

# ارزیابی عملکرد لرزه‌های سازه-شالوده - ستون دانه‌ای متراکم با در نظر گرفتن اثر اندرکنش روی خاک قابل روانگرا

علی عسگری\*<sup>۱</sup>، بیتا صاحبیان<sup>۲</sup>، محمد کاظمی<sup>۳</sup>

۱. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران
۲. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران
۳. کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران

a.asgari@umz.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۱۲/۱۰

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۰۹/۲۳

## چکیده

از جمله مسائل مهم در احداث سازه‌های واقع در نواحی ساحلی لرزه‌خیز، ارزیابی پتانسیل پدیده روانگرایی در خاک‌های زیرین سازه و اثر اندرکنش بین سازه-شالوده و خاک است. پدیده روانگرایی در اثر وقوع زلزله و به دلیل نداشتن فرصت کافی برای زهکشی اضافه فشار آب حفره‌ای رخ می‌دهد. یکی از روش‌های موثر برای کنترل کردن پدیده روانگرایی، استفاده از ستون‌های دانه‌ای متراکم در ابعاد و فواصل مناسب می‌باشد. عملکرد این ستون‌ها در کنترل پدیده روانگرایی به دو صورت است: اول از مصالحی ساخته شده که نفوذپذیری بیشتری نسبت به خاک محیط اطراف خود دارد و باعث می‌شود اضافه فشار آب حفره‌ای سریع‌تر زایل شود و دوم اینکه، سختی سیستم را افزایش می‌دهد که متناسب با آن به دلیل افزایش رفتار اتساعی، از ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای جلوگیری می‌کند. در این پژوهش برای ارزیابی لرزه‌ای تأثیر ستون‌های دانه‌ای متراکم بر روی پاسخ‌های سازه با لحاظ کردن اثر اندرکنش بین آن‌ها به کمک نرم‌افزار اجزای محدود OpenSeesSP به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شده است. برای پیش‌بینی پاسخ‌های دقیق‌تر، مدل ساختاری گروه ستون‌های دانه‌ای متراکم و خاک، از نوع دراکر-پراگر چند سطحی در نظر گرفته شد که توانایی در نظر گرفتن رفتارهای انقباضی و انبساطی خاک تحت تنش‌های برشی سیکلی در خاک‌های دانه‌ای را داراست. برای ارزیابی اثر سازه، سازه‌های فولادی پنج، ده و ۱۵ طبقه با رفتار خطی مدل‌سازی شده است. تمام مدل‌ها تحت زلزله السترو قرار داده شد و اثر سازه روی جابه‌جایی جانبی، نشست، اضافه فشار آب حفره‌ای، طیف شتاب، دررفت و برش طبقات مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج این پژوهش نشان دهنده تأثیر مثبت ستون‌های دانه‌ای متراکم بر کاهش مولفه‌های جابه‌جایی جانبی خاک و سازه، نشست شالوده و اضافه فشار آب حفره‌ای می‌باشد. همچنین وجود سازه روی خاک و افزایش طبقات آن، موجب افزایش مولفه‌های ذکر شده به غیر از جابه‌جایی جانبی خاک شده است. در نظر گرفتن آثار اندرکنش اگر چه باعث افزایش جابه‌جایی‌های افقی مطلق طبقات خواهد شد اما در سازه‌های کوتاه‌تر باعث کاهش برش پایه طبقات و همچنین کاهش دررفت خمشی طبقات خواهد شد و در مقابل، در طبقات فوقانی سازه‌های بلندتر ممکن است گاهی باعث افزایش برش‌ها نیز شود که نیاز تحلیل دینامیکی را ضروری می‌سازد.

**واژگان کلیدی:** روانگرایی، گروه ستون‌های دانه‌ای متراکم، اندرکنش، سازه، مدل‌سازی سه‌بعدی.

## ۱- مقدمه

یکی از مسائل مهم در طراحی سازه‌های واقع در نواحی ساحلی لرزه‌خیز (برای نمونه مناطق شمالی کشور ایران)، وجود مسأله روانگرایی<sup>۱</sup> در خاک‌های ماسه‌ای اشباع است. بسیاری از سازه‌های موجود یا سازه‌های در حال ساخت در نواحی ساحلی روی خاک‌های مستعد روانگرایی واقع شده‌اند و به همین دلیل در معرض خرابی‌های شدید قرار دارند. پدیده روانگرایی در نتیجه وقوع زلزله و به دلیل نداشتن فرصت کافی برای زهکش شدن آب حفره‌ای رخ می‌دهد. کنترل این پدیده به دلیل احداث سازه‌های مهم در نواحی ساحلی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. به دلیل اینکه معمولاً لایه‌های خاک ساحلی از نوع ماسه‌ای و یا ماسه سیلتی بوده و از رسوبات دریا یا از لایروبی مصالح و رسوبات کف دریا برای به دست آوردن زمین ایجاد شده، سن بسیار کمی دارند، در نتیجه از نظر میزان تراکم چندان سخت و متراکم نیستند و مستعد روانگرایی هستند؛ بنابراین، پرداختن به عواقب این پدیده و نیروهایی که در اثر وقوع روانگرایی به سازه‌های ساخته شده روی آن وارد می‌شود دارای اهمیت زیادی است. مشاهده تخریب و شکست پی‌های عمیق و در پیامد آن تخریب سازه‌های واقع روی این پی‌ها در اثر روانگرایی و گسترش جانبی در زلزله‌های گذشته مانند السنترو<sup>۲</sup>، نیگاتا<sup>۳</sup>، لوماپریتا<sup>۴</sup> و کوبه<sup>۵</sup> [1-4] لزوم شناخت کامل آثار این پدیده را روی پی‌های عمیق آشکار ساخته است. روش‌های زیادی برای کنترل وقوع روانگرایی وجود دارد که یکی از روش‌های کارا استفاده از ستون‌های دانه‌ای متراکم<sup>۶</sup> در ابعاد و فواصل مناسب می‌باشد. مطالعات پاسخ لرزه‌ای ستون‌های متراکم در خاک روانگرا و به ویژه هنگام پدیده گسترش جانبی و همچنین بهسازی خاک، یکی از موضوعات اصلی پژوهش در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای به شمار می‌رود. با توجه به روش‌های متعدد اصلاح خاک، تنها چندین

روش را می‌توان به عنوان بهترین و اقتصادی‌ترین طرح انتخاب کرد. برخی محدودیت‌های اقتصادی محیطی سبب می‌شود که برخی از روش‌های تراکم و تثبیت مناسب نباشند؛ در این شرایط استفاده از المان‌های ستونی به عنوان جایگزینی مناسب برای بیشتر مواقع قابل استفاده است. با توجه به اینکه ستون‌های دانه‌ای متراکم مانند یک المان سخت عمل می‌کنند، مقدار تنش بیشتری را تحمل می‌کنند و از طرفی به صورت یک مانع در مقابل جابه‌جایی خاک می‌باشند، در نتیجه آسیب‌های وارد شده در اثر گسترش جانبی را کاهش می‌دهند [5]. پژوهش‌های متعددی در مورد اثربخشی ستون‌های متراکم در طول حوادث لرزه‌ای با استفاده از آزمایش‌های میدانی در مقیاس بزرگ، آزمایش‌های سانتریفیوژ و میز لرزان و مدل‌سازی‌های عددی انجام شده است که می‌توان به مراجع [6-22] اشاره کرد.

سید و بوکر [23] در سال ۱۹۷۷ اولین کسانی بودند که اثر ستون‌های سنگی را در از بین بردن فشار آب مازاد حفره‌ای را بررسی کردند. از جمله کارهای آزمایشگاهی می‌توان به آزمایش‌های میز لرزان ساساکی و تانینگوچی [24] روی زهکش‌های شنی در جلوگیری و کنترل روانگرایی لایه‌های ماسه‌ای اشاره کرد. نتایج آزمایش‌های آنها نشان داد که نرخ افزایش فشار آب حفره‌ای طی تحریک در نزدیکی زهکش شنی کوچک‌تر می‌شود و فشار آب حفره‌ای بعد از پایان زلزله در صورت وجود زهکش شنی به سرعت از بین می‌رود.

برنان و مادابوشی [25] مدل‌های سانتریفیوژی از گروه ستون‌های سنگی در لایه‌های روانگرا را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه را با نتایج حاصل از تحلیل عددی به روش تفاضلات محدود مورد مقایسه قرار دادند. نتایج پژوهش ایشان حاکی از آن است که اضافه فشار آب حفره‌ای در داخل گروه زهکش‌ها کمتر از اضافه فشار در خارج از گروه می‌باشد. همچنین مشاهده کردند نقاطی که در عمق قرار دارند، در ابتدا زهکشی می‌شوند و نقاط نزدیک سطح در مرحله بعدی زهکشی می‌شوند.

ژو و همکاران [18] با سه آزمایش مدل سانتریفیوژ، شامل یک مدل با ماسه سست، یک مدل با ماسه متراکم و یک مدل با

- 1 Liquefaction
- 2 El Centro 1940
- 3 Niigata 1964
- 4 Loma-Prieta 1989
- 5 Kobe 1995
- 6 Dense Granular Columns (DGCs)

سازه‌ای را نمی‌توان به صورت دقیق ارزیابی کرد؛ بنابراین برای بررسی دقیق تأثیر روانگرایی نیاز به روش و مدلی است که بتواند خاک، شالوده و سازه را به صورت کامل در نظر بگیرد تا با استفاده از آن بتوان میزان نشست، جابه‌جایی‌های افقی و نیروهای داخلی اجزای سازه را به درستی تعیین کرد.

با توجه به اینکه در پژوهش‌های گذشته مدل کامل خاک قابل روانگرایی-ستون دانه‌ای متراکم-سازه به صورت عددی مورد بررسی قرار نگرفته است، پس در این پژوهش به عنوان نوآوری، آثار لرزه‌ای اندرکنش خاک-ستون دانه‌ای متراکم-سازه به صورت عددی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است.

## ۲- جزئیات مدل سازی

در این پژوهش از برنامه المان محدود اپنسیس (OpenSees) [29, 30] برای مدل‌سازی سیستم سازه‌ای و ژئوتکنیکی استفاده شده است، که توسط اعضای مؤسسه پییر ۷ توسعه داده شده است. این برنامه دارای المان‌های متعدد دو بعدی و سه‌بعدی برای آنالیزهای دینامیکی همبسته محیط متخلخل اشباع و انواع مدل رفتاری برای المان‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی است. در این مطالعه با توجه به حجیم بودن و زمان‌بر بودن تحلیل از برنامه اجزای محدود اپنسیس اسپ (OpenSeesSP) [30] استفاده شده است. این برنامه به دلیل قابلیت محاسبات موازی و استفاده از الگوریتم‌های پیشرفته برای برنامه نویسی و همچنین وجود روش‌های تحلیل متعدد باعث همگرایی بهتر و کاهش چشمگیر زمان تحلیل می‌شود. لازم به ذکر است تمام تحلیل‌ها در مرکز محاسبات سریع<sup>۸</sup> دانشگاه مازندران انجام شد.

### ۲-۱- مدل رفتاری خاک و ستون دانه‌ای متراکم

در روش‌های عددی، رفتار مصالح با استفاده از مدل‌های رفتاری بر حسب تنش-کرنش مشخص می‌شوند؛ به گونه‌ای که مدل‌های رفتاری هسته اصلی روش‌های عددی را تشکیل می‌دهند. انتخاب مدل رفتاری مناسب برای خاک از اهمیت زیادی برخوردار است و مدل‌هایی که مشخصه‌های بیشتری از

ماسه متراکم و ستون‌های سنگی برای بررسی تأثیر تراکم و زهکشی ناشی از ستون‌های سنگی بر پاسخ‌های لرزه‌ای ماسه سیلتی، از جمله اضافه فشار آب حفره‌ای، شتاب و نشست زمین و غیره را انجام دادند. نتایج نشان داد که متراکم کردن خاک باعث افزایش ظرفیت برشی در مقابل گسیختگی خاک اطراف شده و مانع ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در حین زلزله می‌شود؛ بنابراین به طور قابل توجهی پتانسیل روانگرایی و نشست پس از زلزله نیز کاهش پیدا می‌کند. تأثیر زهکشی در یک زمین با ستون‌های سنگی عمدتاً پس از تکان قوی اتفاق می‌افتد و سرعت اتلاف را پنج تا ده برابر خاک بدون ستون سنگی افزایش می‌دهد، که تا حدی به بازگرداندن سریع سختی زمین و کاهش تغییر شکل‌ها کمک می‌کند.

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی خاک در سازه، نیاز به فهم کامل پیامدهای آن می‌باشد. این پیامدها به جابه‌جایی‌های دائم خاک، عملکرد سازه، مشخصات سازه، ابعاد شالوده و سازه، شرایط خاک محل سازه، نوع بارگذاری و شدت زلزله بستگی دارد. حضور سازه می‌تواند بر شدت روانگرایی و تنش‌های استاتیکی و دینامیکی خاک تأثیر می‌گذارد.

در بیشتر پژوهش‌ها، وجود سازه را نادیده در نظر گرفتند و یا اثر سازه روی خاک را به صورت یک بار یا جرم معادل فرض کردند. عسگری و همکاران [26] با انجام مجموعه‌هایی از تحلیل‌های سه بعدی المان محدود، اثربخشی گروه نامحدود ستون‌های سنگی و شمع‌ها را در خاک ماسه‌ای قابل روانگرا مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج پژوهش آنها نشان داد که افزایش تعداد طبقات تاحدودی باعث افزایش جابه‌جایی افقی خاک در زمین‌های شیب‌دار می‌شود و در سازه‌های سنگین ترممکن است نتیجه معکوس داشته باشد. لازم به ذکر است که اثر سازه در آن پژوهش به صورت یک جرم متمرکز لحاظ شده است.

در برخی دیگر از پژوهش‌ها، نیز سازه روی شالوده به صورت معادل در نظر گرفته شده است [27] اگرچه این روش‌ها می‌توانند نشست و جابه‌جایی خاک را تخمین بزنند اما قادر به شناسایی تخریب‌های موضعی سازه ناشی از روانگرایی نیستند [28]. به عبارت دیگر، در این نوع مدل‌ها پاسخ اجزای

تغییرات فشار آب حفره‌ای و تغییر شکل انتقالی گره‌ها را در سه جهت دارند. به دلیل متقارن بودن مدل برای کاهش زمان تحلیل فقط نصف مدل شبیه‌سازی شده است [9, 34, 35]. شکل (۱) نمونه‌ای از مدل ساخته شده خاک، ستون متراکم، شالوده و سازه را در این پژوهش نشان می‌دهد.

جدول ۱. مشخصات خاک و ستون متراکم استفاده شده در این پژوهش [۲۸]

Parameter	Medium Sand $D_r \approx 40\%$	DGSc
$\rho$ , Mass Density (Mg/m <sup>3</sup> )	1.96	2.06
$G_{max}$ (MPa)	46.2	101.9
$\phi$ , Friction angle(deg)	32	40
$\phi_{PT}$ , Phase-transformation angle(deg)	30	26.5
$c_1$ , Contraction parameter1	0.067	0.016
$c_3$ , Contraction parameter3	0.27	0.14
$d_1$ , Dilatation parameter1	0.02	0.25
$d_3$ , Dilatation parameter3	0	0
$k$ permeability coefficient (m/s)	$1 \times 10^{-5}$	0.1

Table. 1. Soil specifications used in this research

### ۳-۲-مدل‌سازی شالوده و سازه

برای مدل‌سازی شالوده از المان‌های حجمی StdBrick با هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی استفاده شده است. رفتار مصالح در تمام طول آنالیز به صورت الاستیک خطی (مطابق با مشخصات آورده شده در جدول (۲) می‌باشد. شالوده دارای طول و عرض ۱۷×۱۷ متر مربع و ضخامت ۱ متر است، که در عمق مدفون یک متری احداث شده است. گره‌های شالوده در تراز پایین آن در تمامی جهت‌ها (x,y,z) به گره‌های مانند خاک بسته شده‌اند. سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه مورد مطالعه از نوع قاب خمشی فولادی متوسط است، که ابتدا به صورت سه‌بعدی توسط نرم‌افزار ETABS16.2.1 و بر اساس آیین‌نامه AISC360-10 طراحی شده و سپس برای انجام تحلیل و در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک-شالوده-سازه در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است. برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌های سازه از المان‌های elasticBeamColumn استفاده شده است که هر گره در این نوع المان دارای ۶ درجه آزادی (سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی) است.

خاک را در بر دارند معمولاً قادر به پیش‌بینی نتایج دقیق‌تر در مدل‌سازی عددی هستند. مدل رفتاری در نظر گرفته شده در این پژوهش برای خاک و ستون دانه‌ای متراکم از نوع مدل دراکر-پراگر چند سطحی [31, 32] است که بر پایه کارهای انجام شده توسط پریوست<sup>۹</sup> [33] می‌باشد. در این مدل ساختاری از یک رویکرد چند سطحی برای شبیه‌سازی رفتار سیکنی و رفت و برگشتی خاک استفاده شده است. مؤلفه‌های اصلی این مدل رفتاری شامل: تابع تسلیم، قانون سخت‌شوندگی و قانون جریان می‌باشد. تابع تسلیم این مدل مبتنی بر پلاستیسیته‌ی کلاسیک است، که در حالت الاستیک رفتار خاک را به صورت خطی و ایزوتروپ و در حالت غیرالاستیک به صورت غیرخطی و غیر ایزوتروپ در نظر می‌گیرد. این مدل رفتاری می‌تواند آثار رفتار انقباضی و انبساطی را تحت تنش برشی سیکنی در نظر بگیرد و به صورت PressureDependMulti Yield02 در اپنسیس تعریف شده است. برای اطلاعات بیشتر می‌توان به مراجع [29, 31, 32] رجوع شود.

### ۲-۲-مدل‌سازی خاک و ستون متراکم

در این پژوهش لایه خاک روانگرا به ضخامت ۱۰ متر در بالای سنگ‌بستر مدل‌سازی شده است. سطح آب در تراز سطح زمین قرار دارد. برای کاهش آثار مرزی روی پاسخ‌های مدل، ابعاد طولی و عرضی خاک ۹۶×۶۵ متر مربع در نظر گرفته شد. برای کنترل روانگرایی در مدل شبیه‌سازی شده از ستون‌های دانه‌ای متراکم (DGCS) با ارتفاع ۹ تا ۱۰ متر، قطر یک متر و فاصله مرکز تا مرکز ۲/۵ متر استفاده شده است. مشخصات فیزیکی و مکانیکی به همراه ضرایب نفوذپذیری خاک و ستون متراکم در جدول (۱) ارائه شده است. برای مدل‌سازی لایه‌های خاک، از المان‌های آجری هشت تا بیست گره‌ای (BrickUP)، با هر گره دارای چهار درجه آزادی (سه درجه آزادی مربوط به تغییر مکان و یک درجه آزادی مربوط به فشار آب حفره‌ای) استفاده شده است؛ بنابراین این نوع المان‌ها قابلیت ثبت

شکل ۱. مدل ۱۵ طبقه ساخته شده در این پژوهش

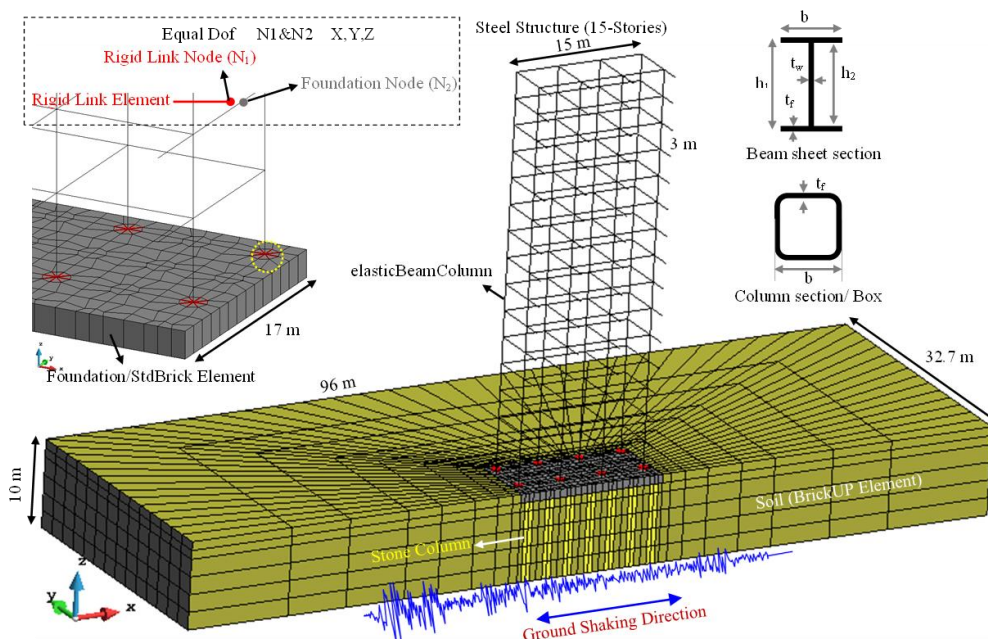


Fig. 1. The 15-storey structure model made in this research

جدول ۳. مشخصات تیر ورق‌های سازه‌ها (mm)

Section name	$t_w$	$h_1$	$h_2$	$t_2$	$t_f$
PLG.1	8	395	375	150	10
PLG.2	8	399	375	200	12
PLG.3	8	405	375	200	15
PLG.4	8	415	375	200	20
PLG.5	10	415	375	250	20

Table 3. Beam sheets specifications of structures (mm)

برای ایجاد اتصال صلب بین سازه و شالوده از المان‌های Rigid link با سختی زیاد (۱۰۰۰۰۰) برابر سختی ستون‌های سازه استفاده شده است. در شکل (۱) جزئیات اتصالات ستون روی شالوده نشان داده شده است. در مرحله بارگذاری در نرم‌افزار اپنسیس بارهای مرده و زنده به صورت گسترده طولی و سطحی مطابق با مقادیر اشاره شده در جدول (۵) روی تیرها اختصاص داده شده‌اند. جرم مدل نیز به تمام المان‌ها لحاظ شده است. لازم به ذکر است که نرم‌افزار اپنسیس غیرگرافیکی بوده و قابلیت مش‌بندی محیط خاک را ندارد، پس در این پژوهش از نرم‌افزار جی آی دی [36] که یک نرم‌افزار گرافیکی می‌باشد برای مش‌بندی محیط خاک و سازه استفاده شده است.

شکل (۱) نشان دهنده شکل مقاطع تیر ورق بکارگرفته شده در سازه‌ها و جداول (۳ و ۴) به ترتیب نشان دهنده مشخصات تیر ورق‌ها و ابعاد ستون‌ها و تیرها مورد استفاده در این پژوهش می‌باشند. سازه‌ها دارای قاب ۳ دهانه‌ی مساوی با ارتفاع طبقات ۳ متری و دارای طول و عرض ۱۵×۱۵ متر می‌باشند. تمام اتصالات تیر به ستون و ستون‌های طبقه‌ی همکف به شالوده از نوع اتصال صلب می‌باشند.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی فولاد (تیرها و ستون‌ها) و شالوده بتنی

Variable	Symbol	Amount
<b>Steel</b>		
Mass Density ( $Mg/m^3$ )	$\rho_s$	7.85
Modulus of elasticity (kPa)	$E_s$	$2 \times 10^8$
Poisson's ratio	$\nu_s$	0.3
<b>Concrete</b>		
Mass Density ( $Mg/m^3$ )	$\rho_c$	2.4
Modulus of Elasticity (kPa)	$E_c$	$2 \times 10^7$
Poisson's ratio	$\nu_c$	0.2

Table 2. Specifications of steel (beams and columns) and concrete foundation

<sup>10</sup> GiD

جدول ۴. ابعاد مقاطع تیر و ستون

Storeys	5 Storeys		10 Storeys		15 Storeys	
	Beam	Column	Beam	Column	Beam	Column
1	PLG.2	Box40x1.2	PLG.4	Box45x1.5	PLG.5	Box50x2
2	PLG.2	Box40x1.2	PLG.4	Box45x1.5	PLG.5	Box50x2.5
3	PLG.2	Box35x1	PLG.4	Box45x1.5	PLG.5	Box50x2
4	PLG.1	Box35x1	PLG.4	Box45x1.5	PLG.5	Box50x2
5	PLG.1	Box35x1	PLG.4	Box40x1.2	PLG.5	Box50x2
6	-	-	PLG.4	Box40x1.2	PLG.5	Box45x1.5
7	-	-	PLG.3	Box40x1.2	PLG.5	Box45x1.5
8	-	-	PLG.3	Box40x1.2	PLG.5	Box45x1.5
9	-	-	PLG.3	Box35x1	PLG.5	Box40x1.2
10			PLG.3	Box35x1	PLG.5	Box40x1.2
11					PLG.3	Box40x1.2
12					PLG.3	Box40x1.2
13					PLG.3	Box35x1
14					PLG.3	Box35x1
15					PLG.3	Box35x1

Table 4. Dimensions of beams and columns sections

است. این شتاب نگاشت‌ها در کف مدل و در جهت طولی اعمال شده است. علت انتخاب این شتاب نگاشت، وقوع پدیده روانگرایی به صورت گسترده و جابه‌جایی‌های جانبی بزرگ در اثر وقوع این زلزله می‌باشد. در جدول (۶) و شکل (۲) به ترتیب ویژگی‌ها و تاریخچه زمانی این شتاب نگاشت نمایش داده شده است.

جدول ۶. مشخصات زلزله السترو [۲۶]

Earthquake motion parameters	El Centro (USA)/N-S
Date of occurrence	18/05/1940
Recording station	117 El Centro
Moment magnitude, $M_w$	7.1
Maximum horizontal acceleration, (g)	0.314
Predominant period, $T_p$ (sec)	0.5
Significant duration, $D_{5-95}$ (sec)	23.84
PGV/PGA (sec)	
Arias intensity for scaled PGA=0.25	1.11
g (m/sec)	

Table 6. El Centro earthquake characterization[26]

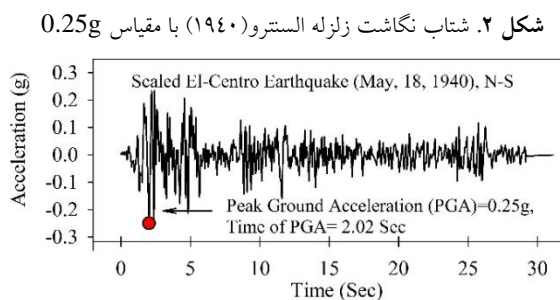


Fig. 2. Acceleration time history for the El-Centro earthquake (1940) with scaled PGA of 0.25g

جدول ۵. بارهای اعمال شده به سازه

Load Type	Value	Unit
Dead Load	0.57	ton/m <sup>2</sup>
Live Load	0.2	ton/m <sup>2</sup>
Partition Load	0.15	ton/m <sup>2</sup>
Roof Load	0.13	ton/m <sup>2</sup>
Roof Dead Load	0.65	ton/m <sup>2</sup>
Roof Live Load	0.15	ton/m <sup>2</sup>
Liner Load External Walls	0.8	ton/m
Liner Load Of Shelter	0.25	ton/m
Wide Effective Seismic Load	0.075	ton/m <sup>2</sup>
Liner Effective Seismic Load	0.4	ton/m

Table 5. Applied loads on the structure

#### ۴-۲- شرایط مرزی خاک و شتاب ورودی

شرایط مرزی که برای مدل‌سازی خاک در نظر گرفته شده است، به صورت مرز برشی است. برای این منظور، تغییر مکان‌های افقی و قائم نقاط مرز جانبی که دارای ارتفاع یکسان می‌باشند، با هم برابر در نظر گرفته شده‌اند [9]. نقاط مربوط به کف مدل در خاک نیز بدون جابه‌جایی در نظر گرفته شد. مرز بالایی خاک نفوذپذیر و مرزهای جانبی و کف مدل، به صورت مرز نفوذناپذیر تعریف شدند.

در این پژوهش برای تحلیل تاریخچه زمانی از شتاب نگاشت مقیاس شده زلزله السترو با مدت زمان ۳۱/۱۶ ثانیه و بیشترین دامنه ۰/۲۵g به عنوان تحریک ورودی استفاده شده

## ۲-۵- مدل سازی میرایی

در این مطالعه از دو میرایی هیستریزیس و رایلی استفاده شده است. میرایی هیستریزیس با توجه به پاسخ سیکلی سیستم در مدل رفتاری دراکر-پراگر چند صفحه‌ای به طور خودکار توسط کد متن باز اپنسیس‌اس‌پی محاسبه و اعمال می‌شود. علاوه بر میرایی هیستریزیس یک میرایی رایلی با توجه به رابطه‌ی (۱) به منظور کاهش نویزهای بالقوه اضافی برای تمامی مدل‌ها در نظر گرفته شده است [34]:

$$[C] = \alpha_m [M] + \alpha_k [K], \quad (1)$$

$$\alpha_m = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \zeta, \quad \alpha_k = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \zeta$$

در رابطه‌ی (۱)، [C] ماتریس میرایی، [M] ماتریس جرم، [K] ماتریس سختی،  $\alpha_m$  و  $\alpha_k$  به ترتیب ضرایب ماتریس جرم و سختی می‌باشند. همچنین ضریب میرایی ( $\zeta$ ) سیستم پنج درصد در نظر گرفته شده است.  $\alpha_k$  در این پژوهش برای همه مدل‌ها برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته شده است.

## ۲-۶- روش تحلیل

برای تحلیل مدل‌ها، چهار مرحله در نظر گرفته شده است. در مرحله اول المان‌های خاک و زهکش‌های قائم با رفتار الاستیک تحت تحلیل وزنی قرار می‌گیرند تا شرایط طبیعی زمین به وجود آید. در مرحله دوم رفتار مصالح خاکی از حالت الاستیک به حالت الاستوپلاستیک تبدیل می‌شود تا امکان بررسی شرایط پلاستیک در روانگرایی به وجود آید. در مرحله‌ی سوم شالوده و سازه روی خاک تعریف می‌شوند و با اعمال بار سازه، آنالیز استاتیکی انجام می‌شود تا توزیع تنش و تغییر مکان در خاک در حالت وجود سازه و شالوده تعیین شود و به عنوان شرایط اولیه برای آنالیز دینامیکی آماده شود. نتایج آنالیز استاتیکی مدل‌های این پژوهش در جدول (۷) آورده شده است. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات نشست شالوده نیز افزایش می‌یابد و DGCS باعث کاهش نشست است. در مرحله آخر کل مجموعه خاک و سازه تحت بار دینامیکی قرار می‌گیرند. برای تحلیل معادلات حرکت در این گام از روش نیومارک استفاده شده است. پارامترهای نیومارک تأثیر زیادی روی پایداری و

کاهش نوسانات نتایج دارند، در این پژوهش همواره از پارامترهای نیومارک  $\beta = 0.3025$  و  $\gamma = 0.6$  استفاده شده است تا پایداری تحلیل با هر گام زمانی حتی بزرگ تضمین شود. در ادامه، برای بررسی روانگرایی خاک در اثر افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای از ضریب  $r_u$  استفاده شده است. این ضریب از تقسیم اضافه فشار آب حفره‌ای ( $\Delta u$ ) به تنش مؤثر ( $\sigma'$ ) بدست می‌آید (رابطه‌ی ۲). روانگرایی خاک و همچنین شدت آن با توجه به نزدیک بودن ضریب  $r_u$  به عدد یک، تعیین می‌شود، یعنی؛ هر چقدر اضافه فشار آب حفره‌ای از تنش مؤثر بزرگتر باشد، شدت روانگرایی بیشتر است.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'} \quad (2)$$

جدول ۷. نشست سطح خاک ناشی از بارگذاری در مراحل مختلف تحلیل استاتیکی (mm)

Run step	Number of stories	With DGSc	Without DGSc
Run 1	---	1.58	1.77
Run 2	---	1.88	2.07
	5	6.52	7.06
Run 3	10	9.44	10.33
	15	12.66	19.87

Table 7. Settlement of surface soil induced by loading in different stages of static analysis

## ۳- راستی آزمایی

## ۳-۱- راستی آزمایی خاک و ستون دانه‌ای متراکم

برای راستی آزمایی خاک و ستون‌های دانه‌ای متراکم از شبیه‌سازی‌های انجام شده در پژوهش لو و همکاران [35] استفاده شده است. خاک توسط المان آجری شکل ۸ و یا ۲۰ گره‌ای، با مصالح PressureDependMultiYield02 اپنسیس شبیه‌سازی شده است. نوع خاک، ماسه نوادا با تراکم نسبی ۴۰ درصد و با ضریب نفوذپذیری  $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{m/s}$  است. میرایی رایلی نیز لحاظ شده است. شرایط مرزی که برای مدل‌سازی در نظر گرفته شده است، شرایط مرزی تکرار شونده است. برای کاهش زمان محاسبات و به دلیل تقارن، فقط نیمی از مدل شبیه‌سازی شده است (شکل ۳). زلزله Hills (1987) در جهت محور X به مدل سه بعدی اعمال شده، جزئیات دیگر

### ۳-۲- راستی آزمایشی سازه

تمامی مدل‌های سازه در این پژوهش با پایه صلب، با نرم‌افزار Etabs ورژن ۱۶،۲،۱ [37] و با استفاده از آئین‌نامه AISC360-10 [38] مدل‌سازی و طراحی شد. نتایج حاصل از تحلیل سازه در نرم‌افزارهای OpenSees و Etabs با یکدیگر مقایسه شده است. به طور نمونه، نتایج دریافت و بیشینه برش طبقات سازه حاصل از تحلیل یک سازه پنج طبقه فولادی توسط نرم‌افزار ایتبس و نرم‌افزار اپنسیس در شکل (۵) نشان داده شده است که هم‌خوانی قابل قبولی دارد.

شکل ۵. مقایسه نتایج دریافت و بیشینه برش طبقات سازه پنج طبقه حاصل

از نرم افزارهای Etabs و OpenSees

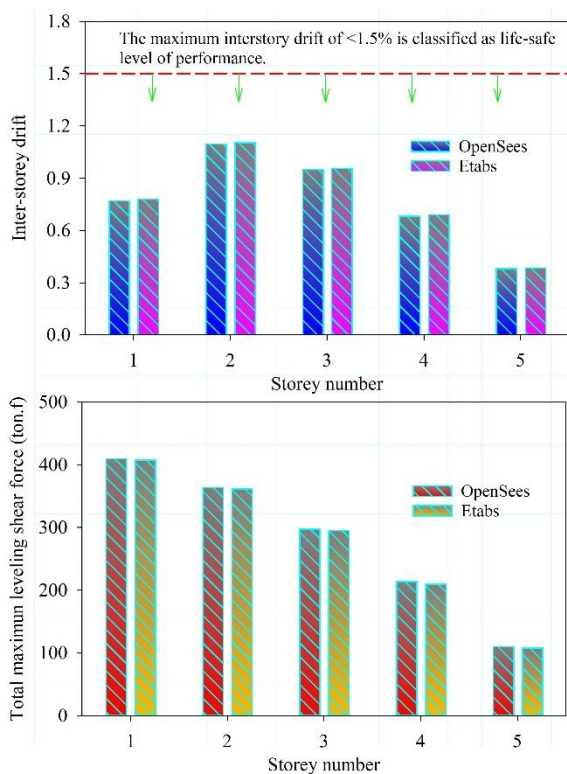


Fig. 5. Comparison of drift and total maximum levelling shear force of 5-storey structure from OpenSees and Etabs softwares

### ۴- بحث و نتایج

در این پژوهش انواع مدل‌سازی به شرح زیر است:

۱- سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه واقع بر خاک بهسازی شده با

ستون دانه‌ای مترکم ۷×۷

از مدل در مرجع [35] آورده شده است. نتایج بدست آمده برای تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی و بیشینه جابه‌جایی جانبی در شکل (۴) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که هم‌خوانی مناسب با نتایج پژوهش لو و همکاران [35] دارد.

شکل ۳. شماتیک پلان و نمای سه بعدی مدل خاک و ستون‌سنگی از پژوهش لو و همکاران [۳۵]

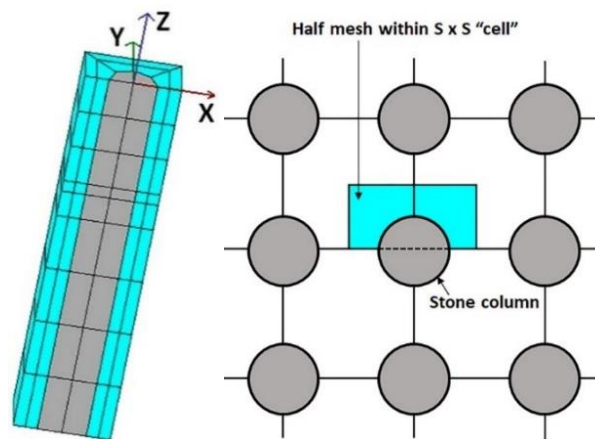


Fig. 3. Schematic plan and 3D views of SCs and soil model of Lu et.al research [35]

شکل ۴. مقایسه تاریخچه جابه‌جایی جانبی و بیشینه جابه‌جایی جانبی مدل

خاک و ستون‌سنگی ایمن مطالعه با پژوهش لو و همکاران [۳۵]

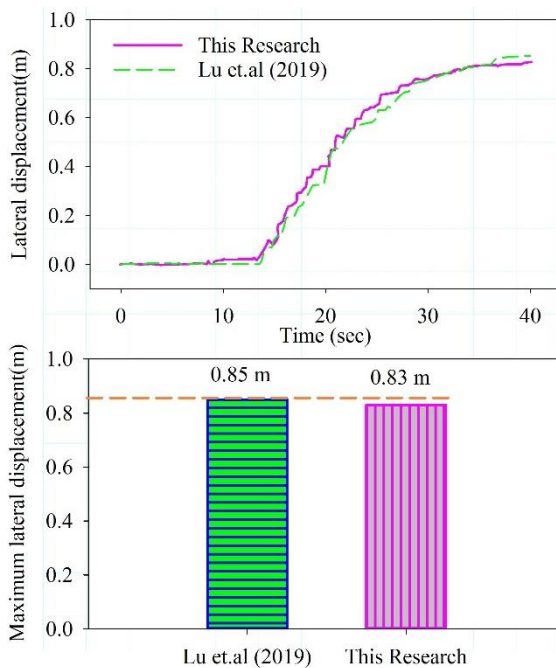
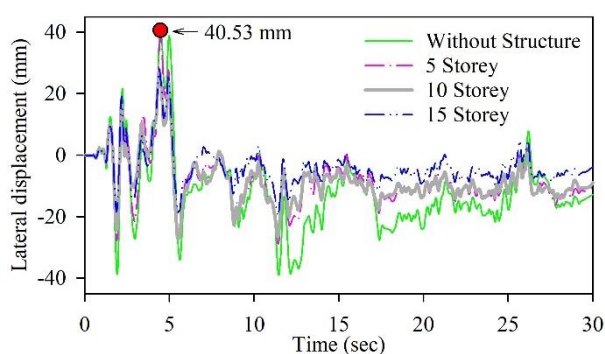


Fig. 4. Comparison of the lateral displacement history and maximum lateral displacement of soil the obtained from the numerical simulation and Lu et al research.[35]



سازه نیز موثر است، بنابراین به طور یقین نمی‌توان گفت افزایش تعداد طبقات سازه باعث افزایش یا کاهش جابه‌جایی افقی خاک می‌شود. در پایان زلزله نیز مشاهده می‌شود که بیشترین جابه‌جایی ماندگار در خاک بدون سازه رخ داده است.

شکل ۶. تاریخچه جابه‌جایی جانبی سطح خاک دارای ستون‌های متراکم ۷×۷ در مرکز مدل‌های بدون سازه و با سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه تحت زلزله الاسترو ۰.۲۵g



**Fig. 6.** Lateral displacement time histories of soil surface in the center of various models (without structure and five, ten and 15-storey structures on the DGSc) subjected the 0.25g El-Centro earthquake

بیشینه جابه‌جایی جانبی خاک بهسازی شده در عمق‌های مختلف در مدل‌های بدون سازه و با سازه، در شکل (۷) در مرکز مدل‌های ساخته شده و نقطه دور نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که جابه‌جایی جانبی مرکز خاک در زیر سازه نسبت به نقطه دور از سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه کمتر است، که نشان دهنده تاثیر مثبت تعداد طبقات و ستون‌های متراکم بر جابه‌جایی جانبی خاک زیر سازه است.

در شکل (۸) مقدار جابه‌جایی جانبی سطح خاک در مدل‌های با DGSc و بدون بهسازی که هر دو دارای سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه روی خاک هستند، مورد مقایسه قرار گرفته شده است. نمودار نشان دهنده آثار وجود DGSc در کاهش جابه‌جایی جانبی سطح خاک نسبت به مدل‌های بدون بهسازی با حضور سازه است. ذکر این مطلب لازم است که با افزایش تعداد طبقات سازه از پنج به ده طبقه، اختلاف جابه‌جایی جانبی بین مدل‌های با بهسازی و مدل‌های بدون بهسازی بیشتر شده است.

۲- سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه واقع بر خاک قابل روانگرا بدون بهسازی

۳- سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه با شرایط تکیه‌گاهی گیردار

۴- ستون دانه‌ای متراکم ۷×۷ در خاک قابل روانگرا بدون سازه

۵- خاک با قابلیت روانگرایی (محیط آزاد)

در مدل‌سازی‌های فوق به بررسی اثر وجود طبقات سازه در حالت اندرکنشی و آثار ستون دانه‌ای متراکم روی مولفه‌های جابه‌جایی جانبی خاک، نشست شالوده، دریافت طبقات، طیف پاسخ شتاب، اضافه فشار آب حفره‌ای و برش کل طبقات سازه پرداخته شد.

## ۱-۴- جابه‌جایی

### ۱-۱-۴- جابه‌جایی جانبی خاک

شکل (۶)، نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی سطح خاک بهسازی شده در مرکز مدل، برای مدل‌های بدون سازه و مدل‌های دارای سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه را تحت زلزله الاسترو نشان می‌دهد. مقدار جابه‌جایی جانبی در مدل بدون سازه بیشتر از مدل‌های با سازه است و در مدل‌های با سازه، مقدار جابه‌جایی جانبی با افزایش تعداد طبقات تا ده طبقه، کاهش یافته و سپس از ده به ۱۵ طبقه کمی افزایش می‌یابد. توجیه اینکه، دو مکانیسم برای جابه‌جایی‌ها وجود دارد: اول اینکه، با افزایش تعداد طبقات و وزن سازه، نیروی اینرسی افقی ناشی از زلزله، افزایش پیدا کرده است و انتظار می‌رود با افزایش نیروی اینرسی، جابه‌جایی افقی زیاد شود. دوم اینکه، با افزایش تعداد طبقات تنش مؤثر در خاک زیرسازه افزایش می‌یابد و به تناسب آن موجب افزایش اصطکاک تماسی و مقاومت برشی خاک و همچنین باعث افزایش رفتار اتساعی خاک می‌شود و مانع افزایش جابه‌جایی افقی خواهد شد. در تقابل این دو سازوکار ممکن است آثار یکی بر دیگری غالب شود. بنابراین با این توضیح، می‌توان گفت که در سازه‌های بلندتر آثار اینرسی نسبت به افزایش تنش مؤثر پررنگتر است. نکته قابل ذکر دیگر این است که آثار سینماتیکی وابسته به نوع خاک (خاک قابل روانگرا و بهسازی شده) و سختی و پیروید

## ۲-۱-۴- نشست شالوده

مقایسه بیشینه نشست شالوده در مدل‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه روی ستون‌های دانه‌ای متراکم و بدون بهسازی در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات سازه، میزان نشست‌ها افزایش پیدا کرده است. برای نمونه با افزایش تعداد طبقات از پنج به ده، و از پنج به ۱۵ میزان نشست‌ها برای حالت با ستون متراکم به ترتیب  $1/28$  و  $1/46$  برابر و برای حالت بدون ستون متراکم به ترتیب  $1/20$  و  $1/85$  برابر شده است. علت این تغییرات، ناشی از افزایش وزن سازه در اثر افزایش تعداد طبقات سازه می‌باشد. هنگامی که تعداد طبقات سازه افزایش می‌یابد وزن سازه نیز بیشتر می‌شود. افزایش وزن سازه باعث افزایش فشار تماسی و تنش‌های قائم اعمالی به خاک شده در نتیجه کرنش‌های حجمی و نشست در زیر شالوده افزایش می‌یابند. همچنین شکل (۹) نشان‌دهنده تاثیر مثبت ستون‌های دانه‌ای متراکم با توجه به سختی و نفوذپذیری بالا، در کاهش مقدار نشست شالوده، در هنگام زلزله می‌باشند. در این پژوهش، میزان اثربخشی در سازه ۱۵ طبقه از بقیه سازه‌ها بیشتر است. علت این اتفاق را می‌توان ناشی از افزایش تنش مؤثر در مرکز لایه روانگرا در نتیجه کاهش پتانسیل روانگرایی خاک دانست که در ادامه به آن پرداخته می‌شود. میزان اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در مرکز لایه روانگرا برای تمامی مدل‌ها در یک عمق ثابت تقریباً برابر است (شکل ۱۵). اما در اثر افزایش وزن در سازه ۱۵ طبقه، تنش مؤثر در مرکز لایه روانگرا افزایش یافته و پتانسیل روانگرایی را کاهش می‌دهد در نتیجه نرخ افزایش نشست نیز در زیر سازه ۱۵ طبقه کمتر شده است. در سازه ۱۰ طبقه نیز در اثر افزایش وزن سازه تنش مؤثر افزایش می‌یابد اما خاک در زیر سازه ۱۰ طبقه دارای پتانسیل روانگرایی بیشتری نسبت به سازه ۱۵ طبقه است و تنش‌های اعمالی از طرف سازه، میزان روانگرایی و نشست را تشدید می‌کند. بنابراین، این نکته قابل ذکر است که میزان اثر بخشی ستون‌های دانه‌ای متراکم برای سازه‌های کوتاه و بلند (پنج و ۱۵ طبقه) به نسبت سازه‌های متوسط (ده طبقه) بیشتر است. میزان این اثر بخشی (درصد کاهش در میزان نشست) برای سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه به

شکل ۷. بیشینه جابه‌جایی جانبی خاک دارای ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  در مرکز و دور از مرکز مدل‌های بدون سازه و مدل‌های با سازه پنج تا ۱۵ طبقه تحت زلزله السترو  $0.25g$

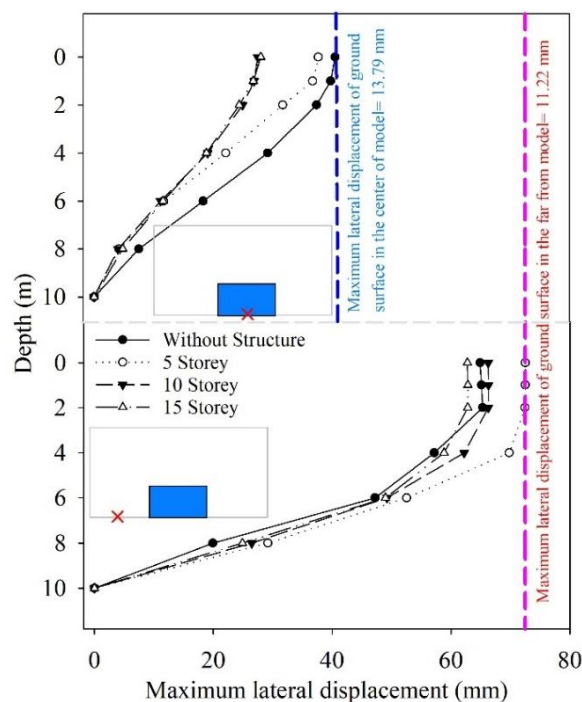


Fig. 7. Maximum lateral displacement of soil with  $5 \times 5$  DGCs in the center and far from the center of without and with 5-15-storey structures subjected to the  $0.25g$  El-Centro earthquake

شکل ۸. بیشینه جابه‌جایی جانبی سطح خاک در مرکز مدل‌های بدون سازه با سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه دارای ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  و بدون بهسازی تحت زلزله السترو  $0.25g$

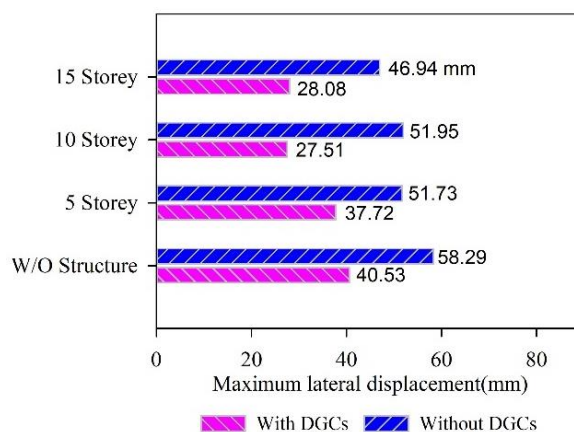
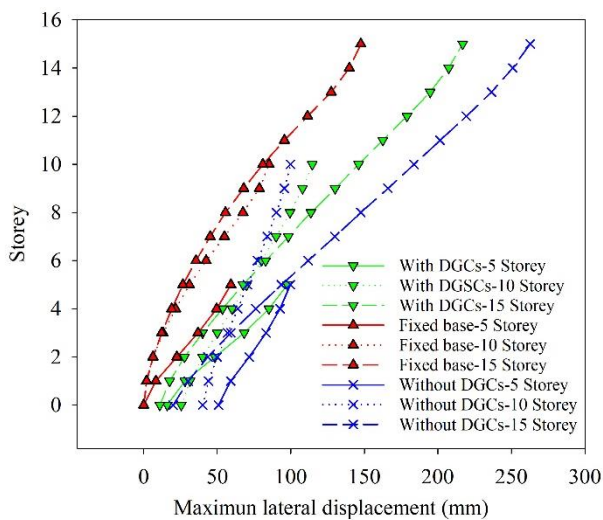


Fig. 8. Maximum lateral displacement of the soil surface in the center of models without structure and with 5, 10 and 15-storey structures on the  $7 \times 7$  DGCs and without DGCs under  $0.25g$  El-Centro earthquake

شکل‌های (۸ و ۹)، زمان بیشینه جابه‌جایی افقی در سطح شالوده با زمان بیشینه جابه‌جایی افقی سازه در طول زلزله متفاوت است.

شکل ۱۰. بیشینه جابه‌جایی جانبی طبقات سازه در مدل‌های با ستون‌های دانه‌ای متراکم، بدون بهسازی و پایه صلب برای سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه تحت زلزله السسترو ۰.۲۵g



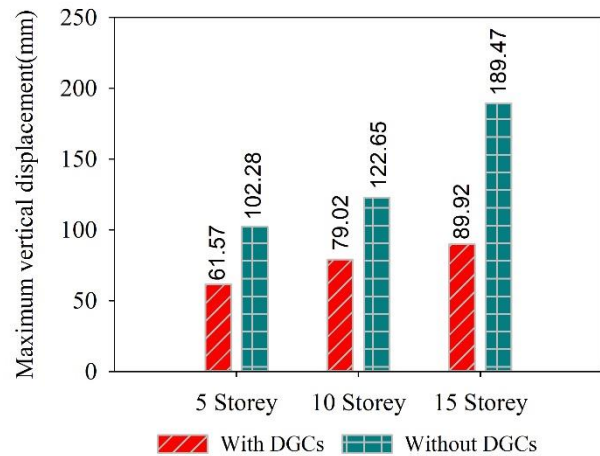
**Fig. 10.** Maximum lateral displacement of the structural floors in the models with DGCS, without DGCS and fixed base for 5, 10 and 15-storey structures under El-Centro earthquake 0.25g

شکل (۱۱) نشان دهنده مقایسه دررفت طبقات سازه در مدل‌های با DGCS، بدون آن و پای صلب برای سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که مقدار دررفت کل در سازه‌ها با پایه صلب به نسبت کمتر از مدل‌های اندرکنشی است. دلیل این امر اثر دوران پای سازه<sup>۱۱</sup>، در مدل‌های اندرکنشی است. در واقع دررفت ایجاد شده در مدل‌های اندرکنشی ترکیبی از دررفت خمشی و دورانی پای ستون است که قابل تجزیه هستند. در مدل‌های اندرکنشی با افزایش سختی خاک دررفت‌های سازه افزایش پیدا می‌کند و می‌توان دلیل آن را در این دانست که مدل سخت‌تر تقاضای لرزه‌ای بیشتر دارد بنابراین متحمل دررفت بیشتری خواهد شد. از طرفی هرچه تعداد طبقات افزایش پیدا می‌کند، دررفت طبقات در مدل‌های

<sup>11</sup> Rocking

ترتیب برابر است با ۶۶/۱٪، ۵۵/۲٪ و ۱۱۰/۷٪ است.

شکل ۹. نشست بیشینه شالوده در مدل‌های با سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه بر روی ستون‌های دانه‌ای متراکم ۷×۷ و بدون بهسازی تحت زلزله السسترو ۰.۲۵g



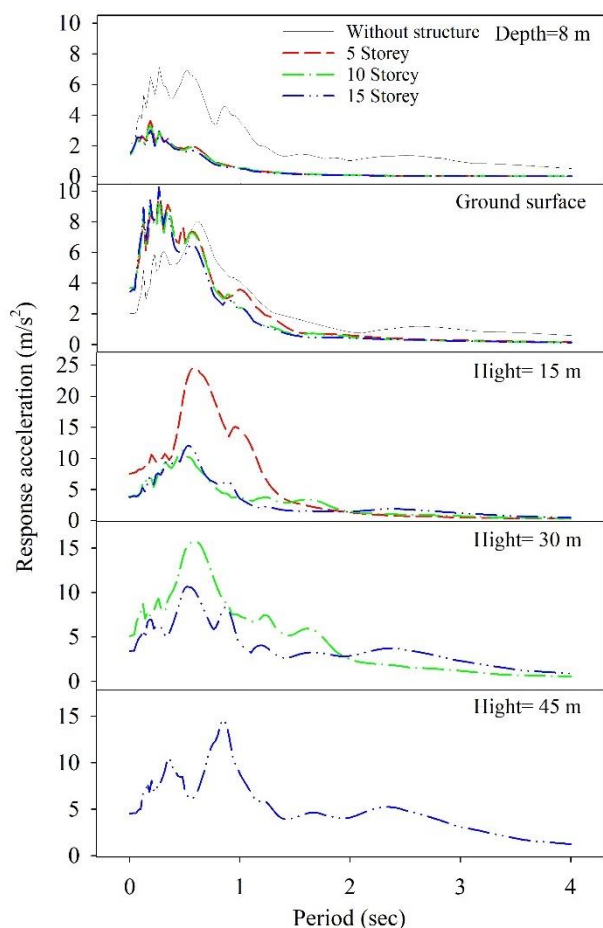
**Fig. 9.** Maximum settlement of the foundation in the models with 5, 10 and 15-storey structures on the 7x7 DGCS and without DGCS under El-Centro earthquake 0.25g

### ۳-۱-۴- جابه‌جایی سازه و دررفت طبقات

در این بخش، به مقایسه تغییرات جابه‌جایی افقی سازه و دررفت طبقات مدل‌های پایه صلب و مدل‌های اندرکنشی سازه-خاک با ستون‌های دانه‌ای متراکم، و بدون آن پرداخته می‌شود.

شکل (۱۰) نشان می‌دهد که در حالت کلی، با افزایش تعداد طبقات، جابه‌جایی جانبی بیشتری در سازه رخ می‌دهد. همچنین در سازه پایه صلب نرخ افزایش جابه‌جایی جانبی، با افزایش تعداد طبقات، بطور ناچیزی کاهش پیدا می‌کند. ولی در مدل‌های اندرکنشی نرخ افزایش جابه‌جایی طبقات با تغییر در تعداد طبقات، هم کاهش و هم افزایش است. از طرفی دیگر، در مدل‌های اندرکنشی، میزان جابه‌جایی جانبی طبقات نسبت به مدل‌های پایه ثابت بیشتر است. وجود ستون‌های دانه‌ای متراکم، باعث کاهش جابه‌جایی جانبی سازه شده است، اما برای سازه ده طبقه اگرچه DGCS باعث کاهش جابه‌جایی در سطح شالوده شده است، ولی در طبقات فوقانی افزایش جابه‌جایی مشاهده می‌شود. نکته دیگر اینکه با توجه به

شکل ۱۲. طیف پاسخ شتاب در سطوح مختلف از کف زمین در سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه بر روی ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  DGCs (شالوده عمیق) تحت زلزله السترو  $0.25g$



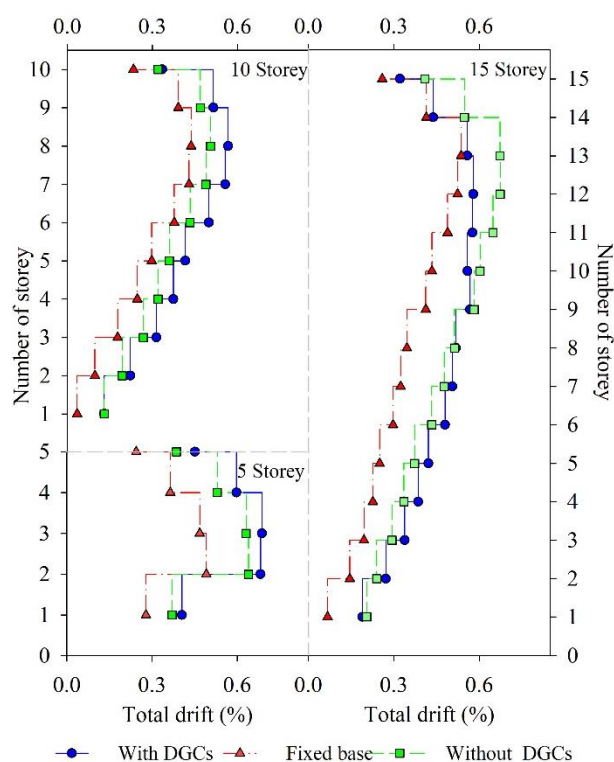
**Fig. 12.** Acceleration response spectrum at different level from ground surface for 5, 10 and 15-storey structures on the  $7 \times 7$  DGCs subjected by  $0.25g$  El Centro earthquake

با توجه به نمودارها مشاهده می‌شود که با وجود ستون‌های دانه‌ای متراکم پاسخ‌های شتاب منتقل شده با نزدیک شدن به سطح خاک و طبقات بالای سازه افزایش پیدا کرده است. افزایش سختی خاک با وجود DGCs موجب تقویت شتاب‌های منتقل شده از خاک به شالوده و سازه شده در نتیجه پاسخ‌های شتاب بزرگتری در سطح خاک خواهیم داشت. از طرفی با توجه به شکل (۱۲) با افزایش تعداد طبقات، طیف پاسخ شتاب در شالوده تغییرات زیادی نداشته است و تقریباً در تمامی مدل‌ها مشابه می‌باشند. عدم تغییرات در طیف‌های پاسخ در پای سازه نشان می‌دهد که شتاب‌های منتقل شده به پای

با DGCs نسبت به بدون آن به هم نزدیکتر و حتی پیشی می‌گیرد. دلیل این امر پرننگ‌تر شدن اثر دوران پای سازه، در سازه‌های بلندتر روی خاک نرم‌تر است.

نکته دیگر قابل مشاهده در این شکل این است که موقعیت طبقه که بیشینه دررفت را دارد در دو حالت اندرکنشی و پایه ثابت تقریباً بدون تغییر است.

شکل ۱۱. دررفت کل طبقات در سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه در حالت‌های مختلف: پایه‌ی گیردار، دارای ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  DGCs (شالوده عمیق) و و مدل بدون بهسازی (شالوده سطحی) تحت زلزله السترو  $0.25g$



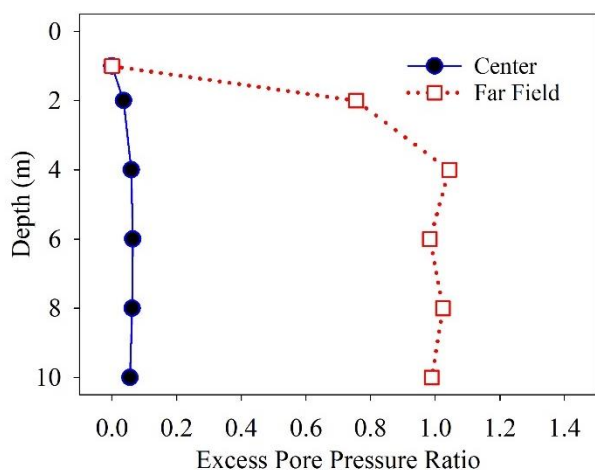
**Fig. 11.** Total drift of 5, 10 and 15-storey structures in various cases such as: fixed base, supported by  $7 \times 7$  DGCs (deep foundation) and without DGCs (shallow foundation) under  $0.25g$  El Centro earthquake

## ۲-۴- شتاب

در شکل (۱۲) تأثیر وجود ستون‌های دانه‌ای متراکم روی پاسخ‌های شتاب منتقل شده به سیستم خاک-سازه-شالوده نشان داده شده است.

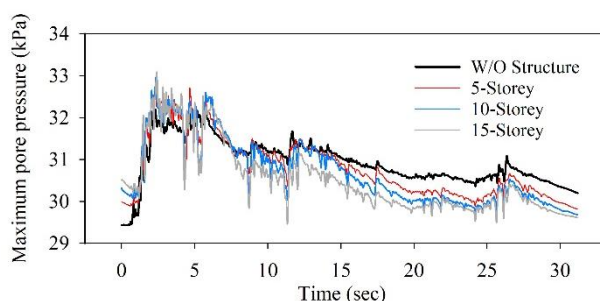
مکش در DGCS می‌شود. به موجب رفتار اتساعی، در صورت ایجاد، هرگونه افزایش اضافه فشار آب ناشی از تنش سیکنی زلزله، ستون متراکم، رخداد وقوع روانگرایی را کنترل می‌کند.

شکل ۱۳. پروفیل ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای خاک در مرکز و دور از مدل با ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  DGCS (بدون سازه) تحت زلزله السسترو  $0.25g$



**Fig. 13.** Profile of excess pore pressure ratio in the center and far from of the  $7 \times 7$  DGCS model (without structure) under El-Centro earthquake  $0.25g$

شکل ۱۴. تاریخچه اضافه فشار آب حفره‌ای خاک در عمق ۴ متری در مرکز مدل‌ها با سازه‌های پنج تا ۱۵ طبقه و بدون سازه بر روی ستون‌های دانه‌ای متراکم  $7 \times 7$  DGCS تحت زلزله السسترو  $0.25g$



**Fig. 14.** Excess pore pressure history at the depth of 4m in the center and far from of the models with 5, 10 and 15-storey structures and without structure on the  $7 \times 7$  DGCS under El-Centro earthquake  $0.25g$

همچنین از شکل (۱۵) مشاهده می‌شود که در تمام نقاط خاک دور از سازه، مقادیر ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای بیشتر از یک و به دنبال آن پتانسیل روانگرایی بالاست. در نقاط

سازه تقریباً باهم برابر است، اما با افزایش تعداد طبقات و به تناسب آن افزایش پیوند طبیعی سازه (به ترتیب برای سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه برابر با  $0.97$ ،  $1/35$  و  $1/99$  است) و دور شدن آن از فرکانس غالب زلزله، طیف شتاب در بالای سازه افزایش کمتری نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر از خود نشان داده است.

### ۳-۴- اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک

شکل (۱۳) تغییرات ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای خاک در مرکز مدل بهسازی شده با ستون‌های متراکم  $7 \times 7$  (جایی که ستون متراکم واقع شده است) و نقطه‌ای دور از مرکز مدل (محیط آزاد) برحسب عمق‌های مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این شکل مشاهده می‌شود، مقادیر ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای در جایی که ستون دانه‌ای واقع شده است بسیار کمتر از یک است در صورتی که در محیط آزاد نشان از وقوع روانگرایی دارد. همچنین این شکل نشان می‌دهد که بیشینه مقادیر ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۴ متری رخ می‌دهد؛ بنابراین در ادامه، برای تجزیه و تحلیل نتایج اضافه فشار آب حفره‌ای از همین عمق رکوردگیری شده است.

شکل (۱۴) تاریخچه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای خاک در مرکز مدل و در عمق ۴ متری بر حسب سازه‌های مختلف روی DGCS را نشان می‌دهد. مقدار فشار آب حفره‌ای در شروع زلزله با افزایش تعداد طبقات، افزایش می‌یابد و سپس پس از اتمام دوره قوی زلزله شروع به اتلاف شدن می‌کند. مطابق با این شکل می‌توان دریافت، اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای در سازه‌های سنگین‌تر، سریع‌تر رخ می‌دهد.

شکل (۱۵) بیشینه فشار آب حفره‌ای در مرکز سازه‌های مختلف و دور از آن‌ها در عمق ۴ متری در حالت بهسازی شده و نشده را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که وجود DGCS در زیر سازه موجب زائل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای با سرعت بیشتری نسبت به خاک اطراف سازه شده است. دلیل این رخداد نفوذپذیری بالای DGCS است. از طرفی به دلیل سختی بالاتر DGCS نسبت به خاک محیط اطراف، رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهد که باعث ایجاد

با وجود ستون مشاهده می‌شود دلیل آن عدم روانگرا شدن در نواحی DGCs شکل (۱۳) و رفتار اتساعی آن است.

۲- ظرفیت تحمل تنش برشی خاک با افزایش در عمق خاک افزایش پیدا می‌کند. این موضوع نشان می‌دهد که فشار سربار موجب افزایش مقاومت برشی خاک می‌شود. این نتایج با یافته‌های مراجع [10, 11] هماهنگی دارد.

#### ۵-۴-برش سازه در طبقات

شکل (۱۷) نشان دهنده مقایسه برش سازه در طبقات برای مدل‌های با سازه پنج، ده و ۱۵ طبقه می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که مقدار برش در سازه‌های کوتاه و پایه صلب به طور محسوسی بیشتر از مدل‌های بدون بهسازی و دارای DGCs است. از طرفی وجود DGCs نیز بدلیل سختی بیشتر نسبت به مدل‌های بدون بهسازی، موجب افزایش برش پایه می‌شود. به بیان دیگر افزایش سختی مدل باعث افزایش تقاضای لرزه‌ای برش می‌شود. در سازه‌های بلندتر، در طبقات پایین‌تر همچنان، برش پایه در حالت سازه با پایه‌های صلب تقریباً بیشتر از مدل‌های اندرکنشی است ولی در طبقات فوقانی، مقدار برش در مدل‌های بهسازی شده بیشتر از بقیه مدل‌هاست.

#### ۵-نتیجه‌گیری

- وجود سازه روی خاک موجب کاهش جابه‌جایی جانبی خاک در هنگام وقوع زلزله شده و با افزایش تعداد طبقات سازه، مقدار جابه‌جایی جانبی خاک با توجه به سازوکار غالب اشاره شده، ممکن است کاهش یا افزایش یابد.
- نتایج نشان می‌دهد که بیشینه جابه‌جایی جانبی مرکز خاک در زیر سازه نسبت به نقطه‌ی دور از سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه کمتر می‌باشد، که نشان دهنده تاثیر مستقیم تعداد طبقات و ستون متراکم بر جابه‌جایی جانبی خاک زیر سازه می‌باشد.

زیر سازه با افزایش تعداد طبقات مقادیر فشار آب حفره‌ای چه در حالت با DGCs و چه بدون آن، افزایش می‌یابد. نکته قابل ذکر دیگر این است که افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در نقاط زیر سازه سنگین‌تر دلیلی بر افزایش پتانسیل روانگرایی خاک نیست، زیرا با افزایش طبقات تنش اضافی موثر خاک نیز بالا می‌رود و در نتیجه ممکن است باعث کاهش مقادیر ضریب اضافه فشار شود. مقدار ضریب اضافه فشار آب حفره‌ای،  $r_{u\min}$  در شکل (۱۵) برای محیط آزاد و بدون اثر سازه محاسبه شده است. مورد دیگر اینکه، با مقایسه بین فشار آب در نقاط دور از سازه و مدل بدون سازه می‌توان دریافت که سازه موجب افزایش فشار آب در نقاط دورتر نیز خواهد شد.

شکل ۱۵. بیشینه فشار آب حفره‌ای در مرکز سازه مختلف و دور از آن در عمق ۴ متر در حالت بهسازی شده و نشده

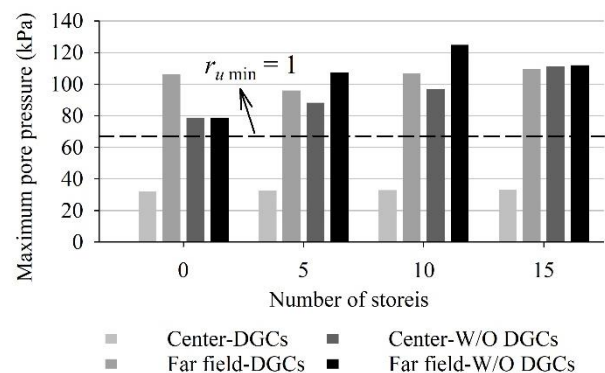


Fig. 15. Maximum pore pressure at the depth of 4m in the center and far from of the improved/unimproved models with 5, 10 and 15-storey structures and without structure

#### ۴-۴-تنش-کرنش

برای بررسی دقیق‌تر رفتار خاک در حین تغییرشکل‌های برشی، منحنی چرخه‌ای تنش-کرنش برشی خاک در اعماق مختلف زمین برای حالت آزاد و حالت دارای  $7 \times 7$  DGCs مورد مقایسه قرار گرفته شده است. نکات زیر با توجه به نتایج حاصل از شکل (۱۶) قابل برداشت می‌باشد:

۱- نمودارها نشان دهنده تحمل تنش‌های برشی بیشتر توسط ستون‌های دانه‌ای متراکم می‌باشد و کرنش‌های کمتری

شکل ۱۶. منحنی تنش - کرنش برشی و مسیر تنش برشی خاک در حالت آزاد و حالت ستون‌های دانه‌ای متراکم ۷×۷ بدون سازه در اعماق مختلف

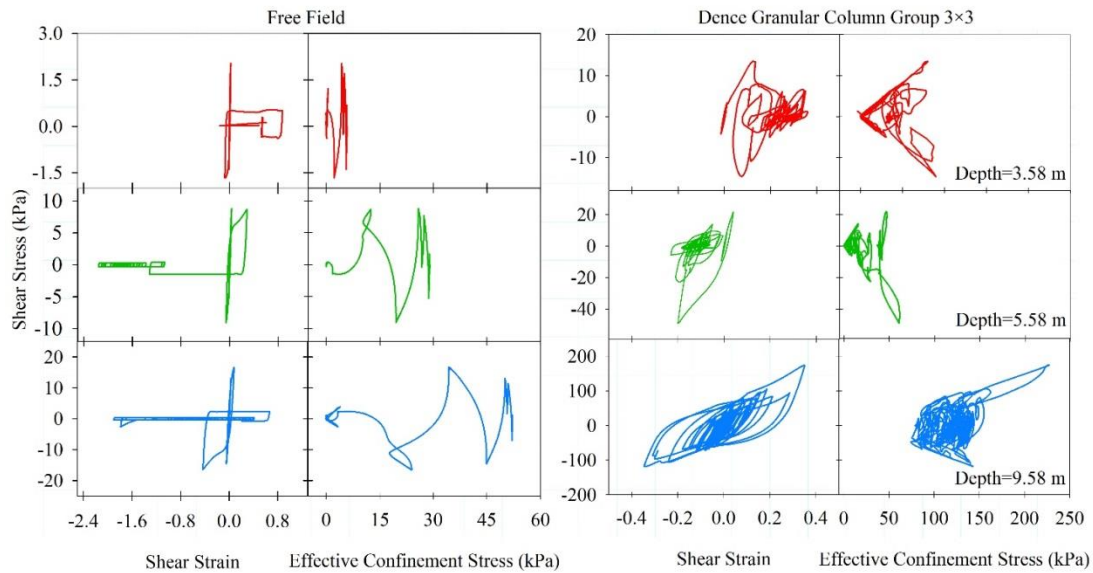


Fig.16. Shear stress-strain and stress path at various depths for the free field and DGCs 7×7 without structure

- نتایج بدست آمده برای جابه‌جایی جانبی سطح خاک و نشست شالوده در مدل‌های دارای DGCs و بدون آن دارای سازه‌های مشابه، نشان می‌دهد که وجود DGCs در تمام سازه‌ها موجب کاهش میزان نشست شالوده شده است. افزایش سختی سیستم و عملکرد DGCs در کاهش فشار آب مازاد حفره‌ای به دلیل قدرت زهکشی بالای آن، که موجب کاهش آثار ناشی از روانگرایی خاک می‌شود، از جمله دلایل کاهش نشست شالوده می‌باشد.
- مقدار دررفت کل در سازه‌ها با پایه صلب نسبت به دررفت سازه‌ها روی DGCs و بدون بهسازی کمتر است؛ زیرا دررفت ایجاد شده در مدل‌های اندرکنشی ترکیبی از دررفت خمشی و دورانی پای ستون است. در مدل‌های اندرکنشی با افزایش سختی خاک، دررفت‌های سازه افزایش پیدا می‌کند؛ بنابراین متحمل دررفت بیشتری خواهد شد. از طرفی هرچه تعداد طبقات افزایش پیدا می‌کند، دررفت طبقات در مدل‌ها با ستون‌های دانه‌ای متراکم نسبت به بدون بهسازی به هم نزدیکتر و حتی پیشی می‌گیرند. دلیل این امر پررنگ‌تر شدن اثر دوران پای سازه، در سازه‌های بلندتر بر روی خاک نرم‌تر است.

شکل ۱۷. نیروی برش کلی در طبقات مختلف سازه‌های پنج، ده و ۱۵ طبقه دارای شرایط تکیه‌گاهی صلب، با ستون‌های دانه‌ای متراکم ۷×۷ و بدون بهسازی تحت زلزله السترو با  $PGA=0.25g$

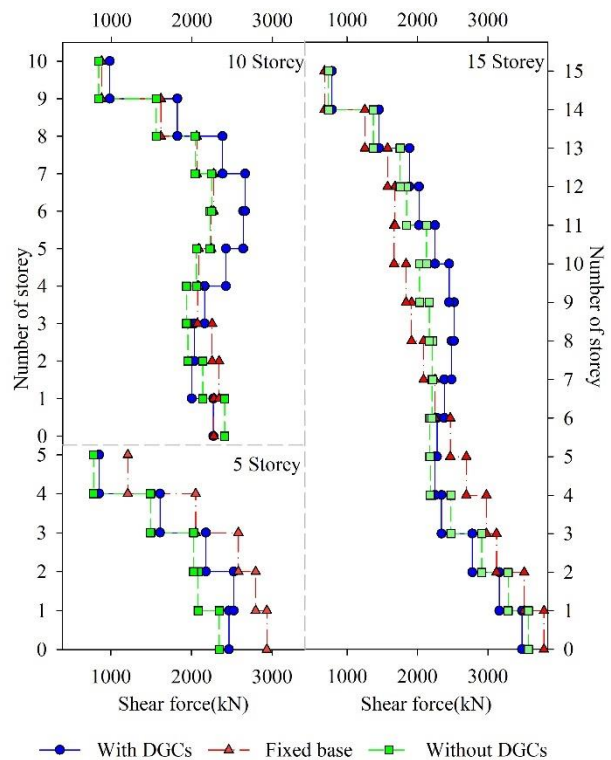


Fig. 17. Total maximum shear forces the 5 and 10 storeys structures with fixed base, 7 × 7 DGCs and without DGCs under the earthquake motions of El Centro with  $PGA=0.25g$

6. Ashford S. A., Rollins K. M., Case Bradford V S., Weaver T. J.&Baez J. I. 2000 Liquefaction mitigation using stone columns around deep foundations: Full-scale test results. *Transportation research record*. 1736(1): p. 110-118.
7. Adalier K., Elgamal A., Meneses J.&Baez J. 2003 Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 23(7): p. 571-584.
8. Lu J., Peng J., Elgamal A., Yang Z.&Law K. H. 2004 Parallel finite element modeling of earthquake ground response and liquefaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 3(1): p. 23-37.
9. Elgamal A., Lu J.&Forcellini D. 2009 Mitigation of liquefaction-induced lateral deformation in a sloping stratum: Three-dimensional numerical simulation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 135(11): p. 1672-1682.
10. Rayamajhi D. 2014 Shear reinforcement effects of discrete columns in liquefiable soils.
11. Rayamajhi D., Ashford S. A., Boulanger R. W.&Elgamal A. 2016 (a) Dense granular columns in liquefiable ground. I: shear reinforcement and cyclic stress ratio reduction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 142(7): p. 04016023.
12. Rayamajhi D., Boulanger R. W., Ashford S. A.&Elgamal A. 2016 (b) Dense granular columns in liquefiable ground. II: Effects on deformations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 142 (v)p. 04016024.
13. Ben Salem Z., Frikha W.&Bouassida M. 2016 Effect of granular-column installation on excess pore pressure variation during soil liquefaction. *International Journal of Geomechanics*. 16(2): p. 04015046.
14. Tang L., Zhang X.&Ling X. 2016 Numerical simulation of centrifuge experiments on liquefaction mitigation of silty soils using stone columns. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 20(2): p. 631-638.
15. urali A., Godson M., Shanmugam G. K.&Subramani N. 2022 Applicability Analysis of Stone Column Against Liquefaction Under Repeated Dynamic Events, in *Ground Improvement and Reinforced Soil Structures*. Springer. p. 305-315.
16. Kumar R.&Takahashi A. 2022 Reliability assessment of the performance of granular column in the nonuniform liquefiable ground to mitigate the liquefaction-induced ground deformation. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*. 16(2): p. 376-395.
17. Chafale A.&Annam M. K. 2022 A Review on Ground Improvement with Surcharge in Addressing Liquefaction Mitigation. *Dynamics of Soil and Modelling of Geotechnical Problems*: p. 367-375.
18. Zhou Y.-G., Liu K., Sun Z.-B.&Chen Y.-M. 2021 Liquefaction mitigation mechanisms of stone column-improved ground by dynamic centrifuge
- وجود DGCs در خاک موجب افزایش سختی خاک شده و موجب تقویت شتاب‌های انتقالی از خاک به شالوده و سازه شده و در نتیجه پاسخ‌های شتاب بزرگتری در سطح خاک و طبقات بالای سازه خواهیم داشت.
  - وجود سازه روی خاک موجب افزایش مقدار فشار آب مازاد حفره‌ای می‌شود. تاثیر وجود سازه بر افزایش فشار آب مازاد حفره‌ای در زیر سازه بیشتر از نقطه‌ای دور از شالوده سازه می‌باشد.
  - مقدار برش در سازه‌های کوتاه و پایه صلب بیشتر از مدل‌های اندرکنشی است. از طرفی وجود DGCs نیز به دلیل سختی بیشتر نسبت به مدل‌های بدون آن، موجب افزایش برش پایه می‌شود. در سازه‌های بلندتر، و در طبقات پایین‌تر همچنان، برش پایه در حالت سازه با پایه‌های صلب تقریباً بیشتر از مدل‌های اندرکنشی است ولی در طبقات فوقانی برش کل در مدل‌های بهسازی شده بیشتر از بقیه مدل‌هاست. بنابراین اگر بهسازی انجام شود در برخی از موارد ممکن است باعث افزایش برش پایه شود، اما تا حدود زیادی باعث کاهش نشست خواهد شد. بنابراین در طراحی لرزه‌ای، ضروری است علاوه بر کنترل جابه‌جایی افقی سازه و برش، مواردی همچون جابه‌جایی افقی، نشست و دوران شالوده، بدرستی کنترل شود.

## ۶-مراجع

1. Hamada M.&O'Rourke T. 1992 Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Volume 1, Japanese Case Studies. *Technical Rep. NCEER-92*. 1: p. 1-28.
2. Bray J., Cubrinovski M., Zupan J.&Taylor M. 2014 Liquefaction effects on buildings in the central business district of Christchurch. *Earthquake Spectra*. 30(1): p. 85-109.
3. Cubrinovski M., Winkley A., Haskell J., Palermo A., Wotherspoon L., Robinson K., et al. Hughes M. 2014 Spreading-induced damage to short-span bridges in Christchurch, New Zealand. *Earthquake Spectra*. 30(1): p. 57-83.
4. Cubrinovski M.&Ishihara K. 2004 Simplified method for analysis of piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. *Soils and foundations*. 44(5): p. 119-133.
5. Priebe H.-J. The prevention of liquefaction by vibro replacement. in *International conference on earthquake resistant construction and design*. 1991.



28. Karimi Z. & Dashti S. 2016 Numerical and centrifuge modeling of seismic soil–foundation–structure interaction on liquefiable ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 142(1): p. 04015061.
29. McKenna F., Mazzoni S. & Fenves G. 2011 Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) software version 2.2. 0. *University of California, Berkeley, CA*. Available from <http://opensees.berkeley.edu>.
30. McKenna F. & Fenves G. L. 2008 Using the OpenSees interpreter on parallel computers. *Network for earthquake engineering simulations*.
31. Yang Z., Lu J. & Elgamal A. 2008 OpenSees soil models and solid-fluid fully coupled elements. *User's Manual*. Ver. 1: p. 27.
32. Yang Z., Elgamal A. & Parra E. 2003 Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 129(12): p. 1119-1127.
33. Prevost J. H. 1985 A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 4(1): p. 9-17.
34. He L., Ramirez J., Lu J., Tang L., Elgamal A. & Tokimatsu K. 2017 Lateral spreading near deep foundations and influence of soil permeability. *Canadian Geotechnical Journal*. 54(6): p. 846-861.
35. Lu J., Kamatchi P. & Elgamal A. 2019 Using stone columns to mitigate lateral deformation in uniform and stratified liquefiable soil strata. *International Journal of Geomechanics*. 19(5): p. 04019026.
36. Ribó R., Pasenau M., Escolano E., Ronda J. & González L. 1998 GiD reference manual. *CIMNE, Barcelona*. 27.
37. Csi C. 2016 Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE. *Computers and Structures, Berkeley, California, USA*.
38. AISC 2010 Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.
- model tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 150: p. 106946.
19. Carlos Tiznado J., Dashti S. & Ledezma C. 2021 Probabilistic predictive model for liquefaction triggering in layered sites improved with dense granular columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 147(10): p. 04021100.
20. Rashma R., Jayalekshmi B. & Shivashankar R. Seismic performance of pervious concrete column improved ground in mitigating liquefaction. in IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2021. *IOP Publishing*.
21. Tang L., Liu S., Ling X., Wan Y., Li X., Cong S. & Su L. 2021 Seismic Soil Liquefaction Mitigation Using Stone Columns for Pile-supported Wharves. *Journal of Earthquake Engineering*: p. 1-28.
22. Meite R., Wotherspoon L. & Green R. 2022 Influence of extent of remedial ground densification on seismic site effects via 2-D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 152: p. 107041.
23. Seed H. B. & Booker J. R. 1977 Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of the geotechnical engineering division*. 103(7): p. 757-768.
24. Sasaki Y. & Taniguchi E. 1982 Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits. *Soils and Foundations*. 22(3): p. 1-14.
25. Brennan A. & Madabhushi S. Physical and numerical modelling of drainage in liquefied soils. in Fourth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran. 2003.
26. Asgari A., Oliaei M. & Bagheri M. 2013 Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 51: p. 77-96.
27. Forcellini D. 2020 Soil-structure interaction analyses of shallow-founded structures on a potential-liquefiable soil deposit. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 133: p. 106108.

# Seismic Response Assessment of Structure-Foundation-Dense Granular Column Considering Interaction Effect on the Liquefiable Soil

Ali Asgari<sup>1\*</sup>, Bita Sahebian<sup>2</sup>, Mohammad Kazemi<sup>3</sup>

1- Assistant Professor of Geotechnical Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

2- M.Sc. student, Department of Engineering and Technology University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

2- M.Sc, Department of Engineering and Technology University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

a.asgari@umz.ac.ir

## Abstract

Two of the important issues in the construction of structures located in seismic coastal areas are the study of the potential of liquefaction phenomenon in saturated sandy soils and seismic structure-foundation-soil interaction (SSFSI). Control of structure damage on the liquefiable soil and large deformations of soil due to seismic loading and, also, the other responses such as: the accelerations at top of the structure/foundation and excess pore water pressure related of this phenomenon are very important. The phenomenon of liquefaction happens due to the occurrence of an earthquake and due to the lack of sufficient opportunity for drainage of excess pore water pressure. One of the effective and useful mitigation methods to control of the liquefaction phenomenon is the usage of dense granular column (DGC) in appropriate dimensions and distances on the ground susceptible to liquefaction. The role of the DGC in controlling the liquefaction phenomenon are follow as: firstly, the DGC is made of materials that are more permeable to sandy soils and cause the excess pore water pressure to be dissipate faster, and secondly, DGC increases the stiffness of the system, which proportionally reduces the excess water pore pressure due to the dilative behavior. To reduce the risks of liquefaction, it is necessary to fully understand its consequences. These consequences depend on permanent soil displacements, structural performance, structural characteristics, foundation and structure dimensions, soil conditions of the structure site, type of loading and earthquake intensity. The presence of the structure and impact of SSFSI affects the intensity of liquefaction and static and dynamic stresses in the soil. Most prior studies (e.g., physical, numerical, or analytical models), ignore the existence of the structure or consider the effect of soil-structure interaction (SSI) on the liquefiable soil layer as an equivalent model. Hitherto, the essence and extend of these interactions are not sufficiently understood. These methods can not properly assess the damage caused by liquefaction; Therefore, these methods cannot be used in the design of structures resistant to liquefaction. Therefore, to accurately study the effect of liquefaction, a method and model is needed that can fully consider the soil, foundation, and structure so that it can be used to correctly estimate the amount of subsidence and displacement of the structure. In this study, to evaluate the seismicity and the mitigation effect of DGCs, using OpenSees finite element software, modeling of DGCs and surrounding soils without structure and models with 5, 10 and 15 storey structures were performed. The three-dimensional soil and DGCs modeled in the software are placed under different earthquakes and the effects of structural layers on the lateral displacement, excess pore water pressure, response of acceleration spectrum, drift and shear force of stories are investigated. The liquefiable soil is modelled through the pressure-dependent multi yield surface soil constitutive law (PDMY02) applied in OpenSees. The results of this study are shown the positive effect of DGC on the reduction of lateral displacement components of soil and structure, foundation subsidence and excess water pore pressure. Also, the presence of the structure on the soil and the increase of its floors have increased the mentioned components except for lateral displacement of soil.

**Keywords:** Liquefaction, Dense granular column group, Interaction, Structure, 3D Modeling.