

تأثیر فرم چیدمان بادبندی در ارتفاع بر منحنی شکنندگی فروریزش قابهای مهاربندی شده فولادی

سید رضا هاشمی شاهاندشتی

دانشجوی کارشناسی ارشد-سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد آیت الله آملی، آمل،

ایران

علی سید کاظمی*

مربی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد آیت الله آملی، آمل، ایران

a.seyedkazemi@iaumol.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۷/۰۳/۰۲ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۷/۰۶/۰۵

چکیده:

یکی از سیستم‌های مقاوم باربر جانبی که به وفور در ساختمان‌های کوتاه تا متوسط استفاده می‌شود سیستم قاب فولادی ساده با مهاربند می‌باشد. در این سیستم سازه‌ای، بدلیل محدودیت‌های معماری و سازه‌ای یا نظر طراح، آرایش بادبندی‌ها در ارتفاع می‌تواند شکل‌های مختلفی داشته باشد. اما فرم چیدمان بادبندی، عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای و کارکرد تک به تک المان‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در این مطالعه به بررسی تأثیر شکل آرایش بادبندی در ارتفاع بر ظرفیت فروریزش و منحنی‌های شکنندگی فروریزش قابهای ساده فولادی با مهاربند همگرا پرداخته می‌شود. برای انجام این کار، نمونه‌هایی از این سیستم سازه‌ای با دو تراز ارتفاعی ۴ و ۸ طبقه و ۶ فرم مختلف از چیدمان بادبندی، در نرم‌افزار PERFORM-3D مدل‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) قرار می‌گیرد. سپس ظرفیت فروریزش مدل‌های سازه‌ای و شاخص عدم قطعیت محاسبه شده و منحنی‌های شکنندگی فروریزش استخراج می‌گردند. نتایج نشان می‌دهند با تغییر در فرم چیدمان بادبندی می‌توان بدون آنکه سختی جانبی و پیوند اصلی سیستم سازه‌ای چندان تحت تأثیر قرار بگیرد، شتاب فروریزش سازه را افزایش و احتمال فروریزش را به ازای زلزله‌های شدید کاهش داد.

کلید واژگان: چیدمان بادبندی، قاب مهاربندی فولادی، منحنی شکنندگی فروریزش، ظرفیت فروریزش، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

۱- مقدمه

یکی از متداولترین نوع سیستم‌های باربر مورد استفاده در ساختمان‌ها، سیستم قاب ساده با مهاربندهای همگرا می‌باشد که در آن بارهای قائم یا ثقلی توسط قاب‌ها (مجموعه‌ای از تیرها و ستون‌ها) و بارهای جانبی، توسط مهاربندها تحمل می‌شود. اجرای سریع و ساده اتصالات، پایین آمدن وزن اسکلت و طراحی اقتصادی‌تر نسبت به قاب خمشی، سختی زیاد و در نتیجه محدود بودن تغییر مکان‌های جانبی و احساس امنیت بیشتر نزد ساکنین ساختمان، امکان اجرای پای ستون‌ها به صورت مفصل و حذف لنگر وارد به شالوده، این سیستم سازه‌ای را تبدیل به سیستمی کارآمد و مطلوب برای ساختمان‌های کوتاه تا متوسط کرده است. با وجود مزایای فراوان، این سیستم دارای معایبی نیز می‌باشد که عبارتند از: محدودیت معماری در محل بازشوها، ایجاد نیروی کششی و فشاری سنگین در شالوده در مجاورت بادبندها، توانایی جذب انرژی پایین و شکل‌پذیری کم که دلیل این امر عمدتاً کمناش کلی یا موضعی عضو فشاری مهاربندی و گاه، ضعف اتصالات مفصلی می‌باشد [۱]. تحقیقات گسترده‌ای در زمینه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها و ارائه راهکارهایی برای بهبود شکل‌پذیری و استهلاک انرژی آنها انجام شده است [۲، ۳، ۴ و ۵]. یوریز و مهین عملکرد لرزه ای قابهای فولادی با مهاربندی همگرای ویژه ($^6\text{SCBF}$) و قابهای فولادی با مهاربند کمناش تاب (^7BRB) را بررسی نمودند. نتایج مطالعه آنها نشان داد که قابها با مهاربند کمناش تاب قابلیت اطمینان بسیار بالایی در مقایسه با قابهای مهاربندی همگرای ویژه متداول دارند [۲]. دیانتی و همکاران به منظور افزایش ظرفیت دررفت و شکل‌پذیری قابهای بادبندی قبل از خرابی، سیستم قاب بادبندی همگرای خود مرکز گرا ($^8\text{SC-CBF}$) را توسعه دادند. مطالعات آنها عملکرد مناسب این سیستم را در مقایسه با سیستم قاب بادبندی همگرای متداول نشان داد [۴]. در مقاله شین و همکاران قابهای بادبندی کنترل شونده در برابر کمناش ($^9\text{BCBF}$) بعنوان یک سیستم مؤثر برای بهبود عملکرد لرزه ای قابهای مهاربندی همگرا معرفی شد. نتایج مطالعات آنها نشان داد سیستم پیشنهادی در کاهش دررفت طبقات، حذف تسلیم در تیرهای ضعیف و جلوگیری از شکست بادبندی‌ها عملکرد مطلوبی دارد [۵]. تعدادی از مطالعات در سال‌های اخیر به بررسی روش‌های طراحی لرزه ای این سیستم‌های سازه و ارائه شیوه‌هایی جدید برای طراحی لرزه‌ای آنها پرداخته‌اند [۶، ۷، ۸ و ۹]. در مطالعه رویدر و همکاران یک روش طراحی بالانس برای قابهای مهاربندی همگرای ویژه ارائه شد. روش طراحی آنها بر اساس موازنه کردن مکانیزم تسلیم اولیه شامل کمناش و تسلیم بادبندی با سایر مکانیزم‌های تسلیم شکل‌پذیر از جمله تسلیم صفحه اتصال بادبندی بود. این روش طراحی بالانس، تسلیم شکل‌پذیر را در قاب ماکزیم نمود. در نتیجه ظرفیت دررفت قاب را به حداکثر رساند [۶]. طبق نتایج تحقیقات بنی هاشمی و همکاران قاب‌های مهاربندی همگرای طراحی شده با روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد (PBPD) دارای قابلیت اعتماد بالاتری نسبت به قاب‌های

طراحی شده با روش‌های متداول در آیین‌نامه‌های ساختمانی می‌باشند [۹]. امروزه با پیشرفت نرم‌افزارهای مهندسی و افزایش سرعت محاسبات، استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) [۱۰] روشی کارآمد برای تخمین دقیق تر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای بشمار می‌آید. نتایج این تحلیل‌ها می‌تواند منجر به برآورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها و استخراج منحنی‌های شکنندگی فروریزش شود که احتمال خرابی در سازه را به ازای شتاب طیفی مشخص نشان می‌دهد [۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴ و ۱۵]. حسینی و مجد در تحقیقی به مقایسه اثر جانمایی بادبندی‌های ضربدری در میزان خسارات احتمالی وارده به ساختمان‌های فولادی بر اساس مفاهیم شکنندگی پرداختند. نتایج مطالعات آنها نشان داد که جانمایی به هم چسبیده مهاربندی در قابها در مقایسه با جانمایی جدا، احتمال شکنندگی را کاهش می‌دهد [۱۶]. جولیانو و همکاران با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و استخراج منحنی‌های شکنندگی، عملکرد لرزه‌ای قابهای مهاربندی همگرای یک طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های NRCC-1965 [۱۷] و CSA-1965 [۱۸] کشور کانادا را بررسی کردند. نتایج تحقیقات آنها، نیاز به مقاوم‌سازی در دیافراگم بام را برای همه ساختمان‌های مورد مطالعه نشان می‌داد [۱۹]. در تحقیقات پازوکی و همکاران از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده جهت تخمین خسارت و ارزیابی اقتصادی قابهای فولادی با مهاربندی X دارای میانقاب و بدون میانقاب استفاده شد. آنها با استفاده از توابع شکنندگی، منحنی‌های احتمال فراگذشت سازه از سطح عملکرد طراحی را استخراج نمودند و بر اساس آن به تحلیل هزینه-فایده ساخت و بازسازی این ساختمان‌ها پرداختند [۲۰]. با وجود تحقیقات گسترده‌ای که در زمینه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب فولادی با مهاربند همگرا انجام شده است، تأثیر فرم چیدمان بادبندی‌ها در ارتفاع بر ظرفیت خرابی و منحنی‌های شکنندگی فروریزش این سازه‌ها کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است. از این رو در پژوهش حاضر به مطالعه این موضوع پرداخته می‌شود. با توجه به اینکه شکل آرایش مهاربندی‌ها در ارتفاع می‌تواند عملکرد معماری و سازه‌ای را تحت تأثیر قرار دهد، ضرورت انجام تحقیق در این مورد بیشتر می‌شود. در این مطالعه برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) از نرم‌افزار PERFORM-3D [۲۱] استفاده می‌شود.

۲- انتخاب مدل‌های سازه‌ای و طراحی

در تحقیق حاضر، پلان متعارفی از ساختمان به شکل مربع با ابعاد ۲۰ متر انتخاب شد. سازه‌های مورد مطالعه در هر دو راستای متعامد X و Y شامل ۵ قاب با فواصل یکسان ۵ متر می‌باشد. اتصالات تیر به ستون‌ها در تمامی قابها مفصلی در نظر گرفته شد و دهانه‌های بادبندی فقط در قابهای خارجی قرار دارند. لذا تمامی قابهای داخلی صرفاً نقش باربری ثقلی دارند. مدل‌ها در دو تراز ارتفاعی ۴ و ۸ طبقه با ارتفاع ۳/۲ متر برای هر طبقه و شش چیدمان مختلف برای دهانه‌های بادبندی بررسی شدند. شکل ۱ پلان ساختمان‌های مورد مطالعه و شکل ۲

18 Self-Centering Concentrically Braced Frame

19 Buckling-Controlled Braced Frames

16 Special Concentric Braced Frames

17 Buckling Restrained Braced Frames

جدول ۱- زمان تناوب اصلی سازه های مورد مطالعه و درصد مشارکت

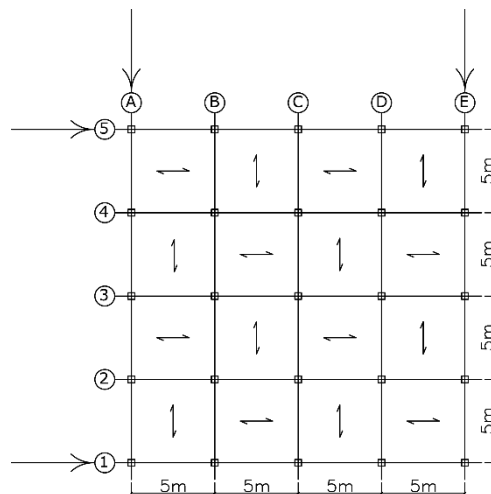
جرمی برای مود اصلی نوسان				
نام مدل	تعداد طبقه	نوع چیدمان بادبندی	زمان تناوب اصلی (ثانیه)	درصد مشارکت جرمی در مود اصلی نوسان (%)
4St-CBF1	۴	نوع ۱	۰/۵۲	۶۹/۴
4St-CBF2		نوع ۲	۰/۵۱۲	۷۱/۲
4St-CBF3		نوع ۳	۰/۵۰۲	۷۴/۲
4St-CBF4		نوع ۴	۰/۵۲۳	۶۹/۳
4St-CBF5		نوع ۵	۰/۵۱۶	۷۶/۱
4St-CBF6		نوع ۶	۰/۵۱۸	۶۸/۵
8St-CBF1	۸	نوع ۱	۰/۹۱۴	۷۱/۲
8St-CBF2		نوع ۲	۰/۹۰۶	۶۹/۲
8St-CBF3		نوع ۳	۰/۹۰۱	۷۵/۳
8St-CBF4		نوع ۴	۰/۹۱۸	۷۰/۱
8St-CBF5		نوع ۵	۰/۹۱۵	۷۴/۱
8St-CBF6		نوع ۶	۰/۹۱۷	۷۲/۴

۳- مدل سازی غیر خطی در نرم افزار PERFORM-3D و تحلیل

دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA)

برای انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی از نرم افزار PERFORM-3D استفاده گردید. دلیل این امر قابلیت بی نظیر این نرم افزار در مدل سازی رفتار غیر خطی مصالح و المان های سازه ای با استفاده از مقاطع فایبر می باشد. از آنجا که در سیستم سازه ای مورد بررسی، بادبندی ها نقش المان های مقاوم برابر لرزه ای و استهلاک انرژی ناشی از زلزله را از طریق رفتار غیر خطی، بر عهده دارند، لذا مدل سازی دقیق رفتار غیر خطی آنها حائز اهمیت است. در این مطالعه، المان های بادبندی با استفاده از "مقطع فایبر غیرالاستیک ستون^{۲۰}" مدل سازی شد و مشخصات مصالح بصورت "مصالح فولادی غیرالاستیک کماتش پذیر^{۲۱}" تعریف شد. شکل ۳ مدل رفتاری المان های بادبندی را نشان می دهد که در آن، Δ تغییر شکل محوری، P_y مقاومت تسلیم و P_{cr} مقاومت کماتشی عضو بادبندی می باشد و پارامترهای a ، b و c به نسبت عرض به ضخامت اعضا وابسته هستند و با استفاده از آیین نامه ASCE41-13 [۲۵] محاسبه می شوند. برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی از ۱۰ رکورد زلزله مطابق جدول ۲ استفاده می شود. شکل ۴ طیف پاسخ شتاب را برای رکوردهای زلزله مورد استفاده نشان می دهد. هر کدام از رکوردهای زلزله از شدت کم (PGA کوچک) تا شدت زیاد (PGA بزرگ) با گام های $0/1g$ تا جایی مقیاس می شوند که باعث فروریزش سازه شوند. به ازای هر کدام از شدت های زلزله، سازه یکبار تحلیل دینامیکی غیر خطی شده و ماکزیمم نسبت دریافت طبقات محاسبه می گردد. سپس نمودار IDA (نمودار ماکزیمم نسبت دریافت طبقات بر حسب PGA) برای تک به تک

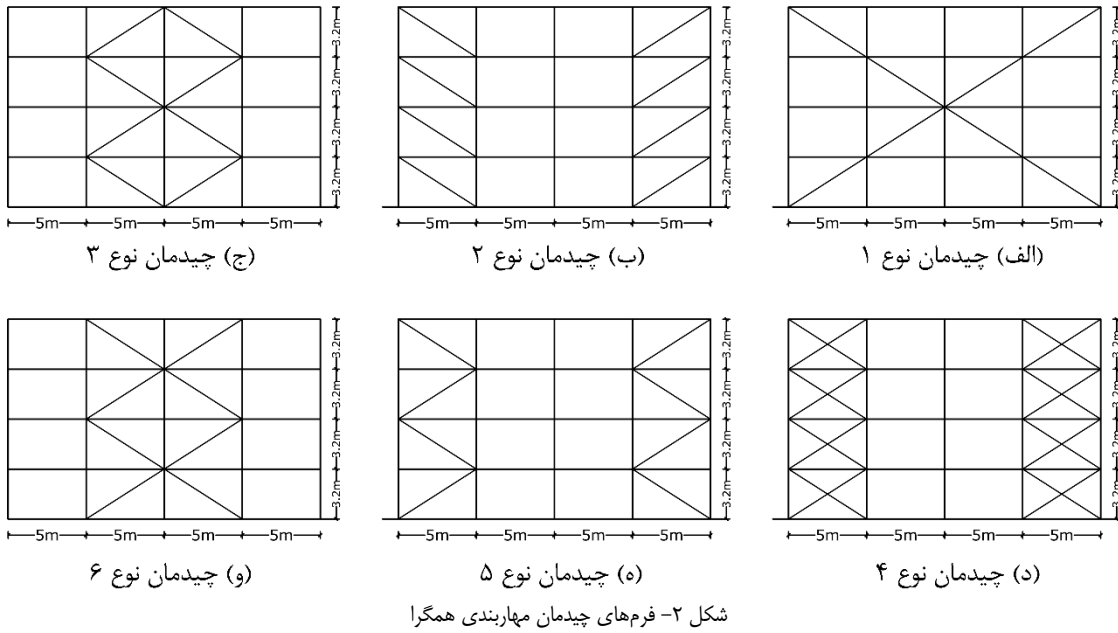
آرایش شش گانه مهاربندی های همگرا را در قاب های خارجی نشان می دهد. برای طراحی تیرها از مقاطع IPE و برای طراحی ستون ها و بادبندی ها از مقاطع جعبه ای استفاده شد. فولاد مصرفی از نوع ASTM A992 با تنش تسلیمی (F_y) برابر با 50 ksi می باشد. نوع سیستم سقف دال یک طرفه بوده و مقادیر بارهای مرده وزنده در هر طبقه به ترتیب 650 kg/m^2 و 250 kg/m^2 در نظر گرفته شدند. برای تحلیل سازه ها در برابر زلزله از آیین نامه ASCE07-10 [۲۲] استفاده شد. در مطالعه حاضر فرض بر این می باشد که ساختمان های مورد بررسی در ناحیه ای با لرزه خیزی شدید قرار دارند و پارامترهای شتاب مربوط به طیف طراحی ASCE07-10 در پریود کوتاه (S_{DS}) و در پریود یک ثانیه (S_{D1}) به ترتیب $1g$ و $0/6g$ در نظر گرفته شدند. نوع خاک سخت (خاک نوع D)، مقدار میرایی 5% ، ضریب اهمیت لرزه ای برابر یک و ضرایب رفتار (R)، اضافه مقاومت (Ω_0) و بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) برای سیستم قاب ساختمانی با مهاربندی همگرا و ویژه به ترتیب ۶، ۲ و ۵ منظور شدند. برای طراحی از روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) آیین نامه ASCE 360-10 [۲۳] و نرم افزار ETABS [۲۴] استفاده گردید. در جدول ۱، مشخصات دینامیکی مدل های طراحی شده، شامل پریود اصلی نوسان و درصد مشارکت جرمی برای مود اصلی ارتعاش خلاصه شده اند.



قابهای (A) و (E) و (۱) و (۵) دارای دهانه های بادبندی هستند
شکل ۱- پلان ساختمان های مورد مطالعه

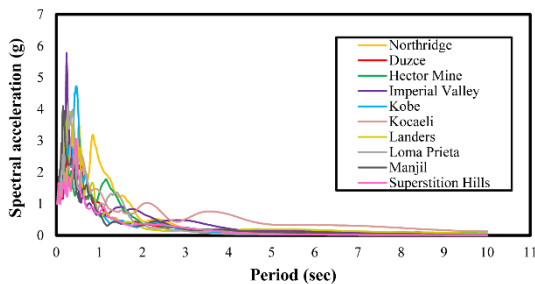
²¹ Inelastic Steel Material, Buckling

²⁰ Column Inelastic Fiber Section

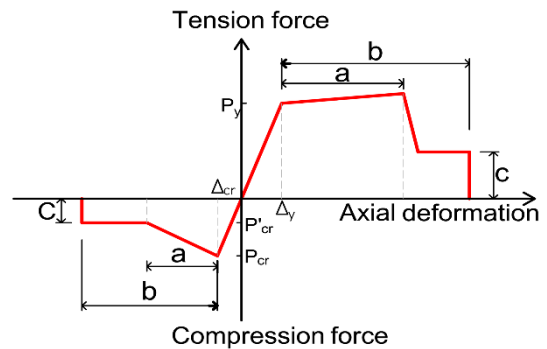


جدول ۲- مجموعه رکوردهای حوزه دور استفاده شده برای تحلیل IDA

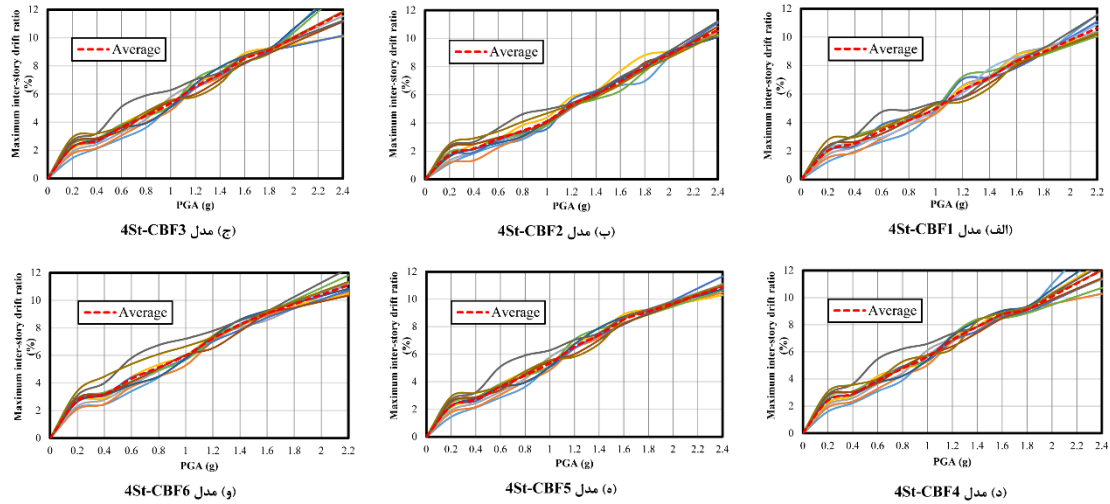
ردیف	نام زلزله	بزرگی سال	ایستگاه ثبت	فاصله از گسل (km)	PGA (g)		PGV (cm/s)	
					مؤلفه ۱	مؤلفه ۲	مؤلفه ۱	مؤلفه ۲
۱	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills - Mulhol	۱۷/۲	-۰/۴۴۳	-۰/۴۸۸	۵۹/۲۹۵	۶۶/۷۱۷
۲	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Bolu	۱۲	-۰/۷۳۹	-۰/۸۰۶	۵۵/۹۳۴	۶۵/۸۸۳
۳	Hector Mine	۱۹۹۹	Hector	۱۱/۷	-۰/۲۶۸	-۰/۳۲۸	۲۶/۰۱۵	۴۴/۷۷۷
۴	Imperial Valley	۱۹۷۹	El Centro Array #11	۱۲/۵	-۰/۳۶۷	-۰/۳۷۹	۳۶/۰۱۸	۴۴/۶۱
۵	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	۷/۱	-۰/۴۸۳	-۰/۴۶۴	۴۶/۸۲۵	۳۸/۲۶۳
۶	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۱۵/۴	-۰/۳۱۲	-۰/۳۶۴	۵۸/۸۶۷	۵۵/۶۶۲
۷	Landers	۱۹۹۲	Coolwater	۱۹/۷	-۰/۲۸۴	-۰/۴۱۷	۲۷/۶۱۵	۴۳/۴۱۹
۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Capitola	۱۵/۲	-۰/۵۱۱	-۰/۴۳۹	۳۸/۰۲۶	۲۹/۶۱۴
۹	Manjil, Iran	۱۹۹۰	Abbar	۱۲/۶	-۰/۵۱۵	-۰/۴۹۷	۴۲/۴۵۸	۵۰/۵۹۱
۱۰	Superstition Hills	۱۹۸۷	Poe Road (temp)	۱۱/۲	-۰/۴۷۵	-۰/۲۸۶	۴۱/۱۶۹	۲۹/۰۱۶



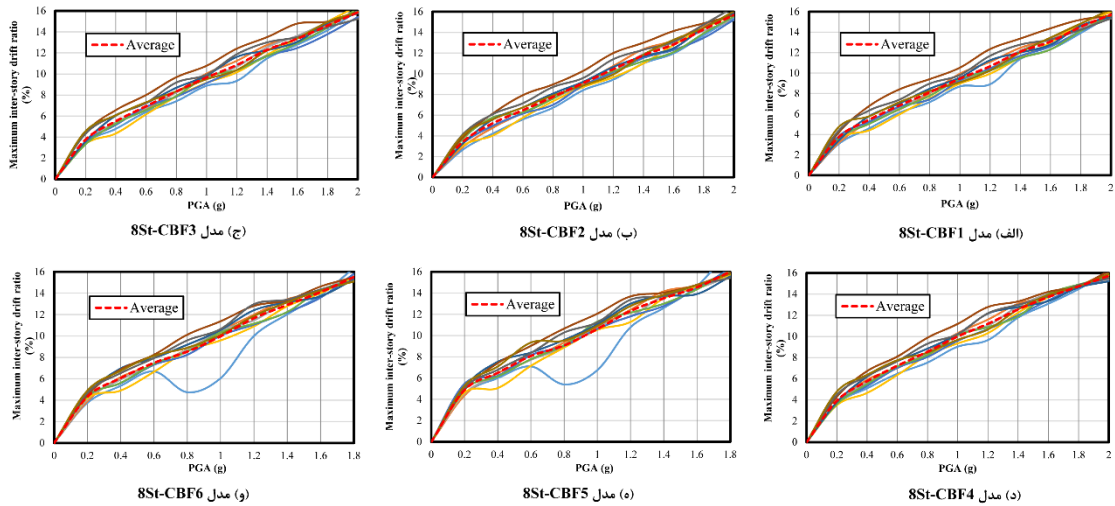
شکل ۴- طیف پاسخ شتاب رکوردهای زلزله مورد استفاده



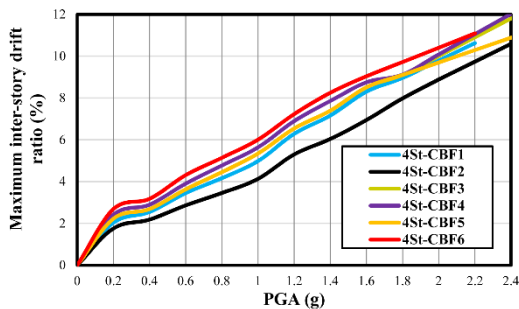
شکل ۳- مدل رفتاری المان‌های بادبندی



شکل ۵- نمودارهای IDA (ماکزیم نسبت دریفت طبقات بر حسب PGA) برای مدل های ۴ طبقه مورد مطالعه



شکل ۶- نمودارهای IDA (ماکزیم نسبت دریفت طبقات بر حسب PGA) برای مدل های ۸ طبقه مورد مطالعه



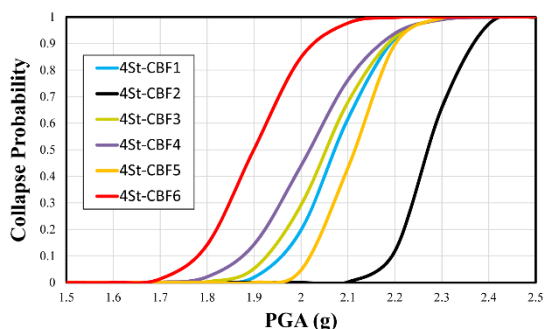
شکل ۷- مقایسه میانگین نتایج IDA برای مدل های ۴ طبقه

رکوردهای زلزله ترسیم می‌گردد. در اشکال ۵ و ۶ نمودارهای IDA برای مدل‌های ۴ و ۸ طبقه مورد بررسی به ازای چیدمان‌های مختلف بادبندی، ارائه شده‌اند. همچنین در شکل‌های ۷ و ۸ میانگین نتایج IDA برای مدل‌های مورد مطالعه به ازای آرایش‌های مختلف بادبندی، با هم مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند با وجود اینکه سختی اولیه سازه‌ها (در مرحله رفتار الاستیک) تقریباً یکسان می‌باشد اما با افزایش شتاب زلزله و ورود سازه‌ها به مرحله رفتار غیرخطی، تغییر در چیدمان بادبندی‌ها باعث ایجاد تفاوت در عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌شود. بطوریکه به ازای یک PGA مشخص، با تغییر در آرایش بادبندی‌ها در ارتفاع، ماکزیم دریفت طبقات تغییر می‌کند. از آنجاکه ماکزیم نسبت دریفت طبقات شاخص مناسبی برای بیان خسارت سازه‌ای می‌باشد، لذا می‌توان اظهار داشت با تفاوت در چیدمان بادبندی‌ها، شکل‌پذیری سازه و خسارت سازه‌ای به شدت تحت تأثیر قرار می‌گیرد.

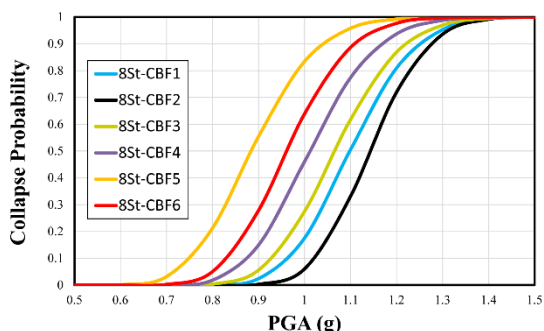
عملکرد لرزه‌ای مناسبی نداشته است و در ساختمان ۴ طبقه این چیدمان بیشترین احتمال فروریزش را نشان می‌دهد. نکته قابل توجه اینکه، برخی از فرم‌های آرایش بادبندی، در دو ساختمان ۴ و ۸ طبقه عملکرد لرزه‌ای متفاوتی داشته‌اند. بعنوان نمونه، فرم چیدمان نوع پنج، در ساختمان ۴ طبقه در مقایسه با ساختمان ۸ طبقه عملکرد لرزه‌ای مناسب تری داشته است. لذا تأثیر نوع چیدمان بادبندی بر منحنی‌های شکنندگی فروریزش قابهای فولادی مهاربندی شده، به ارتفاع سازه نیز بستگی دارد.

جدول ۳- میانگین PGA فروریزش و شاخص عدم قطعیت

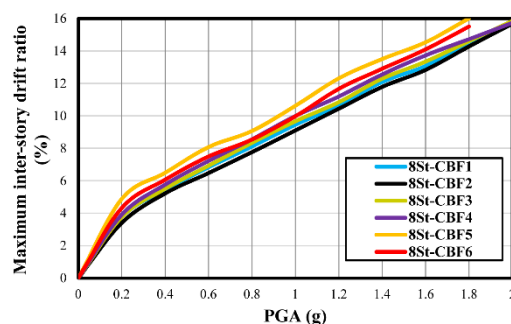
نام مدل	تعداد طبقات	میانگین فروریزش، PGA _{collapse} (g)	شاخص عدم قطعیت (β)
4St-CBF1	۴	۲/۰۸	-۰/۴۲۵
4St-CBF2		۲/۲۷	-۰/۲۷۹
4St-CBF3		۲/۰۶	-۰/۷۱۰
4St-CBF4		۲/۰۲	-۰/۵۶۳
4St-CBF5		۲/۱۱	-۰/۳۲۴
4St-CBF6		۱/۹۰	-۰/۵۰۲
8St-CBF1	۸	۱/۱۰	-۱/۰۰۷
8St-CBF2		۱/۱۵	-۱/۰۸۵۴
8St-CBF3		۱/۰۷	-۱/۰۶۱
8St-CBF4		۱/۰۲	-۱/۱۲۰
8St-CBF5		۰/۸۹	-۱/۲۶۲
8St-CBF6		۰/۹۷	-۱/۱۱۷



شکل ۹- منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای مدل‌های ۴ طبقه



شکل ۱۰- منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای مدل‌های ۸ طبقه



شکل ۸- مقایسه میانگین نتایج IDA برای مدل‌های ۸ طبقه

۴- ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها و استخراج منحنی

های شکنندگی فروریزش

با استفاده از منحنی‌های IDA شتاب فروریزش مدل‌ها تحت هر رکورد زلزله بر اساس معیارهای پیشنهادی و مواستسیکوس و کرنل [۱۰]، بدست آمد. این معیارها عبارتند از: وقوع عدم همگرایی عددی در سیستم، کاهش سختی سیستم به ۲۰٪ سختی اولیه و رسیدن ماکزیمم نسبت دررفت طبقه به ۱۰٪. سپس، میانگین PGA فروریزش مجموعه رکوردها (PGA_{collapse}) برای هر مدل محاسبه شد و در جدول ۳ ارائه گردید. نتایج نشان می‌دهند که با تغییر در فرم چیدمان بادبندی شتاب فروریزش میانگین، تحت تأثیر قرار می‌گیرد بطوریکه در ساختمان ۴ طبقه، PGA فروریزش میانگین برای چیدمان نوع شش (مدل 4St-CBF6)، ۱/۹۰g و برای چیدمان نوع دو (مدل 4St-CBF2)، ۲/۲۷g می‌باشد. نکته قابل توجه اینکه با وجود تفاوت محسوس (حدود ۲۰ درصدی) در ظرفیت فروریزش دو مدل، سختی جانبی اولیه و پیروید اصلی آنها تفاوت چندانی با هم ندارند. در مورد ساختمان ۸ طبقه اختلاف ظرفیت فروریزش مدل چیدمان شش با مدل چیدمان دو، ۱۸/۶٪ می‌باشد. همچنین با افزایش ارتفاع ساختمان، میانگین PGA فروریزش به شدت افت می‌کند که نشان می‌دهد این سیستم در ساختمان‌های بلند، عملکرد لرزه‌ای مناسبی ندارد. با استفاده از PGA های فروریزش استخراج شده از نتایج IDA، منحنی شکنندگی فروریزش برای هر مدل بدست آمد. این منحنی که احتمال فروریزش سازه را بصورت تابعی از شدت حرکت زمین بیان می‌کند از رابطه ۱ استخراج می‌شود [۲۶].

$$P(C|PGA_c=x) = \Phi \left[\frac{\ln x - \mu}{\beta} \right] \quad (1)$$

که در آن احتمال فروریزش سازه به ازای شتابی از زمین (PGA_c) برابر با α تابع توزیع تجمعی نرمال و μ و β بترتیب مقادیر میانگین و انحراف معیار $\ln(PGA_c)$ می‌باشند. مقادیر β (شاخص عدم قطعیت) در جدول ۳ ارائه شده است. مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع عدم قطعیت در داده‌های فروریزش افزایش یافته است. در اشکال ۹ و ۱۰ منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای مدل‌های ۴ و ۸ طبقه با چیدمان مختلف مهاربندی‌ها در ارتفاع، نشان داده شده‌اند. به ازای هر PGA مشخص، کمترین احتمال فروریزش مدل‌های ۴ و ۸ طبقه در فرم چیدمان نوع دو بدست می‌آید. همچنین چیدمان نوع شش،

frames, [Engineering Structures](#), Vol. 84, 2015, pp 368-381.

5. Shen, J., Seker, O., Akbas, B., Seker, P., Momenzadeh, S., Faytarouni, M., Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling, [Engineering Structures](#), Vol. 141, 2017, pp 461-481.

6. Roeder, C.W., Lumpkin, E.J. and Lehman, D.E., A balanced design procedure for special concentrically braced frame connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, No. 11, 2011, pp 1760-1772.

7. Sabelli, R., Roeder, C.W. and Hajjar, J. F., **Seismic design of steel special concentrically braced frame systems**, A Guide for Practicing Engineers, *National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Gaithersburg, MD 20899-8600*, 2013.

8. Wen, R., Seker, O., Akbas, B., and Shen, J., Designs of Special Concentrically Braced Frame Using AISC 341-05 and AISC 341-10, *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Vol. 21, No. 1, 2016, 04015011.

9. Banihashemi, M. R., Mirzagoltabar, A. R. and Tavakoli, H.R., Reliability and fragility curve assessment of steel concentrically braced frames, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 20, No. 7, 2016, pp 748-770.

10. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, 2002, pp 491-514.

11. Cherng, R. H., Preliminary study on the fragility curves for steel structures in Taipei, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 3, No. 1, 2001, pp 35-42.

12. Miseses, L. A., Lopez, R. R. and Saffar, A., Development of fragility curves for medium rise reinforced concrete shear wall residential buildings in Puerto Rico, *Mecanica Computacional*, Vol. 26, 2007, pp 2712-2727.

13. Garcia, J. R., Gilmore, A. T. and Cuevas, O. Z., Simplified drift-based fragility assessment of confined masonry buildings, In *Proceedings of the: 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Ontario, Canada, 2010.

۱۴- حسینی، م. و مجد، م.، تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های فولادی منظم با قاب‌های دارای مهاربندی ضربدری به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی، *مجله مهندسی عمران شریف*، دوره ۲-۲، شماره‌ی ۱، ۱۳۹۰، صفحه ۱۳-۳.

15. Abdelnaby, A. E., Fragility curves for RC frames subjected to Tohoku mainshock-aftershocks sequences, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 5, 2017, pp 902-920.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی تاثیر فرم آرایش بادبندی‌ها در ارتفاع بر عملکرد لرزه‌ای، ظرفیت فروریزش و منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی پرداخته شد. برای انجام این کار، ساختمان‌های ۴ و ۸ طبقه با ۶ نوع چیدمان مختلف برای بادبندی در ارتفاع (با تغییرات کم در پیوند اصلی سازه‌ها)، انتخاب گردید. سازه‌ها با روش تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) با استفاده از ۱۰ رکورد مختلف زلزله آنالیز شدند. شتاب فروریزش سازه‌ها محاسبه شده و منحنی‌های شکنندگی فروریزش استخراج شدند. خلاصه نتایج بدست آمده بصورت زیر می‌باشد:

۱- با تغییر در فرم چیدمان بادبندی (بدون تغییر قابل توجه در پیوند اصلی سازه و سختی اولیه آن)، دریفت طبقات، شکل‌پذیری سازه و سختی سازه در مرحله رفتار غیرخطی بشدت تحت تاثیر قرار می‌گیرد. با انتخاب یک فرم چیدمان مناسب برای بادبندی می‌توان شتاب فروریزش سازه را افزایش و احتمال فروریزش را به ازای زلزله‌های شدید کاهش داد.

۲- مطالعات اولیه نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع ساختمان، میانگین PGA فروریزش به شدت کاهش می‌یابد و احتمال فروریزش سازه‌ها و نیز عدم قطعیت در داده‌های فروریزش، شدیداً افزایش پیدا می‌کند. همچنین تاثیر فرم چیدمان بادبندی بر منحنی‌های شکنندگی فروریزش، به ارتفاع سازه بستگی دارد. بعبارتی دیگر، عملکرد لرزه‌ای یک نوع چیدمان بادبندی در دو ساختمان با ارتفاع‌های مختلف، می‌تواند متفاوت باشد.

۳- اگرچه در مدل‌های مورد بررسی، فرم مناسب چیدمان بادبندی جهت حصول بیشترین ظرفیت فروریزش (کمترین احتمال خرابی به ازای یک PGA مشخص)، معرفی شد، با این وجود نیاز می‌باشد مطالعات بیشتری روی سایر فرم‌های چیدمان بادبندی در ارتفاع، آرایش بادبندی‌ها در قاب‌های داخلی سازه و بویژه ساختمان‌ها با ارتفاع دیگر انجام شود.

۶- مراجع

1. [Medhekar](#), M. S., Seismic evaluation of steel buildings with concentrically braced frames, Structural engineering report, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1997.

2. Uriz, P. and Mahin, S. A., Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames, In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004.

3. Sen, A. D., Ballard, R., Sloat, D., Johnson, M., Roeder, C. W., Lehman, D. E. and Berman, J. W., Seismic evaluation and retrofit of older concentrically-braced frames, In *proceedings of the: Second ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, San Francisco, California, 2015, pp 317 - 327.

4. Dyanati, M., Huang, Q. and Roke, D., Seismic demand models and performance evaluation of self-centering and conventional concentrically braced

- ۱۶- حسینی، م. و مجد، م.، مقایسه‌ی اثر جانمایی مهاربندهای ضربردری در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی براساس مفاهیم شکنندگی، مجله مهندسی عمران شریف، دوره‌ی ۲-۲۷، شماره‌ی ۱، ۱۳۹۰، صفحه ۶۳-۵۵.
17. CSA., S16 Steel structures for buildings, Canadian Standards Association (CSA), Ottawa, Canada, 1965.
18. NRCC., National building code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1965.
19. Caruso-Juliano, A., Gallagher, A., Morrison, T.E. and Rogers, C.A., Seismic performance of single-storey steel concentrically braced frame structures constructed in the 1960s, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 41, No. 7, 2014, pp 579-593.
- ۲۰- احمدی پازوکی، م.، شکیب، ح. و محمدی، پ.، تحلیل هزینه - فایده‌ی ساخت و بازسازی قاب‌های فولادی مهاربندی‌شده دارای میان قاب با استفاده از منحنی‌های شکنندگی خسارت لرزه‌یی، مجله مهندسی عمران شریف، دوره‌ی ۲-۳۱، شماره‌ی ۲-۱، ۱۳۹۴، صفحه ۵۹-۵۱.
21. PERFORM-3D/ Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computer & Structures Inc., Berkeley, CA, 2013.
22. ASCE/SEI 7-10., Minimum design loads for buildings and other structures, Reston, V.A., American Society of Civil Engineers, 2010.
23. AISC 360-10., Specification for structural steel building, Chicago, I.L., American Institute of Steel Construction, 2010.
24. ETABS., Integrated building design software. Berkeley, C.A., Computers and Structures Inc, 2013.
25. ASCE 41-13., Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia, American Society of Civil Engineers, 2014.
26. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H., Global collapse of frame structures under seismic excitations, Technical Report No. 152, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, C.A., 2005.

Effects of Bracing Arrangement along the Building Height on Collapse Fragility Curve of Steel Braced Frame Systems

Seyed Reza Hashemi Shahandashti

M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Ayatollah Amoli Branch, Islamic Azad University, Amol, Iran.

Ali Seyedkazemi*

Lecturer, Department of Civil Engineering, Ayatollah Amoli Branch, Islamic Azad University, Amol, Iran.

*a.seyedkazemi@iauamol.ac.ir

Abstract:

The steel braced frame system is one of the lateral load resisting systems which is used extensively for low- to mid-rise buildings. In this structural system, the braces can be arranged in different forms along the building height due to different reasons such as architectural and structural limitations or design considerations. The bracing arrangement affects the seismic performance of the structural system and each of the elements. In this study, the impact of bracing arrangement along the building height on ultimate failure capacity and collapse fragility curves of steel CBFs is investigated. For this purpose, 4 and 8-story steel CBF buildings with 6 different arrangements of braces were selected and modeled in PERFORM-3D software. The models were then analyzed using the incremental dynamic analysis (IDA) method. Afterwards, the collapse capacity of the models and the uncertainty index were calculated, and the collapse fragility curves were generated. The results show that, by modifying the arrangement of braces without significant changes in lateral stiffness and fundamental period of structure, it is possible to increase the collapse spectral acceleration and decrease the probability of collapse at the maximum considered earthquake intensity.

Keywords: bracing arrangement, steel braced frame, collapse fragility curve, collapse capacity, incremental dynamic analysis (IDA)