



Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



Comparison of nonlinear static analysis of Iranian standard 2800 with ASCE/SEI 41-13 in intermediate MRF RC buildings

Bahador Habibipour Zare, Abdolhossein Fallahi*, Arjang Sadeghi

Dept. of Civil Eng., Faculty of Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

ABSTRACT

One of the simplified methods, which is progressing and completing every day, is a nonlinear static analysis that can directly evaluate the performance of a structure in any limit state and provide information about the nonlinear behavior of the structure, and it also does not have the complexity of nonlinear dynamic analysis. In this study, the structural responses of nonlinear static procedure (NSP) based on standard 2800 were compared with ASCE 41-13 code and displacement -based adaptive pushover (DAP) method in three models of reinforced concrete structures including the 3, 7 and 10 story with medium ductility. In order to study the accuracy of nonlinear static analysis and seismic behavior of structures, nonlinear time history analysis (NTHA) which is the most accurate method in seismic assessment of structures was conducted. The results show that in 3 and 10 story the NSP according to standard 2800 with forces distribution obtained from the spectral dynamical analysis is more accurate than other NSPs in evaluating of story drifts ratio and maximum displacement along the height of buildings. In 7 story, displacement -based adaptive pushover (DAP) method can be estimated story drift ratio more precisely. In 3 and 10 story, the NSP based on 2800 with forces distribution obtained from the spectral dynamical analysis, can estimate the mean story drifts with a lower percentage error. According to the results, in each three model the uniform distribution of nonlinear static procedure (NSP) based on standard 2800 estimates the story drifts with less accuracy and high error. As a suggestion, nonlinear static analysis based on uniform distribution can be eliminated from the standard 2800.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 October 2018

Revise Date: 01 March 2019

Accept Date: 05 April 2019

Keywords:

Nonlinear Static Analysis

Nonlinear Dynamic Analysis

Adaptive Pushover

Nonlinear Time History Analysis

Reinforced Concrete Structure

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.148234.1679

*Corresponding author: Abdolhossein Fallahi

Email address: fallahi@azaruniv.ac.ir

مقایسه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ ایران با آیین‌نامه

ASCE/SEI 41-13 آمریکا در ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط

بهادر حبیبی پورزارع^۱، عبدالحسین فلاحی^{۲*}، ارژنگ صادقی^۳

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

۲- استادیار، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

۳- دانشیار، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

چکیده

یکی از روش‌های ساده شده که هر روز در حال پیشرفت و تکمیل شدن است آنالیز استاتیکی غیرخطی است که قابلیت ارزیابی مستقیم عملکرد سازه در هر حالت حدی و ارائه اطلاعات از رفتار غیرخطی سازه را، دارا بوده و در عین حال پیچیدگی های آنالیز دینامیکی غیرخطی را ندارد. در این مطالعه پاسخ سازه ای روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰، با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 آمریکا و روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (DAP) در سه مدل ساختمان بتن آرمه ۳، ۷ و ۱۰ طبقه با شکل پذیری متوسط مورد مقایسه قرار گرفته است. به منظور بررسی دقت روش های تحلیل استاتیکی غیر خطی و رفتار لرزه ای سازه ها، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (NTHA) که دقیق ترین روش برای ارزیابی نیازهای لرزه ای سازه ها تحت اثر شتابنگاشت های حرکت زمین است، با استفاده از ۷ رکورد زلزله حوزه دور برای هر سازه انجام شده است. نتایج حاصل از این تحقیق بیانگر آن است که در سازه ۳ و ۱۰ طبقه، دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی در تخمین جابجایی طبقات و جابجایی نسبی طبقه نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی بیشتر می باشد. برای سازه ۷ طبقه، روش پوش آور با الگوی بار بهنگام شونده بر اساس جابجایی، بیشترین دقت را بین روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی کلاسیک در تخمین پارامترهای جابجایی نسبی طبقات به خود اختصاص داده است. در سازه ۳ و ۱۰ طبقه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی با درصد خطای کمتری، متوسط جابجایی نسبی طبقات را تخمین می زند. همچنین روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت متناسب با جرم طبقات در هر سه مدل سازه از دقت مناسبی برای تخمین جابجایی نسبی طبقات برخوردار نمی باشد و می تواند از استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه های منظم حذف شود.

کلمات کلیدی: تحلیل استاتیکی غیرخطی، پوش آور بهنگام شونده، تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی، سازه بتن آرمه.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.148234.1679	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.148234.1679	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۸/۰۱/۱۶	۱۳۹۸/۰۱/۱۶	۱۳۹۷/۱۲/۱۰	۱۳۹۷/۰۷/۱۵
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				عبدالحسین فلاحی fallahi@azaruniv.ac.ir		

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر بر اثر وقوع زلزله‌ها، خسارات بسیاری روی ساختمان‌ها رخ داده است. در حال حاضر در کشور ما تحلیل و طراحی ساختمان‌ها عمدتاً به روش نیرو و بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران انجام می‌شود. امروزه ابزارهای آنالیزی دقیق همچون آنالیزهای غیر-خطی دینامیکی امکان ارزیابی دقیق پاسخ ساختمان نسبت به نیروهای لرزه‌ای را فراهم نموده‌اند اما با توجه به پیچیدگی و وقت‌گیر بودن این روش و ضرورت انتخاب صحیح داده‌های لرزه‌ای و خصوصیات دینامیکی سازه، از نظر کاربردی استفاده از این روش برای بسیاری از مهندسی‌ن و طراحان از محدودیت قابل ملاحظه‌ای برخوردار می‌باشد. از این رو وجود روش‌های ساده‌تر حتی با دقت‌های تا اندازه‌ای محدود کمتر، می‌تواند این مشکلات را به حداقل ممکن برساند. یکی از این روش‌های ساده شده که هر روز در حال پیشرفت و تکمیل شدن است آنالیز استاتیکی غیرخطی است که قابلیت تحلیل غیرخطی و ارائه اطلاعات از رفتار غیرخطی سازه را دارا بوده و در عین حال پیچیدگی‌های آنالیز دینامیکی غیرخطی را ندارد [۱].

تجربه زلزله‌های گذشته نشان داده است که ساختمان‌های طراحی شده با آیین‌نامه‌های متداول سطح عملکرد یکسانی را در هنگام وقوع زلزله از خود نشان نداده‌اند، بنابراین لزوم انجام طراحی بر اساس سطح عملکرد اجتناب‌ناپذیر است. امروزه طراحی بر اساس عملکرد به‌طور گسترده‌ای توسط جامعه مهندسی زلزله به‌عنوان یک روش بسیار دقیق در طراحی سازه‌های عمرانی پذیرفته شده است [۲]. از آنجایی که ساختمان‌ها تغییر شکل غیرالاستیک را در سطوح عملکرد پایین تجربه می‌کنند، روش مبتنی بر عملکرد، نیازمند به‌کارگیری تحلیل غیرخطی برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد [۳].

در طول دهه گذشته تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، به عنوان یک ابزار کاربردی مناسب نقش مؤثری در توسعه مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد ایفا کرده و به طور گسترده‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها از جمله شورای فناوری کاربردی^۱ (۱۹۹۶)، فمآ^۲ ۳۶۵ (۲۰۰۰) و یورو کد^۳ (۲۰۰۸) مورد استفاده قرار گرفته است. هدف اصلی روش طراحی بر اساس عملکرد پیش‌بینی واقع بینانه عملکرد ساختمان بر حسب عوامل قابل تعریف در طول زلزله‌هایی با شدت مختلف می‌باشد که ممکن است در طول عمر سازه در محل احداث آن رخ می‌دهد. همچنین استفاده از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی به دلیل سرعت بالای انجام این آنالیزها و سادگی تفسیر نتایج، گسترش یافته است [۴].

تحقیقات و رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های اخیر نشان داده است که مقاومت نمی‌تواند معیار مناسبی باشد و افزایش مقاومت لزوماً به معنای افزایش ایمنی نمی‌باشد. بنابراین در آیین‌نامه‌های جدید به جای معیار مقاومت از معیار رفتار برای طراحی سازه استفاده می‌شود. در اثر وقوع زلزله‌های شدید، خسارات قابل ملاحظه‌ای به علت رفتار غیرالاستیک سازه‌ها به آنها وارد می‌شود زیرا باتوجه به اینکه سازه در اثر نیروی زلزله ناحیه ارتجاعی را سپری می‌کند و وارد ناحیه غیرارتجاعی می‌شود و در این ناحیه نرخ تغییرات مقاومت ناچیز ولی تغییر شکل‌های خمیری زیاد می‌باشد و این موضوع حاکم بر رفتار می‌شود. بنابراین در روش طراحی براساس عملکرد، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و تغییر مکان به جای نیرو به عنوان مناسب‌ترین شاخص رفتار مطرح می‌شود. به همین دلیل می‌توان رفتار واقع بینانه‌تری از سازه را مشخص نمود [۵].

در حدود ۳۰ سال پیش آیین‌نامه‌های مهندسی زلزله تحولات جدی را تجربه کردند و نخستین منشور تدوین یافته توسط شورای فناوری کاربردی آمریکا^۴ ارائه شد [۶]. در سال ۱۹۹۴، کمیسیون ایمنی لرزه‌ای کالیفرنیا^۵ طی برنامه‌ی بهبود مقاوم‌سازی لرزه‌ای که در قالب یک قرارداد با شورای فناوری کاربردی آمریکا آغاز شده بود، روشی را برای ارزیابی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی موجود با عنوان Product 1.2 ارائه کرد. یک سال بعد نسخه توسعه‌یافته این محصول به نام Product 1.3 نیز تنظیم شد. در سال ۱۹۹۶ با ترکیب این دو محصول، آیین‌نامه ارزیابی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی موجود تحت عنوان ATC-40 در دو جلد انتشار یافت. به‌موازات

¹ Applied Technology Council, (ATC 40)

² Federal Emergency Management Agency, (FEMA-356)

³ Eurocode 8

⁴ Applied Technology council (ATC)

⁵ The California Seismic Safty Commission (CSSC)

موارد فوق، آژانس دولتی مدیریت شرایط اضطراری آمریکا^۶ نیز گزارش‌هایی را تدوین نمود. این آژانس در سال ۱۹۹۷ با همکاری شورای فناوری کاربردی آمریکا و شورای ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها^۷ در راستای هدف‌گذاری برنامه کاهش خطرات زلزله ملی^۸ (NEHRP)، آیین-نامه‌هایی را جهت معرفی خط‌مشی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها تهیه کردند. گزارش‌های FEMA-273-274 حاصل این تلاش‌ها بود که در اکتبر همان سال توسط ATC تهیه شد و به‌وسیله FEMA انتشار یافت این گزارش‌ها تنها جنبه تحقیقاتی داشته و از ضمانت اجرایی برخوردار نبودند. مؤسسه FEMA در نوامبر سال ۲۰۰۰، با اهداف ارتقای گزارش FEMA-273 و همچنین کمک به انجمن مهندسی عمران آمریکا^۹ (ASCE) در تدوین آیین‌نامه‌های اجباری، پیش‌استانداردی را برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها منتشر کرد که به گزارش FEMA-356 مشهور است. پس از انتشار FEMA-356 کمیته ASCE مطالعات خود را بر این مجموعه متمرکز کرد که نهایتاً به انتشار آیین‌نامه ASCE-41.06 در سال ۲۰۰۶ انجامید، این سند یک دستورالعمل لازم‌الاجرا بود. طی همکاری مشترک بین اعضای کمیته^{۱۰} SAC، مجموعه پژوهش‌هایی جهت شناسایی و کاهش خطر زلزله برای ساختمان‌های دارای قاب خمشی فولادی انجام گرفت که جزئیات این پژوهش‌ها در گزارش‌های FEMA-350 تا FEMA-354 منتشر شده است. ویرایش جدید آیین‌نامه ارزیابی و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود آمریکا^{۱۱} (ASCE/SEI 41-13) [۷] در سال ۲۰۱۴ به چاپ رسید. در ایران نیز در راستای اجرای برنامه کاهش خطرپذیری کشور در برابر زلزله در سال ۱۳۷۹ مسئولیت تهیه یک دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بر عهده پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله قرار گرفت و در سال ۱۳۸۱ اولین نسخه آن با عنوان دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) منتشر شد و طی دو مرحله بازنگری ویرایش‌های جدید در سال‌های ۱۳۸۸ و ۱۳۹۲ چاپ گردید. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۸] نیز، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای اولین بار ارائه شد [۹].

یکی از رایج‌ترین نوع ساختمان‌ها، ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی می‌باشد. جهت ارزیابی این نوع سیستم‌های سازه‌ای در مقابل زلزله، بهتر است که این نوع سازه‌ها را تحت تاثیر رکوردهای لرزه‌ای قرار داده و با رعایت ضوابط طراحی سطح عملکرد سازه طراحی گردند. در این تحقیق ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های اسکلت بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط منظم و متقارن در پلان به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ [۸]، آیین‌نامه ارزیابی و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود آمریکا (ASCE/SEI 41-13) [۷] و روش پوش‌آور بهنگام شونده مورد مطالعه و بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- روش انجام تحقیق

۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)

در روش تحلیل پوش‌آور (Pushover Analysis)، سازه تحت بار جانبی که متناسب با شکل مود غالب (مود اول الاستیک) است، قرار می‌گیرد. این بار به تدریج و به صورت افزایشی به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه‌ی کنترل (که معمولاً بام می‌باشد) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد، سپس در این تغییر مکان پاسخ‌های سازه را (تغییر مکان حداکثر طبقات، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، تنش‌های اعضا و معیار خرابی) ثبت می‌کنیم.

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بارهای جانبی باید در محل جرم‌ها در مدل اعمال گردند. در ساختمان‌های دارای دیافراگم‌های صلب این بارها می‌تواند در مرکز جرم کف‌ها اعمال شود. حداقل دو نوع بار جانبی به شرح زیر در تحلیل باید اعمال گردد.

⁶ Federal Emergency Management Agency (FEMA)

⁷ Building Seismic Safety Council (BSSC)

⁸ National Earthquake Hazards Reduction Program

⁹ American Society of Civil Engineers

¹⁰ SAC: SACO +ATC+CUREE

¹¹ American Society of Civil Engineers/ Structural Engineering Institute

الف- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد از مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند،

ب- توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم بدون توجه به ارتفاع هر طبقه.

در استاندارد ۲۸۰۰ مقدار تغییرمکان هدف در نقطه کنترل به روش ضریب جابجایی از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$\delta_i = C_o C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد مورد نظر، g شتاب ثقل و S_a شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. ضریب C_o با رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2} \quad (2)$$

که در آن w_i و $\phi_{1,i}$ به ترتیب وزن مؤثر لرزه‌ای و مؤلفه بردار شکل مود اول در تراز i می‌باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مؤلفه بردار شکل مود اول در تراز نقطه کنترل می‌باشد.

ضریب C_1 از روابط (۳) محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \longrightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \longrightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R_d - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R_d} \quad (3)$$

در این رابطه T_s پارامتر نوع زمین است و R_d نسبت مقاومت است که از رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y / W} \alpha_e \quad (4)$$

در رابطه بالا S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e و W وزن مؤثر لرزه‌ای است. مقدار شتاب طیفی برای زلزله طرح برابر ABI بر طبق این استاندارد است [۸].

بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 توزیع بار جانبی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP) باید در مدل‌سازی متناسب با توزیع جرم در صفحه دیافراگم هر سقف اعمال گردد. طبق این آیین‌نامه توزیع قائم این نیروها باید متناسب با شکل مود اصلی در جهت مورد نظر باشد و تغییرمکان هدف δ_i برای تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP)، در نقطه کنترل باید مطابق با رابطه (۵) محاسبه شود [۷].

$$\delta_i = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5)$$

که در آن S_a پاسخ شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر و نسبت میرایی سازه در جهت مورد نظر می‌باشد. g شتاب گرانش، C_o ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که با یکی از روش‌های زیر محاسبه می‌شود:

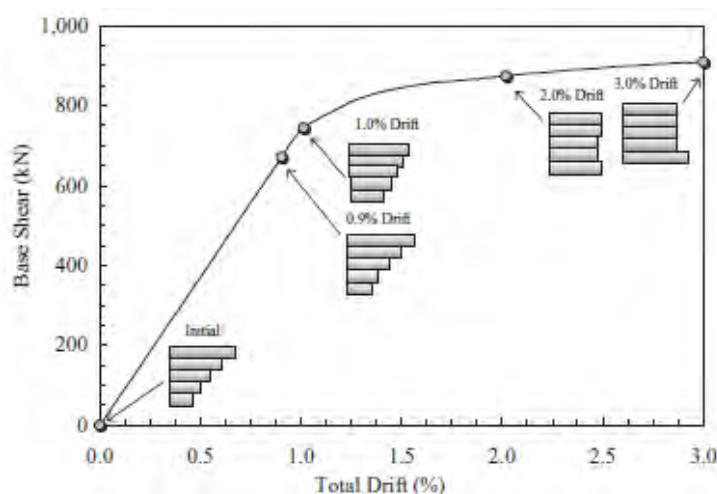
الف) ضریب مشارکت مود اول ضرب در شکل مود اول نقطه کنترل.

ب) ضریب مشارکت محاسبه شده با استفاده از یک بردار شکل متناظر با تغییر شکل سازه در تغییر مکان هدف ضرب در بردار شکل مود نقطه کنترل.

C_2 ضریب اصلاح برای شکل هیستریزیس، زوال سختی چرخه‌ای و زوال مقاومت در پاسخ حداکثر جابجایی است.

۲-۲- تحلیل پوش آور بهنگام شونده (Adaptive Pushover)

یکی از روش‌های پوش آور که در طول آنالیز الگوی بار جانبی در آنها بر اساس ماتریس سختی لحظه‌ای تغییر می‌یابد، روش‌های پوش آور بهنگام شونده (Adaptive pushover) نامیده می‌شوند. در این روش در هر مرحله بارگذاری، شکل الگوی بار وارده متناسب با مشخصات مودال بهنگام شونده سازه تغییر کرده و بهنگام می‌شود. بهنگام شدن الگوی بار در مراحل مختلف یک تحلیل پوش آور در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: تغییر توزیع نیروهای اینرسی در سازه منظم [۱۰]. (Elnashai and Sarno, 2008).

در سال ۲۰۰۰ گوپتا و کاناث^{۱۲} روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس طیف نیاز الاستیک را پیشنهاد دادند. در این روش پیشنهادی بارهای لرزه‌ای معادل در هر گام پوش آور با استفاده از اشکال مودی لحظه‌ای محاسبه می‌شود و شتاب‌های طیفی الاستیک مرتبط برای مقیاس کردن بارهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. بارهای جانبی به‌طور مستقل در هر مود به سازه اعمال می‌شوند و در نهایت پس از مقیاس پاسخ‌های مودال افزایشی، با استفاده از قواعد آماری، ترکیب می‌شوند [۱۱]. این روش دو اشکال اساسی داشت که در زیر اشاره شده است.

۱) مشخصات بارگذاری بر اساس شتاب طیفی لحظه‌ای مربوط به پیوندهای ارتعاش آزاد با رفتار غیرالاستیک سازه‌ها سازگار نمی‌باشد.

۲) منحنی پوش آور کلاسیک که بوسیله ترکیب نتایج تحلیل پوش آور چند مودی بدست آمده، مقادیر حداکثر پاسخ را نمی‌تواند به‌طور مناسب تخمین بزند.

پس از شناسایی ضعف و محدودیت‌های روش پوش آور کلاسیک، در سال ۲۰۰۱ النشایی^{۱۳} و در سال ۲۰۰۲ رویتاکیس و همکاران^{۱۴} روش‌های دیگری بر پایه الگوهای بار بهنگام شونده ارائه کردند [۱۲ و ۱۳].

¹² Gupta and Kanath

¹³ Elnashai, 2001

¹⁴ Rovithakis, Pinho, & Antoniou, 2002

در سال ۲۰۰۲ آنتونیو و پینهو^{۱۵} روش‌های پوش‌آور مودال با الگوی بار بهنگام شونده با یک بار اجرا را توسعه داد. در روش پیشنهادی، الگوی توزیع بار جانبی ثابت نبوده و به‌طور پیوسته بر اساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل مودی که در هر مرحله بارگذاری انجام می‌گیرد، بهنگام می‌شود. روش پیشنهادی به‌صورت چند مودی بوده و کاهش سختی سازه‌ای، افزایش پیروی و اصلاح نیروی اینرسی ناشی از مقادیر طیفی در آن لحاظ شده است. آنتینیو و پینهو در سال ۲۰۰۴ یک روش تحلیل پوش‌آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی^{۱۶} (DAP) را پیشنهاد دادند. روش پیشنهادی آنها مشابه روش پوش‌آور بهنگام شونده بر اساس نیرو^{۱۷} (FAP) می‌باشد، با این تفاوت که در روش (DAP) بجای بردار نیروی P از بردار جابجایی U استفاده می‌شود و بزرگی بردار بار اعمالی در هر مرحله از تحلیل، با رابطه (۶) تعیین می‌شود [۱۴].

$$U = \lambda U_o \quad (6)$$

جهت تعیین شکل بردار بار در هر مرحله از تحلیل از بردار مودال مقیاس شده نرمال (D) استفاده می‌شود. برای تعیین بردار D قبل از هر مرحله بارگذاری بر اساس مشخصات سختی موجود در سازه تحلیل مقادیر ویژه صورت گرفته و بر اساس اشکال مودی و ضرایب مشارکت مودها، بارهای مودال تعیین شده و بر اساس روش CQC^{۱۸} و SRSS^{۱۹} باهم ترکیب می‌شوند. برای محاسبه D بر اساس جابجایی، الگوی جابجایی طبقات D_i مستقیماً از روی بردارهای ویژه طبقه رابطه (۷) تعیین می‌شود.

$$D_i = \sqrt{\sum D_{ij}^2} = \sqrt{\sum (\Gamma_j \cdot \Phi_{ij})^2} \quad (7)$$

با توجه به اینکه در این گام هدف تعیین شکل بردار بار می‌باشد و نه مقدار آن بنابراین بردار D به‌صورت بردار مقیاس شده نرمال، D_i مطابق رابطه (۸) تبدیل می‌شود.

$$D_i = \left(\frac{D_i}{\max D_i} \right) \quad (8)$$

در این مرحله بردار جابجایی را می‌توان به دو روش بهنگام شونده کلی و بهنگام شونده افزایشی، بهنگام کرد که به ترتیب با رابطه‌های (۹) و (۱۰) بیان می‌شوند.

$$U_t = \lambda_t \cdot D_t \cdot U_o \quad (9)$$

$$U_t = U_{t-1} + \Delta \lambda_t \cdot D_t \cdot U_o \quad (10)$$

۳- مدل‌های تحلیلی

مدل‌های مورد بررسی شامل سه ساختمان بتن آرمه ۴، ۷ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی و شکل‌پذیری متوسط، واقع در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد از لحاظ لرزه‌خیزی می‌باشند. جهت طبقه‌بندی ساختمان بر حسب تعداد طبقات به ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه از تعاریف سایر محققین استفاده گردیده است. هر سه ساختمان منظم و با ابعاد پلان یکسان ۱۵ در ۱۵ متر می‌باشد. تمامی ساختمان‌ها دارای کاربری مسکونی بوده و ارتفاع تمامی طبقات ۳.۲ متر می‌باشد.

بار مرده کف طبقه بام 585 kg/m^2 و سایر طبقات 500 kg/m^2 ، بار معادل تیغه بندی 100 kg/m^2 ، بار زنده طبقه بام kg/m^2 ۱۵۰ و سایر طبقات 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بار خطی روی تیرهای پیرامونی ناشی از دیوار جان‌پناه به تیرهای طبقه بام 320 kg/m و بار خطی دیوارهای پیرامونی دورتادور تیرهای طبقات 756 kg/m اعمال شده است. مطابق با ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ بار نیروی قائم زلزله به کف طبقه بام 123 kg/m^2 و به کف سایر طبقات 105 kg/m^2 به‌صورت گسترده از نوع نیروی قائم زلزله و همچنین

¹⁵ Antoniou and Pinho

¹⁶ Displacement-based adaptive pushover, (DAP)

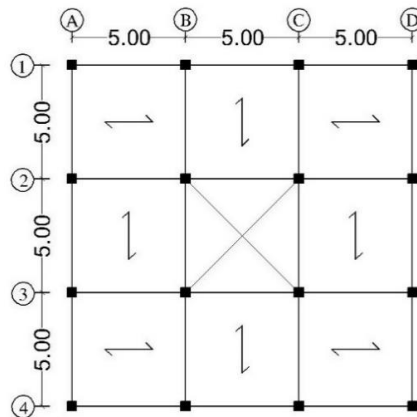
¹⁷ Force-based adaptive pushover, (FAP)

¹⁸ Complete Quadratic Combination

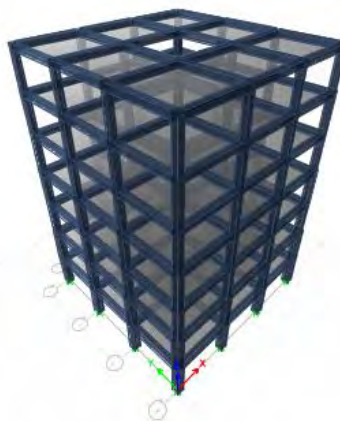
¹⁹ Square Root of Sum of Squares

به تیرهای پیرامونی طبقه بام، بار قائم خطی زلزله 67 kg/m ، ناشی از وزن بار مرده دیوار جان پناه و به تیرهای پیرامونی سایر طبقات، بار قائم خطی زلزله 158 kg/m ، ناشی از بار مرده دیوارهای پیرامونی طبقات اختصاص داده شده است.

سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع سقف تیرچه و بلوک می‌باشد. همه ساختمان‌ها بر روی خاک نوع ۳ طراحی شده‌اند. پلان طبقات مطابق شکل (۲) و تصویر سه‌بعدی سازه ۷ طبقه در شکل (۳) به‌عنوان نمونه نشان داده شده است. در این پژوهش مشخصات مصالح، مشابه مشخصات به‌کاررفته در پروژه‌های ساختمانی رایج کشور باشد. مشخصات مصالح بتنی و فولادی در جدول (۱) نشان داده شده است.



شکل ۲: پلان ساختمان های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه بتنی (طول ها بر حسب متر).



شکل ۳: نمایش سه بعدی ساختمان ۷ طبقه بتنی.

جدول ۱: مشخصات هندسی و طراحی ستون‌های قاب ۳ طبقه

250 kg/cm^2	مقاومت فشاری بتن، f'_c
$2/65 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته بتن، E_c
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگردهای طولی، f_y (نوع AIII)
3000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگردهای عرضی، f_{ys} (نوع AII)
$2/1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته فولاد، E_c

طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه و چیدمان آرماتورهای طولی و عرضی با استفاده از ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] و به کمک نرم‌افزار ETABS انجام گرفت. ساختمان‌ها پس از تحلیل و برآورده نمودن شرایط طراحی و همچنین آرماتورگذاری مبحث نهم و کنترل دریافت استاندارد ۲۸۰۰ طراحی گردیدند.

در کلیه مدل‌های سازه‌ای، دو بار تحلیل دینامیکی طیفی انجام شده و اثر مودهای بالاتر، مورد بررسی قرار گرفته است. برای این-کار یکبار تنها مود اول سازه و بار دیگر تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه باشد، در نظر گرفته شده است. در نهایت پس از بررسی و کنترل ملاحظه شد که مودهای بالا اثر عمده‌ای ندارند.

جهت انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی و پوش‌اور به‌نگام شونده از نرم‌افزار SeismoStruct [۱۶] استفاده شده است. به دلیل اینکه کلیه مدل‌های سازه‌ای در پلان متقارن و منظم بوده و همچنین در ارتفاع سازه بدون پس رفتگی و بیرون‌آمدگی می‌باشند، مدل‌سازی در نرم‌افزار SeismoStruct برای هر سه مدل سازه به‌صورت دویبعدی برای قاب شماره ۴ شکل (۲) صورت گرفته است، به همین منظور تنها مقاطع و آرماتورهای ستون و تیرهای این قاب در جدول (۲) تا (۷) نشان داده شده است.

جدول ۲: مشخصات هندسی و طراحی ستون‌های قاب ۳ طبقه

طبقه	ابعاد ستون	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور طولی	نمره آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه عادی (cm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه ویژه (cm)
۱	۴۵×۴۵	۶.۵	۱۲Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۵
۲	۴۰×۴۰	۶.۵	۱۲Φ۲۰	۱۰	۲۰	۱۵
۳	۴۰×۴۰	۶.۵	۱۲Φ۲۰	۱۰	۲۰	۱۵

جدول ۳: مشخصات هندسی و طراحی ستون‌های قاب ۷ طبقه

طبقه	ابعاد ستون	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور طولی	نمره آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه عادی (cm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه ویژه (cm)
۱	۶۰×۶۰	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۲	۶۰×۶۰	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۳	۵۰×۵۰	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۴	۵۰×۵۰	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۵	۴۵×۴۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۶	۴۵×۴۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۷	۴۰×۴۰	۶/۵	۱۶Φ۱۶	۱۰	۲۰	۱۲/۵

جدول ۴: مشخصات هندسی و طراحی ستون‌های قاب ۱۰ طبقه

طبقه	ابعاد ستون	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور طولی	نمره آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه عادی (cm)	فاصله آرماتور برشی در ناحیه ویژه (cm)
۱	۶۵×۶۵	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۲	۶۵×۶۵	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۳	۵۵×۵۵	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۴	۵۵×۵۵	۶/۵	۱۶Φ۲۵	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۵	۵۵×۵۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۶	۵۵×۵۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۷	۴۵×۴۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۸	۴۵×۴۵	۶/۵	۱۶Φ۲۲	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۹	۴۰×۴۰	۶/۵	۱۶Φ۱۸	۱۰	۲۰	۱۲/۵
۱۰	۴۰×۴۰	۶/۵	۱۶Φ۱۸	۱۰	۲۰	۱۲/۵

جدول ۵: مشخصات هندسی و طراحی تیرهای قاب ۳ طبقه

طبقه	ابعاد تیر (cm)	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور سراسری بالا	آرایش آرماتور سراسری پایین	آرماتور تقویتی بالای تیر	آرماتور تقویتی پایین تیر	آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی* (cm)
۱	۴۰×۴۰	۶/۵	۴Φ۱۴	۴Φ۱۴	۳Φ۲۲	۲Φ۱۶	۱۰	۱۰
۲	۴۰×۴۰	۶/۵	۴Φ۱۴	۴Φ۱۴	۲Φ۱۶	۲Φ۱۶	۱۰	۱۰
۳	۴۰×۴۰	۶/۵	۳Φ۱۶	۳Φ۱۶	۲Φ۱۶	-	۱۰	۷/۵

* فاصله ناحیه‌ی ویژه بر حسب سانتی‌متر (cm).

جدول ۶: مشخصات هندسی و طراحی تیرهای قاب ۷ طبقه

طبقه	ابعاد تیر (cm)	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور سراسری بالا	آرایش آرماتور سراسری پایین	آرماتور تقویتی بالای تیر	آرماتور تقویتی پایین تیر	آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی* (cm)
۱	۴۵×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۰	۱۰	۱۰
۲	۴۵×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۰	۱۰	۱۰
۳	۴۵×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۰	۱۰	۱۰
۴	۴۵×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۰	۱۰	۱۰
۵	۴۰×۴۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۱۸	۱۰	۷/۵
۶	۴۰×۴۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۱۸	۱۰	۷/۵
۷	۴۰×۴۵	۶/۵	۴Φ۱۶	۴Φ۱۶	۲Φ۲۲	-	۱۰	۷/۵

* فاصله ناحیه‌ی ویژه بر حسب سانتی‌متر (cm).

جدول ۷: مشخصات هندسی و طراحی تیرهای قاب ۱۰ طبقه

طبقه	ابعاد تیر (cm)	پوشش از مرکز آرماتور تا روی سطح بتن (cm)	آرایش آرماتور سراسری بالا	آرایش آرماتور سراسری پایین	آرماتور تقویتی بالای تیر	آرماتور تقویتی پایین تیر	آرماتور برشی (mm)	فاصله آرماتور برشی* (cm)
۱	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۲	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۳	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۴	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۵	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۶	۴۵×۵۵	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۵	۴Φ۲۲	۱۰	۱۰
۷	۴۰×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۲	۳Φ۱۸	۱۰	۱۰
۸	۴۰×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۸	۴Φ۱۸	۴Φ۲۲	۳Φ۱۸	۱۰	۱۰
۹	۴۰×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۶	۴Φ۱۶	۳Φ۲۰	-	۱۰	۱۰
۱۰	۴۰×۵۰	۶/۵	۴Φ۱۶	۴Φ۱۶	۳Φ۲۰	-	۱۰	۱۰

* فاصله ناحیه‌ی ویژه بر حسب سانتی‌متر (cm).

۴- شتابنگاشت‌های مورد استفاده

در مطالعه حاضر از ۷ رکورد مربوط به زلزله‌های مختلف استفاده گردیده که تمامی رکوردها مربوط به رکوردهای حوزه دور از گسل می‌باشند که در جدول (۸) نشان داده شده است. کلیه رکوردها و ایستگاه‌های انتخابی از FEMA^{۲۰} 440 [۱۷] و FEMA P965 [۱۸] برای حوزه دور از گسل با نوع خاک D انتخاب شده است.

جدول ۸: مشخصات رکوردهای دور از گسل انتخاب شده

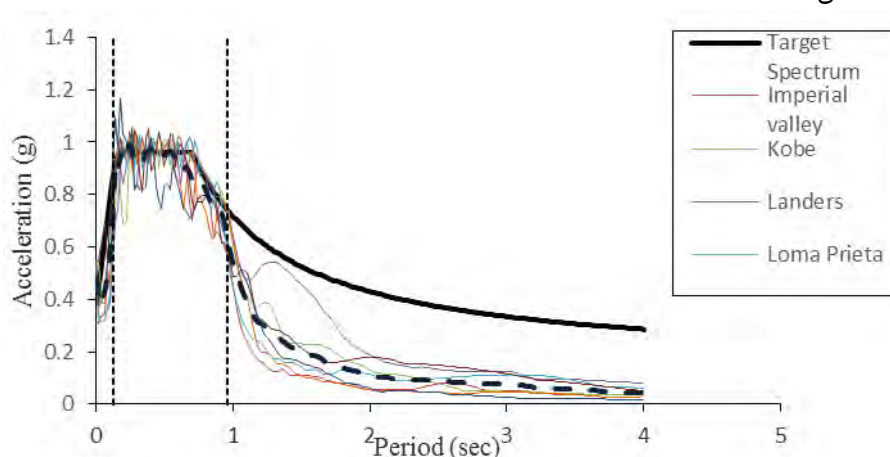
No	Event name	Magnitude	Station	PGA (g)	PGV (cm/s)	Duration (s)	Vs(m/sec)	Mecanism
1	Imperial valley (1979)	6.53	Elcentro#13	0.139g	13.66	19.98	249.92	Strike slip
2	Kobe (1995)	6.9	Shin-Osako	0.233g	21.81	12.55	256	Strike slip
3	Landers (1992)	7.28	Yermo Fire	0.245g	51.12	17.92	353.63	Strike slip
4	Loma Prieta (1989)	6.93	Agnews state Hospital	0.170g	33.51	23.51	239.69	Reverse Oblique
5	Morgan Hill (1984)	6.19	Gilroy#4	0.349g	17.31	12.5	221.78	Strike slip
6	Northridge (1994)	6.69	LA - Hollywood Stor FF	0.358g	27.38	10.58	316.46	Reverse
7	Superstition Hills-02 (1987)	6.54	Poe road(temp)	0.475g	41.17	13.84	316.64	Strike slip

جهت مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، از نرم‌افزار SeismoMatch [۱۹] استفاده شده است. این نرم‌افزار شتاب‌نگاشت‌های زلزله را با استفاده از الگوریتم‌های موجک مطرح شده توسط آبراهامسون^{۲۱} [۲۰] و هنکوک^{۲۲} [۲۱] به روی یک طیف خاص منطبق می‌کند. در این پژوهش بازه زمان تناوب اصلی سازه‌ها را مطابق جدول (۹) تعیین کرده و پس از انطباق بر طیف هدف، رکوردهای مقیاس شده را استخراج و در نرم‌افزار تحلیل غیرخطی استفاده شده است.

جدول ۹: بازه زمان تناوب اصلی سازه‌ها

طبقه ساختمان	T	0.2 T	1.5 T
3	0.64	0.128	0.96
7	1.096	0.219	1.644
10	1.41	0.282	2.115

شکل‌های (۴)، (۵) و (۶) طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع III، طیف میانگین رکوردهای منطبق شده بر طیف هدف برای سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

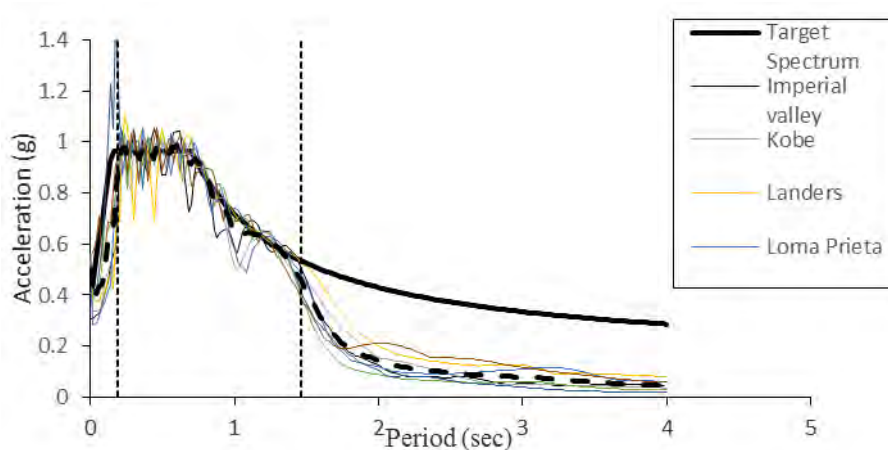


شکل ۴: طیف استاندارد و میانگین رکوردهای منطبق شده بر طیف هدف برای سازه ۳ طبقه.

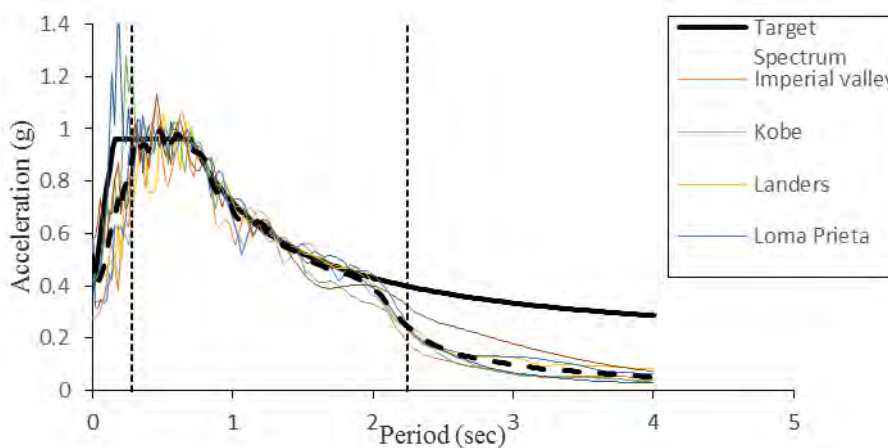
²⁰ Federal Emergency Management Agency (FEMA)

²¹ Abrahamson

²² Hancock



شکل ۵: طیف استاندارد و میانگین رکوردهای منطبق شده بر طیف هدف برای سازه ۷ طبقه.



شکل ۶: طیف استاندارد و میانگین رکوردهای منطبق شده بر طیف هدف برای سازه ۱۰ طبقه.

۵- صحت سنجی

صحت‌سنجی مدل‌سازی قاب‌های مورد پژوهش در نرم‌افزار SeisoStruct با استفاده از پژوهش آزمایشگاهی صورت گرفته توسط پینتو و همکاران^{۲۳} [۲۲] برای مرکز تحقیقات مشترک اروپا^{۲۴} (JSR) و تحقیق پینهو و النشایی^{۲۵} [۲۳] انجام شده است. پینهو و النشایی داده‌های نتایج آزمایشگاهی را مورد مقایسه و بررسی با نتایج عددی قرار دادند. در پژوهش پینتو و همکاران مدل‌سازی یک قاب ۴ طبقه بتن‌آرمه به صورت دوبعدی در آزمایشگاه ارزیابی سازه‌ای اروپا^{۲۶} (ELSA) تحت دو بارگذاری شبه دینامیکی Acc-475 و Acc-975 مورد آزمایش قرار گرفته است. این قاب بتن‌آرمه در برابر بارهای ثقلی و بار جانبی طراحی شده است.

۵-۱- مدل آزمایشگاهی صحت‌سنجی

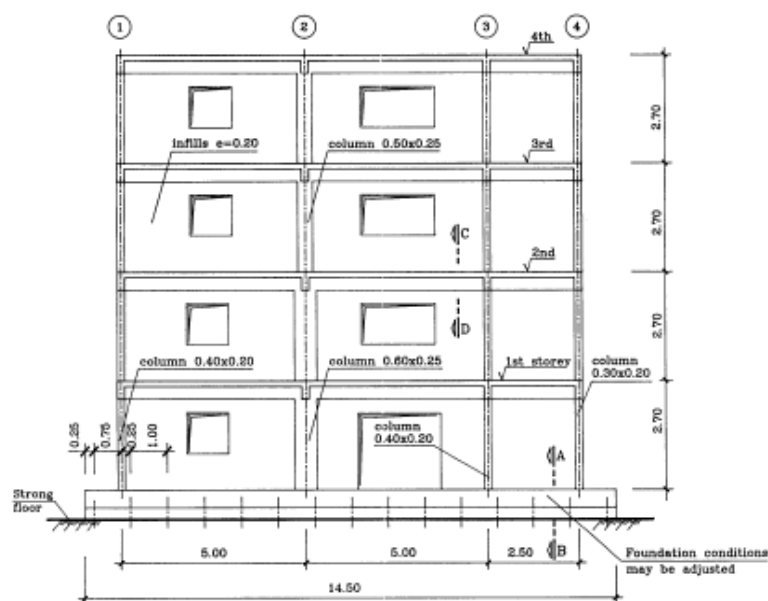
مدل آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه دارای سه دهانه می‌باشد که ابعاد آن در شکل (۷) و جزئیات آرماتورگذاری ستون‌های قاب بتن‌آرمه در شکل (۸) نشان داده شده است. ضوابط آرماتورگذاری قاب با در نظر گرفتن سازه در مناطق کشورهای جنوبی اروپا در نظر گرفته شده است.

²³ Pinto et al.

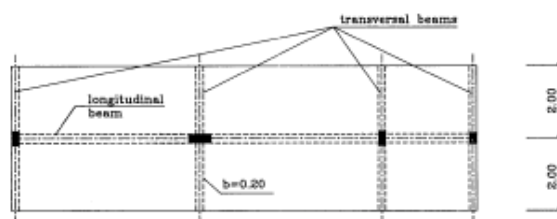
²⁴ Joint Research Center

²⁵ Pinho and Elnashai

²⁶ European Laboratory for Structural Assessment

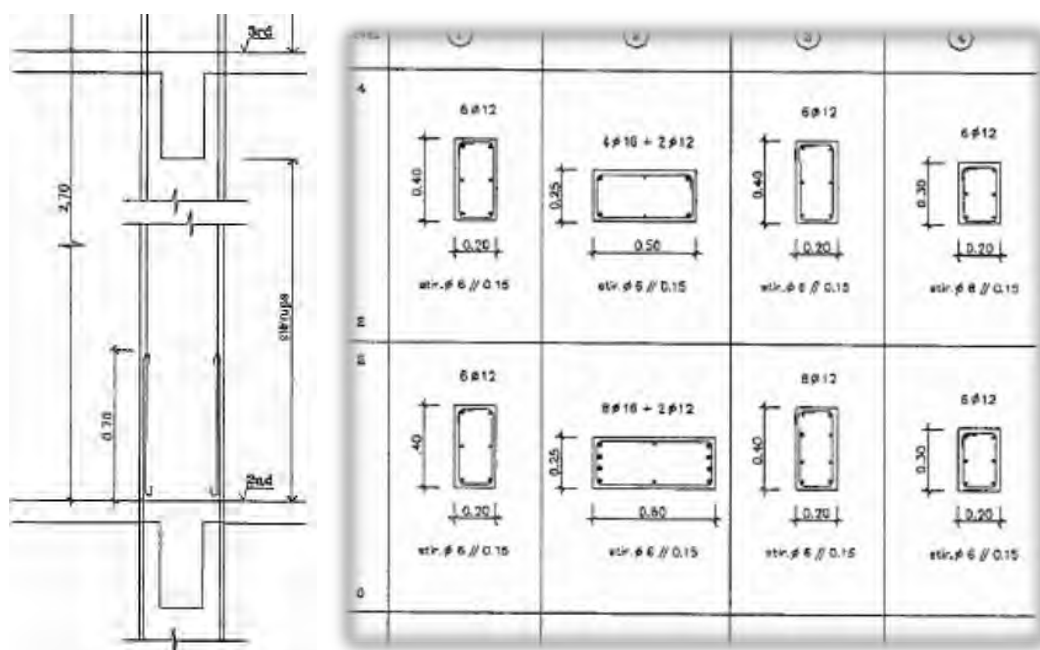


ELEVATION



PLAN

شکل ۷: مشخصات هندسی قاب بتن آرمه ۴ طبقه با سه دهانه [۲۲].



شکل ۸: جزئیات آرماتورگذاری ستون‌های قاب بتن آرمه ۴ طبقه [۲۲].

جزئیات هندسی ستون‌ها و جزئیات هندسی تیرهای مدل آزمایشگاهی به ترتیب در جدول (۱۰) و (۱۱) ارائه شده است. برای تعریف مشخصات مصالح بتن از مدل مندر و همکاران (Mander et al.) و برای مدل‌سازی فولاد از مدل منگتو-پینتو (Menegotto-Pinto) استفاده شده است. مشخصات مصالح بتن و فولاد به ترتیب در جدول (۱۲) و (۱۳) ارائه شده است. المان‌های مورد استفاده به صورت غیرخطی و با عنوان المان غیرخطی قاب مبتنی بر نیرو (Inelastic force-based frame element) می‌باشند و همچنین مقاطع مورد استفاده نیز از نوع فایبر (Fiber) است.

جدول ۱۰: جزئیات هندسی ستون‌ها

ستون ۴	ستون ۳	ستون ۲	ستون ۱	طبقه ساختمان
۳۰×۲۰ (۶Φ۱۲)	۴۰×۲۰ (۶Φ۱۲)	۲۵×۵۰ (۴Φ۱۶+۲Φ۱۲)	۴۰×۲۰ (۶Φ۱۲)	طبقه ۱-۲
۳۰×۲۰ (۶Φ۱۲)	۴۰×۲۰ (۸Φ۱۲)	۲۵×۶۰ (۸Φ۱۶+۲Φ۱۲)	۴۰×۲۰ (۶Φ۱۲)	طبقه ۳-۴

جدول ۱۱: جزئیات هندسی تیرها

سقف	تیرهای دهانه اول و دوم	تیرهای دهانه سوم
۴		
۳	۵۰×۲۵×۱۰۵×۱۵ *	۵۰×۲۵×۶۵×۱۵
۲		
۱		

* ضخامت دال × عرض موثر دال × عرض تیر × ارتفاع تیر

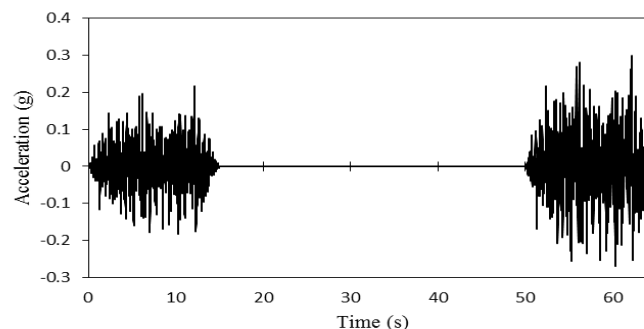
جدول ۱۲: مشخصات بتن مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی

properties	fc [kPa]	ft [kPa]	ε _c
Concrete	16300	1900	0.002

جدول ۱۳: مشخصات فولاد مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی

properties	Es [kPa]	fy [kPa]	μ
Steel	2.00E+008	343000	0.0024

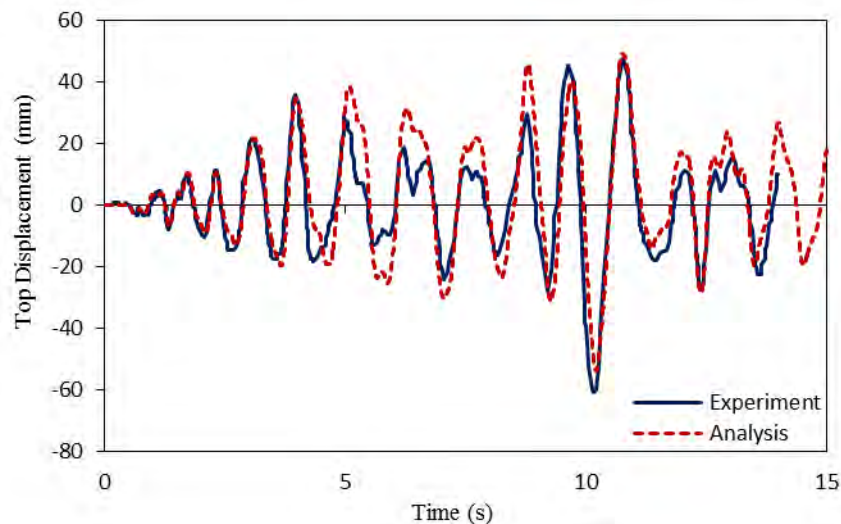
به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی یک منحنی تاریخچه زمانی متشکل از دو رکورد مصنوعی (Acc-775 و Acc-475) به صورت سری با فاصله زمانی ۳۵ ثانیه به مدل آزمایشگاهی اعمال شده که در شکل (۹) نشان داده شده است. رکوردهای مورد استفاده پینتو و همکاران برای اهداف آزمایشگاهی با تحلیل خطر احتمالاتی به دست آمده و به صورت مصنوعی متناسب با طیف خطر یکنواخت برای دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۹۷۵ تولید شده است.



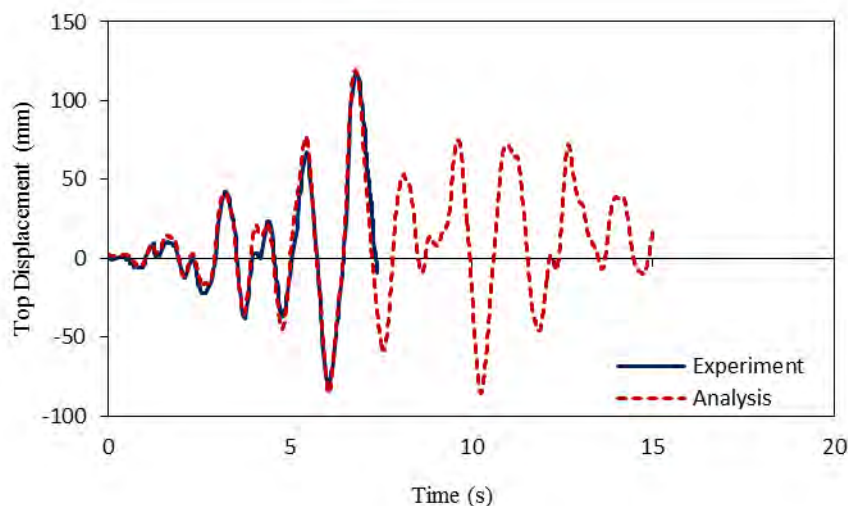
شکل ۹: تاریخچه زمانی شتابنگاشت مصنوعی

۵-۲- خروجی مدل آزمایشگاهی و شبیه سازی آن با مدل نرم افزاری

در شکل (۱۰) مقایسه نمودار جابجایی بام- زمان برای مدل آزمایشگاهی و پژوهش حاضر در نرم افزار SeismoStruct تحت رکورد مصنوعی Acc-475 و در شکل (۱۱) مقایسه نمودار جابجایی بام- زمان برای مدل آزمایشگاهی و پژوهش حاضر تحت رکورد مصنوعی Acc-975 ارائه شده است. با توجه به شکل (۱۰) و (۱۱) نتایج پژوهش حاضر مقداری اختلاف با مدل آزمایشگاهی نشان می دهد که دلیل این اختلاف را این گونه می توان بیان کرد که در مدل سازی نرم افزاری میرایی واقعی سازه را نمی توان مانند مدل های آزمایشگاهی مدل سازی نمود. همچنین این اختلاف می تواند ناشی از این باشد که در مدل سازی نرم افزاری نمی توان اثرات لغزش میلگردها، توزیع برش در مناطق مفاصل پلاستیک و ترمیم شدن ترک های ناقص را در نظر گرفت.



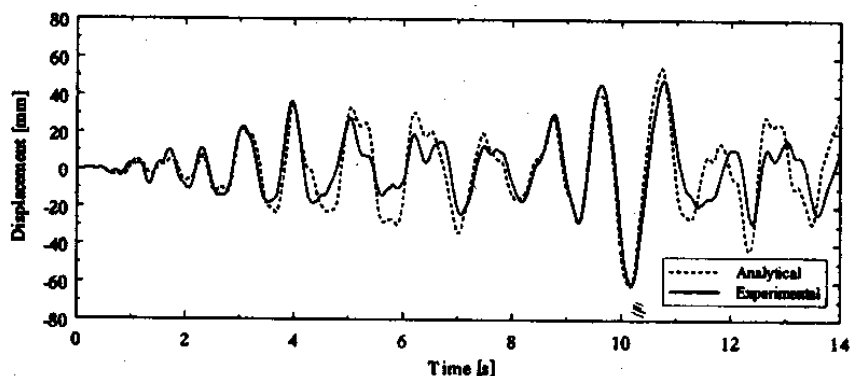
شکل ۱۰: مقایسه جابجایی بام- زمان حاصل از شبیه سازی عددی SeismoStruct با نتایج آزمایشگاهی تحت رکورد Acc475



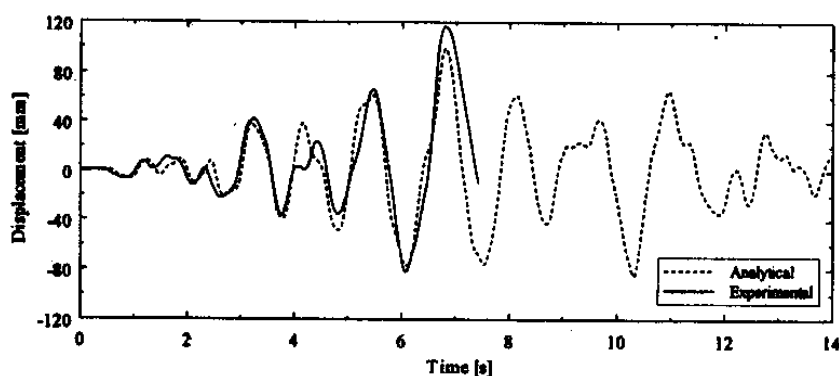
شکل ۱۱: مقایسه جابجایی بام- زمان حاصل از شبیه سازی عددی SeismoStruct با نتایج آزمایشگاهی تحت رکورد Acc975

در شکل (۱۲) مقایسه نمودار جابجایی بام- زمان برای مدل آزمایشگاهی و عددی توسط پینهو والنشایی تحت دو رکورد مصنوعی Acc-475 با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و Acc-975 با دوره بازگشت ۹۷۵ سال نشان داده شده است. همان طوری که در این شکل ملاحظه می شود در مدل عددی پینهو و والنشایی نیز مقداری اختلاف دیده می شود.

در شکل (۱۳) مقایسه دررفت طبقه سوم مدل آزمایشگاهی و مدل سازی پژوهش حاضر تحت رکورد مصنوعی با دوره بازگشت ۴۷۵ سال ارائه شده است. نتایج صحت سنجی نشان می دهد مدل نرم افزاری پژوهش حاضر (SeismoStruct) با نتایج آزمایشگاهی انطباق قابل قبولی دارد.

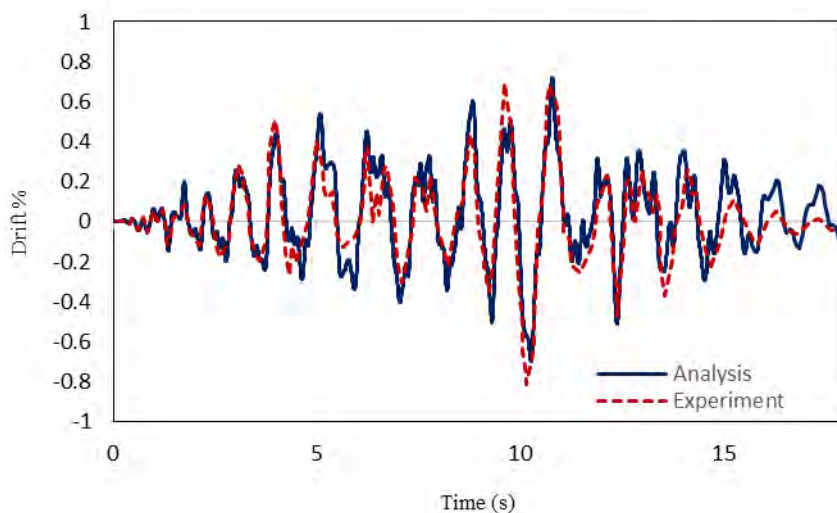


(الف)



(ب)

شکل ۱۲: مقایسه جابجایی بام- زمان مدل آزمایشگاهی با مدل عددی: الف) تحت رکورد Acc-475 و ب) تحت رکورد Acc-975 [۲۳]



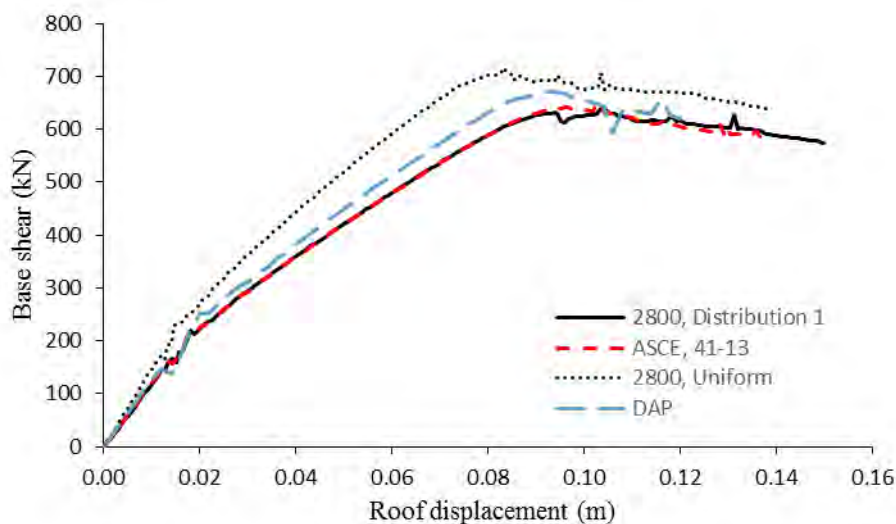
شکل ۱۳: مقایسه نتایج دررفت طبقه سوم سازه حاصل از شبیه سازی عددی SeismoStruct با نتایج آزمایشگاهی تحت رکورد Acc475

۶- بررسی نتایج

۶-۱- مقایسه برش پایه در برابر تغییر مکان بام بین دو آیین نامه

یکی از مهم ترین هدف تحلیل غیرخطی سازه ها دستیابی به منحنی ظرفیت سازه (برش پایه در برابر تغییر مکان) می باشد. منحنی ظرفیت می تواند پاسخ های سازه ای شامل جابجایی تسلیم، مقاومت کلی، تخمین سختی اولیه و سختی مؤثر سازه را نشان دهد. بنابراین مقایسه منحنی ظرفیت روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی از اهمیت بالای برخوردار است [۱۳].

تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ تحت دو حالت توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع سازه انجام گرفته است که توزیع اول (Disribution 1) به صورت توزیع متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی و توزیع دوم به صورت توزیع یکنواخت (Uniform) متناسب با جرم طبقات می باشد. نتایج منحنی های ظرفیت بدست آمده از تحلیل های استاتیکی غیرخطی در شکل های (۱۴) تا (۱۶) نشان داده شده است. تمامی تحلیل ها در نرم افزار SeismoStruct انجام شده است.

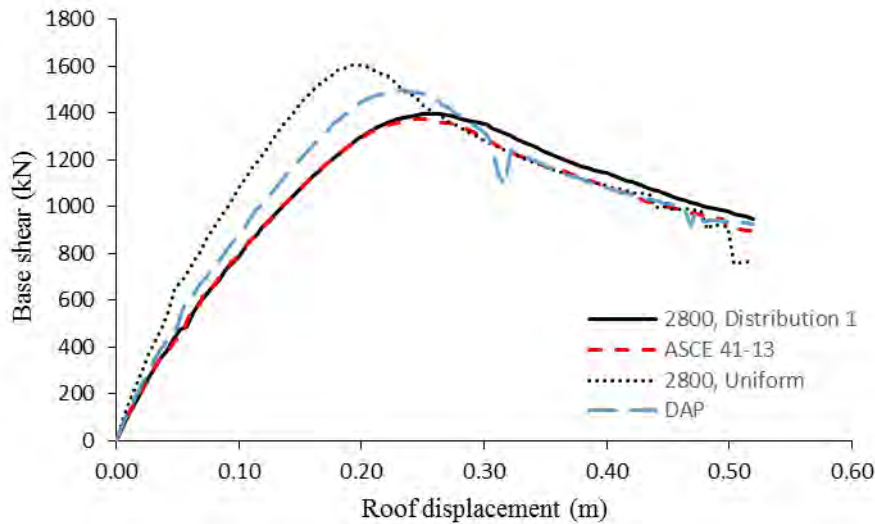


شکل ۱۴: مقایسه برش پایه تغییر مکان در برابر بام سازه ۳ طبقه.

شکل (۱۴) منحنی ظرفیت سازه ۳ طبقه را با روش های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد. همان طوری که در این شکل مشاهده می شود منحنی ظرفیت سازه با توزیع حالت اول (Distribution 1) روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ برابر با روش استاتیکی غیرخطی آیین نامه ASCE 41-13 می باشد ولی منحنی ظرفیت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با توزیع یکنواخت، سختی جانبی ارتجاعی سازه و سختی جانبی مؤثر سازه بیشتری نسبت به سایر روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی دارد. همچنین روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت حداکثر برش پایه بیشتری نسبت به دیگر روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی دارد. منحنی ظرفیت روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی با در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، که در سازه ۳ طبقه ناچیز می باشد، نسبت به توزیع الگوی اول روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ و آیین نامه ASCE 41-13، سختی مؤثر و اولیه بیشتری از خود نشان می دهد.

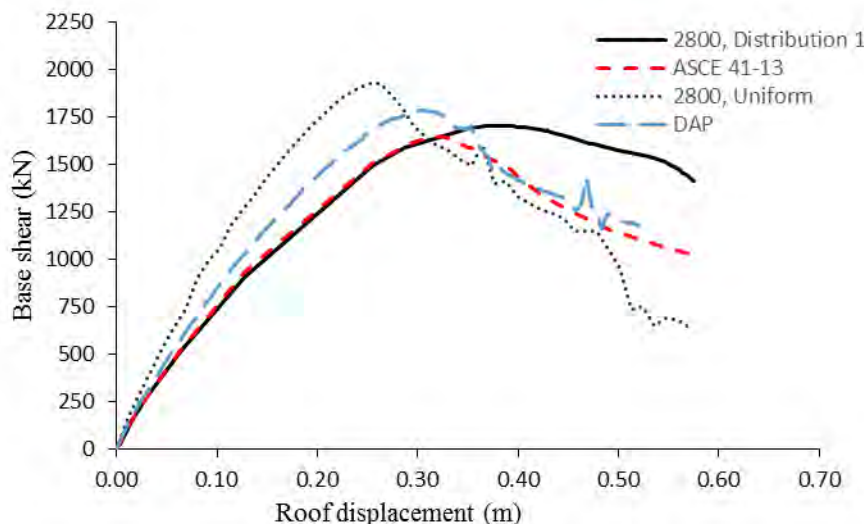
شکل (۱۵) منحنی ظرفیت سازه ۷ طبقه به روش های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه می کند. همانند سازه ۳ طبقه، منحنی ظرفیت تحلیل استاتیکی غیرخطی توزیع اول استاندارد ۲۸۰۰ با منحنی ظرفیت به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین نامه ASCE 41-13 تقریباً یکسان می باشد. منحنی ظرفیت روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی نسبت به توزیع اول استاندارد ۲۸۰۰ و توزیع متناسب با مود اصلی آیین نامه ASCE 41-13، سختی جانبی ارتجاعی سازه و سختی جانبی مؤثر سازه بیشتری دارد و همچنین هر

دو روش تحلیل پس از برش پایه حداکثر، رفتار یکسانی نشان می‌دهد. برش پایه حداکثر، سختی جانبی ارتجاعی سازه و سختی جانبی مؤثر سازه با توزیع یکنواخت روش استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به سایر روش‌های تحلیل بیشتر می‌باشد.



شکل ۱۵: مقایسه برش پایه تغییرمکان در برابر بام سازه ۷ طبقه.

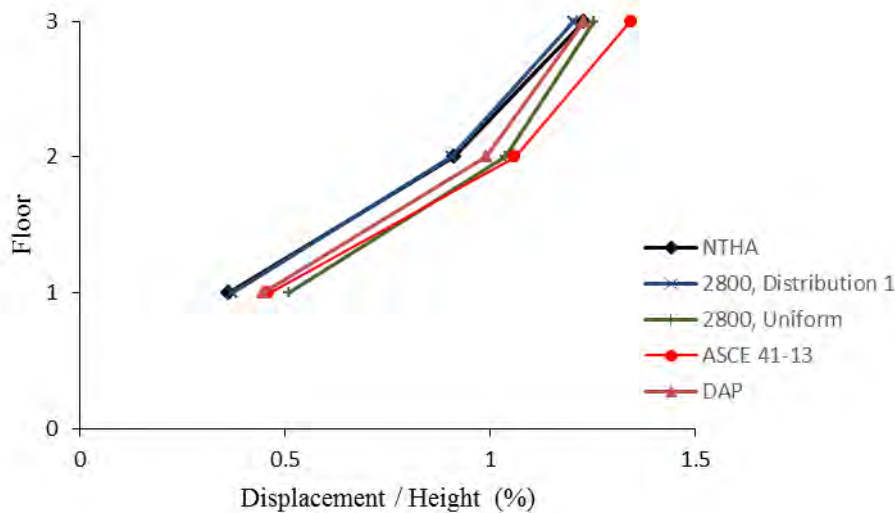
شکل (۱۶) منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه را برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مختلف نشان می‌دهد. منحنی ظرفیت توزیع اول استاندارد ۲۸۰۰ و توزیع متناسب با مود اصلی آیین‌نامه ASCE 41-13 قبل از برش پایه حداکثر یکسان ولی پس از برش پایه حداکثر، برش پایه توزیع اول استاندارد ۲۸۰۰ با شیب کمتری نسبت به آیین‌نامه استاندارد ASCE 41-13 کاهش پیدا می‌کند. در این سازه نیز پوش آور به‌نگام شونده بر اساس جابجایی، مقدار برش پایه حداکثر و سختی جانبی مؤثر سازه بیشتری نسبت به تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نوع اول و روش آیین‌نامه ASCE 41-13 دارد. با توجه به منحنی ظرفیت تحلیل استاتیکی غیرخطی با توزیع یکنواخت، برش پایه حداکثر، سختی جانبی ارتجاعی سازه و سختی جانبی مؤثر سازه این روش نسبت به سایر روش‌های تحلیل بیشتر می‌باشد.



شکل ۱۶: مقایسه برش پایه تغییرمکان در برابر بام سازه ۱۰ طبقه.

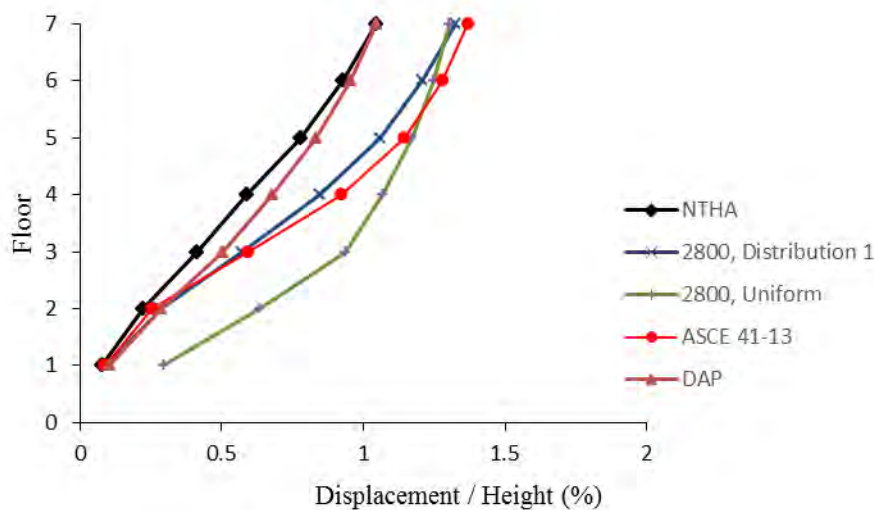
۲-۶- نمودارهای مربوط به جابجایی طبقات

یکی از شاخص مناسب برای تغییر مکان نسبی طبقه، نمودار جابجایی در برابر ارتفاع ساختمان می باشد. همچنین نمودار جابجایی در برابر ارتفاع ساختمان می تواند تغییرات ناگهانی جابجایی طبقه برای سازه های نامنظم را نشان دهد. در شکل های (۱۷) تا (۱۹) جابجایی حداکثر طبقات برای قاب های ۳، ۷ و ۱۰ برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سنتی (آیین نامه ای) و پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی (NTHA) مقایسه شده اند.



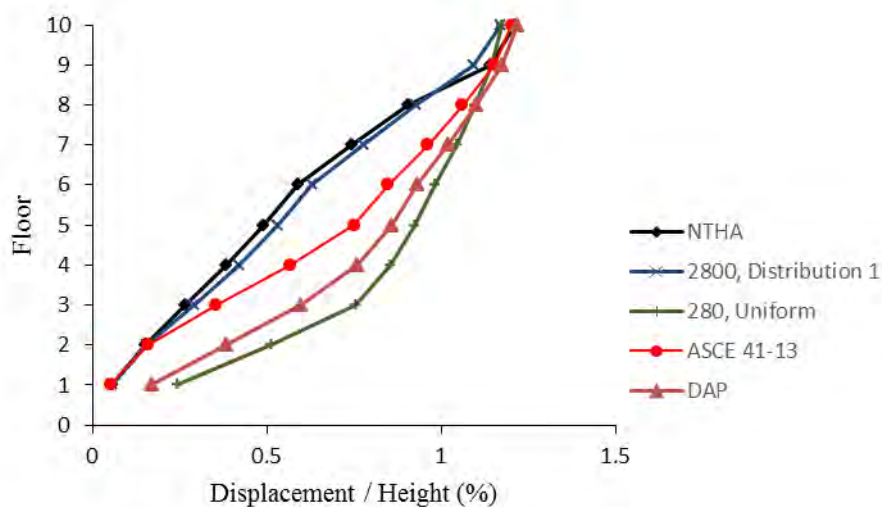
شکل ۱۷: جابجایی کف بام طبقات سازه ۳ طبقه

همان طوری که در شکل (۱۷) مشاهده می شود، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی (Distribution 1) از دقت بالایی در تخمین جابجایی حداکثر طبقات برخوردار است و نیاز جابجایی آن ها با نیاز جابجایی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی حاصل از میانگین ۷ رکورد حوزه دور انتخاب شده، تقریباً یکسان می باشد. روش تحلیل استاتیکی آیین نامه ASCE 41-13 جابجایی حداکثر طبقات را دست بالا برآورد می کند که دلیل آن می تواند داشتن تغییر مکان هدف بیشتر در پیش بینی جابجایی باشد. روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی و تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ جابجایی حداکثر طبقات را اندکی دست بالا تخمین می زنند.



شکل ۱۸: جابجایی کف بام طبقات سازه ۷ طبقه

با توجه به شکل (۱۸) روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (DAP) از دقت مناسبی برای تخمین حداکثر جابجایی طبقات برخوردار است که دلیل آن می‌تواند استفاده از جابجایی بام یکسان با روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باشد. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE 41-13 جابجایی حداکثر طبقات را، نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای قاب ۷ طبقه در طبقات فوقانی بیشتر تخمین می‌زند، البته تغییر مکان طبقات شاخص مناسبی برای آسیب لرزه‌ای نمی‌باشد. دلیل بیشتر بودن جابجایی حداکثر این روش‌ها، می‌تواند به دلیل تخمین بالای تغییر مکان هدف روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه‌ها برای سازه ۷ طبقه می‌باشد. همچنین نمودار حداکثر جابجایی برای توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ تقریباً برابر با الگوی متناسب با مود اصلی (مود اول) آیین‌نامه ASCE 41-13 می‌باشد و هردو روش در طبقات پایین دقت مناسبی برای تخمین حداکثر جابجایی طبقات و با افزایش ارتفاع سازه دقت روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کاهش پیدا می‌کند. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر طبقات را نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دست بالا تخمین می‌زند.



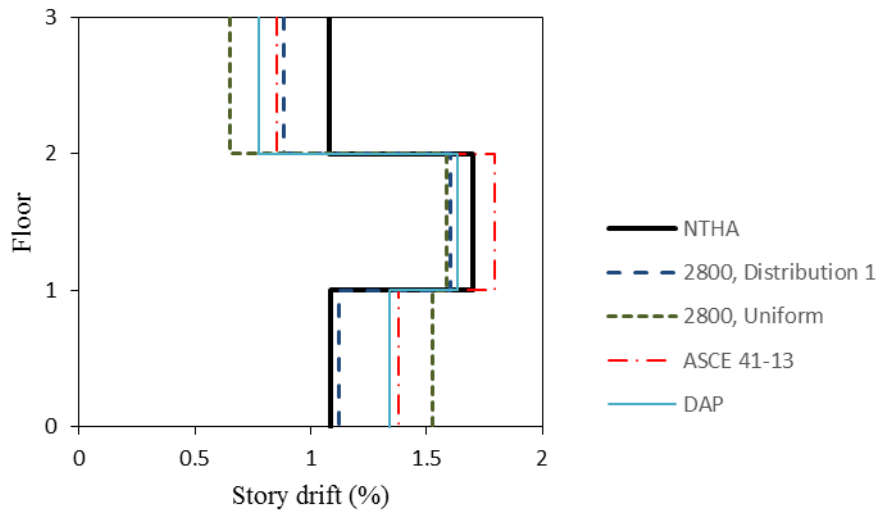
شکل ۱۹: جابجایی کف بام طبقات سازه ۱۰ طبقه

شکل (۱۹) حداکثر جابجایی کف طبقات سازه ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. در این سازه نیز روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰ نتایج به مراتب بهتری از جابجایی حداکثر طبقات در مقایسه با توزیع یکنواخت و تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 ارائه می‌کند و مقادیر حداکثر جابجایی در این روش تقریباً با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی یکسان می‌باشد. پس از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ASCE 41-1 پیش‌بینی مناسبی از مقادیر جابجایی حداکثر دارد و فقط در طبقات میانی، جابجایی حداکثر طبقات انحراف بیشتری نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی پیدا می‌کند. پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی داشتن نیاز لرزه‌ای یکسان با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، دقت کمتری در تخمین حداکثر جابجایی طبقات ارائه می‌دهد و میزان این دقت با در طبقات پایین بیشتر می‌باشد. همچنین روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ تخمین دست بالایی از حداکثر جابجایی ارائه می‌کند.

۳-۶- نمودارهای مربوط به جابجایی نسبی طبقات

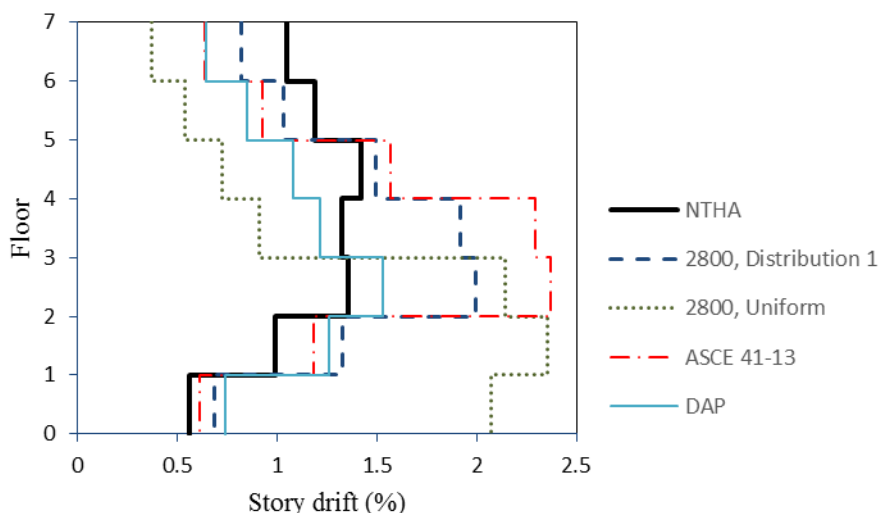
جابجایی نسبی طبقات به صورت جابجایی نسبی بین دو طبقه متوالی که با ارتفاع طبقه نرمالیزه شده، بیان می‌شود. جابجایی نسبی طبقه (Drift) یکی از پارامتر مهم نیاز و عملکرد سازه به ویژه برای تحلیل غیرخطی می‌باشد و همچنین می‌تواند تمرکز خسارت طبقه را نشان دهد. در ادامه تغییرات جابجایی نسبی طبقات تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و پوش آور بهنگام شونده برای سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰

طبقه مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آن‌ها با میانگین دررفت به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی مقایسه شده است که به ترتیب در شکل‌های (۲۰) تا (۲۲) نشان داده شده‌اند.



شکل ۲۰: تغییر مکان نسبی طبقه (دررفت) سازه ۳ طبقه.

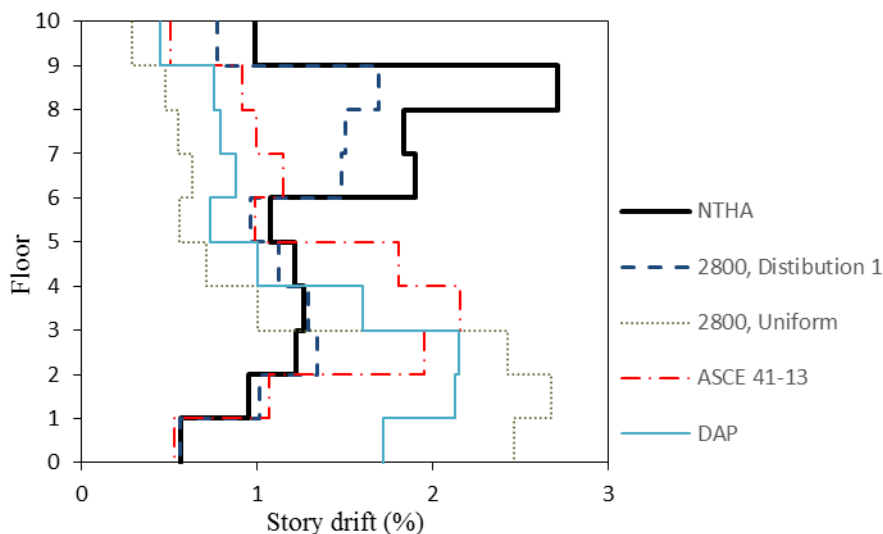
با توجه به شکل (۲۰)، از همه‌ی روش‌های تحلیل، تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی (Distribution 1) و پس از آن تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با شکل مود اصلی (مود اول) آیین‌نامه ASCE 41-13، دقت مناسبی نسبت به تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (NTHA) نشان می‌دهند و با بالا بودن اثر مود اول در سازه‌های کوتاه مرتبه پیش‌بینی مناسبی ارائه می‌کنند. توزیع یکنواخت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ (Uniform) دررفت طبقه دوم را به خوبی تخمین می‌زند ولی در طبقه اول و سوم، دررفت سازه، اختلاف بیشتری نسبت به تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی دارد. روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی در طبقه اول، جابجایی نسبی طبقه را بیشتر و در طبقات دوم و سوم دررفت را دست پایین تخمین می‌زند.



شکل ۲۱: تغییر مکان نسبی طبقه (دررفت) سازه ۷ طبقه.

طبق شکل (۲۱)، روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (DAP) و روش استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰ (Distribution 1) نتایج دقیق‌تری نسبت به روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (NTHA) ارائه

می‌کند. دلیل دقت بالای روش پوش‌آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی می‌تواند لحاظ کردن اثر موده‌های بالاتر با ترکیب مودال و همچنین استفاده از میانگین جابجایی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به‌عنوان تغییرمکان هدف باشد. روش پوش‌آور بهنگام شونده از طبقه چهارم تا طبقه هفتم تغییرمکان نسبی طبقه را کمتر نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی برآورد می‌کند. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استاندارد ۲۸۰۰ و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با مود اصلی (مود اول) آیین‌نامه ASCE 41-13، تغییرمکان نسبی طبقه را در طبقات پایین با دقت مناسب و در طبقات بالا اندکی دست پایین تخمین می‌زند ولی تغییرمکان نسبی طبقات میانی را با اختلاف بیشتری ارائه می‌کند. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع متناسب با جرم طبقات (Uniform)، تغییرمکان نسبی طبقات را با اختلاف بیشتری نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (NTHA) برآورد می‌کند. این روش طبقات تحتانی را محافظه‌کارانه و تغییرمکان نسبی طبقات فوقانی را دست پایین برآورد می‌کند.



شکل ۲۲: تغییرمکان نسبی طبقه (دریفت) سازه ۱۰ طبقه.

طبق شکل (۲۲)، روش استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰ (Distribution 1)، تغییرمکان نسبی طبقه را با دقت به‌مراتب بهتری نسبت به روش استاتیکی غیرخطی ASCE 41-13 متناسب با مود اول و روش پوش‌آور بهنگام شونده ارائه می‌کند و همچنین این روش طبقه نرم در طبقه نهم را با اختلاف کمی نسبت به تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی به‌خوبی پیش‌بینی می‌کند. در قاب ۱۰ طبقه نیز، همانند قاب ۷ طبقه توزیع یکنواخت روش استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ (Uniform) و روش پوش‌آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (DAP) تغییرمکان نسبی طبقات تحتانی را دست بالا و تغییرمکان نسبی طبقات فوقانی را دست پایین تخمین می‌زند. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ASCE 41-13 در طبقات دوم تا چهارم تغییرمکان نسبی طبقه را بیشتر و در طبقات فوقانی کمتر برآورد می‌کند.

۴-۶- تفسیر نتایج سطوح عملکرد بر اساس محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی طبقات (Drift)

در این قسمت نتایج مربوط به سطوح عملکرد بر اساس محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی در سازه‌ها تحت اثر تمامی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی اعمال شده در نمودارها و جداول مربوط به هر ساختمان آورده شده و این نتایج با محدودیت‌های مجاز دستورالعمل فم ۳۵۶ [۲۴] مقایسه شده و نتایج به‌صورت کامل تفسیر خواهند شد. محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی طبقات (Drift) طبق FEMA 356 برای ساختمان بتن‌آرمه در جدول (۱۴) نشان داده شده است.

جدول ۱۴: محدودیت‌های تغییر مکان نسبی جانبی طبقات (Drift) طبق FEMA 356

سطح عملکرد آستانه فروریزش	سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)	سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO)
(CP)	0.02	0.01
0.04		

نتایج سطوح عملکرد بر اساس محدودیت‌های تغییر مکان نسبی جانبی طبقات (Drift) در سازه‌ها مربوط به قاب ۳، ۷ و ۱۰ طبقه در جدول (۱۵) ارائه شده است.

جدول ۱۵: حداکثر دررفت سازه‌ها

روش تحلیل	حداکثر دررفت سازه ۳ طبقه	حداکثر دررفت سازه ۷ طبقه	حداکثر دررفت سازه ۱۰ طبقه
NTHA	0.01700	0.01355	0.02705
2800, Distribution 1	0.01603	0.01994	0.01688
2800, Uniform	0.01585	0.02352	0.02672
ASCE 41-13	0.01797	0.02371	0.02155
DAP	0.01632	0.01532	0.02149

با توجه به جدول (۱۵) برای سازه ۳ طبقه، حداکثر درصد تغییر مکان نسبی طبقه برای تمامی روش‌های استاتیکی غیرخطی، پوش‌آور بهنگام شونده و متوسط دررفت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به ۱٪ رسیده است و به محدوده ایمنی جانی (۲٪) تجاوز نکرده و معیار حالت حدی در این سطح، بر اساس فما (FEMA) سطح استفاده بی‌وقفه می‌باشد که در این سطح انتظار می‌رود سازه خسارت جزئی داشته و به راحتی قابل تعمیر باشد.

همان طوری که در جدول (۱۵) برای سازه ۷ طبقه ملاحظه می‌شود، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، روش استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل طیفی و روش پوش‌آور بهنگام شونده به ترتیب ۰/۰۱۳۵۵، ۰/۰۱۹۹۴ و ۰/۰۱۵۳۲ می‌باشد که این مقادیر از محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی (۲٪) تجاوز نکرده و در سطح استفاده بی‌وقفه (IO) باقی می‌ماند و انتظار خسارت جزئی در سازه وجود دارد. روش استاتیکی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 به ترتیب با حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ۰/۰۲۳۵۲ و ۰/۰۲۳۷۱ به سطح ایمنی جانی (۲٪) رسیده و در این سطح باقی می‌ماند که انتظار می‌رود سازه شدیداً آسیب دیده باشد و همچنین احتمال خطر صدمه جانبی وجود دارد.

با توجه به جدول (۱۵) در سازه ۱۰ طبقه، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه به روش استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل طیفی ۰/۰۱۶۸۸ می‌باشد که به محدوده سطح ایمنی جانی (۲٪) نرسیده است و در سطح استفاده بی‌وقفه (IO) باقی می‌ماند و انتظار خسارت جزئی در سازه وجود دارد. حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، روش استاتیکی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت متناسب با جرم طبقات، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 و روش پوش‌آور بهنگام شونده به ترتیب ۰/۰۲۶۷۲، ۰/۰۲۷۰۵، ۰/۰۲۱۵۵ و ۰/۰۲۱۴۹ می‌باشد که این مقادیر به محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی (۲٪) رسیده و از سطح عملکرد آستانه فروریزش (۴٪) تجاوز نکرده و در سطح ایمنی جانی (LS) باقی می‌ماند و در این سطح احتمال خطر ایمنی جانی در سازه وجود دارد.

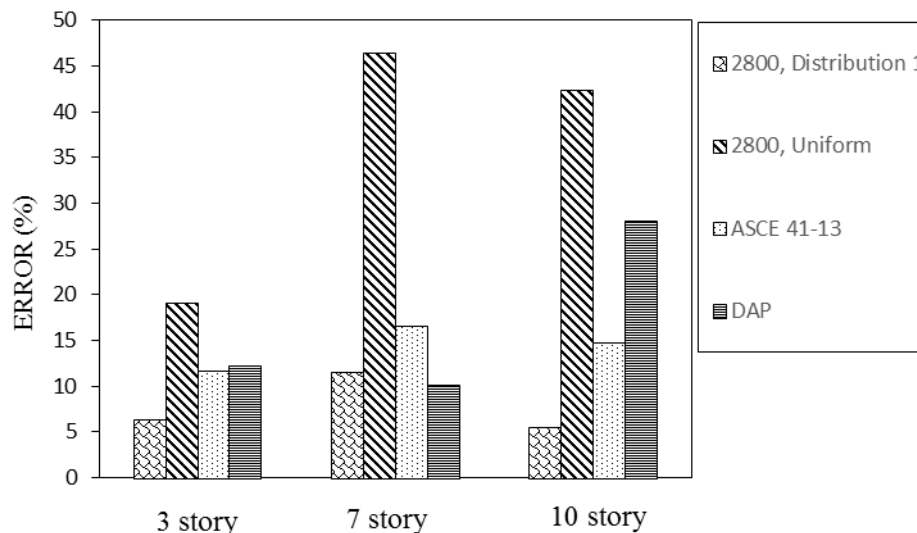
۵-۶- بررسی دقت روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی

به منظور مقایسه دقت و کارایی روش‌های مختلف پوش آور در برآورد جابجایی نسبی از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان جواب دقیق استفاده می‌شود. به این منظور شاخص خطا برای روش‌های مختلف به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود [۲۵].

$$ERROR_{\Delta} (\%) = 100 \times \frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta_{i-NTHA} - \Delta_{i-Push}}{\Delta_{i-NTHA}} \right)^2} \quad (10)$$

که در این رابطه Δ_{i-NTHA} حداکثر جابجایی نسبی طبقه i ام به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، Δ_{i-Push} جابجایی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل پوش آور در تغییر مکان هدف و n تعداد طبقه ساختمان می‌باشد.

در این پژوهش جهت ارزیابی دقت روش‌های پوش آور بررسی شده، نتایج به دست آمده از این تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای پارامترهای جابجایی نسبی طبقات با مقدار دقیق این پارامترها که از میانگین حداکثر پاسخ‌های تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده‌اند، مقایسه شده است. در شکل (۲۳) متوسط خطای جابجایی نسبی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد مطالعه برای هر سه سازه نشان داده شده است.



شکل ۲۳: متوسط خطای جابجایی نسبی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد مطالعه برای سازه‌ها.

همان طوری که در شکل (۲۳) مشخص است در قاب ۳ طبقه که اثر مودهای بالاتر کمتر است، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل طیفی خطی (Distribution 1) و تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه‌ی ASCE 41-13 جابجایی نسبی طبقات را با خطای کمتری به ترتیب ۶/۴٪ و ۱۱/۷٪ تخمین زده‌اند در حالی که، پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (DAP) و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ (Uniform)، جابجایی نسبی طبقات را به ترتیب با خطای ۱۲/۳ و ۱۹/۱ درصد تخمین زده‌اند. روش توزیع یکنواخت تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ (Uniform) در تخمین جابجایی نسبی طبقات، ضعیف‌ترین عملکرد را نسبت به سایر روش‌ها دارد و حداکثر خطا مربوط به این روش در قاب ۳ طبقه می‌باشد.

در قاب ۷ طبقه، روش پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی به دلیل در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، جابجایی نسبی طبقات را با درصد خطا ۱۰/۱٪ که کمترین خطا در بین روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد تخمین می‌زند و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل طیفی خطی، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ و تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13، جابجایی نسبی طبقات را به ترتیب با خطای ۱۱/۶، ۱۶/۶ و ۴۶/۵ درصد تخمین زده-

اند.

کمترین میزان خطای جابجایی نسبی طبقات قاب ۱۰ طبقه را روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی، با ۵/۵٪ درصد خطا نسبت به سایر روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی دارد و به نظر می‌رسد که توزیع نیروهای جانبی این روش، اثر مودهای بالاتر را هم به خوبی می‌تواند در نظر بگیرد. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 متوسط میزان خطای نسبی طبقات را با ۱۴/۷٪ برآورد می‌کند. روش پوش‌آور بهنگام شونده با میزان خطای بیشتری (۲۸/۱٪) جابجایی نسبی طبقات را تخمین می‌زند که این روش قادر به لحاظ کردن اثرات مودهای بالاتر و همچنین اثر تغییر علامت در طبقات بالاتر نیست بلکه به خاطر استفاده از قوانین ترکیب مودال درجه دوم شکل الگوی بار بر اساس سه مود اول را نیز از دست می‌دهند. روش استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰، با ۴۲/۴٪ خطا، حداکثر خطا نسبت به سایر روش‌ها در تخمین جابجایی نسبی طبقات را دارد.

با بررسی میزان خطای هر سه سازه در شکل (۲۳) ملاحظه می‌شود که در سازه ۷ طبقه، کلیه روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی به جز روش پوش‌آور بهنگام شونده بالاترین درصد خطا را نسبت به دیگر سازه‌ها دارند که می‌تواند به دلیل بالا بودن نسبت مشارکت جرم مؤثر مودی در سه مود اول این سازه باشد.

روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی (Distribution 1) و روش پوش‌آور بهنگام شونده (DAP) عملکرد بهتری در تخمین سازه‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه از خود نشان می‌دهند و همچنین به دلیل بالا بودن درصد خطای روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت استاندارد ۲۸۰۰ در تخمین جابجایی نسبی طبقات، این الگوی بار می‌تواند برای سازه‌های منظم از استاندارد ۲۸۰۰ حذف شود.

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش، سه سازه‌ی بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در سه ارتفاع ۳، ۷ و ۱۰ طبقه که به‌عنوان سازه کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه می‌باشد، با استفاده از نرم‌افزار (ETABS) طراحی شده و سپس مقاطع بدست آمده از نرم‌افزار طراحی (ETABS) در نرم‌افزار تحلیل غیرخطی SeismoStruct مدل شده و تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام گرفته است و برای بررسی و مقایسه پاسخ سازه‌های سازه‌ها، تحت ۷ رکورد (حوزه دور از گسل) از رکوردهای مطرح زلزله تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده است. تغییر مکان‌های هدف طبق دستورالعمل‌های هر دو آیین‌نامه محاسبه شده و پاسخ‌های سازه‌ای در این نقاط بدست آمده و با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه شد. در نهایت سطوح عملکرد و دقت برای تمامی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی بدست آمده است.

پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های منظم با استفاده از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی و روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت که نتایج بدست آمده به شرح زیر می‌باشد.

۱. با مقایسه برش پایه استاتیکی در برابر تغییر مکان بام مشاهده شد که در منحنی ظرفیت تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت، مقدار سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر سازه‌ها نسبت به سایر روش‌ها بیشتر می‌باشد و همچنین منحنی ظرفیت تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل طیفی خطی با تحلیل استاتیکی آیین‌نامه ASCE 41-13 تقریباً برابر می‌باشد.

۲. در سازه ۳ و ۱۰ طبقه، با مقایسه نتایج روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (NTHA)، ملاحظه شد که حداکثر جابجایی طبقات را روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی، با دقت بیشتری برآورد می‌کند، به نظر می‌رسد این روش اثر مودها را به خوبی می‌تواند در نظر بگیرد. در سازه ۷ طبقه روش پوش‌آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی از دقت بالایی در تخمین جابجایی حداکثر طبقات برخوردار است که دلیل آن می‌تواند استفاده از جابجایی بام یکسان با روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باشد.

۳. در سازه ۳ طبقه (کوتاه مرتبه) با غالب بودن مود اول در این سازه از بین روش‌های تحلیل، تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی، دقت مناسبی در تخمین جابجایی نسبی طبقه نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد. در سازه ۷ طبقه (میان مرتبه) روش پوش آور به هنگام شونده نتایج دقیق‌تری از بین روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه می‌کند که دلیل آن می‌تواند لحاظ کردن اثر مودهای بالاتر با ترکیب مودال و استفاده از میانگین جابجایی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به‌عنوان تغییرمکان هدف باشد. در سازه ۱۰ طبقه (بلندمرتبه) روش استاتیکی غیرخطی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان نسبی طبقه را با دقت به مراتب بهتری نسبت به روش استاتیکی غیرخطی ASCE 41-13 متناسب با مود اول ارائه می‌کند.
۴. نتایج بررسی سطوح عملکرد سازه‌ها بر اساس محدودیت‌های تغییرمکان جانبی سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰ طبقه نشان داد در سازه ۳ طبقه سطوح عملکرد برای تمامی روش‌های استاتیکی غیرخطی، پوش آور به هنگام شونده و متوسط حداکثر دررفت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به ۱٪ رسیده است و معیار حالت حدی در این سطح، بر اساس فمما ۳۵۶ (FEMA356) سطح استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) می‌باشد که در این سطح انتظار می‌رود سازه خسارت جزئی داشته و به راحتی قابل تعمیر باشد. در سازه ۷ طبقه متوسط حداکثر دررفت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت ۷ رکورد حوزه دور گسل، تحلیل پوش آور به هنگام شونده و تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل طیفی، از محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی (۰/۰۲) تجاوز نکرده و در سطح استفاده بی‌وقفه باقی (IO) می‌ماند ولی تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 به محدوده سطح ایمنی جانی (LS) رسیده (۰/۰۲) و در این سطح باقی می‌ماند که انتظار می‌رود سازه شدیداً آسیب دیده باشد و همچنین احتمال خطر صدمه جانبی وجود دارد. در سازه ۱۰ طبقه حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه در کلیه روش‌های تحلیلی بررسی شده به جز روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل طیفی تحلیل استاتیکی، به محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی (۰/۰۲) رسیده و از سطح عملکرد آستانه فروریزش (۰/۰۴) تجاوز نکرده و در سطح ایمنی جانی (LS) باقی می‌ماند.
۵. دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با توزیع نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی استاندارد ۲۸۰۰ در تخمین متوسط خطای جابجایی نسبی طبقه برای سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰ به ترتیب برابر با ۶/۴٪، ۱۱/۶٪ و ۵/۵٪ بدست آورده شد. همچنین روش تحلیل استاتیکی با توزیع یکنواخت متناسب با جرم طبقات استاندارد ۲۸۰۰ متوسط خطای جابجایی نسبی طبقه را برای سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰ به ترتیب برابر با ۱۹/۱٪، ۴۶/۵٪ و ۴۲/۴٪ تخمین می‌زند. تحلیل استاتیکی غیرخطی آیین‌نامه ASCE 41-13 خطای جابجایی نسبی طبقه را برای سازه‌های ۳، ۷ و ۱۰ به ترتیب برابر با ۱۱/۷٪، ۱۶/۶٪ و ۱۴/۷٪ و روش پوش آور به هنگام شونده به ترتیب ۱۲/۳٪، ۱۰/۱٪ و ۲۸/۱٪ برآورد می‌کند.
۶. انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ با توزیع یکنواخت می‌تواند برای سازه‌ی منظم می‌تواند ضروری نباشد به دلیل اینکه این روش تغییرمکان نسبی طبقات فوقانی را دست پایین و تغییرمکان نسبی طبقات تحتانی را دست بالا برآورد می‌کند و همچنین متوسط درصد خطای بیشتری از جابجایی نسبی طبقات دارد.

۸- مراجع

- [۱] مناف پور، ع و مسگری، م، (۱۳۹۵)، بررسی تأثیر هم‌زمانی مؤلفه‌های لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای سازه‌های منظم و نامنظم بتن‌آرمه، نهمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، ایران.
- [2] Cavdar, O and Bayraktar, A., (2013), "pushover and nonlinear time history analysis evaluation of a RC building collapsed during the VAN (TURKEY) earthquake on October.2013", Natural Hazards, Vol. 70, pp. 657-673.
- [3] Shakeri, K. and Ghorbani, S., (2015), "A pushover procedure for seismic assessment of buildings with bi-axial eccentricity under bi-directional seismic excitation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 69 pp. 1-15.
- [۴] شاکری، ک و قانع مقدم، س، (۱۳۹۳)، ارزیابی روش‌های تحلیل پوش آور در سازه‌های نامنظم در پلان، پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران.

- [5] شهرودی، م، (۱۳۸۷)، مقایسه ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی با سیستم دوگانه، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، دانشکده عمران، تهران، ایران.
- [6] Hamburger, R. O., (2006), "The ATC-58 project: development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings", In Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety, pp. 1-8, Vancouver, B.C., Canada.
- [7] ASCE/SEI 41-13., (2014), "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers. ASCE, Virginia, USA.
- [8] استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
- [9] حبیبی پورزاع، ب، (۱۳۹۶)، مقایسه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد ۲۸۰۰ ایران با آیین نامه ASCE/SEI 41-13 آمریکا در ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، دانشکده فنی و مهندسی، تبریز، ایران.
- [10] Elnashai, A and Sarno, L., (2008), "FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING", first edition, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication, USA.
- [11] Gupta, B. and Kunnath, S., (2000), "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 16, No. 2, pp. 367-392.
- [12] Elnashai, A., (2001), "advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 12, No.1 , pp. 51-69.
- [13] Rovithakis, A., Pinho, R. and Antoniou S., (2002), "Development and verification of a fully adaptive pushover procedure", Proceeding of twelfth European Conference on Earthquake Engineering (p. Paper Reference 822). London: Published by Elsevier Science Ltd.
- [14] Antoniou, S. and Pinho, R., (2004b), "Development and verification of a displacement-based adaptive", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No.5, pp. 643-661.
- [15] میحث نهم، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، ویرایش چهارم، دفتر مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، تهران، ایران.
- [16] SeismoSoft. SeismoStruct., (2016), —a computer program for static and dynamic non- linear analysis of framed structures., Available online from: {www.seissoft.com} SeismoSoft, Ld,Pavia, Italy.
- [17] FEMA440., (2005), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [18] FEMA P695., (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors ", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- [19] SeismoSoft. SeismoMatch., (2016), —a computer program for adjusting earthquake accelerograms to match a specific target response spectrum., Available online from: {www.seissoft.com} SeismoSoft, Ld,Pavia, Italy.
- [20] Abrahamson, N.A., (1992), "Non-stationary spectral matching", Seismological Research Letters, Vol. 63, No. 1, pp. 30.
- Antoniou, S. and Pinho, R., (2004a), "Advantages and limitations of adaptive and non adaptive force- based", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No 4, pp. 497-522.
- [21] Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis A., McCoy, E and Mendis, R., (2006), "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10 pp. 67-89.
- [22] Pinto A., Verzeletti G., Molina F.J., Varum H., Pinho R., Coelho E., (1999), "Pseudo-Dynamic Tests on Non-Seismic Resisting RC Frames (Bare and Selective Retrofit Frames)", EUR Report, Joint Research Centre, Ispra, Italy.
- [23] Pinho, R. and Elnashai, A.S., (2000), "Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame", ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 406; 37(4), pp. 143-164.
- [24] FEMA356., (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [25] Lopez-Menjivar, MA., (2004), "A review of existing pushover methods for 2-D reinforced concrete buildings", PhD Thesis, European School for Advances Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE S)