

## Investigation of the behavior of overburden reinforced concrete bridges under the relative motion of normal fault rupture

Ali Salimi<sup>1</sup>, Mohamad Hoseinzadeh<sup>2</sup>, Morteza Hosseinali Beigi<sup>3\*</sup>, Sepideh Rahimi<sup>2</sup>

1- PhD 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- Associate Professor, Department of Civil engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

### ABSTRACT

The construction of urban infrastructure structures such as bridges, tunnels, etc. located on the fault line is inevitable in many cases. Therefore, various solutions have been proposed to reduce the damage to national vital arteries. In this research, grid caisson foundations have been used for the bridge foundation system to reduce the destructive effects of fault propagation. First, the three-dimensional finite element numerical model was validated using experimental models. By comparing the deformation of the ground surface due to normal fault between the numerical and laboratory models, a maximum difference of 5% was observed, which had a good agreement. Then, a parametric study was performed to influence the parameters such as foundation thickness, foundation stiffness, relative position of the foundation relative to the fault outcrop, and the connection of the bridge slab deck on the overall performance of the bridge. The results of numerical studies showed that mat foundation cannot meet the overall stability of the bridge under normal fault. The grid caisson system had better performance. This system was able to withstand large tectonic deformations. Indeterminate of the structure has caused negative effects on the elements of the structure. While reducing the degrees of structural indetermination, it reduces the stress on the pier members and the deck of the bridge slab. The use of loose sandy soils resulted in more contact of the foundation with the subsoil, and its differential settlement was less than in the case where dense sandy soils were used.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2021.306577.259110

### ARTICLE INFO

Receive Date: 25 September 2021

Revise Date: 05 November 2021

Accept Date: 14 November 2021

**Keywords:** Reinforced-concrete bridge  
Normal fault rupture  
Caisson foundation  
Dense sand  
Differential settlement

\*Corresponding author: Morteza Hosseinali Beigi  
Email address: m.beygi@nit.ac.ir

## بررسی رفتار پل‌های بتن مسلح روگذر تحت اثر حرکت نسبی حاصل از شکست گسل نرمال

علی سلیمی<sup>۱</sup>، محمد حسین زاده<sup>۲</sup>، مرتضی حسینعلی بیگی<sup>۳\*</sup>، سپیده رحیمی<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی دکتری، 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، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

### چکیده

احداث سازه‌های زیرساخت شهری نظیر پل، تونل و ... واقع بر خط گسل در بسیاری از موارد امری اجتناب‌ناپذیر است. از این رو برای کاهش خسارت وارد بر شریان‌های حیاتی ملی راهکارهای مختلفی ارائه و پیشنهاد شده است. در این مقاله از پی صندوقه‌ای مشبک برای سیستم پی پایه پل استفاده شده است تا اثرات مخرب انتشار گسلش را کاهش دهد. ابتدا مدل عددی المان محدود سه بعدی با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی اعتبارسنجی شد. با مقایسه بین تغییرشکل سطح زمین ناشی از گسلش نرمال بین دو مدل عددی و آزمایشگاهی حداکثر اختلاف ۵ درصد مشاهده شد که از تطبیق خوبی برخوردار بود. سپس، مطالعه پارامتریک به منظور تأثیر پارامترهایی نظیر ضخامت پی، سختی پی، موقعیت نسبی پی نسبت به محل رخنمون گسل و پیوستگی عرشه دال پل بر عملکرد کلی پل انجام گرفت. نتایج مطالعات عددی نشان داد که پی گسترده نمی‌تواند پایداری کلی پل را تحت گسلش نرمال برآورده نماید. سیستم پی صندوقه‌ای مشبک دارای عملکرد بهتری است. این سیستم توانست تغییرشکل‌های بزرگ تکتونیک را تحمل کند. نامعین نمودن سازه موجب تأثیرات منفی بر روی المان‌های سازه شده است. در حالی که با کاهش درجات نامعینی سازه، موجب کاهش تنش در اعضای پایه و عرشه دال پل می‌شود. استفاده از خاک ماسه‌ای شل، موجب تماس بیشتر پی با خاک زیرین می‌شود و نشست تفاضلی آن نسبت به وضعیت پی که خاک ماسه‌ای متراکم استفاده شود، کمتر است.

**کلمات کلیدی:** پل بتن آرمه، گسل نرمال، پی صندوقه‌ای، ماسه متراکم، نشست تفاضلی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۰/۷/۰۳	۱۴۰۰/۸/۱۴	۱۴۰۰/۸/۲۳	۱۴۰۰/۸/۲۳	۱۴۰۱/۵/۰۱	10.22065/JSCE.2021.306577.2591
*نویسنده مسئول:		مرتضی حسینعلی بیگی			
پست الکترونیکی:		m.beygi@nit.ac.ir			

## ۱- مقدمه

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای و تجربه مهندسی نشان از این موضوع دارد تا از احداث نمودن هر نوع سازه‌ای در نزدیکی گسل فعال اجتناب شود. با این حال، در بسیاری از موارد رعایت این قانون بسیار مشکل است. سازه‌های طویل مانند تونل و پل‌ها که جزو زیرساخت‌های هر شهر و کشور محسوب می‌شوند، به ناچار از روی گسل‌ها عبور داده می‌شوند. در بسیاری از مواقع با شناخت کامل از منطقه لرزه‌خیز و گسل واقع در آن ناحیه، پیش‌بینی موقعیت دقیق تغییرشکل سطح زمین میسر نیست. احتمال، موقعیت و مقدار یک گسل سطحی نه تنها وابسته به نوع و مقدار گسلش است، بلکه به هندسه و مشخصات ماده خاک آن نیز بستگی دارد.

در یک رخداد لرزه‌ای، گسل زلزله دو نوع جابجایی را در زمین ایجاد می‌کند. نخست تغییرمکان‌های شبه‌استاتیکی دائمی بر روی خود گسل است و دومین نوع جابجایی شامل تغییرشکل‌های دورانی دینامیکی ناشی از گسل می‌باشد. نوع دوم جابجایی در نتیجه امواجی است که به طور متوالی در هر نقطه از گسل منشأ می‌گیرد. چنین امواجی همیشه سطح زمین را تحت تأثیر قرار می‌دهند و از این رو برای ایمنی سازه‌های مهندسی عمران بسیار مهم هستند. در مقابل، جابجایی دائمی گسل فقط در بعضی موارد روی سطح زمین تأثیر می‌گذارد. به طور طبیعی، تحقیقات و فعالیت مهندسی زلزله طی چهار دهه گذشته بر پاسخ دینامیکی خاک و سیستم‌های سازه‌ای به نوسانات زمین معطوف شده است. تلاش کمتری برای درک تأثیر گسلش بر خاک و سازه‌های واقع بر آن و تأسیسات زیربنایی روی آن یا داخل آن صرف شده است. در طی دو دهه اخیر مطالعات میدانی زیادی بر روی پل‌های در معرض گسلش انجام گرفته است. نمونه‌هایی از عملکرد مناسب و رضایت‌بخش توسط محققین مختلف گزارش شد [۱ و ۲]. با این وجود، پل‌های متعددی مشاهده شدند که به دلیل گسیختگی سطح زمین دچار خسارت شدند.

مورونو<sup>۱</sup> و همکاران [۳] یک مدل آزمایشگاهی از پل با مقیاس ۰/۰۲ را تحت گسلش قرار دادند. برای این منظور از صفحات آلومینیومی به ابعاد ۱۳۰۰ میلی‌متر در ۶۵۰ میلی‌متر استفاده نمودند که یک سمت در طول آزمایش ثابت نگهداشته شد و سمت دیگر دچار تغییرمکان شد. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که زاویه میل گسل تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر سازوکار گسلش و خرابی ناشی از آن دارد. ونگ و همکاران [۴] با استفاده از یک مدل ژئومکانیکی، که شامل سنگ بستر، لایه خاک و صفحات گسل بود، رابطه بین حرکت گسل‌های معکوس و گسل سطحی که در لایه خاک ظاهر می‌شود را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج گزارش نشان داد که بالا آمدگی سنگ بستر بیشتر از لایه خاک بود. همچنین زاویه شیب بزرگ‌تر منجر به گسیختگی سطح وسیع‌تر و بالا رفتن بیشتر فرادپواره می‌شود و عرض ناحیه گسلش سطحی و بالا آمدن فرادپواره برای سیستم گسل همسطح بیشتر از سیستم گسل معکوس بود. گزتاس و همکاران [۵] سازوکارهای کلیدی که بر واکنش یک پی صندوقه‌ای اسکله پل تأثیر می‌گذارد و در معرض گسل (معمولی یا معکوس) قرار می‌گیرد را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که گسلش (اعم از عادی یا معکوس) که در خاک منتشر می‌شود با پی سخت صندوقه‌ای مرتبط است و سازوکارهای جدیدی از گسلش (انحراف، انشعاب و انتشار) ایجاد می‌کند. یک مطالعه آزمایشی از یک مدل پل بتنی مسلح با دو دهانه در مقیاس ۰/۲۵ و در معرض گسل در دانشگاه نوادا با استفاده از سیستم میز لرزان انجام شد [۶]. مدل پل یک سازه بتنی مسلح پیوسته و پیش‌تنیده با سه پایه دو ستونی با ارتفاع متفاوت بود. یک مدل پل مشابه که قبلاً تحت زلزله‌های درو از گسل آزمایش شده بود، برای اهداف مقایسه استفاده شد. برای مدل پل در معرض گسل، تغییر شکل پلاستیک و آسیب ظاهری در پایه‌های انتهایی حداقل بود، اما در پایه میانی شدید بود.

آناستاسوپولوس و همکاران [۷] یک روش دو مرحله‌ای برای تجزیه و تحلیل و طراحی پل‌هایی که از مناطق گسیختگی گسل عبور می‌کنند (با تأکید بر گسل عادی) پیشنهاد کرد. در مرحله اول، پاسخ یک پایه پل مجزا که دچار تغییرشکل ناشی از گسل شده بود با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. در مرحله دوم، یک مدل دقیق از روسازه تحت جابجایی‌ها و چرخش‌های محاسبه شده حاصل از مرحله اول ارائه شد. بررسی‌ها نشان داد که مسیر انتشار گسلش به شدت تحت تأثیر حضور پی بود و پایه‌های شمع در برابر تغییر شکل گسل آسیب‌پذیر بودند، در حالی که پی صندوقه‌ای به وضوح تأثیر مثبتی داشت. کوناکلی و در کیورقیان<sup>۴</sup> [۸] تقاضای لرزه‌ای برای پل‌هایی که از مناطق گسل عبور می‌کنند در چارچوب روش طیف پاسخ بررسی کردند. گونل و چوپرا [۹] دو

<sup>1</sup> Murono

<sup>2</sup> Wong

<sup>3</sup> Diversion, bifurcation, and diffusion

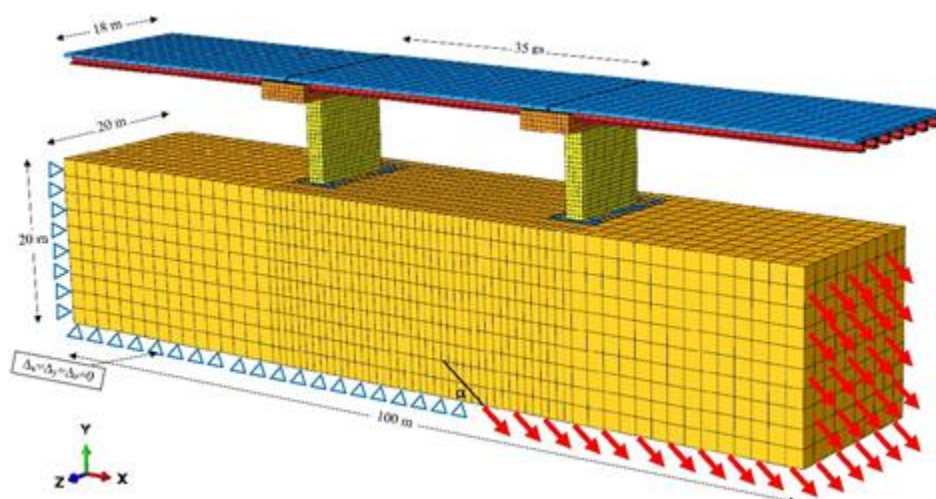
<sup>4</sup> Konakli and Der Kiureghian

روش تقریبی (تجزیه و تحلیل طیف پاسخ و تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی) را برای برآورد پاسخ‌های حداکثر پل‌های معمولی با رفتار خطی از ناحیه گسل پیشنهاد کردند. گوئل و چوپرا [۱۰] این روش‌ها را با پیشنهاد سه روش تقریبی (تحلیل پوش‌آور گذرا، تجزیه و تحلیل دینامیکی خطی و تحلیل استاتیکی خطی) برای برآورد حداکثر واکنش پل‌های معمولی که در محدوده غیر ارتجاعی خود تغییر شکل می‌دهند، گسترش دادند. این روش‌ها با قرار دادن مقادیر اوج پاسخ‌های شبه استاتیک و دینامیک، حداکثر پاسخ پل را برآورد کردند. شانتز و همکاران [۱۱] روشی را برای ارزیابی کاهش خطر گسیختگی پل‌ها با استفاده از روش‌های کاهنده خسارت، توسعه دادند و پارامتری که به عنوان کاهش احتمال فروپاشی (براساس عمر طراحی ۷۵ ساله) تقسیم بر افزایش هزینه پل تعریف شد. گزتاس و همکاران [۱۲] با استفاده از یک مدل عددی سه بعدی ساخته شده در آباکوس و لحاظ نمودن نرم شوندگی کرنشی خاک، واکنش پی صندوقه‌ای پل را مورد بررسی قرار دادند. نورعلیزاده و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۲۱ رفتار پی صندوقه‌ای واقع بر گسلش نرمال را بررسی کردند و در مقایسه با پی گروه شمع نتیجه گرفتند که پی صندوقه‌ای توانست تغییرشکل دورانی پی و نتیجتاً ناپایداری سازه را کنترل کند. مطالعات گذشته عمدتاً بر سازه‌های پل عبوری از گسل‌های لغزشی و نرمال متمرکز شده‌اند، در حالی که پاسخ پل‌هایی که از گسل‌های نرمال و معکوس عبور می‌کنند، به اندازه کافی مورد بررسی قرار نگرفته است. تأثیر زاویه شیب، اثر فرادیواره و حرکت عمودی زمین-پارامترهایی که برای گسل‌های نرمال و معکوس بسیار مهم هستند- باید در نظر گرفته شوند. جنبه جدید بودن این مقاله نسبت به سایر مطالعات در این است که پی مشبک دیواره‌ای در زیر پایه پل استفاده شد که رفتار بهتری نسبت به پی جعبه‌ای و گروه شمع از خود نشان می‌دهد و این نوع پی در مطالعات پیشین برای پل استفاده نشد.

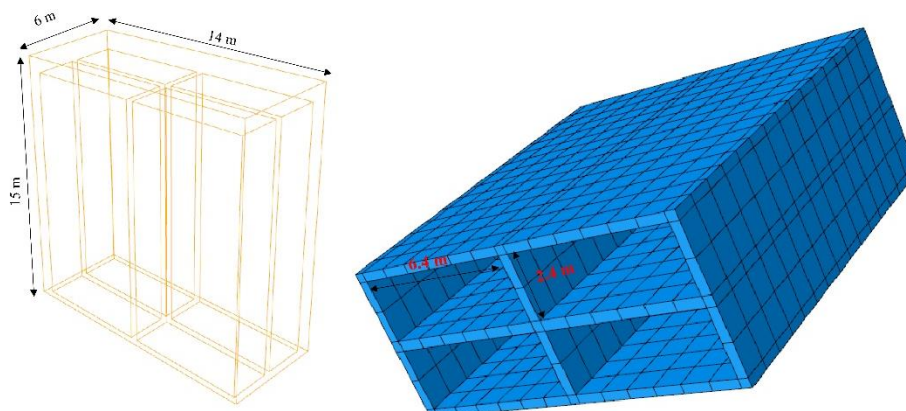
## ۲- مدل‌سازی عددی

### ۲-۱- تعریف المان و اندازه مش

به منظور مدل‌سازی واقع‌بینانه برای پاسخ پی‌های شمع و صندوقه‌ای، تحلیل المان محدود عددی سه‌بعدی در برنامه آباکوس [۱۴] صورت گرفت. برای المان‌های خاک از المان شش‌وجهی هشت‌گره‌ای با اندازه بعد یک متر مطابق با مطالعه صورت گرفته توسط آناستاسوپولوس و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۰۷ استفاده شد. با توجه به شکل (۱)، ابعاد مش در بخش مرکزی ریزتر نسبت به سایر بخش‌ها هستند (در این بخش از المان‌های مربع شکل با ابعاد یک متر در یک متر استفاده شد). نزدیک به دو وجه مدل -محلی که انتظار می‌رود تغییرشکل محدود شود- ابعاد المان درشت‌تر و به مقدار دو متر در یک متر اختیار شدند. تغییرمکان تفاضلی به سمت چپ مدل به صورت شبه استاتیکی و در گام‌های کوچک اعمال شد.



(الف)



(ب)

شکل ۱: (الف) مدل مش‌بندی و اعمال شرایط مرزی، (ب) پی صندوقه‌ای مشبک.

## ۲-۲- مدل رفتاری

مطالعات تجربی و عددی متعددی نشان داده است که رفتار خاک پس از بار بیشینه، عامل تعیین کننده در انتشار گسل و ظهور احتمالی آن در سطح زمین است [۱۶]. بری در سال ۱۹۹۰ [۱۷] و بری و همکاران در سال ۱۹۹۴ [۱۸ و ۱۹] با استفاده از یک برنامه المان محدود با قانون الاستیک غیر خطی هذلولوی نتایج رضایت‌بخشی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بری و همکاران در سال ۱۹۹۳ [۲۰] بدست آوردند. یک پیش نیاز ضروری، اتخاذ یک مش مناسب و یک مدل رفتاری مناسب خاک است. پس از بررسی کامل پیشینه موضوع، یک مدل رفتاری الاستوپلاستیک با معیار شکست موهر-کولمب و نرم شوندگی کرنش ایزوتروپیک در محیط برنامه المان محدود آباکوس قرار داده شد. نرم‌شوندگی کرنش با کاهش زاویه اصطکاک بسیج  $\phi_{mob}$  (رابطه ۱) و زاویه اتساع بسیج  $\psi_{mob}$  (رابطه ۲) با افزایش کرنش برشی پلاستیکی هشت ضلعی معرفی می‌شود.

$$\phi_{mob} = \begin{cases} \phi_p - \frac{\phi_p - \phi_{res}}{\gamma_f^p} \gamma_{oct}^p & \text{for } 0 \leq \gamma_{oct}^p < \gamma_f^p \\ \phi_{res} & \text{for } \gamma_{oct}^p \geq \gamma_f^p \end{cases} \quad (1)$$

$$\psi_{mob} = \begin{cases} \psi_p \left( 1 - \frac{\gamma_{oct}^p}{\gamma_f^p} \right) & \text{for } 0 \leq \gamma_{oct}^p < \gamma_f^p \\ \psi_{res} & \text{for } \gamma_{oct}^p \geq \gamma_f^p \end{cases} \quad (2)$$

که  $\phi_p$  و  $\phi_{res}$  به ترتیب مقادیر ضریب اصطکاک و ضریب اصطکاک باقیمانده در وضعیت بحرانی هستند.  $\psi_p$  مقدار حداکثر زاویه اتساع و  $\gamma_f^p$  کرنش برشی پلاستیک در انتهای نرم‌شوندگی است. رفتار پیش از تسلیم به صورت الاستیک خطی با مدول سکانت برشی  $G_s = \tau_y / \gamma_y$  به صورت خطی افزایش یافته در عمق مدل شد. در مورد پی‌های صندوقه‌ای، مش در نواحی دور از نواحی دارای تمرکز کرنش، درشت‌تر نسبت به نواحی مذکور در نظر گرفته شدند. پی صندوقه‌ای با المان‌های حجمی هشت‌گه‌ای مدل شدند که در این حالت فرض شد که مدول الاستیسیته بتن برابر با ۲۵ مگاپاسکال باشد. با توجه به نتایج تحلیل حساسیت اولیه صورت گرفته در این مقاله، کل عرض مدل برابر با چهار برابر عمق کلی خاک در نظر گرفته شد که در نتایج بررسی‌های صورت گرفته توسط بری در سال ۱۹۹۰ [۱۷] نیز مشاهده می‌شود. ماسه متراکم با ویژگی  $\gamma_y = 0.015$ ,  $\gamma_f^p = 0.0516$ ,  $\phi_p = 45^\circ$ ,  $\phi_{res} = 30^\circ$ ,  $\psi_p = 18^\circ$ ,  $\gamma_y = 0.015$ ,  $\gamma_f^p = 0.0516$  و  $\phi_p = 45^\circ$  برابر با ۰/۰۵ مطابق با گزارش ارائه شده توسط جوئل و روث در سال ۱۹۸۷ [۲۱] و گرولیموس و همکاران در سال ۲۰۰۸ [۲۲] در نظر گرفته شدند.

تجزیه و تحلیل در دو مرحله انجام می‌شود. ابتدا، انتشار گسل در خاک در منطقه آزاد و بدون توجه به وجود پی (گروه شمع یا صندوقه‌ای) مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. سپس، با دانستن محل رخنمون گسل، پی به گونه‌ای قرار می‌گیرد که گسل در فاصله S از لبه فرادیواره (چپ) آن خارج شود.

## ۲-۳- رفتار تماسی بین اجزاء

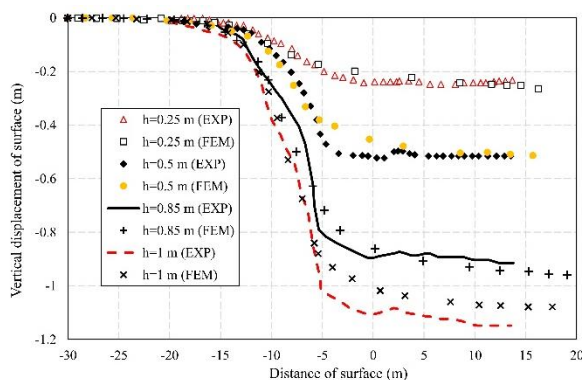
اندرکنش بین خاک و پی با استفاده از مدل اصطکاکی کولمب در نظر گرفته شده است که در این مدل ضریب اصطکاک به صورت  $\mu = \tan(\phi_\mu)$  است که  $\phi_\mu$  زاویه اصطکاک داخلی خاک است. مقدار  $\phi_\mu/\phi'$  بین صفر و یک متغیر است که وابسته به زبری سطح است و این موضوع خود بستگی به میانگین اندازه ذرات ماسه و روش نصب دارد. ضریب اصطکاک بین خاک و بتن فرض شده است که برابر با ۰/۷ باشد [۲۱]. المان شکاف به منظور مدل‌سازی اندرکنش تماسی در مواقع جداشدگی بین پی و خاک نیز در نظر گرفته شده است.

## ۳- اعتبارسنجی مدل عددی

برای اعتبارسنجی مدل عددی از مدل آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه دوندی<sup>۶</sup> استفاده شده است. این آزمایش که توسط ال-نهایس<sup>۷</sup> در سال ۲۰۰۶ [۲۳] ارائه شده است، به منظور شبیه‌سازی فرآیند گسلس انجام گرفته است. عرض داخلی این دستگاه برابر با ۶۶۰ میلی‌متر، ابعاد خارجی آن ۹۰۰ در ۵۷۰ میلی‌متر است. از بخش پایین سمت راست، تغییرمکان رو به پایین با زاویه ۶۰ درجه اعمال می‌شود. این نحوه تغییرمکان بیانگر گسلس نرمال است. نسبت تخلخل خاک مورد آزمایش برابر با ۰/۵۲، چگالی نسبی ماسه برابر با ۰/۸۰، وزن مخصوص برابر با ۱۶/۲ کیلونیوتن بر متر مکعب و ضریب پواسون آن برابر با ۰/۲۵ می‌باشد. در نمونه واقعی، عمق توده خاک برابر با ۲۵ متر، طول برابر با ۶۵ متر و عرض آن برابر با ۲۰ متر انتخاب شد. همچنین میزان بالا آمدگی گسل برابر با تقریباً ۱/۹ متر می‌باشد. برای شبیه‌سازی عددی، از مقادیر  $\varphi_p = 39^\circ$ ,  $\varphi_{res} = 30^\circ$ ,  $\psi_p = 11^\circ$ ,  $\gamma_y = 0.02$  مطابق با بررسی صورت گرفته توسط آناستاسوپولوس و همکاران استفاده می‌شود. نتیجه بررسی عددی با مطالعه آزمایشگاهی در شکل (۲) در قالب تغییرمکان قائم سطح زمین نشان داده شده است. برای چهار مقدار بالا آمدگی ( $h$ ) مقایسه‌ای بین تغییرشکل قائم سطح زمین در نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی در شکل (۲) صورت گرفته است که در اکثر موارد تطبیق مناسبی بین نتایج ملاحظه می‌شود.



(الف)



(ب)

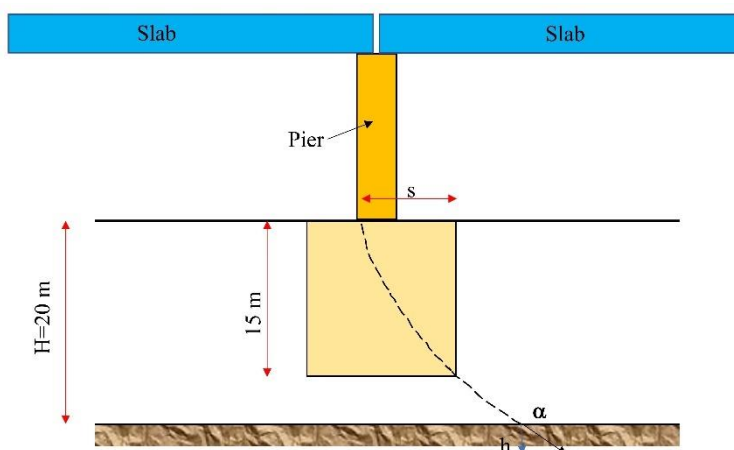
شکل ۲: (الف) توزیع کرنش پلاستیک در توده خاک، (ب) مقایسه تغییرمکان قائم سطح بین مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی.

## ۴- نتایج مطالعات پارامتریک عددی

<sup>۶</sup> Dundee<sup>۷</sup> El Nahas

تحلیل در دو مرحله انجام می‌شود. ابتدا، انتشار گسلش در طول خاک با توجه به میدان آزاد تحلیل می‌شود (بدون حضور پی). سپس، با دانستن موقعیت ظهور گسلش، پی پایه پل در موقعیتی قرار داده می‌شود تا به میزان  $S$  از لبه سمت چپ فاصله داشته باشد. در شکل (۳) موقعیت پی و سایر پارامترها نشان داده شده‌اند. عملکرد لرزه‌ای پی‌های صندوقه‌ای زمانی که تغییر شکل بزرگ به آن تحمیل شود دارای مزایای قابل توجهی می‌باشد. نمونه‌ای نظیر پل کوبه اوهاشی که در سال ۱۹۹۵ تحت اثر زلزله کوبه به دلیل داشتن پی‌های صندوقه‌ای بزرگ در اثر پدیده روانگرایی دچار خرابی نشد.

در این بخش، نتایج تحلیل پارامتریک بحث می‌شوند. پی صندوقه‌ای مشبک با ابعاد  $15 \times 6 \times 14$  متر که برای یک پل سه دهانه مناسب است، بکار گرفته شده است. به دلیل این‌که پی‌های صندوقه‌ای همانند پی‌های معلق عمل می‌کنند، خاک ماسه‌ای فرض می‌شود که همگن است. بار قائم سرباری که به پی منتقل می‌شود برابر با ۱۵ مگانیوتن است که برای یک پل سه دهانه کافی است. برای رفتار واقع-بینانه‌تر، لغزش بین خاک و پی در نظر گرفته شده است. پارامترهای اصلی در مطالعات پارامتریک شامل نوع پی (گسترده و صندوقه‌ای مشبک)، صلبیت محوری و خمشی سیستم پی (ضخامت پی)، سختی پایه‌های پل، سختی و مقاومت خاک و موقعیت نسبی پایه پل نسبت به مسیر گسل ( $S$ ) می‌باشند. تمام متغیرهای فوق در این مقاله مورد بررسی قرار می‌گیرند.



شکل ۳: نمایش موقعیت پی و سایر پارامترهای موجود.

در این مقاله پایه پل به صورت المان خطی beam و با رفتار خطی مدل‌سازی می‌شود. این روش موجب درک بهتر و راحت‌تر از تأثیر نوع و سختی پی و همچنین تأثیر وزن روی پی روی گسلش می‌دهد. بنابراین، پایه پل با سطح مقطع  $2 \times 10$  متر استفاده شده است. چنین فرضی می‌تواند مطابق با بررسی صورت گرفته توسط آناستوپولوس و همکاران [۱۵] در نظر گرفته شود. ابعاد پی گسترده برابر با  $6 \times 14$  متر است. به منظور نشان دادن سختی پی، ضخامت معادل دال پی گسترده برابر با ۱ و ۲ متر است. لازم به ذکر است که سختی پی به بار مرده آن همبند شده است که به سربار مرده معادل روسازه اضافه می‌شود. فاصله رخنمون گسل تا لبه سمت چپ پی برابر با ۲، ۵ و ۱۰ متر در نظر گرفته می‌شود. با در نظر گرفتن ترکیباتی از موقعیت پی و سازه، یک زاویه  $60^\circ$  درجه برای تمام تحلیل‌ها در نظر گرفته شد که برای گسل‌های نرمال مقداری معمول است. به منظور بررسی نقش خاک، دو نوع خاک ماسه نرم و ماسه متراکم انتخاب شدند. به طور کلی، ۲۴ مدل عددی المان محدود برای تحلیل‌ها در نظر گرفته شدند.

جدول ۱: مشخصات مصالح ماسه متراکم و شل

$\varphi_p$	$\varphi_{res}$	$\psi_p$	$\gamma_y$	$\gamma_f^p$	ماسه
-------------	-----------------	----------	------------	--------------	------

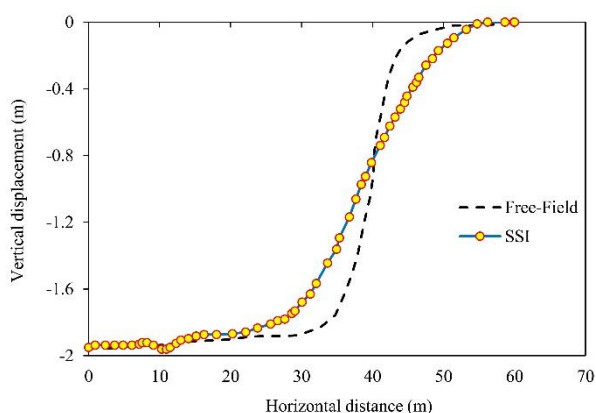
متراکم	٪ ۵/۱۶	٪ ۱/۵	۱۸'	۳۰'	۴۵'
شل	٪ ۶/۱۶	٪ ۳	۳'	۳۰'	۳۲'

ماسه متراکم ایده‌آل سخت‌تر از ماسه شل است و به کرنش‌های تسلیم نسبتاً پایین‌تری می‌رسد. از این‌رو، این نوع ماسه، رفتار تردتری را در زمان انتشار گسلش در تغییرمکان‌های کوچک از خود نشان می‌دهد. به عبارتی دیگر، ماسه شل ایده‌آل شده سازگارتر است و در سطوح کرنش بالاتری به نقطه تسلیم می‌رسد. از این‌رو، رفتار شکل‌پذیر از خود نشان می‌دهد و انتظار می‌رود که در هنگام رخدادن و انتشار گسلش با کمی تأخیر مسیر شکست گسلش نشان داده شود.

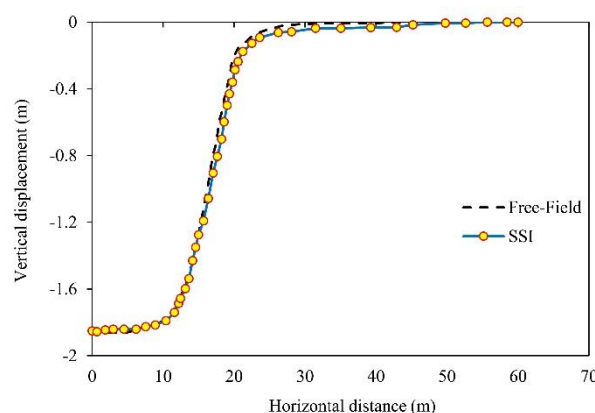
بحث تمام نتایج مطالعه پارامتریک شامل اهداف کلی این مقاله می‌شود. از این‌رو، یک خلاصه‌ای از نتایج در بخش‌های پیشرو ارائه می‌شود که با تمرکز بر تأثیر فاصله رخنمون گسل از لبه پی، بار اعمالی به پی و نوع خاک است. نتایج در قالب پروفیل تغییرمکان قائم خاک و فشار تماسی پی ارائه می‌شوند. در تمام موارد، نتایج با حالت میدان آزاد مقایسه می‌شود تا تأثیر اندرکنش خاک و پی استنباط شود. فشار تماسی با وضعیت اولیه (بدون اعمال جابجایی گسل) مقایسه می‌شود. این کار بدین دلیل است تا بخش‌هایی از سیستم پی که دارای تماس ضعیف با خاک زیر آن دارد، نشان داده شود. تغییرمکان تفاضلی پی ( $D_p$ ) به منظور تخمین ناپایداری پایه و عرشه پل به عنوان پارامتر مهم در نتیجه‌گیری است که بر عملکرد کلی سیستم تأثیر می‌گذارد. در پایان، مقدار حداکثر لنگر خمشی پایه پل ( $M_{S,max}$ ) و پی ( $M_{F,max}$ ) به عنوان معیار دیگری برای پایداری و مقاومت پل در نظر گرفته می‌شود.

#### ۴-۱- تأثیر فاصله S

تأثیر موقعیت پی نسبت به گسلش در دو حالت در شکل (۴) نشان داده شده است. در شکل (۴)، منظور از Free-Field وضعیتی است که سازه وجود نداشته باشد و حالت میدان آزاد باشد و SSI بیانگر وضعیتی است که سازه پل روی خاک وجود دارد و تحلیل انجام می‌شود. پاسخ سیستم پی گسترده به ضخامت ۲ متر متکی بر خاک ماسه‌ای متراکم در دو موقعیت  $S=5$  m و ۱۰ متر بررسی شده است. در مورد اول، سیستم پی متکی بر پی گسترده است که نتوانسته است مسیر گسلش را منحرف کند. تغییرمکان تفاضلی بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر نیست. در این حالت، لنگر خمشی پی و پایه پل به ترتیب برابر با ۲۳۵۱ و ۱۳۶۵ کیلونیوتن متر است. تنش پایه پل عمدتاً به دلیل جداسدن از بستر خاک است که در حالت  $S=5$  m، تنها ۲ متر از پی با سطح خاک زیرین آن در تماس است. با افزایش فاصله S به ۱۰ متر، تأثیرات اندرکنش دچار تغییرات می‌شود. در این وضعیت گسلش به دو ناحیه مجزا تقسیم می‌شود. ناحیه سمت راست به سمت فرودبواره و ناحیه سمت چپ به سمت فرادبواره متمایل می‌شوند. در نتیجه، میانه پی تماس کمتری با خاک خواهد داشت. در حالی که دو سمت چپ و راست پی دارای تماس بیشتری با سطح خاک خواهند بود. در این وضعیت نشست تفاضلی به مقدار ۱۶۰ سانتی‌متر می‌رسد و حداکثر لنگر خمشی پایه پل و پی به ترتیب برابر با ۱۶۵۲- و ۲۰۱۶- کیلونیوتن متر می‌باشد.

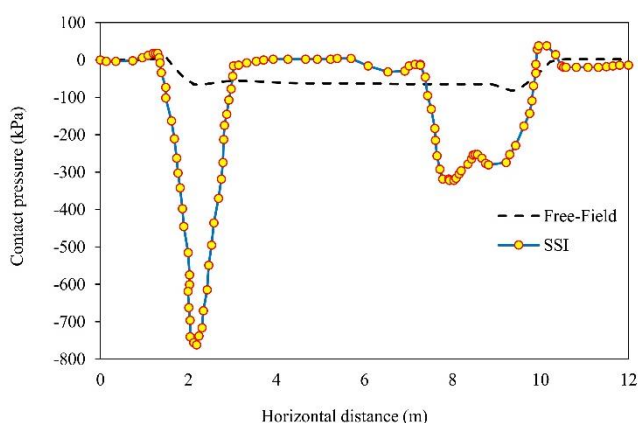


(ب)

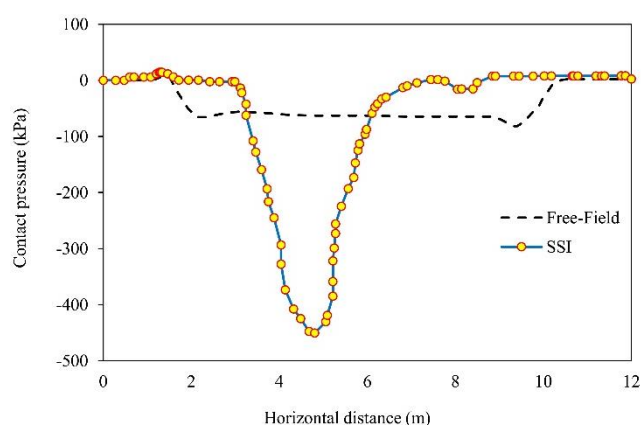


(ف)





(د)



(ج)

شکل ۴: (الف) تغییر مکان قائم سطح در وضعیت فاصله  $s$  برابر با ۵ متر، (ب) تغییر مکان قائم سطح در وضعیت فاصله  $s$  برابر با ۱۰ متر، (ج) فشار تماسی زیر پی با خاک زیرین در وضعیت  $s$  برابر با ۵ متر و (د) فشار تماسی زیر پی با خاک زیرین در وضعیت  $s$  برابر با ۱۰ متر.

#### ۴-۲- تأثیر ضخامت دیواره

با افزایش ضخامت پی از ۱ متر به ۲ متر، تغییر مکان افقی و قائم سیستم پی تغییری نداشته است. اما با تغییر ضخامت در سیستم پی صندوقه‌ای مشبک، در وضعیتی که  $s=2$  متر بود، مسیر گسلش منحرف شد. در جدول (۲) مقایسه‌ای بین تغییر مکان افقی و قائم در وسط پی و دوران پی صورت گرفته است.

جدول ۲: خلاصه مقادیر تغییر مکان انتقالی و دورانی پی

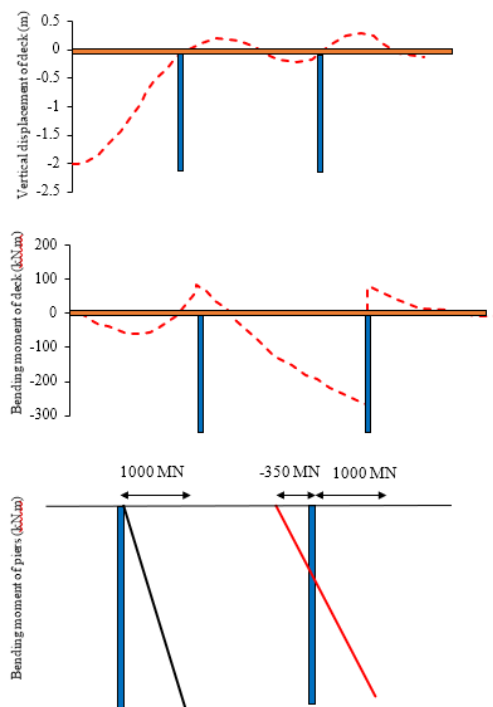
s (m)	t=1 m			t=2 m		
	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\theta$ (°)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\theta$ (°)
۲	۰/۶۲	۰/۸۱	۵/۲۱	۰/۶۰	۰/۴۰	۴/۰۱
۵	۰/۷۲	۰/۹۲	۹/۲۳	۰/۶۵	۰/۶۸	۶/۲۱
۱۰	۰/۳۵	۰/۶۳	۵/۶۲	۰/۳۳	۰/۱۱	۳/۶۶

حرکت گسل به وسط پی،  $s = 5$  متر، منجر به انحراف شدیدتر مسیر گسیختگی می‌شود و گسل در حال حاضر به صورت عمودی در امتداد دیوار کناری پی صندوقه‌ای ظاهر می‌شود. یک چرخش  $۶/۲۱$  درجه و جابجایی‌های عمودی و افقی قابل توجهی را تجربه می‌کند که جابجایی عمودی و افقی به ترتیب برابر با  $۰/۶۸$  و  $۰/۶۵$  متر است. همچنین به تشکیل یک ناحیه گسیختگی توجه شود که شروع به انتشار در سمت چپ گسل اصلی در زاویه شیب حدود  $۶۰$  درجه می‌کند. با رسیدن به سطح زمین، در ترکیب با مسیر گسل اصلی، یک وضعیت گرانشی ایجاد می‌کند، که این ویژگی کاملاً مربوط به محدودیت‌های سینماتیکی است که توسط پی صندوقه‌ای سخت اعمال می‌شود. با استفاده از خروجی اولین مرحله تجزیه و تحلیل ( $\Delta_x$ ،  $\Delta_y$  و  $\theta$  در پایه)، در مرحله دوم (سطح کلی) پاسخ مدل تفصیلی روسازه، تجزیه و تحلیل می‌شود.

#### ۴-۳- تأثیر پیوستگی دال عرش

دو سیستم دال پیوسته و گسسته برای تحلیل در نظر گرفته شد که در هر دو حالت، از پی صندوقه‌ای مشبک استفاده می‌شود. ضخامت دیواره برابر با  $۰/۵$  متر می‌باشد. در شکل (۵) برای وضعیتی که گسل به میزان ۲ متر بالا آمدگی داشته باشد، تغییر مکان قائم عرشه و لنگر خمشی پایه و عرشه نشان داده شده است. در مورد عرشه با دال پیوسته، تغییر شکل‌های تحمیل شده از گسلش موجب تولید

تنش زیاد به عرشه و پایه می‌شود. مطابق با شکل مشاهده می‌شود که لنگر خمشی ایجاد شده توسط تغییرشکل‌های تکتونیک به مراتب بیشتر از وضعیت بدون گسلش است. چنین تنش‌ی توسط دال‌های بتنی پیش‌تنیده قابل تحمل نیست و منجر به شکست می‌شود. همچنین، تنش پایه نیز خیلی زیاد است.



شکل ۵: توزیع تغییر مکان قائم و لنگر خمشی در عرشه و توزیع لنگر خمشی در پایه.

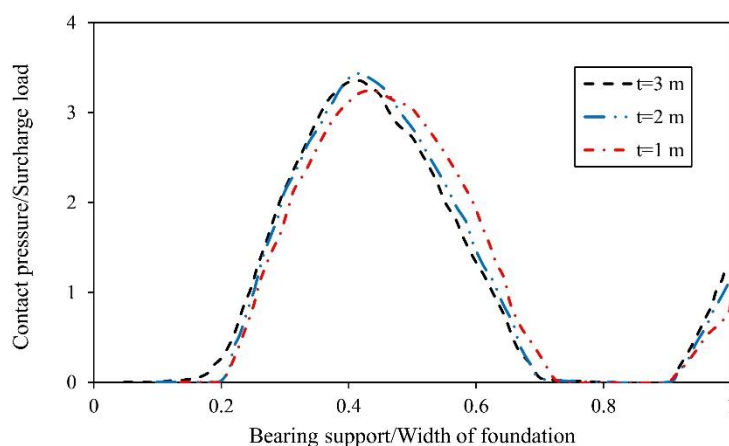
عملکرد عرشه با دال گسسته به مراتب مطلوب‌تر از وضعیت پیشین است. در تضاد کامل با گزینه نامعین استاتیکی، تغییرشکل تکتونیک اعمال شده موجب اعمال تنش به پایه یا عرشه نمی‌شود. عرشه‌های با تکیه‌گاه‌های ساده و الاستومری فقط تحت دوران و تغییرشکل‌های تفاضلی هستند. با تدبیر اندیشیدن نشیمن کافی، می‌توان از افتادن عرشه تحت تغییرشکل‌های بزرگ اجتناب نمود.

#### ۴-۴- تأثیر سختی پی

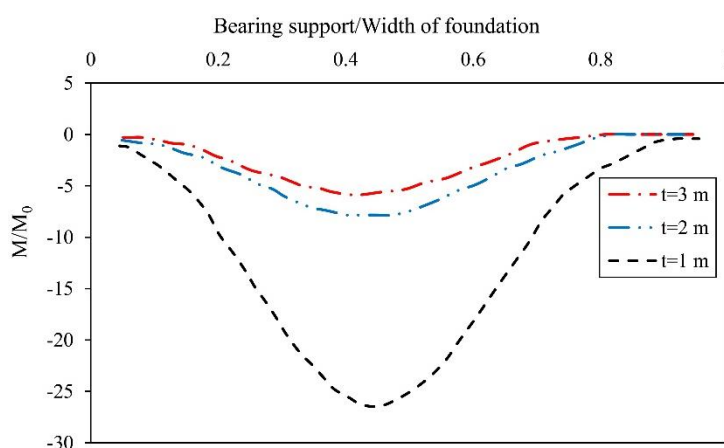
به منظور درک بهتر از سختی خمشی پی، مقایسه‌ای بین پی‌های صندوقه‌ای در حالتی که فاصله  $S$  برابر با ۵ متر باشد، انجام گرفته است. دلیل انتخاب مقدار ۵ متر نیز این است که در دو حالت ۲ و ۱۰ متر، تماس بیشتری بین پی و خاک زیر آن برقرار می‌شود و لذا شرایط بحرانی برای وضعیت ۵ متر رخ می‌دهد که در آن پی دچار دوران تغییرشکل می‌شود. برای این منظور سه ضخامت ۱، ۲ و ۳ متر برای دیواره‌های پی منظور شده‌اند. در شکل (۶-الف) مشاهده می‌شود که پاسخ چندان وابسته به  $EI$  نیست. کاهش مقدار سختی از  $10^8$  به  $10^4$  کیلونیوتن مترمربع منجر به هیچ تغییری در نسبت  $p/q$  نمی‌شود. یک توزیع فشار مشابه در طول پی ایجاد می‌شود که نشان از این امر دارد که لنگر خمشی متناسب با  $EI$  تغییر نمی‌کند. مسلماً، حداکثر لنگر خمشی برای وضعیتی که ضخامت دیواره ۳ متر باشد برابر با ۱۱۲ کیلونیوتن متر است که مشابه با حالت دیوار با ضخامت ۲ متر است. با کاهش ضخامت به ۱ متر، مقدار حداکثر لنگر خمشی برابر با ۱۶۳ کیلونیوتن متر می‌شود (۴۶٪ افزایش).

با این وجود، تأثیر سختی خمشی پی در نسبت لنگر خمشی کاملاً بارز است (شکل ۶-ب). اگرچه توزیع نسبت لنگر خمشی بدون تغییر باقی مانده است، اما کاهش سختی خمشی پی منجر به افزایش مقدار حداکثر لنگر خمشی شده است. با کاهش ضخامت از ۳ متر به ۲ متر تنها ۴۳٪ افزایش در نسبت لنگر خمشی مشاهده می‌شود. با کاهش بیشتر ضخامت به ۱ متر، به میزان ۲۸۶٪ افزایش در نسبت لنگر

خمشی ایجاد می‌شود. با این حال، این افزایش به دلیل کاهش ظرفیت خمشی مقطع است و به دلیل افزایش لنگر خمشی ناشی از تغییر شکل‌های تکتونیک نمی‌باشد.



(الف)



(ب)

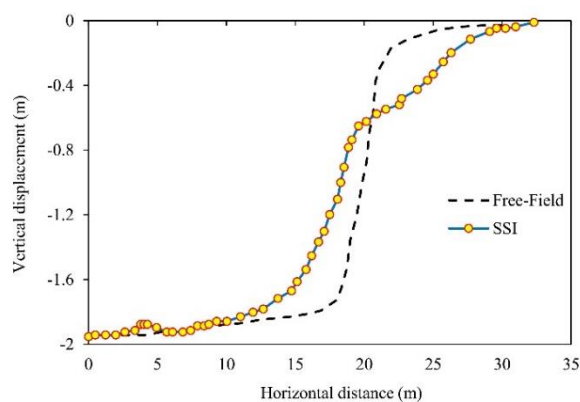
شکل ۶: (الف) تغییرات فشار تماسی نسبت به عرض تماسی با خاک زیرین و (ب) توزیع لنگر خمشی به عرض تماسی پی با خاک زیرین در حالت‌های مختلف ضخامت دیواره پی.

#### ۴-۵- تأثیر سختی خاک

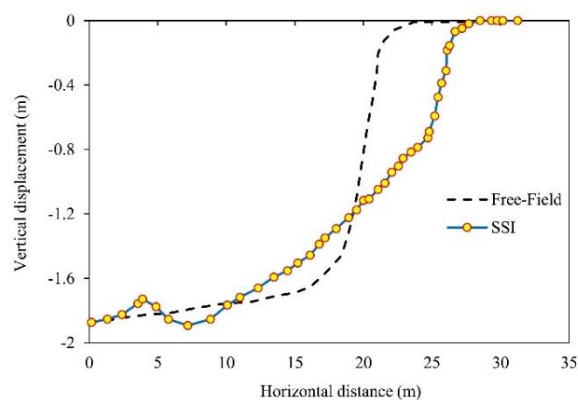
تأثیر سختی خاک در شکل (۷) نشان داده شده است. پاسخ سیستم پی با ضخامت دیواره ۱ متر و  $S=5$  m واقع بر دو نوع خاک ماسه‌ای شل و متراکم مقایسه شده است. زمانی که خاک ماسه‌ای به صورت متراکم باشد، گسلش به دو شاخه مجزا تقسیم می‌شود. در حالی که در صورت استفاده از خاک ماسه‌ای شل، گسلش به سمت لبه راست پی منحرف می‌شود. در نتیجه، پی در تماس بیشتری با سطح خاک خواهد داشت و نشست تفاضلی نیز کاهش می‌یابد. همچنین تنش کمتری به سازه تحمیل می‌شود به طوری که حداکثر لنگر خمشی پی برابر با ۱۲۳۶- و حداکثر لنگر خمشی پایه پل برابر با ۷۵۲- کیلونیوتن متر می‌شود. لازم به ذکر است که حتی اگر هیچ جداشدگی بین پی و خاک ایجاد نشود، پایه پل و عرشه آن تحت تنش محسوسی قرار می‌گیرند. در این مورد، تغییر شکل توده خاک پشت پی تأثیرگذار است.

شکل (۸) دوران پی صندوقه‌ای متناسب با فشار روی پی نشان می‌دهد. زمانی که گسل به نزدیکی سمت چپ لبه پی می‌رسد، افزایش سربار موجب افزایش دوران پی متکی بر خاک ماسه‌ای شل می‌شود. اما این افزایش در مورد خاک ماسه‌ای متراکم دیده نمی‌شود.

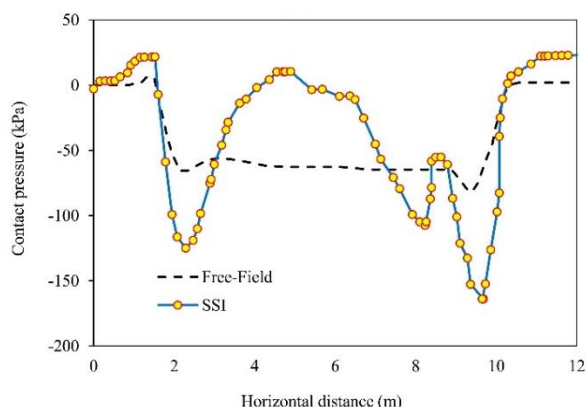
سختی خاک به طور واضح و نامطلوب موجب افزایش دوران پی می‌شود. در مقابل، برای وضعیتی که مسیر گسلش به وسط پی برخورد کند، افزایش سربار تأثیر اندکی بر دوران پی متکی بر هر دو نوع خاک ماسه‌ای دارد. علاوه بر این، سختی خاک در این وضعیت برای دوران پی سودمند نیز می‌باشد. دوران پی متکی بر خاک ماسه‌ای شل در این وضعیت کاهش پیدا می‌کند. در نهایت، زمانی که گسلش به لبه سمت راست پی برخورد کند، افزایش سربار موجب افزایش چشمگیر دوران پی متکی بر هر دو نوع خاک می‌شود.



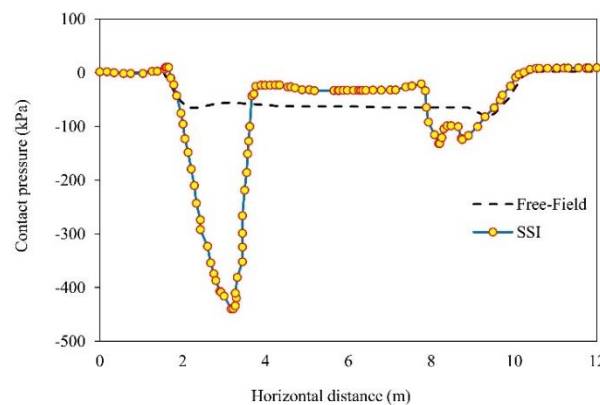
(ب)



(الف)

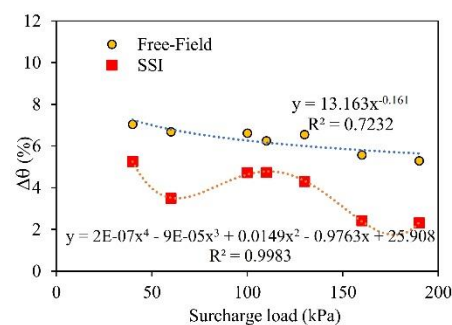
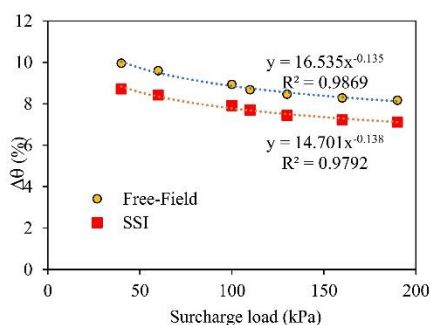
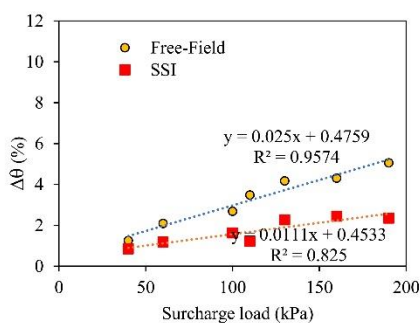


(د)



(ج)

شکل ۷: (الف) تغییر مکان قائم سطح در وضعیت خاک ماسه شل، (ب) تغییر مکان قائم سطح در وضعیت خاک ماسه متراکم، (ج) فشار تماسی زیر پی با خاک زیرین در وضعیت خاک ماسه شل و (د) فشار تماسی زیر پی با خاک زیرین در وضعیت خاک ماسه متراکم.



شکل ۸: ارتباط بین تغییرات دوران پی و مقدار سربار (الف) وضعیت S برابر با ۲ متر، (ب) وضعیت S برابر با ۵ متر و (ج) وضعیت S برابر با ۱۰ متر.

## ۵- نتیجه‌گیری

این مقاله به بررسی رفتار سیستم پی صندوقه‌ای مشبک پل تحت تغییرشکل تکتونیک بزرگ پرداخته است. تحلیل در دو سطح موضعی و کلی بر روی سیستم پی و پایه پل صورت گرفته است. در سطح موضعی، اندرکنش خاک-سازه-پی برای یک پایه به طور جداگانه انجام شد تا خروجی‌های این مرحله به عنوان ورودی برای سطح کلی تحلیل باشد. پارامترها و اثرات متغیرهایی مانند ضخامت پی، نوع خاک، موقعیت رخنمون گسل نسبت به لبه پی و پیوستگی دال عرشه به پایه بر عملکرد کلی سیستم و گسلش در تحلیل‌ها در نظر گرفته شدند. در ادامه مهم‌ترین یافته‌های مقاله ارائه می‌شود:

(الف) سیستم پی گسترده به طور کلی در مقابل تغییرشکل ناشی از گسلش آسیب‌پذیر است. سیستم پی صندوقه‌ای دارای عملکرد بهتری نسبت به پی گسترده دارد که البته به مقاومت خاک نیز بستگی دارد. این نوع پی از نقطه‌نظر تنش ایجاد شده در پایه‌ها بهتر عمل می‌کند. تغییرشکل ناشی از گسلش، پی صندوقه‌ای را مجبور به جابجایی و دوران همانند یک جسم صلب می‌کند که این امر موجب تغییر مکان قائم و افقی و دوران پایه پل می‌شود.

(ب) موقعیت رخنمون گسل نقش کلیدی را ایفا می‌کند. برای پی‌های گسترده و صندوقه‌ای، تغییرشکل‌ها و دوران در پایه برای موقعیت مشابه بالاآمدگی گسل مقدار حداکثر نیست. از آنجا که مکان دقیق گسل هرگز به طور دقیق قابل پیش‌بینی نیست، موقعیت آن نسبت به پی باید به صورت پارامتریک در طراحی گنجانده شود.

(ج) پیوسته بودن عرشه و افزایش درجه نامعینی سازه موجب معایبی در این زمینه می‌شود. به دلیل این‌که عرشه پل باید به تبعیت از پایه و پی دورانی فراتر از تنش‌های قابل تحمل بتن انجام دهد. با معین نمودن سازه از طریق مفصل کردن تکیه‌گاه عرشه، اجازه تغییر مکان و دوران بدون اعمال تنش اضافی داده می‌شود.

(د) زمانی که خاک ماسه‌ای به صورت متراکم باشد، گسلش به دو شاخه مجزا تقسیم می‌شود. در حالی که در صورت استفاده از خاک ماسه‌ای شل، گسلش به سمت لبه راست پی منحرف می‌شود. در نتیجه، پی در تماس بیشتری با سطح خاک خواهد داشت و نشست تفاضلی نیز کاهش می‌یابد.

(ه) با توجه به بررسی‌های صورت گرفته برای تحقیق‌های آتی پیشنهاد می‌شود که تأثیر سطوح مختلف آب‌های زیرزمینی بر اندرکنش گسلش-سازه-خاک بررسی شود. همچنین بررسی رفتار سیستم معرفی شده تحت گسل امتداد لغز و گسل معکوس می‌تواند از موضوعات جالب در تحقیق‌های آتی باشد.

## مراجع

- [1] Wang, J., Apel, D. B., Pu, Y., Hall, R., Wei, C., and Sepehri, M. (2020). Numerical modeling for rockbursts: A state-of-the-art review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 13(2), 457-478.
- [2] Vessia, G., Rainone, M. L., De Santis, A., and D'Elia, G. (2020). Lessons from April 6, 2009 L'Aquila earthquake to enhance microzoning studies in near-field urban areas. *Geoenvironmental Disasters*, 7(1), 1-15.
- [3] Muroto, Y., Miroku, A. and Konno, K. (2004) Experimental study on mechanism of fault-induced damage of bridges. *In Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [4] He, W. R., Qian-Bing, Z. and Thomas, C. K. H. (2010) Geomechanical Model Testing of Surface Rupture and Bridge Damage Produced by Discontinuous Reverse Faults. *Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition)*:05.
- [5] Gazetas, G., Zarzouras, O., Drosos, V. and Anastasopoulos, I. (2015) Bridge-Pier Caisson foundations subjected to normal and thrust faulting: physical experiments versus numerical analysis. *Meccanica* 50(2):341-354.
- [6] Saiidi, M. S., Vosoghi, A., Choi, H. and Somerville, P. (2014) Shake table studies and analysis of a two-span RC bridge model subjected to a fault rupture. *Journal of Bridge Engineering* 19(8):A4014003.
- [7] Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Drosos, V., Georgarakos, T. and Kourkoulis, R. (2008) Design of bridges against large tectonic deformation. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 7(4):345-368. <https://doi.org/10.1007/s11803-008-1001-x>

- [8] Konakli, K. and Der Kiureghian, A. (2009) A response spectrum method for analysis of bridges crossing faults. In 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 397.
- [9] Goel, R. K. and Chopra, A. K. (2008) Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering* 13(4):398-408.
- [10] Goel, R. K. and Chopra, A. K. (2009) Nonlinear analysis of ordinary bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering* 14(3):216-224.
- [11] Shantz, T., Alameddine, F., Simek, J., Yashinsky, M., Merriam, M. and Keever, M. (2013) Evaluation of Fault Rupture Hazard Mitigation. In *7th National Seismic Conference on bridges and highways*, Oakland, CA.
- [12] Gazetas, G., Pecker, A., Faccioli, E., Paolucci, R., and Anastasopoulos, I. (2008). Preliminary design recommendations for dip-slip fault–foundation interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(4), 677-687.
- [13] Keshteli, O. N., Rahimi, S., and Jamkhaneh, M. E. (2021). Numerical Investigation of Steel Moment-Resisting Frame on Sandy Soil Under Normal Fault Rupture. *International Journal of Steel Structures*, 21(2), 703-716.
- [14] Abaqus, U. (2014) Version 6.14-1. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI 4.
- [15] Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Bransby, M. F., Davies, M. C. R., and El Nahas, A. (2007) Fault rupture propagation through sand: finite-element analysis and validation through centrifuge experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8): 943-958.
- [16] Cole Jr, D. A. and Lade, P. V. (1984) Influence zones in alluvium over dip-slip faults. *Journal of Geotechnical Engineering* 110(5):599-615.
- [17] Bray, J. D. (1990). The effects of tectonic movements on stresses and deformations in earth embankments. University of California, Berkeley.
- [18] Bray, J. D., Seed, R. B., Cluff, L. S. and Seed, H. B. (1994a) Earthquake fault rupture propagation through soil. *Journal of Geotechnical Engineering* 120(3):543-561.
- [19] Bray, J. D., Seed, R. B. and Seed, H. B. (1994b) Analysis of earthquake fault rupture propagation through cohesive soil. *Journal of Geotechnical Engineering* 120(3):562-580.
- [20] Bray, J. D., Seed, R. B. and Seed, H. B. (1993) 1 g small-scale modelling of saturated cohesive soils. *Geotechnical Testing Journal* 16(1):46-
- [21] Jewell, R. and Wroth, C. (1987) Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique* 37(1):53-68.
- [22] Gerolymos, N., Vardoulakis, I. and Gazetas, G. (2007) A thermo-poro-visco-plastic shear band model for seismic triggering and evolution of catastrophic landslides. *Soils and Foundations* 47(1):11-25.
- [23] El Nahas, A., Bransby, M. F., and Davies, M. C. R. (2006, July). Interaction between normal fault rupture and rigid strong raft. In *Proceeding of International Conference on Physical Modeling in Geotechnics* (pp. 337-342).