

چکیده

عدم رضایت در کنترل ایمنی و پایایی سازه‌های طراحی شده به روش‌های متداول، دلیل گرایش محققین به روش‌های طراحی بر اساس عملکرد است. طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان^۱ یکی از محبوب‌ترین این روش‌هاست. تحقیقات گذشته در بررسی شاخص‌های کلی سازه‌ها تا حد زیادی کارایی این روش را تأیید می‌کنند. لیکن بررسی جامع‌تر آن مستلزم برآورد خسارت المان‌ها و وارد شدن به حیطه ارزیابی‌های احتمالاتی می‌باشد. هدف از این مطالعه بررسی روش طراحی مستقیم از چهار دیدگاه مختلف شامل تغییر مکان جانبی نسبی، خسارت‌های موضعی، ارزیابی احتمالاتی و هزینه ساخت می‌باشد. به منظور بررسی پاسخ تغییر مکانی و خسارت‌های موضعی سازه‌ها از چهار قاب خمشی بتن آرمه با ارتفاع ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه استفاده شده است. نتایج نشان‌دهنده تأمین سطح عملکرد انتخابی در خصوص پاسخ‌های تغییر مکانی و عدم تجاوز دوران مفاصل پلاستیک از سطح ایمنی جانی در روش طراحی مستقیم برخلاف روش نیرویی می‌باشند. نتایج ارزیابی احتمالاتی در پنج حالت خرابی در دو دسته از قاب‌ها نشان‌دهنده احتمال خرابی کمتر در روش طراحی مستقیم برخلاف روش نیرویی می‌باشد. ضمن اینکه تحلیل هزینه نشان‌دهنده افزایش آرماتور مصرفی بین ۶/۶ تا ۵۲/۱۱ درصد و افزایش بتن مصرفی تا ۳/۴ درصد در روش طراحی مستقیم نسبت به روش نیرویی می‌باشد.

واژگان کلیدی: طراحی نیرویی، طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، شاخص خسارت لرزه‌ای، خسارت‌های موضعی.

ارزیابی جامع شاخص‌های خسارت قاب‌های خمشی بتن آرمه در روش‌های طراحی لرزه‌ای متداول و نوین

زهرة جباری سلمی

دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران - زلزله،
 مؤسسه غیرانتفاعی دانش‌پژوهان پیشرو، اصفهان

اسماعیل ایزدی زمان‌آبادی (نویسنده‌ی مسئول)

استادیار دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد
 اسلامی، نجف‌آباد
 e.izadi@pci.iaun.ac.ir

۱- مقدمه

رویکرد روش‌های طراحی نیرویی عموماً بر اساس رفتار الاستیک سازه می‌باشد. در این روش برش پایه توسط ضریب اصلاح نیرو کاهش می‌یابد، سپس تغییر مکان نسبی محاسبه شده از تحلیل الاستیک در یک ضریب افزایشی ضرب می‌شود و مقدار آن محدود به یک حد مجاز می‌شود. این بدان معناست که در روش‌های طراحی نیرویی، ساختمان‌های طراحی شده به روش الاستیک باید تغییر شکل‌های غیر الاستیک بزرگ را تحمل کنند. رفتار غیر الاستیک سازه می‌تواند به صورت ناگهانی و گسترده در سازه توزیع شود. این امر منجر به پاسخ‌های غیرقابل پیش‌بینی در سازه می‌شود [۱]. آشکار شدن محدودیت‌های دیگری نظیر عدم قطعیت در مورد ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها منجر به گسترش تحقیقات برای بهبود روش‌های متداول و توسعه روش‌های نوین

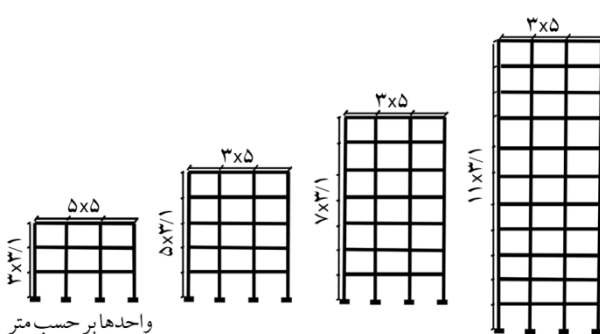
طراحی گردید [۱].

از میان روش‌های مختلف توسعه یافته، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان (DDBD) به دلیل سادگی دستورالعمل، کارایی مطلوب و تحقق پاسخ لرزه‌ای قابل پیش‌بینی و قابل اعتماد، مورد توجه تعداد زیادی از محققین قرار گرفته است [۲]. اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، بر ایده سازه جایگزین ارائه شده توسط شیباتا و سوزن [۳] در سال ۱۹۷۶ استوار است. در این روش، سازه چند درجه آزاد با یک سازه تک‌درجه آزاد معادل ارتجاعی، با خصوصیات سختی و میرایی معادل سازه غیر ارتجاعی، جایگزین می‌شود. سیستم یک درجه آزاد جایگزین شده، برای سختی سکانتی در پاسخ بیشینه با استفاده از طیف تغییر مکان طراحی ارتجاعی طراحی می‌گردد.

مکان (DBD09) پرداختند. این پیش نویس در سال ۲۰۱۲ توسط سالیوان و همکاران [۱۴] مورد تصحیح و بازنگری قرار گرفته است (DBD12). بر این اساس تعدادی قاب خمشی بتن آرمه با استفاده از ضوابط موجود در پیش نویس DBD12 طراحی می شوند. قابها با استفاده از روش نیرویی بر اساس ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیز طراحی شده و مورد ارزیابی قرار می گیرند.

۲-۱- معرفی مدل ها

در این مطالعه تعداد چهار قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط، مطابق با شکل (۱) در نظر گرفته شده است. در این قابها تعداد طبقات ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه و تعداد دهانه ها سه دهانه می باشد. ارتفاع همه طبقات ۳/۱ متر و طول دهانه ها ۵ متر انتخاب شده است. بر اساس تقسیم بندی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ سازه ها در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و خاک نوع III قرار دارند. مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، ۴۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال می باشد. بار مرده و زنده واحد طول طبقات به ترتیب برابر ۲۴/۶ و ۷/۵ کیلو نیوتن بر متر می باشد. در ادامه روند طراحی قابهای انتخابی با دو روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و طراحی نیرویی شرح داده می شود.



شکل (۱): پارامترهای هندسی قابهای مدل سازی شده.

۲-۲- طراحی مدل های معرفی شده به روش نیرویی

روند روش طراحی بر مبنای نیرو، بر این اساس است که ابتدا مقاطع اعضا حدس زده می شوند و در پی آن سختی اعضا بر پایه

چوپرا و گوئل [۴] در سال ۱۹۹۹، با ارائه روشی مبتنی بر سعی و خطا ظرفیت شکل پذیری و تغییر مکان غیر الاستیک سیستم را محاسبه نمودند. جودی و همکاران [۵] در سال ۲۰۰۱، پاسخ سازه ها با مدل های هیستریزس مختلف را تحت طیف وسیع و متنوعی از زمین لرزه ها مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که استفاده از میرایی ویسکوز معادل در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان دقت و کلیت روش را تقویت می کند. پتین گا و پرستلی [۶] در سال ۲۰۰۵، یک متدولوژی منسجم برای بررسی رفتار دینامیکی قابهای بتن آرمه ارائه کردند. برای این منظور به اصلاح پروفیل تغییر مکان طراحی و توزیع نیروهای جانبی طبقات در قابهای بتنی پرداختند. نتایج به دست آمده از تحلیل این روش، سازگاری مناسبی را با گریزهای میان طبقه ای فرضی آیین نامه نشان داد.

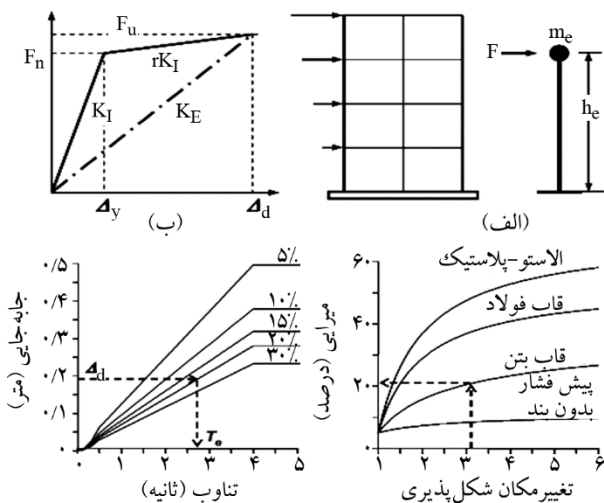
تاکنون مطالعات زیادی در زمینه بررسی عملکرد روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان انجام شده است که از مهم ترین آنها می توان به مطالعات بیر در سال ۲۰۰۵ [۷]، سالیوان و همکاران در سال ۲۰۰۶ [۸]، مسنا و همکاران در سال ۲۰۱۰ [۹]، نیواس و سالیوان در سال ۲۰۱۴ [۱۰] و راویندر و سینگ در سال ۲۰۱۶ [۱۱] اشاره کرد. در اکثر مطالعات صورت گرفته به ارزیابی پاسخ های کلی سازه نظیر پاسخ های تغییر مکانی و نیرویی پرداخته شده است. در پژوهش حاضر علاوه بر کنترل پاسخ های تغییر مکانی سازه، دیدگاه های جدیدتری نظیر بررسی خسارت های موضعی المان ها و نحوه توزیع آنها در ارتفاع سازه مورد مطالعه قرار می گیرند. همچنین شاخص های خرابی سازه با استفاده از منحنی های شکنندگی از جنبه احتمالاتی مورد بررسی و تحلیل قرار می گیرند.

۲-۲- مدل های مورد مطالعه و روند طراحی

در این پژوهش مبنای طراحی بر پایه مطالعات گروه تحقیقاتی ریلویس^۲ در فاصله سال های ۲۰۰۵ تا ۲۰۰۷ می باشد [۱۲]. در طی پژوهش های این گروه، کالوی و سالیوان [۱۳] در سال ۲۰۰۹ به تهیه و انتشار پیش نویس یک دستورالعمل طراحی مبتنی بر تغییر

۲-۳- طراحی مدل‌های معرفی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

دستورالعمل کلی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان که در شکل (۲) نشان داده شده است، در سال ۲۰۰۰ توسط پرستلی و کوالسکی [۱۵] ارائه گردید. در این روش سازه چند درجه آزاد با یک سیستم تک‌درجه آزاد معادل ارتجاعی، جایگزین می‌گردد.



شکل (۲): دستورالعمل کلی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان [۱۵].

در ابتدای فرآیند طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، یک پروفیل تغییر مکان طراحی تحت شدت لرزه‌ای انتخابی توسط طراح در نظر گرفته می‌شود. این عمل به منظور شناسایی مشخصات سازه یک درجه آزاد معادل متناظر با اولین مود پاسخ غیر ارتجاعی صورت می‌گیرد. سپس مطابق روابط (۱) تا (۵) به محاسبه پارامترهای سازه یک درجه آزاد معادل، نظیر تغییر مکان طرح (Δ_d)، ارتفاع مؤثر (H_e)، جرم مؤثر (m_e) و محاسبه مقدار میرایی ویسکوز معادل (ξ_{eq}) پرداخته می‌شود [۱۴].

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i A_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i A_i)} - \theta_N X_{CP-CM} \quad (1)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i A_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i A_i)} \quad (2)$$

حدس سختی اولیه به دست می‌آید [۱]. در گام بعد دوره تناوب سازه محاسبه می‌گردد. پس از آن نیروی برش پایه در قسمت‌های مختلف سازه توزیع می‌گردد و سازه تحت نیروهای لرزه‌ای تحلیل می‌شود. در نتیجه ظرفیت خمشی مفاصل پلاستیک به دست می‌آید و در مرحله آخر، تغییر مکان‌های ناشی از زلزله تعیین می‌گردند و با مقادیر مجاز در آیین‌نامه مقایسه می‌شوند. در این پژوهش برای طراحی به روش نیرویی از ضوابط موجود در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است. برای این منظور ضوابطی نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل شاخص پایداری سازه‌ها و اعمال اثرات P- Δ رعایت شده است. همچنین به منظور اعمال اثر زلزله بر سازه‌ها از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز طراحی و مشخصات مقاطع طراحی شده به ترتیب در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است.

جدول (۱): پارامترهای مورد نیاز طراحی نیرویی.

طبقه	۱۱ طبقه	۷ طبقه	۵ طبقه	۳ طبقه	
C	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۸	۰/۱۹	
K	۱/۵	۱/۲۵	۱/۱۲	۰/۹۸	

جدول (۲): مشخصات مقاطع طراحی شده به روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰.

طبقه	۱۱ طبقه		۷ طبقه		۵ طبقه		۳ طبقه	
	ستون	تیر ($h \times b$)	ستون	تیر ($h \times b$)	ستون	تیر ($h \times b$)	ستون	تیر ($h \times b$)
۱۱	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵						
۱۰	۴۰×۴۰	۴۵×۴۰						
۹	۴۵×۴۵	۵۰×۴۰						
۸	۵۰×۵۰	۵۵×۴۰						
۷	۵۰×۵۰	۵۵×۴۰	۴۰×۴۰	۳۵×۳۵				
۶	۵۵×۵۵	۶۰×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰				
۵	۵۵×۵۵	۶۰×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۰×۴۰	۳۵×۳۵		
۴	۶۰×۶۰	۶۰×۴۰	۵۰×۵۰	۵۵×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰		
۳	۶۰×۶۰	۶۰×۴۰	۵۵×۵۵	۵۵×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵
۲	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۵۵×۵۵	۵۵×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۰×۴۰	۴۰×۳۵
۱	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۶۰×۶۰	۵۵×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۵×۴۵	۴۰×۳۵

تمام واحدها بر حسب سانتی متر است.

ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ تولید شده‌اند. این پژوهش نیازمند توسعه طیف تغییر مکان طراحی مطابق با ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. بدین منظور از رابطه (۸) برای توسعه طیف تغییر مکان طراحی در میرایی‌های بالاتر استفاده شده است.

$$A_{T,\xi} = A_{T,5} \left[\frac{9.5}{5+\xi} \right]^{0.5} \quad (8)$$

که در آن $\Delta_{T,5}$ تغییر مکان برای میرایی ۵ درصد در پرورد T و ξ میرایی ویسکوز معادل در سازه مورد نظر می‌باشد. پارامترهای مربوط به سیستم تک‌درجه آزاد معادل قاب‌ها در جدول (۳) آورده شده است. پس از محاسبه نیروی جانبی طبقات تحلیل بر اساس معادلات تعادل انجام شده است و پس از محاسبه تلاش‌های داخلی در انتهای تیرها، طراحی بر مبنای ظرفیت در دستور کار قرار گرفته است. جدول (۴) مقاطع طراحی شده به روش طراحی مستقیم را نشان می‌دهد.

در آرماتورگذاری مقاطع اثر محبوس شدگی بتن لحاظ شده است و آرماتورگذاری مقاطع با استفاده از تحلیل‌های لنگر انحنا توسط کدهای کامپیوتری^۳ (CUMBIA)، در محیط نرم‌افزار Matlab انجام شده است [۱۷].

۳- مدل سازی و صحت سنجی

ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده، توسط تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی در نرم‌افزار Perform صورت گرفته است. برای مدل کردن رفتار غیرخطی تیرها از مدل مفصل خمیری استفاده شده است. برای این منظور ابتدا مقاطع همه تیرها در نرم‌افزار Sap با استفاده از Section designer ساخته شده‌اند. سپس منحنی تنش-کرنش مصالح و نیز منحنی لنگر انحنا مقاطع برداشته می‌شود. سپس منحنی‌های استخراج شده با منحنی‌های

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (4)$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (5)$$

که در روابط فوق m_i جرم لرزه‌ای، Δ_i تغییر مکان طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i از تراز مبنا و Δ_y تغییر مکان حد تسلیم می‌باشند. همچنین عبارت $\theta_{NXCP-CM}$ به منظور در نظر گرفتن پاسخ پیچشی سازه می‌باشد که در آن θ_N دوران پیچشی طبقات و $XCP-CM$ فاصله بین نقطه بحرانی پلان و مرکز جرم سازه است. با مشخص بودن جابه‌جایی هدف بر اساس حالات حدی، برش پایه طراحی (V_{base}) بر مبنای ضوابط موجود در پیش‌نویس دستورالعمل DBD12، مطابق رابطه (۶) محاسبه می‌شود و در ارتفاع سازه توزیع می‌گردد که در پی آن نیروهای طراحی اعضا به دست آمده و سازه برای سطح عملکرد مورد نظر طراحی می‌شود [۱۴].

$$V_{Base} = K_e \Delta_d + V_{P-\Delta} \leq (2.5 R_\xi PGA) m_e + V_{P-\Delta} \quad (6)$$

$$V_{P-\Delta} = C \frac{\sum_{i=1}^n P_i \Delta_i}{H_e} \quad (7)$$

که در آن K_e سختی معادل، R_ξ ضریب اصلاح طیف پاسخ تغییر مکان، PGA ماکزیمم شتاب زمین ساختگاه در سطح لرزه‌ای مورد نظر طراحی، P_i مجموع بار ثقلی طبقه i ام و ثابت C از تحلیل منطقی و یا بر اساس پیش‌نویس DBD12 برای سازه‌های بتنی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.

ایزدی و مقدم [۱۶] در سال ۲۰۱۵ توسعه طیف تغییر مکان برای میرایی‌های مختلف را در دستور کار قرار دادند. طیف‌های توسعه داده شده با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های منطبق شده با

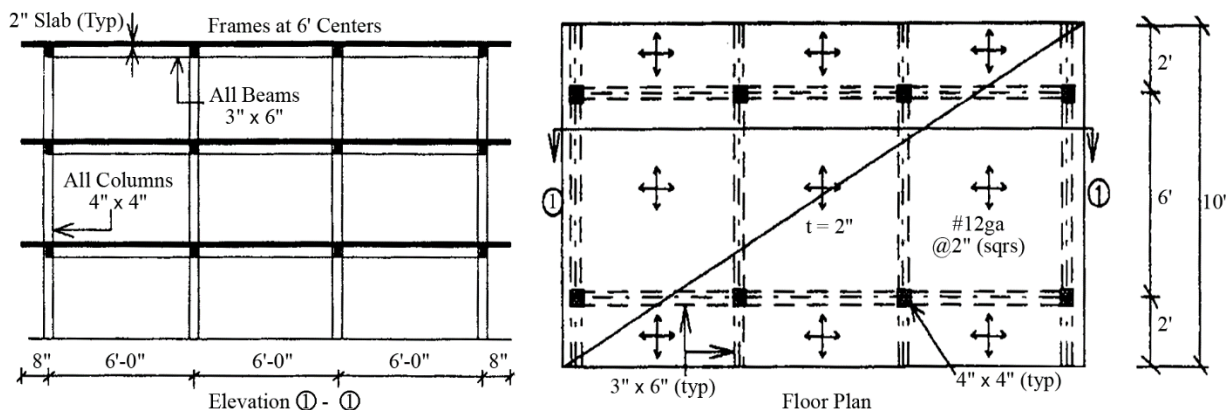
جدول (۳): سیستم تک‌درجه آزاد معادل قاب‌ها.

V_b	K_{eff}	T_{eff} (sec)	$\xi_{eff}\%$	Δ_d (m)	h_e (m)	m_e (kN,m)	St.
۹۹۸/۷۱	۶۴۹۲/۲	۱/۰۹	۱۱/۱۶	۰/۱۵۲	۷/۰۶	۱۹۵/۳۸	۳
۱۱۳۹/۹	۴۸۰۷/۴	۱/۶	۱۲/۸۳	۰/۲۳۳	۱۱/۰۷	۳۱۱/۷۴	۵
۱۵۶۸/۹	۶۲۶۶/۱	۱/۶۴	۱۱/۳۸	۰/۲۴۸	۱۵/۱	۴۲۶/۹	۷
۲۰۴۴/۹	۵۷۰۹/۵	۲/۱۳	۱۱/۳۸	۰/۳۵۳	۲۳/۱۵	۶۵۶/۱۴	۱۱

جدول (۴): مشخصات مقاطع طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان.

طبقه ۱۱		طبقه ۷		طبقه ۵		طبقه ۳		
ستون‌های داخل	ستون‌های کنار	تیر (h×b)	ستون	تیر (h×b)	ستون	تیر (h×b)	ستون	
۴۰×۴۰	۴۰×۴۰	۳۵×۳۵						۱۱
۴۰×۴۰	۴۵×۴۵	۴۰×۴۰						۱۰
۴۵×۴۵	۵۰×۵۰	۴۵×۴۰						۹
۵۰×۵۰	۵۵×۵۵	۵۰×۴۰						۸
۵۰×۵۰	۵۵×۵۵	۵۵×۴۰	۴۵×۴۵	۳۵×۳۵				۷
۵۵×۵۵	۶۰×۶۰	۶۰×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰				۶
۵۵×۵۵	۶۰×۶۰	۶۰×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۰×۴۰	۳۵×۳۵		۵
۵۵×۵۵	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۵۰×۵۰	۵۵×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰		۴
۵۵×۵۵	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۵۵×۵۵	۵۵×۴۰	۴۵×۴۵	۴۵×۴۰	۴۰×۴۰	۳
۵۵×۵۵	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۵۵×۵۵	۵۵×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۰×۴۰	۲
۵۵×۵۵	۶۵×۶۵	۶۰×۴۰	۶۰×۶۰	۵۵×۴۰	۵۰×۵۰	۵۰×۴۰	۴۵×۴۵	۱

کلیه واحدها بر حسب cm است



شکل (۳): پلان و نمای مدل انتخاب شده به منظور اعتبار سنجی [۱۸].

تحت رکورد زلزله تفت در مقادیر شتاب $0.05g$ ، $0.2g$ و $0.3g$ با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. همان‌طور که در جدول (۵) مشاهده می‌شود درصد اختلاف پاسخ‌ها در اکثر موارد از ۱۰ درصد تجاوز نکرده است.

۴- نتایج و بحث

سازه‌های طراحی شده با استفاده از دو روش شرح داده شده، از چهار جنبه مختلف مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. در قسمت نخست پاسخ‌های کلی تغییر مکانی سازه شامل تغییر مکان جانبی نسبی و میزان انطباق پروفیل تغییر مکان طبقات با پروفیل تغییر مکان هدف

رفتاری قابل مدل‌سازی در نرم‌افزار Perform تطبیق داده می‌شوند. مدل‌سازی المان ستون نیز با استفاده از مدل دوران قطری (وتری) که به‌طور غیر مستقیم از مفاصل خمیری استفاده می‌کند، انجام شده است. به‌منظور اعتبار سنجی مدل‌سازی از نتایج یک نمونه آزمایشگاهی سازه بتن‌آرمه که در سال ۱۹۹۵ توسط براسی و همکاران [۱۸] انجام شده است، استفاده می‌شود. شکل (۳) پلان و نمای سازه ساخته شده را نشان می‌دهد.

سازه مدل‌سازی شده تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته است. پاسخ‌های تغییر مکانی سازه بررسی شده شامل بیشینه تغییر مکان طبقات و تغییر مکان نسبی طبقات

جدول (۵): مقایسه نتایج اعتبارسنجی با نتایج مدل آزمایشگاهی مورد نظر.

حد اکثر شتاب زمین	طبقه	بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات (درصد)			بیشینه تغییر مکان طبقات (میلی متر)			بیشینه برش وارد بر طبقات (v/w) (درصد)		
		آزمایش [۱۸]	نرم افزار	درصد اختلاف	آزمایش [۱۸]	نرم افزار	درصد اختلاف	آزمایش [۱۸]	نرم افزار	درصد اختلاف
۰/۰۵g	۳	۰/۲۳	۰/۱۹	۱۷/۸۷	۷/۶	۷/۰۷	۷/۰۲	۴/۲	۳/۷۹	۹/۶۹
	۲	۰/۲۴	۰/۲۳	۵/۹	۵/۶	۵/۲۵	۶/۲۲	۵/۲	۵/۷۱	۸/۹۷
	۱	۰/۲۸	۰/۲۷	۴/۳۶	۳/۶	۳/۲۶	۹/۵۸	۶/۵	۶/۷۳	۳/۳۷
۰/۲g	۳	۰/۵۴	۰/۵۲	۳/۶۳	۳۳/۵	۳۲/۷۸	۲/۱۴	۶/۹	۷/۱۲	۳/۰۹
	۲	۱/۰۷	۰/۹۹	۷/۷	۲۹	۲۹/۵۲	۱/۷۷	۱۱/۵	۱۲/۷۱	۹/۵۲
	۱	۱/۳۳	۱/۸۷	۲۸/۸۶	۱۶/۳	۱۹/۷۹	۱۷/۶۵	۱۵/۲	۱۶/۲۹	۶/۶۹
۰/۳g	۳	۰/۸۹	۰/۹۹	۱۰/۱۰	۵۹/۷	۵۸/۰۶	۲/۷۵	۸/۸	۹/۷	۹/۲۸
	۲	۲/۲۴	۲/۳۵	۴/۶۸	۵۲/۱	۵۲/۹۵	۱/۶۰	۱۴/۳	۱۵/۸۹	۱۰/۰۱
	۱	۲/۰۳	۲/۲۱	۸/۱۴	۲۴/۶	۳۰/۰۷	۱۸/۲۰	۱۵/۳	۱۶/۷۲	۸/۴۹

و آسیب کل ساختمان محاسبه می شود. در انتها روش های طراحی نیرویی و تغییر مکانی از دیدگاه اقتصادی مورد بررسی قرار می گیرند و میزان آرماتور و بتن مصرفی المان ها ارزیابی و مقایسه می شود.

جدول (۶): محدوده مقادیر شاخص خرابی پارک و همکاران [۲۲].

حالت خرابی	محدوده شاخص خرابی کل سازه
خرابی غیر سازه ای	۰/۱ تا ۰/۱
خرابی سازه ای کم	۰/۱ تا ۰/۲
خرابی سازه ای متوسط	۰/۲ تا ۰/۵
خرابی سازه ای زیاد	۰/۵ تا ۰/۸۵
فروپاشی کلی	۰/۸۵ تا ۱/۱۵

۴-۱- بررسی پاسخ های کلی تغییر مکانی قاب ها

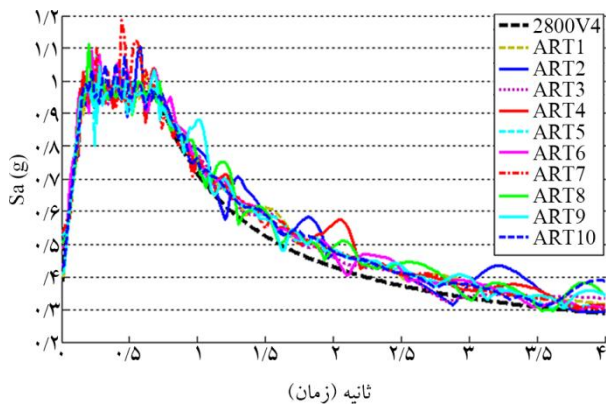
برای بررسی پاسخ های تغییر مکانی و بررسی وضعیت مفاصل پلاستیک در تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی از ۱۰ رکورد مصنوعی منطبق شده با طیف طرح ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است. بهار و طاهرپور [۲۳] در سال ۲۰۰۸ با استفاده از مبانی تبدیل موجک به توسعه الگوریتمی برای تبدیل شتاب نگاشت های مینا به شتاب نگاشت های مصنوعی منطبق بر طیف طراحی پرداختند. در این پژوهش از کدهای توسعه یافته توسط ایزدی و مقدم [۱۶] در سال ۲۰۱۵ که بر پایه مطالعات بهار و

بررسی می شوند. در بخش دوم میزان دوران مفاصل پلاستیک به عنوان گزینه ای مناسب جهت بررسی خسارت های موضعی مورد مطالعه قرار می گیرد. در بخش سوم بررسی شدت خسارت وارد بر سازه ها از دیدگاه احتمالاتی با استفاده از مدل های تحلیلی خسارت در دستور کار قرار می گیرد. از میان مدل های مختلف خسارت نظیر شاخص نرم شدگی کیولوگلو و همکاران [۱۹] در سال ۱۹۹۴، توسعه شاخص خسارت پارک انگک توسط میکامی و لمورا [۲۰] در سال ۲۰۰۰ و معرفی شاخص زمان - دوام توسط استکانچی و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۰۷، صحت عملکرد شاخص پیشنهادی پارک و همکاران [۲۲] که در رابطه (۹) ارائه شده است، مورد تأیید بسیاری از محققین می باشد.

در این پژوهش آسیب سازه ۵ و ۱۱ طبقه با استفاده از رابطه پیشنهادی پارک و همکاران [۲۲] در سطوح مختلف خرابی مطابق جدول (۶) مورد بررسی قرار گرفته است.

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE_h \quad (9)$$

که در آن θ_m ، θ_u ، θ_r ، M_y و E_h به ترتیب بیانگر بیشترین چرخش به دست آمده در طول زلزله، ظرفیت چرخش نهایی مقطع، چرخش جبرانی، لنگر جاری شده و میزان جذب انرژی مقطع می باشند. با استفاده از این مدل شاخص آسیب المان (تیرها و ستون ها)، آسیب طبقه (اجزای افقی و قائم و آسیب کل طبقه)

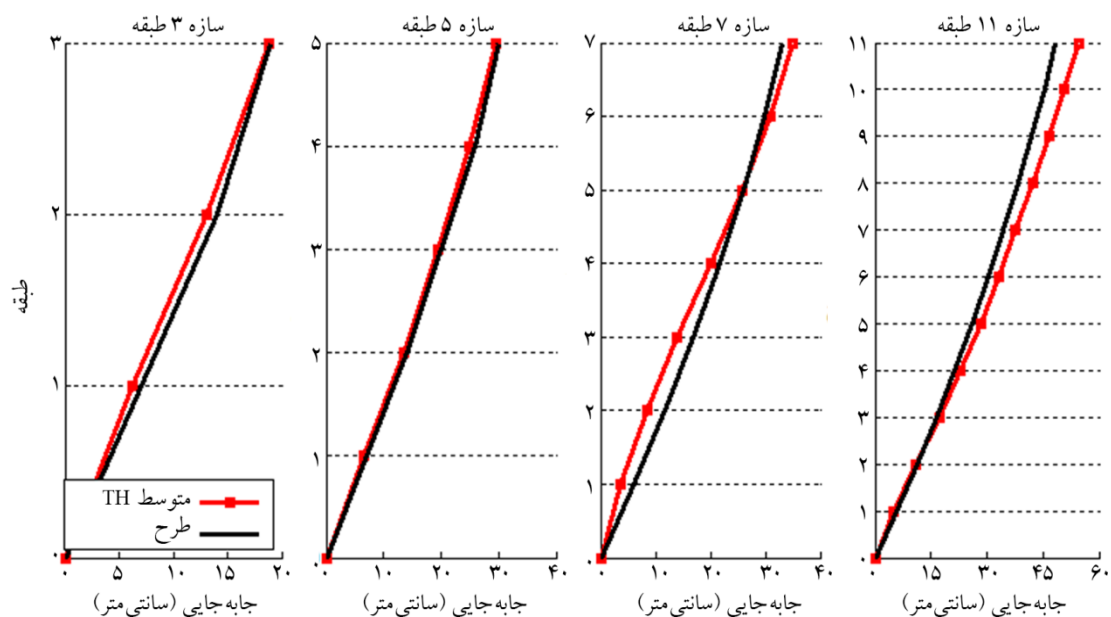


شکل (۴): مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰.

ظاهر پور است، استفاده شده است. تعداد ۱۰ شتاب‌نگاشت طبیعی انتخاب شده در جدول (۷) به‌عنوان شتاب‌نگاشت‌های پایه انتخاب گردیده تا محتوای فرکانسی و خصوصیات رکوردهای مصنوعی تولید شده، با رکوردهای طبیعی انتخابی شباهت حدافلی داشته باشند. نتایج انطباق طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی برای خاک نوع III و خطر نسبی زیاد در شکل (۴) قابل مشاهده است. در شکل (۵) مقادیر پاسخ تغییر مکانی سازه‌ها با پروفیل تغییر مکان طراحی مستقیم مقایسه شده است. نتایج تحلیل‌ها انطباق قابل قبولی را با پروفیل تغییر مکان هدف نشان می‌دهند؛ به‌گونه‌ای که

جدول (۷): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های پایه استفاده شده برای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی.

ردیف	زلزله	تاریخ	بزرگا	موقعیت	Vs (m/s)	PGA (g)
۱	نورث ریج	۱۹۹۴	۶/۷	Canyon Country - WLC	۳۰۹	۰/۴۸
۲	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	Delta	۲۷۵	۰/۳۵
۳	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro	۱۹۶	۰/۳۸
۴	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	Shin-Osaka	۲۵۶	۰/۲۳۳
۵	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	Duzce	۲۷۶	۰/۳۶۴
۶	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	Yermo Fire Station	۳۵۴	۰/۲۴۵
۷	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	Coolwater	۲۷۱	۰/۴۱۷
۸	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	Capitola	۲۸۹	۰/۵۳
۹	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	Gilroy Array #3	۳۵۰	۰/۵۵۹
۱۰	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵	El Centro I.C	۱۹۲	۰/۳۵۷



شکل (۵): پروفیل تغییر مکان تحلیلی در مقایسه با پروفیل تغییر مکان طراحی.

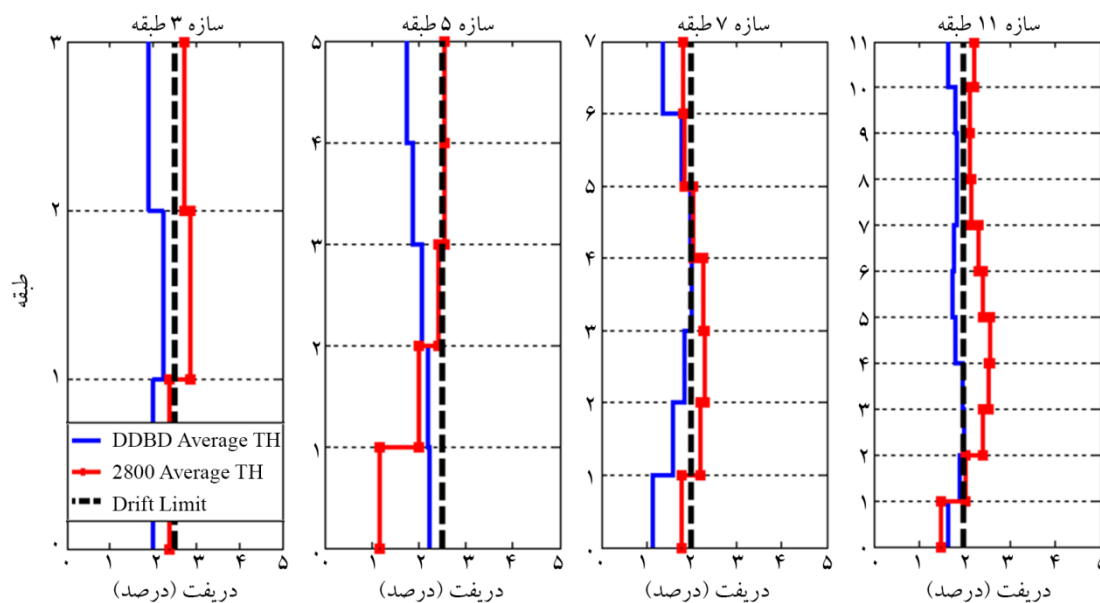
کوچک‌ترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات می‌باشد، برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه طراحی شده به روش طراحی مستقیم به ترتیب ۰/۳۵، ۰/۴۸، ۰/۸۶ و ۰/۳۵ درصد می‌باشد. در صورتی که مقدار این پارامتر در قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه طراحی شده به روش نیرویی به ترتیب ۰/۴۹، ۱/۴، ۰/۴۹ و ۱/۰۶ درصد می‌باشد. بنابراین مشاهده می‌شود که در روش طراحی مستقیم، تغییرات تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به جز در یک مورد روند یکساخت تری را دنبال می‌کنند.

۴-۲- بررسی خسارت‌های موضعی (دوران مفاصل پلاستیک)

زمانی که در سازه مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود به معنای وارد شدن آسیب به سازه است. لیکن سطح خرابی وارد بر سازه با ارائه طرح‌های مهندسی قابل مدیریت و کنترل است. بررسی و محدودسازی میزان دوران مفاصل پلاستیک یکی از راه‌کارهای کنترل خرابی‌های موضعی در سطوح مختلف عملکردی سازه‌ها می‌باشد. این بخش به بررسی و مقایسه میزان دوران مفاصل پلاستیک در سازه‌های معرفی شده به دو روش نیرویی و تغییر مکانی می‌پردازد. برای این منظور میزان چرخش مفاصل پلاستیک المان‌ها در هر دو روش طراحی، از منحنی‌های هیستریزس تحت رکوردهای زلزله معرفی شده به دست آمده است.

اختلاف پروفیل تغییر مکان تحلیلی و پروفیل تغییر مکان طراحی در بدترین حالت برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب از مقادیر ۰/۸۸، ۱، ۳/۲۳ و ۶/۱۲ سانتی‌متر فراتر نرفته است. همچنین محاسبه میانگین درصد تغییرات پروفیل تغییر مکان طراحی و تحلیلی برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب مقادیر ۴/۵۷، ۲/۸۳، ۵/۳۰ و ۸/۶۶ درصد محاسبه شده است. بنابراین روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان به نحو مطلوبی بیشینه تغییر مکان طبقات را پیش‌بینی کرده است که این موضوع تأثیر زیادی در کنترل خسارت‌های ناشی از زلزله‌ها دارد.

بیشینه گریز طبقات مختلف سازه‌ها در شکل (۶) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار این پارامتر در روش طراحی مستقیم برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه در بحرانی‌ترین طبقات به ترتیب برابر ۲/۲۳، ۲/۲۲، ۲ و ۱/۹۹ درصد می‌باشد. این مقادیر در هیچ کدام از موارد از حد مجاز ۲/۵ درصد برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه و از حد مجاز ۲ درصد برای قاب‌های ۷ و ۱۱ طبقه فراتر نرفته است. این در حالی است که در روش طراحی نیرویی، متوسط بیشینه تغییر مکان بحرانی‌ترین طبقات، به ترتیب برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه، مقادیر ۲/۳۷، ۲/۵۶، ۲/۲۸ و ۲/۵۵ درصد می‌باشد که در تمامی موارد از حدود مجاز معرفی شده فراتر رفته است. همچنین دامنه تغییرات که بیانگر اختلاف بین بزرگ‌ترین و



شکل (۶): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات دو روش طراحی نیرویی و طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان.

هدف عملکردی ایمنی جانی در تمامی مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرها در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد. این در حالی است که تعدادی از مفاصل در روش نیرویی از حد عملکرد ایمنی جانی فراتر رفته‌اند.

۴-۳- ارزیابی احتمالاتی و توسعه منحنی‌های شکنندگی

احتمال فراگذشت سازه از سطوح مختلف خسارت پارامتری مناسب جهت ارزیابی رفتار سازه‌های طراحی شده با روش‌های مختلف طراحی می‌باشد. استفاده از منحنی‌های شکنندگی روشی مناسب جهت تعیین احتمال افزایش میزان خسارت از مقدار مشخص شده در سطوح مختلف آسیب می‌باشد. منحنی‌های شکست خرابی را بین حالات مختلف توزیع می‌کنند و برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین به صورت جداگانه ترسیم می‌شوند. بارن-کوورا [۲۵] در سال ۲۰۰۰ با ارائه رابطه (۱۰) به نشان دادن احتمال شرطی تجاوز پاسخ لرزه‌ای سازه از حالات عملکردی خاص پرداخت.

$$Feragility = P\{R \geq r_{lim} | I\} \quad (10)$$

که در آن پارامتر پاسخ، r_{lim} حد آستانه پاسخ و I پارامتر معرف زمین لرزه می‌باشد. این تعریف برای پارامترهای بعدی پاسخ نیز به صورت رابطه (۱۱) قابل تعمیم است.

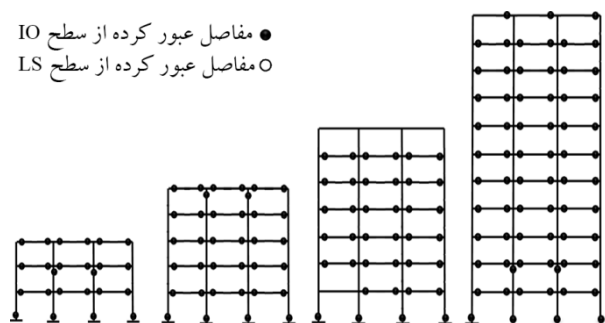
$$Feragility = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup \dots \cup R_N \geq r_{limN} | I\} = P\left\{Y_1^N R_i \geq r_{limi} | I\right\} \quad (11)$$

برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی چهار روش تجربی، قضاوت مهندسی، روش تحلیلی و ترکیبی وجود دارد [۲۶]. در این مطالعه از روش‌های تحلیلی به دلیل دقت بالای آنها استفاده شده است. در روش‌های تحلیلی منحنی‌های شکست بر اساس تحلیل مدل‌های مختلف تحت شدت‌های افزایشنده زمین لرزه، به دست می‌آیند. این تحلیل‌ها می‌توانند به صورت تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی، تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی باشند. به دلیل دقت بالاتر روش‌های تحلیلی

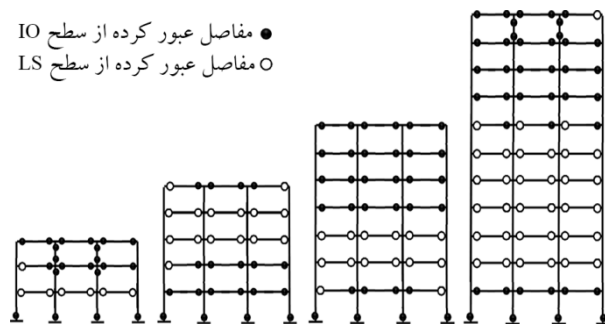
بدین ترتیب منحنی هیستریزس همه مفاصل تشکیل شده در سازه تحت هر رکورد بررسی شده و مقدار بیشینه دوران مفصل یادداشت می‌شود. سپس میانگین دوران ۱۰ رکورد در هر مفصل با مقدار مجاز دستورالعمل ASCE41-17، مقایسه می‌شود [۲۴]. در نهایت تعداد مفاصلی که از حدود عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) تجاوز کرده‌اند در جدول (۸) آورده شده است. همچنین در شکل‌های (۷) و (۸) محل دقیق مفاصل عبور کرده از سطوح مختلف عملکرد نشان داده شده است. نتایج نشان‌دهنده‌ی برآورده شدن

جدول (۸): تعداد مفاصل پلاستیک عبور کرده از سطوح عملکرد مختلف.

طبقات	تعداد نواحی مستعد	IO		LS		CP	
		DBD	۲۸۰۰	DBD	۲۸۰۰	DBD	۲۸۰۰
۳	۴۲	۲۴	۲۸	۰	۷	۰	۰
۵	۷۰	۳۶	۳۴	۰	۱۵	۰	۰
۷	۹۸	۳۸	۴۶	۰	۱۴	۰	۰
۱۱	۱۵۴	۶۹	۷۴	۰	۳۴	۰	۰



شکل (۷): محل مفاصل پلاستیک عبور کرده از سطوح عملکرد مختلف در روش طراحی DDBD.



شکل (۸): محل مفاصل پلاستیک عبور کرده از سطوح عملکرد مختلف در روش طراحی ۲۸۰۰.

این منحنی‌ها به گونه‌ای که در ک رفتار سازه ساده تر باشد، ضروری است. با توجه به توصیه کرنل ساده‌ترین روش برای عمومیت دادن به نتایج، استفاده از مقادیر میانگین ۱۶ درصد، ۵۰ درصد و ۸۴ درصد می‌باشد که برای سازه‌های مورد بررسی در شکل‌های (۹) و (۱۰) آورده شده است [۲۷]. در تحلیل دینامیکی افزایشی به منظور انتخاب مقادیر شدت که طی یک فرایند افزایشی مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید بهینه بودن تعداد نقاط برای رسم نمودار IDA را مد نظر قرار داد؛ به این صورت که در نواحی خطی تعداد این نقاط به حداقل مقدار کاهش پیدا کند و در نواحی غیرخطی و محتمل وقوع فروریزش برای دقت بیشتر، تعداد این نقاط به مقدار کافی زیاد باشد. ابتدایی‌ترین الگوریتم مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی^۴، استفاده از الگوریتم مقادیر افزایشی با گام ثابت می‌باشد که نکته فوق را مد نظر قرار نداده است. در این مطالعه برای دقت بیشتر نتایج از الگوریتم هانت فیل^۵ برای مقیاس رکوردها استفاده شده است [۲۸].

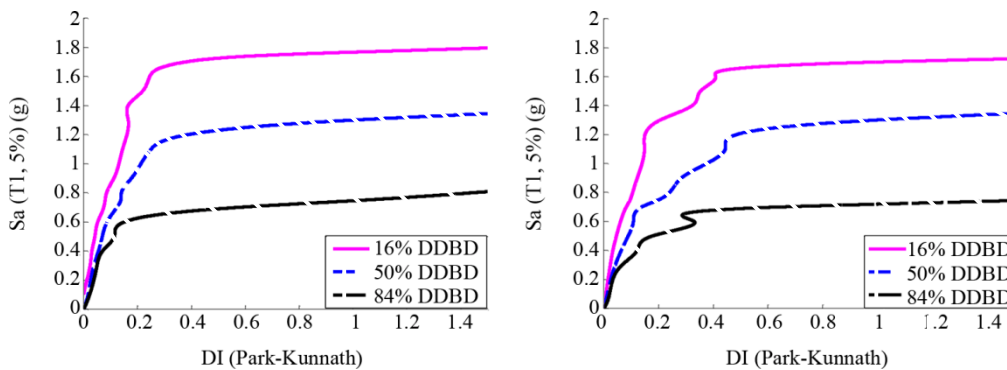
دینامیکی افزایشی، این روش به عنوان مبنای پژوهش حاضر انتخاب شده است.

تحلیل دینامیکی افزایشی نیازمند معرفی کمیته برای بیان پاسخ‌های سازه در برابر زلزله نظیر برش پایه، حداکثر تغییر مکان بام، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و دوران گرهی می‌باشد. در این پژوهش شاخص پارک و کوناث به عنوان یکی از معتبرترین شاخص‌های خسارت، در ترسیم منحنی‌های حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) مورد استفاده قرار گرفته است.

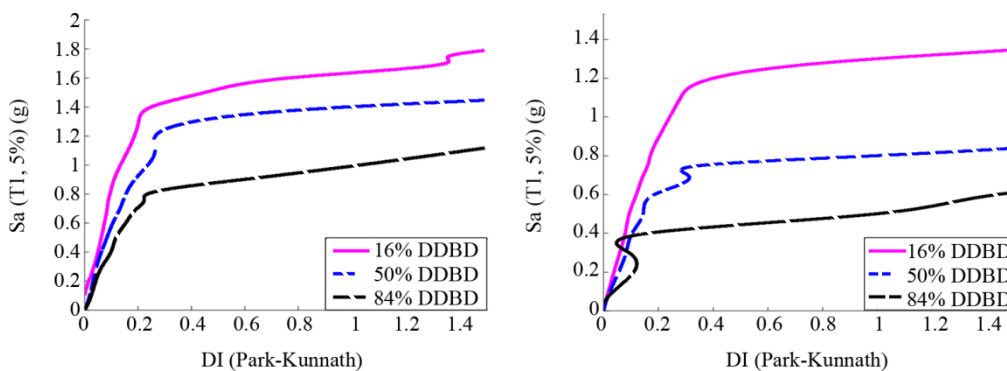
منحنی‌های IDA ترسیمی از رفتار دینامیکی سازه می‌باشند که وابستگی شدیدی به رکورد انتخابی دارند. بنابراین با استفاده از یک رکورد قادر به پیش‌بینی رفتار سازه در برابر زلزله نمی‌باشند. از این رو تعداد مناسبی از رکوردهای زمین‌لرزه انتخاب می‌شود. بدین منظور از ۱۷ رکورد پیشنهادی FEMA مطابق جدول (۹) استفاده شده است. برای پی بردن به این نکته که احتمال اثر کردن کدام یک از رکوردها در طول عمر سازه محتمل تر است، ترکیب

جدول (۹): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی.

شماره	زلزله	تاریخ	بزرگا	موقعیت	Vs (m/s)	PGA (g)
۱	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	Delta	۲۷۵	۰/۲۳۵
۲	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	Shin-Osaka	۲۵۶	۰/۲۳۳
۳	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	Duzce	۲۷۶	۰/۳۶۴
۴	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	Coolwater	۲۷۱	۰/۴۱۷
۵	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	Yermo Fire Station	۳۵۴	۰/۲۴۵
۶	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	Gilroy Array #3	۳۵۰	۰/۵۵۹
۷	منجیل، ایران	۱۹۹۰	۷/۳	Abbar	۳۰۲	۰/۲۰۹
۸	سان‌فرانسیسکو	۱۹۷۱	۶/۶	LA - Hollywood Stor	۳۱۶	۰/۲۵۵
۹	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵	El Centro I.C	۱۹۲	۰/۳۵۷
۱۰	طیس	۱۹۷۸	۷/۴	Ferdows	۳۰۲	۰/۱۰۱
۱۱	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷	Beverly Hills	۳۵۵	۰/۴۸۸
۱۲	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷	Canyon Country - WLC	۳۰۹	۰/۴۸
۱۳	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	Capitola	۲۸۹	۰/۵۳
۱۴	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵	Poe Road	۲۰۸	۰/۴۵
۱۵	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro	۱۹۶	۰/۳۸
۱۶	چی - چی	۱۹۹۹	۷/۶	CHY101	۲۵۹	۰/۴۴
۱۷	دوزجه، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱	Bolu	۲۹۳	۰/۸۰۶



شکل (۹): منحنی‌های IDA خلاصه‌شده برای قاب ۵ طبقه به ترتیب از سمت راست طراحی ۲۸۰۰ و DDBD.



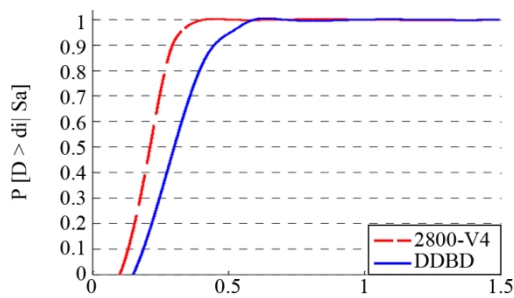
شکل (۱۰): منحنی‌های IDA خلاصه‌شده برای قاب ۱۱ طبقه به ترتیب از سمت راست طراحی ۲۸۰۰ و DDBD.

(شامل پارامترهای تقاضای مهندسی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی) توسط آزمون‌های معرفی شده تابع توزیع مناسب از بین تعداد زیادی تابع توزیع مختلف نظیر توزیع نرمال، توزیع لوگ نرمال، توزیع پواسون، توزیع بتا، توزیع نمایی و توزیع یکنواخت انتخاب می‌شود. در این پژوهش به‌طور تصادفی پنج دسته از داده‌ها، در نرم‌افزار Easyfit مورد آزمون قرار گرفته‌اند. بررسی توزیع آماری مناسب برای داده‌ها نشان‌دهنده‌ی عملکرد مناسب توزیع لوگ نرمال برای تولید منحنی‌های شکنندگی می‌باشد.

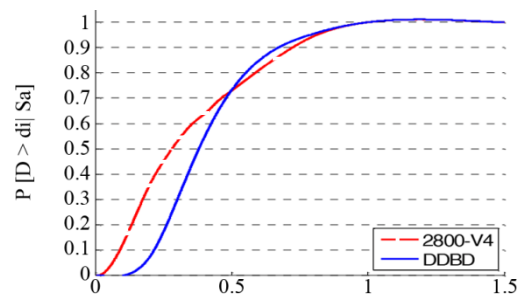
در این پژوهش خسارت سازه‌ها با استفاده از شاخص پیشنهادی پارک و کوناث در پنج سطح خرابی مختلف نظیر خرابی غیر سازه‌ای، خرابی سازه‌ای کم، خرابی سازه‌ای متوسط، خرابی سازه‌ای زیاد و فروپاشی کلی، مورد بررسی قرار گرفته است و منحنی شکنندگی قاب‌ها در هر یک این سطوح با به‌کارگیری توزیع لوگ نرمال در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) ترسیم شده است.

بر اساس این الگوریتم در ابتدا یک مقدار کوچک از شاخص شدت که بر اساس آن سازه در محدوده الاستیک باقی می‌ماند در نظر گرفته می‌شود. پس از آن نوبت به یافتن شاخص شدت در محدوده فروریزش است. برای این منظور مقدار شاخص شدت به‌صورت جهشی افزایش پیدا می‌کند و از مقدار فروریزش فراتر می‌رود. سپس طی یک فرایند تکراری با استفاده از نقاط قبلی، شاخص شدت متناظر با فروریزش به‌طور نسبتاً دقیقی تعیین می‌شود. در انتها نقاط باقی‌مانده از تعداد نقاط انتخابی صرف افزایش دقت در قسمت اولیه نمودار می‌شوند.

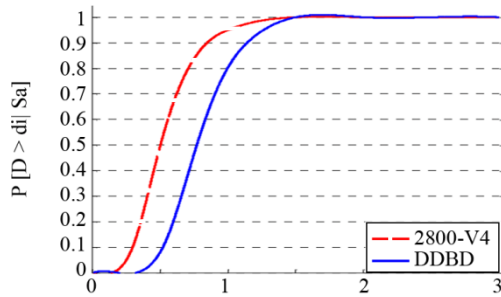
تولید منحنی شکنندگی نیازمند تعیین یک تابع توزیع آماری مناسب برای پارامترهای تقاضای مهندسی به‌دست آمده از تحلیل‌های ریاضی می‌باشد. نرم‌افزار Easyfit با در نظر گرفتن سه آزمون کولموگروف اسمیرنوف [۲۹]، اندرسون دارلینگ [۳۰]، خی دو (کای دو) یک متغیری [۳۱]، به‌صورت جداگانه به رتبه‌بندی توابع توزیع مختلف می‌پردازد. پس از بررسی داده‌ها



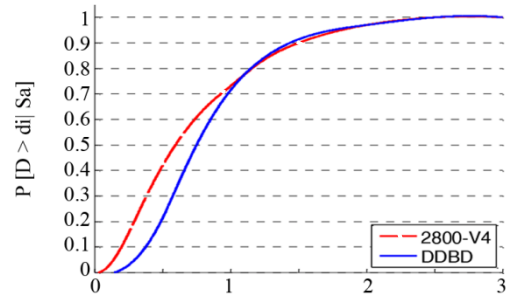
الف) خرابی غیرسازه‌ای



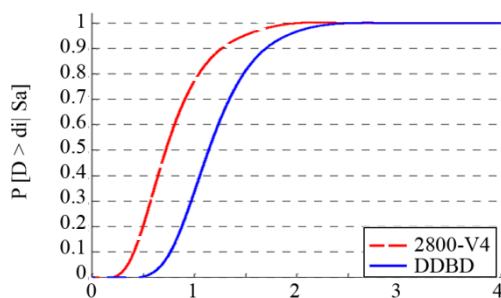
الف) خرابی غیرسازه‌ای



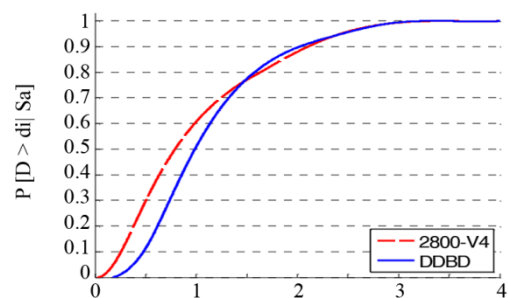
ب) خرابی سازه‌ای کم



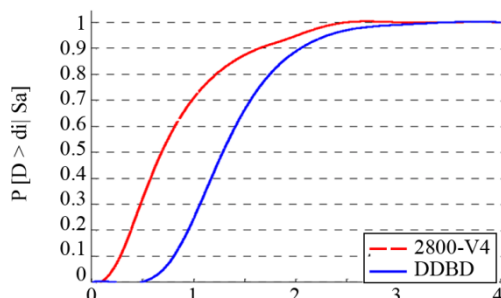
ب) خرابی سازه‌ای کم



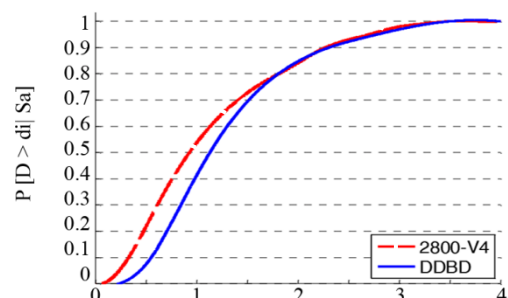
پ) خرابی سازه‌ای متوسط



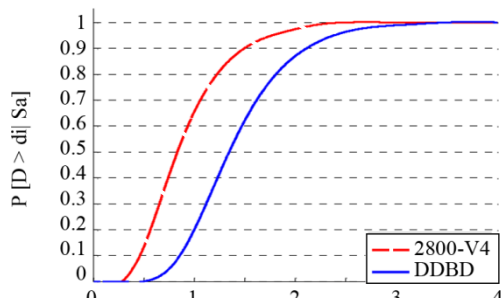
پ) خرابی سازه‌ای متوسط



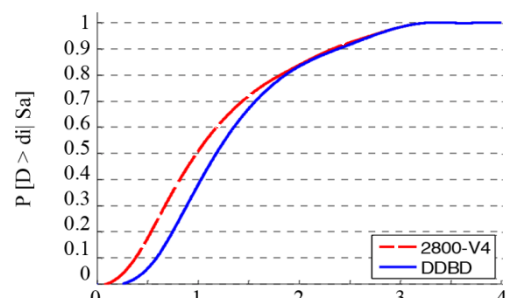
ت) خرابی سازه‌ای شدید



ت) خرابی سازه‌ای شدید



ث) فروریزش

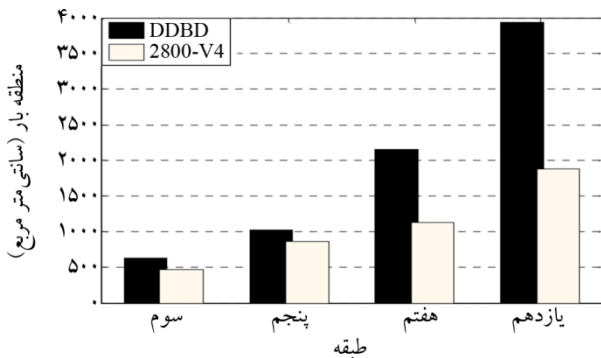


ث) فروریزش

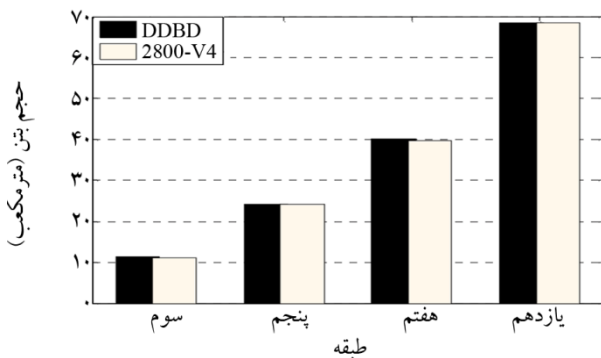
شکل (۱۲): منحنی‌های شکنندگی قاب ۱۱ طبقه در سطوح خرابی مختلف.

شکل (۱۱): منحنی‌های شکنندگی قاب ۵ طبقه در سطوح خرابی مختلف.

مقطع آرماتورها و حجم بتن مصرفی در دو روش طراحی می‌باشند. نتایج طراحی نشان‌دهنده‌ی استفاده از آرماتور و بتن بیشتر در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان نسبت به روش مبتنی بر ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان آرماتورهای مصرفی در تمامی قاب‌ها نسبت به روش نیرویی بیشتر است. این تفاوت در مورد حجم بتن مصرفی کمتر می‌باشد. نتیجه دیگری که از مطالعه نمودارها مشاهده می‌شود روند تصاعدی مصرف بتن و آرماتور در قاب‌های با ارتفاع بیشتر می‌باشد.



شکل (۱۳): سطح مقطع آرماتورهای به کاررفته در دو روش طراحی.



شکل (۱۴): حجم بتن مصرفی در دو روش طراحی.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با ارتفاع مختلف با دو رویکرد متفاوت، طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس تغییر مکان، طراحی شده و مورد مقایسه و ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. برای این منظور از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۱۰ شتاب‌نگاشت مصنوعی منطبق بر

مطالعه شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نشان‌دهنده‌ی احتمال خسارت کمتر در هر پنج حالت خرابی برای سازه‌های ۵ و ۱۱ طبقه طراحی شده با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است. هنگامی که احتمال شکنندگی برای سازه ۵ طبقه طراحی شده به روش طراحی نیرویی به ۵۰ درصد می‌رسد، مقدار Sa در حالت‌های خرابی غیر سازه‌ای، سازه‌ای کم، سازه‌ای متوسط، سازه‌ای شدید و فروریزش به ترتیب مقادیر ۰/۳g، ۰/۶g، ۰/۸g، ۰/۹۵g و ۱g می‌باشد، در حالی که در سازه ۵ طبقه طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان این مقادیر برای سطوح خرابی ذکر شده به ترتیب برابر ۰/۴g، ۰/۷۵g، ۱g، ۱/۱g و ۱/۲g می‌باشند. همچنین در سازه ۱۱ طبقه طراحی شده به روش نیرویی، مقادیر Sa برای احتمال شکنندگی ۵۰ درصد برای حالت‌های خرابی غیر سازه‌ای، سازه‌ای کم، سازه‌ای متوسط، سازه‌ای شدید و فروریزش به ترتیب ۰/۲g، ۰/۵g، ۰/۶g، ۰/۶g و ۰/۷۵g می‌باشند، در حالی که برای سازه طراحی شده به روش طراحی مستقیم در سطوح خرابی ذکر شده Sa به ترتیب برابر ۰/۳g، ۰/۷۵g، ۱/۱g، ۱/۲g و ۱/۳g می‌باشد. این موضوع نشان‌دهنده‌ی این است که برای تمامی حالت‌های خرابی در روش طراحی نیرویی مقادیر شدت کمتری منجر به یک احتمال خسارت مشخص در مقایسه با روش طراحی مستقیم می‌شوند. همچنین از نتایج مشاهده می‌شود که در یک احتمال خرابی مشخص (۵۰ درصد) میزان اختلاف بین مقادیر Sa گزارش شده در دو روش طراحی مورد بررسی برای قاب ۵ طبقه در سطوح خرابی غیر سازه‌ای، سازه‌ای کم، سازه‌ای متوسط، سازه‌ای شدید و فروریزش به ترتیب ۰/۱g، ۰/۱۵g، ۰/۲g، ۰/۱۵g و ۰/۲g می‌باشد. در حالی که در قاب ۱۱ طبقه این مقادیر ۰/۱g، ۰/۲۵g، ۰/۵g، ۰/۶g و ۰/۵۵g می‌باشند. اختلاف بیشتر در نتایج قاب ۱۱ طبقه تأکیدی بر ضعف روش نیرویی مبتنی بر ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در قاب‌های با ارتفاع بلندتر به دلیل رفتار غیرخطی بیشتر آنهاست.

۴-۴ تحلیل هزینه

شکل‌های (۱۳) و (۱۴) به ترتیب نشان‌دهنده‌ی میزان سطح

نیروی از سطح ایمنی جانی گذر کرده‌اند.

۵. مقادیر Sa قاب ۵ طبقه طراحی شده به روش نیرویی در تمامی حالت‌های خرابی برای هنگامی که احتمال شکنندگی به ۵۰ درصد برسد، بین حدود ۱۵/۷۸ تا ۲۵ درصد نسبت به قاب ۵ طبقه طراحی شده به روش طراحی مستقیم، کمتر می‌باشند. همچنین مقادیر Sa قاب ۱۱ طبقه طراحی شده به روش نیرویی در تمامی حالت‌های خرابی برای هنگامی که احتمال شکنندگی به ۵۰ درصد برسد، بین حدود ۳۱/۲۵ تا ۴۲/۳ درصد نسبت به قاب ۵ طبقه طراحی شده به روش طراحی مستقیم، کمتر می‌باشند. به‌طور کلی مطالعه منحنی‌های شکست نشان‌دهنده‌ی احتمال خسارت کمتر در قاب‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد.

۶. میزان اختلاف شاخص شدت در دو روش طراحی مورد بررسی، برای یک احتمال خرابی مشخص (۵۰ درصد) در قاب ۱۱ طبقه تا ۴۰ درصد بیشتر از قاب ۵ طبقه می‌باشد. این میزان اختلاف تأییدی بر ضعف روش‌های نیرویی در قاب‌های با ارتفاع بالاتر می‌باشد.

۷. تحلیل هزینه نشان‌دهنده‌ی افزایش آرماتور مصرفی بین ۶/۶ تا ۵۲/۱۱ درصد و افزایش بتن مصرفی تا ۳/۴ درصد در روش طراحی مستقیم نسبت به روش نیرویی می‌باشد. همچنین اختلاف بین میزان مصالح مصرفی در سازه‌های با ارتفاع بلندتر، بیشتر مشاهده شد.

مراجع

1. Priestley, M.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS press, Pavia, Italy.
2. Sullivan, T. (2002) *The Current Limitations of Displacement Based Design*. A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirement for the master degree in earthquake engineering, Rose school.
3. Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976) Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division*. 102(ASCE# 11824).

طیف طرح ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ استفاده گردید و پاسخ‌های تغییر مکانی سازه‌ها مورد مقایسه قرار گرفت. سپس به‌منظور بیان کمی آسیب قاب‌ها، قاب‌های طراحی شده به روش تحلیل دینامیکی افزاینده تحلیل شدند و منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش‌های تحلیلی تولید شدند. در نهایت آسیب‌پذیری مدل‌های طراحی شده در پنج حالت خرابی غیر سازه‌ای، سازه‌ای کم، سازه‌ای متوسط، سازه‌ای شدید و فروریزش مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از تحلیل‌ها در موارد زیر خلاصه می‌شوند:

۱. میانگین درصد تغییرات پروفیل تغییر مکان تحلیلی در مقایسه با پروفیل تغییر مکان طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان در هیچ کدام از قاب‌ها از میزان ۱۰ درصد فراتر نرفته است. این موضوع نشان‌دهنده‌ی انطباق قابل قبول بین نتایج حاصل از تحلیل‌ها و تغییر مکان هدف طراح می‌باشد.
۲. شاخص پراکندگی (دامنه تغییرات) تغییر مکان جانبی نسبی در روش طراحی مستقیم برای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب مقادیر ۰/۳۵، ۰/۴۸، ۰/۸۶ و ۰/۳۵ درصد و در قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی به ترتیب مقادیر ۰/۴۹، ۱/۴، ۰/۴۹ و ۱/۰۶ درصد گزارش شده است. این موضوع نشان‌دهنده‌ی پراکندگی کمتر به‌جز در یک مورد (قاب ۷ طبقه) در پاسخ قاب‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم نسبت به روش نیرویی می‌باشد.
۳. متوسط بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات در روش تغییر مکانی در هیچ کدام از قاب‌های مورد مطالعه از حد مجاز ۲/۵ درصد برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه و از حد مجاز ۲ درصد برای قاب‌های ۷ و ۱۱ طبقه فراتر نرفته است. این در حالی است که قاب‌های طراحی شده بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ توانایی کنترل این پارامتر را در قاب‌های مورد مطالعه ندارند.
۴. متوسط میزان دوران مفاصل پلاستیک در قاب‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم در هیچ کدام از مفاصل از دوران سطح عملکرد انتخابی فراتر نرفته است در حالی که بین حدود ۱۶/۶ تا ۲۲ درصد از مفاصل سازه‌های طراحی شده به روش

- A model code for the displacement-based seismic design of structures.* DBD12 draft subject to public enquiry. IUSS press, Pavia.
15. Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000) Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, NZSEE, **33**(4), 421-444.
 16. Izadi, Z.E. and Moghadam, A. (2015) Two important issues relevant to torsional response of asymmetric 8-story RC building designed with direct displacement based design approach. *International Journal of Engineering-Transactions*, **28**(9), 1257-1267.
 17. Montejo, L.A. and Kowalsky M.J. (2007) *Cumbia-set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members*. Report No is-07-01, Constructed facilities laboratory, North carolina state university, Raleigh.
 18. Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., and Mander, J.B. (1995) Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads performance of structural system. *ACI Structural Journal*, **92**(5), 597-610.
 19. Koyluoglu, H.U. Nielsen, S.R.K., Çakmak, A.Ş., and Kirkegaard, P.H. (1997) Prediction of global and localized damage and future reliability for RC structures subject to earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**(4), 463-475.
 20. Mikami, T. and Lemura, H. (2000) Demand spectra of yield strength and ductility factor to satisfy the required seismic performance objectives. *Proceeding of JSCE*, No.689, 333-342.
 21. Estekanchi, H.E., Arjomandi, K., and Vafai, A. (2007) Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(2), 145-155.
 22. Park, Y.J., Reinhorn, A.M., and Kunnath, S.K. (1987) IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures.
 23. Bahar, O. and Taherpour, A. (2008) Nonlinear dynamic behavior of RC buildings against accelerograms with partial compatible spectrum.
 4. Chopra, A.K. and Goel, R.K. (1999) Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. *Civil and Environmental Engineering*, 531.
 5. Judi, H.J., Fenwick, R.C., and Davidson, B.J. (2001) Direct displacement based design-a definition of damping. *Proceeding of NZSEE Conference*.
 6. Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N. (2005) *Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design*. Research report No. rose-2005/02, Rose school.
 7. Beyer, K. (2005) *Design and Analysis of Walls Coupled by Floor Diaphragms*. A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirement for the master degree in earthquake engineering, Rose school.
 8. Sullivan, T., Priestley, M.J.N., and Calvi, G. (2006) Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, **10**, 91-124.
 9. Massena, B., Degee, H., and Bento, R. (2010) Consequences of design choices in direct displacement based design of RC frames. *Proceeding of 14th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (14ECEE)*, Ohrid, Macedonia.
 10. Nievas, C.I. and Sullivan, T.J. (2014) Developing the direct displacement-based design method for RC strong frame-weak wall structures. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul.
 11. Ravinder, M. and Singh, A. (2016) Performance study on a pier designed using force based and direct displacement methods. *International Journal of Engineering Science*, 2024.
 12. Calvi, G.M. and Sullivan, T. (2009) *Development of a model code for direct displacement based seismic design*. The state of earthquake engineering research in Italy. The RELUIS-DPC 2005-2008 project.
 13. Calvi, G.M. and Sullivan, T.J. (2009) *A model code for the displacement-based seismic design of structures*. DBD09 draft subject to public enquiry. IUSS press, Pavia.
 14. Sullivan, T., Priestley, M.J.N., and Calvi, G. (2012)

14th World Conference on Earthquake Engineering and Seismology (14WCEE), Beijing, China.

24. Pekelnicky, R. and Poland, C. (2017) ASCE 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. In SESOC 2017 convention.
25. Barron-Corvera, R. (2001) *Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures*.
26. Nielson, B.G. (2005) *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*. Diss. Georgia Institute of Technology.
27. Cornell, C.A. (2002) Normalization and scaling accelograms for nonlinear structural analysis. *Proceedings of the 6th U.S. National Conference in Earthquake Engineering*, Paper No. 243.
28. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491–514.
29. Lilliefors, H.W. (1967) On the kolmogorov-smirnov test for normality with mean and variance unknown. *Journal of the American Statistical Association*, **62**(318), 399-402.
30. Anderson, T.W. and Darling, D.A. (1954) A test of goodness of fit. *Journal of the American Statistical Association*, **49**(268), 765-769.
31. Test, Chit-Square. Chi-Square Test. EEC 686: 785.

واژه نامه

Direct Displacement Based Design (DDBD)	۱- طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان
Reluis	۲- ریلوئیس
Set of Codes for The Analysis of Reinforced Concrete Members (CUMBIA)	۳- کامبیا
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۴- تحلیل دینامیکی افزاینده
Hunt and Fill	۵- هانت فیل
Fiber Element	۶- المان فایبر