

Numerical Modeling of Stone Columns Using Time-Dependent and Time-Independent Constitutive Models

Yazdan Shams Maleki^{1✉} 

1. Corresponding Author, Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering, Kermanshah University of Technology, Kermanshah, Iran. E-mail: y.shamsmaleki@kut.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:

Received
2026-06-16

Received in revised form
2026-08-30

Accepted
2026-09-16

Available online
2026-10-01

Keywords:

Stone column,
Soft soil creep model,
Consolidation analysis,
Time factor,
Incrementally constructed
embankment.

ABSTRACT

In this study, the numerical modeling of end-bearing stone columns was carried out using both time-dependent and time-independent constitutive models. The numerical modeling was performed using the two-dimensional finite element method based on the unit cell concept and assuming axisymmetric conditions. Soft Soil Creep (SSC) constitutive model was adopted in this study to account for the effects of time-dependent behavior and the consolidation state of clayey soft soils during the numerical modeling of stone columns installed in soft ground. To investigate the time-dependent response of stone column-improved soft soils, a series of two-dimensional finite element consolidation analyses was performed. The results obtained using the time-independent elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb (MC) constitutive model were systematically compared with those obtained from the time-dependent Soft Soil Creep (SSC) model. For the same soil profile, key response parameters - including lateral displacement, settlement, excess pore water pressure (EPWP), and stress distribution between the surrounding soil and the stone columns, represented by the Stress Concentration Factor (SCF) - were evaluated under two different numerical modeling approaches. The first approach employed a time-independent constitutive model (MC) combined with a time-dependent consolidation analysis, whereas the second approach incorporated both a time-dependent constitutive model (SSC) and a time-dependent consolidation analysis. A noteworthy aspect of this study is that both numerical approaches were applied to the same case study, thereby enabling a direct assessment of the influence of constitutive modeling assumptions on the predicted behavior. A major limitation of this study is that the behavior of the triangular arrangement of stone columns was investigated within the framework of the unit cell concept, which should be taken into consideration. The results of this study indicate that the stress concentration factor predicted by the SSC model is approximately twice that predicted by the MC model. Furthermore, compared with the MC model, the SSC model predicts a more delayed buildup and dissipation of excess pore water pressure, primarily due to the incorporation of creep effects in the constitutive formulation.

Cite this article: Shams Maleki, Yazdan. (2026). Numerical Modeling of Stone Columns Using Time-Dependent and Time-Independent Constitutive Models. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 3(3), 24-48.

DOI:10.22126/amcen.2026.8377.1002



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2026.8377.1002

Publisher: Razi University

Introduction

Soft and very soft clayey soils, which commonly undergo excessive deformation and settlement following the application of structural loads, are among the most problematic geomaterials encountered in civil engineering construction. Their poor mechanical performance and high compressibility pose significant challenges to geotechnical engineers in the design and construction of safe and durable infrastructure. Soft and weak soils can be improved using a variety of ground improvement techniques. Among these, the installation of stone column groups not only enhances the strength and stiffness of the treated ground under structural loading but also accelerates the three-dimensional consolidation process by facilitating radial drainage, thereby reducing the rate and magnitude of post-construction settlements. Furthermore, to enable the installation of stone columns in very soft soils, they are commonly encased with geosynthetic materials such as geotextiles or geogrids. This technique makes it possible to install stone columns in very loose and unstable soil deposits. For the numerical simulation of stone columns in soft clay, two-dimensional finite element analysis can be performed under either axisymmetric or plane strain conditions. A critical aspect of such analyses is the selection of an appropriate constitutive model capable of accurately predicting the time-dependent consolidation response and settlement behavior of soft soils. In this study, the creep deformation and settlement of the soft soil were evaluated using the Soft Soil Creep (SSC) constitutive model and compared with the predictions of the elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb (MC) model employing a non-associated flow rule.

Method

In this study, stone column groups were numerically modeled using the unit cell concept under axisymmetric conditions by means of the two-dimensional finite element method implemented in the research version of PLAXIS 2D. Successive loading and consolidation stages of 10 and 5 days, respectively, were adopted to allow the dissipation of excess pore water pressure within the 10-m-thick clay layer. The length of each stone column in the group was equal to the thickness of the soft clay layer, corresponding to 10 m. The stone columns were assumed to have a diameter of 1.0 m and a center-to-center spacing of $s = 2.0$ m in a triangular arrangement. Furthermore, based on the triangular arrangement of the stone column group, the unit cell radius was calculated as 1.05 m using the relationship $r_{uc}=0.525s$, and this value was adopted in the numerical simulations.

A 1-m-thick sand layer was placed above the soft clay layer and the stone column group to serve as the upper drainage boundary. The finite element mesh was generated using 15-node triangular elements to discretize the computational domain. The numerical analysis, particularly the modeling of the soft clay layer, was performed using both the time-dependent Soft Soil Creep constitutive model (SSC) and the time-independent Mohr-Coulomb constitutive model (MC). The results obtained from these two constitutive models were subsequently compared and evaluated. The interaction between the geosynthetic-encased stone column and the surrounding soft clay at their interface was modeled using the interface

strength reduction factor (R_{int}). The R_{int} between the soft clay layer and the stone column was taken as 0.50 for both the MC and SSC constitutive models, whereas a value of 1.0 was assigned to the interface between the stone column and all other materials. Furthermore, numerical analyses based on both constitutive models were conducted using time-dependent consolidation analyses. The numerical simulations performed using the two constitutive models provided results for shear strain, shear stress, horizontal and vertical stresses, excess pore water pressure, the stress concentration factor (SCF), horizontal and vertical displacements, stress paths in the p - q space, as well as graphical outputs at selected monitoring points within the numerical model.

Results

The shear strain response of the soft clay predicted by the SSC model was smoother and exhibited fewer abrupt changes and discontinuities than that obtained using the MC model. The p' - q stress path indicates that, at the same mean effective stress (p'), the SSC model reaches failure at a lower deviatoric stress (q) than the MC model owing to the incorporation of creep effects. The stress concentration factor predicted by the SSC model was slightly more than twice that predicted by the MC model for both the geogrid-encased and unencased stone column configurations. Furthermore, at the mid-depth of the soft clay layer, the horizontal displacements predicted by the SSC model were approximately one-seventh and one-fourth of those predicted by the MC model for the geogrid-encased and unencased cases, respectively. On the other hand, the settlement (vertical displacement) at point B, located at the mid-depth of the soft clay layer, was approximately 1.5 times greater in the MC model than in the SSC model for both the geogrid-encased and unencased cases. The vertical stress within the soft clay layer predicted by the SSC model was approximately 10-50% lower than that predicted by the MC model for both the unencased and geosynthetic-encased cases, particularly at the end of each consolidation stage following the dissipation of excess pore water pressure. Moreover, at point B, located at the mid-depth of the soft clay layer, the excess pore water pressure predicted by the SSC model in the geosynthetic-encased case was lower than that predicted by the MC model at the beginning of the loading stage, but became higher by the end of the loading stage.

Conclusions

In this study, the settlement, displacement, and stress-strain behavior of geosynthetic-encased stone columns installed in soft clay were investigated and compared using the time-dependent Soft Soil Creep (SSC) constitutive model and the time-independent Mohr-Coulomb (MC) constitutive model. The main findings of this study reveal significant differences in the predicted displacements, stresses, and strains of the two-dimensional finite element unit-cell model obtained using the SSC and MC constitutive models. The time-dependent behavior associated with incorporating creep effects in the SSC model is the primary factor responsible for the differences observed relative to the MC model. For both the geosynthetic-encased and unencased configurations, the stress concentration ratio predicted by the SSC model was approximately twice that predicted by the MC model. The results of this study indicate that, because creep is a fundamental mechanism governing the mechanical behavior and consolidation of soft clay deposits, the SSC model provides a substantially more realistic

representation of the problem than the MC model. The results of this study indicate that the stress concentration ratio predicted by the SSC model is approximately twice that predicted by the MC model. Furthermore, compared with the MC model, the SSC model predicts a more delayed buildup and dissipation of excess pore water pressure, primarily due to the incorporation of creep effects in the constitutive formulation.

Author Contributions

All authors participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



مدل سازی عددی ستون های سنگی به کمک مدل های رفتاری وابسته به زمان و مستقل از زمان

یزدان شمس ملکی^۱

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران. رایانامه: y.shamsmaleki@kut.ac.ir

چکیده	اطلاعات مقاله
در این مطالعه مدل سازی عددی ستون های سنگی اتکایی به کمک مدل های رفتاری وابسته به زمان و مستقل از زمان انجام شده است. مدلسازی عددی جهت افزایش دقت، به کمک روش اجزای محدود دوبعدی و در چارچوب مفهوم سلول واحد و در شرایط تقارن محوری انجام شده است. مدل خزش خاک نرم، مدل رفتاری است که در این مطالعه به منظور به حساب آوردن اثر زمان و شرایط تحکیم یافتگی خاک نرم، در حین مدل سازی عددی مسئله ی ستون های سنگی محصور شده در ژئوگرید و نامحصور در خاک نرم، از آن استفاده شده است. در این مطالعه، به کمک انجام تحلیل های عددی اجزای محدود دوبعدی تحکیمی در نرم افزار PLAXIS 2D و مقایسه ی نتایج حاصل از مدل های رفتاری ارتجاعی - خمیری کامل مور- کولمب MC و خزش خاک نرم SSC رفتار تابع زمان خاک های رسی نرم مسلح شده توسط ستون های سنگی مورد بررسی قرار گرفته است. در یک خاک مشخص، پاسخ های جابه جایی جانبی، نشست، فشار آب حفره ای و توزیع تنش بین خاک و ستون های سنگی شامل ضریب تمرکز تنش SCF، از جمله پارامترهایی هستند که در مطالعه حاضر در چارچوب دو نوع مدل سازی عددی شامل استفاده از مدل رفتاری مستقل از زمان MC و تحلیل تحکیمی و نیز کاربرد مدل رفتاری تابع زمان SSC و تحلیل تحکیمی، مورد ارزیابی و استخراج قرار گرفته اند. محدودیت عمده این مطالعه، بررسی رفتار چیدمان مثلثی شکل گروه ستون های سنگی در قالب سلول واحد است، که بایستی به آن توجه شود. نتایج این مطالعه نشان می دهد ضریب تمرکز تنش حاصل از مدل SSC حدود دو برابر مدل MC است. همچنین مدل SSC در مقایسه با مدل MC افزایش و استهلاک فشار آب حفره ای را با تأخیر بیشتری پیش بینی می کند، که ناشی از لحاظ شدن اثرات خزش خاک نرم در این مدل است.	نوع مقاله: مقاله پژوهشی تاریخ دریافت: ۱۴۰۵/۰۳/۲۶ تاریخ بازنگری: ۱۴۰۵/۰۶/۰۸ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۵/۰۶/۲۵ تاریخ انتشار: ۱۴۰۵/۰۷/۰۹ کلیدواژه ها: ستون سنگی، مدل خزش خاک نرم، تحلیل تحکیمی، عامل زمان، خاکریز فزاینده.

استناد: شمس ملکی، یزدان. (۱۴۰۵). مدل سازی عددی ستون های سنگی به کمک مدل های رفتاری وابسته به زمان و مستقل از زمان. *مجله مدل سازی*

پیشرفته در مهندسی عمران، ۳(۳)، ۴۸-۲۴.

DOI: 10.22126/amcen.2026.8377.1002



© نویسندگان.

ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

استفاده از ستون‌های سنگی^۱ که موسوم به شمع‌های دانه‌ای^۲ نیز هستند، به‌عنوان عناصر مسلح‌کننده خاک، کاهنده نشست و نیز المان‌های تسریع در تحکیم شعاعی و در بیانی کلی‌تر، تحکیم سه‌بعدی خاک، به‌کمک عملکرد زهکشی مناسب این ستون‌ها، به‌عنوان زهکش‌های فیتیل‌ای، یکی از مسائل مورد توجه و علاقه‌ی مهندسين و پژوهشگران در دهه‌های اخیر بوده‌است [۱-۴].

مدلسازی عددی رفتار این عناصر، که به‌عنوان المان‌های بهسازی نیمه‌عمیق و عمیق خاک‌های نرم و سیارنرم بکار می‌روند، نیازمند در نظر گرفتن شرایط چند سویه‌ای می‌باشد. به‌طور بدیهی خاک‌های نرم و سیارنرم دچار مشکلات عدیده‌ای هستند، که در قالب مسائل مربوط به ظرفیت باربری و نشست، زهکشی فشارهای آب‌حفره‌ای، رفتار تابع زمان و بروز تحکیم اولیه، ثانویه و خزش، شرایط تحکیم‌یافتگی، شرایط نفوذپذیری، تاریخچه‌ی تنشی خاک، اثر لایه‌بندی و صفحات نشست‌ی خاک و ... قابل بررسی هستند. از این‌رو در مدلسازی عددی خاک‌های نرم هنگامی که از تحلیل‌های تحکیمی استفاده می‌شود، توجه‌چندانی به این قبیل موارد نمی‌شود. در سالیان اخیر مطالعات ارزشمندی در این زمینه به چاپ رسیده‌است.

برای نمونه کبیسروپور و همکاران [۵] ستون‌های سنگی محصورشده را به‌کمک مدل رفتاری^۳ کم-کلی^۴ و مدل کلاهک‌دار دراکر-پراگر^۵ برای خاک‌نرم مدلسازی و اثر چیدمان و طول محصورشدگی بر بهینه‌سازی طرح ستون‌های سنگی در خاک نرم، از طریق بررسی الگوی نشست را مطالعه کرده‌اند، اما در مطالعه‌ی آن‌ها بررسی اضافه‌فشارهای آب‌حفره‌ای و عامل‌زمان دیده‌نمی‌شود و نشست‌های محاسبه‌شده را فقط بر اساس سطح بارگذاری گزارش کرده‌اند. در حالی که در مسئله‌ی ستون‌های سنگی نشست‌ها عمدتاً از نوع تحکیمی و تابعی از فشارهای آب‌حفره‌ای و زمان هستند. از طرفی علیرغم استفاده از مدل کم-کلی اشاره‌ای به شرایط بیش تحکیم‌یافتگی یا عادی تحکیم‌یافتگی خاک نرم نشده‌است. همچنین لو و همکاران^۶ [۶] نیز که ستون‌های سنگی محصورشده توسط ژئوسنتتیک در خاک‌نرم را از طریق مطالعه‌ی عددی مورد بررسی

قرارداده‌اند، نتایج نشست‌ها، نیروها، استهلاک اضافه‌فشارهای آب‌حفره‌ای و کشش در ژئوسنتتیک را تابع زمان در نظر گرفته‌اند و شرایط تحکیمی مدل‌های خاک‌نرم تحت مطالعه را وارد محاسبات خود کرده‌اند، اما به شرایط تحکیم‌یافتگی خاک نرم نپرداخته‌اند.

در این تحقیق چالش‌های پیش‌روی روند مدل‌سازی عددی خاکریزهای متکی بر ستون‌های سنگی ارائه شده‌است. ستون‌های سنگی زیر یک خاکریز فزاینده که به‌کمک روش تراکم دینامیکی ویریه-جابجایی ایجاد شده‌اند، توسط لایه‌ای از ژئوتکستایل محصور می‌شوند [۷-۱۲]. بر اساس ارزیابی ادبیات فنی موجود [۱۳-۱۹] محصورکردن^۷ محیطی و پیرامونی ستون‌های سنگی در لایه‌ای از مصالح ژئوسنتتیک از قبیل ژئوتکستایل یا ژئوگرید (با راستای باربری یک یا دومحوری) می‌تواند شرایط اجرای آن‌ها در خاک‌های سست و خیلی‌نرم همانند رس‌های نرم و سیارنرم را فراهم‌سازد. مدل‌سازی‌های عددی و آزمایشگاهی مدل ستون‌های سنگی محصور در لایه ژئوسنتتیک در حالات تکی و گروهی در مطالعات ارزنده‌ای اجرا و ارائه شده‌است [۲۰-۲۵]. در خصوص این مبحث، مطالعات جدید نیز با توجه به کاربرد فراوان و اهمیت اجرایی موضوع ستون‌های سنگی محصور در ژئوسنتتیک، همچنان در جوامع پژوهشی در حال انجام است [۲۶-۳۱]. در این‌باره گاهی اوقات از ترکیب مزیت‌های راه‌حل‌های تحلیلی، عددی و یا آزمایشگاهی نیز استفاده‌شده‌است [۳۲-۳۵]. اما کماکان مدل‌سازی‌های عددی سهم عمده‌ای از پژوهش‌های این حوزه را به خود اختصاص می‌دهند [۳۶-۳۸].

هدف از محصورکردن ستون سنگی، امکان یافتن اجرای آن در خاک با چسبندگی زهکشی نشده کمتر از ۱۵ کیلوپاسکال یا به‌بیان دیگر در خاک سیارنرم است (آلمیدا و همکاران^۸ [۱۳]). همچنین هدف از اجرای ستون سنگی علاوه بر افزایش سختی خاک نرم و تسلیح آن، تسریع در روند نشست خاک بسیار نرم به‌کمک استهلاک فشارهای آب حفره‌ای با زمان به‌واسطه تسهیل تحکیم شعاعی است. متأسفانه در بسیاری از تحلیل‌های عددی از مدل‌های رفتاری استفاده شده که در آن‌ها عامل زمان تعریف نشده‌است. اگرچه در سالیان اخیر

^۵ Drucker-Prager

^۶ Lo et al.

^۷ Encasement

^۸ Almeida et al. (2014)

^۱ Stone columns

^۲ Granular piles

^۳ Constitutive model

^۴ Cam-Clay

همبسته ای با مقادیر تغییر شکل ها و اضافه فشارهای آب حفره ای مدل عددی در نظر بگیرد. علاوه بر نوع تحلیل عددی، که می تواند وابسته به زمان (تحلیل تحکیمی) یا مستقل از زمان (تحلیل خمیری) باشد، مدل های رفتاری مصالح نیز می توانند وابسته به زمان یا مستقل از آن باشند. برای مثال، عموم مدل های رفتاری خمیری که پدیده ی خزش را در نظر نمی گیرند، همگی در چارچوب مدل های رفتاری مستقل از زمان جای می گیرند. در این چارچوب، مدل های رفتاری از قبیل ترسکا^{۱۰}، فون مایسز^{۱۱}، مور-کولمب^{۱۲}، دراگر-پراگر، هوک-براون^{۱۳}، توده سنگ درزه دار^{۱۴}، خاک سخت شونده^{۱۵}، خاک سخت شونده با کرنش کوچک^{۱۶}، خاک نرم^{۱۷}، گم کلی، کم کلی اصلاح شده^{۱۸} و از این قبیل [۴۲]، همگی مدل هایی مستقل از زمان^{۱۹} خواهند بود، زیرا عامل زمان به طور مستقیم در پیکربندی ریاضی این مدل ها دخالت داده نشده است.

در نقطه مقابل این مدل های رفتاری مستقل از زمان، مدل های رفتاری وجود دارند که زمان به عنوان بخش اصلی ای از معادلات ریاضی آن ها مطرح شده است. چنین مدل هایی را عموماً با نام مدل های خزشی می شناسند. مدل خزش خاک نرم^{۲۰}، یا مدل SSC، یکی از مدل های خزشی است که در چارچوبی مشابه مدل گم کلی اصلاح شده تعریف شده و عامل زمان را وارد محاسبات تنش-کرنش مصالح نموده است. غالب مدل های پیش گفته نمی توانند تمایزی بین دو حالت عادی و بیش تحکیم یافته خاک در نظر بگیرند. برای نمونه، مدل MC که اغلب در کنار تحلیل های تحکیمی بکار برده شده است، نمی تواند بین رفتارهای عادی و بیش تحکیم یافته خاک نرم تفاوتی قائل شود، حال آن که در بیشتر تحلیل های عددی مطالعات حاضر [۴۱]، از این مدل و پارامترهای آن استفاده شده است. همچنین فشارهای پیش سرباره^{۲۱} POP عامل دیگری است که در تعیین رفتار ستون های سنگی مستقر در خاک نرم واقع در زیر خاکریز تاثیرگذار است. مدل های MCC، SS، HS، هم POP هم OCR را در نظر می گیرند،

مدل های رفتاری مختلف همراه با لحاظ عامل زمان برای مدل سازی مسائل ژئوتکنیکی مشابه، همانند گودبرداری های شهری استفاده شده است (خزایی و شمس ملکی [۳۹]؛ خزایی و گرایلی [۴۰]). نکته ی جالب توجه آن است که اغلب به کمک مدل های رفتاری فاقد زمان و تنها به کمک تحلیل های تحکیمی، رفتار درازمدت خاک نرم مسلح شده توسط ستون سنگی مدلسازی شده است و چگونگی روند استهلاک فشارهای آب حفره ای با زمان به علت ایجاد سربار فوقانی حاصل از خاکریزی تشریح شده است. اما باید دانست که خاکریزی و استهلاک فشارهای آب حفره ای، فرآیندی به شدت تابع زمان است و فقط به کمک مدل های رفتاری یا تحلیل های عددی تابع زمان، می توان روند طبیعی این مسئله را به صورت دقیقی مدلسازی کرد. همچنین اکثر مدل های رفتاری استفاده شده در مقالات (انجی و تان^۹ [۴۱])، توجه چندانی به تفاوت رفتار عادی تحکیم یا بیش تحکیم یافته خاک نرم نمی کنند.

بر این اساس، در این پژوهش جهت مطالعه این موضوعات کمتر بررسی شده، به کمک مقایسه نتایج مدل های عددی ایجاد شده در چارچوب تعریف دو مدل رفتاری تابع زمان SSC و مستقل از زمان MC رفتار گروه های ستون سنگی اتکایی با چیدمان مثلی در خاک رس نرم در قالب شبیه سازی مفهوم سلول واحد، مورد مقایسه و ارزیابی دقیق قرار گرفته است. همچنین هدف از استفاده از سلول واحد صرفاً افزایش دقت مدل سازی ها و کاهش زمان و حجم عملیات مرتبط با محاسبات عددی بوده است.

۲. روش شناسی پژوهش و توضیح مبانی محاسبات عددی

در این مطالعه، هدف بررسی میزان تاثیر وابسته به زمان بودن مدل رفتاری و نیز نوع تحلیل عددی یا عدم تعریف این شرایط، بر نتایج حاصل شده در مقایسه با یافته های عددی و اندازه گیری های واقعی مدل ستون های سنگی در لایه خاک نرم است. بنابراین، تحلیل عددی می تواند وابسته به زمان باشد و اثر زمان را به طور کاملاً

¹⁶ Hardening Soil with Small-Strain Stiffness (HSsmall)

¹⁷ Soft Soil (SS)

¹⁸ Modified Cam-Clay (MCC)

¹⁹ Time-independent models

²⁰ Soft Soil Creep model: SSC model

²¹ Pre-Overburden Pressures: POP

⁹ Ng and Tan

¹⁰ Tresca

¹¹ von Mises

¹² Mohr-Coulomb

¹³ Hoek-Brown

¹⁴ Jointed Rock Mass

¹⁵ Hardening Soil (HS)

بدون لایه‌ی ژئوسنتتیک صورت گرفته است. ژئوسنتتیک از نوع ژئوگرید با مقاومت محوری $J = 2000 \text{ (kN/m)}$ است، که در این رابطه $J = E \cdot t$ برابر حاصلضرب مدول ارتجاعی در ضخامت لایه ژئوسنتتیک است.

همچنین طول ستون‌های سنگی ۱۰ متر، قطر کلی آنها ۱ متر، فاصله مرکز به مرکز s آن‌ها ۲ متر و چیدمان گروهی پلانی فرض شده برای آن‌ها مثلی شکل است. برای مدل اجزای محدود سلول واحد مطابق شکل ۱، بر اساس آرایش مثلی از پیش انتخاب شده برای گروه ستون‌های سنگی، شعاع سلول واحد r_{uc} (نیم مدل) طبق رابطه لو و همکاران (۲۰۱۰) مرجع شماره [۶] مقاله حاضر، $r_{uc} = 0.525s$ برابر با $1/0.5$ متر یعنی $(1/0.5 = 2 \times 0.525)$ در نظر گرفته شده است، که در آن (s) فاصله محور تا محور دو ستون سنگی مجاور هم در آرایش هندسی مثلی شکل است. مطابق شکل ۱ در کنارهای مدل عددی جهت تسهیل رخداد نشست از مرزهای غلتکی استفاده شده و در بستر انتهای مدل از مرز گیردار بهره گرفته شده است. همچنین مرز تحکیمی در محل فصل مشترک بین لایه خاک رسی و ستون سنگی منظور شده است.

افزون بر آن مطابق جدول ۱ اندرکنش بین لایه‌های خاک نرم و ستون سنگی مجاور آن با تعریف نسبت مقاومتی مصالح در محل فصل مشترک R_{int} تعریف شده است. مقدار R_{int} برای لایه رسی در هر دو مدل رفتاری، برابر 0.50 و برای سایر مصالح معادل $1/0$ فرض شده است. علاوه بر این، چنانچه در شکل ۱ (سمت راست) مشاهده می‌گردد، تعداد ۷ نقطه مرجع مستقل (درون ستون سنگی، خاک نرم و زهکش ماسه‌ای فوقانی) که با حروف بزرگ لاتین A تا G نام گذاری شده‌اند، جهت پایش رفتار-زمانی (در طول بارگذاری و تحکیم) مدل‌های عددی بکار گرفته شده‌اند.

اما هنوز عامل زمان (واقعی) در آن‌ها تعریف وارد نشده است (برینک گرو و همکاران^{۲۲} [۴۲]).

۱-۲. معرفی مدل تحلیلی

در این بخش جزئیات روش مدل‌سازی عددی محاسبات دوگانه‌ی موردنظر تحقیق حاضر ارائه می‌گردد. در این مقاله، منظور از محاسبات دوگانه، انجام محاسبات نشست [۴۳-۴۶] و زهکشی مسئله‌ی ستون‌های سنگی نامحصور یا محصور شده در لایه ژئوتکستایل پیرامونی در دو شرایط محاسباتی مجزا با کاربرد: (۱) مدل رفتاری مستقل از زمان (MC) و (۲) مدل وابسته به زمان (SSC) برای تعریف لایه خاک نرم است. مدل ستون سنگی ایجاد شده جهت انجام مطالعه و محاسبات دوگانه در شرایط اجزای محدود دوبعدی توسط مفهوم سلول واحد^{۲۳}، شبیه سازی شده است. ایجاد مدل‌های عددی مبتنی بر مفهوم سلول واحد در چارچوب روش اجزای محدود دوبعدی، به چندین دلیل مهم انتخاب شده است.

نخست برای ساده سازی مدل‌سازی عددی و کاهش تعداد المان‌ها و زمان محاسبات عددی که در آن به جای مدل‌سازی عددی شرایط کامل یک گروه ستون سنگی، تنها یک سلول واحد از ستون سنگی با فرض شرایط کامل (هندسی-مرزی-تحکیمی) برای ستون و خاک نرم پیرامون آن مدل‌سازی می‌گردد.

دوم، به سبب آن که می‌توان به راحتی نسبت جایگزینی سطح^{۲۴} α_r یا ARR را در مدل عددی تنظیم نمود. در این مطالعه، مدل‌سازی عددی اجزای محدود دوبعدی ستون سنگی و خاک نرم پیرامون آن به کمک مفهوم شناخته شده سلول واحد در شرایط "تقارن محوری"^{۲۵} دوبعدی در قالب روش اجزای محدود و در نرم افزار تحقیقاتی PLAXIS 2D [۴۲] مدل‌سازی شده است، جدول ۱. حال آن که برای مدل‌سازی گروه ستون‌های سنگی در خاک نرم، از مدل عددی دوبعدی "کرنش مسطح (کرنش مستوی)"^{۲۶} استفاده شده است. برای مدل‌سازی اجزای محدود از المان‌های مثلی مسطح دوبعدی ۱۵ گره‌ای استفاده شده است. تحلیل‌های عددی ستون سنگی توسط مفهوم سلول واحد در دو حالت محصور شده محیطی با لایه ژئوسنتتیک و

²⁵ Axisymmetry

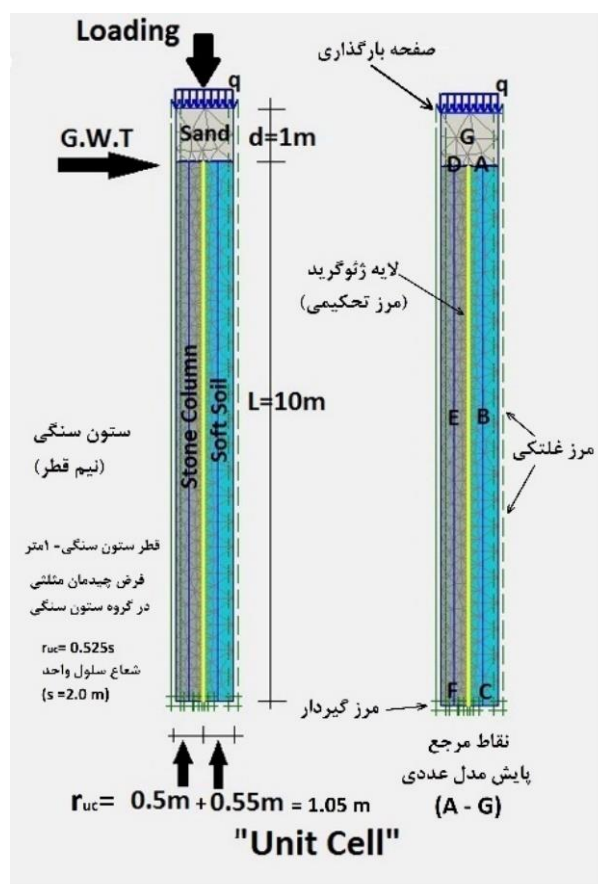
²⁶ Plane strain

²² Brinkgreve et al. (2011) [42]

²³ Unit cell

²⁴ Area replacement ratio: ARR

زمان ارتجاعی - خمیری کامل مور-کولمب استفاده شده است. چنانچه قبلاً نیز ذکر شد، مدل مور-کولمب علاوه بر این که رفتار تنش - کرنش مصالح را به طور کامل مستقل از زمان در نظر می گیرد، هیچ گونه شرایط تحکیم یافتگی خاک اعم از عادی یا بیش تحکیم یافتگی یا تنش های پیش سربار POP را نیز در نظر نمی گیرد. حال آن که در اغلب موارد، ستون های سنگی در خاک های نرم ایجاد می گردند، که رفتارشان به نحوی تابع شرایط تحکیم یافتگی و تاریخچه ی تنشی خاک است.



شکل ۱. ابعاد هندسی و شرایط مرزی مدل اجزای محدود سلول واحد (Unit cell) در نظر گرفته شده به همراه نمایش لایه ی ژئوگريد (به رنگ زرد) و نقاط تاریخچه ای ثبت رفتار خاک نرم و ستون سنگی.

۲-۱-۲. محاسبه ی نوع دوم: تحلیل عددی وابسته به زمان (تحکیمی) توسط مدل رفتاری وابسته به زمان SSC

جدول ۱. مشخصات هم ارز مصالح در دو مدل رفتاری MC و SSC برای رس نرم و نیز ستون سنگی و لایه زهکش ماسه ای فوقانی [۴۲].

مدل ها	رس نرم (زهکشی نشده، مدل MC)	رس نرم (زهکشی نشده، مدل SSC)	ماسه (زهکشی شده، مدل MC)	ستون سنگی (زهکشی شده، مدل MC)
γ_{unsat} (kN/m ³)	۱۵	۱۵	۱۶	۱۸
γ_{sat} (kN/m ³)	۱۸	۱۸	۲۰	۲۰
k_x (m/day)	1×10^{-4}	1×10^{-4}	۱	۱
k_y (m/day)	1×10^{-5}	1×10^{-5}	۱	۱
E_{ref} (kPa)	۱۰۰۰	-	۳۰۰۰	۱۰۰۰۰
ν (-)	۰/۳۳	-	۰/۳۰	۰/۳۰
C_{ref} (kPa)	۲	۲	۱	۱
ϕ (deg)	۲۴	۲۴	۳۰	۴۰
ψ (deg)	۰	۰	۰	۰
R_{int} (-)	۰/۵۰	۰/۵۰	۱/۰	۱/۰
λ^* (-)	-	۰/۰۳۵	-	-
κ^* (-)	-	۰/۰۰۷	-	-
μ^* (-)	-	۰/۰۰۲	-	-
k_0^{NC} (-)	۰/۵۹	۰/۵۹	-	-
OCR	تعریف نشده	۱/۴۰	تعریف نشده	تعریف نشده
ν_{ur} (-)	تعریف نشده	۰/۱۵	تعریف نشده	تعریف نشده

که در جدول ۱ در فوق γ_{sat} و γ_{unsat} به ترتیب چگالی وزنی غیر اشباع و اشباع مصالح، k_x و k_y به ترتیب ضرایب نفوذپذیری افقی و قائم مصالح، E_{ref} مدول ارتجاعی مرجع در فشار محصورکننده ۱۰۰ کیلوپاسکال، ν (-) نسبت پواسون، C_{ref} چسبندگی مرجع، ϕ زاویه اصطکاک داخلی، ψ زاویه اتساع، مقدار R_{int} نسبت مقاومت اندرکنشی مصالح در محل فصل مشترک بین آنها، λ^* ضریب بارگذاری - فشردگی در مدل SSC، κ^* ضریب باربرداری یا تورم در مدل SSC، μ^* ضریب خزش یا بارگذاری مجدد در مدل SSC، k_0^{NC} ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون و عادی تحکیم یافتگی، OCR نسبت بیش تحکیمی خاک و ν_{ur} نسبت پواسون در شرایط باربرداری - بارگذاری مجدد در مدل SSC است.

۲-۱-۲. محاسبه ی نوع اول: تحلیل عددی وابسته به زمان (تحکیمی) توسط مدل رفتاری مستقل از زمان MC
در محاسبه ی نوع اول، نوع تحلیل عددی وابسته به زمان از نوع تحکیمی انتخاب شده است. در این بخش، از مدل رفتاری مستقل از

۲.۲. صحت‌سنجی نتایج تحقیق در قالب بررسی مطالعه‌ای موردی: خاکریز آزمایشی در مقیاس واقعی

جهت صحت‌سنجی نتایج تحقیق حاضر از نتایج تحقیقات میدانی انجام‌شده روی یک خاکریز بزرگ-مقیاس آزمایشی (حسین‌پور و همکاران [۱۸]؛ آلمیدا و همکاران [۱۳]) در سال ۲۰۱۴ میلادی استفاده‌شده‌است. در مقاله‌ی اصلی [۱۳]، مشخصات خاک‌رسی نرم برای سازگاری با مدل خاک نرم SS داده‌شده‌است، هر چند در این مقاله مطالعه‌ی عددی‌ای صورت‌نگرفته‌است و در مقاله‌ی دیگری (حسین‌پور و همکاران [۱۸]) که توسط نویسندگان به شکل محاسبات عددی ارائه‌شده‌است، از مدل خاک‌نرم جهت تحلیل عددی لایه‌ی خاک‌نرم در خاکریز آزمایشی بزرگ-مقیاس استفاده‌شده‌است. در مطالعه حاضر جهت صحت‌سنجی نتایج عددی حاصله، کنترل مقادیر اضافه‌فشار آب‌حفره‌ای و نشست خاکریز آزمایشی در قالب مدل عددی دوبعدی کرنش-مسطح مورد مدلسازی عددی مجدد قرار گرفته‌است. جهت مدلسازی عددی از دو مدل رفتاری مور-کولمب MC و خاک‌نرم SS استفاده‌شده‌است، یادآوری می‌گردد که فرمول‌بندی مدل رفتاری خاک‌نرم، مدل SS، همان فرمول‌بندی مدل رفتاری خزش خاک‌نرم SSC استفاده‌شده در مطالعات عددی مقاله‌ی حاضر است، جز آن‌که عامل زمان و خزش مصالح در مدل SSC از مدل SS حذف شده‌است [۴۲]. بنابراین، شباهت موجود در رفتار دو مدل SSC و SS تا حد زیادی نتایج حاصل از آن‌ها را به هم نزدیک خواهد کرد (مشخصات مصالح در لایه‌های مختلف خاک مطابق جداول ۳ و ۴ است). این شباهت در تحلیل‌های فعلی منتج از آن است که در مدل SSC دو عامل زمان و رفتار خاک‌نرم گنجانده شده‌است، از طرف دیگر با انجام تحلیل تابع زمان تحکیمی توسط مدل SS هم عامل زمان و هم رفتار خاک نرم به‌خوبی در مدلسازی‌های عددی دیده‌خواهند شد، همچنین در مدل SS نیز مانند مدل SSC امکان مدلسازی شرایط تحکیم‌یافتگی و تاریخچه‌ی تنش‌ی خاک‌نرم در دسترس می‌باشد. در خاکریز آزمایشی (آلمیدا و همکاران [۱۳]) مورد بررسی، قطر ستون‌های سنگی محصور در ژئوتکستایل ۰/۸ متر، طول آن‌ها ۱۱ متر و فاصله‌ی مرکز به مرکز آن‌ها در یک چیدمان مربعی ۶×۶ برابر ۲ متر می‌باشد (شکل ۲). بنابراین نسبت جایگزینی سطح در این خاکریز، مطابق رابطه موجود برابر $\alpha_r = (A_c/A_u) = (\pi D^2/4s^2) = 0.125$ بدست خواهد آمد، که در این رابطه A_c سطح مقطع ستون سنگی و A_u

در محاسبه‌ی نوع دوم، نوع تحلیل عددی وابسته به زمان تحکیمی انتخاب‌شده‌است. در این بخش، از مدل رفتاری وابسته به زمان ارتجاعی-خمیری خزش خاک‌نرم SSC (برینک‌گرو و همکاران [۴۲]) استفاده‌شده‌است. چنان‌چه قبلاً نیز ذکر شد، مدل SSC علاوه بر این‌که رفتار تنش-کرنش مصالح را به‌صورت کاملاً وابسته به زمان در نظر می‌گیرد، شرایط تحکیم‌یافتگی خاک اعم از عادی یا بیش تحکیم‌یافتگی خاک یا تنش‌های پیش‌سربار را نیز در نظر می‌گیرد. و این موضوع از آن جهت که در اغلب موارد ستون‌های سنگی در خاک‌های نرم ایجاد می‌شوند و رفتارشان به‌نحوی تابع شرایط تحکیم‌یافتگی و تاریخچه‌ی تنش‌ی خاک است، از مزایای مدلسازی با این مدل رفتاری است. در جدول ۲، فازهای مختلف محاسباتی و نحوه‌ی اعمال بارگذاری به مدل سلول واحد مجموعه‌ی ستون سنگی و خاک‌نرم توصیف شده‌است. نکته‌ی قابل توجه آن است که در تمامی نمودارهای بعدی که در زمینه‌ی پاسخ‌های تنش-کرنش، تغییر شکل‌های افقی و قائم (نشست) و اضافه‌فشارهای آب‌حفره‌ای مدل‌های عددی این مطالعه هستند، زمان‌های بارگذاری و زمان‌های اعمالی جهت استهلاک اضافه‌فشار منفذی، باعث ایجاد شکست در نمودارها و تغییر شیب آن‌ها می‌گردند. با توجه به این مطلب، نکته مهم‌تر آن است که رفتار مدل‌های MC و SSC [۴۲] در حوالی این نقاط (به لحاظ حدود زمانی) برای پارامترهای مختلف با یکدیگر تفاوت دارد.

جدول ۲. مراحل محاسبات مدل عددی ستون سنگی به کمک مفهوم سلول واحد در محاسبات پارامتری.

مرحله (فاز محاسبه)	مقدار بار قائم هر فاز	بازه‌ی زمانی اجرای هر فاز
فاز اول: بارگذاری	تا مقدار ۵۰ kPa	۱۰ روز
فاز دوم: زمان استهلاک فشار	-	۵ روز
فاز سوم: بارگذاری	تا مقدار ۱۰۰ kPa	۱۰ روز
فاز چهارم: استهلاک فشار	-	۵ روز
فاز پنجم: تحکیم	(تا کاهش اضافه فشار حفره‌ای زیر مقدار ۱ kPa)	بسته به مدل رفتاری
جمع	۱۰۰ kPa	۳۰ روز + زمان تحکیم مدل

۱	۱	۱	$\times 10^{-6}$ ۸/۴	۱	۱	k_v (m/day)
۳۲	۳۰	۲۸	۲۷/۵	۳۸	۳۲	ϕ' (deg)
۸	۰	۵	۴	۰	۰	c' (kPa)
۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	۷۵۰	۸۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	E' (kPa)
-	-	-	۱/۲۶	-	-	C_c (-)
-	-	-	۰/۰۹۷	-	-	C_s (-)

شکل ۳(آ) که حاصل از نتایج مدل صحت‌سنجی است، بیانگر آن است که بیشترین تمرکز تنش برشی در قبل از شروع تحکیم لایه رس نرم، درون این لایه و درست در زیر ناحیه اعمال بار رخ می‌دهد. استفاده از ژئوسنتتیک باعث افزایش تمرکز تنش در ستون‌ها و کاهش انتقال تنش به خاک نرم اطراف آن‌ها شده و در نتیجه سهم بیشتری از بار توسط ستون‌های سنگی تحمل می‌شود که با افزایش ضریب تمرکز تنش (SCF) نیز همخوانی دارد.

شکل ۳(ب) و نیز شکل ۳(ث) نشان می‌دهد که بعد از تحکیم، بیشترین تنش‌های برشی در ستون‌های سنگی و در ناحیه تماس مابین ستون و خاک نرم متمرکز شده‌اند. در حالت مسلح، تنش‌های برشی در محدوده کوچک‌تری متمرکز بوده و میزان گسترش جانبی آن‌ها نیز کاهش یافته‌است.

سطح مقطع سلول واحد است، که به ترتیب به کمک قطر ستون سنگی D و فاصله مرکز به مرکز مابین ستون‌های سنگی s در مدل سلول واحد بدست خواهند آمد. نتایج گرافیکی و نموداری این تحلیل‌ها در ادامه و در شکل‌های ۳ و ۴ و نیز ۵ و ۶ ارائه شده‌است.

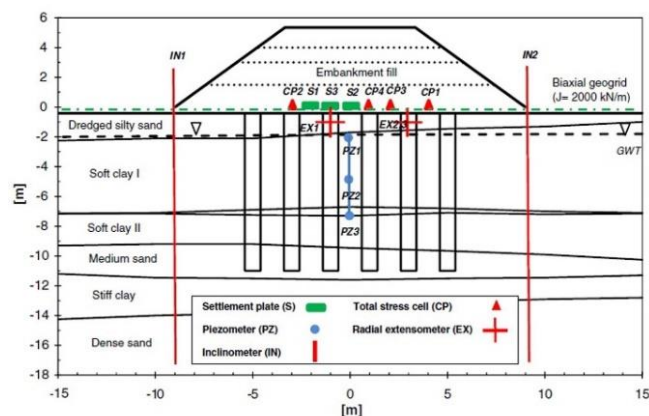


Fig. 4. Side view and location of the instrumentation

شکل ۲. نمایش هندسه‌ی محل ستون‌های سنگی، خاکریز، لایه‌بندی خاک و ابزار دقیق نصب‌شده در مدل آزمایشی [۱۳].

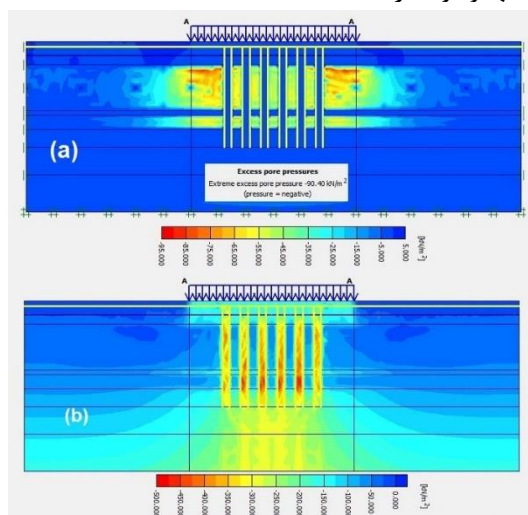
جدول ۳. مشخصات لایه خاک رس نرم در حالت تنش‌های موثر حاصل از نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و میدانی [۱۳].

عمق نمونه گیری			پارامترها
۸/۶۵ - ۸/۱۵	۶/۲۵ - ۵/۵۷	۳/۳۵ - ۲/۸۵	
۷/۸	۷/۱	۴/۰	γ' (kN/m ³)
۲۰/۳	۲۹/۴	۲۷/۵	ϕ' (deg)
۳/۰	۰/۰	۴/۰	c' (kPa)
۰/۰۳۷	۰/۱۶۸	۰/۳۲۵	$C_c/1+e_0$ (-)
۰/۰۲۴	۰/۰۴۴	۰/۰۹۱	C_s (-)
۲۳۴۲/۴	۱۲۵۳/۵	۷۳۹/۴	E_{oed} (kPa)
$۴/۹۰ \times 10^{-6}$	$۴/۹۱ \times 10^{-6}$	$۸/۸۴ \times 10^{-6}$	K_v (m/day)
$۳/۱۰ \times 10^{-4}$	$۲/۰۵ \times 10^{-4}$	$۳/۰۹ \times 10^{-4}$	c_v (cm ² /s)
$۲/۷۸ \times 10^{-3}$	$۳/۱۶ \times 10^{-3}$	$۳/۱۴ \times 10^{-3}$	C_h (cm ² /s)
۱/۰۱	۱/۲۵	۱/۶۰	OCR (-)

جدول ۴. پارامترهای مصالح بکاربرده‌شده در تحلیل‌های صحت‌سنجی خاکریز آزمایشی [۱۳ و ۱۸].

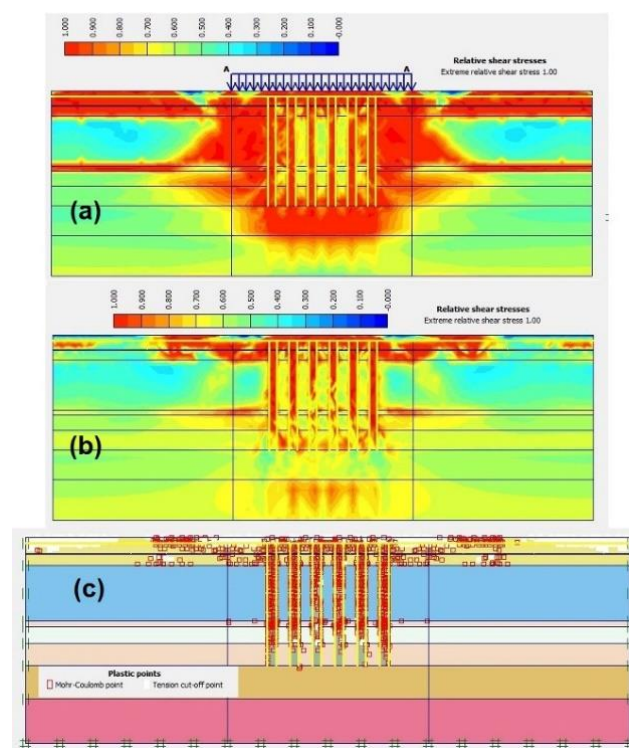
مصالح	خاکریز	ستون سنگی	رس نرم	پلتفرم	ماسه متوسط	ماسه متراکم
پارامترها						
γ_{sat} (kN/m ³)	۲۸	۲۰	۱۴/۵	۱۸	۱۹	۱۹/۵
ν' (-)	۰/۳۳	۰/۳۰	۰/۲۸	۰/۳۳	۰/۳۰	۰/۳۰
k_h (m/day)	۱	۱	$\times 10^{-5}$ ۷/۵	۱	۱	۱

شکل های ۵ و ۶ مشاهده می گردد، علیرغم وجود تفاوت های زیاد بین شرایط مدل خاکریز واقعی بزرگ-مقیاس [۱۳ و ۱۸] و مدل عددی دوبعدی توسعه یافته در مطالعه حاضر، توافق خوبی بین نتایج اندازه گیری شده میانی [۱۳] و یافته های شبیه سازی عددی این پژوهش، به ویژه در زمینه الگوها، نقاط تغییر رفتار نمودارها و مقادیر بیشینه آنها وجود دارد.



شکل ۴. در حین اعمال بارگذاری خاکریز توزیع: (آ) اضافه فشارهای آب حفره ای و (ب) تمرکز تنش های قائم در ستون های سنگی.

شکل ۵ مقایسه نتایج اندازه گیری شده با پیش بینی های مدل های MC و SS را برای فشار آب حفره ای اضافی در پیژومتر PZ2 نشان می دهد. هر دو مدل، زمان وقوع قله های اصلی فشار آب حفره ای را به خوبی بازتولید کرده اند، اما مدل SS انطباق بهتری با مقادیر اندازه گیری شده، به ویژه در قله دوم و سوم، دارد؛ به طوری که بیشینه فشار آب حفره ای حدود ۶۰ kPa را با دقت بیشتری نسبت به مدل MC (حدود ۴۵ kPa) پیش بینی می کند. همچنین، روند استهلاک فشار آب حفره ای در مدل SS سریع تر بوده و مقادیر آن پس از حدود ۱۰۰ روز به نزدیکی صفر می رسد، در حالی که مدل MC کاهش تدریجی تری را نشان می دهد، که بیانگر توانایی بیشتر مدل SS در شبیه سازی رفتار وابسته به زمان و فرآیند تحکیم خاک نرم است. شکل ۶ مقایسه نشست های اندازه گیری شده و پیش بینی شده در نقاط S1، S2 و S3 طی ۶۵ روز ساخت خاکریز را نشان می دهد. نتایج بیانگر آن است که مدل SS در تمامی نقاط، روند زمانی و مقدار نشست را



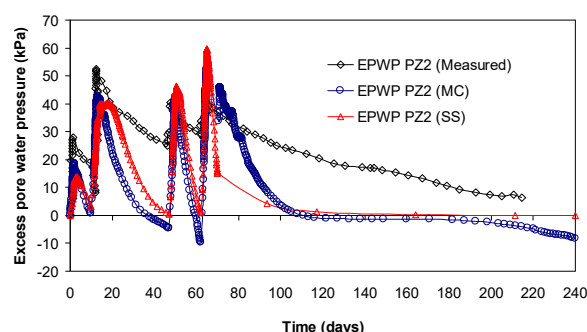
شکل ۳. نتایج تحلیل دوبعدی کرنش-مسطح: (آ) توزیع تنش برشی نسبی قبل از شروع تحکیم و در حین اعمال بار خاکریز؛ (ب) توزیع تنش های برشی نسبی بعد از تحکیم؛ (ث) نقاط پلاستیک بعد از تحکیم.

شکل ۴ الگوی نهایی انتقال بار را به خوبی نشان می دهد؛ به طوری که بار اعمالی عمدتاً از طریق ستون های سنگی به لایه های عمیق تر منتقل شده و ژئوسنتتیک با ایجاد اثر غشایی، تمرکز تنش را در ستون ها افزایش و تنش منتقل شده به خاک نرم را کاهش می دهد. در واقع اثرات تمرکز تنش اعمالی از روی فشار آب حفره ای برداشته شده و به ستون های سنگی منتقل شده است. در نتیجه، توزیع تنش یکنواخت تر، کاهش جابجایی جانبی و محدود شدن نشست سطحی در سیستم مسلح به ژئوسنتتیک به وضوح قابل مشاهده است. شکل ۴ نشان می دهد که بیشترین فشار آب حفره ای اضافی در لایه رس نرم، زیر ناحیه بارگذاری خاکریز و در اطراف ستون های سنگی ایجاد شده و با افزایش فاصله از مرکز بارگذاری خاکریز، به سرعت کاهش می یابد. همچنین حضور ژئوسنتتیک موجب کاهش گستره ناحیه دارای فشار آب حفره ای زیاد و توزیع یکنواخت تر فشار در خاک اطراف شده، که بیانگر تسریع در فرآیند تحکیم است. چنانچه در

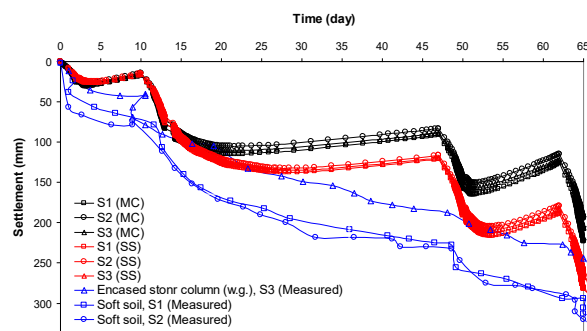
در شکل ۷ در ادامه نحوه توزیع کرنش های برشی در ستون سنگی (SC) و لایه خاک نرم (SS) با زمان ارائه شده است. در شکل ۷-آ در حالت استفاده از محصورشدگی با ژئوسنتتیک (لایه ی ژئوگرید) و در حالت بدون محصورشدگی در ژئوسنتتیک، شکل ۷-ب، می باشد. در شکل ۷-آ لایه ی ژئوسنتتیک باعث می شود که رفتار کرنشی ستون سنگی و خاک نرم در هر دو مدل SSC و MC به یکدیگر نزدیک گردد. حال آن که در حالت عدم استفاده از ژئوسنتتیک، کرنش های برشی خاک نرم بیشتر از ستون سنگی خواهد بود، مطابق شکل ۷-ب. از طرف دیگر کرنش های برشی ایجاد شده در ستون سنگی و خاک، چه در حالت صعود نمودار و چه در حالت نزول نمودارها، در مدل MC بیشتر از مدل SSC است. به علاوه صعود و نزول های مدل SSC بسیار هموارتر از مدل MC است، چرا که مدل MC خزش خاک نرم به درون ستون سنگی و اطراف را در نظر نمی گیرد و بیشتر تغییر شکل ها را به شکل وقوع کرنش نمایش می دهد. همچنین منحنی های کرنش برشی در نتایج مدل MC منحنی هایی ناهموار و قطعه ای - خطی در حین تغییر شرایط بارگذاری و تحکیمی است و به خوبی رفتار کرنش ها را با زمان هماهنگ نمی کند، در مقابل مدل SSC شیب های هموارتری بدست می دهد و رفتار زمانی آن به شکل منحنی (پاسخ غیر-خطی) نزدیک تر است.

شکل ۷ نشان می دهد که در هر دو حالت، کرنش برشی γ_{xy} در ابتدای بارگذاری روند کاهشی داشته و در حدود روزهای ۲۴ تا ۲۶ به بیشترین مقدار منفی خود می رسد. در حالت استفاده از ژئوسنتتیک (شکل ۷-آ)، مقدار بیشینه کرنش برشی حدود 0.0085 - است و مدل های MC و SSC رفتار نسبتاً مشابهی را پیش بینی می کنند، هرچند مدل SSC در انتهای دوره، مقادیر منفی بیشتری (حدود 0.015 - تا 0.03 -) نسبت به مدل MC ارائه می دهد. در مقابل، در حالت عدم استفاده از ژئوسنتتیک (شکل ۷-ب)، مقدار بیشینه کرنش برشی به حدود 0.02 - افزایش یافته، که بیش از $2/30$ برابر بزرگ تر از حالت مسلح بوده و بیانگر نقش مؤثر ژئوسنتتیک در کاهش تغییر شکل های برشی است؛ همچنین اختلاف بین پیش بینی های مدل های MC و SSC در این حالت محسوس تر بوده و مدل SSC پس از روز ۳۰م کرنش های برشی بزرگتری را نسبت به مدل MC

با دقت بیشتری نسبت به مدل MC بازتولید کرده و اختلاف آن با داده های اندازه گیری شده در انتهای دوره، کمتر است. به عنوان نمونه، نشست نهایی در نقطه S3 حدود 230 تا 240 میلی متر اندازه گیری شده است، که مدل رفتاری SS مقدار نزدیک به 250 mm را پیش بینی می کند، در حالی که مدل MC مقدار کمتری در حدود 210 تا 220 میلی متر برآورد کرده و نشست را به طور محسوسی دست کم می گیرد. این انطباق بهتر نشان می دهد که لحاظ اثرات خزش و تحکیم وابسته به زمان خاک نرم در مدل SSC یا به طور مشابهی در مدل SS موجب افزایش دقت پیش بینی رفتار نشست خاک نرم در مقایسه با مدل MC می شود.



شکل ۵. نمودار صحت سنجی اضافه فشار آب حفره ای در پیزومتر شماره ۲ به کمک دو مدل رفتاری MC و SS.

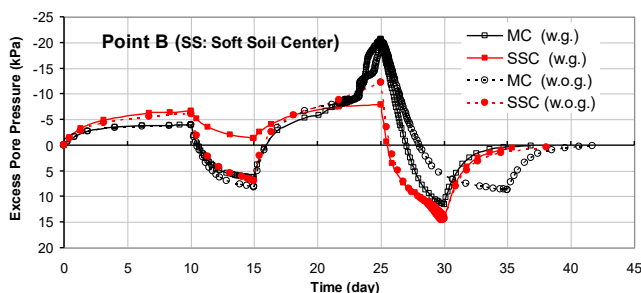


شکل ۶. نمودارهای اندازه گیری شده و پیش بینی شده نشست دوره ی ساخت خاکریز (۶۵ روزه) به کمک دو مدل رفتاری MC و SS.

۳. تحلیل و تفسیر نتایج مدل سازی های عددی

۳-۱. نتایج محاسبات تحکیمی نوع اول (مدل MC) و نوع دوم (مدل SSC)

اثرات خزش در این مدل است. همچنین، استفاده از لایه ژئوسنتتیک موجب تسریع روند استهلاک فشار آب حفره‌ای و بازگشت سریع‌تر مقادیر به نزدیکی صفر شده، در حالی که در حالت بدون ژئوسنتتیک فشارهای باقیمانده تا حدود ۸ تا ۱۰ کیلو پاسکال در بازه زمانی ۳۳ تا ۳۵ روزه همچنان مشاهده می‌شود، که بیانگر تأخیر در تحکیم و اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای است.

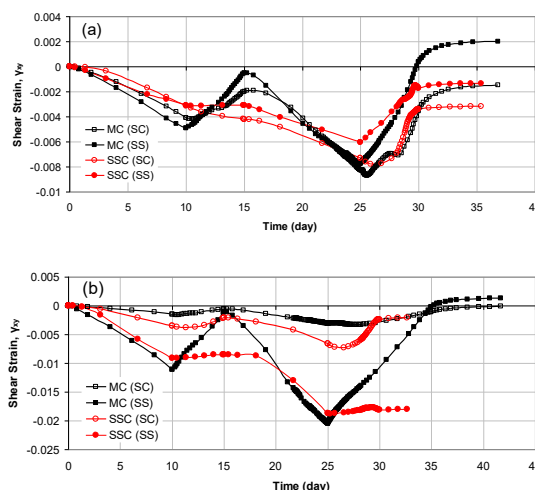


شکل ۸. روند استهلاک اضافه فشارهای آب حفره‌ای توسط مدل‌های MC و SSC در نقطه B در میانه لایه خاک رس نرم.

محصور کردن ستون سنگی با لایه ژئوسنتتیک باعث می‌شود که مسیر تنش خاک نرم (SS) و ستون سنگی (SC) در دو مدل MC و SSC به یکدیگر نزدیک شود. هر چند خاک نرم به علت تأثیر پذیری کمتر از محصور شدگی، در دو مدل رفتاری مقدار اختلاف بیشتری نشان می‌دهد. چنانچه در شکل ۹-آ مشاهده می‌گردد، مسیر تنش نقطه‌ای در بالای ستون سنگی و خاک نرم، شیب‌ها و مقادیر تقریباً مشابه‌ای نشان می‌دهند، حال آن‌که در شکل ۹-ب مشاهده می‌شود که عدم محصور شدگی ستون، باعث آشکار شدن واکنش کاملاً متفاوت دو مدل رفتاری MC و SSC می‌گردد. در شکل ۹-ب مشخص است که در یک تنش حجمی فشاری مشخص (p') مدل SSC در تنش برشی (تنش انحرافی) q کمتری نسبت به مدل MC دچار گسیختگی می‌گردد، که علت آن جابه‌جایی وابسته به زمان و خزش خاک در مدل SSC است و از این‌رو نیاز به تنش برشی کمتری (q کوچک‌تری) هم برای تسلیم و هم گسیختگی آن می‌باشد.

شکل ۹ نشان می‌دهد که در هر دو حالت، مسیر تنش موثر $p'-q$ با کاهش تدریجی تنش میانگین مؤثر، افزایش تنش انحرافی را تا مقادیر اوج دنبال می‌کند، اما استفاده از ژئوسنتتیک (شکل ۹-آ) موجب همگرایی بیشتر مسیرهای تنش ستون سنگی (SC) و خاک نرم (SS)

برای پاسخ خاک نرم حفظ می‌کند، که نشان‌دهنده لحاظ اثرات وابسته به زمان (خزش) در این مدل است.



شکل ۷. نمودار تاریخچه‌ی زمانی کرنش برشی γ_{xy} برای حالات: (آ) استفاده از ژئوسنتتیک؛ (ب) عدم استفاده از ژئوسنتتیک.

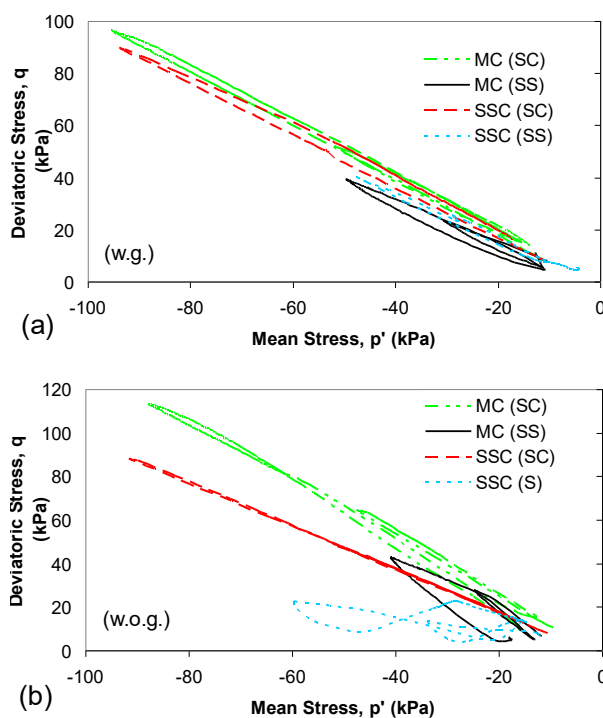
در شکل ۸ روند استهلاک اضافه فشارهای آب منفذی با زمان (تحکیم) در نقطه‌ی B درست در موقعیت وسط لایه‌ی خاک نرم در دو حالت با و بدون استفاده از لایه‌ی محصورکننده‌ی ژئوسنتتیک نمایش داده شده است. روند کلی رفتار نمودارها در حالت بدون استفاده از ژئوسنتتیک و با استفاده از ژئوسنتتیک، تا حدودی مشابه یکدیگر است، اما مدل SSC شیب‌های هموارتر و مقادیر کمتری (به‌ویژه در روز ۲۵ام) برای اضافه فشار منفذی با زمان بدست می‌دهد. همین مقادیر کمتر اضافه فشار منفذی، سبب شده که روند زمانی بروز تحکیم در مدل SSC چند روزی کوتاه‌تر از مدل MC باشد. از طرف دیگر مدل MC تفاوت کمتری برای اثر محصور شدگی نسبت به مدل SSC به‌ویژه در آغاز بارگذاری خاک- ستون که تنش ناگهانی‌ای به خاک وارد می‌شود، بدست می‌دهد. تفاوت حاصل شده ناشی از امکان وقوع خزش خاک نرم به اطراف است، که لایه‌ی ژئوسنتتیک مانع آن می‌شود، بنابراین اضافه فشار منفذی کمتری تولید می‌شود.

مطابق شکل ۸ در هر دو مدل رفتاری، فشار آب حفره‌ای تا حدود روز ۲۵ افزایش یافته و به بیشینه‌ای در حدود ۲۰ تا ۲۱ کیلو پاسکال می‌رسد، اما مدل SSC در مقایسه با مدل MC افزایش و استهلاک فشار را با تأخیر بیشتری پیش‌بینی می‌کند، که ناشی از لحاظ شدن

مشاهده می شود، در صورت استفاده از ژئوسنتتیک رفتار دو مدل MC و SSC از لحاظ تنش قائم موثر، به یکدیگر نزدیک تر شده است، البته بازه زمانی مهم مورد توجه در این زمینه، پس از روز ۲۵ام یعنی آغاز دوره ی تحکیم خاک است. از طرفی در مدل MC به دلیل عدم لحاظ خزش یک بعدی خاک نرم، تنش بیشتری در خاک نرم ایجاد شده است. چنانچه در شکل های ۱۰-آ و ۱۰-ب مشاهده می گردد، تنش موثر قائم روی ستون سنگی (نمودارهای سیاه رنگ) مقادیر بسیار بزرگتری نسبت به تنش موثر قائم روی خاک نرم (نمودارهای قرمز رنگ) از خود نشان می دهند. این اختلاف تنش قائم مابین محیط های خاک نرم (SS: Soft Soil) و ستون سنگی (SC: Stone Column) نشان از بروز جذب تنش و وقوع فرآیند تمرکز تنش در ستون های سنگی دارد. در هنگام استخراج منحنی های مربوط به تنش قائم نیز مجدداً شیب ها و شکستگی های منحنی های مدل رفتاری MC بیشتر از مدل رفتاری SSC به چشم می آیند، این پدیده به علت برآورد ناهموار و مستقل از زمان تنش- کرنش در مدل MC می باشد.

در شکل ۱۰ در هر دو حالت، مدل SSC تنش های فشاری کوچکتری نسبت به مدل MC پیش بینی کرده و بیشینه تنش فشاری در حدود روز ۲۵ به حدود ۱۶۰- تا ۱۶۵- کیلو پاسکال می رسد، در حالی که این مقدار در مدل SSC حدود ۱۴۵- تا ۱۵۵- کیلو پاسکال است. همچنین، استفاده از ژئوسنتتیک (شکل ۱۰-آ) موجب کاهش نوسانات تنش و بازیابی سریع تر تنش موثر پس از پایان بارگذاری شده است، به گونه ای که مقادیر نهایی تنش در ستون سنگی و خاک نرم در بازه ۱۰- تا ۲۵- کیلو پاسکال همگرا می شوند. در مقابل، در حالت بدون ژئوسنتتیک (شکل ۱۰-ب) اختلاف تنش بین ستون سنگی و خاک نرم در بازه زمانی ۳۰ تا ۳۶ روز بیشتر بوده و تأخیر در بازیابی تنش موثر مشاهده می شود، که بیانگر نقش ژئوسنتتیک در بهبود انتقال بار، افزایش محصورشدگی ستون سنگی و تسریع روند تحکیم است؛ همچنین، اختلاف بیشتر بین نتایج MC و SSC نشان می دهد که اثرات وابسته به زمان (خزش) در پیش بینی تنش موثر قائم قابل توجه است.

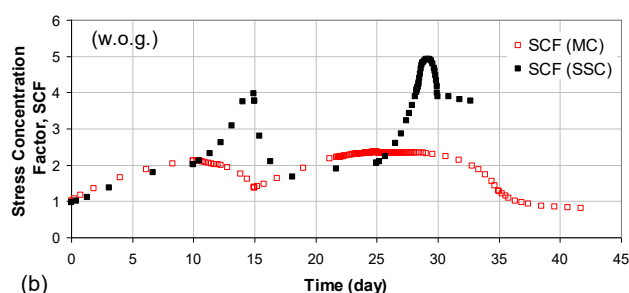
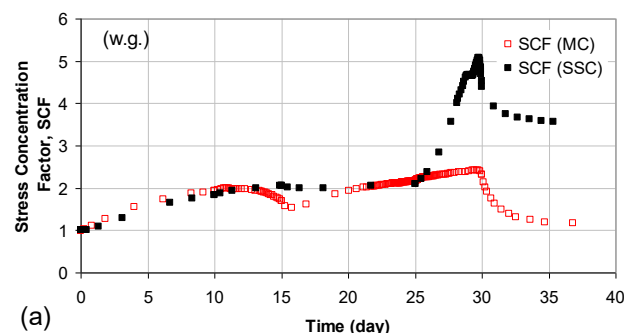
در مدل های MC و SSC شده و حداکثر تنش انحرافی در محدوده ۹۰ تا ۹۵ کیلو پاسکال باقی می ماند. در مقابل، در حالت بدون ژئوسنتتیک (شکل ۹-ب) اختلاف مسیرهای تنش، به ویژه در خاک نرم به طور محسوسی افزایش یافته و مدل SSC افت شدیدتری در تنش انحرافی پیش بینی می کند؛ به طوری که تنش انحرافی خاک نرم به حدود ۱۰ تا ۲۵ کیلو پاسکال کاهش می یابد، در حالی که ستون سنگی همچنان مقادیری در حدود ۱۰۰ تا ۱۱۰ کیلو پاسکال را تحمل می کند. این نتایج بیانگر آن است که محصورشدگی ناشی از ژئوسنتتیک، علاوه بر افزایش ظرفیت باربری ستون سنگی، موجب توزیع یکنواخت تر تنش بین ستون و خاک اطراف شده و اختلاف پیش بینی بین مدل های MC و SSC را نیز کاهش می دهد.



شکل ۹. مسیر تنش موثر روی ستون سنگی (SC) و خاک نرم (SS) در فضای تنشی $p'-q$ برای حالات: (آ) با محصورشدگی در ژئوسنتتیک؛ (ب) بدون محصورشدگی در لایه ی ژئوسنتتیک.

ستون های سنگی در محیط خاک نرم به علت سختی بیشتر، تنش بیشتری نسبت به خاک نرم، به خود جذب می کنند، که این عامل باعث بروز تمرکز تنش در ستون سنگی می شود. چنانچه در شکل ۱۰-آ

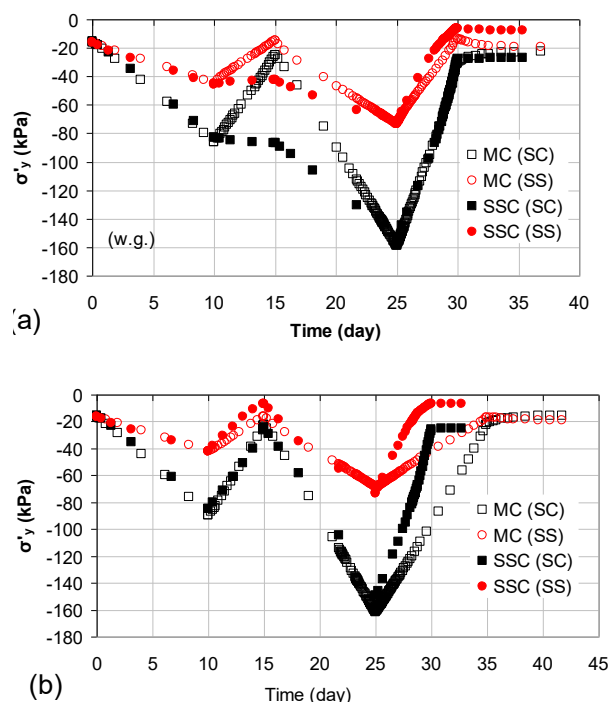
شکل ۱۱ نشان می‌دهد که ضریب تمرکز تنش (SCF) در مراحل اولیه بارگذاری برای هر دو مدل رفتاری به تدریج از حدود ۱/۰ به حدود ۲/۰ تا ۲/۴ افزایش می‌یابد. با این حال، در انتهای مرحله بارگذاری (حدود روزهای ۲۸ تا ۳۰) مدل SSC جهش قابل توجهی را نشان داده و مقدار SCF به حدود عدد ۵/۰ می‌رسد، در حالی که این مقدار در مدل MC از ۲/۴ تا ۲/۵ فراتر نمی‌رود. همچنین، استفاده از ژئوسنتیک سبب حفظ مقادیر بالاتر SCF پس از پایان بارگذاری (حدود ۳/۵ در برابر کمتر از ۱/۰ در حالت بدون ژئوسنتیک) شده که بیانگر افزایش محصورشدگی ستون سنگی، انتقال سهم بیشتری از بار به ستون و تأثیر قابل توجه مدل SSC در پیش‌بینی تمرکز تنش است.



شکل ۱۱. ضریب تمرکز تنش SCF برای حالات: (آ) با محصورشدگی ستون در ژئوسنتیک؛ (ب) بدون محصورشدگی ستون در ژئوسنتیک.

۲-۳. تغییر شکل‌های افقی (جانبی) مدل‌های عددی

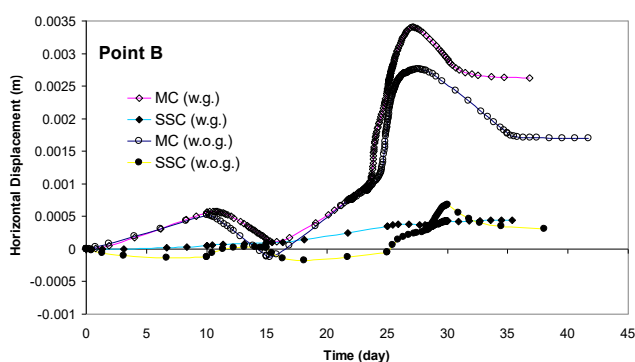
اثرات محصورشدگی با ژئوسنتیک و یا عدم محصورشدگی، نتایج مهمی روی رفتار تغییرشکلی و میزان تغییر شکل‌های افقی و قائم مجموعه ستون‌های سنگی و خاک‌نرم پیرامون آن دارد.



شکل ۱۰. نمایش تنش موثر قائم روی ستون سنگی (SC) و خاک نرم (SS) برای حالات: (آ) با لایه ژئوسنتیک؛ (ب) بدون لایه ژئوسنتیک.

خزش خاک‌نرم در مدل SSC نسبت به مدل MC باعث جابه‌جایی ذرات خاک از زیر بار در طی زمان می‌گردد. با حرکت ذرات دانه‌های توده خاک از زیر بار (تنش)، تمرکز تنش به ستون‌های سنگی منتقل می‌شود و باعث می‌گردد ستون سنگی تنش بیشتری تحمل کند. همین عامل باعث شده است که ضریب تمرکز تنش SCF به شکل نسبت تنش (موثر) قائم در ستون سنگی σ_{vc} به تنش (موثر) قائم در خاک نرم σ_{vs} در همان تراز ارتفاعی تعریف می‌گردد، $SCF = (\sigma_{vc} / \sigma_{vs})$ ، مطابق شکل‌های ۱۱-آ و ۱۱-ب). همچنین بیشترین ضریب تمرکز تنش مطابق شکل‌های ۱۱-آ و ۱۱-ب مربوط به حالتی است که تحکیم نهایی خاک پس از پایان اعمال بارگذاری شروع می‌شود (یعنی از روز ۲۵م به بعد). با شروع تحکیم خاک، تنش از فشار آب‌حفره‌ای به محیط پیوسته‌ی جامد ستون سنگی و خاک‌نرم منتقل می‌شود. با انتقال تنش از فشار آب‌حفره‌ای به مجموعه ستون سنگی و خاک، روند ازدیاد و تولید اضافه فشار آب‌حفره‌ای متوقف می‌گردد و فشار حفره‌ای اضافی به سمت صفر میل می‌کند.

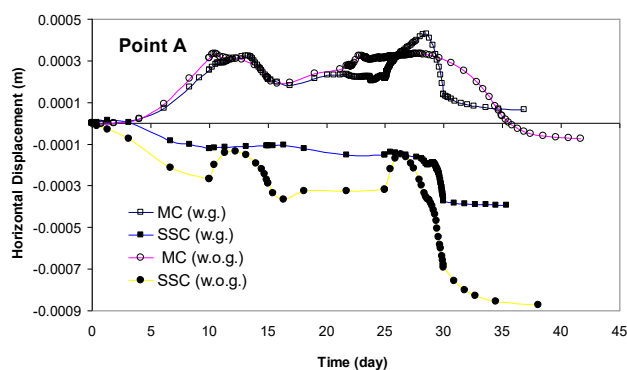
در شکل ۱۳ تغییر شکل افقی نقطه‌ی B در وسط لایه‌ی خاک نرم نشان داده شده است. چنانچه در این شکل مشاهده می‌گردد، مدل MC برای حالت با و بدون ژئوسنتتیک، الگوی تغییر شکل افقی یکسانی را در این نقطه نشان می‌دهد، اما تغییر شکل افقی با لایه ژئوسنتتیک بزرگتر از تغییر شکل افقی بدون ژئوسنتتیک شده است. از طرف دیگر در مدل SSC نیز علیرغم ایجاد تغییر جهت در تغییر شکل های افقی (از طریق تغییر علامت های متعدد) مشابه مدل MC میزان تغییر شکل افقی بعد از استفاده از ژئوسنتتیک، بزرگتر محاسبه گردیده است. اختلاف مشاهده شده در رفتار تغییر شکلی افقی نقطه‌ی B در این قسمت با رفتار نقطه‌ی A در شکل قبلی، شکل ۱۲، به علت اختلاف در فاصله‌ی این نقاط از محل بارگذاری فوقانی است، به طوری که نقطه‌ی A در مجاورت محل بارگذاری و نقطه‌ی B دور از محل اعمال بار فوقانی واقع شده است. همچنین شکل ۱۳ نشان می‌دهد که بیشترین جابجایی افقی نقطه‌ی B در حالت با ژئوسنتتیک و با مدل MC رخ داده و مقدار آن به حدود 0.0034m می‌رسد، در حالی که بدون استفاده از لایه قائم ژئوسنتتیک این مقدار به حدود 0.0025m کاهش یافته است؛ یعنی حدود $26/5\%$ درصد کاهش در تغییر شکل جانبی. همچنین مدل SSC در هر دو حالت مقادیر کمتری (حدود 0.0004m تا 0.0007m) نسبت به مدل MC پیش‌بینی می‌کند، که نشان‌دهنده اثر رفتار وابسته به زمان بر محدود شدن تغییر شکل افقی در این نقطه است.



شکل ۱۳. تغییر شکل افقی نقطه‌ی B در وسط لایه خاک نرم به کمک مدل های MC و SSC در حالات (w.g.) و (w.o.g.).

یادآوری می‌گردد که در تمام شکل های بعدی این مقاله، نماد (w.g.) دلالت بر عبارت با ژئوسنتتیک^{۲۷} و عبارت (w.o.g.) دلالت بر عبارت بدون ژئوسنتتیک^{۲۸} دارد. برای نمونه چنانچه در شکل ۱۲ دیده می‌شود، تغییر شکل افقی نقطه‌ی A در موقعیت بالاترین نقطه‌ی خاک نرم و زیر پوسته‌ی زهکش ماسه‌ای فوقانی، با ایجاد محصورشدگی (w.g.) کاهش می‌یابد، که این کاهش در مدل SSC محسوس تر است، چرا که عمده‌ی کاهش تغییر شکل افقی ناشی از مهار خزش خاک نرم توسط لایه‌ی ژئوسنتتیک است و از طرف دیگر خزش تابع زمان خاک، فقط در مدل SSC لحاظ می‌گردد.

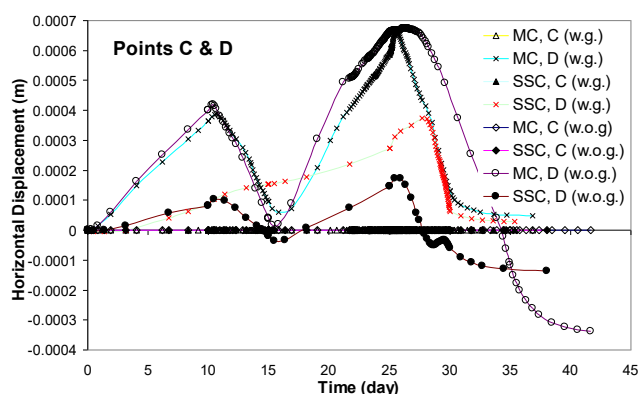
شکل ۱۲ تاریخچه زمانی جابه‌جایی افقی (جانبی) نقطه A را نشان می‌دهد، که در مدل MC، بیشینه جابجایی افقی در هر دو حالت با و بدون ژئوسنتتیک، حدود 0.00035 تا 0.00045 متر بوده و پس از پایان بارگذاری به مقادیر نزدیک صفر بازمی‌گردد. در مقابل، مدل SSC تغییر شکل های جانبی بیشتری پیش‌بینی کرده و در حالت بدون ژئوسنتتیک بیشینه جابجایی منفی به حدود 0.00085 متر می‌رسد، که تقریباً $2/5$ برابر مقدار متناظر در حالت با ژئوسنتتیک (حدود 0.00035 متر) است. این نتایج نشان می‌دهد که ژئوسنتتیک با افزایش محصورشدگی ستون سنگی، تغییر شکل جانبی خاک را به طور محسوس کاهش داده و اختلاف بیشتر بین پیش‌بینی های MC و SSC نیز اهمیت لحاظ اثرات خزش و وابستگی زمانی در ارزیابی جابجایی های افقی را تأیید می‌کند.



شکل ۱۲. تاریخچه زمانی تغییر شکل افقی نقطه‌ی A برای مدل های MC و SSC در حالات با ژئوسنتتیک (w.g.) و بدون ژئوسنتتیک (w.o.g.).

²⁸ Without geosynthetic: w.o.g.

²⁷ With geosynthetic: w.g.



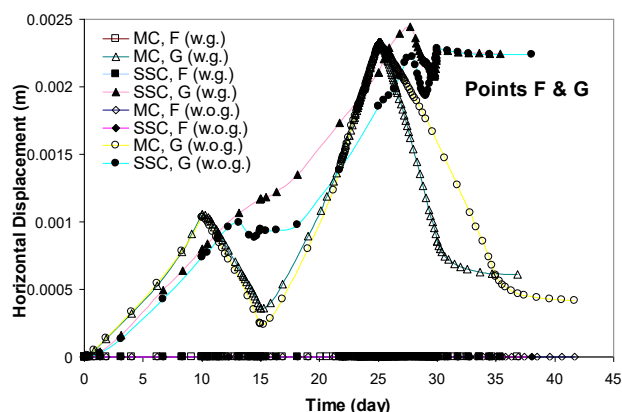
شکل ۱۴. تغییر شکل افقی نقاط C و D به کمک مدل های MC و SSC در حالت (w.o.g.) و (w.g.)

در شکل ۱۵ تغییر شکل افقی نقطه ی E در وسط ستون سنگی در دو مدل رفتاری MC و SSC ارائه شده است، مجدداً مشابه شکل ۱۴ مشاهده می گردد که در مدل مور-کولمب، وجود محصورشدگی در ژئوسنتتیک باعث کاهش تغییر شکل افقی نقطه ی E در داخل ستون سنگی شده است. اما در مدل SSC از آنجا که رفتار مصالح ستون سنگی در مدل های عددی توسط این معیار تعریف نشده است، مجدداً نتایج مطابق آنچه در شکل قبلی ۱۴ مشاهده گردید، خلاف واقعیت بدست آمده و در حالت با ژئوسنتتیک تغییر شکل افقی بیشتری بدست آمده است. همچنین در هر دو مدل رفتاری MC و SSC با گذشت زمان و ورود به مرحله ی تحکیم، در حین انتقال تنش از فشار آب حفره ای به ستون سنگی، تغییر شکل های افقی ستون سنگی نیز افزایش یافته است.

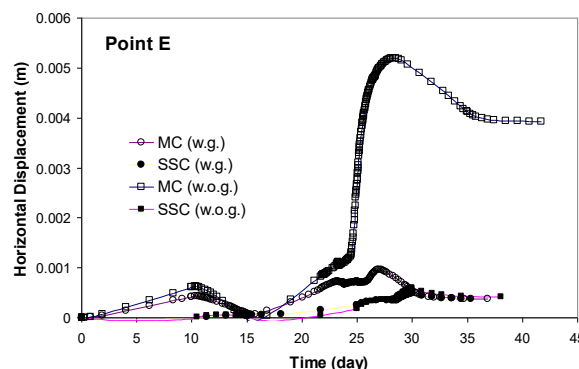
شکل ۱۵ بیانگر آن است که در حالت بدون ژئوسنتتیک، مدل MC بیشترین جابجایی افقی را با مقدار حدود ۰/۰۰۵۲ m پیش بینی می کند، در حالی که این مقدار در حضور ژئوسنتتیک به حدود ۰/۰۰۰۴ تا ۰/۰۰۰۶ متر کاهش یافته است. اختلاف نتایج مدل های MC و SSC در حالت مسلح ناچیز است، اما در حالت بدون ژئوسنتتیک مدل SSC تغییر شکل های کمتری را نسبت به MC نشان می دهد، که بیانگر نقش رفتار خزشی در باز توزیع تنش ها و کاهش تغییر مکان جانبی است.

در شکل ۱۴، تغییر شکل های افقی نقاط C و D به ترتیب در کف لایه ی خاک نرم و بالای ستون سنگی زیر لایه ی ماسه ای ارائه شده است. نقطه ی C به علت واقع شدن در کف مدل عددی و برخورد با بستر سخت گیر دار شده در هر دو مدل MC و SSC دارای تغییر شکل افقی صفر است، که به وضوح در شکل ۱۴ این نتیجه دیده می شود، در اصل شرایط مرزی مدل عددی ستون سنگی از نوع اتکایی فرض شده است. اما در نقطه ی D که در داخل ستون سنگی واقع شده است و در نزدیکی بار گذاری فوقانی قرار دارد، مدل MC تغییر شکل افقی کمتری در حالت استفاده از ژئوسنتتیک نسبت به حالت بدون ژئوسنتتیک گزارش کرده است، که با واقعیت مسئله نیز سازگاری دارد. اما رفتار مدل SSC در نقطه ی D کاملاً مخالف رفتار مدل MC در همین نقطه است و از طرفی با واقعیت نیز سازگاری ندارد، این بدان جهت است که پارامترهای رفتاری ستون سنگی در هیچ یک از مدل های عددی بر اساس معیار SSC تعریف نشده است و فقط خاک نرم در این مدل ها، بر اساس مدل SSC تعریف شده، بنابراین نمی توان توقع پیش بینی درستی از رفتار مصالح ستون سنگی که با مدل SSC تعریف نشده اند، داشت.

شکل ۱۴ نشان می دهد که بیشینه جابجایی افقی نقاط C و D در حدود روزهای ۲۴ تا ۲۷ آم رخ داده و به حدود ۰/۰۰۰۶۵ تا ۰/۰۰۰۷۰ متر می رسد. استفاده از ژئوسنتتیک موجب افزایش محسوس جابه جایی، به ویژه در مدل SSC شده است، به طوری که دامنه تغییر مکان مدل غیر مسلح آن به حدود ۰/۰۰۰۱۵ تا ۰/۰۰۰۲۰ متر محدود می شود. علاوه بر این، پس از پایان بار گذاری، روند بازگشت به تعادل در حالت مسلح سریع تر بوده و نوسانات باقیمانده نسبت به حالت بدون ژئوسنتتیک کمتر است.



شکل ۱۶. تغییر شکل افقی نقاط F و G به کمک مدل های MC و SSC در حالات (w.o.g.) و (w.g.)



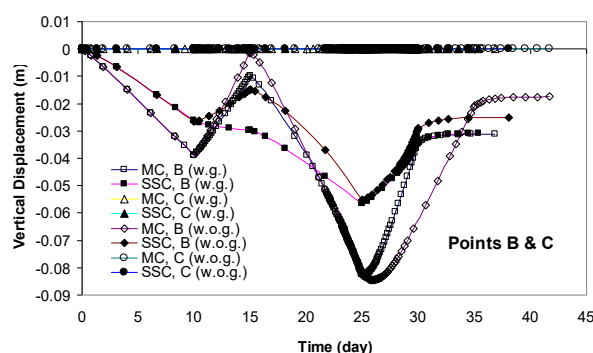
شکل ۱۵. تغییر شکل افقی نقطه E به کمک مدل های MC و SSC در حالات (w.o.g.) و (w.g.)

۳-۳. تغییر شکل های قائم (نشست) مدل های عددی

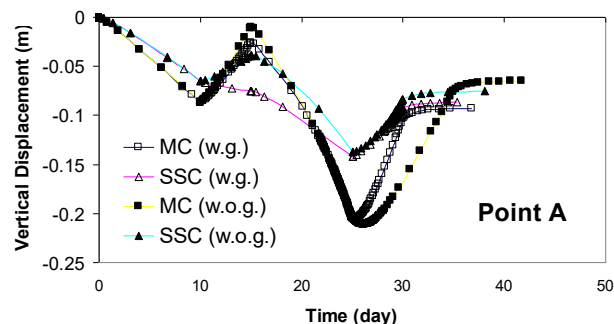
در شکل ۱۷ نشست (تغییر شکل قائم) نقطه A در بالای لایه ی خاک نرم مشاهده می گردد. چنانچه در این نمودار مشاهده می گردد، مدل MC تغییر شکل های قائم بیشتری نسبت به مدل SSC بدست می دهد و این مساله به دلیل عدم لحاظ خزش خاک در مدل MC است، چراکه در مدل SSC با لحاظ کردن خزش خاک، سهم تنش بیشتری به ستون سنگی می رسد و همین امر باعث می گردد، نشست خاک نرم کمتر و نشست ستون سنگی بیشتر شود.

شکل ۱۷ نشان می دهد که بیشترین نشست نقطه A در حدود روز ۲۵م رخ داده و مقدار آن در تمامی حالات در بازه ۰/۲۰ تا ۰/۲۲ متر قرار دارد. با این حال، استفاده از ژئوسنتتیک موجب بازیابی کندتر تغییر شکل پس از پایان بارگذاری شده، به گونه ای که نشست نهایی از حدود ۰/۰۸ تا ۰/۰۹ متر در حالت با ژئوسنتتیک به حدود ۰/۰۶ تا ۰/۰۷ متر در حالت بدون ژئوسنتتیک کاهش می یابد. همچنین اختلاف نتایج مدل های MC و SSC در این نقطه محدود بوده و هر دو روند مشابهی را پیش بینی می کنند.

در شکل ۱۶ تغییر شکل افقی نقاط F و G ارائه شده است. نقطه ی F چون در کف (انتهای) ستون سنگی در مدل عددی قرار گرفته، تغییر شکل افقی برابر با صفر دارد. نقطه ی G در وسط عرض و ارتفاع لایه ی خاک ماسه ای فوقانی قرار گرفته است، از این رو رفتار تغییر شکلی آن به خوبی توسط مدل SSC قابل تخمین نیست. از طرف دیگر، چون لایه خاک ماسه ای در بالای ستون سنگی و لایه ی ژئوسنتتیک قرار گرفته است، وجود یا عدم وجود لایه ی ژئوسنتتیک تاثیر چندانی بر رفتار تغییر شکل افقی آن نخواهد داشت و به نحوی می توان گفت که تغییر شکل افقی وسط لایه ی ماسه ای مستقل از وجود یا عدم وجود لایه ی ژئوسنتتیک پیرامون ستون سنگی است. باز هم در این حالت، شکستگی های در مجاورت زمان های بحرانی روزهای ۱۰، ۱۵، ۲۵ و ۳۰م (زمان های شروع و پایان بارگذاری و تحکیم لایه ی خاک نرم) منحنی های حاصل از معیار MC مشهودتر از معیار SSC هستند. شکل ۱۶ نشان می دهد که بیشترین جابه جایی افقی نقاط F و G در بازه زمانی ۲۵ تا ۳۰ روز رخ داده و مقدار آن به حدود ۰/۰۲۳ تا ۰/۰۲۴ متر می رسد. در حالت بدون ژئوسنتتیک، جابه جایی پس از پایان بارگذاری تقریباً ثابت باقی می ماند، در حالی که حضور ژئوسنتتیک موجب کاهش تدریجی تغییر مکان و رسیدن آن به حدود ۰/۰۰۴ تا ۰/۰۰۶ متر می شود، که بیانگر بهبود سختی جانبی سیستم است.



شکل ۱۸. تغییر شکل قائم (نشست) نقاط B و C برای مدل های MC و SSC در حالات (w.g.) و (w.o.g.).



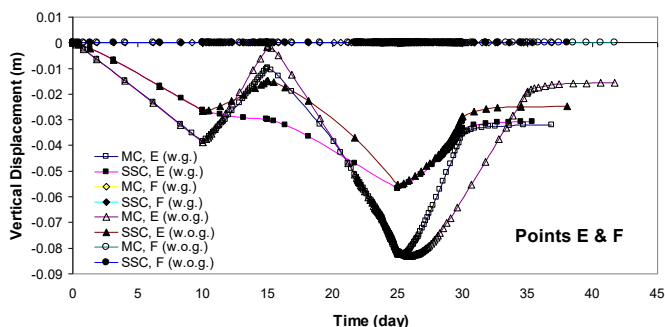
شکل ۱۷. نشست نقطه‌ی A در بالاترین نقطه‌ی وسط خاک نرم در مدل های MC و SSC در حالات (w.g.) و (w.o.g.).

در شکل ۱۹ نمودار نشست نقطه‌ی D در بالای ستون سنگی مشاهده می‌گردد. چنانچه در این نمودار دیده می‌شود، مدل MC تغییر شکل های قائم بیشتری نسبت به مدل SSC بدست می‌دهند و این به دلیل عدم لحاظ خزش در مدل MC است، از طرفی تغییر شکل ستون سنگی محصور شده با ژئوسنتتیک در مدل MC مقادیر کمتری بدست داده که به لحاظ سازگاری با واقعیت کاملاً منطقی می‌باشد. باز هم نقطه‌ی D به علت واقع شدن در ستون سنگی و عدم تعریف رفتار مصالح آن با مدل SSC رفتار نشست مخالف مدل MC از خود نشان می‌دهد.

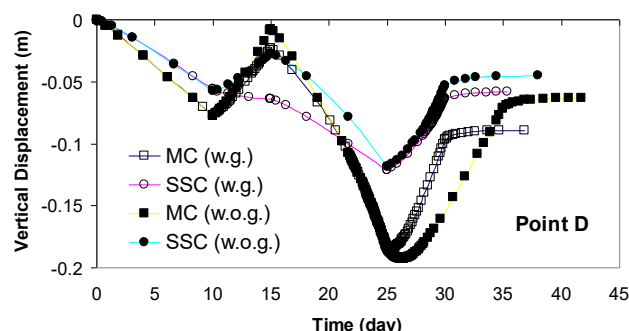
شکل ۱۹ نشان می‌دهد که بیشترین نشست نقطه D در حدود روز ۲۵ رخ داده و در مدل MC به حدود ۰/۱۸ تا ۰/۱۹ متر می‌رسد، در حالی که مقدار متناظر در مدل SSC حدود ۰/۱۲ تا ۰/۱۳ متر است. همچنین، استفاده از ژئوسنتتیک موجب افزایش نشست باقیمانده در انتهای دوره از حدود ۰/۰۵ تا ۰/۰۶ متر تا ۰/۰۸ متر شده، که بیانگر افزایش سختی و بهبود عملکرد سیستم مسلح است.

در شکل ۱۸ نیز مشابه شکل ۱۷ در قبل، نشست نقاط B و C به ترتیب در وسط و کف لایه‌ی خاک نرم پیرامون ستون سنگی مشاهده می‌شود. نشست نقطه‌ی C به سبب واقع شدن این نقطه در کف مدل عددی و نزدیکی به مرزهای گیردار، صفر است. چنانچه در این نمودار مشاهده می‌گردد، مدل MC تغییر شکل های قائم بیشتری نسبت به مدل SSC بدست می‌دهد و این به دلیل عدم لحاظ خزش در مدل MC است، چرا که در مدل SSC با لحاظ خزش و جابه‌جایی توده خاک از زیر محل اعمال بار، مقدار تنش بیشتری به ستون سنگی می‌رسد و همین امر باعث می‌گردد، نشست خاک نرم کمتر و نشست ستون سنگی بیشتر شود، اما در مدل MC که خاک امکان خزش ندارد، سهم تنش بیشتری به خاک می‌رسد و نشست آن نیز به علت ازدیاد تنش قائم، بیشتر می‌شود.

در شکل ۱۸ بیشترین مقدار نشست در حدود روز ۲۵م و برابر با ۰/۰۸ تا ۰/۰۸۵ متر است. استفاده از ژئوسنتتیک موجب افزایش نشست باقیمانده در انتهای دوره و عدم تسریع روند بازیابی تغییر شکل شده، در حالی که در حالت بدون ژئوسنتتیک نشست نهایی در حدود ۰/۰۲ تا ۰/۰۳ متر باقی می‌ماند. همچنین مدل SSC در مقایسه با MC نرخ بازیابی کندتری را پس از اوج نشست پیش‌بینی می‌کند، که ناشی از لحاظ اثرات خزش و وابستگی زمانی در رفتار خاک نرم است.

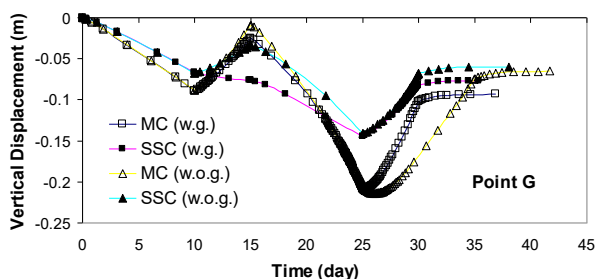


شکل ۲۰. نشست نقاط E و F به کمک مدل های MC و SSC در حالات (w.g.) و (w.o.g.).



شکل ۱۹. نشست نقطه D در بالای ستون سنگی به کمک مدل های MC و SSC در حالات (w.g.) و (w.o.g.).

در شکل ۲۱ تغییر شکل قائم نقطه مرجع G ارائه شده است. نقطه‌ی G در وسط عرض و ارتفاع لایه‌ی خاک ماسه‌ای فوقانی قرار گرفته است، از این رو رفتار تغییر شکلی آن به خوبی توسط مدل SSC قابل تخمین نیست. از طرف دیگر چون خاک ماسه‌ای در بالای ستون سنگی و لایه ژئوسنتتیک قرار گرفته است، می‌توان گفت که تغییر شکل قائم وسط لایه‌ی ماسه‌ای مستقل از وجود یا عدم وجود لایه‌ی ژئوسنتتیک است. باز هم در این حالت، شکستگی‌های در مجاورت زمان‌های بحرانی روزهای ۱۰، ۱۵، ۲۵ و ۳۰ ام، منحنی‌های حاصل از معیار MC مشهودتر از معیار SSC هستند.



شکل ۲۱. نشست نقطه‌ی G در وسط لایه‌ی ماسه‌ای پوسته‌ی فوقانی مدل سلول واحد.

شکل ۲۱ بیانگر آن است که بیشترین نشست نقطه G در بازه زمانی ۲۴ تا ۲۶ روز مرتبط با مدل MC به حدود ۰/۲۰ تا ۰/۲۱ متر می‌رسد. در حالت مسلح نشده، مقدار نشست نهایی حدود ۰/۰۷ تا ۰/۰۹ متر باقی می‌ماند، در حالی که در حالت با ژئوسنتتیک این مقدار به حدود ۰/۱۰ متر افزایش می‌یابد. همچنین مدل SSC در اغلب مراحل، نشست کمتری نسبت به مدل MC پیش‌بینی می‌کند که ناشی از

در شکل ۲۰، نشست نقاط E و F به ترتیب در وسط و کف ستون سنگی مشاهده می‌شود. نشست نقطه‌ی F به دلیل واقع شدن این نقطه در کف مدل عددی ستون سنگی و نزدیکی به مرزهای گیردار انتهای مدل سلول واحد صفر است. چنانچه در این نمودار مشخص است، مدل MC برای نقطه‌ی E تغییر شکل‌های قائم بیشتری نسبت به مدل SSC بدست می‌دهد و این به دلیل عدم لحاظ خزش خاک نرم در مدل MC است، چرا که در مدل SSC با لحاظ کردن اثرات خزش خاک نرم زیر بار، نشست خاک نرم بیشتر و نشست ستون سنگی کمتر می‌شود، اما در مدل رفتاری MC که خاک نرم پیرامون ستون امکان خزش ندارد، سهم تنش و نشست به نسبت بیشتری به ستون سنگی می‌رسد و نشست آن نیز به علت ازدیاد و انتقال تنش قائم از فشار حفره‌ای درون خاک به ستون سنگی، بیشتر می‌شود.

شکل ۲۰ روند زمانی نشست نقاط E و F را نشان می‌دهد که در هر دو مدل، بیشترین نشست در حدود ۰/۰۸ تا ۰/۰۹ متر برای مدل MC و ۰/۰۵ تا ۰/۰۶ متر برای مدل SSC و در حوالی روز ۲۵ ام رخ می‌دهد. مدل SSC نشست‌هایی کوچک‌تر و روند باز یابی کندتری نسبت به MC پیش‌بینی می‌کند، در حالی که حضور ژئوسنتتیک موجب افزایش نشست نهایی (تسریع نشست) و نزدیک تر شدن پاسخ دو مدل در انتهای دوره تحکیم شده است.

مقادیر جابه‌جایی‌های افقی و قائم مدل SSC نسبت به مدل MC در حالت مسلح‌نشده و پایان تحلیل‌های عددی مشهودتر است.

۴. بحث و نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار مجموعه‌ی ستون‌های سنگی و خاک‌نرم اطراف آن‌ها در قالب تحلیل‌های عددی اجزای محدود دوبعدی تقارن محوری به کمک مفهوم سلول واحد (آرایش مثلثی) و نیز در چارچوب تحلیل‌های کرنش-مسطح توسط دو مدل رفتاری مستقل از زمان مور-کولمب MC و وابسته به زمان خزش خاک‌نرم SSC برای خاکی یکسان (واحد) مورد ارزیابی قرار گرفته‌است. همچنین حالات مسلح‌شده و مسلح‌نشده با کاربرد لایه ژئوسنتتیک در راستای طولی ستون‌سنگی در تحلیل‌های عددی پارامتری منظور شده‌است. ستون‌های سنگی از نوع اتکایی و متکی بر بستر سخت تحتانی مدلسازی شده‌اند. نتایج عمده‌ی حاصل از تحقیق عددی حاضر، به شرح موارد زیر قابل ذکر می‌باشند:

۱- کاربرد لایه‌ی ژئوسنتتیک در مدل‌های اجزای محدود باعث می‌شود که رفتار کرنشی ستون‌سنگی و خاک‌نرم در هر دو مدل SSC و MC از نظر مقادیر و الگوی تغییرات به یکدیگر نزدیک گردد. از طرف دیگر، مقادیر کرنش‌های برشی ایجادشده در ستون‌سنگی و خاک، در مدل MC بیشتر از مدل SSC است. به علاوه، صعود و نزول‌های مدل SSC بسیار هموارتر از مدل MC است، چراکه مدل MC وقوع خزش خاک‌نرم به درون ستون‌سنگی و اطراف را در نظر نمی‌گیرد.

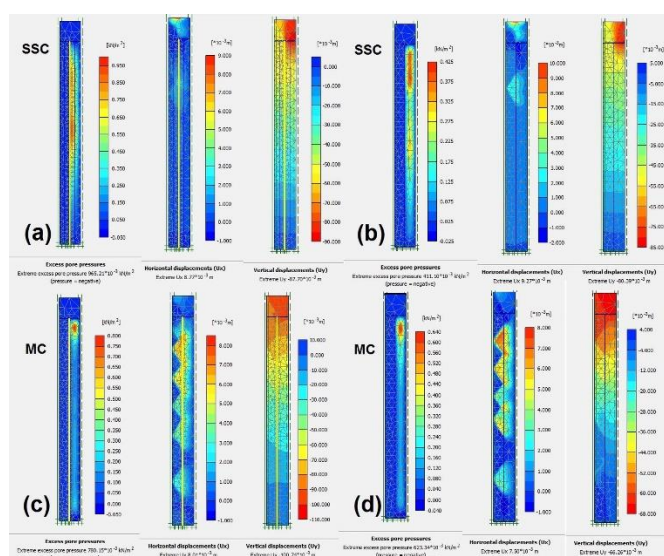
۲- روند کلی رفتار نمودارهای استهلاک اضافه‌فشار آب‌حفره‌ای در حالت بدون استفاده از ژئوسنتتیک و با استفاده از ژئوسنتتیک مشابه یکدیگر است، اما مدل SSC شیب‌های هموارتر و مقادیر کمتری برای اضافه‌فشار منغذی با زمان بدست می‌دهد. همین مقادیر کمتر اضافه‌فشار منغذی، سبب شده که روند زمانی بروز تحکیم در مدل SSC در حد چند روزی کوتاه‌تر از مدل MC باشد.

۳- محصور کردن ستون‌سنگی با لایه‌ی ژئوسنتتیک باعث می‌شود که مسیر تنش خاک‌نرم (SS) و ستون‌سنگی (SC) در دو مدل MC و SSC به یکدیگر نزدیک شوند. هر چند خاک‌نرم به علت تاثیرپذیری کمتر از محصورشدگی، در دو مدل رفتاری مقدار اختلاف بیشتری نشان می‌دهد. عدم محصورشدگی ستون‌سنگی، باعث آشکار شدن واکنش کاملاً متفاوت دو مدل رفتاری MC و SSC می‌گردد.

لحاظ اثرات خزش در رفتار خاک‌نرم در مدل SSC و نیز برآورد همواره دست‌بالا و محافظه‌کارانه نشست توسط مدل MC است.

۴.۳. مقایسه نتایج گرافیکی حاصل از کاربرد دو مدل رفتاری MC و SSC

شکل ۲۲ نشان می‌دهد که مدل SSC در مقایسه با MC اغلب مقادیر بزرگ‌تری از فشار آب‌حفره‌ای اضافی، جابه‌جایی افقی و نشست در پایان تحلیل تحکیمی مدل سلول واحد را پیش‌بینی می‌کند.



شکل ۲۲. خروجی‌های اضافه‌فشار حفره‌ای، تغییر شکل افقی و نشست پس از پایان تحکیم خاک‌نرم در حالت: (آ و ب) مدل SSC با و بدون لایه‌ی ژئوسنتتیک؛ (ث و د) مدل MC با و بدون لایه‌ی ژئوسنتتیک.

مطابق شکل ۲۲ بیشینه‌فشار آب‌حفره‌ای در مدل SSC با ژئوسنتتیک حدود ۹۶۵ Pa و بدون ژئوسنتتیک حدود ۴۲۵ Pa است، در حالی که این مقادیر در مدل MC به ترتیب حدود ۷۸۰ Pa و ۶۳۰ Pa گزارش شده‌اند. علاوه بر این، بیشینه جابه‌جایی افقی در مدل SSC در حالت مسلح به حدود ۹/۳ میلی‌متر و نشست به حدود ۹۰ میلی‌متر محدود شده است، در حالی که در مدل MC نشست نهایی بدون ژئوسنتتیک به حدود ۱۰۰ میلی‌متر افزایش می‌یابد. این نتایج نشان می‌دهد که مدل SSC به دلیل در نظر گرفتن رفتار وابسته به زمان، تمرکز تغییر شکل‌ها را واقع‌بینانه‌تر پیش‌بینی کرده و ژئوسنتتیک موجب کاهش قابل توجه تغییر شکل‌های جانبی و قائم در پایان تحکیم می‌شود. به غیر از پاسخ اضافه‌فشار آب‌حفره‌ای، افزایش

SSC تعریف نشده و فقط لایه خاک نرم در این مدل ها بر اساس مدل SSC تعریف شده است.

۸- مدل MC تغییر شکل های قائم بیشتری نسبت به مدل SSC بدست می دهد و این به دلیل عدم لحاظ خزش در مدل MC است، چرا که در مدل SSC با لحاظ کردن خزش و جابه جایی توده خاک از زیر محل بارگذاری، سهم تنش بیشتری به ستون سنگی می رسد و همین امر باعث می گردد مقادیر نشست خاک نرم کمتر و نشست ستون سنگی بیشتر شود. از سوی دیگر، مدل MC اصلاً مفهوم تنش پیش تحکیمی را نمی شناسد و تنها با یک مدول ارتجاعی ثابت در حین تحلیل کار می کند. در مقابل SSC بر پایه خانواده مدل کم-کلی توسعه یافته و مستقیماً از POP یا OCR استفاده می کند. اگر خاک در مدل SSC به صورت بیش تحکیم یافته (با OCR بزرگ تر از یک) تعریف شده باشد، بخش زیادی از بارگذاری در محدوده باز تحکیم^{۲۹} اتفاق می افتد، که سختی بسیار بیشتری نسبت به تحکیم اولیه دارد؛ بنابراین نشست اولیه مدل SSC نسبت به مدل MC کمتر خواهد شد. همچنین نرخ خزش اولیه نیز به OCR وابسته است.

References

- [1] J.M.O. Hughes, and N.J. Withers, "Reinforcing of soft soils with stone columns," *Ground Eng.*, 7(3), pp.42-49, 1974.
- [2] I. Juran, and A. Guermazi, "Settlement response of soft soils reinforced by compacted sand columns," *J. Geotech. Eng.*, 8(930), pp.930-943, 1988.
- [3] S.N. Malarvizhi, and K. Ilamparuthi, "Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column," *Soils Found.*, 47(5), pp.873-885, 2007.
- [4] J.K. Mitchell, and T.R. Huber, "Performance of a stone column foundation," *J. Geotech. Eng.*, 2(205), pp.205-223, 1985.
- [5] L. Keykhosropur, A. Soroush, A., and R. Imam, "3D numerical analyses of geosynthetic encased stone column," *Geotext. Geomembr.*, 35, pp.61-68, 2012.
- [6] S.R. Lo, R. Zhang, J. Makc, "Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study,"

۴- ستون های سنگی در محیط خاک نرم به علت سختی بیشتر، تنش بیشتری نسبت به خاک نرم، به خود جذب می کنند، که این عامل باعث بروز تمرکز تنش در ستون سنگی می شود. با ژئوسنتتیک، رفتار دو مدل MC و SSC از نظر تنش قائم موثر به یکدیگر نزدیک تر شده است. از طرفی، در مدل MC به دلیل عدم لحاظ خزش یک بعدی خاک نرم، تنش بیشتری در خاک نرم ایجاد شده است.

۵- خزش خاک نرم در مدل SSC نسبت به مدل MC باعث حرکت و جابه جایی (ذرات) توده خاک از زیر بار در طی زمان می شود. با جابه جایی توده خاک از زیر بار (تنش اعمالی)، تمرکز تنش بر روی ستون های سنگی منتقل می شود و باعث می گردد ستون سنگی تنش بیشتری را تحمل کند. همین عامل باعث شده است که ضریب تمرکز تنش SCF در مدل SSC حدود دو برابر بیشتر از مدل MC شود. ضریب تمرکز تنش در آغاز بارگذاری از مقدار عددی یک آغاز و سپس با افزایش بار، مقدار آن بزرگ تر می شود. همچنین بیشترین ضریب تمرکز تنش مربوط به حالتی است که تحکیم نهایی خاک پس از پایان اعمال بارگذاری شروع می شود.

۶- تغییر شکل افقی نقطه مرجعی در بالاترین نقطه ی خاک نرم و زیر پوسته ی (لایه افقی) زهکش ماسه ای فوقانی، با ایجاد محصورشدگی کاهش می یابد، که این کاهش در مدل SSC محسوس تر است، چراکه دلیل عمده ی کاهش تغییر شکل افقی، ناشی از مهار وقوع خزش خاک نرم توسط لایه ی ژئوسنتتیک است و از طرف دیگر خزش تابع- زمان خاک فقط در مدل SSC لحاظ می گردد.

۷- در انتهای مدل عددی و محل برخورد با بستر سخت گیردار شده در هر دو مدل MC و SSC میزان تغییر شکل افقی و قائم صفر است. اما در نقطه ای که در داخل و بالای ستون سنگی واقع شده است و در نزدیکی بارگذاری فوقانی قرار دارد، مدل MC تغییر شکل افقی کمتری در حالت استفاده از ژئوسنتتیک نسبت به حالت بدون ژئوسنتتیک گزارش کرده است، که با واقعیت مسئله نیز سازگاری دارد. اما رفتار مدل SSC در همین نقطه کاملاً مخالف رفتار مدل MC است و از طرفی با واقعیت نیز سازگاری ندارد، این بدان جهت است که پارامترهای رفتاری ستون سنگی در هیچ یک از مدل های عددی بر اساس معیار

- reinforcements," German Geotechnical Society (DGGT), Berlin, 2010.
- [17] J. Gniel, and A. Bouazza, "Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing," *Geotext. Geomembr.*, 28(1), pp.108-118, 2010.
- [18] I. Hosseinpour, M. Riccio, M.S.S. Almeida, "Numerical evaluation of a granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks," *Geotext. Geomembr.*, 42(4), pp.363-373, 2014.
- [19] M. Khabbazian, V.N. Kaliakin, and C.L. Meehan, "Numerical study of the effect of geosynthetic encasement on the behaviour of granular columns," *Geosynth. Int.*, 17(3), pp.132-143, 2010.
- [20] S. Murugesan, and K. Rajagopal, "Geosynthetic-encased stone column: Numerical evaluation," *Geotext. Geomembr.*, 24(6), pp. 349-358, 2006.
- [21] S. Murugesan, and K. Rajagopal, "Model tests on geosynthetic encased stone columns," *Geosynth. Int.*, 14(6), pp. 346-354, 2007.
- [22] S. Murugesan, and K. Rajagopal, "Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns," *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, pp.129-139, 2010.
- [23] R.S. Sharma, B.R.P. Kumar, and G. Ngendra, "Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids," *Can. Geotech. J.*, 41(1), pp.187-192, 2004.
- [24] C.S. Wu, and Y.S. Hong, "Laboratory tests on geosynthetic encapsulated sand columns," *Geotext. Geomembr.*, 27(2), pp.107-120, 2009.
- [25] C. Yoo, "Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: Numerical investigation," *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(8), pp.129-139, 2010.
- [26] M. Gu, M. Zhao, L. Zhang, and J. Han, "Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests," *Geosynthetics International*, Volume 23, Issue 2, pp.100-112, 5 October 2015.
- [27] N. Rahman, M. Rokonzaman, A. Rahman, and T. Sakai, "Performance of geosynthetic-encased stone column groups in soft clay: field tests and numerical study," *Geosynthetics International*, Volume 33, Issue 3, pp. 413-439, 4 June 2026.
- [28] Md.I. Hoque, M. Hasan, and S.D. Datta, "Undrained shear strength of soft clay reinforced Geotextiles and Geomembranes 28, pp. 292-302, 2010.
- [7] H. Aboshi, E. Ichimoto, M. Enoki, and K. Harada, "The composer: A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns," *Proc., Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques*, Vol. 1, Paris, pp. 211-216, 1979.
- [8] D. Alexiew, D. Brokemper, and S. Lothspeich, "Geotextile encased columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and pre-design graphs," *Proc., Geo-Frontiers Conf., ASCE, Reston, VA*, pp. 497-510, 2005.
- [9] D. Alexiew, C. Moormann, and H. Jud, "Foundation of a coal/ coke stockyard on soft soil with geotextile encased columns and horizontal reinforcement," *Proc., 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, STM Publishing House, Oxford, U.K., pp.2236-2239, 2009.
- [10] D. Alexiew, M. Raithel, V. Kuster, and O. Detert, "15 years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system," *ISSMGE-TC 211 Int. Symp. on Ground Improvement IS-GI, ISSMGE TC211 and BBRI*, Brussels, Belgium, 2012.
- [11] K. Ali, J.T. Shahu, and K.G. Sharma, "Model tests on geosynthetic-reinforced stone columns: A comparative study," *Geosynth. Int.*, 19(4), pp.292-305, 2012.
- [12] M.S.S. Almeida, I. Hosseinpour, and M. Riccio, "Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: Numerical and analytical studies," *Geosynth. Int.*, 20(4), pp. 252-262, 2013.
- [13] M.S.S. Almeida, I. Hosseinpour, M. Riccio, and D. Alexiew., "Behavior of Geotextile-Encased Granular Columns Supporting Test Embankment on Soft Deposit," *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, 04014116-1-9, 2014.
- [14] T. Ayadat, and A.M. Hanna, "Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil," *Ground Improv.*, 9(4), pp.137-147, 2005.
- [15] S.K. Dash, and M.C. Bora, "Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay," *Can. Geotech. J.*, 50(7), pp.754-765, 2013.
- [16] EBGeo., "Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic

- KSCE Journal of Civil Engineering, Volume 26, Issue 8, pp. 3402-3415, August 2022.
- [38] A. Geramian, J. Castro, M. Ghazavi, M. Miranda, "Installation of groups of stone columns in clay: 3D Coupled Eulerian Lagrangian analyses," *Computers and Geotechnics*, Volume 151, November 2022, 104931.
- [39] J. Khazaei, A. Geraili, "The effect of constitutive model on wall deflection analysis in deep excavation," *Sharif Journal of Civil Engineering*, Volume 33.2, Issue 2.1 - Serial Number 2, pp. 69-76, September 2017. (in Persian).
- [40] J. Khazaei, Y. Shams Maleki, "Evaluation of deflections in a braced excavations via plastic and consolidation analyses," *Modares Civil Engineering journal*, Volume 16, Issue 3, pp. 37-47, September and October 2016. (in Persian).
- [41] K.S. Ng, and S.A. Tan, "Simplified homogenization method in stone column designs," *Soils and Foundations*, ARTICLE IN PRESS, 2014.
- [42] R.B.J. Brinkgreve, W.M. Swolfs, and E. Engin, E., "PLAXIS 2D Reference Manual," Delft University of Technology and PLAXIS BV, The Netherlands, 2011.
- [43] M. Khoshravesh, H. Amirnejad, R. Norooz Valashedi, and K. Ataie Solout, "Multi-criteria spatial analysis for locating waste landfill with Boolean and weighted approach in Mazandaran province, Iran," *Environ. Water Eng.*, 2025, 11(1), 27-36.
- [44] L. Sabir Othman, J. Majidi, and A. Amini, "Land Subsidence Assessment in the Darab Plain, Fars Province, Iran: Integrating Sentinel-1 InSAR and Groundwater Level Data," *Adv. Civil Eng. Environ. Sci.*, 2024, 2(1).
- [45] M. Shirmohammadi, S. Hakimi Asiabar, M. Peyrovi Cheshnasar, "Dual Transitional Floors and Soil-Structure Synergy: A Paradigm Shift in Seismic Resilience for Hybrid High-Rise Systems," *Adv. Civil Eng. Environ. Sci.*, 2025, 2(2).
- [46] S. Rasooli, A. Zahiri, M. Meftah Helghi and F. Salmasi, "Investigation and evaluation of settlement, displacement and pore pressure parameters obtained from instrumentation data (Case Study: Golestan earthen dam)," *Advanced Technologies in Water Efficiency*, 6 (1), 25-43.
- with encapsulated stone dust columns," *International Journal of Building Pathology and Adaptation*, Volume 44, Issue 1, 23, pp.1-14, January 2026.
- [29] F. Luo, Y. Li, Y. Yao, G. Zhang, "Simplified Analysis Method of Stone Column Reinforced Foundations Based on Homogenization Technique," *Transportation Geotechnics*, Volume 53, July 2025, 101601.
- [30] Saha, S.C. Sapkota, P. Saha, P. Debnath, S. Hazari, S. Das, P. Samui, "Prediction of bearing capacity of geogrid-reinforced sand over stone columns in soft clay," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, Volume 178, Issue 1, pp.62-74, 9 July 2024.
- [31] A. Abdelbaset, I.T. Arafa, "Improvement of consolidation settlement beneath square footings using uncased and encased stone columns," *Structures*, Volume 58, December 2023, 105609.
- [32] X. Yu, G. Zheng, H. Zhou, F. Ma, "Analytical solutions for the stability of stone column-supported and geosynthetic-reinforced embankment," *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 62, pp.1-15, 23 December 2025.
- [33] L. Li, J. Li, Z. Zhan, Y. Gui, and J. Liu, "Experimental analysis of reinforcement methods for stone column foundations," *Soils and Foundations*, Volume 65, Issue 4, August 2025, 101661.
- [34] X. Tan, Z. Hu, X. Yin, C. Chen, J. Chen, "Performance of geotextile-wrapped stone columns under uniaxial compression loading: Numerical simulation and analytical solution," *Construction and Building Materials*, Volume 471, 11 April 2025, 140663.
- [35] A. Demir, T. Sarici, B. Ok, M. Ozcan, "Investigation of the influence zone of stone columns with and without geogrid encasement by experimental and numerical studies," *Alexandria Engineering Journal*, Volume 123, pp. 124-137, June 2025.
- [36] M.S. Abid, D. Rathod, S.K. Vanapalli, "3-Dimensional numerical analysis of geosynthetic double-encased annulus stone columns," *Geosynthetics International*, Volume 32, Issue 4, pp. 579-597, 16 October 2024.
- [37] M.K. Kelesoglu, C. Durmus, "Numerical Plane-Strain Modelling of Stone Columns: Installation Process, Single and Group Column Behaviour,"