

## بررسی عددی اثر ستون‌های سنگی بر کاهش پتانسیل روانگرایی

هاله مشگین قلم<sup>۱</sup>، مسعود حاجی‌علیلوی بناب<sup>۲\*</sup> و سید کاظم رضوی<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> دانش‌آموخته کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۲</sup> استاد گروه ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۳</sup> دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۵/۲/۲۰، پذیرش: ۹۵/۱۱/۹، نشر آنلاین: ۹۵/۱۱/۹)

### چکیده

در تحقیق حاضر در مرحله نخست پتانسیل روانگرایی بستر ماسه‌ای با نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> بررسی شده و نتایج آن با نتایج پروژه بین‌المللی VELACS اعتبار سنجی گردیده است. در مرحله بعدی با انتخاب چینش مثلی، اثر گروه ستون بر کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای و نشست مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به مشخصات هندسی ستون‌ها در تحقیق حاضر، نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که با افزایش فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها، از اثر گروه در کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای کاسته می‌شود. در یک تعداد معین ستون با کم‌تر شدن فاصله بین ستون‌ها، تورم خاک نیز بیشتر می‌شود. برای فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها برابر ۲/۵ تا ۳/۵ برابر قطر ستون، گروه ستون در کاهش نشست بهتر عمل می‌کند. با اعمال سربار در مدل با گروه ستون در یک محدوده دایره‌ای شکل به شعاع تقریبی برابر با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها نشست نسبت به حالت بدون ستون کاهش چشمگیری پیدا می‌کند.

**واژگان کلیدی:** روانگرایی، اصلاح خاک، ستون‌های سنگی، FLAC<sup>3D</sup>.

### ۱- مقدمه

ترکیب می‌نمایند. نخست آن که آنها به کمک دانسیته بالا، مقاومت و سختی خودشان که در واقع خاک را مسلح می‌کنند، موجب اصلاح آن خواهند شد. ثانیاً آن‌ها مرزهای زهکشی نزدیک به هم ایجاد نموده که از افزایش فشار آب حفره‌ای زیاد جلوگیری می‌کنند. ثالثاً مراحل اجرای آنها به گونه‌ای است که از ترکیب اثرات جابه‌جایی و ارتعاش خاک‌های اطراف متراکم می‌گردند و بالاخره مراحل تعبیه ستون‌های سنگی موجب افزایش تنش‌های جانبی در خاک اطراف ستون‌ها خواهد شد. این مزایای چندگانه استفاده از ستون‌های سنگی را بسیار متداول نموده است.

Seed و Booker در سال ۱۹۷۷ اولین کسانی بودند که اثر ستون‌های سنگی را در زائل کردن اضافه فشار حفره‌ای را مورد بررسی قرار دادند (Madhav و Krishna، ۲۰۱۸). در خصوص به کارگیری ستون‌های سنگی در زمینه کاهش پتانسیل روانگرایی تحقیقات متعددی توسط محققین مختلف صورت گرفته است. به طور کلی این تحقیقات را می‌توان در قالب تحقیقات عددی و روش‌های آزمایشگاهی تقسیم‌بندی نمود. از جمله کارهای آزمایشگاهی می‌توان به آزمایش‌های میز لرزان Sasaki و Taniguchi (۱۹۸۲) روی زهکش‌های شنی در جلوگیری از

یکی از مخاطرات لرزه‌ای که بنابر آمارهای موجود در زلزله‌های اخیر، مخرب‌ترین اثر زلزله در مناطق مستعد بوده است، پدیده روانگرایی است. این پدیده در دنیا با دو زلزله نیگاتا و آلاسکا در سال ۱۹۶۴ میلادی و در کشور ما با زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ شمسی به عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شناخته شد. روانگرایی هم اکنون به عنوان یکی از اصلی‌ترین زیرشاخه‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای در اکثر مراکز تحقیقاتی دنیا مورد مطالعه قرار می‌گیرد. هنگامی که نهشته‌های خاک اشباع در اثر حرکات لرزه‌ای به سرعت و به صورت دوسویه تحت برش قرار گیرند، فشار آب در داخل خلل و فرج خاک شروع به افزایش می‌نماید. در خاک‌های غیرچسبیده اشباع سست، فشار آب منفذی به سرعت افزایش یافته و ممکن است به حدی برسد که ذرات به صورت مجزا از یکدیگر معلق شوند و برای لحظاتی مقاومت و سختی خاک به طور کامل از بین برود. به این پدیده، روانگرایی خاک گفته می‌شود. در ماسه‌های اشباع روش‌های زیادی برای مقابله با روانگرایی وجود دارد که ستون‌های سنگی یکی از مؤثرترین این روش‌هاست. ستون‌های سنگی حداقل چهار عملکرد مختلف را جهت اصلاح لایه خاک روانگرا با یکدیگر

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۳۹۲۵۵۱

Asgari و همکاران (۲۰۱۳) شبیه‌سازی عددی برای اصلاح لایه‌های خاک به وسیله ستون‌های سنگی و شمع‌های کوبشی در برابر روانگرایی و ارزیابی تأثیر این دو روش بر روی تعدادی فاکتورهای اساسی مثل شتاب خاک، جابجایی جانبی، اضافه فشار حفره‌ای و تنش و کرنش برشی را انجام دادند. نتایج تحقیق ایشان نشان داد که نفوذپذیری بالای مصالح ستون سنگی در کاهش جابجایی جانبی تأثیر به‌سزایی دارد. همچنین اضافه فشار آب حفره‌ای به تنهایی برای برآورد پتانسیل روانگرایی کافی نمی‌باشد و باید تغییر شکل‌ها نیز بررسی گردند. و نیز در تعیین بهینه قطر ستون سنگی و نیز شمع کوبشی، باید جابجایی جانبی مد نظر قرار گیرد.

Castro (۲۰۱۴) مجموعه‌ای از تحلیل‌های دوبعدی و سه-بعدی المان محدود را در بررسی عملکرد گروه ستون‌های سنگی در زیر فونداسیون صلب مورد مطالعه قرار داد. نتایج تحقیقات وی نشان داد که تعداد و آرایش ستون‌های سنگی کم‌ترین اثر را روی تغییرات منحنی بار-نشست دارد. همچنین وی نشان داد که برای برآورد کاهش نشست و طول بحرانی ستون‌های سنگی، می‌توان گروه ستون‌های سنگی مستقر در زیر فونداسیون را با یک ستون سنگی با سطح معادل در مرکز فونداسیون، جایگزین کرد. با توجه به پرهزینه بودن تجهیزات آزمایشگاهی و این که این تجهیزات همواره در دسترس نمی‌باشند، لزوم تحقیقات عددی، احساس می‌شود. از آنجا که اعتبار نتایج تحقیق عددی در وهله اول مشخص نمی‌باشد، بنابراین مطالعه تحقیقات آزمایشگاهی و تطبیق نتایج این دو روش، باعث حصول اطمینان از صحت مدل‌سازی عددی خواهد شد. در این تحقیق ابتدا پتانسیل روانگرایی بستر ماسه‌ای با استفاده از نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> بدون حضور ستون‌های سنگی، مورد بررسی قرار گرفته و نتایج تحلیل با نتایج آزمایش شماره یک پروژه بین‌المللی VELACS<sup>1</sup>، اعتبار سنجی شده است. در ادامه با مدل-سازی گروه ستون‌های سنگی با قطرها و فواصل مختلف، تأثیر عملکرد گروهی ستون‌های سنگی و دامنه کارایی آنها مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- شبیه‌سازی پدیده روانگرایی در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup>

برای اعتبار سنجی مدل از آزمایش شماره ۱ پروژه VELACS، نوع B استفاده شده است. در این آزمایش از یک لایه ماسه نوادا<sup>۲</sup> با دانه‌بندی یکنواخت، در ضخامت ۲۰ cm و با تراکم نسبی ۴۰٪ در جعبه لایه‌ای<sup>۳</sup> متشکل از ۴۰ حلقه مستطیلی شکل از جنس آلومینیوم استفاده شده است. مشخصات این نوع ماسه نوادا در جدول (۱) ارائه شده است. با تعبیه غلتک‌هایی در بین حلقه‌ها،

روانگرایی لایه‌های ماسه‌ای اشاره کرد. نتایج آزمایشات آنها نشان داد که نرخ افزایش فشار آب حفره‌ای طی تحریک در نزدیکی زهکش شنی کوچک‌تر می‌شود و فشار آب حفره‌ای بعد از پایان تحریک در صورت وجود زهکش شنی به سرعت زائل می‌گردد.

Brennan و Madabhushi (۲۰۰۳) مدل‌های سانتریفیوژ، روی گروه ستون‌های سنگی در لایه‌های روانگرا را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه را با نتایج حاصل از تحلیل عددی به روش تفاضلات محدود مورد مقایسه قرار دادند. نتایج تحقیق ایشان حاکی از این بود که اضافه فشار آب حفره‌ای در داخل گروه زهکش کم‌تر از اضافه فشار در خارج گروه می‌باشد. همچنین مشاهده کردند که نقاطی که در عمق قرار دارند، در ابتدا زهکشی می‌شوند و نقاط نزدیک سطح در مرحله بعدی زهکشی می‌شوند.

Lu و Elgamal (۲۰۰۴) مدل عددی و مدل آزمایشگاهی ستون‌های سنگی را در مصالح سیلتی غیر پلاستیک مورد بررسی قرار دادند. مدل عددی شامل مدل المان محدود سه‌بعدی شامل گروه ستون‌های سنگی و مدل آزمایشگاهی شامل آزمایشات سانتریفیوژ با و بدون ستون سنگی بود. نتایج مدل‌های آزمایشگاهی، مؤید نتایج تحلیل عددی بود و هر دو تحلیل حاکی از کاهش تغییر شکل‌های توده خاک در هنگام استفاده از ستون‌های سنگی بودند.

Sadrekarimi و Ghalandarzadeh (۲۰۰۵) با استفاده از آزمایش میز لرزان ۱g مقایسه‌ای میان زهکش‌های شنی و شمع-های متراکم ماسه‌ای در جلوگیری از روانگرایی انجام دادند. آزمایش بر روی ماسه اشباع فیروزکوه انجام گرفت که بار فونداسیونی به ابعاد ۱۵×۲۰×۳۰ cm بر روی آن اعمال می‌شد. آزمایشات ایشان در دو حالت بدون روش‌های اصلاح و با روش‌های اصلاح مذکور انجام گرفت. نتایج آزمایشات نشان داد که کارآمدی شمع‌های متراکم ماسه‌ای در برابر روانگرایی و همچنین کاهش نشست خاک تحتانی در طی تحریک، بیشتر از زهکش‌های شنی است. ولی عملکرد زهکش‌های شنی در کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای، بعد از پایان تحریک بهبود می‌یابد.

Papadimitriou و Brennan (۲۰۰۷) تحلیل عددی دو بعدی بر روی کارایی زهکش‌های شنی در کاهش اثرات ناشی از روانگرایی در خاک‌های غیر چسبیده انجام دادند. در این تحلیل ارتفاع خاک روانگرا ۱۹ متر در نظر گرفته شد. نتایج تحلیل ایشان نشان داد که روانگرایی اولیه از عمق ۱۰ متر به پایین اتفاق نمی‌افتد و همچنین در عمق ۵ متری، با مقایسه نواحی داخل و خارج منطقه بهسازی، مشاهده می‌شود که ستون‌های سنگی از وقوع روانگرایی جلوگیری نمی‌کنند بلکه کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای را تسریع می‌نمایند.

## ۱-۲- انتخاب حداکثر بعد المان‌ها

با توجه به ابعاد و اندازه‌های مدل شماره ۱ پروژه VELACS و با توجه به این که این آزمایش دارای ضریب مقیاس ۱ به ۵۰ می‌باشد، هندسه مدل عددی در پلان برابر  $۲۳ \times ۱۰$  متر (۲۳ متر در جهت x و ۱۰ متر در جهت y) و در عمق برابر ۱۰ متر انتخاب گردیده است. بارگذاری دینامیکی در پایین مدل به صورت تاریخچه شتاب مطابق شکل (۲) اعمال گردیده است. مسأله‌ای که در مورد شبکه‌بندی آنالیزهای دینامیکی مطرح می‌گردد، تأمین ابعاد مناسب المان‌ها جهت کنترل گذردهی امواج است. بزرگ شدن ابعاد المان‌ها، باعث کاهش تعداد گره‌ها گردیده و دقت پایین می‌آید، همچنین اگر ابعاد خیلی کوچک باشند، زمان محاسبات بالا رفته و ممکن است مشکلات سخت‌افزاری به وجود آید. برای به دست آوردن بزرگ‌ترین فرکانسی که موج در آن دارای انرژی است ( $f_{max}$ ) از بسط فوریه و نرم‌افزار SeismoSignal استفاده شده است. با توجه به طیف فوریه شتاب نگاشت آزمایش سانتریفیوژ، شکل (۳)، مشاهده می‌شود که شتاب‌نگاشت مذکور دارای فرکانس‌های بالاتر و با انرژی ضعیف‌تر بوده و فرکانس غالب برابر ۲ Hz می‌باشد و عمده انرژی در فرکانس‌های زیر ۵ Hz نهفته است. با توجه به رابطه (۱) سرعت موج برشی در خاک برابر با  $۵۰ \text{ m/s}$  بوده، بنابراین با توجه به رابطه (۲) با انتخاب بزرگ‌ترین ابعاد المان برابر با ۱ متر، بیش‌ترین فرکانسی که می‌توان از مدل عبور داد برابر با ۵ هرتز می‌باشد.

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1)$$

$$l_{max} = \frac{C_s}{10f_{max}} \quad (2)$$

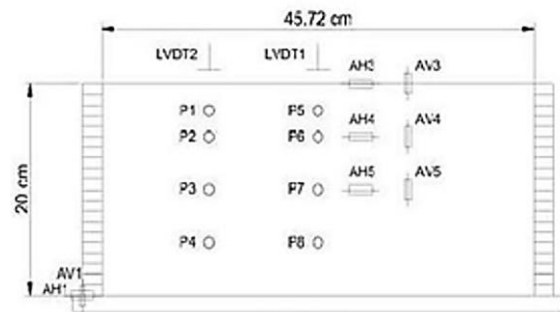
که  $G$  مدول برشی و  $\rho$  دانسیته خاک بوده و  $C_s$  سرعت موج برشی در محیط می‌باشد.

## ۲-۲- انتخاب مدل رفتاری برای خاک در شبیه‌سازی

### روانگرایی

در ابتدا برای بررسی تغییر شکل‌های پلاستیک مصالح خاک از مدل رفتاری موهر-کلمب استفاده شده و بعد از این که مدل تحت اثر وزن خود به صورت استاتیکی تحلیل شد، برای بررسی پدیده روانگرایی از مدل رفتاری Finn، که توسط Byrne در سال ۱۹۹۱ ارائه گردیده و یک تحلیل تنش مؤثر کاملاً وابسته می‌باشد، یعنی افزایش کرنش حجمی (کاهش حجم توده خاک) مطابق رابطه (۳) در هر گام زمانی بارگذاری را به کرنش برشی که در طول آن گام اتفاق می‌افتد ارتباط می‌دهد، استفاده شده است.

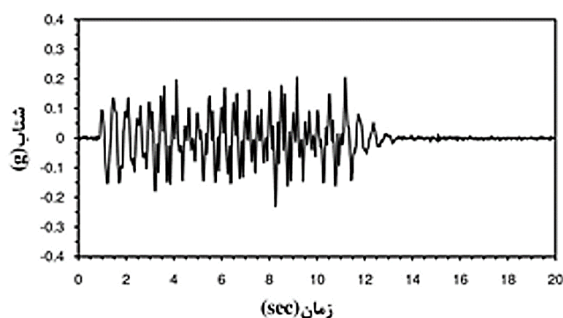
خاک داخل جعبه می‌تواند در جهات جانبی حرکت کند تا رفتار لایه ماسه را در محیط نیمه بینهایت، در طی تکان‌ها شبیه‌سازی نماید. لایه ماسه کاملاً اشباع شده و با شتاب سانتریفیوژ  $۵۰g$  چرخانده می‌شود. ابعاد مدل مطابق شکل (۱) و بارگذاری دینامیکی این مدل به صورت تاریخچه شتاب در ۲۰ سیکل مطابق شکل (۲) می‌باشد. شتاب قائم برابر با صفر در نظر گرفته شده است (Pak و Taiebat، ۲۰۰۴).



حرکت ورودی

شکل ۱- مقطع عرضی آزمایش سانتریفیوژ NO.1

(Pak و Taiebat، ۲۰۰۴)



شکل ۲- بارگذاری دینامیکی وارده در پائین جعبه

(Pak و Taiebat، ۲۰۰۴)

جدول ۱- مشخصات خاک ماسه نوادا با دانسیته‌ی ۴۰٪

(Arulmoli و همکاران (۱۹۹۲))

مقدار	واحد	کمیت
۰/۷۳۶	-	نسبت تخلخل (e)
۱۵۰۸	kg/m <sup>3</sup>	دانسیته خشک خاک
۰/۳	-	ضریب پواسون
۱۰	MPa	مدول الاستیسیته
۳۰	Degree	زاویه اصطکاک داخلی خاک
۰	kPa	چسبندگی
$۶۱۶ \times ۱۰^{-۵}$	m/s	نفوذپذیری
۷	-	عدد نفوذ استاندارد

## ۲-۴- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی به کار رفته در مدل

برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ، شرایط مرزی در ۴ طرف بسته و در مرز کف نیز بستر سخت در نظر گرفته شده است. بارگذاری دینامیکی در پایین مدل به صورت تاریخچه شتاب مطابق شکل (۲) اعمال گردیده است. چنانچه از نمودارهای شتاب نگاشت یا سرعت نگاشت خام که از مراکز ثبت زلزله استخراج شده، برای مدل‌سازی در FLAC<sup>3D</sup> استفاده شود، ممکن است برنامه مقادیری از سرعت یا جابه‌جایی باقی‌مانده را بعد از ارتعاشات انجام گرفته در خروجی‌ها نشان دهد. در این شرایط باید اصلاح خط پایه انجام گردد. به این معنی که باید، یک موج با فرکانس ضعیف بر روی نمودار سرعت نگاشت اولیه اعمال گردد تا جابه‌جایی باقی‌مانده در نمودار جابجایی حول محور صفر نوسان کند (ضمیران (۱۳۹۱)). برای این کار از نرم‌افزار SeismoSignal استفاده شده است.

## ۲-۵- تحلیل جریان سیال

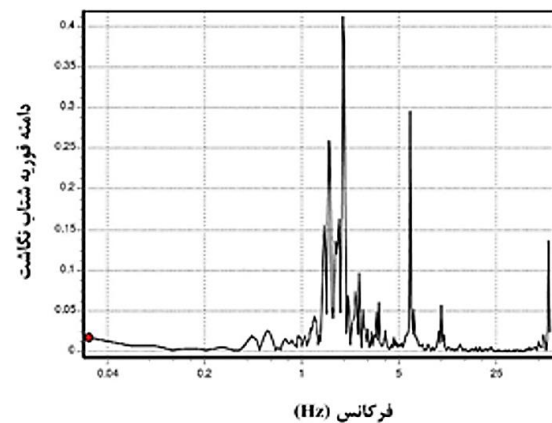
در این تحقیق علاوه بر تحلیل دینامیکی مدل، هم‌زمان تحلیل جریان سیال نیز انجام گرفته است به طوری که به محض تغییر سطح ایستابی، تغییرات فشار منفذی نیز در نظر گرفته شده است. فشار منفذی در گره‌های هر ناحیه محاسبه شده و با به کارگیری میانگین‌گیری، به نواحی تعلق می‌گیرد. خصوصیات که مربوط به جریان سیال در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> است شامل ضریب نفوذپذیری، دانسیته سیال، ضریب بایوت، مدول بایوت، مدول حجمی سیال و تخلخل است. برای این منظور، جریان ایزوتروپ فرض شده است و ضریب نفوذپذیری در هر سه جهت یکسان در نظر گرفته شده است. مقادیر فرض شده برای ضریب نفوذپذیری مصالح خاک، مطابق جدول (۱) می‌باشد. در هنگام تحلیل فرض بر این است که خاک اشباع کامل بوده و هوای محبوس ندارد، بنابراین مدول حجمی (مدول بالک) آب  $2 \times 10^9$  پاسکال در نظر گرفته شده است. و چگالی آن  $1000 \text{ kg/m}^3$  در نظر گرفته شده است. با توجه به تراکم‌پذیری مصالح خاکی ضریب بایوت برای این مصالح برابر با  $0/52$  در نظر گرفته شده است. مقدار تخلخل برای مصالح خاک با توجه به جدول (۱) محاسبه می‌شود. بعد از تحلیل مدل نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی با نتایج حاصل از آزمایش شماره ۱ پروژه VELACS، نوع B مقایسه گردیده‌اند. نتایج این مقایسه در شکل‌های (۴) تا (۷) مشاهده می‌گردد. با توجه به نتایج ارائه شده در این قسمت، مدل عددی روانگرایی در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> به صورت قابل قبولی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ مدل شماره ۱ پروژه VELACS اعتبارسنجی گردیده است.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)) \quad (3)$$

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (4)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (5)$$

پارامتر  $(N_1)_{60}$  فاکتور مهم در شبیه‌سازی عددی در مدل رفتاری Finn در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> می‌باشد.



شکل ۳- طیف فوریبه شتاب نگاشت قبل از فیلترسازی

## ۲-۳- انتخاب میرایی مصالح

در این تحقیق برای میرایی مصالح از میرایی رایلی مطابق رابطه (۶) استفاده شده است. در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> میرایی رایلی با اختصاص دادن پارامترهای فرکانس طبیعی خاک ( $f_{min}$  دور بر ثانیه)) و ضریب میرایی ( $\xi_{min}$ ) معرفی می‌شود. برای محاسبه فرکانس طبیعی خاک، مدلی با فرض الاستیک بودن و میرایی صفر و مرزهای اطراف آزاد و کف مدل ثابت، ساخته می‌شود. تحت تحریک دینامیکی، تابع سرعت یا جابه‌جایی نسبت به زمان برای یک نقطه داخل مدل رسم شده و تعداد نوسان در یک ثانیه محاسبه می‌شود (ضمیران (۱۳۹۱)). فرکانس طبیعی توده خاک در این مدل برابر ۲ هرتز می‌باشد و ضریب میرایی برابر با ۵ درصد ( $0/05$ ) میرایی بحرانی در نظر گرفته شده است.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (6)$$

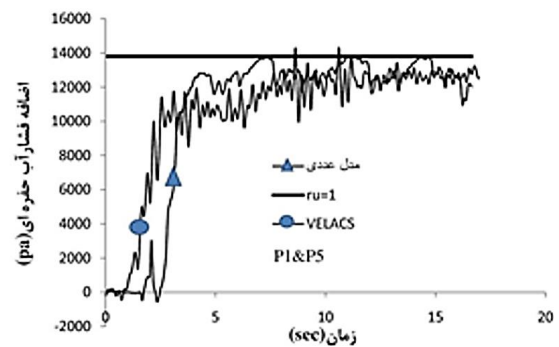
ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  به ترتیب ثابت میرایی متناسب با جرم و سختی می‌باشند. در نرم‌افزار FLAC<sup>3D</sup> با داشتن دو پارامتر  $f_{min}$  و  $\xi_{min}$ ، ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  را محاسبه می‌نماید.

$r_{ii}$ ، معرف نسبت فشار منفذی بوده و  $r_{ii} = 1$ ، لحظه ایجاد روانگرایی اولیه (محدوده تنش مؤثر صفر می‌باشد).

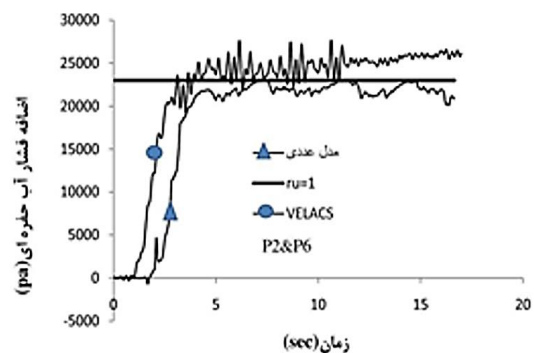
### ۳- بررسی مدل همراه با گروه ستون سنگی

#### ۳-۱- شرایط مرزی دینامیکی و بارگذاری مدل

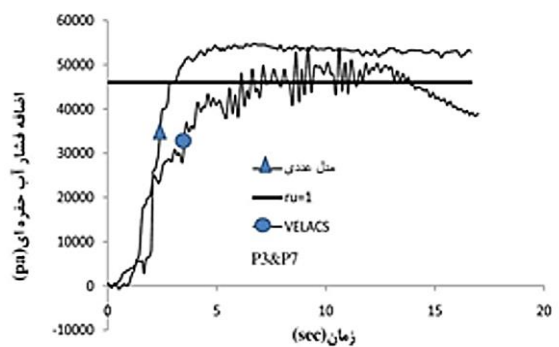
بعد از این که اعتبار مدل با آزمایش سانتریفیوژ مورد ارزیابی قرار گرفت، در این مرحله اثر ستون‌های سنگی به صورت گروهی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به این منظور ابتدا مدلی با ابعاد کوچک‌تر، به منظور صرفه‌جویی در زمان محاسبات، به ابعاد  $10m \times 10m$  در پلان و به عمق  $10m$  در نظر گرفته شده است. با اعمال مرزهای منطقه‌ای آزاد در قسمت‌های جانبی، پدیده انعکاس امواج در حین تحلیل ایجاد نخواهد شد و طرفین مدل به صورتی در خواهد آمد که گویی در قسمت‌های جانبی، مصالح خاکی یا سنگی در محیط نیمه بی‌نهایت امتداد دارد. به منظور شبیه‌سازی مرزهای نیمه بی‌نهایت در توده خاک، از مرزهای دینامیکی آزاد در چهار طرف مدل استفاده گردیده است. کف مدل نیز بستر سخت در نظر گرفته شده است. با همان شتاب نگاشت آزمایش VELACS، مدل اخیر مورد تحلیل قرار گرفت. برای تعیین میزان کارایی ستون سنگی در کاهش فشار آب حفره‌ای و همچنین افزایش مقاومت برشی خاک اطراف ستون، از ستون‌های سنگی با قطرهای  $1/6$ ،  $1/2$  و  $1$  متر، استفاده شده است. ستون‌های سنگی بنا به توصیه آئین‌نامه FHWA (۱۹۸۳) از مصالح دانه‌ای با زاویه اصطکاک بالا، چسبندگی کم و نفوذپذیری بالا، انتخاب می‌شوند. بنا به توصیه این آئین‌نامه مدول یانگ مصالح دانه‌ای ستون‌های سنگی باید بین  $10$  تا  $40$  برابر خاک اطراف باشد که در این تحقیق از ضریب  $40$  استفاده شده است. پارامترهای مورد استفاده برای ستون سنگی به شرح جدول (۲) می‌باشد. مطابق آئین‌نامه FHWA (۱۹۸۳) برای چیدمان ستون‌ها در حالت گروهی از دو شبکه مربعی و مثلثی استفاده می‌شود. ستون سنگی‌های مورد بررسی در یک گروه بزرگ ستون سنگی و خاک اطراف آن به صورت سلول واحد در نظر گرفته می‌شود. ناحیه چند ضلعی منتظم اطراف ستون سنگی با استفاده از یک ناحیه دایره‌ای تخمین زده می‌شود. برای چینش ستون‌های سنگی به صورت مثلثی، شعاع معادل سلول واحد  $D_e = 1.05S$  و برای الگوی چینش ستون سنگی به صورت مربعی شعاع معادل سلول واحد برابر  $D_e = 1.13S$  می‌باشد. که  $S$  برابر فاصله مرکز تا مرکز ستون‌های سنگی مجاور است. در این تحقیق از آرایش مثلثی برای ستون‌های سنگی استفاده شده است. (تأثیر چینش مربعی ستون‌های سنگی در کاهش اضافه فشار حفره‌ای توسط Esmaeili و Hakimpour (۲۰۱۵) مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به اهمیت فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها بر رفتار گروهی ستون‌ها، یک تحلیل حساسیت بر روی نسبت فاصله مرکز تا مرکز نسبت به قطر ستون



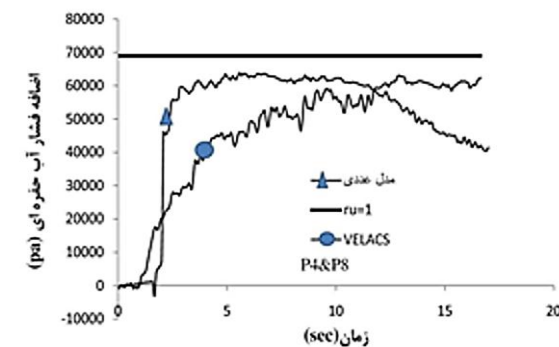
شکل ۴- مقایسه مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق  $1/5m$



شکل ۵- مقایسه مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق  $2/5m$



شکل ۶- مقایسه مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق  $5m$



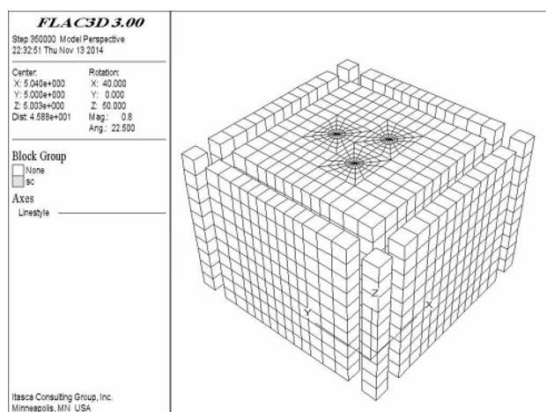
شکل ۷- مقایسه مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق  $7/5m$

### ۳-۲- المان‌های فصل مشترک بین مصالح ستون سنگی و خاک

به علت این که مصالح خاک و ستون سنگی متفاوت می‌باشد، در محل تماس ستون و خاک از المان‌های فصل مشترک استفاده شده است. بنابر توصیه راهنمای نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$ ، سختی ظاهری یک ناحیه در جهت قائم را می‌توان از رابطه (۷) محاسبه نمود (ضمیران، ۱۳۹۱):

$$K_s = K_n = \max \left[ 10 \times \frac{\left( K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{min}} \right] \quad (7)$$

که در آن  $K_s$  و  $K_n$  سختی نرمال و سختی برشی برای فصل مشترک و  $G$  و  $K$  به ترتیب مدول‌های حجمی و برشی نواحی مجاور فصل مشترک و  $\Delta z_{min}$  کم‌ترین عرض ناحیه در جهت قائم است. همان گونه که ذکر شد چون مواد دو طرف فصل مشترک از لحاظ سختی متفاوت می‌باشند، بنابر توصیه راهنمای مذکور، از این رابطه برای بخش نرم‌تر با سختی کم‌تر (خاک) استفاده شده است. بنابراین مقادیر سختی نرمال و سختی برشی فصل مشترک برابر ۱۳۵ مگاپاسکال بر متر و مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک فصل مشترک مانند خاک اطراف ستون سنگی مطابق جدول (۱) می‌باشد. با همان شتاب نگاشت آزمایش  $VELACS$ ، مدل اخیر نیز مورد تحلیل قرار گرفت. شکل (۹) شبکه تفاضل محدود را برای گروه ستون به قطر ۱ متر و فاصله مرکز تا مرکز ۳ متر نشان می‌دهد.



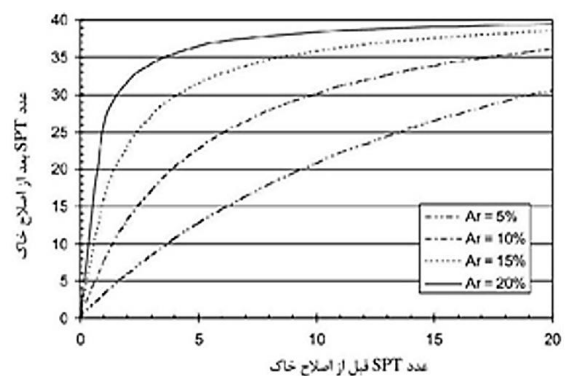
شکل ۹- شبکه تفاضل محدود برای گروه ستون

### ۳-۳- مرزهای نفوذپذیر در تحلیل جریان سیال

مرزهای فوقانی مدل و همچنین مرزهای محیطی ستون‌های سنگی، به عنوان مرزهای نفوذپذیر به نرم‌افزار معرفی شده‌اند. یعنی سیال می‌تواند به محیط خارجی (یا محیط داخلی) جریان یابد. شکل (۱۰)، بردارهای جریان آب به داخل ستون سنگی را نشان

(s/d)، انجام گرفته است. برای این منظور نسبت فوق برابر ۲، ۳ و ۴ در نظر گرفته شده و برای قطرهای ۰/۶، ۱ و ۱/۲ متر انجام گرفته است. شرایط مرزی دینامیکی و همچنین شرایط مرزی جریان سیال و نیز تاریخچه شتاب وارده مشابه با مدل بدون ستون می‌باشد.

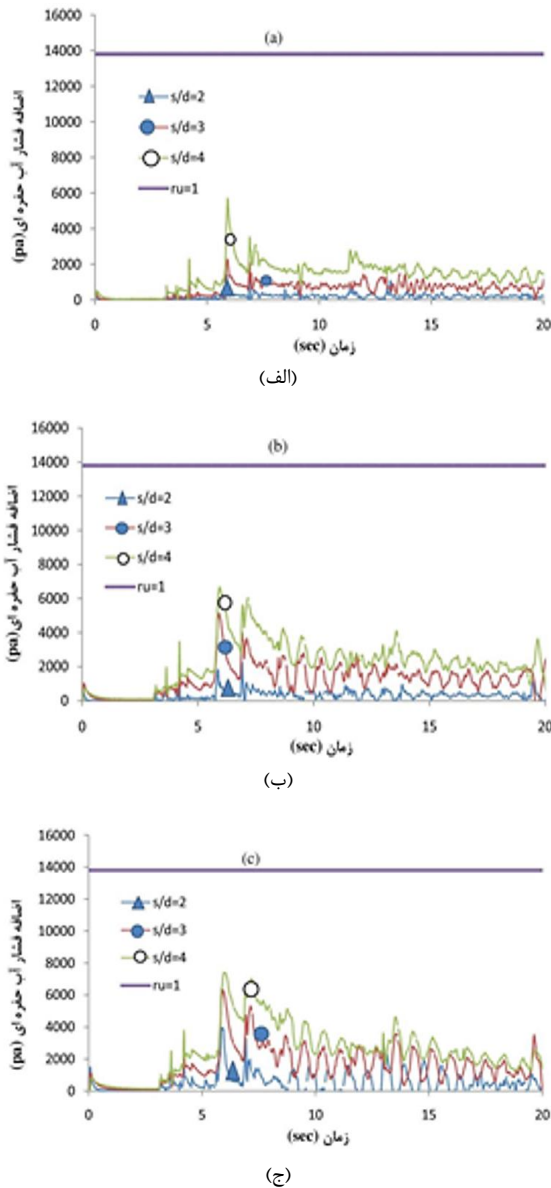
Baez در سال ۱۹۷۵ با انجام آزمایش‌های SPT در خاک‌های ماسه‌ای تمیز تا ماسه‌های لای‌دار با درصد ریزدانه کم‌تر از ۱۵ درصد، در تعدادی منطقه قبل و بعد از بهسازی نشان داد که مقادیر مربوط به عدد نفوذ استاندارد، زاویه اصطکاک داخلی و مدول الاستیسیته در محدوده سلول واحد تغییر خواهد کرد (در نتایج خود از نسبت جایگزینی سطح  $(Ar)$  استفاده کرد). شکل (۸) تغییر عدد SPT ناشی از اجرای ستون سنگی را در خاک نشان می‌دهد. در این تحقیق، برای مشاهده میزان مشارکت ستون سنگی در بهسازی خاک، پارامترهای مقاومتی خاک در محدوده سلول واحد اصلاح نشده‌اند (Quimby، ۲۰۱۵).



شکل ۸- تغییرات عدد SPT خاک ماسه‌ای سست با نسبت جایگزینی سطح (Quimby، ۲۰۱۵)

جدول ۲- پارامترهای مورد استفاده برای ستون سنگی (FHWA، ۱۹۸۳)

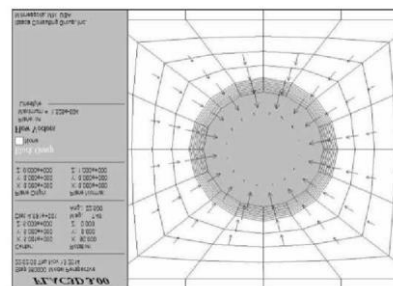
مقدار	واحد	کمیت
۰/۴۵	-	نسبت تخلخل (e)
۱۸۰۰	kg/m <sup>3</sup>	دانسیته
۴۰۰	MPa	مدول الاستیسیته
۱۵۴	MPa	مدول برشی
۳۳۳	MPa	مدول حجمی
۴۵	Degree	زاویه اصطکاک
۱/۲ و ۰/۶	m	قطر ستون
۱۰ <sup>-۱</sup>	m/s	نفوذپذیری
۰/۳	-	ضریب پواسون



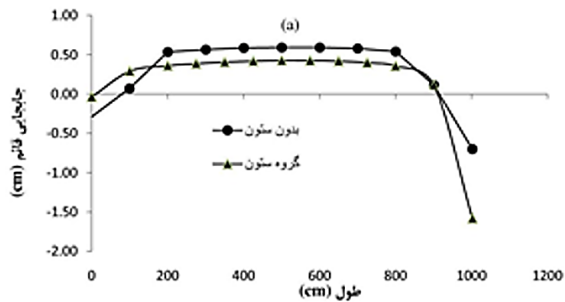
شکل ۱۱- تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای برای گروه ستون در نسبت‌های ۲، ۳، ۴ (الف) قطر ۰/۶ متر، (ب) قطر ۱ متر (ج) قطر ۱/۲ متر

شکل (۱۳) پروفیل طولی خاک در تراز واقع در سطح زمین را برای حالتی که توده خاک بدون ستون و با گروه ستون به قطر ۱ متر با فاصله مرکز تا مرکز ۳ برابر قطر ستون و زمانی که هیچ سرباری روی توده خاک وجود ندارد، نشان می‌دهد. این شکل پروفیل طولی دو حالت مذکور (بدون ستون سنگی و با گروه ستون سنگی) در مقطع وسط مدل، در فاصله ۱ متری از مرکز مدل و در فاصله ۲ متری از مرکز مدل را نشان می‌دهند. ملاحظه می‌شود که با فاصله گرفتن از مقطع وسط توده خاک، این دو پروفیل از هم فاصله می‌گیرند.

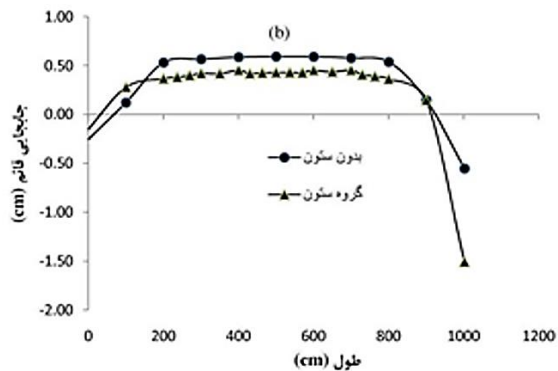
می‌دهد که بیانگر زهکشی شعاعی جریان آب در توده خاک به داخل ستون می‌باشد. نتایج اضافه فشار آب حفره‌ای برای سه قطر در نسبت‌های فوق‌الذکر در عمق ۱/۵ متری از سطح زمین در شکل (۱۱) ارائه شده است. با توجه به شکل (۱۱) ملاحظه می‌شود که میزان اضافه فشار آب حفره‌ای با افزایش نسبت  $s/d$  برای هر سه قطر ستون افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها، از اثر گروه کاسته می‌شود. بعد از بررسی نتایج اضافه فشار آب حفره‌ای به بررسی جابه جایی قائم در سطح زمین در گروه‌های با قطرهای مختلف و با نسبت  $s/d$ های متفاوت مطابق با شکل (۱۲) می‌پردازیم. با توجه به شکل (۱۲) ملاحظه می‌شود که در نسبت  $s/d$  برابر ۲ مقدار تورم خاک نسبت به حالت  $s/d$  برابر ۳ و ۴ بیشتر می‌شود. می‌توان این گونه نتیجه گرفت که در اجرای ستون‌های سنگی به صورت گروهی وقتی فاصله ستون‌های گروه از یک حدی کم‌تر باشد مقدار تورم ایجاد شده در خاک بیشتر می‌شود. همچنین در گروه ستون به قطر ۰/۶ متر در نسبت  $s/d$  برابر با ۴ که فاصله ستون‌های گروه از هم زیاد می‌باشد، اثر گروه از بین رفته و هر ستون به طور جداگانه عمل می‌کند در حالت  $s/d$  برابر با ۳ (در هر سه قطر) که حد وسط بین دو حالت فوق است، اثر گروه به خوبی نمایان است. با توجه به نتایج حاصل می‌توان استدلال کرد که در ستون‌های با قطر کم‌تر از ۱ متر وقتی که فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها، تقریباً سه برابر قطر ستون‌ها می‌باشد عملکرد گروهی ستون بهتر خواهد بود. در حالت استفاده از ستون‌های با قطر ۱ و ۱/۲ متر در نسبت  $s/d$  برابر ۴ مقدار تورم و همچنین نرخ افزایش نشست نسبت به حالت  $s/d$  برابر ۲ کم‌تر است، ولی نسبت به  $s/d$  برابر ۳ تفاوت کم‌تری دارد. در نسبت  $s/d$  برابر با ۳ نرخ افزایش نشست در سیکل‌های پایانی نسبت به دو مقدار دیگر بیشتر است و بیشتر نشست در طی تحریک اتفاق می‌افتد. می‌توان استنباط کرد که در نسبت‌های  $s/d$  برابر ۳، ۴، ۵ دایره‌های زهکشی با هم هم‌پوشانی دارند. بنابراین در سیکل‌های بیشتری شیب منحنی نشست، تندتر است. بنابراین به عنوان یک نتیجه می‌توان این‌گونه عنوان کرد که برای فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها برابر ۲ تا ۳/۵ تا ۳/۵ برابر قطر ستون، عملکرد گروه ستون در کاهش نشست بهتر خواهد بود.



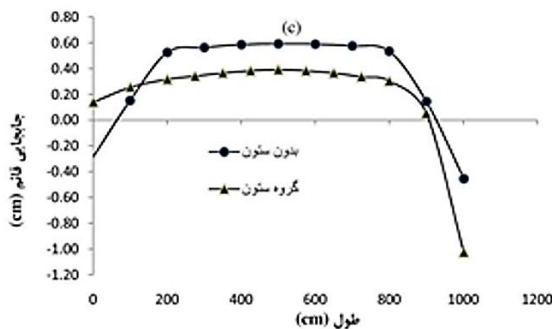
شکل ۱۰- زهکشی شعاعی آب به داخل ستون



(الف)



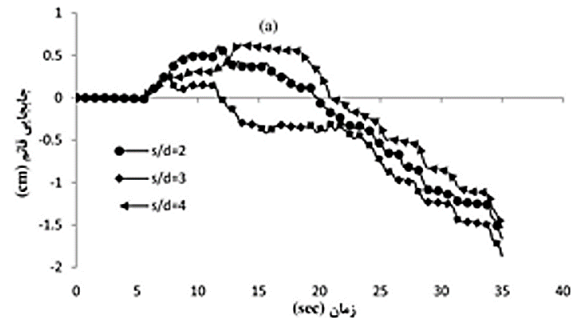
(ب)



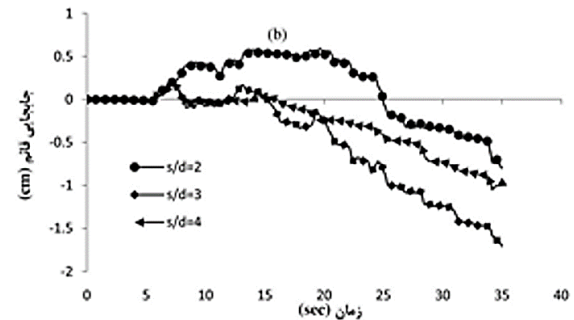
(ج)

شکل ۱۳- پروفیل طولی خاک در سطح زمین: الف) وسط مدل، ب) ۱ متری از وسط مدل، ج) ۲ متری از وسط مدل

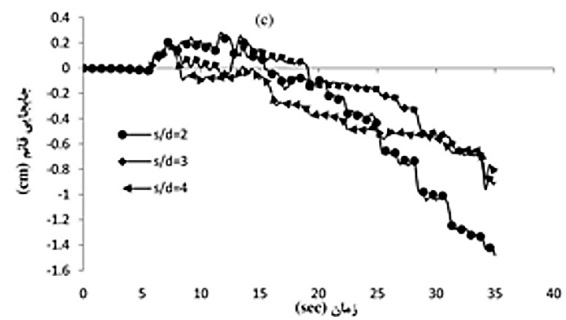
در نهایت نتایج تحلیل اخیر با نتایج تحلیل مدل بدون ستون سنگی مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج تحلیل در شکل (۱۴) نشان داده شده است. با توجه به شکل ملاحظه می‌شود که در حالت استفاده از گروه ستون‌های سنگی نسبت به حالت بدون ستون، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد. (با توجه به این که اثر زهکشی ستون سنگی در نظر گرفته نشده است). دلیل این امر، افزایش مقاومت خاک اطراف ستون در محدوده سلول واحد و بهبود مشخصات مکانیکی خاک در محدوده بیشتری توسط گروه ستون‌های سنگی می‌باشد (با توجه به مطالب مذکور در بند ۳-۱، هر چند که پیشنهاد Baez، در مورد اصلاح عدد SPT و زاویه اصطکاک داخلی در محدوده ستون‌های سنگی در این تحقیق در نظر گرفته نشده است، ولی تأثیر ستون‌های سنگی در افزایش مقاومت خاک اطراف مشاهده می‌شود).



(الف)



(ب)



(ج)

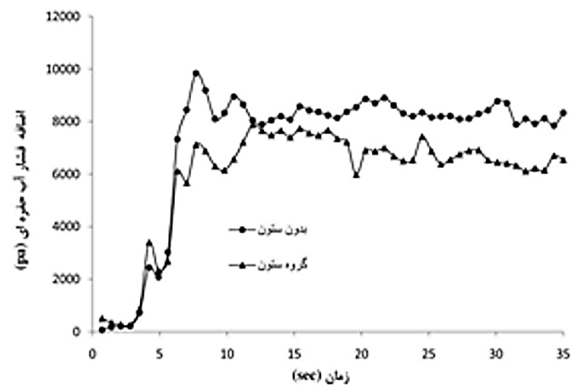
شکل ۱۲- تغییرات جابه جایی قائم (نشست) در سطح زمین برای گروه ستون‌های ۲، ۳ و ۴: الف) قطر ۰/۶ متر، ب) قطر ۱ متر، ج) قطر ۱/۲ متر

#### ۴- بررسی اثر ستون‌های سنگی بدون در نظر گرفتن عملکرد زهکشی آن‌ها

همانگونه که اشاره شد، ستون‌های سنگی دو وظیفه مهم را ایفاء می‌کنند، اول زهکشی آب حفره‌ای خاک اطراف خود و دوم بهبود مشخصات مکانیکی (افزایش مقاومت برشی و تراکم) خاک اطراف خود و در نتیجه در این محدوده، فشار آب حفره‌ای افت خواهد کرد. بدین منظور بعد از انجام تحلیل‌های مذکور در بندهای قبلی، در این مرحله از تحلیل، عملکرد زهکشی ستون‌های سنگی در نظر گرفته نشده است. به این ترتیب یک بار مدل خاک با گروه ستون سنگی به قطر ۱ متر و با فاصله مرکز تا مرکز ۳ متر و با نفوذپذیری پایین (برابر با نفوذپذیری خاک اطراف) و بدون در نظر گرفتن مرزهای زهکش در محیط ستون‌ها، با همان شتاب نگاشت پروژه VELACS مورد تحلیل قرار گرفت.



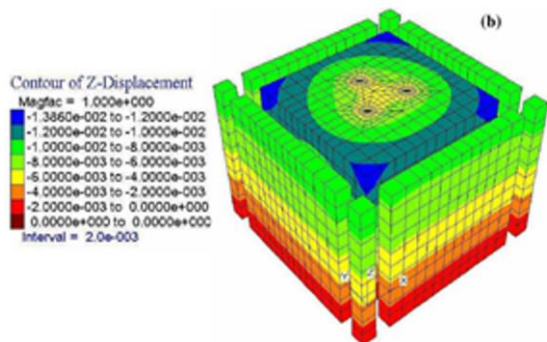
رسیدن اضافه فشار آب حفره‌ای به مقدار ماکزیمم خود، نشست با شیب یکنواخت و نوسانات جزئی شروع به افزایش می‌کند. همچنین مشاهده می‌شود که با تعبیه ستون سنگی در مدل، روند تغییرات منحنی نشست در برابر اضافه فشار آب حفره‌ای، در ابتدا مانند حالت بدون ستون می‌باشد ولی در سیکل‌های کم‌تری دارای سیر نزولی با روند نامنظم می‌باشد. بعد از رسیدن اضافه فشار آب حفره‌ای به مقدار شروع سیر نزولی (ثانیه ۶)، نشست با شیب یکنواخت و نوسانات جزئی شروع به افزایش می‌کند. با مقایسه نمودارهای مربوط به حالت بدون سربار و با سربار، ملاحظه می‌شود که در حالت اعمال سربار، مقدار نوسانات نشست تقریباً از بین می‌رود و همچنین در هیچ سیکلی مقدار نشست ثابت نمی‌ماند در حالی که در نمودارهای مربوط به حالت بدون سربار در تعدادی از سیکل‌ها، نشست ثابت می‌ماند، هرچند که اضافه فشار آب حفره‌ای در این سیکل‌ها سیر نزولی دارد. این بدان علت است که در حالت اعمال سربار، چون همواره تنش قائم ناشی از سربار بر توده خاک وجود دارد، بنابراین نرخ رشد نشست در هیچ سیکلی به صفر نمی‌رسد و همواره سیر صعودی دارد. کانتورهای جابجایی قائم در دو مدل فوق‌الذکر مطابق شکل (۱۸) می‌باشد. مشاهده می‌شود که با اعمال سربار در مدل بدون ستون سنگی نشست تقریباً یکنواختی تا عمق حدوداً یک متری سطح زمین به وقوع می‌پیوندد و به طور کلی تغییرات نشست در عمق به صورت یکنواخت می‌باشد. علت این موضوع افزایش تنش کل و به تبع آن تنش مؤثر می‌باشد. با تعبیه گروه ستون در یک محدوده دایره‌ای شکل، نشست کاهش چشمگیری پیدا می‌کند. در بقیه نواحی هم نشست تقریباً یکنواخت است. شکل (۱۹) پروفیل طولی خاک در تراز سطح زمین را برای دو حالت مذکور را نشان می‌دهد. پروفیل‌های ارائه شده تقریباً برای مقطع گذرنده از وسط مدل می‌باشند. ملاحظه می‌شود که جابجایی قائم نقاط واقع در سطح زمین برای حالتی که توده خاک بدون ستون می‌باشد تقریباً مقداری برابر دارد. این مقدار بیانگر نشست توده خاک می‌باشد. با تعبیه گروه ستون، مقدار نشست کاهش می‌یابد. با فاصله گرفتن از ستون‌های سنگی، نشست به سمت کناره‌ها، با شیب ملایم، شروع به افزایش می‌کند. این پدیده به این علت است که با فاصله گرفتن از محدوده فوق-الذکر، اثر ستون‌های سنگی (اثر مقاومتی و زهکشی) شروع به کاهش می‌کند و در کناره‌های مدل نشست، نسبت به حالت بدون ستون، قدری بزرگ‌تر است. شاید این پدیده به این علت باشد که با تعبیه ستون از مصالح متفاوت با خاک، یکنواختی توده خاک به هم می‌خورد و در نتیجه مقدار نشست حالت بدون ستون، کم‌تر می‌باشد.



شکل ۱۴- اثر ستون‌های سنگی در کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای بدون در نظر گرفتن عملکرد زهکشی آن‌ها

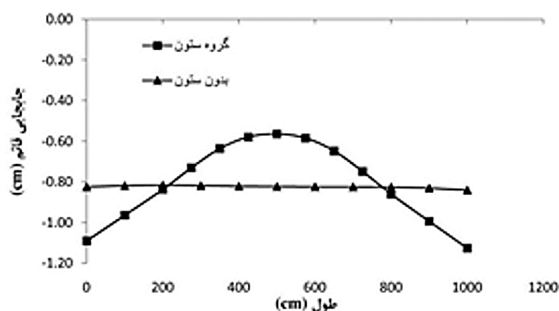
##### ۵- بررسی مدل تحت سربار

در این مرحله فشاری برابر با ۱۰۰ کیلوپاسکال، تقریباً معادل فشار ناشی از یک ساختمان ۱۰ طبقه بتن آرمه، به طور گسترده در سطح زمین در نظر می‌گیریم. برای این منظور از مدل گروه ستون سنگی به قطر ۱ متر و با آرایش مثلثی با نسبت  $s/d$  برابر با ۳ استفاده شد. شرایط مرزی استاتیکی، دینامیکی و تاریخچه شتاب وارده در کف عیناً مشابه با مدل‌های تحلیل شده بدون سربار می‌باشد. همچنین تحلیل جریان سیال نیز در این مدل مشابه تحلیل‌های قبل انجام گرفته است. نتایج تغییرات جابجایی قائم (نشست توده خاک) و اضافه فشار آب حفره‌ای در برابر زمان اعمال بار و نیز نتایج جابجایی قائم در برابر اضافه فشار حفره‌ای در شکل-های (۱۵) تا (۱۷) ارائه گردیده است. نتایج در نقطه‌ای واقع در عمق ۱/۵ متری از سطح زمین و به فاصله ۱/۵ متری از مرکز مدل، می‌باشند. با توجه به شکل (۱۵) ملاحظه می‌شود که نرخ افزایش نشست و همچنین نشست نهایی در مدل با گروه ستون نسبت به حالت بدون ستون کم‌تر است. همچنین مشاهده می‌شود که در حالت استفاده از گروه ستون در ابتدا اندکی تورم در خاک پدید می‌آید که دلیل آن تعبیه گروهی ستون‌ها می‌باشد. و نیز در این حالت شیب منحنی نشست نسبت به حالت بدون ستون کم‌تر و دارای اندکی تقعر به سمت پایین می‌باشد که بیانگر کاهش نشست در طول بارگذاری می‌باشد. احتمال می‌رود با افزایش فاصله ستون-ها از هم، این مقدار تورم از بین می‌رود. با توجه به شکل (۱۶) مشاهده می‌شود که منحنی اضافه فشار آب حفره‌ای بدون نوسان فاحش، سیر نزولی دارد که بیانگر افزایش مقاومت خاک در یک محدوده وسیع می‌باشد. با توجه به شکل (۱۶) و (۱۷) ملاحظه می‌شود که با افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در ثانیه‌های ابتدایی تحریک، نشست خاک در یک مقدار کم ثابت می‌باشد. تا رسیدن اضافه فشار آب حفره‌ای به مقدار ماکزیمم خود نشست دارای سیر صعودی ولی با روند نامنظم و نرخ نسبتاً پایین می‌باشد. بعد از



(ب)

شکل ۱۸- کانتورهای جابه جایی قائم برای توده خاک تحت سربار: الف) مدل بدون ستون سنگی، ب) مدل با گروه ستون سنگی



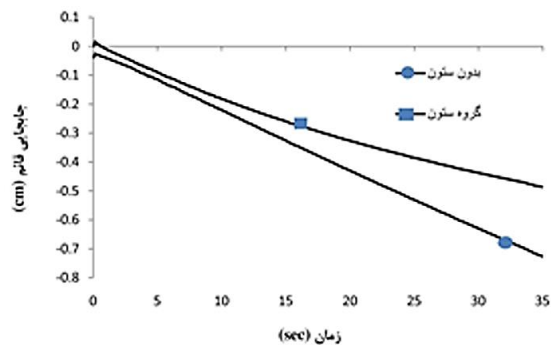
شکل ۱۹- پروفیل طولی خاک در سطح زمین در مقطع گذرنده از وسط مدل با اعمال سربار

۶- نتایج

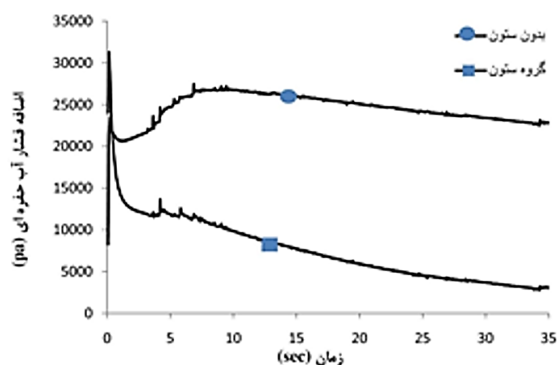
به عنوان مهم ترین نتایج تحقیق حاضر می توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- میزان اضافه فشار آب حفره ای با افزایش نسبت  $s/d$  برای هر سه قطر ستون افزایش می یابد. به عبارت دیگر با افزایش فاصله مرکز تا مرکز ستون ها، از اثر گروه کاسته می شود و در این حالت، هر کدام از ستون های گروه مانند ستون تکی رفتار می کنند.

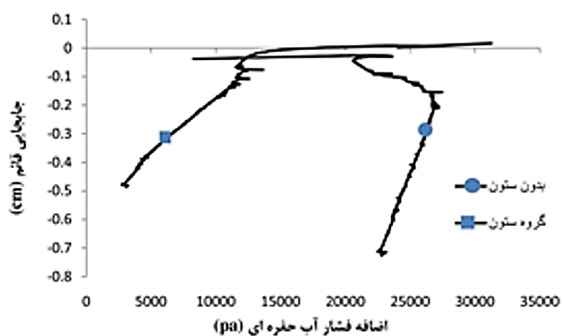
۲- زمانی که سرباری روی مدل وجود ندارد، در نسبت  $s/d$  برابر با ۳ نرخ افزایش نشست در سیکل های پایانی نسبت به دو مقدار دیگر بیشتر است و بیشتر نشست در طی تحریک اتفاق می افتد. برای فاصله مرکز تا مرکز ستون ها برابر  $2/5$  تا  $3/5$  برابر قطر ستون، عملکرد گروه ستون در کاهش نشست بهتر خواهد بود. به عنوان یک نتیجه گیری کلی در مورد نشست مربوط به حالت گروه ستون می توان گفت، اجرای ستون های سنگی به صورت تکی، ردیفی و یا در گروه های با تعداد کم باعث تورم کم تر نسبت به اجرای گروه با مش بندی متراکم می شود. در یک تعداد معین ستون با کم تر شدن فاصله بین ستون ها، تورم خاک نیز بیشتر می شود.



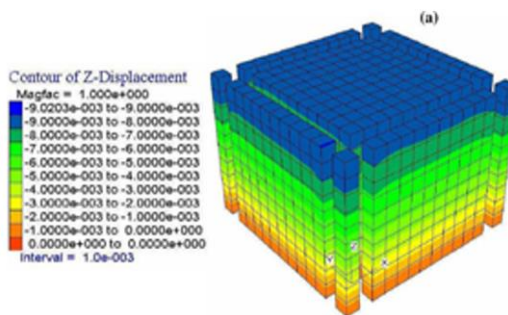
شکل ۱۵- تغییرات جابه جایی قائم در برابر زمان



شکل ۱۶- تغییرات اضافه فشار آب حفره ای در برابر زمان



شکل ۱۷- تغییرات جابه جایی قائم در برابر اضافه فشار حفره ای



(الف)

- Sadrekarimi A, Ghalandarzadeh A, "Evaluation of gravel drains and compacted sand piles in mitigating liquefaction", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 2005, 9 (3), 91-104.
- Sasaki Y, Taniguchi E, "Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits", Soils and Foundations, 1982, 22 (3), 1-14.
- Taiebat M, Pak A, "A fully coupled dynamic analysis of velacs experiment no. 1, using a critical state two-surface plasticity model for sands", In Proceedings of the thirteen<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Vancouver, BC, Canada, August 2004.

۳- با اعمال سربار در مدل بدون ستون نشست تقریباً یکنواختی تا عمق حدوداً یک متری سطح زمین به وقوع می‌پیوندد و به طور کلی تغییرات نشست در عمق به صورت یکنواخت می‌باشد. علت این موضوع افزایش تنش کل و به تبع آن تنش مؤثر می‌باشد. در حالت تعبیه گروه ستون، در یک محدوده دایره‌ای شکل به شعاع تقریبی برابر با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها، نشست کاهش چشم‌گیری می‌یابد و در بقیه نواحی نشست تقریباً یکنواخت است.

#### ۷- مراجع

- ضمیران س، "مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های خاکی و سنگی"، انتشارات نوآور، ۱۳۹۱.
- Arulmoli K, "VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies, laboratory testing program", Soil data report, 1992.
- Asgari A, Oliaei M, Bagheri M, "Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 51, 77-96.
- Brennan AJ, Madabhushi SP, "Physical and numerical modelling of drainage in liquefied soils", In: Fourth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran, 12-14 May, 2003.
- Castro J, "Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing", Computers and Geotechnics, 2014, 60, 77-87.
- Esmaili M, Hakimpour SM, "Three dimensional numerical modelling of stone column to mitigate liquefaction potential of sands", Journal of Seismology and Earthquake Engineering, 2015, 17 (2), 127-40.
- Barksdale RD, Bachus RC, "Design and construction of stone columns", 1983, vol. I, Turner-Fairbank Highway Research Center.
- Krishna AM, Madhav MR, "Engineering of Ground for Liquefaction Mitigation", In Advances in Indian Earthquake Engineering and Seismology, 2009, 173-201.
- Lu J, Yang Z, Adler K, Elgamal A, "Numerical analysis of stone column reinforced silty soil", In Proceedings of the 15th Southeast Asian geotechnical conference, Bangkok, Thailand, November, 2004.
- Papadimitriou A, Brennan A, "Numerical investigation of liquefaction mitigation using gravel drains", In Proceedings of the 14th International Conference Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 25 Jun, 2007.
- Quimby MJ, "Liquefaction mitigation in silty sands using stone columns with wick drains", Master of Science, Brigham Young University, 2009.

## EXTENDED ABSTRACT

# Numerical Examination of Stone Column for Liquefaction Diminution Potential

Haleh Meshginghalam, Masoud Hajjalilue Bonab \*, Seyyed Kazem Razavi

Department of Civil Engineering University of Tabriz, Tabriz, Iran

Received: 09 May 2016; Accepted: 28 January 2017

---

### Keywords:

Liquefaction, Soil improvement, Stone columns, FLAC<sup>3D</sup>.

---

## 1. Introduction

Stone columns are one of effective methods of confronting liquefaction in saturated sands. The main objectives of this method is to increase soil strength and pore water drainage rate in surrounding soils, considering higher permeability of stone column materials. Different researchers have studied the effects of using stone columns on reducing liquefaction potential. Generally, these studies can be classified as numerical and experimental studies. Considering the fact that interactions between stone column and soil are tridimensional, the aim of present study is numerical investigation of application of current method in decreasing liquefaction potential.

## 2. Methodology

In this study liquefaction potential of sand bed was studied by FLAC<sup>3D</sup> and validated by the results of VELACS international project. The effects of stone columns group were studied on decreasing excess pore pressure and soil settlement in a triangle arrangement. Considering the importance of effects of center to center distance from columns center on group behavior of columns, a sensitivity study was carried on center to center distance on column diameter ratio. Hence above mentioned this ratio was considered 2, 3, 4 and it was carried out on diameters 0.6, 1 and 1.2 m. Finally an average vertical contact pressure of 100 kPa, which is approximately equal to the vertical pressure transmitted by a 10 story reinforced concrete building, was applied in the model.

## 3. Results and conclusions

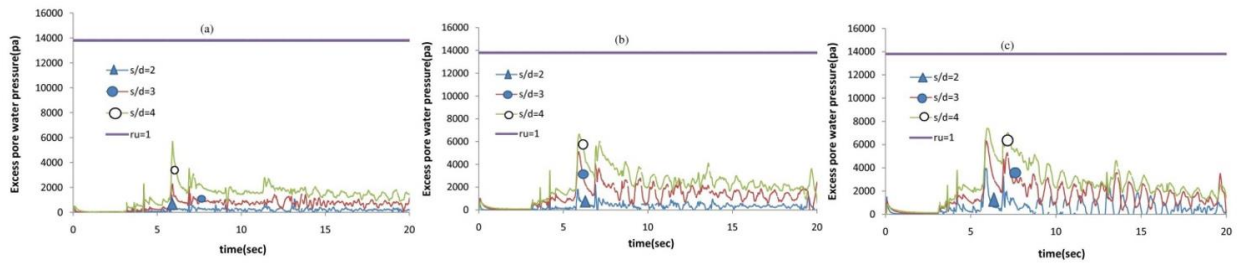
Considering geometrical characteristics of columns of present study, obtained results indicated that with increase of distance center from columns center, the group effect is decreased. Implementation of stone columns individually, as a row or in groups with fewer numbers, caused less bulking compared to implementation of group with compressed meshing method. In a certain number of columns, decreased distance between columns caused increase of soil bulking. With increase in column diameter, soil mass settlement is decreased. In second stage, a load of 100 kPa which is almost equal to the load of 10-floor concrete building, was applied on the model. With implementation of load, a relatively similar settlement occurred till about 1m depth of ground surface. With installation of stone columns group at model, in a circular area with diameter which was about equal distance center from columns center, the settlement indicated considerable reduce compared to column-less state. The settlement was almost uniform and balanced in other areas at

---

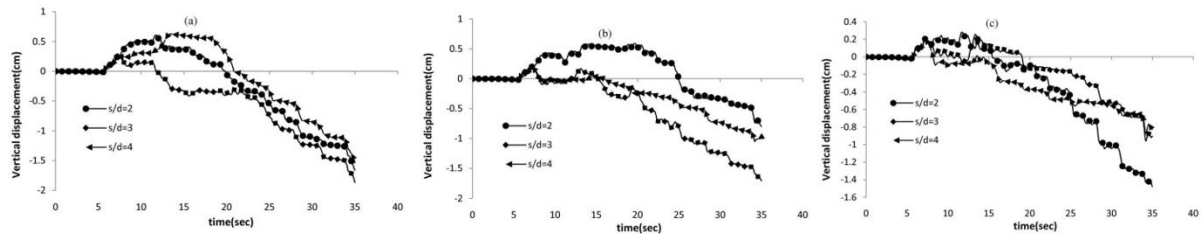
\* Corresponding Author

E-mail addresses: ha\_meshkin@yahoo.com (Haleh Meshginghalam), hajjalilue@tabrizu.ac.ir (Masoud Hajjalilue Bonab), skrazavi2010@gmail.com (Seyyed Kazem Razavi).

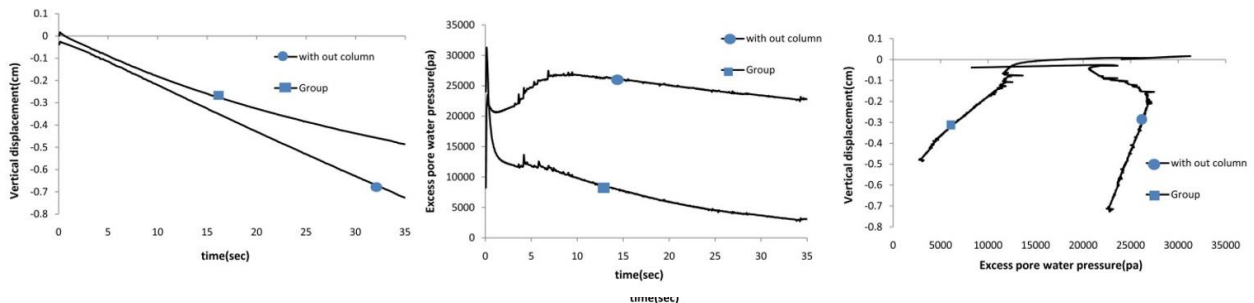
depth. For center distance from column centers which are 2.5-3.5 times of column diameter, the columns group will have better function in settlement reduction. When installing column group, settlement is reduced.



**Fig. 1.** Changes of excess pore water pressure for column groups at  $s/d$  ratios=2, 3, 4, a) with diameter 0.6 m, b) with diameter 1 m, c) with diameter 1.2 m



**Fig. 2.** Changes of vertical displacement (settlement) at ground surface for column group with  $s/d$  ratios of=2,3,4 a) diameter 0.6 m, b) diameter 1 m, c) with diameter 1.2 m



**Fig. 3.** Changes of vertical displacement and excess pore water pressure with implementation of overload

#### 4. References

- Asgari A, Oliaei M, Bagheri M, "Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, 51, 77-96.
- Brennan AJ, Madabhushi SP, "Physical and numerical modelling of drainage in liquefied soils", In: Fourth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran, 12-14 May, 2003.
- Lu J, Yang Z, Adlier K, Elgamal A, "Numerical analysis of stone column reinforced silty soil", In Proceedings of the 15<sup>th</sup> Southeast Asian geotechnical conference, Bangkok, Thailand, November, 2004.
- Papadimitriou A, Brennan A, "Numerical investigation of liquefaction mitigation using gravel drains", In Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 25 Jun, 2007.