

Investigation of steel moment-resisting frame with deep foundations subjected to normal fault rupture

Omid Nooralizadeh Keshteli¹, Sepideh Rahimi², Mohamad Hosein Zadeh², Mehdi Ebadi Jamkhaneh^{3*}

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Damghan University, Damghan, Iran

ABSTRACT

Recent earthquakes have shown that, besides the seismic forces, the interaction between faults and structures could cause extensive damage to the surface and underground structures. Field observations showed that the need for design measures and regulations for fault loading due to fault movement in areas with active faults seems necessary. In this study, the three-dimensional finite element model in Abaqus finite element program to study the behaviour of a 9-story steel structure with a moment frame system based on three types of mat foundations, piles group, and diaphragm walls was used on sandy soil. The performance of the structural-foundation system was evaluated taking into account the structural and geotechnical performance goals such as the drift ratio of floor levels, displacement of the foundation and distribution of bending moment and shear force along with the pile and foundation. In this study, the position of the foundation relative to the fault line and the foundation type were considered as key parameters. The results of the analysis showed that the best performance in reducing the ratio of the permanent drift ratio of the floors related to the structure with the diaphragm wall system. This was in the case that the edge of the foundation is tangent to the fault line, this value reaches 1.62%. Also, in most cases, in small amounts of fault movements, the mat foundation system had a smaller difference than the other considered foundation system in this study.

ARTICLE INFO

Receive Date: 24 June 2021

Revise Date: 19 September 2021

Accept Date: 30 September 2021

Keywords: Soil-structure interaction, Normal fault rupture, Fault angle, Steel structure, Permanent drift ratio

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2021.292098.2477

*Corresponding author: Mehdi Ebadi Jamkhaneh

Email address: : m.ebadi@du.ac.ir

بررسی رفتار سازه فولادی قاب خمشی ممتکی بر پی‌های عمیق تحت اثر حرکت نسبی حاصل از شکست گسل نرمال

امید نورعلیزاده کشتلی^۱، سپیده رحیمی^۲، محمد حسین زاده^۲، مهدی عبادی جامخانه^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه دامغان، دامغان، ایران

چکیده

زلزله‌های اخیر نشان داد که درکنار نیروهای لرزه‌ای، اندرکنش بین گسلش و سازه می‌تواند منجر به خسارت زیادی به سازه‌های سطحی و زیرزمینی شود. در این مطالعه، مدل المان محدود سه بعدی در برنامه اجزاء محدود آباکوس به منظور مطالعه رفتار یک سازه ۹ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی ممتکی بر سه نوع پی گسترده، گروه شمع و دیواره دیافراگمی واقع بر خاک ماسه‌ای مورد استفاده قرار گرفت. تحلیل بکار گرفته شده در این مطالعات از نوع استاتیکی غیرخطی و نوع بارگذاری به صورت کنترل تغییرمکان در بستر خاک می‌باشد. عملکرد سیستم سازه-پی با در نظر گرفتن اهداف عملکردی سازه‌ای و ژئوتکنیکی نظیر نسبت دریافت طبقات، تغییرمکان پی و توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در طول بدنه شمع و پی مورد ارزیابی قرار گرفت. در این مطالعه، موقعیت پی نسبت به خط اثر گسل و نوع پی به عنوان پارامترهای کلیدی در نظر گرفته شدند. نتایج تحلیل نشان داد بهترین عملکرد در کاهش نسبت دریافت ماندگار طبقات مربوط به سازه با سیستم دیواره دیافراگمی در پی است که در وضعیتی که لبه پی به محل خط اثر گسل مماس باشد، این مقدار به ۱/۶۲ درصد می‌رسد. همچنین در اکثر حالات، در مقادیر کوچک بالآمدگی گسل، سیستم پی گسترده دارای نشست تفاضلی کمتری نسبت به سایر پی‌های مورد بررسی در این مطالعه بود.

کلمات کلیدی: اندرکنش خاک و سازه، گسل نرمال، زاویه‌ی تمایل گسل، سازه فولادی، نسبت دریافت ماندگار.

doi:	سابقه مقاله:				
	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری
10.22065/JSCE.2021.292098.2477	https://doi.org/10.22065/JSCE.2021.292098.2477	۱۴۰۱/۰۲/۳۱	۱۴۰۰/۰۷/۰۸	۱۴۰۰/۰۷/۰۸	۱۴۰۰/۰۶/۲۸
					دریافت: ۱۴۰۰/۰۴/۰۳
					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: m.ebadi@du.ac.ir

۱- مقدمه

گزارش‌های زیادی در ارتباط با تاثیر مخرب زلزله‌ها و لغزش گسل‌ها بر سازه‌های سطحی و مدفون در طی زلزله‌های بزرگی نظیر زلزله چی چی ۱۹۹۹، دوزک، کوجلی و ونچوان در سال ۲۰۰۸ وجود دارد [۵-۱]. در حالی که بیشتر مطالعات معطوف به عملکرد سازه‌ها تحت نیروی دینامیکی ناشی از زلزله و حفاظت لرزه‌ای سازه بود، تحقیق‌های کمتری به منظور به حداقل رساندن تأثیر مخربی که لغزش گسل بر سازه‌ها دارد، صورت گرفته است. بررسی‌های متعددی در زمینه اندرکنش بین پی‌های سطحی نظیر پی گسترده و پی با جداساز و گسل نرمال و معکوس به صورت عددی و به طور گسترده [۶-۸]، مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی [۹-۱۲] و مشاهدات میدانی از زلزله‌های اخیر [۱-۴] انجام گرفته است. برنسی و همکاران [۹ و ۱۲] از مدل سانتریفیوژ برای مطالعه اندرکنش بین گسل نرمال و معکوس با پی‌های نواری استفاده کردند. آن‌ها دریافتند که فشار قابل تحمل پی، ضخامت خاک، موقعیت نسبی پی نسبت به سطح آزاد و عرض و صلبیت پی تأثیر بسزایی در عملکرد لرزه‌ای پی‌ها تحت لغزش گسل دارد. احمد و همکاران [۱۱] آزمایش‌های سانتریفیوژ به منظور بررسی اندرکنش بین گسل معکوس و پی‌های سطحی انجام دادند و نتیجه گرفتند که پاسخ آن‌ها تحت گسل معکوس مشابه با گسل نرمال است و این موضوع تابعی از فاصله نسبی بین گسل و پی است. فاکولی و همکاران [۱] مشاهدات میدانی خودشان از زلزله‌های اخیر را با شبیه‌سازی‌های عددی مقایسه کردند و مشاهده کردند که سازه‌های متکی بر پی‌های انعطاف‌پذیر (پی‌های با جداساز)، می‌توانند خسارت سازه‌ای در محدوده‌ی خرابی نسبی تا کامل را تجربه کنند که این امر وابسته به شدت نشست‌های تفاضلی سطح زمین است. با این وجود، سازه متکی بر پی صلب یا پی‌های صندوقه‌ای که تحت نشست باشند قادر به تحمل مقدار زیادی از تنش آزاد شده از سازه هستند [۲ و ۳]. در طی یک مقایسه جامع بین پیش‌بینی‌های عددی و اندازه‌گیری‌های میدانی، آناستوپولوس و همکاران [۲ و ۳] نشان دادند که صلبیت و پیوستگی پی‌ها بیشترین تاثیر را روی پاسخ پی تحت یک گسلش مشخصی دارد که این امر بدین دلیل است که پی صلب تمایل به انحراف خط لغزش گسل در فاصله‌ی دورتر از پی نسبت به پی‌های با جداساز دارد. علاوه بر این، نیروی سازه‌ای منتقل شده به زمین از طریق پی‌ها با مقاوم‌سازی زمین به علت فشار بیشتر ناشی از محصور نمودن خاک باعث انحراف خط گسل می‌شود. افزایش بار اضافی نظیر مدفون نمودن پی می‌تواند منجر به کاهش نشست تفاضلی شود [۱-۳ و ۷]. برخلاف اندرکنش بین پی‌های سطحی و گسلش، تنها مطالعات اندکی در جهت بررسی عملکرد پی‌های عمیق تحت گسلش انجام گرفته است [۱۳-۱۵]. آناستوپولوس و همکاران [۱۳] به صورت عددی تاثیر گسلش نرمال بر روی پی‌های با شمع و با آرایش ۲ در ۴ را مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که موقعیت نسبی پی با شمع نسبت به گسلش و مقدار لغزش گسل می‌تواند تأثیر بسزایی بر عملکرد پی‌های با شمع داشته باشد. بر این اساس، آن‌ها پیش‌بینی کردند که اگر یک گسلش بین دو ردیف از شمع‌ها اتفاق بیافتد، پی با شمع خسارت زیادی (نظیر دوران پی و لنگر خمشی شمع که می‌تواند از حد مجاز تجاوز کند) را می‌تواند تجربه کند. دلیل این امر نیز این است که در این موقعیت شمع‌های مدفون در بخش بالایی توده‌ی خاک به سمت پائین حرکت می‌کنند، در حالی که شمع‌ها در بخش پایینی توده‌ی خاک در محل اصلی خود باقی می‌مانند. گزتاس و همکاران [۱۵] یک سری از نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ را با نتایج مدل‌سازی عددی مقایسه کردند و قابلیت پی‌های صندوقه‌ای در انحراف و انتشار مسیرهای گسل نرمال و معکوس را نشان دادند. در گسلش‌های رخ داده اخیر، علیرغم این که بعضی از سازه‌ها تحت لغزش گسل به طور کامل تخریب شدند، بعضی از سازه‌ها به طور موفقیت‌آمیزی سالم باقی ماندند. پس از سال‌ها، این مشاهدات محققین را بر آن داشت که سیستم‌های جدید سازه‌ای برای مقابله با تحریکات و لغزش زمین طراحی کنند. بری [۱۶ و ۱۷] یک راهکار و استراتژی موثر در کاهش خرابی سازه مانند دوخت به پشت سطح لغزش در خاک، مقاوم‌سازی خاک و استفاده از مصالح فشاری در زیر ساختمان پیشنهاد کرد. بازیار و همکاران [۷] در تحقیقی نشان دادند که نشست تفاضلی پی‌ها زمانی که لایه‌های عمیق‌تر خاک نزدیک به بستر با استفاده از ژئوگرید با مقاومت بالا مقاوم‌سازی شوند، می‌تواند کاهش یابد. آن‌ها همچنین نشان دادند که افزایش عمق ژئوگرید و بار سازه‌ای می‌تواند عملکرد پی را بهبود ببخشد. فدائی و همکاران [۱۸] ساختمان با خاک بنتونیتی و یک پی سطحی را پیشنهاد کردند تا کاهش تأثیر گسلش را ببینند. با این رویکرد آن‌ها توانستند سطح لغزش گسل را دور کنند. لولی و همکاران [۱۴] آزمایش‌های سانتریفیوژ را به منظور بررسی چگونگی اندرکنش پی صندوقه‌ای با گسل نرمال انجام دادند و دریافتند که پی صندوقه‌ای قادر به منحرف کردن سطح لغزش گسل است. اما با در نظر گرفتن دوران، این پی بسیار حساس بود و دچار خسارت زیادی شد. رسولی و فتاحی [۱۹] در سال ۲۰۲۱ به بررسی رفتار یک قاب ۱۰ طبقه خمشی متکی بر گروه شمع تحت گسلش امتداد لغز پرداختند. آن‌ها در سیستم پی از لایه‌های ژئوسنتتیک به دلیل ظرفیت کششی زیاد استفاده کردند. نتایج تحقیق آن‌ها

نشان از عملکرد خوب پی کامپوزیتی در کاهش نیروهای برشی شمع‌ها داشت. عزیزکندی و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۱۹ به بررسی رفتار سازه‌های مدفون احداث شده در نزدیکی مسیر گسل نرمال پرداختند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که وجود تونل در بعضی موارد می‌تواند موجب افزایش دوران پی شود. همچنین یک تونل با قطر زیاد می‌تواند موجب انحراف و انتشار گسل شود. یائو و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۲۱ به مدل‌سازی آزمایشگاهی اندرکنش پی سطحی-شمع منفرد تحت گسلش معکوس پرداختند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که اندرکنش قابل ملاحظه‌ای بین شمع‌های منفرد و پی‌های سطحی وجود دارد. وجود شمع‌های منفرد منجر به تغییر مکان‌ها و دوران‌های بزرگ پی‌های سطحی می‌شود. یائو و همکاران [۲۲] در سال ۲۰۲۰ رفتار دیافراگم‌های صلب در توده خاک تحت گسل نرمال را بررسی کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که عمق مدفون دیواره‌ها، عرض پی، عمق خاک، موثعیت پی، فشار سرباره، عمق دیوار نسبت به گسلش، عرض قفسه و فاصله دیوار تا پی از پارامترهای کلیدی موثر در انحراف گسلش می‌باشد. یانگ و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۲۰ عملکرد خاک زیر پی که توسط ژئوسنتتیک مسلح شده بود را تحت گسل نرمال مورد بررسی قرار دادند. در این بررسی‌ها، تعداد لایه‌های مسلح‌سازی، سختی ژئوسنتتیک و موثعیت آن را به عنوان پارامترهای کلیدی اختیار کردند. نتایج نشان داد که در مقایسه با خاک بدون مسلح‌سازی، خاک اصلاح شده به طور موثری توانست گسل را زیر پی منحرف سازد و به سطح زمین هدایت نماید.

اکثر مطالعات صورت گرفته بر پاسخ پی و خاک تحت لغزش گسل نرمال و معکوس بوده است و کمتر توجهی به رفتار سازه و مدل‌سازی واقعی سازه شده است. در این تحقیق، بررسی اثرگذاری پی دیواره‌ای و پی گسترده بر رفتار مجموعه پی و سازه واقع بر گسلش نرمال مورد توجه قرار می‌گیرد. یک سازه ۹ طبقه منظم فولادی با سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در تحلیل‌ها لحاظ می‌شوند. توانایی سیستم‌های پی پیشنهادی در کاهش دوران پی و تغییر شکل ماندگار سازه همانند کاهش لنگر خمشی در دیوار تحت گسلش به صورت عددی در برنامه آباکوس [۲۴] مورد بررسی قرار می‌گیرد. ابتدا اندرکنش بین گسلش و پی با استفاده از ارزیابی عملکرد سازه‌ای و کسب تغییر مکان پی و نیروها و لنگرهای دیوار و تغییر شکل‌های سازه بررسی می‌شود. سپس، با انجام مطالعات بر روی نوع پی، تأثیر سطح لغزش نسبت به پی بر عملکرد کلی سازه بررسی می‌شود.

۲- معرفی مدل‌های عددی

۲-۱- مشخصات المان‌های سازه‌ای

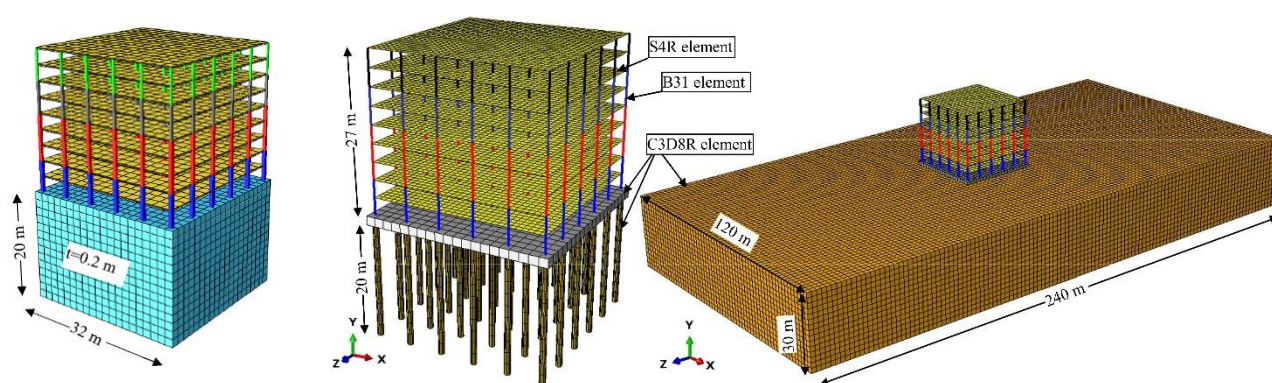
در این تحقیق از یک سازه فولادی ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط استفاده شده است. لازم به ذکر است که سازه مورد نظر، منظم در پلان و ارتفاع می‌باشد. ارتفاع هر طبقه برابر با ۳ متر است. در هر دو راستا در پلان، پنج دهانه به طول ۶ متر وجود دارد. برای تعیین مشخصات هندسی المان‌ها، از آئین‌نامه AISC 360-10 [۲۵] و اعمال بارگذاری لرزه‌ای به سازه از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۲۶] استفاده شده است. بار مرده ۴ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده معادل ۲ کیلونیوتن بر مترمربع به سقف تمام طبقات (بار زنده اعمالی به طبقه‌ی آخر برابر با ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع است) وارد شد. همچنین فرض شده است که سازه در منطقه با خطر نسبی لرزه‌خیزی زیاد قرار دارند. علاوه بر این، فرض شده است که سقف تمام طبقات از نوع دال دوطرفه بتن مسلح با ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر باشد. لازم به ذکر است که تحلیل‌ها در راستای تعیین مشخصات المان‌ها در برنامه SAP2000 v14.2.2 [۲۷] انجام شدند. همچنین، مشخصات مکانیکی فولاد بکار رفته در اعضای سازه‌ای دارای تنش تسلیم ۳۷۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۲۰ مگاپاسکال با کرنش نهایی ۰/۱۶ در نظر گرفته شدند. مقاومت فشاری لحاظ شده برای بخش‌های بتنی سازه برابر با ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد. با توجه به فرضیات در نظر گرفته شده، مشخصات هندسی المان‌های سازه‌ای (تیر و ستون) مطابق با جدول (۱) حاصل شدند.

جدول ۱- مشخصات هندسی المان‌های سازه ۹ طبقه‌ی فولادی

شماره طبقه	تیر	ستون
۱-۲	2IPE160	350 × 350-10
۳-۵	2IPE140	300 × 300-10
۶-۷	2IPE120	250 × 250-10
۸-۹	2IPE100	200 × 200-8

۲-۲- مشخصات هندسی خاک، شمع‌های بتن مسلح و دیواره دیافراگمی

خاک بکار رفته مطابق با گزارش ارائه شده در مرجع [۳۱]، در تمام تحلیل‌ها از نوع ماسه‌ای است که دارای مدول یانگ برابر با ۴۰ مگاپاسکال دارد. همچنین، ضریب پواسون این خاک برابر با ۰/۳، وزن مخصوص آن برابر با ۱۶/۱۱ کیلونیوتن بر مترمکعب، زاویه اصطکاک داخلی برابر با ۳۲ درجه و چسبندگی برابر با ۱۰ کیلوپاسکال دارد. عمق، عرض و طول کلی توده‌ی خاک به ترتیب برابر با ۳۰ متر، ۱۲۰ متر و ۲۴۰ متر می‌باشد. دیواره دیافراگمی از نوع بتن مسلح به ضخامت ثابت ۲۰۰ میلیمتر و به ارتفاع ۲۰ متر در زیر پی و روی لبه‌های پیرامونی پی واقع است. مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در دیواره دیافراگمی برابر با ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. در شکل (۱) طرح کلی یک سازه ۹ طبقه متکی بر گروه شمع، پی گسترده و دیواره دیافراگمی به همراه ابعاد کلی طرح نشان داده شده است. سیستم شمع متکی بر پی گسترده مربعی به بعد ۳۲ متر و ضخامت ۱/۵ متر برای سازه‌ی ۹ طبقه است. همچنین قطر شمع‌های بتن مسلح برابر با ۱ متر و به طول ۲۰ متر می‌باشد.



شکل ۱- مشخصات هندسی نمونه به همراه المان‌های محدود اختصاص یافته به اعضا

۳-۲- مشخصات المان‌های محدود اعضا

المان‌های شمع، پی و خاک با استفاده از المان هشت گره‌ای حجمی مدل شدند (C3D8R). برای مدل‌سازی شمع از یک المان beam با سختی خمشی بسیار کوچک (سختی خمشی این المان یک میلیون مرتبه کمتر از المان حجمی شمع است که تأثیری بر پاسخ شمع نمی‌گذارد) به صورت مدفون در یک المان حجمی در نظر گرفته شد که قرائت لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در شمع‌ها را به راحتی قادر می‌سازد. اعضای تیر و ستون با استفاده از المان B31 مدل شدند که یک المان دو گره‌ای است و سقف دال طبقات با استفاده از المان S4R که یک المان چهار گره‌ای انتگرال کاهش یافته است، مدل شد.

۴-۲- مدل رفتاری مصالح

۱-۴-۲- مدل رفتاری خاک

مدل رفتاری الاستوپلاستیک که توسط آناستاسوپولوس و همکاران [۳] در سال ۲۰۰۷ ارائه شد به برنامه آباکوس الحاق شد. این مدل فرض می‌کند که رفتار پیش تسلیمی خاک با استفاده از مدول برشی که با عمق خاک افزایش می‌یابد، تعریف شود. معیار تسلیم موهر-کولمب به منظور تعریف تسلیم همراه با قانون نرم‌شوندگی کرنش استفاده شد که زاویه اصطکاک (ϕ) و اتساع (ψ) با کرنش برشی پلاستیک شش وجهی ارتباط دارد. در رابطه (۱)، نرم‌شوندگی کرنش با کاهش زاویه اصطکاک (ϕ_{mob}) و زاویه اتساع (ψ_{mob}) همراه با افزایش (γ_{oct}^{pl}) تعریف شده است.

$$\phi; \psi = \begin{cases} \phi_p - \frac{\phi_p - \phi_{cs}}{\gamma_f^{pl}} \gamma_{oct}^{pl}; \psi_p \left(1 - \frac{\gamma_{oct}^{pl}}{\gamma_f^{pl}} \right) & 0 \leq \gamma_{oct}^{pl} < \gamma_f^{pl} \\ \phi_{cs}; 0 & \gamma_{oct}^{pl} \geq \gamma_f^{pl} \end{cases} \quad (1)$$

در این رابطه ϕ_p و ϕ_{cs} زوایای اصطکاکی حداکثری و وضعیت بحرانی خاک می‌باشند. ψ_p زوایای اتساع حداکثر و γ_f^{pl} کرنش برشی پلاستیک شش وجهی در انتهای نرم‌شوندگی است.

از آنجا که هدف شبیه‌سازی آزمایش‌های مدل سانتریفیوژ بود، پارامتر λ که نسبت عرض المان محدود (dFE) به نمونه واقعی (dB) است، برای نمونه معادل واقعی با $d_B = N \times 16d_{50}$ محاسبه شد. بدین ترتیب، پارامترهای ورودی مدل رفتاری در جدول (۲) آمده است.

جدول ۲- پارامترهای ورودی مدل رفتاری خاک ماسه‌ای [۳]

مقدار	پارامتر
۱۶/۱۱	وزن مخصوص (kN/m^3)
۰/۳	نسبت پواسون
۳۷	ϕ_p
۳۱	ϕ_{cs}
۱۰	ψ_p
۰	ψ_{cs}
۰/۰۱۱	γ_{yield}
۰/۰۱۷	γ_{peak}^{pl}
۰/۱۷	γ_f^{pl}

۲-۴-۲- مدل رفتاری فولاد و بتن

برای بیان رفتار قابل پیش‌بینی فولاد در کشش و فشار از دو رابطه (۲) و (۳) استفاده می‌شود. داده‌های تنش و کرنش کسب شده از آزمایش کشش به تنش واقعی σ_{true} و کرنش پلاستیک لگاریتمی ϵ_{ln}^{pl} برای تحلیل المان محدود با استفاده از روابط ذیل قابل تبدیل هستند.

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (2)$$

$$\epsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - (\sigma_{true} / E_s) \quad (3)$$

در این رابطه، E_s مدول الاستیسیته فولاد، σ_{nom} تنش مهندسی یا نرمال و ϵ_{nom} کرنش مهندسی یا نرمال می‌باشد. ضریب پواسون فولاد نیز در تحلیل‌ها برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین رفتار غیر خطی فولاد نیز از مدل پلاستیک کامل با رفتار دو خطی استفاده شده است (شکل ۲-الف).

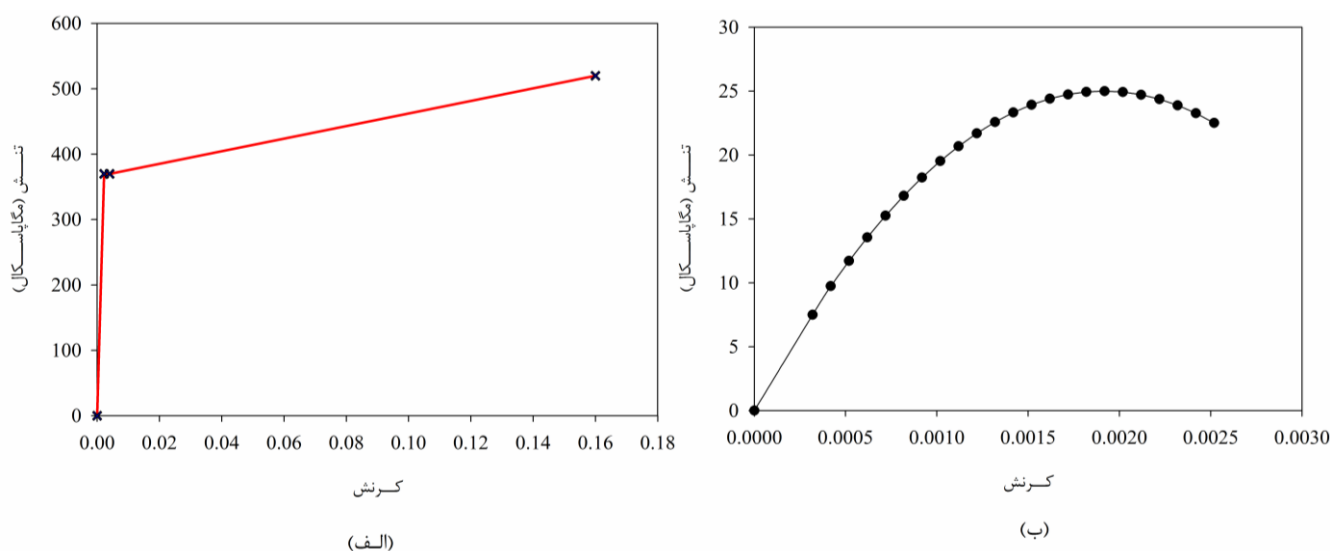
در این مطالعه برای معرفی رابطه تنش-کرنش فشاری بتن به نرم‌افزار از رابطه‌ی هوگنستاد اصلاح شده [۲۳] استفاده شده است که دارای سه بخش می‌شود. در بخش نخست و خطی نمودار، فرض می‌شود که رفتار بتن تا تنش حداکثر ۳۰ درصد مقاومت فشاری آن

(f_c'') ، رفتار خطی دارد. در بخش دوم، منحنی تنش-کرنش هوگنستاد اصلاح شده بتن در فشار براساس رابطه (۴) محاسبه و ترسیم می‌گردد.

$$f_c = K_s f_c' \left[(2\varepsilon_c / \varepsilon_0) - (\varepsilon_c / \varepsilon_0)^2 \right]$$

$$\varepsilon_0 = 1.8 (K_s f_c') / (4700 \sqrt{f_c'}) \quad (۴)$$

در این رابطه مقدار K_s برای بتن‌های با مقاومت فشاری بیشتر از ۳۵ مگاپاسکال برابر با ۱ و f_c' برابر با ۲۵ مگاپاسکال لحاظ می‌شود. بخش سوم، شاخه‌ی نزولی منحنی هوگنستاد اصلاح شده [۲۹] به صورت خطی است که از نقطه‌ی (ε_u, f_c'') تا نقطه $(\varepsilon_u, 0.85 f_c'')$ امتداد دارد. مقدار f_c'' برابر با $K_s f_c'$ و $\varepsilon_u = 0.0038$ در نظر گرفته می‌شود. منحنی تنش-کرنش فشاری بتن مورد مطالعه در این تحقیق در شکل (۲-ب) نشان داده شده است.



شکل ۲- منحنی تنش-کرنش مصالح؛ (الف) فولاد، (ب) بتن

۲-۵- اندرکنش بین خاک و شمع/دیوار و سازه

از آنجائی که حرکت فرادیواره در طول جابجایی گسل قادر به جدا نمودن و لغزش شمع‌ها و پی و دیواره از خاک است، در نظر گرفتن مناسب فصل مشترک و اندرکنش صحیح خاک-سازه امری ضروری است. برای این منظور، فصل مشترک بین پایین پی و خاک و همچنین بین جداره شمع و خاک تعریف می‌شود. اندرکنش خاک-سازه در این تحقیق با استفاده از الگوریتم تماس سخت مدل شده است که این اجازه را به مدل می‌دهد که لغزش و جدادگی بین اجزاء در حین تحلیل اتفاق بیافتد. رفتار تماسی در سطوح تماس بین شمع و خاک اطراف با استفاده از یک مدل اصطکاکی موهر-کولمب خطی و با ضریب $0/6$ در نظر گرفته شد که مطابق با زاویه اصطکاکی سطح تماس 32 درجه است.

۲-۶- شرایط مرزی و اعمال گسلس

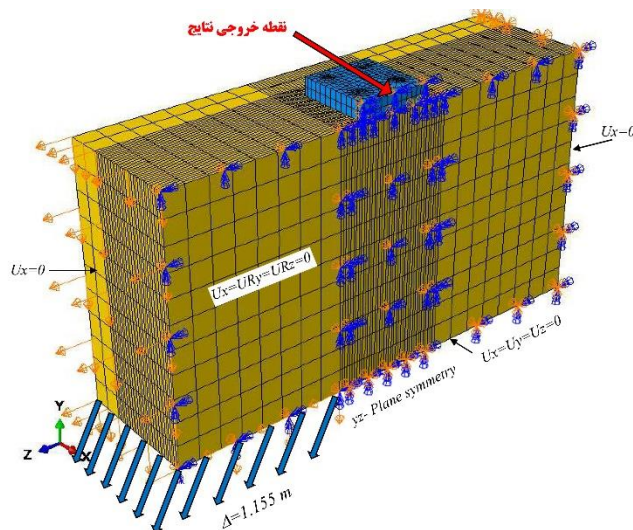
یک لایه خاک ماسه‌ای به ضخامت ۳۰ متر واقع بر بستر سنگی با استفاده از شرایط مرزی مختلف مدل شد. با توجه به توصیه‌های پیشنهادی توسط بری و همکاران، به منظور حداقل نمودن تأثیر هرگونه اثرات مرزی محتمل بر نتایج، اندازه مدل عددی چهار برابر ضخامت

خاک و هشت برابر عرض پی باید باشد. از آنجائی که هدف اصلی مطالعه، اندرکنش بین گسل و پی است، بستر سنگی به صورت مرز صلب مدل شده است. برای مدل نمودن گسلش در بستر سخت، مرز پائینی که منطبق بر بستر سخت است به دو بخش تقسیم می‌شود. بخش چپ معرف فرادیواره و بخش دیگر نمایانگر بخش فرادیواره است. در طی جابجایی گسل، فرادیواره موازی با زاویه لغزش به سمت پائین حرکت می‌کند. لازم به ذکر است که برای ارضای تعادل، مرزهای پائین و چپ بخش فرادیواره به منظور شبیه‌سازی گسلش، جابجایی تغییرمکانی در آن ایجاد شد.

به منظور بهینه نمودن زمان محاسبات، اندازه مش‌های نزدیک به مسیر گسل برابر با $0/5$ متر در نظر گرفته شد. در حالی که در نواحی دورتر از مسیر گسلش ابعاد بزرگ‌تر اختیار شدند. بدین ترتیب، در مدل سازه ۹ طبقه، ۱۴۳۹۸۲ المان و ۲۲۳۰۹۴ گره وجود دارد که با توجه به آنالیز حساسیت بدست آمده‌اند.

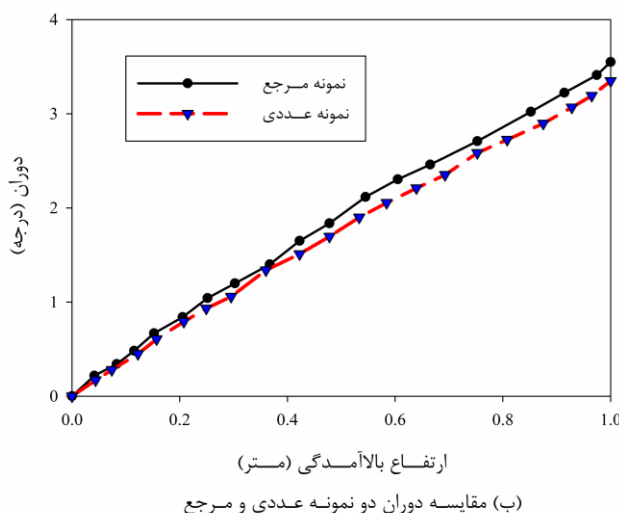
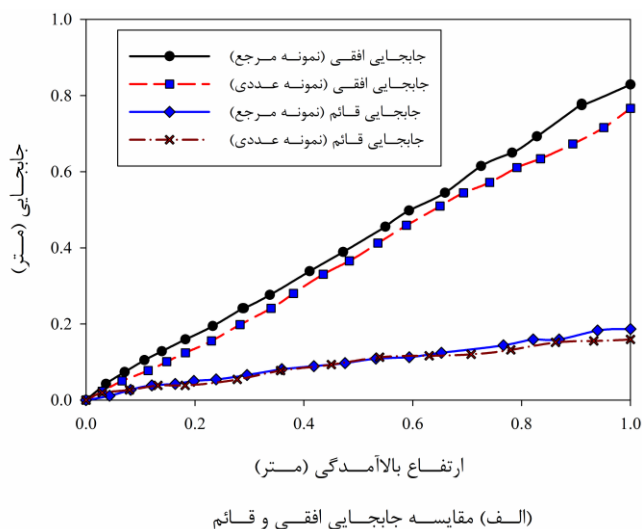
۳- اعتبارسنجی مدل عددی

آناستاسوپولوس و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۱۳ یک گروه شمع بتنی به قطر ۱۲۰ سانتی‌متر و عمق مدفون ۱۸ متر با فاصله‌ی $3/6$ متر از یکدیگر مدفون در خاک ماسه‌ای خشک در نظر گرفتند. مقدار نسبت حجمی میلگرد در شمع‌ها بین ۱ تا ۴ درصد متغیر است. سر شمع‌ها به کمک یک دال صلب به ابعاد ۱۳ متر طول و ۶ متر عرض به یکدیگر متصل شده است. عمق کلی خاک تا بسترسنگی برابر با ۲۲ متر است. بدین ترتیب فاصله‌ی انتهای شمع تا بستر برابر با ۴ متر می‌شود. زاویه تمایل گسل برابر با ۶۰ درجه در این تحقیق اختیار شد. همچنین میزان بالا آمدگی گسل یک متر لحاظ شد. برای اعمال تغییرمکان در پائین بستر، تغییرمکان قائم به مقدار یک متر و روبه پائین و تغییرمکان افقی به مقدار $0/578$ متر به سمت چپ اعمال شد که برآیند آن برابر با $1/155$ متر رو به پائین می‌باشند. بدین ترتیب، مقدار جابجایی ناشی از گسل نرمال مدل شده است. در این مدل، به دلیل کاهش در زمان محاسبات، تنها نیمی از مدل، شبیه‌سازی و شرایط مرزی متقارن در مرز اعمال شده است (شکل (۳)).



شکل ۳- مدل عددی المان محدود مطابق با نمونه مرجع

در شکل (۴) مقایسه‌ای بین دو نمونه مرجع و مدل المان محدود صورت گرفته است. در این نمودار، تغییرمکان افقی، تغییرمکان قائم و دوران مرکز پی که در شکل (۳) نشان داده شده است، ارائه شده است. مطابق با نمودارها، حداکثر اختلاف بین دو مقدار متناظر تغییرمکان افقی در دو نمونه، برابر با $7/5$ درصد حاصل شده است. حداکثر دوران مرکز پی در نمونه‌ی مرجع برابر با $3/55$ درجه بود که اختلاف $5/7$ درصد با نمونه المان محدود دارد. بدین ترتیب، می‌توان از دقت در مدل‌سازی، شرایط مرزی، اعمال نیرو، نوع المان‌ها و اندرکنش بین بخش‌های مختلف مدل اطمینان حاصل نمود.



شکل ۴- مقایسه بین تغییر مکان افقی، قائم و دوران مرکز پی در دو نمونه‌ی مرجع و المان محدود

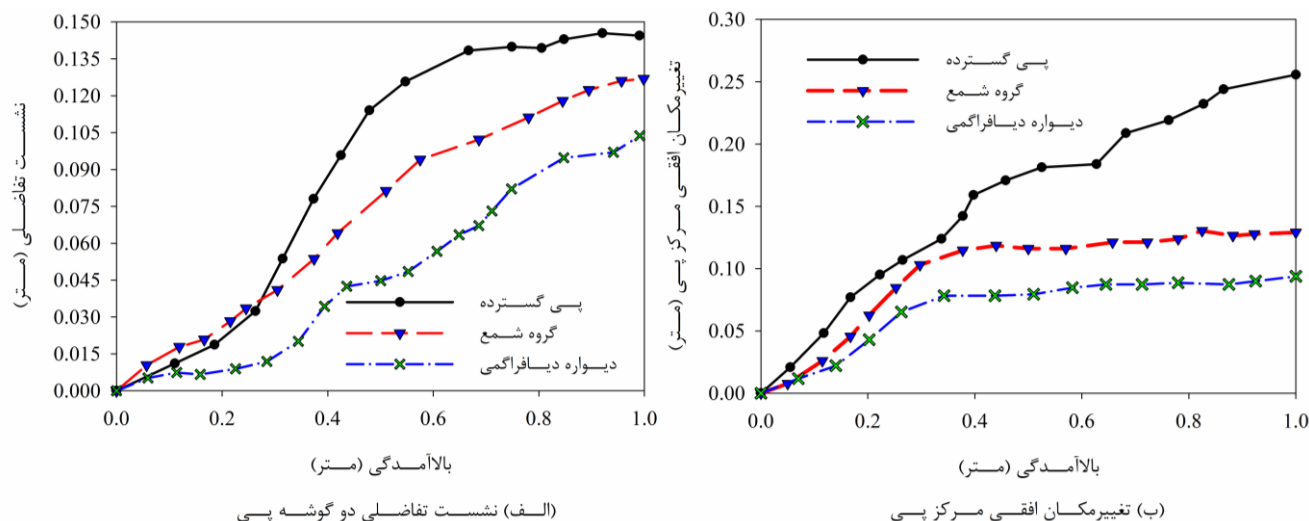
۴- نتایج و بحث

در این مطالعه، فاصله بین گوشه‌ی چپ پی و محل برخورد خط اثر گسل با سطح زمین در حالت میدان آزاد با استفاده از نسبت s/B بیان می‌شود. در اینجا منظور از B ، عرض پی و s فاصله بین محل برخورد خط اثر گسل با سطح زمین و گوشه‌ی پی است. در ابتدا، یک مدل به ضخامت لایه‌ی خاک ۳۰ متر بدون حضور سازه و پی جهت تعیین محل اثر خط گسل با سطح زمین ساخته می‌شود. بعد از تعیین محل اثر خط گسل در حالت میدان آزاد، سه نوع پی گسترده، گروه شمع و دیواره تحت سه حالت مختلف فاصله نسبی s/B (۰/۷۵، ۱ و ۱/۵) تحلیل می‌شوند. دلیل انتخاب این سه مقدار در این بود که در مقدار ۰/۷۵، خط اثر گسل قبل از محل گروه شمع به آن می‌رسید و در مقدار ۱، خط اثر گسل به میانه‌ی شمع برخورد می‌کرد و در مقدار ۱/۵، خط اثر گسل در گوشه‌ی سمت راست پی بعد از عبور از گروه شمع به سطح زمین می‌رسید.

۴-۱- نتایج در حالت $s/B=0.75$

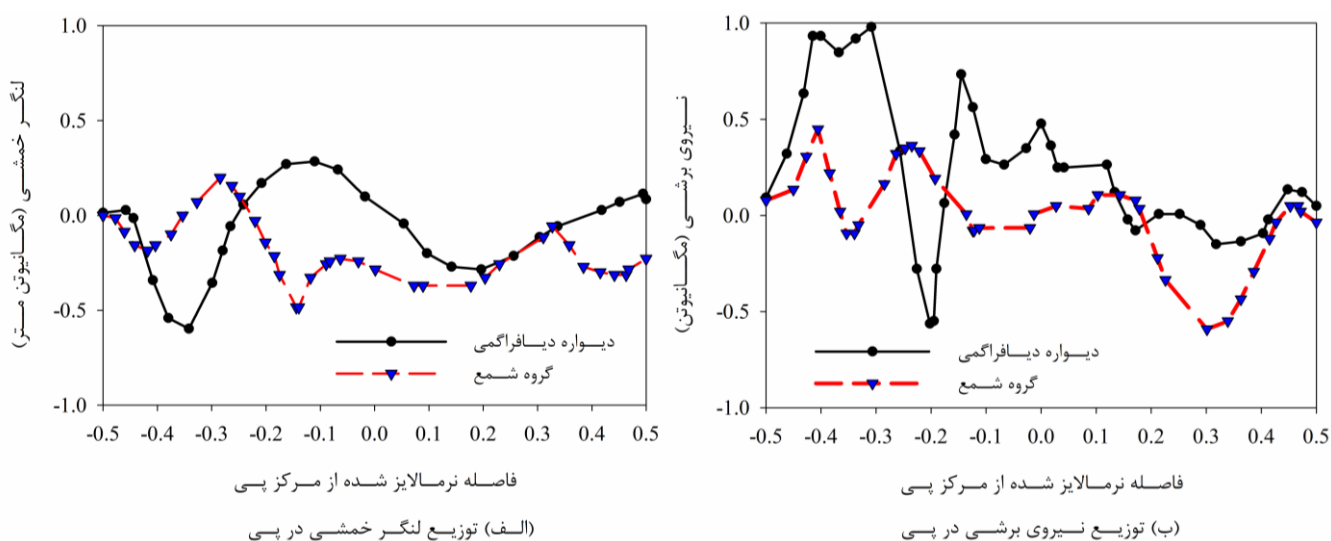
در شکل (۵) مقایسه‌ای بین نشست تفاضلی بین دو گوشه‌ی پی و جابجایی افقی مرکز پی صورت گرفته است. مطابق با شکل (۵-الف) مشاهده می‌شود که تا قبل از مقدار بالآمدگی ۲۳۰ میلی‌متر، پی گسترده دارای نشست تفاضلی کمتری نسبت به گروه شمع است، اما همچنان از سیستم پی با دیواره دیافراگمی بیشتر است. دلیل این امر را این‌طور می‌توان دریافت که با گسترش و پیشروی گسل، ابتدا و زودتر به شمع‌های ردیف نخست برخورد می‌کند و این عمل موجب کشیده شدن شمع‌ها می‌شود و این در حالی است که شمع‌های سمت دیگر هنوز تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای در آن‌ها ایجاد نشده است. لذا این امر موجب دوران زودرس این نوع سیستم می‌شود. اما دلیل موفقیت در کاهش نشست تفاضلی چشمگیر دیواره دیافراگمی نسبت به دو سیستم پی را در این می‌توان دانست که ماهیت یکپارچه بودن دیواره و تشکیل فضای بسته زیر پی و بسیج نمودن اصطکاک اطراف آن کمک زیادی به کاهش نشست تفاضلی نمود.

با توجه به شکل (۵-ب) مشاهده می‌شود که حداکثر تغییر مکان افقی پی گسترده برابر با ۰/۲۵۶ متر است که تقریباً $1/3$ و $2/7$ برابر گروه شمع و دیواره دیافراگمی است. با توجه به تحقیقات زیادی که در همین زمینه به صورت عددی و آزمایشگاهی صورت گرفته است مشاهده می‌شود که یک سازه‌ی واقع بر یک پی نسبتاً صلب می‌تواند سازه را از اثرات مواجهه با نشست‌های زیاد پی محفوظ نگاهداشته باشد. اگرچه پی صلب قادر به کاهش دادن تنش‌های سازه‌ای است، اما همچنان نمی‌تواند دوران پی و دریافت ماندگار طبقات را برطرف نماید. علاوه بر این، دریافت‌های ماندگار طبقات می‌توانند موجب تنش‌های اضافی به سازه شوند که هزینه‌های تعمیر و صدمات جانی را در پی خواهد داشت که منجر به خرابی احتمالی ساختمان نیز می‌تواند بشود.



شکل ۵- مقایسه بین نشست تفاضلی دو نقطه مقابل یکدیگر روی پی و جابجایی افقی مرکز پی

شکل (۶) پاسخ سازه‌ای پی را در قالب لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در طول مقطع A-A نشان می‌دهد. لنگر خمشی و نیروهای برشی هر دو پی با گروه شمع و دیواره دیافراگمی کمتر از مقدار محاسباتی مطابق با آئین‌نامه‌ی ACI 318-14 [۲۹]، (به ترتیب برابر با $3/7$ مگانیوتن متر و $4/5$ مگانیوتن) برای پی گسترده است. در این شکل، فاصله به صورت نرمالایز شده نسبت به مرکز پی روی محور افقی نشان داده شده است. مقطعی از پی که توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در آن نشان داده شده است مربوط به موقعیت شمع‌های ردیف دوم می‌شود.

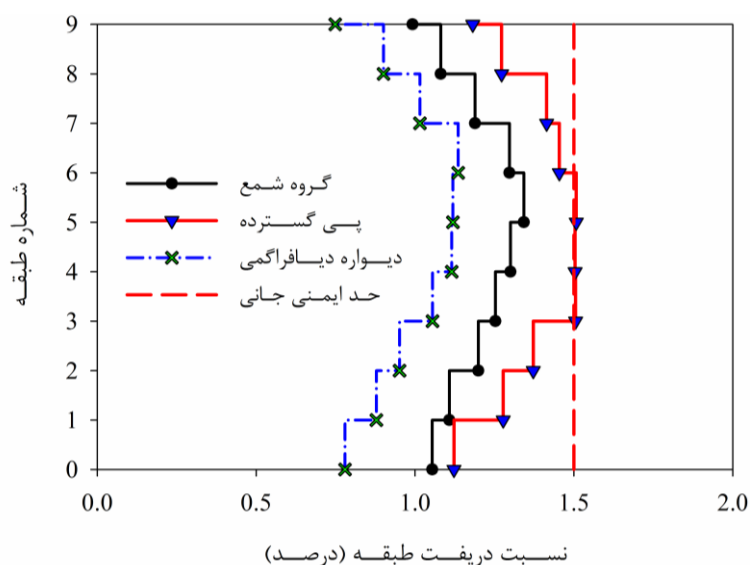


شکل ۶- مقایسه بین توزیع لنگرهای خمشی و نیروی برشی در پی‌های با گروه شمع و دیواره دیافراگمی

شکل (۷) تغییر مکان نسبی ماندگار سازه واقع بر سه نوع پی (برای حالت $s/B=0.75$) نشان می‌دهد. دریافت ماندگار سازه را می‌توان به صورت نسبتی از تفاضل تغییر مکان دو طبقه مجاور به ارتفاع آن طبقه بیان نمود.

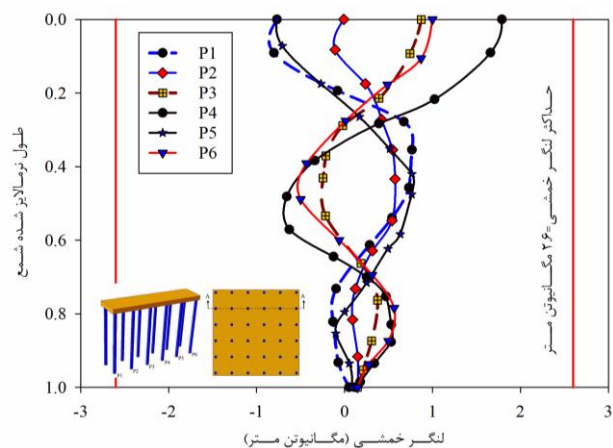
$$Drift = (d_{i+1} - d_i) / h \quad (5)$$

در این رابطه، d_i و d_{i+1} به ترتیب تغییرمکان تراز $i+1$ ، تغییرمکان تراز i و ارتفاع طبقه می‌باشد. به دلیل اینکه تغییرشکل‌های نسبی ماندگار می‌تواند تنش‌های زیادی به سازه وارد کند، بیشتر آئین‌نامه‌های طراحی سازه محدودیت‌هایی روی دررفت ماندگار به منظور کنترل عملکرد سازه‌های مختلف اعمال نمودند. با توجه به آئین‌نامه‌ی FEMA273 [۳۰]، حداکثر دررفت ماندگار مجاز طبقه برابر با $1/5$ درصد در سطح ایمنی جانی است. در شکل (۷)، حداکثر دررفت ماندگار طبقه در سازه با دیواره دیافراگمی ۳۳ درصد کمتر از سازه با گروه شمع است. همچنین مشاهده می‌شود که سازه واقع بر پی گسترده در طبقه‌های سوم تا پنجم کمی از محدوده ایمنی جانی عبور کرده است. البته دلیل این موضوع را می‌توان در این دانست که سازه‌ی اولیه با فرض پای گیردار و بستر صلب طراحی شده بود و اثرات میرایی خاک در آن لحاظ نشده بود که باعث شد تا حداکثر نسبت دررفت در طبقه پنجم برابر با $1/5 \cdot 0.77$ درصد حاصل شود.

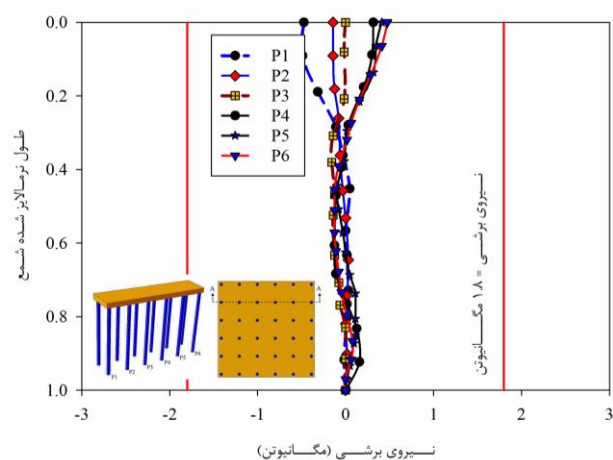


شکل ۷- مقایسه نسبت دررفت ماندگار طبقات سازه واقع بر سه نوع پی

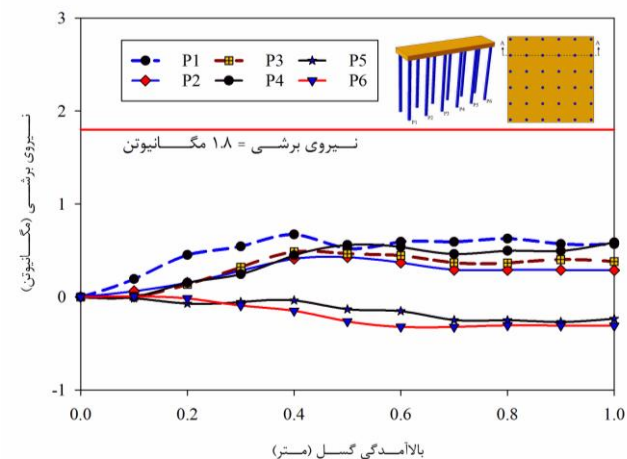
در شکل (۸) دیاگرام‌های لنگر خمشی و نیروی برشی در طول شمع‌ها مطابق با بالآمدگی گسل به مقدار یک متر نشان داده شده است. در این شکل مشخص می‌شود که لنگر خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در طول شمع کمتر از ظرفیت خمشی ($2/6$ مگانیوتن متر) و برشی ($1/8$ مگانیوتن) شمع‌ها می‌باشد. وقتی که میزان لغزش (بالآمدگی گسل) بیشتر از 0.35 متر باشد، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در شمع‌ها بندرت افزایش پیدا می‌کنند که مشابه تغییرمکان پی در شکل (۵) است.



(الف) تغییرات لنگر خمشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



(ب) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



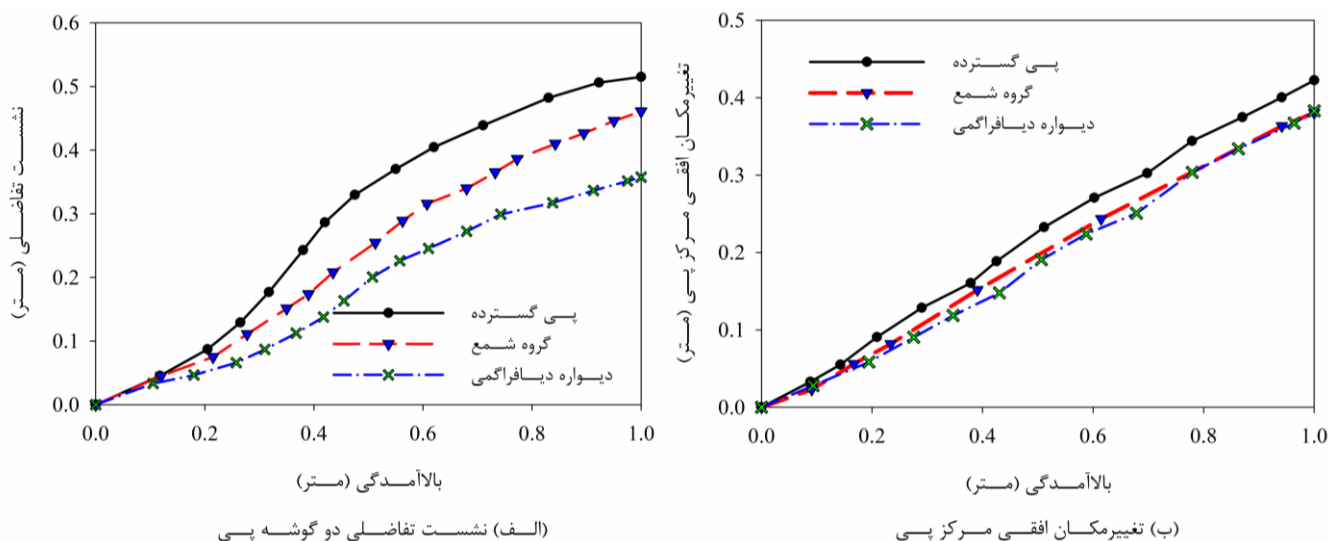
(ج) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقادیر مختلف بالآمدگی گسل

شکل ۸- نمودارهای تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در شمع‌ها

۴-۲- نتایج در حالت $s/B=1.00$

در این حالت، سازه نزدیک به فرادیواره قرار دارد (جائی که محل اثر خط گسل به مرکز سیستم پی برخورد می‌کند). این بدین معنی است که نیمی از شمع‌ها و دیواره‌ی دیافراگمی درون فرادیواره قرار می‌گیرند، در حالی که مابقی شمع‌ها و دیواره دیافراگمی در ناحیه‌ی فرودیواره قرار دارند. برخلاف سناریوی قبلی که در بخش (۱-۴) ارائه شد، پیش‌بینی‌ها در شکل (۹-الف) نشان می‌دهد که تغییرمکان

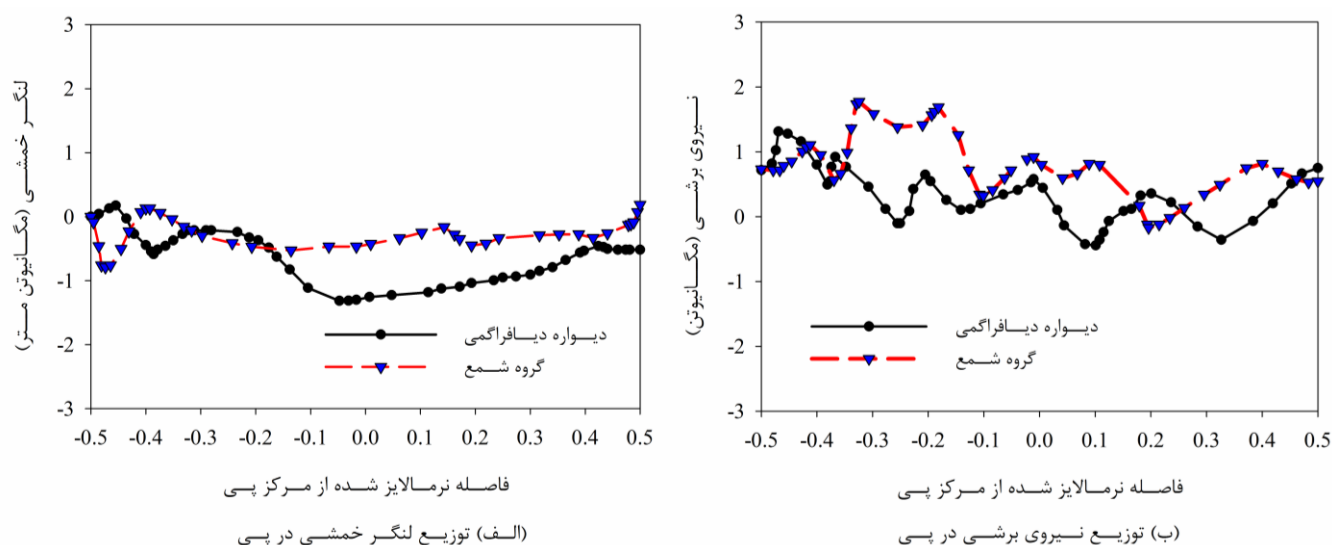
تفاضلی بین دو گوشه‌ی پی در سیستم گروه شمع و دیواره دیافراگمی به طور منظم و تدریجی تا مقدار $0/423$ متر افزایش پیدا می‌کند تا اینکه مقدار بالآمدگی گسل به یک متر می‌رسد. علاوه بر این، نشست و تغییر مکان افقی مرکز پی با سیستم گروه شمع و دیواره دیافراگمی در شکل (۹-ب) به مقدار حداکثر $0/381$ متر و $0/383$ متر می‌رسند.



شکل ۹- مقایسه بین نشست تفاضلی دو نقطه مقابل یکدیگر روی پی و جابجایی افقی مرکز پی

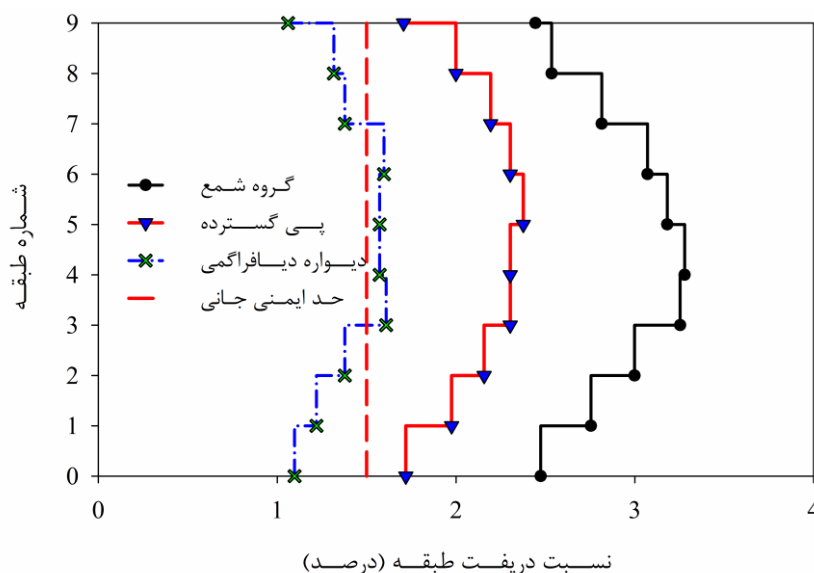
مطابق با شکل (۹-الف)، تا مقدار بالآمدگی $0/3$ متر، نشست تفاضلی در سه گروه سیستم پی نزدیک به یکدیگر است که پس از رسیدن خط اثر گسل به سیستم شمع و دیواره این نشیبت تشدید می‌شود. با اینحال، حداکثر نشست تفاضلی ایجاد شده در سیستم دیواره دیافراگمی ۲۳ درصد کمتر از سیستم گروه شمع می‌باشد.

شکل (۱۰) پاسخ سازه‌ای پی را در قالب لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در طول مقطع A-A نشان می‌دهد. لنگر خمشی و نیروهای برشی هر دو پی با گروه شمع و دیواره دیافراگمی کمتر از مقدار محاسباتی مطابق با آئین‌نامه‌ی ACI 318-14 (به ترتیب برابر با $3/7$ مگانیوتن متر و $4/5$ مگانیوتن) برای پی گسترده است. در این شکل، فاصله به صورت نرمالایز شده نسبت به مرکز پی روی محور افقی نشان داده شده است. مقطعی از پی که توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در آن نشان داده شده است مربوط به موقعیت شمع‌های ردیف دوم می‌شود.



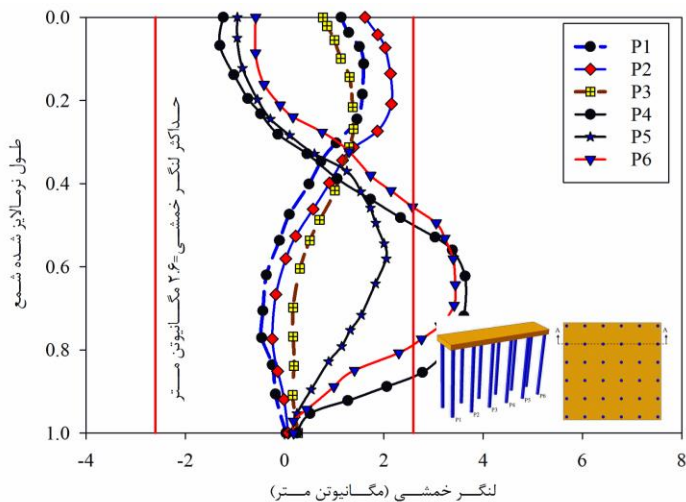
شکل ۱۰- مقایسه بین توزیع لنگرهای خمشی و نیروی برشی در پی‌های با گروه شمع و دیواره دیافراگمی

شکل (۱۱) تغییرات نسبت را در لحظه‌ی بالآمدگی به مقدار یک متر را نشان می‌دهد. برخلاف شکل (۷) که برای وضعیت $s/B=0.75$ آمده بود، حداکثر نسبت دررفت ماندگار برای سازه‌ی متکی بر گروه شمع و دیواره‌ی دیافراگمی به ترتیب برابر با $2/2$ درصد و $1/62$ درصد بود که بیشتر از مقدار مجاز آئین‌نامه‌ی FEMA273 است و بنابراین، نشان دهنده‌ی عبور از ناحیه‌ی ایمنی جانی می‌باشد. با اینحال، استفاده از دیواره دیافراگمی تقریباً ۸ درصد بیشتر از مقدار مجاز می‌باشد که می‌توان با تمهیداتی از قبیل افزایش ضخامت دیواره و افزایش عمق دیواره، سازه را در ناحیه ایمنی جانی حفظ نمود.

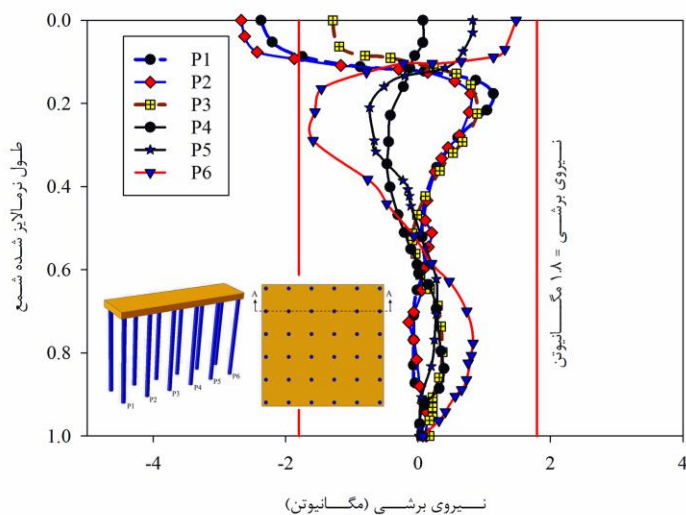


شکل ۱۱- مقایسه نسبت دررفت ماندگار طبقات سازه واقع بر سه نوع پی

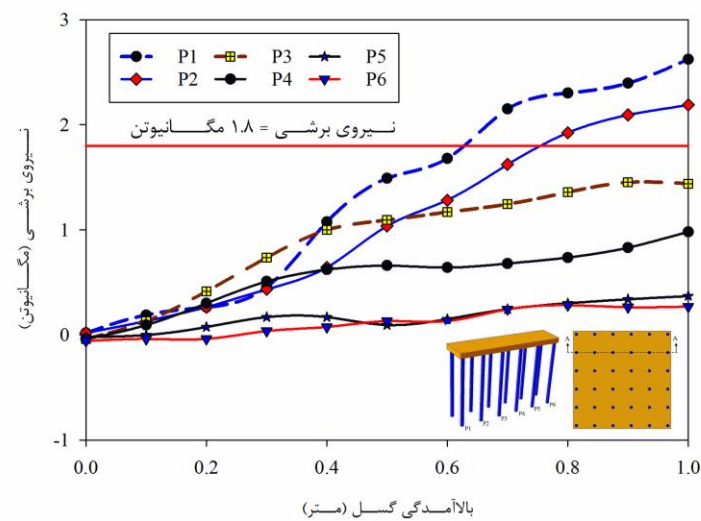
در شکل (۱۲) دیاگرام‌های لنگر خمشی و نیروی برشی در طول شمع‌ها مطابق با بالآمدگی گسل به مقدار یک متر نشان داده شده است. در این شکل مشخص می‌شود که لنگر خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در طول شمع کمتر از ظرفیت خمشی ($2/6$ مگانیوتن متر) و برشی ($1/8$ مگانیوتن) شمع‌ها می‌باشد. وقتی که میزان لغزش (بالآمدگی گسل) بیشتر از $0/35$ متر باشد، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در شمع‌ها بندرت افزایش پیدا می‌کنند که مشابه تغییر مکان پی در شکل (۹) است.



(الف) تغییرات لنگر خمشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



(ب) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



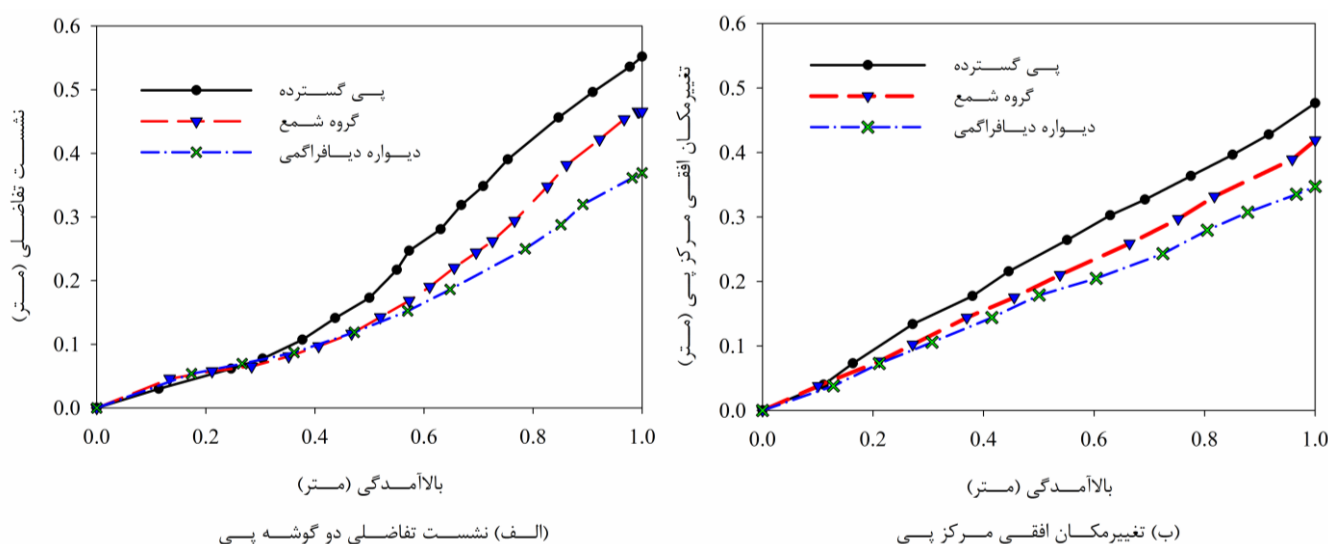
(ج) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقادیر مختلف بالآمدگی

شکل ۱۲- نمودارهای تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در شمعها

با توجه به شکل (۱۲-الف) مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی در شمع‌های دو ردیف اول در مقطع A-A در بخش بالایی آن‌ها اتفاق می‌افتد. در حالی که حداکثر لنگر خمشی در شمع‌هایی مانند P5 و P6 در میانه‌ی بدنه‌ی شمع اتفاق می‌افتد. همچنین نیروی برشی ایجاد شده در دو شمع P1 و P2 از ظرفیت برشی آن‌ها بیشتر شده است که در شکل (۱۲-ج) مشاهده می‌شود.

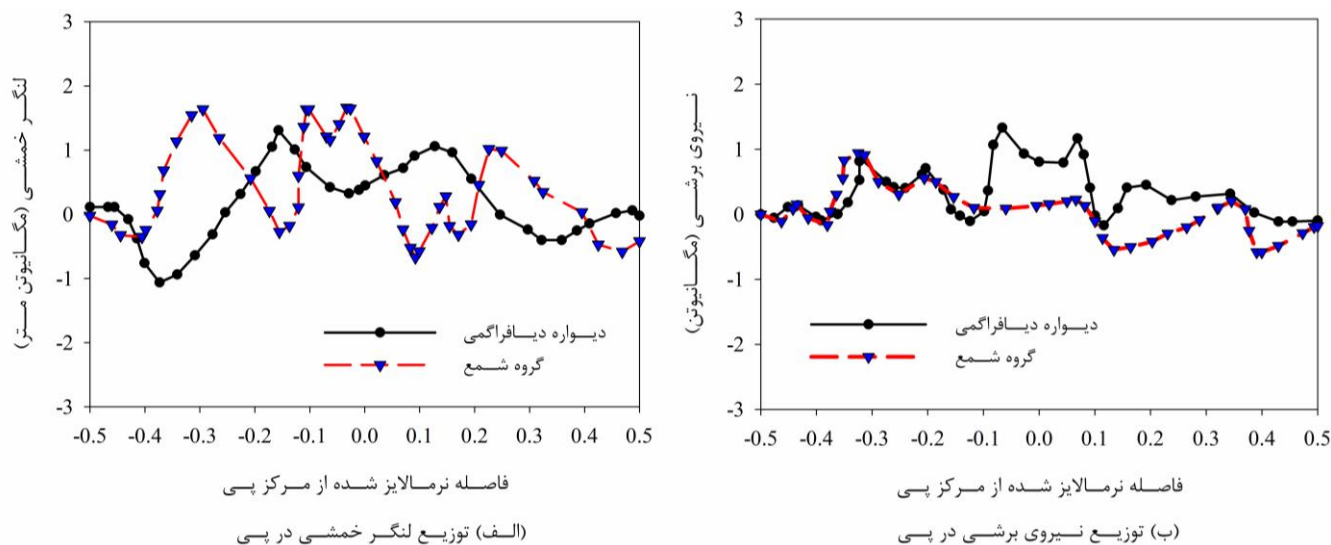
۳-۴- نتایج در حالت $s/B=1.50$

در این حالت، بیش از نیمی از سیستم پی وارد ناحیه‌ی فرادیواره شده است. تنها دو ردیف شمع انتهایی در ناحیه‌ی فرودیواره باقی مانده‌اند. مشابه با سناریوی بیان شده در بخش پیشین، افزایش تدریجی و پیوسته در نشست‌های تفاضلی پی تا میزان بالآمدگی $0/25$ متر مشاهده می‌شود و پس از آن به سرعت این افزایش رشد می‌کند تا به مقدار حداکثری $0/370$ متر و $0/465$ متر به ترتیب برای سیستم پی با دیواره دیافراگمی و گروه شمع می‌رسد (شکل ۱۳-الف). علاوه بر این، نشست و تغییر مکان افقی مرکز پی با سیستم گروه شمع و دیواره دیافراگمی در شکل (۱۳-ب) به مقدار حداکثر $0/381$ متر و $0/383$ متر می‌رسند. نکته‌ی جالب اینکه تا قبل از میزان بالآمدگی $0/25$ متر، نشست تفاضلی در پی گسترده کمتر از دو سیستم پی دیگر است که دلیل آن را می‌توان در این مطلب جستجو نمود که در پی‌های با گروه شمع و دیواره دیافراگمی، نیروی کشش ناشی از نیروی اصطکاک اطراف دیواره، موجب به پایین کشیده شدن سیستم پی می‌شود. این در حالی است که با پایین آمدن فرادیواره، تنها توده‌ی خاک به سمت پائین حرکت می‌کند و از آنجائی که پی گسترده در تماس با سطح بیشتری از زمین است، نشست (دوران) تفاضلی کمتری می‌کند.



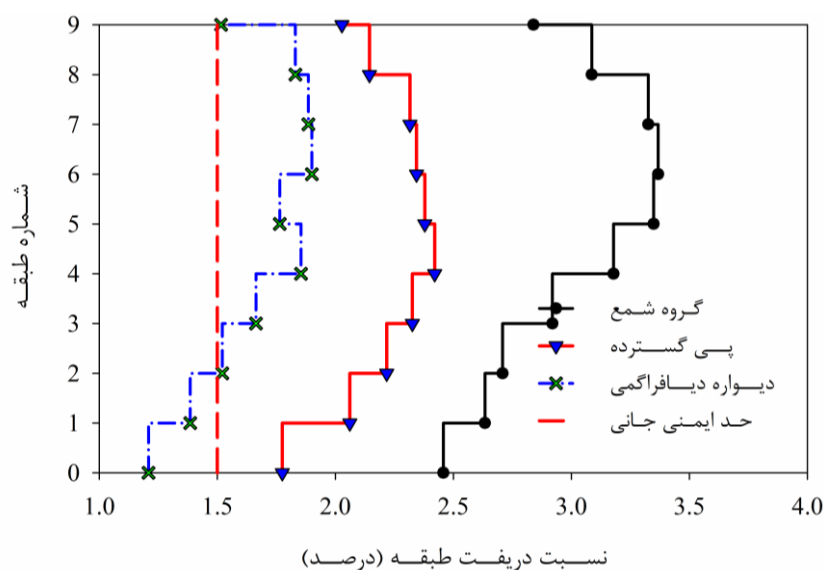
شکل ۱۳- مقایسه بین نشست تفاضلی دو نقطه مقابل یکدیگر روی پی و جابجایی افقی مرکز پی

شکل (۱۴) پاسخ سازه‌ای پی را در قالب لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در طول مقطع A-A نشان می‌دهد. لنگر خمشی و نیروهای برشی هر دو پی با گروه شمع و دیواره دیافراگمی کمتر از مقدار محاسباتی مطابق با آئین‌نامه‌ی ACI 318-14 [۲۹] (به ترتیب برابر با $3/7$ مگانیوتن متر و $4/5$ مگانیوتن) برای پی گسترده است. در این شکل، فاصله به صورت نرمالایز شده نسبت به مرکز پی روی محور افقی نشان داده شده است. مقطعی از پی که توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در آن نشان داده شده است مربوط به موقعیت شمع‌های ردیف دوم می‌شود.



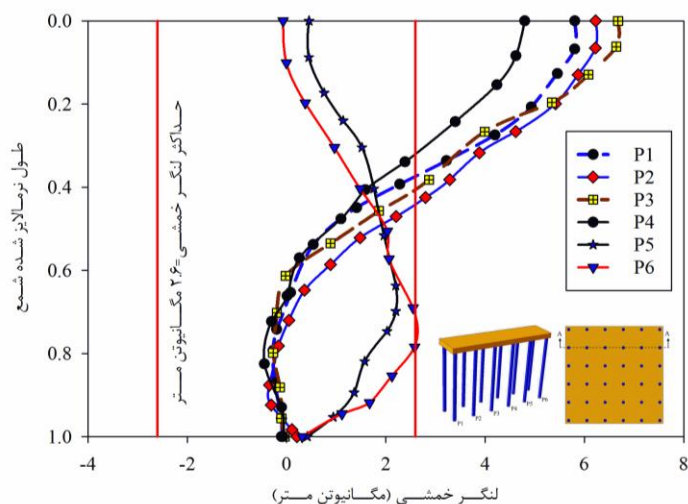
شکل ۱۴- مقایسه بین توزیع لنگرهای خمشی و نیروی برشی در پی‌های با گروه شمع و دیواره دیافراگمی

شکل (۱۵) تغییرات نسبت دریافت ماندگار را در لحظه‌ی بالآمدگی به مقدار یک متر برای وضعیت $s/B=1.50$ را نشان می‌دهد. مطابق با این شکل، حداکثر نسبت برای سازه‌ی متکی بر گروه شمع و دیواره‌ی دیافراگمی به ترتیب برابر با ۲/۴ درصد و ۱/۹ درصد بود که بیشتر از مقدار مجاز آئین‌نامه‌ی FEMA273 است و بنابراین، نشان دهنده‌ی عبور از ناحیه‌ی ایمنی جانی می‌باشد. با اینحال، استفاده از دیواره دیافراگمی تقریباً ۲۶ درصد بیشتر از مقدار مجاز می‌باشد که می‌توان با تمهیداتی از قبیل افزایش ضخامت دیواره و افزایش عمق دیواره، سازه را در ناحیه ایمنی جانی حفظ نمود.

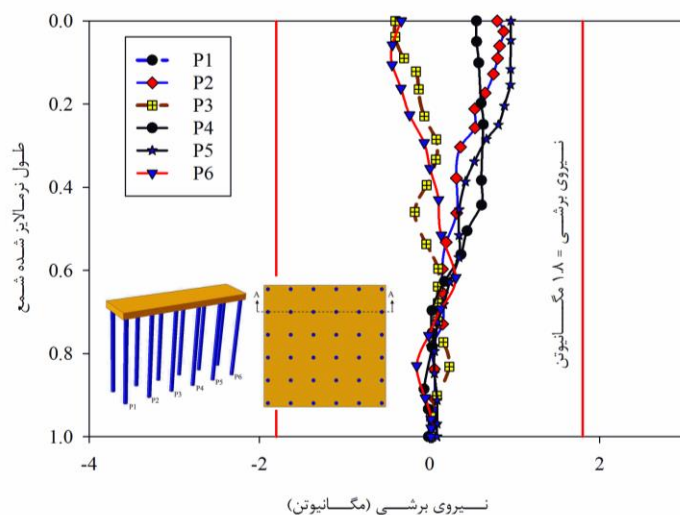


شکل ۱۵- مقایسه نسبت دریافت ماندگار طبقات سازه واقع بر سه نوع پی

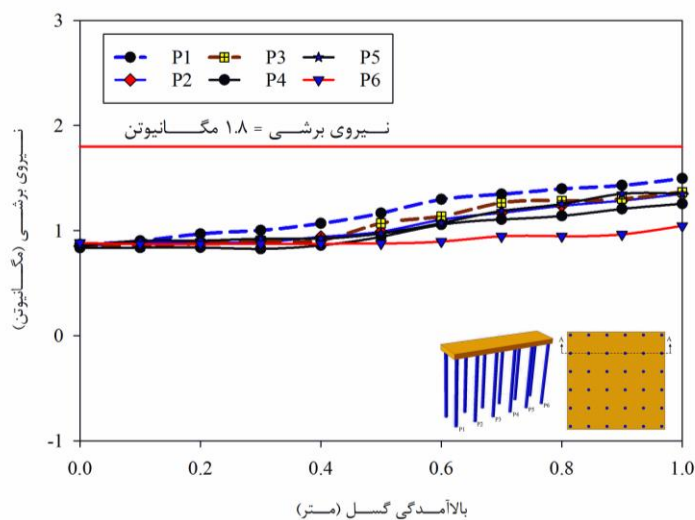
در شکل (۱۶) دیاگرام‌های لنگر خمشی و نیروی برشی در طول شمع‌ها مطابق با بالآمدگی گسل به مقدار یک متر نشان داده شده است. در این شکل مشخص می‌شود که لنگر خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در طول شمع کمتر از ظرفیت خمشی (۲/۶ مگانیوتن متر) و برشی (۱/۸ مگانیوتن) شمع‌ها می‌باشد. وقتی که میزان لغزش (بالآمدگی گسل) بیشتر از ۰/۳۵ متر باشد، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ایجاد شده در شمع‌ها بندرت افزایش پیدا می‌کنند که مشابه تغییر مکان پی در شکل (۱۳) است.



(الف) تغییرات لنگر خمشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



(ب) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقدار بالآمدگی یک متر



(ج) تغییرات نیروی برشی در گروه شمع در مقادیر مختلف بالآمدگی گسل

شکل ۱۶- نمودارهای تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در شمعها

با توجه به شکل (۱۶-الف) مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی در شمع‌های چهار ردیف اول در مقطع A-A در بخش بالایی آن‌ها اتفاق می‌افتد. در حالی که حداکثر لنگر خمشی در شمع‌هایی مانند P5 و P6 در میانه‌ی بدنه‌ی شمع اتفاق می‌افتد. همچنین نیروی برشی ایجاد شده در تمام شمع‌ها از ظرفیت برشی آن‌ها کمتر است که در شکل (۱۶-ج) مشاهده می‌شود.

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، شبیه‌سازی سه بعدی المان محدود به کمک برنامه اجزاء محدود آباکوس به منظور ارزیابی عملکرد رفتار سازه‌ی ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم قاب خمشی متکی بر سه نوع پی تحت گسلش نرمال با میزان بالآمدگی یک متر و زاویه‌ی تمایل ۶۰ درجه انجام شد. اندرکنش بین خاک و سازه و گسلش در نظر گرفته شد و نتایج در قالب نمودارهای توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در طول بدنه شمع، تغییرمکان افقی پی و تغییرمکان نسبی طبقات سازه ارائه و مقایسه شد. خلاصه‌ی مهم‌ترین یافته‌های تحقیق در ادامه ارائه می‌شوند:

الف) در سازه با پی گسترده بیشترین نسبت دررفت طبقات در بین دو سیستم پی دیگر دیده می‌شود. علاوه بر این، در وضعیت s/B بزرگتر از ۰/۷۵، سازه متحمل تغییرشکل نسبی بین ۲ تا ۳ درصد در حالتی که متکی بر گروه شمع باشد می‌شود که فراتر از حد مجاز آئین‌نامه‌ی FEMA273 می‌باشد. همچنین، اگرچه پی صلب قادر به کاهش دادن تنش‌های سازه‌ای است، اما همچنان نمی‌تواند دوران پی و دررفت ماندگار طبقات را برطرف نماید. علاوه بر این، دررفت‌های ماندگار طبقات می‌توانند موجب تنش‌های اضافی به سازه شوند که هزینه‌های تعمیر و صدمات جانی را در پی خواهد داشت که منجر به خرابی احتمالی ساختمان نیز می‌تواند بشود.

ب) با توجه به آئین‌نامه‌ی FEMA273، حداکثر دررفت ماندگار مجاز طبقه برابر با ۱/۵ درصد در سطح ایمنی جانی است. وضعیت $s/B=0.75$ حداکثر دررفت ماندگار طبقه در سازه با دیواره دیافراگمی ۳۳ درصد کمتر از سازه با گروه شمع است و سازه‌ی واقع بر پی گسترده در طبقه‌های سوم تا پنجم کمی از محدوده‌ی ایمنی جانی عبور کرده است. حداکثر نسبت دررفت ماندگار برای سازه‌ی متکی بر گروه شمع و دیواره‌ی دیافراگمی در وضعیت $s/B=1.00$ به ترتیب برابر با ۲/۲ درصد و ۱/۶۲ درصد بود که بیشتر از مقدار مجاز آئین‌نامه‌ی FEMA273 است و بنابراین، نشان دهنده‌ی عبور از ناحیه‌ی ایمنی جانی می‌باشد. با اینحال، استفاده از دیواره دیافراگمی تقریباً ۸ درصد بیشتر از مقدار مجاز می‌باشد که می‌توان با تمهیداتی از قبیل افزایش ضخامت دیواره و افزایش عمق دیواره، سازه را در ناحیه ایمنی جانی حفظ نمود. مقادیر حداکثر نسبت دررفت ماندگار برای سازه‌ی متکی بر گروه شمع و دیواره‌ی دیافراگمی در وضعیت $s/B=1.50$ به ترتیب برابر با ۲/۴ درصد و ۱/۹ درصد بود.

ج) در وضعیت $s/B=1.00$ پیش‌بینی‌ها نشان می‌دهد که تغییرمکان تفاضلی بین دو گوشه‌ی پی در سیستم گروه شمع و دیواره دیافراگمی به طور منظم و تدریجی تا مقدار ۰/۴۲۳ متر افزایش پیدا می‌کند تا اینکه مقدار بالآمدگی گسل به یک متر می‌رسد. علاوه بر این، نشست و تغییرمکان افقی مرکز پی با سیستم گروه شمع و دیواره دیافراگمی به مقدار حداکثر ۰/۳۸۱ متر و ۰/۳۸۳ متر می‌رسند. این مقادیر بیشتر از وضعیت $s/B=0.75$ هستند. چرا که در این وضعیت با رسیدن خط اثر گسل به میانه‌ی پی، شمع‌های بیشتری به سمت ژابین کشیده می‌شود و دوران و تغییرشکل سیستم پی را افزایش می‌دهد.

د) در اکثر حالات تا قبل از بالآمدگی گسل به مقدار ۰/۲۵ متر، نشست تفاضلی در پی گسترده کمتر از دو سیستم پی دیگر است که دلیل آن را می‌توان در این مطلب جستجو نمود که در پی‌های با گروه شمع و دیواره دیافراگمی، نیروی کشش ناشی از نیروی اصطکاک اطراف دیواره، موجب به پایین کشیده شدن سیستم پی می‌شود. این در حالی است که با پایین آمدن فرادیاره، تنها توده‌ی خاک به سمت پائین حرکت می‌کند و از آنجائی که پی گسترده در تماس با سطح بیشتری از زمین است، نشست (دوران) تفاضلی کمتری می‌کند.

مراجع

- [1] Faccioli E, Anastasopoulos I, Gazetas G, Callerio A, Paolucci R. Fault rupture— foundation interaction: selected case histories. *Bull Earthq Eng* 2008;6(4):557–83.
- [2] Anastasopoulos I, Gazetas G. Foundation–structure systems over a rupturing normal fault: Part II. Analysis of the Kocaeli case histories. *Bull Earthq Eng* 2007;5(3):277–301.
- [3] Anastasopoulos I, Gazetas G. Foundation–structure systems over a rupturing normal fault: Part I. Observations after the Kocaeli 1999 earthquake. *Bull Earthq Eng* 2007;5(3):253–75.
- [4] Ulusay R, Aydan O, Hamada M. The behaviour of structures built on active fault zones: examples from the recent earthquakes of Turkey. *Struct Eng/Earthq Eng* 2002;19(2):149–67.

- [5] Pamuk A, Kalkan E, Ling HI. Structural and geotechnical impacts of surface rupture on highway structures during recent earthquakes in Turkey. *Soil Dyn Earthquake Eng* 2005;25(7):581–9.
- [6] Baziar MH, Nabizadeh A, Jabbary M. Numerical modeling of interaction between dip-slip fault and shallow foundation. *Bull Earthq Eng* 2015;13(6):1613–32.
- [7] Anastasopoulos I, Callerio A, Bransby MF, Davies MCR, Nahas AE, Faccioli E, et al. Numerical analyses of fault–foundation interaction. *Bull Earthq Eng* 2008;6(4):645–75.
- [8] Loli M, Anastasopoulos I, Gazetas G. Nonlinear analysis of earthquake fault rupture interaction with historic masonry buildings. *Bull Earthq Eng* 2015;13(1):83–95.
- [9] Bransby MF, Davies MCR, Nahas AE. Centrifuge modelling of normal fault–foundation interaction. *Bull Earthq Eng* 2008;6(4):585–605.
- [10] Moosavi S, Jafari M, Kamalian M, Shafiee A. Experimental investigation of reverse fault rupture–rigid shallow foundation interaction. *Int J Civil Eng* 2010;8(2):85–98.
- [11] Ahmed W, Bransby MF. Interaction of shallow foundations with reverse faults. *J Geotech Geoenviron Eng* 2009;135(7):914–24.
- [12] Bransby M, Davies M, El Nahas A, Nagaoka S. Centrifuge modelling of reverse fault–foundation interaction. *Bull Earthq Eng* 2008;6(4):607–28.
- [13] Anastasopoulos I, Kourkoulis R, Gazetas G, Tsatsis A. Interaction of piled foundation with a rupturing normal fault. *Geotechnique* 2013;63(12):1042–59.
- [14] Loli M, Bransby M, Anastasopoulos I, Gazetas G. Interaction of caisson foundations with a seismically rupturing normal fault: centrifuge testing versus numerical simulation. *Geotechnique* 2012;62(1):29–43.
- [15] Gazetas G, Zarzouras O, Drosos V, Anastasopoulos I. Bridge-Pier Caisson foundations subjected to normal and thrust faulting: physical experiments versus numerical analysis. *Meccanica* 2015;50(2):341–54.
- [16] Bray JD. Developing mitigation measures for the hazards associated with earthquake msurface fault rupture. Workshop on seismic fault-induced failures—possible remedies for damage to urban facilities. University of Tokyo Press; 2001. p. 55–79.
- [17] Bray JD. Designing buildings to accommodate earthquake surface fault rupture. In: Improving the seismic performance of existing buildings and other structures; 2010. p. 1269–80.
- [18] Fadaee M, Ezzatyazdi P, Anastasopoulos I, Gazetas G. Mitigation of reverse faulting deformation using a soil bentonite wall: Dimensional analysis, parametric study, design implications. *Soil Dyn Earthquake Eng* 2016;89:248–61.
- [19] Rasouli H, Fatahi B. Geosynthetics reinforced interposed layer to protect structures on deep foundations against strike-slip fault rupture. *Geotextiles and Geomembranes* 2021;49(3):722–736.
- [20] Azizkandi AS, Ghavami S, Baziar MH, Hasanaklou, SH. Assessment of damages in fault rupture-shallow foundation interaction due to the existence of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2019;89:222–237.
- [21] Yao C, Takemura J, Zhang J. Centrifuge modeling of single pile-shallow foundation interaction in reverse fault. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2021;141:106538.
- [22] Yao C, Yan Q, Sun M, Dong W, Guo D. Rigid diaphragm wall with a relief shelf to mitigate the deformations of soil and shallow foundations subjected to normal faulting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2020;137:106264.
- [23] Yang KH, Chiang J, Lai CW, Han J, Lin ML. Performance of geosynthetic-reinforced soil foundations across a normal fault. *Geotextiles and Geomembranes* 2020;48(3):357–373.
- [24] ABAQUS V. 6.14. Online documentation help, theory manual: Dassault Systms. Accessed on; 2016.
- [25] AISC (2010). Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [26] Code 2800.; “Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings”; Third Revision, Building and Housing Research Center, Iran (in persian) (2015).
- [27] Computers and Structures. (2014). Inc., CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, Computer and Structures, Inc., Berkley, California.
- [28] Hogenstad. E., "A study Of Combined Bending And Axial Load In Reinforced Concrete Members”, Bulletin No 399, Engineering Experiment Station, University Of Illinios. Urbana, 1951.
- [29] ACI 318-14, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, February, 68 pp.
- [30] Council BSS. NEH’RP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-273. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 1997.
- [31] Jahd Azma Consulting Engineers. Site investigation and geotechnical report of Mashhad Jahan Mall Iran; 2015. p. 1–50.