

# مطالعه‌ی رفتار زمان‌مند خاک‌های رسی نرم در گودبرداری‌های عمیق

جعفر ملکی (کارشناس ارشد)

علی پاک\* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۸ (۲۵-۱۳)  
دوروی ۲ - ۳۵، شماروی ۴/۱، ص. ۲۵-۱۳

گودبرداری‌های عمیق در خاک‌های رسی نرم می‌توانند در اثر ایجاد نشست‌ها و جابه‌جایی‌های قابل‌توجه به‌دلیل پدیده‌ی خزش دچار مشکل شود. در پژوهش حاضر، تأثیر لحاظ کردن زمان انجام فعالیت‌ها و خزش اتفاق افتاده در خاک‌های رسی نرم در میزان جابه‌جایی افقی در دیواره‌ی گودبرداری‌های عمیق بررسی شده است. در بررسی انجام شده، ابتدا گودبرداری عمیق که با روش ترکیبی مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌کوبی اجرا شده‌اند و در آن‌ها لایه‌های خاک‌های رسی نرم وجود دارد، با ۳ مدل رفتاری مختلف: موهر - کولمب، سخت‌شونده و خاک نرم با رفتارخزشی به‌صورت عددی مدل‌سازی و سپس نتایج حاصل با داده‌های اندازه‌گیری شده‌ی واقعی پروژه‌های مذکور مقایسه شده است. نتایج به‌دست آمده حاکی از آن است که اگر زمان انجام فعالیت‌ها به‌همراه مدل رفتاری خزشی در مدل‌سازی عددی لحاظ شود، نتایج به‌دست آمده انطباق بهتری را به‌نسبت مدل‌های رفتاری غیرزمان‌مند با شرایط واقعی پروژه خواهد داشت.

واژگان کلیدی: گودبرداری عمیق، مدل‌سازی عددی، خزش، مهار پیش‌کشیده، میخ‌کوبی، عامل زمان.

## ۱. مقدمه

که باید در بررسی رفتار این‌گونه از خاک‌ها به آن دقت کرد، آثار ایجاد شده در میزان جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در دیواره‌ها به دلیل روی دادن پدیده‌ی خزش در خاک‌های رسی نرم در طول زمان است که باعث می‌شود روند جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در دیواره‌ها، نسبت به شرایطی که مدل رفتاری خاک غیر زمان‌مند در نظر گرفته می‌شود، پیچیده‌تر باشد. با این حال، در اغلب طراحی‌های صورت گرفته برای خاک‌های رسی نرم، مدل رفتاری خاک را رفتار مستقل از زمان<sup>۱</sup> در نظر می‌گیرند. لذا در شرایط ذکر شده، مسئله‌ی زمان انجام فعالیت‌ها در اجرای گودبرداری و رفتار خزشی که خاک از خود در مدت زمان گودبرداری نشان می‌دهد، نادیده گرفته می‌شود. در سال‌های اخیر، پژوهش‌های متعددی برای ارائه‌ی مدل‌های رفتاری مناسب برای بررسی رفتار خزشی خاک‌های رسی نرم صورت پذیرفته است. در پژوهش لیبینگارد و همکاران (۲۰۰۴)، بررسی جامعی بر روی مدل‌های رفتاری زمان‌مند برای بررسی رفتار خاک رس و مزایا و معایب هر کدام انجام و براساس نتایج به‌دست آمده مشخص شده است که مدل‌های رفتاری کشسان - ویسکوخیمیری (EVP)<sup>۲</sup> برای بررسی رفتار انواع خاک‌های رس، نتایج قابل قبول‌تری را ارائه می‌دهند.<sup>[۱]</sup> اوگوستین و همکاران (۲۰۰۴)، نیز رفتار وابسته به زمان انواع مختلف خاک‌های درشت‌دانه و ریزدانه را با استفاده از آزمایش‌های تک‌محوری و سه‌محوری در آزمایشگاه بررسی و براساس نتایج به‌دست آمده مشاهده کرده‌اند که تأثیر لحاظ کردن عامل زمان در مدل‌سازی خاک‌های رسی به مراتب بیشتر از خاک‌های ماسه‌بی است. همچنین رفتار ایزوتاک<sup>۳</sup> برای خاک‌های رسی می‌تواند برای لحاظ کردن تأثیر عامل زمان

برای گودبرداری‌های عمیقی که در مناطق شهری اجرا می‌شوند، پیش‌بینی بیشینه‌ی جابه‌جایی‌های ایجاد شده در دیواره‌ی اطراف گودبرداری و همچنین تأثیر آن‌ها در سازه‌های اطراف، اهمیت بالایی دارد. یکی از رایج‌ترین روش‌های موجود برای پیش‌بینی جابه‌جایی‌ها، استفاده از روش‌های عددی، مانند روش المان محدود است که براساس آن می‌توان میزان جابه‌جایی ایجاد شده به‌دلیل اجرای گودبرداری عمیق بر روی دیواره‌های اطراف محل گودبرداری را تخمین زد. اگرچه استفاده از روش‌های عددی جهت طراحی گودهای عمیق شهری بسیار معمول است، ولی مطالعات موردی براساس داده‌های اندازه‌گیری شده در محل که با نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی صحت‌سنجی شده باشد، اندک است. صحت‌سنجی‌های ذکر شده، با استفاده از مشخصات به‌دست آمده از ویژگی‌های ساختاری محل احداث پروژه و براساس نتایج حاصل از آزمایش‌های مکانیک خاک صورت گرفته در محل و همچنین با اندازه‌گیری میزان جابه‌جایی ایجاد شده در دیواره‌های گودبرداری در بازه‌های زمانی مختلف حین و پس از اجرا انجام می‌شود.<sup>[۱]</sup> با استفاده از ابزار دقیق نصب شده در محل پروژه و قرائت میزان جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در طول زمان اجرا، می‌توان به دید دقیق‌تر و جامع‌تری نسبت به رفتار خاک و همچنین پیش‌بینی میزان جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در شرایط مشابه دست پیدا کرد. از موارد مهمی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۷/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۶/۱۱/۱۴، پذیرش ۱۳۹۶/۱۲/۱۹

DOI:10.24200/J30.2018.5207.2216

در مدل‌سازی‌های عددی مناسب باشد.<sup>[۳]</sup> همچنین ایسلام و گناندران (۲۰۱۷)، مدل رفتاری کشسان - ویسکوخمیری را برای بررسی رفتار زمان‌مند در فضای سه‌بعدی تنش و برای خاک‌های رسی همسان ارائه داده‌اند که آثار خزش خاک‌های رسی را به صورت تابعی غیرخطی لحاظ می‌کند. پارامترهای اساسی مدل رفتاری کشسان - ویسکوخمیری را می‌توان براساس آزمایش‌های سه‌محوری و ادمتری بر روی خاک‌های رسی به دست آورد. نتایج مدل رفتاری کشسان - ویسکوخمیری با نتایج مدل کم‌کلی اصلاح شده برای یک خاکریز رسی در یک بازه‌ی زمانی بلندمدت مقایسه و مشاهده شد که با لحاظ کردن عامل زمان در تحلیل‌ها، نتایج به دست آمده بهبود پیدا کرده‌اند.<sup>[۴]</sup> بررسی دیگری در سال ۲۰۱۲ توسط لو و همکاران، بر روی تأثیر خاک‌های نرم رسی در میزان جابه‌جایی و نشست ایجاد شده در دیواره‌ی مجاور محل گودبرداری‌ها صورت پذیرفت و براساس نتایج به دست آمده مشاهده شد زمانی که خاک رسی با مدل رفتاری خاک نرم خزشی<sup>۴</sup> مدل می‌شود، نتایج به دست آمده از مدل، انطباق بهتری با داده‌های قرائت شده در محل پروژه دارد.<sup>[۵]</sup> همچنین در پژوهش دیگری که شمس و خزائی (۲۰۱۷) انجام دادند، تأثیر عامل زمان در رفتار یک گود عمیق پایدار شده با سیستم میخ‌کوبی در خاک رسی نرم با استفاده از مدل‌های رفتاری موهر - کولمب و خاک نرم خزشی بررسی شد و نتایج به دست آمده نشان از تأثیر بالای لحاظ کردن عامل زمان در میزان جابه‌جایی و نشست‌های به دست آمده در خاک اطراف محل گودبرداری داشت.<sup>[۶]</sup> در پژوهش خزایی و گریلی (۲۰۱۷) نیز با بررسی مدل‌های رفتاری در گودبرداری‌های عمیق، تأثیر مدل‌های رفتاری موهر - کولمب و خاک سخت‌شونده در خاک‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و نشان داده شد که تأثیر مدل‌های رفتاری در گودبرداری‌های عمیق در نتایج قابل توجه است.<sup>[۷]</sup> همچنین در پژوهش‌های ساها و گوار (۲۰۱۷)، به تأثیر انتخاب مدل رفتاری مناسب در نتایج گودبرداری‌های عمیق تأکید شده است.<sup>[۸]</sup> سیواسی‌تامیارام و همکاران (۲۰۱۵)، نیز مدل رفتاری Creep-SCLAY $\gamma$  (مدل رفتاری خزشی خاک رس نرم) را با تکمیل و ترکیب دو مدل رفتاری کم‌کلی و خاک نرم خزشی برای تشریح رفتار خاک‌های رسی غیرهمسان ارائه کردند که از مزایای قابل توجه مدل مذکور آن است که تمامی پارامترهای مورد نیاز آن را می‌توان به وسیله‌ی آزمایش‌های معمول مکانیک خاک به دست آورد. سپس با مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از مدل Creep-SCLAY $\gamma$  و مقایسه‌ی آن با داده‌های اندازه‌گیری شده برای یک خاکریز رسی در طول یک زمان نسبتاً طولانی، انطباق بسیار مناسبی بین نتایج در مقایسه با دیگر مدل‌های رفتاری بررسی شده مشاهده شد.<sup>[۹]</sup> همچنین بین و همکاران (۲۰۱۱) برای ارائه‌ی مدل رفتاری زمان‌مند برای خاک‌های رسی نرم، یک مدل کشسان - ویسکوخمیری براساس تئوری تنش اضافی پرزبان<sup>۵</sup> معرفی کردند و سپس آزمایش‌های مختلف یک و سه بعدی در شرایط مختلف بر روی نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده‌ی خاک رس و انتیلا<sup>۶</sup> به منظور بررسی نتایج مدل رفتاری کشسان - ویسکوخمیری انجام دادند و با مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با داده‌های واقعی نشان دادند که مدل مذکور توانایی بالایی برای پیش‌بینی رفتار خاک‌های رسی نرم در طول زمان دارد.<sup>[۱۰]</sup> گودبرداری‌های عمیقی که در خاک‌های نرم رسی اتفاق می‌افتد، به دلیل ماهیت خزشی رفتار خاک‌های نرم رسی می‌تواند باعث ایجاد شرایط دشوارتری به لحاظ پیش‌بینی دقیق میزان جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در طول زمان گودبرداری و همچنین در شرایط پس از اتمام آن در محیط اطراف پروژه شود. ژانگ و همکاران (۲۰۱۵)، نیز مدل رگرسیون چندجمله‌یی<sup>۷</sup> را برای پیش‌بینی میزان جابه‌جایی خاک‌های رسی در گودبرداری‌های عمیق مهار شده با استفاده از میله‌های افقی<sup>۸</sup> ارائه و با مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از داده‌های اندازه‌گیری شده در محل و نتایج مدل‌سازی با روش

ذکر شده، انطباق قابل قبولی در پیش‌بینی جابه‌جایی افقی ایجاد شده در دیواره در خاک‌های رسی نرم مشاهده کردند.<sup>[۱۱]</sup> پژوهشگران دیگری نیز در سال ۲۰۱۱، تأثیر پارامترهایی مانند: عمق و عرض محل گودبرداری، ارتفاع خاک رس در محل پروژه و فاصله‌ی سنگ بستر صلب از کف گود بر روی جابه‌جایی‌های ایجاد شده‌ی ناشی از گودبرداری‌های عمیق در خاک‌های رسی را بررسی و نتیجه‌گیری کردند که ضخامت لایه‌ی خاک رس در محل پروژه، تأثیر قابل توجهی در محل تشکیل گوه‌ی گسیختگی و همچنین میزان نشست‌های اتفاق افتاده در خاک محل پروژه دارد.<sup>[۱۲]</sup>

بررسی‌های انجام شده حاکی از آن است که مطالعات صورت پذیرفته بر روی ترکیب سیستم مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌کوبی در خاک‌های رسی نرم با در نظر گرفتن تأثیر عامل زمان و همچنین خزش در نتایج بندرت صورت گرفته و مقایسه بین نتایج مدل‌سازی‌های عددی با داده‌های اندازه‌گیری شده در محل، به منظور درک کامل و دقیق نسبت به رفتار واقعی این‌گونه از سیستم‌های پایدارسازی در گودبرداری‌های عمیق ضروری است. لذا در پژوهش حاضر، داده‌های اندازه‌گیری شده از ۳ گودبرداری عمیق اجرا شده در شهر تهران که با استفاده از سیستم ترکیبی مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌کوبی مهار شده‌اند، گردآوری شده است. سپس مدل‌سازی عددی هر ۳ پروژه که در آن‌ها لایه‌هایی از خاک‌های نرم رسی با پتانسیل رفتار خزشی بالا مشاهده شده بود، انجام و با داده‌های اندازه‌گیری شده مقایسه شده است. هدف اصلی در بررسی‌های انجام شده، مطالعه‌ی تأثیر لحاظ کردن پارامتر زمان در اجرای مراحل مختلف عملیات اجرایی پروژه و متعاقباً، تأثیر رفتار خزشی خاک رس در نتایج به دست آمده از مدل‌سازی و مقایسه‌ی آن با داده‌های اندازه‌گیری شده است.

## ۲. مروری بر تئوری خزش در خاک‌های نرم

### ۱.۲. مفاهیم اولیه

هنگامی که یک لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار می‌گیرد، فشار آب حفره‌ی به‌طور ناگهانی افزایش پیدا می‌کند. در خاک‌های ماسه‌یی به دلیل بالا بودن نفوذپذیری خاک، افزایش فشار رخ داده سریعاً با زهکشی و کاهش حجم در توده‌ی خاک، به صورت نشست آبی ایجاد شده در خاک خود را نشان می‌دهد. اما در خاک‌های رسی به دلیل پایین بودن نفوذپذیری خاک، زهکشی آب حفره‌ی به آرامی و در طول بازه‌ی زمانی طولانی‌تری صورت می‌پذیرد. بنابراین کاهش حجم خاک رسی، به مدت طولانی بعد از بارگذاری و نشست آبی رخ داده در خاک ایجاد می‌شود. فرایند تدریجی زهکشی تحت تأثیر تنش اضافی ایجاد شده و انتقال فشار آب حفره‌ی به تنش مؤثر، باعث نشست تابع زمان در خاک‌های رسی می‌شود. شکل ۱، نمودار تغییرشکل یک نمونه خاک را در برابر تغییرات زمان نشان می‌دهد که مطابق آن، ۳ مرحله‌ی کلی در فرایند نشست خاک قابل تفکیک است: ۱. مرحله‌ی فشرده‌ی اولیه که غالباً به علت بارگذاری ابتدایی رخ داده بر روی توده‌ی خاک است؛ ۲. مرحله‌ی تحکیم اولیه که به علت زهکشی آب حفره‌ی، فشار آب حفره‌ی اضافی به تدریج تبدیل به تنش مؤثر می‌شود؛ و ۳. مرحله‌ی تحکیم ثانویه (خزش) که بعد از اتمام زائل شدن فشار آب حفره‌ی اضافی ایجاد می‌شود.

در پایان تحکیم اولیه‌ی خاک رس، به علت تغییرشکل‌های خمیری رخ داده در ساختار ذرات خاک رس، مقداری نشست اتفاق می‌افتد. در حین انجام مرحله‌ی اول از تحکیم، نمودار تغییرشکل خاک در برابر لگاریتم زمان تقریباً خطی است و

اساس می‌توان کرنش‌های حجمی و انحرافی را براساس روابط ۳ و ۴ محاسبه کرد:

$$\dot{\epsilon}_v = B * f(\sigma'_{ij}) \left(\frac{t_i}{t}\right)^m \quad (3)$$

$$\dot{\epsilon}_q = A * g(\sigma'_{ij}) \left(\frac{t_i}{t}\right)^m \quad (4)$$

که در آن‌ها،  $f(\sigma'_{ij})$  و  $g(\sigma'_{ij})$  توابعی براساس وضعیت فعلی سطح تنش، پارامترهای  $A$  و  $B$  بیان‌کننده ترکیب، ساختار و همچنین تاریخچه تنش خاک و پارامتر  $m$  معرف سرعت کاهش کرنش‌های محوری با گذشت زمان است. در سال ۱۹۸۵، سکی‌گوچی نشان داد که رابطه‌ی بین کرنش حجمی و کرنش انحرافی فقط تابعی از وضعیت فعلی تنش می‌تواند باشد.<sup>[۱۷]</sup> بنابراین طبق رابطه‌ی ۵،  $h(\sigma'_{ij})$  تابعی از جنس مواد است. بنابراین، اگر نمودار  $\dot{\epsilon}_v$  بر حسب  $\dot{\epsilon}_q$  رسم شود، نتیجه‌ی حاصل بدون توجه به زمان سپری شده، یک خط مستقیم خواهد بود.

$$\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q} = \frac{f(\sigma'_{ij})}{g(\sigma'_{ij})} = h(\sigma'_{ij}) \quad (5)$$

از محدودیت‌های مدل رفتاری تاوناس این است که رابطه‌ی ۵، زمانی معتبر است که مقدار  $m$  برای خزش انحرافی با مقدار  $m$  برای خزش حجمی با یکدیگر برابر باشند که در اغلب اوقات چنین نیست.

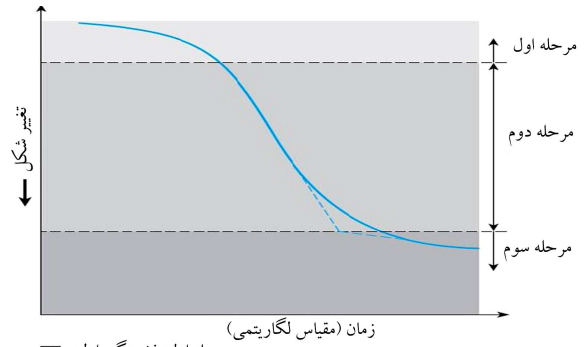
### ۳.۲.۲. مدل رفتاری خاک نرم خزشی

مدل رفتاری خاک نرم خزشی توسط ورمیر، برینگرگرو، و همکاران معرفی شده است.<sup>[۲۰-۱۸]</sup> مدل رفتاری خاک نرم خزشی در واقع تکمیل یافته‌ی مدل رفتاری خاک نرم<sup>۴</sup> است که در آن با منظور کردن زمان انجام فعالیت‌ها، تأثیر آن در نتایج در نظر گرفته شده است. با توجه به تأثیر قابل توجه ضریب خزش ( $c_\alpha$ ) در نتایج مدل ذکر شده، در خاک‌های نرم رسی که مقدار ضریب ( $c_\alpha$ ) قابل توجه است،<sup>[۱۳]</sup> نتایج به دست آمده از مدل با مدل‌های رفتاری دیگر قابل مقایسه خواهد بود. از ویژگی‌های اساسی مدل رفتاری خاک نرم خزشی می‌توان به رفتار لگاریتمی تحکیم، تمایز بین بارگذاری و باربرداری - بارگذاری مجدد، تحکیم وابسته به زمان (خزش)، رفتار مقاومتی براساس معیار موهر - کولمب، و سطوح تسلیم براساس معیار کم‌کلی اصلاح شده اشاره کرد. براساس اصول خزش یک بعدی برای مدل رفتاری خاک نرم خزشی، کرنش نهایی در مدل مذکور از دو بخش اساسی تشکیل شده است: کرنش کشسان و کرنش ویسکو - خمیری یا خزشی. کرنش خزشی در مدل رفتاری خاک نرم خزشی، فقط تحت تأثیر تنش‌های مؤثر ثابت موجود اتفاق نمی‌افتد، بلکه قسمت تحکیم اولیه و تغییرات ایجاد شده در خاک در آن مرحله هم در نتایج تأثیرگذار است. براساس تئوری خزشی ذکر شده، مقدار کرنش نهایی را می‌توان از رابطه‌ی ۶ به دست آورد:

$$\epsilon = a.Ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) + (b - a).Ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) + c.Ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (6)$$

که در آن،  $\epsilon$  کرنش نهایی،  $a$ ،  $b$  و  $c$  ضرایب ثابت،  $c'$  تنش مؤثر نهایی،  $\sigma'_0$  تنش مؤثر اولیه،  $\sigma_{pc}$  فشار پیش تحکیمی نهایی،  $\sigma_{p0}$  فشار پیش تحکیمی اولیه،  $\tau_c$  پارامتر زمان و  $t'$  زمان انجام خزش است. با توجه به شکل ۲ و رابطه‌ی ۶ می‌توان دریافت که قسمت اول رابطه، نشان‌دهنده کرنش‌های کشسان ناشی از افزایش تنش مؤثر در کل زمان ( $t$ ) است.

قسمت دوم، بیان‌کننده کرنش‌های خزشی ایجاد شده در طول زمان انجام تحکیم اولیه است که با افزایش فشار پیش تحکیمی تا پایان زمان تحکیم اولیه ( $t_c$ )



شکل ۱. نمودار تغییرشکل - زمان در طول تحکیم برای یک افزایش تنش مشخص.<sup>[۱۳]</sup>

نسبت تغییرات تخلخل خاک در برابر زمان را می‌توان از رابطه‌ی ۱ محاسبه کرد:

$$c_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (1)$$

که در آن،  $c_\alpha$  نشانه‌ی تحکیم ثانویه‌ی خاک (خزش) است که در محاسبه‌ی میزان خزش خاک نقش اساسی دارد. مقدار پارامتر  $c_\alpha$  را می‌توان با انجام آزمایش‌های مکانیک خاک به دست آورد. با گذشت زمان، مقاومت ذرات خاک به دلیل فشردگی و نزدیک شدن توده‌ی ذرات به هم افزایش پیدا می‌کند و در نتیجه سرعت پدیده‌ی خزش با گذر زمان کاهش پیدا می‌کند و بعد از زمانی طولانی تقریباً به صفر می‌رسد.<sup>[۱۴،۱۳]</sup>

### ۲.۲.۲. بررسی مدل‌های رفتاری زمان‌مند برای خاک‌های رسی

برای انجام مدل‌سازی‌های عددی واقع‌گرایانه در بررسی پدیده‌ی خزش، در سال‌های اخیر، مدل‌های رفتاری متعددی ارائه شده‌اند که در بخش حاضر به معرفی آن‌ها پرداخته شده است:

#### ۲.۲.۲.۱. مدل خزشی سینگ و میچل

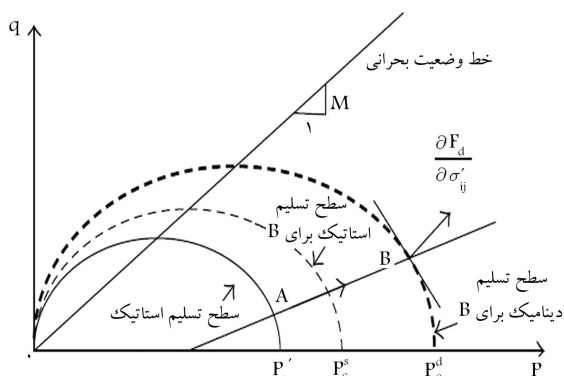
در سال ۱۹۶۸، سینگ و میچل براساس آزمایش‌های سه‌محوری متعددی که بر روی انواع خاک‌های رسی زهکشی شده و زهکشی نشده انجام داده بودند، یک مدل رفتاری براساس فقط ۳ پارامتر برای بررسی رفتاری خاک‌های رسی که در معرض تنش‌های ثابتی قرار دارند، ارائه دادند.<sup>[۱۵]</sup> با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش‌های مذکور، کرنش نهایی ایجاد شده در خاک طبق رابطه‌ی ۲ برابر است با:

$$\dot{\epsilon}_v = A * \exp(\bar{\alpha}q) \left(\frac{t_i}{t}\right)^m \quad (2)$$

با توجه به رابطه‌ی ۲،  $\bar{\alpha} = \alpha q_{max}$  و  $q = q/q_{max}$  است که  $\alpha$  نشان‌دهنده‌ی تأثیر شدت تنش در میزان خزش است. تنش انحرافی  $\bar{q}$ ، بیان‌کننده‌ی نسبت تنش انحرافی اولیه به تنش انحرافی بیشینه است.  $A$  پارامتری است که به ساختار خاک و همچنین تاریخچه‌ی تنش وارده بر خاک بستگی دارد. پارامتر  $m$  معرف سرعت کاهش کرنش‌های محوری با گذشت زمان است. هر سه پارامتر  $\alpha$ ،  $A$  و  $m$  را می‌توان با انجام آزمایش‌های خزش بر روی خاک‌ها تعیین کرد.<sup>[۱۶]</sup> از ضعف‌های اصلی روش خزشی سینگ و میچل می‌توان به یک بعدی بودن مدل رفتاری در شرایط تنش ثابت و همچنین دامنه‌ی اعتبار مدل به اولین مرحله از بارگذاری اشاره کرد.

#### ۲.۲.۲.۲. مدل تاوناس

در سال ۱۹۷۸، تاوناس و همکاران یک مدل رفتاری ارائه کردند که در آن تغییرشکل‌های خزشی را به دو مؤلفه‌ی تغییرشکل حجمی و انحرافی تقسیم کرده بودند.<sup>[۱۴]</sup> بر این



شکل ۴. معیار تسلیم مدل ویسکوکشسان خمیری خاک‌های نرم.

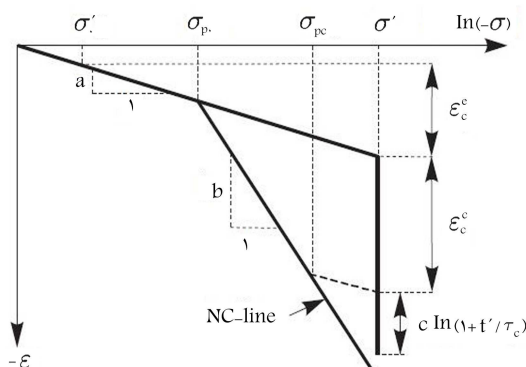
ایجاد شده در هر قسمت از مدل در رابطه‌ی ۱۰، رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید که در آن  $E_0$  نشان‌دهنده‌ی مدول کشسانی قسمت کشسان مدل،  $E_1$  نشان‌دهنده‌ی مدول کشسانی قسمت ویسکوکشسان،  $\eta_1$  ضریب ویسکوزیته‌ی قسمت ویسکوکشسان،  $\eta_2$  ضریب ویسکوزیته‌ی قسمت خزش نهایی و  $\sigma_s$  تنش تسلیم در قسمت خزش نهایی است. مقدار  $\langle \sigma - \sigma_s \rangle$  برای مقادیر مثبت برابر خودش و برای مقادیر منفی صفر لحاظ می‌شود.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma}{E_1} (1 - e^{-(E_1/\eta_1)t}) + \frac{\langle \sigma - \sigma_s \rangle}{\eta_2} t \quad (11)$$

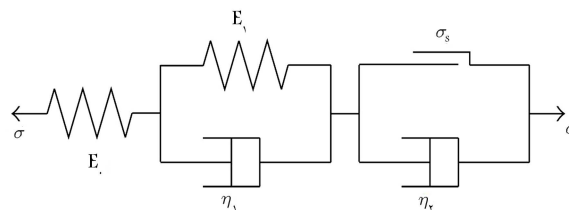
برای استفاده از رابطه‌ی ۱۱ در مدل رفتاری نیشیهارا فرض می‌شود که رفتار خاک همسان است، تغییرشکل ایجاد شده در خاک فقط ناشی از تنش‌های حجمی است، و ارتباطی با تنش‌های برشی ندارد و همچنین ضریب پواسون خاک در طول زمان با تغییر تنش‌های خاک تغییر نمی‌کند. با در نظر گرفتن فرضیات اشاره شده و همچنین با ملاحظه‌ی شکل ۴ که معیار تسلیم را در مدل ویسکوکشسان خمیری خاک نرم نشان می‌دهد، کرنش نهایی در خاک براساس رابطه‌ی ۱۲ به دست خواهد آمد:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{I_1}{9K} \delta_{ij} + \frac{s'_{ij}}{2G_0} + \frac{s'_{ij}}{2G_1} (1 - e^{-(E_1/\eta_1)t}) + \frac{1}{H_2} \langle \varphi(f) \rangle \left( \frac{3s'_{ij}}{M^2} + (2p' - p_c^d) \frac{\delta_{ij}}{3} \right) t \quad (12)$$

در رابطه‌ی ۱۲،  $K$  و  $G_0$  به ترتیب مدول بالک و برشی در قسمت کشسان،  $I_1$  پارامتر ثابت اول تنش‌های اصلی،  $G_1$  مدول برشی در قسمت ویسکوکشسان،  $H_2$  ضریب ویسکوزیته‌ی سه بعدی در المان‌های چسبنده،  $\langle \varphi(f) \rangle$  تابعی است که مشخص می‌کند که آیا تسلیم خمیری<sup>۱۵</sup> اتفاق افتاده است یا نه. برای مشخص شدن وضعیت تابع ذکر شده، با توجه به تحقیقات آداجی و اکا (۱۹۸۶)،<sup>[۲۵]</sup> و براساس شکل ۴، یک معیار تسلیم استاتیک<sup>۱۶</sup> اولیه تعریف می‌شود که بیان‌کننده‌ی سطح تسلیم مرجع برای خاک است، و شکل اولیه‌ی آن، بستگی به فشار تحکیم  $p_c^d$  دارد. با سخت‌تر شدن خاک به دلیل تغییرات در فشار تحکیمی اولیه ناشی از کرنش‌های حجمی غیرکشسان، سطح تسلیم استاتیک در خاک گسترش پیدا می‌کند و به مقدار  $p_c^e$  می‌رسد. برای بررسی وضعیت فعلی تنش در خاک، با توجه به شکل ۴، از یک معیار تسلیم دینامیکی<sup>۱۷</sup> استفاده می‌شود، که براساس وضعیت تنش‌های فعلی موجود  $p_c^d$  و وضعیت تاریخچه‌ی تنش خاک و همچنین خط تسلیم بحرانی خاک<sup>۱۸</sup> عمل می‌کند. با مشخص بودن وضعیت تنش‌های خاک می‌توان



شکل ۲. منحنی ایده‌آل تنش کرنش براساس مدل رفتاری خاک نرم خزشی.<sup>[۲۱]</sup>



شکل ۳. نمای شماتیک مدل نیشیهارا.

لحاظ می‌شود و قسمت سوم، کرنش‌های حاصل از خزش ایجاد شده را تحت اثر تنش‌های مؤثر ثابت موجود در طول زمان انجام خزش  $(t')$  نشان می‌دهد. ضرایب  $a$ ،  $b$  و  $c$  بیان‌کننده‌ی ویژگی‌های ذاتی خاک هستند، که آن‌ها را می‌توان با انجام آزمایش‌های مکانیک خاک تعیین کرد. پارامترهای مذکور با ضرایب  $C_\alpha$ ،  $C_s$  و  $C_c$  طبق روابط ۷ الی ۹ ارتباط دارند.  $e_0$  تخلخل اولیه‌ی خاک و ضرایب  $\lambda^*$  و  $\mu^*$  به ترتیب شاخص تورم اصلاح شده، شاخص فشردگی اصلاح شده و شاخص خزش اصلاح شده هستند.<sup>[۲۱،۲۲]</sup>

$$a = \frac{C_s}{2.3(1+e_0)} = \frac{1}{2} \kappa \quad (7)$$

$$b = \frac{C_c}{2.3(1+e_0)} = \lambda^* \quad (8)$$

$$c = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e_0)} = \mu^* \quad (9)$$

#### ۴.۲.۲. مدل ویسکوکشسان خمیری نیشیهارا

برای تشریح رفتار زمان‌مند خاک‌های رسی، لی و همکاران (۲۰۱۴)،<sup>[۲۱]</sup> با تشریح و بسط مدل یک‌بعدی تحکیم نیشیهارا<sup>۱۰</sup>، مدل سه‌جهته‌ی را براساس وضعیت تنش<sup>۱۱</sup> و همچنین تئوری تنش پوزیانا،<sup>[۲۳]</sup> و مدل رفتاری کم‌کلی شرح دادند. مدل نیشیهارا، شامل: یک المان کشسان هوک<sup>۱۲</sup> (نشان‌دهنده‌ی رفتار کشسان خاک)؛ یک المان ویسکوکشسان کلونین<sup>۱۳</sup> (نشان‌دهنده‌ی تغییرات خزشی اولیه‌ی خاک) و المان‌های چسبنده‌ی بینگهام<sup>۱۴</sup> (معرف خزش نهایی خاک) است.<sup>[۲۴]</sup> در شکل ۳، مدل نیشیهارا به صورت شماتیک مشاهده می‌شود. زمانی که تنش ثابت  $\sigma$  به مدل نیشیهارا وارد می‌شود، کرنش‌های ایجاد شده در مدل به صورت رابطه‌ی ۱۰ بیان می‌شود:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{ve} + \varepsilon^{vp} \quad (10)$$

در رابطه‌ی ۱۰،  $\varepsilon^e$  کرنش کل،  $\varepsilon^{ve}$  کرنش قسمت کشسان مدل،  $\varepsilon^{vp}$  کرنش خزشی اولیه‌ی خاک و  $\varepsilon^{vp}$  کرنش ناشی از خزش نهایی خاک است. با جایگزینی تنش‌های

مقدار تابع  $\langle \varphi(f) \rangle$  را براساس رابطه ۱۳ تعیین کرد:

$$\varphi(f) = \frac{p'_c}{p'_s} - 1 \quad (13)$$

### ۵.۲.۲. مدل رفتاری خزشی غیرهمسان

مدل رفتاری Creep-Sclay $\backslash$  توسط سیواسی تامپارام<sup>۱۹</sup> و همکاران (۲۰۱۵)<sup>[۱۹]</sup> برای بررسی رفتار خزشی نهشته‌های رسی با رفتار تنش - کرنش غیرهمسان معرفی شده است که در آن از ۱۰ پارامتر ورودی استفاده می‌شود. همچنین برای بررسی رفتار همسان خاک از مدل رفتاری کم کلی اصلاح شده (MCC)<sup>[۲۶]</sup>،<sup>[۲۰]</sup> برای تعیین پارامترهای غیرهمسان<sup>۲۱</sup> خاک از مدل رفتاری Sclay $\backslash$ <sup>[۲۷]</sup> برای پارامترهای ویسکوزیته‌ی خاک از پارامترهای مدل‌های رفتاری خاک نرم<sup>[۱۹]</sup> و مدل خزش غیر همسان (ACM)<sup>[۲۸]</sup>،<sup>[۲۲]</sup> استفاده شده است. در مدل رفتاری Creep-Sclay $\backslash$  کرنش ایجاد شده در خاک طبق روابط ۱۴ و ۱۵ از حاصل جمع دو کرنش کشسان و خزشی به دست می‌آید.  $v$  و  $q$  نشان دهنده‌ی مؤلفه‌های همسان و انحرافی نرخ تغییرات کرنش هستند.

$$\dot{\epsilon}_V = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^c \quad (14)$$

$$\dot{\epsilon}_q = \dot{\epsilon}_q^e + \dot{\epsilon}_q^c \quad (15)$$

بخش همسان و انحرافی کرنش کشسان را می‌توان طبق روابط ۱۶ و ۱۷ محاسبه کرد که در آن‌ها،  $G$  مدول کشسان برشی و  $q$  نرخ تغییرات تنش انحرافی است.

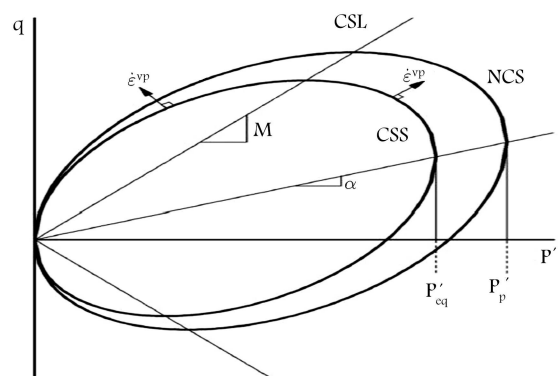
$$P'_P = P'_{P_0} * \exp\left(\frac{\epsilon_v^c}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (16)$$

$$\dot{\epsilon}_q^e = \frac{\dot{q}}{3G} \quad (17)$$

با توجه به شکل ۵ که برای مدل رفتاری Creep-Sclay $\backslash$  نشان داده شده است، بیضی بیرونی نشان دهنده‌ی سطح تحکیم نرمال<sup>۲۳</sup> برای خاک است که با توجه به شکل و براساس قانون سخت‌شوندگی، میزان تنش مؤثر و کرنش خزشی با یکدیگر رابطه‌ی ۱۸ را خواهند داشت:

$$P'_P = P'_{P_0} * \exp\left(\frac{\epsilon_v^c}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (18)$$

که در آن،  $\lambda^*$  و  $\kappa^*$  براساس مدل رفتاری خاک نرم خزشی تعریف شده‌اند و  $P'_{P_0}$  محل برخورد بیضی  $NCS$  با محور افقی تنش مؤثر ( $p'$ ) است. همچنین برای



شکل ۵. سطح تحکیم فعلی (CSS) و سطح تحکیم نرمال (NCS) در مدل رفتاری Creep-Sclay $\backslash$ .

بیضی داخلی در شکل ۵ (سطح CSS)، از رابطه ۱۹ برای محاسبه‌ی میزان تنش مؤثر نهایی آن استفاده می‌شود:

$$p'_{eq} = p' + \frac{(q - \alpha p')^2}{(M^2(\theta) - \alpha^2)p'} \quad (19)$$

که در آن،  $M(\theta)$  ضریب تنش در حالت بحرانی (CSS) است (که بستگی به زاویه‌ی انحرافی  $\theta$  دارد) و  $\alpha$  زاویه‌ی است که جهت‌گیری سطح تنش نرمال از سطح تنش فعلی را در میزان تنش مؤثر بیشینه نشان می‌دهد. با توجه به اینکه می‌توان خزش را تغییرات ثابت ضریب ویسکوزیته‌ی خاک تعریف کرد<sup>[۲۹]</sup>، رابطه‌ی ۲۰ را برای خزش خواهیم داشت که در آن  $\eta_{k^{nc}} = 3 \frac{(1 - k^{nc})}{(1 + \tau k^{nc})}$  و  $k^{nc}$  ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون برای حالت سطح تحکیم نرمال است. همچنین  $\beta = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}$  و  $\mu^* = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{\beta}$ .

$$\dot{\lambda} = \frac{\mu^*}{\tau} \left( \frac{p'_{eq}}{p'_p} \right)^\beta \left( \frac{M^2(\theta) - \alpha k^{nc}}{M^2(\theta) - \eta_{k^{nc}}} \right) \quad (20)$$

برای محاسبه‌ی نرخ وابستگی فشار پیش تحکیمی ظاهری در حالت نرمال از ضریب  $\tau$  استفاده می‌شود که به آن زمان مرجع می‌گویند<sup>[۲۸]</sup>. در مدل رفتاری Creep-Sclay $\backslash$ ، میزان ضریب تنش در سطح بحرانی ( $M$ ) برحسب مقدار زاویه‌ی ( $\theta$ ) و براساس رابطه ۲۱ تعیین می‌شود:

$$M(\theta) = M_C \left( \frac{2m^2}{1 + m^2 + (1 - m^2) \sin(3\theta_\alpha)} \right)^{1/2} \quad (21)$$

که در آن،  $m = \frac{M_e}{M_c}$  است و در آن  $M_c$  برابر مقدار  $M$  در فشار سه‌محوری با زاویه‌ی  $\theta_\alpha = -30^\circ$  و  $M_e$  برابر مقدار  $M$  در فشار سه‌محوری با زاویه‌ی  $\theta_\alpha = 30^\circ$  است.  $\sin(3\theta_\alpha) = -\left[ \frac{2\sqrt{3}}{3} \frac{(J_r)_\alpha}{(J_r)_\alpha} \right]$ .

با توجه به مدل‌های رفتاری بررسی شده برای رفتار خزشی خاک رس، در پژوهش حاضر با توجه به ویژگی‌های متعددی، از جمله: تعداد پارامترهای مدل برای تحلیل نتایج، فرضیات انجام شده در مدل رفتاری، قابلیت اندازه‌گیری پارامترها براساس آزمایش‌های مکانیک خاک متداول، و همچنین مدل‌سازی با استفاده از نرم افزارهای المان محدود، از مدل رفتاری خاک نرم خزشی برای بررسی رفتار خاک‌های رسی نرم موجود در پژوهش حاضر استفاده شده است.

## ۳. مدل‌سازی عددی

### ۳.۱. شرایط کلی مدل‌سازی

برای هر سه پروژه‌ی گودبرداری مورد بررسی در پژوهش حاضر، به منظور انجام مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار المان محدود ۲D plaxis (۲۰۱۶) استفاده شده است. به دلیل تأثیری که مرزهای مدل‌سازی در نتایج حاصل می‌تواند داشته باشد، ابعاد مدل‌سازی‌های به‌گونه‌ی انتخاب شده است که هندسه، تأثیر قابل توجهی در نتایج نداشته باشد<sup>[۳۰]</sup>. در دو سمت چپ و راست مدل جهت ممانعت از حرکت افقی مدل، از تکیه‌گاه‌های غلتکی استفاده شده است. همچنین در کف مدل، به منظور جلوگیری از حرکت هندسه‌ی مدل در هر دو جهت افقی و قائم، با انتخاب شرایط تکیه‌گاهی مناسب از حرکت مدل ممانعت به عمل آمده است. در مدل‌سازی‌های انجام شده، به دلیل طول قابل توجه مدل‌ها در راستای عمود بر صفحه، از تحلیل کرنش صفحه‌ی با المان‌های مثلثی ۱۵ گره‌ی استفاده شد. همچنین به دلیل حصول نتایج نزدیک‌تر به واقعیت به منظور مقایسه با داده‌های اندازه‌گیری

جدول ۱. پارامترهای مورد استفاده برای مدل‌سازی المان‌های سازه‌ی.

پارامتر	واحد	مقدار
ضخامت شاتکریت	mm	۱۰۰
مدول کشسانی مهار پیش‌کشیده	GPa	۱۹۰
مدول کشسانی میلگرد فولادی	GPa	۲۱۰
مدول کشسانی دوغاب (و شاتکریت)	GPa	۲۱
قطر حفاری گمانه	mm	۱۰۵
قطر میلگرد فولادی	mm	۲۵
زاویه‌ی حفاری مهارهای پیش‌کشیده و میخ	deg	۱۰
ضریب پواسون دیوار بتن پاشی شده	-	۰/۲

### ۳.۳. جزئیات مدل‌سازی مهار پیش‌کشیده

مهارهای پیش‌کشیده<sup>۲۹</sup> به منظور حفاظت دیواره‌های گود به روش فعال و میخ‌کوبی<sup>۳۰</sup> به منظور محافظت دیواره‌ها به روش غیرفعال استفاده می‌شوند. در مدل‌سازی‌های انجام شده برای مهارهای پیش‌کشیده، پس از حذف کردن یک لایه‌ی خاک به ارتفاع ۲ متر و پس از اجرای شاتکریت بر روی آن دیواره، مهار پیش‌کشیده شامل هر دو قسمت آزاد و قسمت درگیر با دوغاب مهار، فعال می‌شود. کشش مهار پیش‌کشیده شامل دو مرحله‌ی آزمایش تأیید<sup>۳۱</sup> و آزمایش خزش<sup>۳۲</sup> است. آزمایش‌های تأیید به منظور اطمینان از ظرفیت باربری مطلوب مهار پیش‌کشیده‌ی اجراشده انجام می‌شوند و آزمایش خزش در خلال آزمایش تأیید انجام می‌گیرد. آزمایش خزش عبارت است از اندازه‌گیری جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده در مهار تحت بار ثابت کششی در دوره‌ی زمان مشخص پس از اجرای مهار. نتایج آزمایش خزش تضمین می‌کند که مهار پیش‌کشیده می‌تواند در طول عمر سازه، بارهای طراحی شده را بدون جابه‌جایی زیاد تحمل کند. با توجه به اینکه مهارهای فعال پس از اجرا تحت نیروی کششی قرار می‌گیرند، انجام آزمایش خزش برای اطمینان از عدم آزاد شدن نیروی قابل توجه در مهار در زمان بهره‌برداری الزامی است. طبق بررسی لام و همکاران (۲۰۱۰)، نیروی یک مهار پیش‌کشیده پس از گذشت حدود ۱۸ ماه به میزان ۹۰٪، نیروی اولیه‌ی مهار کاهش یافته و پس از آن با توجه به طراحی موقت این نوع از روش‌های پایداری گود، میزان نیروی ذکر شده با سرعت بیشتری کاهش پیدا کرده است.<sup>[۳۲]</sup> همچنین طبق بررسی‌های ایکسو<sup>۳۳</sup> و همکاران (۲۰۰۷)، زمان سپری شده پس از اجرای مهار پیش‌کشیده بسیار با اهمیت است، به طوری که پس از گذشت چند روز از زمان اجرای مهار، ظرفیت کششی مهار شروع به کاهش می‌کند و به حدود ۸۵ تا ۹۰ درصد ظرفیت زمان اجرای مهار می‌رسد.<sup>[۳۲]</sup>

در محل پروژه، به منظور کنترل کیفیت اجرای عملیات حفاری، نصب و تزریق مهارها، و همچنین اطمینان از ظرفیت باربری موردنظر مهارها، هر مهار پیش‌کشیده پس از اجرا تا حد بار آزمون کشیده می‌شود و در صورت ارضاء معیارهای پذیرش برای نتایج آن،<sup>[۳۲]</sup> در بار طراحی قفل می‌شود. در مدل‌سازی‌های انجام شده نیز به دلیل اینکه کشش مهارهای پیش‌کشیده در محل پروژه معمولاً به فاصله‌ی چند روز پس از تزریق دوغاب در گمانه صورت می‌پذیرد، پس از خاک‌برداری و اجرای شاتکریت و با فاصله‌ی ۳ روز از اجرای مرحله‌ی قبل، نیروی پیش‌تشدیدگی در قسمت آزاد مهار فعال می‌شود. در روش میخ‌کوبی نیز مانند همین روش عمل شده است، ولی نیروی در میخ‌ها فعال نمی‌شود. نیروی پیش‌تشدیدگی که در مهارها ایجاد می‌شود، با گذشت زمان باعث ایجاد ترک‌هایی در قسمت باند مهار پیش‌کشیده می‌شود و همچنین وقوع رفتار خزشی مجموعه‌ی خاک و مهارها در درازمدت موجب کاهش تدریجی

شده، از منبندی بسیار ریز<sup>۲۴</sup> برای تحلیل نتایج استفاده شد. مدل‌سازی مراحل گودبرداری با توجه به شرایط اجرای واقعی پروژه‌ها صورت پذیرفته است. به دلیل فاصله‌ی زمانی کم بین برداشتن خاک، ایجاد دیوار بتن‌پاشی شده (شاتکریت) و حفاری گمانه‌ها، این سه مورد در یک فاز طراحی مشاهده شده‌اند، ولی به دلیل فاصله‌ی زمانی قابل توجه بین تزریق گمانه‌های مهارهای پیش‌کشیده و کشش آن‌ها به منظور گیرش دوغاب تزریق شده در داخل گمانه، کشش هر مهار در یک فاز جداگانه و در فاصله‌ی زمانی ۳ روزه با اجرای آن مهار لحاظ شده است.

### ۲.۳. مشخصات عمومی مصالح استفاده شده

اجرای پروژه‌های گودبرداری مستلزم استفاده از ۳ نوع مصالح مختلف سازه‌ی، شامل: دیوار بتن‌پاشی شده (شاتکریت)، میخ و مهار پیش‌کشیده است. برای مدل‌سازی دیوار بتن‌پاشی شده از المان سازه‌ی Plate با فرض رفتار کشسان استفاده شده است. المان Plate، هم سختی خمشی و هم سختی محوری دارد. برای مدل‌سازی میخ‌های فولادی و همچنین قسمت باند<sup>۲۵</sup> مهارهای پیش‌کشیده از المان سازه‌ی ردیف‌های تیر مدفون<sup>۲۶</sup> استفاده شده است که علاوه بر داشتن سختی‌های محوری و خمشی، می‌تواند آثار سه‌بعدی اجرای مهارهای فوق را در طراحی‌های دوبعدی منظور کند. به دلیل اینکه مقطع میلگرد فولادی و قسمت باند مهار پیش‌کشیده در تماس با دوغاب بوده و رفتار آن‌ها ترکیبی از دو نوع مصالح مختلف است، به منظور معادل‌سازی این دو مصالح با یک مقطع معادل و محاسبه‌ی سختی معادل از رابطه‌ی ۲۲ استفاده شده است.<sup>[۳۱]</sup>

$$E_{eq} = E_n (A_n/A) + E_g (A_g/A) \quad (22)$$

که در آن،  $E_n$  مدول کشسانی مهار پیش‌کشیده (و یا میلگرد فولادی)،  $E_g$  مدول کشسانی دوغاب تزریق شده،  $E_{eq}$  مدول کشسانی معادل دوغاب و مهار پیش‌کشیده شده (و یا میلگرد فولادی)،  $A_g$  سطح مقطع دوغاب،  $A_n$  سطح مقطع مهار پیش‌کشیده (و یا میلگرد فولادی) و  $A$  سطح مقطع کل گمانه‌ی حفاری شده است. همچنین به منظور محاسبه‌ی مقاومت نهایی مهارهای پیش‌کشیده و میخ برای المان ردیف‌های تیر مدفون، با توجه به اینکه المان مذکور همانند یک المان شمع رفتار می‌کند و دارای مقاومت در قسمت نوک المان و مقاومت اصطکاکی در جداره المان می‌باشد. لذا از رابطه‌ی ۲۳ برای محاسبه‌ی سختی آن استفاده شده است:

$$N = F_{max} + \frac{1}{4} L * (T_{skin,start} + T_{skin,end}) \quad (23)$$

که در آن،  $F_{max}$  مقاومت نوک المان ردیف تیر مدفون است، که با توجه به عملکرد اصطکاکی در طول المان در مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌ها در جهت اطمینان برابر صفر در نظر گرفته شده است،  $L$  طول المان و  $T_{skin,start}$  و  $T_{skin,end}$  مقاومت جداره‌ی المان در ابتدا و انتهای آن هستند و  $N$  ظرفیت باربری بیشینه‌ی مجاز المان است.<sup>[۲۱]</sup> همچنین به منظور معادل‌سازی قسمت آزاد<sup>۲۷</sup> مهارهای پیش‌کشیده در مدل‌سازی‌ها، از المان قلاب نقطه به نقطه<sup>۲۸</sup> استفاده شده است که برای محاسبه‌ی میزان سختی محوری آن از رابطه‌ی ۲۴ استفاده شده است.

$$EA_{unbound} = E_{anchor} * A_{anchor} \quad (24)$$

مشخصات عمومی مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی‌های عددی در جدول ۱ بیان شده است.

بار وارد شده به این قسمت می‌شود.<sup>[۲۵]</sup> لذا در اجرای مهارهای پیش‌کشیده باید به این موضوع توجه کرد که نوع رفتار مهارهای پیش‌کشیده در درازمدت، خزشی است و باعث ایجاد جابه‌جایی‌هایی در دیواره‌ی گود به علت کاهش بار وارده‌ی ابتدایی در مهارها می‌شود.

### ۴.۳. مراحل مدل‌سازی

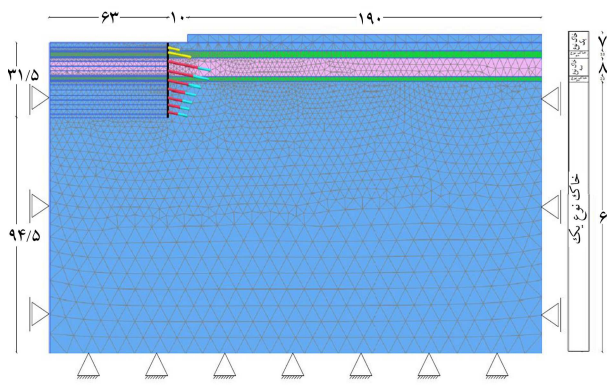
برای انجام مدل‌سازی عددی در تمامی پروژه‌های بررسی شده، برای هر مرحله با توجه به اطلاعات به‌دست آمده از پروژه، عملیات خاک‌برداری در گام‌های ۲ متری انجام شده است. در هر مرحله، ابتدا خاک‌برداری انجام و دیواره‌ی بتن‌پاشی شده (شاتکریت) نیز در همان مرحله اجرا شده است. در دیواره‌هایی که میخ فولادی برای آن پیش‌بینی شده است، میخ فولادی در همان مرحله و هم‌زمان با برداشتن خاک و اجرای شاتکریت اجرا شده است. همچنین در دیواره‌هایی که مهار پیش‌کشیده در آن قرار دارد، پس از خاک‌برداری و اجرای شاتکریت و اجرای قسمت باند مهار پیش‌کشیده، در گامی دیگر به فاصله‌ی ۳ روز از گام قبلی (به منظور گیرش دوغاب تریق شده و آمادگی برای کشش مهار)، نیروی کششی پیش‌بینی شده در مهار فعال می‌شود. بدین صورت با پیشروی پروژه، خاک محل پروژه به تدریج برداشته و دیواره‌ی شاتکریت، میخ‌های فولادی و مهارهای پیش‌کشیده موجود اجرا می‌شوند. برای هر مرحله نیز زمان انجام آن فعالیت و همچنین فواصل زمانی بین فعالیت‌های مختلف براساس اطلاعات موجود از سوابق پروژه لحاظ شده است. این روند تا پایان اجرای عملیات گودبرداری و رسیدن به عمق نهایی، اجرای دیواره‌ی شاتکریت و اجرای تمامی میخ‌های فولادی و مهارهای پیش‌کشیده‌ی پیش‌بینی شده ادامه یافته است.

### ۴. پروژه‌های بررسی شده

برای بررسی تأثیر لحاظ کردن عامل زمان و پدیده‌ی خزش در نتایج مدل‌سازی گودبرداری‌های عمیق در خاک‌های رسی نرم، ۳ پروژه که در شهر تهران انجام شده‌اند، معرفی و با استفاده از ۳ مدل رفتاری مختلف برای خاک رسی نرم، شامل: موهر-کولمب، خمیری سخت‌شونده<sup>۳۴</sup> و خاک نرم خزشی، مدل‌سازی انجام و نتایج حاصل ارائه شده است. پروژه‌های بررسی شده، با استفاده از سیستم مهارهای پیش‌کشیده در ترکیب با سیستم میخ‌کوبی اجرا شده‌اند. برای کنترل میزان جابه‌جایی‌های افقی اتفاق افتاده در دیواره‌های محل گودبرداری، از سیستم پایش نقشه‌برداری برای به‌دست آوردن تغییرات جابه‌جایی در زمان‌های مختلف اجرای پروژه و پس از اتمام آن استفاده شده است. براساس پیشرفت ایجاد شده در عمق گودبرداری در طول زمان اجرا و پس از اتمام گودبرداری، داده‌های تغییرشکل گود اندازه‌گیری و ثبت شده‌اند. با در اختیار داشتن داده‌های ذکر شده و نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی انجام شده، نتایج حاصل از مدل‌های رفتاری مختلف برای مدل‌سازی خزش در خاک رسی نرم مقایسه شده‌اند.

### ۱.۴. پروژه‌ی ونک

پروژه‌ی ونک که به عمق ۳۱/۵ متر اجرا شده است، با توجه به شرایط و ویژگی‌های خاص آن، از جمله بنا شدن در مرکز شهر و همچنین عمق بسیار زیاد آن و لزوم کنترل دقیق تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیواره‌های اطراف محل گودبرداری، از ترکیب سیستم مهارهای پیش‌کشیده و دیوار میخ‌کوبی شده برای پایدارسازی آن استفاده شده است. با توجه به زهکشی‌های مستمر انجام شده در طول پروژه و همچنین پس از



شکل ۶. نمای کلی و مش‌بندی استفاده شده برای مدل‌سازی پروژه‌ی ونک.

اتمام پروژه، شرایط مدل‌سازی به صورت زهکشی شده<sup>۳۵</sup> در نظر گرفته شده است. در شکل ۶، نمای کلی سازی نگهبان و مش‌بندی بررسی شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود.

### ۱.۱.۴. مشخصات مصالح سازه‌ی پروژه‌ی ونک

با توجه به شکل ۶، در ابتدای گودبرداری از دو ردیف میخ‌های ۶ و ۱۲ متری به منظور جلوگیری از ریزش‌های موضعی استفاده شده است. سپس در اعماق پایین‌تر، از ۷ ردیف مهار پیش‌کشیده به منظور پایدارسازی دیواره‌ی گودبرداری استفاده شده است که با افزایش عمق گودبرداری از طول آن‌ها کاسته شده است، ولی فشردگی اجرای آن‌ها به دلیل سربار بیشتر موجود بر روی آن‌ها در اعماق پایین‌تر افزایش پیدا کرده است. روی دیواره‌ی گودبرداری شده قبل از اجرای مهارها، یک دیواره‌ی شاتکریت به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر به صورت مستمر و با پیشرفت عمق پروژه در ارتفاعی برابر ارتفاع لایه‌ی خاک‌برداری شده ایجاد شده است. در جدول ۲، مشخصات مهارهای مورد استفاده در پروژه‌ی ونک در مدل‌سازی عددی انجام شده ارائه شده است.

### ۲.۱.۴. مشخصات خاک پروژه‌ی ونک

براساس نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک انجام شده در محل، قبل از شروع عملیات گودبرداری، خاک محل پروژه به ۵ لایه و ۳ نوع متفاوت خاک طبقه‌بندی شد. دو لایه‌ی خاک رسی نرم نسبتاً مشابه در اعماق ۷ الی ۱۰ متری و ۱۸ الی ۲۰ متری مشاهده شد و لایه‌های دیگر، خاک‌های نسبتاً درشت‌دانه و ماسه‌یی بودند. مشخصات به‌دست آمده برای خاک پروژه‌ی ونک در جدول ۳ ارائه شده است. با توجه به مشخصات به‌دست آمده مشاهده می‌شود که در ابتدای گودبرداری با یک لایه‌ی نسبتاً درشت‌دانه‌ی ماسه‌یی برخورد شده است که این لایه در عمق پایین‌تر از ۲۰ متر نیز وجود دارد. در بین دو لایه‌ی ماسه‌یی مشابه ذکر شده، یک لایه‌ی ماسه‌یی دیگر با مشخصاتی نسبتاً مشابه با لایه‌ی ماسه‌یی اولیه و همچنین دو لایه‌ی خاک رسی نسبتاً نرم مشاهده شده است.

### ۳.۱.۴. نتایج مدل‌سازی پروژه‌ی ونک

در مرحله‌ی کنونی، مدل‌های موردنظر برای پروژه‌ی ونک براساس خاک‌های ماسه‌یی نوع ۱ و ۳ با مدل رفتاری خمیری سخت‌شونده و خاک نوع ۲ با مدل رفتاری خاک نرم خزشی تحلیل شدند و نتایج مدنظر به‌دست آمدند. سپس نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی با نتایج حاصل از پایش نقشه‌برداری پروژه‌ی ونک مقایسه شدند. خاک رسی نرم موجود در پروژه‌ی ونک با ۳ مدل رفتاری: موهر-کولمب، خمیری سخت‌شونده و خاک نرم خزشی مدل شد تا نتایج حاصل برای هر ۳ مدل با هم مقایسه شود. هدف از استفاده از مدل رفتاری خاک نرم خزشی، بررسی تأثیر لحاظ کردن زمان انجام هر فعالیت در مدل‌سازی و در نتیجه تأثیر آن در خزش ایجاد

جدول ۲. مشخصات سازه‌ی مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌های اجرا شده در پروژه‌ی ونک.

ردیف اجرا	نوع مسلح‌کننده	فاصله‌ی عمود بر صفحه (m)	نیروی کشش انکر (kN)	مدول کشسانی معادل مهار و دوغاب (kN/m <sup>2</sup> )	سختی محوری قسمت آزاد مهار پیش‌کشیده (kN)	مقاومت جداره باند مهار پیش‌کشیده (و یا میخ) (kN/m)
اول	N*	۲	-	۳۱,۷	-	۳۰,۳
دوم	N	۲	-	۳۱,۷	-	۱۵,۱
سوم	A**	۴	۸۳۴	۳۱,۹	۱۰۶۴۰۰	۱۶۲,۸
چهارم	A	۴	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۱۸۳,۸
پنجم	A	۳	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۲۴۸
ششم	A	۲,۵	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۲۷۹
هفتم	A	۲	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۳۰۶,۴
هشتم	A	۲	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۳۳۲,۴
نهم	A	۲	۱۲۵۱	۳۷,۴	۱۵۹۶۰۰	۳۱۸,۹

\* N=nail

\*\* A=anchor

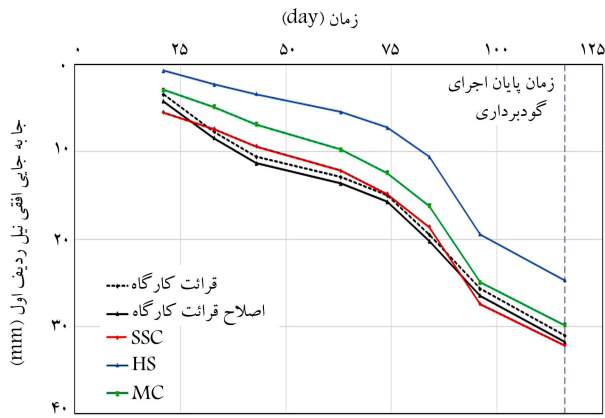
جدول ۳. مشخصات خاک پروژه‌ی ونک (به‌دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک).

مشخصات خاک	علامت اختصاری	واحد	خاک نوع		
			یک	دو	سه
تراز لایه	H	m	صفر تا ۷-	۷- تا ۱۰-	۱۰- تا ۱۸-
وزن مخصوص خاک	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	۲۱۰۰	۱۹۵۰	۲۱۰۰
ضریب پواسون خاک	$\nu$	-	۰,۳	۰,۳	۰,۳
مدول تغییرشکل برشی خاک	$E_{\delta_0}^{ref}$	MPa	۹۰	۴۰	۸۰
مدول تغییرشکل فشاری خاک	$E_{\sigma d}^{ref}$	MPa	۹۰	۴۰	۸۰
مدول باربرداری خاک	$E_{ur}^{ref}$	MPa	۵۴۰	۲۴۰	۴۸۰
زاویه‌ی اصطکاک خاک	$\Phi$	deg	۳۵	۳۰	۳۵
زاویه‌ی اتساع خاک	$\Psi$	deg	۵	۰	۵
چسبندگی خاک	c	kPa	۶۰	۲۰۰	۳۰
تخلخل اولیه	$e_0$	-	-	۰,۸۳	-
شاخص تورم اصلاح شده	$\kappa^*$	-	-	۰,۰۲۴	-
شاخص فشردگی اصلاح شده	$\lambda^*$	-	-	۰,۱۴۳	-
شاخص خزش اصلاح شده	$\mu^*$	-	-	۰,۰۱۶	-
ضریب پیش‌تحکیم‌یافتگی	OCR	-	-	۱,۵	-

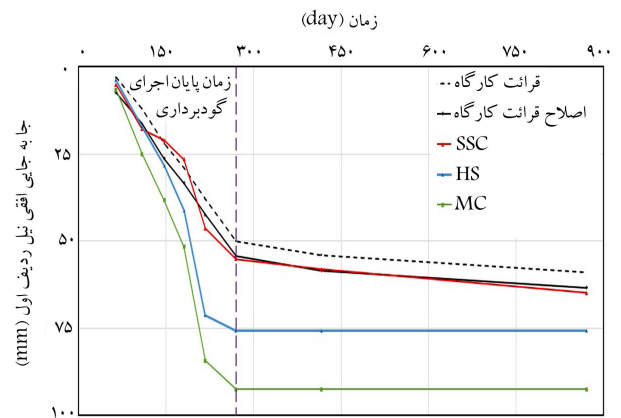
اینکه شاخص‌های نقشه‌برداری بر روی مهارها نصب شده بودند، پس از نصب اولین میخ آغاز و به‌دلیل اینکه در این مدت، دیواره‌ی گودبرداری دچار جابه‌جایی افقی شده است، با اضافه کردن میزان جابه‌جایی به‌دست آمده از مدل رفتاری خاک نرم خزشی تا زمان اجرای اولین میخ به مقدار قرانت شده در محل پروژه در لحظه‌ی اجرای میخ ردیف اول، مقادیر قرانت شده اصلاح شدند. مطابق شکل ۷، با توجه به اینکه زمان واقعی انجام هر فعالیت و خزش اتفاق افتاده در خاک رسی نرم در مدل رفتاری خاک خزشی لحاظ شده است، نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی در حالت استفاده از مدل خزش، انطباق بسیار مناسبی با نتایج قرانت شده در محل دارد. مدل‌های رفتاری خمیری سخت‌شونده و موهر-کولمب به دلیل عدم لحاظ خزش اتفاق افتاده در خاک لایه‌ی شماره ۲ و همچنین عدم لحاظ زمان واقعی اجرای

شده در خاک نرم رسی است که در میزان جابه‌جایی افقی محاسبه شده در هر مرحله از گودبرداری تأثیرگذار است. در پروژه‌ی ونک، براساس نتایج به‌دست آمده از داده‌های اندازه‌گیری شده در محل پروژه و در طول زمان اجرا و پس از اتمام آن، زمان انجام فعالیت‌ها به‌دست آمد که در مدل‌سازی‌های انجام شده لحاظ شده است. سپس با مشخص بودن زمان قرانت‌های انجام شده در طول زمان انجام پروژه، نتایج مدل‌سازی در زمان قرانت محاسبه و با داده‌های اندازه‌گیری شده مقایسه شد. میزان ضریب پیش‌تحکیم‌یافتگی<sup>۳۶</sup> انتخابی برای لایه‌های خاک رسی که با مدل رفتاری خاک نرم خزشی مدل شده‌اند، تا حدودی از مقدار ۱ بیشتر بوده است تا بتواند محدوده‌ی رفتار کشسانی که مدل پروژه‌ی ونک کمی بیشتر از حد انتظار پیش‌بینی می‌کند، را جبران کند.<sup>[۲۱]</sup> میزان جابه‌جایی قرانت شده در محل پروژه، با توجه به





شکل ۹. میزان جابه‌جایی حاصل از مدل‌سازی و میزان قرائت شده در محل برای پروژه‌ی الهیه.



شکل ۷. میزان جابه‌جایی حاصل از مدل‌سازی و میزان قرائت شده در محل برای پروژه‌ی ونک.

مشخصات مهارهای استفاده شده برای پروژه‌ی الهیه در مدل‌سازی عددی انجام شده ارائه شده است.

#### ۲.۲.۴. مشخصات خاک پروژه‌ی الهیه

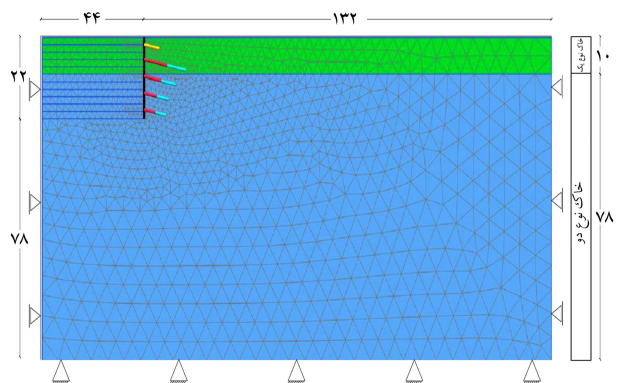
با توجه به آزمایش‌های مکانیک خاک انجام شده برای پروژه‌ی الهیه، مشخصات خاک محل به دو لایه‌ی اصلی تقسیم‌بندی شده است. با توجه به شکل ۸، لایه‌ی اول که ۱۰ متر بالای گودبرداری را شامل می‌شود، نسبت به لایه‌ی دوم (از عمق ۱۰ متری تا کف مدل)، خاک نرم‌تر و با پتانسیل خزشی بالاتری دارد و لذا در مدل‌های عددی بررسی شده، خاک لایه‌ی اول به‌عنوان خاکی با پتانسیل خزشی بالا با مدل رفتاری خاک نرم خزشی تحلیل شده است. مشخصات استفاده شده برای ۲ لایه‌ی خاک پروژه‌ی الهیه، که در مدل‌سازی‌ها استفاده شده است، در جدول ۵ ارائه شده است.

#### ۳.۲.۴. نتایج مدل‌سازی پروژه‌ی الهیه

در مدل‌های ساخته شده برای پروژه‌ی الهیه، خاک نوع دو برای هر ۳ مدل با رفتار خمیری سخت‌شونده لحاظ شده و برای خاک نوع یک به‌دلیل پتانسیل خزشی بالاتر، از ۳ مدل رفتاری موهر - کولمب، خمیری سخت‌شونده و خاک نرم خزشی برای مقایسه‌ی تأثیر لحاظ کردن زمان انجام فعالیت‌ها در جابه‌جایی افقی اندازه‌گیری شده استفاده شده است. با توجه به اینکه شروع قرائت داده‌ها در محل پروژه پس از نصب اولین میخ آغاز شد، میزان قرائت انجام شده در محل با توجه به نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی‌ها اصلاح شد. با توجه به شکل ۹، برای پروژه‌ی الهیه مشاهده می‌شود که با استفاده از مدل رفتاری خاک نرم خزشی، جابه‌جایی‌های به‌دست آمده از مدل‌سازی، به داده‌های به‌دست آمده از قرائت‌های اندازه‌گیری شده در محل پروژه نزدیک‌ترند و با روندی نسبتاً مشابه در حال تغییر هستند. همچنین برای مدل‌های رفتاری موهر - کولمب و خاک سخت‌شونده، اگرچه روند کلی پاسخ‌های به‌دست آمده، قرابت خوبی با مقادیر اندازه‌گیری شده دارد، ولی مقادیر آن‌ها در مقایسه با مدل رفتاری خاک نرم خزشی از مقادیر واقعی دور است. ضمناً مشاهده می‌شود که نتایج به‌دست آمده از مدل‌های رفتاری موهر - کولمب و خاک سخت‌شونده، از مقادیر واقعی اندازه‌گیری شده کمتر هستند و لذا مدل‌سازی‌های انجام شده در مقایسه با داده‌های به‌دست آمده در جهت اطمینان نیز نیست.

#### ۳.۳. پروژه‌ی اقدسیه

پروژه‌ی اقدسیه، که در محدوده‌ی شمال‌شرقی شهر تهران انجام شده است، عمق مورد بررسی برای آن ۱۱ متر بوده و دیواره‌های آن با استفاده از دو ردیف مهارهای



شکل ۸. نمای کلی و مش‌بندی استفاده شده برای مدل‌سازی پروژه‌ی الهیه.

فعالیت‌ها، نتایجی با اختلاف قابل توجه با نتایج واقعی پروژه دارند. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش زمان و افزایش عمق گودبرداری، نتایج به‌دست آمده از مدل‌های موهر - کولمب و خمیری سخت‌شونده اختلاف بیشتری را با نتایج واقعی دارند، حال آنکه مدل خاک خزشی رفتار واقعی‌تری از خود نشان داده است. همچنین به‌دلیل اینکه پروژه پس از ۲۷۰ روز به اتمام رسیده است، مدل‌های غیرزمان‌مند پس از این زمان جابه‌جایی دیگری را نشان نمی‌دهند، حال آنکه جابه‌جایی پروژه پس از این مدت هم افزایش پیدا کرده است که با مدل خاک خزشی به خوبی انطباق دارد.

#### ۲.۲.۴. پروژه‌ی الهیه

پروژه‌ی الهیه تا عمق ۲۲ متر در شهر تهران اجرا و دیواره‌های آن با استفاده از ترکیب روش مهارهای پیش‌کشیده و میخ‌کوبی و استفاده از یک دیواره‌ی شاتکریت بتنی مسلح شده است. همچنین پس از اجرای ۴ متر از گودبرداری، با نصب شاخص‌هایی بر روی اولین ردیف میخ اجرا شده، جابه‌جایی دیواره‌ی گود در طول زمان‌های مختلف و به موازات پیشرفت پروژه ثبت شده است. در شکل ۸، نمای کلی سازه‌ی نگهدارنده اجرا شده و هندسه‌ی پروژه‌ی الهیه مشاهده می‌شود.

#### ۱.۲.۴. مشخصات مصالح سازه‌ی پروژه‌ی الهیه

با توجه به شکل ۸، برای پایداری جداره‌های گودبرداری، در ابتدا از یک ردیف میخ فولادی به طول ۶ متر برای کنترل جابه‌جایی‌های موضعی و سپس از ۴ ردیف مهارهای پیش‌کشیده با طول‌های مختلف استفاده شده است. در جدول ۴،

جدول ۴. مشخصات سازه‌ی مهارهای پیش‌کشیده و میخ اجرا شده در پروژه‌ی الهیه.

ردیف اجرا	نوع مسلح‌کننده	فاصله‌ی عمود بر صفحه (m)	نیروی کشش انکر (kN)	مدول کشسانی معادل مهار و دوغاب (kN/m <sup>2</sup> )	سختی محوری قسمت آزاد مهار پیش‌کشیده (kN)	مقاومت جداره باند مهار پیش‌کشیده (و یا میخ) (kN/m)
اول	N*	۳	-	۳۱٫۷	-	۳۰٫۳
دوم	A**	۵	۸۳۴	۳۱٫۹	۱۰۶۴۰۰	۱۳۸٫۹
سوم	A	۵	۸۳۴	۳۱٫۹	۱۰۶۴۰۰	۱۷۳٫۶
چهارم	A	۵	۸۳۴	۳۱٫۹	۱۰۶۴۰۰	۲۱۲٫۶
پنجم	A	۵	۸۳۴	۳۱٫۹	۱۰۶۴۰۰	۲۳۱٫۵

\* N=nail

\*\* A=anchor

جدول ۵. مشخصات خاک پروژه‌ی الهیه (به‌دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک).

مشخصات خاک	علامت اختصاری	واحد	یک	دو	خاک نوع
تراز لایه	H	m	صفر تا ۱۰	۱۰	الی کف هندسه‌ی مدل
وزن مخصوص خاک	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	۱۸۵۰	۱۹۰۰	
ضریب پواسون خاک	v	-	۰٫۲	۰٫۲	
مدول تغییرشکل برشی خاک	$E_{50}^{ref}$	MPa	۶۰	۹۰	
مدول تغییرشکل فشاری خاک	$E_{oed}^{ref}$	MPa	۶۰	۹۰	
مدول باربرداری خاک	$E_{ur}^{ref}$	MPa	۳۰۰	۴۵۰	
زاویه‌ی اصطکاک خاک	$\Phi$	deg	۳۶	۳۶	
زاویه‌ی اتساع خاک	$\Psi$	deg	۶	۶	
چسبندگی خاک	c	kPa	۳۵	۱۰۰	
تخلخل اولیه	$e_0$	-	۰٫۹	-	
شاخص تورم اصلاح شده	$\kappa^*$	-	۰٫۰۰۰۵	-	
شاخص فشردگی اصلاح شده	$\lambda^*$	-	۰٫۰۲۳	-	
شاخص خزش اصلاح شده	$\mu^*$	-	۰٫۰۰۰۷	-	
ضریب پیش‌تحکیم‌یافتگی	OCR	-	۱٫۵	-	

#### ۱.۳.۴. مشخصات مصالح سازه‌ی پروژه‌ی اقدسیه

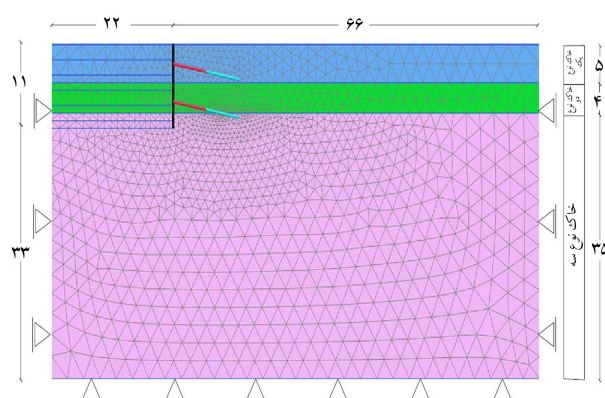
در پروژه‌ی اقدسیه با توجه به عمق ۱۱ متری پروژه، از دردیف مهارهای پیش‌کشیده با فاصله‌ی ۵ متری نسبت به هم استفاده شده است. هر مهار پس از حفاری گمانه و گیرش دوغاب تزریق شده، پس از گذشت ۳ روز به میزان نیروی مشخص شده کشیده و در بار موردنظر قفل شده است. در جدول ۶، مشخصات سازه‌ی مهارهای پیش‌کشیده‌ی مورد استفاده در پروژه‌ی اقدسیه ارائه شده است.

#### ۲.۳.۴. مشخصات خاک پروژه‌ی اقدسیه

در پروژه‌ی اقدسیه، با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک قبیل از انجام پروژه، خاک محل به ۳ لایه‌ی کلی تقسیم شد. در لایه‌ی میانی (عمق ۵ الی ۹ متری گودبرداری)، به‌دلیل اینکه خاک از نوع رسی و ریزدانه‌تر بوده و چسبندگی نسبتاً بیشتری نسبت به دولایه‌ی دیگر داشته است، با مدل رفتاری خاک نرم خزشی مدل شد. همچنین دولایه‌ی دیگر خاک در تمامی حالت‌ها، با مدل رفتاری خمیری سخت‌شونده مدل‌سازی شدند. در جدول ۷، مشخصات خاک پروژه‌های اخیر ارائه شده است.

#### ۳.۳.۴. نتایج مدل‌سازی پروژه‌ی اقدسیه

برای نتایج به‌دست آمده برای پروژه‌ی اقدسیه، با توجه به شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که پاسخ‌های به‌دست آمده از مدل‌سازی با لحاظ کردن زمان انجام فعالیت‌ها و مدل



شکل ۱۰. نمای کلی و مش‌بندی استفاده شده برای مدل‌سازی پروژه‌ی اقدسیه.

پیش‌کشیده مسلح شده است. جابه‌جایی‌های ایجاد شده در طول زمان گودبرداری در بازه‌های زمانی مختلف در محل اولین مهار نصب شده با استفاده از قرائت‌های انجام شده نقشه‌برداری ثبت و جابه‌جایی‌ها در هر مرحله محاسبه شده است. در شکل ۱۰، نمای کلی سازه‌ی نگهدارنده اجرا شده و مش‌بندی پروژه مشاهده می‌شود.

جدول ۶. مشخصات سازه‌ی مهارهای پیش‌کشیده و میخ اجرا شده در پروژه اقدسیه.

ردیف اجرا	نوع مسلح‌کننده	فاصله‌ی عمود بر صفحه (m)	نیروی کشش انکر (kN)	مدول کشسانی معادل مهار و دوغاب (kN/m <sup>2</sup> )	سختی محوری قسمت آزاد مهار پیش‌کشیده (kN)	مقاومت جداره باند مهار پیش‌کشیده (و یا میخ) (kN/m)
اول	A*	۵	۴۱۷	۲۶٫۵	۵۳۲۰۰	۸۶٫۸
دوم	A	۵	۶۲۵٫۵	۲۹٫۲	۷۹۸۰۰	۱۴۲

\* A=anchor

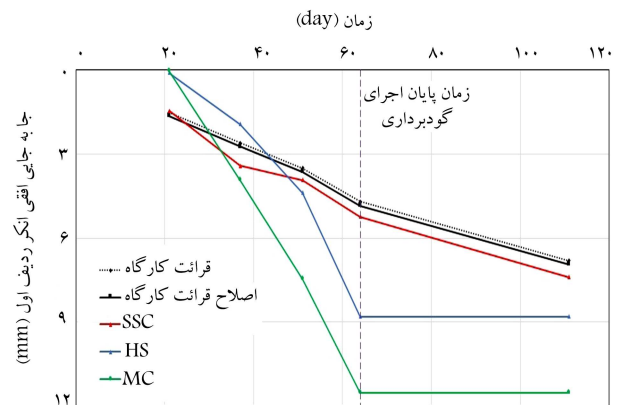
جدول ۷. مشخصات خاک پروژه اقدسیه (به دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک).

مشخصات خاک	علامت اختصاری	واحد	خاک نوع		
			یک	دو	سه
تراز لایه	H	m	صفر تا ۵-	۵- الی ۹-	۹- الی کف هندسه‌ی مدل
وزن مخصوص خاک	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	۱۸۷۰	۱۹۲۰	۱۹۷۰
ضریب پواسون خاک	v	-	۰٫۲	۰٫۲	۰٫۲
مدول تغییر شکل برشی خاک	$E_{\Delta}^{ref}$	MPa	۴۰	۴۰	۶۰
مدول تغییر شکل فشاری خاک	$E_{\Delta}^{ref}$	MPa	۴۰	۴۰	۶۰
مدول باربرداری خاک	$E_{ur}^{ref}$	MPa	۲۰۰	۲۰۰	۳۰۰
زاویه اصطکاک خاک	$\Phi$	deg	۲۹	۲۵	۳۳
زاویه اتساع خاک	$\Psi$	deg	۰	۰	۳
چسبندگی خاک	c	kPa	۳۰	۵۵	۲۵
تخلخل اولیه	$e_0$	-	-	۰٫۷	-
شاخص تورم اصلاح شده	$\kappa^*$	-	-	۰٫۰۳	-
شاخص فشردگی اصلاح شده	$\lambda^*$	-	-	۰٫۰۲۱۷	-
شاخص خزش اصلاح شده	$\mu^*$	-	-	۰٫۰۰۷۴	-
ضریب پیش تحکیم‌یافتگی	OCR	-	-	۱٫۲	-

نمی‌دهند، اما مدل رفتاری خاک نرم خزشی به دلیل لحاظ کردن زمان انجام پروژه و خزش اتفاق افتاده در خاک رسی، با این افزایش جابه‌جایی انطباق مناسبی دارد.

## ۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، هدف بررسی تأثیر لحاظ کردن خزش اتفاق افتاده در خاک‌های رسی نرم در محاسبه‌ی میزان جابه‌جایی افقی ایجاد شده در دیواره‌ی گودبرداری‌های عمیق با استفاده از مدل رفتاری خزشی بوده است. برای این منظور با مدل‌سازی عددی، ۳ گودبرداری عمیق انجام شده در شهر تهران، که در هر کدام لایه‌هایی از خاک‌های رسی نرم مشاهده شده بود، با ۳ مدل رفتاری مختلف موهر-کولمب، خمیری سخت‌شونده و خاک نرم خزشی مدل‌سازی و نتایج عددی به دست آمده در دیواره‌ی گودبرداری‌های صورت گرفته با داده‌های اندازه‌گیری شده مقایسه شدند. با بررسی نتایج به دست آمده می‌توان بیان کرد که با لحاظ کردن زمان واقعی انجام فعالیت‌ها و رفتار خزشی خاک رس نرم، نتایج به دست آمده انطباق بهتری را با نتایج اندازه‌گیری شده در محل پروژه دارند. در این شرایط، مدل‌های رفتاری موهر-کولمب و خمیری سخت‌شونده به دلیل اینکه جابه‌جایی‌های افقی اتفاق افتاده در خاک را آنی در نظر می‌گیرند و تفاوتی بین زمان انجام فعالیت‌ها قائل نمی‌شوند و خزش اتفاق افتاده در خاک‌های رسی را نیز در نظر نمی‌گیرند، پاسخ‌های به دست آمده برای آن‌ها علی‌الخصوص در پایان گودبرداری، اختلاف قابل توجهی با داده‌های اندازه‌گیری شده دارند.



شکل ۱۱. میزان جابه‌جایی حاصل از مدل‌سازی و میزان قرائت شده در محل برای پروژه اقدسیه.

خزش، انطباق بسیار خوبی با نتایج اندازه‌گیری شده دارند. همچنین برای مدل‌های رفتاری موهر-کولمب و خمیری سخت‌شونده برای خاک نوع دو، پاسخ‌های به دست آمده در مراحل مختلف نسبت به مقادیر اندازه‌گیری شده نظم خاصی ندارند و در مراحل پایانی گودبرداری، اختلاف نسبتاً قابل توجهی را با قرائت‌های انجام شده دارند. همچنین با توجه به اتمام عملیات اجرایی پروژه پس از ۶۴ روز، مدل‌های غیر زمان‌مند موهر-کولمب و خاک سخت‌شونده، جابه‌جایی را پس از زمان ذکر شده نشان

## پانوشتها

1. time independent
2. elasto- visco plastic
3. Isotach
4. soft soil creep model
5. theory of perzyna overstress
6. Vanttila clay
7. polynomial regression model
8. strut
9. soft soil model
10. Nishihara model
11. stress state
12. Hooke body
13. Kelvin body
14. Bingham body
15. plastic yield
16. static yield surface
17. dynamic yield surface
18. critical state line
19. Sivasithamparam
20. modified Cam-Clay
21. anisotropic
22. Anisotropic creep model
23. NCS
24. very fine
25. bond
26. embedded beam rows
27. unbond
28. node to node anchor
29. soil anchorage
30. soil nailing
31. proof test
32. creep test
33. XU
34. hardening soil
35. drained
36. OCR

## منابع (References)

1. Whittle, A.J., Hashash, Y.M. and Whitman, R.V. "Analysis of deep excavation in Boston", *Journal of Geotechnical Engineering*, **119**(1), pp. 69-90 (1993).
2. Liingaard, M., Augustesen, A. and Lade, P.V. "Characterization of models for time-dependent behavior of soils", *International Journal of Geomechanics*, **4**(3), pp. 157-177 (2004).
3. Augustesen, A., Liingaard, M. and Lade, P.V. "Evaluation of time-dependent behavior of soils", *International Journal of Geomechanics*, **4**(3), pp. 137-156 (2004).
4. Islam, M. and Gnanendran, C. "Elastic-viscoplastic model for clays: Development, validation, and application", *Journal of Engineering Mechanics*, **143**(10), pp. (2017).
5. Lu, Y., Tan, Y., Peng, F. and et al. "FE simulation of deep excavations in sensitive soft clays", In *GeoCongress 2012, State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, pp. 750-759 (2012).
6. Maleki, Y.S. and Khazaei, J. "A Numerical comparison of the behavior of a braced excavation using two and

- three-dimensional creep plastic analyses", *Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 1-19 (2012).
7. Khazaei, J. and Geraili, A. "The effect of constitutive model on wall deflection analysis in deep excavation", *Sharif: Civil Engineering*, **33**(2), pp.69-76, (In Persian) (2017).
8. Arjun Gaur, A.S. "Comparison of different soil models for excavation using retaining walls", *SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE)*, **4**(3), pp. 43-48 (2017).
9. Sivasithamparam, N., Karstunen, M. and Bonnier, P. "Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils", *Computers and Geotechnics*, **69**, pp. 46-57 (2015).
10. Yin, Zh.-Y., Karstunen, M., Chang, Ch.-C. and et al. "Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137**(11), pp. 1103-1113 (2011).
11. Zhang, W., Goh, A.T. and Xuan, F. "A simple prediction model for wall deflection caused by braced excavation in clays", *Computers and Geotechnics*, **63**, pp. 67-72 (2015).
12. Ou, C.-Y. and Hsieh, P.-G. "A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay", *Computers and Geotechnics*, **38**(8), pp. 987-997 (2011).
13. Das, B.M. and Sobhan, K. "Principles of geotechnical engineering", Cengage Learning (2013).
14. Gustafsson, P. and Tian, F. "Numerical study of different creep models used for soft soils", Master of Science Thesis, Gothenburg, Sweden (2011).
15. Sing, A. and Mitchell, J. "General stress-strain-time functions for soils", *J. Soil Mech. Found. Div.*, **94**(1), pp. 21-46 (1968).
16. Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochele, R. and Roy, M. "Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay", *Canadian Geotechnical Journal*, **15**(3), pp. 402-423 (1978).
17. Sekiguchi, H. "Macrometric approaches-static-intrinsically time-dependent", Constitutive Laws of Soils, Proc. Discussion Session 1A, 11th ICSMFE, pp. 66-98 (1985).
18. Brinkgreve, R. "Time-dependent behaviour of soft soils during embankment construction-a numerical study", Proc. NUMOG IX, pp. 631-637 (2004).
19. Vermeer, P., Stolle, D. and Bonnier, P. "From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis", Proc. Computer Methods and advances in Geomechanics, pp. 2469-2478 (1998).
20. Vermeer, P. and Neher, H. "A soft soil model that accounts for creep", *Proceedings of the International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnic* (1999).
21. Plaxis 2D, "Plaxis user manual", Delft University of Technology & Plaxis BV, The Netherlands (2016).
22. Li, J., Wang, W., Zhu, Y. and et al. "An elastic-viscoplastic model for time-dependent behavior of soft clay and its application on rheological consolidation", *Mathematical Problems in Engineering*, **2014**(1), pp. 1-14 (2014).

23. Perzyna, P. "Fundamental problems in viscoplasticity", *Advances in Applied Mechanics*, **9**, pp. 243-377 (1966).
24. Zhi-jun, F., Jia-ming, Z. and Hong-suo, Y. "A constitutive model for mudstone shear creep", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, **19**, pp. Z6 (2014).
25. Adachi, T. and Oka, F. "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity", *Soils and Foundations*, **22**(4), pp. 57-70 (1982).
26. Roscoe, K.H. and Burland, J. "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay", *Road Research Laborator*, pp. 535-609 (1968).
27. Wheeler, S.J. and et al., "An anisotropic elastoplastic model for soft clays", *Canadian Geotechnical Journal*, **40**(2), pp. 403-418 (2003).
28. Leoni, M., Karstunen, M. and Vermeer, P. "Anisotropic creep otechnique", **58**(3), pp. 215-226 (2008).
29. Grimstad, G. and and et al. "Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays", *Acta Geotechnica*, **5**(1), pp. 69-81 (2010).
30. Briaud, J.-L. and Lim, Y. "Soil-nailed wall under piled bridge abutment: Simulation and guidelines", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(11), pp. 1043-1050 (1997).
31. Singh, V.P. and Babu, G.S. "2D numerical simulations of soil nail walls", *Geotechnical and Geological Engineering*, **28**(4), pp. 299-309 (2010).
32. Lam, A.K.M., J.W. Pappin, J.W.C.S. and Davies, J.A. "Some design and construction aspects of a deep excavation supported by anchored diaphragm wall", *Geotechnical Aspects of Deep Excavation*, Hong Kong (2010).
33. Xu, H.-f., Wang, F.-j. and Cheng, X.-X. "Pullout creep properties of grouted soil anchors", *Journal of Central South University of Technology*, **14**(1), pp. 474-477 (2007).
34. Anchors, G. "Anchored systems-FHWA", (June, 1999).
35. Yang, M., Zhao, Y. and Zhang, N. "Creep behavior of epoxy-bonded anchor system", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **67**, pp. 96-103 (2014).