

تحلیل عددی تاثیر ستون سنگی برای کاهش خطر روانگرایی خاک در حین زلزله

مرتضی اسماعیلی^{۱*}، سید مهرباب حکیم پور^۲

۱- استادیار دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران،

m_esmaeili@iust.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۳/۰۳

تاریخ دریافت: ۹۱/۰۷/۱۲

چکیده - یکی از عوامل خرابی سازه‌هایی که بر روی بسترهای ریز دانه سیلتی و ماسه‌ای اشباع، قرار گرفته‌اند وقوع پدیده روانگرایی و ایجاد نشست و گسیختگی ناشی از آن است. در این میان استفاده از ستون‌های سنگی که همان جاگذاری بخشی از مصالح ریز دانه بستر با ستونی از مصالح سنگی است یکی از روش‌های مقرون به صرفه و سازگار با محیط زیست در بهسازی خاک به شمار می‌رود. با توجه به طبیعت سه بعدی حاکم بر اندرکنش ستون سنگی با محیط پیرامونی، به شکل تکی و گروهی در شرایط زلزله، بررسی میزان تاثیرگذاری این روش بر کاهش آثار روانگرایی در توده‌های ماسه‌ای اشباع، موضوع پژوهش حاضر در نظر گرفته شده است. برای این منظور در گام نخست وقوع روانگرایی در بسترهای مستعد روانگرایی به روش عددی تفاضل محدود و به کمک نرم افزار FLAC3D بررسی شده، و نتایج حاصل از این تحلیل با نتایج آزمایش شماره یک پروژه بین المللی VELACS مقایسه و بدین وسیله اعتبار سنجی حل عددی نرم افزار با دقت مناسبی صورت پذیرفته است. در ادامه برای نشان دادن تاثیر ستون سنگی تکی با قطرهای مختلف بر کاهش روانگرایی، مدلسازی مربوطه انجام و نتایج در قالب کاهش اضافه فشار حفره‌ای در سطح و عمق مورد نظر ارزیابی شده است. در پایان نیز با به کارگیری چیدمان مربعی برای ستون‌های سنگی دامنه کارائی این ستون‌ها به فرم گروهی با بررسی هم‌زمان اثر قطر و فاصله بررسی شده است. نتایج به دست آمده بیانگر تاثیر ستون سنگی در زهکشی شعاعی و کاهش فشار آب حفره‌ای در منطقه‌ای به اندازه ۲ تا ۲/۵ برابر قطر ستون سنگی در خاک اطراف آن است.

واژگان کلیدی: روانگرایی؛ فشار آب حفره‌ای؛ بهسازی؛ ستون‌های سنگی؛ زهکشی شعاعی.

۱- مقدمه

۱۹۹۴ نورتریج نشان دهنده ایجاد خسارت‌های قابل توجه ناشی از وقوع پدیده روانگرایی خاک به ابنیه مسکونی، سدها، پل‌ها و غیره است. در ادبیات فنی و مهندسی برای حل مسئله روانگرایی و کنترل نشست بسترهای سیلتی اشباع هنگام زلزله، روش‌های مختلفی از قبیل تزریق نفوذی،

بررسی‌های تاریخی صورت گرفته در خصوص وقوع زلزله‌های متعدد مانند زلزله سال ۱۹۶۴ آلاسکا و نیگاتای ژاپن، سال ۱۹۶۷ کاراکاس و ونزوئلا، سال ۱۹۷۶ گواتمالا، سال ۱۹۸۱ رودبار، ۱۹۹۱ لوماپریتسا و

بررسی تاثیر کارائی ستون‌های شنی در کنترل روانگرایی مرتبط است که در این زمینه پژوهش صورت گرفته به وسیله‌ی Boominathan [۷]، در سال ۲۰۰۵ و در ادامه پژوهش انجام شده توسط Xianfeng [۸]، در سال ۲۰۰۷ قابل ذکر است. با بررسی کارهای صورت گرفته در این زمینه به وضوح مشخص است که در خصوص بررسی کارائی گروه ستون‌های سنگی و مقایسه آن با ستون سنگی منفرد و تعیین دامنه کارائی این ستون‌ها در شرایط سه بعدی و منطبق برواقعیت عملکردی این ستون‌ها در طبیعت کار عددی مشخصی صورت نگرفته است. بنابراین در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC 3D در گام نخست پتانسیل روانگرایی بستر ماسه‌ای بدون حضور ستون‌های سنگی بررسی شده، و با توجه به نتایج آزمایش شماره یک پروژه بین المللی VELACS اعتبار سنجی حل عددی انجام شده است. در ادامه با مدل‌سازی ستون تک با قطره‌های مختلف و همچنین گروه ستون‌های سنگی با قطرها و فواصل مختلف تاثیر عملکرد تکی و گروهی ستون‌های سنگی و دامنه کارائی آن‌ها بررسی و واکاوی شده است. در این پژوهش برای تعریف رفتار تنش-کرنش مصالح از مدل کشسان خمیری کامل مور-کلمب استفاده شده و از آنجا که این مدل رفتاری برای سطح تسلیم مصالح تعریف شده قابلیت لحاظ کردن تاثیر افزایش و یا کاهش فشار آب حفره ای بر رفتار خمیری خاک را ندارد بنابراین برای منظور نمودن دقیق آثار فشار آب حفره‌ای بر روند تحلیل از مدل رفتاری Finn [۹] با رابطه پیشنهادی Byrne [۱۰] در سال ۱۹۹۱ و برای بیان رفتار مصالح بستر ماسه‌ای و همچنین مصالح ستون سنگی در شرایط زلزله استفاده شده است. از آنجا که مشخصات مصالح خاک ماسه‌ای مورد نظر در آزمایش شماره یک VELACS به عنوان مبنای محاسبات عددی قرار گرفته است در ادامه

تعویض خاک منطقه، نصب شمع‌های بتنی، اجرای ستون‌های سنگی و ... پیشنهاد شده است؛ که در این میان استفاده از ستون‌های سنگی که در آن بخشی از مصالح سست بستر با مصالح سنگی خرد شده جایگزین می‌شود، به عنوان یکی از روش‌های پایدارسازی، گزینه‌ای مقرون به صرفه و سازگار با محیط زیست است [۱].

بهبودی خاک‌های سست با این روش معمولاً با دو رویکرد افزایش ظرفیت باربری از طریق افزایش مقاومت برشی خاک و همچنین کنترل نشست شناخته می‌شود. در خصوص بکارگیری این روش در زمینه کاهش پتانسیل روانگرایی پژوهش‌های متعددی به وسیله‌ی پژوهشگران مختلف صورت گرفته؛ این پژوهش‌ها را می‌توان به پژوهش عددی و آزمایشگاهی کوچک مقیاس تقسیم‌بندی کرد. در زمینه کارهای عددی به روش اجزاء محدود می‌توان به کار [Elgamal & Parra ۲] در سال ۲۰۰۲ در زمینه بررسی تاثیر گروه ستون‌های سنگی در افزایش مقاومت برشی لای اشباع و در ادامه کار Brennan [۳] در سال ۲۰۰۷ در خصوص مدل‌سازی تاثیر زهکش‌های شنی در خاک‌های ماسه‌ای به روش تفاضل محدود دو بعدی اشاره کرد. در پژوهش دیگری که به وسیله‌ی H.Moayedi & A.Ansari [۴] در سال ۲۰۱۰ انجام شد، تاثیر زهکش‌های شنی بر کاهش فشار آب حفره‌ای بر خاک‌های سیلتی حوزه خلیج فارس در شرایط زلزله پرداخته شد، که از مدل‌سازی به روش اجزاء محدود برای این منظور استفاده شده است. از عمده کارهای آزمایشگاهی به روش سانتریفیوژ در زمینه بررسی آزمایشگاهی تاثیر سیستم زهکشی قائم بر کنترل روانگرایی در مصالح ماسه‌ای می‌توان به کار Brennan [۵]، در سال ۲۰۰۲ و در مصالح سیلتی به کار Elgamal [۶]، در سال ۲۰۰۳ اشاره کرد. بخشی دیگر از مطالعات صورت گرفته در این زمینه به استفاده از آزمایش‌های میز لرزان برای

شرح مختصری از این آزمایش ارائه شده و سپس روند مدلسازی عددی تشریح می‌شود.

روانگرایی از نرم افزار تفاضل محدود FLAC3D بهره برده شده است.

جدول (۱) ویژگی‌های خاک ماسه نوادا با دانسیته ۴۰٪ [۱۲]

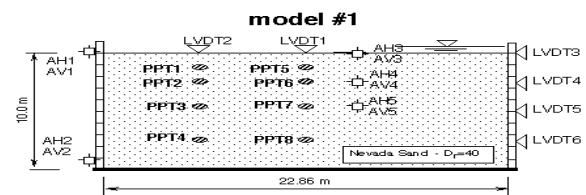
پارامتر	واحد	مقدار
(n) تخلخل	-	۰/۴۲
دانسیته خشک خاک	(kg/m^3)	۱۵۰۰
ضریب پواسون	-	۰/۳
مدول الاستیسیته	MPa	۱۰
زاویه اصطکاک داخلی خاک	degree	۳۰
چسبندگی	KPa	۰
نفوذپذیری	m/s	$۶/۵ \times 10^{-5}$
عدد نفوذ استاندارد	-	۷

در این راستا در گام نخست به منظور اعتبار سنجی حل عددی برای انجام مطالعات روانگرایی، مدل شماره یک آزمایش VELACS شبیه سازی شده و نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار داده شده است؛ با عنایت به ابعاد موجود در مدل شماره ۱ و با توجه به ضریب مقیاس ۱ به ۵۰ در آزمایش سانتریفیوژ، هندسه مدل در عمق برابر ۱۰ متر و ابعاد مدل در جهات x و y برابر ۲۲ متر در نظر گرفته شده است. در مدلسازی روانگرایی به منظور حفظ دقت محاسبات تا حد ممکن باید از ایجاد المان‌های کوچک جلوگیری شود تا در حد ممکن زمان انجام محاسبات کاهش یابد. بر اساس توصیه راهنمای FLAC3D [۱۳] ابعاد المان‌ها را باید به شکلی تعیین کرد که امکان عبور صحیح موج ناشی از زلزله از مدل فراهم شود.

با توجه به مشخصات ماسه نوادا، کمترین سرعت انتشار موج برشی بر اساس رابطه (۱) برابر $۴۲/۷۲ m/s$ است؛ بنابراین مطابق رابطه (۲) با انتخاب بزرگ‌ترین ابعاد المان برابر ۱ متر، بیشترین فرکانسی که می‌توان به شکل صحیح از مدل عبور داد $۴/۲$ هرتز خواهد بود.

۲- مشخصات مدل شماره یک آزمایش VELACS^۱

در چند دهه اخیر برای حل مسائل دینامیکی خاک از آزمایش سانتریفیوژ به طور گسترده‌ای استفاده شده، یکی از آزمایش‌ها سانتریفیوژ مهم در زمینه بررسی روانگرایی پروژه VELACS [۱۱] است. این پروژه به منظور تعیین مکانیسم روانگرایی خاک، در ۹ حالت مختلف در سال ۱۹۹۳ پی‌گیری شده است. در این پژوهش از مدل شماره یک آزمایش VELACS [۱۱] که در شکل (۱) نشان داده شده برای بررسی و مدلسازی روانگرایی خاک بستر استفاده شده است.



شکل (۱) مدل شماره یک آزمایش [۱۱] VELACS

در مدل شماره ۱ این مجموعه آزمایش‌ها از ماسه سست، اشباع و یکنواخت، نوادا با دانسیته نسبی ۴۰٪ استفاده شده، شتاب قائم سیستم برای آزمایش سانتریفیوژ g ۵۰ بوده است. بارگذاری دینامیکی در پایین جعبه به صورت تاریخچه شتاب شامل ۲۰ سیکل با فرکانس $100 Hz$ و با ماکزیمم شتاب g ۱۱/۷۵ انجام شده است. مشخصات ماسه اشباع نوادا در جدول (۱) ارائه شده است. [۱۱]

۳- مدل سازی روانگرایی

در این پژوهش به منظور مدلسازی سه بعدی پدیده

حجم تجمعی به وسیله پارامتر C_2 کنترل می‌شود. در رابطه (۳) این دو پارامتر را می‌توان به آسانی از آزمایش‌های بارگذاری سیکلی یا تخمین دانسیته نسبی خاک و یا مقادیر آزمایش نفوذ استاندارد SPT به دست آورد. Byrne [۱۰] نشان داد که در موارد زیادی از مطالعات انجام شده رابطه (۴) برقرار بوده و در نتیجه رابطه (۳) تنها دارای یک ثابت خواهد بود.

$$C_2 = 0.4 / C_1 \quad (4)$$

در عین حال این پژوهشگر برای محاسبه ثابت C_1 رابطه (۵) را بر حسب میزان دانسیته نسبی خاک به درصد پیشنهاد کرده است:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (5)$$

در این راستا پژوهش‌های بیشتر منجر به ارائه روابط تجربی (۶) و (۷) بین عدد آزمایش نفوذ استاندارد و دانسیته نسبی خاک شده است:

$$C_1 = 8.7 \cdot (N_1)_{60}^{-1.25} \quad (6)$$

$$D_r = 15 \cdot (N_1)_{60}^{0.5} \quad (7)$$

معادله (۳) اصولاً برای ماسه به دست آمده اما ضرایب آن از طریق عدد نفوذ استاندارد به دست می‌آیند از آنجایی که تنها تولید فشارهای آب حفره‌ای مدنظر است، در نبود روابط مناسب می‌توان از روابط ارائه شده به طور تقریبی برای خاک‌های دیگر نیز بهره برد. الگوی Finn [۹] یک الگوی ساده کشسان خمیری است که قادر به محاسبه فشارهای آب حفره‌ای در حین بارگذاری دینامیکی است. از این رو در شبیه‌سازی عددی نیازی به استفاده این الگو در تحلیل استاتیکی نیست؛ به هنگام تحلیل دینامیکی فرض بر آن

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

$$f = \frac{c_s}{10 \times \Delta l} \quad (2)$$

در این روابط G و ρ مدول برشی و چگالی خاک، f فرکانس موج عبوری و C_s سرعت موج برشی در محیط و Δl بزرگ‌ترین بعد المان‌ها است. از آنجا که شتاب نگاشت مربوط به آزمایش سانتریفیوژ حاوی فرکانس‌های بالاتر ولی با انرژی ضعیف‌تر است و همچنین فرکانس غالب برابر ۲ هرتز بوده، و عمده انرژی در فرکانس‌های زیر ۴ هرتز پنهان است بنابراین، در این پژوهش با فیلتر نمودن شتاب نگاشت و حذف فرکانس‌های بالای چهار هرتز ضمن حفظ انرژی زلزله، امکان استفاده از شبکه تفاضلات محدود به بزرگی بیشینه ۱ متر فراهم شده است [۱۳]

۴- مدل رفتاری مناسب خاک در مدلسازی پدیده روانگرایی

در مدلسازی عددی برای تعریف تغییر شکل‌های پلاستیک مصالح خاکی از مدل رفتاری موهر-کلمب و برای شبیه سازی روانگرایی از مدل رفتاری کشسان خمیری Finn [۹] که به وسیله Byrne [۱۰] در سال ۱۹۹۱ ارائه شده، استفاده شده است. این مدل قادر به محاسبه فشارهای آب حفره‌ای از طریق محاسبه نمو کاهش کرنش حجمی مطابق با رابطه (۳) در حین بارگذاری دینامیکی است:

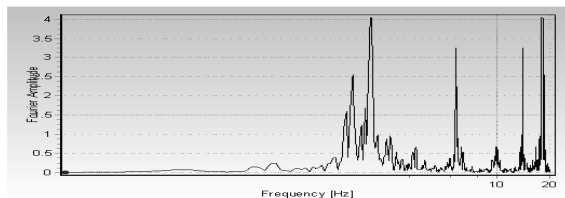
$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}^-}{\gamma} = c_1 \exp\left(-c_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}^-}{\gamma}\right)\right) \quad (3)$$

که در این رابطه، $\Delta \varepsilon_{vd}$ نمو کاهش کرنش حجمی، γ دامنه کرنش برشی سیکلی و C_1, C_2 ثابت‌هایی هستند که بیانگر میزان تغییر حجم و تراکم در خاک است. میزان تغییر حجم در خاک به وسیله پارامتر C_1 و ساختار تغییر

شود این میرایی نتایج مناسبی برای مدل‌سازی در FLAC3D به دست می‌دهد و مستقل از فرکانس طبیعی سیستم است، و مقدار این میرایی ۰/۱۵۷ در نظر گرفته شده است [۱۳].

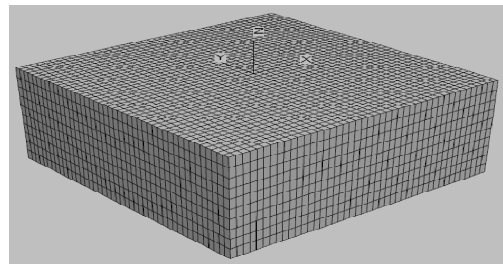
۶- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ شرایط مرزی در ۴ طرف بسته و در مرز کف نیز بستر سخت در نظر گرفته شده است. به دلیل وجود فرکانس‌های بالا شتاب نگاشت آزمایش سانتریفیوژ برای مدل شماره ۱ باید بر طبق روابط (۱) و (۲) فیلتر شده و همچنین تاریخچه یاد شده برای رفع خطای Base Line باید اصلاح شود. دلیل وجود این خطا در تاریخچه شتاب آن است که شتاب نگارها بیشتر دارای حساسیت‌های متفاوتی هستند و از یک شتاب آستانه مشخصی شروع به ثبت شتاب‌ها در هنگام وقوع زمین لرزه می‌کنند و در نتیجه ممکن است بخشی از تکان‌های اولیه زمین لرزه را ثبت نکنند. هدف از Base Line کردن، صفر نمودن جابه‌جایی و سرعت در پایان شتاب نگاشت است. روند فیلتر سازی در شکل‌های (۳) و (۴) ارائه شده است. در این پژوهش شتاب نگاشت یاد شده با واحد زمانی ۰/۰۵ ثانیه در مرز کف مدل وارد شده است. لازم به ذکر است که در روند بارگذاری دینامیکی، محاسبات جریان غیرفعال بوده و با انتخاب مدول حجمی آب برابر (2×10^9) اجازه تولید فشار آب حفره‌ای در اثر تغییر حجم حفره‌ها داده شده است.



شکل (۳) طیف فوری شتاب نگاشت برای مدل شماره ۱ پیش از فیلترسازی

است که خاک اشباع کامل بوده و هوای محبوس شده ندارد، برای شبیه سازی شرایط اشباع کامل در تحلیل دینامیکی، ضریب حجمی آب 2×10^9 پاسکال و چگالی آن در تمام مدت تحلیل (kg/m^3) ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است یعنی هوای محبوس در خاک نداریم. شبکه تفاضل محدود مربوط به مدل شماره ۱ مبتنی بر مدل آزمایشگاهی شماره ۱ VLACS، در شکل (۲) نشان داده شده است. پس از انجام تحلیل استاتیکی توزیع فشار آب و تنش کل در مدل کنترل شده که مقادیر آن با شرایط ژئواستاتیکی هم‌خوانی داشته است، که این موضوع نشان دهنده درستی کارکرد مدل در این مرحله است.



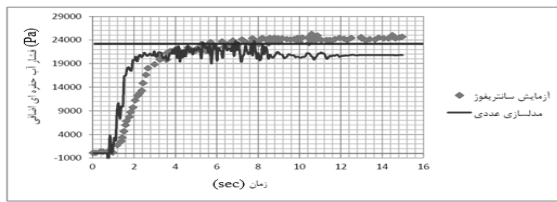
شکل (۲) شبکه تفاضل محدود برای مدل شماره ۱ آزمایش ولاکس

۵- انتخاب میرایی

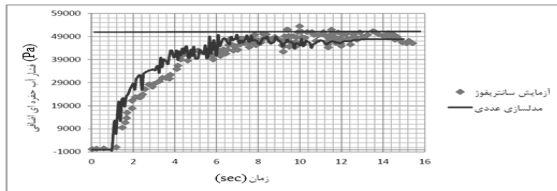
در روند تحلیل دینامیکی به وسیله نرم‌افزار FLAC3D می‌توان از سه نوع میرایی با عنوان میرایی هیسترسیس، رایله و محلی استفاده کرد. در این پژوهش از میرایی محلی با رابطه (۸) استفاده شده است:

$$\alpha_L = \pi \cdot D \quad (8)$$

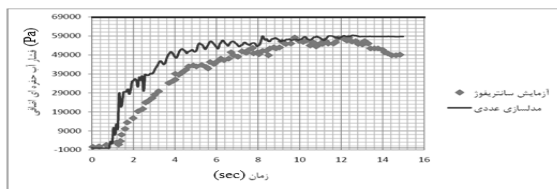
که در این رابطه، α_L ضریب میرایی محلی و D ، ۵ درصد میرایی بحرانی است. با مقایسه نتایج تحلیل‌ها با میرایی متفاوت برای مدل‌سازی روانگرایی توصیه می‌شود که از میرایی محلی به دلیل محاسبات کمتر و زمان تحلیل بسیار کوتاه‌تر نسبت به میرایی رایله و هیسترسیس استفاده



شکل (۶) فشار آب حفره اضافی در عمق ۲/۵ متری



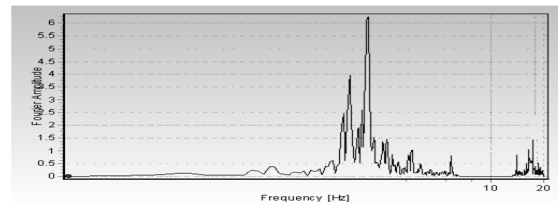
شکل (۷) فشار آب حفره ای اضافی در عمق ۵/۵ متری



شکل (۸) فشار آب حفره ای اضافی در عمق ۷/۵ متری

۷- مدل سازی سه بعدی ستون سنگی و بررسی تاثیر آن بر روانگرایی

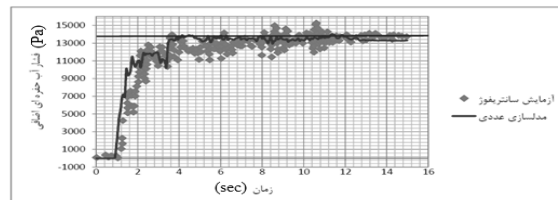
در این پژوهش برای تعیین میزان کارایی ستون سنگی در کاهش فشار آب حفره ای خاک اطراف تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن یک ستون در مرکز مدل و با قطرهای ۱۵۰، ۱۲۰ و ۹۰ سانتی، صورت گرفته و در نتیجه میزان اضافه فشار آب حفره ای در فواصل مختلف از ستون سنگی بررسی شده، ستون های سنگی به توصیه آیین نامه FHWA [۱۴] باید از مصالح دانه ای با زاویه اصطکاک بالا، چسبندگی کم و دارای قابلیت زهکشی بسیار بالا انتخاب شوند. به توصیه این آیین نامه مدول یانگ مصالح دانه ای این ستون ها باید بین ۱۰ تا ۴۰ برابر خاک اطراف باشد که در این پژوهش از ضریب ۴۰ استفاده شده است. با توجه به نتایج تحلیل های عددی انجام شده انتخاب حد بالای



شکل (۴) طیف فوریه شتاب نگاشت برای مدل شماره ۱ پس از فیلتر سازی

قابل ذکر است غیرفعال کردن محاسبات جریان مانع انجام تحلیل تنش موثر نمی شود و تنها سبب آن می شود که فرآیند استهلاک اضافه فشارهای آب حفره ای در طول تحلیل انجام نشود.

پس از انجام تحلیل دینامیکی با شتاب پایه آزمایش سانتریفیوژ در کف مدل مقایسه ای میان نتایج مدل سازی عددی در قالب اضافه فشار آب منفذی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ در پروژه VELACS انجام شده و در شکل های (۵) تا (۸) نشان داده شده است؛ در این نتایج محدوده تنش موثر صفر با یک خط افقی در نمودار مشخص شده، و نمودارهای مربوط به فشار آب حفره ای اضافی، نشان دهنده آن است که نتایج تحلیل عددی تا حد قابل قبولی به آزمایش سانتریفیوژ نزدیک است. نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی نشان دهنده آن است که در اعماق ۱/۵ و ۲/۵ متری در حدود ثانیه ۴ روانگرایی اتفاق می افتد در حالی که این پدیده در عمق ۵/۵ متری در ثانیه ۷ به طور تقریبی رخ داده و برای ژرفای ۷/۵ متری به دلیل افزایش فشار سربار ناشی از لایه های بالایی خاک و افزایش تنش موثر پدیده روانگرایی به وقوع نمی پیوندد.



شکل (۵) فشار آب حفره ای اضافی در عمق ۱/۵ متری

فرض محاسبات فشار آب حفره‌ای هم در این مصالح صورت می‌گیرد. مشخصات مصالح حد فاصل باید به مصالح ضعیفتر (خاک) نزدیک باشند [۱۳]. این راهنما رابطه (۹) را برای سختی برشی و نرمال ارائه داده است:

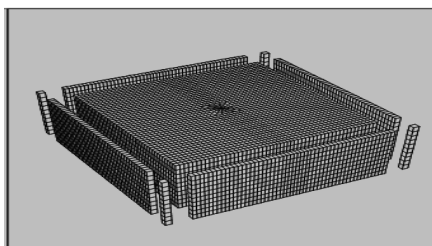
$$K_s = K_n = \max \left[10 \times \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z \min} \right] \right] \quad (9)$$

که در آن: G مدول برشی خاک سست، K مدول حجمی خاک سست، Δz کمترین ارتفاع مش در جهت قائم، K_s سختی برشی مصالح تماس، K_n سختی نرمال مصالح تماس است. برای تعیین پارامترهای مکانیکی مصالح تماس از مشخصات مکانیکی خاک استفاده شده و به این ترتیب میزان چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و سختی برشی و نرمال این مصالح به صورت زیر به دست آمده است:

$$K_s = K_n = 13 \text{ MPa} \quad \phi = 30 \quad c = 0$$

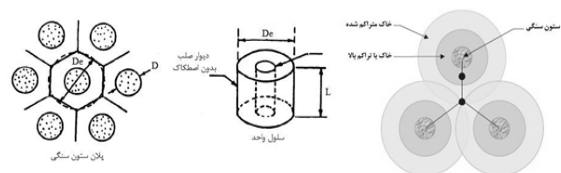
۸- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

برای تحلیل خاک بستر به همراه ستون سنگی در حالت وجود مرزهای بی‌نهایت در این مرحله از تحلیل، از مرزهای آزاد در ۴ طرف مدل استفاده شده که شمائی از این شرایط مرزی در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همچنین برای بررسی کاهش فشار آب حفره‌ای اضافی به وسیله‌ی ستون سنگی، قبل از شروع تحلیل دینامیکی به منظور مدل‌سازی فشار آب حفره‌ای و عمل کرد یکپارچه مجموعه مدل فین علاوه بر خاک به ستون سنگی نیز اختصاص داده شده است.



شکل (۱۰) شبکه تفاضل محدود و شرایط مرزی مربوط به مدل

مدول یانگ برای مصالح ستون تاثیر چندانی بر میزان زهکشی شعاعی خاک اطراف ندارد و اثر عمده آن در افزایش تراکم و بهبود مشخصات فنی خاک در منطقه‌ای از اطراف ستون به نام سلول واحد است. با توجه به وضعیت چینش گروهی ستون‌ها به صورت مثلثی و مربعی قطر سلول واحد متفاوت است که در شکل (۹) این مفهوم نشان داده شده است.



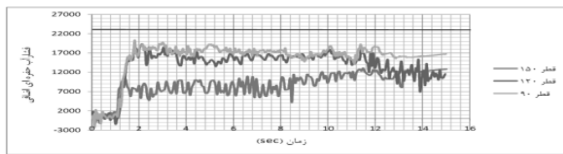
شکل (۹) پلان منطقه بهسازی و سلول واحد در اطراف ستون سنگی پارامترهای مورد استفاده برای مصالح ستون سنگی در جدول (۲) نشان داده شده است [۱۴].

جدول (۲) پارامترهای مربوط به ستون سنگی [۱۴]

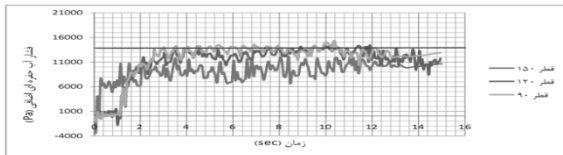
واحد	مشخصات	ستون سنگی
—	تخلخل	۰٫۳
—	ضریب پواسون	۰٫۳
MPa	مدول الاستیسیته	۴۰۰
MPa	مدول برشی	۱۵۴
MPa	مدول حجمی	۳۳۴
degree	زاویه اصطکاک خاک	۴۸
m	قطر ستون	۰٫۹، ۱٫۲، ۱٫۵
KPa	چسبندگی	۰
m/s	نفوذپذیری	۱۰ ^{-۱}

از آنجا که نوع مصالح و مش‌بندی ستون با خاک متفاوت است در مکان تماس ستون سنگی با خاک اطراف از المان‌های تماس^۱ استفاده می‌شود. بنابر توصیه راهنمای FLAC3D، مصالح این المان دارای سختی برشی، نرمال، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی است و به شکل پیش

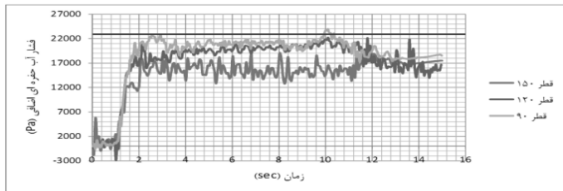
1- Interface element



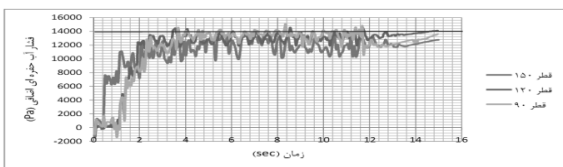
شکل (۱۵) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۲/۵ متری و فاصله ۲/۸ متری



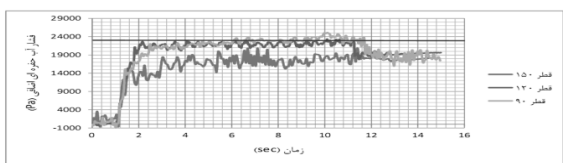
شکل (۱۶) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۱/۵ متری و فاصله ۳/۸ متری



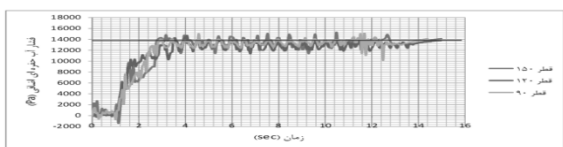
شکل (۱۷) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۲/۵ متری و فاصله ۳/۸ متری



شکل (۱۸) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۱/۵ متری و فاصله ۴/۸ متری

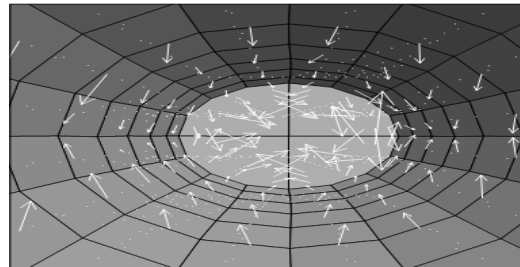


شکل (۱۹) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۲/۵ متری و فاصله ۴/۸ متری

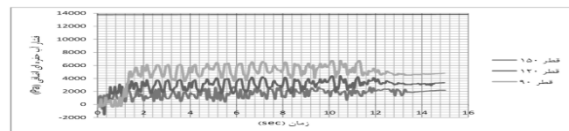


شکل (۲۰) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۱/۵ متری و فاصله ۵/۸ متری

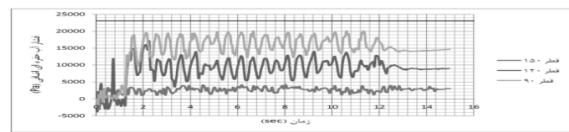
برای مقایسه کاهش فشار آب حفره‌ای در این حالت نسبت به وضعیت بدون ستون در تحلیل دینامیکی باز هم از شتاب نگاشت مربوط به مدل شماره ۱ آزمایش VELACS استفاده شده است. بارگذاری دینامیکی هم مانند حالت بدون ستون بر مرزهای کف مدل وارد شده است. در شکل (۱۱) مسیرهای حرکت شعاعی آب در حین بارگذاری دینامیکی به سمت مرکز ستون نشان داده شده، و شکل‌های (۱۲) تا (۲۱) مربوط به اضافه فشار آب حفره‌ای و خط تنش موثر صفر در اعماق ۱/۵، ۲/۵ متری و فواصل ۱/۸، ۲/۸، ۳/۸، ۴/۸ و ۵/۸ متری از مرکز ستون است.



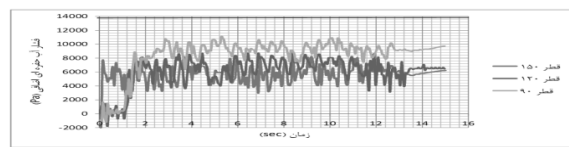
شکل (۱۱) نمایی از حفره داخل ستون و حرکت شعاعی آب



شکل (۱۲) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۱/۵ متری و فاصله ۱/۸ متری



شکل (۱۳) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۲/۵ متری و فاصله ۱/۸ متری

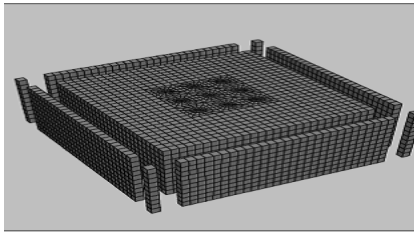


شکل (۱۴) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۱/۵ متری و فاصله ۲/۸ متری

ستون‌های سنگی از رابطه (۱۰) به دست می‌آید که در این رابطه S فاصله مرکز به مرکز ستون‌ها است:

$$D_e = 1.13S \quad (10)$$

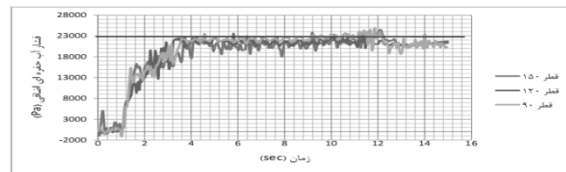
در این مرحله از مدلسازی، ۹ ستون سنگی در یک آرایش مربعی کنار هم قرار گرفته‌اند که در شکل (۲۲) نمونه‌ای از چیدمان مربعی برای ستون با قطر ۱۵۰ سانتی‌متر و با فاصله به مرکز ۳ متر نشان داده شده است؛ با توجه به اهمیت فاصله مرکز، به مرکز ستون‌ها بر رفتار گروهی ستون سنگی در مطالعه حاضر یک تحلیل حساسیت روی نسبت فاصله مرکز، تا مرکز ستون به قطر (S/d) انجام شده است. برای این منظور نسبت فوق برابر اعداد ۲، ۳، ۴ و ۵ و برای قطرهای ۹۰، ۱۲۰ و ۱۵۰ سانتی‌متر بررسی شده است.



شکل (۲۲) شبکه تقاضل محدود برای گروه ستون با فاصله مرکز، تا مرکز ۳ متر

۱۰- اصلاح مشخصات خاک

در سال ۱۹۹۵ بائز [۱۷] با انجام آزمایش SPT و CPT در خاک‌های ماسه‌ای تمیز تا ماسه لای‌دار با کمتر از ۱۵ درصد ریزدانه در ۱۸ سایت قبل و بعد از بهسازی با ستون‌های سنگی نشان داد که در اثر اجرای ستون سنگی به صورت گروهی مقادیر مربوط به آزمایش نفوذ استاندارد، زاویه اصطکاک داخلی و مدول الاستیسیته در محدوده سلول واحد در خاک تغییر خواهد کرد. بائز در نتایج خود از نسبت مساحت A_p که عبارتند از نسبت مساحت ستون سنگی به مساحت سلول واحد، استفاده کرد. شکل (۲۳)



شکل (۲۱) فشار آب حفره‌ای اضافی در عمق ۲/۵ متری و فاصله ۵/۸ متری

با بررسی نمودارها موارد زیر به دست می‌آید: افزایش قطر ستون سبب کاهش بیشتر فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از زلزله شده و همچنین موجب افزایش شعاع تاثیر نیز می‌شود. برای اعماق ۱/۵ و ۲/۵ متری، در منطقه‌ای به قطر ۲ الی ۲/۵ برابر قطر ستون روانگرایی کامل رخ نمی‌دهد. حرکت آب در حین زلزله در مسیرهایی افقی (شعاعی) از خاک اطراف به سمت مرکز ستون سنگی رخ می‌دهد (شکل ۱۱)، که این موضوع موید درستی مدلسازی ستون سنگی در این پژوهش مطابق فرضیه‌ها و آزمایش‌ها سید وبوکر [۱۵] در سال ۱۹۷۷، انو [۱۶] در سال ۱۹۸۸ و پژوهش‌های جدید الگمال [۲] در سال ۲۰۰۲ و برنان [۳] در سال ۲۰۰۷ است. در شرایط وجود ستون سنگی، با افزایش عمق وقوع روانگرایی با تاخیر همراه خواهد بود.

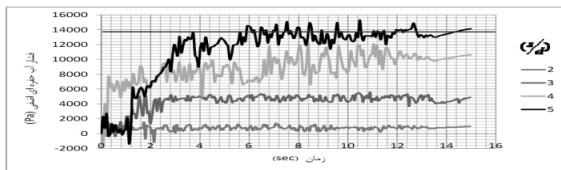
۹- مدلسازی عددی گروه ستون سنگی

بعد از مدلسازی مناسب ستون سنگی به منظور کاهش فشار آب حفره‌ای اضافی در خاک روانگرا و بررسی محدوده تاثیر آن‌ها در این مرحله، به پژوهش در زمینه کارایی ستون در حالت گروهی می‌پردازیم. مطابق آیین‌نامه FHWA [۱۴] برای چیدمان ستون‌ها در وضعیت گروهی، دو حالت شبکه مربعی و شبکه مثلثی پیشنهاد شده، که در این پژوهش از چیدمان مربعی برای مدلسازی گروه ستون سنگی استفاده شده است. در این حالت قطر موثر (قطر سلول واحد) برای

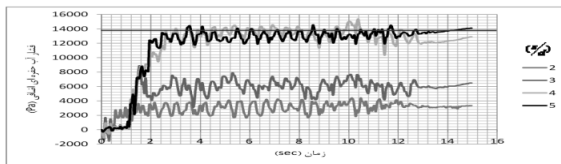
واحد با استفاده از عدد نفوذ استاندارد قبل از اجرای ستون که ۷ بوده است و پس از اصلاح بر اساس نسبت مساحت A_r و با استفاده از نمودار شکل (۲۳) تغییر می‌کند، ϕ زاویه اصطکاک داخلی، به عنوان نمونه برای گروه ستون به قطر ۱۲۰ سانتی‌متر و فاصله مرکز، تا مرکز ۳ متر نسبت $(S/d) = 2$ ، $A_r = 12$ ، $E_s = 23MPa$ ، $\phi = 38$ و طبق نمودار شکل (۲۴)، عدد نفوذ استاندارد $(N_1)_{60} = 31$ خواهد شد.

۱۱- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

شرایط مرزی برای تحلیل استاتیکی، دینامیکی و مدل‌های مور-کلمب، فین و همچنین بارگذاری دینامیکی در مرزهای کف مدل کاملاً مطابق با تحلیل تک ستون است. به عنوان نتیجه تحلیل در نقطه شعاعی از ستون مرکزی اضافه فشار آب حفره‌ای پس از اعمال شتاب نگاشت آزمایش شماره یک VELACS در کف مدل بررسی شده است. این نتایج در شکل‌های (۲۴) تا (۲۶) برای گروه‌های مختلف ستون سنگی در عمق ۱/۵ متری و در نقطه میانی ستون مرکزی تا ستون کناری نشان داده شده است.



شکل (۲۴) تغییرات فشار آب اضافی برای گروه ستون به قطر ۱۵۰ سانتی‌متر

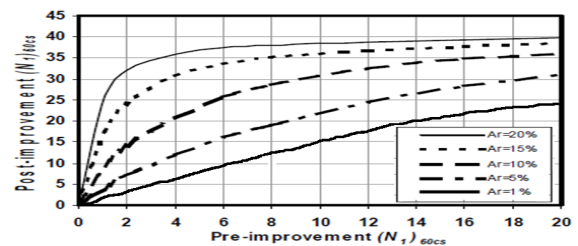


شکل (۲۵) تغییرات فشار آب اضافی برای گروه ستون به قطر ۱۲۰ سانتی‌متر

تغییر عدد SPT ناشی از اجرای ستون‌های سنگی را در خاک نشان می‌دهد. با توجه به این نمودار هر چه منطقه تحت تاثیر ستون سنگی بزرگ‌تر شود از تراکم کاسته شده، و به عبارت دیگر عدد آزمایش نفوذ استاندارد کمتر تغییر می‌کند. مطابق رابطه (۱۱) برای مدلسازی گروه ستون با توجه به فاصله مرکز، تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر و نسبت مساحت A_r این منطقه در مدل مشخص و اصلاحات انجام می‌شود.

$$A_r = \frac{A_{SC}}{A_e} \quad (11)$$

که در آن A_{SC} = مساحت ستون سنگی، A_e = مساحت سلول واحد (منطقه تحت تاثیر ستون سنگی) است.



شکل (۲۳) تغییرات عدد SPT خاک ماسه‌ای سست، تمیز و لای دار با نسبت جایگزینی سطح

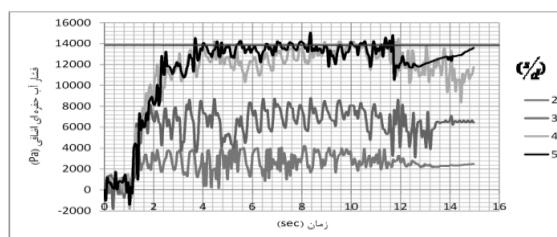
همچنین برای اصلاح مشخصات خاک در سلول واحد روابط مختلفی بر اساس ارتباط بین مدول الاستیسیته، عدد آزمایش نفوذ استاندارد و زاویه اصطکاک داخلی خاک وجود دارد که برای تعیین مدول الاستیسیته در منطقه متراکم شده از رابطه (۱۲) و تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک متراکم شده از رابطه (۱۳) استفاده شده است. [۱۷]

$$E_s = 500((N_1)_{60} + 15) \quad (12)$$

$$\phi = 0.36(N_1)_{60} + 27 \quad (13)$$

که در این روابط E_s مدول الاستیسیته جدید برای منطقه سلول واحد، $(N_1)_{60}$ عدد آزمون نفوذ استاندارد برای سلول

به آزمایش سانتریفیوژ نزدیک است در ژرفای ۱/۵ و ۲/۵ متری در حدود ثانیه ۴ روانگرایی اتفاق می افتد این مسئله در عمق ۵/۵ متری در ثانیه ۷ به طور تقریبی رخ می دهد و برای ژرفای ۷/۵ متری به دلیل افزایش فشار سربار ناشی از لایه های بالایی خاک و افزایش تنش موثر پدیده روانگرایی به وقوع نمی پیوندد. به طور کلی نتایج نشان می دهد که روانگرایی بیشتر در سطح رخ می دهد. افزایش قطر ستون سبب کاهش بیشتر فشار آب حفره ای اضافی ناشی از زلزله شده و همچنین منطقه تحت تاثیر نیز بزرگ تر می شود. بررسی ها نشان می دهد که تغییرات فشار آب حفره ای اضافی در داخل ستون زیاد است. در هر عمق منطقه ای دایره ای به قطر ۲ الی ۲/۵ برابر قطر ستون برای کاهش فشار آب حفره ای بهسازی می شود. و با افزایش عمق وسعت این محدوده تقریباً افزایش می یابد. بررسی ها نشان می دهد (شکل ۱۱) که حرکت آب در حین زلزله در مسیرهایی افقی (شعاعی) از خاک اطراف به سمت ستون سنگی است که تایید کننده درستی مدل سازی ستون سنگی در این پژوهش برطبق عملکرد سیستم زهکشی شعاعی ستون در خاک روانگرا است. در حالت گروهی برای نسبت ۲ و ۳ s/d ستون های اطراف به ستون مرکزی در کاهش فشار آب حفره ای کمک می کنند و با افزایش نسبت از این مقدار هر ستون به صورت جداگانه عمل می کند. همچنین عملکرد گروهی برای ستون ها به قطر ۱۵۰ بیشتر از ۱۲۰ و ۹۰ سانتی متر است. هدف از این مدل سازی بررسی کارایی گروه ستون سنگی، محدوده کارایی ستون در یک گروه به صورت تک و یا گروهی است. هر چه تعداد ستون ها در یک مساحت مشخص بیشتر باشد فشار آب حفره ای سریعتر و بیشتر انتشار پیدا می کند.



شکل (۲۶) تغییرات فشار آب اضافی برای گروه ستون به قطر ۹۰ سانتی متر

هدف از این مدل سازی بررسی کارایی گروه ستون سنگی، محدوده کارایی ستون در یک گروه به صورت تک و یا گروهی است. نتایج نشان می دهد که برای نسبت ۲ و ۳ s/d ستون های اطراف به ستون مرکزی در کاهش فشار آب حفره ای کمک می کنند و با افزایش نسبت از این مقدار هر ستون به صورت جداگانه عمل می کند. همچنین عملکرد گروهی برای ستون ها به قطر ۱۵۰ بیشتر از ۱۲۰ و ۹۰ سانتی متر است.

۱۲- نتیجه گیری

از آنجاکه بیشترین خسارت ها در حین روانگرایی خاک به دلیل عدم زهکشی و نبود انتشار سریع فشار آب حفره ای اضافی رخ می دهد هدف از پژوهش حاضر نشان دادن میزان کارایی استفاده از ستون سنگی در حالت تکی و گروهی در کنترل روانگرایی در هنگام زلزله است. برای این منظور در بخش نخست با مدل سازی سه بعدی پدیده روانگرایی خاک ماسه سست، اشباع و ریزدانه، به کمک روش تفاضل محدود به کار رفته در نرم افزار FLAC3D و مقایسه نتایج آن با نتایج آزمایش های سانتریفیوژ، اعتبار این نرم افزار در مدل سازی پدیده روانگرایی نشان داده شده است و در ادامه به مدل سازی عددی ستون سنگی در حالت تکی و گروهی پرداخته شده و عمده نتایج زیر حاصل شده است. نتایج تحلیل عددی تا حد قابل قبولی

۱۳- فهرست مراجع

- [1] حکیم پور، سید مهربان. اسماعیلی، مرتضی، "تحلیل عددی تاثیر ستون های سنگی بر افزایش مقاومت در برابر روانگرایی در بستر های مستعد روانگرایی" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۹۰.
- [2] Elgamal A, Yang Z, and Parra E. Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002, 22(4), 259-271.
- [3] Papadimitriou, A., Brennan, A., "Numerical Investigation Of Liquefaction Mitigation Using Gravel Drains", *Proc. 14th Int.l Conf. Earthquake Eng. , (2007) , pp.1548.*
- [4] Moayedi, H, . Ansari Moghaddam, A., "Using Stone Column as a Suitable Liquefaction Remediation in Persian Gulf Coast", *EJGE paper, (2010) .*
- [5] Brennan AJ, Madabhushi SPG., "Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction". *Soil Dyn Earthq Eng , 22(9-12):1059-65, (2002).*
- [6] Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., Baez, I.J., "Stone columns as liquefaction counter measure in non-plastic silty soils". *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering , (2003), 23 (7), 571- 584.*
- [7] Boominathan A., Sudhir K., "IMPROVEMENT OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SAND USING GRAVEL AND CEMENT COLUMNS", *IGC , 17-19 December (2005), Ahmedabad, INDIA.*
- [8] Guanlu, J., Xianfeng, L., Jianwen, Z, .Ruyi, Z, . "Shaking table test of composite foundation reinforcement of saturated silty soil for high speed railway ", *Front. Archit. Civ. Eng. China, (2007), 1(3): 353-360.*
- [9] Martin GR, Finn WDL and Seed HB. (1975). *Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading. J. Geotech., Div. ASCE 101(GT5), 423-438.*
- [10] Byrne, P. "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand, " in *Proceedings:Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics (St. Louis, Missouri, March, 1991), Paper No. 1.24, 47-55.*
- [11] Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M., and Fruth, L.S, "VELACS: verification of liquefaction analysis by centrifuge studies – laboratory testing program, soil data report". *Earth Technology Corporation, (1992).*
- [12] Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M. and Fruth, L.S, "VELACS laboratory testing program, soil data report", *The Earth Technology Corporation, (1992), Project NO. 90-0562, Irvine, California.*
- [13] *FLAC3D Version 3.0, Online Manual Table of Contents, Itasca.2005.*
- [14] FHWA , "Design and construction of stone column", *VolumeI. Report No. FHWA/RD-83/026, (1983).*
- [15] Seed, H.B., Booker, J.R., "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains". *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division 103 (7), 757- 768, (1977).*
- [16] Onoue, A., Mori, N., Takano, S., (1988). "In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains". *Soils and Foundations 27 (2), 42- 60.*
- [17] Shenthan, T., (2005). "LIQUEFACTION MITIGATION IN SILTY SOILS USING STONE COLUMNS SUPPLEMENTED WITH WICK DRAINS." for the degree of Doctor of Philosophy.

«Research Note»

Numerical Modeling effectiveness of Stone Column in Mitigation of Liquefaction During Earthquak

Morteza Esmaeili^{1*}, Mehrab Hakimpour²

1. Prof. of Rail Way Engineering, Iran University Of Science and Technology, m_esmaeili@iust.ac.ir

2. Student of Master Degree Of Rail Way Engineering, Iran University Of Science and Technology

m_esmaeili@iust.ac.ir

Abstract:

Liquefaction is one of the most essential causes of failure of transportation infrastructures, especially the road and railroad based on saturated fine sand substrates under seismic conditions. Meanwhile, applying stone columns in a group form is considered as one of the methods to control this phenomenon. As no specific numerical study has been carried out on radius and depth of influence of the columns, this research aims at discussing it. To do so, Model No (1) of VELACS project — including NEVADA sand with relative density of %40 — was first evaluated numerically using FLAC3D finite difference and sufficiency of Finn behavioral constitutive model in liquefaction simulation was shown. Then, sensitivity analysis was performed to examine its radius and depth of influence on reducing excess pore water pressure by imposing a stone column in the center of the model and changing its diameter. In the final step, sensitivity analysis was performed on their efficiency to control liquefaction by simulating the group stone column with square layout and changing diameter of columns and their center-to-center distance. The results of numerical analyses show that performance of the single stone column increases in reducing excess pore water pressure by increasing depth so that the stone column performance at 1.25m depth with 150 cm diameter is a circular area with approximate diameter of 430 cm and the stone column performance at 2.5m depth is an area with approximate depth of 580 cm. Generally, it can be stated that at the depth of 1.25m, the effective area of the column is 3 times bigger than the stone column diameter. For the depth of 2.5 m, this area is 4 times bigger than the stone column diameter. Also soil liquefaction occurs in farther distances from the effective area of the column with a 2-6 sec delay as compared with the column-free state. Columns distance proportion to stone columns diameter ($s/d = 2,3,4,5$) was evaluated for the group state. The results show that, the group performance were dominant for ($s/d = 2,3$) and on the other hand almost each column acts in a single manner for ($s/d = 4,5$). Finally, the group state's performance was better than the one of single column so that maximum efficiency in liquefaction risk reduction is 92%.

Keywords: Liquefaction, Excess Pore Water Pressure, Ground improvement, Stone column.