

M.H. Hajimohammadi

Msc Student, Babol
Noshirvani University of
Technology, Babol, Iran.

e-mail:
hajimohammadi.ce@gmail.com

H. Khosravi*

Faculty of civil engineering
department/ Babol
Noshirvani University of
Technology, Babol, Iran.

e-mail: khosravi@nit.ac.ir

R. Dezvareh

Faculty of civil engineering
department/ Babol
Noshirvani University of
Technology, Babol, Iran.

e-mail: rdezvareh@nit.ac.ir

**P-Delta Effect on Residual Displacement and
Collapse Capacity of SDOF Systems during
Long and Short Duration Earthquakes**

In structural analysis, P-Delta effect refers to the changes in internal forces due to P-Delta moment which can be found by multiplying gravity load (P) by the lateral displacement of structure for earthquake lateral load (Delta). The influence of P-Delta in elastic response of structures is ignorable, but P-Delta effect should be given more attention when the structure responds in inelastic range. On the other hand, the influence of ground motion duration is magnified when P-Delta effect is considered in the structural analysis. In this paper, to consider the simultaneous effect of ground motion duration and P-Delta effect, an algorithm is implemented in MATLAB which employs OPENSEES for linear and nonlinear dynamic analysis of elasto-plastic systems subjected to long- and short-duration records. The analysis results indicate that the frequency of structural collapse for long-duration ground motions is about twice of short-duration ground motions. The frequency of collapse also increases when ductility and stability index increase, but decreases when the period of structure increases. Furthermore, the increase of ground motion duration has no influence on the residual displacement of structures, but nonlinear behavior of structures and gravity load effect increase the residual displacements.

Keywords: P-Delta Effect, Strong Motion Duration, Residual Displacement, Collapse Capacity, Elasto-Plastic System.

* Corresponding author

Received 26 August 2021, Revised 10 October 2021, Accepted 11 November 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.7289.1290

اثر پی - دلتا در زلزله‌های با مدت تداوم طولانی و کوتاه بر روی تغییر مکان پسماند و ظرفیت فروریزش سازه‌های یک درجه آزادی

در تحلیل سازه، اثر پی - دلتا به تغییرات نیروهای داخلی ناشی از لنگر حاصلضرب بار ثقلی (پی) در تغییر مکان جانبی سازه در اثر زلزله (دلتا) گفته می‌شود. اهمیت اثر پی - دلتا هنگامی که پاسخ سازه در ناحیه خطی است می‌تواند قابل چشم‌پوشی باشد، اما این اثر با ورود پاسخ سازه به ناحیه غیرخطی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. از طرف دیگر، مدت دوام زمین‌لرزه زمانی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند که در تحلیل‌های غیرخطی اثر پی - دلتا نیز لحاظ شود. در این تحقیق، جهت بررسی میزان تأثیر مدت دوام زلزله و اثر پی - دلتا به‌طور هم‌زمان، الگوریتمی در نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی شد که با به‌کارگیری نرم‌افزار اپن‌سیس، سیستم‌های الاستوپلاستیک را تحت شرایط بار ثقلی مختلف مدل‌سازی نموده و سپس آن‌ها را تحت تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی، تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه قرار می‌دهد. نتایج این مطالعه نشان داد که در تمام موارد، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی نسبت به جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه، حدود دو برابر است. همچنین تعداد فروریزش‌ها با افزایش شکل‌پذیری و شاخص پایداری افزایش ولی با افزایش دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد. علاوه بر این، افزایش مدت دوام زلزله تأثیر چندانی بر افزایش تغییر مکان پسماند سازه نداشته است، ولی در اثر غیرخطی شدن سازه و اثر ثقل، فراوانی مقادیر تغییر مکان‌های پسماند بزرگ، افزایش پیدا می‌کند.

واژگان کلیدی: اثر پی - دلتا، مدت تداوم زلزله، تغییر مکان پسماند، ظرفیت فروریزش، سیستم یک درجه آزاد الاستوپلاستیک.

محمدحسین حاجی

محمدی

دانشجوی کارشناسی ارشد
مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی
نوشیروانی بابل، بابل، ایران.
پست الکترونیک:
hajimohammadi.ce@gmail.com

حر خسروی*

عضو هیئت علمی دانشکده
مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی
نوشیروانی بابل، بابل، ایران.
پست الکترونیک:
khosravi@nit.ac.ir

رضا دزواره رسنانی

عضو هیئت علمی دانشکده
مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی
نوشیروانی بابل، بابل، ایران و
پست الکترونیک:
rdezvareh@nit.ac.ir

۱- مقدمه

تغییر شکل سازه، باعث بروز مکانیزم‌های خاصی در سازه شود. همچنین اثر پی - دلتا می‌تواند باعث کاهش مقاومت جانبی، افزایش تغییر مکان‌های پسماند و ناپایداری‌های دینامیکی شود [۱].

مونتگومری^۱ به بررسی اثر پی - دلتا بر پاسخ سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی پرداخت. طبق نتایج او اثر پی - دلتا در سازه‌هایی که پاسخ‌های غیرخطی زیادی را تجربه می‌کنند، دارای اهمیت بسیار بالایی است؛ در حالی که سازه‌هایی که پاسخشان در ناحیه خطی است و یا غیرخطی شدن بسیار

اثر پی - دلتا یکی از انواع غیرخطی شدن‌های هندسی است که معادلات تعادل سیستم بارگذاری شده، حول سازه تغییر شکل یافته برقرار می‌شود. نگرانی ویژه‌ای که وجود دارد، اثر بار ثقلی بر جابه‌جایی‌های جانبی سازه‌های چندطبقه است که باعث افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات می‌شود. همچنین می‌تواند با کاهش ظرفیت

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۶/۰۴، بازنگری: ۱۴۰۰/۰۷/۱۸، پذیرش: ۱۴۰۰/۰۸/۲۰
(DOI): 10.22091/cer.2021.7289.1290 شناسه دیجیتال

¹ - Montgomery

کردند؛ اما برای هردوی آن‌ها ۰/۳۳ را به عنوان حداکثر مقدار مجاز برای شاخص پایداری ناکشسان در نظر گرفتند. برای سازه‌های فولادی اگر شاخص پایداری ناکشسان کم‌تر از ۰/۰۵ و برای سازه‌های بتنی اگر شاخص پایداری ناکشسان کم‌تر از ۰/۱ باشد، می‌توان از اثر پی- دلتا صرف‌نظر کرد [۷].

وی^۷ و همکاران با تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی که بر مدل‌هایی با رفتار الاستوپلاستیک انجام دادند، آستانه صرف‌نظر از اثر پی- دلتا را برای مقادیری از شاخص پایداری ناکشسان مجاز دانستند که از ۰/۰۲۵ کم‌تر باشد. همچنین برای ممانعت از فروریزش سازه، حداکثر مقدار مجاز را برای آن، مقدار سخت‌گیرانه ۰/۱۵ تعیین کردند [۸]. تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که اهمیت اثر پی- دلتا بستگی به شکل نمودار هیستریزس پاسخ سازه دارد. مکرایی و همکاران نیز با استفاده از رفتار الاستوپلاستیک و لحاظ کردن اثر پی- دلتا نشان دادند که اگر نداشت زلزله به اندازه کافی طولانی باشد، با افزایش تغییرمکان‌ها با برابری پی- دلتا و لنگر طراحی پای سازه در نهایت، سازه دچار ناپایداری می‌شود [۹].

با توجه به آنچه بیان شد، اثر پی- دلتا موجب ایجاد لنگر اضافی در سازه تغییرشکل‌یافته شده و تغییرمکان جانبی سازه افزایش می‌یابد. مشاهده گردید که در ادبیات فنی، مطالعات بسیار زیادی پیرامون اثر پی- دلتا بر پاسخ و رفتار سازه صورت گرفته است و این نشان از اهمیت این اثر دارد؛ اما اثر پی- دلتا بر پاسخ سازه تحت زلزله‌های با مدت دوام طولانی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. با این حال پریستلی و همکاران بر این اعتقادند که اثر پی- دلتا در سازه‌های فولادی تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی موجب آسیب به مراتب بیشتر ناشی از خرابی تجمعی در طول مدت زلزله می‌شود [۷]. در این پژوهش، اثر پی- دلتا در سازه‌های تک‌درجه آزادی با رفتار

اندکی را تجربه می‌کنند، اثر پی- دلتا در آن‌ها بسیار کم است [۲].

بلری^۲ و همکاران، با استفاده از سیستم‌های تک‌درجه آزادی با مدل رفتاری تاکدا^۳ به بررسی اثر پی- دلتا در فرایند ارزیابی براساس تغییرمکان پرداختند و دریافتند که پی- دلتا نیروی جانبی مرتبط با تغییرمکان هدف انتخابی در منحنی ظرفیت را کاهش می‌دهد که این باعث کاهش سختی مؤثر و افزایش دوره تناوب مؤثر می‌شود [۳]. مکرایی^۴ با بررسی اثر پی- دلتا در سازه‌های تک‌درجه آزادی دوخطی دریافت که پی- دلتا باعث کاهش سختی‌های کشسان و ناکشسان سازه می‌شود. افزایش سختی کشسان، باعث افزایش کوچکی در دوره تناوب اصلی ارتعاش و تغییر کمی در پاسخ شتاب خطی می‌شود [۴].

پژوهشگران، سیستم‌های با دوره تناوب کوتاه و با مدل‌های رفتاری دوخطی، سیستم‌های دارای اثر پینچینگ^۵ و سیستم‌هایی که اثر پینچینگ و زوال مقاومت به‌طور هم‌زمان در آنها لحاظ شده است را مدل‌سازی کردند. سپس به بررسی اثر پی- دلتا بر ظرفیت فروریزش سازه‌ها پرداخته و دریافتند که با افزایش پی- دلتا، ظرفیت فروریزش سازه به وضوح کاهش می‌یابد [۵]. همچنین در تحقیق دیگر، با بررسی ساختمان‌های بتن مسلح، پیشنهاد شد که اگر شاخص پایداری نهایی کمتر از ۰/۰۸۵ باشد، می‌توان از اثر پی- دلتا چشم‌پوشی کرد. برای مقادیر بزرگ‌تر شاخص پایداری، با استفاده از روش انرژی برابر، میزان تشدید مورد نیاز نیروی زلزله تعیین شد که نشان می‌دهد تشدید مورد نیاز اسمی مورد نیاز، قدری بیشتر از ۵۰٪ اثر پی- دلتا محاسبه شده را از بین می‌برد [۶]. پریستلی^۶ و همکاران برای سازه‌های بتنی و فولادی، دو آستانه صرف‌نظر از اثر پی- دلتا را معرفی

2- Belleri

3- Takeda

4- MacRae

5- Pinching Effect

6- Priestley

7- Wei

تاریخچه زمانی غیرخطی، رابطه پیچیده‌تری را برای ضریب تشدید نیروی زلزله سازه‌های تک‌درجه آزادی مطابق رابطه (۳) پیشنهاد داد [۱۵]:

$$\lambda_f = \frac{1 + \beta \theta_e}{1 - \theta_e} \quad (۳)$$

پژوهشگران مقدار افزایش تشدید نیروی زلزله را طوری محاسبه کردند که مساحت زیر نمودارهای بدون اثر پی-دلتا و سازه تقویت شده تحت اثر پی-دلتا با هم برابر شود و ضریب تشدید نیروی زلزله را مطابق رابطه (۴) ارائه دادند [۶]:

$$\lambda_f = \frac{1 + \mu}{2} \theta_e \quad (۴)$$

پورعلی و همکاران نیز دو رابطه برای بازه‌های متفاوت شکل‌پذیری سازه ارائه کردند [۱۶]:

$$\lambda_f = 0.94 + 1.7\theta_\Delta \quad \text{for } \mu \leq 3 \quad (۵)$$

$$\lambda_f = 0.98 + 1.7\theta_\Delta \quad \text{for } \mu \geq 3 \quad (۶)$$

در تحقیقی دیگر، با استفاده از رفتار الاستوپلاستیک و لحاظ کردن اثر پی-دلتا نشان داده شد که اگر نداشت زلزله به اندازه کافی طولانی باشد، در نهایت، سازه دچار ناپایداری می‌شود [۹].

در جدول ۱، خلاصه‌ای از توصیه‌های محققین و آیین‌نامه‌های طراحی برای آستانه صرف‌نظر و حداکثر مقدار مجاز اثر پی-دلتا آمده است.

۳- مدل‌سازی

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی مقایسه‌ای اثر پی-دلتا بر روی تغییرمکان پسماند و تعداد فروریزش سازه تحت زلزله با مدت دوام طولانی و کوتاه است. تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهند که اهمیت اثر پی-دلتا بستگی به شکل نمودار هیستریزس پاسخ سازه دارد. برای تحقق هدف تبیین شده، سازه‌های تک‌درجه آزادی با مدل رفتاری الاستوپلاستیک که معرف رفتار فولاد است، مدل‌سازی شدند.

الاستوپلاستیک، تحت جفت‌نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه که دارای طیف پاسخ همسانی‌اند، مورد بررسی قرار خواهد گرفت و مقایسه‌ای در خصوص ظرفیت فروریزش سازه و تغییرمکان پسماند آن در دو حالت نگاشت‌های کوتاه و بلندمدت انجام می‌گیرد.

۲- اثر پی-دلتا در طراحی سازه‌ها

در طراحی‌های مرسوم براساس نیرو، رویکرد در نظر گرفتن اثر پی-دلتا، افزایش تغییرمکان مورد انتظار و افزایش برش پایه طراحی براساس شاخص پایداری است. این کار، معمولاً به صورت ضرب $1/(1-\theta)$ در تغییرمکان و برش پایه بدون اثر پی-دلتا انجام می‌شود.

بر این اساس، ضریب تشدید نیروی زلزله که در آیین‌نامه بارگذاری آمریکا ارائه شده است، مطابق رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$\lambda_f = \frac{1}{1 - \theta_e} \quad (۱)$$

که در آن λ_f نسبت مقاومت تشدید یافته به مقاومت اولیه سازه و θ_e شاخص پایداری کشسان است [۱۰].

روزن بلوث^۸ رابطه‌ای مشابه رابطه بالا ارائه کرد، با این تفاوت که مطابق رابطه (۲) به جای θ_e از θ_Δ استفاده شده است:

$$\lambda_f = \frac{1}{1 - \theta_\Delta} \quad (۲)$$

که در این رابطه، θ_Δ شاخص پایداری ناکشسان است [۱۱]. لازم به توضیح است که این رابطه مورد قبول و استفاده آیین‌نامه‌های Eurocode8، Fema 450 و AASHTO قرار گرفته است [۱۲-۱۴].

تحقیقات اخیر توسط وی و همکاران نیز نشان می‌دهد که رابطه (۱)، تنها در حوزه خطی صادق است و برای سازه‌های با رفتار غیرخطی دارای خطاهای بسیار بزرگی است [۸]. برنال^۹، با استفاده از تحلیل‌های

^۸- Rosenblueth

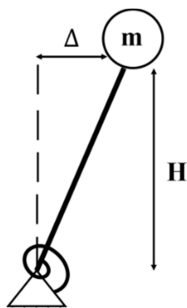
^۹- Bernal

جدول ۱- خلاصه توصیه محققین و آیین‌نامه‌ها

رویکرد	آستانه صرف‌نظر	حداکثر مقدار مجاز
Pauley & Priestley [6]	$\theta_{\Delta} < 0.085$	-
Priestley et al. [7]	$\theta_{\Delta} < 0.05$ Steel $\theta_{\Delta} < 0.1$ Concrete	$\theta_{\Delta} = 0.33$
Wei et al. [8]	$\theta_{\Delta} < 0.025$	$\theta_{\Delta} = 0.15$
ASCE-7 [10]	$\theta_e < 0.1$	$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25$
Eurocode 8 [12]	$\theta_{\Delta} < 0.1$	$\theta_{\Delta} = 0.3$
Fema 450 [13]	-	$\theta_e = 0.1$
AASHTO [14]	$\theta_{\Delta} < 0.25$	-
Bernal [15]	$\theta < \frac{0.1}{\beta + 1.1}$ $\beta = 1.87(\mu - 1)$	-
Pauley [17]	$\theta_{\Delta} < 0.15$	-

نگاشت‌ها استفاده می‌شود که در بازه وسیعی از پریودها شدت طیف تقریباً یکسان است. اما در این مقاله که به بررسی سیستم‌های یک درجه آزادی پرداخته می‌شود؛ برای هر سازه، نگاشت با مدت دوام کوتاه به‌گونه‌ای مقیاس می‌شود که مقدار شتاب طیفی آن در پریود سیستم دقیقاً برابر با شتاب طیف نگاشت با مدت دوام طولانی باشد. بدین ترتیب اثر شدت زلزله بر روی پاسخ به مراتب کمتر نیز خواهد شد.

جهت مدل‌سازی سیستم یک درجه آزادی با در نظر گرفتن اثر بار ثقلی از مدل شکل ۱ استفاده شد. در این مدل از یک ستون صلب از نوع elasticBeamColumn استفاده شد که صلبیت آن از طریق خیلی زیاد کردن مساحت و ممان اینرسی ستون تأمین گردید.



شکل ۱- سیستم یک درجه آزادی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار

اپنسیس با فنر دورانی از مصالح Steel01

در بالای ستون از یک جرم متمرکز و در پایین ستون از یک المان فنر zeroLength استفاده شد که

به دلیل قرارگیری سازه‌های با دوره تناوب کمتر از یک ثانیه در ناحیه شتاب ثابت طیف پاسخ و افزایش چشم‌گیر نیاز تغییرمکان آنها با مقدار کمی غیرخطی شدن رفتار مصالح و به تبع آن عدم هم‌گرایی پاسخ‌ها و دشوار شدن تعیین بیشینه تغییرمکان‌ها، دوره تناوب سازه‌ها در بازه یک تا پنج ثانیه انتخاب شد که طیف وسیعی از سازه‌های مهندسی ساخته شده را دربر می‌گیرد جهت مقایسه بهتر اثر مدت دوام زلزله بر تعداد فروریزش سازه‌ها، از جفت‌نگاشت‌هایی استفاده شده که توسط چاندراموهان^{۱۰} و همکاران گردآوری شده است [۱۸]. هریک از جفت نگاشت‌ها، شامل یک نگاشت با مدت دوام کوتاه و یک نگاشت با مدت دوام طولانی است که طیف پاسخ شتاب آن‌ها تقریباً یکسان است. در واقع از میان تعداد بسیار زیادی نگاشت با مدت دوام کوتاه، نگاشتی که بیشترین تطابق طیفی را با نگاشت با مدت دوام طولانی داشته به عنوان جفت آن انتخاب شده است. با توجه به همسان بودن طیف شتاب نگاشت‌ها، اثرات شدت زلزله و محتوای فرکانسی تقریباً یکسان بوده و امکان بررسی اثر مدت دوام زلزله در این جفت نگاشت‌ها فراهم می‌شود. در آنالیز سازه‌های چند درجه آزادی با توجه به اثر مودهای بالاتر از مقیاس‌سازی بیکر برای جفت

¹⁰- Chandramohan

۴- تفسیر نتایج

۴-۱- تغییر مکان‌های پسماند

تغییر مکان پسماند معیاری برای نمایش میزان خرابی وارده به سازه و همچنین معیار مهمی برای تعیین میزان قابل تعمیر بودن سازه پس از زمین‌لرزه است. اثر پی-دلتا و مدت دوام طولانی زلزله می‌تواند موجب تجمع تغییر مکان‌ها در طول مدت زلزله برای مدل رفتاری دوخطی سازه‌های فولادی شود. بنابراین پیش‌بینی می‌شود با افزایش مدت دوام زلزله، تغییر مکان‌های پسماند سازه افزایش یابد که در ادامه به بررسی این پارامتر پرداخته شده است.

تغییر مکان‌های پسماند را می‌توان از میانگین‌گیری تغییر مکان‌های سازه در انتهای رکورد در زمان معادل دوره تناوب سیستم تک‌درجه آزادی به‌دست آورد. این مقادیر برای سازه‌هایی که دچار فروریزش نشدند محاسبه شده است. سپس این مقادیر مطابق با رابطه (۸) به صورت درصدی از بیشینه تغییر مکان سازه در همان دوره تناوب، نرمال شده است.

$$\bar{\Delta}_r = \frac{\Delta_r}{\Delta_{max}} \times 100 \quad (8)$$

که در آن Δ_r مطابق رابطه (۹) به‌دست می‌آید:

$$\bar{\Delta}_r = \frac{1}{m} \left(\sum_{i=n-m}^n \Delta_i \right) \quad (9)$$

در رابطه بالا، n تعداد گام‌های زمانی نگاشت، m تعداد گام‌های زمانی در یک دوره تناوب سازه (T) و Δ_i مقدار تغییر مکان جرم متمرکز در لحظه i ام است.

مقادیر دریافت پسماند نرمال شده تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه و برای هر ضریب رفتار و در هر شاخص پایداری محاسبه شد. برای مقایسه نتایج، نمودار توزیع فراوانی $\bar{\Delta}_r$ به صورت درصدی از کل سازه‌ها در بازه‌های پنج درصدی از $\bar{\Delta}_r$ رسم شد. تعداد کل سازه‌ها در هر شاخص پایداری و تحت هر یک از مجموعه

سختی و مقاومت سیستم یک درجه آزادی، از طریق تنظیم پارامترهای این فنر دورانی تنظیم می‌شود. این فنر دورانی از جنس uniaxialMaterial Steel01 با شیب خط دوم صفر تعریف شده است که رفتار الاستوپلاستیک کامل را مدل‌سازی کند. در مواردی هم که اعمال بار ثقیلی لازم بود، این بار به صورت یک بار متمرکز بر روی جرم متمرکز وارد گردید.

بعد از مدل‌سازی سیستم یک درجه آزادی و فراهم شدن نگاشت‌ها، هریک از سازه‌ها در نرم‌افزار اپنسیس تحت سه تحلیل تاریخچه زمانی خطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بدون بار ثقیلی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در حضور بار ثقیلی قرار گرفتند. جهت تأمین ظرفیت شکل‌پذیری در تحلیل‌های غیرخطی، از دو ضریب رفتار دو و سه برای کاهش برش پایه سازه‌ها کمک گرفته شد. در این تحقیق، ضریب رفتار به صورت نسبت برش پایه خطی به برش پایه تسلیم (مقاومت سازه غیرخطی) تعریف شده است. برای اعمال اثر بار ثقیلی از شاخص پایداری ناکشسان که از رابطه (۷) محاسبه می‌شود، استفاده شد. جهت در نظر گرفتن شرایط مختلف بار ثقیلی، شاخص پایداری‌هایی در بازه بین ۰/۰۵ تا ۰/۳ با گام‌های ۰/۰۵ به‌کار گرفته شد.

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{II}}{VH} \quad (7)$$

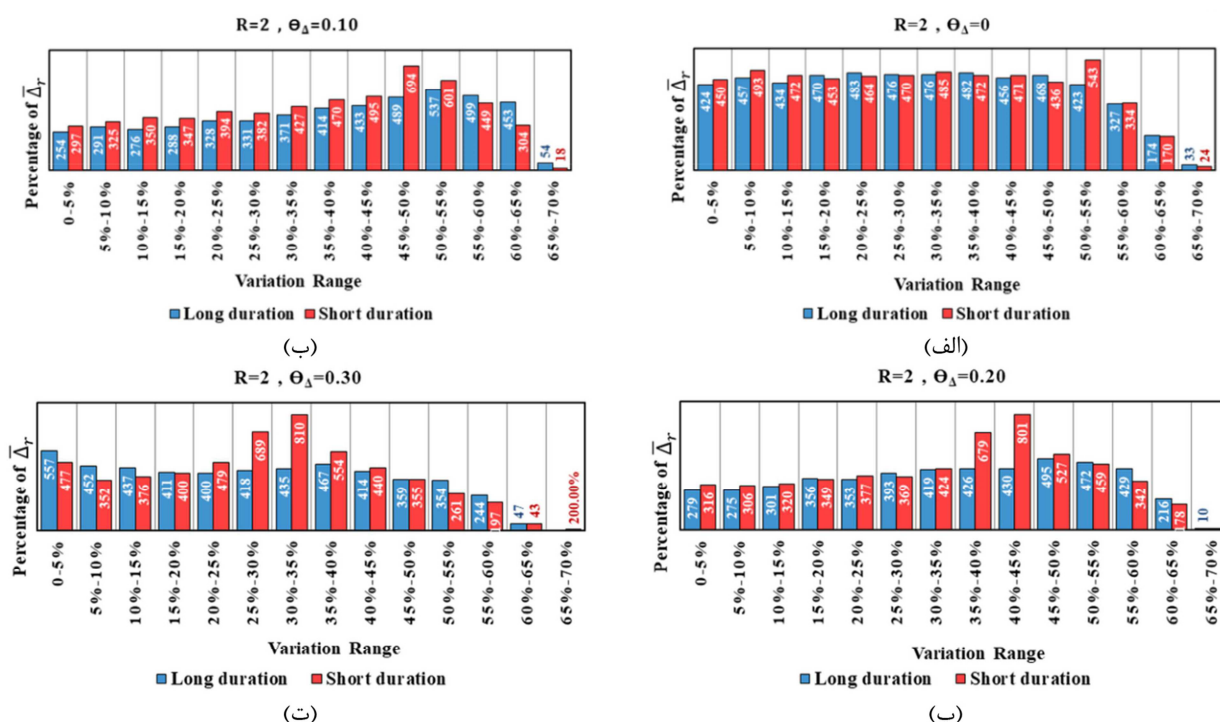
که در آن θ_{Δ} شاخص پایداری ناکشسان، P مقدار بار ثقیلی اعمال شده، Δ_{II} بیشینه تغییر مکان سازه تحت تحلیل غیرخطی سازه بدون حضور بار ثقیلی، V برش پایه و H ارتفاع سازه تک‌درجه آزاد است.

پس از انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی، تحت جفت نگاشت‌های با طیف پاسخ معادل به‌ازای هر سازه با دوره تناوب و ضریب رفتار مشخص، تغییر مکان‌های پسماند و تعداد فروریزش سازه استخراج شد. برای تعیین اثر مدت دوام زلزله، تغییر مکان‌های پسماند و تعداد فروریزش، تحت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی با هم مقایسه شدند که نتایج آن در بخش بعد آمده است.

ضریب رفتارها و شاخص پایداری‌های مختلف، به صورت مقایسه توزیع $\bar{\Delta}_r$ تحت نگاهت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی آمده است. سپس به تفسیر کلی نمودارها پرداخته شده است.

با توجه به نمودار شکل ۲، برای سازه با ضریب رفتار دو فراوانی تغییرمکان پسماند تا حدود ۵۰٪ بیشینه تغییرمکان قابل توجه است. توزیع فراوانی $\bar{\Delta}_r$ برای شاخص پایداری صفر تقریباً یکنواخت است، ولی با افزایش اثر بار ثقلی، تغییرمکان‌های پسماند بزرگتر فراوانی بیشتری پیدا می‌کند.

نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه برابر ۵۹۸۶ است. البته با توجه به این‌که تعدادی از سازه‌ها از معیار فروریزش عبور کرده‌اند و یا پاسخ‌ها آنها هم‌گرا نشده، تعداد کل سازه‌ها در هر شاخص پایداری برای هر یک از مجموعه نگاهت‌ها متفاوت است. به طور مثال، تعداد کل سازه‌ها با ضریب رفتار دو و شاخص پایداری صفر، ۰/۱۰، ۰/۲۰ و ۰/۳۰ تحت نگاهت‌های با مدت دوام طولانی به ترتیب برابر ۵۵۸۳، ۵۰۱۸، ۴۸۵۴ و ۴۹۹۵ و برای نگاهت‌های با مدت دوام کوتاه برابر ۵۷۳۷، ۵۵۵۳، ۵۴۴۹ و ۵۴۳۵ است. در ادامه، نمودارهای توزیع فراوانی برای

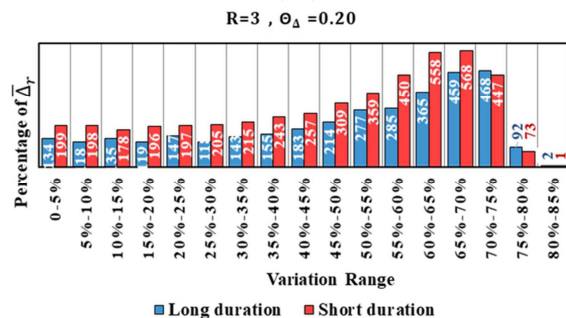
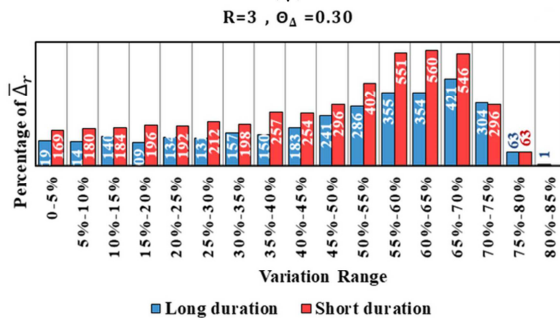
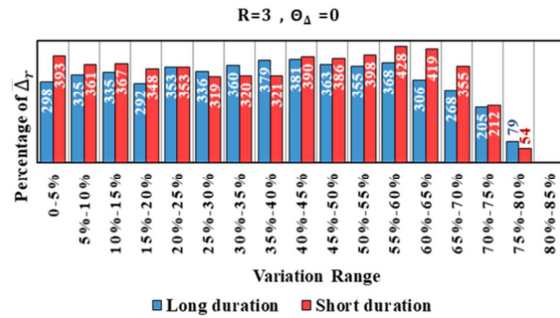
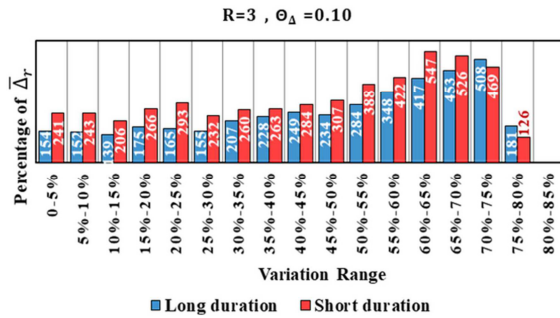


شکل ۲- نمودار توزیع فراوانی در بازه‌های ۵ درصدی از دریفت پسماند نرمال شده برای ضریب رفتار ۲

مدت دوام کوتاه بیشتر است.

شکل ۳، توزیع فراوانی تغییرمکان پسماند را برای سازه با ضریب رفتار ۳ نشان می‌دهد. چنان‌که مشاهده می‌شود فراوانی تغییرمکان پسماند حتی تا ۷۵ درصد نیز قابل توجه است که نشان‌دهنده افزایش مقادیر پسماند با افزایش ضریب رفتار است. از طرف دیگر توزیع فراوانی $\bar{\Delta}_r$ برای شاخص پایداری صفر تقریباً یکنواخت بوده که با افزایش شاخص پایداری، مقادیر تغییرمکان‌های پسماند افزایش می‌یابد.

به‌طور کلی توزیع فراوانی تغییرمکان‌های پسماند تحت نگاهت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه در شاخص‌های پایداری و بازه‌های مختلف، تا حد زیادی به یکدیگر نزدیک است و تغییرمکان‌های پسماند به ازای نگاهت‌های با مدت دوام طولانی بزرگتر نمی‌شود بلکه علیرغم انتظار اولیه در موارد معدودی کوچکتر نیز شده است. به‌طور مثال، همان‌گونه که در شکل‌های ۲- پ و ت مشاهده می‌شود فراوانی $\bar{\Delta}_r$ در بازه‌های تغییرمکان‌های پسماند ۳۵-۴۵ و ۲۵-۳۵ درصد، تحت نگاهت‌های با



شکل ۳- نمودار توزیع فراوانی در بازه‌های ۵ درصدی از دریفت پسماند نرمال شده برای ضریب رفتار ۳

این که بیشینه تغییر مکان جرم متمرکز از ۱/۵ برابر طیف پاسخ تغییر مکان در همان دوره تناوب بزرگتر باشد، پالایش شده است.

برای سازه‌هایی که دچار فروریزش شدند، نمودار توزیع فراوانی سازه‌های فروریخته به صورت درصدی از تعداد کل سازه‌ها در بازه‌های ۰/۵ ثانیه از دوره تناوب به‌طور مقایسه‌ای برای نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه رسم شد. در ادامه به تفسیر نمودارها به تفکیک ضریب رفتار و شاخص پایداری پرداخته شده است.

اولین نکته که از مقایسه سازه بدون اثر بار ثقل در شکل (۴- الف) با سایر نمودارهای دارای اثر ثقل به دست می‌آید این است که وجود بار ثقلی و اثر پی- دلتا موجب افزایش تعداد فروریزش سازه‌ها تا حدود سه برابر شده است. البته افزایش شاخص پایداری بعد از ۰/۱ تأثیر چندانی در افزایش فروریزش‌ها به خصوص تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی نداشته است.

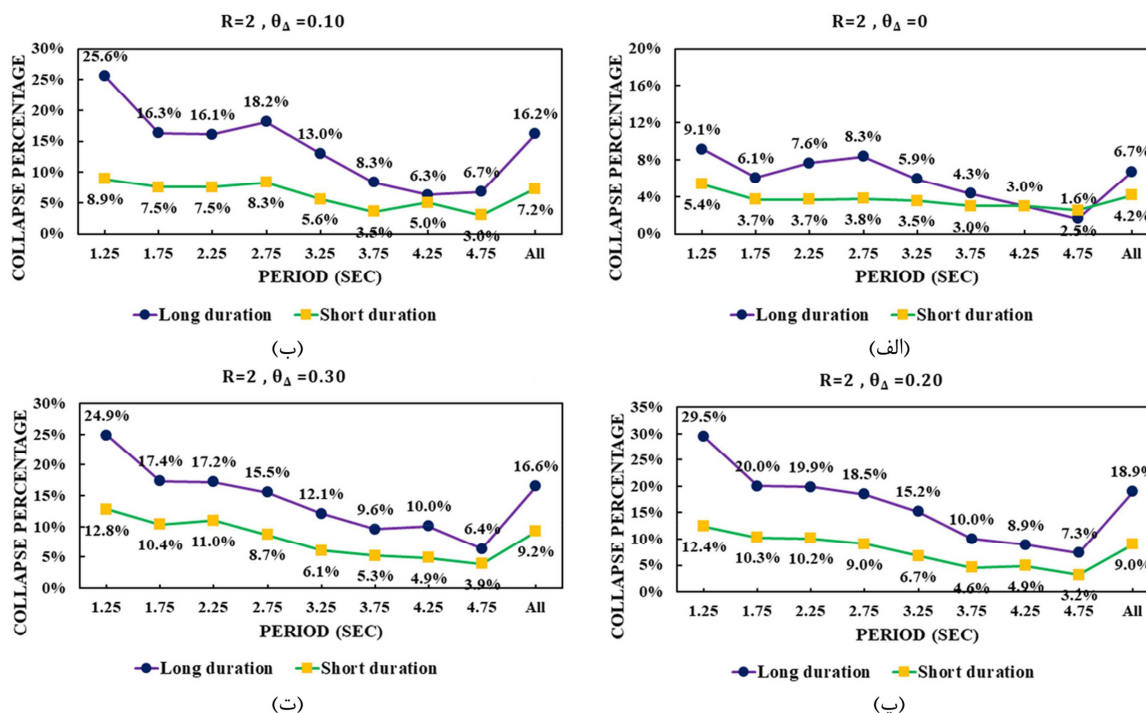
نکته دیگر اینکه در کلیه نمودارهای شکل ۴، افزایش دوره تناوب، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه را کاهش می‌دهد.

اما در مورد تأثیر مدت دوام زلزله می‌توان گفت که به‌طور کلی مانند حالت ضریب رفتار ۲، توزیع فراوانی Δ_r تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه در شاخص پایداری‌ها و بازه‌های مختلف، بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و تفاوت معناداری را نشان نمی‌دهد.

۴-۲- فروریزش سازه

از آنجاکه بعضی از سازه‌ها در برخی از نگاشت‌های زلزله در اثر غیرخطی شدن و اثر پی- دلتا دچار تغییر مکان‌های خیلی بزرگ می‌شوند؛ این تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل، ممکن است از ظرفیت تغییر مکانی سازه بیشتر باشد. به عنوان مثال، انتظار می‌رود که سازه‌ای که با ضریب رفتار ۳ طراحی شده است، شکل‌پذیری نیازی در حدود ۳ را تجربه کند، اما در صورتی که نیاز شکل‌پذیری به بیش از ۴/۵ برسد، از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز کرده و سازه دچار فروریزش می‌شود. هرچند عدم همگرایی یا ناپایداری در تحلیل سازه مشاهده نمی‌شود.

بنابراین، تجاوز تغییر مکان غیرخطی سازه تک‌درجه آزاد از ۱/۵ برابر مقدار تغییر مکان طیفی آن به‌عنوان حد فروریزش تعیین شده است و نتایج تحلیل‌ها براساس



شکل ۴- مقایسه تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه برای ضریب رفتار ۲

در مورد مقایسه نمودارهای فروریزش تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه نیز می‌توان گفت که در شاخص‌های پایداری صفر، ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ تعداد سازه‌هایی که تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی دچار فروریزش شده‌اند به ترتیب ۱/۷۵، ۲/۱۲، ۱/۹۳ و ۱/۹ برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه بوده است.

۵- جمع‌بندی

بیش از ۵۵۰ سیستم یک درجه آزاد الاستوپلاستیک به ازای ۴۱ پی‌ریود (۱ تا ۵ ثانیه)، ۲ ضریب رفتار (۳ و ۲) و ۷ شاخص پایداری θ_{Δ} (صفر تا ۰/۳) تحت ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت تطبیق یافته با مدت دوام طولانی و کوتاه تحلیل شدند. تأثیر مدت دوام زلزله و اثر پی- دلتا بر روی تغییرمکان پسماند و تعداد فروریزش سازه مورد بررسی قرار گرفت که نتایج را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

(الف) برای سازه‌هایی که معیار عدم فروریزش را ارضا نمودند، نمودارهای توزیع فراوانی برای تغییرمکان پسماند ترسیم گردید. مطابق نمودارها، توزیع

با مقایسه نمودارهای فروریزش تحت نگاشت با مدت دوام طولانی و کوتاه نیز می‌توان دریافت که تعداد فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی به مراتب بیشتر از جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه آنها می‌باشد. این موضوع در مورد سازه‌های بدون بار ثقیلی نیز صادق است، اما با افزایش بار ثقیلی (اثر پی- دلتا) نسبت سازه‌های فروریخته در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی به کوتاه تا حدودی افزایش می‌یابد. به‌طور مثال، در شاخص پایداری صفر، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی، ۱/۶ برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است. در حالی که در شاخص پایداری ۰/۲ این نسبت به ۲/۱ افزایش می‌یابد. نمودارهای شکل ۵، برای سازه‌های با ضریب رفتار ۳ نشان می‌دهد که تعداد فروریزش‌ها نسبت به سازه‌های با ضریب رفتار ۲ افزایش چشمگیر حدود دو برابری داشته است.

مطابق شکل ۵، روند تغییرات فروریزش برای شاخص‌های پایداری و دوره‌های تناوب مختلف تا حدود زیادی با سازه‌های با ضریب رفتار ۲ تطابق دارد که از تکرار این تفسیرها صرف‌نظر می‌شود.

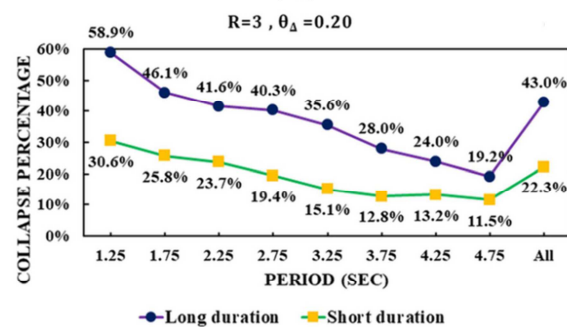
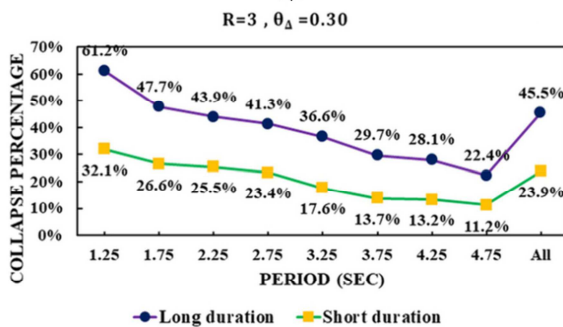
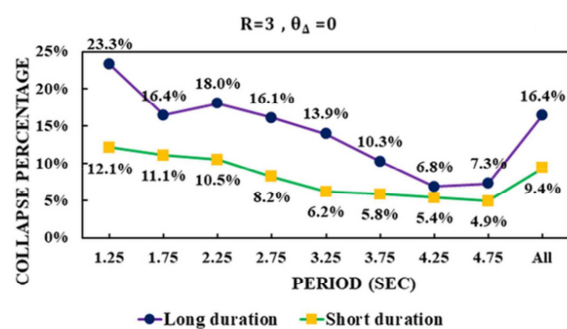
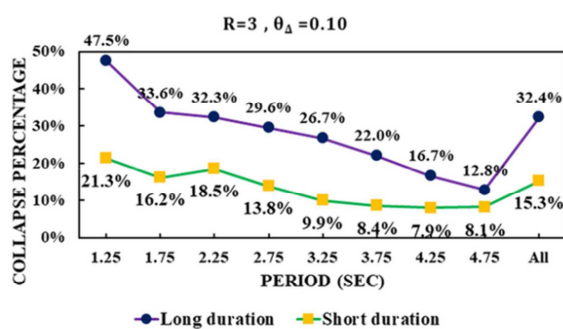
فراوانی تغییرمکان‌های پسماند بزرگ بیشتر می‌شود.

(پ) در تمامی موارد، تعداد فروریزش‌ها تحت نکاشت‌های با مدت دوام طولانی حدود دو برابر جفت نکاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

(ت) تعداد فروریزش‌ها با افزایش شکل‌پذیری و شاخص پایداری افزایش یافته و با افزایش دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد.

فراوانی تغییرمکان پسماند برای رکوردهای با مدت دوام طولانی و مدت دوام کوتاه تا حدود زیادی مشابه یکدیگر بوده و تفاوت معناداری را نشان نمی‌دهند. به عبارت دیگر، افزایش مدت دوام زلزله تأثیر چندانی بر افزایش تغییرمکان پسماند سازه نداشته است.

(ب) به طور کلی، تغییرمکان پسماند بیشتر متأثر از غیرخطی شدن سازه و اثر پی-دلتا است. به طوری که در اثر غیرخطی شدن و در اثر بار ثقل،



شکل ۵- مقایسه تعداد فروریزش‌ها تحت نکاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه برای ضریب رفتار ۳

مراجع

- [1] Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design", *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36.
- [2] Montgomery, C. J. (1981). "Influence of P-delta effects on seismic design", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8(1), 31-43.
- [3] Belleri, A., Torquati, M., Marini, A., & Riva, P. (2017). "A novel framework to include P- Δ effects in displacement-based seismic assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, 21(3), 486-492.
- [4] MacRae, G. A. (1994). "P- Δ effects on single-degree-of-freedom structures in earthquakes", *Earthquake spectra*, 10(3), 539-568.
- [5] Bravo-Haro, M. A., Liapopoulou, M., & Elghazouli, A. Y. (2020). "Seismic collapse capacity assessment of SDOF systems incorporating duration and instability effects", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(7), 3025-3056.
- [6] Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Print ISBN: 9780471549154 | Online ISBN: 9780470172841 | DOI:10.1002/9780470172841.

- [7] Priestley, M. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). "Displacement based seismic design of structures", In *NZSEE conference*, 1-23.
- [8] Wei, B., Xu, Y., & Li, J. (2012). "Treatment of P- Δ effects in displacement-based seismic design for SDOF systems", *Journal of Bridge Engineering*, 17(3), 509-518.
- [9] MacRae, G. A., Priestley, M. J. N., & Tao, J. (1993). "P-Delta design in seismic regions", Department of Applied Mechanics & Engineering Sciences, *University of California*, San Diego.
- [10] American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [11] Rosenblueth, E. (1965). "Slenderness effects in buildings", *Journal of the Structural Division*, 91(1), 229-252.
- [12] Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization.
- [13] Federal Emergency Management Agency. (2003). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA.
- [14] AASHTO, G. E. C. (2011). *Guide specifications for LRFD seismic bridge design*. LRFDSEIS-2.
- [15] Bernal, D. (1987). "Amplification factors for inelastic dynamic p- Δ effects in earthquake analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5), 635-651.
- [16] Pourali, N., Khosravi, H., & Dehestani, M. (2019). "An investigation of P-delta effect in conventional seismic design and direct displacement-based design using elasto-plastic SDOF systems", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 313-336.
- [17] Paulay, T. (1978). "A consideration of P-delta effects in ductile reinforced concrete frames", *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 11(3), 151-160.
- [18] Chandramohan, R., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2016). "Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records", *Earthquake Spectra*, 32(2), 927-950.