

Seismic Evaluation of DBD12 Model Code Provisions in Design of RC Moment Frames Considering Soil–Structure Interaction Effects

Zohreh Jabari-Salami¹, Mohammad Iman Khodakarami^{2*}, Esmacel Izadi Zaman Abadi³

1- Ph.D. Student. of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Associate Professor of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

ABSTRACT

Today, conventional force based structural design (FBD) approach due to the weakness in controlling the expected performance level during an earthquake, do not meet the performance expectations of the designer. Direct displacement based design approach (DDBD) is recognized as one of the new main tools for satisfaction designer expected performance level. The effectiveness of DDBD approach has been evaluated in controlling the expected performance level of many structural systems so far, while the least attention has been paid to the effects of geophysical and site effect studies. In this study, seismic performance of RC frames designed with DDBD approach considering soil–structure interaction effects has been investigated. For this purpose, 4 RC frames with different heights that are placed on a 20 meters layer of soil were designed based on mentioned approaches. In the design process, the design displacement profile has been corrected according to the effect of soil-flexibility. The results of the study of frames with flexible bases show an increase in the displacement response of frames up to 8.22% compared to models with fixed bases. While the effects of soil-structure interaction did not have much effect on the story drift, so that in none of the frames the average maximum story drift did not exceed the expected performance level. In order to comprehensively investigate the soil–structure interaction effects, the performance evaluation of the RC frames in low-, medium-, and high-risk has also been examined. The results show minor changes in the maximum story drift at three different risk levels, considering soil–structure interaction effects.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 September 2020

Revise Date: 06 November 2020

Accept Date: 05 February 2021

Keywords:

Direct displacement based design

Soil–structure interaction

Performance based design

DBD12 model code

Time History Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.247761.2235>

*Corresponding author: Mohammad Iman Khodakarami

Email address: khodakarami@semnan.ac.ir

ارزیابی ضوابط لرزه‌ای دستورالعمل *DBD12* در طراحی قاب‌های خمشی بتن آرمه با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه

زهره جباری سلمی^۱، محمد ایمان خداکرمی^{۲*}، اسماعیل ایزدی زمان آبادی^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران

چکیده

روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان به عنوان یکی از ابزارهای جدید جهت تحقق اهداف عملکردی طراح شناخته می‌شود تاکنون پژوهش‌های مختلفی پیرامون ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان صورت گرفته است. لیکن توجه چندانی به عملکرد سازه‌های طراحی شده به این روش با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه نشده است. در این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در دستور کار قرار گرفته است. بدین منظور ۴ قاب خمشی بتن آرمه با ارتفاع مختلف که بر روی یک لایه خاک به عمق ۲۰ متر قرار گرفته‌اند طبق ضوابط دستورالعمل *DBD12* طراحی شده‌اند. در روند طراحی پروفیل تغییرمکان طراحی، با توجه به اثرات انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه تصحیح شده است. در مدل‌سازی اثرات اندرکنش خاک و سازه از روش زیرسازه استفاده شده است؛ به طوری که خاک زیر سازه با استفاده از فنرها و میراگرهای جایگزین در زیر فونداسیون مدل‌سازی شده است. در مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها از مدل مفصل خمیری استفاده شده است. مدل‌سازی رفتار غیرخطی ستون‌ها نیز با استفاده از مدل دوران قطری که به طور غیرمستقیم از مفاصل خمیری استفاده می‌کند، انجام شده است. به منظور بررسی رفتار قاب‌های موردنظر از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با به کارگیری دو دسته شتاب‌نگاشت طبیعی و مصنوعی تولید شده بر اساس مبانی تبدیل موجک، استفاده شده است. نتایج حاصل از بررسی قاب‌های با پایه انعطاف‌پذیر نشان‌دهنده افزایش پاسخ تغییرمکانی قاب‌ها تا ۸/۲۲ درصد نسبت به مدل‌های با پای ثابت می‌باشد. در حالی که اثرات اندرکنش خاک و سازه تأثیر چندانی در روند تغییرمکان نسبی طبقات ایجاد نکرده است به گونه‌ای که در هیچ‌کدام از قاب‌ها متوسط بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات از حدود مجاز فراتر نرفته است.

کلمات کلیدی: طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان، اندرکنش خاک و سازه، طراحی بر اساس عملکرد، دستورالعمل *DBD12*

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.247761.2235	۱۳۹۹/۰۸/۱۶	۱۳۹۹/۱۱/۱۷	۱۳۹۹/۱۱/۱۷	۱۳۹۹/۱۱/۱۷	۱۴۰۰/۰۱/۳۰
doi: 10.22065/jsce.2021.247761.2235	۱۳۹۹/۰۶/۲۱				

*نویسنده مسئول:

محمد ایمان خداکرمی
khodakarami@semnan.ac.ir

پست الکترونیکی:

۱- مقدمه

روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، بر مبنای کاهش نیروهای الاستیک وارد بر سازه در طول مدت زمین‌لرزه می‌باشند. تغییرمکان مورد انتظار سازه تحت این بارها بعداً کنترل می‌شود، بنابراین با تغییرمکان به عنوان یک اولویت ثانویه برخورد می‌شود. در حالی که آسیب‌های حالات حدی رابطه نزدیکی با کرنش و تغییرمکان‌های معادل نظیر آن دارند [۱].

روش‌های طراحی بر اساس تغییرمکان با اولویت قرار دادن پاسخ تغییرمکانی سازه‌ها ابزاری جدید جهت تحقق اهداف عملکردی طراح می‌باشند. بررسی عملکرد، کارایی، سادگی و تطبیق‌پذیری روش‌های مختلف طراحی بر اساس تغییرمکان منجر به معرفی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان (DDBD)^۱ به عنوان یکی از مناسب‌ترین روش‌ها شده است [۲]. روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان، بر پایه فلسفه کنترل خسارت به صورت اعمال محدودیت بر روی کرنش اعضا می‌باشد. بر اساس این محدودیت، نیروهای داخلی اعضا تعیین شده و عملکرد کلی سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

تاکنون مطالعات زیادی در زمینه روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان انجام شده است که می‌توان گفت قدیمی‌ترین آن به مطالعات گولکان و سوزان^۲ در سال ۱۹۷۴ برمی‌گردد [۳]. شیباتا و سوزن^۳ در سال ۱۹۷۶ با بررسی سازه‌های بتن‌آرمه ۲ تا ۱۰ طبقه روشی را ابداع کردند که در آن سازه چند درجه آزاد به یک سازه تک درجه آزاد معادل تبدیل می‌شود. در سازه جایگزین به جای استفاده از سختی اولیه روش نیرویی، از سختی سکانتی در جابجایی حداکثر و همچنین از مجموع میرایی الاستیک و هیستریزس استفاده شده است [۴]. دستورالعمل کلی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان، در سال ۲۰۰۰ توسط پریستلی و کوالسکی^۴ ارائه گردید. در این روش سازه چند درجه آزاد با یک سیستم تک درجه آزاد معادل ارتجاعی، جایگزین می‌گردد [۱]. در فاصله سال‌های ۲۰۰۵ تا ۲۰۰۷، گروه تحقیقاتی ریلوئیس^۵ به تعمیم روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان و تهیه دستورالعملی برای این روش در سیستم‌های مختلف سازه‌ای پرداخته پرداخته است [۵]. در طی پژوهش‌های این گروه، کالوی و سالیوان^۶ در سال ۲۰۰۹ به تهیه و انتشار پیش‌نویس یک دستورالعمل طراحی مبتنی بر تغییرمکان (DBD09) پرداختند [۶]. این پیش‌نویس در سال ۲۰۱۲ توسط سالیوان و همکاران مورد تصحیح و بازنگری قرار گرفت (DBD12) [۷]. بررسی ضوابط و ارزیابی عملکرد این پیش‌نویس به عنوان یکی از روش‌های جدید طراحی بر اساس عملکرد، تصمیم‌گیری در مورد استفاده از روش‌های نوین طراحی را آسان‌تر می‌کند. در همین راستا پیرموز و لیو^۷ در سال ۲۰۱۷، به بررسی کارایی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب پرداختند [۸]. نتایج تحقیقات ایشان کاربرد مناسب، سرعت و سادگی فرایند این روش طراحی را تأیید می‌کنند. فیلیاترا و همکاران^۸ در سال ۲۰۱۸، به بررسی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در نحوه‌ی عملکرد اجزای غیرسازه‌ای پرداختند [۹]. ایشان در تحقیق خود ضوابط دستورالعمل طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان را با ضوابط دستورالعمل لرزه‌ای اروپا مقایسه کردند. نتایج تحقیقات ایشان نشان‌دهنده عملکرد مناسب‌تر روش طراحی مستقیم در کنترل خسارت‌های لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای نسبت به روش مبتنی بر دستورالعمل طراحی لرزه‌ای اروپا می‌باشد. شیانگ و علام^۹ در سال ۲۰۱۹، به ارزیابی عملکرد پل‌های مهاربندی شده طراحی شده به روش طراحی مستقیم تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک گسل پرداختند [۱۰]. ایشان اثرات بهبود رفتار پل‌ها را در به‌کارگیری انواع مختلف مهاربند مورد بررسی قرار دادند. نوروزوند و همکاران^{۱۰} در سال ۲۰۲۰، توسعه روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان را برای سازه‌های مجهز به میراگر ویسکوز در دستورکار قرار دادند [۱۱].

مطالعات کلاسیک رفتار سازه‌ها، بر پایه فرض حرکت میدان آزاد زمین به عنوان حرکت اعمال شده بر پایه سازه بدون توجه به اثرات خاک بر روی پاسخ سازه استوار است. در حالی که این فرض تنها برای سازه‌های ساخته شده بر روی سنگ بستر یا زمین سخت برقرار

1 Direct Displacement-Based Design

2 Gulkan and Sozen

3 Shibata and Sozen

4 Priestley and Kowalsky

5 Reluis

6 Calvi and Sullivan

7 Pirmoz and Liu

8 Filiatrault et al.

9 Xiang and Alam

10 Noruzvand et al.

است. به طور کلی اثرات خاک بر روی پاسخ سازه شامل تغییر شتاب سنگ بستر و تغییر در مشخصات دینامیکی سازه شامل فرکانس و میرایی می‌باشد [۱۲].

تاکنون پژوهش‌های بسیاری پیرامون ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده با روش‌های سنتی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه صورت گرفته است [۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶]. لیکن اثرات اندرکنش خاک و سازه در فرایند ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده به روش‌های نوین تغییرمکانی چندان مورد توجه نبوده است. در این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در دستور کار قرار گرفته است.

۲- اندرکنش خاک و سازه

فرآیند در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک سازه، از حدود پنجاه سال گذشته در علم مهندسی زلزله مورد بررسی قرار گرفته است. در سال ۱۹۶۷ وایتمن و ریچارد^{۱۱}، خاک زیر سازه را با استفاده از فنر و میراگرهای مستقل از محتوای فرکانسی بار مدل‌سازی کردند [۱۷]. در سال ۱۹۷۵، کاسل و روزل^{۱۲} روشی را برای مدل‌سازی خاک بر مبنای المان محدود بیان کردند [۱۸]. لایسمر و همکاران^{۱۳} در همین سال به توسعه این روش با به‌کارگیری المان‌های مرزی مختلف پرداختند [۱۹]. در سال ۲۰۰۰، رودریگوز و مونتر^{۱۴} به ارائه روشی بر مبنای اصلاح پریود سازه برای در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه پرداختند [۲۰]. در سال ۲۰۰۱، تانریکولو و همکاران^{۱۵} به منظور افزایش دقت مدل خاک، روش مختلط شامل المان‌های محدود، المان‌های نامحدود، المان‌های مرزی و ارزیابی این روش‌ها را در دستور کار قرار دادند [۲۱]. در سال ۲۰۰۴ ولف^{۱۶} به معرفی یک مدل مخروطی^{۱۷} به منظور مدل‌سازی خاک زیر سازه پرداخت [۲۲].

با مطالعه مدل‌های پیشنهادی نظیر روش‌های ذکر شده، در یک دسته‌بندی کلی می‌توان روش‌های اعمال اندرکنش خاک و سازه را با سه روش سازه معادل، زیر سازه و تحلیل مستقیم تقسیم‌بندی کرد [۲۳]. روش سازه معادل بر پایه اصلاح خواص دینامیکی سازه با افزایش در پریود طبیعی سازه و تغییر در میرایی مؤثر آن (غالباً افزایش) انجام می‌شود. افزایش در پریود ناشی از انعطاف پذیری خاک و تغییر در میرایی، به واسطه استهلاک انرژی در خاک به وسیله میرایی تشعشعی و مصالح ایجاد می‌گردد. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، در روش مستقیم سیستم خاک، پی و سازه به صورت کامل و با به‌کارگیری روش‌هایی نظیر المان محدود، المان مرزی و المان مرزی محدود مقیاس شده مدل‌سازی می‌شوند. از ویژگی‌های این روش توانایی اعمال رفتار غیرخطی خاک، اثرات میرایی هندسی، عمق مدفون پی و لایه‌بندی خاک در راستای قائم و افقی می‌باشد. روش مستقیم دارای دقت بالا در بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها می‌باشد؛ لیکن پیچیدگی‌های ریاضی و هزینه محاسباتی بالا بسیاری از پژوهشگران را به جایگزینی مدل خاک با فنر و میراگرهایی در پای سازه ترغیب کرده است. این رویکرد روش زیرسازه نامیده می‌شود که در شکل ۱ نمایش داده شده است و شامل گام‌های محاسباتی زیر می‌باشد [۲۲]:

تعیین حرکت ورودی پی

تعیین توابع امپدانس پی

مدل‌سازی سازه با فنرها و میراگرها

تحلیل سیستم همبسته

11 Whitman and Richart

12 Kasel and Roessel

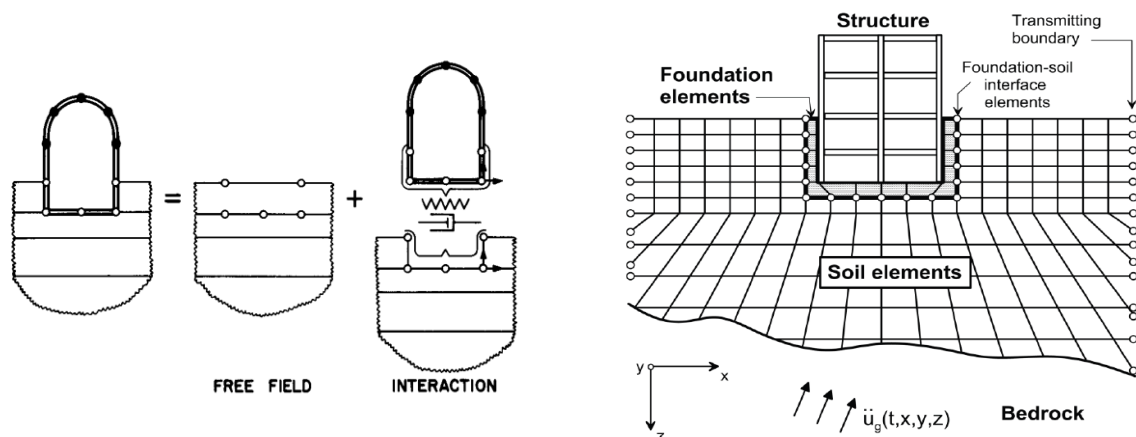
13 Lysmer et al.

14 Rodriguez and Montes

15 Tanrikulu et al.

16 Wolf

17 Cone method



شکل ۱: جزئیات اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه به ترتیب از سمت راست روش مستقیم و روش زیرسازه [۲۳]

در این پژوهش از روش زیرسازه برای در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه استفاده شده است. به منظور تعیین سختی فنر جایگزین از رابطه (۱) مطابق با نشریه NIST استفاده شده است [۲۴].

$$k_j = K_j \alpha_j \eta_j \quad (1)$$

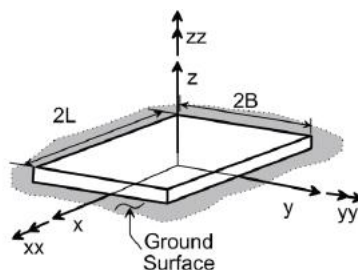
که در آن η_j ضریب تبدیل سختی فنر برای فونداسیون‌های مدفون است و برای فونداسیون‌های سطحی برابر با یک در نظر گرفته می‌شود. مقادیر K_j و α_j به ترتیب ضریب اصلاح سختی استاتیکی به دینامیکی و سختی استاتیکی فونداسیون در مود j ام می‌باشند و مطابق با جدول ۱ محاسبه می‌شوند.

جدول ۱: روابط تعیین سختی استاتیکی فونداسیون و ضریب اصلاح سختی بر اساس نشریه NIST [۲۴]

Degree of freedom	K_j	α_j
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$\alpha_z = 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)} \right) + a_0^2}$
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$\alpha_x = 1$
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$\alpha_{xx} = 1 - \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2}$

که در آن G, ν, L و B به ترتیب مدول برشی خاک، ضریب پواسون خاک، ابعاد فونداسیون مطابق شکل ۲ می‌باشند. a_0 فرکانس بدون بعد می‌باشد و وابسته به فرکانس بارگذاری (ω)، ضخامت لایه خاک (f) و سرعت موج برشی خاک (c) است و از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$a_0 = \frac{\omega f}{c} \quad (2)$$



شکل ۲: نمایش ابعاد و محورهای فونداسیون [۲۴]

در مدل سازی میرایی خاک اثرات میرایی تشعشعی خاک مربوط به کاهش انرژی موج به علت حرکت موج از پی سازه به سمت محیط نیمه بی نهایت خاک و همچنین اثرات میرایی هیستریزس خاک در اثر تغییر شکل های غیر ارتجاعی زمین در مجاورت پی، لحاظ شده است. بدین منظور با استفاده از روابط موجود در جدول ۲، ضریب میرایی میراگر ویسکو الاستیک جایگزین محاسبه شده است [۲۴].

جدول ۲: روابط تعیین ضرایب میرایی تشعشعی خاک مطابق با نشریه NIST [۲۴]

Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

در روابط جدول ۲، ψ پارامتری وابسته به ضریب پواسون خاک می باشد و از رابطه (۳) محاسبه می شود.

$$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}; \quad \psi \leq 2.5 \quad (3)$$

۳- مشخصات مدل های مورد مطالعه و روند طراحی

در این مطالعه ۴ قاب خمشی بتن آرمه ۳ دهانه با ارتفاع ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه با شکل پذیری متوسط، در نظر گرفته شده است. ارتفاع کلیه طبقات ۳/۱ متر و طول دهانه ها ۵ متر انتخاب شده است. مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه، ۴۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال می باشد. سطح عملکرد مورد نظر بر اساس طبقه بندی دستورالعمل DBD12 سطح عملکرد کنترل خسارت در نظر گرفته شده است. قاب های مورد بررسی بر روی یک لایه خاک به عمق ۲۰ متر واقع شده اند. مشخصات خاک شامل ضریب پواسون (ν)، سرعت موج برشی (ν_s)، سرعت موج طولی (ν_p)، چگالی (γ)، مدول بالک^۳ (EC)، مدول یانگ^۳ (E)، مدول برشی (G) و میرایی هیستریزس خاک^۴ (ξ_g)، در جدول ۳ آورده شده است. همچنین بار مرده و زنده واحد طول طبقات به ترتیب برابر ۲۴/۶ و ۷/۵ کیلونیوتن بر متر می باشد.

جدول ۳: مشخصات خاک [۲۵]

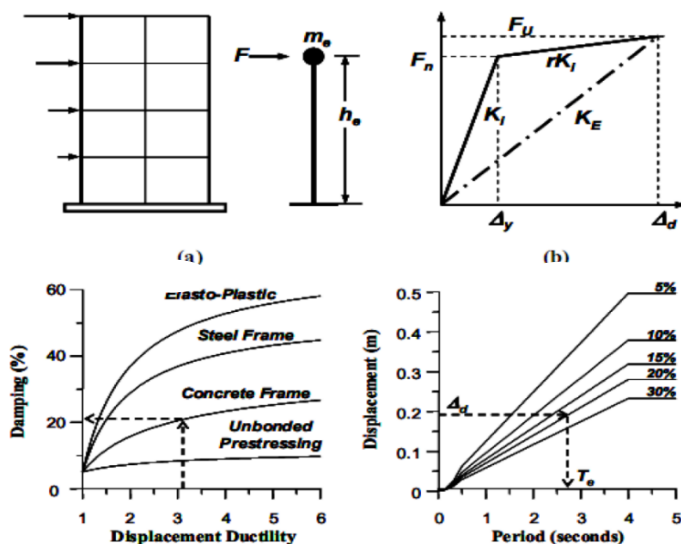
ξ_g	E (kN/m ²)	G (kN/m ²)	EC (kN/m ³)	γ (kg/m)	ν	ν_s (m/s)	ν_p (m/s)
۵	۵۰۰۰۰۰	۱۹۲۳۱۰	۶۷۳۰۷۷	۱۹۰۰	۰/۳۵	۳۰۹/۲۲	۶۴۲/۶۸

۱-۳ طراحی مدل‌های معرفی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان

دستورالعمل کلی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در شکل ۳ نشان داده شده است. در ابتدای فرآیند طراحی، یک پروفیل تغییرمکان 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 غیرارتجاعی صورت می‌گیرد. پروفیل تغییرمکان طراحی متناظر با شکل مود اول غیرارتجاعی در حد گریز مجاز انتخابی بر اساس رابطه (۴) محاسبه می‌گردد. نکته قابل توجه در استفاده از این پروفیل تغییرمکان به عنوان مود اول تغییرشکل غیرارتجاعی این است که قاب‌های سازه‌ای در ادامه فرایند طراحی می‌بایست به نحوی طرح شوند که مکانیسم توسعه یافته در آن‌ها تحت تحریکات لرزه‌ای یک مکانیسم شکل پذیر تیر باشد و از بروز مودهای تغییرشکل مخرب مانند طبقه نرم جلوگیری گردد.

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \frac{(4H_n - h_i)}{(4H_n - h_1)} - \theta_{N,i} X_{CP-CM} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، ω_θ ضریب کاهش مودهای بالاتر، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز مینا، H_n ارتفاع کل سازه و θ_c حد گریز مجاز بر اساس سطح عملکرد موردنیاز طراح می‌باشد. همچنین عبارت $\theta_{N,i} X_{CP-CM}$ برای به دست آوردن پاسخ پیچشی سازه می‌باشد و از تحلیل‌های منطقی به دست می‌آید.



شکل ۳: دستورالعمل روش پیشنهادی پرستلی و کوالسکی [۱]

در گام دوم این دستورالعمل، سازه چند درجه آزاد با یک سیستم تک درجه آزاد معادل ارتجاعی، جایگزین می‌گردد. سازه معادل دارای سختی معادل (K_e) در پاسخ تغییرمکانی بیشینه (Δ_d) می‌باشد. برای سازه جایگزین بر اساس میزان شکل پذیری و همچنین مدل رفتار هیسترتیک، میرایی ویسکوز معادل (ζ_{eq}) محاسبه می‌گردد؛ بنابراین برای یک تغییرمکان طراحی، پریود مؤثر سازه (T_e) در پاسخ تغییرمکانی حداکثر از روی گروه طیف‌های پاسخ تغییرمکان طراحی، محاسبه می‌گردد. همچنین دوره تناوب طبیعی سیستم تک درجه آزاد معادل، از رابطه (۵) محاسبه می‌گردد.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (5)$$

که در آن m_e جرم مؤثر سازه می‌باشد؛ بنابراین میزان سختی مؤثر سازه در تغییرمکان طراحی از رابطه (۶) محاسبه می‌گردد.

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (6)$$

با مشخص بودن جایجایی هدف بر اساس حالات حدی، برش پایه مطابق رابطه (۷) محاسبه می‌شود و در ارتفاع سازه توزیع می‌گردد که در پی آن نیروهای طراحی اعضا بدست آمده و سازه برای سطح عملکرد موردنظر طراحی می‌شود.

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (۷)$$

در این مطالعه در رسم پروفیل تغییرمکان طراحی، اثرات انعطاف پذیری تکیه‌گاه در نظر گرفته شده است. برای این منظور در تعیین برش پایه سیستم از روابط اصلاح شده (۸) تا (۱۰) استفاده می‌شود [۲۶].

$$\bar{V}_b = \bar{K}_e \bar{\Delta}_d \quad (۸)$$

$$\bar{K}_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (۹)$$

$$\bar{\xi} = \xi_0 + \xi / (\bar{T}_e / T_e)^3 \quad (۱۰)$$

که در آن $\bar{\Delta}_d$ مجموع تغییرمکان مبنا و تغییرمکان اضافی مرکز جرم سازه نسبت به پی به دلیل چرخش پی و ξ_0 نسبت میرایی پی می‌باشد. مقدار \bar{T}_e زمان تناوب معادل سیستم خاک و سازه می‌باشد که وابسته به مقدار $\bar{\xi}$ است. برای تعیین $\bar{\xi}$ و \bar{T}_e در گام اول مقداری برای زمان تناوب معادل فرض می‌شود سپس $\bar{\xi}$ با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود. درگام بعد مقدار \bar{T}_e مجدداً از روی طیف تغییرمکان طراحی قرائت می‌شود. اگر \bar{T}_e جدید با مقدار قبلی با تقریب مناسبی برابر بود، این مقدار زمان تناوب معادل در نظر گرفته می‌شود در غیراینصورت مراحل تا حصول همگرایی تکرار می‌شوند.

در جدول ۴ برش پایه طراحی و پارامترهای مربوط به سیستم تک درجه آزاد معادل قابها آورده شده است. پس از محاسبه نیروی جانبی طبقات آنالیز 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 ۵ مقاطع طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان را نشان می‌دهد.

جدول ۴: پارامترهای سیستم تک درجه آزاد معادل قابها

St.	$m_e(kN,m)$	$h_e(m)$	Δ_f	$\bar{\Delta}_d (m)$	$\bar{T}_{eff} (sec)$	\bar{K}_{eff}	\bar{V}_b
۳	۱۹۵/۳۸	۷/۰۶	۰/۰۲۷	۰/۱۷۹	۱/۱۹	۵۳۶۵/۴۲	۹۶۴/۱۷
۵	۳۱۱/۷۴	۱۱/۰۷	۰/۰۳۴	۰/۲۶۷	۱/۷۶	۳۹۷۳/۰۷	۱۰۶۲/۰۵
۷	۴۲۶/۹	۱۵/۱	۰/۰۴۹	۰/۳۹۷	۱/۸۰	۵۱۷۸/۵۵	۱۵۳۸/۹۴
۱۱	۶۵۶/۱۴	۲۳/۱۵	۰/۰۶۶	۰/۴۲۰	۲/۳۴	۴۷۱۸/۶۰	۱۹۸۳/۷۰

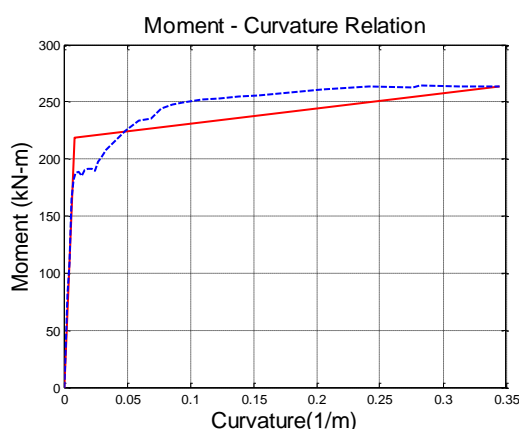
جدول ۵: مشخصات مقاطع طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان

	طبقه ۳		طبقه ۵		طبقه ۷		طبقه ۱۱	
۱۱					۳۵*۳۵	۴۰*۴۰	۴۰*۴۰	
۱۰					۴۰*۴۰	۴۵*۴۵	۴۰*۴۰	
۹					۴۵*۴۰	۵۰*۵۰	۴۵*۴۵	
۸					۵۰*۴۰	۵۵*۵۵	۵۰*۵۰	
۷			۳۵*۳۵	۴۵*۴۵	۵۵*۴۰	۵۵*۵۵	۵۰*۵۰	
۶			۴۵*۴۰	۴۵*۴۵	۶۰*۴۰	۶۰*۶۰	۵۵*۵۵	
۵		۳۵*۳۵	۴۰*۴۰	۵۰*۴۰	۵۰*۵۰	۶۰*۴۰	۶۰*۶۰	۵۵*۵۵
۴		۴۵*۴۰	۴۵*۴۵	۵۵*۴۰	۵۰*۵۰	۶۰*۴۰	۶۵*۶۵	۵۵*۵۵
۳	۳۵*۳۵	۴۰*۴۰	۴۵*۴۰	۴۵*۴۵	۵۵*۴۰	۵۵*۵۵	۶۰*۴۰	۶۵*۶۵
۲	۴۰*۳۵	۴۰*۴۰	۵۰*۴۰	۵۰*۵۰	۵۵*۴۰	۵۵*۵۵	۶۰*۴۰	۶۵*۶۵
۱	۴۰*۳۵	۴۵*۴۵	۵۰*۴۰	۵۰*۵۰	۵۵*۴۰	۶۰*۶۰	۶۰*۴۰	۶۵*۶۵

ستون‌های داخل ستون‌های کنار تیر ($h \times b$) ستون تیر ($h \times b$) ستون تیر ($h \times b$) ستون تیر ($h \times b$)

کلیه واحدها بر حسب cm است.

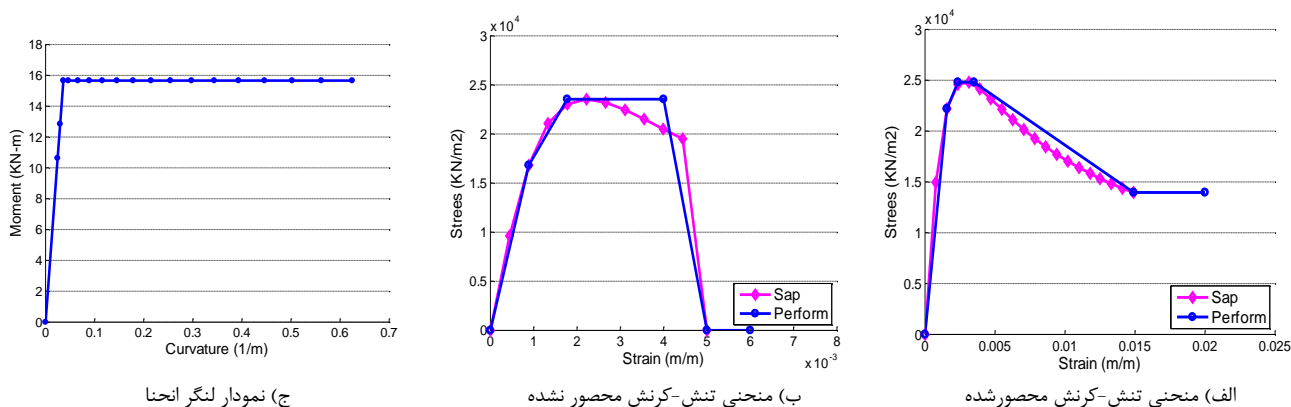
آرما تورگذاری مقاطع با استفاده از آنالیزهای لنگر انحنا توسط کدهای^{۱۸} CUMBIA [۲۷]، در محیط نرم افزار متلب^{۱۹} انجام شده است؛ که برای یک مقطع مفروض در شکل ۴ نشان داده شده است. در آرما تورگذاری مقاطع اثر محصورشدگی بتن لحاظ شده است.



شکل ۴: آنالیز لنگر-انحنا و معادل سازی دوخطی برای مقطع مفروض

۴- جزئیات مدل سازی غیرخطی اعضا و مدل سازی خاک

مدل سازی غیرخطی قاب های طراحی شده به دلیل سرعت بالای تحلیل و سادگی مدل سازی خاک، در محیط نرم افزار پرفورم^{۲۰} صورت گرفته است. بدین منظور شبیه سازی رفتار غیرخطی تیرها با استفاده از مفاصل پلاستیک با معرفی منحنی تنش-کرنش مصالح و نیز منحنی لنگر-انحنای مقاطع انجام شده است. برای این منظور یک راه کار به این صورت است که ابتدا مقاطع همه تیرها در نرم افزار سپ^{۲۱} ساخته شوند؛ سپس منحنی تنش-کرنش مصالح و نیز منحنی لنگر انحنای مقاطع برداشته شود. منحنی های استخراج شده با منحنی های رفتاری قابل مدل سازی در نرم افزار پرفورم تطبیق داده می شوند. در شکل ۵ نحوه تطبیق منحنی تنش-کرنش مصالح و نیز منحنی لنگر انحنای مقاطع در دو نرم افزار سپ و پرفورم برای یک مقطع مفروض نشان داده شده است.



ج) نمودار لنگر انحنا

ب) منحنی تنش-کرنش محصور نشده

الف) منحنی تنش-کرنش محصور شده

شکل ۵: نحوه انطباق منحنی های تنش-کرنش محصور شده، محصور نشده و نمودار لنگر انحنا برای یک مقطع مفروض در دو نرم افزار سپ و پرفورم

مدل سازی المان های ستون ها با استفاده از المان فایبر^{۲۲} صورت گرفته است. المان های فایبر مقطع را به بخش های مختلفی نظیر بتن پوسته، هسته و آرما تورهای طولی تقسیم بندی می کنند. این امر موجب می شود که امکان اختصاص رفتار غیرخطی به هر کدام از

18 Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members

19 Matlab

20 PERFORM 3D

21 Sap2000

22 Fiber Element

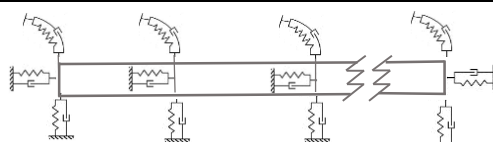
بخش‌ها وجود داشته باشد. المان فایبر به دلیل قابلیت مدل‌سازی کاهش مقاومت ناشی از نرم‌شوندگی کرنشی مصالح به صورت مستقیم، رفتار سازه را با دقت بالایی مدل‌سازی می‌کند.

۴-۱ مدل‌سازی خاک

همان‌طور که قبلاً نیز بدان اشاره شد، در این پژوهش به منظور مدل‌سازی خاک از روش زیرسازه استفاده شده است. بدین منظور فرض می‌شود که ستون‌ها بر روی یک پی نواری صلب با ابعاد نشان داده شده در جدول ۶ قرار گرفته‌اند. مشخصات فنر و میراگرهای جایگزین خاک مطابق با جدول ۶ و با استفاده از روابط موجود در نشریه NIST محاسبه شده‌اند. فنرها و میراگرهای جایگزین مشابه شکل ۶ به صورت گسترده بر روی یک تیر صلب (به عنوان فونداسیون) مدل‌سازی شده‌اند. بنابر توصیه نشریه NIST فاصله بین فنرها و همچنین میراگرها در طول فونداسیون نباید بیش از ۸ درصد بعد فونداسیون و یا کمتر از ۲۵ عدد در نظر گرفته شود [۲۴]؛ بنابراین فاصله بین فنرها و همچنین میراگرها ۱ متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۶: ابعاد فونداسیون‌ها و مشخصات فنر و میراگرهای تکیه‌گاهی

St.	B(m)	L(m)	K_x (kN/m)	K_z (kN/m)	K_{xx} (kN.m/rad)	C_x	C_z
۳	۱	۱۶	۳۴۵۰۱۳۳	۴۳۵۳۵۰۰	۱۷۸۴۳۹۹	۱۹۶۵	۳۲۴۲
۵	۱/۵	۱۶	۳۶۵۵۹۰۵	۴۶۸۲۱۹۳	۴۰۴۰۷۱۷	۱۸۴۸	۳۰۰۴
۷	۲	۱۶	۳۸۵۲۶۳۳	۴۹۸۱۶۰۱	۷۲۲۹۵۰۴	۱۷۸۷	۲۸۷۷
۱۱	۳	۱۶	۴۲۲۸۲۸۵	۵۵۲۸۰۸۲	۱۶۴۷۲۹۵۱	۱۷۰۱	۲۷۰۸



شکل ۶: نحوه قرارگیری فنر و میراگرهای زیر فونداسیون

۵- ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها

در این بخش به مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌ها با دو روش مدل‌سازی با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه و روش پای ثابت پرداخته می‌شود. بدین منظور ارزیابی لرزه‌ای رفتار قاب‌ها با استفاده از نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در دستور کار قرار می‌گیرد؛ بنابراین از دو دسته شتاب‌نگاشت طبیعی و مصنوعی برای بررسی پاسخ‌های تغییر مکانی قاب‌ها استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به روش‌های مختلفی تولید می‌شوند. در یک دسته بندی کلی روش‌های تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به دو روش ژئوفیزیکی و پیشا تقسیم‌بندی می‌شوند. از آنجایی که روش‌های ژئوفیزیکی به صورت کامل توسعه نیافته‌اند، روش‌های پیشا متداول‌تر بوده و بر اساس آن روش‌های مختلفی توسعه یافته‌اند. یکی از ابزارهای متداول تولید شتاب‌نگاشت‌ها به روش پیشا، استفاده از مبانی تبدیل موجک می‌باشد. در این روش همواره تلاش بر آن است تا با مدنظر قرار دادن زمان و فرکانس به صورت هم‌زمان، تصویر آنی از رفتار یک سیگنال نشان داده شود. در سال ۲۰۰۸ بهار و طاهرپور^{۲۳} در مطالعات خود الگوریتم تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی منطبق با طیف طرح را با استفاده از مبانی تبدیل موجک ارائه دادند [۲۸]. در این الگوریتم، تبدیل موجک تابع $f(t)$ به صورت رابطه (۱۱) تعریف می‌شود.

$$C(a,b) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \cdot \psi_{a,b}(t) dt \quad , \quad a, b \in R \quad (11)$$

که در آن $\psi_{a,b}(t)$ تابع موجک پایه نامیده می‌شود که تابع دو پارامتر a (معکوس فرکانس) و b (پارامتر انتقال) است و از رابطه (۱۲) محاسبه می‌شود.

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (12)$$

بنابراین تابع $f(t)$ به صورت رابطه (۱۳) تعریف می‌شود.

$$f(t) = \frac{1}{K_\psi} \int_{a=0}^{\infty} \int_{b=-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} C(a,b) \cdot \psi_{a,b}(t) db da \quad (13)$$

که در آن K_ψ ثابتی است که مقدار آن وابسته به شکل پایه موج انتخابی است. بهار و طاهرپور در مطالعات خود از شکل تابع موجک پایه پیشنهادی سوارز و مونتجو^{۲۴} که به صورت رابطه (۱۴) می‌باشد، استفاده کرده‌اند [۲۹].

$$\psi(t) = e^{-\zeta|\Omega t|} \sin \Omega t \quad (14)$$

با انتخاب مقادیر $\zeta = 0.05$ و $\Omega = \pi \text{ rad/sec}$ مقدار K_ψ برابر با یک خواهد شد؛ بنابراین با انتخاب شتاب‌نگاشت $\ddot{X}_g(t)$ بجای تابع $f(t)$ رابطه (۱۵) بدست می‌آید.

$$\ddot{X}_g(t) = \frac{1}{K_\psi} \int_{a=0}^{\infty} \left(\int_{b=-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} C(a,b) \cdot \psi_{a,b}(t) db \right) da = \int_{a=0}^{\infty} D(a,t) da \quad (15)$$

که در آن $D(a,t)$ تابع جزئیات نامیده می‌شود. از آنجا که عموماً شتاب‌نگاشت‌ها در بازه‌های زمانی مساوی Δt ثبت می‌شوند، چنانچه تعداد کل بازه‌ها برابر با N در نظر گرفته شود، می‌توان فضای پیوسته تبدیل موجک را در فضای گسسته با استفاده از رابطه (۱۶) تقریب زد. به طوری که t_K درواقع K امین بازه مورد بررسی است. تابع جزئیات تعریف شده در رابطه (۱۵) را نیز می‌توان با استفاده از رابطه (۱۷) در فضای گسسته تخمین زد.

$$C(a_j, b_i) \approx \frac{\Delta t}{\sqrt{a_j}} \sum_{k=1}^N f(t_k) \psi\left(\frac{t_k - b_i}{a_j}\right); \quad j = 1, \dots, n \quad i = 1, \dots, N \quad (16)$$

$$a_j = 2^{\frac{j}{8}}, \quad j = -50, \dots, 12$$

$$D(a_j, t_K) \approx \frac{\Delta b}{a_j^{\frac{5}{2}}} \sum_{i=1}^N C(a_j, b_i) \psi\left(\frac{t_K - b_i}{a_j}\right); \quad j = 1, \dots, n \quad i = 1, \dots, N \quad (17)$$

در نهایت فرکانس غالب (ω_j) و دوره تناوب (T_j) مربوط به هر تابع جزئیات با استفاده از روابط (۱۸) و (۱۹) استخراج می‌گردد.

$$\omega_j = \frac{\Omega}{a_j} \quad (18)$$

$$T_j = \frac{2\pi}{\Omega} a_j \quad (19)$$

بنابراین برای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی در ابتدا باید یک شتاب‌نگاشت اولیه به عنوان شتاب‌نگاشت مبنا انتخاب شود. سپس مقادیر a_j انتخاب شده و بر اساس آن توابع جزئیات تخمین زده می‌شوند. در گام بعد طیف پاسخ شتاب‌نگاشت انتخابی $[S_a(T_j)]_{Temp}$ و طیف پاسخ هدف $[S_a(T_j)]_{Target}$ در مقادیر T_j محاسبه می‌گردند. ضریب γ_j مطابق رابطه (۲۰) باید تا زمان رسیدن به همگرایی با محدوده تلورانس قابل قبول هر بار در مقادیر تابع جزئیات ضرب و شتاب‌نگاشت جدید ساخته شود. این فرایند تا رسیدن به همگرایی یعنی منطبق شدن طیف شتاب‌نگاشت اولیه با طیف پاسخ هدف در یک محدوده تلورانس قابل قبول ادامه می‌یابد.

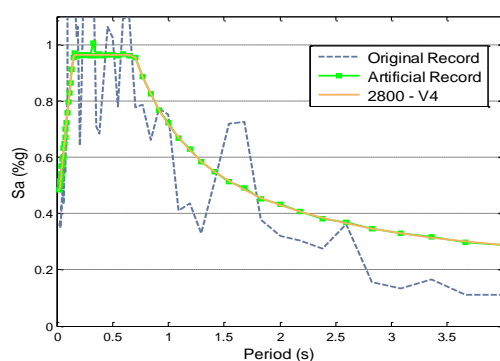
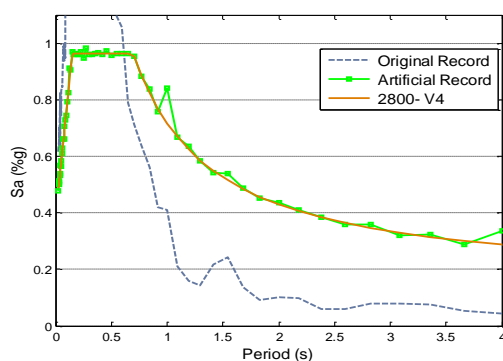
$$\gamma_j = \frac{[S_a(T_j)]_{T_{target}}}{[S_a(T_j)]_{T_{temp}}} \quad (20)$$

در این پژوهش به منظور تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به روش تبدیل موجک، از کدهای نوشته‌شده در محیط نرم‌افزار متلب توسط ایزدی و مقدم^{۲۵} در سال ۲۰۱۵، استفاده شده است [۳۰]. بدین منظور دامنه تناوب بر اساس مقادیر مختلف T_j به بازه‌های کوچک‌تر تقسیم شده و طیف طراحی بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع III و منطقه با خطر نسبی زیاد، در این نقاط محاسبه شده است. سپس با انتخاب a_j ، مقادیر توابع جزئیات و ضریب γ_j محاسبه شده و در توابع جزئیات ضرب می‌شوند تا شتاب‌نگاشت‌های جدید تولید شوند. این فرایند تا رسیدن به همگرایی کامل تکرار می‌گردد.

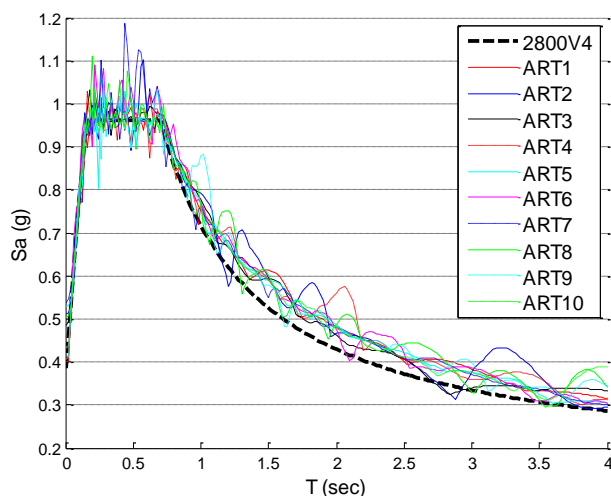
در این پژوهش با استفاده از روش شرح داده شده تعداد ۱۰ شتاب‌نگاشت مصنوعی تولید شده است. خصوصیات شتاب‌نگاشت‌های پایه و شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولید شده در جدول ۷ آورده شده است. شکل ۷ روند انطباق طیف دو شتاب‌نگاشت مفروض با طیف طرح را نشان می‌دهد؛ همچنین نتایج انطباق طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با طیف طراحی در شکل ۸ قابل مشاهده است.

جدول ۷: خصوصیات شتاب‌نگاشت‌های پایه و شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولید شده

Artificial Records		Original Records Characteristic						
Earthquake	Site	Date	Magnitude	Duration (Sec)	PGA (g)	V _s (m/s)	Distance (km)	
Art-1	Northridge	Canyon Country - WLC	۱۹۹۴	۶/۷	۱۹/۹	۰/۴۰	۳۰۹	۲۶/۵
Art-2	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۱۸/۱	۰/۴۰	۲۷۵	۳۳/۷
Art-3	Imperial Valley	El Centro	۱۹۷۹	۶/۵	۱۰/۹	۰/۴۹	۱۹۶	۲۹/۴
Art-4	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱۹۹۵	۶/۹	۴۰/۹	۰/۴۱	۲۵۶	۴۶
Art-5	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۲۷/۲	۰/۴۳	۲۷۶	۹۸/۲
Art-6	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۴۴	۰/۴۴	۳۵۴	۸۶
Art-7	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۳	۲۷/۹	۰/۴۴	۲۷۱	۸۲/۱
Art-8	Loma Prieta	Capitola	۱۹۸۹	۶/۹	۳۹/۹	۰/۴۰	۲۸۹	۹/۸۰
Art-9	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۱۹۸۹	۶/۹	۳۹/۹	۰/۴۱	۳۵۰	۳۱/۴
Art-10	Superstition H.	El Centro I.C	۱۹۸۷	۶/۵	۴۰	۰/۴۳	۱۹۲	۳۵/۸



شکل ۷: روند تطبیق طیف دو عدد از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولید شده به صورت مفروض



شکل ۸: مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

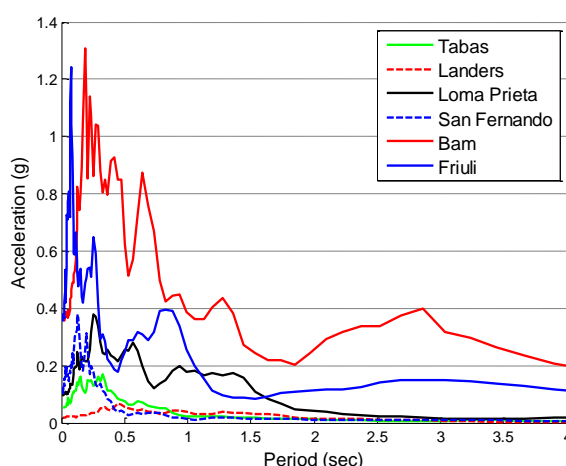
شتاب‌نگاشت‌های طبیعی موردنظر در این پژوهش شامل ۶ شتاب‌نگاشت در سه سطح خطر کم، متوسط و زیاد مطابق با جدول ۸ و بر اساس ضوابط دستورالعمل FEMA356 می‌باشند [۳۱]. به منظور انتقال شتاب‌نگاشت‌ها از روی سطح زمین به سنگ بستر و برگرداندن آن بر روی سطح خاک موردنظر از نرم‌افزار DeepSoil استفاده شده است. مشخصات رکوردهای انتخابی و همچنین طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های موردنظر به ترتیب در جدول ۹ و شکل ۹ آورده شده است.

جدول ۸: دسته بندی شتاب‌نگاشت‌ها در سه سطح خطر کم، متوسط و زیاد [۳۱]

$S_{XS} < 0.167g$	سطح خطر کم
$0.167 \leq S_{XS} < 0.5g$	سطح خطر متوسط
$S_{XS} \geq 0.5g$	سطح خطر زیاد

جدول ۹: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی

ID No.	Earthquake	PGA(g)	Magnitude	Effective duration (sec)	Date	Seismicity
۱	Tabas	۰/۰۴۷	۷/۳۵	۲/۲۴	۱۹۷۸	Low
۲	Landers	۰/۰۱۷	۷/۲۸	۲۳/۷	۱۹۹۲	Low
۳	Loma Prieta	۰/۰۹	۶/۹۳	۱۳	۱۹۸۹	Moderate
۴	San Fernando	۰/۱	۶/۶۱	۱۱/۳	۱۹۷۱	Moderate
۵	Bam	۰/۳۵	۶/۶	۱۵/۹	۲۰۰۳	High
۶	Friuli	۰/۳۵	۶/۵	۱۰/۴	۱۹۷۶	High

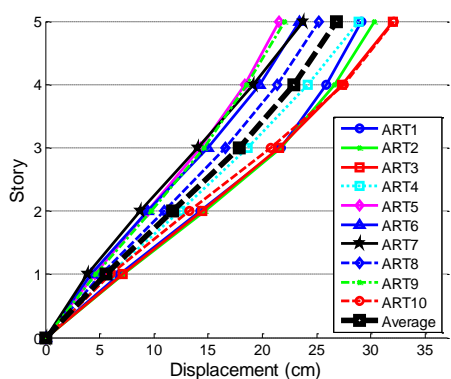


شکل ۹: طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های انتخابی

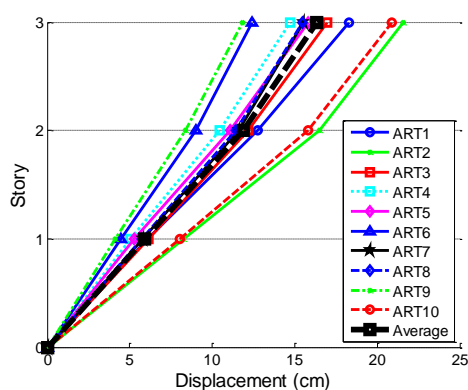
۵-۱ بررسی پاسخ‌های تغییرمکانی قاب‌ها

نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از رکوردهای مصنوعی در شکل‌های ۱۰ تا ۱۵ آورده شده‌اند. در شکل ۱۲ پروفیل تغییرمکان هدف با در نظرگیری اثرات انعطاف پذیری تکیه‌گاه برای قاب‌های با ارتفاع مختلف با عنوان پروفیل تغییرمکان طراحی، ترسیم شده است. این پروفیل در ابتدای فرایند طراحی، بر اساس حد گریز آسیب اجزای غیرسازه‌ای در سطح عملکرد موردنظر اختیار می‌گردد؛ که روند محاسبه آن در بخش ۳-۱ به صورت کامل توضیح داده شده است. همچنین در روند تحلیل‌ها بیشینه تغییرمکان حاصل از نتایج آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی در هر طبقه محاسبه شده است و پروفیل کلی آن با عنوان پروفیل تغییرمکان تحلیلی در دو حالت با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ آورده شده است. در شکل ۱۲ میانگین پروفیل تغییرمکان تحلیلی با پروفیل تغییرمکان طراحی مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود فرم تغییرشکلی قاب‌های تحلیل شده دارای انطباق مناسبی با نتایج حاصل از طراحی قاب‌ها دارد؛ که این امر تأثیر بسزایی در کنترل خسارت‌های ناشی از بارهای دینامیکی نظیر زلزله دارد. همچنین بررسی این نمودارها نشان‌دهنده افزایش پاسخ تغییرمکانی قاب‌های مدل‌سازی شده با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه نسبت به مدل‌های با پای ثابت می‌باشد؛ به طوری که میانگین این افزایش در قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب برابر ۷/۴۱، ۱/۱، ۸/۲۲ و ۲/۴۳ درصد می‌باشد. مقدار این افزایش در قاب‌های با ارتفاع ۳ و ۵ طبقه منجر به بهبود تطبیق پروفیل تغییرمکان تحلیلی و تغییرمکان طراحی است. همچنین با افزایش ارتفاع قاب‌ها تغییرمکان تحلیلی از مقدار تغییرمکان طراحی فراتر رفته است که این موضوع اهمیت در نظرگیری شرایط ژئوتکنیکی محل احداث سازه‌ها را نشان می‌دهد. همچنین با بررسی نمودارها میانگین تغییرمکان پای قاب‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه با پایه انعطاف‌پذیر به ترتیب ۱/۰۲۳، ۰/۵۲۹، ۰/۷۹ و ۱/۰۴۱ سانتی‌متر محاسبه شده است که با نادیده گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه از این مقدار تغییرمکان چشم‌پوشی می‌شود.

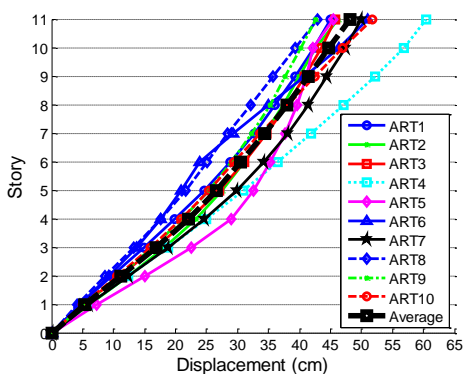
بیشینه گریز طبقات مختلف قاب‌ها در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ در دو حالت با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه ارائه شده است. بررسی این نمودارها نشان‌دهنده عدم تغییر کلی در توزیع تغییرمکان نسبی طبقات در حالت مدل‌سازی قاب‌ها با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه در مقایسه با مدل‌های با پای ثابت می‌باشد. در شکل ۱۵ متوسط تغییرمکان نسبی قاب‌ها در دو حالت با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه با حد گریز مجاز در سطح عملکرد کنترل خسارت مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در هر دو روش مدل‌سازی با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه، متوسط بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات در هیچ‌کدام از قاب‌ها از حدود مجاز فراتر نرفته است.



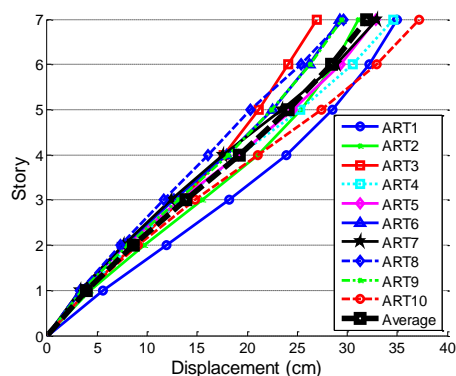
(ب) قاب ۵ طبقه



(الف) قاب ۳ طبقه

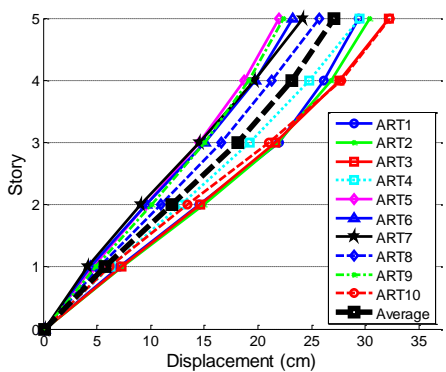


(د) قاب ۱۱ طبقه

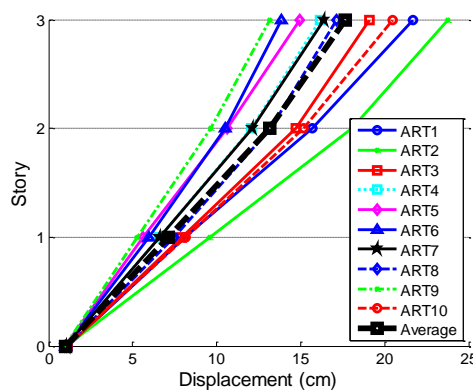


(ج) قاب ۷ طبقه

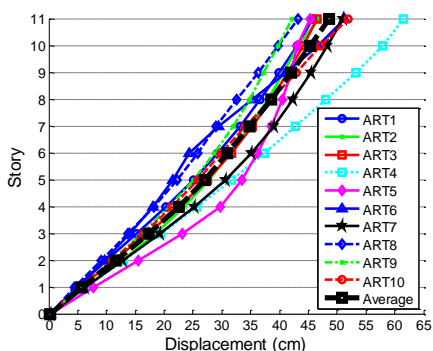
شکل ۱۰: پروفیل تغییر مکان تحلیلی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه



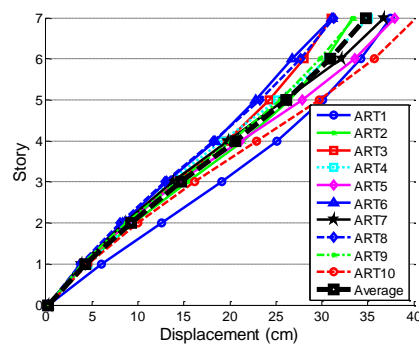
(ب) قاب ۵ طبقه



(الف) قاب ۳ طبقه

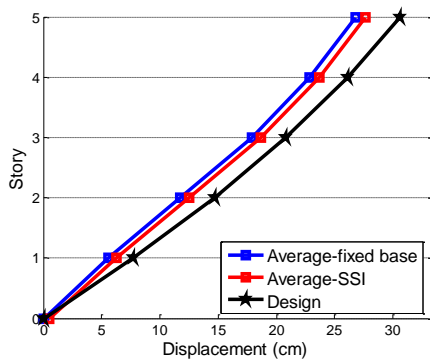


(د) قاب ۱۱ طبقه

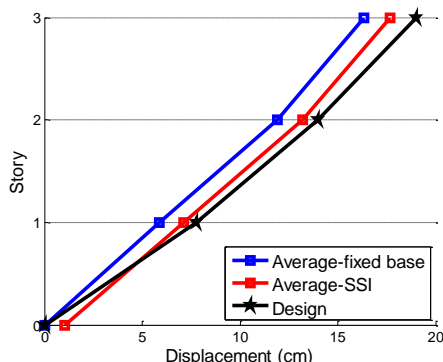


(ج) قاب ۷ طبقه

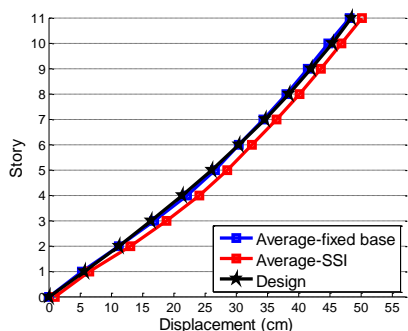
شکل ۱۱: پروفیل تغییر مکان تحلیلی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه



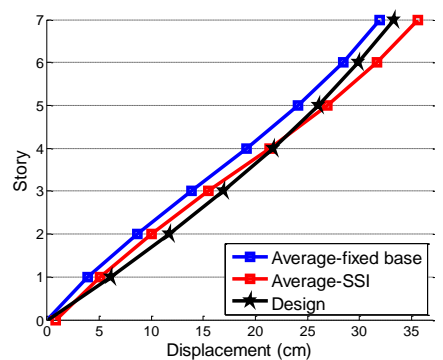
ب) قاب ۵ طبقه



الف) قاب ۳ طبقه

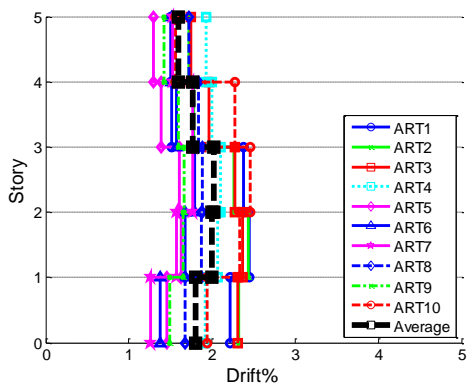


د) قاب ۱۱ طبقه

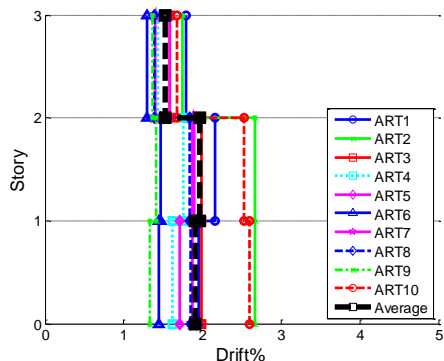


ج) قاب ۷ طبقه

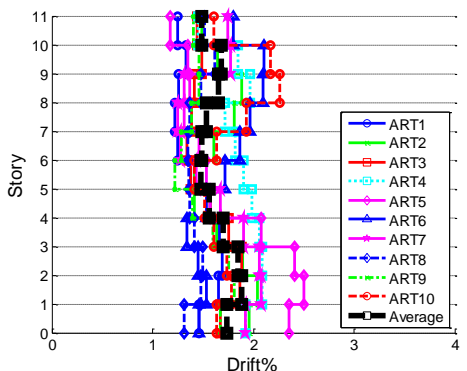
شکل ۱۲: مقایسه پروفیل تغییر مکان طراحی و پروفیل تغییر مکان تحلیلی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی



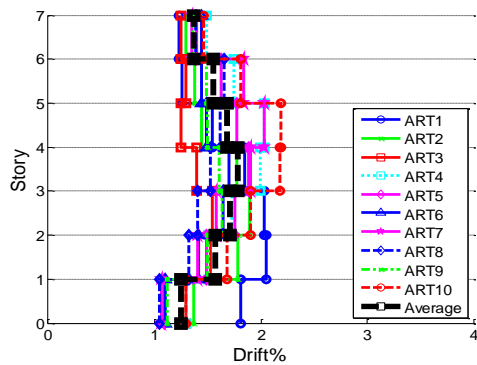
ب) قاب ۵ طبقه



الف) قاب ۳ طبقه

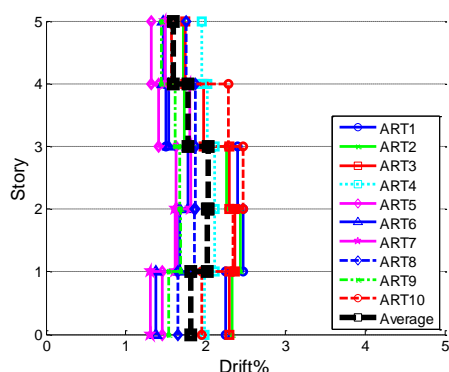


د) قاب ۱۱ طبقه

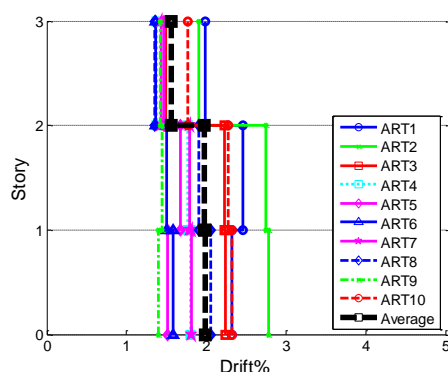


ج) قاب ۷ طبقه

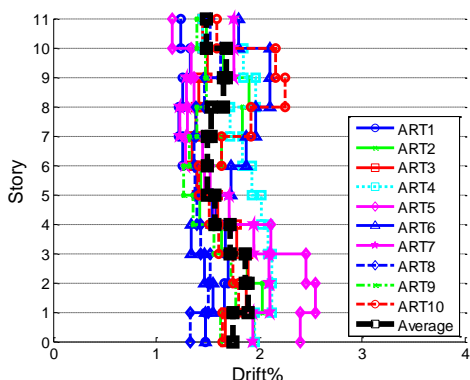
شکل ۱۳: تغییر مکان نسبی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه



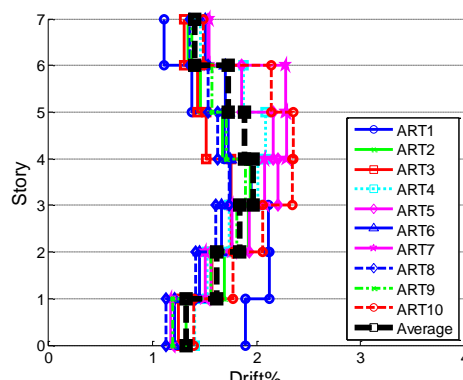
ب) قاب ۵ طبقه



الف) قاب ۳ طبقه

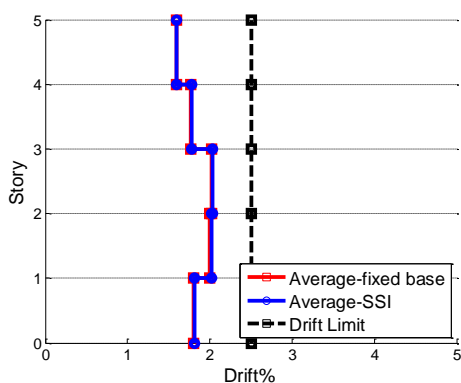


د) قاب ۱۱ طبقه

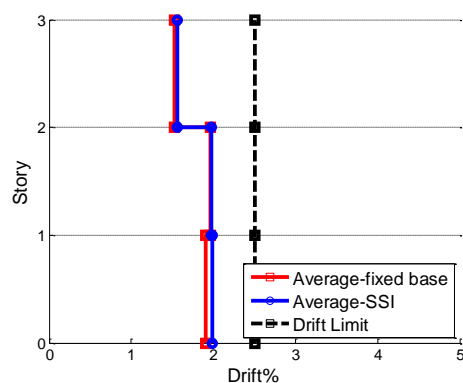


ج) قاب ۷ طبقه

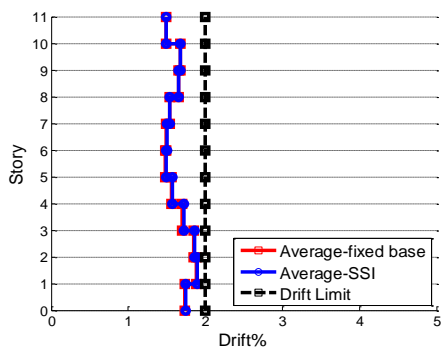
شکل ۱۴: تغییر مکان نسبی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه



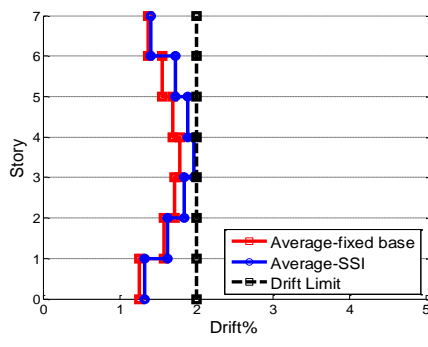
ب) قاب ۵ طبقه



الف) قاب ۳ طبقه



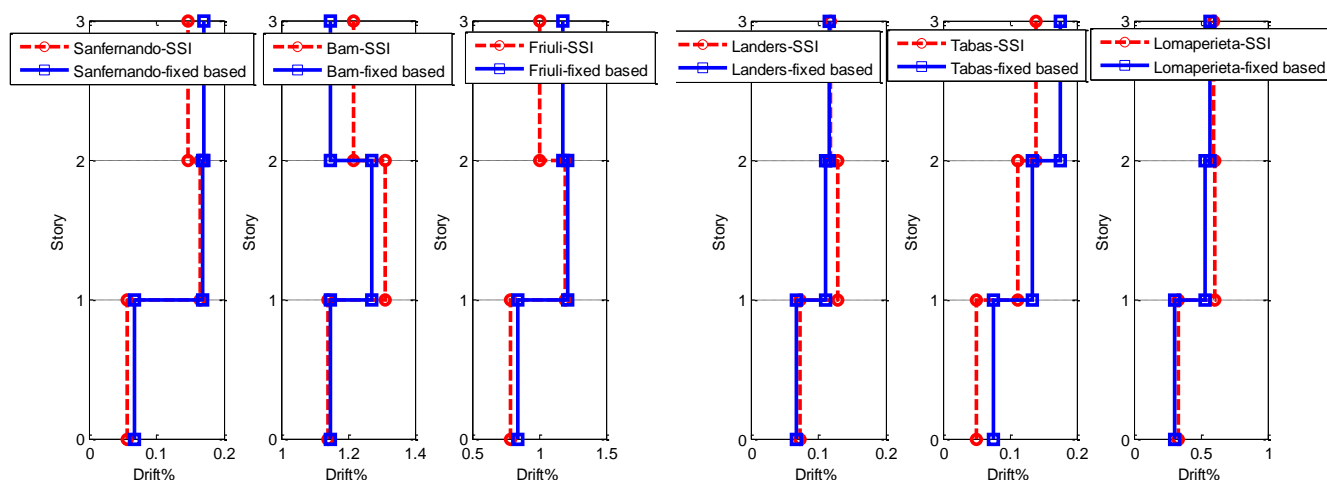
د) قاب ۱۱ طبقه



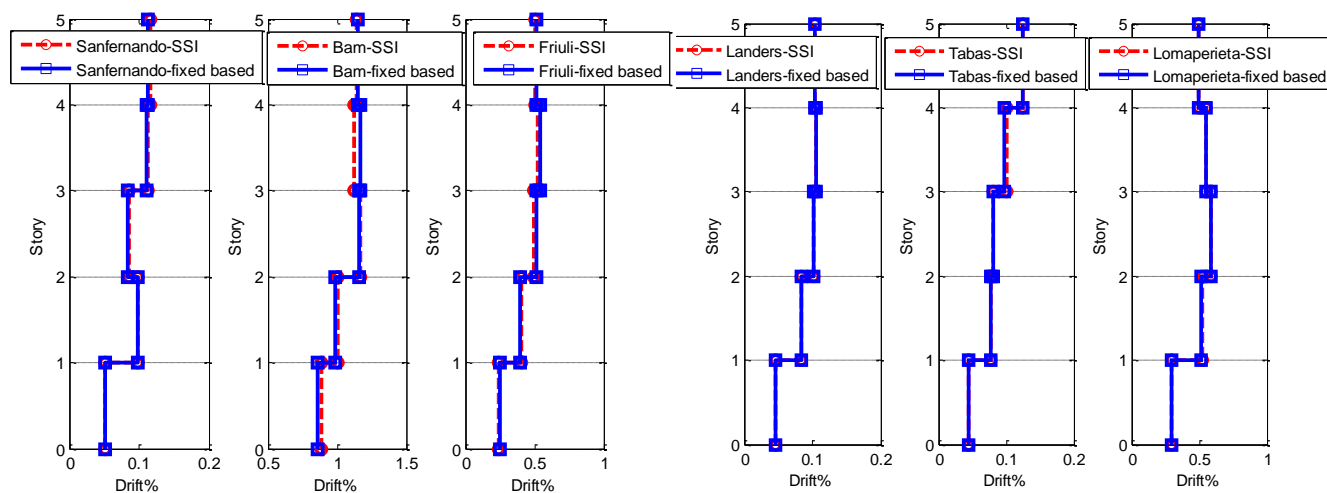
ج) قاب ۷ طبقه

شکل ۱۵: میانگین تغییر مکان نسبی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه

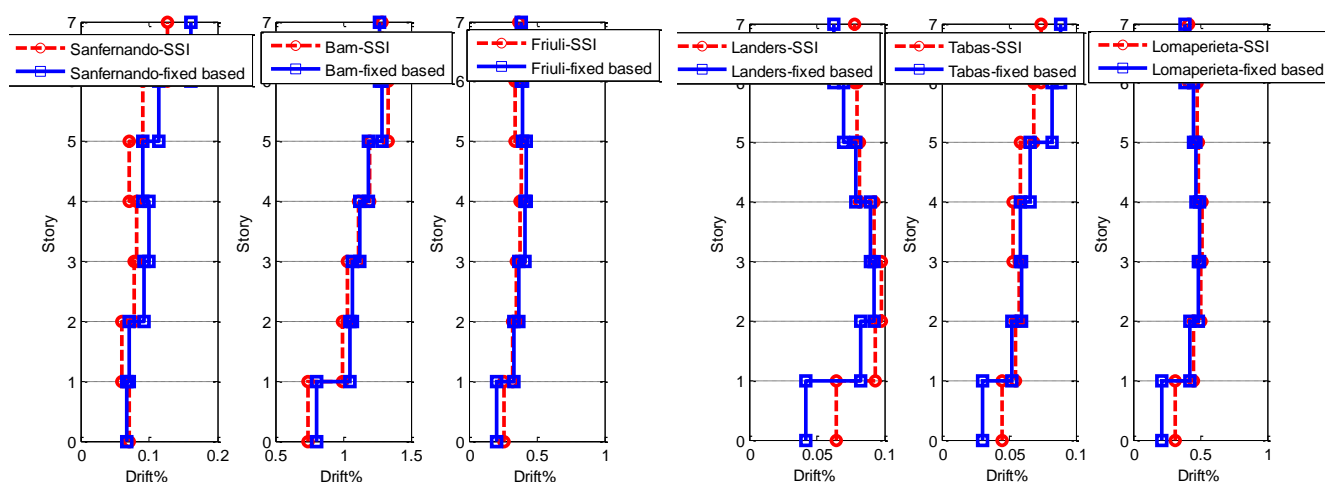
به منظور بررسی جامع تر اثرات اندرکنش، ۶ شتاب‌نگاشت طبیعی در سه سطح خطر کم، متوسط و زیاد نیز به قاب‌های مورد نظر اعمال شده است. در شکل‌های ۱۶ تا ۱۹ پروفیل تغییر مکان نسبی طبقات حاصل از اعمال شتاب‌نگاشت‌های طبیعی بر روی قاب‌های مورد نظر آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه منجر به تغییرات جزئی بر بیشینه گریز طبقات مختلف قاب‌ها در سه سطح خطر مختلف شده است که این نتیجه هم‌راستا با نتایج قبلی می‌باشد.



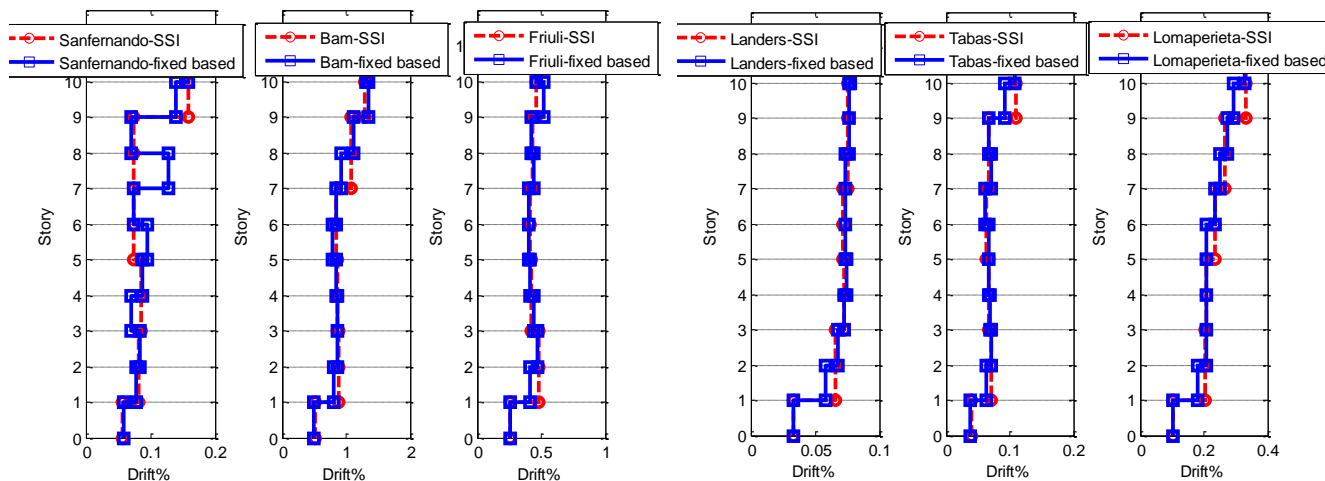
شکل ۱۶: تغییر مکان نسبی قاب ۳ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های طبیعی در سطوح خطر مختلف



شکل ۱۷: تغییر مکان نسبی قاب ۵ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های طبیعی در سطوح خطر مختلف



شکل ۱۸: تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های طبیعی در سطوح خطر مختلف



شکل ۱۹: تغییر مکان نسبی قاب ۱۱ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های طبیعی در سطوح خطر مختلف

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در دستور کار قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷ و ۱۱ طبقه طبق ضوابط دستورالعمل *DBD12* طراحی شدند. برای بررسی پاسخ‌های تغییر مکانی در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی از دو دسته شتاب‌نگاشت طبیعی و مصنوعی تولید شده بر اساس مبانی تبدیل موجک، استفاده شده است. نتایج حاصل از بررسی قاب‌ها در موارد زیر خلاصه می‌شوند:

- ۱- میانگین تغییر مکان پای قاب‌های با پایه انعطاف‌پذیر بین ۰/۵۲۹ تا ۱/۰۴۱ سانتی‌متر می‌باشد.
- ۲- پاسخ تغییر مکانی قاب‌ها در حالتی که اندرکنش خاک و سازه مدل‌سازی شده است تا ۸/۲۲ درصد نسبت به مدل‌های با پای ثابت افزایش یافته است.

- ۳- مقدار افزایش پاسخ تغییرمکانی در قاب‌های با ارتفاع ۳ و ۵ طبقه منجر به بهبود تطبیق تغییرمکان تحلیلی با مقدار تغییرمکان طراحی می‌شود.
- ۴- با افزایش ارتفاع قاب‌ها تغییرمکان تحلیلی از مقدار تغییرمکان طراحی فراتر رفته است که این موضوع اهمیت در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه را نشان می‌دهد.
- ۵- اثرات اندرکنش خاک و سازه تأثیر چندانی در روند تغییرات تغییرمکان نسبی طبقات ایجاد نکرده است به گونه‌ای که در هیچ کدام از قاب‌ها متوسط بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات از حدود مجاز فراتر نرفته است.

مراجع

- [1] 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, Vol 33(4), pp.421-444.
- [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] Gulkan P., Sozen M.A., (1974). Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structure to Earthquake Motions. *Journal Proceedings*.
- [4] Shibata, A. and Sozen, M.A., (1976). Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C. *Journal of the Structural Division*, Vo. 102, No. ST2.
- [5] Calvi, G.M. and Sullivan, T., 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, 2009.
- [6] 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.
- [7] Sullivan, T., Priestley, M. J. N. and Calvi, G., (2012). A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures, DBD12 Draft Subject to Public Enquiry. IUSS Press, Pavia.
- [8] Pirmoz, A., & Liu, M. M. (2017). Direct Displacement-Based Seismic Design of Semi-Rigid Steel Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 128, pp. 201-209.
- [9] Filiatrault, A., Perrone, D., Merino, R. J., & Calvi, G. M. (2018). Performance-Based Seismic Design of Nonstructural Building Elements. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-33.
- [10] Xiang, N., & Alam, M. S. (2019). Displacement-Based Seismic Design of Bridge Bents Retrofitted with Various Bracing Devices and Their Seismic Fragility Assessment under Near-Fault and Far-Field Ground Motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 119, pp. 75-90.
- [11] Noruzvand, M., Mohebbi, M., & Shakeri, K. (2020). Modified Direct Displacement-Based Design Approach for Structures Equipped with Fluid Viscous Damper. *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 27, No. 1, e2465.
- [12] Zhang, Chuhan, and John P. Wolf, eds. (1998). *Dynamic soil-structure interaction: current research in China and Switzerland*. Elsevier.
- [13] Hokmabadi, Aslan S., and Behzad Fatahi. (2016). Influence of foundation type on seismic performance of buildings considering soil-structure interaction. *International Journal of structural stability and dynamics* 16, no. 08, 1550043.
- [14] Vahdani, R., Bitarafan, M., Khodakarami, M.I., (2016). Effect of the soil-structure interaction on performance assessment of the energy-based cumulative damage index in concrete reinforced frames. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, Vol. 3, No. 3, pp. 16-29, (In Persian).
- [15] Tahghighi, H., and M. Arbabi. (2015). Investigation of steel structures response including nonlinear soil-structure interaction. In *10th International Congress on Civil Engineering, Iran, Tabriz university*, pp. 1-8.
- [16] Mekki, M., S. M. Elachachi, D. Breyse, and M. Zoutat. (2016). Seismic behavior of RC structures including soil-structure interaction and soil variability effects. *Engineering Structures* 126, 15-26.
- [17] Whitman, R. V., & Richart, F. E. (1967). *Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations*.
- [18] Kasel, E., and J. M. Roessel. (1975). Dynamic stiffness and circular foundation. *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 771-785.

- [19] Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B., (1975). Flush- a computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 75-30.
- [20] Rodriguez, Mario E., and Roberto Montes. (2000). Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils. *Earthquake engineering & structural dynamics* 29, No. 5: 647-665.
- [21] Tanrikulu, A. H., H. R. Yerli, and A. K. Tanrikulu. (2001). Application of the multi-region boundary element method to dynamic soil-structure interaction analysis. *Computers and Geotechnics* 28, no. 4: 289-307.
- [22] Wolf, John P., and Andrew J. Deeks. (2004). *Foundation vibration analysis: A strength of materials approach*. Elsevier.
- [23] Wolf, John. P., (1997). Spring-Dashpot-Mass Models for Foundation Vibrations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, PP.931-949.
- [24] NIST, N. (2012). Soil-Structure-Interaction for Building Structures (NIST GCR 12-917-21). *National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD* 20899.
- [25] Livaoglu, R. (2008). Investigation of Seismic Behavior of Fluid-Rectangular Tank-Soil/Foundation Systems in Frequency Domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28, No.2, pp. 132-146.
- [26] Behnamfar, F., Eidini, M., Taherian, S.M., (2015). Direct Displacement-Based Design Considering the Effects of Soil-Structure Interaction. *Sharif Journal*, Vol. 31, No. 2, pp. 137-144. (In Persian).
- [27] Montejó 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, NC.
- [28] Bahar, O., & Taherpour, A. (2008, October). Nonlinear Dynamic Behavior of RC Buildings Against Accelerograms with Partial Compatible Spectrum. In *14 th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [29] Suárez, L. E., & Montejó, L. A. (2005). Generation of Artificial Earthquakes via the Wavelet Transform. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 42(21-22), pp. 5905-5919.
- [30] 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*, Vol. 28(9), pp. 1257-1267.
- [31] Council, Building Seismic Safety. (2000). FEMA 356-Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." *Washington DC: Federal Emergency Management Agency*.