

مطالعه بهسازی خاک ماسه‌ای روانگرا توسط ستون‌های سنگی سنتی و مسلح شده با ژئوتکستایل با استفاده از میز لرزان کوچک مقیاس

پرنا یاریبختی^۱، علی اکبر گلشانی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- parna.yarbakhti@modares.ac.ir

۲- golshani@modares.ac.ir

چکیده:

افزایش ساخت و ساز در شهرهای ساحلی، مناطق مستعد روانگرایی به دلیل سطح بالای آب زیرزمینی و نوع خاک، و همچنین در مناطقی که شرایط ژئوتکنیکی الزامات فنی را برآورده نمی‌سازد، مهندسیین را ناچار به انجام بهسازی خاک نموده است. در این مطالعه، رفتار گروه ستون‌های سنگی سنتی و محصورشده توسط ژئوتکستایل، به عنوان روشی جهت مقابله با روانگرایی خاک مورد ارزیابی قرار گرفته است. تسلیح ستون‌های سنگی در دو حالت، تسلیح تمام طول و تسلیح بخش فوقانی (به طول ۴ برابر قطر ستون سنگی) انجام شده است. به منظور ارزیابی عملکرد، چهار آزمایش میز لرزان روی گروه‌های ستون سنگی سنتی و مسلح‌شده با آرایش مربعی انجام گرفته است. بر اساس نتایج بدست آمده، تسلیح تمام طول ستون‌های سنگی توسط ژئوتکستایل، منجر به عدم وقوع روانگرایی در لایه‌های سطحی، کاهش نسبت فشار آب منفذی اضافی، افزایش سختی خاک و در مجموع عملکرد مؤثرتر نسبت به ستون‌های سنگی سنتی شده است. ستون‌های سنگی محصورشده توسط ژئوتکستایل در مقایسه با ستون‌های سنگی سنتی، منجر به کاهش در حدود ۳۰ درصدی حداکثر مقدار نسبت اضافه فشار آب منفذی در سطح و در حدود ۸ درصدی در عمق شده است. از سوی دیگر افزایش سختی مدل در قالب افزایش دامنه شتاب در سطح، در صورت اجرای گروه ستون سنگی مسلح در حدود ۱۲ درصد نسبت به گروه ستون سنگی سنتی افزایش داشته است.

واژگان کلیدی:

روانگرایی، میز لرزان، ستون سنگی، ژئوتکستایل.

* علی اکبر گلشانی، دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

ایمیل: golshani@modares.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Investigation of liquefiable sandy soil improvement by ordinary and geotextile-reinforced stone columns using small-scale shaking table

P. Yarbakhti ^١, A.A. Golshani ^٢

^١ - Ph.D Student of Geotechnical Engineering of Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

^٢ - Associate Prof., Faculty of Civil and Environmental Engineering Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract:

The increase in construction in coastal cities, which are prone to liquefaction due to the high level of underground water and soil type, along with their soil conditions that do not meet the technical requirements, has led engineers to undertake soil improvement. Among the liquefaction mitigation methods, the stone column technique has been considered one of the most versatile and economical ground improvement techniques, including increasing the density of surrounding soil by vibration and replacement, expediting drainage, and reducing the shear stress of surrounding soil by introducing stiff elements. This study evaluated the seismic performance of stone columns and full- and partial-length geotextile-encased stone columns as a liquefaction countermeasure in the loose sample of Firoozkooch No. ١٦١ sand. The sands were susceptible to liquefaction in a loose state, i.e., around ٢٥% relative density, when subjected to a sinusoidal acceleration of ٠,٣٥g and ٣Hz frequency. A group of nine ordinary and geotextile-reinforced stone columns with a diameter and length of ٥ cm and ٥٠ cm, respectively, has been created. In order to evaluate the seismic behavior, four reduced scale ١-g model tests were conducted using a uniaxial shake table on the group of ordinary and geotextile-reinforced stone columns. Based on the obtained results, reinforcing the full length of the stone columns using geotextile has prevented liquefaction in the surface layers, reduced the excess pore water pressure ratio, increased the soil stiffness, and overall more effective performance than ordinary stone columns.

Keywords: liquefaction, shaking table, stone column, geotextile.

۱ مقدمه

رشد روزافزون ساخت و ساز در مناطق شهری و کلان شهرها، منجر به افزایش چشمگیر ارزش زمین و عدم وجود زمین‌های مناسب جهت گسترش شده است. در نتیجه در حال حاضر ساخت و ساز در زمین‌هایی انجام می‌شود که به دلیل شرایط نامناسب ژئوتکنیکی، پیش از این از لحاظ اقتصادی توجیهی برای گسترش نداشتند. از جمله این مناطق، شهرهای ساحلی می‌باشند که به دلیل نوع خاک و تراز بالای آب زیرزمینی پتانسیل روانگرایی دارند. خطر روانگرایی و تغییرشکل‌های ناشی از آن با استفاده از انواع روش‌های بهسازی خاک مانند متراکم‌سازی درجای مصالح^۲، جایگزینی یا حذف خاک نامناسب، اختلاط عمیق خاک^۳، جامدسازی^۴ (به عنوان مثال سیمان‌تاسیون^۵) و استفاده از چاه‌های زهکش^۶ از جمله زهکش‌های شنی جهت کنترل فشار آب حفره‌ای، تراکم دینامیکی^۷، اشباع‌زدایی^۸، استفاده از ژئوکامپوزیت‌ها، ژئوگریدها و غیره، می‌تواند کاهش یابد [۱-۱۱]. از میان روش‌های مختلف بهسازی زمین، احتمالاً رایج‌ترین آنها مسلح‌کننده‌های ژئوسنتتیک و ستون‌های سنگی می‌باشد. این موضوع عمدتاً به سهولت ساخت، سادگی و صرفه اقتصادی آنها مربوط می‌شود که مورد علاقه مهندسين می‌باشد [۱۲]. مطالعات گسترده‌ای روی کاهش پتانسیل روانگرایی با استفاده از ستون‌های سنگی به روش‌های تحلیلی [۷، ۱۳]، مطالعات موردی میدانی [۱۴]، آزمایش‌های میدانی [۱۵، ۱۶]، آزمایش‌های فیزیکی [۲، ۵، ۱۶] و شبیه‌سازی‌های عددی [۷، ۱۷] انجام شده است. مطالعات موردی زمین لرزه‌ها، آزمایش‌های سانتریفیوژ و مطالعات عددی نشان داده که اجرای ستون‌های سنگی، روش بهسازی مؤثری جهت کاهش خطرات روانگرایی می‌باشد. برنان و مدابوشی^۹ کاهش پدیده روانگرایی را با استفاده از زهکش‌های عمودی با عمق نفوذ متغیر مورد بررسی قرار دادند. طبق نتایج بدست آمده، در لایه‌های عمیق‌تر، خاک سریع‌تر و به طور کارآمدتری تحت تأثیر وجود زهکش قرار می‌گیرد [۱۸]. هوانگ^{۱۰} و همکاران نشان دادند که اثربخشی ستون‌های سنگی جهت کاهش خطر روانگرایی خاک حین زلزله، به زهکشی در امتداد ستون سنگی، کاهش تنش برشی تناوبی^{۱۱} خاک و تراکم خاک اطراف بستگی دارد [۱۹]. نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ نشان داد که تراکم ناشی از اجرای ستون‌های سنگی، نه تا حد رضایت‌بخشی اما منجر به کاهش نشست دائمی فونداسیون

شده است. علاوه بر این، موجب تقویت نیروها و شتاب‌های اعمالی به روسازه‌ها شده است [۲۰]. بیاتی و باقری پور با انجام آزمایش‌های میز لرزان، رفتار ماسه‌های اشباع بهسازی شده توسط ستون‌های سنگی را حین روانگرایی مورد ارزیابی قرار دادند. بر اساس نتایج بدست آمده، استفاده از ستون‌های سنگی منجر به تأخیر در زمان وقوع حداکثر نشست شده است. این موضوع در ماسه‌های سست در مقایسه با ماسه‌های بسیار سست، چشمگیرتر بوده است [۲۱]. نتایج تحقیق دیگری نشان داد که طول ستون‌های سنگی و زاویه اصطکاک بالاتر مصالح سنگ‌دانه‌ای، اثر مؤثر قابل توجهی روی مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییرشکل دارد [۲۲].

اونو^{۱۲} و همکاران نشان دادند که حین روانگرایی، نفوذپذیری ستون‌های سنگی محصور شده با ژئوسنتتیک حدود ۶۰ درصد کاهش می‌یابد. در حالی که کاهش نفوذپذیری ستون‌های سنگی سنتی، به دلیل گرفتگی، بیشتر از ۶۰ درصد بوده است [۲۳]. پوشش ژئوسنتتیک منجر به افزایش سختی محوری و برشی^{۱۳} ستون‌های سنگی می‌شود. این روکش، تنش‌های ناشی از زلزله یا تنش‌های از پیش موجود را بازتوزیع^{۱۴} می‌نماید. استفاده از ستون‌های سنگی محصورشده با ژئوسنتتیک به عنوان یک روش تسلیح خاک، می‌تواند منجر به تغییر شرایط خاک، پاسخ شتاب اصلاح شده از نظر محتوای فرکانسی و دامنه در جریان زلزله شود [۲۴].

بهسازی به کمک ستون سنگی محصورشده توسط ژئوسنتتیک، منجر به اتلاف کامل اضافه فشار آب منفذی با نرخ سریع‌تری نسبت به ستون‌های سنگی سنتی می‌گردد. تحت گرادیان هیدرولیکی بالا، ستون سنگی مسلح می‌تواند تا ۴۴ درصد منجر به کاهش حداکثر مقدار اضافه فشار آب شود. برای نسبت‌های بالای قطر به قطر مؤثر ستون سنگی، نفوذپذیری کم ستون سنگی می‌تواند در کاهش گرفتگی^{۱۵} تأثیرگذار باشد. پوشش تمام طول ستون سنگی در مقایسه با پوشش بخشی از طول آن، از نقطه نظر جلوگیری از آلودگی و گرفتگی ستون سنگی، برتری دارد [۲۵]. چاکرابورتی و ساوانت^{۱۶} با بررسی تغییرات نسبت اضافه فشار آب منفذی در اعماق مختلف به این نتیجه رسیدند که برای نسبت ثابتی از فاصله مرکز به مرکز به قطر ستون‌های سنگی، افزایش قطر ستون‌های سنگی منجر به کاهش اثربخشی آنها می‌گردد. در حالیکه برای نسبت ثابت، قطرهای

فیروزکوه به عنوان مصالح استاندارد پایه برای مطالعات آزمایشگاهی استفاده شده است. ماسه شماره ۱۶۱ فیروزکوه، ماسه‌ای تمیز دارای دانه‌های گوشه‌دار طلایی رنگ با دانه‌بندی یکنواخت می‌باشد. خلاصه‌ای از مشخصات ماسه شماره ۱۶۱ فیروزکوه در جدول ۱ آورده شده است [۳۰].

جدول ۱: مشخصات ماسه شماره ۱۶۱ فیروزکوه

| e_{max} | e_{min} | C_c | C_u | طبقه‌بندی خاک |
|-----------|-----------|-------|-------|---------------|
| ۰/۹۴۳ | ۰/۵۴۸ | ۰/۸۸ | ۱/۸۷ | SP |

۲،۲ ستون سنگی

از مصالح سنگ شکسته با اندازه دانه ۲/۴ تا ۱۰ میلی‌متر با مشخصات فیزیکی مطابق جدول ۲ به عنوان مصالح ستون سنگی استفاده شده است. منحنی دانه‌بندی خاک ماسه‌ای و مصالح ستون سنگی در شکل ۱ ارائه شده است. طراحی دانه‌بندی ستون سنگی با هدف اطمینان از زهکشی مطلوب انجام شده است. بدین منظور از رابطه براون جهت ارزیابی مصالح ستون سنگی استفاده است. براون^{۱۹}، یک شاخص کمی به نام عدد تناسب^{۲۰}، جهت ارزیابی مصالح دانه‌ای ستون سنگی، به صورت رابطه ۱ تعریف نموده است [۳۰]:

$$S_N = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (1)$$

در رابطه ۱، D_{50} ، D_{20} و D_{10} قطرهایی در واحد میلی‌متر می‌باشند که به ترتیب ۵۰٪، ۲۰٪ و ۱۰٪ دانه‌های خاک از آنها کوچکتر می‌باشد. هرچه مقدار S_N کمتر باشد، مصالح دانه‌ای معرفی شده برای ستون سنگی مناسب‌تر می‌باشند. با توجه به منحنی دانه‌بندی شکل ۱، مقدار S_N مصالح شنی، برابر ۰/۸ بدست می‌آید. مطابق اعداد تناسب متناظر با درجه‌بندی سنگ‌دانه‌ها که در جدول ۳ ارائه شده، مصالح انتخابی به عنوان ستون سنگی، در درجه عالی ارزیابی می‌شوند.

بزرگتر ستون سنگی در مقایسه با قطرهای کوچکتر، تأثیر بیشتری در کاهش نشست خواهد داشت [۲۶]. اسوکاواتی^{۱۷} و همکاران با انجام مدلسازی عددی توسط نرم‌افزار اینسیس^{۱۸} روی خاک ماسه سیلتی مستعد روانگرایی نشان دادند که در مقایسه با میدان آزاد، اجرای ستون‌های سنگی محصورشده توسط ژئوسنتتیک، حداکثر مقدار اضافه فشار آب منفذی و نشست به ترتیب در حدود ۱۰ و ۵۰ درصد کاهش می‌یابد [۲۷]. ستون سنگی محصور شده توسط ژئوسنتتیک به طور مؤثری جهت کاهش تغییرشکل پی‌های مستقر روی خاک نرم مورد استفاده قرار گرفته است [۲۸، ۲۹]. در حالی که تحقیقات کافی در زمینه کاهش پتانسیل روانگرایی لایه‌های ماسه‌ای بهسازی شده توسط ستون‌های سنگی مسلح انجام نگرفته است.

در این مطالعه، به منظور ارزیابی اثر تسلیح ستون‌های سنگی با استفاده از پوشش ژئوتکستایل در کاهش پتانسیل روانگرایی خاک-های ماسه‌ای لایه‌ای، چهار آزمایش میز لرزان کوچک مقیاس انجام شده است. نتایج جهت بررسی رفتار ماسه مستعد روانگرایی بهسازی شده به دو روش گروه ستون سنگی سنتی و گروه ستون سنگی محصورشده توسط ژئوتکستایل، مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است.

۲ مشخصات مصالح

۲،۱ خاک

استفاده از یک نوع خاک با شرایط و ویژگی‌های ثابت که همگان بتوانند آزمایش‌های یکسان روی آن انجام دهند، قابلیت تکرارپذیری نتایج و مقایسه نتایج حاصل از آزمایش‌های مختلف را ممکن می‌سازد. خاک مناسب برای این منظور باید دارای ویژگی‌هایی خاص باشد. مورد اول در دسترس بودن این نوع خاک به میزان قابل توجه و با مشخصات فیزیکی ثابت می‌باشد. مورد دوم این است که حتی الامکان مشخصات این نوع خاک به عنوان نمونه ماسه‌ای، مشابه ماسه‌های استاندارد شناخته شده در دنیا باشد تا بتوان نتایج تحقیقات را با نتایج تحقیقات سایر محققین در جهان مقایسه نمود. با توجه به آنچه که بیان گردید، در این تحقیق از ماسه شماره ۱۶۱

جدول ۲: مشخصات مصالح ستون سنگی

| درصد شن | C_c | C_u | طبقه‌بندی مصالح |
|---------|-------|-------|-----------------|
| ۷۸/۹ | ۱/۲۰۲ | ۲/۰۵۵ | GP |

مشخصات مورد نیاز برای زهکش، از نمودارهای طراحی مرجع [۹] استفاده شده که راه‌حلی ساده جهت تعیین ظرفیت زهکش‌ها حین روانگرایی خاک، با اعمال اثر نفوذپذیری محدود و سختی زهکش‌های شنی در مدل مرجع [۱] پیشنهاد نموده است. با استفاده از نمودارهای طراحی پال و دب^{۲۱} و با در نظرگیری $r_{ii} = 0/3$ و $N_{eq}/N_l = 4$ (نسبت تعداد سیکل معادل سیکل‌های تنش یکنواخت به تعداد سیکل مورد نیاز تنش لرزه‌ای برای شروع روانگرایی)، مقادیر مناسب طول و قطر ستون‌های سنگی جهت ساخت در آزمایشگاه مورد ارزیابی قرار گرفته است.

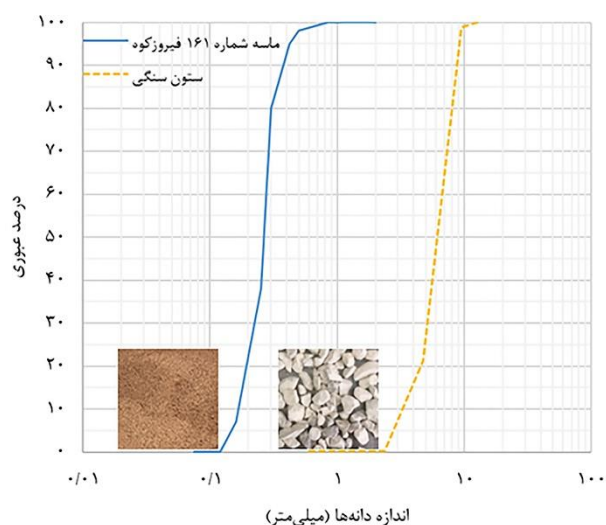
با انتخاب قطر ۵ سانتی‌متری برای ستون سنگی (با توجه به امکانات ساخت و همچنین ابعاد جعبه)، فاصله مرکز به مرکز ستون‌های سنگی از نمودارهای طراحی بدست می‌آیند. فاصله بدست آمده از نمودارهای طراحی، حداکثر مقدار می‌باشد [۳۴]. برای قطر انتخابی ستون سنگی، با توجه به ابعاد جعبه آزمایش، فاصله مرکز به مرکز ستون‌های سنگی باید به گونه‌ای انتخاب گردد که در نهایت قطر مؤثر ستون‌های سنگی به طور کامل در محیط خاکی و در فاصله مناسبی از دیواره‌های جعبه قرار گیرد. بنابر آنچه که بیان گردید، برای قطر ۵ سانتی‌متر، فاصله مرکز به مرکز ستون‌های سنگی ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

۴ آزمایش میز لرزان

شبه‌سازی زلزله برای چهار مدل با استفاده از دستگاه میز لرزان دانشکده فنی دانشگاه تهران انجام گرفته است. دستگاه مذکور امکان اعمال محدوده فرکانسی ۰/۱ تا ۱۵ هرتز با دامنه ± 125 میلی‌متر دامنه و شتاب ۱g را فراهم آورده است. عرشه میز با ابعاد $1/8 \times 1/2$ (بر حسب متر) می‌تواند حداکثر بار عمودی ۵۰ کیلو نیوتن را تحمل نماید.

۴،۱ جعبه ۲۲ آزمایش

از جعبه صلب با ابعاد ۷۰ سانتی‌متر (ارتفاع)، ۴۵ سانتی‌متر (عرض) و ۱۸۰ سانتی‌متر (طول) استفاده شده است. محفظه‌ای که از صفحاتی با جنس پلاستیک شیشه‌ای^{۲۳} به ضخامت ۲ سانتی‌متر ساخته شده و توسط یک قاب فولادی در بالا، پایین و اطراف جعبه مهار شده است.



شکل ۱: منحنی دانه‌بندی مصالح ستون سنگی و ماسه شماره ۱۶۱ فیروزکوه

۲،۳ مصالح پوشش ستون سنگی

در عمل، ژئوتکستایل‌ها جهت پوشش عمودی ستون‌های سنگی، با قطر ۴۰ تا ۱۰۰ سانتی‌متر، حداکثر مقاومت کششی 400 kN/m و سختی کششی 1000 kN/m تا 4000 kN/m تولید می‌شوند [۳۱]. بر اساس قوانین اثر مقیاس، رابطه میان سختی مسلح‌کننده در نمونه اولیه (J_p) و سختی مسلح‌کننده در مدل (J_m) را می‌توان به صورت $J_p = J_m \times \mu^2$ محاسبه نمود، که در آن μ ضریب مقیاس می‌باشد [۳۲]. در مطالعه حاضر از ژئوتکستایل بافته شده جهت محصور نمودن ستون‌های سنگی استفاده شده است. مشخصات مقاومت کششی ژئوتکستایل مذکور بر اساس آزمایش‌های کشش استاندارد مطابق با ISO: ۱۳۹۳۴-۱: ۲۰۱۳ تعیین گردید. در جدول ۴ خلاصه‌ای از مشخصات ژئوتکستایل مسلح‌کننده ارائه شده است.

۳ سازوکار زهکشی ستون‌های سنگی

نفوذپذیری زیاد ستون‌های سنگی منجر به کاهش رشد فشار آب حفره‌ای در این ستون‌ها می‌شود که گرادیان فشاری بین ستون‌ها و خاک اطراف آنها ایجاد می‌کند. این امر منجر به حرکت جریان آب به سمت ستون‌ها و در نتیجه باعث کاهش فشار آب حفره‌ای در خاک می‌شود [۳۳]. به طور کلی، طراحی ستون سنگی به منظور مقابله با روانگرایی، در درجه اول به تعیین فاصله مناسب ستون‌ها، برای قطر انتخابی مربوط می‌شود. قطر ستون سنگی نیز عمدتاً به تجهیزات مورد استفاده بستگی دارد [۸]. در مطالعه حاضر به منظور ارزیابی

جدول ۳: عدد تناسب براون [۳۰]

| عدد تناسب | ۰-۱۰ | ۲۰-۱۰ | ۲۰-۳۰ | ۳۰-۵۰ | ۵۰< |
|-----------|------|-------|------------|-------|---------|
| درجه بندی | عالی | خوب | نسبتاً خوب | ضعیف | نامناسب |

جدول ۴: مشخصات ژئوتکتایل

| مقاومت کششی نهایی (kN/m) | کرنش در مقاومت نهایی (%) | سختی کششی در کرنش نهایی (kN/m) | ضخامت (mm) |
|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|-------------------|
| ۶/۵ | ۲۷/۶ | ۲۳/۵ | ۰/۷ |

می‌شود. این روش جهت اطمینان از اشباع بهتر محیط خاک انجام می‌شود. چراکه دی‌اکسید کربن با آب واکنش می‌دهد تا اسید کربنیک (H_2CO_3) را تشکیل دهد، در حالی که هوای داخل حفرات خاک با آب مخلوط نشده و به شکل حباب درون آب باقی می‌ماند و منجر به رفتار سخت‌تر خاک می‌شود. در مرحله بعد ورود آب به محفظه تا رسیدن به تراز برابری تر از پروفیل خاک ادامه می‌یابد.

۵،۲ ساخت ستون سنگی

روش رایج ساخت ستون سنگی در مدل‌سازی‌های فیزیکی که شامل تعبیه لوله در جعبه و ساخت ستون پیش از انجام خاکریزی می‌باشد، هیچ‌گونه تطابقی با شرایط واقعی اجرا ندارد. بنابراین فرایندی جهت ساخت ستون‌های سنگی با بالاترین کیفیت مدنظر قرار گرفته است. در این روش پس از اتمام ساخت بستر خاکی، به منظور ساخت ستون‌های سنگی از لوله‌های توخالی و ته‌باز از جنس PVC، به قطر خارجی ۵۰ میلی‌متر (برابر با قطر ستون سنگی) و ضخامت ۱/۸ میلی‌متر استفاده شده است. جهت حفظ فاصله دقیق مرکز به مرکز ستون‌ها و همچنین اجرای شاقول آنها، شابلونی مطابق شکل ۳ ساخته شده است. شابلون در دو تراز با فاصله حدود ۱۵ سانتی‌متر از یکدیگر ساخته شده، این امر باعث به حداقل رساندن انحراف محور قائم ستون‌های سنگی هنگام ساخت می‌شود. شابلون به کمک دو گیره در دو طرف به جعبه مدل متصل و ثابت نگه داشته می‌شود. پس از ثابت نمودن شابلون روی جعبه، لوله توخالی توسط چکش لاستیکی به داخل لایه ماسه‌ای کوبیده شده تا به تراز انتهای ستون سنگی برسد.

ورق‌های پلاستیکی شفاف، رفتار مدل حین آزمایش را قابل مشاهده می‌سازد. جعبه فوق‌الذکر، جهت شبیه‌سازی شرایط میدان آزاد، در دو وجه داخلی خود در راستای عرضی دارای دو لایه فوم به ضخامت ۲۵ میلی‌متر می‌باشد. این لایه‌های فوم پلی‌استایرن جاذب، مرزهای ویسکوزی را در شرایط میدان آزاد ایجاد می‌نمایند [۳۵]. در جدول ۵، مشخصات کلی مدل‌ها ارائه شده است. شکل ۲ به طور شماتیک هندسه مدل‌های آزمایشگاهی و موقعیت حس‌گرها^{۲۴} را نشان می‌دهد.

۵ مدل‌سازی فیزیکی

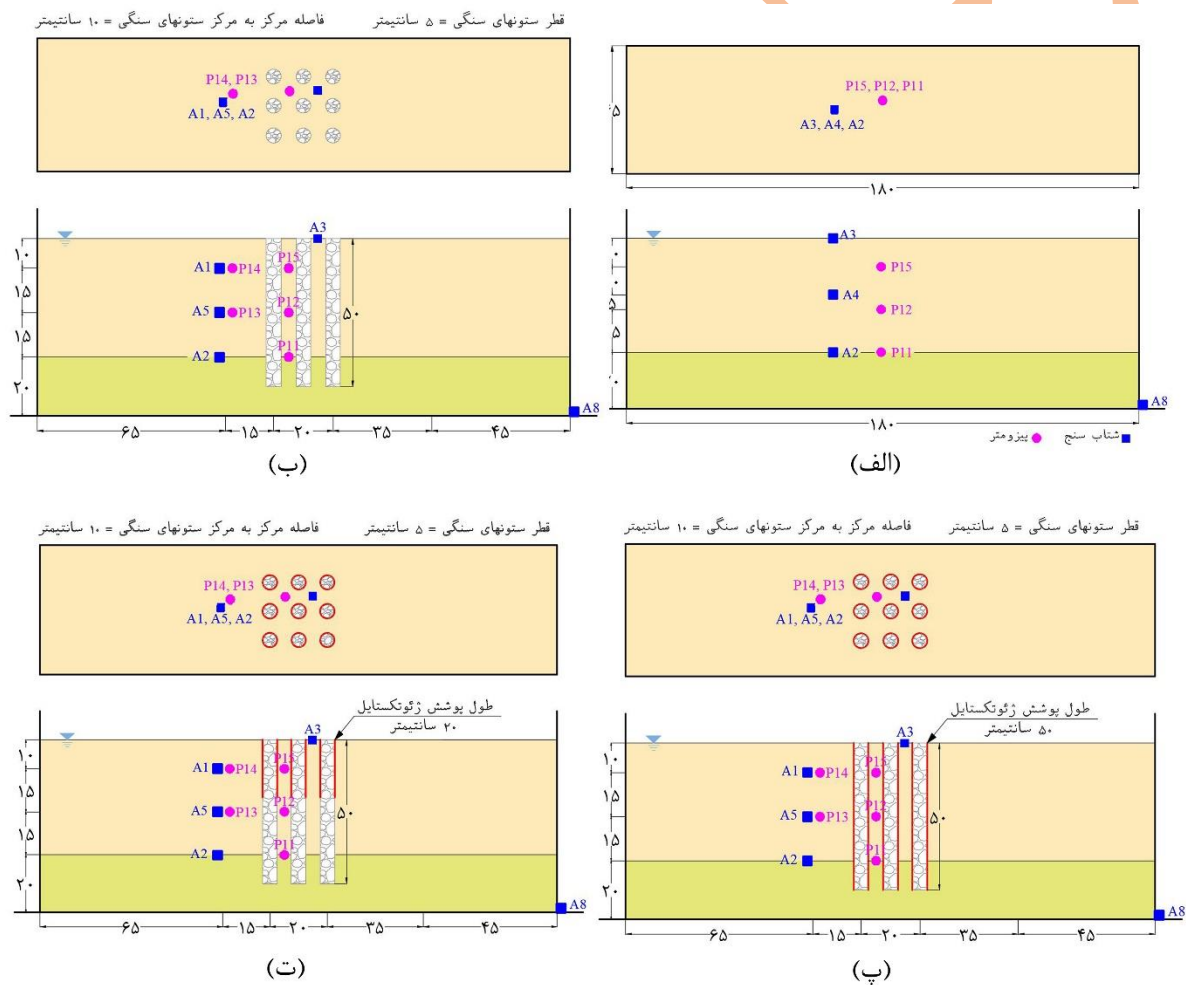
در آزمایش‌های فیزیکی جهت بررسی روانگرایی خاک، استفاده از ماسه‌های سست، یعنی بسیار سست‌تر از ماسه درجا، پیشنهاد می‌شود [۳۶]. در این مطالعه، از تیپ III قانون مقیاس‌بندی تعمیم یافته مرجع [۳۲] استفاده شده است. با توجه به ابعاد جعبه صلب، ضریب مقیاس هندسی (نسبت نمونه اولیه به مدل)، $\mu = 12$ در نظر گرفته شده است.

۵،۱ ساخت بستر خاکی

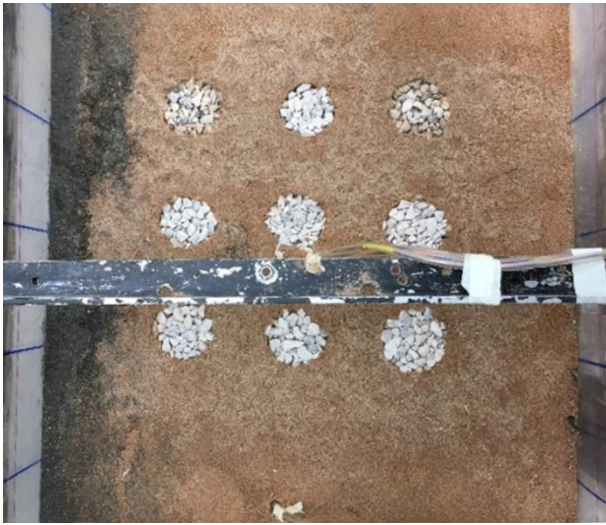
بستر خاکی به روش بارش خشک و در لایه‌های یکنواخت ۵ سانتی‌متری ایجاد شده است. مدل خاکی شامل لایه غیرروانگرا به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر و تراکم نسبی ۰.۸۵٪ در بخش تحتانی و لایه روانگرا به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر و تراکم نسبی ۰.۲۵٪ در بخش فوقانی می‌باشد. وزن مخصوص خشک ماسه به ترتیب برابر با kN/m^3 ۱۴/۱۰ و kN/m^3 ۱۶/۱۷ متناظر با تراکم نسبی ۰.۲۵٪ و ۰.۸۵٪ می‌باشد. در تمام آزمایش‌ها، پس از تکمیل ساخت مدل، دی‌اکسید کربن از شیرهای تعبیه شده در کف مدل به داخل محیط خاکی منتشر

جدول ۵: خلاصه مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی

| شماره آزمایش | شرح آزمایش |
|--------------|--|
| ۱ | آزمایش شاهد (میدان آزاد) |
| ۲ | بهسازی توسط گروه ستون سنگی سنتی |
| ۳ | بهسازی توسط گروه ستون سنگی مسلح، (تسلیح تمام طول ستون سنگی توسط ژئوتکستایل) |
| ۴ | بهسازی توسط گروه ستون سنگی مسلح، (تسلیح ۲۰ سانتی‌متر فوقانی ستون سنگی توسط ژئوتکستایل) |



شکل ۲: نما و مقطع عرضی مدل ۱ (الف)، مدل ۲ (ب)، مدل ۳ (پ) و مدل ۴ (ت)



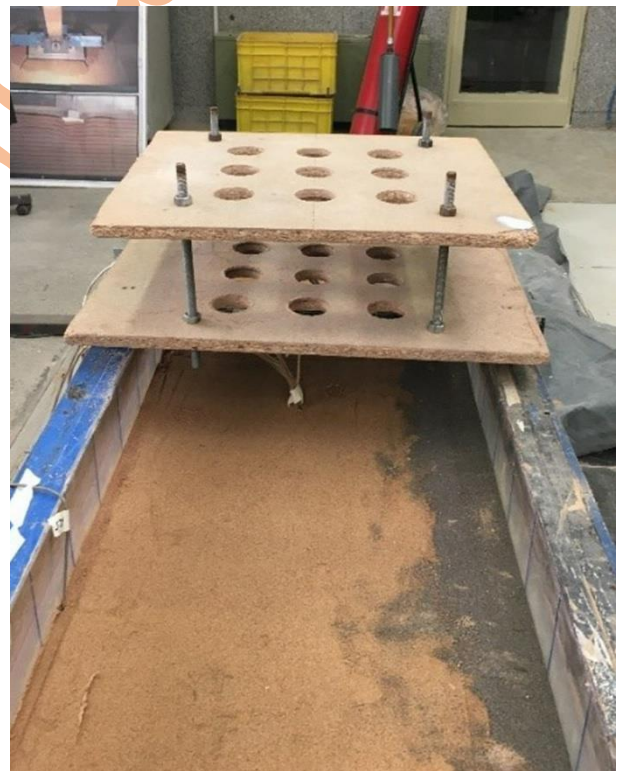
شکل ۴: نمای پلان گروه سنگی ساخته شده (نسبت ابعاد مدل به ابعاد نمونه واقعی، ۱ به ۱۲)

زهکش‌هایی که تا عمیق‌ترین بخش لایه روانگرا ادامه نمی‌یابند، به زمان بیشتری جهت شروع انتقال جبهه‌های جریان از بخش تحتانی خود نیاز دارند. دلیل این موضوع آنست که به جای مصالح زهکش، ماسه ریز با نفوذپذیری پایین‌تر در زیر آن‌ها قرار دارد. در نتیجه، ستون‌های سنگی جهت حفظ عملکرد زهکشی مطلوب، باید تا عمق لایه روانگرا ادامه یابند [۱۸، ۳۷]. بنابراین در مطالعه حاضر، ستون‌های سنگی از لایه روانگرا عبور کرده و ۱۰ سانتی‌متر در لایه غیرروانگرای تحتانی نفوذ داشته است.

۳، ۵ ساخت ستون سنگی مسلح

از میان مسلح‌کننده‌های مسطح و سلولی^{۲۶}، نوع سلولی در بهبود مقاومت مؤثرتر در نظر گرفته می‌شود [۱۲]. به منظور ساخت ستون سنگی مسلح، ژئوتکستایل پلی پروپیلن بافته‌شده^{۲۷} به شکل مستطیل بریده و با استفاده از چسب حرارتی به استوانه‌ای با قطر ۵ سانتی‌متر و طول ۵۰ سانتی‌متر / ۲۰ سانتی‌متر با درز طولی تبدیل شده است. قطر غلاف ژئوتکستایل برابر قطر ستون سنگی بوده و البته در هنگام برش، حدود ۱۵ میلی‌متر هم‌پوشانی در محل درز در نظر گرفته شده است. توجه به این نکته ضروری می‌باشد که در عملیات بهسازی میدانی، غلاف بدون درز ساخته می‌شود تا هیچ نقطه وضعی وجود نداشته باشد [۳۸]. پس از تخلیه خاک داخل لوله‌ها، غلاف ژئوتکستایل به سمت داخل لوله رانده می‌شود. سپس ساخت ستون

سپس از اوگری ماریچج به قطر ۴۵ میلی‌متر جهت تخلیه ماسه نفوذ کرده به داخل لوله استفاده گردیده است. گمانه ایجاد شده با استفاده از سنگ‌دانه‌ها در ۱۰ لایه با ضخامت یکسان پر شده است. وزن سنگ‌دانه‌ها برای هر لایه بر اساس وزن مخصوص خشک $16/4 \text{ kN/m}^3$ محاسبه شده است. هر لایه با استفاده از یک میله چوبی به خوبی متراکم شده تا ضخامت ۵ سانتی‌متر (برابر قطر ستون سنگی) به دست آید. پس از کوبش هر لایه، لوله به آرامی به مقدار کمتر از ۵ سانتی‌متر (جهت حفظ همپوشانی لایه‌ها و جلوگیری از نفوذ سنگ‌دانه‌ها به خاک اطراف ناشی از کوبش هر لایه) به بالا کشیده و ساخت لایه بعد انجام شده است. این روند تا زمان ساخت ستون سنگی به طول ۵۰ سانتی‌متر ادامه یافته است. مراحل مذکور تا ساخت گروه شامل ۹ ستون سنگی با آرایش مربعی با نسبت جایگزینی سطح^{۲۵} ۱۹/۶٪ تکرار شده است (شکل ۴).



شکل ۳: شابلون مورد استفاده جهت ساخت ستون‌های سنگی

۷ نتایج آزمایش‌ها

۷/۱ اثر گرفتگی

با جریان آب در خاک ماسه‌ای، دانه‌های خاک توسط نیروهای هیدرودینامیکی از هم جدا می‌شوند و سپس با تراوش آب منتقل می‌شوند. انتقال این ذرات ریز ماسه به منافذ زهکش شنی، منجر به گرفتگی در ستون‌های سنگی می‌شود. انتقال این ذرات ریز ماسه به منافذ زهکش شنی، منجر به گرفتگی در ستون‌های سنگی می‌شود. پس از اتمام آزمایش، مدل ۲ برای تشخیص پدیده گرفتگی به دقت بررسی شده است. مقطع عرضی ستون‌های سنگی در مدل ۲ پس از اعمال تحریک در شکل ۸ ارائه شده است. همان گونه که مشاهده می‌گردد، مقدار قابل توجهی از ماسه ریز به داخل ستون‌های سنگی نفوذ کرده است. بنابراین، اثربخشی ستون‌های سنگی به عنوان یک مسیر زهکشی با پدیده گرفتگی کاهش می‌یابد.

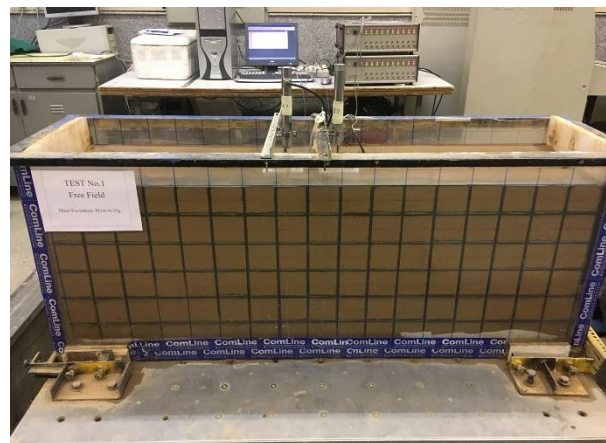


شکل ۶: مدل ۴ پیش از ورود آب و انجام آزمایش

سنگی مطابق توضیحات بخش ساخت ستون سنگی ۵.۲ انجام می‌گیرد. غلاف ژئوتکستایلی قادر به اعمال اثر محصورکنندگی برای دانه‌های ستون‌های سنگی می‌باشد که آنها را در موقعیت خود نگه می‌دارد و تاب‌خوردگی حین لرزش را به حداقل می‌رساند [۳۷]. در شکل‌های ۵ و ۶ تصاویری از مدل پیش از انجام آزمایش ارائه شده است.

۶ تحریک اعمالی

سوابق پیشین زمین لرزه‌ها نشان می‌دهد اغلب زلزله‌هایی که خسارت شدیدی به بار آورده‌اند، دارای PGA در محدوده $2/94 m/s^2$ تا $4/90 m/s^2$ بوده‌اند [۳۶]. با توجه به قابلیت میز لرزان موجود و این واقعیت که هر تابع تناوبی (به عنوان مثال حرکت ورودی زلزله) را می‌توان با استفاده از تحلیل فوریه، به صورت مجموع چند سری تابع هارمونیک ساده بیان نمود، بارگذاری هارمونیک به عنوان تحریک ورودی انتخاب شده است [۳۵]. در این مطالعه، تحریک ورودی به صورت تابع هارمونیک سینوسی با دامنه $0/35g$ و فرکانس $3 Hz$ در 24 سیکل در جهت طولی میز اعمال گردید. فرکانس ۳ هرگز به دلیل نزدیکی آن به فرکانس معمول زمین لرزه‌ها [۳۵] به کار گرفته شده که بسیار کمتر از فرکانس اصلی مدل می‌باشد. تحریک ورودی به عرشه دستگاه میز لرزان در شکل ۷ نشان داده شده است.



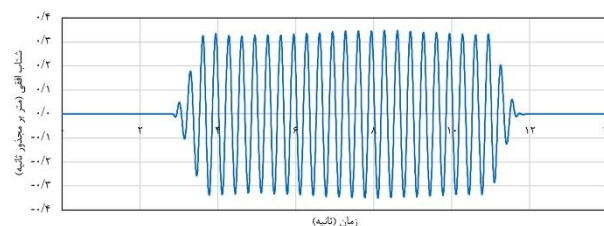
شکل ۵: مدل ۱ پیش از اعمال تحریک و شروع آزمایش

مطالعات انجام شده توسط مراجع [۳۹-۴۱] مطابقت دارد. در تمام مدل‌ها، نتایج ACC۱ و ACC۳ نشان می‌دهد که به دلیل مقاومت ذاتی پایین در برابر روانگرایی ناشی از تنش محصورکننده بسیار کم در مجاورت سطح، روانگرایی در دو شتاب‌سنج رخ می‌دهد. روند مشابهی در مطالعات مراجع [۲، ۳۴، ۴۲] مشاهده گردید. مطابق نتایج بدست آمده، مشهود می‌باشد که با توجه به روانگرایی و در نتیجه از دست دادن مقاومت برشی خاک، دامنه رکوردهای شتاب در لایه روانگرا شونده در مراحل اولیه تحریک به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. کاهش چشمگیر شتاب پس از سیکل سوم در ACC۳ در مدل ۱، نشان‌دهنده نرم‌شدگی خاک و روانگرایی بسیار شدید می‌باشد. با وجود این که همین رفتار در تراز مشابه، در مدل‌های ۲ و ۳ نیز رخ می‌دهد اما دامنه شتاب تا سیکل هفتم کاهش نمی‌یابد. مشاهده می‌شود که وجود ستون‌های سنگی منجر به تأخیر در فاز نرم‌شدگی خاک می‌شوند، اما به طور کامل از آن جلوگیری نمی‌کنند. مدل ۳ در مقایسه با مدل ۲، به دلیل سختی بیشتر، افزایش دامنه بیشتری را تجربه می‌کند. اثر افزایش سختی در اعماق سطحی‌تر بیشتر می‌باشد، به گونه‌ای که برای سطح، عمق ۱۰ و ۲۵ سانتی‌متری، به ترتیب مدل ۳ در حدود ۱۲، ۷ و ۵ درصد افزایش دامنه را نسبت به مدل ۲ تجربه می‌کند.

کاهش دامنه شتاب در نتیجه نرم‌شدگی خاک در مدل ۳ در مقایسه با مدل ۲، به تدریج و با تأخیر رخ می‌دهد در حالی که این کاهش در مدل ۲ زودتر اتفاق می‌افتد. بر اساس نتایج مدل‌های ۳ و ۴، تسلیح تمام طول ستون سنگی در مقایسه با تسلیح بخش فوقانی، منجر به رفتار سخت‌تر مدل می‌شود.

۷,۳ تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای

شکل‌های ۱۳ تا ۱۶ تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب منفذی $(r_u = \Delta u / \sigma'_{vo})$ را برای چهار مدل نشان می‌دهد. یادآور می‌گردد که Δu اضافه فشار آب منفذی و σ'_{vo} تنش مؤثر عمودی اولیه در موقعیت فرارگیری حس‌گر می‌باشد. مقدار بیش از ۰/۹۵ برای r_u نشان‌دهنده وقوع روانگرایی می‌باشد [۴۳]. مطابق شکل ۱۳، P۱۲ و P۱۵ به ترتیب پس از ۲/۵ و ۱ سیکل از شروع تحریک، روانگرایی خاک را در میدان آزاد نشان داده‌اند.



شکل ۷: تحریک ورودی به عرشه دستگاه میز لرزان

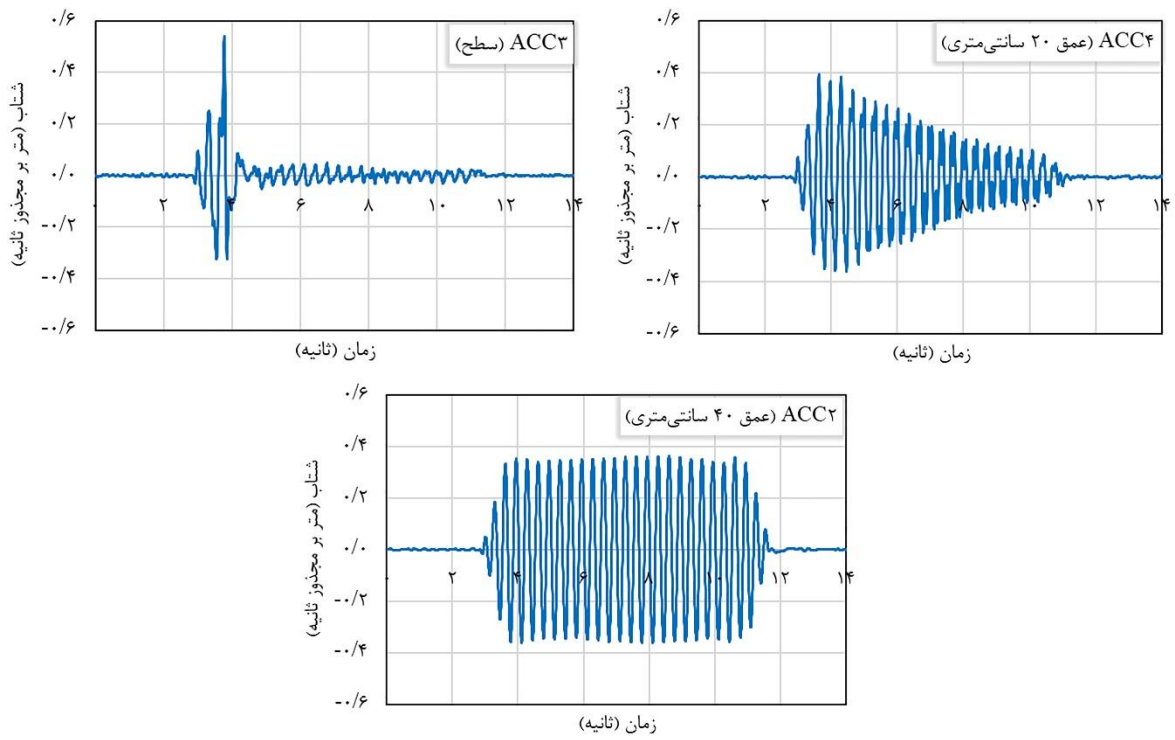


شکل ۸: پدیده گرفتگی در مدل ۲

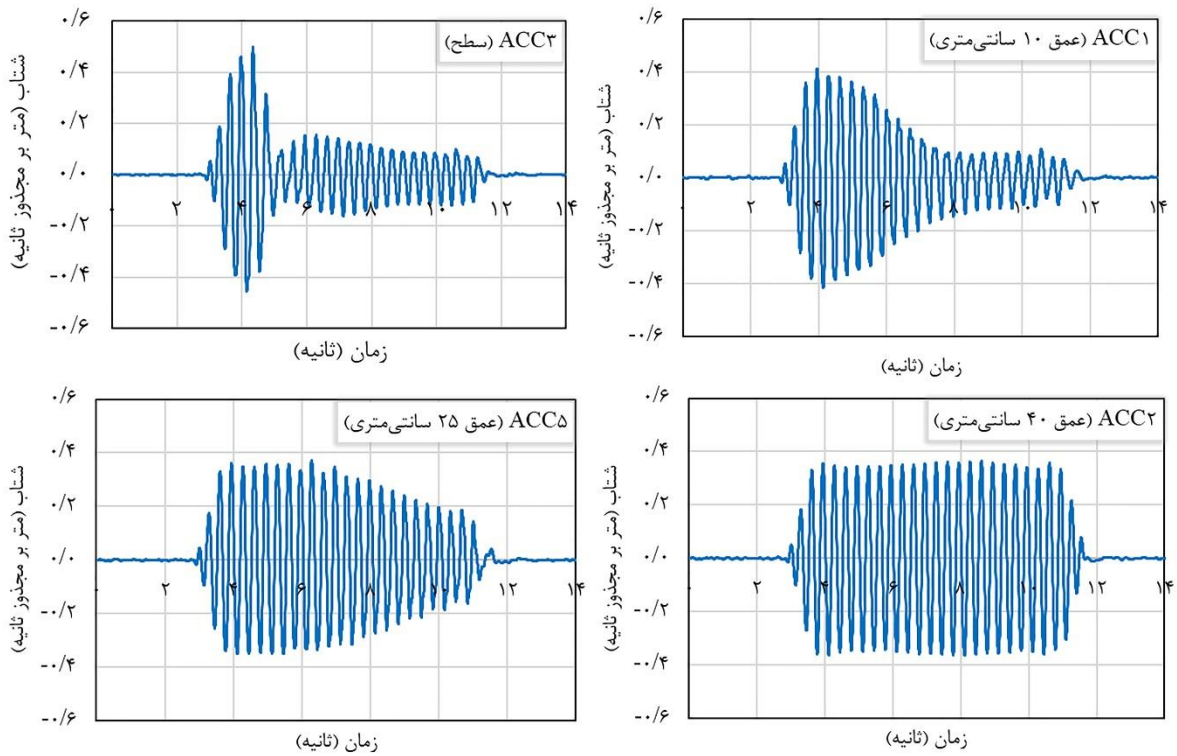
۷,۲ تاریخچه زمانی شتاب افقی

شکل‌های ۹ تا ۱۲ تاریخچه زمانی شتاب را برای چهار مدل نشان می‌دهد. متأسفانه رکوردی از ACC۵ در مدل ۴ به دست نیامده است. بر اساس نتایج به دست آمده، دامنه شتاب پایه در اثر انتقال به سطح زمین تا پیش از روانگرایی، افزایش می‌یابد. با وقوع روانگرایی، روند شتاب به گونه‌ای تغییر می‌کند که دامنه شتاب به تدریج در اثر از دست رفتن مقاومت خاک ناپدید می‌شود. از لحاظ زمانی، در لایه‌های سطحی‌تر، دامنه‌های شتاب نسبت به لایه‌های عمیق‌تر به دلیل فشار محصورکننده کمتر، زودتر کاهش می‌یابد. کاهش شدید دامنه شتاب با گذشت زمان نشان می‌دهد که روانگرایی ابتدا در سطح یا در نزدیکی سطح رخ داده است. اثرات روانگرایی از سطح به سمت عمق مدل پیشروی می‌کند. نتیجه مشابه توسط فیلم‌های ضبط شده از عملکرد هر آزمایش نیز تأیید می‌شود.

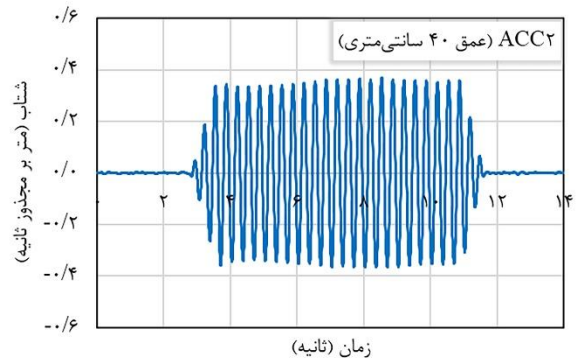
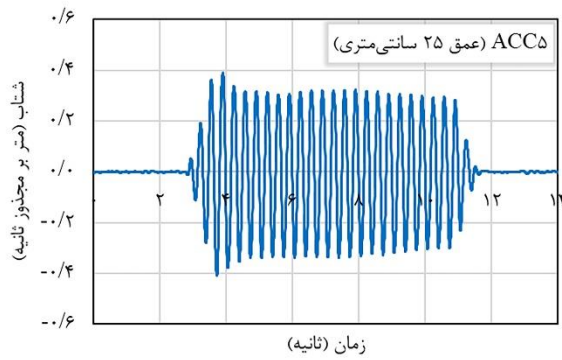
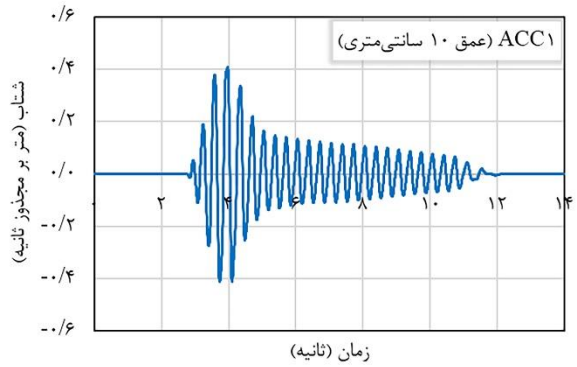
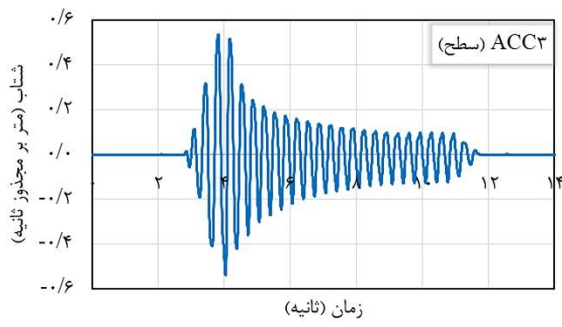
به دلیل عدم روانگرایی لایه متراکم تحتانی، رکورد شتاب در مرز بین دو لایه (ACC۲)، روندی شبیه به تاریخچه زمانی شتاب پایه (شکل ۷) با تقویت جزئی را تجربه می‌کند. نتایج به دست آمده با یافته‌های



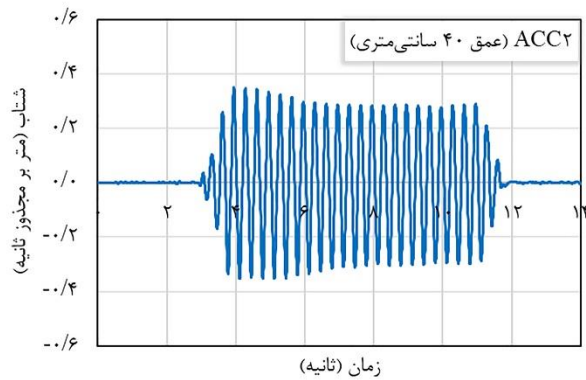
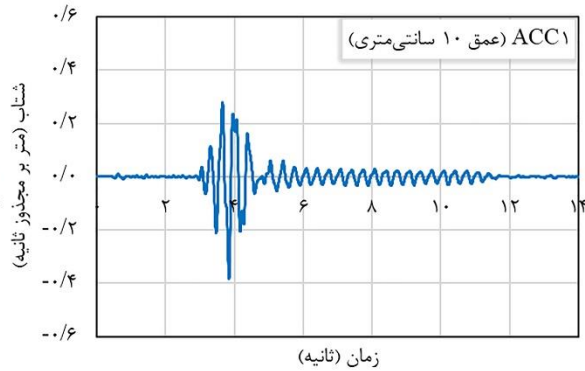
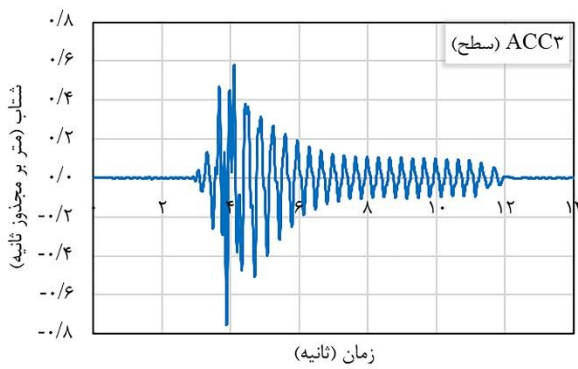
شکل ۹: تاریخچه زمانی شتاب - مدل ۱



شکل ۱۰: تاریخچه زمانی شتاب - مدل ۲



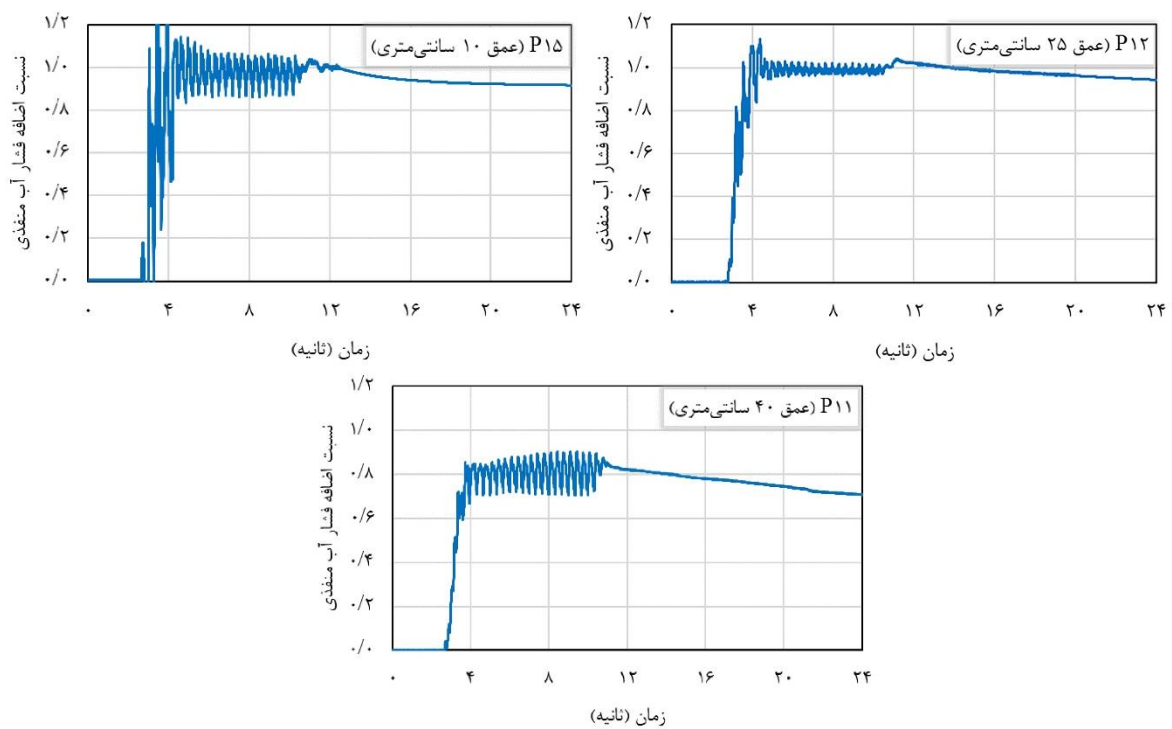
شکل ۱۱: تاریخچه زمانی شتاب - مدل ۳



شکل ۱۲: تاریخچه زمانی شتاب - مدل ۴

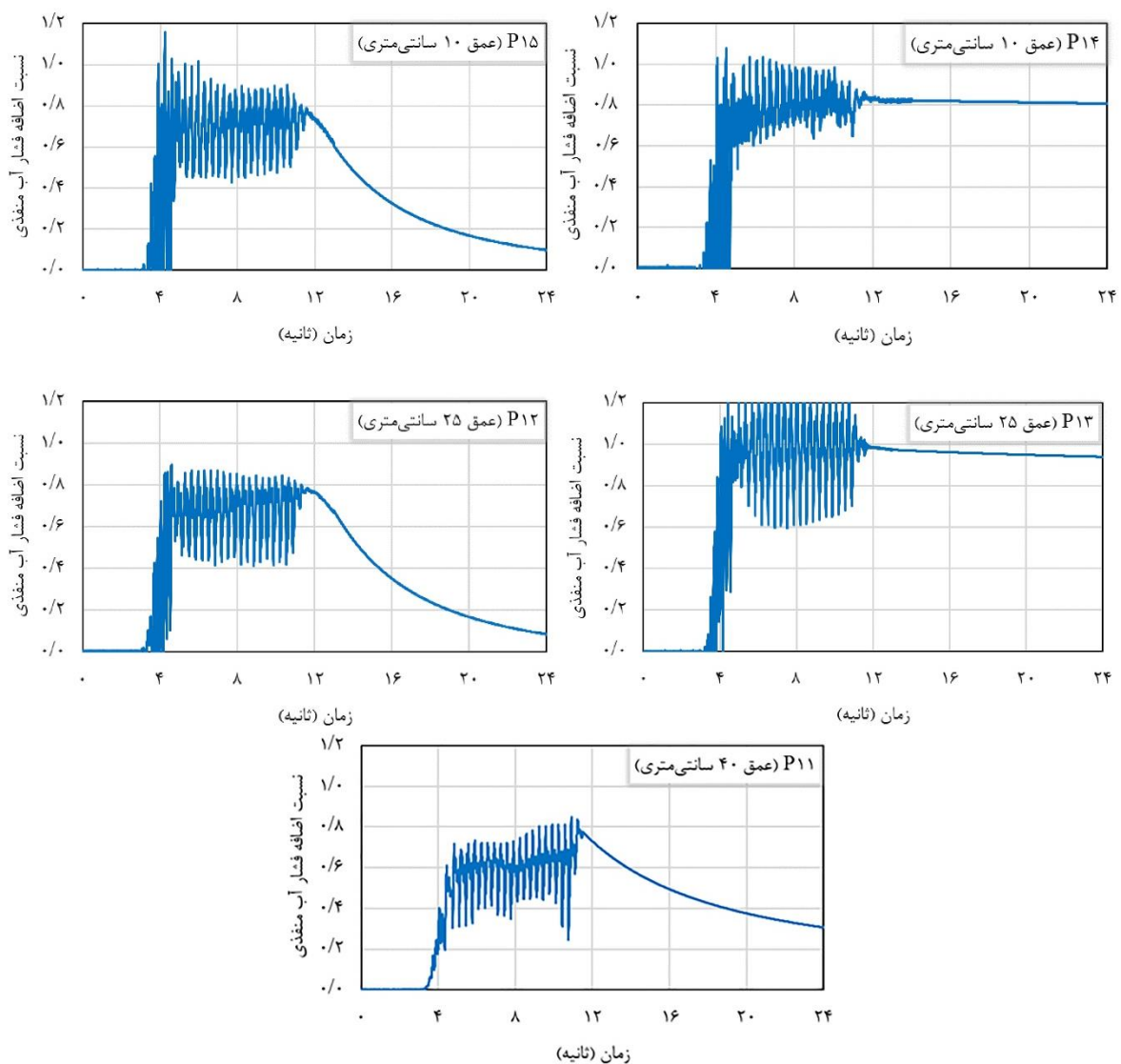
می‌دهد. مراجع [۳۳، ۴۲] نیز روند مشابهی را گزارش نمودند. در مدل ۴ در مقایسه با مدل ۳، لایه‌های سطحی محدوده بهسازی نشده (P۱۴)، مدت زمان بیشتری در حالت روانگرایی باقی می‌ماند. مقایسه شکل‌های ۱۵ و ۱۶ نشان می‌دهد که تسلیح تمام طول ستون‌های سنگی در مقایسه با تسلیح بخش فوقانی، سبب رفتار سخت‌تر مدل می‌شود. با تسلیح ستون سنگی توسط ژئوتکستایل، حداکثر مقدار r_{II} در اعماق ۱۰ و ۲۵ سانتی‌متری محدوده بهسازی شده، به ترتیب در حدود ۳۰٪ و ۸٪ نسبت به ستون سنگی سنتی کاهش می‌یابد. بنابراین اثر افزایش سختی مسلح‌کننده در اعماق سطحی‌تر بیشتر می‌باشد. مطابق شکل ۱۴، مقایسه رکوردهای P۱۳ و P۱۲ نشان می‌دهد که در مدل ۲، حداکثر مقدار r_{II} در محدوده داخل گروه ستون سنگی در حدود ۳۳٪ کمتر از مقدار متناظر در محدوده بهسازی نشده می‌باشد. در حالیکه مطابق شکل ۱۵، با تسلیح ستون سنگی، مقدار این کاهش در حدود ۸٪ خواهد بود. این موضوع با توجه به عدم روانگرایی در عمق ۲۵ سانتی‌متری در مدل ۳، نشان دهنده آنست که تسلیح ستون سنگی ناحیه وسیع‌تری در اطراف گروه را تحت اثر افزایش سختی قرار می‌دهد. همانطور که در شکل ۱۷ نشان داده شده است، در شروع تحریک، تغییرات r_{II} در عمق ۱۰ سانتی‌متری در مدل‌های ۱ و ۳ به ترتیب بیش‌ترین و کم‌ترین نرخ افزایش را از میان تمام مدل‌ها دارد. در حالی که نرخ تغییرات در مدل‌های ۲ و ۴ تقریباً مشابه می‌باشد. با توجه به شکل ۱۸، در عمق ۲۵ سانتی‌متری، مشابه عمق ۱۰ سانتی‌متری، نرخ تغییرات r_{II} در مدل‌های ۲ و ۴ همچنان برابر و بالاتر از نرخ تغییرات در مدل ۳ می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تفاوت نرخ تغییرات r_{II} در مدل‌ها، در عمق ۲۵ سانتی‌متری بسیار کم‌تر از عمق ۱۰ سانتی‌متری می‌باشد.

با افزایش عمق، زمان لازم جهت دستیابی به ۹۵ درصد اضافه فشار آب منفذی افزایش می‌یابد. این امر نشان می‌دهد که روانگرایی ابتدا در مجاورت سطح رخ می‌دهد و سپس به سمت عمق پیش می‌رود. مطابق شکل ۱۴، در منطقه بهسازی شده، هرچه حس‌گر به سطح مدل نزدیک‌تر باشد، با سرعت کمتری زهکشی می‌شود. با این حال، P۱۳ و P۱۴ تا حدی نرخ زوال مشابهی را نشان می‌دهند. علاوه بر این، مقایسه رکوردهای P۱۳ و P۱۲ و همچنین رکوردهای P۱۴ و P۱۵ نشان می‌دهد که ستون‌های سنگی نرخ زوال اضافه فشار آب منفذی را سرعت می‌بخشند. پس از پایان تحریک، اضافه فشار آب منفذی در محدوده بهسازی شده (P۱۲ و P۱۵) به سرعت کاهش می‌یابد. این امر نشان‌دهنده اثربخشی ستون‌های سنگی در موارد غیردینامیکی، به معنای کاهش مؤثر روانگرایی ثانویه در نتیجه جریان آب پس از زلزله، می‌باشد. در حالی که برای مدت طولانی پس از اتمام تحریک، P۱۴ و P۱۳ همچنان وجود اضافه فشار آب منفذی را نشان می‌دهند. حتی اگر ستون‌های سنگی از وقوع روانگرایی جلوگیری نکنند، زمانی که خاک در حالت روانگرایی باقی می‌ماند را کاهش می‌دهند. وجود ستون‌های سنگی منجر به افزایش مقاومت در برابر روانگرایی می‌شود. در نتیجه در مقایسه با میدان آزاد، تعداد سیکل بیشتری جهت دستیابی به مقدار ۰/۹۵ برای r_{II} نیاز می‌باشد. به عنوان مثال، با توجه به نتایج P۱۵ در شکل ۱۴، در حالی که روانگرایی پس از سه سیکل رخ می‌دهد، تنها یک سیکل برای مدل ۱ در حس‌گر مربوطه کافی می‌باشد. تسلیح ستون سنگی توسط ژئوتکستایل می‌تواند از روانگرایی در P۱۵ جلوگیری نماید. در مدل ۳، نسبت به مدل ۲، محدوده وسیع‌تری تحت اثر بهسازی و افزایش سختی قرار گرفته است که این موضوع با مقایسه روند تغییرات P۱۳ در این دو مدل مشهود می‌باشد. مطابق شکل‌های ۱۴ تا ۱۶، پس از اتمام تحریک، زوال اضافه فشار آب منفذی در ترازهای پایین‌تر در محدوده بهسازی شده، با نرخ بیشتری رخ می‌دهد. چراکه تخلیه از لایه‌های عمیق‌تر، زمان لازم برای شروع زهکشی لایه‌های سطحی‌تر را طولانی‌تر می‌کند، می‌توان استدلال نمود که حس‌گرهای عمیق‌تر از تمام ظرفیت زهکش استفاده می‌کنند و لایه‌های سطحی‌تر باید تا آزاد شدن مسیر زهکشی منتظر بمانند. در لایه‌های سطحی‌تر، آب در عوض حرکت به سمت زهکش، به حرکت خود از میان سطح ادامه



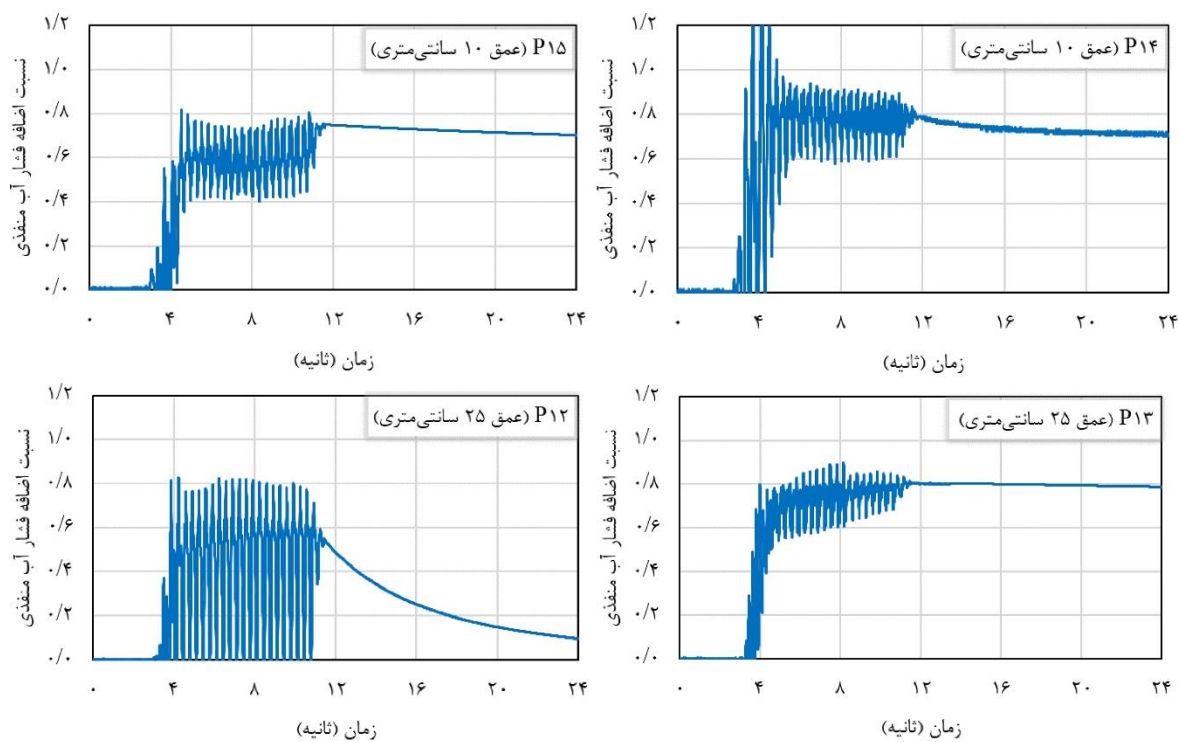
شکل ۱۳: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای - مدل ۱

ای نسله



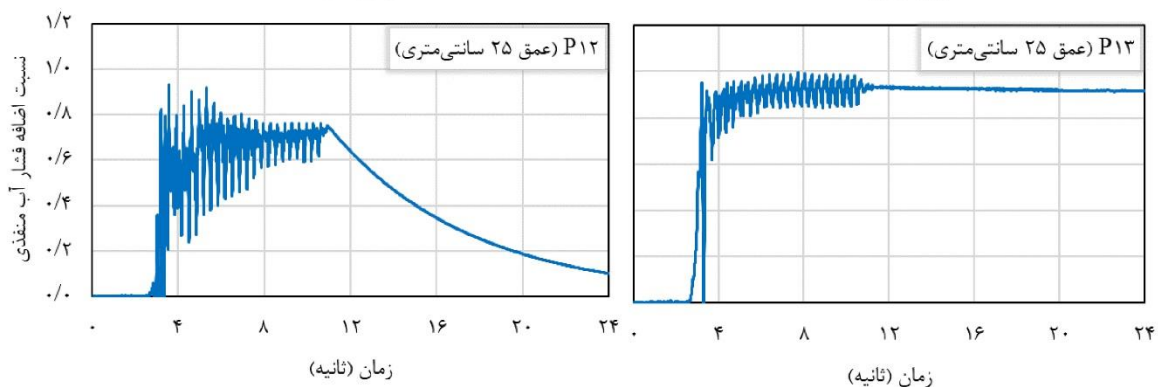
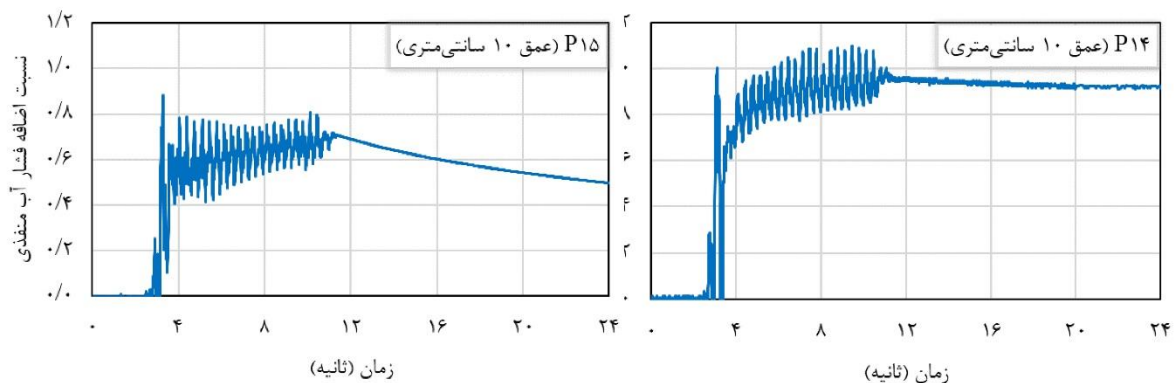
شکل ۱۴: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای - مدل ۲

مدله

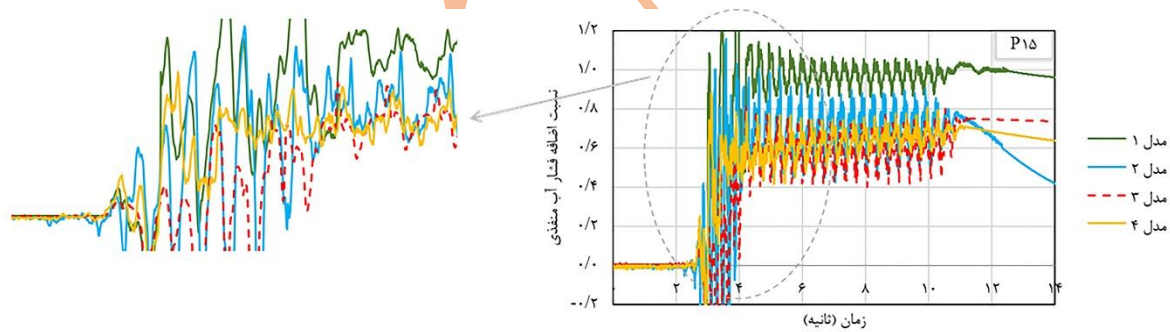


شکل ۱۵: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای - مدل ۳

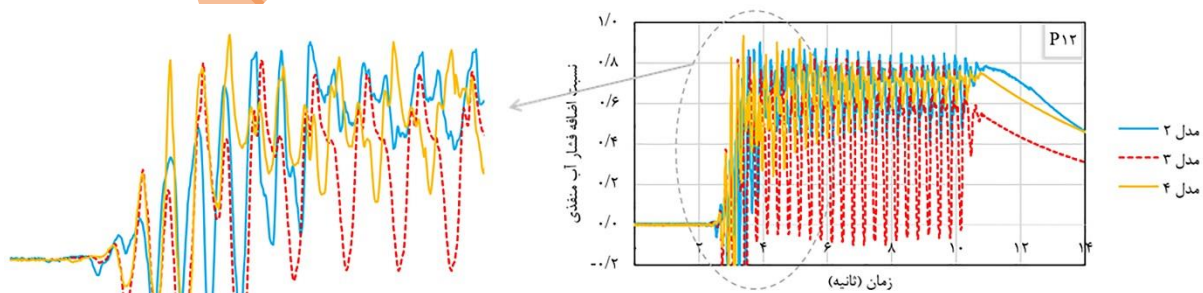
نشانده



شکل ۱۶: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای - مدل ۴



شکل ۱۷: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۱۰ سانتی‌متری در مدل‌های ۱ تا ۴



شکل ۱۸: تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۲۵ سانتی‌متری در مدل‌های ۱ تا ۴

۸ نتیجه گیری

یافته‌های اصلی این مطالعه به شرح ادامه می‌باشد:

۱. وجود ستون‌های سنگی، مقاومت در برابر روانگرایی را افزایش می‌دهد به گونه‌ای که نسبت به میدان آزاد (۱ سیکل)، تعداد سیکل‌های بیشتری (۳ سیکل) برای دستیابی به مقدار بیش از ۰/۹۵ برای پارامتر r_{II} نیاز می‌باشد.

۲. تسلیح ستون‌های سنگی، بیش‌ترین تاثیر را در لایه‌های سطحی دارد. در ترازهایی که حتی وجود ستون سنگی سنتی از وقوع روانگرایی جلوگیری نکرده است.

۳. ساخت ستون‌های سنگی به طور قابل توجهی مقاومت رسوبات ماسه‌ای سست را در برابر روانگرایی افزایش می‌دهد. علاوه بر این، محصور نمودن ستون‌های سنگی با ژئوتکستایل نیز این مقاومت را بیش از پیش افزایش می‌دهد. در مطالعه حاضر، در یک عمق مشخص، با اجرای گروه ستون سنگی، تعداد سیکل لازم برای شروع روانگرایی از ۱ سیکل به ۳ سیکل نسبت به میدان آزاد افزایش یافته است. در حالی استفاده از روکش ژئوتکستایل برای تمام ستون سنگی، از روانگرایی در همان عمق جلوگیری نموده است.

۴. عملکرد ستون‌های سنگی روکش شده توسط ژئوتکستایل، به دلیل جلوگیری از آلودگی ستون ناشی از گرفتگی و همچنین تأمین محصورکنندگی کافی، بسیار مؤثرتر از ستون‌های سنگی سنتی می‌باشد.

۵. تسلیح تمام طول ستون‌های سنگی توسط ژئوتکستایل، از نقطه نظر کاهش نرخ و مقدار اضافه فشار آب منفذی، بهترین عملکرد را جهت جلوگیری از روانگرایی دارد. به گونه‌ای که با تسلیح ستون سنگی، حداکثر مقدار r_{II} تا ۳۰٪ در سطح و تا ۸٪ در عمق نسبت به ستون سنگی سنتی کاهش داشته است.

۶. در صورت وجود ستون‌های سنگی سنتی/مسلح، نرخ اتلاف اضافه فشار آب منفذی در اعماق پایین‌تر بیشتر می‌باشد. می‌توان گفت سیال در اعماق پایین‌تر از تمام ظرفیت ستون‌های زهکش استفاده می‌نماید و آب در لایه‌های سطحی‌تر بایستی تا فراهم آمدن امکان زهکشی، منتظر بماند.

۷. با تسلیح ستون سنگی توسط ژئوتکستایل که منجر به افزایش سختی می‌گردد، اعماق سطحی‌تر که تنش همه‌جانبه بسیار کمی دارند، در برابر روانگرایی مقاومت می‌کنند. اثر این افزایش سختی

حتی در خارج محدوده بهسازی شده هم مشاهده می‌شود. به گونه‌ای که با وجود عدم وقوع روانگرایی در عمق ۲۵ سانتی‌متری، همچنان حداکثر مقدار r_{II} در محدوده بهسازی شده توسط گروه ستون سنگی مسلح، حدود ۸ درصد کمتر از خارج محدوده بهسازی می‌باشد.

۹ منابع

1. Seed, H. B. & Booker, J. R. ۱۹۷۷. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of the geotechnical engineering division*, ۱۰۳, ۷۵۷-۷۶۸. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6,0000452>
2. Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J. & Baez, J. ۲۰۰۳. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۲۳, ۵۷۱-۵۸۴. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(03\)00070-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(03)00070-8)
3. Dinesh, N., Banerjee, S. & Rajagopal, K. Mitigation of soil liquefaction under strip footing by densification: a numerical investigation. *Advances in Computer Methods and Geomechanics: IACMAG Symposium 2019 Volume 2*, ۲۰۲۰. Springer, ۹۹-۱۰۷
4. Mousavi, S. & Ghayoomi, M. ۲۰۲۱. Liquefaction mitigation of sands with nonplastic fines via microbial-induced partial saturation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ۱۴۷, ۰۴۰۲۰۱۵۶. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606,0002444](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606,0002444)
5. Adalier, K. & Elgamal, A. ۲۰۰۴. Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*, ۷۲, ۲۷۵-۲۹۱. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2003.11.001>
6. Harada, N., Towhata, I., Takatsu, T., Tsunoda, S. & Sesov, V. ۲۰۰۶. Development of new drain method for protection of existing pile foundations from liquefaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۲۶, ۲۹۷-۳۱۲. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.019>
7. Elgamal, A., Lu, J. & Forcellini, D. ۲۰۰۹. Mitigation of liquefaction-induced lateral deformation in a sloping stratum: Three-dimensional numerical simulation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ۱۳۵, ۱۶۷۲-۱۶۸۲. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606,0001377](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606,0001377)
8. Lu, J., Kamatchi, P. & Elgamal, A. ۲۰۱۹. Using stone columns to mitigate lateral deformation in uniform and stratified liquefiable soil strata. *International Journal of Geomechanics*, ۱۹,

- ۲۶, ۴۶۹-
۴۷۵. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.10.001>
۱۹. Huang, C., Sui, Z., Wang, L. & Liu, K. ۲۰۱۶. Mitigation of soil liquefaction using stone columns: an experimental investigation. *Marine Georesources & Geotechnology*, ۳۴, ۲۴۴-۲۵۱. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2014.1002872>
۲۰. Olarte, J., Dashti, S. & Liel, A. B. ۲۰۱۸. Can ground densification improve seismic performance of the soil-foundation-structure system on liquefiable soils? *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, ۴۷, ۱۱۹۳-۱۲۱۱. <https://doi.org/10.1002/eqe.2012>
۲۱. Bayati, H. & Bagheripour, M. H. ۲۰۱۹. Shaking table study on liquefaction behaviour of different saturated sands reinforced by stone columns. *Marine Georesources & Geotechnology*, ۳۷, ۸۰۱-۸۱۵. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1492051>
۲۲. Ghorbani, A., Eslami, A. & Nezhad Moghadam, M. ۲۰۲۰. Effect of non-plastic silt on liquefaction susceptibility of marine sand by transparent laminar shear box in shaking table. *International Journal of Geotechnical Engineering*, ۱۴, ۵۱۴-۵۲۶. <https://doi.org/10.1080/19386362.2020.1712532>
۲۳. Onoue, A., Mori, N. & Takano, J. ۱۹۸۷. In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains. *Soils and foundations*, ۲۷, ۴۲-۶۰. https://doi.org/10.3208/sandf1972.27.2_42
۲۴. Yang, F. O., Fan, G., Wang, K., Yang, C., Lyu, W. & Zhang, J. ۲۰۲۱. A large-scale shaking table model test for acceleration and deformation response of geosynthetic encased stone column composite ground. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۹, ۱۴۰۷-۱۴۱۸. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.05.013>
۲۵. Pal, S. & Deb, K. ۲۰۲۱. Filtration performance of geotextile encasement to minimize the clogging of stone column during soil liquefaction. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۹, ۷۷۱-۷۸۸. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.12.008>
۲۶. Chakraborty, A. & Sawant, V. ۲۰۲۲. Numerical simulation of earthen embankment resting on liquefiable soil and remediation using stone columns. *International Journal of Geomechanics*, ۲۲, ۰۴۰۲۲۲۰۵. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002559](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002559)
۲۷. Asokawati, F. C., Elvirandra, L., Hasanah, M. & Fansuri, M. H. Effect of micro-pile, stone column, and encased stone column mitigation on seismic performance of liquefiable ground in the coal-fired ۰۴۰۱۹۰۲۶. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001397](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001397)
۲۸. Pal, S. & Deb, K. ۲۰۱۸. Effect of stiffness of stone column on drainage capacity during soil liquefaction. *International Journal of Geomechanics*, ۱۸, ۰۴۰۱۸۰۰۳. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001108](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001108)
۲۹. Shen, M., Juang, C. H. & Chen, Q. ۲۰۱۹. Mitigation of liquefaction hazard by dynamic compaction—a random field perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, ۵۶, ۱۸۱۵-۱۸۰۳. <https://doi.org/10.1139/CGJ-2018-0502>
۳۰. Witthoef, A. F., Warner, R. M. & Matasovic, N. Dynamic Numerical Evaluation of Landfill Perimeter Levee on Liquefiable Subgrade Mitigated with Cement Deep Soil Mixing. Geo-Congress ۲۰۱۹: Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ۲۰۱۹. American Society of Civil Engineers Reston, VA, ۱۵۱-۱۵۹. <https://doi.org/10.1061/9780784482100.016>
۳۱. Dash, S. K. & Bora, M. C. ۲۰۱۳. Improved performance of soft clay foundations using stone columns and geocell-sand mattress. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۱, ۲۶-۳۵. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.09.001>
۳۲. Tang, L., Cong, S., Ling, X., Lu, J. & Elgamal, A. ۲۰۱۵. Numerical study on ground improvement for liquefaction mitigation using stone columns encased with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۳, ۱۹۰-۱۹۵. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.11.001>
۳۳. Miwa, S., Ikeda, T. & Sato, T. ۲۰۰۶. Damage process of pile foundation in liquefied ground during strong ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۲۰۲۵, ۳۳۶. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.05.001>
۳۴. Brennan, A. ۲۰۰۰. The effectiveness of stone columns as liquefaction remediation at bridge sites. First year research report, University of Cambridge, UK
۳۵. Ashford, S. A., Juirnarongrit, T., Sugano, T & Hamada, M. ۲۰۰۶. Soil-pile response to blast-induced lateral spreading. I: field test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ۱۳۲, ۱۵۲-۱۶۲. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:2\(152\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:2(152))
۳۶. Lu, J., Elgamal, A., Yan, L., Law, K. H. & Conte, J. P. ۲۰۱۱. Large-scale numerical modeling in geotechnical earthquake engineering. *International Journal of Geomechanics*, ۱۱, ۴۹۰-۵۰۳. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.000042](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.000042)
۳۷. Brennan, A. & Madabhushi, S. ۲۰۰۶. Liquefaction remediation by vertical drains with varying penetration depths. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,

۳۶. Towhata, I. ۲۰۰۸. Geotechnical earthquake engineering. *Springer Series in Geomechanics and Geoengineering*,
۳۷. Kartha, U. ۲۰۱۸. *Liquefaction studies on sand and its mitigation using stone columns*. Cochin University of Science and Technology.
۳۸. Miranda, M. & Da Costa, A. ۲۰۱۶. Laboratory analysis of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۴, ۲۶۹-۲۷۷. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.12.001>
۳۹. Farzalizadeh, R., Hasheminezhad, A. & Bahadori, H. ۲۰۲۱. Shaking table tests on wall-type gravel and rubber drains as a liquefaction countermeasure in silty sand. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۹, ۱۴۸۳-۱۴۹۴. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.06.002>
۴۰. Bahadori, H., Farzalizadeh, R., Barghi, A. & Hasheminezhad, A. ۲۰۱۸. A comparative study between gravel and rubber drainage columns for mitigation of liquefaction hazards. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, ۱۰, ۹۲۴-۹۳۴. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.03.008>
۴۱. Haeri, S. M., Kavand, A., Rahmani, I. & Torabi, H. ۲۰۱۲. Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۳۸, ۲۵-۴۵. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.02.002>
۴۲. Sadrekarimi, A. & Ghalandarzadeh, A. ۲۰۰۵. Evaluation of gravel drains and compacted sand piles in mitigating liquefaction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, ۹, ۹۱-۱۰۴. <https://doi.org/10.1680/grim.2005.9.3.91>
۴۳. Matsumura, S., Miura, S., Yokohama, S. & Kawamura, S. ۲۰۱۵. Cyclic deformation-strength evaluation of compacted volcanic soil subjected to freeze-thaw sequence. *Soils and Foundations*, ۵۵, ۸۶-۹۸. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.007>
- power station in Central Java. EYS Web of Conferences, ۲۰۲۳. EDP Sciences, ۰۴۰۱۷. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202342904017>
۲۸. Almeida, M., Hosseinpour, I. & Riccio, M. ۲۰۱۳. Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. *Geosynthetics international*, ۲۰, ۲۵۲-۲۶۲. <https://doi.org/10.1680/gein.13.0015>
۲۹. Yoo, C. ۲۰۱۵. Settlement behavior of embankment on geosynthetic-encased stone column installed soft ground—a numerical investigation. *Geotextiles and Geomembranes*, ۴۳, ۴۸۴-۴۹۲. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.07.014>
۳۰. Brown, R. E. ۱۹۷۷. Vibroflotation compaction of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ۱۰۳, ۱۴۳۷-۱۴۵۱. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6,0000538>
۳۱. Ghazavi, M. & Nazari Afshar, J. ۲۰۱۳. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, ۳۸, ۲۶-۳۶. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.04.003>
۳۲. Iai, S., Tobita, T. & Nakahara, T. ۲۰۰۵. Generalised scaling relations for dynamic centrifuge tests. *Geotechnique*, ۵۵, ۳۵۵-۳۶۲. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.5.355>
۳۳. Brennan, A. & Madabhushi, S. ۲۰۰۲. Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۲۲, ۱۰۵۹-۱۰۶۵. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00131-1](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00131-1)
۳۴. Hamedi Sangari, A. & Marandi, S. M. ۲۰۱۱. Laboratory studies on the effect of vertical gravel column drains on liquefaction potential. *International Journal of Engineering*, ۲۴, ۲۰۹-۲۲۶. <https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2011.24.03b.02>
۳۵. Azizkandi, A. S., Baziar, M. H. & Yeznabad, A. F. ۲۰۱۸. 3D dynamic finite element analyses and 1g shaking table tests on seismic performance of connected and nonconnected piled raft foundations. *KSCE Journal of Civil Engineering*, ۲۲, ۱۷۵-۱۷۶۲. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-0379-2>

^۶ In-situ material densification
^۷ Deep soil mixing
^۸ Solidification
^۹ Cementation
^{۱۰} Relief wells
^{۱۱} Dynamic compaction
^{۱۲} Desaturation
^{۱۳} Brennan & Madabhushi
^{۱۴} Huang
^{۱۵} Cyclic shear stress
^{۱۶} Onoue
^{۱۷} Axial and shear stiffness
^{۱۸} Redistribute

^{۱۹} Clogging
^{۲۰} Chakraborty & Sawant
^{۲۱} Asokawati
^{۲۲} OpenSees
^{۲۳} Brown
^{۲۴} Suitability Number (SN)
^{۲۵} Pal & Deb
^{۲۶} Box
^{۲۷} Plexiglas
^{۲۸} Instruments
^{۲۹} Area Replacement Ratio (Arr)
^{۳۰} Cellular
^{۳۱} Woven

موسسه آریستار