



## 3-Dimensional Numerical Modelling of Pile Group Response to Liquefaction-induced Lateral Spreading

A. Kavand\*, A. Sadeghi Meibodi

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran

**ABSTRACT:** In this paper, a 3D coupled soil-water finite element analysis is undertaken to simulate the behavior of a pile group subjected to liquefaction-induced lateral spreading. The results demonstrate that the numerical model can satisfactorily simulate the response of soil, including its accelerations, excess pore water pressures, and displacements as well as that of the piles including displacements and bending moments. Time histories of excess pore water pressure show that liquefaction in free field soil begins at the initial stages of shaking, and upon liquefaction, the amplitude of soil acceleration decreases. The maximum lateral displacement of the ground is observed in the regions far from the piles. On contrary, the extent of ground displacement decreases in areas close to the piles. The numerical model was able to predict the bending moment profiles in piles and particularly their maximum values. The maximum negative bending moments occur nearby the pile cap, while their maximum positive values are observed at the base of the piles. Moreover, the maximum bending moment in downslope piles of the group is about 70% greater than that in upslope one. The results of the parametric study show that with increasing either the flexural stiffness of piles or the relative density of the sand, the displacement of piles decreases while the bending moment in them increases. Also, it is revealed that the amplitude of input acceleration is the most influencing factor affecting the pile response as increasing it by a factor of 3.5 induces 3.6 times greater bending moments in piles.

### Review History:

Received: 2018-10-26  
Revised: 2018-12-07  
Accepted: 2018-12-05  
Available Online: 2018-12-17

### Keywords:

Liquefaction  
Lateral Spreading  
Pile Group  
Numerical Modelling  
OpenSees

### 1. INTRODUCTION

Pile-supported structures in seismic prone coastal areas are exposed to liquefaction and its associated ground failures, including lateral spreading. Liquefaction-induced lateral spreading has been recognized as one of the most destructive causes of significant damage to pile foundations during past earthquakes (e.g., the 1964 Niigata, Japan, the 1989 Loma Prieta, USA, the 1995 Kobe, Japan, the 2010 Haiti and 2011 Tohoku, Japan). These observations have motivated researchers to scrutinize the mechanisms involved in pile damage during lateral spreading using analytical, experimental [1-3] and numerical [4-6] approaches. For numerical modeling of the problem, generally, two different approaches have been employed, including one-dimensional Winkler models (or p-y springs) and two or three-dimensional finite element analyses. The most prominent advantage of finite element modeling over Winkler models is its capability for precise consideration of the mechanisms affecting liquefaction of the soil as well as the soil-pile dynamic interaction.

In the present paper, a soil-water coupled three-dimensional finite element model in OpenSees is developed to predict the seismic behavior of a pile group subjected to liquefaction-induced lateral spreading. The results of a large scale physical model test conducted on a marine dolphin supported on a group of piles with triangular pattern [7]

\*Corresponding author's email: akavand@ut.ac.ir

are used for validation of the numerical simulation. Finally, a parametric study is undertaken to investigate the effects of various mechanical parameters of the soil and the pile on the model response.

### 2. NUMERICAL MODELING

In this paper, OpenSees (Ver. 2.5.0) was used for three-dimensional finite element simulations based on dynamic effective stress soil-water analyses of porous media implementing u-p formulation. The numerical model was verified against a 1g large scale shake table test on a group of piles in laterally spreading ground made of Firoozkuh no.161 sand. A constitutive soil model based on the multi-yield plasticity framework named Pressure Depend Multi Yield (PDMY) model [8] was used to simulate the behavior of liquefied soil during lateral spreading. This model is capable of simulating the cyclic response of sands under undrained loading conditions. The constitutive parameters of this model were determined according to the index geotechnical properties of the model sand, or the general behavior of the model observed during the shake table test.

The modeled soil domain was 3.5 m long, 0.5 m wide (only half of the physical model width was included due to symmetry) and 1.2 m high (Figure 1), which was discretized by 2604 3D cubic elements termed as Brick-UP. Also, the piles were modeled using 178 elastic beam-column elements. The



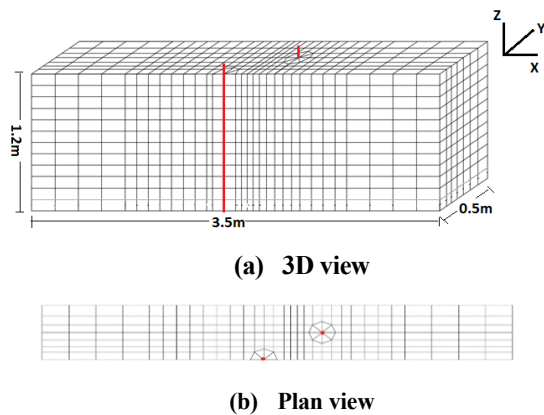


Fig. 1. Finite element model used for numerical analysis

boundary conditions of the physical model in a rigid container were accurately imposed on the developed numerical model. The piles were fixed at their bottoms and were connected to the cap at their top points. Drainage was only allowed at ground surface nodes, and to model the ground slope, a portion of gravity corresponding to a 7% slope was applied to all soil elements in the slope direction. The numerical model was analyzed in two different stages including gravity and dynamic analyses. The well-known Newmark algorithm was used to integrate the dynamic equations of motion and in addition to hysteretic damping of the soil, a low viscous damping (Rayleigh type damping) of 2% was considered in the analysis. To check the convergence of solution during dynamic analysis, an energy increment test with a tolerance of 0.0001 was utilized.

### 3. RESULTS OF NUMERICAL ANALYSIS

Comparison between different parameters of the numerical and experimental models behavior including time histories of acceleration, excess pore water pressure, and displacement in free field soil as well as pile cap displacement and bending moment in piles shows that the two series of results are in acceptable agreement. Time histories of excess pore water pressure show that liquefaction in free field soil begins at the initial stages of shaking and upon liquefaction, the amplitude of soil acceleration decreases. The maximum lateral displacement of the ground is observed in the regions far from the piles. The maximum negative bending moments occur nearby the pile cap, while their maximum positive values are observed at the base of the piles. The maximum values of numerical and experimental bending moments in the piles are compared in Table 1. As seen, the numerical values are comparable to their corresponding experimental values. An interesting result is that the maximum positive bending moment in downslope pile of the group (P3) is about 70% larger than that obtained in the upslope pile (P1).

### 4. PARAMETRIC STUDY

After verification of the numerical model, a series of parametric analyses were conducted to investigate the effects of various parameters such as pile stiffness, soil density and the amplitude of input motion on the pile group response during

Table 1. Maximum bending moments in model piles

Pile no.	Max. positive bending moment (kN.m)		Max. negative bending moment (kN.m)	
	Numerical	Experimental	Numerical	Experimental
P1	0.186	0.154	0.057	0.075
P3	0.318	0.269	0.069	0.064

lateral spreading. The results demonstrate that with increasing either the flexural stiffness of the piles or the relative density of the sand, the displacement of piles decreases while the bending moment in them increases. Also, it is revealed that the amplitude of input acceleration is the most influencing factor affecting the pile response as increasing it by a factor of 3.5 induces 3.6 times greater bending moments in piles.

### 5. CONCLUSIONS

Main conclusions of this research can be highlighted as below:

- 1- The numerical model acceptably simulated the development of excess pore water pressure in the free field and its variation with depth.
- 2- Comparison between simulated and experimental accelerations in free field soil shows a good agreement as the amplitude of acceleration decreases and its frequency content considerably changes after liquefaction.
- 3- The employed numerical model satisfactorily predicted time histories of pile cap displacement as well as the variation of bending moments in piles with depth.
- 4- The numerical results illustrate that for a group of piles with a triangular pattern, the maximum bending moment in downslope pile is about 70% larger than that obtained for the upslope pile.
- 5- With reducing the flexural stiffness of pile to 0.2 of its initial value, the pile cap displacement increases about 9% and the induced bending moment decreases about 10% while increasing it by a factor of 5, reduces the pile cap displacement about 15% and increases the induced bending moments about 10%.
- 6- As the density of sand increases from an extremely loose state to loose and medium dense states, the pile cap displacement reduces about 60% and 82%, respectively, while the induced bending moments increase about 50% and 79%, respectively.
- 7- the amplitude of input acceleration is the most influencing factor affecting the pile response as increasing it by a factor of 3.5 induces 3.6 times greater bending moments in piles.

### REFERENCES

- [1] Haeri, S. M., Kavand, A., Rahmani, I., Torabi, H., 2012. "Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 38, pp. 25-45.
- [2] Kavand, A., Haeri, S. M., Rahmani, I., Ghalandarzadeh, A., Bakhshi, A., 2014. "Study of the behavior of pile groups during lateral spreading in medium dense sands by large scale shake table test," *International Journal of Civil Engineering*,

- 12(3-B), pp. 186-203.
- [3] Brandenberg, S., Boulanger, R., Kutter, B., Chang, D., 2005. "Behaviour of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge test," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), p.p 1378-1391.
- [4] Uzouka, R., Cubrinovski, M., Sugita, H., Sato, M., 2008. " Prediction of pile response to lateral spreading by 3-D soil-water coupled dynamic analysis: Shaking in the direction perpendicular to ground flow," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(6), pp. 436-452.
- [5] Cheng, Z., Jeremic, B., 2009. "Numerical Modeling and simulation of pile in liquefiable soil," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, pp. 1405-1416.
- [6] Rahmani, A., Pak, A., 2012. "Dynamic behavior of pile foundations under cyclic loading in liquefiable soils," *Computers and Geotechnics*, vol. 40, pp. 114-126.
- [7] Haeri, S. M., Kavand, A., Raisianzade, J., Padash, H., Rahmani, I., Bakhshi, A., 2014. "Observations from a large scale shake table test on a model of existing pile-supported marine structure subjected to liquefaction induced lateral spreading," in *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey.
- [8] Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., 2002. "Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 22, pp. 259-271.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Kavand, A. Sadeghi Meibodi, 3-Dimensional Numerical Modelling of Pile Group Response to Liquefaction-induced Lateral Spreading, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(5) (2020) 269-272.

DOI: [10.22060/ceej.2018.15184.5848](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.15184.5848)







## مدلسازی عددی سه بعدی پاسخ گروه شمع در برابر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی

علی کاوند\*، علی صادقی میبیدی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۸-۰۴  
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۹-۱۶  
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۹-۱۴  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۹-۲۶

### کلمات کلیدی:

روانگرایی  
گسترش جانبی  
گروه شمع  
مدلسازی عددی  
OpenSees

**خلاصه:** در این مقاله رفتار گروه شمع در برابر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی با استفاده از تحلیل المان محدود سه بعدی همبسته خاک-آب بررسی شده است. به منظور صحت سنجی مدل عددی، از نتایج یک مدل آزمایشگاهی بزرگ مقیاس میز لرزه ۱g استفاده شده است. مدل عددی با دقت قابل قبولی پاسخ خاک در میدان آزاد شامل شتاب، فشار آب حفره‌ای اضافی و جابجایی و همچنین پاسخ گروه شمع شامل جابجایی و لنگر خمشی را شبیه‌سازی نموده است. نتایج نشان می‌دهد که روانگرایی در خاک، در لحظات ابتدایی لرزش در اعماق سطحی آغاز شده و با وقوع روانگرایی، دامنه شتاب خاک کاهش یافته است. بیشترین مقدار جابجایی جانبی خاک حین گسترش جانبی در فواصل دور از شمع‌ها رخ داده و جابجایی خاک در مجاورت شمع‌ها کاهش یافته است. تغییرات لنگر خمشی در شمع‌ها با عمق و به خصوص بیشینه لنگر خمشی در شمع‌ها نیز با دقت قابل قبولی شبیه‌سازی شده است. بیشینه لنگر خمشی منفی در نزدیکی کلاهک شمع و بیشینه لنگر خمشی مثبت در نزدیکی کف مدل رخ داده و مقدار بیشینه لنگر خمشی در شمع پایین دست گروه حدود ۷۰٪ بیشتر از بیشینه لنگر خمشی در شمع بالادست می‌باشد. نتایج مطالعه پارامتری نشان می‌دهد که با افزایش سختی خمشی شمع و همچنین کاهش تراکم ماسه، میزان جابجایی و لنگر خمشی در شمع کاهش می‌یابد. دامنه شتاب تحریک بیشترین تاثیر را بر پاسخ شمع داشته به گونه‌ای که با افزایش آن به ۳/۵ برابر مقدار اولیه، بیشینه لنگر خمشی در شمع ۳/۶ برابر افزایش می‌یابد.

### ۱- مقدمه

گسترش جانبی می‌تواند به چندین متر نیز برسد. از جمله موارد آسیب به سازه‌های ساحلی در اثر وقوع گسترش جانبی ناشی از روانگرایی می‌توان به موارد مشاهده شده در زلزله ۱۹۶۴ نیگاتا<sup>۲</sup> ژاپن، زلزله ۱۹۸۹ لومپرتا<sup>۳</sup> آمریکا، زلزله ۱۹۹۵ کوه<sup>۴</sup> ژاپن، زلزله ۲۰۱۰ هائیتی<sup>۵</sup> و زلزله ۲۰۱۱ توهوکو<sup>۶</sup> ژاپن اشاره نمود [۱-۶]. با توجه به اهمیت و وسعت این آسیب‌ها، تا کنون مطالعات متعددی با استفاده از روش‌های تحلیلی، مدلسازی فیزیکی و مدلسازی عددی توسط محققین مختلف به منظور بررسی اثرات گسترش جانبی ناشی از

سازه‌های ساحلی از جمله سازه‌های حیاتی و زیربنایی در کشورها می‌باشند که نقش مهمی را در انتقال کالا و مواد خام بین مناطق مختلف ایفا می‌کنند. این سازه‌ها در معرض آسیب ناشی از بلایای طبیعی از جمله زلزله قرار دارند. پدیده روانگرایی و گسترش جانبی ناشی از آن، یکی از مهمترین دلایل تخریب سازه‌های ساحلی متکی بر شمع در زلزله‌های گذشته بوده است. روانگرایی در زمین‌های ماسه‌ای سست با شیب ملایم و یا منتهی به یک بازشدگی می‌تواند منجر به جابجایی جانبی گسترده زمین گردد. به این پدیده گسترش جانبی ناشی از روانگرایی<sup>۱</sup> اطلاق می‌شود. جابجایی‌های افقی ناشی از

- 2 Nigata
- 3 Loma Prieta
- 4 Kobe
- 5 Haiti
- 6 Tohoku

1 Liquefaction induced Lateral Spreading

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: akavand@ut.ac.ir



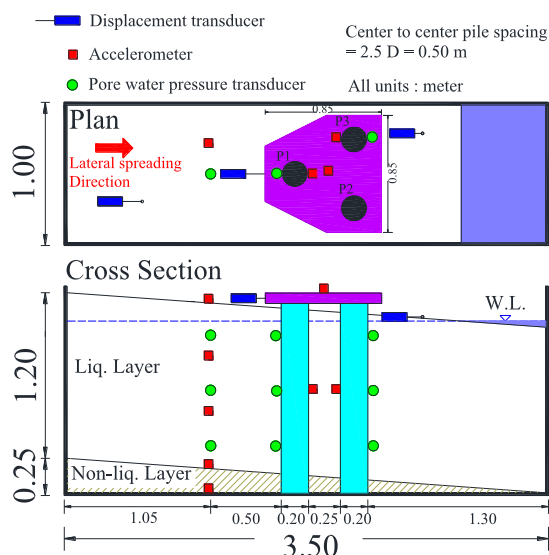
از حد واقعی پیش‌بینی نمود. چنگ و یرمیچ<sup>۳</sup> [۲۰] در سال ۲۰۰۹ با استفاده از یک مدل عددی به شبیه‌سازی رفتار شمع‌ها در زمین روانگرا در شرایط مختلف پرداختند. در این تحقیق از مدل رفتاری منظری و دافالیاس<sup>۴</sup> [۲۱] و دافالیاس و منظری<sup>۵</sup> [۲۲] جهت مدلسازی رفتار خاک استفاده گردید. نتایج به‌دست‌آمده از این تحقیق اطلاعات بسیار مفیدی برای درک رفتار شمع در شرایط روانگرایی و گسترش جانبی در اختیار محققین قرار داد. رحمانی و پاک<sup>۶</sup> [۲۳] یک تحلیل سه بعدی همبسته برای بررسی رفتار دینامیکی شمع در زمین روانگرا انجام دادند. در این تحقیق مدل عددی با استفاده از نتایج یک آزمایش سانتریفیوژ صحت سنجی گردید و اثر ضریب نفوذپذیری خاک بر نرخ تولید و کاهش فشار آب حفره‌ای مورد بررسی قرار گرفت. همچنین بررسی پارامتری برای طول شمع، فرکانس شتاب ورودی، میزان گیرداری کلاهدک شمع، ضخامت لایه روانگرا و دانسیته لایه خاک روانگرا انجام شد. نتایج نشان داد که فرکانس لرزش، گیرداری کلاهدک شمع و ضخامت لایه روانگرا، نسبت به سایر پارامترها نقش بیشتری در پاسخ شمع دارند. لی و معتمد<sup>۷</sup> [۲۴] در سال ۲۰۱۷ به بررسی پاسخ شمع و خاک در برابر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی با استفاده از تحلیل المان محدود دو بعدی پرداختند. این محققین با استفاده از تحلیل تنش موثر همبسته خاک-آب که با استفاده از نرم افزار OpenSees صورت گرفت، رفتار یک گروه شمع قرار گرفته در پشت دیوار ساحلی سپری<sup>۸</sup> در یک آزمایش بزرگ مقیاس میز لرزه را شبیه‌سازی نمودند. نتایج مدلسازی عددی با دقت قابل قبولی رفتار مشاهده شده در مدل میز لرزه از جمله پاسخ خاک روانگرا و لنگر خمشی در شمع‌ها و دیوار سپری را پیش‌بینی نمود. در جمع‌بندی می‌توان بیان نمود که در عمده مطالعات عددی پیشین، مدلسازی مسئله به صورت دو بعدی انجام شده است که می‌تواند در بررسی مسائل سه بعدی تقریب زیادی را وارد مسئله نموده و یا اصولاً قابل به کارگیری نباشد. به علاوه در مطالعات گذشته، اثرات آرایش خاص شمع‌ها (نظیر آرایش مثلثی شمع‌ها که در سازه‌های دریایی متداول است) و یا

روانگرایی بر رفتار شمع به انجام رسیده است. روش‌های تحلیلی عمدتاً در روش‌های طراحی عملی مهندسی و بمنظور تخمین جابجایی ناشی از گسترش جانبی در میدان آزاد (بدون حضور شمع) بکار گرفته شده‌اند. این روش‌ها در دو دسته کلی مدل‌های مبتنی بر بلوک لغزشی [۷] و مدل‌های مبتنی بر حداقل انرژی پتانسیل [۸] تقسیم بندی می‌شوند. مدلسازی فیزیکی یکی دیگر از روش‌های اصلی در مطالعه آثار گسترش جانبی روی شمع به شمار می‌رود. در تحقیقات گذشته مدلسازی فیزیکی مسئله، با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه ۱g [۹-۱۳] و آزمایش‌های سانتریفیوژ [۱۴-۱۷] صورت گرفته است. علاوه بر روش‌های ذکر شده، روش‌های مبتنی بر مدلسازی عددی پاسخ شمع در برابر گسترش جانبی نیز مورد توجه محققین مختلفی قرار گرفته است. در مدلسازی عددی مسئله دو رویکرد کلی شامل روش فنر وینکلر (یا روش  $p-\gamma$ ) و روش المان محدود دو بعدی یا سه بعدی بکار گرفته شده است. در سال‌های اخیر پیشرفت‌های زیادی در زمینه مدلسازی عددی رفتار شمع در شرایط روانگرایی و گسترش جانبی انجام گرفته است. چند نمونه از مهم‌ترین تحقیقات انجام‌شده در ادامه تشریح شده‌اند.

کوبرینفسکی و همکاران<sup>۱</sup> [۱۸]، در چارچوب یک برنامه تحقیقاتی بعد از زلزله کوبه، شبیه‌سازی عددی اثرات روانگرایی بر یک گروه شمع  $3 \times 3$  واقع در پشت دیوار ساحلی را به انجام رساندند. این محققین برای حل مسئله از برنامه المان محدود DIANA-J استفاده نمودند. انطباق بسیار خوب بین مقادیر بیشینه جابجایی پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده در آزمایش‌های میز لرزه در تمامی موارد مشاهده گردید. بعلاوه لنگرهای خمشی بیشینه و در نتیجه سطح آسیب وارده به شمع‌ها نیز با دقت خوبی در این تحلیل‌ها پیش‌بینی شدند. با این وجود، جابجایی ماندگار شمع‌ها با دقت قابل قبولی پیش‌بینی نشد. اوزوکا و همکاران<sup>۲</sup> [۱۹] نیز در چارچوب همین برنامه تحقیقاتی، یک آزمایش مدل فیزیکی میز لرزه را با برنامه عددی LIQCA شبیه‌سازی نمودند. نتایج بدست آمده حاکی از روانگرایی کامل لایه خاک ماسه‌ای مطابق مدل فیزیکی بود که در نهایت موجب جابجایی جانبی زیاد شمع و خاکریز گردید که همخوانی مناسبی را با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌داد. با این وجود، مدل عددی میزان جابجایی افقی ماندگار در شمع را کمتر

3 Cheng and Jeremic  
4 Manzari and Dafalias  
5 Dafalias and Manzari  
6 Rahmani and Pak  
7 Li and Motamed  
8 Sheet-pile quay wall

1 Cubrinovski et al.  
2 Uzouka et al.



شکل ۱. مدل فیزیکی میزلرزه 1g جهت ارزیابی پاسخ اسکله دلفینی به گسترش جانبی [۲۹] (ابعاد درج شده در شکل به متر می باشند).  
**Fig. 1. Layout of 1g shake table physical model on response of dolphin type berth to lateral spreading [29] (All units are in meter)**

## ۲- مدل سازی عددی

مدلسازی عددی در این مقاله با استفاده از نرم افزار OpenSees<sup>1</sup> (Ver.2.5.0) صورت گرفته است. این نرم افزار دارای چارچوبی شی گرا<sup>۲</sup> و منبع باز<sup>۳</sup> مبتنی بر تحلیل المان محدود غیرخطی است که برای مدلسازی پاسخ لرزه ای سیستم های ژئوتکنیکی و سازه ای استفاده می شود [۲۶ و ۲۷]. در تحقیق حاضر جهت مدلسازی عددی مسئله از تحلیل دینامیکی تنش مؤثر محیط متخلخل دو فاز براساس تئوری بایو<sup>۴</sup> [۲۸] استفاده و فرمولاسیون u-p برای حل مسئله به کار گرفته شده است. مراحل مدلسازی عددی در ادامه تشریح خواهد شد.

۱-۲- تشریح مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در شبیه سازی

عددی

شکل ۱، پلان و سطح مقطع مدل فیزیکی بزرگ مقیاس شبیه سازی شده در مقاله حاضر را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود، زمین مدل شامل یک لایه خاک روانگرا متشکل از ماسه سست با دانسیته نسبی  $Dr=15\%$  است که بر روی یک لایه ۲۵ سانتی متری خاک غیر روانگرا تشکیل شده از ماسه متراکم با دانسیته نسبی حدود  $Dr=80\%$  قرار گرفته است. تمام لایه های خاک دارای

پارامترهای مکانیکی خاک (همانند دانسیته نسبی) و شمع (همانند سختی شمع) بر نیروی جانبی وارد به گروه شمع حین گسترش جانبی کمتر مورد توجه قرار گرفته است و نیازمند تحقیقات بیشتر است. در این خصوص باید ذکر شود که نتایج مدلسازی آزمایشگاهی (به عنوان مثال مراجع [۱۲] و [۱۳]) نشان دهنده تاثیر قابل توجه آرایش شمع ها در گروه بر میزان نیروی جانبی وارده به آنها حین گسترش جانبی است. همچنین نتایج مطالعات آزمایشگاهی پیشین نشان دهنده تاثیر قابل توجه سختی شمع بر میزان نیروهای وارد بر آن حین گسترش جانبی است [۲۵].

در مقاله حاضر، تحلیل المان محدود سه بعدی همبسته خاک-آب با بکارگیری نرم افزار OpenSees، برای مدلسازی رفتار یک گروه شمع با آرایش مثلثی (مدل یک اسکله پهلوگیری دلفینی) در برابر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی بکار گرفته شده و در پایان یک مطالعه پارامتری نیز بر روی متغیرهای حاکم بر پاسخ شمع شامل سختی خمشی شمع، دانسیته نسبی خاک و بیشینه شتاب تحریک انجام شده است. به منظور صحت سنجی مدل عددی، از نتایج یک مدل آزمایشگاهی بزرگ مقیاس میزلرزه 1g استفاده شده و پاسخ خاک در میدان آزاد شامل شتاب، فشار آب حفره ای اضافی و جابجایی و همچنین پاسخ گروه شمع شامل جابجایی کلاهدک شمع و لنگر خمشی در شمع ها بدست آمده از مدل عددی با مدل آزمایشگاهی مورد مقایسه و تشریح دقیق قرار گرفته است که جزئیات آن در ادامه مقاله ذکر می گردد.

1 Open System for Earthquake Engineering Simulation  
 2 Object-oriented  
 3 Open source  
 4 Biot



جدول ۱. خصوصیات شاخص ژئوتکنیکی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه [۲۹]  
Table 1. Index geotechnical properties of Firoozkuh silica sand no.161 [29]

Gs	emax	emin	Cu	D50 (mm)	D10 (mm)
2.70	0.870	0.608	1.49	0.24	0.18

جدول ۲. مشخصات هندسی و مکانیکی شمعه‌های مدل فیزیکی [۲۹]  
Table 2. Geometrical and mechanical properties of physical model piles [29]

Height (m)	Outer/inner diameter (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	EI (kN.m <sup>2</sup> )
1.40	20.0/19.8	309.48	217.58

شیب ۷٪ هستند. ماسه استفاده شده در مدل فیزیکی ماسه سیلیسی فیروزکوه شماره ۱۶۱ است. خصوصیات شاخص ژئوتکنیکی این ماسه در جدول ۱ ارائه شده‌اند. مدل فیزیکی توسط حسگرهای مختلفی از جمله جابجایی سنج، شتاب سنج، حسگر فشار آب حفره‌ای و کرنش سنج ابزارگذاری شده است. شمعه‌های مدل فیزیکی دارای قطر خارجی ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت ۳/۸ سانتی‌متر بوده و با آرایش مثلثی در مدل استقرار یافته‌اند. خصوصیات شمعه‌های مدل در جدول ۲ ارائه شده است. تحریک وارده به مدل فیزیکی، شتابنگاشت زلزله بم با بیشینه شتاب ۰/۲۳g بوده است که در راستای شیب زمین به مدل اعمال شده است.

، چسبندگی ( $C$ ) و ضرایب نفوذپذیری ( $k$ ) یا در آزمایش مدل فیزیکی مشخص بوده‌اند و یا از نتایج آزمایش‌های المان انجام شده روی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه استخراج و به مدل رفتاری معرفی شده‌اند. پارامترهای کنترل کننده رفتار دینامیکی ماسه نظیر زاویه تغییر فاز ( $\phi_{CT}$ )، پارامتر رفتار انقباضی ( $C_1$ ) و پارامترهای اتساع ( $d_1$  و  $d_2$ )، با توجه به عدم مشاهده رفتار اتساعی در پاسخ فشار آب حفره‌ای اضافی ماسه حین آزمایش مدل فیزیکی و بر مبنای پیشنهادات ارائه دهنده مدل برای ماسه سست به نحوی تنظیم شده‌اند که رفتار اتساعی در پاسخ فشار آب حفره‌ای اضافی در مدل عددی همانند مدل آزمایشگاهی مشاهده نشود. پارامترهای کنترل کننده کرنش پلاستیک تجمعی ( $I_1$  و  $I_2$  و  $I_3$ ) نیز با توجه به عدم مشاهده رفتار تحرک سیکلی<sup>۳</sup> در جابجایی ثبت شده در مدل فیزیکی و با توجه به پیشنهادات ارائه دهنده مدل برای ماسه سست، به گونه‌ای انتخاب شدند که رفتار تغییرشکلی ماسه در مدل عددی، حالت روانگرایی جریان<sup>۴</sup> را نشان دهد و رفتار تحرک سیکلی مشاهده نشود. سایر پارامترهای مدل ثابت‌های شناخته شده هستند که مقادیر آنها مشخص است.

### ۲-۳- هندسه و المان‌بندی مدل عددی

در شکل ۲، هندسه و المان‌بندی مدل عددی به صورت سه‌بعدی و در پلان نشان داده شده است. مدل عددی با ابعاد مشابه مدل آزمایشگاهی ساخته شده است لکن با توجه به تقارن

مدل رفتاری مورد استفاده  
ارائه شده در چارچوب پلاستیسیته چند سطحی با نام مدل تسلیم چندگانه وابسته به فشار<sup>۱</sup> (PDMY) است که توسط الگمل و همکاران<sup>۲</sup> [۳۰] ارائه شده است. این مدل به خوبی می‌تواند رفتار دینامیکی ماسه را تحت شرایط بارگذاری زهکشی نشده مدلسازی نماید. پارامترهای انتخاب شده برای این مدل رفتاری به همراه سایر پارامترهای شاخص ژئوتکنیکی خاک در جدول ۳ خلاصه شده‌اند. در خصوص نحوه انتخاب این پارامترها در ادامه توضیحاتی ارائه می‌شود. مشخصات ماسه فیروزکوه شامل دانسیته اشباع ( $\rho$ )، مدول برشی حداکثر ( $G_{max}$ )، زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ )

### ۲-۲- مدل رفتاری مورد استفاده

مدل رفتاری مورد استفاده جهت مدلسازی رفتار خاک مدل ارائه شده در چارچوب پلاستیسیته چند سطحی با نام مدل تسلیم چندگانه وابسته به فشار<sup>۱</sup> (PDMY) است که توسط الگمل و همکاران<sup>۲</sup> [۳۰] ارائه شده است. این مدل به خوبی می‌تواند رفتار دینامیکی ماسه را تحت شرایط بارگذاری زهکشی نشده مدلسازی نماید. پارامترهای انتخاب شده برای این مدل رفتاری به همراه سایر پارامترهای شاخص ژئوتکنیکی خاک در جدول ۳ خلاصه شده‌اند. در خصوص نحوه انتخاب این پارامترها در ادامه توضیحاتی ارائه می‌شود. مشخصات ماسه فیروزکوه شامل دانسیته اشباع ( $\rho$ )، مدول برشی حداکثر ( $G_{max}$ )، زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ )

3 Cyclic mobility  
4 Flow liquefaction

1 Pressure Depend Multi Yield  
2 Elgamal et al.



جدول ۳. پارامترهای مدل رفتاری PDMY به همراه سایر خصوصیات شاخص ژئوتکنیکی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با  $Dr=15\%$

Table 3. Parameters of PDMY constitutive model and geotechnical index parameters for Firoozkuh sand no.161 with  $Dr=15\%$

Parameter	Value	Unit	Description
$\rho$	1.9	$ton/m^3$	Saturated soil density
$p'$	80	$kPa$	Reference confining pressure
$d$	0.5	-	Pressure-dependence coefficient
$G_{max}$	$1 \times 10^4$	$kPa$	Maximum shear modulus
$B_{max}$	$2.16 \times 10^4$	$kPa$	Maximum bulk modulus
$\phi$	27	deg	Friction angle
$c$	0	$kPa$	cohesion
$f_{mass}$	1	$ton/m^3$	Fluid density
$k_{hor}$	$10^{-5}$	$m/s$	Horz. permeability
$k_{ver}$	$10^{-5}$	$m/s$	Vert. permeability
$n_{ys}$	20	-	No. of yield surfaces
$\phi_{CT}$	27	deg	Phase transformation angle
$c_1$	0.5	-	Contraction parameter
$d_1$	0	-	Dilation parameter1
$d_2$	0	-	Dilation parameter2
$l_1$	10	$kPa$	Liquefaction parameter1
$l_2$	0.02	-	Liquefaction parameter2
$l_3$	1	-	Liquefaction parameter3

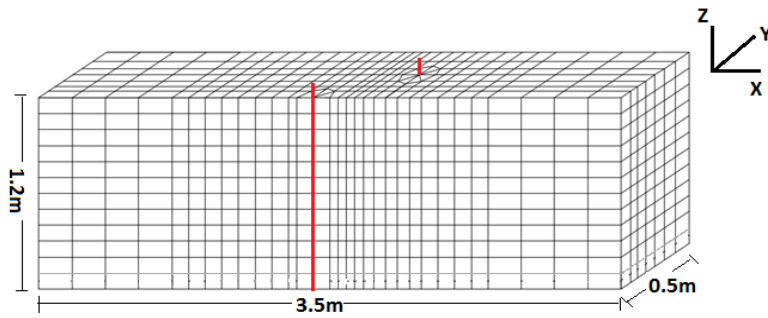
شده‌اند. درجات آزادی انتقالی گره‌های این المان واسط، در یک طرف به گره‌های شمع و در طرف دیگر به گره‌های خاک متصل شده‌اند. به منظور شبیه‌سازی عددی صحیح مدل آزمایشگاهی لازم است تا شرایط مرزی آن نیز به دقت مدل‌سازی گردد. مدل فیزیکی درون یک جعبه صلب<sup>۳</sup> قرار گرفته است و فاقد حرکت جانبی است. به همین دلیل در مدل عددی، درجات آزادی انتقالی گره‌های خاک واقع در کف مدل در جهات افقی (X,Y) و قائم (Z) مقید شده‌اند. در دو جداره پیرامونی واقع در صفحه ZY گره‌های خاک تنها قادر به حرکت در جهات Y و Y می‌باشند و در دو جداره پیرامونی واقع در صفحه XZ نیز گره‌های خاک تنها قادر به حرکت در جهات X و Z می‌باشند.

گره‌های انتهایی شمع‌ها که در کف مدل قرار گرفته‌اند در سه درجه آزادی جابجایی و درجات آزادی دورانی حول محورهای X و Z مقید شده‌اند، لکن برای درجه آزادی دورانی حول محور Y به

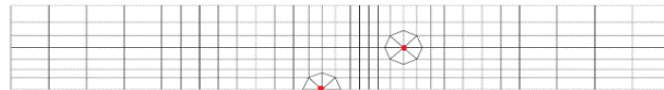
محوری مدل آزمایشگاهی، مدل عددی به صورت نیمه<sup>۱</sup> ایجاد شده است. مدل عددی دارای طول ۳/۵ متر، عرض ۰/۵ متر و ارتفاع ۱/۲ متر می‌باشد. مدل عددی بکار گرفته شده دارای ۲۶۰۴ المان سه بعدی از نوع BrickUP برای مدل‌سازی محیط خاکی، ۱۷۸ المان از نوع Elastic Beam Column برای مدل‌سازی شمع و همچنین تعدادی المان واسط صلب شمع-خاک است. این مدل دارای ۳۳۲۸ گره برای خاک اشباع با ۴ درجه آزادی (شامل سه درجه آزادی انتقالی به صورت سه‌بعدی و یک درجه آزادی فشار آب حفره‌ای) و ۱۸۰ گره مربوط به شمع با ۶ درجه آزادی (شامل سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی) می‌باشد. به منظور مدل‌سازی قطر شمع نیز ۸ المان واسط صلب<sup>۲</sup> (هر یک با طولی برابر با شعاع شمع) از نوع Elastic Beam Column با سختی محوری زیاد به صورت افقی در حد فاصل گره‌های خاک و شمع در یک تراز ارتفاعی قرار داده

- 1 Half mesh
- 2 Rigid link

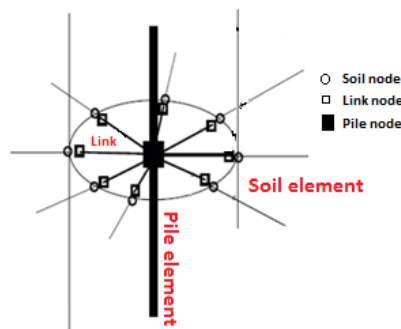
3 Rigid box



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۲. مدل المان محدود بکار گرفته شده در تحلیل عددی (الف) نمایش سه بعدی (ب) پلان (ج) نحوه مدل‌سازی حدفاصل شمع و خاک  
Fig. 2. Finite element model used for numerical analysis a) 3D view b) Plan view c) Soil-pile interface

و تنها حول محور  $Y$  امکان دوران دارد. در درجه آزادی دورانی حول محور  $Y$  نیز این گره به یک فنر پیچشی (با سختی محاسبه شده از تحلیل داده‌های لنگر خمشی-دوران آزمایشگاهی در محل اتصال شمع‌های مدل به کلاهک) با استفاده از یک المان با طول صفر<sup>۱</sup> متصل شده است. بدین ترتیب گره فوقانی هر شمع در محل اتصال به کلاهک، اولاً دارای حرکت برابر با گره فوقانی شمع دیگر در راستای  $X$  بوده و ثانیاً در دوران حول محور  $Y$  دارای یک گیرداری با سختی برابر با مدل آزمایشگاهی است. به لحاظ شرایط زهکشی نیز فقط گره‌های موجود در سطح مدل اجازه زهکشی فشار آب حفره‌ای را داشته و در تمامی جداره‌های قائم و کف مدل از زهکشی فشار آب حفره‌ای جلوگیری شده است. جهت مدل‌سازی

منظور مدل‌سازی دقیق‌تر شرایط گیرداری شمع در محل اتصال به کف محفظه مدل، گره انتهایی شمع به یک فنر پیچشی متصل شده است. سختی پیچشی این فنر با استفاده از تحلیل داده‌های لنگر خمشی-دوران آزمایشگاهی در محل تکیه‌گاه شمع بدست آمده است. با توجه به اینکه کلاهک شمع در مدل آزمایشگاهی بالاتر از سطح زمین قرار گرفته است و اندرکنشی با خاک پیرامون ندارد، لذا به منظور مدل‌سازی اثر آن اولاً درجات آزادی انتقالی گره‌های فوقانی شمع‌ها (در محل اتصال به کلاهک) در راستای طولی مدل (جهت  $X$ ) به یکدیگر بسته شده، ثانیاً جهت مدل‌سازی شرایط گیرداری، گره فوقانی هر شمع در درجه آزادی انتقالی در راستای  $Y$  و درجات آزادی دورانی حول محورهای  $X$  و  $Z$  مقید شده است. بدین ترتیب این گره تنها در جهات ( $X$  و  $Z$ ) امکان حرکت انتقالی

1 Zero length element

سختی<sup>۳</sup> ( $a_k$ ) به ترتیب برابر ۰/۴۳۰۸۵ و ۰/۰۱۸۹ تنظیم شدند به صورتی که در محدوده فرکانس طبیعی مد اول خاک مدل (حدود ۱۴/۵ هرتز) و فرکانس غالب شتاب ورودی (حدود ۳ هرتز)، مقدار میرایی رایلی تقریباً ثابت و برابر ۲٪ باشد. در مرحله تحلیل دینامیکی از آزمون Energy Increment Test با رواداری<sup>۴</sup> ۰/۰۰۰۱ جهت بررسی همگرایی عددی تحلیل در گام‌های زمانی استفاده شده است. علت استفاده از این آزمون عملکرد بهتر آن در همگرایی تحلیل در مسائل شامل تغییرشکل‌های بزرگ (نظیر گسترش جانبی) است. میزان رواداری نیز به گونه‌ای انتخاب شده است که اولاً همگرایی نتایج در تمامی گام‌های زمانی تحلیل دینامیکی در چند تکرار محدود حاصل شود و ثانیاً در زمان تحلیل صرفه‌جویی شود.

### ۳- نتایج تحلیل عددی

در این در این بخش نتایج بدست آمده از تحلیل عددی شامل پاسخ شمع‌ها و خاک ارائه شده و مورد مقایسه و بحث قرار می‌گیرند.

#### ۳-۱- شتاب خاک در میدان آزاد<sup>۵</sup>

در شکل ۳ تاریخچه‌های زمانی شتاب خاک در اعماق مختلف میدان آزاد بدست آمده از مدل عددی و مدل فیزیکی با هم مقایسه شده‌اند. نتایج نشان از تطابق خوب میان نتایج این دو مدل دارد، بطوریکه همزمان با وقوع روانگرایی و از دست رفتن مقاومت برشی خاک دامنه شتاب خاک در مدل عددی همانند مدل فیزیکی کاهش یافته و محتوی فرکانسی شتاب نیز دچار تغییر می‌گردد. در تاریخچه‌های زمانی شتاب ثبت شده در عمق ۱/۱۵ متری، تا حدود  $t=2.0\text{sec}$  کاهش محسوسی در دامنه شتاب دیده نمی‌شود و مقداری تشدید نیز نسبت به شتاب تحریک مشاهده می‌شود که ناشی از روانگرایی دیرتر در این عمق است.

#### ۳-۲- فشار آب حفره‌ای در میدان آزاد

به منظور بررسی قابلیت مدل عددی در پیش‌بینی فشار آب حفره‌ای اضافی تولید شده حین لرزش، در شکل ۴ نتایج به دست آمده از شبیه‌سازی عددی در خصوص تغییرات فشار آب

مولفه نیروی وزن هر المان در راستای شیب زمین نیز یک شتاب افقی به صورت کسری از شتاب ثقل (با توجه به مقدار شیب زمین در مدل فیزیکی) به هر المان خاک در مدل عددی اعمال شده است.

### ۲-۴- تحلیل مدل عددی

تحلیل مدل المان محدود در مقاله حاضر شامل دو گام اصلی شامل تحلیل ثقلی و تحلیل دینامیکی به شرح زیر می‌باشد:

(۱) گام اول- تحلیل ثقلی: مرحله تحلیل ثقلی به طور کلی دارای سه بخش مجزا است. در مرحله اول رفتار خاک الاستیک فرض شده و بارگذاری ثقلی مدل و فشار آب هیدرواستاتیکی اولیه در مدل (بدون حضور شمع) اعمال شده‌اند تا شرایط تنش‌های استاتیکی اولیه در مدل شبیه‌سازی شود. این مرحله از تحلیل در پنج گام زمانی ۵۰۰۰۰ ثانیه‌ای انجام شده است. در مرحله دوم تحلیل الاستوپلاستیک صورت گرفته و مقادیر مربوط به مدول برشی و مدول بالک به مصالح خاک اختصاص داده شده است. در مرحله سوم المان‌های (تیر-ستون) شمع‌ها و المان‌های صلب واسط شمع-خاک به مدل اضافه شده‌اند و مدل مجدداً تحلیل شده است. در تمامی مراحل تحلیل ثقلی، ضریب نفوذپذیری خاک عددی بسیار بزرگ (۱۰۰ متر بر ثانیه) انتخاب شده است تا مانع از تشکیل فشار آب حفره‌ای اضافی در مراحل تحلیل ثقلی شود.

(۲) گام دوم- تحلیل دینامیکی: پس از اتمام تحلیل ثقلی، ابتدا ضریب نفوذپذیری خاک به مقدار واقعی بازگردانده شده و سپس تحریک ورودی به گره‌های قرار گرفته در کف مدل وارد می‌شود. تحلیل انجام شده در بخش دینامیکی از نوع تحلیل گذرای متغیر<sup>۱</sup> انتخاب شده است. برای انتگرالگیری عددی معادلات دینامیکی حرکت، از الگوریتم نیومارک با پارامترهای  $\gamma$  برابر ۰/۶ و  $\beta$  برابر ۰/۳۰۲۵ استفاده شده است به صورتیکه با توجه به گام زمانی انتخابی، پایداری عددی تحلیل دینامیکی تامین شود [۱۹، ۲۴ و ۳۱]. بمنظور مدلسازی میرایی خاک در کرنش‌های کوچک (میرایی مستقل از فرکانس) نیز از میرایی رایلی برابر ۲٪ (میرایی قابل انتظار برای ماسه فیروزکوه در محدوده کرنش‌های کوچک [۳۲]) استفاده گردید. بدین منظور ضرایب میرایی متناسب با جرم<sup>۲</sup> ( $a_m$ ) و میرایی متناسب با

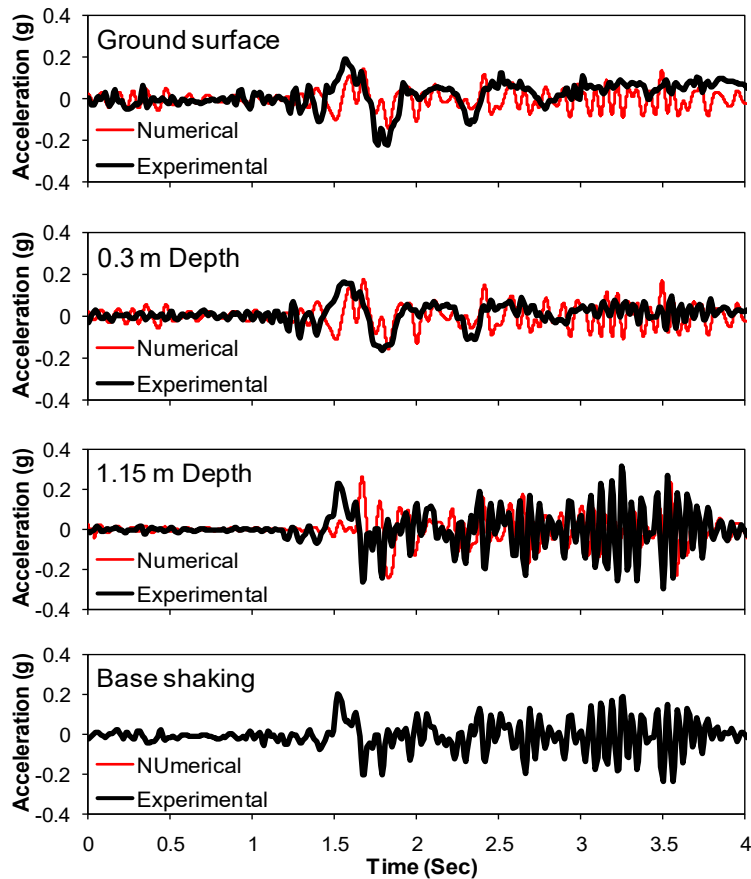
3 Stiffness proportional damping

4 Tolerance

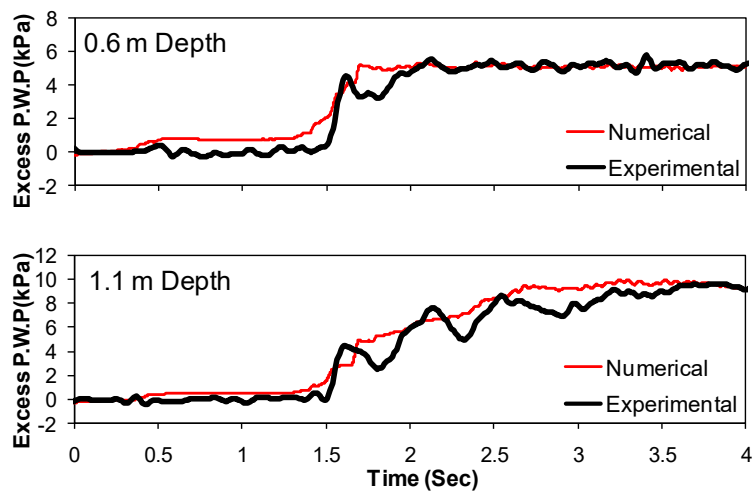
5 Free field

1 Variable transient analysis

2 Mass proportional damping

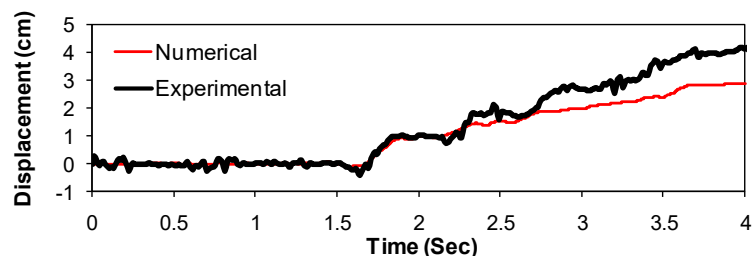


شکل ۳. مقایسه تاریخچه زمانی شتاب خاک در میدان آزاد مدل بدست آمده از شبیه‌سازی عددی و مدل فیزیکی  
 Fig. 3. Experimental and numerical time histories of soil acceleration in free field

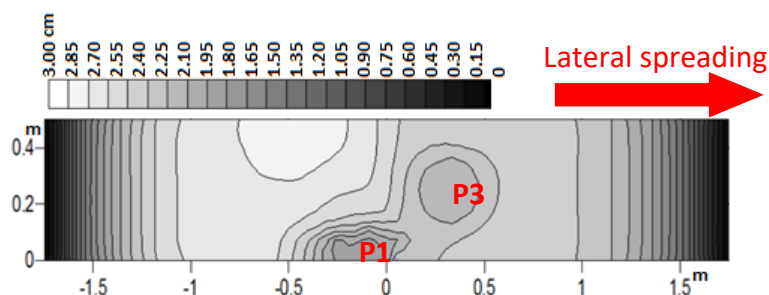


شکل ۴. مقایسه تاریخچه زمانی فشار آب حفره‌ای اضافی خاک در میدان آزاد مدل بدست آمده از شبیه‌سازی عددی و مدل فیزیکی  
 Fig. 4. Experimental and numerical time histories of excess pore water pressure in free field soil

حفره‌ای اضافی در خاک میدان آزاد مدل با نتایج ثبت شده در آزمایش مقایسه شده‌اند. در این شکل نتایج برای اعماق ۱/۱ متری و ۰/۶ متری که محل قرارگیری حسگرهای فشار آب حفره‌ای در مدل فیزیکی هستند ارائه شده است. همانطور که مشاهده



شکل ۵. مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی سطح خاک بدست آمده از شبیه‌سازی عددی و مدل فیزیکی  
Fig. 5. Experimental and numerical time histories of ground surface displacement



شکل ۶. کانتور جابجایی سطح خاک در مدل عددی  
Fig. 6. Iso-displacement contours of ground surface obtained using numerical simulation

خاک روانگرا به سمت پایین دست شیب، بنظر می‌رسد به علت اثر دیواره‌های صلب محفظه مدل، یک مقاومت در برابر جابجایی بیشتر خاک در ثانیه‌های انتهایی لرزش به وجود آمده است. در شکل ۶ نیز کانتورهای جابجایی سطح خاک در مدل عددی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، بیشترین مقدار جابجایی سطح خاک در فواصل دور از شمع‌های مدل و در بالادست شمع P3 بدست آمده است و میزان جابجایی خاک در مجاورت شمع‌ها و بخصوص در فضای بین دو شمع، بدلیل اثرات تقیدی شمع‌ها کاهش یافته است. با حرکت به سمت مرزهای بالادست و پایین دست مدل نیز مطابق انتظار میزان جابجایی خاک کمتر شده است. شایان ذکر است که این موارد در مدل آزمایشگاهی نیز مشاهده شده است.

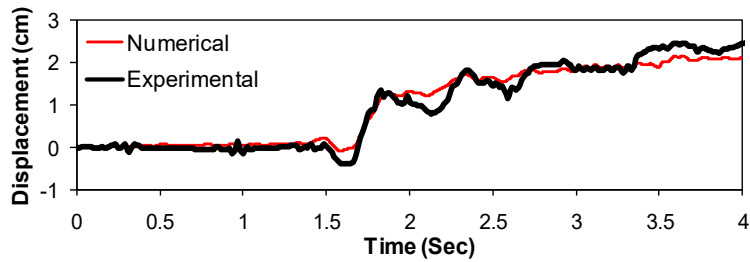
#### ۴-۳- جابجایی کلاhek شمع

در شکل ۷-الف تاریخچه زمانی جابجایی کلاhek گروه شمع در مدل فیزیکی و عددی مقایسه شده است. مطابق شکل ۷-الف مشاهده می‌گردد که روند افزایشی جابجایی کلاhek شمع در مدل عددی با وقوع و ادامه گسترش جانبی به خوبی پیش‌بینی شده است. با این

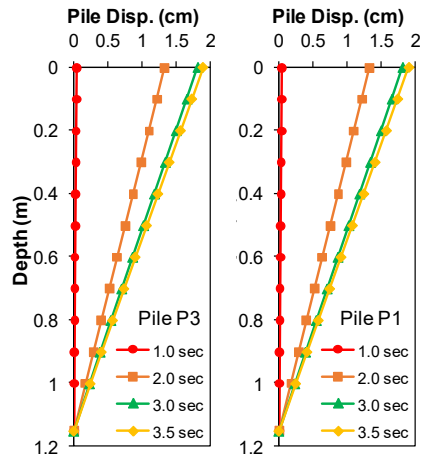
می‌شود روانگرایی در عمق ۰/۶ متری در لحظات ابتدایی لرزش آغاز شده است که ناشی از سست بودن خاک و وجود چند پالس قوی در ثانیه‌های ابتدایی تاریخچه زمانی شتاب وارده به مدل است. با این وجود روانگرایی کامل در اعماق پایین‌تر (عمق ۱/۱ متری) تقریباً در اواسط لرزش رخ می‌دهد. در مجموع، مدل عددی به خوبی توانسته است روند تولید فشار آب حفره‌ای اضافی در خاک را شبیه‌سازی نماید. شایان ذکر است معیار وقوع روانگرایی اولیه رسیدن نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی  $(r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma'_{v0}})$  به ۱/۰ می‌باشد که در آن فشار آب حفره‌ای اضافی  $u_{excess}$  و تنش  $\sigma'_{v0}$  قائم موثر اولیه می‌باشد.

#### ۳-۳- جابجایی خاک در میدان آزاد

در شکل ۵ تاریخچه زمانی جابجایی سطح خاک بدست آمده از شبیه‌سازی عددی و مدل فیزیکی در یک نقطه از میدان آزاد مدل مقایسه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، تا زمان حدود  $t=2.7\text{sec}$  نتایج بدست آمده از مدل عددی تطابق بسیار خوبی را با مدل آزمایشگاهی نشان می‌دهد. با این وجود با گذشت زمان و حرکت



(الف)



(ب)

شکل ۷. الف) مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع بدست آمده از شبیه‌سازی عددی با مدل فیزیکی ب) تغییرات جابجایی جانبی شمع‌ها با عمق در لحظات مختلف حین لرزش

Fig. 7. a) Experimental and numerical time histories of pile cap displacement b) Profiles of lateral displacement of piles

مدل برای هر دو مدل عددی و آزمایشگاهی در جدول ۴ خلاصه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مدل عددی با دقت قابل قبولی بیشینه لنگر خمشی در شمع‌های مدل را پیش‌بینی نموده است. نکته قابل توجه این است که مقدار بیشینه لنگر خمشی مثبت در هر دو مدل عددی و آزمایشگاهی در شمع پایین دست شیب (P3) حدود ۷۰٪ بیشتر از شمع بالادست (P1) بدست آمده است. علت این موضوع حرکت جانبی خاک روانگرایی واقع در پایین دست شمع P3 حین گسترش جانبی در جهت شیب است که موجب می‌شود تکیه‌گاه جانبی شمع از سمت پایین دست آن از دست رفته و لذا مقدار لنگر خمشی در مقایسه با شمع بالادست بیشتر شود.

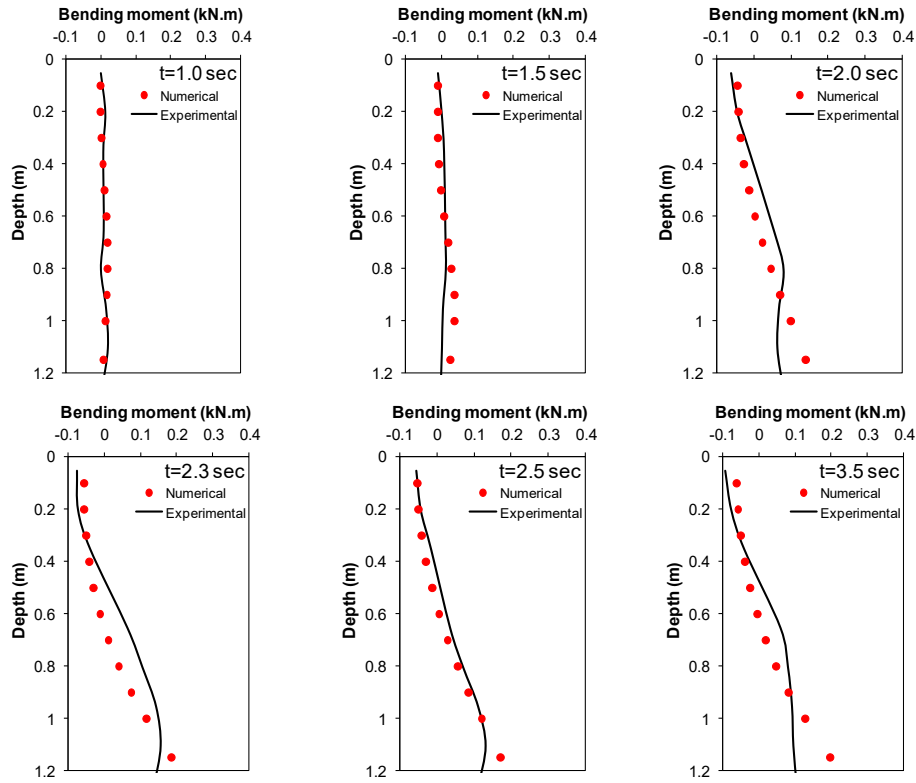
#### ۴- مطالعه پارامتری

پس از صحت سنجی نتایج مدل عددی با استفاده از مدل آزمایشگاهی، مطالعه روی چند متغیر حاکم بر مسئله انجام گرفت تا

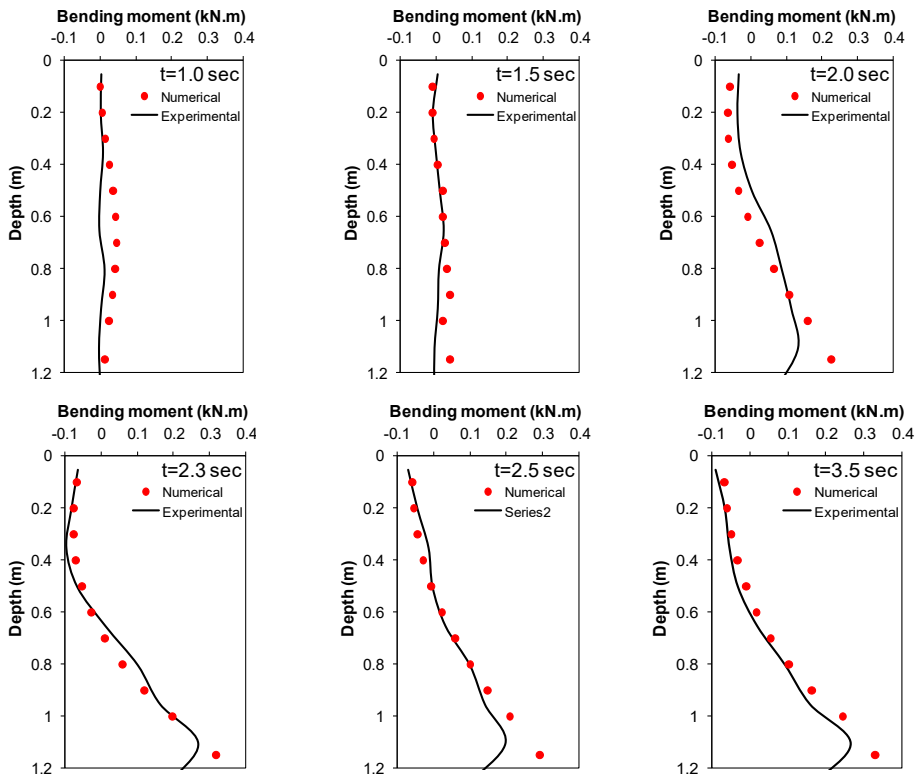
وجود مقدار بیشینه جابجایی محاسبه شده در مدل عددی در انتهای لرزش به میزان اندکی کمتر از مقدار ثبت شده در مدل فیزیکی می‌باشد. تغییرات جابجایی جانبی شمع‌ها با عمق در زمان‌های مختلف حین لرزش نیز در شکل ۷-ب ارائه شده‌اند.

#### ۳-۵- لنگر خمشی در شمع

پروفیل لنگر خمشی (تغییرات لنگر خمشی با عمق) در لحظات مختلف برای شمع‌های P1 و P3 به ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مقادیر لنگر خمشی در شمع‌ها بلافاصله بعد از روانگرایی و گسترش جانبی افزایش یافته و در لحظه  $t=2.3\text{sec}$  به مقدار بیشینه می‌رسد و پس از آن نسبتاً ثابت باقی می‌ماند. در هر دو شمع بیشینه لنگر خمشی منفی در نزدیکی کلاهک شمع مشاهده می‌شود و بیشینه لنگر خمشی مثبت نیز در نزدیکی کف رخ می‌دهد. مقادیر بیشینه لنگر خمشی در شمع‌های



شکل ۸. مقایسه پروفیل لنگر خمشی در شمع P1 بدست آمده از شبیه‌سازی عددی با مدل فیزیکی در زمان‌های مختلف حین لرزش  
 Fig. 8. Experimental and numerical profiles of bending moments in pile P1 at different snapshots during shaking

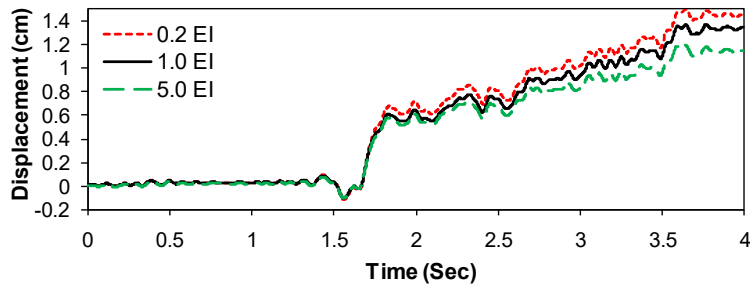


شکل ۹. مقایسه پروفیل لنگر خمشی در شمع P3 بدست آمده از شبیه‌سازی عددی با مدل فیزیکی در زمان‌های مختلف حین لرزش  
 Fig. 9. Experimental and numerical profiles of bending moments in pile P3 at different snapshots during shaking

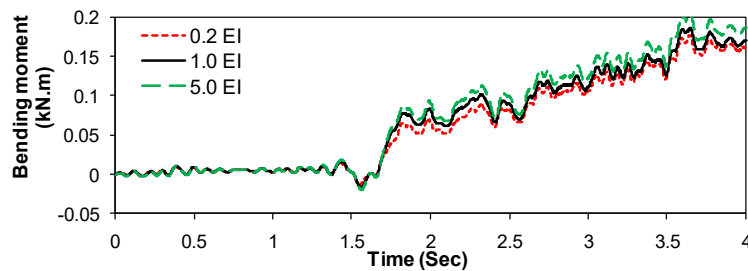


جدول ۴. مقادیر بیشینه لنگر خمشی در شمع‌های مدل  
Table 4. Maximum bending moments in model piles

Pile no.	Maximum positive bending moment (kN.m)		Maximum negative bending moment (kN.m)	
	Numerical	Experimental	Numerical	Experimental
P1	0.186	0.154	0.057	0.075
P3	0.318	0.269	0.069	0.064



شکل ۱۰. مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع برای مقادیر مختلف سختی خمشی شمع  
Fig. 10. Comparison of time histories of pile cap displacement for different flexural stiffness of piles



شکل ۱۱. مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی در شمع‌های با سختی خمشی متفاوت  
Fig. 11. Comparison of time histories of bending moment at the bottom of piles with different flexural stiffness

شده است. این کار با تغییر مدول الاستیسیته شمع ( $E$ ) بدون تغییر در ابعاد هندسی شمع‌ها صورت گرفته و اثرات آن بر میزان جابجایی کلاهک و لنگر خمشی شمع بررسی شده است. شکل ۱۰ تاریخچه‌های زمانی جابجایی شمع را با تغییر در سختی شمع نشان می‌دهد. مطابق انتظار با افزایش سختی خمشی شمع‌ها، میزان جابجایی کلاهک گروه شمع کاهش یافته و بالعکس کاهش سختی خمشی شمع‌ها موجب افزایش جابجایی شده است. با  $0.2$  برابر کردن سختی خمشی شمع‌ها، میزان جابجایی کلاهک حدود  $9\%$  افزایش داشته است و  $5$  برابر کردن سختی خمشی شمع‌ها نیز موجب کاهش جابجایی در حدود  $15\%$  شده است. در شکل ۱۱ تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی در

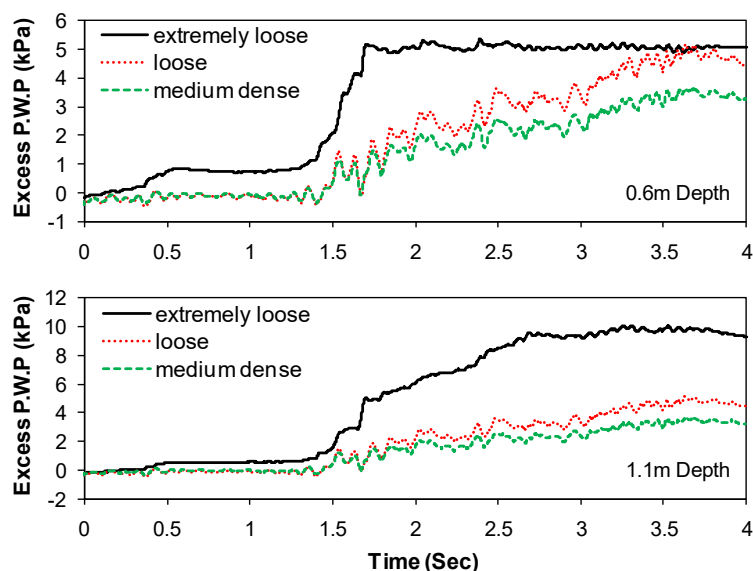
میزان تأثیر آنها روی پاسخ شمع بررسی گردد. در هر مرحله با ثابت قراردادن تمامی متغیرها و تغییر یک پارامتر مشخص، اثر آن مورد بررسی قرار گرفت. متغیرهایی که در این تحقیق بررسی شده است شامل سختی شمع، دانسیته نسبی خاک و بیشینه شتاب تحریک می‌باشند.

#### ۴-۱- اثر سختی خمشی شمع

برای بررسی اثر سختی خمشی شمع روی پاسخ آن حین گسترش جانبی، دو مدل عددی یکی با سختی خمشی شمع ( $EI$ )  $5$  برابر و دیگری با سختی خمشی شمع  $0.2$  برابر مدل آزمایشگاهی ایجاد

جدول ۵. پارامترهای مدل رفتاری PDMY انتخاب شده برای ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با  $D_r=25\%$  و  $D_r=50\%$   
 Table 5. Parameters of PDMY constitutive model for Firoozkuh sand no.161 with  $D_r=25\%$  and  $D_r=50\%$

Parameter	Values at $D_r=25\%$	Values at $D_r=50\%$	Unit
$\rho$	1.95	2.0	$\text{ton}/\text{m}^3$
$G_{\max}$	$4.0 \times 10^4$	$5.0 \times 10^4$	$\text{kPa}$
$B_{\max}$	$8.67 \times 10^4$	$10.83 \times 10^4$	$\text{kPa}$
$\varphi$	29	32	deg
$\varphi_{CT}$	27	27	deg
$c_1$	0.21	0.07	—
$d_1$	0	0.4	—
$d_2$	0	2.0	—
$l_1$	10	10	$\text{kPa}$
$l_2$	0.02	0.01	—
$l_3$	1	1	—



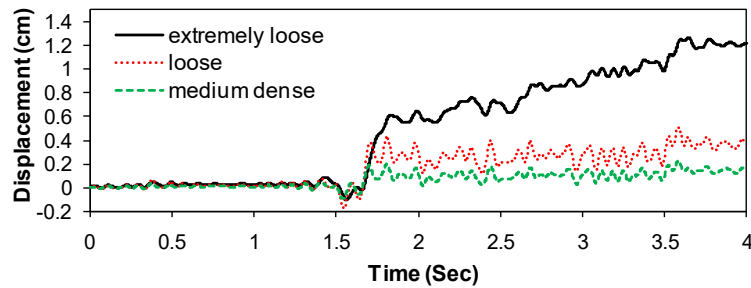
شکل ۱۲. مقایسه تاریخچه زمانی فشار آب حفره‌ای اضافی خاک در میدان آزاد مدل در ماسه‌های با دانسیته نسبی متفاوت  
 Fig. 12. Comparison of time histories of excess pore water pressure in free field for sands with different relative densities

۵۰٪ که به ترتیب نماینده ماسه با تراکم کم و متوسط بودند در مدل عددی شبیه‌سازی و نتایج با حالت بسیار سست ( $D_r=15\%$ ) مقایسه گردید. پارامترهای مدل رفتاری PDMY برای ماسه‌های با دانسیته نسبی ۲۵٪ و ۵۰٪ در جدول ۵ خلاصه شده‌اند. شایان ذکر است پارامترهایی که در این جدول بیان نشده‌اند، مقداری برابر با مقدار متناظر بیان شده در جدول ۳ دارند. در شکل ۱۲ تاریخچه‌زمانی فشار آب حفره‌ای اضافی خاک در میدان آزاد مدل برای ماسه‌های با دانسیته‌های نسبی متفاوت با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همانطور که

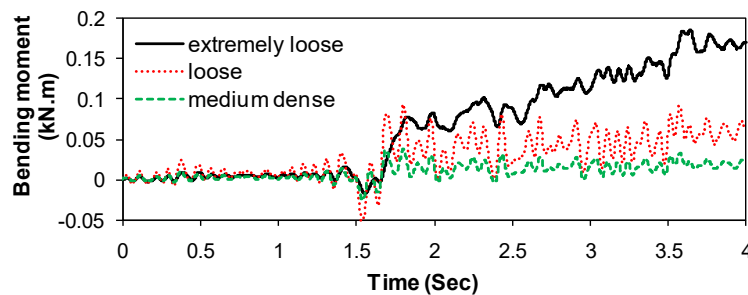
شمع‌های با سختی خمشی متفاوت با یکدیگر مقایسه شده است. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که با افزایش سختی شمع، میزان بیشینه لنگر خمشی در حدود ۱۰٪ افزایش و با کاهش سختی شمع، میزان بیشینه لنگر خمشی شمع حدود ۵٪ کاهش یافته است.

#### ۲-۴- اثر دانسیته نسبی خاک

به منظور بررسی اثر دانسیته نسبی خاک روی پاسخ شمع حین گسترش جانبی، دو خاک ماسه‌ای با دانسیته نسبی ( $D_r$ ) ۲۵٪ و



شکل ۱۳. مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع در ماسه‌های با دانسیته نسبی متفاوت  
 Fig. 13. Comparison of time histories of pile cap displacement in sands with different relative densities



شکل ۱۴. مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی شمع در ماسه‌های با دانسیته نسبی متفاوت  
 Fig. 14. Comparison of time histories of bending moment at the bottom of piles in sands with different relative densities

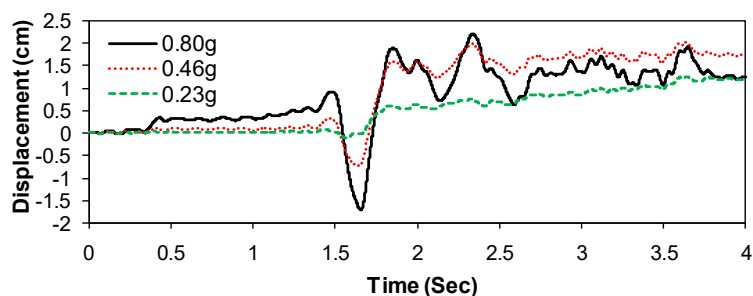
خمشی از حدود  $0.1186 \text{ kN.m}$  به  $0.092 \text{ kN.m}$  و  $0.038 \text{ kN.m}$  کاهش یافته است که به ترتیب معادل  $50\%$  و  $79\%$  کاهش می‌باشد. این روند کاهشی لنگر خمشی شمع با افزایش تراکم خاک، با توجه به روند کاهشی مشاهده شده در خصوص جابجایی شمع با افزایش تراکم خاک نیز قابل انتظار می‌باشد.

#### ۴-۳- اثر بیشینه شتاب تحریک

به منظور بررسی اثر بیشینه شتاب تحریک بر پاسخ گروه شمع، شتاب وارده به مدل آزمایشگاهی، یکبار ۲ برابر و یکبار  $3/5$  برابر شده و به مدل عددی اعمال گردید. بدین ترتیب با توجه به اینکه دامنه حداکثر شتاب تحریک در مدل آزمایشگاهی حدود  $0.23g$  می‌باشد، مدل تحت شتاب تحریک  $0.46g$  و  $0.80g$  قرار گرفته است. در شکل ۱۵ نتایج تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع به ازای دامنه شتاب‌های تحریک مختلف ترسیم شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می‌شود، افزایش شتاب ورودی باعث افزایش جابجایی کلاهک شمع می‌گردد به صورتیکه با افزایش شتاب ۲ و  $3/5$  برابر، بیشینه

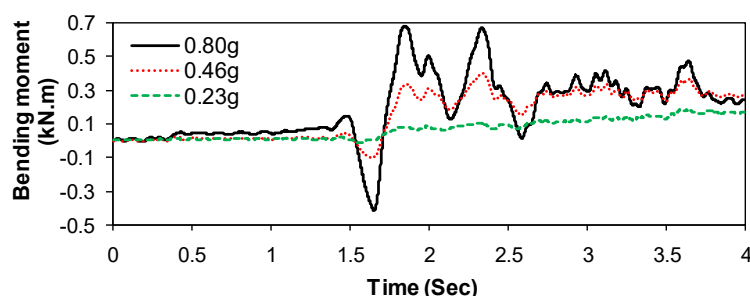
ملاحظه می‌شود مطابق انتظار با افزایش دانسیته نسبی ماسه، فشار آب حفره‌ای حین لرزش افزایش کمتری را نشان می‌دهد. در شکل ۱۳ تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع برای ماسه‌های با دانسیته نسبی مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همانطور که می‌شود، در حالت ماسه بسیار سست، گروه شمع جابجایی بسیار بیشتری را نسبت به خاک‌های متراکم‌تر تجربه می‌نماید که دلیل آن نیز افزایش میزان جابجایی جانبی خاک روانگرا در میدان آزاد با کاهش تراکم نسبی است. در این خصوص شایان ذکر است که با افزایش تراکم خاک از حالت بسیار سست به حالت‌های تراکم کم و متوسط، جابجایی کلاهک گروه شمع از حدود  $1/26$  سانتی متر به ترتیب به حدود  $0.50$  سانتی متر و  $0.22$  سانتی متر کاهش پیدا کرده است که به ترتیب معادل  $60\%$  و  $82\%$  کاهش می‌باشد.

در شکل ۱۴ تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی در شمع‌های مدل برای ماسه‌های با دانسیته نسبی مختلف مقایسه شده‌اند. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، تغییر در دانسیته نسبی خاک اثر محسوسی روی لنگر خمشی تکیه‌گاهی شمع دارد. با افزایش تراکم ماسه از حالت بسیار سست به تراکم کم و متوسط میزان لنگر



شکل ۱۵. مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی کلاهک شمع با تغییر در بیشینه شتاب تحریک

Fig. 15. Comparison of time histories of pile cap displacement in sands with maximum acceleration of input motion



شکل ۱۶. مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی شمع با تغییر در بیشینه شتاب تحریک

Fig. 16. Comparison of time histories of bending moment at the bottom of piles with maximum acceleration of input motion

۳/۶ برابر افزایش یافته است.

#### ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله از تحلیل المان محدود سه‌بعدی همبسته خاک-سیال با بکارگیری نرم افزار OpenSees، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک گروه شمع تحت گسترش جانبی ناشی از روانگرایی استفاده شد. نتایج تحلیل عددی با نتایج ثبت شده در مدل فیزیکی مقایسه شد و مورد بحث قرار گرفت و در پایان یک مطالعه پارامتری بر روی متغیرهای حاکم بر پاسخ گروه شمع صورت گرفت. خلاصه‌ای از مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده از این تحقیق در ادامه ارائه شده است:

۱- روند تولید فشار آب حفره‌ای اضافی در خاک نشان می‌دهد که روانگرایی در اعماق سطحی در لحظات ابتدایی لرزش آغاز شده است، لکن روانگرایی در اعماق پایین‌تر تقریباً در اواسط لرزش رخ داده است. مدل عددی به‌خوبی توانسته است روند تولید فشار آب حفره‌ای اضافی در خاک را در اعماق مختلف شبیه‌سازی نماید.

۲- شتاب‌های خاک در میدان آزاد مدل نشان از تطابق خوب میان نتایج مدل‌سازی عددی و فیزیکی دارد، به طوری‌که همزمان با

جابجایی کلاهک شمع در مدل اصلی از حدود ۱/۲۶ سانتی متر به ترتیب به حدود ۲/۰۲ سانتی متر و ۲/۲۱ سانتی متر افزایش یافته است. شایان ذکر است که میزان تفاوت جابجایی کلاهک شمع در مدل‌های مختلف تا قبل از وقوع روانگرایی کاملاً مشخص است ولی پس از وقوع روانگرایی، میزان تفاوت در جابجایی کلاهک شمع با افزایش بیشینه شتاب تحریک کمتر شده است. در شکل ۱۶ نیز تاریخچه زمانی لنگر خمشی تکیه‌گاهی در شمع‌های مدل در حالت‌های بیشینه شتاب تحریک متفاوت با هم مقایسه شده‌اند. به طور کلی تاریخچه زمانی لنگر خمشی نیز روند مشابهی را با موارد مشاهده شده برای جابجایی کلاهک شمع نشان می‌دهد. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۱۶ می‌توان دریافت که تغییر در بیشینه شتاب تحریک اثر قابل توجهی روی مقدار لنگر خمشی شمع دارد. به گونه‌ای که میزان بیشینه لنگر خمشی شمع برای مدل با شتاب ورودی اولیه (۰/۲۳g)، شتاب ۲ برابر و شتاب ۳/۵ برابر به ترتیب برابر با ۰/۱۸۶ kN.m، ۰/۴۰۳ kN.m و ۰/۶۷۷ kN.m است. به عبارت دیگر با افزایش بیشینه شتاب تحریک ورودی به ۲ و ۳/۵ برابر مقدار اولیه، میزان بیشینه لنگر خمشی در شمع به ترتیب به مقدار ۲/۲ و

## مراجع

- [1] Hamada, M., Isoyama, R., Wakamatsu, K., "Liquefaction induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities," *Soils and Foundations*, January (Special Issue), 1996, pp. 81-97.
- [2] Bardet, J.P., Kapuskar, M., "Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 119(3), 1993, pp. 543-562.
- [3] Tokimatsu, K., Mizuno, H., Kakurai, M., "Building damage associated with geotechnical problems," *Soils and Foundations*, January (Special Issue), 1996, pp. 219-234.
- [4] Tokimatsu, K., Asaka, Y., "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake," *Special Issue of Soils and Foundations*, 1988, pp. 163-177.
- [5] Eberhard, M., Baldridge, S., Marshal, J., Monney, W., Rix, J., "The Mw 7.0 Haiti earthquake of January 12," *USGS/EERI Advance Reconnaissance Team*, Team report, February 23, vol. 1.1, 2010.
- [6] Tokimatsu, K., Tamura, S., Suzuki, H., Katsumata, K., "Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake," *Soils and Foundations*, 52(5), 2012, pp. 956-974.
- [7] Newmark, N. M., "Effects of earthquakes on dams and embankments," *Geotechnique*, vol. 2, 1965, pp. 139-159.
- [8] Towhata, I., "Nature of lateral soil movement induced by earthquake liquefaction," in *Seminar on Seismic Design*, 1991.
- [9] Toyota, H., Towhata, I., Imamura, S., Kudo, K., "Shaking table tests on flow dynamics in liquefied slope," *Soils Foundations*, vol. 44, 2004, pp. 67-84.
- [10] He, L., Elgarni, A., Abdoun, T., "Liquefaction-Induced Lateral Load on Pile in a Medium  $D_r$  Sand Layer," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 13, 2009, pp. 916-938.
- [11] Motamed, R., Sesov, V., Towhata, I., Anh, N. T., "Experimental Modeling of Large Pile Groups in

وقوع روانگرایی و از دست رفتن مقاومت برشی خاک، دامنه شتاب خاک در مدل عددی همانند مدل فیزیکی کاهش یافته و محتوی فرکانسی شتاب خاک نیز دچار تغییر می‌گردد.

۳- روند افزایشی جابجایی کلاhek شمع در مدل عددی حین گسترش جانبی به خوبی پیش‌بینی شده است ولی مقدار بیشینه جابجایی کلاhek شمع در مدل عددی در انتهای لرزش اندکی کمتر از مدل فیزیکی بدست آمده است.

۴- مدل عددی بکار گرفته شده با دقت قابل قبولی روند تغییرات لنگر خمشی در شمع‌ها با عمق و بخصوص بیشینه لنگر خمشی در شمع‌های مدل را شبیه‌سازی نموده است. مطابق انتظار بیشینه لنگر خمشی منفی در شمع‌های مدل در نزدیکی کلاhek شمع و بیشینه لنگر خمشی مثبت در نزدیکی کف مدل مشاهده گردید.

۵- نتایج بدست آمده از مدل‌سازی عددی نشان می‌دهد که در یک گروه شمع سه تایی با آرایش مثلثی، مقدار بیشینه لنگر خمشی ناشی از گسترش جانبی در شمع‌های پایین دست شیب حدود ۷۰٪ بیشتر از شمع بالادست است که علت آن حرکت جانبی خاک روانگرا به سمت پایین دست شیب و در نتیجه از دست رفتن تکیه گاه جانبی در شمع‌های پایین دست است. این روند در مدل آزمایشگاهی نیز مشاهده شده است.

۶- نتایج مطالعه پارامتری نشان می‌دهد که با ۰/۲ برابر کردن سختی خمشی شمع‌های مدل عددی، میزان جابجایی کلاhek شمع حدود ۹٪ افزایش داشته و ۵ برابر کردن سختی خمشی شمع‌ها نیز موجب کاهش جابجایی در حدود ۱۵٪ شده است. بیشینه لنگر خمشی در شمع نیز با افزایش سختی شمع‌ها در حدود ۱۰٪ افزایش و با کاهش سختی، حدود ۵٪ کاهش یافته است.

۷- با افزایش تراکم ماسه از حالت بسیار سست به حالت‌های تراکم کم و متوسط، جابجایی کلاhek گروه شمع به ترتیب حدود ۶۰٪ و ۸۲٪ کاهش یافته است. در این خصوص میزان کاهش بیشینه لنگر خمشی در شمع به ترتیب حدود ۵۰٪ و ۷۹٪ می‌باشد.

۸- تغییر در بیشینه شتاب تحریک اثر قابل توجهی روی مقدار لنگر خمشی شمع دارد. به گونه‌ای که با افزایش بیشینه شتاب تحریک به ۲ و ۳/۵ برابر مقدار اولیه، میزان بیشینه لنگر خمشی در شمع به ترتیب ۲/۲ و ۳/۶ برابر افزایش یافته است.

- Dynamics and Earthquake Engineering, 28(6), 2008, pp. 436-452.
- [20] Cheng, Z., Jeremic, B., "Numerical Modeling and simulation of pile in liquefiable soil," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 29, 2009, pp. 1405-1416.
- [21] Manzari, M. T., Dafalias, Y. F., "A critical two-surface plasticity model for sands," Geotechnique, 47(2), 1997, pp. 255-272.
- [22] Dafalias, Y. F., Manzari, M. T., "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects," Journal of Engineering Mechanics, 130(6), 2004, pp. 622-634.
- [23] Rahmani, A., Pak, A., "Dynamic behavior of pile foundations under cyclic loading in liquefiable soils," Computers and Geotechnics, vol. 40, 2012, pp. 114-126.
- [24] Li, G., Motamed, R., "Finite element modelling of soil-pile response subjected to liquefaction-induced lateral spreading in a large-scale shake table experiment," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 92, 2017, pp. 573-584.
- [25] Haeri, S. M., Kavand, A., Asefzadeh, A., Rahmani, I., "Large scale 1-g shake table model test on the response of a stiff pile group to liquefaction induced lateral spreading," Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013, Paris.
- [26] Mazzoni, S., McKenna, F., Fenves, G. L., "Open system for earthquake engineering simulation," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2006.
- [27] McKenna, F., Scott, M., Fenves, G., "Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition," Journal of Computational Civil Engineering, 24(1), 2010, pp. 95-107.
- [28] Biot, M., "Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid," The Journal of the Acoustical Society of America, vol. 28, 1956, pp. 168-191.
- [29] Haeri, S. M., Kavand, A., Raisianzade, J., Padash, Sloping Ground Subjected To Liquefaction-Induced Lateral Flow: 1-G Shaking Table Tests," Soils and Foundations, 2010, vol. 50, pp. 261-279.
- [12] Haeri, S. M., Kavand, A., Rahmani, I., Torabi, H., "Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 38, 2012, pp. 25-45.
- [13] Kavand, A., Haeri, S. M., Rahmani, I., Ghalandarzadeh, A., Bakhshi, A., "Study of the behavior of pile groups during lateral spreading in medium dense sands by large scale shake table test," International Journal of Civil Engineering, 12(3-B), 2014, pp. 186-203.
- [14] Abdoun, T., Dobry, R., O'Rourke, T., Goh, S.H., "Pile response to lateral spreads: centrifuge modeling," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(10), 2003, pp. 869-878.
- [15] Imamura, S., Hagiwara, T., Tsukamoto, Y., Ishihara, K., "Response of pile groups against seismically induced lateral flow in centrifuge model tests," Soils and Foundations, 44(3), 2004, pp. 39-55.
- [16] Brandenberg, S., Boulanger, R., Kutter, B., Chang, D., "Behaviour of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge test," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(11), 2005, p.p 1378-1391.
- [17] Gonzalez, L., Abdoun, T., Dobry, R., "Effect of soil permeability on centrifuge modeling of pile response to lateral spreading," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 35(1), 2009, p.p 62-73.
- [18] Cubrinovski, M., Uzouka, R., Sugita, H., Tokimatsu, K., "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), 2007, p.p. 421-435.
- [19] Uzouka, R., Cubrinovski, M., Sugita, H., Sato, M., "Prediction of pile response to lateral spreading by 3-D soil-water coupled dynamic analysis: Shaking in the direction perpendicular to ground flow," Soil

- [31] He, L., Ramirez, J., Lu, J., Tang, L., Elgamal, A., Tokimatsu, K., "Lateral spreading near deep foundations and influence of soil permeability," Canadian Geotechnical Journal, 54(6), 2017, pp. 846-861.
- [32] Bayat, M., and Ghalandarzadeh, A., "Stiffness degradation and damping ratios of sand-gravel mixtures under saturated state," International Journal of Civil Engineering, 2017, <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0274-8>.
- H., Rahmani, I., Bakhshi, A., "Observations from a large scale shake table test on a model of existing pile-supported marine structure subjected to liquefaction induced lateral spreading," in Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014, Istanbul.
- [30] Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., "Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 22, 2002, pp. 259-271.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Kavand, A. Sadeghi Meibodi, 3-Dimensional Numerical Modelling of Pile Group Response to Liquefaction-induced Lateral Spreading, Amirkabir J. Civil Eng., 52(5) (2020) 1061-1078.

DOI: [10.22060/ceej.2018.15184.5848](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.15184.5848)

