

مطالعه‌ی عددی مکانیزم‌های مؤثر در رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی مدفون در خاک‌های ماسه‌ی سست با پتانسیل روان‌گرایی

سعید مشیرآبادی (کارشناس ارشد)

مسعود سلطانی‌محمدی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۳)
دوره‌ی ۲-۳، شماره‌ی ۳، ص. ۲۵-۱۵

مشاهدات حاصل از زلزله‌های پیشین، مؤید اعمال خسارت به سازه‌های زیرزمینی واقع در خاک‌های با پتانسیل روان‌گرایی است؛ با وجود این، در پژوهش‌های پیشین توجه کم‌تری به مکانیزم‌ها و عوامل مؤثر در خسارت‌ها صورت گرفته است. در این پژوهش، پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی سطحی واقع در خاک ماسه‌ی مستعد روان‌گرایی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود COM3 ارزیابی می‌شود. نتایج پژوهش نشان می‌دهد که توزیع غیریکنواخت اضافه‌ی فشار آب حفره‌ی در زیر سازه و تغییرشکل جانبی سازه به دلیل تغییر مکان جانبی خاک روان‌گرای پیرامون، از عوامل مؤثر و لازم در تغییر حجم خاک روان‌گرای فشرده‌شده به زیر سازه به عنوان مکانیزم متداول بلندشدگی سازه است. در شرایط زهکشی شده، تغییرشکل جانبی سازه تأثیر چشمگیری در میزان نشست آن داشته که با نیروی اینرسی سازه تحت تحریک لرزه‌ی مرتبط است. افزایش وزن سازه، تأثیرات مثبت یا منفی و افزایش تراکم تأثیر مثبت در بهبود رفتار لرزه‌ی سازه در شرایط مختلف خاک ماسه‌ی سست دارند.

واژگان کلیدی: سازه‌ی زیرزمینی، خاک ماسه‌ی سست، روان‌گرایی، رفتار لرزه‌ی، اندرکنش خاک و سازه، تحریک لرزه‌ی.

s.moshirabadi@gmail.com
msoltani@modares.ac.ir

۱. مقدمه

اینکه زلزله‌ی هوگوکن نانبو (۱۹۹۵)^۲ خسارت زیادی را به سازه‌های زیرزمینی بتن مسلح اعمال کرد؛ از جمله تعدادی از ستون‌های میانی ایستگاه داکای^۳ تحت تأثیر تغییرشکل برشی اعمالی توان باربری محوری خود را به دلیل آرماتورگذاری عرضی ناکافی از دست دادند.^۴ بعد از وقوع این زلزله، زلزله‌های دیگری همچون زلزله‌های چی - چی^۴ تایوان (۱۹۹۹)،^۵ و دوز^۵ ترکیه (۱۹۹۹) خساراتی را برای تونل‌های مترو زیرزمینی به بار آوردند. وقوع خسارت شدید به سازه‌های زیرزمینی باعث شد توجه بسیاری از پژوهشگران به سمت تبیین ضوابط لرزه‌ی سازه‌های زیرزمینی معطوف شود. برخی پژوهشگران خلاصه‌ی از روش‌های مختلف تحلیل و طراحی لرزه‌ی سازه‌های زیرزمینی را بررسی و نتایج حاصل از این روش‌ها را با هم مقایسه کردند.^۶ هر چند که عملکرد لرزه‌ی سازه‌های زیرزمینی، در گذشته به‌طور وسیع مورد مطالعه قرار گرفته است؛^{۷،۸} اما با وجود این، مطالعات اندکی به ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های زیرزمینی مدفون در خاک ماسه‌ی سست به هنگام وقوع روان‌گرایی پرداخته‌اند؛^{۹-۱۰} که البته در آنها نیز کم‌تر به مکانیزم مؤثر و حاکم بر رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا و همچنین تعیین عوامل به‌وجودآورنده و تشدیدکننده‌ی این مکانیزم‌ها با رویکرد طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد توجه شده است؛ علاوه بر این، تاکنون مطالعات آزمایشگاهی اندکی جهت ارزیابی و تعیین

امروزه تأسیسات زیرزمینی شهری به‌منزله‌ی بخش مهمی از شریان‌های حیاتی شهرها مطرح هستند، که جهت برآورد نیازهای مختلف ساکنان خود مورد استفاده قرار می‌گیرند؛ از جمله‌ی این سازه‌های زیرزمینی می‌توان به خطوط انتقال آب، گاز، و حتی سازه‌های زیرزمینی بتن مسلح حجیمی همچون تونل‌های مترو اشاره کرد. با توجه به اهمیت چشمگیر این قبیل سازه‌ها در ادامه‌ی حیات جوامع بشری، باید عوامل طبیعی و غیرطبیعی به‌وجودآورنده‌ی خسارت در این قبیل سازه‌ها شناسایی شوند و با استفاده از راهکاری مهندسی در صدد رفع و یا کاهش میزان خسارت اعمالی به آنها بر آمد. برای اولین بار با وقوع زلزله‌های آلاسکا و نیگاتا (۱۹۶۴)^۱ خسارت به لوله‌های زیرزمینی مدفون در خاک مشاهده شد.^{۱۱} ابعاد کوچک لوله‌های زیرزمینی در مقایسه با سایر سازه‌های زیرزمینی و همچنین عدم مشاهده‌ی خسارت اعمالی به این قبیل سازه‌ها تا آن زمان، تصور عمومی مهندسی را بر این اصل استوار کرد که سازه‌های از قبیل تونل‌های متروی مدفون در خاک، خسارت بسیار جزئی تحت اعمال بار لرزه‌ی متحمل می‌شوند. این تصور اشتباه باعث شد که در طراحی سازه‌های زیرزمینی ضوابط لرزه‌ی چندان مورد توجه قرار نگیرد، تا

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۳/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۰/۲۴، پذیرش: ۱۳۹۱/۱۲/۱۲

عوامل مؤثر تشدیدکننده‌ی این مکانیزم‌ها صورت گرفته است.^[۱۱] از سوی دیگر، با کاهش سطح آب زیرزمینی و عدم وقوع روان‌گرایی در خاک ماسه‌یی سست، رفتار لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی مدفون تغییر یافته و تغییر پارامترهای سازه‌یی می‌تواند اثرات متضادی در مکانیزم‌های مؤثر در رفتار لرزه‌یی سازه نسبت به شرایط مختلف خاک همراه داشته باشد.

در این مطالعه تلاش شده است که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای سازه‌ی زیرزمینی بتن مسلح و خاک پیرامون آن تحت تحریک لرزه‌یی، اثرات اندرکنشی سیستم سازه - خاک برای خاک ماسه‌یی سست مستعد روان‌گرایی در شرایط وقوع و عدم وقوع روان‌گرایی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود COM3 به صورت سه‌بعدی مورد ارزیابی قرار گیرد. این نرم‌افزار با قابلیت بالای خود توانایی مدل‌سازی هم‌زمان رفتار غیرخطی برای سیستم سازه‌یی بتن مسلح و خاک از قبیل وقوع و عدم وقوع روان‌گرایی خاک را با لحاظ کردن اثرات اندرکنشی سیستم سازه - خاک به صورت سه‌بعدی داراست. هدف اصلی از انجام این مطالعه‌ی عددی، شناسایی مکانیزم‌های مؤثر در رفتار لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌یی سست با وقوع روان‌گرایی و همچنین عوامل ایجادکننده و تشدیدکننده‌ی پاسخ‌های لرزه‌یی سازه در این شرایط است. در ادامه، رفتار لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌یی سست زهکشی‌شده (بدون وقوع روان‌گرایی) نیز بررسی شده است. جهت درک مناسب تراهیمت موضوع، با تغییر تعدادی از پارامترهای سازه‌یی و خاک، تأثیر آنها در مکانیزم‌های مؤثر در رفتار لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی با رویکرد عملکردی برای شرایط مختلف خاک ماسه‌یی سست ارزیابی شده است.

۲. مدل عددی

۲.۱. مدل‌های رفتاری موجود در نرم‌افزار

نرم‌افزار المان محدود COM3 توسعه‌یافته در آزمایشگاه بتن دانشگاه توکیو است، که مجوز استفاده و توسعه‌ی آن در اختیار نویسنده‌ی دوم این نوشتار است. در این مطالعه برای عضو بتن مسلح، مدل رفتاری ترک پخشی چندجهته براساس میانگین رفتاری آن (میانگین تنش و میانگین کرنش) مورد استفاده قرار گرفته است.^[۱۲] مدل‌های رفتاری میانگین در این نرم‌افزار قابلیت مدل‌سازی رفتار کششی، فشاری، و برشی برای عضو بتن مسلح در شرایط وقوع و عدم وقوع ترک‌خوردگی را داراست. برای خاک مدل رفتاری غیرخطی با سطح تسلیم خمیری چندگانه براساس قوانین میسینگ^۶ استفاده شده است. بر این اساس تنش کل برای یک نمونه از خاک σ_{ij} از مجموع تنش برشی انحرافی (s_{ij}) و تنش مؤثر میانگین (p) مطابق با رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + p\delta_{ij} \quad (1)$$

که در آن، δ_{ij} نماد دلتای کرونگر^۷ است. در این نرم‌افزار خاک به‌طور ایده‌آل به‌صورت مجموع متناهی از المان‌های غیرخطی متصل به هم در نظر گرفته شده است، تا تنش برشی انحرافی آنها ارزیابی شود. برای هر المان مفروض خاک، مقاومت تسلیم متغیر لحاظ شده است، به‌طوری که مقادیر کرنش برشی تسلیم برای هر کدام از آنها متفاوت است. رفتار غیرخطی زمانی اتفاق می‌افتد که تعدادی از این المان‌ها تسلیم شوند. جهت شبیه‌سازی وضعیت روان‌گرایی خاک، که با افزایش فشار حفره‌یی آب و کاهش سختی برشی آن همراه است، تغییرات غیرخطی حجم خاک با توجه به رفتار ذرات آن تحت تحریک لرزه‌یی به دو قسمت تقسیم می‌شود: ۱. افزایش تراکم

با رفتار بازگشت‌ناپذیر (ε_{vc})؛ ۲. کاهش تراکم با رفتار بازگشت‌پذیر (ε_{vd}) ناشی از قرارگرفتن دانه‌های خاک بر روی همدیگر. بنابراین جهت ارزیابی تغییرات حجم در این برنامه مطابق با رابطه‌ی ۲ داریم:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd_{ij}} \\ p = 3K_v(\varepsilon_0 - \varepsilon_v), \quad (2)$$

که در آن، K_v مدول بالک نمونه‌ی خاک است. برای وضعیت زهکشی‌شده، حجم فضای خالی کاهش یافته مابین ذرات خاک سست تحت تحریک لرزه‌یی، با افزایش میزان اضافه فشار حفره‌یی و کاهش تنش مؤثر خاک همراه است. در حالی که برای وضعیت زهکشی‌شده، این تغییرات حجم با نشست خاک همراه است. مطابق با آزمایش‌های صورت‌گرفته در آزمایشگاه بتن دانشگاه توکیو، رابطه‌ی ۳ جهت ارزیابی کاهش تراکم خاک ماسه‌یی مورد استفاده قرار گرفته است:

$$\varepsilon_{vc} = \varepsilon_{v,lim} \{1 - \exp(-2(J_{\tau p} + J_{\tau p,ini}))\} - \varepsilon_{vc,ini} J_{\tau p} \\ = \int dJ_{\tau p}, \\ dJ_{\tau p} = \frac{1}{\gamma} s_{kl} d\varepsilon_{kl} \quad (3)$$

که در آن، $J_{\tau p}$ ثابت کرنش برشی جمع‌ی برای نمونه‌ی خاک،^[۱۳] و $\varepsilon_{v,lim}$ کرنش ناشی از تراکم اولیه‌ی خاک است که با کمیته‌سازی نسبت تخلخل خاک در ارتباط است و به‌صورت رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{vc,ini} = \varepsilon_{v,lim} \{1 - \exp(-2J_{\tau p,ini})\} \\ \varepsilon_{vc,lim} = \frac{1}{\gamma} \left(\log_{10} \frac{I_1^{\prime 0.6}}{I_1^{\prime 0.6}} + 1 \right) \quad (4)$$

پارامتر $J_{\tau p,ini}$ را می‌توان به‌صورت معکوس توسط تراکم نسبی اولیه‌ی خاک (D_r) از رابطه‌ی ۵ محاسبه کرد:

$$D_r = \frac{\varepsilon_{vc,ini}}{\varepsilon_{v,lim}} = \{1 - \exp(-2J_{\tau p,ini})\} \quad (5)$$

با به‌کارگیری رابطه‌ی فوق می‌توان رفتار غیرخطی خاک ماسه‌یی سست را برای وضعیت‌های زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده پیش‌بینی کرد؛ به‌علاوه این نرم‌افزار قابلیت ارزیابی وضعیت روان‌گرایی خاک سست بر مبنای تغییرات مقادیر تنش مؤثر آن را داراست. جهت آشنایی بیشتر با مدل‌های رفتاری مورد استفاده در این نرم‌افزار به مراجع^[۱۴] مراجعه شود. در مطالعه‌یی در سال ۲۰۱۰، صحت عملکرد نرم‌افزار جهت مدل‌سازی رفتار اندرکنشی سیستم سازه - خاک در شرایط مختلف برای خاک ماسه‌یی سست ارزیابی و نشان داده شده است که این نرم‌افزار قابلیت مناسبی جهت ارزیابی رفتار غیرخطی سیستم سازه و خاک را داراست.^[۱۴]

۲.۲. هندسه‌ی مدل و مشخصات مصالح

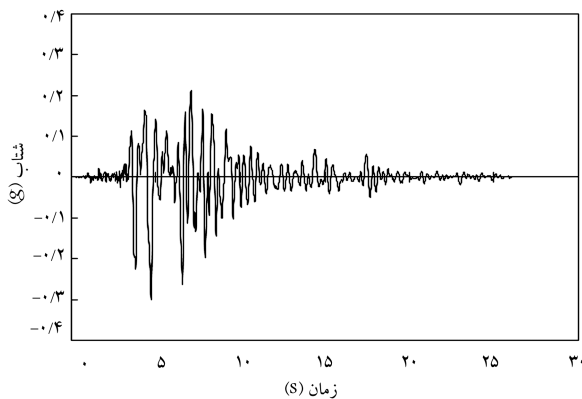
به منظور ارزیابی خسارت اعمالی به سازه‌ی زیرزمینی بتن مسلح احداث‌شده در خاک روان‌گرا تحت تحریک لرزه‌یی، مقطع سازه به شکل مستطیل اختیار شده است که ابعاد دال‌های فوقانی و تحتانی، دیوارهای کناری و همچنین ابعاد ستون میانی همراه با ضخامت خاک‌های پیرامون به‌صورت شماتیک در شکل ۱ نشان داده شده است. نکته‌ی قابل توجه آن است که ابعاد مفروض برای سازه‌ی زیرزمینی

جدول ۱. مشخصات فیزیکی معرفی شده برای بتن و آرماتور مورد استفاده در سازهی زیرزمینی.

نسبت پواسون	مدول یانگ بتن (kg/cm ²)	مقاومت فشاری بتن (kg/cm ²)	وزن واحد حجم بتن (kg/cm ³)
۰/۲	۲,۱ × ۱۰ ^۵	۲۴۰	۰/۰۰۲۲
نسبت پواسون	مدول یانگ آرماتور (kg/cm ²)	مقاومت تسلیم آرماتور (kg/cm ²)	وزن واحد حجم آرماتور (kg/cm ³)
۰/۳	۲,۱ × ۱۰ ^۶	۴۰۰۰	۰/۰۰۷۸

جدول ۲. مشخصات معرفی شده برای لایه‌های مختلف خاک.

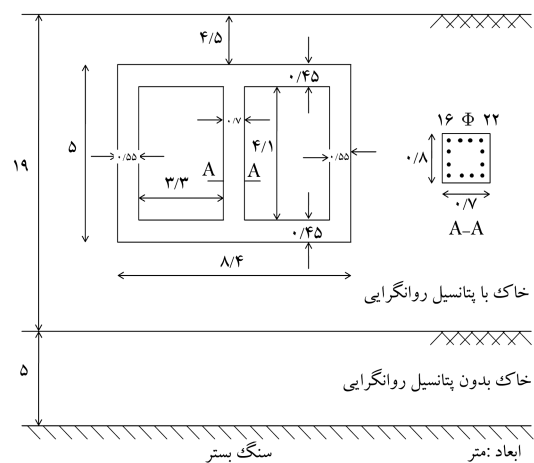
خاک بدون پتانسیل روانگرایی	
وزن واحد حجم (kg/cm ³)	۰/۰۰۱۸
تراکم نسبی	٪۷۵
زاویه‌ی اصطکاک داخلی	۴۵°
چسبندگی (kg/cm ²)	۲
نسبت پواسون	۰/۳
مدول برشی اولیه (kg/cm ²)	۱۲۰۰
خاک با پتانسیل روانگرایی	
وزن واحد حجم (kg/cm ³)	۰/۰۰۱۹
تراکم نسبی	٪۳۰
زاویه‌ی اصطکاک داخلی	۳۰°
چسبندگی (kg/cm ²)	۰
نسبت پواسون	۰/۳۵
مدول برشی اولیه (kg/cm ²)	۳۶۰



شکل ۲. نمودار شتاب‌نگاشت اعمالی زلزله‌ی کوبه.

سیستم سازه - خاک در بحرانی‌ترین وضعیت از لحاظ وقوع روان‌گرایی مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

در این مطالعه‌ی عددی، برای شبیه‌سازی سازه‌ی زیرزمینی و خاک پیرامون آن از المان‌های سه بعدی^۹ از نوع ۸ گره‌یی ایزوپارامتریک^{۱۰} بهره گرفته شده است، که مؤلفه‌ی افقی (شمالی - جنوبی) زلزله‌ی کوبه‌ی^{۱۱} ثبت شده در تراز سنگ بستر، با مقیاس ۰/۳ برابر شتاب ثقل به عنوان شتاب‌نگاشت ورودی افقی در تراز سنگ بستر (قسمت تحتانی) اعمال شده است؛ در ضمن از مؤلفه‌ی قائم مربوط به این شتاب‌نگاشت صرف‌نظر شده است. نمودار شتاب‌نگاشت این زلزله در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱. ابعاد مفروض برای سازه‌ی زیرزمینی به همراه خاک پیرامون.

منطبق با ابعاد واقعی این سازه است، که به صورت ترانسه‌ی باز در کشور ژاپن استفاده می‌شود.^[۹]

همان‌طوری که برش A-A در شکل ۱ نشان می‌دهد، ابعاد ستون میانی ۰/۷ × ۰/۸ متر است که این ابعاد در محل اتصال به دال‌های فوقانی و تحتانی به تدریج با زاویه‌ی ۴۵° افزایش می‌یابد، به طوری که ابعاد آن در محل اتصال به دال‌ها برابر با ۰/۷ × ۰/۷ متر می‌شود؛ که در نتیجه‌ی آن، اتصال ستون میانی با دال‌های تحتانی و فوقانی گیردار خواهد بود. فاصله‌ی خالص مابین ستون‌های میانی با توجه به ضخامت محیط مش‌بندی شده (۵ متر) برابر با ۴/۲ متر است. با توجه به اینکه مطالعه‌ی عددی انجام شده به صورت سه بعدی (۳D) صورت می‌گیرد، بنابراین درصد آرماتورگذاری در تمامی جهات (x, y, z) برای سازه‌ی زیرزمینی برابر با ٪۱ در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، محیط خاک به صورت دو لایه مدل شده است که لایه‌ی فوقانی به ضخامت ۱۹ متر با پتانسیل روان‌گرایی بر روی لایه‌ی تحتانی به ضخامت ۵ متر بدون پتانسیل روان‌گرایی قرار دارد و لایه‌ی تحتانی نیز بر روی سنگ بستر واقع است. فاصله‌ی خالص مابین قسمت فوقانی سازه‌ی زیرزمینی از سطح زمین مطابق با شرایط واقعی به‌کارگیری آن به صورت پیش‌فرض برابر با ۴/۵ متر اختیار شده است. سطح زمین صاف و هموار بدون اعمال بار خارجی در نظر گرفته شده است.

با توجه به مشخصات مفروض، در تمامی تحلیل‌ها سازه‌ی زیرزمینی کاملاً در خاک مستعد روان‌گرایی واقع است، که به منظور مدل‌سازی هرگونه جدایش و لغزش احتمالی بین سازه و خاک پیرامون از المان تماسی^۸ مابین سازه و خاک استفاده شده است. با توجه به اینکه زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک با پتانسیل روان‌گرایی ۳۰° است، بر این اساس زاویه‌ی اصطکاک المان تماسی واقع مابین سازه و خاک پیرامون مطابق با پیشنهاد کولمب، $\tan^{-1}[(2/3) \tan \phi]$ ، برابر با ۲۱° در نظر گرفته شده است. با توجه به مشخصات مفروض برای خاک با پتانسیل روان‌گرایی، چسبندگی مابین سازه و خاک صرف‌لحاظ شده است. در جدول ۱، مشخصات فیزیکی بتن و آرماتور مورد استفاده در سازه‌ی زیرزمینی ارائه شده است. در جدول ۲، مشخصات فیزیکی لایه‌های مختلف خاک ارائه شده است.

همان‌طور که در جدول ۲ مشاهده می‌شود، مشخصات معرفی شده برای لایه‌ی فوقانی مربوط به خاک ماسه‌یی سست و برای لایه‌ی تحتانی مربوط به خاک ماسه‌یی - رسی متراکم است. برای لایه‌ی فوقانی، میزان تراکم نسبی برابر با ۳۰٪ انتخاب شده است تا پتانسیل روان‌گرایی لایه‌ی فوقانی افزایش یابد و اندرکنش

۳.۲. شرایط مرزی

قبل از اعمال بارهای لرزه‌ی در کلیه‌ی تحلیل‌ها، یک تحلیل استاتیکی برای خاک در شرایط زهکشی شده به همراه سازه‌ی زیرزمینی مدفون صورت می‌گیرد تا مقادیر تنش کل، فشار هیدرواستاتیک آب، و تنش مؤثر اولیه برای خاک‌های شیبه‌سازی در کل محیط مش‌بندی تعیین شوند؛ نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی، به‌عنوان شرایط اولیه برای تحلیل دینامیکی در گام بعدی محسوب می‌شوند. به‌طور کلی مقادیر تنش‌های موجود در خاک مجاور سازه‌ی زیرزمینی مدفون می‌تواند وابسته به مراحل احداث سازه‌ی زیرزمینی باشد. اما از اثرات این موضوع در این مطالعه‌ی عددی صرف‌نظر شده است، زیرا که نتایج حاصل از تحلیل‌های اولیه با در نظر گرفتن مراحل احداث سازه‌ی زیرزمینی بیانگر تأثیر جزئی و قابل چشم‌پوشی تغییرات تنش‌های استاتیکی خاک پیرامون سازه در انتهای تحلیل دینامیکی ناشی از پاسخ‌های غیرخطی چشمگیر سیستم سازه - خاک تحت تحریک لرزه‌ی است.

با توجه به اینکه احتمال تغییر سطح آب زیرزمینی ناشی از عوامل طبیعی و غیرطبیعی وجود دارد که در نتیجه‌ی آن رفتار خاک پیرامون سازه و به‌تبع آن رفتار اندرکنشی سیستم سازه - خاک تغییر می‌کند؛ باید اثر اندرکنشی در هر دو وضعیت شامل وقوع یا عدم وقوع روان‌گرایی (شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده) ارزیابی شود. در این نوشتار در گام نخست، رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی با ارزیابی مکانیزم‌های حاکم و تعیین عوامل مؤثر در آنها در خاک ماسه‌ی سست برای شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده صورت می‌گیرد و در گام بعدی، با بررسی پارامتریک اثرات ناشی از تغییر مشخصات سازه‌ی و خاک بر روی عوامل مؤثر در رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی در شرایط مختلف خاک صورت می‌پذیرد.

در این مطالعه‌ی عددی به هنگام وقوع روان‌گرایی خاک در مرحله‌ی تحلیل دینامیکی، شرایط زهکشی‌نشده‌ی کامل^{۱۳} برای خاک ماسه‌ی سست در نظر گرفته شده است. این فرض با واقعیت تفاوت زیادی نخواهد داشت، زیرا که مدت زمان لازم برای زهکشی آب از لایه‌ی ماسه‌ی با ضخامت فرض شده در این مطالعه، در حدود ۱۰ الی ۳۰ دقیقه خواهد بود؛ که مقایسه‌ی آن با مدت زمان اعمال تحریک لرزه‌ی ناشی از زلزله بسیار طولانی است؛ بنابراین فرض شرایط زهکشی‌نشده‌ی کامل در مرحله‌ی تحلیل دینامیکی به هنگام وقوع روان‌گرایی با واقعیت موجود در طبیعت نیز مطابقت دارد.^[۱۶]

۳. رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی

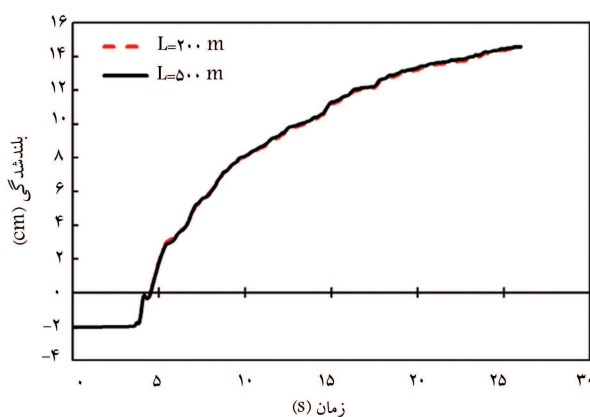
۱.۳. وقوع روان‌گرایی

با تحریک لرزه‌ی خاک ماسه‌ی سست اشباع، میزان تغییر مکان جانبی نمونه‌ی خاک افزایش و تمایل خاک جهت کاهش حجم^{۱۴} و افزایش تراکم افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه در وضعیت اشباع نمونه‌ی خاک، آب در فضای خالی مابین دانه‌ها قرار دارد، حضور آب در این فضاهای خالی به‌دلیل تراکم‌ناپذیری آن از کاهش حجم نمونه‌ی خاک ممانعت می‌کند که نتیجه‌ی آن افزایش فشار حفره‌ی آب خواهد بود. از سوی دیگر، تنش کل نمونه‌ی خاک در یک نقطه‌ی معین، توسط وزن خاک واقع از سطح زمین تا عمق نقطه‌ی موردنظر تعیین می‌شود؛ که مقادیر آن در صورت عدم تغییر ارتفاع نمونه، در طول زمان ثابت باقی خواهد ماند. بنابراین، تنش مؤثر نمونه‌ی خاک با افزایش فشار آب حفره‌ی کاهش می‌یابد. در بحرانی‌ترین وضعیت، میزان تنش مؤثر خاک تا حدود صفر تقلیل می‌یابد، که در نتیجه‌ی آن مقاومت و سختی برشی خاک شدیداً کاهش می‌یابد؛ که در این وضعیت با اعمال

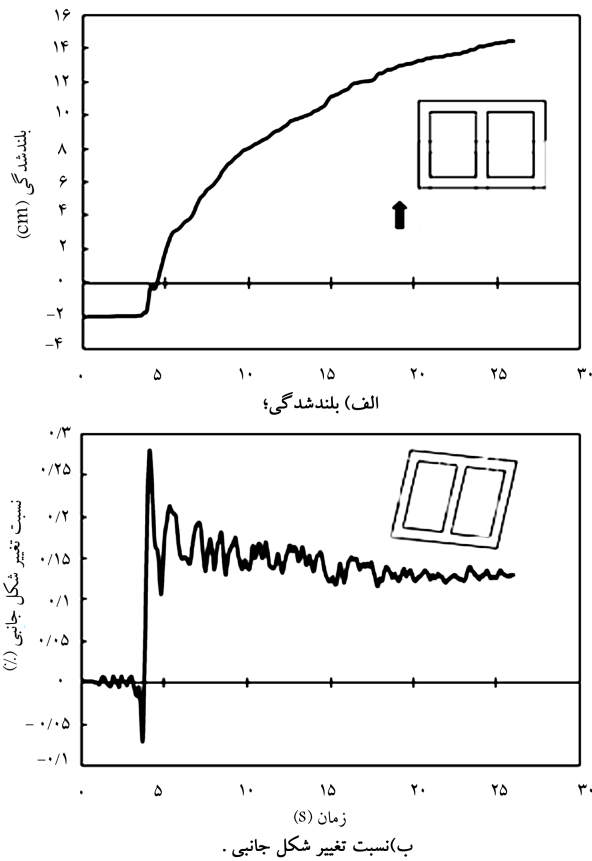
شرایط مرزی مابین خاک لایه‌ی تحتانی (خاک بدون پتانسیل روان‌گرایی) با بستر سنگی به‌صورت گیردار در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه برای خاک موجود در هر دو لایه شرایط همگن فرض شده است، بنابراین در مرزهای دوردست خاک شرایط ارتعاش آزاد وجود خواهد داشت. علاوه بر این، با افزایش فاصله از موقعیت قرارگیری سازه‌ی زیرزمینی به سمت طرفین آن انتظار می‌رود که وضعیت تنش‌های موجود در خاک یکسان شود؛ بنابراین با توجه به این شرایط، خاک‌های دوردست واقع در سمت‌های چپ و راست از وضعیت ارتعاش افقی یکسانی برخوردار خواهند بود. در آزمایش میز لرزان جهت ارزیابی پاسخ اندرکنشی سیستم سازه - خاک نیز از ورق‌های لایه‌ی^{۱۲} به جنس فولادی برای شبیه‌سازی مرزهای دوردست به‌صورت ارتعاش آزاد استفاده می‌شود که با به‌کارگیری آنها، مرزهای دوردست خاک موجود در طرفین سازه‌ی زیرزمینی تغییر مکان‌های افقی یکسانی خواهند داشت.^[۱۵،۸] جهت تعیین بُعد طولی محیط لازم جهت مش‌بندی در مطالعات عددی باید به ۲ مورد توجه شود: ۱. بُعد طولی انتخاب شده باید به اندازه‌ی کافی بزرگ اختیار شود تا اینکه تأثیر امواج انعکاسی از مرزهای دوردست خاک در پاسخ لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی مدفون در آن ناچیز شود؛ ۲. بُعد طولی انتخابی به اندازه‌ی اختیاری شود که شرایط ارتعاش آزاد برای گره‌های کناری واقع در مرزهای دوردست سمت‌های چپ و راست برآورده شود؛ با انجام تحلیل‌های آزمایشی برای سازه‌ی زیرزمینی به ازای ابعاد طولی مختلف محیط مش‌بندی و بررسی تغییرات پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی، بُعد طولی (L) برابر با ۲۰۰ متر انتخاب شده است. به‌عنوان نمونه در شکل ۳، تاریخچه‌ی زمانی بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی، حاصل از دو مدل با بُعد طولی محیط مش‌بندی برابر با ۲۰۰ متر و ۵۰۰ متر مقایسه شده است؛ همان‌طور که دیده می‌شود مقدار بلندشدگی در دو مدل، اختلافی کم‌تر از ۱ میلی‌متر را نشان می‌دهد. ضخامت محیط مش‌بندی شده در تمامی تحلیل‌های عددی برابر با ۵ متر فرض و شرایط کرنش صفحه‌ی برای نقاط گره‌ی موجود در طرفین ضخامت مفروض اعمال شده است.

۴.۲. مراحل تحلیل

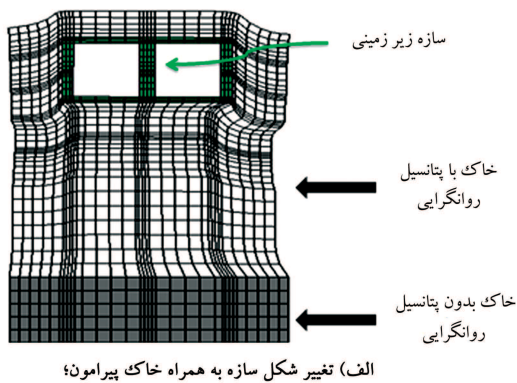
جهت انجام تحلیل دینامیکی اندرکنش سیستم سازه - خاک، در گام نخست باید مقادیر تنش‌های اولیه‌ی موجود برای خاک پیرامون سازه تعیین شوند. بدین منظور



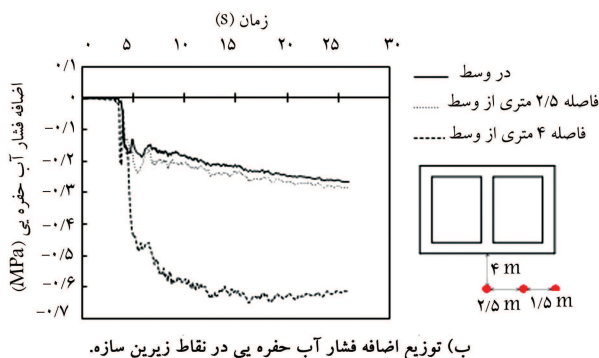
شکل ۳. نمودار بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی به ازای ابعاد طولی مختلف برای محیط مش‌بندی.



شکل ۴. پاسخ لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا.



الف) تغییر شکل سازه به همراه خاک پیرامون؟



ب) توزیع اضافه فشار آب حفره‌یی در نقاط زیرین سازه.

شکل ۵. نمودار بلندشدگی سازه زیرزمینی با خاک پیرامون در انتهای گام زمانی همراه با توزیع فشار آب حفره‌یی در زیر آن.

تنش‌های برشی کوچک در نمونه‌ی خاک، تغییرشکل‌های برشی (تغییرمکان جانبی) بزرگی در آن مشاهده می‌شود. وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی در خاک پیرامون سازه‌ی زیرزمینی می‌تواند تغییرشکل‌های جسم صلب^{۱۵} شامل بلندشدگی یا شناورشدن سازه را به همراه داشته باشد. علاوه بر این، با وقوع روان‌گرایی در خاک و افزایش تغییرمکان جانبی آن تحت تحریک لرزه‌یی، میزان نیروی اعمالی به سازه‌ی زیرزمینی پیرامون خاک روان‌گرا افزایش می‌یابد که در نتیجه‌ی آن تغییرشکل جانبی و نیاز شکل‌پذیری برشی سازه افزایش می‌یابد. براساس مطالعات آزمایشگاهی پیشین،^۴ مکانیزم اصلی بر بلندشدگی سازه‌های زیرزمینی به‌عنوان شریان‌های حیاتی مؤثر شناخته شده‌اند، که عبارت‌اند از: حرکت ماسه ناشی از تغییرمکان جانبی سازه زیرزمینی^{۱۶} و انتقال خاک به زیر سازه، جریان خاک روان‌گرا به‌صورت سیال لزوج، حرکت و انتقال آب به‌دلیل اختلاف اضافه فشار آب حفره‌یی و بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی ناشی از بلندشدگی بستر آن.^{۱۷} مطالعات انجام‌شده تاکنون حاکی از آن است که متداول‌ترین مکانیزم در بلندشدگی سازه‌های زیرزمینی جریان خاک روان‌گرا به‌صورت سیال با لزوجت بالاست.^{۱۷} در شکل ۴، نتایج تحلیل عددی به‌ترتیب نمودارهای تغییرمکان قائم (بلندشدگی) و نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی برحسب زمان نشان داده شده است. نسبت تغییرشکل جانبی به‌صورت نسبت اختلاف تغییرمکان جانبی قسمت‌های فوقانی با تحتانی به ارتفاع سازه تعریف می‌شود، که این نسبت مجموع تغییرشکل برشی و دوران جسم صلب سازه را در بر می‌گیرد.

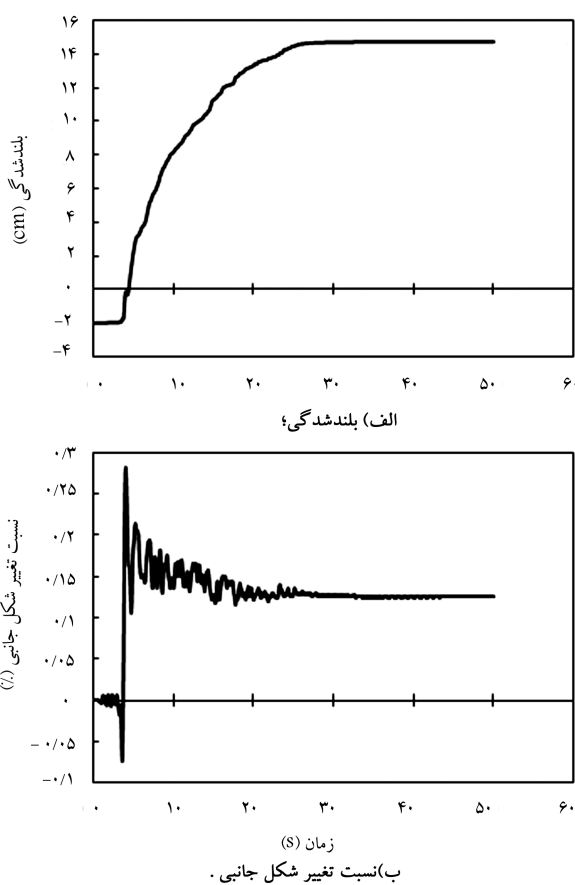
نمودار تغییرشکل سازه‌ی زیرزمینی به همراه بخشی از خاک پیرامون با وقوع روان‌گرایی و توزیع اضافه فشار آب حفره‌یی در ۴ متری زیر سازه به ترتیب برای وسط، فاصله‌ی ۲/۵ متری و فاصله‌ی ۴ متری از وسط سازه به سمت راست، به ترتیب در شکل ۵ نمایش داده شده است.

بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی برای اولین لحظه در زمانی حادث می‌شود که مقادیر اضافه فشار آب حفره‌یی در زیر سازه (نیروی شناوری^{۱۷}) معادل با وزن آن شود که در نتیجه‌ی آن، خاک روان‌گرایی پیرامونی به‌دلیل کاهش شدید سختی برشی آن به زیر سازه حرکت می‌کند. با حرکت خاک روان‌گرا پیرامون سازه‌ی زیرزمینی به‌عنوان متداول‌ترین مکانیزم حاکم بر بلندشدگی، میزان پاسخ لرزه‌یی آن شامل تغییرشکل جانبی سازه با افزایش قابل توجهی مواجه می‌شود که برای سازه‌ی زیرزمینی مفروض در این مطالعه تحت زلزله‌ی کوبه‌ی این زمان در حدود ۴/۵ ثانیه است که در شکل ۴ ب نیز مشاهده می‌شود. با افزایش هر چه بیشتر مقادیر اضافه فشار آب حفره‌یی بعد از این لحظه در زیر سازه، میزان بلندشدگی آن نیز افزایش خواهد یافت.

از طرفی با توجه به وزن کم‌تر سازه‌ی زیرزمینی نسبت به خاک حفره‌شده، میزان تنش مؤثر در خاک زیر سازه نسبت به خاک پیرامون آن در تراز ارتفاعی مشابه یکسان نیست. بنابراین، میزان تنش مؤثر برای خاک‌های واقع در نقاط گوشه‌یی نسبت به نقاط میانی زیر سازه‌ی زیرزمینی بیشتر است، که در نتیجه‌ی آن با وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی میزان اضافه فشار آب حفره‌یی برای خاک واقع در نقاط گوشه‌یی زیر سازه نسبت به نقاط میانی زیر آن بیشتر است؛ به عبارتی توزیع اضافه فشار آب حفره‌یی برای خاک زیر سازه یکنواخت نیست، که در شکل ۵ ب نیز مشاهده می‌شود. توزیع غیریکنواخت اضافه فشار آب حفره‌یی در قسمت زیرین سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا، در مطالعات آزمایشگاهی پیشین نیز مشاهده شده است.^{۱۷} اگرچه توزیع غیریکنواخت اضافه فشار آب حفره‌یی در حرکت و انتقال خاک روان‌گرا به‌صورت سیال لزوج به زیر سازه و در نتیجه افزایش میزان بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی مؤثر است، اما این عامل به تنهایی نمی‌تواند باعث بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی شود. بلکه

علاوه بر توزیع غیریکنواخت اضافه فشار آب حفره‌یی، بروز تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا به‌عنوان عاملی در تغییر بلندشدگی سازه، لازم محسوب می‌شود. همان‌طوری که در مطالعات پیشین مشاهده شده است، وقوع روان‌گرایی، تغییرمکان جانبی سازه را افزایش می‌دهد؛^[۸] اما با وجود این، به اثرات تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در میزان بلندشدگی آن به‌عنوان پارامتری لازم توجه چندانی صورت نگرفته است. از طرفی با توجه به ارتباط مستقیم تغییرشکل جانبی با ماهیت و مشخصات تحریک لرزه‌یی اعمالی به‌عنوان عامل مؤثر در تغییرمکان جانبی خاک روان‌گرا انتظار می‌رود که در طراحی لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در خاک مستعد روان‌گرایی به این پارامتر نیز توجه کافی مبذول شود. علاوه بر این، با اعمال تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی، مقادیر اختلاف اضافه فشار آب حفره‌یی موجود در نقاط زیرین واقع در گوشه‌ی سازه نسبت به نقاط زیرین واقع در قسمت میانی آن تشدید شده است که در نتیجه‌ی آن خاک روان‌گرایی بیشتری به زیر سازه فشرده می‌شود و سازه‌ی زیرزمینی با تغییرمکان قائم (بلندشدگی) بیشتری مواجه می‌شود. جهت بررسی تأثیر تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در بلندشدگی آن، مدت زمان اعمال زلزله‌ی کوبه در انتهای رکورد با افزودن تعدادی سیکل با شتاب صفر به میزان ۵۰ ثانیه افزایش می‌یابد. علاوه بر این در کل مدت زمان اعمال بار لرزه‌یی افزایش یافته، به خاک پیرامون سازه اجازه‌ی زهکشی داده نمی‌شود. در شکل ۶، میزان بلندشدگی و نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در وضعیت افزایش شتاب کوبه نشان داده شده است.

نتایج حاصل از تحلیل‌ها بیانگر آن است که با توجه به اینکه نسبت تغییرشکل



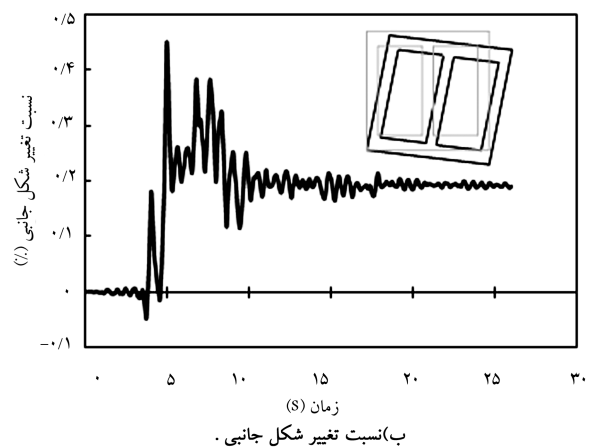
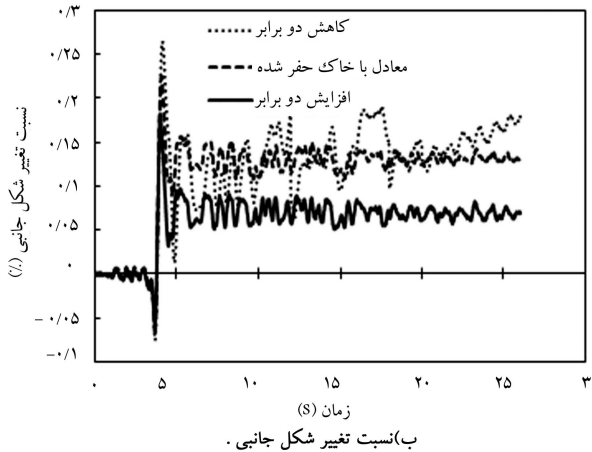
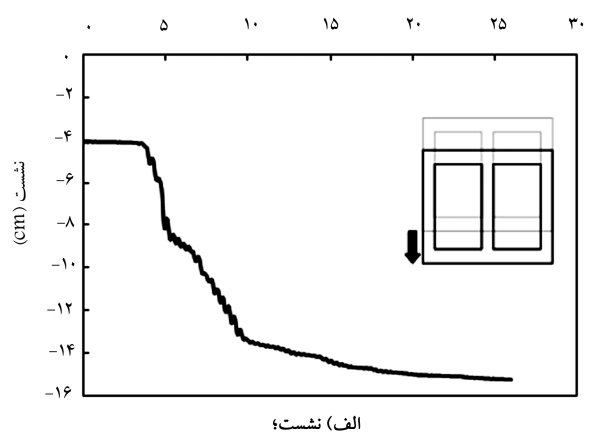
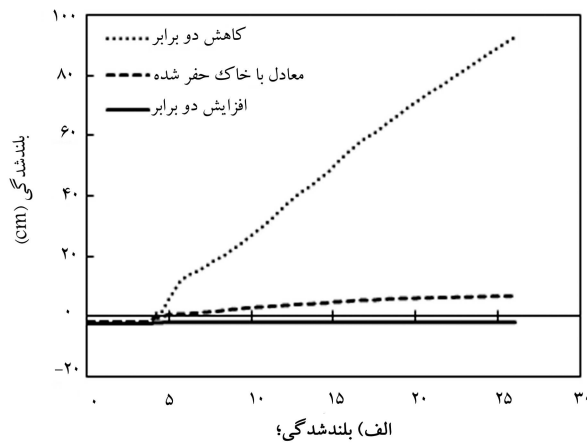
شکل ۶. پاسخ لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در وضعیت افزایش رکورد اعمالی.

جانبی سازه‌ی زیرزمینی بعد از اعمال بخش اصلی زلزله‌ی کوبه ثابت باقی مانده است. هر چند که اضافه فشار آب حفره‌یی مقادیر بیشینه‌ی خود را حفظ کرده است (شرایط زهکشی نشده‌ی کامل)، اضافه فشار آب حفره‌یی مستقلاً نتوانسته است میزان بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی را تغییر دهد؛ بنابراین، جهت ایجاد بلندشدگی در سازه‌ی زیرزمینی تحت تحریک لرزه‌یی ناشی از مکانیزم جریان خاک روان‌گرا به‌صورت سیال با لزجت بالا، دو عامل الزامی (لازم و کافی) عبارت‌اند از: ۱. توزیع غیریکنواخت اضافه فشار آب حفره‌یی در زیر سازه؛ ۲. بروز تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی ناشی از تغییرمکان جانبی خاک روان‌گرایی پیرامون آن به‌دلیل تحریک لرزه‌یی. عوامل مؤثر در بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی به‌طور کلی در نتایج آزمایشگاهی پیشین نیز مشاهده شده است.^[۱۷] مطابق با شکل ۴ ب با وجود مش‌بندی متقارن و قرارگیری سازه‌ی زیرزمینی در موقعیت میانی محیط مش‌بندی، پس از اتمام تحریک لرزه‌یی تغییرشکل جانبی پسماند و تغییرشکل برشی سازه به ترتیب برابر با ۰٫۶۵ و ۱٫۰۲ سانتی‌متر است. تغییرشکل جانبی پسماند به‌دلیل دوران جسم صلب ۱۸ سازه است، که ناشی از اختلاف حجم خاک روان‌گرایی منتقل شده از طرفین سازه به زیر آن اتفاق افتاده است. میزان حجم خاک روان‌گرایی انتقالی به زیر سازه وابسته به تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در نتیجه‌ی تغییرمکان‌های جانبی خاک پیرامون سازه است که با وقوع آن، به سازه‌ی زیرزمینی نیروی جانبی اعمال می‌شود. با توجه به اینکه تغییرمکان جانبی خاک متأثر از تحریک لرزه‌یی است؛ بنابراین، با وجود مش‌بندی خاک پیرامون سازه‌ی زیرزمینی به‌طور کاملاً متقارن، ممکن است حجم خاک روان‌گرایی فشرده شده به زیر سازه از طرفین آن یکسان نباشد و سازه‌ی زیرزمینی تحت تأثیر بار لرزه‌یی، دوران جسم صلب را نیز تجربه کند. دوران جسم صلب اگرچه خسارت سازه‌یی چندانی را برای سازه به‌وجود نمی‌آورد، اما می‌تواند به عملکرد اجزای غیرسازه‌یی واقع در آن آسیب رساند و هزینه‌های مرمت و بازسازی سازه‌ی زیرزمینی بعد از وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی را شدیداً افزایش دهد. تغییرشکل جانبی پسماند سازه‌ی زیرزمینی در نتایج آزمایشگاهی با وجود قرارگیری سازه در موقعیت میانی خاک نیز مشاهده شده است.^[۱۸]

۲.۳. عدم وقوع روان‌گرایی

اعمال بار لرزه‌یی در خاک ماسه‌یی سُست زهکشی شده با افزایش تراکم و نشست خاک همراه است، که در نتیجه‌ی آن پاسخ لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی مدفون در این شرایط از خاک تغییر می‌کند. در شکل ۷ نمودارهای تغییرمکان قائم (نشست) و نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی برحسب زمان بدون وقوع روان‌گرایی نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۷ الف مشاهده می‌شود، هم‌زمان با افزایش تراکم و نشست خاک، سازه‌ی زیرزمینی مدفون در آن نیز نشست را تجربه می‌کند. مطابق با شکل ۷، بیشینه‌ی شیب نمودار نشست سازه‌ی زیرزمینی هم‌زمان با مقادیر بیشینه‌ی نسبت تغییرشکل جانبی سازه اتفاق افتاده است و با کاهش این نسبت، شیب نمودار مربوط به نشست سازه نیز کاهش یافته است. در وضعیت زهکشی شده، میزان تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی با نیروی اینرسی اعمالی به سازه‌ی ناشی از شتاب‌نگاشت مرتبط است؛ بنابراین، مهم‌ترین عامل در تغییرشکل جانبی و به تبع آن نشست سازه‌ی زیرزمینی با مقادیر شتاب اعمالی در تاریخچه‌ی زمانی شتاب‌نگاشت در ارتباط نزدیک است. توجهی به تاریخچه‌ی زمانی شتاب در زلزله‌ی کوبه مؤید آن است که مقادیر قابل توجه تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در شرایط زهکشی شده مصادف با شتاب‌های بزرگ در تاریخچه‌ی زمانی است.



شکل ۸. پاسخ لرزه‌ی سازه به ازای وزن واحد حجم مختلف آن در خاک روان‌گرا.

شکل ۷. پاسخ لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی در خاک زهکشی‌شده.

پیرامون، تغییرمکان جانبی سازه افزایش یابد. از سوی دیگر، کاهش وزن سازه‌ی زیرزمینی باعث می‌شود که اختلاف مقادیر تنش‌های مؤثر واقع در قسمت میانی زیر سازه نسبت به نقاط گوشه‌ی زیرین پیرامونی افزایش یابد و به تبع آن اختلاف مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ی در قسمت‌های زیرین پیرامونی و زیرین میانی سازه شدیداً افزایش یابد؛ بنابراین، در نتیجه‌ی این عوامل تغییرشکل جسم صلب سازه به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابد. در ادامه، اثرات ناشی از تغییر وزن سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌ی سست زهکشی‌شده ارزیابی می‌شود. در شکل ۹، به ترتیب نشست و نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی برای شرایط مفروض در خاک بدون وقوع روان‌گرایی نشان داده شده است.

مطابق شکل ۹، با افزایش وزن سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌ی سست زهکشی‌شده، میزان نشست و تغییرشکل جانبی سازه افزایش می‌یابد. برای شرایطی که خاک ماسه‌ی روان‌گرا نمی‌شود، تغییرشکل جانبی سازه تأثیر چشمگیری از نیروی اینرسی^{۱۹} اعمالی شتاب‌نگاشت می‌پذیرد. افزایش وزن سازه‌ی زیرزمینی میزان نیروی اعمالی به آن را افزایش می‌دهد، که در نتیجه‌ی آن تغییرشکل جانبی و به تبع آن میزان نشست سازه‌ی زیرزمینی افزایش می‌یابد. بنابراین، تغییر وزن سازه‌ی زیرزمینی با تغییر رفتار لرزه‌ی آن همراه است. نکته‌ی قابل توجه آن است که تأثیر تغییر وزن سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌ی سست با پتانسیل روان‌گرایی برای شرایط زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده متفاوت است که باید در طراحی لرزه‌ی سازه‌ی مدفون در این قبیل خاک‌ها هر دو شرایط مورد ارزیابی قرار گیرد و بحرانی‌ترین وضعیت ملاک طراحی سازه قرار گیرد. لذا جهت انجام طراحی بهینه‌ی سازه‌ی زیرزمینی

۴. مطالعه‌ی پارامتریک

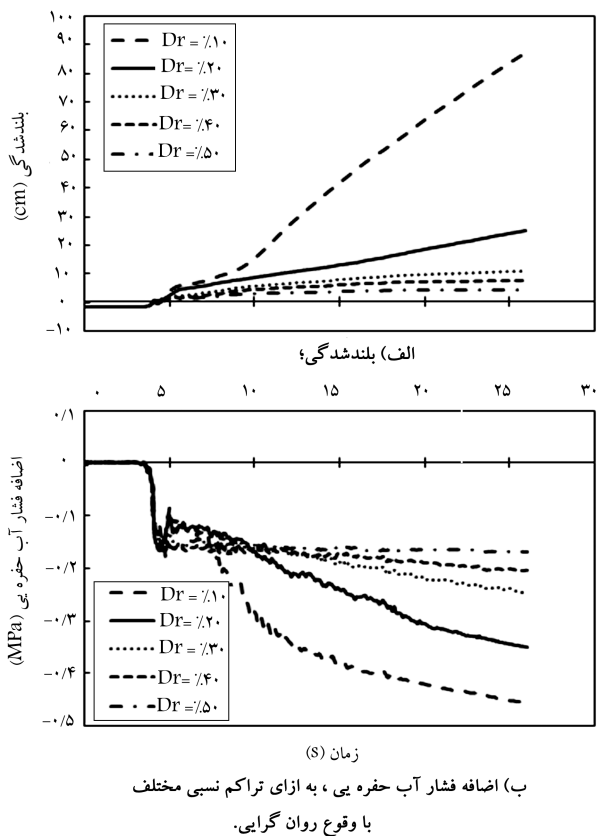
۱.۴. اثرات ناشی از وزن سازه‌ی زیرزمینی

مطالعات پیشین حاکی از آن است که با افزایش وزن واحد حجم سازه‌ی زیرزمینی، میزان بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا کاهش می‌یابد.^[۱۹] علاوه بر این، زمانی که وزن واحد حجم لوله‌ی مدفون در خاک روان‌گرا با وزن واحد حجم خاک پیرامونی یکسان شود، بلندشدگی آن شدیداً کاهش می‌یابد.^[۲۰] براساس رابطه‌ی ۶، سازه‌ی زیرزمینی با مشخصات مفروض نسبت به خاک حفرشده در حدود ۱۲٪ سبک‌تر است:

$$Ratio = 1 - \left(\frac{W_{structure}}{W_{soil}} \right) = 1 - \frac{333/16}{378} = 0,118 \quad (6)$$

جهت ارزیابی اثرات ناشی از تغییر وزن سازه‌ی زیرزمینی، وزن واحد حجم به میزان ۲ برابر کاهش و افزایش یافته است و یک مرتبه نیز وزن واحد حجم سازه معادل با وزن خاک حفرشده در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۸، به ترتیب بلندشدگی و نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی برای شرایط مفروض در خاک با وقوع روان‌گرایی نشان داده شده است.

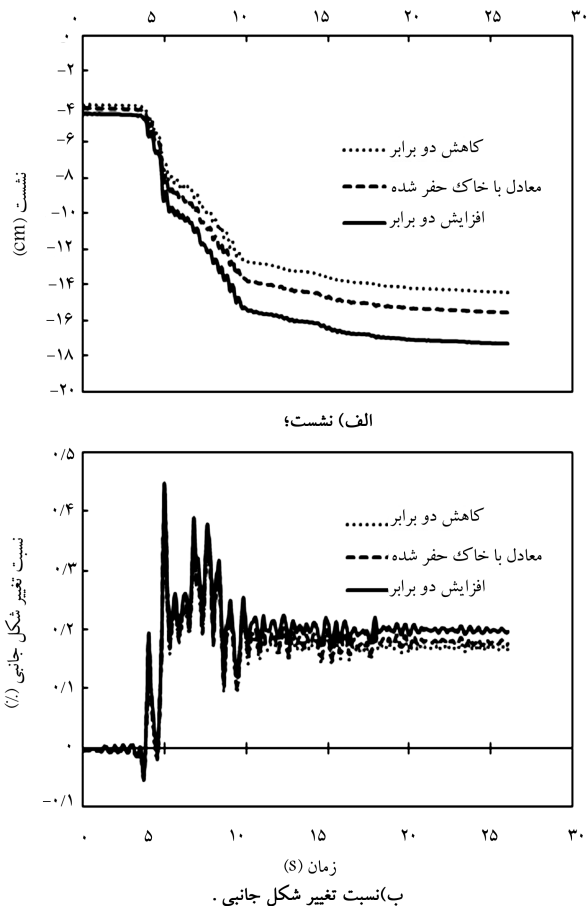
مطابق با شکل ۸، با کاهش وزن واحد حجم سازه‌ی زیرزمینی، پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی شامل تغییرشکل جسم صلب (بلندشدگی و تغییرشکل جانبی پسماند) و تغییرشکل جانبی افزایش می‌یابند. کاهش وزن سازه‌ی زیرزمینی باعث می‌شود که تحت اثر نیروهای اعمالی ناشی از تغییرمکان جانبی خاک روان‌گرایی



شکل ۱۰. بلندشدگی سازه زیر زمینی و توزیع اضافه فشار آب حفره‌یی برای موقعیت ۴ متری زیر سازه (قسمت میانی) به ازای تراکم نسبی مختلف خاک با وقوع روانگرایی.

مربوط به بلندشدگی و اضافه فشار آب حفره‌یی در موقعیت ۴ متری زیر سازه در قسمت میانی به ازای تراکم‌های نسبی مختلف با وقوع روانگرایی نشان داده شده است.

با کاهش تراکم نسبی خاک ماسه‌یی سُست، حجم فضای خالی مابین دانه‌ها افزایش می‌یابد و اگر خاک در وضعیت اشباع قرار داشته باشد؛ به هنگام تحریک لرزه‌یی، میزان اضافه فشار آب حفره‌یی در خاک شدیداً افزایش می‌یابد و به تبع آن خاک سریعاً روان‌گرا می‌شود. افزایش هر چه بیشتر اضافه فشار آب حفره‌یی، میزان کاهش سختی خاک را شدیدتر می‌کند و در نتیجه، حجم خاک روان‌گرایی حرکت کرده به زیر سازه‌ی زیرزمینی افزایش می‌یابد. در شکل ۱۱، به ترتیب بیشینه‌ی تغییرشکل برشی و تغییرشکل جانبی پسماند سازه‌ی زیرزمینی به ازای تراکم‌های نسبی مختلف خاک سُست با وقوع روانگرایی نشان داده شده است. مطابق با شکل ۱۱، با کاهش تراکم نسبی خاک ماسه‌یی سُست بیشینه‌ی تغییرشکل برشی و تغییرمکان جانبی نسبی سازه‌ی زیرزمینی به دلیل افزایش تغییرمکان جانبی خاک پیرامون آن افزایش می‌یابد. با توجه به افزایش مقادیر اضافه فشار آب حفره‌یی و تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی انتظار می‌رود که میزان بلندشدگی آن شدیداً افزایش یابد. بنابراین می‌توان بیان کرد که تراکم نسبی، پارامتر بسیار تأثیرگذاری در رفتار لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی به هنگام وقوع روانگرایی در خاک ماسه‌یی است و در انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سیستم سازه - خاک باید به صورت دقیق تعیین شود. در ادامه، اثرات ناشی از تغییر تراکم نسبی خاک ماسه‌یی سُست در پاسخ لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در شرایط زهکشی شده ارزیابی می‌شود. در شکل ۱۲،



شکل ۹. پاسخ لرزه‌یی سازه به ازای وزن واحد حجم مختلف آن در خاک زهکشی شده.

واقع در خاک ماسه‌یی سُست مستعد روانگرایی، باید تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم سازه - خاک با در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی براساس شرایط موجود صورت پذیرد.

۲.۴. اثرات ناشی از تغییر تراکم نسبی خاک ماسه‌یی سُست پیرامون سازه

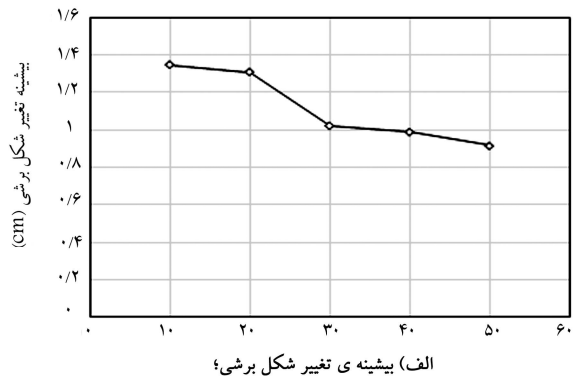
تراکم نسبی 20° خاک مستعد روانگرایی نقش چشمگیری در رفتار چرخه‌یی 21° آن تحت تحریک لرزه‌یی خواهد داشت. مقاومت در برابر روانگرایی برای خاک‌های بسیار سُست و نیمه‌تراکم، توسط تراکم نسبی (D_r) ارزیابی می‌شود. ارزیابی تراکم نسبی در سایت با انجام آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) 22° صورت می‌گیرد. اما استفاده‌ی مستقیم نتایج حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد جهت ارزیابی میزان مقاومت در برابر روانگرایی خاک صحیح نیست، زیرا که مقادیر آن متأثر از تنش مؤثر قائم 23° خاک است؛ به عنوان نمونه برای خاک ماسه‌یی بسیار سُست که در اعماق زمین تحت تأثیر تنش‌های مؤثر بالا واقع است، مقدار نفوذ استاندارد (SPT-N) بالا ارزیابی می‌شود؛ در حالی که اگر این خاک در وضعیت اشباع و تحریک لرزه‌یی قرار داشته باشد، سریعاً روان‌گرا می‌شود. بنابراین علاوه بر تنش مؤثر خاک ماسه‌یی، تراکم نسبی آن از اهمیت چشمگیری برخوردار است. جهت ارزیابی اثرات این پارامتر، تراکم نسبی خاک ماسه‌یی سُست (لایه‌ی فوقانی) در بازه‌ی ۱۰ الی ۵۰ درصد تغییر می‌کند و اثرات آن در پاسخ لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی برای شرایط وقوع و عدم وقوع روانگرایی ارزیابی می‌شود. در شکل ۱۰، نتایج

به ترتیب بیشینه‌ی نشست و بیشینه‌ی تغییرشکل برشی سازه‌ی زیرزمینی به ازای تراکم نسبی مختلف خاک ماسه‌یی سست در شرایط زهکشی شده نشان داده شده است.

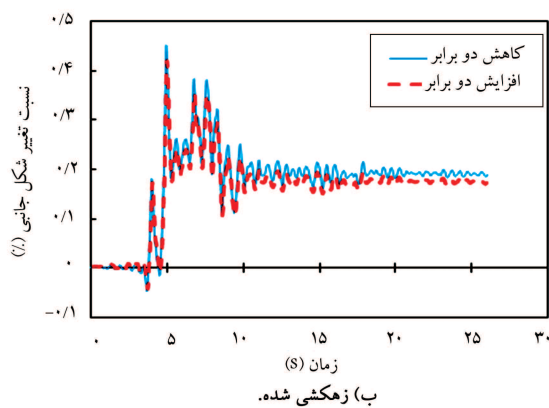
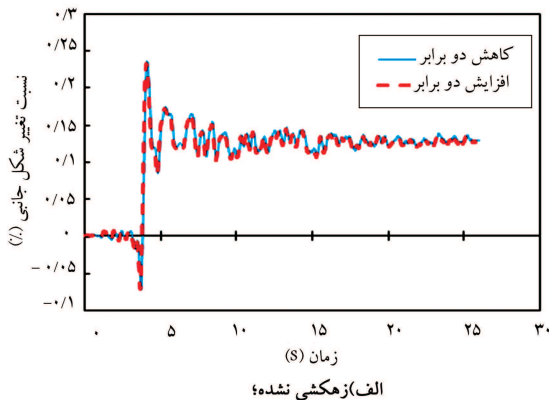
با متراکم شدن خاک ماسه‌یی پیرامون سازه، تغییرمکان جانبی آن تحت تحریک لرزه‌یی کاهش می‌یابد و به تبع آن تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی مجاور با آن نیز کاهش می‌یابد؛ که در نتیجه‌ی آن میزان نشست سازه‌ی زیرزمینی نیز کاهش خواهد یافت. همان‌طوری که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، با افزایش تراکم نسبی خاک میزان نشست و تغییرشکل برشی سازه‌ی زیرزمینی در وضعیت زهکشی شده تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. بنابراین، براساس پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌ی زیرزمینی در خاک ماسه‌یی سست برای شرایط وقوع و عدم وقوع روان‌گرایی، افزایش تراکم خاک مستعد روان‌گرایی می‌تواند به‌عنوان روشی مناسب جهت بهبود رفتار لرزه‌یی سازه‌ی مجاور با این قبیل خاک‌ها مطرح باشد.

۳.۴. اثرات ناشی از نسبت آرماتور سازه

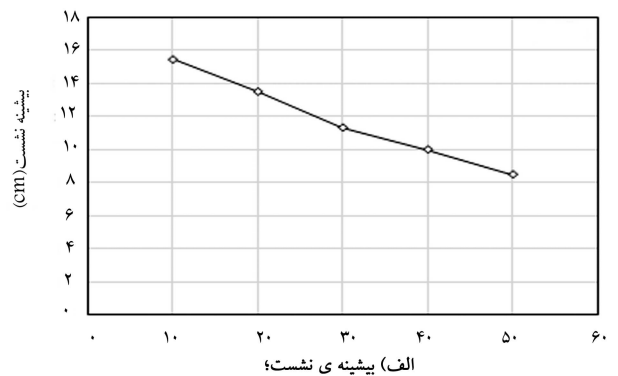
ترک‌خوردگی بتن و رفتار خمیری آرماتورهای تسلیح‌کننده‌ی آن، دو عامل مؤثر در رفتار غیرخطی سازه‌ی زیرزمینی بتن مسلح هستند. در این راستا نسبت آرماتور موجود در سازه به‌عنوان یکی از مهم‌ترین پارامترها جهت کنترل عملکرد لرزه‌یی آن محسوب می‌شود. در این بخش نسبت آرماتور موجود در سازه‌ی زیرزمینی به میزان ۲ برابر افزایش و کاهش می‌یابد و نتایج حاصل از تحلیل با هم مقایسه می‌شوند. در شکل ۱۳، نسبت تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در وضعیت وقوع و عدم وقوع روان‌گرایی خاک نشان داده شده است.



شکل ۱۱. تغییر شکل‌های جانبی سازه به ازای تراکم نسبی مختلف خاک ماسه‌یی سست با وقوع روان‌گرایی.



شکل ۱۳. نسبت تغییرشکل جانبی سازه با تغییر نسبت آرماتور آن.



شکل ۱۲. بیشینه پاسخ‌های لرزه‌یی سازه در خاک ماسه‌یی سست زهکشی شده با تراکم نسبی مختلف.

به اینکه شکل‌پذیری اعضای فشاری وابسته به ظرفیت خمشی آنهاست، بنابراین کاهش درصد آرماتور با افزایش میزان شکل‌پذیری جانبی اعضای سازه‌ی وی و به تبع آن افزایش شکل‌پذیری برشی سازه‌ی زیرزمینی همراه است. البته باید توجه کرد که افزایش بیش از حد درصد آرماتور می‌تواند شکل‌پذیری عضو را کاهش دهد و حتی آن را تردشکن کند. با توجه به افزایش جزئی تغییرمکان جانبی سازه‌ی زیرزمینی، میزان نشست آن نیز مطابق با شکل ۱۴ ب، به میزان ناچیزی تغییر می‌کند.

۵. نتیجه‌گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی واقع در خاک با پتانسیل روان‌گرایی برای شرایط وقوع و عدم وقوع روان‌گرایی مورد بررسی قرار گرفته و مکانیزم‌های مؤثر در رفتار سازه در شرایط مفروض تشریح و تفسیر شده است. علاوه بر این، مطالعات پارامتریک جهت ارزیابی میزان تأثیر هر کدام از پارامترهای سازه‌ی وی و خاک در رفتار لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی ارزیابی شده است. نتایج حاصل از مطالعات عددی انجام‌شده با به‌کارگیری نرم‌افزار COM3 به این صورت است:

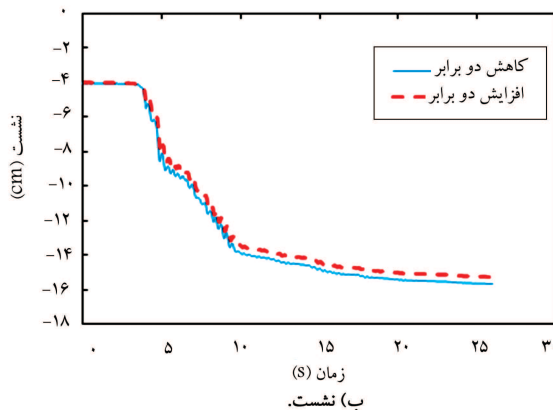
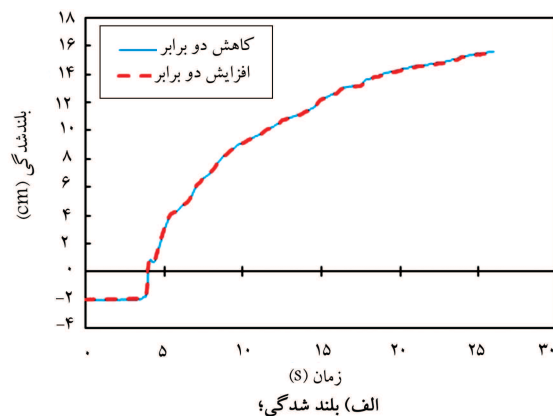
- متداول‌ترین مکانیزم بلندشدگی سازه‌های زیرزمینی، حرکت خاک روان‌گرا به صورت سیال با لزجت بالانست که برای وقوع آن دو عامل: ۱. توزیع غیریکنواخت اضافه فشار آب حفره‌ی در زیر سازه و همچنین، ۲. تغییرشکل جانبی سازه الزامی است. علاوه بر این، با وقوع روان‌گرایی در خاک پیرامون سازه، تغییرشکل برشی و تغییرشکل جانبی پسماند به ترتیب به دلیل اعمال نیروی ناشی از تغییرمکان جانبی خاک روان‌گرایی پیرامونی و اختلاف حجم خاک فشرده‌شده از طرفین سازه به زیر آن ایجاد می‌شوند.

- در خاک زهکشی‌شده با افزایش تغییرشکل جانبی سازه، میزان نشست آن افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه تغییرشکل جانبی سازه متأثر از نیروی اینرسی اعمال‌شده به آن است، بنابراین مشخصات مربوط به شتاب‌نگاشت اعمالی در تغییر رفتار لرزه‌ی سازه مؤثر است.

- تغییر وزن سازه‌ی زیرزمینی اثرات متفاوتی در پاسخ‌های لرزه‌ی سازه در خاک ماسه‌ی سست برای شرایط زهکشی‌نشده و زهکشی‌شده به همراه دارد، که باید بحرانی‌ترین وضعیت به‌عنوان ملاک طراحی لرزه‌ی سازه‌ی زیرزمینی در خاک مستعد روان‌گرایی مورد توجه قرار گیرد.

- افزایش تراکم خاک ماسه‌ی مستعد روان‌گرایی پیرامون سازه‌ی زیرزمینی، پاسخ‌های لرزه‌ی آن تحت تحریک لرزه‌ی را برای شرایط مختلف خاک ماسه‌ی سست بهبود می‌بخشد.

- مطابق با شرایط مفروض، نسبت آرماتور موجود در سازه‌ی زیرزمینی تأثیر قابل توجهی در رفتار لرزه‌ی سازه برای شرایط مختلف خاک ماسه‌ی سست ندارد. هر چند که برای شرایط زهکشی‌شده کاهش نسبت آرماتور با افزایش جزئی تغییرمکان جانبی و نشست سازه‌ی زیرزمینی همراه است.



شکل ۱۴. تغییرشکل قائم سازه‌ی زیرزمینی با تغییر نسبت آرماتور آن.

در شکل ۱۴، تغییرشکل قائم سازه‌ی زیرزمینی در وضعیت وقوع (بلندشدگی) و عدم وقوع روان‌گرایی (نشست) با تغییر نسبت آرماتور سازه نشان داده شده است. با توجه به اینکه مقادیر تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی در خاک با وقوع روان‌گرایی به دلیل اعمال نیروی ناشی از تغییرمکان جانبی خاک پیرامون آن است که مقادیر آن به لحاظ مقدار مطابق با شکل ۱۳ الف ناچیز است (حدوداً ۱/۲ سانتی‌متر)؛ بنابراین سازه رفتار خطی دارد و به تبع آن تغییر درصد آرماتور موجود در سازه تأثیری در تغییرشکل جانبی آن ندارد. مطابق با مکانیزم حاکم بر بلندشدگی سازه‌ی زیرزمینی با وجود عدم تغییر در تغییرشکل جانبی سازه انتظار می‌رود که میزان بلندشدگی آن نیز تغییر پیدا نکند، که این رفتار در شکل ۱۴ الف مشاهده شده است.

همان‌طور که شکل ۱۳ ب مشاهده می‌شود، با کاهش نسبت آرماتور سازه، تغییرشکل جانبی سازه‌ی زیرزمینی افزایش جزئی یافته است. با توجه به وضعیت خاک پیرامون سازه‌ی زیرزمینی (خاک ماسه‌ی سست زهکشی‌شده) به آن بار فشاری ناشی از وزن خاک‌های پیرامونی علاوه بر بار جانبی اعمال می‌شود. با توجه

پانویس‌ها

1. Alaska and Niigata earthquake

2. Hyogoken-Nanbu earthquake

3. Daikai station

4. Chi-Chi earthquake

5. Duzce earthquake
6. Masing's rule
7. Kronecher's delta symbol
8. interfacial element
9. solid
10. Isoparametric
11. Kobe earthquake
12. laminar boxes
13. fully undrained state
14. negative dilatancy
15. rigid-body deformations
16. ratcheting
17. buoyancy force
18. rigid-body rotation
19. inertia force
20. relative density
21. cyclic behavior
22. standard penetration test (SPT)
23. effective vertical stress

منابع (References)

1. Hall, W.J. and O'Rourke, T.D. "Seismic behavior and vulnerability of pipelines", *In Proc. of 3rd USA Con. on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, USA*, pp. 761-773 (1991).
2. An, X., Shawky, A.A. and Maekawa, K. "The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin earthquake", *Cement and Concrete Composite*, **19**(3), pp. 241-257 (1997).
3. Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H. and Huang, T.H. "Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**(3), pp. 133-150 (2001).
4. Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B. and Yao, J. "Seismic design and analysis of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**(4), pp. 247-293 (2001).
5. Nam, S.H., Song, H.W., Byun, K.J. and Maekawa, K. "Seismic analysis of underground reinforced concrete structures considering elasto-plastic interface element with thickness", *Engineering Structures*, **28**(8), pp. 1122-1131 (2006).
6. Huo, H., Bobet, A., Fernandez, G. and Ramirez, J. "Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: Evaluation of the failure of the Daikai station", *Journal of Geoenvironmental Engineering*, **131**(12), pp. 1522-1533 (2005).
7. Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A. and Okamura, M. "Countermeasures against liquefaction of sand deposits with structures", *In Proc. of 1st Int. Con. on Earthquake Geotechnical Engineering, Japan*, pp.1203-1224 (1995).
8. Liu, H. and Song, E. "Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitation", *Computers and Geotechnics*, **33**, pp. 223-244 (2005).
9. Okhovat, R.M. and Maekawa, K. "Seismic performance of large underground structures in unsaturated and liquefiable soils", *In Proc. of 7th Con. on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE*, pp. 341-357 (2009).
10. Azadi, M. and Mir Mohammad Hosseini, M.S. "Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **25**(5), pp. 543-552 (September 2010).
11. Chou, J.C., Kutter, B.L., Travasarou, T. and Chacko, J.M. "Centrifuge modeling of seismically-induced uplift for the BART transbay tube", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **137**(8), pp. 754-765 (2011).
12. Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H., *Non-linear Mechanics of Reinforced Concrete*, London, Spon Press (2003).
13. Maki, T., Maekawa, K. and Mutsuyoshi, H. "RC pile-soil interaction analysis using a 3D-finite element with fiber theory-based beam elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(13), pp. 1587-1607 (2006).
14. Okhovat, R.M., Shang, F. and Maekawa, K. "Nonlinear seismic response and damage of reinforced concrete ducts in liquefiable soils", *Journal of Advanced Concrete Technology*, **7**(3), pp. 439-454 (2009).
15. Whitman, R.V. and Lambe, P.C. "Effect of boundary conditions upon centrifuge experiments using ground motion simulation", *Geotechnical Testing Journal*, **9**(2), pp. 61-71 (1986).
16. Towhata, I. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Germany, Springer (2008).
17. Liu, H. and Song, E. "Working mechanism of cut off walls in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction", *Computers and Geotechnics*, **33**(4-5), pp. 209-221 (2006).
18. Towhata, I., Kogai, Y. and Amimoto, K. "Use of underground walls for mitigation of liquefaction-induced lateral flow", *In Proc. of the Int. Con. on Geotechnical and Geological Engineering, Australia* (2000).
19. Koseki, J., Matsuo, O. and Koga, Y. "Uplift behavior of underground structures by liquefaction of surrounding soil during earthquake", *Soils and Foundations*, **37**(1), pp. 97-108 (1997).
20. Yasuda, S., Nagase, H., Itafuji, S., Sawada, H. and Mine, K. "Shaking table tests on floatation of buried pipes due to liquefaction of backfill sands", *In Proc. of 5th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Japan*, pp. 665-677 (1992).