

افزایش ظرفیت باربری و بهسازی بستر روانگرا با استفاده از میکروپایلها

صادق رسابخش^۱، رضا اصلانی^۲، جابر ممقانیان^۳

- ۱- مدیرعامل شرکت شیلاو خاورمیانه
- ۲- کارشناس ارشد شرکت شیلاو خاورمیانه
- ۳- دانشجوی دکترای مکانیک خاک و پی دانشگاه علم و صنعت ایران

Mamaghani@iust.ac.ir

خلاصه

میکروپایلها به طور رایج در افزایش ظرفیت باربری و کاهش میزان نشست فونداسیونها به عنوان اعضای باربر مورد استفاده قرار گرفته‌اند. علاوه بر این، امروزه این روش کاربردهای متنوعی در پروژه‌های بهسازی خاک پیدا کرده است و این به دلیل انعطاف پذیری، سهولت و سرعت اجرایی بالا و سایر مزایای دیگر آن است. فلسفه رفتاری میکروپایلها در کاربردهای بهسازی خاک متفاوت با میکروپایلهای باربر است. این مقاله به مطالعه موردی بهسازی بستر ماسه‌ای سست در یک پروژه مجتمع مسکونی با استفاده از میکروپایلهای به قطر ۷۵ میلیمتر و به طول ۶ متر می‌پردازد. استفاده از این روش به منظور مقابله با مشکل روانگرایی و کاهش میزان نشست فونداسیون صورت پذیرفت. لایه‌های خاک بعد از نصب میکروپایلها تحت فرآیند تزریق دوغاب سیمان قرار گرفت. تأثیر این روش در رفع پتانسیل روانگرایی با استفاده از نتایج آزمایش SPT قبل و بعد از بهسازی خاک ارزیابی شد. برای بررسی رفتار تنش-تغییر شکل بستر بهسازی شده نیز از روش مدلسازی عددی استفاده گردید. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که استفاده از میکروپایلها همراه با فرآیند تزریق، روانگرایی خاک را برطرف نموده و رفتار تنش-تغییر شکل آن را بهبود بخشید.

کلمات کلیدی: میکروپایل، بهسازی خاک، تزریق، روانگرایی، مدلسازی عددی

۱. مقدمه

میکروپایل یک شمع با قطر کوچک همراه با یک تسلیح فولادی سبک است که در آن از تکنیک تزریق دوغاب سیمان استفاده می‌شود. طبق تعریف آیین‌نامه FHWA میکروپایلها قطر کمتر از ۳۰ سانتیمتر دارند [۱]، در حالی که در ایران به طور معمول قطر آنها در حدود ۸ تا ۱۰ سانتیمتر است. اجزای سیستم میکروپایل در ایران شامل لوله جداری، آرماتور تسلیح، فلنج اتصال به پی و دوغاب سیمان است. لوله جداری در فواصل مناسب دارای سوراخ بوده که امکان تزریق تحت فشار در داخل خاک را فراهم می‌کند. احداث سیستم میکروپایل نیز شامل مراحل حفاری گمانه، قراردادن لوله جداری در خاک (لوله کوبی)، تزریق دوغاب سیمان، قراردادن آرماتور تسلیح و نصب فلنج اتصال است. بر اساس فلسفه رفتاری، طبق آیین‌نامه FHWA، میکروپایلها به دو دسته «باربر» و «شبه‌ای»^۱ قابل تقسیم هستند. در نوع باربر، ظرفیت باربری هر کدام از میکروپایلها به تنهایی مورد نظر است و تک تک آنها، سهم مشخصی از بار کل روسازه را تحمل می‌کنند. در حالی که در نوع شبه‌ای، مجموعه میکروپایلها یک توده مسلح شده را تشکیل می‌دهند که این مجموعه قابلیت تحمل بارهای وارده را دارد. علاوه بر این دو دسته، نوع دیگری از میکروپایلها در ایران استفاده می‌شود که به میکروپایل «تحکیمی» معروف است. میکروپایل تحکیمی از لحاظ فلسفه رفتاری شبیه میکروپایلهای شبکه‌ای است با این تفاوت که در آن از آرماتور تسلیح استفاده نمی‌شود. تزریق دوغاب سیمان بخش اصلی میکروپایل تحکیمی است که با استفاده از آن پارامترهای مقاومتی و رفتاری خاک افزایش پیدا می‌کند.

^۱ - Reticulated network micropile

کاربرد اولیه و اصلی میکروپایل به عنوان المان باربر است. مطالعات زیادی در این زمینه صورت پذیرفته است [۲-۸] و روشهای طراحی آن نیز در مراجع مختلف موجود است [۱]. اما برخلاف بخش اول، استفاده از میکروپایلها با هدف بهسازی خاک موضوعی جدید است که در طی سالهای اخیر مطرح شده و مطالعات محدودی بر روی آن انجام شده است [۹-۱۲].

در این مقاله بهسازی بستر ماسه‌ای سست در یک پروژه مجتمع مسکونی با استفاده از میکروپایلهای تحکیمی مورد بررسی قرار گرفت. در این پروژه به تعداد ۲۸ میکروپایل به طول ۶ متر در نظر گرفته شد. استفاده از این روش به منظور مقابله با مشکل روانگرایی و کاهش میزان نشست فونداسیون صورت پذیرفت. لایه‌های خاک بعد از نصب میکروپایلها تحت تزریق دوغاب سیمان قرار گرفت. تأثیر این روش در رفع پتانسیل روانگرایی با استفاده از نتایج آزمایش SPT قبل و بعد از بهسازی خاک ارزیابی گردید. میزان نشست فونداسیون نیز قبل و بعد از بهسازی خاک با استفاده از مدلسازی عددی بررسی شد.

۲. مشخصات ساختگاه

ساختگاه مورد مطالعه در شهرستان بوشهر، خیابان سنگی، کوچه آزادگان (۷ تیر) واقع شده است و قرار است که بر روی آن یک مجتمع مسکونی ۵ طبقه با اسکلت بتنی احداث گردد. وضعیت لایه‌های خاک با استفاده از مطالعات ژئوتکنیکی و انجام آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی تعیین گردید. بدین منظور دو گمانه شناسایی به طولهای ۳۰ و ۱۵ متر با استفاده از دستگاه حفاری دورانی در محل مورد نظر حفاری شد. در طی فرآیند حفاری آزمایش نفوذ استاندارد در نقاط مختلف انجام شد و نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده برای طبقه‌بندی لایه‌های خاک، و ارزیابی مشخصات فیزیکی و شیمیایی و پارامترهای مکانیکی و مقاومتی خاک اخذ گردید. نتایج مطالعات ژئوتکنیکی، نشان دهنده وجود سه لایه‌بندی کلی، شامل لایه ماسه‌ای با تراکم متوسط تا عمق ۶ متر از سطح زمین، ماسه سنگ صدفدار از عمق ۶ تا ۸ متر و لایه رسی با خاصیت خمیری کم تا انتهای گمانه (عمق ۳۰ متر) بود. جدول ۱ مشخصات مکانیکی و مقاومتی لایه‌های خاک را نشان می‌دهد. سطح آب زیرزمینی نیز در عمق ۱/۶ متری از سطح زمین قرار داشت.

جدول ۱- مشخصات لایه‌های خاک

عمق لایه (m)	نوع خاک	وزن مخصوص ($\gamma - kN/m^3$)	مدول الاستیک (E - Mpa)	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	چسبندگی ($c - kPa$)	عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده ($(N_1)_{60}$)
۶-۰	SM	۱۹	۱۵	۲۵	۰	۱۰-۱۴
۸-۶	Sand stone	۱۹	۴۵	---	---	---
۳۰-۸	CL	۱۹	۳۰	---	---	۳۲-۵۲

۳. ارزیابی پتانسیل روانگرایی

به دلیل وجود لایه ماسه‌ای با تراکم متوسط و بالا بودن سطح آب زیرزمینی، ارزیابی پتانسیل روانگرایی در ساختگاه مورد نظر ضروری است. متداولترین روش برای این منظور استفاده از روش NCEER است. این روش بر مبنای پیشنهادات سید و همکاران^۱ شکل گرفته است [۱۳] و در آن بزرگترین شتاب تحمیلی توسط زلزله (a_{max}) و عدد تصحیح شده SPT برای سربار و انرژی ($(N_1)_{60}$) عوامل موثر اصلی در ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی است. در این روش بایستی دو کمیت نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت تناوبی خاک (CRR) محاسبه شود. سید و همکاران در سال ۱۹۸۳ رابطه زیر را برای تعیین CSR ارائه دادند [۱۳].

$$CSR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v0}} \right) = \frac{0.65 \tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (1)$$

^۱ - Seed et al.



که در این رابطه، g شتاب ثقل، σ_{v0} و σ'_{v0} به ترتیب تنشهای کل و موثر سربار لایه مورد بررسی، a_{max} شتاب افقی حداکثر زمین و r_d ضریب کاهش تنش برشی نسبت به عمق است. در ساختگاه حاضر مقدار a_{max} برابر با $0.25g$ در نظر گرفته شد. برای محاسبه r_d نسبت به عمق نقطه مورد نظر از سطح خاک (Z)، NCEER رابطه زیر را پیشنهاد داده است:

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765 \times Z & Z \leq 9.15 \\ r_d = 1.174 - 0.0267 \times Z & 9.15 < Z \leq 23 \end{cases} \quad (2)$$

برای تعیین CRR نیز از $(N_1)_{60}$ برای ماسه تمیز استفاده می‌شود ($(N_1)_{60-CS}$). سید و همکاران در سال ۱۹۸۳ برای اولین بار نموداری را به همین منظور ارائه دادند. این نمودار بعداً مورد بازبینی قرار گرفت و نهایتاً NCEER نمودار شکل ۱ را ارائه نمود [۱۴]. این نمودار به صورت رابطه زیر نیز قابل بیان است [۱۵]:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60-CS}} + \frac{(N_1)_{60-CS}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60-CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3)$$

در صورتی که ماسه دارای درصد قابل توجهی ریزدانه باشد، بایستی مقدار $(N_1)_{60}$ خاک به صورت مقدار معادل برای ماسه تمیز $((N_1)_{60-CS})$ اصلاح شود. این اصلاح با استفاده از رابطه زیر صورت می‌پذیرد.

$$(N_1)_{60-CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (4)$$

که در آن α و β ضرایب تجربی بوده و تابع ریزدانه موجود در خاک (FC) هستند و به کمک روابط زیر تعیین می‌شوند.

$$\begin{cases} \alpha = 0 & FC \leq 5\% \\ \alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2}) & 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha = 0.5 & FC > 35\% \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} \beta = 1 & FC \leq 5\% \\ \beta = 1.2 & 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} & FC > 35\% \end{cases} \quad (6)$$

تشخیص وقوع یا عدم وقوع روانگرایی بر اساس مقایسه CRR و CSR صورت می‌پذیرد. بدین منظور ضریب اطمینان در برابر وقوع پدیده روانگرایی از رابطه زیر قابل محاسبه است.

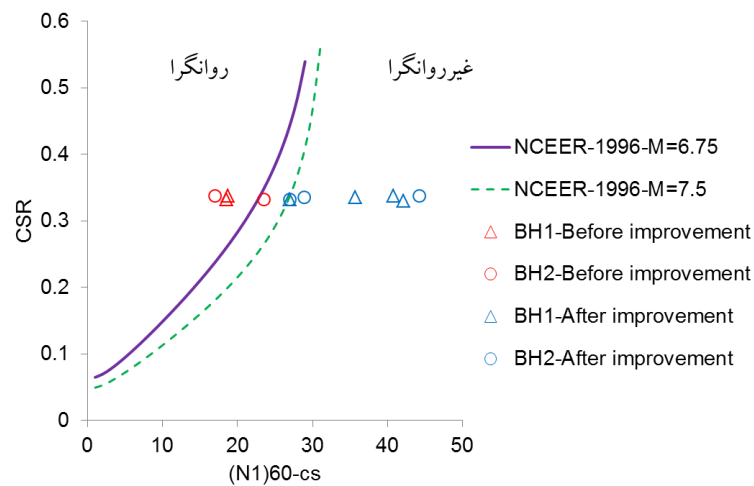
$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (7)$$

باید توجه نمود که در روش ارائه شده مقدار CRR بر اساس زلزله با بزرگی 7.5 ریشتر بدست می‌آید. چنانچه بزرگی زلزله طرح عددی غیر از 7.5 ریشتر باشد، مقدار CRR بایستی در یک ضریب تصحیح ضرب گردد [۱۵]. در این پروژه، بزرگی زلزله‌های سطح خطر ۱ و ۲ به ترتیب برابر با 6.75 و 7.5 ریشتر لحاظ گردید.

نتایج حاصل از ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی در ساختمانگاه مورد نظر در جدول ۲ و شکل ۱ مشخص است. همانطوری که ملاحظه می شود، وقوع روانگرایی در عمق ۲ تا ۶ متری از سطح زمین محتمل است.

جدول ۲- نتایج آزمایش SPT قبل و بعد از بهسازی خاک

عمق خاک (متر)	CSR	قبل از بهسازی (N_1) _{60-CS}	بعد از بهسازی (N_1) _{60-CS}
گمانه ۱	۲	۰/۳۳۷۷۸۶۷	۱۸/۷
	۳	۰/۳۳۵۱۶۲۵	---
	۴	۰/۳۳۲۵۳۸۲	۱۸/۵
	۵	۰/۳۲۹۹۱۴	---
گمانه ۲	۲	۰/۳۳۷۷۸۶۷	۱۷
	۳	۰/۳۳۵۱۶۲۵	---
	۴	۰/۳۳۲۵۳۸۲	۲۳/۶
	۵	۰/۳۲۹۹۱۴	---



شکل ۱- ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی قبل و بعد از بهسازی خاک

۴. بهسازی خاک و افزایش مقاومت در برابر پدیده روانگرایی

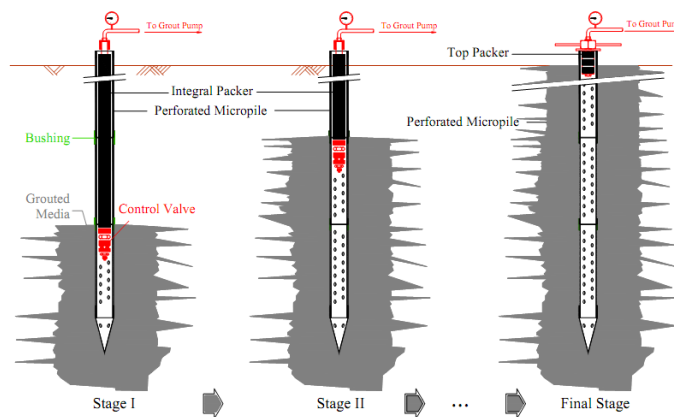
برای بهسازی لایه های روانگرا، راهکارهای متعددی در منابع مختلف پیشنهاد شده است. این روشها به طور کلی در چهار گروه تراکم سازی، زهکشی، تسلیح و جامدسازی به وسیله تزریق طبقه بندی می شوند [۱۵]. برخی از این راهکارها عبارتند از:

- تراکم کردن خاک محل با استفاده از روشهایی مانند تراکم لرزشی^۱، جایگزینی لرزشی^۲، تراکم عمیق دینامیکی^۳، انفجار عمیق، تزریق تراکمی^۴ و شمعهای تراکمی^۵.
- استفاده از چاههای تخلیه فشار آب حفره ای مانند زهکشهای شنی یا زهکشهای ژئوسینتیکی.
- بهسازی برجای خاک با استفاده از روشهای تزریق نفوذی^۱، تزریق شیمیایی یا اختلاط عمیق خاک^۲.

^۱ - Vibro compaction
^۲ - Vibro replacement
^۳ - Deep dynamic compaction
^۴ - Compaction grouting
^۵ - Compaction piles

– بهبود مقاومت خاک با استفاده از اجزای تداخلی مانند شمعهای فولادی یا بتنی، میکروپایلها و ژئوتکتستایلها.

با توجه به مطالعات صورت گرفته و تجربیات موجود در این زمینه به منظور بهسازی خاک و در نتیجه افزایش مقاومت در برابر پدیده روانگرایی و همچنین افزایش ظرفیت باربری خاک بستر، استفاده از شبکه میکروپایلها به همراه تزریق نفوذی با فشار زیاد (۱۰ تا ۱۲ بار) در این پروژه در نظر گرفته شد. در روش ارائه شده، میکروپایلها به صورت اعضای سازه‌ای طراحی نمی‌شوند، بدین معنی که از نقش آنها در انتقال بار به لایه‌های زیرین صرف نظر می‌گردد و تنها به بهسازی خاک با استفاده از فرآیند تزریق اکتفا می‌شود. در چنین شرایطی لوله جداره میکروپایل در داخل زمین فرو می‌رود و سپس دوغاب سیمان با فشار بالا به لایه‌های خاک تزریق می‌گردد (شکل ۲). دوغاب سیمان فضای خالی بین ذرات جامد خاک را پر می‌کند و بعد از گیرش مناسب، چسبندگی قابل ملاحظه‌ای بین ذرات جامد خاک پدید می‌آورد. بنابراین احتمال وقوع پدیده روانگرایی در توده تزریق شده از بین می‌رود. از طرفی مخلوط بدست آمده پارامترهای مکانیکی و مقاومتی بالایی دارد که این امر موجب کاهش قابل ملاحظه نشست در زیر پی گسترده می‌شود.



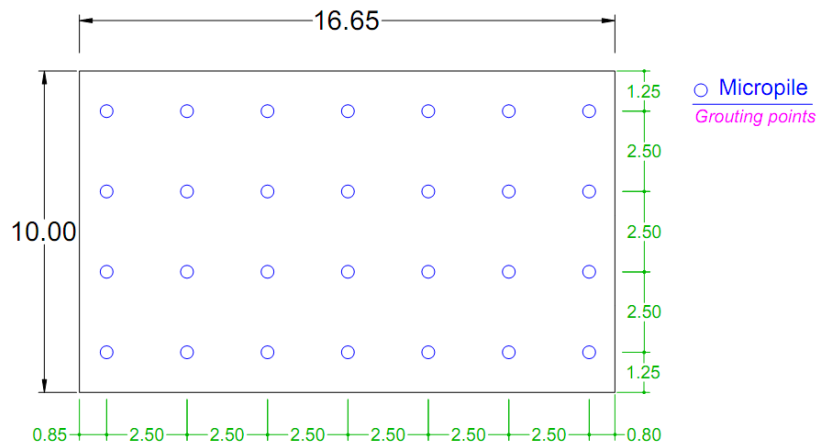
شکل ۲- مراحل نصب و تزریق میکروپایل

در شکل ۳، جانمایی میکروپایلها در زیر پی گسترده نشان داده شده است. فاصله میکروپایلها به صورت تجربی برابر ۲/۵ متر انتخاب گردید. تعیین این فاصله با در نظر گرفتن نفوذپذیری خاک محل و میزان خوردن دوغاب سیمان صورت پذیرفت. همانطوری که در شکل ۳ مشخص است، به تعداد ۲۸ میکروپایل برای بهسازی خاک استفاده شد. طول این میکروپایلها با در نظر گرفتن لایه با ظرفیت باربری کم و مستعد روانگرایی برابر با ۶ متر تعیین گردید.

میکروپایلهای استفاده شده در این پروژه دارای لوله جداره سوراخدار به قطر خارجی ۷۶ میلیمتر و قطر داخلی ۶۸ میلیمتر بودند. نسبت آب به سیمان نیز در دوغاب تزریقی برابر با ۰/۵-۰/۶ بود. تزریق دوغاب سیمان در طول لوله میکروپایل با استفاده از سیستم پکرنبدی در طی سه مرحله و از پایین به بالا صورت پذیرفت (شکل ۲) و فشار تزریق نیز برای هر میکروپایل در حدود ۱۰ تا ۱۲ بار در نظر گرفته شد. بعد از نصب میکروپایلها و انجام عملیات تزریق، آزمایش نفوذ استاندارد در دو گمانه در وسط میکروپایلها انجام گردید. بر پایه مقادیر SPT بدست آمده، پتانسیل وقوع روانگرایی بعد از فرآیند بهسازی در محل مورد نظر ارزیابی شد. جدول ۲ و شکل ۱ نتایج بدست آمده را نشان می‌دهد. همانطوری که مشخص است مقادیر SPT در اثر بهسازی خاک با استفاده از میکروپایلهای تحکیمی افزایش یافته و در نتیجه مشکل روانگرایی در محل احداث ساختمان برطرف گردیده است.

¹ - Permeation grouting

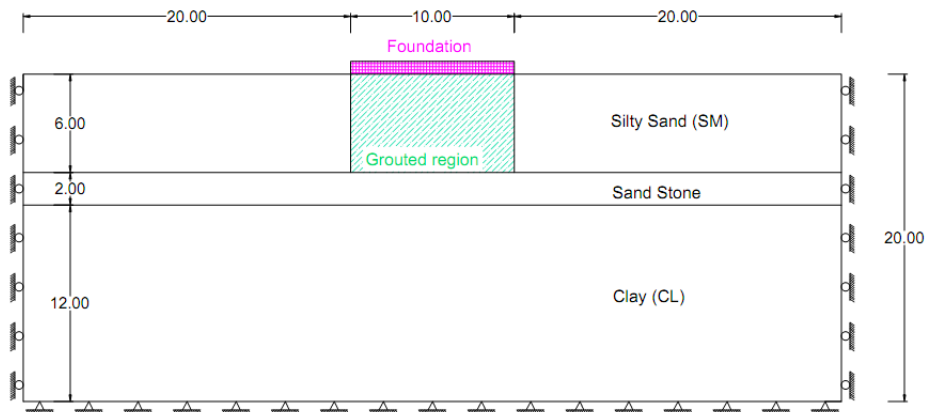
² - Deep soil mixing



شکل ۳- جانمایی میکروپایلها در زیر پی گسترده برای بهسازی خاک بستر (ابعاد بر حسب متر)

۵. بررسی افزایش ظرفیت باربری خاک بستر

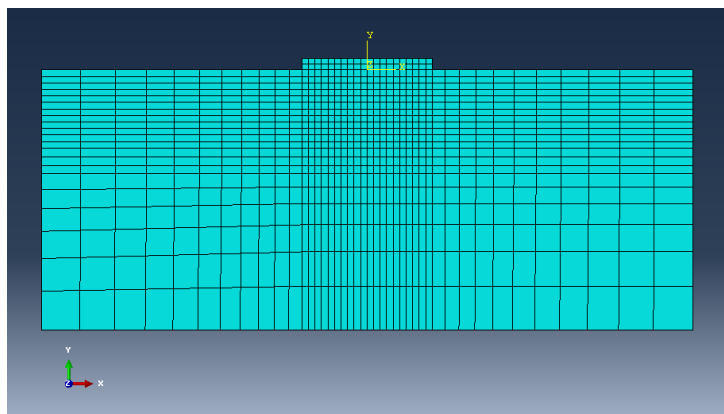
در ساختگاه پروژه میزان نشست در زیر فونداسیون، کنترل کننده ظرفیت باربری خاک بستر خواهد بود. این موضوع با استفاده از روش اجزای محدود در نرم افزار Abaqus مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفت [۱۶]. این تحلیل در فضای دوبعدی و با در نظر گرفتن شرایط کرنش مسطح انجام گردید. در چنین حالتی و با توجه به ابعاد فونداسیون ($10 \times 16.65 m^2$) عرض پی برابر با ۱۰ متر و طول پی نامحدود در نظر گرفته شد. در نتیجه مقادیر محاسبه شده برای نشست محافظه کارانه خواهد بود و این در جهت اطمینان است. شکل ۴، هندسه مدل عددی و شرایط مرزی مسئله را نشان می دهد. با در نظر گرفتن مطالعات ژئوتکنیکی، پارامترهای الاستیک خاک برای لایه بندی های مختلف در جدول ۱ مشخص است. بعد از انجام عملیات تزریق در خاک بستر تا عمق ۶ متر، مقدار مدول الاستیک خاک در این محدوده افزایش یافت. با توجه به تجربه های پیشین در این زمینه، مقدار مدول الاستیک برای این محدوده برابر با $E = 25 MPa$ لحاظ گردید. نتایج بدست آمده از آزمایش نفوذ استاندارد بعد از عملیات تزریق (جدول ۲) نیز این مسئله را تایید می کند.



شکل ۴- هندسه مدل عددی و شرایط مرزی مسئله (ابعاد بر حسب متر)

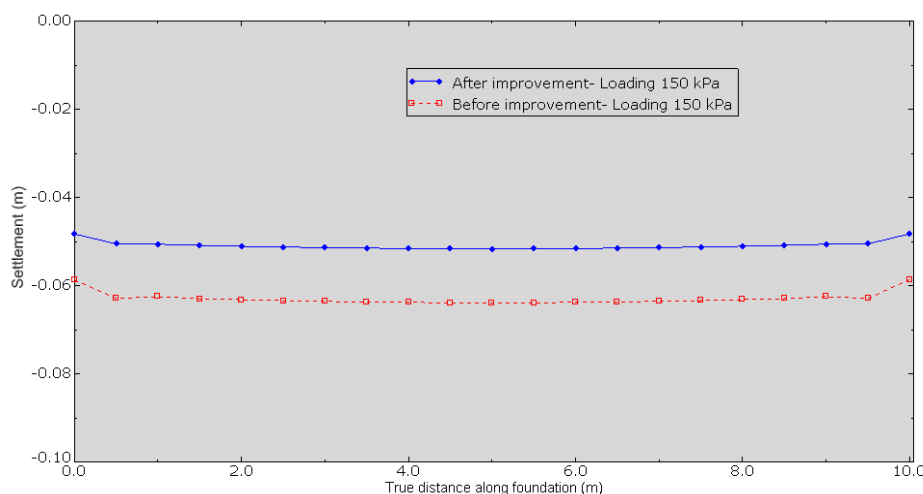
در این مدل سازی از المانهای مستطیلی شکل چهارگرمی کرنش مسطح با تکنیک انتگرال گیری کامل^۱ برای مش بندی مدل عددی استفاده شد. این المانها نتایج بسیار مناسبی در مدل سازی های عددی دوبعدی در پی دارند. در شکل ۵، مش بندی هندسه مدل مشخص است. همانطوری که در این شکل مشاهده می شود در نزدیکی محل فونداسیون از المانهای ریزتر و در نواحی دورتر از المانهای درشت تر استفاده شده است. تعداد کل المانهای استفاده شده در این مدل برابر ۹۲۲ می باشد.

^۱ - A 4-node bilinear plane strain quadrilateral full integration element



شکل ۵- مش بندی مدل عددی

در مدلسازی حاضر دو مرحله در نظر گرفته شد. در مرحله اول، خاک بستر تحت اثر وزن خود نشست پیدا کرد. در مرحله دوم، بار ناشی از روسازه توسط سازه فونداسیون به خاک بستر وارد گردید. میزان بار وارده بر روی فونداسیون تا جایی افزایش داده شد که نشست حداکثر ۵ سانتیمتر در خاک بستر حاصل گردد. در چنین شرایطی این میزان بار بیانگر ظرفیت باربری خاک بستر برای این فونداسیون خواهد بود. با در نظر گرفتن توضیحات فوق، مقدار ظرفیت باربری برای خاک بستر بعد از عملیات بهسازی برابر با 1.5 kg/cm^2 حاصل گردید. به عبارت دیگر این مقدار تنش، مقدار نشست حداکثر ۵ سانتیمتر در خاک بستر به وجود خواهد آورد. شکل ۶، نمودار تغییر شکل خاک بستر در زیر فونداسیون قبل و بعد از بهسازی تحت اثر بار 1.5 kg/cm^2 را نشان می‌دهد.



شکل ۶- نمودار نشست خاک بستر قبل و بعد از عملیات بهسازی تحت اثر بار وارده $150 \text{ kPa} \approx 1.5 \text{ kg/cm}^2$

۶. نتیجه گیری

در مقاله حاضر افزایش ظرفیت باربری و بهسازی بستر روانگرا با استفاده از میکروپایل‌های تزریقی مورد بررسی قرار گرفت. بر پایه نتایج آزمایش نفوذ استاندارد و مدلسازی عددی صوت گرفته، نتایج زیر حاصل گردید:

۱. پاسخ لایه ماسه‌ای نسبتاً ضعیف تحت اثر بارهای سطحی با استفاده از میکروپایل‌های تحکیمی بهبود پیدا کرد.
۲. ظرفیت باربری خاک بستر افزایش یافت و میزان نشست آن در محدوده مجاز واقع گردید.
۳. مقادیر SPT خاک بعد از انجام عملیات بهسازی افزایش پیدا کرد و در نتیجه مشکل روانگرایی خاک بستر برطرف شد.



- [۱] P. J. Sabatini, B. Tanyu, T. Armour, P. Groneck, and J. Keeley, "Micropile Design and Construction (Reference Manual for NHI Course 132078)," FHWA-NHI-05-039 2005.
- [۲] I. Juran, D. A. Bruce, A. Dimillio, and A. Benslimane, "Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles," *Ground improvement*, vol. 3, pp. 89-110, 1999.
- [۳] A. Misra, C. H. Chen, R. Oberoi, and A. Kleiber, "Simplified analysis method for micropile pullout behavior," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, pp. 1024-1033, 2004.
- [۴] G. Russo, "Full-scale load tests on instrumented micropiles," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical engineering*, vol. 157, pp. 127-135, 2004.
- [۵] M. Sadek and I. Shahrour, "Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, pp. 461-468, 2006.
- [۶] A. Misra, L. A. Roberts, R. Oberoi, and C. H. Chen, "Uncertainty analysis of micropile pullout based upon load test results," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, pp. 1017-1025, 2007.
- [۷] D. R. Shields, "Buckling of micropiles," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, pp. 334-337, 2007.
- [۸] H. Alsaleh and I. Shahrour, "Influence of plasticity on the seismic soil-micropiles-structure interaction," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, pp. 574-578, 2009.
- [۹] G. L. S. Babu, B. S. Murthy, D. S. N. Murthy, and M. S. Nataraj, "Bearing capacity improvement using micropiles: A case study," *Geotechnical Special Publication*, pp. 692-699, 2004.
- [۱۰] J. Han and S.-L. Ye, "A field study on the behavior of a foundation underpinned by micropiles," *Canadian geotechnical journal*, vol. 43, pp. 30-42, 2006.
- [۱۱] J. Han and S.-L. Ye, "A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension," *Canadian geotechnical journal*, vol. 43, pp. 19-29, 2006.
- [۱۲] R. Z. Moayed and S. A. Naeini, "Improvement of loose sandy soil deposits using micropiles," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 16, pp. 334-340, 2012.
- [۱۳] H. B. Seed, I. M. Idriss, and I. Arango, "Evaluation of liquefaction potential using field performance data," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, pp. 458-482, 1983.
- [۱۴] T. L. Youd and I. M. Idriss, "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, pp. 297-313, 2001.
- [۱۵] M. H. Baziar and Z. Ghannad, *Soil Dynamics*, Second ed. Tehran: Iran university of science and technology press, 1392.
- [۱۶] "Abaqus Analysis User's Manual," Dassault Systèmes, User manual 2010.