

## تأثیر میزان تراکم خاک در رفتار لرزه‌ای شمع در نهشته‌های مستعد روانگرایی حین زلزله

میلاذ سعیدی<sup>۱</sup>، مهدی دهستانی\*<sup>۲</sup> و عیسی شوش‌پاشا<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

<sup>۲</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

<sup>۳</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

### چکیده

سازه‌ها در مناطق ماسه‌ای شل و نیمه‌شل اغلب بر روی فونداسیون‌های شمعی بنا می‌شود. اگر لایه‌های ماسه‌ای اشباع، باشد، وقوع پدیده روانگرایی بسیار محتمل می‌شود. روانگرایی و اثرات آن یکی از اصلی‌ترین دلایل خرابی شمع‌ها و سازه‌های متکی بر آن‌ها در زلزله‌های اخیر گزارش شده است. یکی از پارامترهای تأثیرگذار در رفتار دینامیکی شمع در مناطق مستعد روانگرایی دانسیته نسبی خاک می‌باشد. با افزایش دانسیته نسبی، مدول الاستیسیته، زاویه اصطکاک داخلی، و عدد نفوذ استاندارد خاک افزایش می‌یابد. با توجه به روابط موجود در علم مکانیک خاک افزایش دانسیته نسبی موجب افزایش ظرفیت باربری شالوده‌ها، بهبود خواص خاک، کاهش نشست نامناسب، پایداری شیروانی‌ها و کاهش خطر روانگرایی می‌شود. می‌توان اذعان کرد خاک با دانسیته نسبی بالا از نظر مهندسی خاکی مناسب جهت فعالیت‌های ژئوتکنیکی است و شرایط ایده‌آلی را حداقل برای طراحی‌های استاتیکی فراهم می‌کند. در این مقاله با بررسی رفتار شمع‌های بتنی و فولادی با قطرهای مختلف در خاک‌های ماسه‌ای با دانسیته نسبی مختلف تحت پنج زلزله با فرکانس و شتاب بیشینه مختلف، اثر دانسیته نسبی بر روی رفتار شمع و خاک و دو مکانیزم مهم خرابی شمع‌ها در مناطق مستعد روانگرایی یعنی خمش و کمانش مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور تحلیل تنش- کرنش غیر خطی با استفاده از نرم‌افزار تفاضلات محدود FLAC در حالت کرنش مسطح و در نظر گرفتن مدل رفتاری غیر خطی برای روانگرایی خاک انجام گردید. نتایج نشان دادند که افزایش میزان تراکم خاک اگرچه موجب کاهش عمق روانگرایی و متعاقباً کاهش وقوع کمانش شمع می‌شود، اما احتمال وقوع گسیختگی خمشی و برشی را افزایش می‌دهد.

**واژگان کلیدی:** دانسیته نسبی خاک، عمق روانگرایی، ناپایداری کمانشی، گسیختگی خمشی.

### ۱- مقدمه

شمع و خاک و اندرکنش اینرسی شمع و روسازه، رفتار شمع-خاک- روسازه را تا حدودی پیچیده می‌کند. اگر خاک ماسه‌ای به علت وجود سفره‌های آب زیرزمینی اشباع باشد، حین زلزله و تکان‌های شدید، به علت افزایش فشار آب منفذی، سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهد و تا زمانی که تنش برشی ناشی زلزله کمتر از مقاومت برشی کاهش یافته خاک نشود ماسه مانند یک سیال غلیظ رفتار می‌کند و تغییر شکل‌های بزرگی را متحمل می‌شود. این پدیده روانگرایی نام دارد و اصلی‌ترین دلیل خرابی فونداسیون‌های شمعی در زلزله‌های اخیر گزارش شده است که از جمله می‌توان به زلزله‌های ۱۹۶۴ نیگاتا ژاپن، ۱۹۶۴ آلاسکا، ۱۹۹۵ کوبه ژاپن و ۲۰۰۱ بووچی هند اشاره نمود [۱]. طراحی-های لرزه‌ای شمع همچنان دارای نقاط مبهم برای نمونه‌هایی که شمع در خاک روانگرا قرار گرفته است می‌باشد. عملکرد شمع در خاک روانگرا به علت کاهش سختی و مقاومت خاک اطراف شمع به علت افزایش فشار آب حفره‌ای بسیار پیچیده‌تر از مواردی است

در مناطق لرزه‌خیز که خاک ماسه‌ای شل تا نیمه متراکم دارد به دلیل آن که خاک‌های ماسه‌ای نیمه‌شل توانایی تحمل بار منتقل شده از پی‌های گسترده را ندارد، از شمع برای انتقال بارهای ساختمانی به خاک‌های واقع در اعماق بیشتر استفاده می‌گردد. بدون اغراق می‌توان گفت شمع‌ها در اکثر سازه‌ها با بار سنگین همچون ساختمان‌های چند طبقه و برج‌ها، پل‌ها، سکوهای نفتی و بنادر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در زلزله‌های اخیر سازه‌های متکی بر شمع همچنان دچار خرابی یا نقص در کاربری می‌شوند. خرابی ناشی از نشست، خرابی برشی خرابی خمشی و ناپایداری کمانشی هر کدام به تنهایی و یا با هم می‌تواند موجب خرابی فونداسیون‌های شمعی حین وقوع زلزله گردد. در حالت استاتیکی شمع به گونه‌ای طراحی می‌شود که در برابر هر کدام از این مکانیزم‌ها ایمن باشد. اما در هنگام زلزله با انتشار امواج زلزله، اندرکنش سینماتیکی

نمودند. رحمانی و پاک [۲] با بررسی رفتار دینامیکی شمع در خاک روانگرا تحت بار چرخه‌ای به این نتیجه رسیدند که گیرداری سرشمع، ضخامت لایه روانگرا و فرکانس ارتعاش اعمالی از پارامترهای تأثیرگذار در رفتار دینامیکی شمع می‌باشد. همچنین اشاره نمودند افزایش ۱۰ درصدی در دانسیته نسبی خاک موجب کاهش ۱۵ درصدی ممان وارد بر شمع می‌شود.

## ۲- دانسیته نسبی خاک

بافت و آرایش خاک‌ها به عوامل مختلفی از قبیل نوع مواد، میزان جابجایی، میزان گوشه‌دار بودن، میزان جورشدگی و میزان فشاری که از طبقات رویی وارد می‌شود بستگی دارد. معیار برای بافت خاک‌های درشت دانه نسبت تخلخل است.

$$e = \frac{v_v}{v_s} \quad (1)$$

که در آن:

$v_v$ : حجم فضای غیر جامد خاک و

$v_s$ : حجم ذرات خاک

بر این اساس هر چه خاک متراکم‌تر باشد نسبت تخلخل آن کمتر خواهد شد. هر چه خاک سست‌تر باشد، نسبت تخلخل آن بیشتر خواهد شد. برای تعیین وضعیت خاک (سست یا متراکم) از دانسیته نسبی ( $Dr$ ) استفاده می‌شود.

$$Dr = \frac{e - e_{\min}}{e - e_{\max}} \quad (2)$$

که در این رابطه:

$Dr$ : درصد دانسیته نسبی خاک،

$e_{\max}$ : نسبت تخلخل در حالتی که ذرات خاک در شل‌ترین حالت خود قرار دارند.

$e_{\min}$ : نسبت تخلخل در حالتی که ذرات خاک در متراکم‌ترین حالت قرار دارد.

$e$ : نسبت تخلخل توده خاک وقتی که ذرات در حالت طبیعی قرار گرفته باشند.

$Dr$  مبنایی است برای سنجش وضعیت تراکم بافت خاک‌ها و بر این اساس  $Dr$  خاک‌ها را به پنج گروه تقسیم می‌کنند که

که شمع در خاک غیر روانگرا قرار دارد [۲].

آیین‌نامه‌های مختلفی مانند Euro Code 8، NEHRP 2000 و JRA 1997 و JRA 2002 در همین راستا تدوین و روز به روز کامل‌تر و جامع‌تر شدند. Battacharya با بررسی ۱۴ مورد عملی و انجام آزمایشات سانتریفیوژ، دو مکانیسم خرابی شمع‌ها را مورد بررسی قرار داد و به این نتیجه رسید که شمع‌ها با مقطع لاغر قبل از گسترش جانبی خاک و اعمال نیروی جانبی دچار ناپایداری کمانشی شده‌اند. همچنین ایشان نشان داد طول شمع، قطر شمع و مقاوت مصالح شمع می‌تواند بر مکانیسم خرابی شمع تأثیر بگذارد [۳].

Carvajal و همکاران [۴] نشان دادند که محتوای فرکانسی می‌تواند بر رفتار دینامیکی شمع تحت بارهای لرزه‌ای تأثیر بگذارد. نتایج آزمایشگاهی Ling و Tang نشان دادند کاهش فرکانس و افزایش دامنه ارتعاشات زلزله موجب افزایش ممان خمشی و افزایش سرعت بالا رفتن فشار آب حفره‌ای می‌شود [۵]. مطالعات گسترده دیگری در مورد رفتار دینامیکی شمع در خاک‌های مستعد روانگرایی با استفاده از آزمایش میز لرزان انجام پذیرفت [۶-۱۰]. تعدادی از محققین با مدل‌سازی یک بعدی با استفاده از روش وینکلر بر پایه روش‌های تفاضلات محدود و اجزای محدود رفتار لرزه‌ای شمع در خاک روانگرا را تحلیل نمودند [۱۱-۱۳]؛ در حالی که برخی از محققین با مدل‌های سه بعدی به روش اجزای محدود رفتار شمع در خاک روانگرا را بررسی نمودند [۱۴-۱۶]. هر کدام از این مدل‌ها دارای دقت‌های مختلف در پیش‌بینی نتایج می‌باشد. در بعضی از این موارد از فرمولاسیون کوپل استفاده گردید و در موارد دیگر از فرمولاسیون غیر کوپل استفاده گردید که در آن جابه‌جایی اسکلت خاک و تولید اضافه فشار آب حفره‌ای جداگانه محاسبه می‌شود.

بارهای جانبی وارد بر شمع حین زلزله از نیروی اینرسی روسازه (اثر اینرسی) و همچنین نیروی جابه‌جایی خاک (اثر اینرسی) ناشی می‌شود. Suzuki و Tokimatsu [۱۷] اعتقاد داشتند حداکثر ممان خمشی وارد بر شمع با توجه به پریود طبیعی زمین و سازه می‌تواند برابر با جمع جبری یا جذر جمع جبری مربعات ممان خمشی ناشی از اینرسی و سینماتیک باشد. Babu و Haldar [۱۸] با استفاده از مدل رفتاری غیر خطی و نرم‌افزار فلک به بررسی مکانیسم‌های خرابی شمع در خاک روانگرا پرداختند. آن‌ها ۱۰٪ نیروی قائم را به عنوان نیروی اینرسی روسازه در یک جهت ثابت به سر شمع وارد

رابطه مستقیم با زاویه اصطکاک داخلی خاک دارند. از طرفی مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$f = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \Phi \quad (۴)$$

$$Q_s = \pi \cdot \Delta L \cdot f \quad (۵)$$

که در این رابطه:

$Q_s$ : مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع،

$f$ : نیروی اصطکاک واحد طول شمع،

$k$ : ضریب فشار جانبی خاک

$\Phi$ : زاویه اصطکاک بین شمع و خاک می‌باشد.

$\sigma'_v$ : تنش مؤثر قائم در هر عمق که به طور مستقیم به میزان دانسیته نسبی خشک خاک بستگی دارد و با افزایش دانسیته نسبی مقدار آن نیز برای عمق‌های یکسان افزایش می‌یابد. مقدار  $k$  نیز با عمق متغیر است و مقدار آن بستگی به روش اجرا و کوبیدن شمع دارد. بر اساس روابط ارائه شده توسط بوسن و مایهوف مقدار  $k$  و  $f$  با عدد نفوذ استاندارد رابطه مستقیم دارند و با افزایش آن افزایش می‌یابند. با توجه به بحث‌های مطرح شده ملاحظه می‌شود افزایش دانسیته نسبی (و به تبع آن افزایش عدد نفوذ استاندارد و زاویه اصطکاک داخلی) موجب افزایش ظرفیت باربری خاک، افزایش ظرفیت باربری فونداسیون-های سطحی و عمیق، کاهش نشست نامناسب و کاهش خطر روانگرایی می‌شود. در واقع وجود خاک سفت و متراکم با دانسیته نسبی بالا برای مهندسین خوشایند و شرایط ایده‌آلی را برای طراحی‌های ژئوتکنیکی فراهم می‌سازد.

هدف اصلی این مقاله، مطالعه اندرکنش شمع و خاک با در نظر گرفتن اثر همزمان هر دو نیروی اینرسی و سینماتیکی در مدل عددی دینامیکی و حصول نتایج می‌باشد. رفتار کمانشی و خمشی شمع فولادی و بتنی در خاک‌های ماسه‌ای اشباع با استفاده از مدل تفاضلات محدود، برنامه FLAC، مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور در بخش‌های بعدی با مدل‌سازی شمع‌ها در سه خاک با دانسیته نسبی ۴۰٪، ۵۵٪ و ۸۰٪ و اعمال پنج زلزله مختلف با فرکانس‌های غالب مختلف و سه شتاب بیشینه، اثر میزان تراکم خاک بر روی رفتار خمشی و کمانشی شمع مورد بررسی قرار می‌گیرد. باید توجه داشت که مدل‌سازی شمع اصولاً باید به صورت سه بعدی انجام گردد. در این مقاله از مدل دو بعدی در حالت کرنش مسطح استفاده گردید. المان شمع مدل شده در

این مسئله به تاریخچه خاک در طی دوران زمین‌شناسی از نظر نحوه رسوب‌گذاری و تحمل بارها نیز بستگی دارد.

جدول ۱- دسته‌بندی بافت خاک [۱۹]

دانسیته نسبی (%)	گروه خاک‌ها	عدد نفوذ استاندارد (blows/foot)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۰-۱۵	خیلی سست	۰-۳	۲۶-۲۸
۱۶-۳۵	سست	۳-۹	۲۹-۳۴
۳۶-۶۵	متوسط	۹-۲۵	۳۵-۴۰
۶۶-۸۵	متراکم	۲۵-۴۵	۳۸-۴۵
۸۵-۱۰۰	خیلی متراکم	$\geq ۴۵$	$\geq ۴۵$

در عمل ملاحظه می‌شود روش‌های مختلفی جهت تراکم خاک انجام می‌گردد از جمله تراکم ویبره، تراکم دینامیکی و انفجار در تراکم خاک، خروج آب و هوا از توده خاک موجب کاهش تخلخل، افزایش وزن مخصوص و به طبع آن افزایش دانسیته نسبی می‌شود. افزایش دانسیته نسبی خاک مزایای زیادی دارد از جمله: افزایش خصوصیات مقاومتی خاک و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری خاک، کاهش نشست نامناسب سازه، کاهش خطر روانگرایی و ... از نظر رفتاری افزایش دانسیته نسبی خاک علاوه بر افزایش وزن مخصوص خاک موجب افزایش خصوصیات از جمله مدول برشی، مدول کشسانی حجمی، عدد نفوذ استاندارد و زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌شود. با بررسی جداول تجربی و نیمه تجربی و روابط ارائه شده در کتب مکانیک خاک به رابطه مستقیم میان دانسیته خاک و موارد ذکر شده می‌توان پی برد. شکل عمومی ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک شالوده شمعی به صورت رابطه (۴) ارائه شده است.

$$Q_p = A (CN_c + qN_q) \quad (۳)$$

که در آن:

$A$ : مساحت مقطع،

$C$ : چسبندگی خاک،

$q$ : تنش مؤثر قائم در تراز نوک شمع

هستند.  $N_c$  و  $N_q$  نیز ضرایب ظرفیت باربری بدون بعد هستند که با استفاده از روش‌های مختلف از جمله روش مایهوف، روش وسیک و روش هنسن قابل محاسبه هستند و

از نمودارهای هیستریسیس برای خاک ماسه‌ای در نظر گرفته شد. انعکاس نامناسب امواج در مرزهای مدل با انتخاب مرزهای آزاد در مرزهای جانبی مدل به حداقل مقادیر خود رسید. مرزهای جانبی در جهت افقی مقید و مرز تحتانی در جهت قائم مقید می‌گردد. انتخاب ابعاد مناسب مش بندی جهت انتقال صحیح امواج بین گره‌ها بر اساس رابطه Kuhlemeyer و Lysmer [۲۲] انجام پذیرفت. از مدل موهر کلمب برای خاک و از المان دو نقطه‌ای خطی الاستیک با مشخصات سطح مشترک خاک و شمع، برای شمع استفاده گردید. سطح مشترک شمع و خاک با استفاده از یکسری فنرهای برشی و نرمال مدل می‌شود که سختی فنرهای فوق با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۲۳].

$$k_{s,n} = 10 \times \left[ \frac{K + \frac{4G}{3}}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (9)$$

که در رابطه فوق:

$k_{s,n}$ : سختی فنرهای نرمال و برشی،  
 $K$ : مدول کشسانی حجمی،  
 $G$ : مدول برشی و  
 $\Delta z_{\min}$ : حداقل بعد مش بندی

بارگذاری زلزله به صورت اعمال شتابنگاشت زلزله به مرزهای پایینی مدل انجام پذیرفت.

#### ۴- اعتبارسنجی مدل

صحت مدل تفاضلات محدود FLAC با استفاده از داده‌های آزمایش سانتریفیوژ که توسط Wilson و همکاران [۲۴] به منظور مطالعه پاسخ شمع در ماسه روانگرا شده انجام شد مورد تأیید قرار گرفت. Wilson و همکاران [۲۴] از دو لایه افقی ماسه نوادا تمیز و یکنواخت که به طور کامل اشباع شده بود استفاده کردند. در مقیاس واقعی پروفیل خاک در قسمت فوقانی شامل ۹/۱ متر ماسه اشباع با دانسیته نسبی ۵۵٪ و در قسمت تحتانی شامل ۱۱/۴ متر ماسه اشباع با دانسیته نسبی ۸۰٪ می‌باشد. شمع فولادی با قطر بیرونی ۰/۷۶ متر و ضخامت ۱۹ میلی‌متر جهت مدل نمودن مدل سازه‌ای در نظر گرفته شد. طول کلی شمع ۱۸/۸ متر می‌باشد که ۱۵ متر آن داخل خاک مدفون و ۳/۸ متر آن بالای سطح خاک می‌باشد. بار محوری وارد بر شمع جهت در نظر گرفتن اثر روسازه ۴۸۰ kN می‌باشد. جهت

این مقاله در واقع به جای یک مقطع دایره‌ای، بیانگر رفتار المان صفحه‌ای می‌باشد.

#### ۳- مدل تفاضلات محدود

FLAC یک برنامه تفاضلات محدود صریح است که بر پایه تحلیل لاگرانژی عمل می‌کند و محیط‌های غیر خطی (برای هر شکل دلخواه) را بر اساس روشی که اغلب به نام روش حجم محدود شناخته می‌شود شبیه‌سازی می‌کند. یکی از توانایی‌های مهم FLAC که آن را از سایر نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی متمایز کرده است، وجود مدل رفتاری با نام فین جهت مدل‌سازی پدیده روانگرایی است [۲۰]. Byrne [۲۱] در سال ۱۹۹۱ رابطه‌ای ارائه نمود که بر اساس آن کرنش حجمی ماندگار و فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری سیکلیک محاسبه می‌شود. رابطه فوق به این شرح است.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp \left( -C_2 \left( \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right) \quad (6)$$

که در رابطه فوق:

$\Delta \varepsilon_{vd}$ : نرخ کاهش حجم توده خاک  
 $\gamma$ : کرنش برشی سیکلیک  
 $C_1$  و  $C_2$ : ثوابت

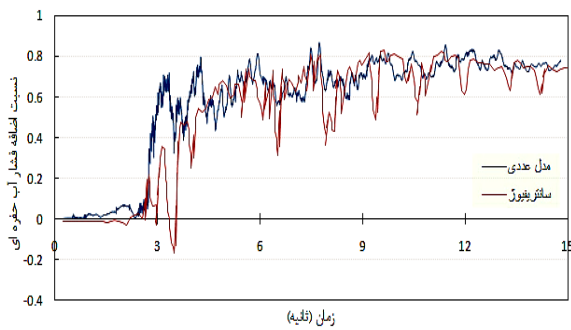
$\varepsilon_{vd}$ : کرنش حجمی تجمعی برگشت ناپذیر است.

در تحلیل روانگرایی علاوه بر پارامترهای معمول خاک باید ثابت‌هایی برای رابطه بیرن نیز معرفی شود. بیرن مقدار  $C_1$  در رابطه (۶) را با تراکم نسبی دانه‌های ماسه مرتبط دانست و رابطه (۷) را جهت محاسبه این ثابت ارائه داده است. بین مقدار تراکم نسبی خاک و عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده برای انرژی ۶۰ درصد رابطه (۸) برقرار است.

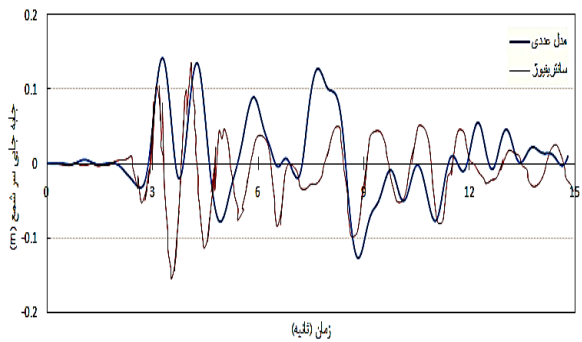
$$C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5} \quad (7)$$

$$D_r = 15 (N_1)_{60}^{-1.25} \quad (8)$$

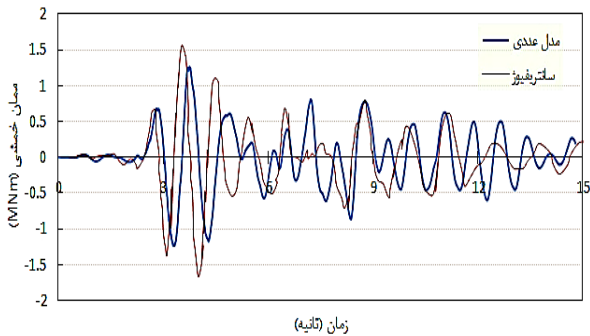
در این مقاله، تحلیل مدل در حالت دو بعدی و کرنش مسطح انجام پذیرفت. تحلیل دینامیکی اندرکنش شمع-خاک-روسازه در برنامه فلک با فرمولاسیون کوپل انجام می‌شود. اثر اینرسی روسازه با مدل نمودن جرم متمرکز در سر شمع انجام شد. میرایی و مشخصات مربوط به اتلاف انرژی خاک با استفاده



شکل ۳- مقایسه نسبت اضافه فشار آب منفذی در عمق ۲/۶ متر از سطح زمین در آزمایش سانتریفیوژ و مدل عددی



شکل ۴- مقایسه جابه‌جایی سر شمع در آزمایش سانتریفیوژ و مدل عددی



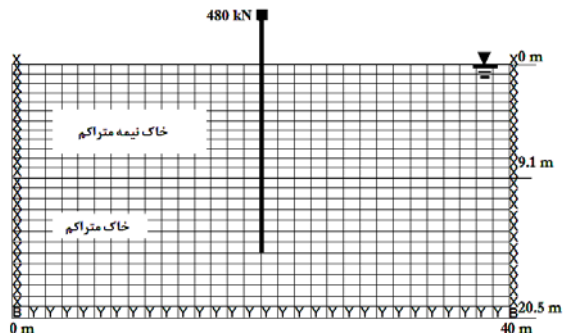
شکل ۵- مقایسه ممان خمشی در عمق ۲/۳ متر از سطح زمین در آزمایش سانتریفیوژ و مدل عددی

بررسی نسبت اضافه فشار آب منفذی (با بیشینه مقدار ۰/۸۵)، جابه‌جایی نسبی سر شمع و حداکثر ممان خمشی در عمق مورد نظر نشان داد اگرچه زمان وقوع مقادیر حداقل و حداکثر کاملاً بر هم منطبق نیست، اما مقادیر تأثیرگذار آن با اندکی اغماض قابل قبول است. این تفاوت‌ها می‌تواند از خطا در مقیاس نمودن نتایج نمونه آزمایشگاهی به نمونه واقعی، خطا در انجام آزمایش، ساده بودن مدل رفتاری نرم‌افزار، اختلاف ناچیز در شتاب‌نگاشت اعمالی در دو حالت آزمایشگاهی و مدل عددی ناشی شود.

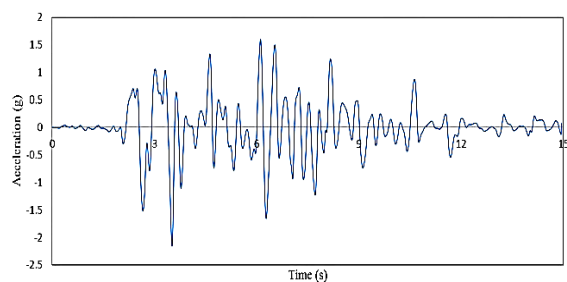
اعمال بارگذاری دینامیکی از شتاب‌نگاشت زلزله ۱۹۹۵ کوبه، ثبت شده در ایستگاه پورت آیسلند که به شتاب بیشینه  $0.22g$  مقیاس شده استفاده گردید. در جدول (۲) مشخصات ماسه نوادا و داده‌های مورد نیاز جهت مدل‌سازی عددی نشان داده شده است. شکل (۱) مدل اجزای محدود آزمایش سانتریفیوژ را نشان می‌دهد. در شکل (۲) شتاب‌نگاشت زلزله کوبه مربوط به ایستگاه مورد نظر نشان داده شده است. در شکل‌های (۳) تا (۵) نتایج به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ مقایسه می‌گردد.

جدول ۲- پارامترهای خاک آزمایش سانتریفیوژ [۱۸]

$Dr = 80\%$	$Dr = 55\%$	خصوصیات
۱۶۷۴	۱۵۸۶	وزن مخصوص خشک ( $\text{kg/m}^3$ )
۱۱/۴۰	۹/۱۰	ضخامت لایه (m)
۰/۴۵	۰/۴۵	ضریب پواسون
۴۴/۷	۳۰/۲	مدول برشی (MPa)
۴۳۲	۲۹۲	مدول کشسانی حجمی (MPa)
۳۰	۱۴	$(N_1)_{60}$
۰/۳۷۳	۰/۴۰۶	پوکي
۳۹/۵	۳۴/۲	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
$۳/۷۰ \times 10^{-5}$	$۶/۰۵ \times 10^{-5}$	نفوذپذیری (m/s)
۲۱۰	۲۱۰	مدول الاستیسیته شمع (GPa)



شکل ۱- مدل عددی آزمایش سانتریفیوژ



شکل ۲- شتاب‌نگاشت زلزله کوبه، مقیاس شده به  $0.22g$

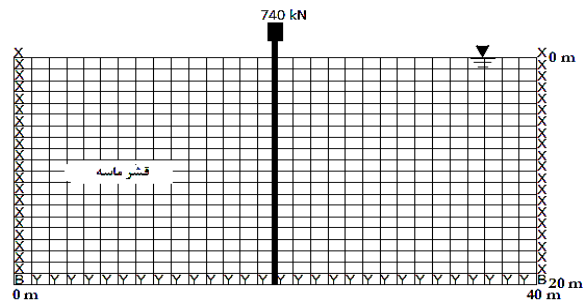
## ۵- تحلیل عددی

در جدول (۳) پارامترهای مورد نیاز خاک جهت تحلیل عددی که توسط Poulos و Liyanapathirana [۲۵] ارائه شده نشان داده شده است. پارامترهای مورد نیاز شمع جهت تحلیل عددی در جدول (۴) نشان داده شده است. جدول (۵) نیز مشخصات پنج زلزله انتخابی جهت تحلیل عددی را نشان داده می‌دهد. به منظور بررسی تأثیر شتاب بیشینه زلزله هر کدام از شتاب‌نگاشت‌های زلزله به مقادیر حداکثر 0.1g، 0.2g و 0.3g مقیاس گردید. با توجه به حداکثر بعد ناحیه‌ها در الگو که برابر ۱/۳۳ متر است بیشترین فرکانس مجاز عبوری از الگو با استفاده از رابطه (۱۰) [۲۲] برابر ۹/۹ هرتز می‌باشد. بنابر این با فیلتر نمودن رکوردهای زلزله به فرکانس ۹ و حذف فرکانس‌های بالا، ضمن حفظ انرژی زلزله، امکان مدل‌سازی شبکه تفاضلات محدود با حداکثر بعد ۱/۳۳ متر فراهم می‌شود.

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

در رابطه فوق،  $\Delta l$  حداکثر بعد مش‌بندی،  $f$  فرکانس مجاز عبوری از شبکه مش‌بندی و  $V_s$  حداقل سرعت موج برشی در خاک است که مربوط به خاک ۴۰٪ با سرعت 132.5 m/s می‌باشد. همچنین اصلاح خط مبنا به صورت خطی بر روی شتاب‌نگاشت زلزله انجام گردید. بعد از ساخت مدل و اعمال مدل روانگرایی فین از میرایی هیسترسس جهت در نظر گرفتن میرایی مصالح استفاده گردید. از آن‌جا که وقوع کرنش‌های بزرگ قابل پیش‌بینی است، در بخش میرایی هیسترسس از حالت پیش‌فرض FLAC با تغییراتی اندک جهت تناسب با کرنش‌های برشی به وجود آمده استفاده گردید.

طرح شماتیکی مدل در شکل (۶) ملاحظه می‌شود. پروفیل خاک با عمق ۲۰ متر و بعد جانبی ۴۰ متر در نظر گرفته شد که از یک لایه خاک ماسه‌ای اشباع همگن و یکنواخت تشکیل شده است. پروفیل خاک توسط ۲۰ سطر و ۳۰ ستون به ۶۰۰ ناحیه چهار ضلعی با بیشینه بعد ۱/۳۳ متر تقسیم گردید. مدل شامل شمعی به طول ۲۱ متر می‌باشد که ۲۰ متر آن در خاک مدفون و ۱ متر بالای سطح زمین می‌باشد. شمع بر روی بستر سنگی می‌نشیند و در نتیجه تنها در جهت قائم مقید می‌باشد. Haldar و Babu [۱۸] اثر روسازه را با اعمال نیروی معادل روسازه به صورت قائم و ۱۰٪ نیروی قائم در جهت افقی به منظور در نظر گرفتن اینرسی روسازه مدل‌سازی نمودند. با توجه به ثابت بودن جهت نیروی افقی در تمامی لحظات زلزله و تقریبی بودن ضریب ۱۰٪، در این مقاله روسازه جهت اعمال باری متناظر با ۷۴۰ kN بر سر شمع به صورت جرمی با مشخصات مصالح بتنی (I و E مشابه مقطع ۱ متری و دانسیته نسبی متفاوت) با طول ۱ متر بالا شمع ساخته شد.



شکل ۶- شکل شماتیکی مدل

جدول ۳- پارامترهای مورد نیاز خاک جهت تحلیل عددی [۱۸]

Dr = ٪۸۰	Dr = ٪۵۵	Dr = ٪۴۰	خصوصیات
۲۰	۲۰۰	۲۰	ضخامت لایه (m)
۱۶۷۴	۱۵۸۶	۱۵۳۸	وزن مخصوص خشک (kg/m <sup>3</sup> )
۴۴/۷	۳۰/۲	۲۷/۰	مدول برشی (MPa)
۴۳۲	۲۹۲	۲۱۶	مدول کشسانی حجمی (MPa)
۳۰	۱۴	۷/۲	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>
۰/۳۷۳	۰/۴۰۶	۰/۴۲۴	پوکی
۳/۷۰ × ۱۰ <sup>-۵</sup>	۶/۰۵ × ۱۰ <sup>-۵</sup>	۶/۶۰ × ۱۰ <sup>-۵</sup>	نفوذپذیری (m/s)
۳۹/۵	۳۴/۲	۳۳	زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)
۰/۵	۰/۵	۰/۵	K <sub>0</sub>
۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۴۵	ضریب پواسون

جدول ۴- پارامترهای مورد نیاز شمع جهت تحلیل عددی [۱۸]

۱ m (فولاد) t = 16 mm	0.6 m (فولاد) t = 16 mm	1 m (بتن)	0.6 m (بتن)	خصوصیات
۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	طول مدفون شمع (m)
۱	۱	۱	۱	طول بالای سطح زمین (m)
۷۸۰۰	۷۸۰۰	۲۵۰۰	۲۵۰۰	دانسیته (Kg/m <sup>3</sup> )
۵۰۰	۵۰۰	۱۱/۲	۱۱/۲	تنش تسلیم (MPa)
۵۹۸۷	۲۰۸۷	۱۰۹۹	۲۳۷	ممان تسلیم بدون حضور بارمحوری (KN.m)
۵۸۱۸	۲۰۵۶	۱۰۰۵	۱۷۱	ممان تسلیم با حضور بارمحوری (KN.m)
۲۱۰	۲۱۰	۲۹/۶	۲۹/۶	مدول الاستیسیته (GPa)
۰/۰۰۶	۰/۰۰۱۳	۰/۰۴۹	۰/۰۰۶	ممان اینرسی (m <sup>4</sup> )
۰/۰۴۹	۰/۰۲۹	۰/۷۸۵	۰/۲۸۳	مساحت مقطع (m <sup>2</sup> )
۳/۱۴۰	۱/۸۸۵	۳/۱۴۰	۱/۸۸۵	محیط شمع (m)

t: ضخامت جداره مقاطع توخالی فولادی

جدول ۵- پارامترهای زلزله [۲۶]

زلزله	فرکانس غالب (هرتز)
*کوکایلی، ترکیه، ۱۹۹۹	۱/۲
لوماپرینا، آمریکا، ۱۹۹۹	۱/۷۸
کوبه، ژاپن، ۱۹۹۵	۲/۷۷
فریولی، ایتالیا، ۱۹۷۶	۳/۸۵
موهاک، آمریکا، ۲۰۰۱	۵

\* شتابنگاشت فوق در واقع مشابه شتابنگاشت زلزله کوکایلی ترکیه است. با این تفاوت که بازه زمانی شتابنگاشت مورد استفاده از حالت اصلی خود یعنی ۰/۰۰۵ ثانیه به ۰/۰۱ ثانیه تغییر پیدا کرده است. دلیل این کار استفاده از زلزله‌ای با فرکانس غالب ۱/۲ هرتز می‌باشد.

تحلیل ملاحظه گردید در تمامی حالات حتی برای مدتی کوتاه شیب انحنای در نواحی انتهایی شمع برابر صفر گردید که نشان دهنده آن است که می‌توان نواحی انتهایی شمع را برای لحظاتی به صورت گیردار در نظر گرفت.

پارامترهای تأثیرگذار در رفتار کمانشی شمع ضخامت لایه روانگرا و سختی خمشی مقطع است. ضخامت لایه روانگرا (با توجه به مدل که خاک یکنواخت است و تراز آب زیر زمینی در سطح زمین است همان عمق روانگرایی) با تأثیر در طول مهار نشده شمع در تعیین طول مؤثر کمانش پارامتری مهم است. بعد از شروع لرزش‌ها فشار آب منفذی پیوسته زیاد می‌گردد. با تداوم ارتعاش، زمانی خواهد رسید که فشار کل، معادل فشار آب منفذی می‌شود. عمق‌هایی از پروفیل خاک روانگرا در نظر گرفته می‌شود که نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در آن اعماق برابر با ۱ باشد. عمق روانگرایی برابر با عمقی است که در آن عمق رابطه زیر برقرار باشد.

جهت جلوگیری از انعکاس نامطلوب امواج به داخل مدل از مرزهای منطقه آزاد استفاده گردید [۲۰]. بعد از به دست آمدن تعادل مکانیکی مدل و تغییر رفتار خاک از مدل موه‌ر-کلمب به فین با در نظر گرفتن میرایی هیستریسیس مناسب، تحلیل با بارگذاری دینامیکی به صورت تاریخچه زمانی شتاب افقی به مرزهای بستر انجام گرفت.

#### ۶- کمانش

طبق معادله (۱۱) بار بحرانی کمانش برابر است با:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} EI \quad (11)$$

که  $E$  مدول الاستیسیته  $I$  ممان اینرسی دوم، و  $L_{eff}$  طول مؤثر کمانش است. با توجه به مدل، شمع در یک سر گیردار و در سر دیگر آزاد می‌باشد. در نظر گرفتن شرایط گیرداری در نوک شمع در جهت ضریب اطمینان می‌باشد. با توجه بررسی

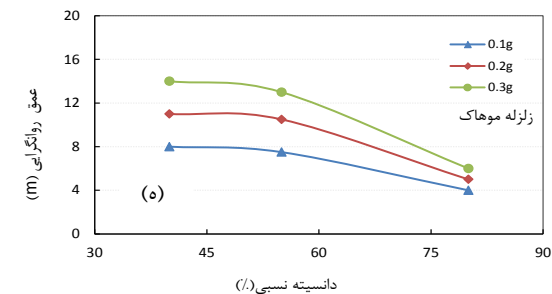
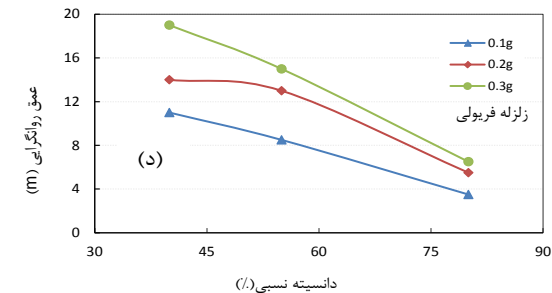
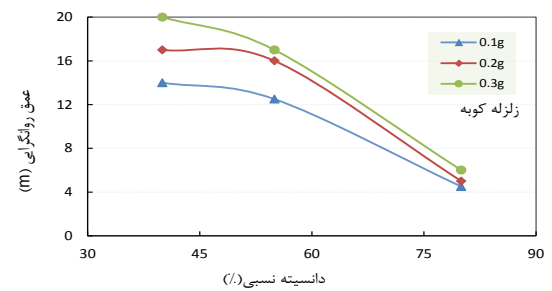
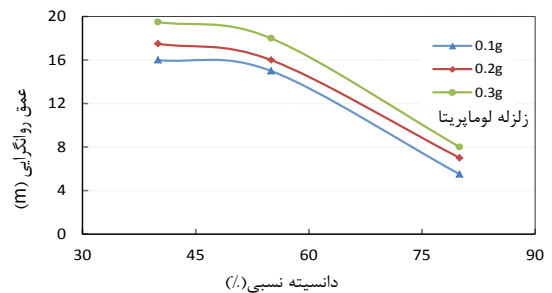
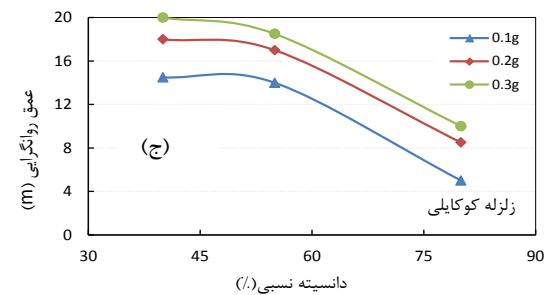
در شکل (۷) تغییرات عمق روانگرایی خاک در برابر دانسیته نسبی برای زلزله‌های مختلف با فرکانس‌های غالب مختلف نشان داده شده است. ملاحظه می‌گردد با افزایش دانسیته نسبی در تمامی فرکانس‌های غاب عمق روانگرایی کاهش می‌یابد. مثلاً در زلزله فریولی و تحت شتاب بیشینه 0.1g، عمق روانگرایی برای خاک با دانسیته نسبی ۰.۴۰، ۰.۵۵٪، ۰.۸۰٪ به ترتیب برابر ۱۱، ۸/۵ و ۳/۵ متر می‌باشد. این عمق تحت شتاب بیشینه 0.2g برای خاک با دانسیته نسبی ۰.۴۰، ۰.۵۵٪ و ۰.۸۰٪ به ترتیب برابر ۱۴، ۱۳ و ۵/۵ متر می‌باشد و تحت شتاب بیشینه 0.3g در زلزله فوق عمق روانگرایی برای خاک با دانسیته نسبی ۰.۴۰، ۰.۵۵٪ و ۰.۸۰٪ به ترتیب برابر ۱۹، ۱۵ و ۷ متر می‌باشد. همچنین ملاحظه می‌شود عمق روانگرایی با شتاب بیشینه زلزله رابطه مستقیم دارد و افزایش شتاب بیشینه زلزله موجب افزایش عمق روانگرایی خاک می‌شود. تغییرات عمق روانگرایی با شتاب بیشینه زلزله برای خاک متراکم در مقایسه با خاک شل و نیمه‌شل ناچیز است.

با توجه به نمودارهای شکل (۷) و رابطه (۱۲) مشخص می‌شود افزایش دانسیته نسبی خاک بدون تأثیرپذیری از فرکانس غالب زلزله موجب کاهش عمق روانگرایی و در نتیجه کاهش طول مؤثر کمانش و متعاقباً افزایش بار بحرانی کمانش می‌شود.

#### ۷- خمش

از نظر محققین خرابی بر پایه خمش، توضیح قابل قبولی در رابطه با خرابی شمع‌ها در اکثر زلزله‌ها می‌باشد. این امر موجب سوق دادن تمامی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای شمع به سمت ارزیابی دقیق نیروهای جانبی وارد بر شمع و محاسبه حداکثر ممان خمشی به وجود آمده در شمع و محل وقوع آن می‌باشد. شکل (۸) اثر دانسیته نسبی بر روی حداکثر ممان خمشی به وجود آمده در شمع بتنی با قطر ۱ متر تحت زلزله‌های مختلف و شتاب بیشینه مختلف را نشان می‌دهد. با توجه به شکل مشخص می‌شود افزایش دانسیته نسبی خاک تقریباً در تمامی زلزله‌ها، در حالت کلی موجب افزایش حداکثر ممان خمشی شمع می‌شود. مثلاً در زلزله کوبه تحت شتاب بیشینه 0.2g مطابق شکل حداکثر ممان خمشی به وجود آمده در شمع بتنی با قطر ۱ متر، در خاک با دانسیته نسبی ۰.۴۰، ۰.۵۵٪ و ۰.۸۰٪ به ترتیب برابر ۹۹۰، ۱۱۰۰ و ۱۶۰۰ کیلونیوتون‌متر می‌باشد.

$$r_u = \frac{P_2 - P_1}{\sigma'_v} = 1 \quad (12)$$



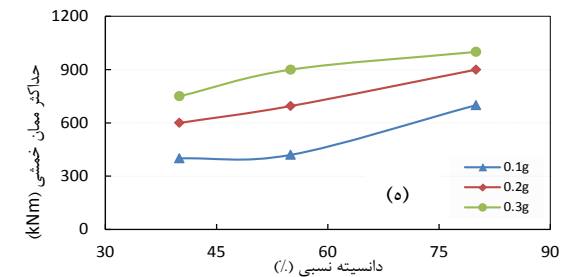
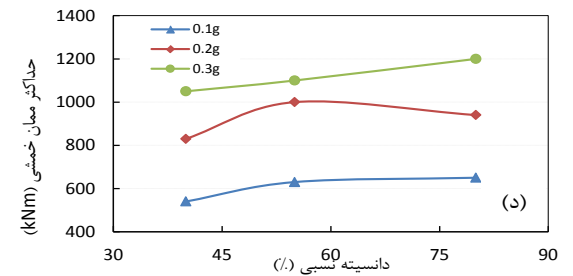
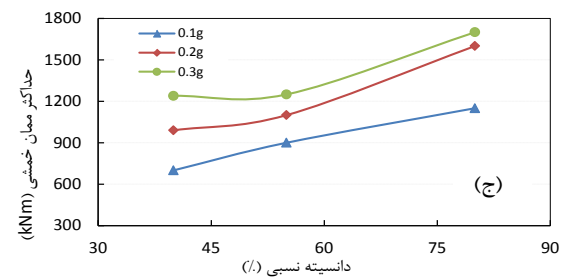
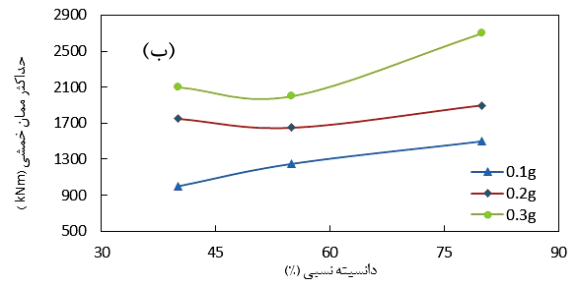
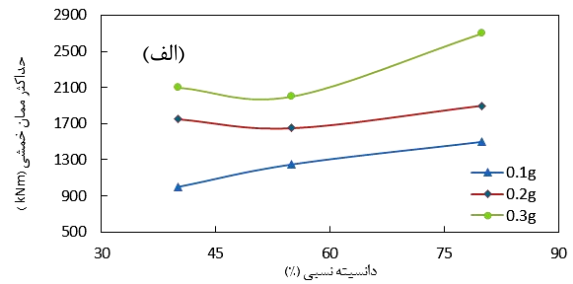
شکل ۷- تغییرات عمق روانگرایی در برابر دانسیته نسبی خاک تحت شتاب 0.1g، 0.2g، 0.3g: الف) زلزله کوکایی، ب) زلزله لوماپریتا، ج) زلزله کوبه، د) زلزله فریولی، ه) زلزله موهاک



با مطالعه تمامی مقاطع ملاحظه شد در مقطع بتنی با قطر ۱ متر در ۹۳/۳٪ موارد افزایش دانسیته نسبی موجب افزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. در مقطع فولادی با قطر ۱ متر، این احتمال ۹۱/۱٪ و برای مقطع بتنی با قطر ۰/۶ متر ۸۴/۲٪ و مقطع فولادی با قطر ۰/۶ متر، ۸۲/۲٪ می‌باشد. در حالت کلی و بعد از مقایسه ۱۸۰ حالت، مشاهده شد در ۸۷/۸٪ موارد افزایش دانسیته نسبی باعث افزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. نتیجه فوق در تضاد با نتیجه Rahmani و Pak [۲] و مطابق با نتایج Liyanapathirana و Poulos [۲۵] می‌باشد.

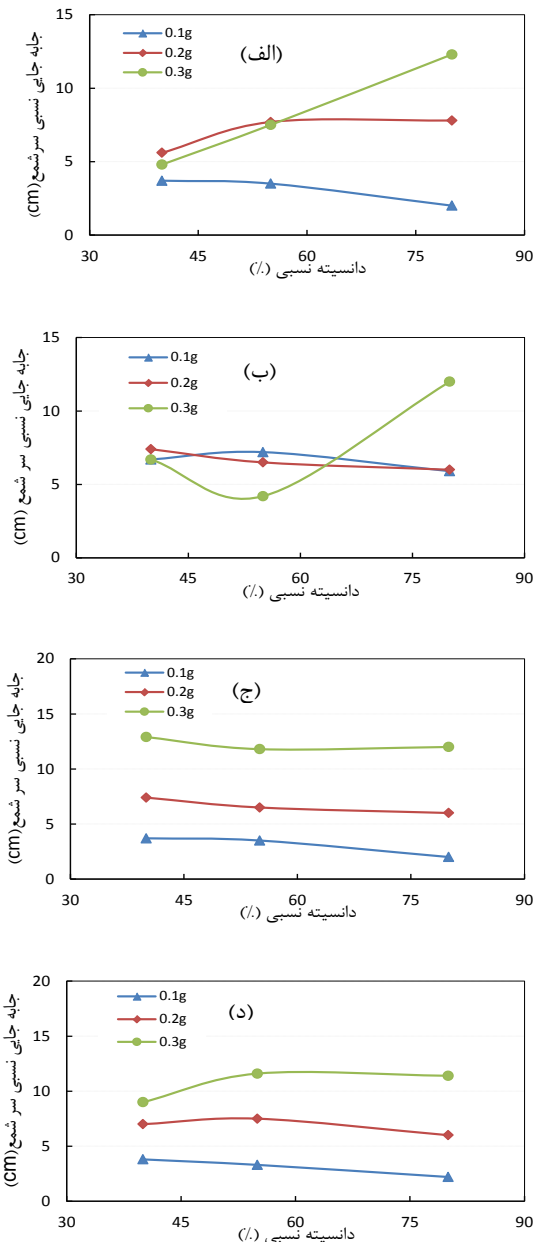
تراکم خاک به طور مستقیم در اندرکنش سینماتیکی شمع و خاک تأثیر می‌گذارد. بعد از شروع لرزش‌ها امواج زلزله خاک اطراف شمع را به ارتعاش در می‌آورد و موجب تغییر شکل خاک می‌شود. خاک تغییر شکل یافته به شمع ممان خمشی اعمال می‌کند و شمع تحت خمش قرار می‌گیرد. از آنجا که خاک متراکم وزن واحد حجم بیشتری دارد، تحت شرایط لرزه‌ای یکسان نیروی جانبی بیشتری نسبت به خاک شل به شمع وارد می‌کند که موجب افزایش ممان خمشی به وجود آمده در شمع می‌شود. از منظر دیگر خاک اطراف شمع به مثابه فنرهایی است که در مقابل جابه‌جایی جانبی و محوری شمع از خود مقاومت نشان می‌دهد و هرچه خاک متراکم‌تر باشد، سختی این فنرها بیشتر می‌شود و بر اثر تغییر شکل یکسان (زلزله یکسان) نیروهای بیشتری به شمع وارد می‌کند.

تغییرات دانسیته نسبی خاک علاوه بر این که موجب تغییر در محیط اطراف شمع می‌شود، به طور غیر مستقیم روی پارامترهای شمع نیز تأثیر می‌گذارد. تغییرات دانسیته نسبی موجب تغییرات عمق روانگرایی خاک می‌شود. در نتیجه طول آزاد شمع نیز تغییر می‌کند و به طور مستقیم در سختی خمشی شمع تأثیر می‌گذارد. با توجه به بندهای قبل مشخص شد در ۱۲/۲٪ موارد، افزایش دانسیته نسبی خاک باعث افزایش حداکثر ممان خمشی شمع نشد که از این مقدار سهم زلزله کوکالی ۵۷/۸٪، زلزله لوماپریتا ۵/۲٪، زلزله کوبه و فریولی هر کدام ۱۵/۸٪ و زلزله موهاک ۵/۳٪ می‌باشد. در زلزله کوکالی در تحلیل‌هایی که مخصوصاً در مقاطع با قطر ۰/۶ متر انجام گردید ملاحظه شد تحت شتاب بیشینه 0.2g و 0.3g در خاک ۴۰٪ و ۵۵٪، حداکثر ممان خمشی در شمع در زمانی غیر از زمان شتاب ماکزیمم رخ می‌دهد. به همین دلیل بعد از شتاب 0.1g در خاک‌های ۴۰٪ و ۵۵٪ ممان خمشی به طور غیر



شکل ۸- تغییرات حداکثر ممان خمشی در برابر دانسیته نسبی خاک در شمع بتنی با قطر ۱ متر تحت شتاب 0.1g، 0.2g و 0.3g: (الف) زلزله کوکالی، (ب) زلزله لوماپریتا، (ج) زلزله کوبه، (د) زلزله فریولی، (ه) زلزله موهاک

اطمینانی کمتر از ۳ به بار بحرانی کمانش شمع‌هایی که بعد از وقوع روانگرایی فشار همه جانبه اعمالی ناشی از خاک را از دست داده‌اند کاملاً غیر عاقلانه است [۷]. در جدول (۶) تعریف ریاضی هر کدام از مودهای گسیختگی نشان داده شده است. هر کدام از مودهای گسیختگی هم به تنهایی و هم با سایر مدها می‌تواند موجب خرابی شمع بشود.



شکل ۹- حداکثر جابه‌جایی نسبی سر شمع در برابر دانسیته نسبی خاک، زلزله فریولی تحت شتاب بیشینه 0.1g، 0.2g و 0.3g (الف) مقطع بتنی ۰/۶ متر، (ب) مقطع فولادی ۰/۶ متر، (ج) مقطع بتنی ۱ متر، (د) مقطع فولادی ۱ متر

منتظره‌ای افزایش می‌یابد؛ در حالی که در خاک ۰.۸٪ افزایش ممان خمشی با این شدت انجام نمی‌پذیرد و زمان وقوع ممان خمشی ماکزیمم تقریباً با زمان شتاب ماکزیمم شتاب‌نگاشت یکسان است. دلایل مختلفی می‌تواند این حالت را توجیه کند. یکی از این دلایل کم بودن فرکانس غالب زلزله می‌باشد که ممکن است به فرکانس بنیادی خاک نزدیک باشد و به علت نزدیکی به ناحیه تشدید، کمی رفتار خاک را غیر قابل پیش‌بینی می‌کند. غالب شدن سایر مدهای حرکتی نیز می‌تواند منجر به وقوع چنین حالتی گردد.

#### ۸- جابه‌جایی نسبی سر شمع

در شکل (۹) جابه‌جایی نسبی سر شمع مقاطع مختلف (نسبت به نوک شمع) برای نمونه تنها در زلزله فریولی تحت شتاب بیشینه 0.1g، 0.2g و 0.3g نشان داده شده است. مطابق شکل، رابطه کیفی بین تغییرات دانسیته نسبی خاک و جابه‌جایی نسبی سر شمع ملاحظه نگردید. همچنین مشخص می‌گردد که به طور قطع نمی‌توان گفت افزایش شتاب بیشینه زلزله موجب افزایش جابه‌جایی سر شمع می‌شود. بررسی جابه‌جایی نسبی سر شمع در سایر زلزله‌ها نتایج فوق را تأیید می‌کند.

#### ۹- مودهای گسیختگی

در اغلب منابع علمی،  $M/M_y = 1$  معیار گسیختگی خمشی در نظر گرفته می‌شود. زمانی که ممان خمشی شمع فراتر از حد تسلیم افزایش یابد، نرخ تغییر شکل شمع با سرعت بیشتری ادامه می‌یابد. در این پژوهش  $M/M_y = 1$  به عنوان معیار گسیختگی در نظر گرفته شد. رابطه (۱۱) پس از مطالعه رفتار ستون‌ها در سازه‌های مختلف ارائه شد. اگرچه شمع‌ها رفتاری مشابه رفتار ستون‌ها دارند، اما معمولاً دارای انحنای بیشتر، تسلیم قابل توجه بیشتر در مصالح حین ساخت، زوال بیشتر مصالح در طول عمر خود و عدم قطعیت بیشتر در تخمین بارهای جانبی حین زلزله در مقایسه با ستون‌های معمولی ساختمان‌ها دارند. همچنین طبق مطالعاتی که محققان مختلف از جمله Timoshenko و Gere [۲۷] در رابطه با تقویت تغییر شکل جانبی به علت بار جانبی در حضور بار محوری انجام دادند مشخص گردید زمانی که  $\frac{P}{P_c} \approx 0.33$  باشد تغییر شکل جانبی تقریباً ۱/۵ برابر زمانی می‌شود که بار جانبی حضور ندارد. از این رو در حضور بار جانبی به علت تقویت تغییر شکل جانبی اعمال ضریب

اندازه خطر گسیختگی برشی و خمشی را افزایش دهد. مقاطع استفاده شده در مناطقی که لایه‌های ماسه‌ای با تراکم بالا دارد، باید ظرفیت برشی و خمشی کافی را دارا باشد. نتایج بررسی ۱۸۰ تحلیل عددی را می‌توان به شرح زیر جمع‌بندی نمود.

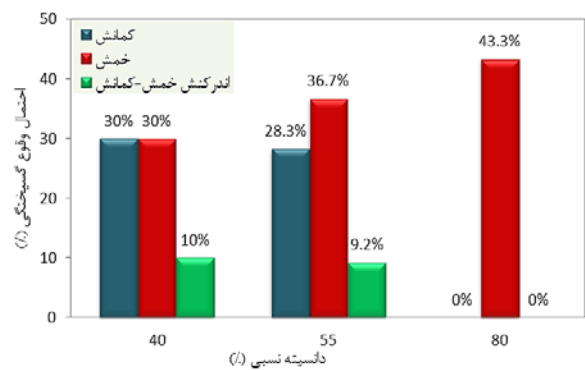
عمق روانگرایی خاک و متعاقب آن احتمال گسیختگی کمانشی با افزایش دانسیته نسبی خاک کاهش و با افزایش شتاب بیشینه افزایش می‌یابد. تغییرات عمق روانگرایی با شتاب بیشینه زلزله برای خاک متراکم در مقایسه با خاک شل و نیمه شل ناچیز است. در ۸۷/۸٪ موارد، افزایش دانسیته نسبی باعث افزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. بررسی جابه‌جایی نسبی سر شمع در حالات مختلف نشان داد رابطه کیفی مشخصی بین تغییرات دانسیته نسبی خاک و جابه‌جایی نسبی سر شمع نمی‌توان یافت. حتی به طور قطع نیز نمی‌توان گفت جابه‌جایی نسبی سر شمع با افزایش شتاب بیشینه زلزله افزایش می‌یابد. در بعضی از موارد، رفتار شمع و خاک در زلزله با فرکانس پایین کمی غیر قابل پیش‌بینی است.

#### ۱۱- مراجع

- [1] Bhattacharya, S., Suresh, R., Dash., Adhikari, S., "On the Mechanics of Failure of Pile-Supported Structures in Liquefiable Deposits During Earthquakes", *Current Science*, 2008, 94 (5), 605-611.
- [2] Rahmani, A., Pak, A., "Dynamic Behavior of Pile Foundations under Cyclic Loading in Liquefiable Soils", *Computers and Geotechnics*, 2012, 40, 114-126.
- [3] Bhattacharya, S., "Pile Instability during Earthquake Liquefaction" PhD Dissertation, University of Cambridge, UK, 2003.
- [4] Carvajal, J. C., Taboada-Urtuzustegui, V. M., Romo, M. P., "Influence of Earthquake Frequency Content on Soil Dynamic Properties at CAO Site", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, 22 (4), 297-308.
- [5] Tang, L., Ling, X., "Response of a RC Pile Group in Liquefiable Soil: A Shake-Table Investigation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, 67, 301-315.
- [6] Abdoun, T., Dobry, R., "Evaluation of Pile Foundation Response to Lateral Spreading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002, 22 (9), 1051-1058.
- [7] Bolton, M. D., "An Alternative Mechanism of Pile Failure in Liquefiable Deposits during

جدول ۶- موده‌های گسیختگی [۱۸]

نوع گسیختگی	مورد
ایمن	$\frac{P}{P_{cr}} \leq 0.33, \frac{M_{max}}{M_y} \leq 1$
ناپایداری کمانشی	$\frac{P}{P_{cr}} \geq 0.33, \frac{M_{max}}{M_y} \leq 1$
گسیختگی خمشی	$\frac{P}{P_{cr}} \leq 0.33, \frac{M_{max}}{M_y} \geq 1$
گسیختگی ناشی از اندرکنش خمش و کمانش	$\frac{P}{P_{cr}} \geq 0.33, \frac{M_{max}}{M_y} \geq 1$



شکل ۱۰- احتمال وقوع هر یک از موده‌های گسیختگی با توجه به دانسیته نسبی خاک

در شکل (۱۰) احتمال وقوع هر یک از موده‌های گسیختگی با توجه به دانسیته نسبی خاک نشان داده شده است. همان طور که از نمودار مشخص می‌شود، با متراکم‌تر شدن خاک احتمال وقوع ناپایداری کمانشی کاهش می‌یابد و در مقابل احتمال وقوع گسیختگی خمشی افزایش می‌یابد. مثلاً احتمال وقوع ناپایداری کمانشی از ۳۰٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۴۰$  به ۲۸/۳٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۵۵$  و ۰٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۸۰$  کاهش می‌یابد. همچنین احتمال وقوع گسیختگی خمشی از ۳۰٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۴۰$  به ۳۶/۷٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۵۵$  و ۴۳/۳٪ برای خاک با  $Dr = ۰.۸۰$  افزایش می‌یابد.

#### ۱۰- بحث و نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به دست آمده، می‌توان اذعان نمود که خاک متراکم با دانسیته نسبی بالا اگر چه در طراحی‌های استاتیکی شرایط مطلوبی را برای طراحان فراهم می‌کند؛ اما در طراحی‌های لرزه‌ای ممکن است به خوبی حالت استاتیکی نباشد. هر چه خاک متراکم‌تر باشد، به همان اندازه که خطر وقوع روانگرایی و ناپایداری کمانشی شمع را کاهش می‌دهد، می‌تواند به همان

- D Numerical Analysis", *Computers and Geotechnics*, 2009, 36 (5), 819-836.
- [17] Tokimatsu, K., Suzuki, H., "Effect of Inertial and Kinematic Interactions on Seismic Behaviour of Pile Foundations Based on Large Shaking Table Tests", *The 2nd CUEE Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo Institute of Technology, 1998.
- [18] Haldar, S., Babu, G. S., "Failure Mechanisms of Pile Foundations in Liquefiable Soil: Parametric Study", *International Journal of Geomechanics*, 2010, 10 (2), 74-84.
- [۱۹] میونی، بودهو، "مکانیک خاک و پی"، انتشارات دانشگاه تبریز، ۱۳۸۵.
- [20] Itasca, F. L. A. C., "Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, 2000.
- [21] Byrne, P., "A Cyclic Shear-Volume Coupling And Pore-Pressure Model For Sand", *2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1991, pp 47-55.
- [22] Kuhlemeyer, R. L., Lysmer, J., "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", *Journal of Soil Mechanics & Foundations*, ASCE, 1973, 99 (5), 421-427.
- [23] Comodromos, E. M., Anagnostopoulos, C. T., Georgiadis, M. K., "Numerical Assessment of Axial Pile Group Response Based On Load Test", *Computers and Geotechnics*, 2003, 30 (6), 505-515.
- [24] Wilson, D. W., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., "Observed Seismic Lateral Resistance of Liquefying Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126 (10), 898-906.
- [25] Liyanapathirana, D. S., Poulos, H. G., "Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131 (12), 1480-1487.
- [26] Website, www.PEER.com.
- [27] Timoshenko, S. P., Gere, J. M. "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Company, New York, 2006.
- Earthquakes", *Geotechnique*, 2004, 54, 203-213.
- [8] Suzuki, H., Tokimatsu, K., Sato, M., Abe, A., "Factor Affecting Horizontal Subgrade Reaction of Piles During Soil Liquefaction and Lateral Spreading", In *Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, 2006, 1-10.
- [9] Tamura, S., Tokimatsu, K., "Seismic Earth Pressure Acting on Embedded Footing Based on Large-Scale Shaking Table Tests", In *Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, 2006, 83-96.
- [10] Dungca, J. R., Kuwano, J. I. R. O., Takahashi, A., Saruwatari, T., Izawa, J., Suzuki, H., Tokimatsu, K. O. H. J. I., "Shaking Table Tests on the Lateral Response of a Pile Buried In Liquefied Sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006, 26 (2), 287-295.
- [11] Yao, S., Nogami T., "Lateral Cyclic Response of Piles in Viscoelastic Winkler Subgrade", *Journal of Engineering Mechanics*, 1994, 120 (4), 758-75.
- [12] Fujii, S., Cubrinovski, M., Tokimatsu, K., Hayashi, T., "Analyses of Damaged and Undamaged Pile Foundations In Liquefied Soils During The 1995 Kobe Earthquake", In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE, 1998, 1187-1198.
- [13] Liyanapathirana, D. S., Poulos, H. G., "Seismic Lateral Response of Piles in Liquefying Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 13 (11), 1466-79.
- [14] Finn, W. D. L., Fujita, N., "Piles in Liquefiable Soils: Seismic Analysis and Design Issues", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002, 22 (9), 731-742.
- [15] Klar, A., Baker, R., Frydman, S., "Seismic Soil-Pile Interaction in Liquefiable Soil", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, 24 (8), 551-564.
- [16] Comodromos, E. M., Papadopoulou, M. C., Rentzeperis, I. K., "Pile Foundation Analysis and Design Using Experimental Data and 3-

**EXTENDED ABSTRACT**

## **Effect of Soil Relative Density on the Seismic Behavior of the Pile in Liquefiable Soil**

Milad Saeedi, Mehdi Dehestani \*, Isa shoosh Pasha

*Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University Of Technology, Babol, Iran*

**Received:** 27 January 2015; **Accepted:** 15 August 2015

---

**Keywords:**

Soil relative density, Depth of liquefaction, Buckling instability, Bending failure

---

### **1. Introduction**

Buildings and bridges on loose to medium dense sands are often built on piles foundation. If sand layer is saturated, liquefaction is likely to occur. In recent earthquakes, liquefaction and its effects have been reported as one of the main reasons for failure of piles and pile-supported structures [1]. When pile foundations are exposed to intense dynamic transverse loads during earthquakes, soil–structure interaction (SSI) plays an important role in allocating the response of pile foundations to lateral excitation [2]. Recent observations after major earthquakes have shown that extensive damages and destructions are still likely to be happened to pile foundations. This problem is significant particularly for pile foundations in loose saturated cohesionless deposits which are vulnerable to liquefaction and lateral spreading during seismic loading. Design procedures that have been developed for evaluating pile behavior under earthquake loading, have many uncertainties to be used for cases involving liquefaction. The performance of piles in liquefied soil layers is much more complex than that of non-liquefying soil layer as a result of the diminishing of stiffness and shear strength of the surrounding soil over time due to the increase of pore water pressure [3]. By increasing the density of the soil the probability of liquefaction is reduced. Soil compaction increases the soil relative density, modulus of elasticity, the angle of internal friction, and SPT-N of the soil. With regard to the relationships in soil mechanics science increase of relative density causes the bearing capacity of foundation to be increased, improves the soil properties, reduces the inappropriate subsidence, risk of liquefaction, and stabilizes embankments. High relative density is accounted suitable for geotechnical activities and provides the ideal conditions at least for static designs.

In this article, concrete and steel pipe pile behavior with different diameters for different soil relative densities, earthquake predominant frequencies, and peak accelerations, are studied. The effect of soil relative density on the behavior of the pile and the soil and two important potential pile failures mechanisms in liquefiable soil, i.e. bending failure and buckling instability are examined. For the stated purposes a plain strain analysis has been conducted using finite difference program, FLAC<sup>2D</sup>. Results show that increasing the amount of soil density may result in reduction of occurrence of buckling instability of pile however increases probability of occurrence of bending failures.

### **2. Methodology**

#### *2.1. Model description*

In this study, the bending behavior of pile foundations embedded in different soils are analyzed using a finite difference model, known as fast Lagrangian analysis of continua (FLAC) Itasca Consulting Group, Inc. 2006 [4]. Soil liquefaction is taken under consideration utilizing a nonlinear constitutive model [5]. Validation of the constitutive model has been done with respect to centrifuge test [6] data from the literature. For examining the response of a single end bearing pile in liquefiable soil, five different earthquake predominant frequency values, three different ranges of soil relative densities, and concrete piles and steel tube piles with six different pile diameters are considered for analysis. Dynamic liquefaction analysis calculation is done by a two-dimensional, plain

---

\* Corresponding Author

*E-mail addresses:* m.saeedi1987@yahoo.com (Milad Saeedi), dehestani@gmail.com (Mehdi Dehestani), shooshpasha@nit.ac.ir (Isa Shoosh Pasha).

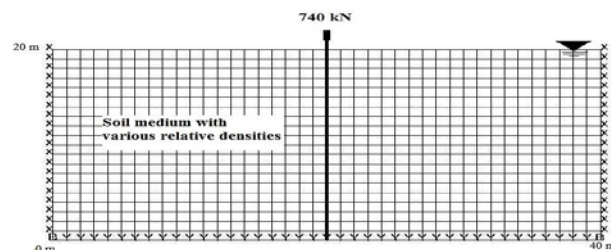
strain analysis by FLAC based on an explicit finite difference scheme for solving the equation of motion utilizing lumped grid point masses which are derived from the real density of neighbor zones. Analysis of soil-structure interaction brought about by ground shaking in FLAC is permitted by coupling FLAC formulation to the structural element model. Damping and energy-absorbing characteristics of real soil are captured using the hysteresis curves for sandy soil. The dynamic loadings are applied as acceleration time histories to the base of the model. Wave reflections at model boundaries are minimized by specifying free-field boundary conditions. The present study utilizes the Byrne model for modeling the soil which considers soil behavior due to energy dissipation, volume changes and modulus degradation under cyclic loading.

## 2.2. Problem statement

Three various soil different relative densities 40%, 55%, and 80% are considered for the study which has shear modulus from 25000 to 41460 kPa respectively. Characteristics of Nevada sand was used for the centrifuge test has brought in Table 1. The depth of the soil layer is considered to be 20 m and the lateral dimension of the soil environment in dynamic model is 40 m and is discretized to 600 numbers of 4-noded quadrilateral finite difference grids (30 rows and 20 columns). The water table is assumed to be present at the ground level. A 21-m end bearing pile with various radius from 0.6 to 1 m and two materials, concrete and steel piles, and the length above ground of 1 m, is modeled with pile elements in FLAC. The total length of modeled piles below ground is 20 m. Fig. 1 represent the schematic diagram of soil-pile system considered in the analysis. Five different earthquake time history data are utilized for the analysis which capture a wide range of frequencies from 1.2 to 5 Hz and are scaled to 0.1g, 0.2g, and 0.3g. Linear baseline corrected scaled earthquake data are used.

**Table 1.** Soil properties for parametric analysis

Characteristics	Dr= 40%	Dr= 55%	Dr= 80%
Depth of layer (m)	20	20	20
$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	1538	1586	1674
Shear module, G (MPa)	27	30.2	44.7
Bulk module, K (MPa)	216	292	432
$(N_1)_{60}$	7.2	14	30
Porosity	0.424	0.406	0.373
Permeability, k (m/s)	6.6	6.05	3.7
Friction angel, $\phi$ (°)	33	34.2	39.5
$K_0$	0.5	0.5	0.5
Poisson's ratio, $\nu$	0.45	0.45	0.45



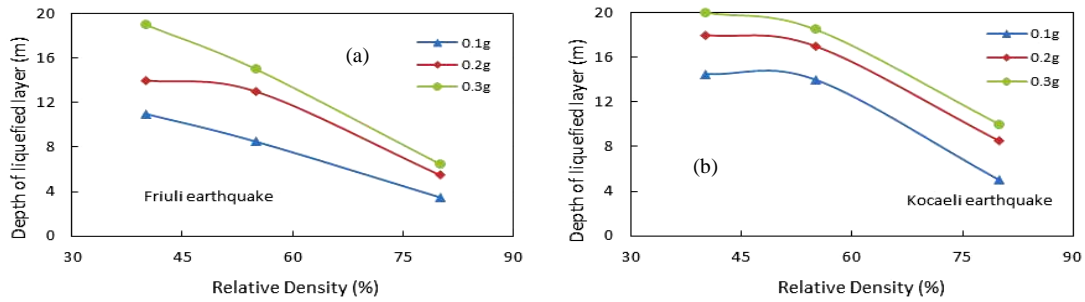
**Fig. 1.** Configuration of soil-pile system in numerical models

## 3. Results and discussion

The influences of different soil relative densities for five earthquake predominant frequencies and three peak acceleration values, on the pile's dynamic response are examined as follows:

### 3.1. Depth of liquefied soil layer

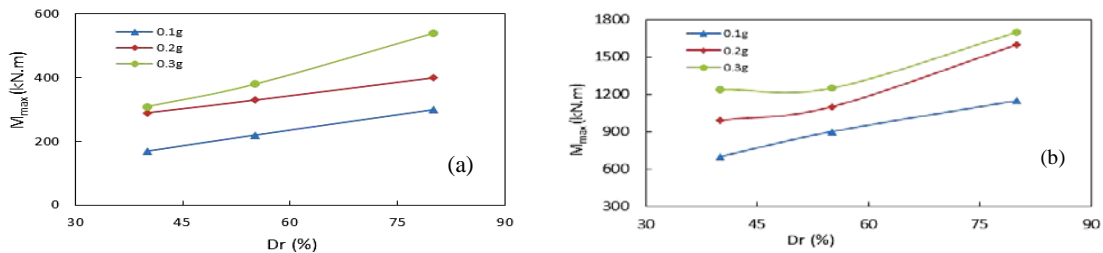
In saturated sandy soil, due to seismic excitation and subsequently high shear strains in soil layer, pore water pressure increases at different soil depths. Excess-pore water pressure ratios ( $Ru$ ) at different times of excitation at different depths of soil are obtained. When  $Ru$  reaches 1.0 the soil is considered to be completely liquefied thus the depth from which  $Ru$  reaches 1 is the depth of liquefaction ( $h_L$ ). According to Fig. 2, it can be observed that increase of soil relative densities decrease the ( $h_L$ ). Also increment of predominant earthquake frequency has the similar effect, because of deviating from fundamental frequency of liquefied soil which is followed by lower applied shear.



**Fig. 2.** Liquefaction depth respect to soil relative densities for two predominant frequencies: a) Friuli earthquake ( $f=3.85$  Hz), b) Kocaeli earthquake ( $f=1.2$ Hz)

### 3.2. Effect of soil relative density

Effects of variations in sandy soil's relative densities on pile dynamic response and induced internal forces have been examined. The maximum bending moments values for different soil relative densities ( $D_r$ ) under two earthquakes for one meter diameter concrete are presented in Fig 3. According to the diagrams increase of soil relative density results in higher maximum bending moments. Results show that in 87.8% increase in soil relative density results in higher  $M_{max}$ . In 12.2% cases, for five earthquake frequencies, the increase of soil relative density did not result in the increase of  $M_{max}$  in pile. From the above exceptions the shares were 57.8%, 5.2%, 15.8%, 15.8%, and 5.3% for Kocaeli, Loma Perita, Kobe, Feriuli, and Mohawk earthquakes respectively. Also evaluation of pile head relative lateral displacements has not result in a certain relation between alterations of soil relative density and pile head relative lateral displacements.



**Fig. 3.** Maximum bending moments in piles with 1 m of diameter respect to various  $D_r$  for: a) Mohawk earthquake, b) Kobe earthquake

## 4. Conclusions

Soil-pile interaction under seismic excitations has been considered in several numerical models and the influences regarding soil relative densities have been clarified. The depth of liquefaction of soil layer decreases with the increase of predominant earthquake frequency. The decrease of depth of liquefaction leads to the decrease of free length of pile. In 87.8% of cases, increase in soil relative density increased the  $M_{max}$  in pile, which shows the denser soil impose higher moment to the pile. This can render the conclusion that soils with higher relative densities that may provide a desirable situation in static design may increase the danger of bending failure in seismic loading conditions. Also results show that there is no certain relation between pile head relative lateral displacements and soil relative density.

## 5. References

- [1] Bhattacharya, S., Suresh, R. D., Adhikari, S., "On the Mechanics of Failure of Pile-Supported Structures in Liquefiable Deposits During Earthquakes", *Current Science*, 2008, 94 (5), 605-611.
- [2] Mylonakis, G., Gazetas, G., "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental", *Journal of Earthquake Engineering*, 2000, 4 (3), 277-301.
- [3] Rahmani, A., Pak, A., "Dynamic Behavior of Pile Foundations under Cyclic Loading in Liquefiable Soils", *Computers and Geotechnics*, 2012, 40, 114-126.
- [4] Itasca Consulting Group, Inc., "Fast Lagrangian Analysis of Continua", User's Manual, Version 5.0, Minneapolis, Minnesota, USA, 2006.
- [5] Byrne, P., "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand", *The 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, USA, 1991, pp 47-55.
- [6] Wilson, D. W., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., "Observed Seismic Lateral Resistance of Liquefying Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126 (10), 898-906.