



An Investigation of the Dilation Effect of Soil on Liquefaction-Induced Settlement

M. H. Nakhaee, A. Bazrafshan Moghaddam*

Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

ABSTRACT: In this paper, the effect of the amount of dilation angle on the settlement of the structure due to the occurrence of liquefaction has been investigated. In this research, the dilation effect related to the density and confining stresses during liquefaction on structural settlement is investigated using OpenSEES. Therefore, a sand layer with different dilation angles and surface load is considered. The numerical model presented in this research calculated the excess pore water pressure based on fully coupled effective stress analysis during seismic loading. Model parameters were selected and verified using the results of VELACS centrifuge tests. The results showed that by increasing the dilation angle, the pore water pressure decreases, and the liquefaction-induced settlements decrease. The decreasing trend of settlement with increasing dilation angle tends to a constant value, so that at high densities with increasing dilation angle, little changes in the settlement were observed. Also, the dilation angle was calculated based on the pre-shear mean effective stresses and compared with the dilation angle caused by the stresses during liquefaction. The comparison shows that for relative densities less than 60%, the dilation angle obtained from pre-shear effective stress is more than the confining stress-based method during liquefaction.

Review History:

Received: Jan. 13, 2020

Revised: Jan. 31, 2020

Accepted: Jan. 13, 2020

Available Online: Feb. 15, 2021

Keywords:

Liquefaction

Settlement

Sand

Dilation

OpenSEES

1. INTRODUCTION

Theoretical and field studies have shown that there are three types of factors that control soil liquefaction, including seismic parameters, ground conditions, and soil parameters, and a total of 22 parameters affecting soil liquefaction have been identified, the most important of which is relative density [1]. In this study, with the change of relative density, the effect of dilation angle on the structural settlement during liquefaction has been investigated. Due to the uncertainty in calculating the dilation angle and the lack of relationships and resources in this field, the effect of the dilation parameter by considering the effect of effective stresses has not been properly considered, which is addressed in this study.

2. THEORY

In the present study, the saturated soil system is modeled based on the two-phase system based on Biot theory for porous media. The soil was modeled using Young's multi-yield model for liquefied soils using OpenSEES software. In this method, simulation based on the cumulative shear strain mechanism due to liquefaction in clean sand is emphasized. Special attention has also been paid to dilation under cyclic loading. Based on what has been accepted in classical plasticity theory, it is assumed that the behavior of materials is linear and isotropic, and nonlinearity and anisotropy are

the results of plasticity. The yield function used in this study is in the form of conical surfaces in a stressful environment, the tip of which is along the hydrostatic axis [2].

2.1. Dilation angle

The dilation angle is calculated based on two relations. The first equation is the one proposed by Schanz & Vermeer [3] in which the maximum stresses that occur in the soil profile during liquefaction occurrence are calculated to obtain the maximum liquefaction-resistant dilation angle. Based on this, the dilation angle is determined according to an inherent property of the soil, namely the porosity ratio, as well as the main principal stresses in the soil, i.e., σ_1 and σ_3 . These parameters, as well as relative density, are also the most important factors affecting liquefaction. At an initial value of the ratio of porosity or relative density, ψ decreases with σ_3 increasing. Therefore, the dilation angle is a function of relative density and confining stresses. The shear behavior of sand under drained shear conditions, at constant vertical pressure, is similar to triaxial conditions [3, 4]. The proposed Schanz & Vermeer relation for the dilation angle is as follows [3]:

$$\sin \Psi = \frac{I_R}{6.7 + I_R} \quad (1)$$

*Corresponding author's email: amir.bazrafshan@shahroodut.ac.ir



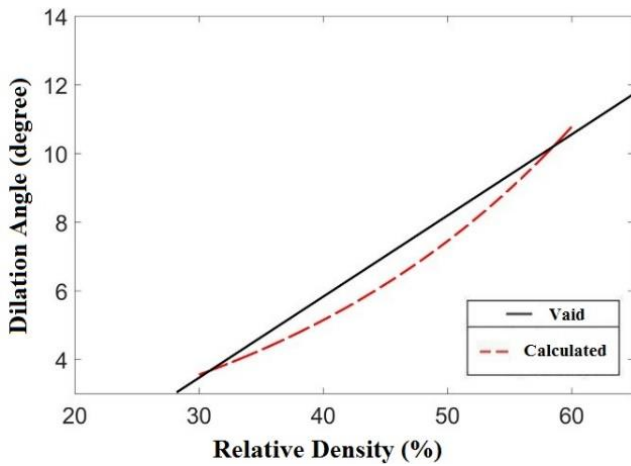


Fig. 1. Dilation angles in different relative densities of the middle soil layer at a depth of two meters below the foundation.

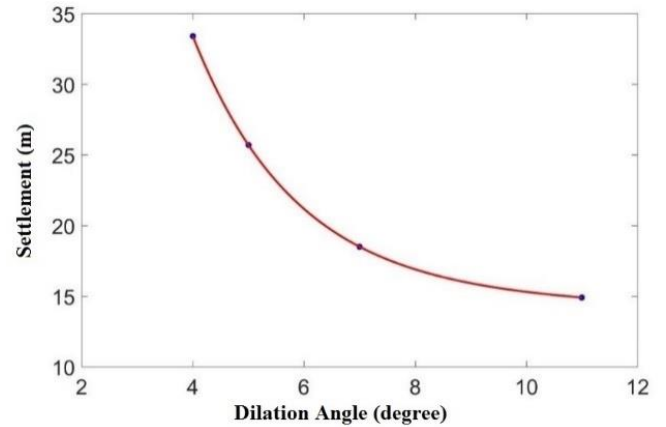


Fig. 2. Changes in the settlement in terms of dilation angle based on Eq. (2).

The second relation has been proposed by Cinicioglu and Abadkon [5] which is a newer relation and based on the average effective stress of the soil sample before shear and its relative density. The above researchers showed that the dilation angle has a direct and linear relationship with the soil effective stress before shear, which is as follows:

$$\tan \psi = \alpha_{\psi} \left(\frac{P'_i}{P_a} \right) + m_{\psi} I_D \quad (2)$$

3. MODELING

The soil used is saturated sandy soil with different relative densities. The parameters suggested by the OpenSEES Guide are not a function of soil compaction and are mostly based on the recommendations of Mazzoni *et al.* [6]. Therefore, to obtain density-dependent parameters, the research of Chen *et al.* [7] has been used. PDMY material model has been used for sand. The behavior of these materials is elastoplastic, which is used to simulate soil responses such as expansion and contraction under loading. In rapid dynamic loading, the stress-strain path is elastoplastic. Plasticity is based on the principle of multi-yield and with non-associative law to reproduce the effect of dilation. Yield surfaces are expressed according to the Drucker-Prager criterion. The model includes a profile with a height of 30 meters and a width of 100 meters. First, a dense layer with a thickness of one meter is considered on the ground surface to prevent the occurrence of liquefaction and therefore liquefaction occurs at depth. Then the liquefied soil layer with different relative densities with a thickness of 2 m is considered. The soil profile was affected by the 1995 Kobe earthquake with a maximum acceleration of 0.36 g. The only drainage from the soil surface is allowed. Lateral boundaries are absorbent and can move laterally. First, the model with the middle layer with a density of 30% is modeled and analyzed, then in other densities of 40, 50, and 60% to study the effect of these changes in relative

density and dilation on the settlement of structure and also excess pore water pressure and soil liquefaction. The rigid foundation is located in the middle of the model with a width of 10 meters and a linear load of 200 kN/m. The value of this load is selected according to the article by Vaid *et al.* [4]. The model includes 714 elements and 774 nodes. The elements used for the soil are Quadup type and the lateral boundaries of the Lysmer-Kuhlemeyer adsorbent have been used to prevent the interference of the return waves of the earthquake [8]. Foundation is modeled in two dimensions using the Beam-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF).

4. RESULTS AND DISCUSSION

Fig. 1 compares the diagram of changes in the angle of expansion versus density with the diagram of Wade *et al.* It was observed that the results of this numerical analysis are close to the graph obtained from the experiments of Wade *et al.* It should be noted that the dilation angle obtained in this study, unlike the method of Wade *et al.*, Depends on the density and all-round stresses and the difference between the two graphs is due to this.

Examining Fig. 2, it can be seen that at dilation angles of less than 7 degrees (relative densities less than 50%), the settlement has increased significantly and the slope of the settlement-dilation angle curve has become much steeper.

5. CONCLUSION

In this paper, the effect of the magnitude of dilation angle on the settlement of the structures due to the occurrence of liquefaction was investigated. The results of this study showed that with an increase of the dilation angle of the soil, settlement decreases but the decreasing trend of settlement is not linear and asymptotes towards a constant value. However, at high dilation angles, increasing the dilation angle led to slight changes in the settlement. Also, the dilation angles obtained during liquefaction showed that the increase in the dilation angle occurred with the reduction of the excess

pore water pressure and cyclic stresses, and as a result, the foundation settlement decreased. Since the angle of soil friction is a function of soil density, it follows a similar pattern to changes in density concerning settlement and the angle of dilation. Also, the dilation angle was calculated based on the mean effective stresses before the occurrence of liquefaction and was compared with the state during the occurrence of liquefaction. The results showed that for relative densities less than 60%, the dilation angle calculated based on the effective stresses before shear is greater than that of during liquefaction. Also, as the dilation angle increases, the rate and amount of settlement decrease.

REFERENCES

- [1] X.-W. Tang, J.-L. Hu, J.-N. Qiu, 2016. "Identifying significant influence factors of seismic soil liquefaction and analyzing their structural relationship". *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(7), pp. 2655-2663.
- [2] A. Elgamal, J. Lu, Z. Yang, 2005. "Liquefaction-induced settlement of shallow foundations and remediation: 3D numerical simulation". *J Earthq Eng*, 9(spec01), pp. 17-45.
- [3] T. Schanz, P. Vermeer, 1996. "Angles of friction and dilatancy of sand". *Geotechnique*, 46(1), pp. 145-151.
- [4] Y.P. Vaid, P. Byrne, J. Hughes, 1981. "Dilation angle and liquefaction potential", in: 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla.
- [5] O. Cinicioglu, A. Abadkon, 2015. "Dilatancy and friction angles based on in situ soil conditions". *J Geotech Geoenviron*, 141(4), pp. 06014019.
- [6] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, 2006. "OpenSees command language manual". Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- [7] Y.-w. Chen, X.-q. Liu, H.-j. Dai, 2010. "Free Field Analysis of Liquefiable Soils". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15, pp. 361-372.
- [8] J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer, 1969. "Finite dynamic model for infinite media". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), pp. 859-878.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

Nakhaee M. H. , Bazrafshan Moghaddam A. , *An Investigation of the Dilation Effect of Soil on Liquefaction-Induced Settlement*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(7) (2021) 679-690.

DOI: [10.22060/ceej.2021.17718.6650](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.17718.6650)





ارزیابی اثر اتساع خاک بر نشست ناشی از روانگرایی

محمدحسین نخعی، امیر بذرافشان مقدم*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۰/۲۳

بازنگری: ۱۳۹۹/۱۱/۱۲

پذیرش: ۱۳۹۹/۱۱/۱۲

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۱۱/۲۷

کلمات کلیدی:

روانگرایی

زاویه اتساع

ماسه

نشست

OpenSees

خلاصه: در پژوهش حاضر اثر اتساع با توجه به تنش‌های همه جانبه در لحظه روانگرایی و نیز تراکم نسبی بر نشست سازه با استفاده از نرم‌افزار OpenSees ارزیابی شده است. بدین منظور لایه‌ای ماسه‌ای با زاویه اتساع‌های مختلف و سربار اعمالی در نظر گرفته شده است. مدل ساخته شده در این پژوهش، بر اساس روش تجزیه و تحلیل وابسته تنش مؤثر، اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در طول بارگذاری لرزه‌ای را محاسبه می‌نماید. پارامترهای مدل با استفاده از نتایج آزمایشات سانتریفیوژ VELACS انتخاب و صحت‌سنجی شده‌اند. نتایج این ارزیابی نشان می‌دهد که با افزایش زاویه اتساع، فشار آب حفره‌ای کاهش و نشست‌های ناشی از روانگرایی کم می‌شود. روند کاهش نشست با افزایش زاویه اتساع به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند؛ تا جایی که در تراکم‌های بالا با افزایش زاویه اتساع، تغییرات کمی در نشست مشاهده می‌گردد. همچنین زاویه اتساع بر اساس تنش‌های مؤثر میانگین قبل از اعمال نیروهای برشی محاسبه شده و با زاویه اتساع ناشی از تنش‌های حین وقوع روانگرایی مقایسه شده است. مقایسه فوق نشان می‌دهد که برای تراکم‌های نسبی کمتر از ۶۰٪، زاویه اتساع بدست آمده از تنش مؤثر قبل از اعمال برش بیشتر از روش مبتنی بر تنش‌های همه جانبه حین روانگرایی می‌باشد

۱- مقدمه

لرزه‌ای خاک را کنترل می‌کنند که شامل پارامترهای لرزه‌ای، شرایط زمین و پارامترهای خاک می‌باشند. تنگ^۱ و همکاران [۲] بعد از دسته بندی و خلاصه کردن شاخص‌های تأثیر روانگرایی خاک از ۲۰۳ مقاله، ۲۲ شاخص تأثیرگذار بر روانگرایی خاک را شناسایی کردند که خلاصه آن در جدول ۱ آمده است.

مصلح دانه‌ای سست تحت بارهای لرزه‌ای اغلب تمایل به فشردگی دارند. در توده‌های اشباع به علت وجود سیال حفره‌ای، عدم زهکشی خاک و کوتاه بودن زمان بارگذاری، از تمایل کاهش حجم توده خاک دانه‌ای جلوگیری می‌شود، در نتیجه فشار سیال حفره‌ای افزایش می‌یابد و این افزایش فشار سیال حفره‌ای به کاهش تنش مؤثر و خصوصاً در خاک‌های بدون چسبندگی به کاهش مقاومت برشی منجر می‌شود. اصطلاحاً به این پدیده روانگرایی خاک گفته می‌شود که معمولاً با پدیده جوشش ماسه همراه است [۱]. پژوهش‌های تئوری و میدانی نشان دادند که سه دسته عامل وجود دارند که روانگرایی

مقایسه تعداد تکرار عوامل فوق نشان می‌دهد که چگالی نسبی خاک از جمله مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر روانگرایی خاک می‌باشد. لذا در این پژوهش با تغییر چگالی نسبی، اثر اتساع بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی بررسی شده است. تغییرشکل برشی خاک‌ها اغلب با تغییرات حجمی همراه است.

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: amir.bazrafshan@shahroodut.ac.ir

1 Tang

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لایسنس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لایسنس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



جدول ۱. پارامترهای تأثیرگذار بر روانگرایی [۲]

Table 1. Effective parameters on liquefaction

تعداد تکرار	عوامل مؤثر	تعداد تکرار	عوامل مؤثر
۴۰	جنس خاک	۱۶۵	شدت زلزله
۱۲۶	ذرات ریزدانه	۵۵	فاصله از مرکز لرزه
۱۱۵	اندازه ذرات	۱۳	جهت زلزله
۱۱	شکل ذرات	۲۹	فرکانس زلزله
۶۷	ترکیب ذرات	۹۴	مدت زلزله
۱۶۱	چگالی نسبی	۶۶	ضخامت لایه ماسه
۲۰	درجه اشباع	۱۵۹	عمق لایه ماسه
۷۸	شرایط زهکشی	۱۳۵	سطح آب زیرزمینی
۶۰	درجه تحکیم	۴۷	تاریخچه تنش
۱۹	نسبت تنش برشی	۱۱	بافت زمین
		۳۵	شکل زمین
		۵۳	سن نهشته

خطر روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای را بررسی کردند. در این پژوهش نشان داده شد که افزایش حجم ناشی از اتساع دانه‌های خاک ماسه‌ای متراکم موجب کاهش فشار آب حفره‌ای و افزایش تنش مؤثر می‌گردد. همچنین نشان دادند که نرخ افزایش اتساع وابسته به تراکم نسبی می‌باشد. لذا اتساع را به عنوان پارامتری مقاومتی در برابر روانگرایی معرفی کردند.

یکی از مشکلات ناشی از روانگرایی نشست‌های پس از وقوع آن می‌باشد که اغلب مخرب می‌باشند. الجمال و همکاران [۴] یک روش تحلیلی سه بعدی را به منظور بررسی نشست پی سطحی حین وقوع روانگرایی ارائه داده و در آن اثر تحکیم و افزایش نفوذپذیری بر نشست ناشی از روانگرایی را مورد بررسی قرار دادند. کارامیتروس^۴ و همکاران [۶] به محاسبه نشست دینامیکی پی‌های سطحی نواری و مستطیلی متکی بر خاک‌های روانگرا با یک لایه سطحی پرداختند و نشان دادند که با افزایش ضخامت و چسبندگی لایه سطحی رس، مقادیر نشست دینامیکی کاهش چشمگیری پیدا می‌کند. همچنین برای سادگی و استفاده سریع مهندسان، نمودارهای طراحی نیز ارائه گردید. ایوبی و پاک [۷] تغییرات نشست ناشی از روانگرایی را در پی‌های سطحی به صورت سه بعدی و با رویکرد عددی در نرم‌افزار OpenSees نشان دادند. کریمی و دشتی [۸، ۹] با مدل‌سازی سه بعدی یک

ماسه سست تمایل به کاهش حجم داشته و ماسه متراکم در عمل تنها زمانی قادر به تغییرشکل است که حجم آن افزایش یابد که این کار باعث سست شدن آن می‌شود. وید^۱ و همکاران [۳] از طریق آزمون‌های آزمایشگاهی برش مستقیم و سه محوری و گمانه در محل، زاویه اتساع و ارتباط آن با سایر پارامترها و پتانسیل روانگرایی را مورد بحث قرار دادند. با توجه به پژوهش‌های فوق مشخص گردید که زاویه اتساع یا نرخ گسترش ماسه در حین برش، وابسته به چگالی نسبی و فشار همه جانبه می‌باشد لذا مقاومت روانگرایی را نیز می‌توان بر حسب زاویه اتساع بیان نمود.

همچنین اتساع خاک و تغییرشکل‌های برشی در حین روانگرایی توسط الجمال^۲ و همکاران [۴] مورد بحث و بررسی قرار گرفت. نتایج این مطالعه نشان داد که در حین روانگرایی ماسه‌های تمیز، پدیده غالب شدن مقاومت برشی در مسیر برش-کرنش (که به عنوان یک فرم از تحرک سیکلی شناخته می‌شود) اهمیت زیادی در محدود کردن تغییرشکل‌های برش جانبی ناشی از شتاب زلزله دارد. مدل‌های رفتاری مربوط به این پدیده در تحلیل‌هایی از قبیل مکانیزم پاسخ خاک ضروری می‌باشد.

مداو و کریشنا^۳ [۵] اثر تراکم و اتساع شمع‌های دانه‌ای بر کاهش

1 Vaid
2 Elgamal
3 Madhav & Krishna

4 Karamitros

در معادله (۱)، M ماتریس جرم، U بردار جابه‌جایی فاز جامد، B ماتریس کرنش-جابه‌جایی، σ' ماتریس تنش مؤثر، Q اپراتور گرادیان و معادلات جریان، P بردار فشار آب حفره‌ای، S ماتریس تحکیم و H ماتریس نشت‌پذیری است. f^s و f^p اثرات بارهای خارجی و جریان مایعات هستند. خاک با استفاده از مدل چند صفحه‌ای یانگ برای خاک‌های روانگرا با کمک نرم‌افزار اجزاء محدود @OpenSees مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش بر شبیه‌سازی بر مبنای مکانیزم کرنش برشی تجمعی ناشی از روانگرایی در ماسه تمیز تأکید شده است. همچنین توجه ویژه‌ای بر اتساع تحت بارگذاری سیکنی شده است. براساس آنچه در تئوری پلاستیسیته کلاسیک مورد پذیرش قرار گرفته است، فرض می‌شود که رفتار مصالح، خطی و ایزوتروپیک بوده و غیرخطی شدن و غیرایزوتروپیک شدن در نتیجه پلاستیسیته است. تابع تسلیمی که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است به شکل سطوح مخروطی در محیط تنش است، که نوک این مخروط‌ها در امتداد محور هیدرواستاتیک است [۴].

۲-۱- محاسبه زاویه اتساع

مهم‌ترین بخش این پژوهش انتخاب یک زاویه اتساع مناسب است، به نحوی که بتواند رفتار اتساعی خاک در هنگام وقوع روانگرایی را در یک مدل دو بعدی تعیین کند. با توجه به اینکه ماهیت اتساع سه بعدی است، شبیه‌سازی رفتار اتساعی خاک در دو بعد از اهمیت خاصی برخوردار است. محققین زیادی نظیر بولتون^۲ [۱۱] روابطی را برای تعیین زاویه اتساع ارائه داده‌اند. اما اکثر روابطی که ارائه شده است یا وابسته به یک متغیر خاک مثل زاویه اصطکاک می‌باشد که دقت لازم برای باز تولید رفتار اتساعی خاک با توجه به تغییرات تنشی که در پروفیل خاک حین وقوع روانگرایی رخ می‌دهد را ندارد، و یا وابسته به کرنش حجمی خاک ارائه شده است که به دلیل اینکه در این پژوهش می‌بایست تغییرات نشست با توجه به تغییرات زاویه اتساع بدست آید، قابل استفاده نمی‌باشد.

در این پژوهش زاویه اتساع بر اساس دو رابطه محاسبه شده است. اولین رابطه، رابطه‌ای می‌باشد که توسط شانز و ورمیر^۳ [۱۲] ارائه شده است که در آن بیشترین تنش‌هایی که در پروفیل خاک حین وقوع روانگرایی رخ می‌دهد محاسبه شده تا حداکثر زاویه اتساع مقاوم

سازه بر روی یک خاک سه لایه، اثر پارامترهای سازه را بر نشست ناشی از روانگرایی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees بررسی کردند. برای مدل‌سازی رفتار خاک از مدل PDMY02 به همراه مدل چند صفحه‌ای یانگ استفاده شد و نشست سازه با توجه به تغییرات تراکم نسبی لایه روانگرا و ضخامت لایه روانگرا مورد ارزیابی قرار گرفت. ماکدو و بری^۱ [۱۰] نیز این اثرات را با استفاده از نرم‌افزار FLAC و مدل رفتاری PM4Sand بررسی کرده و ثابت کردند که مهم‌ترین پارامتر تأثیرگذار در نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی تراکم نسبی می‌باشد. همچنین نشان دادند که تأثیر ضخامت لایه روانگرا تا حد مشخصی از نشست ادامه می‌یابد و در ادامه از اثر این پارامتر کاسته می‌شود. با عنایت به موارد فوق مشخص می‌گردد که با توجه به عدم قطعیت موجود در محاسبه زاویه اتساع و کمبود روابط و منابع در این زمینه، حساسیت‌سنجی نسبت به تأثیر پارامتر اتساع با در نظر گرفتن اثر تنش‌های مؤثر بطور کافی صورت نگرفته است که در این پژوهش به آن پرداخته شده است.

۲-۲ تئوری و مدل‌سازی

در پژوهش حاضر سیستم خاک اشباع بر اساس سیستم دو فازی بر پایه تئوری بایوت برای محیط‌های متخلخل مدل‌سازی شده است. خاک شامل سه فاز مایع، جامد و گاز هست و به منظور تحلیل برای این ترکیب باید تعادل برای کل جرم رعایت شود. مجهولات در این مسأله تعادل شامل جابه‌جایی فاز مایع (u_s) ، جابه‌جایی فاز مایع نسبت به فاز جامد (u_f) و فشار فاز مایع است (P) . به منظور راحتی، می‌توان متغیرهایی که تأثیر کم و ناچیزی بر مسأله دارند را حذف نمود، به همین منظور با حذف جابه‌جایی فاز مایع نسبت به فاز جامد (u_f) تعداد معادلات مسأله تعادل به دو عدد کاهش می‌یابد. از آن جایی که با توجه به اولویت متغیرها، اول معادله جابه‌جایی فاز جامد و سپس معادله جابه‌جایی فاز مایع قرار دارد، بنابراین به این‌ها معادلات $(u_s - P)$ یا به اختصار معادلات $(u - P)$ می‌گویند که به صورت زیر است:

$$\begin{cases} M\ddot{U} + \int_V B^T \sigma' dV - QP - f^s = 0 \\ Q^T \dot{U} + HP + SP - f^p = 0 \end{cases} \quad (1)$$

2 Bolton
3 Schanz & Vermeer

1 Macedo & Bray

جدول ۲. مشخصات خاک مورد استفاده برای مدل PDMY [۱۵]
Table 2. Soil specifications for PDMY model

پارامتر	رابطه	$D_r = 30\%$	$D_r = 40\%$	$D_r = 50\%$	$D_r = 60\%$
$\rho (t / m^3)$	$2.11 D_r^{0.1567}$	۱/۷۵	۱/۸۲	۱/۸۹	۱/۹۵
$G_{max} (kPa)$	$G_r = 10500 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p_r^{0.4}$	۶۸۴۴۶	۷۲۶۲۸	۸۰۰۷۳	۸۳۲۲۸
$B_{max} (kPa)$	$B_r = G_r \frac{2(1 + \mu)}{3(1 - 2\mu)}$	۹۱۲۶۱	۱۱۰۲۸۶	۲۰۸۸۱۸	۳۸۸۳۹۸
$\phi (\circ)$	$\phi = 16.2 D_r + 25$	۲۹/۹	۳۱/۵	۳۳/۱	۳۴/۷
$\phi_{PT} (\circ)$	$\phi_{PT} = 16.2 D_r + 25$	۲۹/۹	۳۱/۵	۳۳/۱	۳۴/۷
$P_r (kPa)$	ثابت	۸۰	۸۰	۸۰	۸۰
γ_{max}	ثابت	۰/۱	۰/۱	۰/۱	۰/۱
N	ثابت	۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۵
c	$c = 0.0288 D_r^{-1.4172}$	۰/۱۵۹	۰/۱۰۵	۰/۰۷۷	۰/۰۵۹
d_1	$d_1 = 1.147 D_r - 0.2454 \geq 0$	۰/۰۹۹	۰/۲۱۳	۰/۳۲۸	۰/۴۴۲
d_2	$d_2 = 6.9686 D_r - 1.7187 \geq 0$	۰/۳۷	۱/۰۷	۱/۷۶	۲/۴۶
l_1	$l_1 = 10 (D_r < 65\%)$ $l_1 = -35.484 D_r + 32.5 (D_r \geq 65\%)$	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰
l_2	$l_2 = -0.0154 \ln(D_r) - 0.0012$	۰/۰۱۷۳	۰/۰۱۳۰	۰/۰۰۹۵	۰/۰۰۶۶
l_3	$l_3 = 1 (D_r \leq 85\%)$ $l_3 = 0 (D_r > 85\%)$	۱	۱	۱	۱
$k (\frac{m}{s} \times 10^{-5})$	-	۷/۰۵	۵/۹۸	۵/۰۳	۴/۳۰
e	-	۰/۷۶	۰/۷۳	۰/۶۸	۰/۶۶
μ	-	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴

که پارامتر I_R در رابطه فوق به صورت زیر بدست می‌آید:

$$I_R = I_D (10 - \ln P) - 1 \quad (۳)$$

در رابطه فوق P تنش سه محوری بر حسب کیلوپاسکال می‌باشد و بصورت رابطه زیر بدست می‌آید:

$$P = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (۴)$$

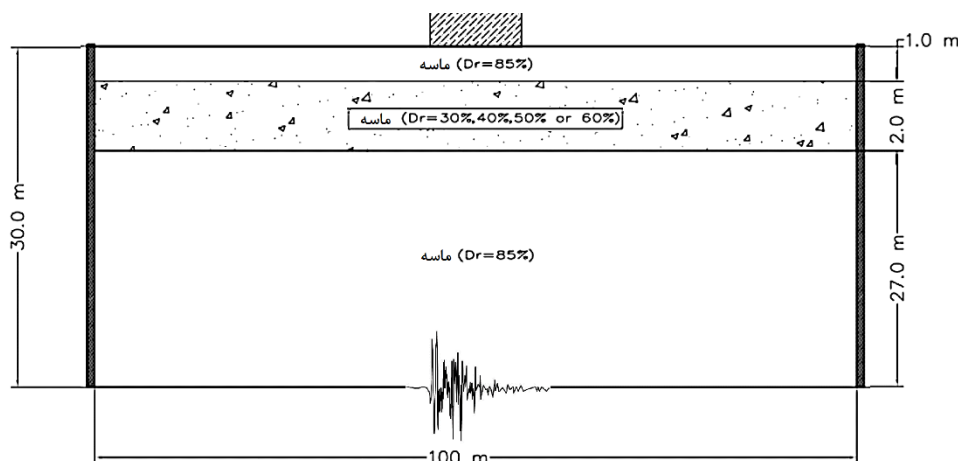
و I_D برابر است با:

$$I_D = D_r / 100 \quad (۵)$$

رابطه دوم توسط اوزر و آبادکان [۱۳] پیشنهاد گردیده است که رابطه جدیدتری بوده و بر اساس آن، زاویه اتساع بر حسب تنش مؤثر متوسط نمونه خاک قبل از اعمال برش و چگالی نسبی آن محاسبه

در برابر روانگرایی بدست آید. بر این اساس زاویه اتساع با توجه به یک خصوصیت ذاتی خاک یعنی نسبت تخلخل و همچنین تنش‌های اصلی همه جانبه در خاک یعنی σ_1 و σ_3 تعیین می‌شود. همچنین این پارامترها، یعنی چگالی نسبی و تنش اصلی همه جانبه از مهمترین فاکتورهای مؤثر بر روانگرایی نیز می‌باشند. در یک مقدار اولیه نسبت تخلخل یا تراکم نسبی، با افزایش σ_3 ، کاهش می‌یابد. در نتیجه زاویه اتساع تابعی از تراکم نسبی و فشار همه جانبه است. رفتار برشی ماسه تحت شرایط برشی زهکشی شده، در فشار عمودی σ_{v0} ثابت، مشابه شرایط سه محوری است [۳، ۱۲]. رابطه پیشنهادی شانز و ورمییر برای زاویه اتساع بصورت زیر می‌باشد [۱۲]:

$$\sin \Psi = \frac{I_R}{6.7 + I_R} \quad (۲)$$



شکل ۱. نمای کلی مدل خاک
Fig. 1. Schematic of soil model

جدول ۳. مشخصات میراگرهای مرزهای جاذب
Table 3. Specifications of dampers of absorbant boundaries

نوع خاک	$D_r = 30\%$	$D_r = 40\%$	$D_r = 50\%$	$D_r = 60\%$
$C_s (t/m^2s)$	۳۴۶	۳۶۴	۳۸۹	۴۰۳
$C_p (t/m^2s)$	۸۴۸	۸۹۱	۹۵۳	۹۸۷

[۱۴] می‌باشند. لذا برای بدست آوردن پارامترهای وابسته به تراکم از پژوهش چن^۲ و همکاران [۱۵] استفاده شده که در جدول ۲ ارائه شده است. برای خاک ماسه از مدل رفتاری PDMY³ استفاده شده است. رفتار این مصالح الاستوپلاستیک است که برای شبیه‌سازی پاسخهای خاک از قبیل اتساع، انقباض و غیره تحت بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرد. در بارگذاری سریع دینامیکی واکنش تنش- کرنش الاستوپلاستیک است. پلاستیستیه بر اساس اصل چند صفحه‌ای و همراه با قانون شرکت‌ناپذیری جریان است تا اثر اتساع را بازتولید کند. سطوح تسلیم نیز بر اساس معیار دراگر-پراکر بیان شده‌اند.

که ρ_{max} چگالی خاک، G_{max} بیشینه اضافه فشار آب حفره‌ای نسبت به فشار P_r ، B_{max} بیشینه مدول بالک به نسبت مقدار P_r ، ϕ زاویه اصطکاک، ϕ_{pT} زاویه فاز انتقال یا مرز میان اتساع و انقباض، P_r فشار همه جانبه مرجع، γ_{max} آستانه کرنش گسیختگی مربوط به روانگرایی، N ضریب وابسته به فشار، c پارامتر انقباض، d_1 و d_2 پارامترهای اتساع، l_1 ، l_2 و l_3 پارامترهای روانگرایی، k ضریب نفوذپذیری، e نسبت تخلخل خاک و در نهایت μ ضریب پواسون

می‌گردد. پژوهشگران فوق نشان دادند که زاویه اتساع رابطه مستقیم و خطی با تنش مؤثر خاک قبل از اعمال نیروی برشی داشته که بصورت زیر می‌باشد:

$$\tan \psi = \alpha_{\psi} \left(\frac{P'_i}{P_a} \right) + m_{\psi} I_D \quad (۶)$$

که در رابطه فوق، α_{ψ} ثابت خاک مربوط به تأثیر تنش بر اتساع، P'_i تنش مؤثر میانگین قبل از اعمال برش، P_a فشار اتمسفر، m_{ψ} ضریب برازش تراکم نسبی (I_D) می‌باشد. برای اغلب خاک‌ها، مقدار m_{ψ} برابر ۰/۳۵ و مقدار α_{ψ} برابر ۰/۰۶- تعیین شده است [۱۳]. در این پژوهش مقدار زاویه اتساع با توجه به رابطه (۲) و (۶) تعیین گردیده و با هم مقایسه شده است.

۳- مشخصات مدل

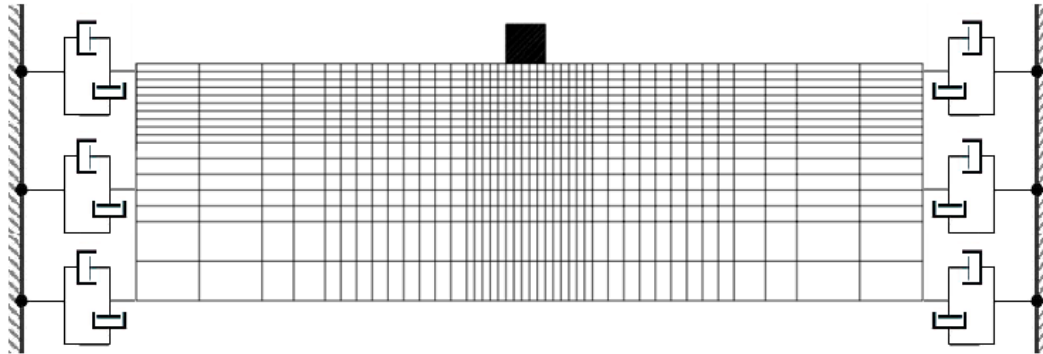
خاک مورد استفاده، خاک ماسه‌ای اشباع در تراکم‌های مختلف است. پارامترهای پیشنهاد شده توسط راهنمای OpenSees تابعی از تراکم خاک نیستند و بیشتر بر اساس توصیه‌های مازونی^۱ و همکاران

2 Chen
3 PressureDependMultiYield

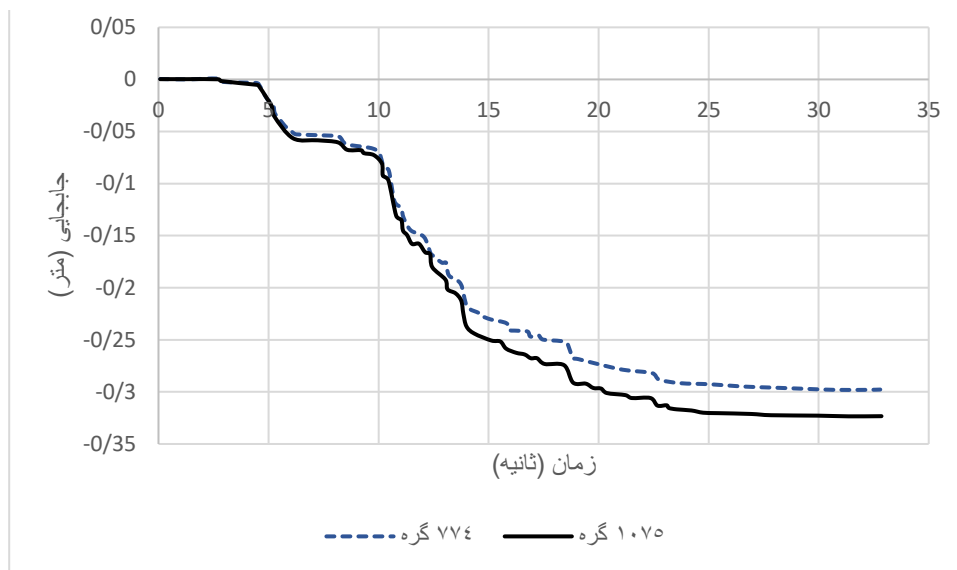
1 Mazzoni

جدول ۴. مشخصات فنرهای وینکлер
Table 4. Specifications of Winkler springs

فاصله فنرها در نقاط میانی	فاصله فنرها در نقاط کناری	نسبت طول انتهایی	ضریب پواسون	مدول یانگ
m	m	%		MPa
۰/۱۰۶	۰/۰۲۷	۱۲	۰/۳۵	۴۵



شکل ۲. مش بندی مدل
Fig. 2. Model mesh

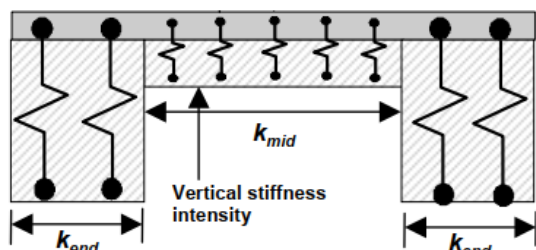


شکل ۳. مقایسه تأثیر تعداد گره‌های مدل بر نتایج
Fig. 3. Comparison of the effect of the number of model nodes on the results

شده است. پروفیل خاک فوق تحت اثر زلزله کوبه^۱ 1995 با بیشینه شتاب $g/۰/۳۶$ قرار گرفته است. نمونه از مرزها اجازه زهکشی نداشته و تنها امکان زهکشی از سطح خاک فراهم می‌باشد. مرزهای جانبی جاذب بوده و توانایی جابه‌جایی در جوانب را دارند. ابتدا مدل با لایه میانی با تراکم ۳۰ درصد مدل‌سازی شده است و مورد تحلیل و بررسی

1 Kobe

خاک می‌باشند [۱۵].
مدل شامل یک پروفیل با ارتفاع ۳۰ متر و عرض ۱۰۰ متر است. ابتدا یک لایه متراکم ($D_r = 85\%$) با ضخامت یک متر در سطح زمین در نظر گرفته شده است تا امکان وقوع روانگرایی نداشته باشد و روانگرایی در عمق رخ دهد. سپس لایه خاک روانگرا با چگالی نسبی‌های متفاوت به ضخامت ۲ متر همانند شکل ۱ در نظر گرفته

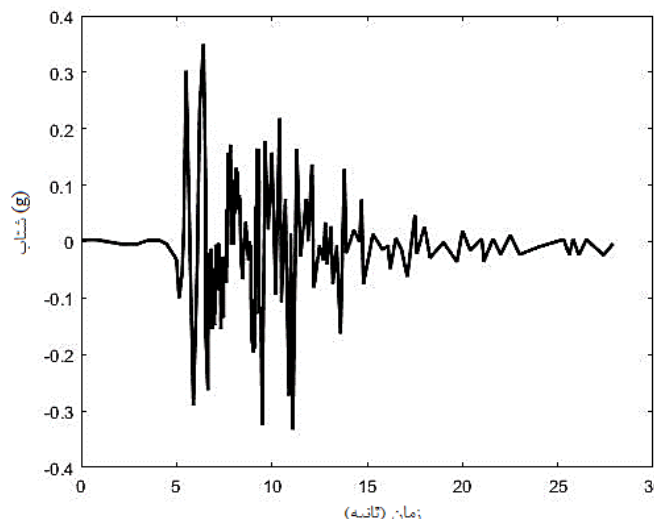


شکل ۵. فنرهای زیر فونداسیون با سختی مختلف [۱۷]
 Fig. 5. Springs of foundation with different stiffness

(BNWF) مدل شده است. مدل شماتیک پی و نحوه قرارگیری فنرها در زیر فونداسیون و سختی این فنرها در شکل ۵ نشان داده شده است. مصالح به کار رفته در این روش از نوع غیر نرم‌شونده کرنشی بوده و الاستیک است. همان‌گونه که در شکل ۵ نشان داده شده است فنرهای کناری دارای سختی بیشتری نسبت به فنرهای مرکزی می‌باشند که بر اساس مطالعات ریچودهایری و هاجینسون^۱ [۱۷] انتخاب شده است که مشخصات آن در جدول ۴ آورده شده است.

۴- صحت‌سنجی

به منظور صحت‌سنجی مدل، از نتایج آزمایشگاهی VELACS² شماره یک [۱۹] استفاده شده است. این پروژه گسترده‌ترین پروژه انجام شده برای مشخص کردن سازوکار پیچیده روانگرایی و ارزیابی پیامدهای ناشی از آن می‌باشد. هفت دانشگاه مهم آمریکا و انگلیس، ۹ مسأله مهم با شرایط مرزی خاص را با استفاده از سانتریفیوژ مدل‌سازی کرده و مورد آزمایش قرار دادند. این ۹ آزمایش شامل مدل‌سازی یک لایه همگن خاک، لایه‌های طبقه‌بندی شده، خاکریز ناهمگن، سازه حائل در مقابل آب و یک مسأله برای اندرکنش خاک و سازه می‌باشند. آزمایش شماره یک که در این پژوهش برای صحت‌سنجی مدل عددی بکار رفته است، یک لایه افقی همگن از ماسه سست با تراکم نسبی ۴۰٪ می‌باشد. مدل شماره ۱ بصورت یک مخزن لایه‌ای بوده که نمای آن در شکل ۶ نشان داده شده است. مخزن تحت شتاب افقی مطابق شکل ۷ قرار گرفته است [۲۰]. مقادیر پارامترهای خاک برای استفاده در مدل جهت صحت‌سنجی در جدول ۵ آورده شده است. نتایج اضافه



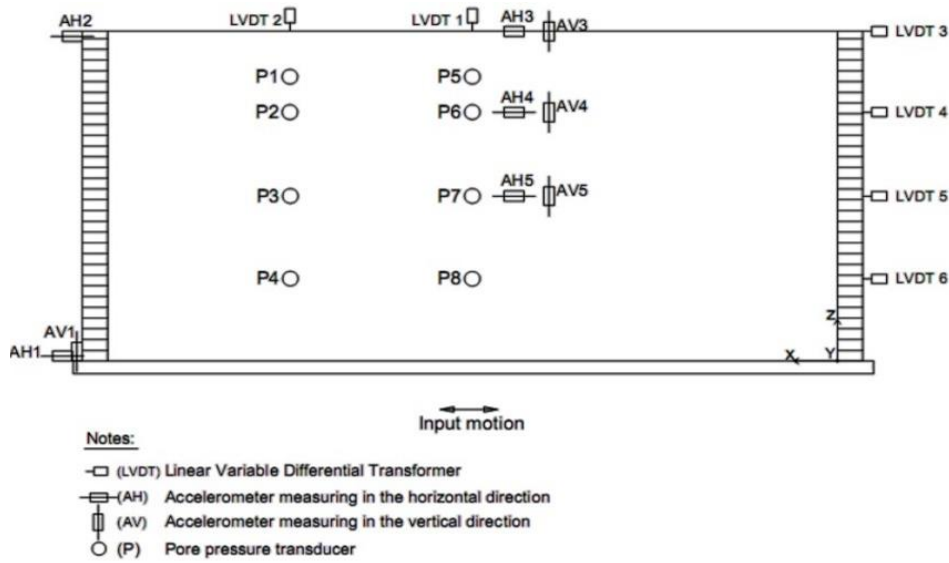
شکل ۴. شتاب نگاشت زلزله Kobe ۱۹۹۵ [۱۸]
 Fig. 4. Time-history of Kobe 1995 earthquake

قرار گرفته است، سپس در سایر تراکم‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد مورد بررسی قرار گرفته است تا تأثیر این تغییر تراکم و اتساع را بر نشست سازه و همچنین اضافه فشار آب حفره‌ای و روانگرایی خاک بررسی شود. پی صلب مطابق شکل ۱ با عرض ۱۰ متر و بار خطی ۲۰۰ کیلونیوتن بر متر در وسط مدل قرار دارد. مقدار این بار با توجه به مقاله وید و همکاران [۳] انتخاب شده است.

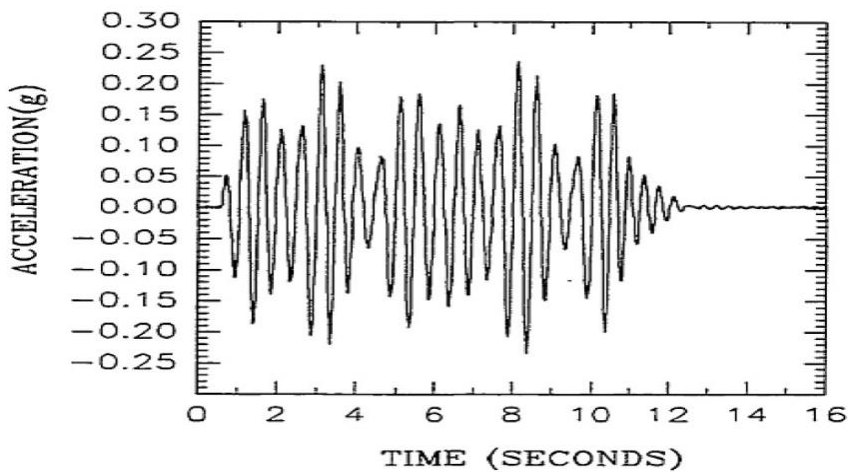
المان‌بندی مدل مطابق شکل ۲ شامل ۷۱۴ المان و ۷۷۴ گره است. المان‌های مورد استفاده برای خاک از نوع Quadup بوده و برای ممانعت از تداخل امواج بازگشتی زلزله از مرزهای جانبی جاذب Lysmer-Kuhlemeyer [۱۶] استفاده شده است. ضریب میراگرهای قائم $C_s = \rho_{soil} V_s$ و ضریب میراگرهای افقی $C_p = \rho_{soil} V_p$ بوده که مشخصات آنها در جدول ۳ ارائه شده است. باید توجه داشت که به منظور اطمینان از کافی بودن المان‌ها و گره‌ها در درست بودن نتایج، یک مدل با المان‌بندی ریزتر (۱۰۰۸ المان و ۱۰۷۵ گره) نیز مدل شده است و نتایج نشست آن با نتایج نشست المان‌بندی مورد استفاده برای یک نقطه در زیر فونداسیون در وسط آن مطابق نمودار شکل ۳ مقایسه شده است که اختلاف آن کمتر از ۱۰ درصد بوده است که نشان‌دهنده کافی بودن مقادیر المان‌ها و گره‌ها می‌باشد. شتاب‌نگاشت اعمالی نیز در شکل ۴ نشان داده شده است.

مدل‌سازی فونداسیون بصورت دو بعدی با استفاده از Beam-Nonlinear-winkler-Foundation یا بطور اختصار

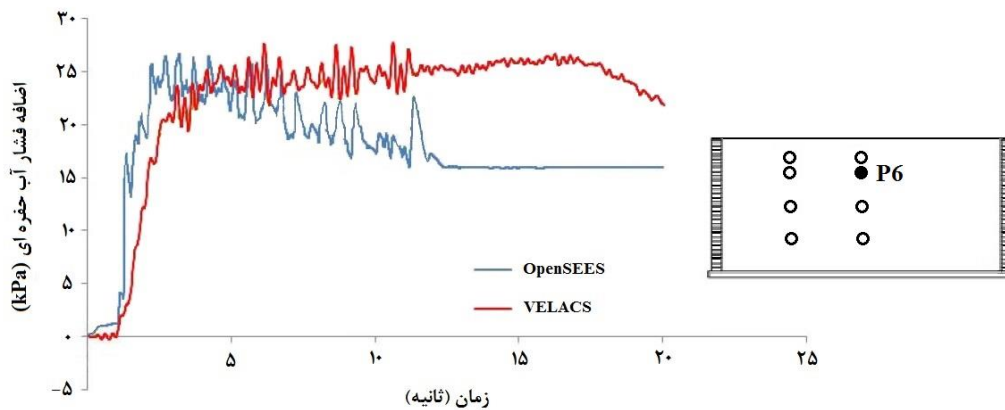
1 Raychowdhury & Hutchinson
 2 Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies



شکل ۶. مدل شماره ۱ آزمایشات VELACS [۲۰]
Fig. 6. VELACS test model No. 1



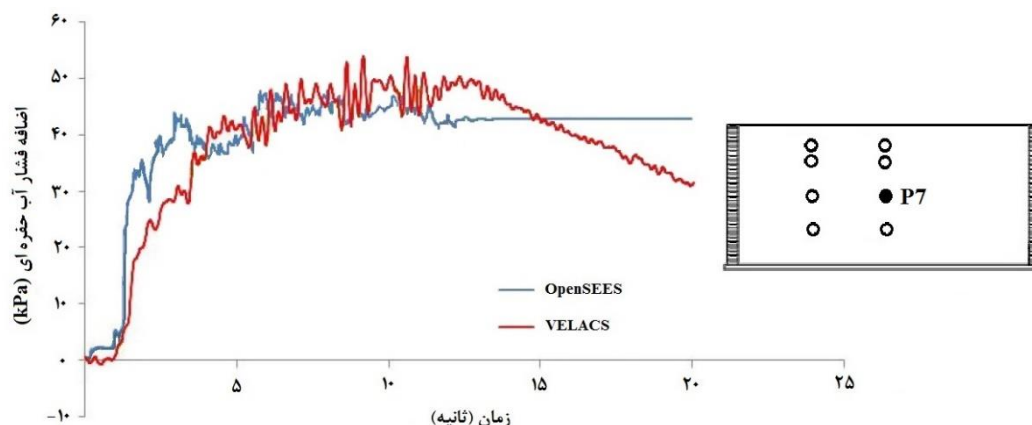
شکل ۷. شتاب افقی اعمالی بر مخزن مدل شماره ۱ [۲۰]
Fig. 7. Horizontal acceleration applied to the tank model No. 1



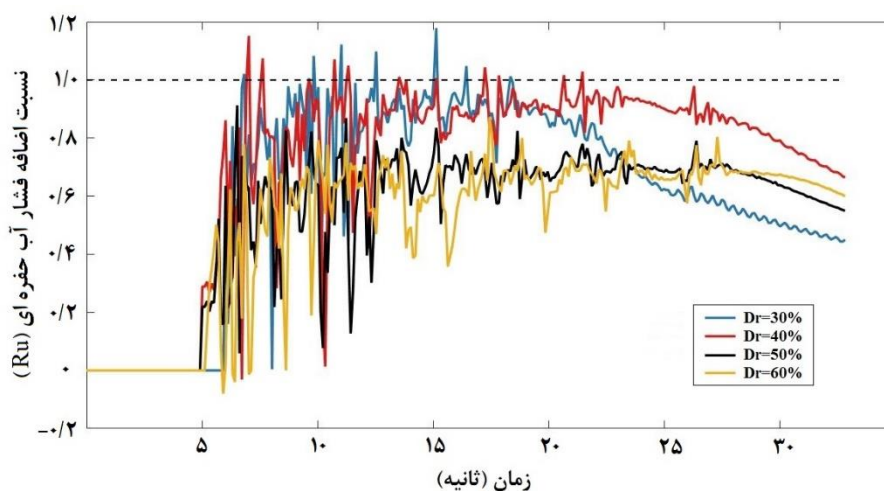
شکل ۸. مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۵/۲ متری
Fig. 8. Comparison of changes in excess pore water pressure of numerical and laboratory model at a depth of 2.5 meters

جدول ۵. مقادیر پارامترهای خاک مورد استفاده در مدل صحت‌سنجی [۱۹]
Table 5. Values of soil parameters used in the validation model

مدول بالک	مدول برشی	نفوذپذیری	زاویه اتساع	زاویه اصطکاک	تخلخل	چگالی خشک
kPa	kPa	m/sec	درجه	درجه	-	kN/m ³
$9/13 \times 10^5$	$0/75 \times 10^5$	$6/7 \times 10^{-10}$	۰/۲	۳۳	۰/۴۱	۱۴/۹۸



شکل ۹. مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۵ متری
Fig. 9. Comparison of changes in excess pore water pressure of numerical and laboratory model at a depth of 5 meters

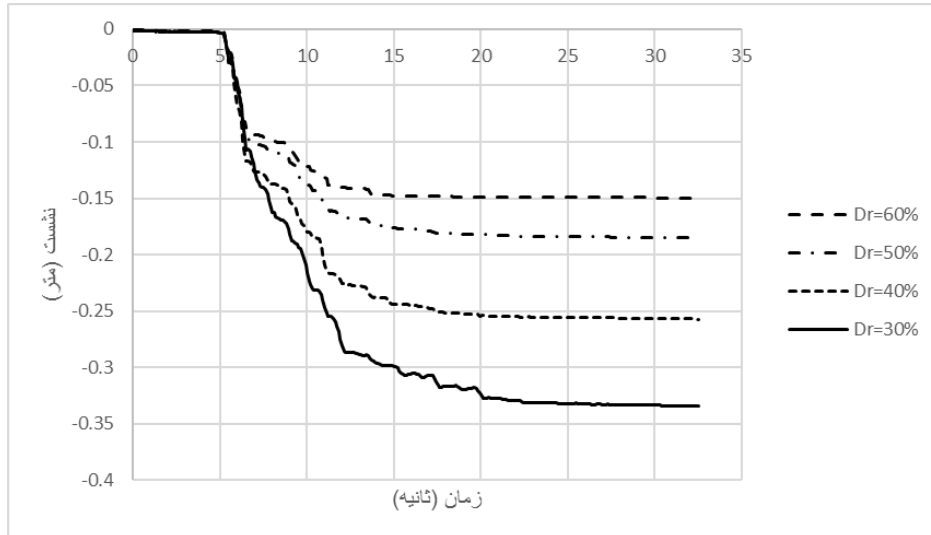


شکل ۱۰. نمودار تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی برای درصد تراکم‌های مختلف
Fig. 10. History diagram of excess pore water pressure ratio for different relative densities

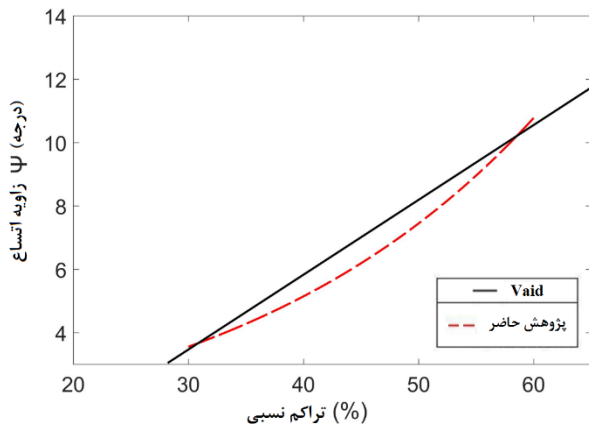
۵- نتایج و بحث

این پژوهش نتایج حاصل از یک مطالعه عددی بر نشست فنداسیون قرار گرفته بر خاک روانگرا را ارائه داده است. هدف اصلی در این پژوهش ارزیابی اثر اتساع بر نشست ناشی از روانگرایی است. مطالعات صورت گرفته بر سازوکار وقوع اتساع نشان می‌دهد که اتساع، متأثر از خصوصیات ذاتی خاک (چگالی نسبی) و تنش‌های موجود در خاک می‌باشد، به این منظور، برای بررسی زاویه اتساع در هنگام روانگرایی

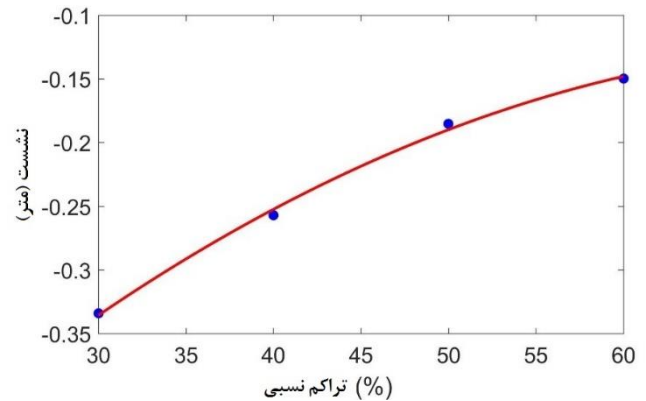
فشار آب حفره‌ای در اعماق مختلف برای مدل عددی ساخته شده در این پژوهش و مدل آزمایشگاهی در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد منحنی نتایج آزمایشگاهی یک افت فشار آب حفره‌ای اضافی را در انتهای آزمایش نشان می‌دهند که در نتایج تحلیل عددی مشاهده نمی‌گردد. دلیل این موضوع این است که مدل آزمایشگاهی بصورت زهکشی شده انجام گرفته ولی مدل عددی بصورت زهکشی نشده تحلیل شده است.



شکل ۱۱. نمودار تغییرات نشست در زیر پی در تراکم‌های نسبی مختلف
 Fig. 11. Diagram of settlement changes below the foundation at different relative densities



شکل ۱۳. زوایای اتساع در تراکم‌های مختلف لایه خاک میانی در عمق دومتری زیر پی
 Fig. 13. Dilatation angles at different densities of the middle soil layer at a depth of 2 meters below the foundation



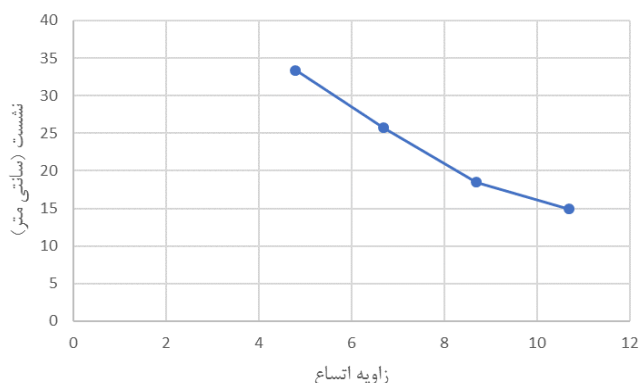
شکل ۱۲. مقایسه نشست زیر پی در تراکم‌های مختلف لایه خاک میانی
 Fig. 12. Comparison of settlement below the foundation for different densities of the middle soil layer

نمودار شکل ۱۱ مربوط به نشست زیر پی تحت تراکم‌های مختلف است. باید توجه داشت که نفوذپذیری خاک در حین وقوع روانگرایی به طور مرتب در حال تغییر است و برای رسیدن به نتایج واقعی بایستی این تغییرات را در نظر گرفت. در این پژوهش به منظور اعمال این اثر، بر اساس مقاله رحمانی و همکاران [۲۱]، میزان نفوذپذیری اولیه ۲۰ برابر شده و سپس تحلیل‌های مربوط به نشست انجام شده است. به عنوان نمونه برای خاک ماسه‌ای با تراکم ۳۰ درصد، نفوذ پذیری اولیه $7.05 \times 10^{-5} m/s$ می‌باشد که این میزان نفوذپذیری برای محاسبه نشست ۲۰ برابر شده و مقدار $1.41 \times 10^{-3} m/s$ در نظر گرفته شده است. مقادیر نشست در شکل ۱۱ در واقع نشست‌های

و اثر مقاومتی آن بر نشست سازه، یک لایه ماسه اشباع در تراکم‌های مختلف (۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد) مورد بررسی قرار گرفته است و زاویه اتساع مربوط به هر تراکم با توجه به تنش‌های همه‌جانبه بدست آمده است. شکل ۱۰ تغییرات ضریب نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی را برای درصد تراکم‌های مختلف نشان می‌دهد. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روانگرایی می‌باشد که مشاهده می‌گردد برای درصد تراکم نسبی‌های ۳۰ و ۴۰ درصد به یک رسیده که نشان‌دهنده وقوع روانگرایی است. برای درصد تراکم نسبی ۵۰ درصد نسبت فوق در حدود ۰/۹ و برای درصد تراکم نسبی ۶۰ درصد حداکثر برابر ۰/۸ شده است.

جدول ۷. مقادیر پارامترهای اتساع بر اساس رابطه (۶)
Table 7. Values of dilation parameters based on Eq. (6)

I_D	γ (kN/m^3)	P'_i (kPa)	α_ψ	m_ψ	Ψ	نشست (cm)
۰/۳	۱۷/۵	۳۵	-۰/۰۶	۰/۳۵	۴/۸	۳۳/۴
۰/۴	۱۷/۵	۳۵	-۰/۰۶	۰/۳۵	۶/۸	۲۵/۷
۰/۵	۱۷/۵	۳۵	-۰/۰۶	۰/۳۵	۸/۶	۱۸/۵
۰/۶	۱۷/۵	۳۵	-۰/۰۶	۰/۳۵	۱۰/۷	۱۴/۹



شکل ۱۵. تغییرات نشست بر حسب زاویه اتساع‌های مختلف بر اساس رابطه (۶)

Fig. 15. Settlement changes in terms of dilation angle based on Eq. (6)

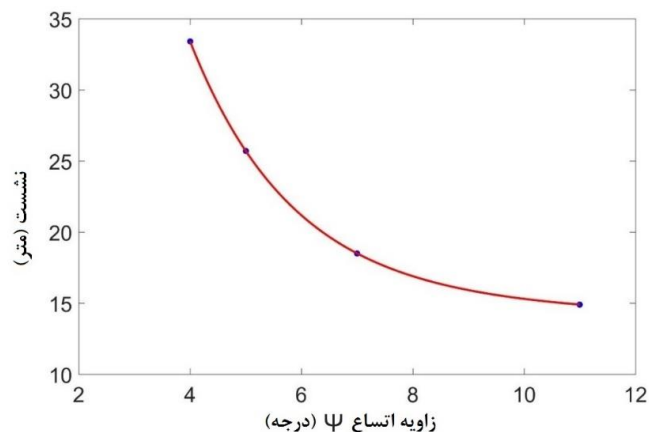
تراکم و تنش‌های همه جانبه است و اختلاف دو نمودار به این دلیل می‌باشد.

در جدول ۶ پارامترهای اتساع در تراکم‌های مختلف بر اساس رابطه (۲) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که P بر اساس مقادیر σ_1 و σ_3 از خروجی‌های تحلیل بدست آمده است محاسبه گردیده است. با بررسی شکل ۱۴ و جدول ۶ ملاحظه می‌گردد که در زوایای اتساع کمتر از ۷ درجه (تراکم‌های کمتر از ۵۰ درصد) نشست به میزان قابل توجهی افزایش یافته است و شیب منحنی نشست -زاویه اتساع به میزان زیادی تندتر شده است.

در جدول ۷ پارامترهای اتساع در تراکم‌های مختلف برای خاک لایه میانی بر اساس رابطه (۶) نشان داده شده است. با بررسی شکل ۱۵ و جدول ۷ ملاحظه می‌گردد که در زوایای اتساع بیشتر از ۸ درجه (تراکم‌های کمتر از ۵۰ درصد) نرخ نشست کاهش یافته است و شیب منحنی نشست -زاویه اتساع کمتر از زوایای اتساع کوچکتر

جدول ۶. مقادیر پارامترهای اتساع بر اساس رابطه (۲)
Table 6. Values of dilation parameters based on Eq. (2)

$Dr(\%)$	I_D	P'	I_R	Ψ	نشست (cm)
۳۰	۰/۳	۱۲۵/۳	۰/۵۱	۴	۳۳/۴
۴۰	۰/۴	۲۸۵/۴	۰/۷۲	۵	۲۵/۷
۵۰	۰/۵	۳۳۵/۹	۱/۰۳	۷	۱۸/۵
۶۰	۰/۶	۳۷۸/۱	۱/۵۰	۱۱	۱۴/۹



شکل ۱۴. تغییرات نشست بر حسب زاویه اتساع بر اساس رابطه (۲)

Fig. 14. Settlement changes in terms of dilation angle based on Eq. (2)

خالص ناشی از روانگرایی است. به عبارت دیگر نشست ناشی از وزن خاک و فونداسیون، از نشست کل کم شده است. در این شکل مشاهده می‌شود با افزایش تراکم، مقدار نشست کم شده است.

در شکل ۱۲ تغییرات نشست در تراکم‌های مختلف نشان داده شده است. طبق انتظار با افزایش تراکم، نشست کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که روند کاهش نشست به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند تا جایی که در تراکم‌های بالا با افزایش تراکم شاهد تغییرات کمی در نشست خواهیم بود که این امر می‌تواند در انتخاب یک درصد تراکم بهینه مؤثر باشد.

در شکل ۱۳ نمودار تغییرات زاویه اتساع در برابر تراکم با نمودار مقاله وید و همکاران [۳] مقایسه گردیده است. مشاهده می‌گردد که نتایج این تحلیل عددی با تقریب مناسبی نزدیک به نمودار حاصل از آزمایشات وید و همکاران می‌باشد. لازم به ذکر است که زاویه اتساع بدست آمده در این مطالعه، برخلاف روش وید و همکاران، وابسته به

از ۸ درجه می‌باشد.

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله تأثیر مقدار زاویه اتساع بر نشست سازه بر اثر وقوع روانگرایی بررسی شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که با افزایش زاویه اتساع خاک، نشست کاهش می‌یابد؛ اما روند کاهش نشست خطی نبوده و نهایتاً به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند تا جایی که در زاویه اتساع‌های بالا با افزایش زاویه اتساع، تغییرات کمی در نشست ایجاد می‌شود. همچنین زوایای اتساع بدست آمده حین وقوع روانگرایی نشان می‌دهد که افزایش زاویه اتساع به دنبال کاهش فشار آب منفذی و کاهش تنش‌های سیکلی رخ داده است و در نتیجه نشست پی کاهش یافته است. با توجه به اینکه زاویه اصطکاک خاک تابعی از تراکم خاک است، بنابراین از روندی مشابه با تغییرات تراکم نسبت به نشست و زاویه اتساع پیروی می‌کند. همچنین زاویه اتساع بر اساس تنش‌های مؤثر میانگین قبل از وقوع روانگرایی محاسبه گردید و با حالت حین وقوع روانگرایی مقایسه گردید. نتایج نشان می‌دهد که برای تراکم‌های نسبی کمتر از ۶۰٪، زاویه اتساع محاسبه شده بر اساس تنش‌های مؤثر قبل از اعمال برش بیشتر از حالت حین وقوع روانگرایی می‌باشد. همچنین با افزایش زاویه اتساع، نرخ و مقدار نشست کاهش می‌یابد.

مراجع

- Rehabilitation, Springer, 2008, pp. 66-79.
- [6] D.K. Karamitros, G.D. Bouckovalas, Y.K. Chaloulos, Insight into the seismic liquefaction performance of shallow foundations, *J Geotech Geoenviron*, 139(4) (2012) 599-607.
- [7] P. Ayoubi, A. Pak, Liquefaction-induced settlement of shallow foundations on two-layered subsoil strata, *Soil Dyn Earthq Eng*, 94 (2017) 35-46.
- [8] Z. Karimi, S. Dashti, Ground motion intensity measures to evaluate II: the performance of shallow-founded structures on liquefiable ground, *Earthquake spectra*, 33(1) (2017) 277-298.
- [9] Z. Karimi, S. Dashti, Z. Bullock, K. Porter, A. Liel, Key predictors of structure settlement on liquefiable ground: a numerical parametric study, *Soil Dyn Earthq Eng*, 113 (2018) 286-308.
- [10] J. Macedo, J.D. Bray, Key Trends in Liquefaction-Induced Building Settlement, *J Geotech Geoenviron*, 144(11) (2018) 04018076.
- [11] M. Bolton, The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, 37(2) (1987).
- [12] T. Schanz, P. Vermeer, Angles of friction and dilatancy of sand, *Geotechnique*, 46(1) (1996) 145-151.
- [13] O. Cincioğlu, A. Abadkon, Dilatancy and friction angles based on in situ soil conditions, *J Geotech Geoenviron*, 141(4) (2015) 06014019.
- [14] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, OpenSees command language manual, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264 (2006).
- [15] Y.-w. Chen, X.-q. Liu, H.-j. Dai, Free Field Analysis of Liquefiable Soils, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15 (2010).
- [16] J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer, Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4) (1969) 859-878.
- [17] P. Raychowdhury, T. Hutchinson, Nonlinear material models for Winkler-based shallow foundation response evaluation, in: *GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems*, 2008, pp. 686-693.
- [1] M. Jefferies, K. Been, *Soil liquefaction: a critical state approach*, CRC press, 2015.
- [2] X.-W. Tang, J.-L. Hu, J.-N. Qiu, Identifying significant influence factors of seismic soil liquefaction and analyzing their structural relationship, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(7) (2016) 2655-2663.
- [3] Y.P. Vaid, P. Byrne, J. Hughes, Dilation angle and liquefaction potential, (1981).
- [4] A. Elgamal, J. Lu, Z. Yang, Liquefaction-induced settlement of shallow foundations and remediation: 3D numerical simulation, *J Earthq Eng*, 9(spec01) (2005) 17-45.
- [5] M. Madhav, A.M. Krishna, Liquefaction mitigation of sand deposits by granular piles-an overview, in: *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and*

- Proceedings from the Fifth US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Natl. Cent. for Earthquake Eng. Res., State Univ. of NY Buffalo Buffalo, 1994, pp. 389-404.
- [21] Rahmani, O.G. Fare, A. Pak, Investigation of the influence of permeability coefficient on the numerical modeling of the liquefaction phenomenon, *Scientia Iranica*, 19(2) (2012) 179-187.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley.
- [19] K. Arulmoli, K. Muraleetharan, M. Hossain, L. Fruth, VELACS: Verification of liquefaction analysis by centrifuge studies, Laboratory testing program, Soil Data Report, The Earth Technology Corporation, Project, (90-0562) (1992).
- [20] M.T. Manzari, K. Arulanandan, R. Scott, VELACS project: A summary of achievements, in:

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Nakhaee M. H. , Bazrafshan Moghaddam A. , An Investigation of the Dilation Effect of Soil on Liquefaction-Induced Settlement, Amirkabir J. Civil Eng., 53(7) (2021) 3115-3128.

DOI: [10.22060/ceej.2021.17718.6650](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.17718.6650)



