

# مدلسازی عددی اندرکنش شمع و خاک روانگرا با استفاده از روش فنر غیرخطی

هادی شهیر<sup>۱\*</sup>، میثم شایان<sup>۲</sup>

- ۱- استادیار ژئوتکنیک، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی  
۲- کارشناس ارشد ژئوتکنیک، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

shahir@khu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۲۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۶/۳۱]

**چکیده-** کاهش مقاومت و سختی خاک در اثر روانگرایی باعث ایجاد لنگرهای خمشی و تغییرشکل‌های جانبی زیادی در شمع‌های واقع در خاک روانگرا می‌شود. در این پژوهش برای بررسی رفتار شمع در محیط روانگرا از آنالیز دینامیکی همبسته اندرکنش خاک-شمع-سازه (SPSI) استفاده شده است. اندرکنش شمع-خاک با استفاده از روش فنر غیرخطی دینامیکی  $p-y$  شبیه‌سازی شده است. آثار روانگرایی با استفاده از یک ضریب کاهش به مقاومت جانبی شمع اعمال می‌شود. رفتار خاک روانگرا با استفاده از مدل چند تسلیمی وابسته به فشار مدلسازی می‌شود. برای شبیه‌سازی اندرکنش فازهای جامد و سیال خاک اشباع بر مبنای تئوری محیط متخلخل اشباع از فرمولاسیون همبسته  $u-p$  استفاده شده است. به منظور تایید درستی مدل عددی، نتایج مدل عددی با داده‌های دو آزمایش سانتریفیوژ مقایسه شده است. پس از درستی آزمایشی مدل عددی، برای بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ دینامیکی شمع و فشار جانبی وارد بر شمع، آنالیز پارامتریک انجام شده است. پارامترهای بررسی شده شامل ضخامت لایه روانگرا، فرکانس تحریک ورودی، گیرداری سر شمع، سختی شمع، شتاب ماکزیمم ورودی و دانسیته نسبی خاک روانگرا است. نتایج مطالعه پارامتریک نشان داد که فشار جانبی وارد بر شمع تقریباً در عمق لایه روانگرا شده ثابت بوده و حدود ۷ الی ۱۰ درصد فشار سربار کل در پایه لایه روانگرا می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** خاک روانگرا، شمع، اندرکنش، فنر غیرخطی، آنالیز همبسته

## ۱- مقدمه

بارهای دینامیکی متفاوتی قرار می‌گیرد، مقاومت و سختی خاک در اثر افزایش فشارحفره‌ای کاهش می‌یابد. طراحی پی‌های شمعی در خاک روانگرا نیاز به روشی برای محاسبه آثار زلزله روی پی‌های شمعی دارد. روش تعادل حدی روشی رایج برای طراحی شمع‌ها در خاک روانگرا است. برای این منظور نیاز به تقریبی از مقدار فشار جانبی اعمال شده به شمع است تا با استفاده از روش‌های شبه استاتیکی، میزان لنگر خمشی و تغییر مکان شمع به دست آید. آزمایش‌های مختلفی برای ارزیابی مقدار فشار جانبی وارد بر شمع از طرف خاک روانگرا شده انجام شده است که هماهنگی

در اثر رخداد روانگرایی در زلزله‌های بزرگی مانند نیگاتا (۱۹۶۴) و کوبه (۱۹۹۵) پل‌ها و ساختمان‌های بسیاری آسیب دیدند که یکی از دلایل مهم خرابی‌ها، شکست و گسیختگی شالوده‌های شمعی در زیرسازه‌ها بوده است. درحقیقت زمانی که خاک، روانگرا شده و مقاومت آن به پایین‌ترین سطح خود می‌رسد، پی شمعی ممکن است جابجایی‌های نسبتاً زیادی را تجربه کند. نحوه عملکرد شمع‌ها در هنگام وقوع زلزله یکی از عوامل اصلی تاثیرگذار بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها است. در حین روانگرایی علاوه بر اینکه شمع، هم از طرف سازه و هم از طرف خاک تحت

[15] Brandenberg و [16] AIJ ضریب کاهنده را با عدد SPT تصحیح شده ماسه تمیز مرتبط دانسته‌اند و مقداری بین صفر تا ۰/۵ برای این ضریب ارائه کرده‌اند. Liu & Dobry [17] برای ماسه سست، ضریب کاهنده را  $1 - 0.9r_u$  و برای ماسه متوسط  $1 - 0.65r_u$  ارائه کرده‌اند که  $r_u$  نسبت اضافه فشار حفره‌ای است. در این مقاله برای بررسی آثار روانگرایی بر رفتار جانبی شمع و تخمین فشار جانبی وارد بر شمع از طرف خاک روانگرا شده، از رویکرد همبسته (SPSI) استفاده شده است. شبیه‌سازی اندرکنش شمع-خاک مبتنی بر المان p-y دینامیکی است که برای آثار روانگرایی از روش ضریب کاهنده استفاده می‌شود. برای محاسبه تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌ای در طول زمان، از آنالیز همبسته u-p با استفاده از نرم افزار المان محدود OpenSEES و مدل رفتاری خاک روانگرا با استفاده از مدل چند تسلیمی وابسته به فشار استفاده شده است.

## ۲- روش مدلسازی عددی

در این مطالعه از آنالیز SPSI همبسته که شامل ستون خاک، المان‌های اندرکنش شمع-خاک و مولفه‌های سازه است، استفاده شده و شتاب ورودی در پایه سیستم اعمال می‌شود. در شکل (۱) اجزای مدل عددی نشان داده شده و در ادامه توضیحات و فرمولاسیون مربوطه ارائه شده است.

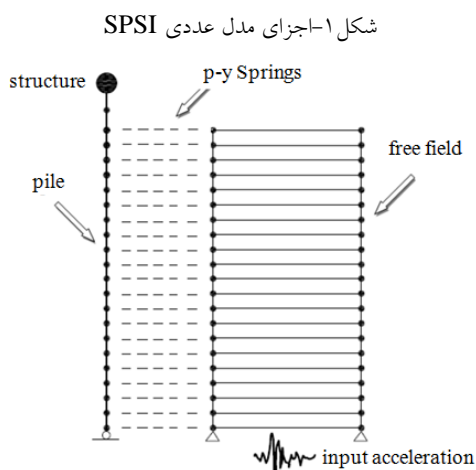


Fig. 1. Elements of SPSI model

### ۲-۱- المان P-Y غیر خطی

در این مقاله آنالیز دینامیکی یک بعدی با استفاده از المان-های p-y غیرخطی (pyLiq1) در برنامه اجزای محدود

خوبی بین نتایج بدست آمده مشاهده نمی‌شود. برای نمونه He و همکاران [1] و Elgamel و همکاران [2] با انجام آزمایش‌های میز لرزان در مقیاس بزرگ مقدار فشار جانبی را حدود ۲۰ الی ۴۰ کیلوپاسکال متناظر با ۲۰ الی ۴۰ درصد فشار سربار کل در بستر لایه روانگرا به دست آوردند. Abdoun و همکاران [3] با انجام آزمایش‌های سانتریفوژ که در آنها از آب به عنوان سیال حفره‌ای استفاده شده بود فشار جانبی را بطور یکنواخت معادل ۱۰ کیلوپاسکال (در حدود ۱۰ درصد فشار سربار کل در بستر لایه روانگرا) ارائه کردند. در حالیکه Madabhushi & Haigh و همکاران [4 و 5] با استفاده از سیال ویسکوز در آزمایش سانتریفوژ، مقدار فشار جانبی خاک را حدود ۲۰ الی ۳۰ درصد فشار سربار کل تخمین زدند.

روش دیگر برای ارزیابی رفتار شمع در محیط روانگرا استفاده از مدلسازی عددی است. گروهی از پژوهشگران همچون Cubrinovski و همکاران [6]، Cheng & Jeremic [7]، Klar و همکاران [8] و [9] Rahmani & Pak برای مدلسازی سیستم سازه-شمع-خاک و آنالیز همزمان آنها از مدل‌های همبسته سه بعدی u-p-U و u-p در نرم‌افزارهای OpenSEES و FLAC استفاده کرده‌اند. آنالیزهایی که در آنها خاک بصورت یک محیط پیوسته در نظر گرفته شده است بسیار پیچیده و زمانبر بوده از اینرو آنالیزهایی با استفاده از روش فنر غیرخطی p-y توسعه یافته است که ساده‌تر و برای کارهای عملی مناسب‌تر است.

بیشتر منحنی‌های p-y برای خاک‌های غیرروانگرا به وسیله Reese & Wang [12]، Reese, Matlock [10] و همکاران [11]، Murchinson & O'Neill [13] برای بارگذاری استاتیکی و سیکلیک گسترش یافته‌اند. در روابط ارائه شده به وسیله این پژوهشگران کاهش مقاومت و سختی خاک ناشی از گسترش فشار آب حفره‌ای تحت اثر بارگذاری دینامیکی در نظر گرفته نشده است. برای اعمال تاثیر روانگرایی در این منحنی‌ها معمولاً از ضریب کاهنده‌ای که به عدد SPT، نسبت فشار آب حفره‌ای و دانسیته‌ی نسبی خاک وابسته است، استفاده شده است. Wilson [14] با انجام آزمایش سانتریفوژ مشاهده کرد که ضریب کاهنده برای اعمال در روابط p-y در خاک روانگرا شده وابسته به دانسیته نسبی خاک بوده و مقدار آن بین ۰/۱ تا ۰/۳۵ است.

در نظر گرفته شده است.

## ۲-۲- آنالیز دینامیکی همبسته تنش موثر

برای مدلسازی خاک اشباع، از المان کاملاً همبسته سیال-جامد بر مبنای تئوری محیط متخلخل Biot استفاده شده است. در طول به کار بردن بار ثقلی، رفتار ماده الاستیک خطی است. در فازهای بعدی بارگذاری دینامیکی، برای شبیه‌سازی ویژگی‌های رفتاری خاک روانگرا از مدل چند تسلیمی وابسته به فشار<sup>۱</sup> که یک مدل الاستوپلاستیک است، استفاده شده [21]. قابلیت مدلسازی اتساع و روانگرایی که در خاک‌های ماسه‌ای در طول بارگذاری سیکلی اتفاق می‌افتد، از ویژگی‌های این مدل است. در این مدل، پلاستیسیته بر مبنای مفهوم چندسطحی یا سطوح تودرتو است. مدل‌های سطوح تودرتو برای اولین بار به وسیله Mroz [22] در نظر گرفتن یک سری سطوح تودرتو در فضای تنش ارائه شد که این سطوح معرف مکان هندسی مقادیر ثابت مدول پلاستیک است. در روند بارگذاری پلاستیک، سخت‌شوندگی سینماتیک به سطح فعال که نقطه تنش با مدول الاستیک متناظر روی آن قرار دارد، اعمال می‌شود. این روند تا زمان رسیدن نقطه تنش به سطح بعدی و فعال شدن آن سطح ادامه می‌یابد. سخت‌شوندگی سینماتیک موجب حرکت سطح فعال در راستای خط متصل کننده نقاط مزدوج روی آن سطح و سطح بعدی می‌شود. سطوح تسلیم از نوع دراکر پراگر<sup>۲</sup> هستند. شکل (۲) شماتیکی از سطوح چند تسلیمی مدل رفتاری را نشان می‌دهد.

شکل ۲- سطوح تسلیم تو در تو در مدل رفتاری [۲۳]

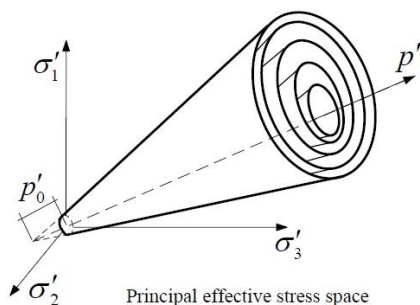


Fig. 2. Nested yield surfaces of the constitutive model [23]

لایه‌های خاک با المان‌های چهار ضلعی ۹ گرهی کرنش

OpenSEES انجام شده است. رفتار  $p$ - $y$  غیرخطی شامل مولفه‌های الاستیک، پلاستیک و درگ بطور متوالی است. Boulanger و همکاران [19] با استفاده از منحنی  $p$ - $y$  ارائه شده در API [20] برای خاک ماسه‌ای، رابطه (۱) را برای خاک روانگرا ارائه کرده‌اند.

$$P = P_{ult} - (P_{ult} - P_0) \left[ \frac{Cy_{50}}{Cy_{50}|y^p - y_0^p|} \right]^n \quad (1)$$

در این رابطه،  $P_{ult}$  مقاومت نهایی خاک،  $y^p$  مولفه تغییر مکان پلاستیک،  $C$  و  $n$  ثابت‌های کنترل‌کننده مولفه پلاستیک،  $y_{50}$  تغییر مکان در حالت  $P = 0.5P_{ult}$ ،  $P_0$  مقدار نیرو در شروع سیکل بارگذاری پلاستیک و  $y_0^p$  تغییر مکان پلاستیک در شروع سیکل بارگذاری پلاستیک است. با افزایش اضافه فشار آب منفذی مقدار  $P_u$  کاهش می‌یابد تا در حالت روانگرایی به مقاومت پسماند ( $P_{res}$ ) می‌رسد. مقاومت نهایی قبل از رسیدن به روانگرایی که با  $P_{u-liq}$  نشان داده می‌شود، با انترپولاسیون خطی مابین مقدار اولیه و پسماند نهایی طبق رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$P_{u-liq} = P_{res} + (P_u - P_{res}) \frac{\sigma'}{\sigma_0} \quad (2)$$

در این رابطه  $\sigma'$  تنش موثر قائم در عمق مورد نظر در حین لرزش و  $\sigma_0'$  تنش موثر اولیه می‌باشد. مقدار  $\sigma'$  در هر لحظه با انجام آنالیز دینامیکی همبسته بر روی یک ستون خاک میدان آزاد که در شکل (۱) نشان داده شده است، تعیین می‌شود. مدل المان محدود و مدل رفتاری استفاده شده برای آنالیز همبسته در ادامه توضیح داده شده است. در این مطالعه برای لایه روانگرا با دانسیته نسبی ۳۵ درصد ضریب کاهنده معادل  $(P_{res} = 0.05P_u) \cdot 0/05$  و برای لایه روانگرا با دانسیته نسبی ۵۵ درصد ضریب کاهنده معادل  $(P_{res} = 0.1P_u) \cdot 0/1$  در نظر گرفته شده است [15].

رفتار gapping شامل یک مقاومت باقیمانده‌ای است که به عنوان نیروی درگ (drag) روی کناره‌های شمع در نظر گرفته می‌شود. این مقاومت پسماند به وسیله پارامتر  $C_h$  تعیین می‌شود. [14] Wilson بر اساس آزمایش‌های سانتریفوژ مقدار  $C_h=0.3$  را پیشنهاد کرده است. در این مطالعه میرایی ویسکوز معادل صفر

شده است جدول (۱).

جدول ۱- مقادیر نفوذپذیری در مدلسازی آزمایش [14] Wilson

Density	Permeability (m/sec)
Loose	$2.0 \times 10^{-4}$
Medium	$1.8 \times 10^{-4}$
Dense	$1.1 \times 10^{-4}$

Table 1. Permeability values in modeling of Wilson tests [14]

جدول ۲- مقادیر پارامترهای مدل رفتاری برای ماسه نوادا [۲۴]			
$D_r$ (%)	80	55	35
$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	2.0	1.95	1.9
$G_r$ (kPa)	$1 \times 10^5$	$7.5 \times 10^4$	$5.5 \times 10^4$
$B_r$ (kPa)	$3 \times 10^5$	$2 \times 10^5$	$1.5 \times 10^5$
$\phi$ (deg)	38	35	32
$\gamma_{max}$	0.1	0.1	0.1
$P_r$ (kPa)	80	80	80
d	0.5	0.5	0.5
$\phi_{PT}$	27	27	29
contract	0.05	0.07	0.21
dilat	3	2	0
liquefact (kPa)	5	10	10
e	0.606	0.677	0.743

Table 2. Nevada soil parameters [24]

### ۳-۱- مدلسازی آزمایش CSP2

شکل (۳) شماتیکی از مدل آزمایشگاهی CSP2 را در مقیاس واقعی نشان می‌دهد. در این آزمایش لایه بالایی از نوع ماسه سست با  $D_r = 35\%$  و ضخامت ۹/۱ متر و لایه پایینی با  $D_r = 80\%$  و ضخامت ۱۱ متر در مقیاس واقعی است. سیال حفره‌ای استفاده شده این آزمایش دارای ویسکوزیته حدود ۱۰ برابر ویسکوزیته آب است. وزن مخصوص اشباع خاک ماسه‌ای سست ۱۹ کیلونیوتن بر مترمکعب و خاک ماسه‌ای متراکم ۲۰ کیلونیوتن بر مترمکعب است. آزمایش شامل یک تک شمع و دو گروه شمع است که در این پژوهش مدلسازی رفتار تک شمع مدنظر است. ویژگی‌های تک شمع در جدول (۳) آورده شده است. طول شمع در آزمایش ۲۰/۸ متر در مقیاس واقعی، که ۳/۸ متر از طول آن بالای سطح زمین و ۷/۹ متر از طول آن در لایه غیر روانگرا قرار گرفته است. زلزله مقیاس شده کوبه (۱۹۹۵) با

مسطح مدلسازی شده است که هریک از چهار گره گوشه المان، سه درجه آزادی دارد: درجات آزادی ۱ و ۲ برای جابه‌جایی فاز جامد و درجه آزادی ۳ برای فشار سیال است. پنج گره دیگر هریک دو درجه آزادی برای جابه‌جایی فاز جامد دارند. شمع با المان‌های تیر-ستون غیرخطی مدل شده است که هر گره سه درجه آزادی دارد: دو درجه آزادی برای تغییر مکان و یک درجه آزادی برای چرخش. برای مدل کردن سازه یک جرم متمرکز بر سر شمع قرار گرفته است. اندرکنش شمع-خاک با المان‌های p-y با طول صفر مدل می‌شود. برای مدلسازی شرایط مرزی در میدان آزاد، درجات آزادی تمام نقاط هم تراز در مرزهای جانبی در جهت X و Y به هم بسته شده‌اند. پس این نقاط در جهات X و Y دارای تغییر مکان یکسان است. مرز پایینی ثابت و بدون تغییر مکان است.

تحلیل دینامیکی مدل مورد نظر در سه مرحله انجام می‌شود. در مرحله اول المان‌های خاک تحت بار ژئواستاتیک قرار داده می‌شوند تا تنش‌های اولیه به دست آیند. در مرحله دوم المان‌های شمع و المان‌های Interface همراه با رفتار p-y غیرخطی تعریف می‌شوند و با اعمال بار سازه و وزن گره‌های شمع، آنالیز استاتیکی انجام می‌گیرد و بالاخره در مرحله آخر کل مجموعه تحت بار دینامیکی زلزله قرار می‌گیرد.

### ۳-۲ ارزیابی مدل عددی

آزمایش‌های سانتریفوژ که به وسیله Wilson [14] انجام شده است، برای تصدیق و تایید مدل عددی استفاده شده این تحقیق شبیه‌سازی شده است. آزمایش‌های مزبور شامل دو لایه افقی خاک بوده که لایه پایین‌تر ماسه متراکم نوادا (ماسه یکنواخت با  $C_u = 1.5$  و  $D_{50} = 0.15$ ) با دانسیته نسبی ۸۰ درصد و لایه فوقانی در یکی از آزمایش‌ها ماسه نوادا سست با دانسیته نسبی ۳۵ درصد (آزمایش CSP2) و در آزمایش دیگر ماسه نوادا نیمه متراکم با دانسیته نسبی ۵۵ درصد (آزمایش CSP3) است. شتاب گرانشی در هر دو آزمایش 30g است. با توجه به اینکه سیال استفاده شده در آزمایش‌ها دارای ویسکوزیته ده برابر آب است، بر اساس قوانین تشابه در آزمایش‌های سانتریفوژ، مقادیر نفوذپذیری در مدل عددی سه برابر مقادیر واقعی در نظر گرفته

شکل ۵- مقایسه تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار منفذی بدست آمده از مدلسازی عددی با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی در اعماق مختلف

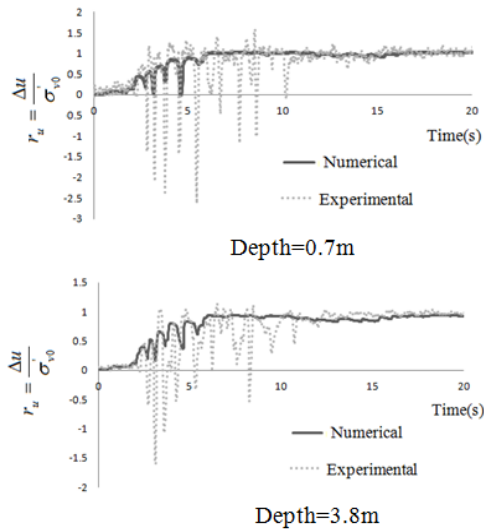


Fig. 5. Comparison of numerical and experimental time histories of excess pore pressures

شکل (۶) نمایانگر هماهنگی خوب نتایج مدلسازی عددی با مقادیر آزمایشگاهی برای لنگر خمشی شمع است. شکل (۷) نیز نشان‌دهنده تغییرات لنگر خمشی ماکزیمم در طول شمع است. همان‌گونه که در این شکل‌ها دیده می‌شود، ماکزیمم لنگر خمشی در اعماق ۱ الی ۴ متری از سطح زمین رخ داده و با افزایش عمق کاهش یافته است. دلیل این امر، رخداد روانگرایی ( $r_u = 1$ ) در اعماق سطحی و کاهش نسبت اضافه فشار منفذی تولید شده در اعماق پایین‌تر، و همچنین نشان‌دهنده تاثیر بیشتر نیروی اینرسی در اعماق سطحی است.

شکل ۶- مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی شمع بدست آمده از مدلسازی عددی با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی در اعماق مختلف

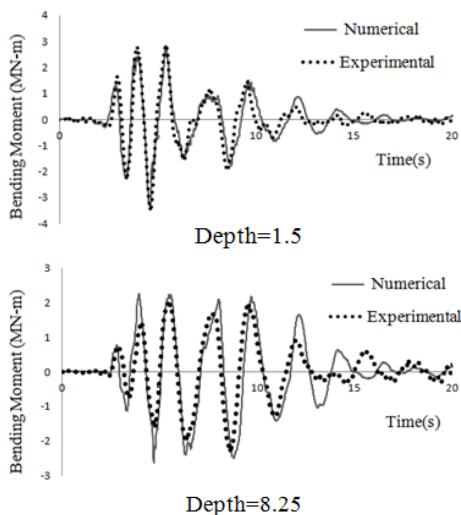


Fig. 6. Comparison of numerical and experimental time histories of pile bending moment

مقدار شتاب پیک 0.62g در مقیاس واقعی بعنوان تحریک پایه در جهت X به مدل اعمال شده است شکل (۴).

شکل ۳- آزمایش سانتریفیوژ CSP2 در مقیاس واقعی [۱۴]

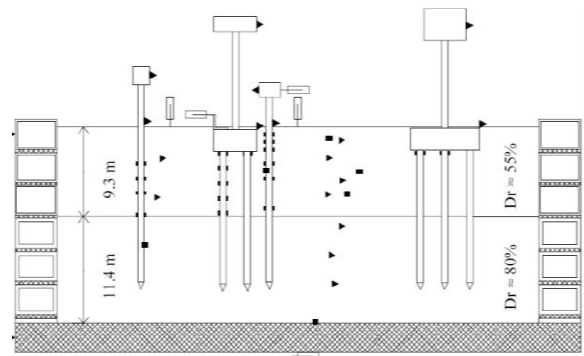


Fig. 3. Centrifuge test CSP2 (prototype scale) [14]

شکل ۴- تحریک ورودی در آزمایش CSP2

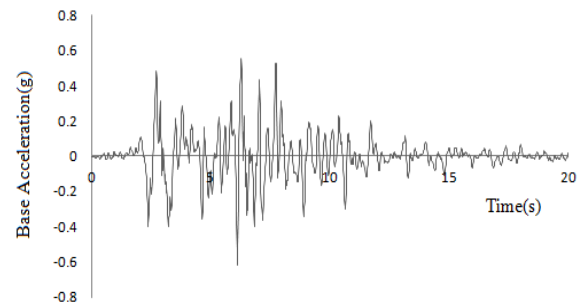


Fig. 4. Input acceleration in CSP2 test

جدول ۳- مشخصات تک شمع در آزمایش CSP2

Yield moment (MN.m)	Elastic modulus (GPa)	Moment of inertia (m <sup>4</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Outer diameter (m)
5.3	68.9	6.06×10 <sup>-3</sup>	0.135	0.67

Table 3. Characteristics of single pile in CSP2 test

شکل (۵) مقایسه نتایج داده‌های آزمایش CSP2 را با نتایج مدل عددی نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود داده‌های آزمایشگاهی و نتایج مدل عددی با هم هماهنگی خوبی دارند. در اعماق مورد بررسی، ماسه سست کاملاً روانگرا شده است. در نتایج مدل عددی، نوساناتی که در داده‌های آزمایشگاهی است، مشاهده نمی‌شود که بیانگر این است که آنالیز عددی به‌طور دقیق نمی‌تواند رفتار اتساعی خاک روانگرا شده را شبیه‌سازی کنند.

شکل (۱۰) تاریخچه زمانی لنگر خمشی شمع را برای مدل SP3 نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که زمان وقوع ماکزیمم لنگر خمشی در هر عمق، متناظر با زمان رسیدن به بیشینه مقدار افزایش فشار آب حفره‌ای در همان عمق است. شکل (۱۱) مقادیر لنگر خمشی ماکزیمم در طول شمع را نشان می‌دهد. در این مدل نیز ماکزیمم لنگر خمشی در اعماق ۱ الی ۳ متری از سطح زمین رخ داده است.

شکل ۹- مقایسه تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار منفذی بدست آمده از مدلسازی عددی با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی در اعماق مختلف

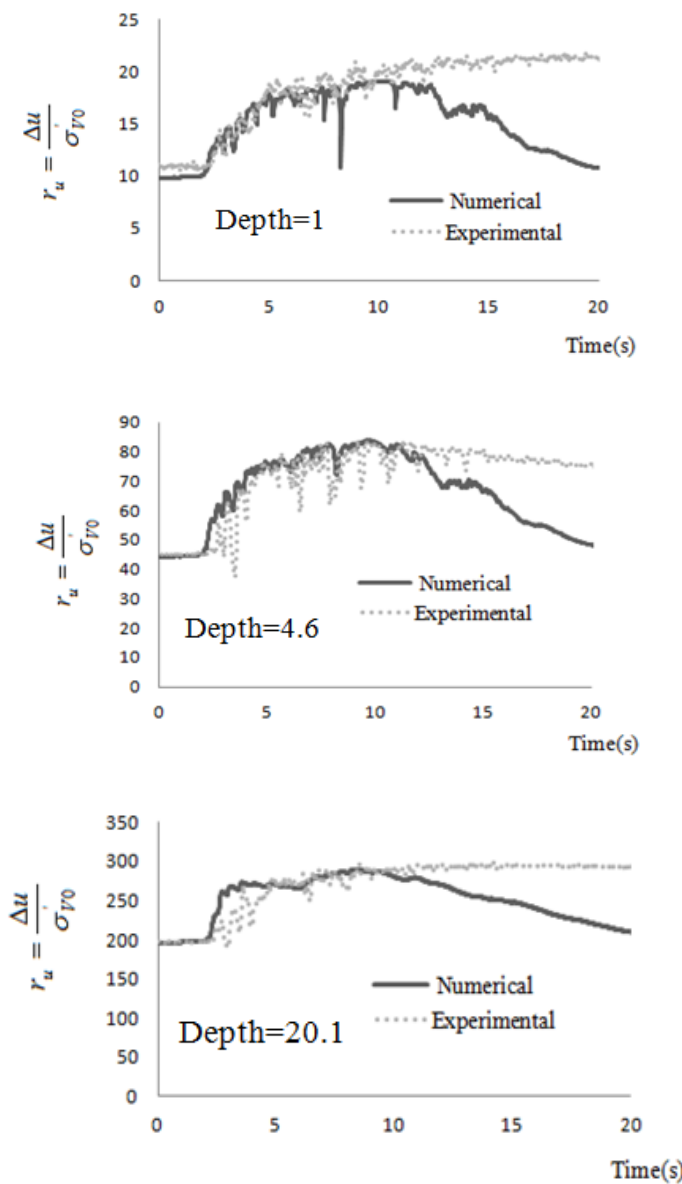


Fig. 9. Comparison of numerical and experimental time histories of excess pore pressures

شکل ۷- تغییرات لنگر خمشی ماکزیمم در طول شمع

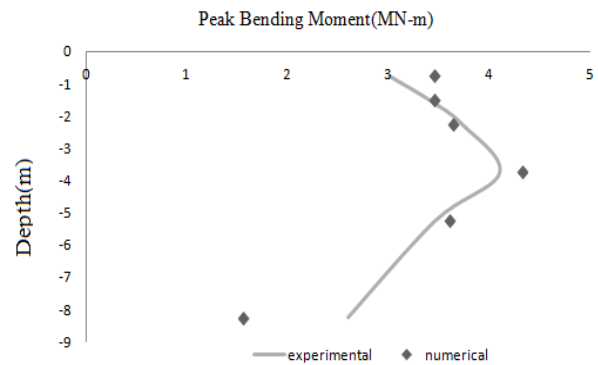


Fig. 7. Variation of maximum bending moment in the pile length

### ۳-۲- مدلسازی آزمایش CSP3

مشخصات این آزمایش شبیه مدل CSP2 است، با این تفاوت که لایه بالایی از نوع ماسه نیمه متراکم با  $D_r = 55\%$  و وزن مخصوص اشباع  $19/5$  کیلونیوتن بر مترمکعب است. زلزله مقیاس شده کوبه با مقدار شتاب پیک  $0.22g$  بعنوان تحریک ورودی به مدل اعمال شده است (شکل ۸). شمع مورد نظر برای مدلسازی عددی در این آزمایش، تک شمع C است. در شکل (۹) تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار حفره‌ای بدست آمده از مدل عددی با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با وجود هماهنگی خوب بین نتایج، اضافه فشار حفره‌ای در آنالیز عددی در زمان تقریباً ۱۰ ثانیه، شروع به زهکشی می‌کند که می‌توان دلیل آنرا کاهش شتاب وارد شده و اتمام بارگذاری دینامیکی دانست ولی در مقادیر آزمایشگاهی زهکشی اضافه فشار منفذی از زمان ۱۰ تا ۲۰ ثانیه کم و یا ناچیز است.

شکل ۸- تحریک ورودی آزمایش CSP3

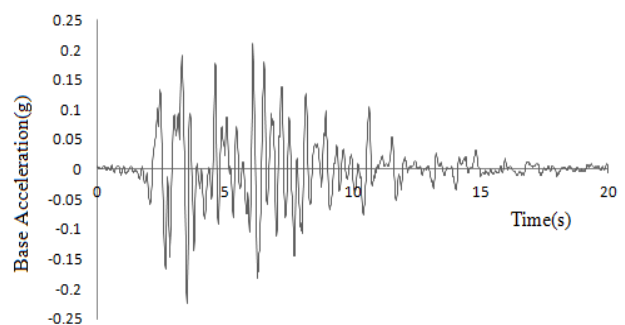


Fig. 8. Input acceleration in CSP3 test

شده است. پارامترهایی که در آنالیزها متغیر در نظر گرفته شده‌اند شامل سختی شمع، دانسیته نسبی خاک، ضخامت لایه روانگرا، گیرداری سرشمع، فرکانس تحریک ورودی و ماکزیمم شتاب ورودی است. در پروفیل اول، زمین شامل یک لایه خاک مستعد روانگرایی به ضخامت ۱۲ متر است. در پروفیل دوم، زمین شامل دو لایه خاک افقی بوده که لایه پایین تر ماسه غیر روانگرا به ضخامت ۵ متر و لایه فوقانی ماسه مستعد روانگرایی به ضخامت ۱۲ متر است (شکل ۱۲). خاک مستعد روانگرایی از جنس ماسه نوادا با دانسیته نسبی ۴۰ درصد، وزن مخصوص اشباع ۱۹/۳ کیلونیوتن بر مترمکعب و ضریب نفوذپذیری  $10^{-5} * 6/7$  متر بر ثانیه است. مقطع شمع به صورت دایره‌ای با قطر ۰/۵ متر و از جنس بتن با مدول الاستیسیته  $10^7 * 2/1$  کیلوپاسکال و وزن مخصوص ۲۵ کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. شمع در تمام آنالیزها رفتار الاستیک دارد. در همه آنالیزها وزن متمرکز سازه روی سر شمع مدل موج سینوسی با شتاب پیک 0.15g و مدت ۱۰ ثانیه با فرکانس ۲ هرتز است. لازم به گفتن است که در شرایط عملی کاربرد شمع در خاک‌های روانگرا معمولاً به صورت حالت دوم است یعنی مقداری از طول شمع در لایه غیر روانگرا نفوذ می‌کند. در اینجا نیز حالت اصلی بررسی شده در آنالیز پارامتریک پروفیل دوم است و پروفیل اول فقط به منظور بررسی تاثیر گیرداری پای شمع مورد آنالیز قرار گرفته است.

شکل ۱۰- مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی شمع بدست آمده از مدل‌سازی عددی با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی در اعماق مختلف

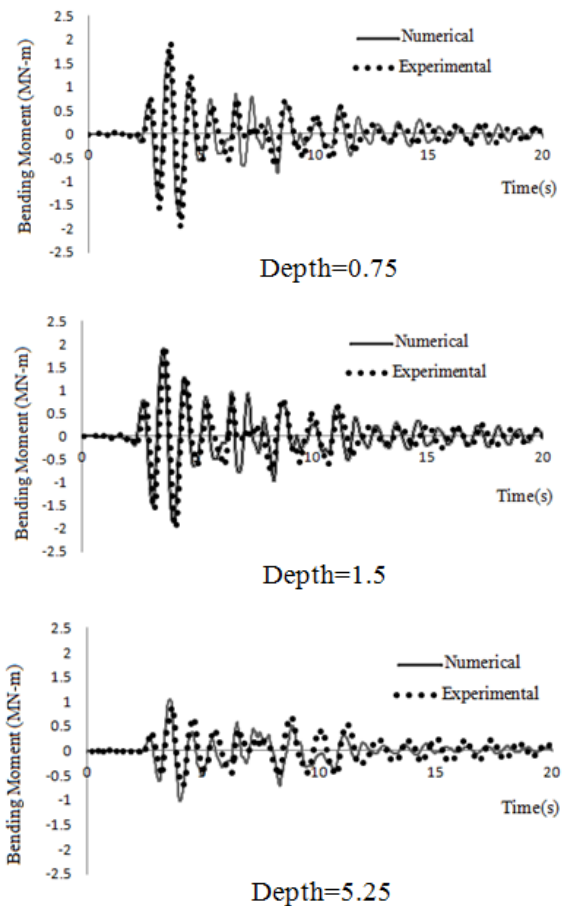


Fig. 10. Comparison of numerical and experimental time histories of pile bending moment

شکل ۱۱- تغییرات لنگر خمشی ماکزیمم در طول شمع

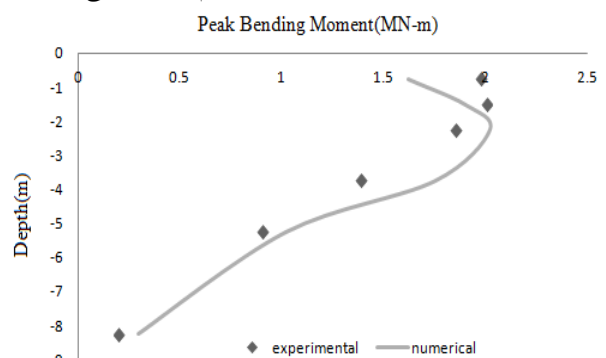


Fig. 11. Variation of maximum bending moment in the pile length

شکل ۱۲- پروفیل‌های خاک متفاوت برای مطالعه پارامتریک

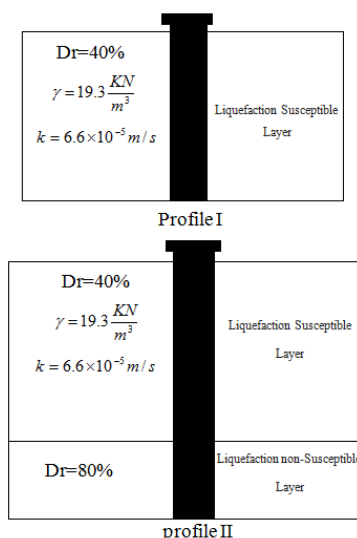


Fig. 12. Soil profiles for parametric analysis

#### ۴- بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ دینامیکی شمع در خاک روانگرا

به منظور بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ دینامیکی شمع، مطالعه‌ای پارامتریک روی دو پروفیل متفاوت خاک انجام

## ۴-۱- تاثیر گیرداری در سر شمع و پای شمع

در این مطالعه تاثیر دو شرط مرزی سر شمع بررسی شده است: سر آزاد شمع و سر گیردار شمع (گیردار در برابر چرخش). نتایج بدست آمده در شکل (۱۳) مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که اگر بالای شمع در برابر چرخش گیردار باشد، ماکزیمم تغییر مکان جانبی شمع کاهش و ماکزیمم لنگر خمشی افزایش می‌یابد. دلیل این امر، افزایش نسبی در سختی جانبی شمع است. ماکزیمم لنگر خمشی در حالت سر گیردار شمع، در بالای شمع رخ می‌دهد در حالیکه ماکزیمم لنگر خمشی در حالت سر آزاد شمع، در عمق یک الی سه متری از سطح زمین رخ می‌دهد. Mori و همکاران [25] و [9] Rahmani & Pak نیز نتایج مشابهی را گزارش کرده‌اند. مقادیر ماکزیمم لنگر خمشی و ماکزیمم تغییر مکان جانبی شمع در اعماق پایین‌تر در دو حالت سر گیردار و سر آزاد تقریباً یکسان است. در واقع شرایط مرزی سر شمع فقط در اعماق سطحی بر عملکرد شمع تاثیر می‌گذارد. همچنین بیشتر بودن مقدار لنگر خمشی در اعماق سطحی نشان دهنده تاثیر نیروی اینرسی ناشی از سازه بر عملکرد شمع است.

جانبی نسبی شمع بیشتر می‌شود که منجر به بیشتر شدن ماکزیمم لنگر خمشی شمع می‌شود.

## ۴-۲- تاثیر دانسیته نسبی خاک روانگرا

آنالیز پارامتریک با دانسیته نسبی ۳۰٪، ۴۰٪ و ۵۰٪ برای لایه فوقانی در پروفیل دوم در حالت سرگیردار شمع انجام شده است. شکل‌های (۱۴ و ۱۵) نشان می‌دهد که با افزایش دانسیته خاک روانگرا، میزان ماکزیمم لنگر خمشی در طول شمع و تغییر مکان شمع کاهش یافته است. دلیل آن افزایش سختی خاک با افزایش دانسیته است. در واقع خاک متراکم تمایل بیشتری به اتساع دارد که به تبع آن، نسبت اضافه فشار منفذی کاهش می‌یابد و در نتیجه لنگر خمشی و تغییر شکل کمتری به شمع اعمال می‌شود. البته لازم به گفتن است که افزایش موجود در حالت دانسیته نسبی ۳۰٪ بسیار بیشتر از دانسیته نسبی ۴۰٪ است که به دلیل وقوع روانگرایی در کل ارتفاع لایه خاک است.

شکل ۱۴- تغییرات حداکثر لنگر خمشی در ارتفاع شمع با سرگیردار به ازای مقادیر مختلف دانسیته نسبی خاک روانگرا

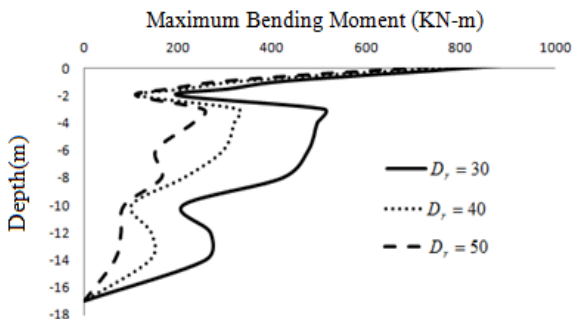


Fig. 14. Maximum bending moment of pile in fixed head case for different relative densities

شکل ۱۵- تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی شمع در ارتفاع شمع با سر آزاد به ازای مقادیر مختلف دانسیته نسبی خاک روانگرا

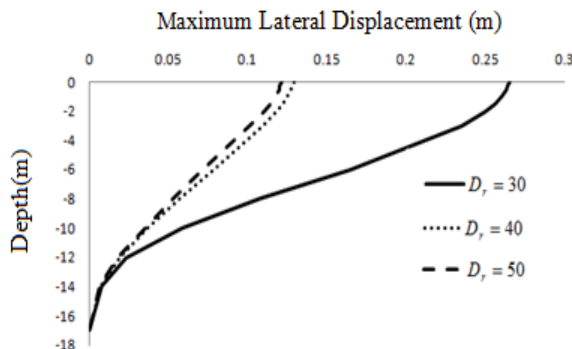


Fig. 15. Maximum lateral displacement of pile in free head case for different relative densities

شکل ۱۳- تاثیر گیرداری سر شمع بر تغییر مکان جانبی و لنگر خمشی

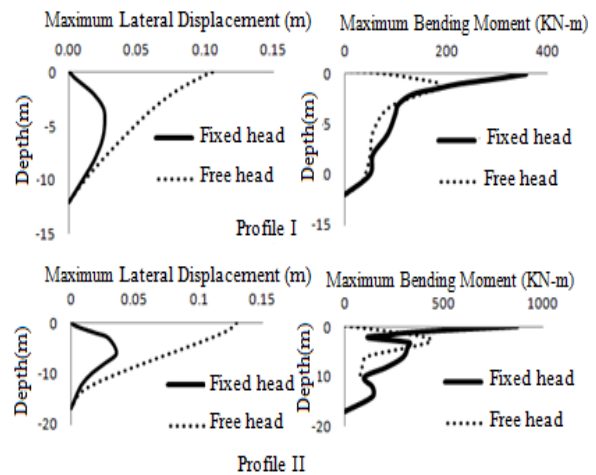


Fig. 13. Effects of pile head fixity on lateral displacement and bending moment of pile

با مقایسه رفتار شمع در پروفیل اول و دوم مشاهده می‌شود که تغییر مکان جانبی شمع و ماکزیمم لنگر خمشی در حالت اول کمتر می‌باشد. وقتی که پای شمع در لایه‌ای متراکم گیردار شده باشد، شمع در برابر حرکت جانبی خاک مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد و صلبیت بیشتری خواهد داشت و تغییر مکان



در لایه متراکم پایینی در هر سه حالت ثابت و برابر با ۵ متر است. با افزایش ضخامت لایه روانگرا، مقدار لنگر خمشی و تغییرشکل جانبی افزایش می‌یابد. با افزایش ضخامت لایه روانگرا و به تبع آن افزایش طول شمع، شمع با حجم بیشتری از خاک روانگرا شده در تماس خواهد بود که به معنی افزایش اثر نیروی کینماتیکی بر پاسخ لرزه‌ای شمع است.

شکل ۱۸- تغییرات بیشینه لنگر خمشی در ارتفاع شمع به ازای مقادیر

مختلف ضخامت لایه روانگرا برای شمع با سرگیردار

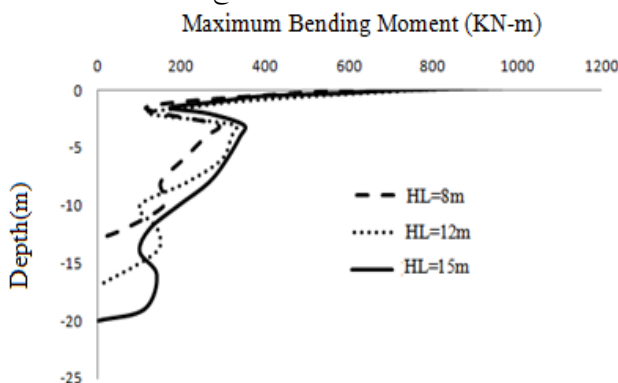


Fig. 18. Maximum bending moment of pile in fixed head case for different liquefaction depths

شکل ۱۹- تغییرات بیشینه تغییر مکان جانبی شمع با سر آزاد در

ارتفاع شمع به ازای مقادیر مختلف ضخامت لایه روانگرا

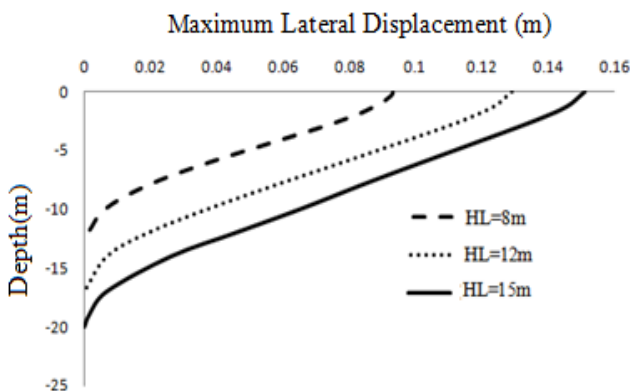


Fig. 19. Maximum lateral displacement of pile in free head case for different liquefaction depths

#### ۴-۵- تاثیر سختی شمع

در این قسمت آنالیز پارامتریک روی سه شمع با قطرهای متفاوت ۰/۳، ۰/۵ و ۰/۷ متر در پروفیل خاک دوم انجام شده است. شکل‌های (۲۰ و ۲۱) نشان می‌دهند که با افزایش قطر و در نتیجه سختی شمع، ماکزیمم لنگر خمشی افزایش و تغییرشکل جانبی شمع کاهش یافته است. دلیل این امر رفتار انعطاف‌پذیرتر شمع با قطر کوچکتر است. پس، شمع براحتی تغییرشکل می‌دهد

#### ۴-۳- تاثیر فرکانس تحریک ورودی

شکل‌های (۱۶ و ۱۷) پاسخ شمع را برای فرکانس تحریک ۲، ۴ و ۶ هرتز در پروفیل دوم در حالت سرگیردار نشان می‌دهند. با افزایش فرکانس تحریک، مقدار لنگر خمشی و تغییرشکل شمع کاهش می‌یابد. با افزایش فرکانس، دامنه تغییرشکل‌های خاک کاهش یافته و با دامنه نوسانات کمتری ارتعاش می‌کند. در واقع با کاهش فرکانس، اضافه فشار حفره‌ای به مقدار بیشتری تولید می‌شود و خاک بیشتر دچار رفتار نرم شوندگی شده و همین امر باعث افزایش تغییرشکل جانبی شمع می‌شود.

شکل ۱۶- تغییرات بیشینه لنگر خمشی در ارتفاع شمع با سرگیردار به ازای

مقادیر مختلف فرکانس تحریک ورودی

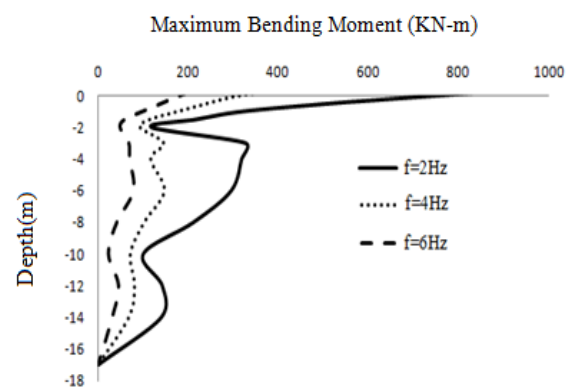


Fig. 16. Maximum bending moment of pile in fixed head case for different excitation frequencies

شکل ۱۷- تغییرات بیشینه تغییر مکان جانبی شمع در ارتفاع شمع با

سرآزاد به ازای مقادیر مختلف فرکانس تحریک ورودی

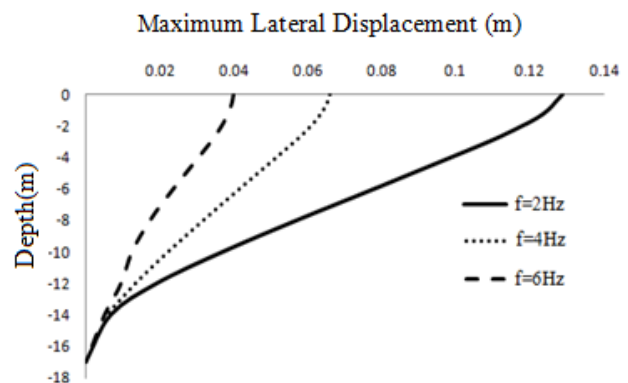


Fig. 17. Maximum lateral displacement of pile in free head case for different excitation frequencies

#### ۴-۴- تاثیر ضخامت لایه روانگرا

شکل‌های (۱۸ و ۱۹) به ترتیب مقادیر ماکزیمم لنگر خمشی و ماکزیمم تغییر مکان شمع را برای لایه‌های روانگرا با ضخامت ۸، ۱۲ و ۱۵ متر در پروفیل دوم نشان می‌دهد. طول نفوذ شمع

شکل ۲۳- تغییرات بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی شمع با سر آزاد در ارتفاع شمع بازای مقادیر مختلف ماکزیمم شتاب ورودی

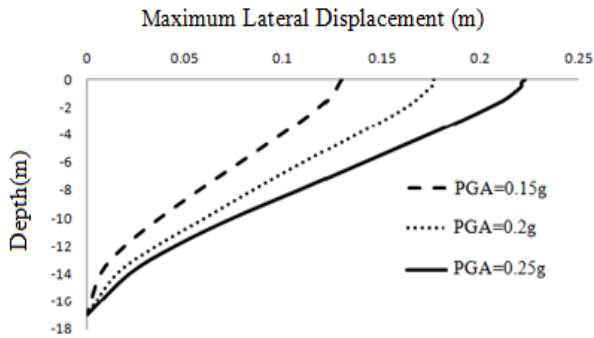


Fig. 23. Maximum lateral displacement of pile in free head case for different peak accelerations

#### ۴-۶- تاثیر ماکزیمم شتاب ورودی

در این قسمت آنالیز پارامتریک تحت شتاب ماکزیمم 0.15g، 0.2g و 0.25g در پروفیل خاک دوم انجام شده است. شکل‌های (۲۲ و ۲۳) نشان می‌دهند که با افزایش شتاب بیشینه زلزله، مقدار لنگر خمشی و تغییرشکل جانبی شمع افزایش یافته است. در واقع هرچه زلزله با شتاب و قدرت بیشتری وارد شود، شمع تحت خرابی بیشتری قرار می‌گیرد. با افزایش شتاب ورودی، شتاب وارد بر سازه نیز افزایش یافته و به تبع آن نیروی اینرسی ناشی از سازه که به شمع وارد می‌شود، بیشتر می‌شود.

#### ۵- فشار جانبی وارد بر شمع از طرف خاک روانگرا

یکی از اهداف این پژوهش، بررسی مقدار فشار جانبی وارد بر شمع از طرف خاک روانگرا است. بدین منظور، در آنالیزهایی که برای بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ دینامیکی شمع انجام شد، مقادیر فشار جانبی وارد بر شمع در حین روانگرایی نیز بررسی شده است. در این بخش مقادیر به دست آمده برای فشار جانبی وارد بر شمع از طرف خاک روانگرا در آنالیزهای پارامتریک، با پیشنهادات [26] JRA، Abdoun و همکاران [3] و He و همکاران [1] مقایسه شده‌اند. [26] JRA برای فشار جانبی وارد بر شمع یک فشار مثلثی معادل با ۳۰ درصد فشار سربار کل توصیه کرده است. Abdoun و همکاران [3] با انجام آزمایش‌های سانتریفیوژ مقداری یکنواخت معادل با ۱۰ کیلوپاسکال (در حدود ۱۰ درصد فشار سربار کل در پایه لایه روانگرا) برای انجام آزمایش میز لرزان با سایز متوسط، فشار

و سختی کمی در برابر خاک روانگرا از خود نشان می‌دهد و در نتیجه لنگر خمشی ایجاد شده در آن کاهش می‌یابد.

شکل ۲۰- تغییرات بیشینه لنگر خمشی در ارتفاع شمع بازای مقادیر مختلف قطر شمع برای شمع با سر گیردار

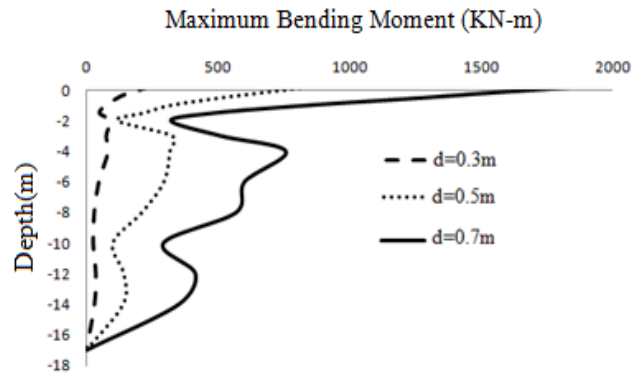


Fig. 20. Maximum bending moment of pile in fixed head case for different pile diameters

شکل ۲۱- تغییرات بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی شمع با سر آزاد در ارتفاع شمع بازای مقادیر مختلف قطر شمع

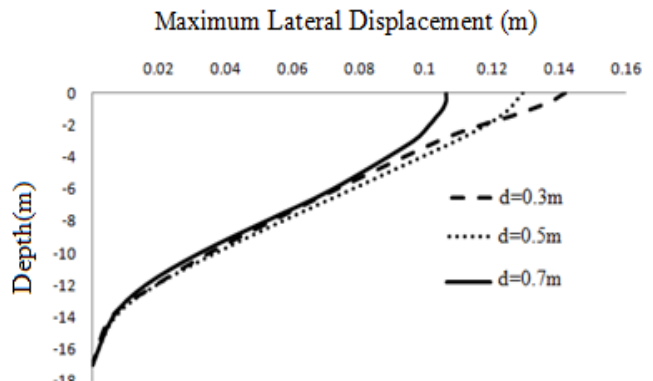


Fig. 21. Maximum lateral displacement of pile in free head case for different pile diameters

شکل ۲۲- تغییرات بیشینه لنگر خمشی در ارتفاع شمع بازای مقادیر مختلف ماکزیمم شتاب ورودی برای شمع با سر گیردار

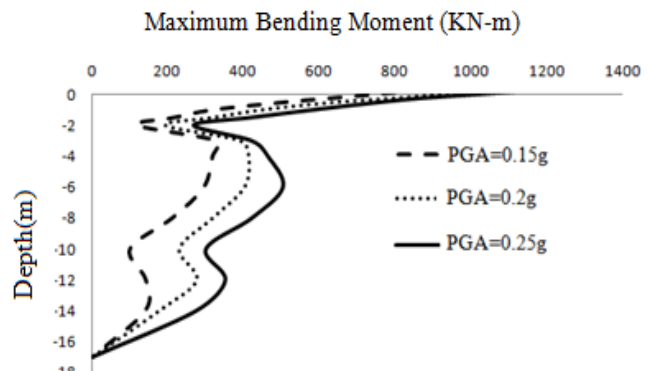


Fig. 20. Maximum bending moment of pile in fixed head case for different peak accelerations

سایر جزئیات آنالیزها در بخش قبل عنوان شد. برای مقایسه فشار جانبی وارد بر شمع، عمقی که به طور کامل روانگرا شده است مورد نظر است. در آنالیزهای انجام شده، تقریباً دو سوم عمق لایه مستعد روانگرایی، به طور کامل روانگرا شده است. البته در این پژوهش با توجه به متغیر بودن عمق روانگرایی نسبت به تغییرات مقادیر شتاب ماکزیمم ورودی، فرکانس تحریک ورودی و دانسیته نسبی خاک، مقدار فشار جانبی وارد بر شمع در تمام آنالیزها تا عمق ۱۰ متر ترسیم شده است. لازم بذکر است که در شکل (۲۴)، مقادیر فشار وارد بر شمع در قطر شمع ضرب شده و به صورت بار وارده در طول شمع ترسیم شده است. مطابق شکل (۲۴) فشار وارد شده بر شمع در ترازهای فوقانی که خاک به حالت روانگرایی کامل رسیده است، تقریباً یکنواخت است ولی در اعماق پایین تر که اضافه فشار منفذی ایجاد شده در توده خاک کمتر است و خاک بطور کامل به حالت روانگرایی نرسیده است، افزایش شدید در مقدار فشار وارده بر شمع ملاحظه می شود. با توجه به این شکل، مقدار بدست آمده از آنالیز پارامتریک برای فشار جانبی وارد بر شمع در خاک روانگرا، حدود ۷ الی ۱۰ درصد فشار سربار کل در پایه لایه روانگرا است که به مقدار پیشنهاد شده به وسیله [3] Abdoun et al. نزدیک تر است.

## ۶- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار شمع در محیط روانگرا با استفاده از مدل سازی عددی و آنالیز همبسته دینامیکی SPSI انجام شد که در این روش، اندرکنش سازه-شمع-خاک به طور هم زمان در نظر گرفته می شود. در این مدل سازی، اندرکنش شمع-خاک با استفاده از المان های غیرخطی p-y شبیه سازی شده و از مدل چند تسلیمی وابسته به فشار برای مدل سازی رفتار الاستوپلاستیک خاک در آنالیز تنش موثر استفاده شده است. در این پژوهش برای تایید و درستی آزمایشی مدل عددی، دو آزمایش سانتریفیوژ که به وسیله Wilson [14] انجام شده مدل سازی شد. نتایج آنالیزهای انجام شده نشان داد که در حالت گیردار بودن سر شمع، مقدار ماکزیمم لنگر خمشی در سر شمع و در حالت آزاد بودن سر شمع، ماکزیمم لنگر خمشی در عمق یک الی سه متری از سطح زمین

جانبی را مقداری یکنواخت معادل ۷-۱۰ کیلو پاسکال تخمین زده اند.

در شکل (۲۴) مقایسه ای بین نتایج به دست آمده از آنالیزهای پارامتریک و سه مقدار پیشنهادی فوق الذکر، انجام شده است. نتایج مورد بررسی مربوط به پروفیل خاک دوم و سرگیردار شمع است.

شکل ۲۴-مقایسه فشار جانبی وارد بر شمع بدست آمده از آنالیزهای

پارامتریک با پیشنهادات سایر پژوهشگران

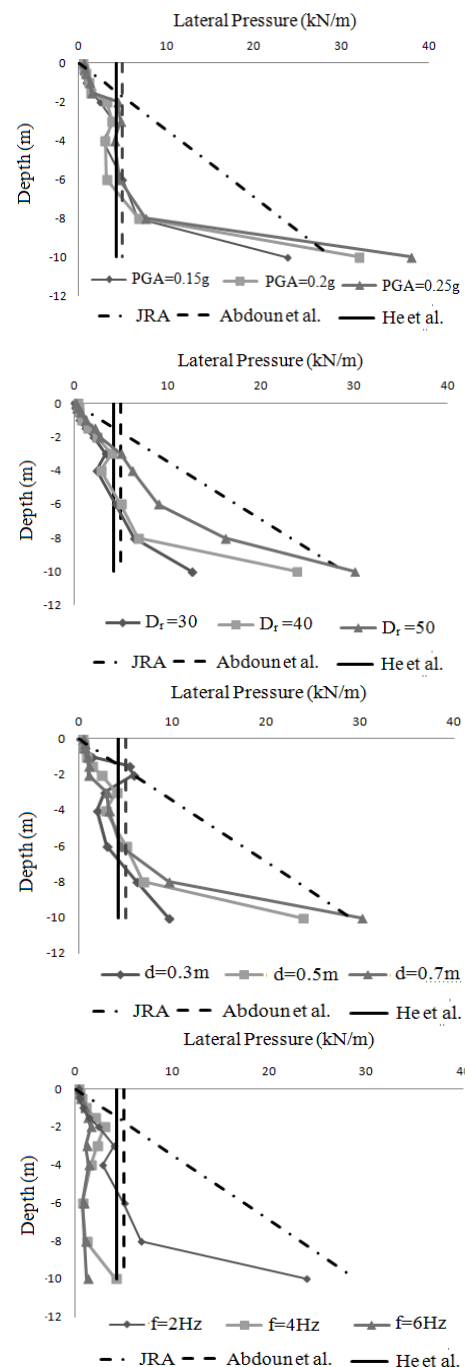


Fig. 24. Comparison of the predicted lateral pressure on pile with the recommendation of other researchers

- loaded piles in soft clay. In: Proc. 2<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Vol. 1, 577-594.
- 11- Reese L.C., Cox W.R. & Koop F.D. 1974 Analysis of laterally loaded piles in sand. In: Proc. 6th Offshore Technology Conf., Vol. 2, Houston, 473-483.
- 12- Wang S.T. & Reese L.C. 1998 Design of pile foundations in liquefied soils. In: *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III (GSP 75)*, Proc., Specialty Conf., P. Dakoulas, M. K. Yegian, and R. D. Holz (eds.), Seattle, WA, 1331-1343.
- 13- Murchinson J.M. & O'Neill M.W. 1984 Evaluation of p-y relationship in cohesionless soils. In: *Analysis and design of pile foundations*, J.R. Meyer (ed.), ASCE, 174-191.
- 14- Wilson D. 1998 Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay. PhD thesis, University of California, Davis.
- 15- Brandenburg S.J. 2005 Behavior of pile foundations in liquefied and laterally spreading ground. Ph.D. thesis, Univ. of California at Davis, Davis, Calif.
- 16- Architectural Institute of Japan (AIJ) 2001 Recommendations for design of building foundations (in Japanese).
- 17- Liu L. & Dobry R. 1995 Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests. *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin*, 9(1), 7-11.
- 18- Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (<http://Opensees.berkeley.edu/>).
- 19- Boulanger R.W., Curras C.J., Kutter B.L., Wilson D.W. & Abghari A 1999 Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750-759.
- 20- API 1993 Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms. API RP 2A-WSD. 20th ed. American Petroleum Institute.
- 21- Elgamal A., Yang Z. & Parra E. 2002 Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 259-271.
- 22- Mroz Z. 1967 On the description of anisotropic work hardening. *Journal of Mech. Phys. Solids*, 15, 163-175.
- 23- Prevost J.H. 1985 A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(1), 9-17.
- 24- Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H. & Fenves G.L. 2006 OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- 25- Mori S., Numata A. & Guan B. 1999 Damage to a pile foundation due to liquefied ground motion. In: *12th WCEE*, No. 0811.
- 26- Japan Road Association (JRA) 2002 Seismic design specifications for highway bridges. *Public Works Research Institute (PWRI) and Ministry of Land, Infrastructure and Transport*, Tokyo, Japan.

رخ می‌دهد. همچنین در حالت گیردار بودن سر شمع، مقدار ماکزیمم لنگر خمشی از حالت آزاد بودن سر شمع بیشتر و مقدار تغییرشکل جانبی شمع کمتر است. افزایش فرکانس تحریک ورودی (با دامنه ثابت) و دانسیته نسبی خاک و کاهش ضخامت لایه روانگرا باعث کاهش مقدار تغییرشکل جانبی و ماکزیمم لنگر خمشی شمع می‌شود. بررسی فشار وارد شده بر شمع بیانگر آنست که در ترازهای فوقانی که خاک به حالت روانگرایی کامل رسیده است، فشار وارده بر شمع از طرف خاک روانگرا تقریباً در ارتفاع یکنواخت، و مقدار آن حدود ۷ الی ۱۰ درصد فشار سربار کل در پایه لایه روانگرا است که با مقادیر پیشنهاد شده توسط پژوهشگران پیشین هم‌مانگی دارد.

## References

## ۷-مراجع

- 1- He L., Elgamal A., Abdoun T., Abe A., Dobry R. & Hamada M. 2009 Liquefaction-induced lateral load on pile in a medium Dr sand layer. *Journal of Earthquake Engineering*, 13, 916-938.
- 2- Elgamal A., He L., Lu J., Abe A., Abdoun T., Dobry R., Sato M., Tokimatsu K. & Shantz T. 2006 Liquefaction-induced lateral load on piles. In: *Fourth international conference on earthquake engineering*, Taipei, China, Paper no. 42.
- 3- Abdoun T., Dobry R., O'Rourke T. & Goh S.H. 2003 Single piles in lateral spreads: Field bending moment evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(10), 879-89.
- 4- Haigh S.K. & Madabhushi S.P.G. 2002 Centrifuge modelling of lateral spreading past pile foundations. In: *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, St John's, Newfoundland, Canada.
- 5- Gonzalez L., Abdoun T. & Dobry R. 2005 Effect of soil permeability on centrifuge modeling of pile response to lateral spreading. In: *Workshop on Simulation and Seismic Performance of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, University of California at Davis, Davis, California, USA.
- 6- Cubrinovski M., Uzuoka R., Sugita H., Tokimatsu M., Sato K. & Kamata T. 2008 Prediction of pile response to lateral spreading by 3-D soil-water coupled dynamic analysis: shaking in the direction of ground flow. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(6), 421-435.
- 7- Cheng Z.H. & Jeremic B. 2009 Numerical modeling and simulation of pile in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1404-1416.
- 8- Klar A., Frydman S. & Baker R. 2004 Seismic analysis of infinite pile groups in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 565-575.
- 9- Rahmani A. & Pak A. 2012 Dynamic behavior of pile foundations under cyclic loading in liquefiable soils. *Computers and Geotechnics*, 40, 114-126.
- 10- Matlock H. 1970 Correlations for design of laterally-

# Numerical Modeling of Pile and Liquefied Soil Interaction Using Non-Linear Spring Method

Hadi Shahir<sup>1\*</sup>, Meysam Shayan<sup>2</sup>

1- Assist. Prof., Geotechnical Eng., Civil Eng. Department, Faculty of Engineering, Kharazmi University

2- M.Sc., Geotechnical Eng., Civil Eng. Department, Faculty of Engineering, Kharazmi University

\*shahir@khu.ac.ir

## Abstract

Decrease in the strength and stiffness of soil due to liquefaction may cause large bending moments and lateral deformations in piles located in this type of soils. For reliable design of pile foundations in the liquefaction-susceptible soils, it is necessary to have an accurate evaluation of the lateral pressure. However, the pressure is exerted on the pile if the subsurface layers experience liquefaction and lateral spreading in the course of earthquake. In this study, a coupled Soil-Pile-Structure Interaction (SPSI) analysis method is used to investigate the behavior of piles in liquefiable soils. Interaction of soil-pile is simulated by using nonlinear p-y springs. The liquefaction effects are taken into account by introducing a degradation multiplier to the lateral resistance of soil. The degraded lateral resistance of liquefied soil is considered equal to 5% of its initial value for loose sand and 10% for medium sand. Fully coupled dynamic analysis of a soil column in free-field condition is performed in OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). For simulating the interaction of solid-fluid phases based on the theory of saturated porous medium, u-p formulation is used. Liquefied soil behavior is modeled using "pressure dependent multi yield material model". From the coupled analysis, time histories of excess pore pressure ratio at different levels are obtained. The values of excess pore pressure ratio (between 0.0 to 1.0) are used to interpolate the transient lateral resistance of soil from its initial value in the static condition (excess pore pressure ratio equal to 0.0) to its final degraded value in the fully liquefied condition (excess pore pressure ratio equal to 1.0). In order to verify the numerical model, results are compared with those of two centrifuge experiments. Both experiments include two soil layers and the pile is extended into the lower layer. In the first experiment, the loose sand layer is located above the medium dense layer and in the second experiment the medium dense sand layer is located above the dense layer. After verification of the numerical model, parametric analysis is performed to study the effect of various parameters on the dynamic response of piles and applied lateral pressure from the spreading liquefied soil to pile. Investigated parameters are thickness of the liquefaction layer, frequency of the input excitation, fixity of the pile cap, pile stiffness, maximum input acceleration and the relative density of liquefiable soil. The results show that the maximum bending moment in the case of fixed head occurs at the top of pile and in the case of free head at the depth of 1 ~ 3 meters. The maximum bending moment of pile is also greater in the case of fixed head pile; however, its lateral deformation is lower. Increasing the frequency of input motion and soil relative density or decreasing the liquefied soil thickness may lead to decrease of maximum bending moment and deformation of pile. Regarding the lateral pressure exerted on the pile, the results of analysis indicate that the lateral pressure is relatively constant at the depth of liquefied layer and is equal to 7 to 10 percent of the total vertical pressure at the base of liquefied layer.

**Keywords:** Liquefied soil, Pile, Interaction, Non-linear spring, Coupled analysis