

### مطالعه عددی آسیب پذیری شمع های گروهی در اثر تغییر شکل زمین ناشی از تونلسازی شهری؛ مطالعه موردی: خط ۷ متروی تهران

#### مقاله پژوهشی

فرشاد کولیوند\*

۱- استادیار؛ گروه مهندسی معدن، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه لرستان، kolivand.f@lu.ac.ir

دریافت دست نوشته: ۱۴۰۳/۰۳/۰۸؛ پذیرش دست نوشته: ۱۴۰۳/۰۵/۰۸

شماره صفحات: ۳۰۱ تا ۳۱۷

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22044/tuse.2024.14599.1487

واژگان کلیدی	چکیده
اندرکنش تونل - خاک شمع های گروهی مدلسازی عددی سه بعدی پارامترهای تغییر شکل نشست پی شمع	حفاری تونل های کم عمق شهری منجر به جابجایی و تغییر شکل خاک اطراف و تاثیرگذاری بر پایداری سازه های مجاور سطحی و زیرسطحی می شود. تونل های شهری در مرحله ساخت ممکن است با انبوهی از پل های موجود برخورد کنند که دارای شمع هایی به عنوان تکیه گاه هستند. در این مقاله، از مدلسازی عددی برای بررسی اندرکنش بین تونل خط ۷ مترو تهران و شمع های پایه پل قزوین استفاده شده است. هدف این تحقیق، ارزیابی تحمل پذیری و آسیب های احتمالی وارد پایه های پل ناشی از جابجایی ها و حرکات القایی خاک در اثر حفاری تونل خط ۷ مترو تهران در زیر آن است. به منظور تحلیل تحمل پذیری پل، پارامترهای تغییر شکل شامل نشست، شیب و دوران نسبی شمع ها و سرشمع، به عنوان معیار آسیب انتخاب شده است. نتایج نشان می دهد که نشست ایجاد شده در زیر شمع ها و سازه سرشمع (به عنوان پی سازه پل)، کمتر از مقادیر مجاز است و موجب آسیب ساختاری به سازه پل نمی شود. بررسی پارامتر شیب و دوران نسبی القایی در شمع ها و سرشمع نیز نشان می دهد این تغییر شکل ها نیز در محدوده مجاز قرار داشته و خطر جدی برای پل ایجاد نمی کند. نتایج تحلیل دیاگرام نیروهای محوری-لنگر خمشی ایجاد شده در شمع ها نشان می دهد، شمع ها قادر به تحمل نیروهای وارده هستند. تحلیل حساسیت تغییر مکان ها و جابه جایی های سرشمع نسبت به پارامترهای اجرایی نشان می دهد افزایش قابل توجه فشار سینه کار و فشار تزریق، نشست زیر سرشمع را به طور محسوسی کاهش نمی دهد و تاثیر چندانی بر کاهش نشست و آسیب شمع های نگهدارنده پل ندارد.

#### ۱- مقدمه

(Nematollahi, et al., 2019). مهندسیین طراح به مدل های پیش بینی قابل اعتماد برای برآورد جابجایی های شمع های گروهی، در اثر اعمال بارهای زنده (به عنوان بارهای فعال) نیاز دارند. علاوه بر این، پیش بینی تاثیر بارهای غیرفعال (بار مرده) بر شمع های پایه پل، که عمدتاً در اثر حرکات زمین ناشی از حفاری ها ایجاد می شوند، نیز بسیار مهم است. در هر دو حالت، اجرای اقتصادی و موفقیت آمیز تونل شهری، که پتانسیل تداخل تونل با شمع های گروهی

فرایند تونلسازی موجب ایجاد جابجایی ها و تغییر شکل های در خاک اطراف می شود که بر پایداری سازه های سطحی و زیرسطحی مجاور تاثیر گذار است (Withers, 2001). تونل های کم عمق شهری در مرحله ساخت ممکن است با انبوهی از پل های موجود برخورد کنند که دارای شمع هایی به عنوان تکیه گاه هستند. اطمینان از پایداری بلندمدت هر دو سازه زیرساختی، امری مهم و حیاتی است

\* لرستان؛ خرم آباد؛ کیلومتر ۵ جاده تهران؛ دانشگاه لرستان؛ دانشکده فنی و مهندسی؛ کد پستی: ۶۸۱۵۱۴۴۳۱۶؛ صندوق پستی: ۴۶۵؛ شماره تلفن: ۰۶۶-۳۳۱۲۰۱۰۶

شمع‌های پی نیز به ترتیب حدود ۵۵۳ تن و ۱۲ تن متر هستند که با ترسیم دیاگرام نیروی محوری-لنگر خمشی (دیاگرام  $P-M$ ) و مقایسه نیروهای وارد بر شمع‌ها، می‌توان گفت سازه پی پل این نیروها را تحمل کرده و تونل می‌تواند به‌طور ایمن از میان شمع‌های پایه پل عبور کند.

## ۲- مطالعات ژئوتکنیک محدوده مورد مطالعه

### ۲-۱- محدوده مورد مطالعه

خط ۷ متری تهران با طول ۲۷ کیلومتر از شرق تهران شروع و در امتداد بزرگراه شهید محلاتی و سپس خیابان مولوی ادامه یافته در تقاطع بزرگراه نواب صفوی، به‌صورت  $L$  شکل در امتداد شمالی-جنوبی ادامه یافته تا به میدان کاج می‌رسد. تونل با قطر ۹٫۱۵ متر با استفاده از یک دستگاه ماشین حفار تونل متعادل‌کننده فشار زمین ( $EPB-TBM$ ) حفاری می‌شود. پل قزوین در امتداد خیابان مولوی در محل تقاطع اتوبان نواب صفوی و نزدیک ایستگاه  $N7$  مسیر تونل، در هر طرف دارای سه پایه به قطر ۱٫۱ متر است که بر روی سرشمع به عرض ۵٫۶۰ متر قرار گرفته است. هر سرشمع بر روی ۱۰ عدد شمع به قطر ۰٫۹۰ متر به روش بتن‌ریزی برجا ساخته شده است. عمق شمع‌ها حدود ۲۴ متر است. در شکل ۱، مسیر کل تونل، موقعیت پل قزوین و محدوده مورد مطالعه نشان داده شده است.

### ۲-۲- زمین‌شناسی و مطالعات ژئوتکنیک

ریبن (۱۹۶۰-۱۹۵۵) رسوبات آبرفتی تهران را به چهار سازند هزاردره، سازند کهریزک، آبرفت تهران و آبرفت جدید (آبرفت هولوسن) تقسیم کرد. شکل ۲، ستون چینه‌شناسی آبرفت‌های تهران را نشان می‌دهد (Rieben, 1955).

در طی مطالعات ژئوتکنیک بخش شرقی- غربی تونل، تعداد ۶۱ گمانه ماشینی (طول ۲۴۸۷٫۷ متر) و ۱۶ چاهک دستی (طول ۲۹۶٫۹۵ متر) حفر شده است. در طی سه مرحله مطالعات صحرایی، آزمایشگاهی و دفتری، آزمون‌های برجا مانند آزمون بارگذاری صفحه‌ای، پرسیومتر، آزمون نفوذ استاندارد ( $SPT$ ) و آزمون لوفران و همچنین آزمون‌های آزمایشگاهی برش مستقیم، مقاومت فشاری سه‌محوره، دانه‌بندی، تحکیم و نفوذپذیری انجام شده است. بر اساس نتایج مطالعات، لایه‌های خاکی مسیر تونل به شش واحد زمین‌شناسی مهندسی  $ET-1$  تا  $ET-6$  تفکیک شده‌اند.

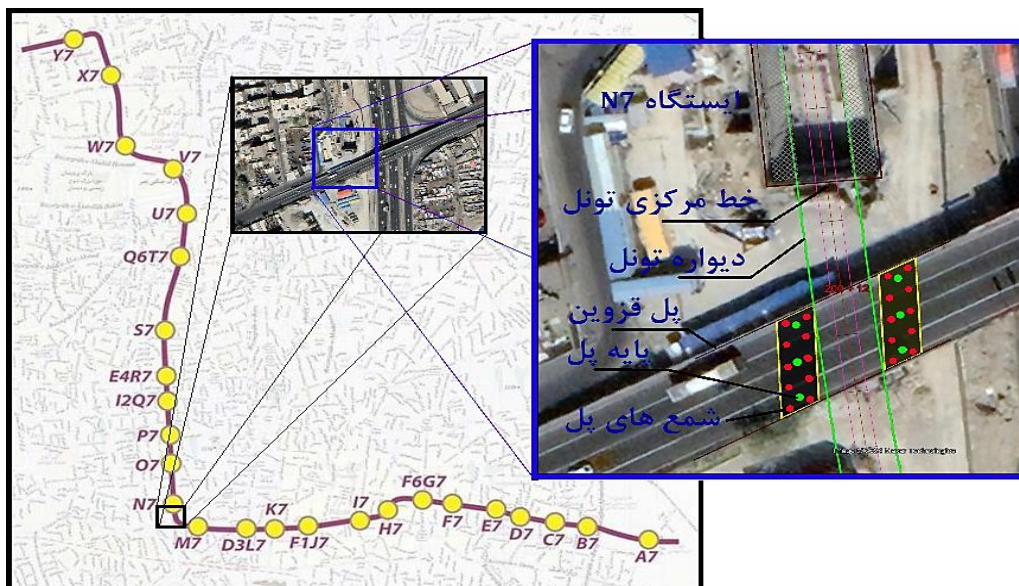
بسیار زیاد است، مستلزم درک مناسب مکانیزم اندرکنش بین ساخت تونل و تغییرشکل و پاسخ شمع‌ها است (Franza, et al., 2021). برای درک مکانیزم برهمکنش تونل-خاک-شمع، مطالعات فراوانی انجام شده است.

محققین مختلف مطالعاتشان را عمدتاً بر پایه روش‌های تجربی و بررسی‌های میدانی (Mair, et al., 1993; Boonyarak, et al., 2014)، رویکردهای تحلیلی و نیمه-تحلیلی (Bel, et al., 2016; Soomro, et al., 2017; Dias, et al., 2018; Franza, et al., 2021) مدلسازی‌های فیزیکی و سانتریفیوز (Boonsiri, et al., 2013; Ng, et al., 2015; Jongpradist, et al., 2013; Yoo, 2014; Heama, et al., 2018; Sarfarazi et al., 2021, Sarfarazi, et al., 2022, Ahmadi, et al., 2022)، استوار هستند. عمده مطالعات بر تاثیر ساخت تونل بر شمع‌های موجود متمرکز شده‌اند، اما تعدادی از محققین نیز در مورد تأثیر احداث شمع‌های جدید بر پایداری تونل‌های موجود مطالعه کرده‌اند (Chapman, et al., 2001; Schroeder, et al., 2004; Lueprasert, et al., 2017). مرور تاریخیچه مطالعات نشان می‌دهد در عمده روش‌های تحلیل اندرکنش تونل-شمع، موضوع آسیب‌پذیری شمع‌ها در اثر جابجایی‌ها و نیروهای محوری و لنگر خمشی القایی در شمع کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

در این مقاله اندرکنش تونل-شمع‌های پایه پل با استفاده از مدلسازی عددی سه‌بعدی اجزا محدود مورد بررسی قرار گرفته است. بدین ترتیب که تحمل‌پذیری پایه‌های پل قزوین واقع در اتوبان شهید نواب صفوی تهران، در برابر جابجایی‌ها و حرکات خاک القایی ناشی از حفاری و عبور قسمتی از مسیر تونل خط ۷ متری تهران از میان آن‌ها با استفاده از کد محاسباتی  $Plaxis 3d Tunnel$  مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد مقادیر نشست ایجاد شده در زیر شمع و همچنین سرشمع (به‌عنوان پی سازه پل) کمتر از مقادیر مجاز نشست است که توسط محققین مختلف به‌عنوان معیار جلوگیری از آسیب سازه ارائه شده است. همچنین شیب و دوران نسبی القایی در شمع‌ها و سرشمع نیز از مقادیر مجاز کمتر بوده و سازه پل دچار آسیب سازه‌ای نمی‌شود و در شرایط ایمن پایدار می‌ماند. حداکثر نیروهای محوری و لنگرهای خمشی ایجاد شده در

در شکل ۲ و پارامترهای ژئوتکنیکی آن‌ها در جدول ۱، ارائه شده است (SAHEL consulting Engineers, 2009).

بررسی‌های زمین‌شناسی انجام شده در محدوده پل قزوین نشان می‌دهد سه لایه خاک ET-1، ET-3 و ET-5 وجود دارد که ترتیب قرارگیری این لایه‌ها در محدوده مورد بررسی



شکل ۱- مسیر کل تونل، موقعیت پل قزوین و محدوده مورد مطالعه (SAHEL consulting Engineers, 2009)

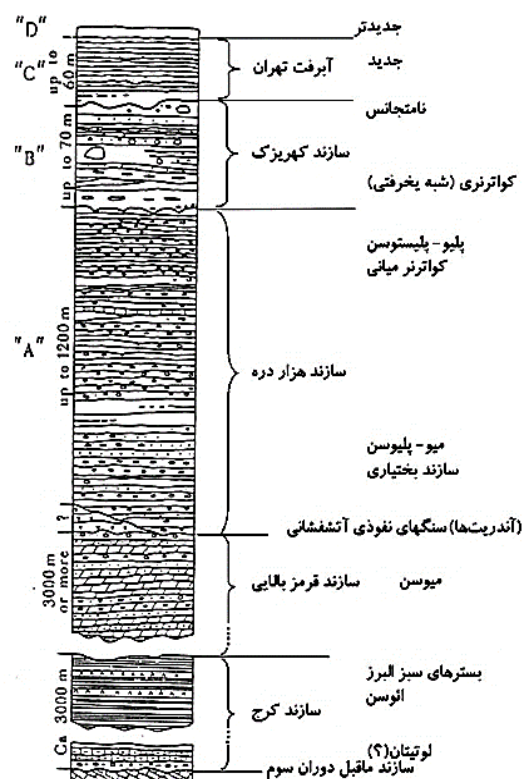
جدول ۱- پارامترهای ژئوتکنیکی لایه‌های خاک

ET-5	ET-3	ET-1	واحد	پارامتر
۱,۷۰	۱,۹۰	۱,۸۶	$\gamma_d (kN/m^3)$	وزن مخصوص
۳۱	۳۰	۱۴	$c (kPa)$	چسبندگی
۲۸	۳۳	۳۴	$\phi$ (درجه)	زاویه اصطکاک داخلی
۳۵	۵۰	۸۰	$E (MPa)$	مدول الاستیسیته
۰,۳۵	۰,۳۲	۰,۳	$\nu$	ضریب پواسون

### ۳- مدلسازی عددی و اعتبارسنجی

#### ۳-۱- مقدمه

به‌منظور شبیه‌سازی فرآیند عبور تونل از میان پایه‌های پل قزوین و تحلیل پاسخ پایه‌های پل، از مدلسازی عددی سه بعدی اجزاء محدود با استفاده از کد محاسباتی *Plaxis 3D* استفاده شد. روش‌های عددی قابلیت‌های فراوانی دارند که به محققان اجازه می‌دهد محیط‌های پیچیده زمین‌شناسی، مراحل مختلف ساخت تونل مانند حفاری مرحله‌ای، اعمال فشار سینه‌کار، فشار تزریق پشت سگمنت و



شکل ۲- چینه‌شناسی آبرفت تهران (Rieben, H, 1955)

کمی خطا می‌توان گفت نتایج مدلسازی عددی نزدیکی خوبی با نتایج ابزار دقیق دارد.

### ۳-۳- شبکه اجزاء محدود

به علت تقارن فقط نیمی از تونل شبیه‌سازی شده و برای جلوگیری از تاثیر مرزها بر نتایج تحلیل، شبکه اجزاء محدود با عرض ۲۹٫۹۳، ارتفاع ۴۲٫۶۵ و طول ۵۸ متر و با اجزاء مثلثی ۱۵ گرهی ساخته شد. طول گام حفاری معادل با عرض سگمنت‌ها ۱٫۵ متر در نظر گرفته شد. برای مدلسازی رفتار سطح تماس شمع و خاک، از المان وجه مشترک (*Interface*) استفاده شد. اثر متقابل شمع-خاک-تونل پدیده پیچیده‌ای است که حصول نتایج دقیق از نیروهای سازه‌ای ایجاد شده در شمع، علاوه بر برآورد دقیق پارامترهای ژئوتکنیکی، نیازمند انتخاب مدل رفتاری مناسب برای هر یک از اجزاء مدلسازی است ( *Lambrugh, et al., 2012*). برای مدلسازی رفتار خاک نیز از مدل رفتاری خاک سخت‌شونده (*Hardening Soil*) استفاده شد. از ویژگی‌های این مدل رفتاری می‌توان به وابسته بودن سختی خاک به سطح تنش اشاره کرد که این قابلیت، موجب شبیه‌سازی دقیق‌تر رفتار خاک (به ویژه در شرایط باربرداری از خاک) می‌شود. در این مدل، امکان معرفی سختی خاک در حالت باربرداری و بارگذاری مجدد وجود دارد. مدول الاستیسیته در حالت باربرداری و بارگذاری مجدد، تقریباً سه برابر مدول در حالت بارگذاری است. مشخصات هندسی تونل، پل قزوين، لایه‌های مختلف خاک در محدوده مورد بررسی و مدل عددی ساخته شده در شکل ۴، ارائه شده است.

### ۴-۳- اعمال بارهای خارجی

همانطور که در شکل ۴، مشاهده می‌شود، مرز بالای مدل عددی روی سرشمع قرار گرفته است، بنابراین لازم است بار ناشی از خاک بالای سرشمع و بار زنده اعمالی به سطح زمین، به مرز بالایی مدل اعمال شود. با توجه به ارتفاع خاک بالای سرشمع (۲/۲ متر) و وزن مخصوص  $20 \text{ kN/m}^2$  برای خاک، بار ناشی از وزن خاک برابر  $44 \text{ kN/m}^2$  است. همچنین بار زنده ناشی از ترافیک عبوری بر روی سطح زمین نیز برابر  $20 \text{ kN/m}^2$  است که هر دو این بارها بر سطح بالای مدل اعمال شده است.

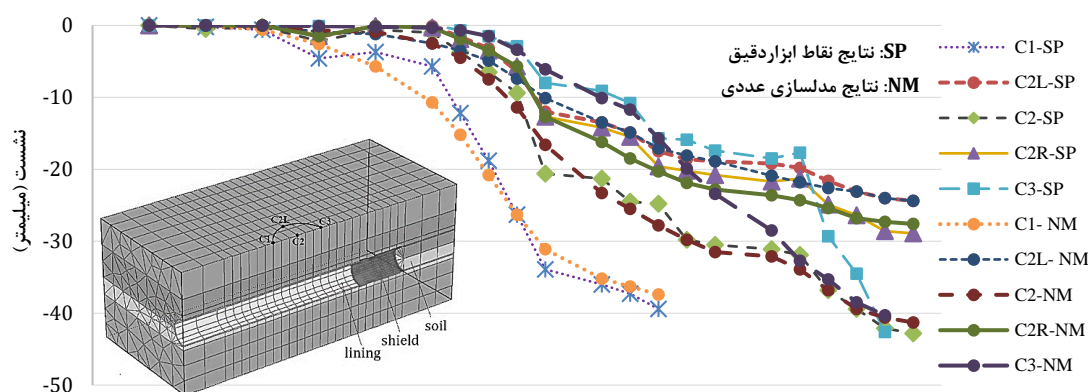
نصب سگمنت، مدلسازی سازه‌های سطحی و زیرسطحی مجاور و غیره را شبیه‌سازی کنند (*Boldini, et al, 2021*). برای مدلسازی پوشش تونل (سگمنت‌های لاینینگ) و همچنین سپر ماشین حفاری تونل (*TBM*) از المان صفحه (*Plate*) استفاده شد. سگمنت با ضخامت  $cm$  ۳۵ و با استفاده از بتن دارای مقاومت فشاری تک محوره  $fc'=400 \text{ kg/cm}^2$  شبیه‌سازی شد. مشخصات المان‌های سگمنت و سپر در جدول ۲، ارائه شده است.

### جدول ۲- مشخصات المان‌های سگمنت و سپر

سپر	سگمنت		
$9,432 \times 10^4$	$1,079 \times 10^5$	$EI \text{ (kN.m}^2\text{/m)}$	صلبیت خمشی
$9,244 \times 10^6$	$1,057 \times 10^7$	$EA \text{ (kN/m)}$	صلبیت محوری
۲۳٫۲۵	۸٫۴	$w \text{ (kN/m}^2\text{)}$	وزن

### ۳-۲- اعتبارسنجی مدلسازی عددی

رفتارنگاری میدانی با نصب دستگاه‌های اندازه‌گیری در سطح زمین و نزدیک ساختمان‌ها برای اندازه‌گیری حرکات آنها در طی ساخت تونل انجام شد (*Elioab, et al., 2019*). این داده‌ها برای شناسایی مشکلات احتمالی، به‌روزرسانی، برنامه‌ریزی، بهینه‌سازی عملیات و به حداقل رساندن آسیب به سازه‌های مجاور استفاده می‌شوند. رفتارنگاری میدانی با استفاده از پین‌های نشست‌سنجی (*SP*) یا ابزار کجی‌سنج یا سایر ابزار دقیق نصب شده در سطح زمین یا روی سازه‌های حساس انجام می‌شود. اندازه‌گیری‌ها برای نظارت بر جابجایی‌ها و تغییرشکل‌های زمین به‌صورت روزانه، هفتگی و ماهانه انجام می‌شود. با مقایسه پارامتر دارای قابلیت اندازه‌گیری در مدلسازی عددی و ابزار دقیق، می‌توان اعتبار مدلسازی عددی را قوت بخشید. بدین منظور پارامتر نشست سطح زمین به‌عنوان پارامتر شاخص انتخاب شد. بخشی از مسیر تونل که داده‌های ابزار دقیق آن در دسترس بود مدلسازی شد و مقادیر نشست برداشت شده از ابزار دقیق با نتایج نشست به‌دست آمده در مدلسازی عددی با هم مقایسه شد. در شکل ۳، موقعیت نقاط تراز یابی ابزار دقیق نصب شده، منحنی‌های نشست اندازه‌گیری شده در برداشت‌های میدانی و نتایج نشست متناظر با آن در مدلسازی عددی، نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد با پذیرفتن مقدار

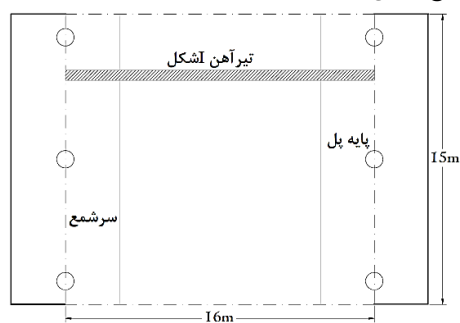


شکل ۳- موقعیت نقاط ابزار دقیق و نتایج نشست متناظر در مدل‌سازی عددی (Falord Industrial Projects, 2013)

سه پایه وجود دارد که بخشی از بار پل را به شمع‌ها انتقال می‌دهند. عرشه پل از تیرهای آهنی IPE با عرض  $50\text{ cm}$  همراه با اجرای یک دال بتنی  $50\text{ cm}$  روی آن، تشکیل شده است که ارتفاع مجموعه دال و تیر آهن ۱ متر است. با توجه به مشخصات هندسی تیر آهن و دال بتنی (شکل ۵)، بار ترافیک عبوری از سطح خیابان معادل  $20\text{ kN/m}^2$  و همچنین ضریب ضربه‌ای معادل  $1/3$ ، مجموع بار وارده به هر سرشمع از طرف پایه‌های پل، به صورت زیر برآورد می‌شود:

$$(16 \times 15 \times 2 \times 1/3) + (0.5 \times 1 \times 16 \times 2.5 \times (15 \div 0.5)) = 1224\text{ t}$$

که با احتساب ضریب ایمنی  $1/22$ ، مقدار  $15\text{ MN}$  در نظر گرفته شده و به صورت بار گسترده در مدل عددی روی سرشمع اعمال شده است.

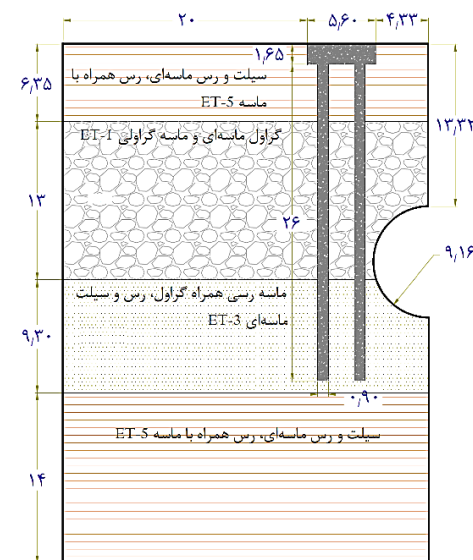
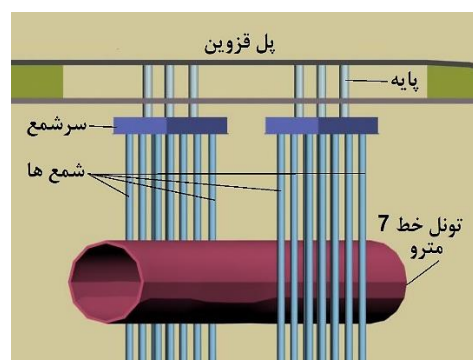


شکل ۵- مشخصات هندسی عرشه پل بین دو ردیف شمع

### ۳-۵- اعمال پارامترهای عملیاتی

#### ۳-۵-۱- فشار سینه‌کار

فشار سینه‌کار  $TBM$  با اعمال تنش افقی به سینه‌کار تونل شبیه سازی می‌شود (Do, et al., 2015). مقادیر فشار اعمالی براساس داده‌های پایش فشارهای سینه‌کار در تاج و



شکل ۴- مشخصات هندسی تونل، پل، لایه‌های خاک (SAHEL consulting Engineers, 2009)

شمع‌ها و سرشمع به صورت جسم الاستیک با مقاومت فشاری تک‌محوره  $fc' = 300\text{ kg/cm}^2$  و مدول الاستیسیته  $E = 2.615E+07\text{ kN/m}^2$  مدل‌سازی شد. روی هر سرشمع،

مطالعه، فشار تزریق پشت سگمنت به اندازه  $100\text{ kPa}$  بیشتر از فشار سینه‌کار و با گرایان  $\gamma_{grount} = 12\text{ kPa}$  اعمال شده است. با توجه به اینکه تزریق پشت سگمنت، حداکثر در طولی معادل عرض سگمنت (۱٫۵ متر) گیرش کامل نیافته است، در این طول، فقط فشار تزریق اعمال شده است.

### ۳-۵-۴- افت حجم

برای اعمال افت حجم خاک، از قابلیت اعمال جمع‌شدگی نرم‌افزار استفاده می‌شود. ضریب افت حجم به صورت نسبت کاهش مساحت به مساحت اولیه سطح حفاری، برحسب درصد بیان می‌شود. با توجه به قطر حفاری (۹٫۱۶م) و قطر سپر (۹٫۱۲م)، نسبت افت حجم خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$0.9\% \approx 100 \times (9.16^2 - 9.12^2) \div (9.16^2)$$

در شکل ۶، نحوه اعمال بارهای خارجی و پارامترهای عملیاتی ماشین حفاری تونل (TBM) را نشان داده است.

## ۴- نتایج و بحث

### ۴-۱- نشست زیر شمع‌ها و سرشمع

هنگامی که یک تونل جدید در زیر سطح نوک شمع حفاری می‌شود (احداث تونل در زیر شمع‌ها)، پتانسیل وقوع نشست‌های زیاد در زیر شمع‌ها و ایجاد جابجایی‌های نسبی بین شمع‌ها وجود دارد (Bel, et al., 2016; Williamson, et al., 2017), که می‌تواند موجب کج شدن شمع و اعوجاج سازه ساخته شده روی آن شود (Ng, et al., 2014; Soomro, et al., 2015).

هنگامی که محور تونل بالاتر از سطح نوک شمع قرار دارد (احداث تونل در مجاورت شمع‌ها)، موجب انحراف شمع و وارد آمدن گشتاورهای خمشی نزدیک به شانه تونل و در محل اتصال سرشمع می‌شود (Loganathan, et al., 2001; Basile, 2014). با توجه به عبور تونل از کنار شمع‌های پل قزوین، انتظار وقوع نشست زیاد در زیر شمع‌ها و ایجاد جابجایی‌های نسبی زیر شمع‌ها نمی‌رود. در این مطالعه، با عبور تونل از میان شمع‌های پایه پل مواجه هستیم. به منظور تحلیل تغییرشکل‌های سرشمع، چندین نقطه به عنوان نقاط سنجش بر روی سرشمع مشخص شد.

کف محفظه TBM در هر مرحله حفاری تعیین شد. بر اساس پارامترهای عملیاتی، در محدوده پل قزوین فشار سینه‌کار در تاج تونل  $20\text{ kN/m}^2$  طراحی شده است. فشار سینه‌کار به صورت مثلی از تاج تا کف تونل و براساس گرایان فشار سینه‌کار (از  $K0\gamma$  تا  $\gamma$ ) تغییر می‌کند. با توجه به این‌که وزن مخصوص خاک جمع شده داخل محفظه TBM برابر  $\gamma = 16\text{ kN/m}^3$ ، ضریب فشار جانبی خاک  $K0 = 0.5$  و قطر تونل  $9.16\text{ m}$  است، بنابراین فشار سینه‌کار در کف تونل برابر  $93\text{ kN/m}^2$  است که به مدل اعمال شده است. همچنین فشار تزریق پشت سگمنت به اندازه  $1\text{ bar}$  بیش‌تر از فشار سینه‌کار در تاج تونل و همچنین گرایان  $\gamma_{grount} = 12\text{ kN/m}^3$  به مدل اعمال شده است.

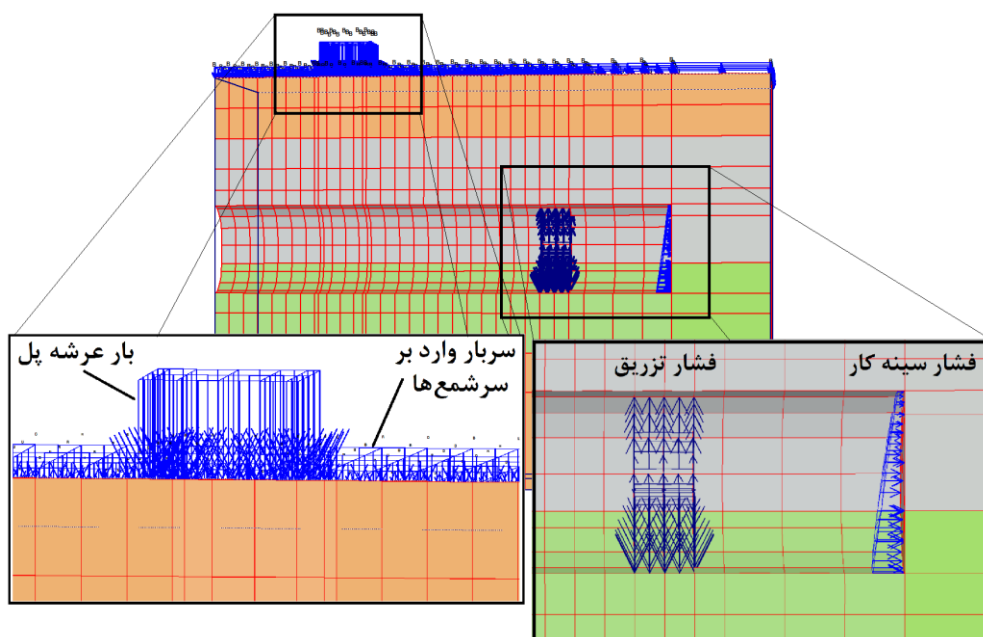
### ۳-۵-۲- سپر و نیروی پیشران

در مطالعات عددی قبلی، سپر مخروطی توسط یک سپر «فرضی» شبیه‌سازی شده است که توسط مولون و همکاران (Mollon, 2013) و جران و همکاران (2014) معرفی شد (et al., 2013; Djeran-Maigre, 2014). در این مطالعه روش ساده‌ای برای مدل‌سازی شکل مخروطی سپر استفاده شد. کل طول سپر به قطعات کوچک با طول برابر با گام حفاری (یعنی ۱٫۵ متر) تقسیم شد. در این مدل طول سپر برابر با ۹ متر و از شش قطعه به طول ۱٫۵ متر تشکیل شده است. نیروی پیشران TBM توسط چندین جک بر روی آخرین حلقه سگمنت نصب شده اعمال می‌شود و ماشین به جلو رانده شود. نیروی جک به صورت خطی با مقدار میانگین  $5\text{ MN}$  اعمال شده است.

به منظور شبیه‌سازی وزن خود EPB-TBM، توزیع بار عمودی بر روی کف تونل در طول سپر با جهت  $90^\circ$  درجه در نظر گرفته شد. در این مدل وزن خود دستگاه TBM برابر با  $3800\text{ kN}$  در نظر گرفته شد.

### ۳-۵-۳- فشار تزریق

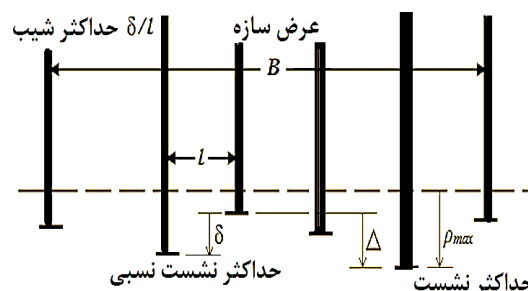
یکی از مهم‌ترین پارامترهای شبیه‌سازی تونلسازی مکانیزه، تزریق پشت سگمنت‌ها است. در کارهای قبلی، فشار تزریق با استفاده از توزیع تنش نرمال بر روی مرز تونل مدل‌سازی می‌شد (Mollon, 2010). به منظور شبیه‌سازی گرایان فشار به دلیل وزن دوغاب، فشار تزریق اعمال شده در پشت سگمنت‌ها به صورت خطی با عمق افزایش می‌یابد. در این



شکل ۶- اعمال بارهای خارجی و پارامترهای عملیاتی ماشین حفاری تونل (TBM)

شکل ۸، ارائه شده است. همانگونه که از شکل مشخص است حداکثر نشست ایجاد شده در زیر شمع‌ها ناشی از حفاری تونل و عبور *TBM* حدود  $5.2\text{mm}$  در شمع نزدیک به تونل، و حدود  $2.9\text{mm}$  در شمع دورتر از تونل است. مایرهورف (۱۹۵۹) در طراحی‌های حداکثر ظرفیت باربری پی‌های شمعی، حداکثر نشست مجاز زیر شمع‌های پی را  $25\text{mm}$  در نظر گرفتند (Meyerhof, 1959). ترزاچی و پک (۱۹۶۷) نیز در محاسبات ظرفیت باربری پی‌های شمعی، با تبعیت از مایرهورف (۱۹۵۹) همین معیار  $25\text{mm}$  را به‌عنوان حداکثر نشست مجاز پیشنهاد داد (Terzaghi, et al., 1967) که بعدها مشخص شد این معیار کمی محافظه‌کارانه است و پک، هانسون و تورنبرگ (۱۹۷۴) این معیار را اصلاح کردند (PECK, et al., 1974). مطابق با توصیه‌های گرانت و همکاران (۱۹۷۴)، در صورتی که حداکثر اختلاف نشست بین شمع‌ها کمتر از  $30\text{mm}$  باشد آسیب‌های جدی به شمع‌ها وارد نخواهد شد (Grant, et al., 1974). همچنین واد (۲۰۰۴)، حداکثر نشست مجاز در شمع‌های ساخته در خاک‌های رسی و ماسه‌ای را به ترتیب برابر  $10\text{cm}$  و  $5\text{cm}$  معرفی کرد (Wade, 2004). گابریلاتیس و همکاران (۲۰۱۳) نیز حداکثر نشست مجاز پی‌های شمعی را به‌صورت ۲ درصد قطر شمع پیشنهاد کردند (Gabrielaitis, et al.,

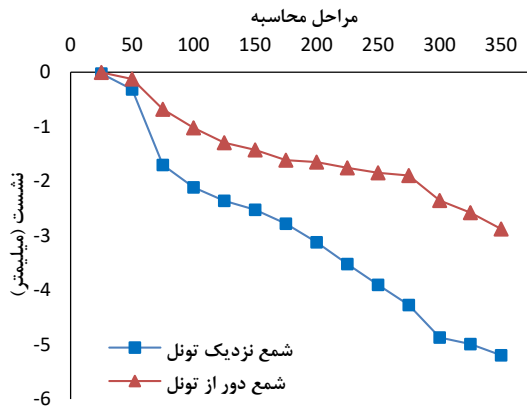
چنانچه مقادیر پارامترهای تغییرشکل مانند نشست، شیب و دوران نسبی پی سازه از مقادیر مجاز بیشتر باشد، آسیب‌های ساختاری در سازه ایجاد می‌شود. نشست نسبی به‌صورت اختلاف نشست بین دو نقطه مرجع؛ و پارامتر شیب به‌صورت تغییر در گرادیان خط مستقیم وصل‌کننده دو نقطه مرجع در سازه، تعریف می‌شود (Wroth, et al., 1974). پارامترهای نشست نسبی و شیب در پی سازه در شکل ۷، ارائه شده است.



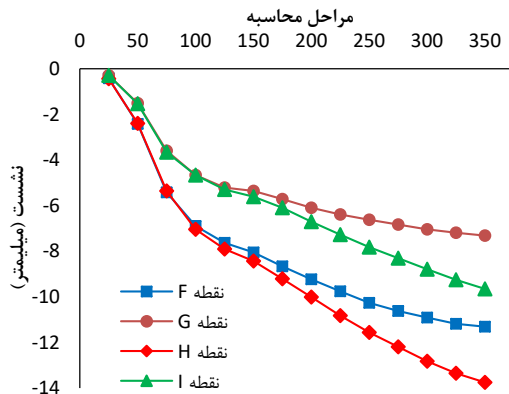
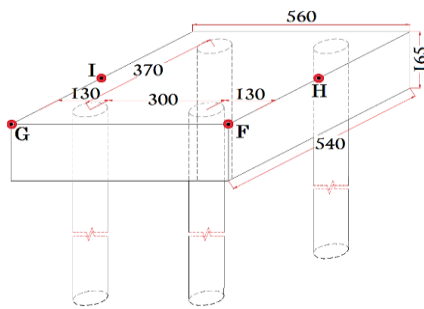
شکل ۷- شماتیک حداکثر شیب، حداکثر نشست و نشست تفاضلی (Skempton, et al., 1956)

در این بررسی پارامترهای تغییرشکل شامل نشست، چرخش و دوران نسبی ایجاد شده در شمع و سرشمع، به-عنوان پارامترهای تغییرشکل مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نمودار نشست زیر دو شمع به ازای  $350$  گام محاسباتی در

خطرات جدی برای تاسیسات داشته باشد (Kastner, et al., 2003). ترزاقی (۱۹۳۸) اشاره کرد برای اجتناب از آسیب ساختاری به سازه، نشست تفاضلی کمتر از  $20\text{mm}$  باشد (Terzaghi, 1938). رانکین (۱۹۸۸) نیز پیشنهاد داد نشست تفاضلی کمتر از  $10\text{mm}$  به سازه آجری آسیب جدی وارد نخواهد کرد (Polshin, et al., 1957).



شکل ۸- نمودار نشست زیر شمع‌ها



شکل ۹- نمودار نشست نقاط کنترلی سرشمع به ازای گام‌های محاسباتی

بررسی مطالعات محققین در مورد معیارهای آسیب سازه در اثر نشست نشان می‌دهد حداکثر نشست

(2013). با توجه به قطر  $90\text{cm}$  شمع‌ها، بنابراین مطابق با توصیه ایشان حداکثر نشست مجاز  $18\text{mm}$  خواهد بود. بنابراین با بررسی معیارهای پیشنهاد شده توسط محققین مختلف می‌توان گفت حداکثر نشست حدود  $5.2\text{mm}$  زیر شمع‌های نزدیک به تونل، بسیار کمتر از مقادیر معیار محققین مختلف بوده در محدوده نشست‌های مجاز قرار دارد. بنابراین نشست ایجاد شده در زیر شمع‌ها خطری متوجه سازه روی آن نمی‌کند.

سرشمع ساخته شده بر روی  $10$  شمع گروهی، به- عنوان پی زیر پایه‌های پل عمل می‌کند بنابراین باید معیارهای جلوگیری از آسیب به پی را برآورده کند. به‌همین منظور نقاط کنترلی  $F, G, H$  و  $I$  بر روی سرشمع تعیین شده و به بررسی جابجایی‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده در آن پرداخته شده است. نمودار حداکثر نشست سرشمع به ازای گام‌های محاسباتی در شکل ۹، ارائه شده است.

حداکثر نشست در نقاط  $F, G, H$  و  $I$  به ترتیب  $11.3\text{mm}$ ،  $7.31\text{mm}$ ،  $13.75\text{mm}$  و  $9.65\text{mm}$  اتفاق افتاده است. همانگونه که انتظار می‌رود نشست در نقاط نزدیک به تونل بیشتر بوده و حداکثر  $13.75\text{mm}$  است. محققین مختلف معیارهایی برای تعیین آسیب سازه در اثر نشست معرفی کرده‌اند. مایر (۱۹۹۶) مقدار نشست‌های کمتر از  $10\text{mm}$  در زیر پی سازه‌های آجری را قابل‌اغماض دانسته است. البته ایشان همراه شدن نشست‌های بیش از  $10\text{mm}$  با شیب بیشتر از  $0.02$  را تأثیرگذار بر آسیب سازه عنوان کرد (Mair, et al., 1996). انجمن بین‌المللی تونل و فضاهای زیرزمینی نیز مقادیر نشست  $10\text{mm}$  در زیر سازه آجری و  $20\text{mm}$  در زیر خیابان‌ها را حد مجاز نشست تعریف کرده است که به نظر مایر (۱۹۹۶) نزدیک است (ITA/AITES, 2006).

آتوول (۱۹۸۶) مقادیر نشست کمتر از  $10\text{mm}$  را قابل صرفنظر و مقادیر بیش از  $75\text{mm}$  را بحرانی معرفی کرد (Attewell, et al., 1986). البته مقادیر حداکثر نشست  $75\text{mm}$  یا  $50\text{mm}$  توسط اسکمپتون و مک‌دونالد (۱۹۵۶) نیز به‌عنوان نشست مجاز تعریف شد که برای سازه‌های بتن مسلح هستند (Skempton, et al., 1956). کاستنر و همکاران (۲۰۰۳) گفتند نشست یکنواخت خطرناک نبوده و مخاطرات زیادی برای سازه ایجاد نمی‌کند، اما می‌تواند



همچنین فاصله بین نقاط  $F-H$  تا  $G-I$  ۳ متر است و فاصله بین نقاط  $F-G$  تا  $H-I$  ۵٫۶ متر است. بنابراین می‌توان شیب ایجاد شده در سرشمع را در جهات مختلف به صورت زیر به دست آورد:

$$\left(\frac{\delta}{L}\right)_{F-H} = \frac{13.75-11.3}{3000} = 0.000816$$

$$\left(\frac{\delta}{L}\right)_{G-I} = \frac{9.65-7.31}{3000} = 0.00078$$

$$\left(\frac{\delta}{L}\right)_{F-G} = \frac{11.3-7.31}{5600} = 0.000712$$

$$\left(\frac{\delta}{L}\right)_{H-I} = \frac{13.75-9.65}{5600} = 0.000732$$

بنابراین مطابق با مطالعات محققین مختلف، شیب به وجود آمده در جهات مختلف در سرشمع، کمتر از معیارهای محققین مختلف است و آسیبی به سازه وارد نمی‌شود. طبق توصیه انجمن بین‌المللی تونل، حداکثر دوران نسبی مجاز در محدوده ۰٫۵ درصد تا ۳٫۳۳ درصد است. به توصیه انجمن بین‌المللی تونل، حداکثر دوران نسبی ۲ درصد برای اکثر سازه‌ها قابل پذیرش است ( *ITA/AITES*, 2006). با توجه به شکل ۸، حداکثر دوران نسبی بین نقاط  $H$  و  $G$  ایجاد می‌شود که مقدار آن برابر است با:

$$\text{relative rotation} = \frac{13.75-7.31}{\sqrt{3000^2+5600^2}} = 0.001$$

بنابراین دوران نسبی ایجاد شده در سرشمع کمتر از مقادیر توصیه شده انجمن بین‌المللی تونل است و بنابراین آسیب خاصی در آن ایجاد نمی‌شود.

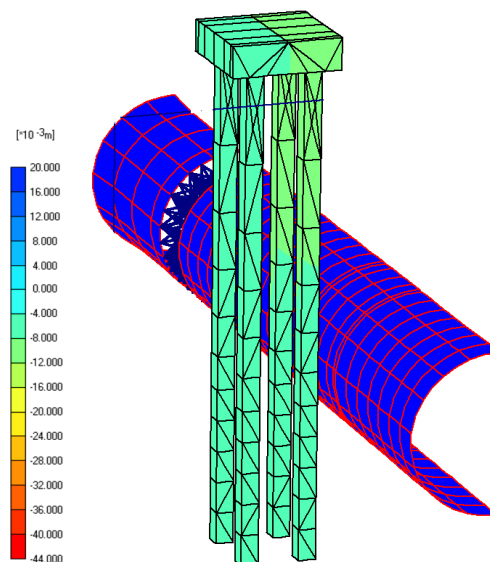
کانتور تغییر مکان افقی ایجاد شده در شمع‌ها در شکل ۱۱، نشان می‌دهد حداکثر جابجایی افقی شمع به سمت داخل تونل  $3.2\text{mm}$  و به سمت خارج تونل برابر  $1\text{mm}$  است.

#### ۴-۲- حساسیت نسبت به پارامترهای اجرایی

پارامترهای اجرایی از جمله فشار سینه‌کار و فشار تزریق از جمله عواملی هستند که با بهینه‌سازی و کنترل آن‌ها می‌توان نشست‌ها و اثرات مخرب ناشی از آن را به حداقل رساند. به منظور تحلیل حساسیت آسیب‌پذیری سازه پل نسبت به پارامترهای اجرایی، فشار سینه‌کار در سقف تونل در ۵ سطح  $2.0\text{kPa}$ ،  $4.0\text{kPa}$ ،  $6.0\text{kPa}$ ،  $8.0\text{kPa}$  و  $10.0\text{kPa}$  مدلسازی شد. با اعمال گرادیان فشار معادل  $93\text{kPa}$ ، فشار سینه‌کار در کف تونل برابر با  $93\text{kPa}$

$13.75\text{mm}$  در سرشمع (به عنوان پی سازه پل)، کمتر از مقادیر نشست مجاز بیان شده توسط محققین مختلف برای سازه‌های بتن مسلح است و اساساً سرشمع با چالش جدی مواجه نمی‌شود. نتایج نشان می‌دهد جابجایی‌های ایجاد شده در آن خطرناک نبوده و آسیبی به سازه پل وارد نمی‌شود. کانتورهای نشست در سرشمع در شکل ۱۰، نشان داده شده است.

همانگونه که قبلاً اشاره شد پارامتر شیب به صورت تغییر در گرادیان خط مستقیم بین دو نقطه مرجع تعریف می‌شود. ترزاقی (۱۹۳۸) توصیه کرد برای جلوگیری از آسیب به ساختمان حداکثر شیب  $0.004$  (یکدویست و پنجاهم) باشد (*Terzaghi, 1938*). اسکمپتون و مک‌دونالد (۱۹۵۶) گفتند حداکثر شیب بین  $0.002$  (یک پانصدم) تا  $0.004$  محدود شود تا آسیب جدی به سازه وارد نشود (*Skempton, et al., 1956*). پولشین و توکار (۱۹۵۷) حداکثر شیب برای سازه‌های بتنی را  $0.005$  پیشنهاد دادند (*Polshin, et al., 1957*). مایر و همکاران (۱۹۹۶) پیشنهاد کردند حداکثر شیب  $(\theta_{max})$  کمتر از  $0.002$  باشد (*Mair, R., et al, 1996*). همچنین جروم نیز معیار جلوگیری از آسیب ساختاری به سازه را شیب  $0.00333$  تعریف کرد (*Bjerrum, et al., 1963*).



شکل ۱۰- کانتورهای نشست ایجاد شده در سرشمع

با توجه به شکل ۱۰، حداکثر نشست به دست آمده در نقاط  $F$ ،  $G$ ،  $H$  و  $I$ ، به ترتیب برابر  $11.3\text{mm}$ ،  $7.31\text{mm}$ ،

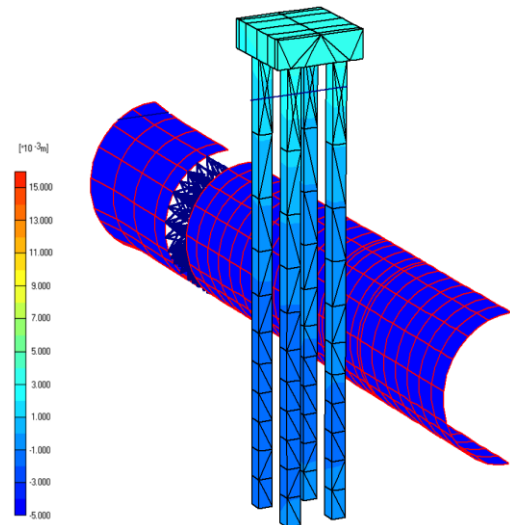
تا  $100kPa$ ، موجب کاهش ۱۵ درصدی نشست در نقطه  $F$ ، کاهش ۷ درصدی در نقطه  $G$ ، کاهش ۱۳ درصدی در نقطه  $H$  و کاهش ۱۴ درصدی در نقطه  $I$  می‌شود. بنابراین می‌توان گفت افزایش فشار سینه‌کار و فشار تزریق به‌طور میانگین باعث کاهش ۱۲ درصدی نشست در سرشمع می‌شود. همچنین جابه‌جایی‌های افقی نیز کاهش قابل توجهی نداشته‌اند. هرچند تغییر در فشار سینه‌کار موجب کاهش ۲۸ درصدی نشست سطح زمین شده است اما این نشست تاثیر چندانی بر شمع‌های گروهی نداشته است. شایان ذکر است که مقادیر نشست‌ها و جابه‌جایی‌ها آنقدر کم هستند که اساساً مشکلی برای سازه سرشمع و در نتیجه پل قزوین ایجاد نمی‌شود و حفاری در شرایط ایمن می‌تواند انجام شود.

#### ۴-۳- توزیع نیروی محوری و لنگر خمشی

به‌دلیل حفاری تونل در مجاورت شمع‌ها، توزیع و مقدار نیروهای محوری و لنگر خمشی پیرامون شمع تغییر می‌کند. نمودار نیروهای محوری قبل از شروع حفاری و در پایان آخرین مرحله تحلیل عددی، در شکل ۱۲، نمایش داده شده‌اند. همانگونه که مشاهده می‌شود حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در شمع حدود  $553$  تن است که در عمق ۱۶ متری شمع به‌وجود آمده است. این نقطه موقعیتی است که دیواره تونل کمترین فاصله را تا شمع دارد. در این نقطه ستون خاک بین تونل و شمع کمترین ضخامت خود را داشته و حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در شمع در اثر حفاری تونل، در این مقطع ایجاد می‌شود.

نمودار حداکثر لنگرهای خمشی حول محور  $x$  ( $M_{xx}$ ) و حول محور  $z$  ( $M_{zz}$ )، قبل از شروع حفاری و در پایان آخرین مرحله تحلیل عددی در شکل ۱۳ و شکل ۱۴، نشان داده شده است. شایان ذکر است که محور  $x$  عمود بر محور تونل و محور  $z$  در امتداد محور تونل در نظر گرفته شده است. حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در محور  $x$  حدود  $8.5$  تن.متر است که در عمق حدود ۱۴ متری شمع ایجاد می‌شود. لنگر خمشی ایجاد شده در راستای محور  $z$  نیز حدود ۱۲ تن.متر است که در عمق ۲۰ متری شمع ایجاد می‌شود. نیروی محوری و لنگر خمشی مجاز شمع حداکثر نیروی محوری و حداکثر لنگر خمشی است که توسط شمع بتنی تحمل می‌شود. برای تعیین نیروی محوری و لنگر خمشی مجاز شمع بتنی، دیاگرام‌های  $P-M$  (نیروی

$113kPa$ ،  $133kPa$ ،  $153kPa$  و  $193kPa$  اعمال شده است. در این وضعیت، فشار تزریق همانند تحلیل‌های قبل در همه مدل‌های عددی به اندازه  $100kN/m^2$  بیشتر از فشار سینه‌کار در نظر گرفته شد و گرادیان فشار تزریق نیز مانند تحلیل‌های قبل در نظر گرفته شد. نتایج تغییر مکان‌ها و جابه‌جایی‌ها در نقاط مختلف سرشمع و سطح زمین در جدول ۳، ارائه شده است.

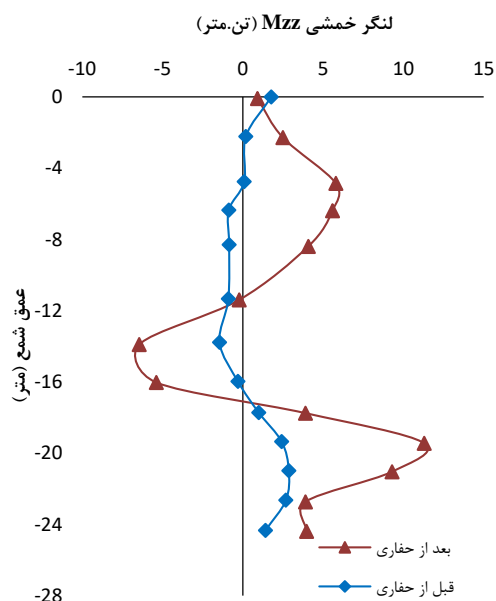


شکل ۱۱: کانتورهای جابه‌جایی افقی ایجاد شده در شمع

جدول ۳- تاثیر فشار سینه‌کار بر تغییر مکان‌ها و جابه‌جایی‌های سرشمع و سطح زمین

نشست‌ها برحسب میلی‌متر	فشار سینه‌کار در تاج تونل				
	$100kPa$	$80kPa$	$60kPa$	$40kPa$	$20kPa$
نشست زیر شمع ( $mm$ )	۴/۹	۵	۵/۱	۵/۲	۵/۲
نشست سرشمع ( $mm$ )	۹/۶	۱۰/۴	۱۰/۹	۱۱/۲	۱۱/۳
نشست بالای تونل ( $mm$ )	۶/۸	۷	۷/۲	۷/۳۱	۷/۳۱
تغییر مکان افقی شمع بتنی ( $mm$ )	۱۱/۹۲	۱۲/۷	۱۳/۱۶	۱۳/۴۷	۱۳/۷۵
تغییر مکان افقی شمع بتنی ( $mm$ )	۸/۲۵	۸/۸۴	۹/۲۳	۹/۴۸	۹/۶۵
تغییر مکان افقی شمع بتنی ( $mm$ )	۲۱	۲۳/۲	۲۵/۳	۲۷/۵	۲۹
تغییر مکان افقی شمع بتنی ( $mm$ )	۲/۴	۲/۷	۲/۹	۳/۲	۳/۲
تغییر مکان افقی شمع بتنی ( $mm$ )	۰/۸۵	۰/۹۴	۱	۱	۱

نتایج نشان می‌دهد افزایش فشار سینه‌کار از  $20kPa$



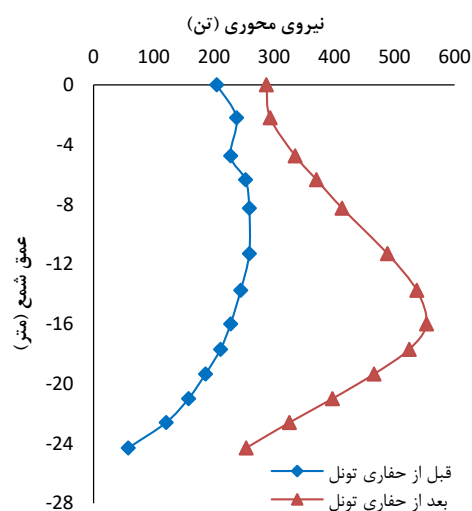
شکل ۱۴- نمودار توزیع لنگر خمشی ( $M_{zz}$ ) به‌ازای عمق شمع قبل و بعد از حفاری

#### ۴-۴- بررسی پایداری شمع‌ها در برابر بار وارده

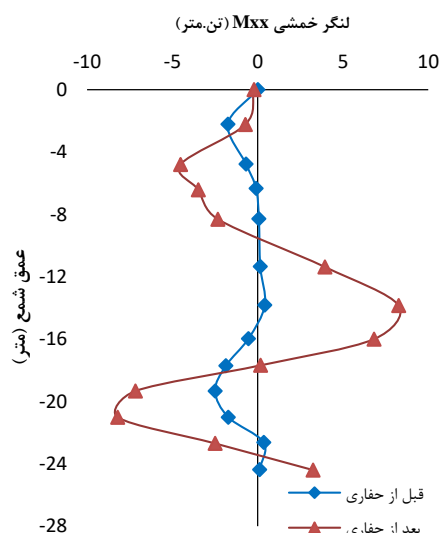
در این قسمت و پس از بررسی کلیه تنش‌ها، جابجایی‌ها و نیروهای ایجاد شده در شمع‌ها در اثر حفاری تونل مجاور، لازم است کنترل کفایت مقطع شمع در برابر نیروهای وارده بر آن مورد بررسی قرار گیرد. بدین‌منظور از دیاگرام نیروی محوری-لنگر خمشی (نمودار  $P-M$ ) استفاده شده است. بتن مورد استفاده برای ساخت شمع‌ها دارای مقاومت فشاری تک‌محوره  $f'c = 30.0 \text{ kPa}$  است. همچنین میزان میلگرد مصرف شده در بتن مسلح شمع، براساس معیار یک درصد مقطع شمع محاسبه شده و قطر شمع  $90 \text{ cm}$  است. با فرض استفاده از ۲۲ عدد میلگرد با قطر  $20 \text{ mm}$ ، دیاگرام نیروی محوری-لنگر خمشی (نمودار  $P-M$ ) به‌دست می‌آید. مطابق با مبحث نهم آیین‌نامه مقررات ملی ساختمان، در صورتی‌که اثر فشار جانبی خاک به سایر بارهای وارد بر ستون بتنی وارد شود، اثر بارها باید با ضریب  $1.6$  در محاسبات ترکیب بار منظور شود. از این‌رو با اعمال ضریب بار  $1.6$  در مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی به‌دست آمده از تحلیل‌های عددی، کفایت مقطع شمع‌ها در برابر نیروهای وارد بر آنها، در شکل ۱۵ و شکل ۱۶، نشان داده شده است (Iran's national construction regulations, 2020).

با توجه به مقاومت بتن استفاده شده در ساخت

محوری- لنگر خمشی) برای ستون بتنی محاسبه و ترسیم می‌شود. پس از ترسیم دیاگرام‌های  $P-M$  برای شمع، مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در شمع را در دیاگرام‌های  $P-M$  ترسیم می‌کنیم. چنانچه این مقادیر در داخل منحنی دیاگرام قرار گیرد یعنی ستون می‌تواند نیروی محوری یا لنگر خمشی را تحمل کند، ولی چنانچه نقطه خارج از منحنی دیاگرام قرار گیرد یعنی ستون نمی‌تواند نیروی محوری و لنگر خمشی وارد بر آن را تحمل کند.



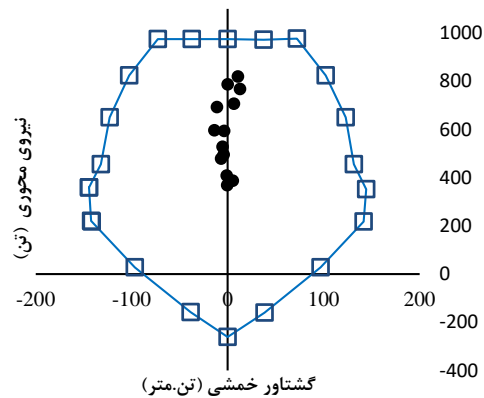
شکل ۱۲- نمودار توزیع نیروی محوری به‌ازای عمق شمع قبل و بعد از حفاری



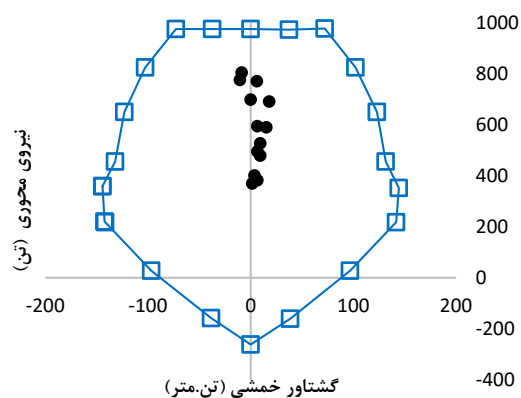
شکل ۱۳- نمودار توزیع لنگر خمشی ( $M_{xx}$ ) به‌ازای عمق شمع قبل و بعد از حفاری

با استفاده از مدل‌سازی عددی سه‌بعدی اجزا محدود مورد بررسی قرار گرفت. جایجایی‌ها و حرکات خاک القایی ناشی از حفاری تونل موجب بروز تغییرشکل‌هایی مانند نشست، شیب و دوران نسبی در شمع‌ها و سرشمع پایه پل می‌شود. نتایج نشان می‌دهد مقادیر نشست  $52\text{mm}$  ایجاد شده در زیر شمع بسیار کمتر از مقادیر  $25\text{mm}$  و  $30\text{mm}$  است که توسط محققینی چون مایرهوف (۱۹۵۹)، ترزاقی و پک (۱۹۶۷)، هانسون و تورنبرگ (۱۹۷۴)، گرانت و همکاران (۱۹۷۴)، واد (۲۰۰۴) و گابریلاتیس و همکاران (۲۰۱۳) به‌عنوان معیار آسیب به سازه معرفی شده است (Meyerhof, 1959; Terzaghi, et al., 1967; PECK, et al., 1974; Grant, et al., 1974; Wade, 2004; Gabrielaitis, et al., 2013). همچنین نشست  $135\text{mm}$  در سرشمع (به‌عنوان پی سازه پل) نیز کمتر از مقادیر مجاز نشست است که به‌عنوان معیار جلوگیری از آسیب به سازه ارائه شده است. همچنین حداکثر شیب  $0.0008$  و حداکثر دوران نسبی  $0.001$  القایی در شمع‌ها و سرشمع نیز از مقادیر مجاز ارائه شده توسط ترزاقی (۱۹۳۸)، اسکمپتون و مک‌دونالد (۱۹۵۶)، پولشین و توکار (۱۹۵۷)، مایر و همکاران (۱۹۹۶) و جروم (۱۶۳) کمتر بوده و سازه پل دچار آسیب سازه‌ای نمی‌شود و در شرایط ایمن پایدار می‌ماند (Terzaghi, 1938; Skempton, et al., 1956; Polshin, et al., 1957; Mair, et al., 1996; Bjerrum, et al., 1963). تحلیل حساسیت تغییرمکان‌ها و جابه‌جایی‌های سرشمع نسبت به پارامترهای اجرایی نشان می‌دهد افزایش  $80\text{kPa}$  فشار سینه‌کار و فشار تزریق، به‌طور میانگین ۱۲ درصد نشست زیر سرشمع را کاهش می‌دهد و تاثیر چندانی بر کاهش نشست و آسیب سازه ندارد. همچنین حداکثر نیروهای محوری و لنگرهای خمشی ایجاد شده در شمع-های پی به‌ترتیب حدود  $553$  تن و  $12$  تن‌متر هستند. با ترسیم دیاگرام نیروی محوری-لنگر خمشی (دیاگرام  $P-M$ ) و مقایسه نیروهای وارد بر شمع‌ها، با توجه به اینکه تمام نیروهای وارد بر شمع‌ها در داخل منحنی دیاگرام  $P-M$  قرار می‌گیرند، می‌توان گفت سازه پی پل به‌راحتی این نیروها و تغییرشکل‌های جزئی ایجاد شده در آن را تحمل کرده و تونل به‌طور ایمن می‌تواند از میان شمع‌های پایه پل عبور کند و آسیبی به پل وارد نشود.

شمع‌های پایه پل که تا حدود  $1000$  تن نیروی محوری و  $150$  تن‌متر لنگر خمشی را تحمل می‌کند، نیروهای محوری و لنگر خمشی وارد بر شمع‌ها در اثر حفاری تونل، وضعیت نامطلوبی برای شمع‌ها ایجاد نمی‌کند و شمع‌ها می‌توانند مقادیر جایجایی و تنش وارد بر خود را تحمل کنند. بنابراین پایداری شمع‌ها، سرشمع‌ها و در نهایت پایه‌ها و پل قزوین در اثر عبور تونل خط ۷ مترو تهران از میان آن‌ها، حفظ شده و در حالت ایمن باقی می‌مانند.



شکل ۱۵- موقعیت حداکثر لنگر خمشی ( $M_{xx}$ ) و نیروی محوری (P) در دیاگرام P-M



شکل ۱۶- موقعیت حداکثر لنگر خمشی ( $M_{zz}$ ) و نیروی محوری (P) در دیاگرام P-M

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله اندرکنش بین تونل خط ۷ مترو تهران و شمع‌های پایه پل قزوین در محل تقاطع اتوبان نواب،

## ۶- مراجع

- Ahmadi, M., Torkashvand, A., Badraddini, A., Sarfarazi, V., & Jahanmiri, S. (2023). Investigation of the influence of tunneling on bridge foundation in urban area. *Geotechnical and Geological Engineering*, 41(4), 2481-2499.
- Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain (2007), *settlement induced by tunnelling*.
- Attewell, P. B., Yeates, J., & Selby, A. R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures.
- Basile, F. (2014). Effects of tunnelling on pile foundations. *Soils and Foundations*, 54(3), 280-295.
- Bel, J., Branque, D., Wong, H., Viggiani, G., & Losacco, N. (2016). Impact of tunneling on pile structures above the tunnel: Experimental study on a 1g reduced scale model of TBM. In *ITA-AITES World Tunnel Congress* (Vol. 4, pp. 3219-3229).
- Bjerrum, L., & Lo, K. Y. (1963). Effect of again of the shear-strength properties of a normally consolidated clay. *Geotechnique*, 13(2), 147-157.
- Boldini, D., Losacco, N., Franza, A., DeJong, M. J., Xu, J., & Marshall, A. M. (2021). Tunneling-induced deformation of bare frame structures on sand: Numerical study of building deformations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(11), 04021116.
- Boonsiri, I., & Takemura, J. (2013). Behavior of pile group response to adjacent tunneling in sand using centrifuge modeling. *ICPMG2014-Physical Modelling in Geotechnics*, 697-703.
- Boonyarak, T., Phisitkul, K., Ng, C.W., Teeparaksa, W., Aye, Z.Z., (2014). Observed ground and pile group responses due to tunneling in Bangkok stiff clay. *Can. Geotech. J.* 51 (5), 479-495.
- Chapman, T., Nicholson, D., & Luby, D. (2001, July). Use of the observational method for the construction of piles next to tunnels. In *Proc. Int. Conf. response of buildings to excavation induced ground movements*, London.
- Dias, T. G. S., & Bezuijen, A. (2018). Load-transfer method for piles under axial loading and unloading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(1), 04017096.
- Do, N. A., Dias, D., & Oreste, P. (2015). 3D numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground. *Environmental Earth Sciences*, 73, 2101-2113.
- Elioab, E. K., Vua, H. U. N. G., Yvesa, B. O. H. A. L., Rasoola, M. E. H. D. I. Z. A. D. E. H., Michelb, K. H. O. U. R. I., Oliviera, D. E. C. K., & Pierreb, R. A. H. M. E. (2019). Influence of equivalent stiffness on the behavior of buildings subjected to soil settlements. *Interface*, 31(1000), 0-3.
- Falord Industrial Projects (2013), Instrument monitoring report, line 7 of Tehran subway (In Persian)
- Franza, A., Zheng, C., Marshall, A. M., & Jimenez, R. (2021). Investigation of soil-pile-structure interaction induced by vertical loads and tunnelling. *Computers and Geotechnics*, 139, 104386.
- Franza, A., & Sheil, B. (2021). Pile groups under vertical and inclined eccentric loads: Elastoplastic modelling for performance based design. *Computers and Geotechnics*, 135, 104092.
- Gabrielaitis, L., Papinigis, V., & Žaržojus, G. (2013). Estimation of settlements of bored piles foundation. *Procedia Engineering*, 57, 287-293.

- Grant, R., Christian, J. T., & Vanmarcke, E. H. (1974). Differential settlement of buildings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(9), 973-991.
- Heama, N., Jongpradist, P., Lueprasert, P., & Suwansawat, S. (2018). Investigation on pile-soil-tunnel interaction due to adjacent loaded pile row by 3D FEM. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 192, p. 02051). EDP Sciences.
- Iran's national construction regulations, (2020) topic 9, design and implementation of reinforced concrete buildings.
- Jongpradist, P., Kaewsri, T., Sawatparnich, A., Suwansawat, S., Youwai, S., Kongkitkul, W., & Sunitsakul, J. (2013). Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 34, 96-109.
- Kastner, R., Standing, J., & Kjekstad, O. (2003). Avoiding damage caused by soil-structure interaction: Lessons learnt from case histories: Thomas Telford.
- Lambrughi, A., Rodríguez, L.M., Castellanza, R., (2012). Development and validation of a 3D numerical model for TBM-EPB mechanised excavations. *Comput. Geotech.* 40, 97-113.
- Loganathan, N., Poulos, H. G., & Xu, K. J. (2001). Ground and pile-group responses due to tunnelling. *Soils and Foundations*, 41(1), 57-67.
- Lueprasert, P., Jongpradist, P., Jongpradist, P., & Suwansawat, S. (2017). Numerical investigation of tunnel deformation due to adjacent loaded pile and pile-soil-tunnel interaction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 70, 166-181.
- Mair, R., Taylor, R., Bracegirdle, A., (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique* 43 (2).
- Mair, R., Taylor, R., & Burland, J. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Paper presented at the Geotechnical aspects of underground construction in soft ground.*
- Meyerhof, G. G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 85(6), 1-29.
- Mollon, G., (2010). Etude déterministe probabiliste du comportement des tunnels. Lyon, France.
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.-H., (2013). Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotech.* 8 (2), 181-199. Do, N.A., Dias, D., Oreste,
- Nematollahi, M., & Dias, D. (2019). Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction-Case of the Shiraz subway line. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 86, 75-88.
- Ng, C. W. W., Soomro, M. A., & Hong, Y. (2014). Three-dimensional centrifuge modelling of pile group responses to side-by-side twin tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 43, 350-361.
- Ng, C. W. W., Hong, Y., & Soomro, M. A. (2015). Effects of piggyback twin tunnelling on a pile group: 3D centrifuge tests and numerical modelling. *Géotechnique*, 65(1), 38-51.
- PECK, R.B., HANSON, W.E., & THORNBURN, T.H., (1974). "Foundation Engineering", John Wiley & Sons, 514p.
- P., Djeran-Maigre, I., (2014). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 42, 40-51.

- Polshin, D. E., & Tokar, R. A. (1957, August). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. In Proc., *4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 402-405). London: Butterworth's.
- Rieben, H. (1955). The geology of the Teheran plain. *American Journal of Science*, 253(11), 617-639.
- SAHEL consulting corporation (2009). Geotechnical supplementary studies report, line 7 of Tehran subway (In Persian)
- Sarfarazi, V., Asgari, K., & Abad, M. B. (2021). Interaction between tunnel and surface foundation using PFC2D. *Journal of Mining and Environment*, 12(3), 785-798.
- Sarfarazi, V., Haeri, H., & Asgari, K. (2022). Three-dimensional Discrete Element Simulation of Interaction between Aqueduct and Tunnel. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 66(1), 30-39.
- Schroeder, F. C., Potts, D. M., & Addenbrooke, T. I. (2004). The influence of pile group loading on existing tunnels. *Geotechnique*, 54(6), 351-362.
- Skempton, A. W., & MacDonald, D. H. (1956). The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 5(6), 727-768.
- Soomro, M. A., Hong, Y., Ng, C. W. W., Lu, H., & Peng, S. (2015). Load transfer mechanism in pile group due to single tunnel advancement in stiff clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 45, 63-72.
- Soomro, M. A., Ng, C. W. W., Liu, K., & Memon, N. A. (2017). Pile responses to side-by-side twin tunnelling in stiff clay: Effects of different tunnel depths relative to pile. *Computers and Geotechnics*, 84, 101-116.
- Terzaghi, C., (1938). Settlement of structures in Europe and methods of observation. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 103(1): p. 1432-1448.
- Wade, R. B., (2004), "Practical foundation engineering handbook", McGraw Hill.
- WG Research, "ITA/AITES Report (2006). Settlements induced by tunneling in Soft Ground", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22 (2007), 119-149.
- Williamson, M. G., Mair, R. J., Devriendt, M. D., & Elshafie, M. Z. E. B. (2017). Open-face tunnelling effects on non-displacement piles in clay—part 2: tunnelling beneath loaded piles and analytical modelling. *Géotechnique*, 67(11), 1001-1019.
- Withers, A. D. (2001). 42 Murdoch, Neptune and Clegg Houses in Moodkee Street, Rotherhithe. In *Building response to tunnelling: case studies from construction of the Jubilee Line Extension*, London (pp. 811-828). Thomas Telford Publishing.
- Wroth, C., & Burland, J. (1974). Settlement of buildings and associated damage. In SOA Review, *Conf. Settlement of Structures*. Cambridge, UK: Pentech Press.
- Yoo, C. (2014). Three dimensional numerical investigation on the effect of bridge construction on existing tunnel. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18, 794-802.

## Numerical study of group pile vulnerability due to ground deformation caused by urban tunneling - A case study: Tehran metro line 7

F. kolivand<sup>1</sup>

1. Assistant Professor; Department of Mining Engineering, Faculty of Engineering, Lorestan University, Khorramabad, Iran, kolivand.f@lu.ac.ir

Received: 27 Apr 2024; Accepted: 29 Jul 2024  
DOI: 10.22044/tuse.2024.14599.1487

### Keywords

Tunnel-soil interaction  
Group piles  
3D numerical modeling  
Deformation parameters  
Pile foundation settlement

### Extended Abstract

#### Summary

Shallow urban tunnels during the construction phase may encounter many existing piles serving as foundation. Long-term stability of both the tunnel structure and the existing pile foundations is important and vital. Design engineers require reliable predictive models to estimate displacements of group piles due to live loads (as active loads). Additionally, predicting the effects of passive loads (dead loads) on pile foundations, primarily due to ground movements induced by excavations, is also crucial. In both cases, the economical and successful construction of urban tunnels, which have a high potential for interference with group piles, requires a proper understanding of the interaction mechanism between tunnel construction, deformation, and the response of piles. This research has been conducted to analysis the interaction between Tehran metro line 7 and group piles of Ghazvin bridge. The analysis has been performed by 3D finite element method modeling. The tunneling-Induced movements cause deformations such as settlement, slope and relative rotation in the cap pile and piles of the bridge foundation. The results show that the settlement of 2.5 mm created under the pile is much less than the values of 25 mm and 30 mm, that various researchers have introduced as the criterion of damage to the structure. Moreover, the settlement of 13.5 mm in the cap pile (as the foundation of the bridge structure) is less than the permissible settlement values. The maximum slope of 0.0008 and the maximum relative rotation of 0.001 induced in cap pile are also less than the allowed values, and the bridge structure does not suffer structural damage and remains stable in safe conditions. The sensitivity analysis of the changes in the displacements of the cap pile concerning the operational parameters shows that a significant increase in the face pressure and the grout pressure reduces the settlement below the cap pile by an average of 12% and has little effect on the reduction of settlement or structure. The maximum axial and moment forces created in the piles are about 553 tons and 12 ton.meter, respectively. The bridge structure can easily withstand these forces and partial deformations. The tunnel can be safe, It can pass through the foundation piles of the bridge without damaging the bridge.

### Introduction

Many studies have been conducted to understand the mechanism of tunnel-soil-pile interaction. Various researchers have carried out their studies based on experimental methods and field investigations, analytical and semi-analytical approaches, physical and centrifuge modeling, and numerical modeling. Most of the studies have focused on the effects of tunneling on existing piles, but some researchers have also investigated the impact of new piles constructions on the stability of existing tunnels. A review of case studies reveals that the vulnerability of piles due to displacements and induced axial and moment forces has received less attention in major tunnel-pile interaction analysis methods.

### Methodology and Approaches

In this paper, the tunnel-pile interaction has been investigated using 3D numerical finite element modeling. The bearing capacity of Ghazvin bridge piles (located on the Tehran-Niavaran Highway) against deformations and soil displacements induced by construction tunnel of Tehran metro line 7 through them is analyzed using the



Plaxis 3D Tunnel.

### **Results and Conclusions**

The analysis results indicate that the settlements under piles and pile cap (considered as the bridge substructure) are less than the allowable settlement limits proposed by various researchers as a criterion to prevent structural damage. Moreover, the induced slope and relative rotation piles and pile cap are less than the permissible limits. It indicates that the bridge structure does not suffer structural damage, and is in a safe and stable condition. The maximum axial forces and moment forces induced in the piles are approximately 553 ton and 12 ton.meter, respectively. By plotting the axial force-moment (P-M) diagram and comparing the forces acting on the piles, it can be concluded that the pile foundation of the bridge can withstand these forces, and the tunnel can safely pass through the bridge piles.

---