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

میلاد سعیدی ^۱، مهدی دهستانی ^۲ و عیسی شوش پاشا ^۳ ^۱ کارشناس ارشد خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل ۲ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل ۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

چکیدہ

سازدها 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 سازدهای 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، مدول موجب افزایش ظرفیت باربری شالودهها، بهبود خواص خاک، کاهش نشست نامناسب، پایداری شیروانیها و کاهش خطر روانگرایی میشود. میتوان ادعان کرد خاک با دانسیته نسبی بالا از نظر مهندسین 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 ینج زلزله با فرکانس و شتاب بیشینه مختلف، اثر دانسیته نسبی بر روی رفتار شمع و خاک و دو مکانیزم مهم خرابی را مناطق ینج 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 کرنش مسطح و در نظر گرفتن مدل رفتاری غیر خطی برای روانگرایی خاک انجام گردید. دتایج نشان دادند که افزایش میزان تراکم خاک اگرچه موجب کرنش مسطح و در نظر گرفتن مدل رفتاری غیر خطی برای روانگرایی خاک انجام گردید. دتایج نشان دادند که افزایش میزان تراکم خاک اگرچه موجب کرنش مسطح و در نظر گرفتن مدل رفتاری غیر خطی برای روانگرایی خاک انجام گردید. دتایج نشان دادند که افزایش میزان تراکم خاک اگرچه موجب کرنش مسطح و در نظر گرفتن مدل رفتاری غیر خطی برای روانگرایی خاک انجام گردید. دتایج نشان دادند که افزایش میزان تراکم خاک اگرچه موجب

۱– مقدمه

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

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

شمع و خاک و اندرکنش اینرسی شمع و روسازه، رفتار شمع-خاک- روسازه را تا حدودی پیچیده می کند. 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 می دهد و تا زمانی که تنش برشی ناشی زلزله کمتر از مقاومت برشی کاهش یافته خاک نشود ماسه مانند یک سیال غلیظ رفتار می کند و تغییر شکلهای بزرگی را متحمل می شود. این پدیده روانگرایی نام دارد و اصلی ترین دلیل خرابی فونداسیونهای شمعی در زلزلههای اخیر گزارش شده است که از ممله می توان به زلزلههای ۱۹۶۴ نیکاتا ژاپن، ۱۹۶۴ آلاسکا، فونداسیونهای شمع همچنان دارای نقاط مبهم برای نمونههایی که شمع در خاک روانگرا قرار گرفته است می باشد. عملکرد شمع در خاک روانگرا به علت کاهش سختی و مقاومت خاک اطراف شمع به علت افزایش فشار آب حفرهای بسیار پیچیده تر از مواردی است

* نویسنده مسئول

دریافت ۹۳/۱۱/۷ پذیرش ۹۴/۵/۲۴

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

آییننامههای مختلفی مانند Euro Code 8 در همین راستا تدوین و روز به روز و JRA 1997 و JRA 2002 در همین راستا تدوین و روز به روز کامل تر و جامع تر شدند. Bhattacharya 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 مکانسیم 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 Tang و Ling نشان دادند کاهش فركانس و افزایش دامنه ارتعاشات زلزله موجب افزایش ممان خمشی و افزایش سرعت بالا رفتن فشار آب حفرهای می شود [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 دقت-های مختلف در پیش بینی نتایج می باشد. در بعضی از این موارد از فرمولاسیون کوپل استفاده گردید و در موارد دیگر از فرمولاسیون غیر کوپل استفاده گردید که در آن جابه جایی اسکلت خاک و تولید اضافه فشار آب حفرهای جداگانه محاسبه می شود.

بارهای جانبی وارد بر شمع حین زلزله از نیروی اینرسی روسازه (اثر اینرسی) و همچنین نیروی جابهجایی خاک (اثر اینرسی) ناشی میشود. Tokimatsu و Suzuki [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 سرافزار فلک به بررسی مکانیسمهای خرابی شمع در خلی 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

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 می-باشد. همچنین اشاره نمودند افزایش ۱۰ درصدی در دانسیته نسبی خاک موجب کاهش ۱۵ درصدی ممان وارد بر شمع می-شود.

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 می شود بستگی دارد. معیار برای بافت خاکهای درشت دانه نسبت تخلخل است.

$$e = \frac{v_v}{v_s} \tag{1}$$

که در آن: ۷٫ حجم فضای غیر جامد خاک و ۶٫ 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

کمتر خواهد شد. هر چه خاک سست ر باشد، نسبت تخلخل ان بیشتر خواهد شد. برای تعیین وضعیت خاک (سست یا متراکم) از دانسیته نسبی (Dr) استفاده می شود.

$$Dr = \frac{e - e_{\min}}{e - e_{\max}} \tag{(Y)}$$

که در این رابطه: Dr: درصد دانسیته نسبی خاک، اسی: سبت تخلخل در حالتی که ذرات خاک در شل ترین حالت خود قرار دارند. اسی: نسبت تخلخل در حالتی که ذرات خاک در متراکم ترین اسیت 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 رابطه مستقیم با زاویه اصطکاک داخلی خاک دارند. از طرفی مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع به صورت زیر تعریف میشود.

$$f = k \cdot \sigma_{v}' \cdot \tan \Phi \tag{(f)}$$

$$Q_s = \pi \Delta L f \tag{(a)}$$

که در این رابطه:

: مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع، Q_s

f: نيروى اصطكاك واحد طول شمع،

k: ضریب فشار جانبی خاک

 Φ : زاویه اصطکاک بین شمع و خاک میباشد.

 $'_{r}$: 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 می یابد. مقدار k نیز با عمق متغییر است و مقدار آن بستگی به روش اجرا و کوبیدن شمع دارد. بر اساس روابط ارئه شده توسط بوسن و مایرهوف مقدار k و f با عدد نفوذ استاندارد رابطه مستقیم دارند و با افزایش آن افزایش می یابند. با توجه به بحثهای مطروحه ملاحظه می شود افزایش دانسیته نسبی (و به تبع آن افزایش عدد نفوذ استاندارد و زوایه اصطکاک داخلی) موجب افزایش طرفیت باربری خاک، افزایش ظرفیت باربری فونداسیون-وانگرایی می شود. در واقع وجود خاک سفت و متراکم با دانسیته نسبی بالا برای مهندسین خوشایند و شرایط ایده آلی را برای طراحیهای ژئوتکنیکی فراهم می سازد.

هدف اصلی این مقاله، مطالعه اندر کنش 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 ۲۰٪، 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 اصولاً 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.

			-
دانسیته نسبی (./)	گروه خاکها	عدد نفوذ استاندارد (blows/ (foot)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۰-۱۵	خیلی سست	۰-۳	26-27
۱۶-۳۵	سست	٣-٩	۲۹ <u>-</u> ۳۴
36-60	متوسط	۹-۲۵	۳۵-۴۰
۶۶-۵۵	متراكم	۲۵-۴۵	۳۸-۴۵
۸۵-۱۰۰	خيلي متراكم	\geq 40	≥۴۵

جدول ۱- دستهبندی بافت خاک [۱۹]

در عمل ملاحظه میشود روشهای مختلفی جهت تراکم خاک انجام می گردد از جمله تراکم ویبرو، 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 سازه، کاهش نظرفیت 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 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.

$$Q_{p} = A\left(CN_{c} + qN_{q}\right) \tag{(7)}$$

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
مایرهوف، روش وسیک و روش هنسن قابل محاسبه هستند و

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 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.

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

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 (۲) 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.

$$C_1 = 7600 \left(D_r \right)^{-2.5} \tag{Y}$$

$$D_r = 15 \left(N_1 \right)_{60}^{-1.25} \tag{A}$$

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 می شود. اثر اینرسی روسازه با مدل نمودن جرم متمرکز در سر شمع انجام شد. میرایی و مشخصات مربوط به اتلاف انرژی خاک با استفاده

از نمودارهای هیسترسیس برای خاک ماسهای در نظر گرفته شد. انعکاس نامناسب امواج در مرزهای مدل با انتخاب مرزهای آزاد در مرزهای جانبی مدل بـه حـداقل مقادیر خـود رسـید. مرزهای جانبی در جهت افقی مقیـد و مرز تحتـانی در جهـت قائم مقید میگردد. انتخـاب ابعـاد مناسب مـش.بنـدی جهـت انتقال صحیح امواج بین گرهها بر اساس رابطه Kuhlemeyer و انتقال صحیح امواج بین گرهها بر اساس رابطه Kuhlemeyer و انتقال صحیح امواج بین گرهها بر اساس رابطه Supper و از المان دو نقطـهای پذیرفت. از مدل موهر کلمب برای خـاک و از المان دو نقطـهای خطـی الاسـتیک بـا مشخصـات سطح مشترک خـاک و شـمع، بـرای شـمع اسـتفاده گردیـد. سطح مشترک شمع و خاک با استفاده از یکسـری فنرهـای برشـی و نرمال مدل میشود که سختی فنرهای فوق با استفاده از رابطه زیر محاسبه میشود [۲۳].

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

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 میباشد. شمع فولادی با قطر بیرونی ۹/۲۰ متر و ضخامت ۹۱ میلیمتر جهت مدل نمودن مدل سازهای در نظر گرفته شد. طول کلی شمع ۸/۸۸ متر میباشد که ۱۵ متر آن داخل خاک مدفون و ۸/۳ متر آن بالای سطح خاک میباشد. بار محوری وارد بر شمع جهت در نظر گرفتن اثر روسازه ۸۴ ۸ میباشد. جهت



شکل ۳- مقایسه نسبت اضافه فشار آب منفذی در عمق ۴/۶ 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 ۸۸۵)، 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 فتاری 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 0.22*g* 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 (۱) 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]

<i>Dr</i> = 80%	<i>Dr</i> = 55%	خصوصيات
1874	۱۵۸۶	وزن مخصوص خشک (kg/m ³)
11/4.	۹/۱۰	ضخامت لایه (m)
۰/۴۵	•//۴۵	ضريب پواسون
۴۴/۷	۳۰/۲	مدول برشی (MPa)
477	292	مدول کشسانی حجمی (MPa)
۳.	14	$(N_1)_{60}$
• /٣٧٣	•/۴•۶	پوكى
۳۹/۵	374/2	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
$\gamma/\gamma \cdot \times 1 \cdot^{-\Delta}$	$\mathfrak{P}/\cdot\Delta$ \times $1\cdot^{-\Delta}$	نفوذپذیری (m/s)
۲۱۰	۲۱۰	مدول الاستيسيته شمع (GPa)



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

۵– تحلیل عددی

طرح شماتیکی مدل در شکل (۶) ملاحظه می شود. 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 ۸۰٪، در این مقاله روسازه جهت اعمال باری متناظر با ۸۴۰ kN بر سر شمع به صورت جرمی با مشخصات مصالح بتنی (I و E مشابه مقطع ۱متری و دانسیته نسبی متفاوت) با طول ۱ متر بالا شمع ساخته شد.



در جدول (۳) پارامترهای مورد نیاز خاک جهت تحلیل عددی که توسط Liyanapathirana و Poulos [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 ۵.18 و 0.28 و 0.38 مقیاس گردید. با توجه به حداکثر بعد ناحیهها در الگو که برابر مقیاس گردید. با توجه به حداکثر بعد ناحیهها در الگو که برابر استار است بیشترین فرکانس مجاز عبوری از الگو با استفاده از رابطه (۱۰) [۲۲] برابر ۹/۹ هرتز میباشد. بنابر این با فیلتر ضمن حفظ انرژی زلزله، امکان مدلسازی شبکه تفاضلات محدود با حداکثر بعد ۲۰/۱ متر فراهم میشود.

$$f = \frac{V_s}{\Delta l \times 10} \tag{(1.)}$$

در رابطه فوق، ΔI 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 r/s 132.5 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 هیسترسی جهت در نظر گرفتن میرایی مصالح استفاده گردید. از آنجا که وقوع کرنشهای بزرگ قابل پیشبینی است، در بخش میرایی هیسترسیس از حالت پیشفرض FLAC با تغییراتی اندک جهت تناسب با کرنشهای برشی به وجود آمده استفاده گردید.

$\mathrm{Dr}=1.1$	$\mathrm{Dr}=1.22$	$\mathrm{Dr}=1.4$ ·	خصوصيات
۲.	۲۰۰	۲.	ضخامت لايه (m)
1974	1018	۱۵۳۸	وزن مخصوص خشک (kg/m ³)
44/V	٣./٢	۲۷/۰	مدول برشی (MPa)
427	242	218	مدول کشسانی حجمی (MPa)
٣.	14	٧/٢	(N ₁) ₆₀
• /٣٧٣	•/*•۶	•/474	پوکی
γ_{V} , \times $1.^{-2}$	$\varphi/\cdot \Delta \times \chi^{-\Delta}$	۶/۶. × ۱. ^{-۵}	نفوذپذیری (m/s)
34/0	4.41	٨٣	زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)
• /۵	• /۵	• /۵	K ₀
•/۴۵	• /۴۵	۰/۴۵	ضريب پواسون

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

جناول ٦- پارامنارهای مورد نیار مسلم جهت تحقیق عمادی [١٨]				
فولاد) 1 m t = 16 mm	فولاد) 0.6 m t = 16 mm	1 m (بتن)	0.6 m (بتن)	خصوصيات
۲.	۲.	۲.	۲.	طول مدفون شمع (m)
١	١	١	١	طول بالای سطح زمین (m)
٧٨٠٠	۷۸۰۰	70	10	دانسیته (Kg/m ³)
0	۵۰۰	۲/۱۱	11/7	تنش تسليم (MPa)
09AV	X• //	1.99	777	ممان تسلیم بدون حضور بارمحوری (KN.m)
0/1/	7.09	10	111	ممان تسلیم با حضور بارمحوری (KN.m)
71.	۲۱.	79/8	۲٩/۶	مدول الاستيسيته (GPa)
•/••9	•/••1٣	•/•۴٩	•/••۶	ممان اینرسی (m ⁴)
•/•*9	•/•۲٩	/٧٨۵	•/٢٨٣	(m^2) مساحت مقطع
٣/١۴٠	1////۵	٣/١۴.	1/110	محیط شمع (m)

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

t: ضخامت جداره مقاطع توخالی فولادی

جدول ۵- پارامترهای زلزله [۲۶]

زلزله	فركانس غالب (هرتز)
*كوكايلى، تركيه، ١٩٩٩	١/٢
لوماپریتا، آمریکا، ۱۹۹۹	۱/۲۸
کوبه، ژاپن، ۱۹۹۵	۲/۷۷
فريولي، ايتاليا، ۱۹۷۶	٣/٨۵
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 می 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 هیسترسیس مناسب، تحلیل با بارگذاری دینامیکی به صورت تاریخچه زمانی شتاب افقی به مرزهای بستر انجام گرفت.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} . EI \tag{11}$$

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

تحلیل ملاحظه گردید در تمامی حالات حتی برای مدتی کوتاه شیب انحنا 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 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 عماق برابر ا

در شکل (۷) تغییرات عمق روانگرایی خاک در برابر دانسیته نسبی برای زلزلههای مختلف با فرکانسهای غالب مختلف نشان داده شده است. ملاحظه می گردد 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 ۴۰٪، ۵۵/، ۸۰/ به ترتیب برابر ۱۱، ۸/۵ و ۳/۵ متر میباشد. این عمق تحت شتاب بیشینه 0.2g برای خاک با دانسیته نسبی ۴۰/، ۵۵/ و ۸۰/ به ترتیب برابر ۱۴، ۱۳ و ۵/۵ متر می باشد و تحت شتاب بیشینه 0.3g در زلزله فوق عمق روانگرایی برای خاک با دانسیته نسبی ۴۰/، ۵۵/ و ۸۰/ به ترتیب برابر ۱۹، ۱۵ و ۷ متر میباشد. همچنین ملاحظه می شود عمق روانگرایی با شتاب بیشینه زلزله رابطه مستقیم دارد و افزایش شتاب بیشینه زلزله موجب افزایش عمق روانگرایی خاک می شود. 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 ممان خمشی به وجود آمده در حالت کلی موجب افزایش حداکثر 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 ۰۶٪، میشد.



شکل ۷- تغییرات عمق روانگرایی در برابر دانسیته نسبی خاک تحت شتاب 0.1g، 0.2g، 3.3: الف) زلزله کوکایلی، ب) زلزله لوماپریتا، ج) زلزله کوبه، د) زلزله فریولی، ه) زلزله موهاک



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 کوکایلی، 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 ۹۱/۱۰٪ و برای مقطع بتنی با قطر ۹/۰متر ۸۴/۲٪ و مقطع فولادی با قطر ۹/۰ 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 Liyanapathirana و ۲۵ [۲] و مطابق با نتایج Poulos

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 شمع تأثیر میگذارد. با توجه به بندهای قبل مشخص شد در کرا.// موارد، افزایش دانسیته نسبی خاک باعث افزایش حداکثر ممان خمشی شمع نشد که از این مقدار سهم زلزله کوکایلی ۸/۵۷٪، زلزله لوماپریتا ۵/۲٪، زلزله کوبه و فریولی هر کدام ۸/۵۱٪ و زلزله موهاک ۳/۵٪ میباشد. در زلزله کوکایلی در تحلیلهایی که مخصوصاً در مقاطع با قطر ۶/۰ متر انجام گردید ملاحظه شد تحت شتاب بیشینه 2.0 و 3.0 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 ۵.18

منتظرهای افزایش مییابد؛ در حالی که در خاک ۸۰٪ افزایش ممان خمشی با این شدت انجام نمی پذیرد و زمان وقوع ممان خمشی ماکزیمم تقریباً با زمان شتاب ماکزیمم شتاب نگاشت یکسان است. دلایل مختلفی میتواند این حالت را توجیه کند. یکی از این دلایل کم بودن فرکانس غالب زلزله می باشد که ممکن است به فرکانس بنیادی خاک نزدیک باشد و به علت نزدیکی به ناحیه تشدید، کمی رفتار خاک را غیر قابل پیش بینی 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، 20.9 و 0.3g نشان داده شده است. مطابق شکل، رابطه کیفی بین تغییرات دانسیته نسبی خاک و جابه-جایی نسبی سر شمع ملاحظه نگردید. همچنین مشخص می-گردد 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، $\frac{M_{
m v}}{M_{
m v}}=1$ معیار گسیختگی خمشی در نظر گرفته می شود. زمانی که ممان خمشی شمع فراتر از حد تسلیم افزایش یابد، نرخ تغییر شکل شمع با سرعت بیشتری ادامه می ابد. در این پژوهش $\frac{M'_{H_v}}{M_v}$ 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 ۲۷] Cere و Timoshenko جانبی به علت بار جانبی در حضور بار محوری انجام دادند مشخص 1/0 گردید زمانی که $\frac{P}{P_{-}} \approx 0.33$ باشد تغییر شکل جانبی تقریباً 1/0 برابر زمانی می شود که بار جانبی حضور ندارد. از این رو در حضور بار جانبی به علت تقویت تغییر شکل جانبی اعمال ضریب

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 و 0.3g و 0.3g الف) مقطع بتنی ۶/۴ متر، ب) مقطع فولادی ۶/۴ متر، ج) مقطع بتنی ۱ متر، د) مقطع فولادی ۱ متر

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 جمع.بندی نمود.

عمق روانگرایی خاک و متعاقب آن احتمال گسیختگی کمانشی با افزایش دانسیته نسبی خاک کاهش و با افزایش شتاب بیشینه افزایش می ابد. 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 جابه-افزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. بررسی جابه-مافزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. بررسی جابه-مافزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. بررسی جابه-افزایش حداکثر ممان خمشی در شمع شده است. بررسی جابه-می نابد. در بعضی از موارد، رفتار شمع و خاک در زلزله با می یابد. در بعضی از موارد، رفتار شمع و خاک در زلزله با

11- مراجع

- 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

نوع گسيختگي	مورد
ايمن	$\frac{P}{P_{cr}} \le 0.33, \frac{M_{max}}{M_{Y}} \le 1$
ناپایداری کمانشی	$\frac{P}{P_{\rm cr}} \ge 0.33, \frac{M_{\rm max}}{M_{\rm Y}} \le 1$
گسیختگی خمشی	$\frac{P}{P_{\rm cr}} \le 0.33, \frac{M_{\rm max}}{M_{\rm Y}} \ge 1$
گسیختگی ناشی از اندرکنش خمش و کمانش	$\frac{P}{P_{cr}} \ge 0.33, \frac{M_{max}}{M_{Y}} \ge 1$



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

در شکل (۱۰) احتمال وقوع هر یک از مودهای گسیختگی با توجه به دانسیته نسبی خاک نشان داده شده است. همان طور که از نمودار مشخص می شود، 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 ۴۰٪ = T به ۲/۸٪ برای خاک با کمانشی از ۳۰٪ برای خاک با ۴۰٪ = Dr کاهش مییابد. همچنین احتمال وقوع گسیختگی خمشی از ۳۰٪ برای خاک با ۴۰٪ = Dr و ۳٪ برای خاک با ۵۵٪ = Dr و ۳/۳٪ برای خاک

۱۰- بحث و نتیجهگیری

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

جدول ۶- مودهای گسیختگی [۱۸]

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

تبريز، ١٣٨۵.

- [20] Itasca, F. L. A. C., "Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group Inc., Minneapoli, 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 Geoenvironmebtak 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-