

ارزیابی پارامتری گود پایدار شده به روش میخ‌کوبی در خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده محمد نجفی صالحی^۱، سینا فرد مرادی‌نیا^۲، روزبه دبیری^۳

۱- دانشکده فنی مهندسی - دانشگاه آزاد اسلامی واحد بین‌المللی جلفا-تبریز-ایران ،
mohammadsalehi_mns@yahoo.com

۲- دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز واحد تبریز ، ایران (نویسنده مسئول)
fardmoradnia@iaut.ac.ir

۳- ، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز ، ایران
rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir

چکیده

امروزه ترافیک سنگین و مشکلات حمل و نقل شهری از مهمترین مشکلات شهرهای بزرگ است. به نظر می‌رسد که یکی از بهترین روش‌ها در جهت کاهش این مشکلات استفاده از حمل و نقل زیرزمینی و تونل‌های شهری است. مطالعات ژئوتکنیک از عوامل مهم در تعیین نوع، شکل و هزینه ساخت سازه‌های زیرزمینی به حساب می‌آید. به عبارت دیگر نوع، طراحی و ساخت آنها به شرایط زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی وابسته است. باید توجه داشت که در بسیاری موارد اختیار زمین مناسب برای حفاری‌های زیرزمینی جهت احداث سازه‌های زیرزمینی وجود ندارد که بر این اساس ایستگاه‌های شهری اجباراً باید در محدوده معینی احداث شوند و این امکان وجود ندارد که برای دستیابی به زمین مناسبتر، مسیر آنها تغییر داده شود. در این تحقیق با کمک نرم‌افزار **PLAXIS** به بررسی متغیر گود دیواره در ورودی شمالی ایستگاه شماره ۶ متروی تهران پرداخته شده است. اثر متغیرهای خاک (متغیرهای مدول موهر-کولمب)، متغیرهای ساختمان (عرض ساختمان، فاصله ساختمان) و متغیرهای گود (عرض و عمق گود) مورد بررسی قرار گرفته اند. نتایج حاصله نشان داد که جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل تحکیم نسبت به مقدار جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل پلاستیک افزایش یافته است. همچنین حداکثر نیروی داخلی در میخ‌های ناحیه یک‌سوم پایینی بوجود می‌آید.

Abstract

Nowadays traffic congestion and transportation problems are amongst the most notable transportation difficulties in big cities. One of the best ways to reduce these problems is using underground tunnels and transportation systems. Geotechnical investigations are considered to be one of the critical factors in determining the type, shape and cost of constructing underground structures. In other words, the type and design of such structures are soundly related to their geological and geotechnical conditions. It should be noted that in many cases there is no suitable land for underground excavations aiming to build underground structures. Subway stations, however, must be put up in a certain area and there is no possibility to change their locations in order to find better lands. Through this research, the excavation variable of the wall of the north entrance to station No.8 of the Tabriz metro is investigated using PLAXIS software. The effects of soil variables (Mohr-Coulomb), structure variables (the width and the distance of the building), and excavation variables (the width and the depth of the pit) is probed.

کلمات کلیدی

عمق گودبرداری، ساختمان مجاور، مدول موهر-کولمب، فاز الاستیک، انحراف جانبی دیوار

۱- مقدمه

در بسیاری از ساخت و سازها گودبرداری لازم می‌باشد و گودها می‌توانند باعث انحراف جانبی دیوار و حرکت زمین (شامل حرکت جانبی و نشست سطحی) شوند که ممکن است باعث آسیب به ساختمان‌ها و تجهیزات مجاور شود. این اثرات شامل انحراف دیوار، حرکت زمین و پاسخ برای پیش‌بینی حرکت خاک پشت یک گود تقویت‌شده وجود دارد مثل روش تجربی و نیمه‌تجربی یا روش عددی (اجزای محدود و تفاضل محدود). تعدادی روش تجربی و نیمه‌تجربی برای تخمین ماکزیمم انحراف دیوار و پروفیل نشست سطحی وجود دارد. تخمین ماکزیمم انحراف دیوار در پژوهش‌های مانا و کلاف [۳]، ونگ و برامس [۴]، کلاف و روکه [۵]، هشاش و وتیل [۶]، آدنبروک و همکاران [۷] دیده می‌شود و پروفیل نشست سطحی در کار مانا و کلاف [۳]، کلاف و همکاران [۵]، ایو و همکاران [۸]، هشاش و وتیل [۶]، سیه و ایو [۹] وجود دارد. رفتار تغییر شکل یک گود مهار شده ممکن است تحت تأثیر فاکتورهایی مثل عرض و عمق گود، سختی دیوار، فضای پایه‌ها، سختی سازه و پیش بارگذاری‌های روی پایه، عمق لایه‌های سخت زیرین، سختی خاک و توزیع مقاومت، عملکرد آب‌گیری و تحکیم و خزش خاک باشد [۱۰]. اولین روش برای تخمین نشست حاصل از گود برداری برای سیستم دیوارهای در محل توسط پک (۱۹۶۹) ارائه شد. نمودار طراحی توسط پک بر مبنای اطلاعات گردآوری شده برای نشست زمین مجاور برای دیوار سپر کوبی شده با مهار موقت و دیوارهای شمعی با سختی کم کامل

ساختمان می‌باشد [۱]. دو نوع پروفیل نشست در نتیجه گودبرداری وجود دارد [۲]: ۱) نوع نشست کاهشی: ماکزیمم نشست سطحی که در کنار دیوار گود اتفاق می‌افتد. ۲) نوع مقعر: ماکزیمم نشست سطحی که در فاصله‌ای از دیوار اتفاق می‌افتد. چندین روش

شده است. با استفاده از طراحی‌های جدید (استفاده از دیوارهای دیافراگمی) برای دیوارهای سخت‌تر نیز این روش ارائه شده است [۱۱]. باولز (۱۹۸۸) یک روش برای پیش‌بینی پروفیل نشست از نوع کاهشی ارائه داده است که بدین شرح است: ۱) برآورد انحراف جانبی دیوار ۲) محاسبه حجم حرکت جانبی (vs) ۳) برآورد منطقه اثر با استفاده از رابطه ۱ [۱۲]:

(۱)

$$D=(H_e+H_d)*\tan(45-\frac{\phi}{2})$$

که H_e عمق نهایی گود برداری و ϕ زاویه اصطکاک داخلی و برای خاک‌های چسبنده $H_d=B$ برای خاک‌های غیر چسبنده $H_d=0.5*B*\tan(45+\frac{\phi}{2})$ است. ۳) تخمین ماکزیمم نشست سطحی (δ_{vm}) که نزدیک دیوار اتفاق می‌افتد:

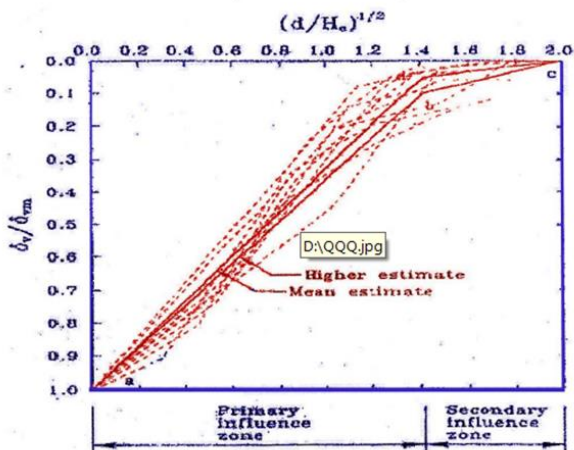
(۲)

$$\delta_{vm} = 4VS/D$$

منحنی نشست که سهمی شکل است از فرمول زیر به دست می‌آید:

(۳)

$$\delta v = \delta *(x/D)^2$$



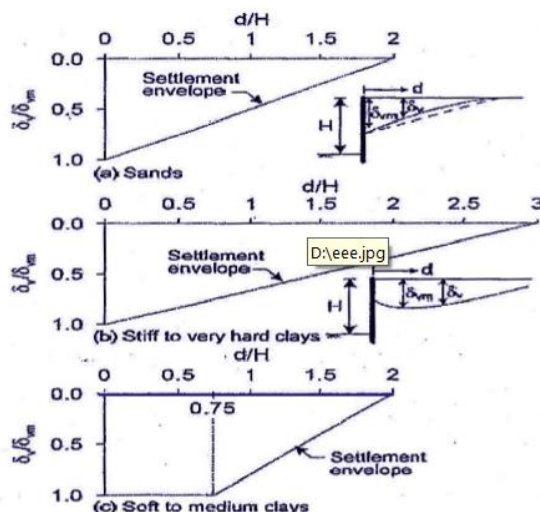
شکل ۲- پروفیل نشست سطحی ایو و همکاران (۱۹۹۳) [۸]

در مطالعه ای توسط 'سیه' و 'ایو' (۱۹۹۳) تحلیل حرکت زمین و دیوار در نتیجه گود برداری شامل گام‌هایی بدین شرح است: (۱) تخمین ماکزیمم انحراف جانبی (δ_{hm}) (۲) تخمین نسبت تغییر شکل (R) (۳) محاسبه ماکزیمم نشست سطحی (δ_{vm}) (۴) تخمین پروفیل نشست سطحی [۹]. در مورد δ_{hm} "مانا" و "کلاف" (۱۹۹۸) تعدادی موقعیت گود برداری را مورد بررسی قرار دادند و یک همبستگی خوب بین δ_{hm} و ضریب اطمینان تعریف شده توسط ترزاقی (۱۹۴۳) به دست آوردند [۳]. آقایان 'ونگ' و 'برامس' (۱۹۸۱) یک روند ساده برای تخمین انحراف جانبی سازه و دیواره‌های سپر فولادی تعیین نمودند. این روند بر مبنای این فرض است که دیوارها انعطاف پذیرند و انحراف جانبی توسط تسلیم شدگی خاک کف گود بدست آمده است. عرض و عمق گود برداری و مدول تانژانت و یا اسکانت خاک در این تحلیل اثر دارد [۱۳].

این پروفیل به ۲ بخش تقسیم شده است که منطقه تأثیر ثانویه و می‌تواند با این پیش‌نیاز که δ_{hm} قبلاً شناخته شده است، تعیین شود δ_{vm} می‌تواند از ارتباط بین δ_{vm} و δ_{hm} به دست آید (رابطه ۵) [۹].

$$\delta_{vm} = R \delta_{hm} \quad (5)$$

x/D فاصله نرمال شده از دیوار می‌باشد [۱۲].
'کلاف' و 'روکه' (۱۹۹۰) یک نمودار نیمه تجربی برای تخمین δ_{vm} برای رس‌های نرم تا متوسط ارائه داده اند که این نمودار گسترده‌ترین روش استفاده شده برای تخمین اولیه ماکزیمم انحراف جانبی دیوار است (شکل ۱).



شکل ۱- نمودار طراحی برای تخمین پروفیل نشست سطحی بر اثر گود برداری در انواع مختلف خاک [۵]

بر مبنای ۱۰ موقعیت محلی در تایپه، تایوان ایو و همکاران (۱۹۹۳) مشاهده کردند که حرکات قائم پشت دیوار ممکن است در منطقه وسیعی کسترش یابد. نشست در فاصله محدود پشت دیوار یک شکل نیست و با عمق گود برداری تغییر می‌کند. بر طبق مطالعات انجام شده تأثیر آشکار (AIR) به صورت رابطه ۴ است [۸]:

$$AIR = (H_c + H_p) * \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \leq (H_c + H_p) \quad (4)$$

که H_p عمق مدفون دیوار و H_c عمق گود برداری است. 'ایو' و همکاران (۱۹۹۳) یک نمودار سه خطی برای پیش‌بینی پروفیل نشست سطحی ارائه داده اند (شکل ۲).

روش عددی شامل اجزای محدود و تفاضل محدود می باشد که با توجه به اینکه نرم افزارهای موجود از روش اجزای محدود استفاده کرده اند روش مناسبتری است. 'بورلند' و 'راس' (1947) ساختمان را با نیز عمیق همسان کرده اند [14]. روش تیر عمیق از روشهای تجربی که بر مبنای نشست تحت وزن سازه محدود شده است کلی تر می باشد. کرنش کششی به عنوان معیار حدی برای ترک های قابل رویت در تحلیل الاستیک ساختمان به کار رفته است "وس" (۲۰۰۲) معادلات "بورلند" و "راث" (۱۹۷۴) را توسعه داده است [15].

"بونه" (۱۹۹۶) روش تیر عمیق را گسترش دادند و مدل شامل کرنش کششی افقی می باشد که به خاطر حرکت جانبی زمین در نتیجه گود برداری مجاور و فعالیت های تونل می باشد. "بون" (۱۹۹۶) جزئیات بیشتر برای برآورد آسیب را ارائه داده است [16]. فینو "و همکاران (۲۰۰۵) از یک روش جدید که تیر لایه لایه نام دارد استفاده کرده اند. در این مدل فرض شده است که طبقات تغییر شکل خمشی را محدود می کنند و دیوار حائل و پر شده با ملات بین ستون ها تغییر شکل برشی را مفید می کنند [17].

برای گود برداری های عمیق، طراحی سیستم نگه دارنده زمین اغلب توسط پایداری کنترل می شود. اگر ضریب اطمینان کمتر از مقدار قابل قبول باشد، طرح اصلاح زمین برای پایداری خاک زیر گود لازم است. محاسبات دستی می تواند برای تخمین اولیه تغییر شکل زمین گردیده و ممکن است تصمیم گرفته شود که سازه های همسایه پی بندی شوند. دیوارهای حائل به علت دوران و تغییر مکان جانبی محرک در پشت دیوار به وجود آمده است. گودهای مهار شده با پست های افقی تغییر جانبی متفاوتی از خود نشان می دهند. در این حالت تغییر شکل جانبی به تدریج با عمق گود برداری افزایش می یابد.

تغییرات جانبی خاک در ارتفاع جدار، به عوامل متعددی نظیر نوع خاک، عمق گود برداری و نحوه ای اجرا بستگی دارد [18].

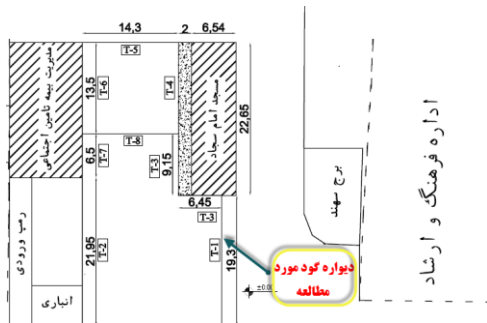
یکی از برترین ویژگیهای میخکوبی قابلیت اجرای آن در شرایطی است که امکان خاکبرداری و خاکریزی مجدد و یا اجرای شمعها یا دیوارهای نگهبان به دلیل محدودیت مکانی موجود نمی باشد. در این شرایط با اجرای همزمان خاکبرداری و تسلیح و استفاده بهینه از فضای کاری موجود، روش میخکوبی راه گشای بسیاری از محدودیتها خواهد بود. بدلیل توزیع یکنواخت عناصر تسلیح در دیواره شیروانی یا گود، قابلیت انعطاف پذیری اجرایی میخکوبی از جهات مختلف بسیار بالاست. بدین معنی که اولاً امکان تسلیح سطوح مختلف خاکبرداری با شکلهای پیچیده در مقطع مثلاً به صورت پله ای و... وجود دارد، در ثانی در صورت تغییر مشخصات خاک در سطح دیواره خاکی و برخورد به نقاط مشکل دار نظیر قطعات تخته سنگ، لایه های ریزشی و یا عوارض زیرزمینی، چاهها، تاسیسات و... امکان تغییر محل اجرای میخها در حین عملیات اجرایی به آسانی مهیا خواهد بود.

همانطور که توسط ژاول و پدلی (۱۹۹۰) گزارش شده است اثر مقاومت برشی از میخ باید در طراحی میخکوبی زمین اعمال شود [۱۹]. روش های معمولی دیگر برای طرح استحکام صفحات زمین التزام خواص ترکیبی برای آرماتور توده ی زمین یا نیروی جاذبه زمین ذرات همگن در زمین است. لانگ (۱۹۷۲) در حالی که این روش نسبت به روش هایی که درباره تک تک نیروهای تقویت نوشته شده است آسان تر است [۲۰]. روش های کمی برای تخمین زدن جابجایی میخ روی سطح شیب دار وجود دارد. این روش نسبت اصلی با سفتی

۲- مواد و روشها

۲-۱- مشخصات مدل مورد مطالعه

هدف این تحقیق بررسی و تحلیل گود برداری‌های ساختمانی مسلح شده با روش میخ کوبی می باشد که در این راستا اثر و عوامل دخیل در عملکرد سیستم میخ-کوبی شده مورد بررسی قرار می-گیرند. محل مورد مطالعه جهت بررسی، ورودی شمالی ایستگاه شماره ۶ مترو تهران واقع در خیابان امام خمینی بوده که دارای دیواره‌های گود متفاوتی از لحاظ عملکرد و بارگذاری بوده که بحرانی ترین حالت که در مجاورت یک ساختمان ۱۴ طبقه بتنی قرار دارد، مورد بررسی قرار می‌گیرد. عمق گودبرداری بالا و بالا بودن سطح تراز آب زیر زمینی از طرفی و وجود ساختمانهای مختلف، تاسیسات و ترافیک شهری از طرف دیگر، طراحی پایداری گودبرداری را از اهمیت خاصی برخوردار می سازد. پلان موقعیت پروژه در شکل (۳) آورده شده است [۱].



شکل (۳) : پلان موقعیت ورودی ایستگاه شماره ۶ مترو تهران و دیواره گود مورد مطالعه [۱]

۲-۲- مشخصات و مطالعات ژئوتکنیکی منطقه

مطالعات ژئوتکنیک از عوامل مهم در تعیین نوع، شکل و هزینه ساخت سازه های زیرزمینی به حساب می‌آید. به

مراحل کار نشان دادن ساختمان دارد و درستی تحلیل برای طراحی میخ و بررسی خواص میخ ثابت و درجا را نشان می دهد. ژاول و میلیگان (۱۹۸۹) یک روشی برای پیش بینی جابجایی دیواره زمین محکم با نیل توسعه پذیر پیشنهاد کردند، الحاق کردن چسبندگی محکم بین زمین و نیل، جابجایی روکش محافظ دیوار [۲۱]. ژارت و گاوان (۱۹۸۸) روش های زیادی برای بررسی پیش بینی دیواره خاکریزی به کار برده اند، تقریبا همه ی روش ها درباره جابجایی روکش دیوار از نیروی محوری تقویت فرض شده در نظریه را نشان می دهد. هرچند اساس نظری در این زمینه وجود ندارد ولی از روی تجربه کاملا شناخته شده است که نوعی جابجایی افقی S_h در رأس زمین میخ شده تقریبا $0/1\%$ الی $0/3\%$ ارتفاع کل زمین است (تاتسوکا ۱۹۹۲). وقتی از ارتفاع H زمین افزایش می یابد نسبت S_h/H کمتر می شود [۲۲]. اسکلاس (۱۹۹۲) یک آزمایش در مقیاس واقعی میخ کوبی در زمین را گزارش داد که جابجایی افقی S_h سطح دیواره به سطح میخ دار شیب شده، به ضریب ایمنی F_s وابسته است و نسبت جابجایی S_h/H در هنگامی که F_s افزایش می یابد کاهش می یابد. جزئیات جابجایی سطح شیبدار میخ شده در تست گریز از مرکز در قسمت نشان داده خواهد شد [۲۳]. مارکو و همکاران (۱۹۸۵) اثر گودبرداری بر پاسخ ساختمان را نیز بررسی کردند. یو (۲۰۰۱) اطلاعات میدانی روی حرکات دیوار جانبی برای خاک-های منتهی شده با سنگ را در پیش از ۶۰ محل گودبرداری متفاوت بدست آورده و اطلاعات را با انواع دیوارها و سازه-های نگهبان تحلیل کرده است. [۲۵].

شکل (۴) : محل گمانه‌ها حفاری شده ورودی ایستگاه شماره ۶ [۲]

بطور کلی خاک محدوده مورد مطالعه بر اساس مشاهدات حین حفاری و نتایج آزمایشات دانه-بندی، از رسوبات آبرفتی ماسه-ای با میان لایه‌های شنی و سیلتی تشکیل شده است. رسوبات درشت دانه اغلب به صورت ماسه و شن سیلت‌دار با طبقه بندی SM و GM و رسوبات ریزدانه بصورت سیلت با خاصیت خمیری کم و با طبقه بندی ML شناسایی شده است. متغیرهای ژئوتکنیکی لایه های خاک در جدول (۱) ارائه شده است.

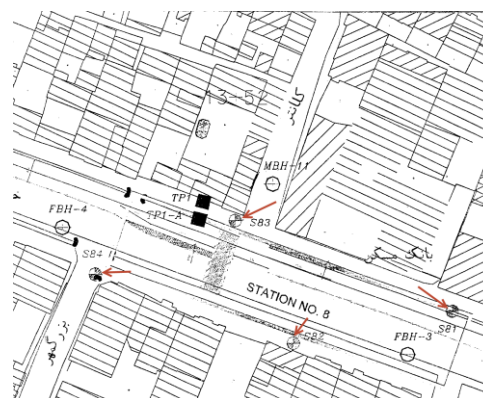
جدول (۱) : مقادیر متغیرهای ژئوتکنیکی لایه‌های خاک

عمق لایه (m)	0~6	6~15
چسبندگی C_{cu} (Kg/cm^2)	0.05~0.10	0.1~0.15
زاویه اصطکاک داخلی Φ_{cu} (deg)	23~25	28~30
وزن مخصوص خشک (gr/cm^3)	1.60-1.70	1.70-1.80
نسبت پواسون	0.35	0.3
مدل تغییر شکل (Kg/cm^2)	150~200	250~350

عمق لایه (m)	15~25	25~40
چسبندگی C_{cu} (Kg/cm^2)	0.15~0.20	0.15~0.20
زاویه اصطکاک داخلی Φ_{cu} (deg)	29~31	29~30
وزن مخصوص خشک (gr/cm^3)	1.80~1.85	1.85~1.95
نسبت پواسون	0.3	0.32
مدل تغییر شکل (Kg/cm^2)	350~450	450~600

عبارت دیگر نوع، طراحی و ساخت آن‌ها به شرایط زمین شناسی و ژئوتکنیکی وابسته است. در این موارد هدف از مطالعات ژئوتکنیکی ساختگاه، به دست آوردن اطلاعاتی است که به واسطه آن‌ها بتوان فضای زیرزمینی را به گونه ای طراحی نمود که با صرف وقت و هزینه کمتر حفاری نموده و با استفاده از پوشش های لازم پایدار گردد. بنابراین تعیین مشخصات ژئوتکنیکی زمین با استفاده از آزمون های صحرایی و آزمایشگاهی از مهمترین مطالعات قبل از طراحی و احداث تونل های قطار شهری هستند.

بنابراین در راستای مطالعات ژئوتکنیکی ایستگاه شماره ۶ واقع در خیابان امام خمینی، برای تشخیص مشخصات ژئوتکنیکی منطقه تعداد ۴ حلقه گمانه ماشینی و دو حلقه چاه دستی حفاری شده است. مطالعات ژئوتکنیک در ایستگاه شماره ۶ شامل حفر ۴ حلقه گمانه ماشینی در محل ایستگاه می‌باشد. در این شکل گمانه‌های S8-1 الی S8-4 در مرحله مطالعات ژئوتکنیک حفر شده اند. هدف عمده، بدست آوردن وضعیت زیر سطحی لایه‌های زمین در محل ایستگاه مذکور و ارائه متغیرهای ژئوتکنیکی می باشد. محل گمانه ها در شکل (۴) ارائه شده است [۲].



۲-۴- مشخصات گود و نیل مورد استفاده در مدل

عمق نهایی گود در بحرانی ترین حالت که ساختمانی ۱۴ طبقه بتنی به فاصله ۹ متری از لبه گود قرار دارد، برابر ۲۱/۲۰ متر در نظر گرفته می شود. مشخصات نیلها و استرندهای مورد استفاده در مدلسازی به شرح اشکال (۵) الی (۷) می باشد.

با توجه به نتایج اندازه گیری های انجام یافته، عمق آب زیر زمینی بطور متوسط ۱۶ متر در نظر گرفته شده است.

۲-۳- مشخصات مکانیکی مواد مصرفی

مشخصات میلگرد بصورت جدول (۲) می باشد.

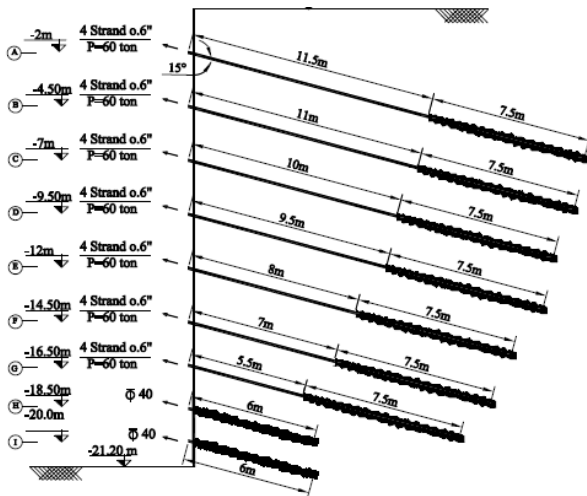
جدول (۲) : مشخصات میلگرد مصرفی

قطر میخ	40 mm
E	$2 \times 10^8 \text{ Kpa}$
v	۰/۳
قطر استرند	4Φ15.2mm
E	$2 \times 10^8 \text{ Kpa}$
v	۰/۳

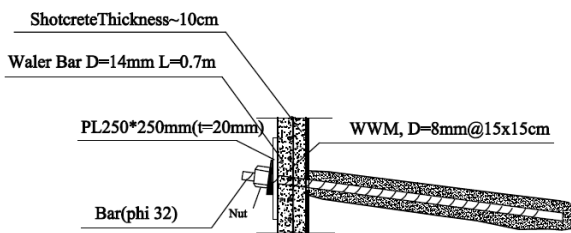
چسبندگی بین گروت و خاک، ابتدا با اطلاعات ژئوتکنیکی و با توجه به خصوصیات خاک محل تعیین می گردد که برای این کار از جدول (۳) بر اساس مطالعات دفترچه ژئوتکنیک استفاده شده است [۱]، و سپس اولین میخ های نصب شده مورد آزمایش قرار می گیرند تا از صحت فرضیات اطمینان حاصل شود و یا در طراحی اولیه تجدید نظر شود. این امر بایستی در هر نوع خاک تکرار شود.

جدول (۳) : مشخصات گروت

قطر گروت با میخ	80 mm
F _c	21 Mpa
E	$2.15 \times 10^8 \text{ Kpa}$

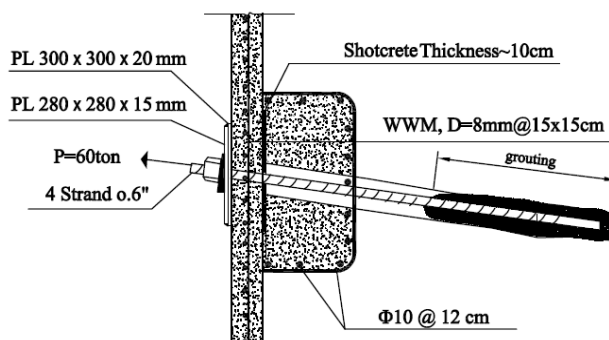


شکل (۵) مشخصات قرار گیری میخها و استرندها [۱]



شکل (۶) جزئیات میخها [۱]

پلاستیسیته می‌تواند صرفاً در حداکثر سه جهت برشی (سطح برشی) رخ می‌دهد. هر سطح دارای متغیرهای مقاومت خاص خود ϕ و C می‌باشد.



شکل (۷) جزئیات استرنها [۱]

۳-۶-۲- مدل خاک سخت‌شونده HS3

مدل HS مدلی پیشرفته شبیه سازی رفتار خاک است. با توجه به مدل موهر-کولمب حالت‌های حدی تنش به چسبندگی ϕ ، وسیله زاویه اصطکاک C بیان شده اند. با وجود این مدول الاستیسیته ψ و زاویه اتساع پذیری خاک با استفاده از سه مدول ورودی مختلف با دقت بیشتری بیان می‌شوند. این مدول‌های الاستیسیته عبارتند از: مدول الاستیسیته بارگذاری سه محوری، مدول الاستیسیته باربرداری سه محوری و مدول الاستیسیته، بارگذاری ادئومتر.

۴-۶-۲- مدل خزش خاک نرم SSC4

این مدل برای تمام خاک‌ها مناسب می‌باشد. هرچند اثرات لزجت یعنی خزش و آسودگی تنش را به حساب نمی‌آورد. در حقیقت تمام خاک‌ها، از خود کمی خزش و فشردگی اولیه نشان می‌دهند که به دنبال آن یک مقدار معینی فشردگی ثانویه ایجاد می‌شود.

۷-۲- شرایط مطلوب خاک برای

میخ‌کوبی

سیستم دیوارهای خاکی میخ‌کوبی شده (SNW) در خاک‌های مختلفی با موفقیت اجرا شده است. عموماً در اینگونه خاک‌های مطلوب، سختی‌ها و پیچیدگی‌های ساخت بطور درازمدت وجود نداشته است. مواردی که میخ‌کوبی خاک توجیه اقتصادی و تکنیکی داشته است عبارتند از:

۵-۲- باگذاری

در این مطالعه بارگذاری ثقلی به صورت سربار که شامل وزن یک ساختمان ۱۴ طبقه بتنی به طول ۱۰/۳۰ و به مقدار ۱۱۰ کیلونیوتن بر مترمربع در فاصله ۹/۳۰ از لبه گودبرداری و همچنین وزن یک ساختمان ۳ طبقه در مجاورت ساختمان ۱۴ طبقه بتنی به طول بارگذاری ۲۵ متر و به مقدار ۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع در فاصله ۱۹/۶۰ از لبه گودبرداری می‌باشد، اعمال گردیده است.

۶-۲- مدل‌های رفتاری خاک

۱-۲-۶-۲- مدل موهر-کولمب MC

مدل الاستو پلاستیک موهر-کولمب شامل ۹ متغیر الاستیسیته ورودی است. یعنی E برای الاستیسیته ν و خاک و C به عنوان زاویه اتساع پذیری می‌باشند. مدل موهر-کولمب یک ψ برای پلاستیسیته خاک و ϕ و تقریب از رفتار خاک یا سنگ می‌باشد.

۲-۲-۶-۲- مدل سنگ درزه دار JR

مدل سنگ درزه دار یک مدل الاستو پلاستیک یا همسان‌گرد است که مخصوصاً برای شبیه سازی رفتار لایه‌های سنگی دارای چینه‌بندی و جهت‌های گسل خاص در نظر گرفته شده است.

۲-۷-۲- خاک‌های دانه‌ای متراکم تا خیلی متراکم با کمی چسبندگی ظاهری

اینگونه خاکها شامل ماسه و شن می باشند و اعداد SPT-N بزرگتر از ۳۰ را نتیجه می دهند و با مقداری ریزدانه (معمولاً نه بیشتر از ۱۰ تا ۱۵ درصد) یا با سیمان طبیعی برای تامین چسبندگی همراه هستند. نیروهای موئینگی در ماسه های ریز ممکن است یک چسبندگی ظاهری ایجاد نماید؛ در کل، چسبندگی ظاهری برای این خاکها باید بزرگتر از ۵ کیلوپاسکال باشد تا زمان خود پایداری معقولی را تضمین نماید. برای جلوگیری از قطع شدید نیروهای موئینگی و بواسطه آن کاهش در چسبندگی ظاهری، لازم است جریان آب به سمت سطح گودبرداری به حداقل برسد که این عمل می تواند از طریق تغییر جهت دادن مسیر جریان آب انجام شود.

۲-۷-۳- سنگ هوازده بدون سطوح شکست

سنگ هوازده به شرطی می تواند یک تکیه گاه مناسب برای میخ ها تامین نماید که سطوح شکست در جهت های نامطلوب غالب نباشد. همچنین مطلوب است که درجه هوازده در کل سنگ تقریباً یکنواخت باشد که در این حالت تنها کافیست یک روش حفاری و

۲-۷-۴- رسوبات یخچالی

اینگونه خاکها معمولاً برای کاربرد SNW مناسب هستند بدلیل آنکه معمولاً متراکم، خوب دانه بندی شده یا با مقدار محدودی ریزدانه همراه هستند.

- خاکهایی که در هنگام گودبرداری هر فاز، قادر به پایداری بدون حائل به ارتفاع ۱ تا ۲ متر بصورت قائم یا نزدیک به قائم برای مدت زمان ۱ تا ۲ روز باشند.
- تمام میخ هایی که در مقطع عرضی، بالای سطح آب زیرزمینی واقع شده اند.
- چنانچه میخ هایی نیز زیر سطح آب زیرزمینی واقع شوند اما آب زیرزمینی به شکل بدی بر روی سطح گود، مقاومت باندی سطح اندرکنش گروت - خاک و یا سلامتی درازمدت میخها تاثیر نگذارد (مثلاً کاراکترهای شیمیایی خاک، موجبات خوردگی را ایجاد نکند).

۲-۷-۱- خاک‌های ریزدانه سفت یا سخت

خاک‌های ریزدانه (یا چسبنده) ممکن است شامل رس‌های سفت یا سخت، سیلت‌های رسدار، رس‌های لای دار، رس‌های ماسه دار، لای‌های ماسه دار و ترکیبی از آنها باشد. اینگونه خاک‌های ریزدانه بطور تجربی می‌تواند شامل خاک‌های سفت باشد که عدد SPT-N آنها لااقل ۹ ضربه به ازای ۳۰۰ میلی‌متر است. با این حال برای تعیین مشخصات استقامتی خاک‌های ریزدانه، نباید منحصرأ به مقادیر SPT-N تکیه شود. در عوض، مشخصات استقامتی (مقاومت برشی) باید بوسیله دیگر آزمایش‌های محلی یا آزمایشگاهی تهیه شود. برای به حداقل رساندن جابجایی‌های افقی درازمدت SNWها، خاک‌های ریز دانه باید خاصیت خمیری نسبتاً کمی داشته باشند.

۲-۸- ضریب پایداری گود

در یک طراحی یک گود نه تنها فرض پایداری نهایی بلکه پایداری در طی ساخت اهمیت دارد. از نتایج خروجی واضح است که یک مکانیسم گسیختگی بعد از پیشرفت فاز ساخت مرحله دوم آغاز می‌شود. ارزیابی یک ضریب اطمینان کلی در این مرحله از مساله و نیز برای سایر مراحل ساخت مفید است.

در مهندسی سازه ای، ضریب اطمینان معمولاً به عنوان نسبتی از بار فروریختگی به بار خدمت تعریف می‌شود. در سازه های خاک اگر چه این تعریف همواره مفید نیست. برای خاکریزها، به عنوان مثال، بیشتر بارگذاری با وزن خاک ایجاد می‌شود و یک افزایش در وزن خاک لزوماً به فرو پاشی منجر نمی‌شود. حقیقتاً یک شیبی از خاک کاملاً اصطکاکی در آزمایشی که وزن خود خاک افزایش داده شود (مانند آزمایش سانتریفوژ) گسیخته نمی‌شود. بنابراین مناسبترین تعریف اطمینان به صورت رابطه ۵ است:

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{S_{\text{maximum available}}}{S_{\text{needed for equilibrium}}} \quad (5)$$

که S مقاومت برشی را نشان می‌دهد. نسبت مقاومت واقعی به مقاومت مینیمم محاسبه شده مورد نیاز برای تعادل اطمینانی است که در مکانیک بطور مناسب بکار می‌رود. با معرفی شرط کولمب استاندارد ضریب اطمینان بصورت رابطه ۶ بدست می‌آید:

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{C - \sigma_n \tan \phi}{C_r - \sigma_n \tan \phi_r} \quad (6)$$

که C و ϕ پارامترهای مقاومت ورودی و σ_n مولفه تنش نرمال واقعی است. پارامترهای C_r و ϕ_r مقاومت کاهش یافته هستند که

فقط برای متعادل نگهداشتن به حد کافی بزرگ می‌باشند. اصل توصیف شده در بالا اساس روش PLAXIS [۲۶] برای محاسبه یک ضریب اطمینان کلی به کار می‌رود. در این حالت چسبندگی و تانژانت زاویه اصطکاک با نسبت یکسانی کاهش می‌یابند (رابطه ۷)

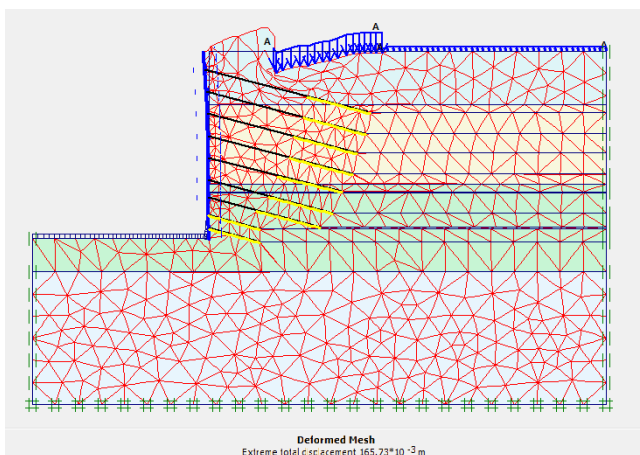
$$\frac{C}{C_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \sum Msf \quad (7)$$

کاهش پارامترهای مقاومت به وسیله ضرائب کلی $\sum Msf$ کنترل می‌شود. این پارامتر در یک روند گام به گام تا مرحله گسیختگی افزایش داده می‌شود. بنابراین ضریب اطمینان یک مقدار $\sum Msf$ در گسیختگی فراهم میکند که در گسیختگی یک مقدار ثابت بیشتر یا کمتر برای تعدادی از گام‌های بارگذاری متوالی بدست می‌آید، تعریف می‌شود.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- تحلیل نتایج مدل اول (تحلیل پلاستیک) سیستم میخ‌کوبی

همانطور که ذکر شد در این فایل یک دیواره گود که با ۹ ردیف نیل مسلح شده بود، مدلسازی شد و با مدل رفتاری موهر-کولمب خاک به صورت پلاستیک تحلیل گردید و نتایج ذیل بدست آمد (شکل ۸):



شکل (۸) تغییر شکل دیواره گود در حالت تحلیل پلاستیک

۳-۱-۳- تنش‌های ایجاد شده در تحلیل پلاستیک مدل رفتاری موهر-کولمب خاک

نتایج تنش‌ها به صورت جدول (۶) و نیز تنش‌های کل بصورت اشکال (۹) الی (۱۱) بدست آمد.

جدول (۶) مقادیر تنش در تحلیل پلاستیک

شماره گره	مختصات X (m)	مختصات Y (m)	تنش X-X (KN/m ²)	تنش Y-Y (KN/m ²)
11497	38.33	33.21	-34.77	-74.73
11341	37.84	30.68	-62.23	-74.49
11388	36.84	28.48	-181.23	-70.13
9265	36.34	26.08	-146.17	-56.48
7488	35.05	24.09	-172.76	-71.76
7728	34.00	21.70	-143.01	-83.00
7668	32.53	20.03	-111.39	-64.43
7834	25.74	19.88	-24.09	-41.95
7558	25.74	18.38	-26.22	-41.89

۳-۱-۱- جابه‌جایی دیواره گود

پس از تحلیل محاسبات خروجی‌های مربوط به جابه‌جایی‌ها به شرح جدول (۴) خواهد بود.

جدول (۴) تغییر مکان دیواره گود در حالت تحلیل پلاستیک

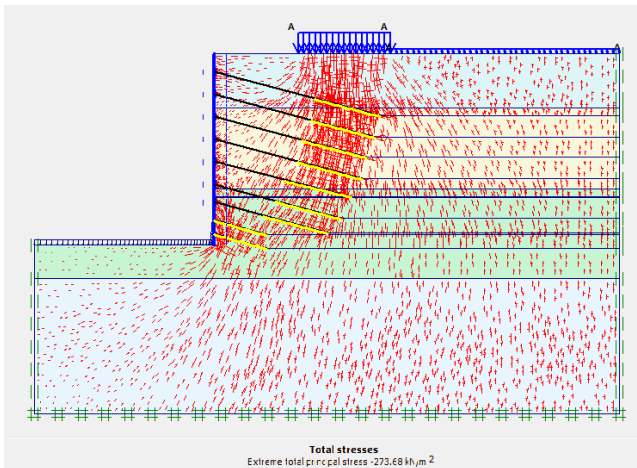
شماره گره	مختصات X (m)	مختصات Y (m)	تغییر مکان X (mm)
1601	20.00	38.00	-16.06
1571	20.00	35.50	-14.98
1531	20.00	33.00	-14.10
1341	20.00	30.50	-13.30
1333	20.00	28.00	-12.39
1325	20.00	25.50	-11.27
1317	20.00	23.50	-10.28
1312	20.00	21.50	-9.14
1302	20.00	20.00	-8.05

۳-۱-۲- نیروی وارده بر میخ‌ها

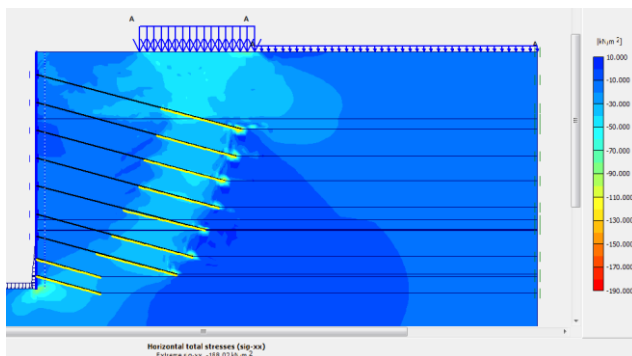
با توجه به اینکه در مدل‌سازی نرم افزار، میخ‌ها بصورت عضو که قادر به تحمل سختی محوری است تعریف شده‌اند، بنابراین میخ‌ها نیز از بابت نیروی وارده محوری مورد ارزیابی قرار گیرد که نتایج حاصله به شرح جدول ۵ است.

جدول (۵) : مقادیر نیروی وارده بر میخ‌ها در حالت تحلیل پلاستیک

شماره میخ	نیروی وارده بر میخ (KN/m)
1	47.55
2	53.60
3	45.80
4	28.26
5	32.15
6	38.22
7	44.65
8	0.82
9	0.47



شکل (۹) : تنش کل وارده به صورت تحلیل پلاستیک بر اساس مدل رفتاری موهر - کولمب

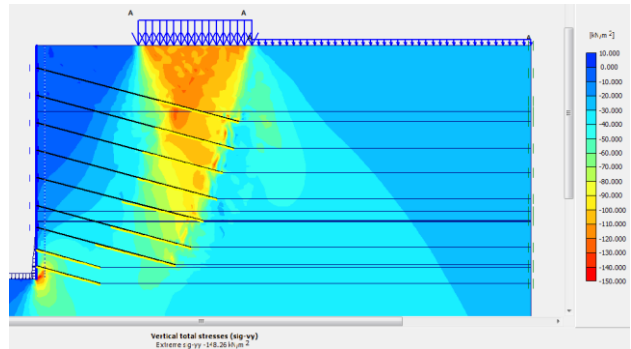


شکل (۱۰) : تنش σ_{xx} وارده به صورت تحلیل پلاستیک بر اساس مدل رفتاری موهر - کولمب

شروع شده است. برای صرفه جویی در وقت تنها نتایج فاز هشتم در جدول ۷ آمده است (اشکال ۱۲ و ۱۳).

جدول (۷) تغییر مکان میخ در انتهای فاز هشتم تحلیل بر اساس روش تحکیم

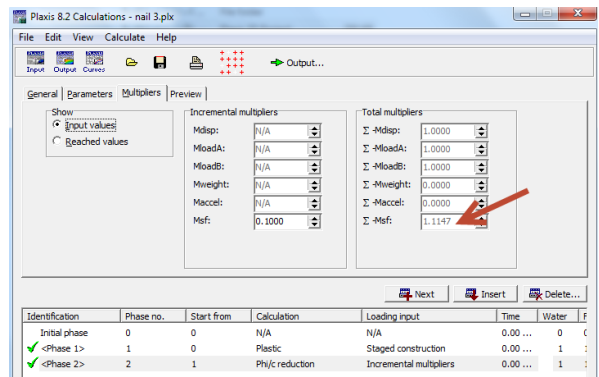
شماره گره	مختصات X (m)	مختصات Y (m)	تغییر مکان X (mm)	تغییر مکان Y (mm)
4477	20.00	38.00	-50.66	-14.28
4484	20.00	35.50	-40.84	-14.37
4498	20.00	33.00	-31.60	-14.45
3959	20.00	30.50	-23.96	-14.46
3500	20.00	28.00	-18.74	-14.42
2993	20.00	25.50	-15.46	-14.31
2386	20.00	23.50	-13.39	-14.21
2396	20.00	21.50	-11.21	-14.11
2410	20.00	20.00	-9.29	-14.01



شکل (۱۱) : تنش σ_{yy} وارده به صورت تحلیل پلاستیک بر اساس مدل رفتاری موهر - کولمب

۳-۲- تحلیل نتیجه مدل دوم (Φ, C) کاهش یافته بر اساس مدل رفتاری موهر-کولمب

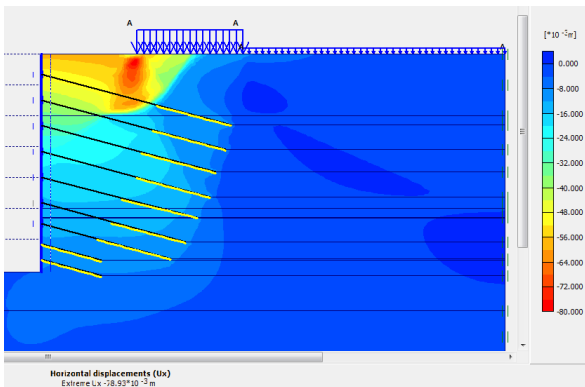
با توجه به تحلیل مدل در حالت مدل رفتاری Φ, C کاهش یافته، بعد از تحلیل مدل و محاسبات مربوطه می توان به ضریب اطمینان دیواره گود رسید که در این مدل ضریب اطمینان گود معادل ۱/۱۱۴۷ می باشد.



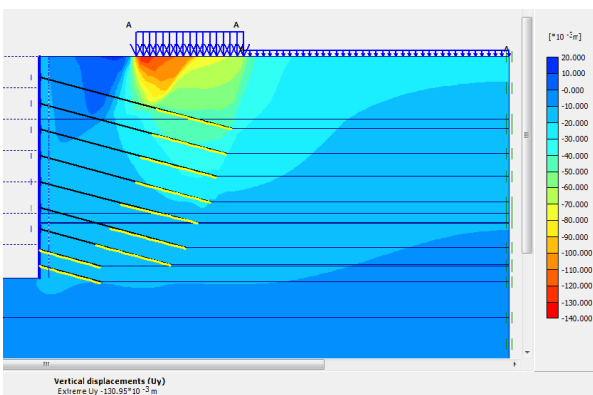
شکل (۱۰) : ضریب اطمینان گود بر اساس مدل رفتاری Φ, C کاهش یافته

۳-۳- تحلیل نتایج مدل سوم (ساخت مرحله ای) بر اساس مدل رفتاری موهر-کولمب

پس از تحلیل به لحاظ اینکه در فاز اول هیچگونه میخ جهت پایدار سازی وجود ندارد لذا بر اساس مقادیر حاصل از محاسبات نرم افزار خروجی های مربوط به جابجایی ها از فاز دوم



شکل (۱۲) : جابجایی در راستای افق (U_x) دیواره گود در فاز هشتم



شکل (۱۳) : جابجایی در راستای قائم (U_y) دیواره گود در فاز هشتم

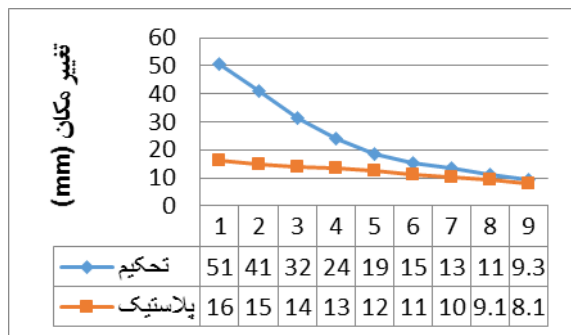
نیرو وارده بر میخ و تنش) بدست آمد که مقایسه نتایج بصورت زیر می باشد.

۳-۴-۱- مقادیر جابه جایی

با مقایسه جابجایی دیواره گود در محل ابتدای میخها مقادیر به شرح جدول (۱۰) و نمودار شکل (۱۴) می باشد.

جدول (۱۰) : مقایسه مقادیر تغییر مکان سیستم در حالت پلاستیک و ساخت مرحله ای

تغییر مکان افقی (mm)	
تحلیل پلاستیک	تحلیل تحکیم
-16.06	-50.66
-14.98	-40.84
-14.10	-31.60
-13.30	-23.96
-12.39	-18.74
-11.27	-15.46
-10.28	-13.39
-9.14	-11.21
-8.05	-9.29



شکل (۱۴) : نمودار مقایسه مقادیر تغییر مکان در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم

۳-۴-۲- مقادیر نیروی وارده بر میخ

مقایسه مقادیر نیروی وارده بر میخها مقادیر به شرح جدول (۱۱) و نمودار شکل (۱۵) می باشد.

۳-۳-۱- نیروی وارده بر میخها

با توجه به اینکه در مدلسازی نرم افزار به صورت ساخت مرحله ای، میخها بصورت عضوی که قادر به تحمل سختی محوری است تعریف شده اند، بنابراین میخها نیز از بابت نیروی وارده محوری مورد ارزیابی قرار گیرد که نتایج حاصله در جدول ۸ آمده است.

جدول (۸) : نیروی وارده بر میخها در حالت تحلیل تحکیم

شماره میخ	نیروی وارده بر میخ (KN/m)
1	31.58
2	32.43
3	34.28
4	35.29
5	38.71
6	41.38
7	46.15
8	10.22
9	3.91

۳-۳-۲- مقادیر تنشهای ایجاد شده در تحلیل تحکیم بر اساس مدل رفتاری موهر - کولمب خاک

تنش فاز هشتم در جدول ۹ آورده شده است.

جدول (۹) : مقادیر تنش در حالت تحلیل تحکیم (فاز هشتم)

شماره گره	مختصات X (m)	مختصات Y (m)	تنش X-X (KN/m ²)	تنش Y-Y (KN/m ²)
14413	38.33	33.21	-24.49	-69.08
14170	37.84	30.68	-145.72	-71.37
14280	36.84	28.48	-162.22	-111.37
12024	36.34	26.08	-164.43	-55.01
7860	35.05	24.09	-177.47	-84.70
7920	33.94	21.68	-138.12	-79.15
7460	32.54	20.08	-138.90	-64.67
7608	25.74	19.88	-42.76	-37.33
7740	25.74	18.38	-33.25	-38.12

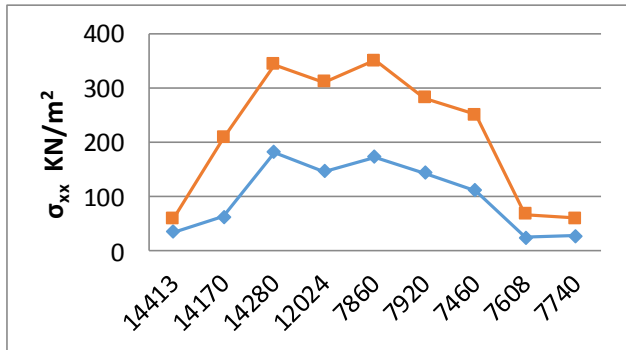
۳-۴-۳- مقایسه خروجی های جابجایی دو مدل

از داده های خروجی مدل ها، سه متغیر اساسی (تغییر مکان،

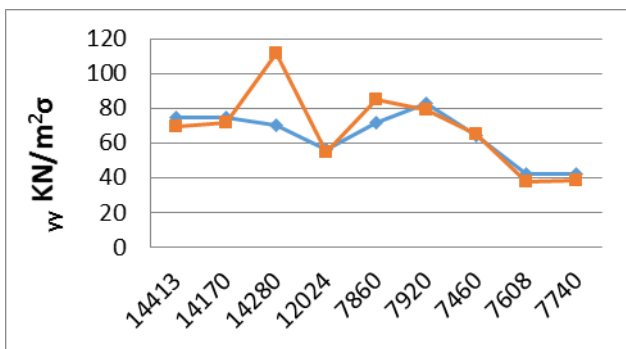
7920	33.94	21.68	-143.01	-83.00	-138.12	-79.15
7460	32.54	20.08	-111.39	-64.43	-138.90	-64.67
7608	25.74	19.88	-24.09	-41.95	-42.76	-37.33
7740	25.74	18.38	-26.22	-41.89	-33.25	-38.12

جدول (۱۱) : مقایسه مقادیر نیروی وارده بر میخ ها در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم

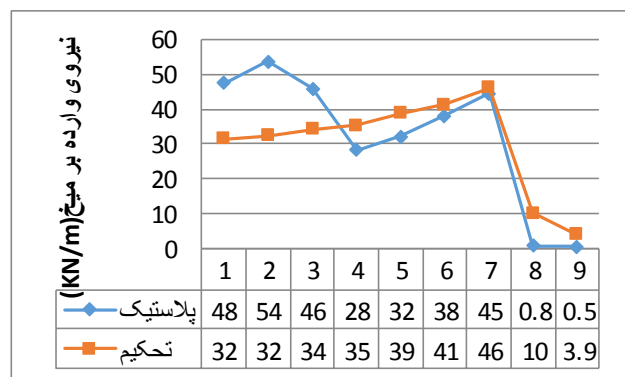
شماره میخ	نیروی وارده بر میخ (KN/m)	
	پلاستیک	تحکیم
1	47.55	31.58
2	53.60	32.43
3	45.80	34.28
4	28.26	35.29
5	32.15	38.71
6	38.22	41.38
7	44.65	46.15
8	0.82	10.22
9	0.47	3.91



شکل (۱۴) : نمودار مقادیر تنش σ_{xx} در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم



شکل (۱۷) : نمودار مقادیر تنش σ_{yy} در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم



شکل (۱۵) : نمودار مقادیر نیروی وارده بر میخ ها در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم

۳-۴-۳- مقادیر تنش

با مقایسه تنش‌های وارده بر خاک در انتهای میخ‌ها مقادیر در دو حالت پلاستیک و تحکیم به شرح جدول (۱۲) و نمودارهای اشکال (۱۶) و (۱۷) می باشد.

جدول (۱۲) : مقایسه مقادیر تنش در حالت تحلیل پلاستیک و تحکیم (فاز هشتم)

شماره گره	مختصات X (m)	مختصات Y (m)	پلاستیک		تحکیم	
			تنش X-X (KN/m ²)	تنش Y-Y (KN/m ²)	تنش X-X (KN/m ²)	تنش Y-Y (KN/m ²)
14413	38.33	33.21	-34.77	-74.73	-24.49	-69.08
14170	37.84	30.68	-62.23	-74.49	-145.72	-71.37
14280	36.84	28.48	-181.23	-70.13	-162.22	-111.37
12024	36.34	26.08	-146.17	-56.48	-164.43	-55.07
7860	35.05	24.09	-172.76	-71.76	-177.47	-84.70

۳- نتیجه‌گیری کلی

رفتار مکانیکی خاک‌ها با دقت-های مختلفی مدلسازی می‌شوند. در این تحقیق و مدل بررسی شده مدل رفتاری موهر-کلمب خاک بکارگرفته شد و همچنین با این نرم افزار فرآیند ساخت و حفاری را توسط فعال کردن و غیرفعال کردن اعضا در مرحله محاسبات مدل گردید. همچنین در این تحقیق به بررسی نتایج بدست آمده از پایدارسازی گودباروش میخ کوبی در سه حالت تحلیلی به روش پلاستیک و تحکیم و نیز ϕ و C کاهش

مقادیر پایین تری بوده که دلیل این امر به جهت تحمل تنش‌ها و نیروها توسط میخ‌های واقع در یک سوم بالایی گود می باشد.

مراجع

[۱] دفترچه مطالعات ژئوتکنیک

- [1] Cheng Liang Hsiao., Wall and ground movements in a braced excavations in clays and serviceability reliability of andjacent building Ph.D thesis,the Graduate School of Clemson University , 2007
- [2] Hsieh. P.G., and Ou, C.Y., Shape of ground surface settlerent profiles caused by excavation , Canadian Geotechnical Journal ,Vol.35, No.6,pp.1004-1017,1998.
- [3] Mana,A.I.,and Clough , G.W, Prediction of movements for braced cuts in clay,Journal of Geotechnical Engineering, Vol.107,No.6,pp.759-777,1981.
- [4] Wong, K.S., and Broms, B.B., Lateral wall deflections of braced excavations in clay , Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115,No.6 pp.853-870,1989.
- [5] Clough, G.W., and O,Rourke, T.D., Construction-induced movements of in situ walls , Proc., ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structure, Geotechnical Special Publication, No.25, New York , pp.439-470,1990
- [6] Hashash, Y.M.A., and Whittle, A.J., Ground movement prediction for deep excavations in soft clay , Journal of Geotechnical Engineering , Vol.122, No.6, pp.474-486,1996.
- [7] Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., and Dabee, B., Displacement flexibility number for multipropped retaining wall design , Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,ASCE, Vol.126,No.8, pp.718-726,2000.
- [8] Ou, C.Y., Hsieh, P.G., and Chiou, D.C, Characteristics of ground surface settlement during excavation , Canadian Geotechnical Journal, Vol.30, No.5,pp758-767,1993.
- [9] Hsieh. P.G., and Ou, C.Y., Shape of ground surface settlerent profiles caused by excavation , Canadian Geotechnical Journal ,Vol.45, No.6,pp.1114 1026,1993

یافته پرداختیم. باتوجه به نمودارها و جداول بدست آمده است:

- جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل تحکیم نسبت به مقدار جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل پلاستیک افزایش یافته است.
 - جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل تحکیم نسبت به مقدار جابجایی در راستای طولی دیواره گود در حالت تحلیل پلاستیک افزایش یافته است.
 - مقادیر تنش‌ها در حالت تحلیل تحکیم کاهش چشم گیری نسبت به حالت تحلیل پلاستیک از خود نشان می‌دهد.
- با بررسی‌های انجام شده در مطالب ارائه شده نتایج ذیل بدست آمد:
- برای بهینه کردن مدل ها، در نظر گرفتن مدل رفتاری سخت شونگی برای تحلیل و طراحی مناسب است.
 - میخ‌های ناحیه بالایی کنترل کننده تغییر شکل‌های سیستم بوده و جهت کنترل تغییر شکل‌ها بایستی از میخ‌های بلندتر در این ناحیه استفاده کرد.
 - میخ‌های ناحیه پایینی کنترل کننده پایداری می-باشند و جهت حصول پایداری بیشتر باید حداقل امکان کوتاهتر انتخاب شوند.
 - میخ‌های ناحیه میانی هر دو عملکرد پایداری و کنترل تغییر شکل را دارند و در عملکرد یکپارچه میخ-ها نیز نقش اساسی را برعهده دارند.
 - حداکثر نیروی داخلی در میخ‌های ناحیه یک سوم پایینی بوجود می‌آید.
 - مقادیر تنش‌ها در حالت ساخت مرحله‌ای به مراتب نسبت به حالت کلی دارای

- [24] Jewell,R.A. and Milligan, G.W.E. (1989). Deformation calculations for reinforced soil walls. Proc. 12th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engi., Vol.2,Rio de Janeiro,pp1257-1262.
- [25] Jarrett,P.M. and McGown,A. (1988). The application of polymeric reinforcement in soil retaining structures. NATO ASI Series E: Applied Sciences ,Vol.147, Kluwer Academic Publishers
- [26] Schlosser,F. (1992). Mechanically stabilized earth retaining structures in Europe. Design and Performance of earth retaining structures, ASCE Geotechnical Special Publication, pp347- 377.
- [27] Marco D.boscardin and Edward J.Cording Building response to excavation-induced settlement , Journal of Geotechnical Engineering Vol.115,No.1,1989.
- [28] Clough, G.W.,and O'Rourke,T.D Construction-induced movements of in-situ walls ,Proc , ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures , Geotechnical Special Publication , No.25,New York ,pp.439-470,1990
- [29] Yoo C. Behavior of braced and anchored walls in soils overlying rock .J. Geotech Geoenviron Eng , ASCE , Vol.27,No.3,PP.225-233,2001.
- [30] Plaxis Professional Version 8,Material Models Manual,2002
- [10] Ashraf S.Osman and Malcolm D.Bolton., Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.132, No.4, 465-477, 2006.
- [11] Peck R.B., Deep excavations and tunneling in soft ground, Proceedings of the seventh international conference on soil mech and found. Engineering, pp.225-290,1969.
- [12] Bowles ,J.E., Foundation Analysis and Design ,4th ed.McGraw-Hill Book Company, New York,1988.
- [13] Wong, K.S., and Broms, B.B., Lateral wall deflections of braced excavations in clay , Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115,No.6 pp.853-870,1989.
- [14] Burland, J.B., and Wroth, C.P., Settlement of buildings and associated damage. ,Proc,Conf.on Settlement of Structures, Pentech Press, London, Wngland, pp.611-654, 1974.
- [15] Voss,F., Evaluating Damage Potential in Building Affected by Excavations, MS thesis, Northwestern University, Evanston, IL.166p,2003.
- [16] Boone,S.J., "Ground-movement-Related Building Damage", Journal of Geotechnical Engineering,ASCE, Vol.22, No.11, pp.886-896, 1996.
- [17] Finno,R.J&Voss,f.&Rossow,E.&Blackburn , J.T.," Evaluatig damage potential in building affected by excavation", J.Geatech.Eng.pp.1199-1210, 2005.
- [18] Romstad.K.M.(1989). Dilation and boundary effects in Large scale pull-out tests. Proc. of 12th Int.Conf. of Soil Mech. and Found. Engi., Rio de Janeiro, pp1263-1266.
- [19] Gassler,G.and Gudehus,G.(1983). Soil nailing – statistical design. Proc. Of 8th Euro. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng. , Vol.2, Helsinki, pp491 494.
- [20] Jewel,R.A. andpedley,M.J.(1990). Soil Nailing Design: The Role of Bending Stiffness.OUEL Report,No 1813/90.
- [21] Long,N.T., Guegan,Y. and Legeay,G.(1972) Etude la Terre Armee a La pparel Triaxial Rapp. De Rhecherche. LCPC, No .17.
- [22] Jewel,R.A. (1990b). Strength and deformation in reinforced soil design. Keynote Paper,4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.
- [23] McGown,A.,Andrawes,K.Z and Al-Hasani,M.M. (1978). Effect of inclusion Properties on the behavior of sand. Geotechnique, Vol.28,No .3, pp327-346.

اتاتاغف