نیروی محوری ستون، نیروی محوری مهاربندها و کرنش پلاستیک تیر پیوند برای هریک از مدل‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه در هر سه سناریوی مذکور به‌صورت جداگانه برای وضعیت بدون درنظرگرفتن اثرهای پایداری جانبی در شکل‌های ۱۲ تا ۱۸ و کرنش پلاستیک تیر پیوند برای وضعیت با درنظرگرفتن اثرهای پایداری جانبی در شکل ۱۹ ارایه شده است.



(الف) حالت اول



(ب) حالت دوم

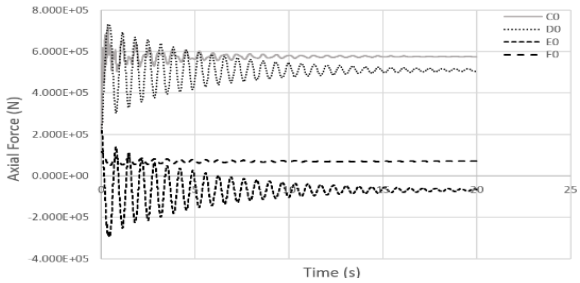


(ج) حالت سوم

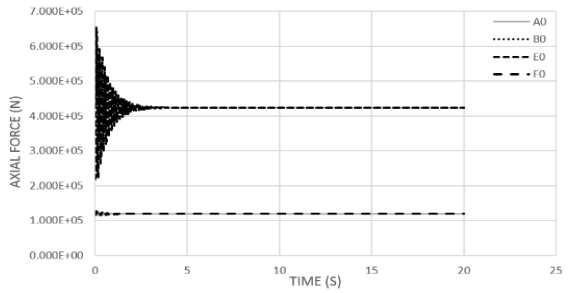
Fig. 12 Columns axial force in 3 story structure

شکل ۱۲ نیروی محوری ستون‌های سازه سه طبقه

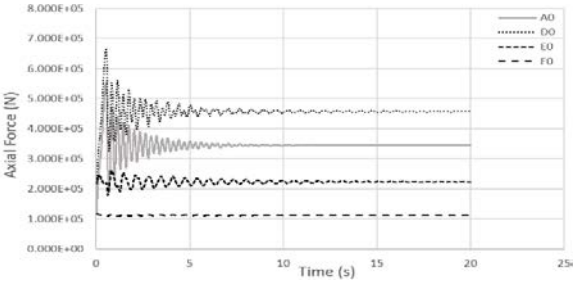
.



(الف) حالت اول



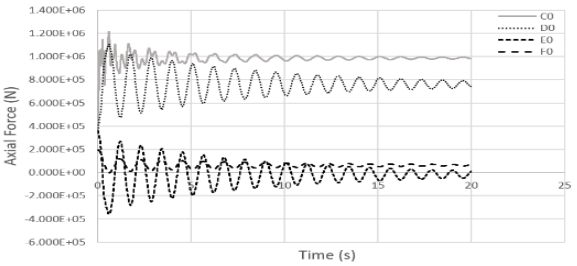
(ب) حالت دوم



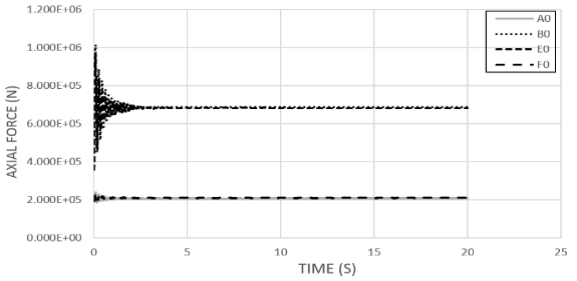
(ج) حالت سوم

Fig. 13 Columns axial force in 5 story structure

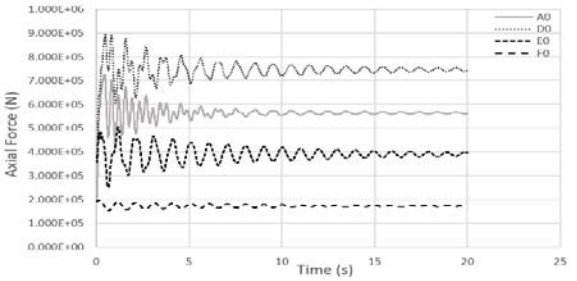
شکل ۱۳ نیروی محوری ستون‌های سازه پنج طبقه



(الف) حالت اول



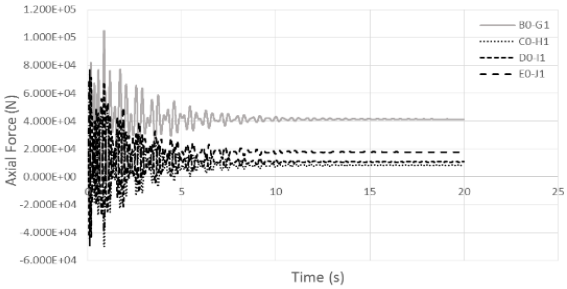
(ب) حالت دوم



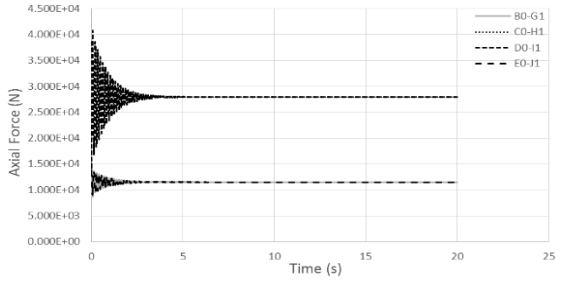
(ج) حالت سوم

Fig. 14 Columns axial force in 8 story structure

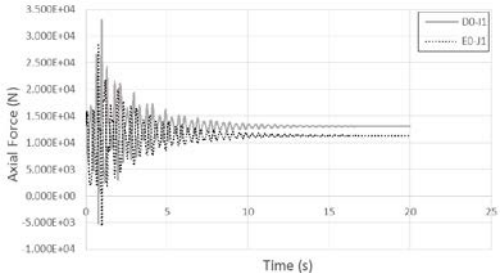
شکل ۱۴ نیروی محوری ستون‌های سازه هشت طبقه



(الف) حالت اول



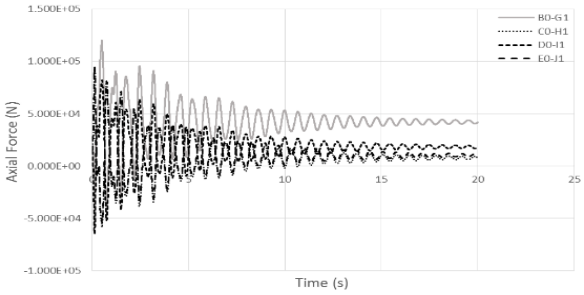
(ب) حالت دوم



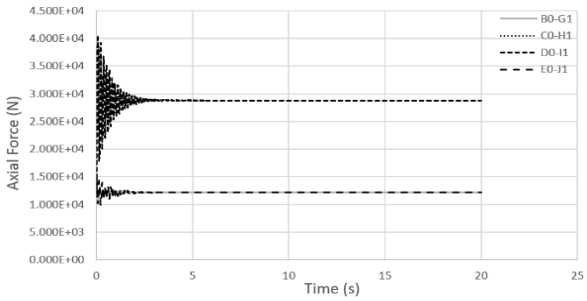
(ج) حالت سوم

Fig. 15 Braces axial force in 3 story structure

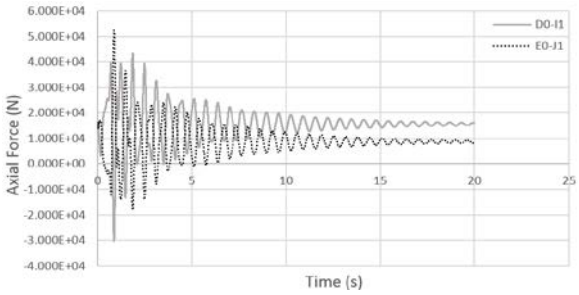
شکل ۱۵ نیروی محوری مهاربندهای سازه سه طبقه



(الف) حالت اول



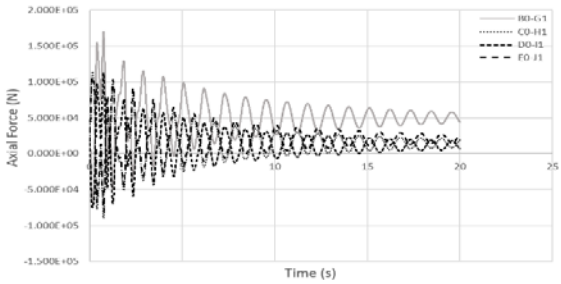
(ب) حالت دوم



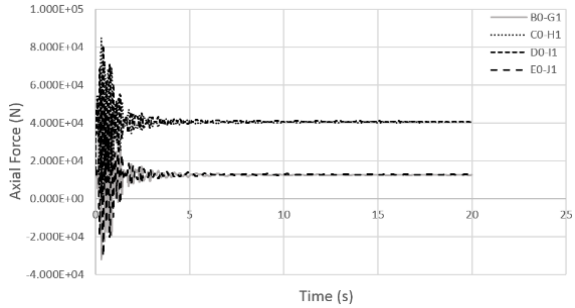
(ج) حالت سوم

Fig. 16 Braces axial force in 5 story structure

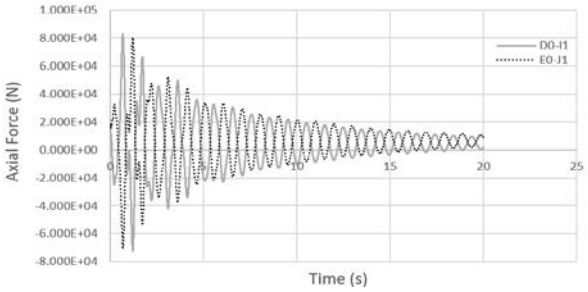
شکل ۱۶ نیروی محوری مهاربندهای سازه پنج طبقه



(الف) حالت اول



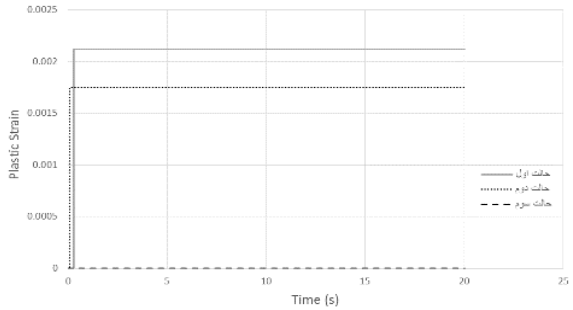
(ب) حالت دوم



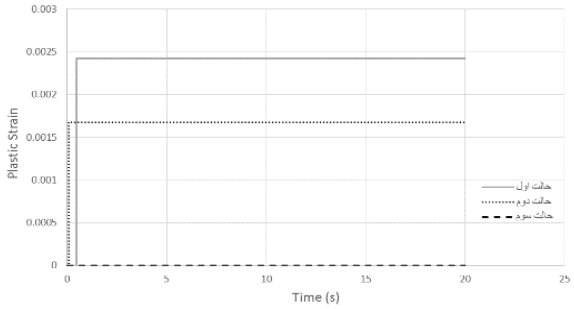
(ج) حالت سوم

Fig. 17 Braces axial force in 8 story structure

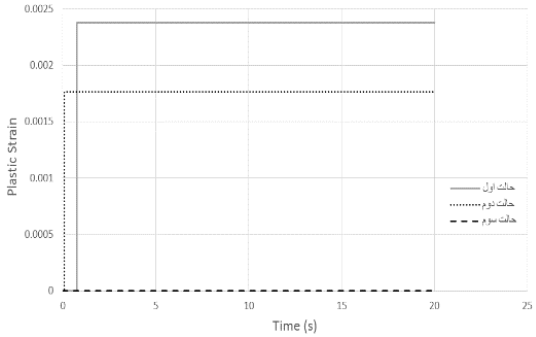
شکل ۱۷ نیروی محوری مهاربندهای سازه هشت طبقه



(الف) سازه سه طبقه



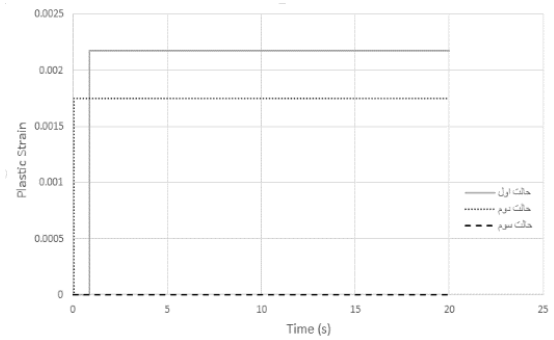
(ب) سازه پنج طبقه



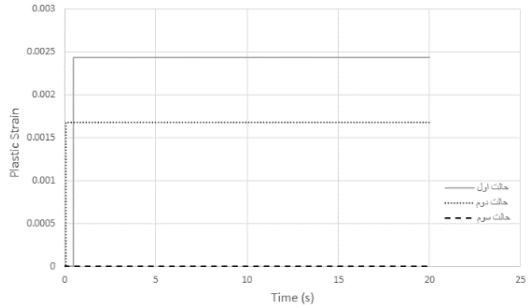
(ج) سازه هشت طبقه

Fig. 18 Maximum plastic strain of link beams

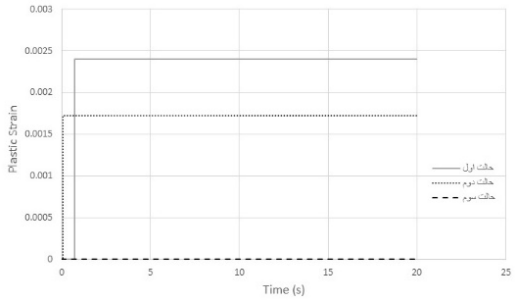
شکل۱۸ بیشترین کرنش پلاستیک در تیرهای پیوند



(الف) سازه سه طبقه



(ب) سازه پنج طبقه



(ج) سازه هشت طبقه

Fig. 19 Maximum plastic strain of link beams in structural lateral stability control

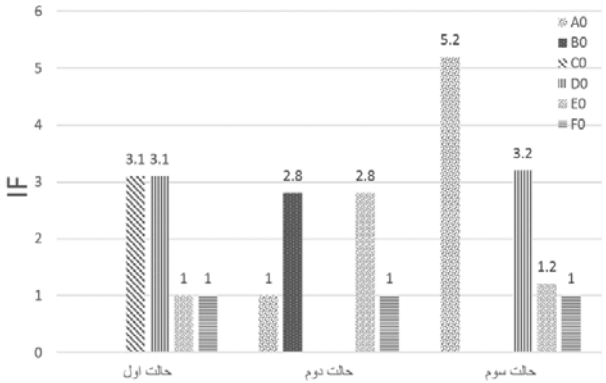
شکل ۱۹ بیشترین کرنش پلاستیک در تیرهای پیوند در وضعیت پایداری جانبی سازه

۳-۲- تجزیه و تحلیل داده‌ها

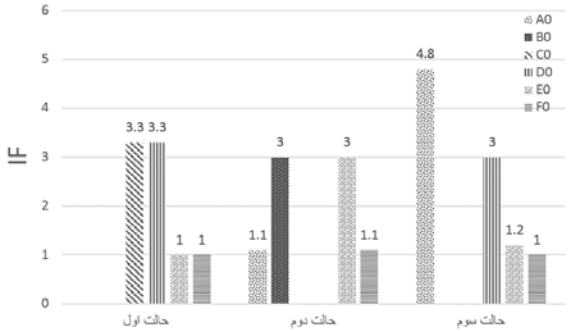
پس از به‌دست آوردن نتایج حاصل از تحلیل و ارایه نمودارهای آن‌ها برای تجزیه و تحلیل نتایج، از معیارهای معرفی‌شده در روش مسیر جایگزین استفاده می‌گردد. در این روش، معیارهای پذیرش شامل معیارهای نیرویی و مقاومت هستند که در ادامه هرکدام به‌طور جداگانه برای هر دو وضعیت بررسی‌شده (با و بدون در نظر گرفتن کنترل پایداری جانبی) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۳-۲-۱- معیار ضریب ضربه در ستون‌های مجاور

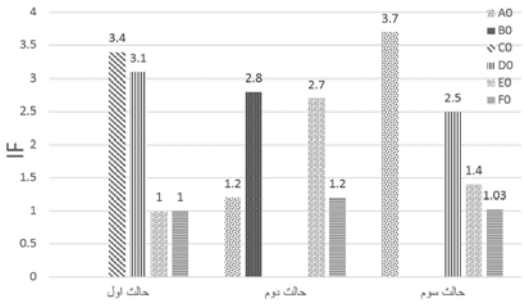
ازآنجاکه ستون‌ها به‌عنوان اعضای کلیدی در تحمل نیروهای محوری محسوب می‌شوند، هنگامی‌که تحت سناریوهای مختلف از سازه حذف می‌گردند، بار موجود در اعضای مجاور آن‌ها تقسیم می‌شود و این اعضای باقی‌مانده بایستی توانایی کافی برای تحمل نیروهای اضافه داشته باشند. به همین منظور، از طریق پایش مقادیر نیروهای محوری ستون‌های مجاور محل حذف، قبل و بعد از برداشتن ستون در لحظه بیشترین نیروی موجود می‌توان نحوه توزیع نیروها را در اعضا مشاهده نمود. توجه به این نکته ضروری است که به دلیل طراحی کلیه مقاطع در برابر زلزله و عدم دخالت بارگذاری‌های مربوط به آن در هنگام وقوع خرابی پیشرونده، این امکان وجود دارد که حتی با حذف برخی اعضای باربر اصلی نیز، سایر ستون‌ها همچنان ظرفیت کافی برای تحمل بارهای وارده را داشته باشند. همان‌طور که در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، سطح عملکرد سازه نقش قابل‌توجهی را ایفا می‌کند، در بررسی پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه نیز این موضوع می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. در این راستا و برای تصدیق این موضوع، با توجه به شکل ۲۰ می‌توان به بررسی ضریب ضربه در حالت‌های اول، دوم و سوم اشاره نمود. ضریب ضربه ستون‌ها در حالت حذف دو ستون و دو مهاربند در هر سه مدل ۳، ۵ و ۸ طبقه به مقدار قابل‌توجهی بیشتر از حالت حذف دو ستون است. این تفاوت قابل‌ملاحظه می‌تواند در تصمیم‌گیری برای انتخاب حالت حذف ستون با توجه به اهمیت و عملکرد مورد انتظار از سازه و نیز با توجه به مسایل اقتصادی صورت پذیرد.



(الف) سازه سه طبقه



(ب) سازه پنج طبقه



(ج) سازه هشت طبقه

Fig. 20 Value of impact factor in the columns

شکل ۲۰ مقدار ضریب ضربه ستون‌ها در حالت‌های اول، دوم و سوم

با توجه به مقادیر ضریب ضربه ستون‌ها در حالت حذف دو ستون، مشاهده شد که در این حالت‌ها، ستون‌هایی متحمل مقادیر حداکثر نیروی محوری می‌شوند که در نزدیکی ستون حذف‌شده قرار دارند. برای بررسی رفتار سازه در حالت‌های حذف دو ستون (C0,D0) و (A0,B0) ضریب ضربه در ستون‌های مجاور محل حذف مقایسه و مشاهده شد که حالت حذف دو ستون (A0,B0) ضریب ضربه بیشتری نسبت به حالت دیگر دارد. همچنین، در حالت حذف دو ستون (C0,D0)، دو ستون دیگر در همان دهانه‌ی ستون‌های محذوف یعنی ستون‌های (B0,E0) دارای بیشترین مقدار تغییرات گردیده‌اند. همچنین، در شکل ۲۱ ضریب ضربه ستون‌ها در وضعیت در نظر گرفتن کنترل پایداری جانبی در هر سه سناریو نشان داده شده است. نتایج فوق تقریباً مشابه نتایج بخش قبلی است که در آن، سازه تحت بارگذاری جانبی $0.002\sum P$ قرار نگرفته بود. به عبارت دیگر، درصد تغییرات نیروی محوری موجود در ستون‌ها در حالت کنترل پایداری جانبی سازه دچار تغییرات محسوسی نشد.

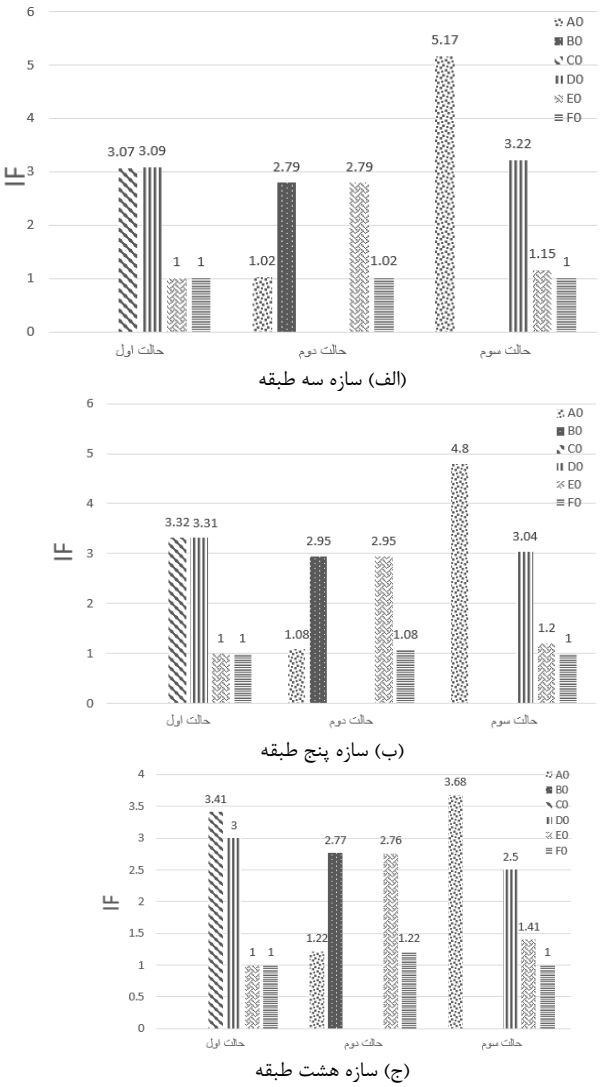


Fig. 21 Value of impact factor in the columns in structural lateral stability control

شکل ۲۱ مقدار ضریب ضربه ستون‌ها در حالت‌های اول، دوم و سوم در وضعیت کنترل پایداری سازه

۳-۲-۲- معیار ضریب ضربه در مهاربندها

مقدار ضریب ضربه برای مهاربندهای بحرانی مدل‌های مورد مطالعه، محاسبه شده و در قالب نمودار شکل ۲۲ به نمایش درآمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار ضریب ضربه برای حالت اول که دو ستون کناری حذف می‌شوند، نسبت به سایر حالت‌های حذف مقدار بیشتری است. به‌طوری‌که مقایسه حالت‌های اول و دوم نشان می‌دهد، بیشترین نیروی ایجاد شده در مهاربندها در حالت حذف دو ستون کناری حدود ۲/۲ برابر حالت حذف دو ستون میانی در سازه سه طبقه و حدود ۱/۳۵ برابر در سازه هشت طبقه است. همچنین، از نتایج حالت سوم مشاهده می‌شود که حذف دو مهاربند در یک دهانه به نسبت حالت‌های دیگر تأثیر کمتری در مهاربندهای دیگر دارد.

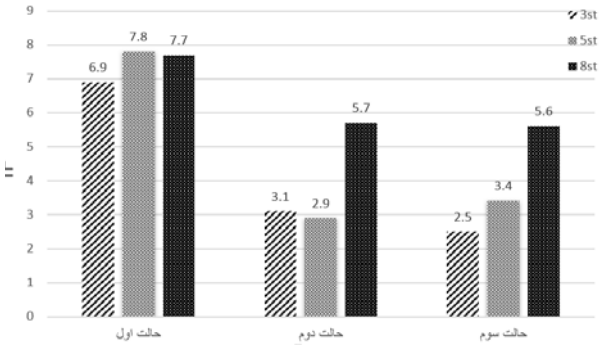


Fig. 22 Maximum value of impact factor in the braces

شکل ۲۲ بیشترین مقدار ضریب ضربه مهاربندها در حالت‌های اول، دوم و سوم

مقدار IF برای مهاربندها در مدل‌های مورد مطالعه در حالت کنترل پایداری سازه، محاسبه و در نمودار شکل ۲۳ نشان داده شده است.

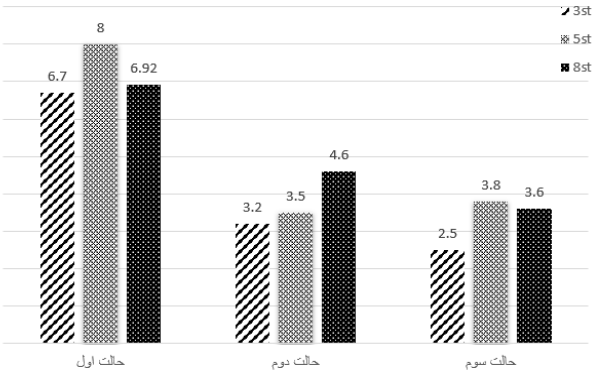


Fig. 22 Maximum value of impact factor in the braces in structural lateral stability control

شکل ۲۳ بیشترین مقدار ضریب ضربه مهاربندها در حالت‌های اول، دوم و سوم در وضعیت کنترل پایداری سازه

۳-۲-۳- معیار مقاومت در تیرهای پیوند

مقادیر DCR برای تیرهای پیوند بحرانی مدل‌های مورد مطالعه بر مبنای نیروی برشی ایجاد شده در این اعضا، محاسبه شده و در قالب نمودار شکل ۲۴ به نمایش درآمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر DCR برای کلیه تیرهای پیوند کمتر از ۲ است، بنابراین تمامی آن‌ها در محدوده ضوابط تعیین‌شده در آیین‌نامه قرار دارند. در بررسی مقایسه‌ای ضریب ضربه

ستون‌ها در بخش قبلی مشاهده گردید که حذف دو ستون کناری در مقایسه با حذف دو ستون میانی تفاوت زیادی در نیروهای موجود در ستون‌ها ایجاد می‌کند. در مورد مقادیر DCR نیز این موضوع صادق است. به‌طوری‌که مقایسه حالت‌های اول و دوم نشان می‌دهد که DCR تیرهای پیوند در حالت حذف دو ستون کناری حدود ۱/۴ برابر DCR حالت حذف دو ستون میانی است.

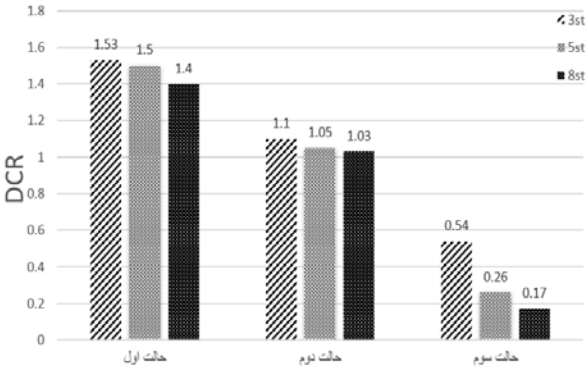


Fig. 24 Maximum values of DCR in link beams

شکل ۲۴ بیشترین مقادیر DCR تیرهای پیوند در حالت‌های اول، دوم و سوم

مقادیر DCR برای تیرهای پیوند بحرانی مدل‌های مورد مطالعه در حالت کنترل پایداری سازه، محاسبه شده و در نمودار ۲۵ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر DCR برای کلیه تیرهای پیوند کمتر از ۲ است.

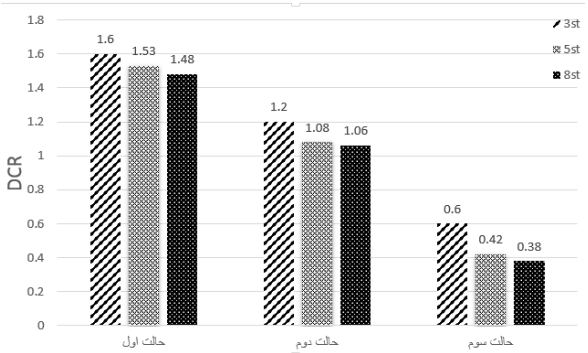


Fig. 25 Maximum values of DCR in link beams in structural lateral stability control

شکل۲۵ بیشترین مقادیر DCR تیرهای پیوند در حالت‌های اول، دوم و سوم در وضعیت کنترل پایداری سازه

۴- نتیجه‌گیری

هنگامی‌که سازه‌ای تحت یک بار غیرعادی خارجی قرار می‌گیرد، بحرانی‌ترین ستون‌ها، می‌توانند ستون‌هایی باشند که در خارجی‌ترین دهانه نسبت به دهانه ستون حذف‌شده قرار دارند و یا ستون دیگر دهانه‌ی ستون محذوف، در دهانه‌های دارای مهاربند هستند. بنابراین، در طراحی‌های مقاوم در برابر خرابی پیشرونده، می‌بایست به این اعضا نگاه ویژه‌ای داشت، زیرا می‌توانند به‌عنوان اعضای کلیدی نقش قابل‌توجهی در کاهش پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده داشته باشند.

مقادیر ضریب ضربه ستون‌ها در حالت کنترل پایداری جانبی سازه دچار تغییرات محسوسی نشد. یکی از دلایل این امر آن است که در سیستم باربر جانبی مهاربند واگرا، تیرهای پیوند تحمل‌کننده بارهای جانبی بوده‌اند و نیروهای محوری در ستون‌ها در همه حالت دچار تغییرات چشمگیری نخواهند شد.

از مقدار ضریب ضربه برای مهاربندهای بحرانی مدل‌های مورد مطالعه، مشاهده می‌گردد که مقدار ضریب ضربه برای حالت اول که دو ستون کناری حذف می‌شوند، نسبت به سایر حالت‌های حذف، در هر دو وضعیت با و بدون در نظر گرفتن اثرهای پایداری جانبی مقدار بیشتری است.

با بررسی معیار مقاومت در سازه‌های مورد ارزیابی مشخص گردید که مقادیر DCR محاسبه‌شده برای تیرهای پیوند به علت طرح اعضای نسبتاً قوی در برابر زلزله و کوچکی دهانه‌ها در محدوده متعارف سازه‌های فولادی ایران، کمتر از محدوده مجاز آیین‌نامه UFC هستند. همچنین، با بررسی معیار DCR سازه‌های مورد ارزیابی مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع، مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده افزایش می‌یابد.

مقایسه مقادیر DCR تیرهای پیوند در حالت کنترل و عدم کنترل پایداری جانبی نشان می‌دهد که مقادیر DCR در حالت اعمال بار جانبی به سازه، افزایش پیدا می‌کند. دلیل این موضوع را می‌توان چنین بیان نمود که در این حالت، نیروهای ایجاد شده ناشی از بارهای جانبی، برش بیشتری در تیرهای پیوند ایجاد می‌کنند که به‌عنوان مهم‌ترین اعضا در تحمل بار جانبی در سیستم‌های مهاربند واگرا هستند. با توجه به افزایش مقادیر DCR مشاهده شده در تیرهای پیوند در حالت کنترل پایداری می‌توان به این نتیجه دست‌یافت که ضابطه آیین‌نامه UFC در کنترل پایداری می‌تواند در ارزیابی پتانسیل وقوع گسیختگی پیشرونده در سازه تأثیرگذار باشد و نتایج حاصل را به‌طور محسوسی دستخوش تغییر نماید.

۵- مراجع

[1] U. GSA, *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*, US General Service Administration, 2003.

[2] *Design of structures to resist progressive collapse – UFC 4-023-03*, Washington D.C., United States Department of Defense (DOD), 2009 including change 1-27, 2010.

[3] ASCE/SEI 7-05, *Minimum design for buildings and other structures*, Reston, Virginia, American Society of Civil Engineers, 2010.

[4] A. Astaneh Asl, B. Jones, Y. Zhao, R. Hwa, *Floor catenary action to prevent, progressive collapse of steel structure*, Report No. UCB/CE-Steel-03/2001, 2001.

[5] G. Kaewkulchai, E. B. Williamson, *Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis. Computers and Structures*, 82(7), 639-651, 2004.

[6] R. Kicinger, A. Winnicki, T. Arciszewski, K. De Jong, *Evolutionary design for blast of steel structural systems*.

[7] A. Antonis Tsitos, G. Mosqueda, A. Filiatrault, A. M. Reinhorn, Experimental investigation of progressive collapse of steel frames under multi-hazard extreme loading, *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, October, 2008.

[8] K. Khandelwal, S. El-Tawil, F. Sadek, Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3), 699-708, 2009.

[9] S. Marjanishvili, E. Agnew, Comparison of various procedures for progressive collapse analysis, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4), 365-374, 2006.

[10] H. R. Tavakoli, F. Kiakojouri, Numerical study of progressive collapse in framed structures: A new approach for dynamic column removal, *International Journal of Engineering*, 26(7), 1025-2495, 2013.

[۱۱]مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارده بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.

[۱۲]مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارده بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.

[13] M. Menegotto, P. E. Pinto, Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including change in geometry and non-elements behavior of elements under combined normal force and bending, *Proceedings Of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Vol.13, 15-22, 1973.

[14] T. Ramadan, A. Ghobarah, Analytical model for shear-link behavior, *Journal of Structural Engineering*, 121(11), 1574-1580, 1995.

[15] P. W. Richards, *Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames*, Ph.D. Dissertation, University of California, San Diego, 2004.

[16] T. Okazaki, M. D. Engelhardt, M. Nakashima, K. Suita, Experimental performance of link-to-column connections in eccentrically braced frames, *Journal of Structural Engineering*, 132(8), 1201-1211, 2006.

[17] *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, 2002.