

چکیده

در این مقاله با استفاده از نتایج سه سری آزمایش سانتریفیوژ چگونگی اثر گسترش عمق روانگرایی و خرابی‌های پیش‌رونده بر نشست حین و پس از تحریکات دو پی سطحی با فشارهای استاتیکی متفاوت مورد مطالعه قرار گرفته است. اعماق مختلف گسترش روانگرایی با اعمال تحریکات ورودی هارمونیک با دامنه‌های شتاب مختلف به مدل سانتریفیوژ به دست آمده است. نتایج بیانگر سه مکانیسم (فاز) مجزا در نشست پی است که عبارتند از: (۱) حین تحریک، (۲) خرابی پیش‌رونده و (۳) باز تحکیم. بر خلاف میدان آزاد که در آن نشست‌ها از نوع حجمی بوده، بیشتر نشست پی‌ها از نوع برشی بوده و در فازهای (۱) و (۲) اتفاق افتاده است. عمق گسترش روانگرایی رفتار پس از تحریک را به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر قرار داده است. پاسخ شتاب پی‌ها تحت تأثیر گسترش عمق روانگرایی بوده، به گونه‌ای که پی‌ها در قوی‌ترین تحریک علیرغم تجربه‌ی نشست بزرگ‌تر پاسخ ضعیف‌تری داشته‌اند. به نظر می‌رسد که نشست‌های پس از تحریک و خرابی‌های پیش‌رونده در پی‌های سطحی از اهمیت بالایی برخوردار باشند که در کاربردهای مهندسی مورد ارزیابی قرار نمی‌گیرند.

کلمات کلیدی: پی سطحی، سازوکار نشست، خرابی پیش‌رونده، عمق روانگرایی، مطالعات سانتریفیوژ

ارزیابی خرابی‌های پیش‌رونده پی‌های سطحی در شرایط روانگرایی با استفاده از مطالعات سانتریفیوژ

بهروز مهرزاد سلاکجانی

دانشجوی دکتری مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه سمنان

یاسر جعفریان (نویسنده مسئول)

استادیار پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی

و مهندسی زلزله،

yjafarianm@iiees.ac.ir

عبدالحسین حداد

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۱- مقدمه

توکیماتسو [۲]، آداجی و همکاران [۴] و برتالوت و همکاران [۸] با استفاده از داده‌های صحرایی نمودارهایی را برای تخمین نشست پی‌های سطحی بر پایه‌ی عرض پی و عمق روانگرایی ارائه کردند.

علاوه بر مشاهدات صحرایی، مطالعه‌های فراوان میز لرزه‌ای ۱g و سانتریفیوژ برای درک مکانیسم نشست پی‌های سطحی انجام شده است. یوشیمی و توکیماتسو [۲] با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه‌ای تولید و زوال اضافه فشار آب حفره‌ای و نشست پی‌های صلب ناشی از تحریکات زلزله را بررسی کرده و نمودارهای نرمال‌شده‌ی همبستگی نشست پی سطحی و عمق گسترش روانگرایی را ارائه دادند. لیو و دابری [۹] با انجام آزمایش‌های سانتریفیوژ تولید اضافه فشار آب حفره‌ای منفی زیر پی را مورد بحث و بررسی قرار دادند. کوئلیو و همکاران [۱۰] عملکرد پی‌های سطحی پل‌های با دهانه‌ی متوسط واقع بر خاک

روانگرایی موجب خسارات جبران‌ناپذیری در زلزله‌های پیشین شده است. تحریکات زلزله باعث بالا رفتن فشار آب حفره‌ای و کاهش تنش مؤثر و در نتیجه سختی خاک می‌شود. شدت کاهش سختی و مقدار گسترش عمق روانگرایی خاک زیر پی می‌تواند سطوح مختلفی از خرابی‌ها را ایجاد کند. این خرابی‌ها می‌توانند ناشی از کمبود ظرفیت باربری یا نشست مفرط پی‌های سطحی باشند.

مشاهدات صحرایی و مطالعات میدانی خرابی‌های گذشته نتایج بسیار ارزشمندی از رفتار پی‌های سطحی واقع بر خاک روانگرا را در اختیار مهندسين قرار داده است. زلزله‌های ۱۹۶۴ ژاپن [۳-۱]، ۱۹۹۰ فیلیپین [۴-۵]، ۱۹۹۹ ترکیه [۶] و ۲۰۱۱ ژاپن [۷] نمونه‌هایی از این دست هستند. این زلزله‌ها باعث نشست و چرخش مفرط پی‌های ساختمان‌ها و پل‌ها شده‌اند. عمق روانگرایی در این موارد بین ۶ تا ۱۰ متر بوده است. یوشیمی و

رفتار کند. برای مطالعه‌ی حاضر از سانتریفیوژ ژئوتکنیکی دینامیکی دانشگاه ملی مرکزی تایوان (NCU) استفاده شد. این سانتریفیوژ با حداکثر ظرفیت استاتیکی ۱۰۰g-ton دارای شعاع ۳ متر است. میز لرزان دستگاه سانتریفیوژ NCU با قابلیت تولید تحریکات پرریودیک (یا تناوبی) و تصادفی، یک میز لرزان یک‌بعدی است که با یک سبد معلق یکپارچه شده است. برای به حداقل رساندن اثر نیروی کوریولیس که در اثر تغییر شتاب سانتریفیوژ به وجود می‌آید، راستای تحریک عمود بر راستای چرخش سانتریفیوژ در نظر گرفته شده است. این میز لرزان قابلیت تحمل بار ۴۰۰ کیلوگرم در شتاب ۸g را دارد. بازه‌ی فرکانسی قابل تحمیل آن بین صفر تا ۲۵۰ هرتز و حداکثر نیروی تحریک قابل اعمال ۵۳/۴ کیلو نیوتن است.

جعبه‌ی آزمایش مورد استفاده در این تحقیق یک جعبه‌ی انعطاف‌پذیر^۱ با طول ۷۱۱ میلی‌متر، عرض ۳۵۶ میلی‌متر و ارتفاع ۳۵۳ میلی‌متر متشکل از ۳۸ رینگ آلومینیومی سبک است که بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند. برای به حداقل رساندن اصطکاک بین حلقه‌ها، از ۸۸ غلتک فولادی بین هر دو حلقه‌ی مجاور استفاده شده است. این جعبه به‌طور خاص برای میز لرزان سانتریفیوژ طراحی شده تا بتواند با دقت و به‌طور مؤثر ساختار یک نهشته‌ی خاکی را تحت تأثیر تحریک افقی یک‌بعدی مدل کند. این محفظه اجازه گسترش تنش‌ها و کرنش‌های مربوط به انتشار امواج یک‌بعدی را می‌دهد. هر یک از رینگ‌ها می‌تواند به‌صورت مستقل بر روی دیگری بلغزد و حداکثر جابجایی نسبی بین هر دو رینگ مجاور ۲/۵ میلی‌متر در مقیاس مدل است. بدین ترتیب رفتار خاک در انتشار یک‌بعدی امواج به‌خوبی مدل خواهد شد، زیرا لایه‌های مختلف خاک توانایی جابه‌جایی جانبی در لایه‌های مختلف خاک را دارند. برای جلوگیری از نفوذ خاک خشک به درز رینگ‌ها در آزمایش خشک و نشست آن در آزمایش‌های اشباع، از غشاء‌های لاتکس برای جداسازی خاک و محفظه استفاده می‌شود. این غشاء آب و خاک را در درون محفظه نگه می‌دارد و از نشست آب به خارج از مدل جلوگیری می‌کند.

در مدل‌سازی فیزیکی با سانتریفیوژ، مدل‌ها در مقیاس N

روانگرا را مطالعه کردند. دشتی و همکاران [۱۱] با استفاده از آزمایش‌های سانتریفیوژ مکانیسم‌های حجمی و برشی نشست پی‌های سطحی را تشریح و کرنش‌های برشی را عامل اصلی نشست پی‌های سطحی معرفی کردند. آنها بیش از ۹۵ درصد نشست پی‌ها را در حین تحریکات اندازه‌گیری کردند. در مقابل نتایج مطالعات مارکز و همکاران [۱۲]، ایشیکاوا و همکاران [۱۳] و مهرزاد و همکاران [۱۴] بیانگر تعیین‌کننده بودن نشست‌های پس از تحریکات پی سطحی بوده است. مهرزاد و همکاران [۱۴] با استفاده از مطالعات سانتریفیوژ و مدل‌سازی عددی اثر تنش پی‌ها و نفوذپذیری را بر نشست پی‌ها مورد مطالعه قرار داده و اصلاح ضریب نفوذپذیری خاک برای مدل UBCSAND را پیشنهاد کردند.

هدف از این تحقیق تعیین چگونگی اثر گسترش روانگرایی بر مکانیسم نشست پی‌های سطحی است. برای این منظور سه سری آزمایش سانتریفیوژ طراحی و انجام شده و در آن اعماق مختلف لایه روانگرا با استفاده از تعداد زیادی از تحریکات با دامنه‌های شتاب ورودی مختلف به دست آمده است. در هر سری آزمایش دو پی صلب با دو تنش استاتیکی مختلف (به‌عنوان پی سبک و سنگین) که با یکدیگر اندرکنشی ندارند مورد استفاده قرار گرفته است. هندسه‌ی مدل و جزئیات تشریح شده است. این جزئیات شامل خصوصیات خاک و پی، روش آماده‌سازی نمونه‌ها، تحلیل ابعادی و آرایش حسگرهاست. روند انجام آزمایش‌ها و نتایج به‌طور مفصل شرح داده شده است. نشست میدان آزاد و پی‌ها، تاریخچه فشار آب و شتاب‌نگاشت‌ها در حین و پس از تحریکات ورودی ارائه شده است.

۲- مدل‌سازی سانتریفیوژ

اساس مدل‌سازی سانتریفیوژ بازسازی یک میدان مصنوعی شتاب در یک مدل مقیاس شده است تا توزیع تنش واقعی نهشته خاکی به دست آید. با توجه به این که خصوصیات ماسه وابسته به سطح تنش آن است، بازسازی تنش واقعی در مدل کوچک مقیاس موجب می‌گردد که خاک مانند شرایط واقعی

معادل با ۱۰ کیلو پاسکال را به خاک وارد می‌کند، پی سنگین برای مدل‌سازی یک ساختمان ۹ طبقه با فشار استاتیکی ۸۸/۵ کیلو پاسکال و پی سبک برای مدل‌سازی یک ساختمان سه طبقه با فشار استاتیکی ۳۱/۵ کیلو پاسکال در نظر گرفته شد.

۲-۲- مصالح مصرفی و روند آماده‌سازی نمونه‌ها

در این تحقیق از ماسه‌ی ریز کوارتزی شماره ۳۰۶ که یک ماسه‌ی تیز گوشه^۲ بوده و در طبقه‌بندی متحد یک ماسه بد دانه‌بندی شده (SP) است، استفاده شد. این ماسه دارای توده‌ی ویژه ۲/۶۵، $D_{10}=0/147$ و $D_{50}=0/193$ است. حداقل و حداکثر وزن مخصوص خشک ماسه مورد نظر به ترتیب برابر با ۱۳/۵ کیلونیوتن بر متر مکعب و ۱۶/۳ کیلونیوتن بر متر مکعب است. ماسه کوارتزی شماره ۳۰۶ به روش بارش خشک با یک الگوی منظم به درون محفظه آزمایش ریخته شده تا نمونه‌ی خاک با دانسیته ۵۵ درصد به دست آمد. لایه‌های خاکی در ضخامت‌های حداکثر ۳ سانتی‌متری به درون ظرف ریخته شد. روند بارش ماسه در تراز قرارگیری حسگرهای فشار آب و شتاب‌سنج‌ها متوقف شده و حسگرها با دقت در محل خود قرار گرفته‌اند. به‌این ترتیب نمونه به‌صورت همگن و یکسان برای تمام آزمایش‌ها به دست خواهد آمد و تکرارپذیری آزمایش‌ها نیز تضمین می‌گردد. بعد از آماده شدن محیط خاکی، پی‌های سبک و سنگین به‌صورت دقیق در محل مشخص خود قرار گرفته و حسگرهای شتاب بر روی آنها نصب شدند. سپس محفظه به روی میز لرزان انتقال داده شده و با استفاده از پیچ در جای خود محکم شد.

پس از قرارگیری محفظه بر روی میز لرزان، محفظه توسط درپوش اکریلیک به‌صورت محکم و بدون درز بسته شده تا برای فرآیند اشباع‌سازی شروع شود. هوای موجود در درون محفظه توسط پمپ خلأ به‌صورت مداوم از آن خارج شده و خلأ ایجاد شد. هم‌زمان مایع هواگیری شده ویسکوز با ویسکوزیته ۸۰ برابر آب به آرامی و به‌صورت قطره‌ای وارد محفظه و نمونه شد. این روند تا رسیدن سطح مایع به حدود

برابر کوچک‌تر از مقیاس واقعی ساخته شده و چرخش سانتریفیوژ میدان شتابی N برابر بزرگ‌تر از گرانش زمین را تولید می‌کند. پارامترهای تحلیل ابعادی مهم در مدل‌سازی سانتریفیوژ در جدول (۱) ارائه شده است. با توجه به جدول مذکور، زمان دینامیکی N برابر بزرگ‌تر از زمان تحکیم بوده و یک اختلاف N برابری بین زمان دینامیکی و زمان تحکیم وجود خواهد داشت. استفاده از مایع ویسکوز برای کاهش نرخ زوال اضافه فشار آب حفره‌ای و یکسان‌سازی پارامتر زمان دینامیکی و زمان تحکیم مدل و شرایط واقعی مرسوم است [۱۵]. استفاده از مایع ویسکوز خصوصیت دینامیکی خاک را به‌صورت قابل ملاحظه‌ای تغییر نمی‌دهد. آزمایش‌های سانتریفیوژ این تحقیق در شتاب ۸۰g انجام شده است. برای یکسان شدن زمان تحکیم و زمان دینامیکی مایعی با ویسکوزیته ۸۰ برابر ویسکوزیته آب با استفاده از محلول متوسل سلولز در آب ساخته شد و مورد استفاده قرار گرفت. در ادامه، همه‌ی پارامترها با مقیاس واقعی ارائه خواهند شد مگر اینکه در متن ذکر گردد.

جدول (۱): پارامترهای تحلیل ابعادی سانتریفیوژ

پارامتر	مقیاس واقعی	مقیاس مدل (Ng)
تنش و فشار	۱	۱
جابجایی	۱	۱/N
سرعت	۱	۱
شتاب	۱	N
فرکانس	۱	N
زمان دینامیکی	۱	۱/N
زمان تحکیم	۱	۱/N ²

۲-۱- پی‌ها

برای مدل‌سازی پی‌ها در آزمایش‌های سانتریفیوژ از دو پی سبک و سنگین استفاده شد. برای ساخت این پی‌ها از صفحات مستطیل شکل صلب فولادی با کف صاف استفاده شده است. هر دو پی دارای ابعاد یکسان با عرض ۶/۴ متر (۸ سانتی‌متر در مقیاس مدل) و طول ۹/۶ متر (۱۲ سانتی‌متر در مقیاس مدل) هستند. با فرض این که هر طبقه از ساختمان بتنی فشاری تقریباً

۳- نتایج و بحث

۳-۱- میدان آزاد

پاسخ میدان آزاد که در این مقاله ارائه شده داده‌های حسگرهای فشار آب و شتاب‌سنج‌هایی است که در ستون عمودی واقع در مرکز جعبه آزمایش قرار دارند (P1, P2, P3, P4 و P5). حضور دو پی مدلی ممکن است باعث ناهمگنی‌های سه‌بعدی تنش و جریان‌های جانبی آب شود و نتایج میدان آزاد را تحت تأثیر قرار دهد. تعدادی از محققین پیشین داده‌های مربوط به

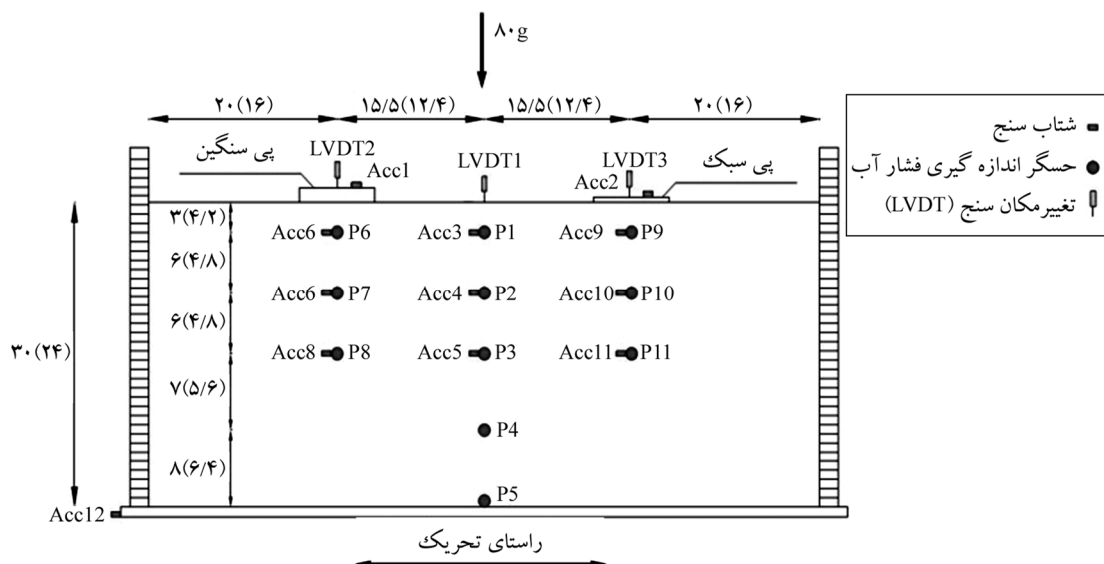
۲ سانتی‌متری بالای سطح خاک ادامه پیدا کرد. اشباع‌سازی نمونه‌ها در حدود ۳۶ ساعت طول کشید. بعد از اتمام روند اشباع‌سازی، صفحه‌ی اکریلیک برداشته شده و LVDT‌های مربوط به اندازه‌گیری نشست پی‌ها و میدان آزاد و جابجایی‌های افقی نصب شده و نمونه آماده‌ی آزمایش می‌گردد. شکل (۱) شمای کلی مدل سانتریفیوژ را نشان داده است.

۳-۲- مشخصات تحریکات ورودی

جزئیات مربوط به آزمایش‌ها به همراه مشخصات تحریکات ورودی در جدول (۲) ارائه شده است. مدل‌ها به صورت یک‌بعدی و در راستای محور طولی نمونه لرزانده شد. پیش از آزمایش، برای اندازه‌گیری سرعت موج برشی و تعیین فرکانس غالب سیستم یک سیکل سینوسی با دامنه‌ی $0.1g$ و فرکانس ۲ هرتز به نمونه وارد شد. نتایج نشان‌دهنده‌ی فرکانس غالب $1/81$ هرتز برای نهشته‌ی خاکی مورد مطالعه بود. همه‌ی تحریکات اصلی با ۱۵ سیکل یکنواخت سینوسی با دامنه‌های مختلف اعمال شد. با توجه به اینکه آزمایش‌ها با تحریکات مختلف انجام شده است و دانسیته‌ی خاک پس از هر تحریک تغییر می‌کند نتایج تحریک E1 از TEST-1، تحریک E1، E2 و E3 از TEST-4 و تحریک E1 از TEST-5 که در آنها دانسیته‌ی خاک تقریباً یکسان بوده و دستخوش تغییر محسوس نشده برای مقایسه ارائه خواهد شد.

جدول (۲): مشخصات تحریکات ورودی

شماره آزمایش	تحریک	تعداد سیکل/فرکانس / شتاب ورودی (g/Hz/cycle)	D_r (%) / e^2
Test-1	پیش تحریک	۰.۰۱/۲/۱	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E1	۰.۱۸/۲/۱۵	۵۵/۰.۷۴۲۱
Test-4	پیش تحریک	۰.۰۱/۲/۱	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E1	۰.۰۱/۲/۱۵	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E2	۰.۰۲/۲/۱۵	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E3	۰.۰۷/۲/۱۵	۵۶/۰.۷۴۵۲
	E4	۰.۱۸/۲/۱۵	۵۹/۰.۷۳۰۱
Test-5	پیش تحریک	۰.۰۱/۲/۱	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E1	۰.۰۴/۲/۱۵	۵۵/۰.۷۴۲۱
	E2	۰.۰۷/۲/۱۵	۵۷/۰.۷۳۵۲
	E3	۰.۱۷/۲/۱۵	۵۸/۰.۷۳۱۹



شکل (۱): شمای کلی مدل سانتریفیوژ و آرایش حسگرها (اعداد داخل پرانتز ابعاد واقعی به متر)

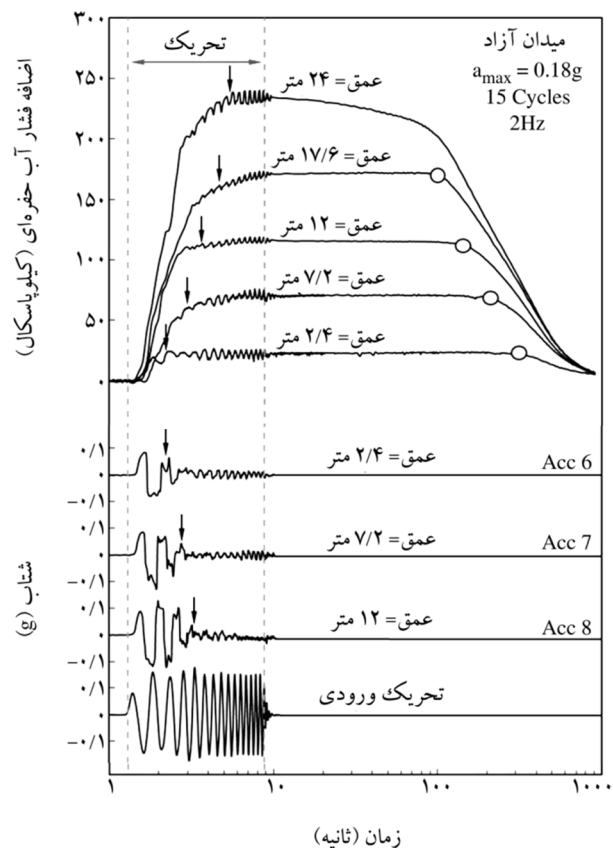
شده و به لایه‌های پایینی گسترش پیدا کرده است. پس از پایان تحریکات، فشار اضافی آب برای مدتی در حدود ۲۵۰ ثانیه ثابت مانده و خاک در حالت روانگرایی کامل باقی مانده است. در نهایت زوال اضافه فشار آب و تحکیم از لایه‌های عمیق‌تر شروع شده و به تدریج به لایه‌های بالایی گسترش پیدا کرده است. دلیل ثابت ماندن نسبت اضافه فشار آب در لایه‌های بالایی تراوش رو به بالای آب در اثر تحکیم لایه‌های زیرین است.

بعد از اعمال چند سیکل اول تحریک، روانگرایی باعث کاهش شدید سختی خاک و در نتیجه کاهش قابل ملاحظه‌ی دامنه‌ی شتاب امواج عبوری شده است. نرخ گسترش نرم‌شوندگی خاک و مدت روانگرایی به شدت تحت تأثیر شدت روانگرایی بوده است. شروع روانگرایی از لایه‌های فوقانی و گسترش آن به لایه‌های عمیق‌تر با استفاده از شتاب‌نگاشت‌ها نیز قابل تفسیر است. لحظه‌ی وقوع روانگرایی با استفاده از شاخص‌هایی در شکل (۲) نشان داده شده است. نتایج مشابهی در حین تحریکات متوسط ($a_{max}=0.07g$ و $0.04g$) مشاهده شد اما در تحریکات ضعیف‌تر ($0.02g$ و $0.01g$) کاهش سختی خاک قابل ملاحظه نبوده، به گونه‌ای که امواج برشی در گذر از لایه‌های خاک و رسیدن به لایه‌های فوقانی حتی تقویت شده‌اند. برای درک بهتر چگونگی گسترش روانگرایی، تغییرات r_u با عمق در میدان آزاد برای پنج تحریک ورودی در پایان تحریکات در شکل (۳) ارائه شده است. یک شاخص رنگی نیز در سمت راست این نمودارها قرار داده شده است. رنگ قرمز تیره نشانگر روانگرایی کامل ($r_u=1$) و رنگ آبی روشن بیانگر عدم تولید فشار آب ($r_u=0$) است. عمق روانگرایی با نشانه‌هایی در شکل (۳) مشخص شده است. با توجه به شکل، در ضعیف‌ترین تحریکات ($0.02g$ و $0.01g$) هیچ‌گونه روانگرایی اتفاق نیفتاده است. عمق روانگرایی برای تحریکات متوسط $a_{max}=0.07g$ و $0.04g$ به ترتیب ۲/۴ و ۷/۲ متر بوده است. در قوی‌ترین تحریک ($a_{max}=0.18g$) کل لایه‌ی خاک میدان آزاد روانگرا شده است.

فاصله‌ی ۲B از مرکز پی را به عنوان میدان آزاد فرض کرده‌اند [۱۱، ۱۶]. در این تحقیق نیز فرض شده که پی‌های مجاور اثر حداقلی بر حسگرهای میانی داشته باشند. شکل (۲) تاریخچه‌ی اضافه فشار آب و شتاب‌نگاشت‌های میدان آزاد در تحریک E1 از TEST-1 را به صورت نیمه‌لگاریتمی نشان داده است. شروع و پایان تحریک ورودی با خط چین مشخص شده است. وقوع روانگرایی با استفاده از پارامتر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (r_u) تعیین می‌شود. این پارامتر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

که در آن Δu ، اضافه فشار آب حفره‌ای و σ'_{v0} ، تنش سربار مؤثر اولیه است.



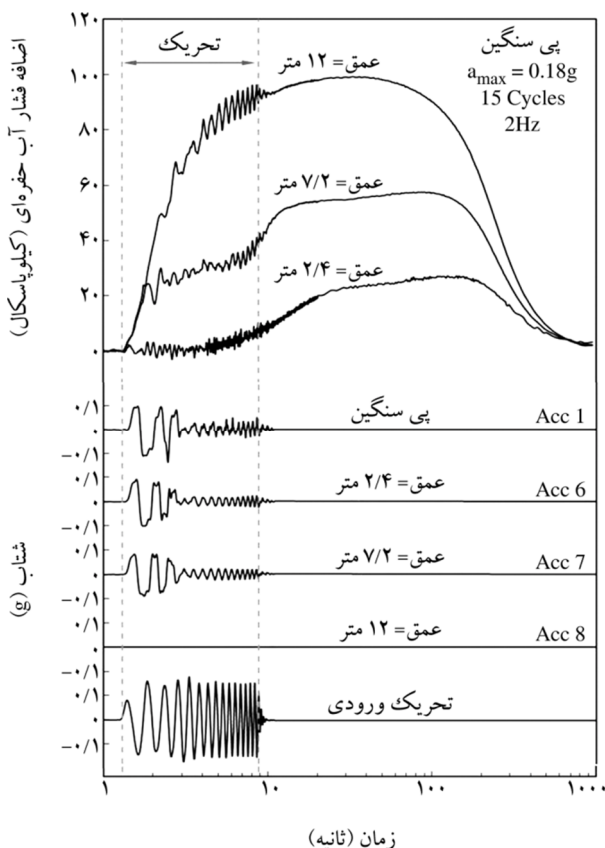
شکل (۲): تاریخچه‌ی اضافه فشار آب حفره‌ای و شتاب‌نگاشت‌های میدان آزاد در تحریک E1 از TEST-1

مطابق شکل (۲)، میدان آزاد در چند سیکل اول به‌طور کامل روانگرا شده است؛ روانگرایی از لایه‌های بالایی شروع

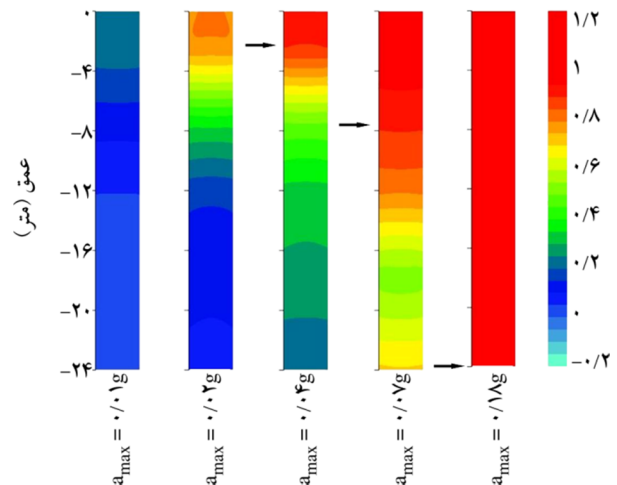
برای مدتی بعد از پایان تحریکات کاهش یافته یا حتی متوقف شده است. به نظر می‌رسد که در بازه‌ی زمانی که فشار آب در میدان آزاد ثابت باقی مانده هیچ تحکیمی اتفاق نیفتاده است. در نهایت میدان آزاد با شروع تحکیم و زوال اضافه فشار آب حفره‌ای دوباره شروع به نشست کرده است. با مقایسه‌ی شکل‌های (۳) و (۴) وابستگی مقدار نشست‌ها و گسترش عمق روانگرایی (Z_{liq}) مشهود است. میدان آزاد در تحریکات $0.02g$ ، $0.04g$ ، $0.07g$ و $0.18g$ به ترتیب $3/9$ ، $11/9$ ، $9/06$ و $20/7$ سانتی‌متر نشست کرده است.

۳-۲- پی‌ها

شکل (۵) تاریخچه‌ی فشار آب و شتاب زیر پی سنگین در تحریک E1 از TEST-1 را نشان داده است. شتاب‌سنج Acc8 واقع در عمق ۱۲ متری زیر پی معیوب بوده و داده‌های آن در این نمودارها ارائه نشده است. نتایج نشان‌دهنده‌ی تأثیرپذیری قابل‌ملاحظه‌ی رفتار خاک از سربار پی است. با وجود مشاهده‌ی

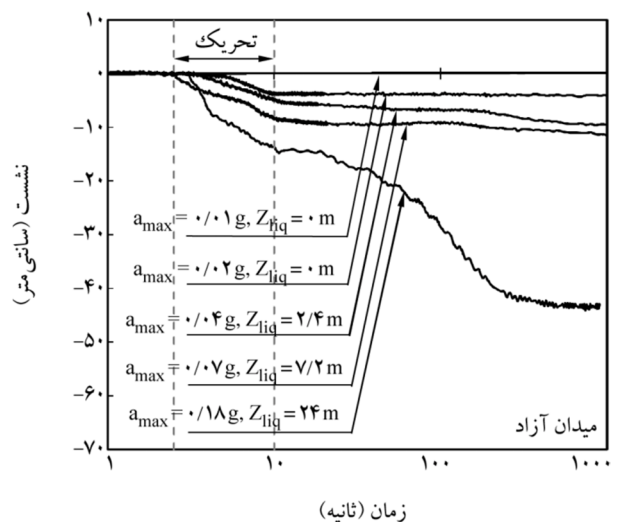


شکل (۵): تاریخچه‌ی اضافه فشار آب و شتاب‌نگاشت‌های زیر پی سنگین در تحریک E1 از TEST-1



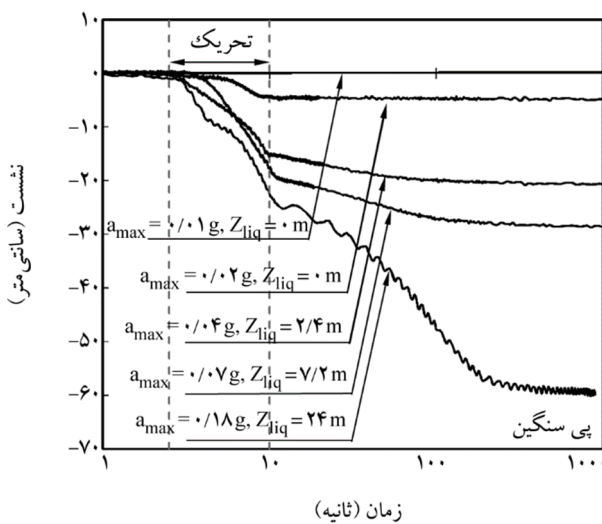
شکل (۳): تغییرات r_s با عمق در میدان آزاد برای تحریکات مختلف (در لحظه‌ی پایان تحریک)

شکل (۴) تاریخچه‌ی نشست میدان آزاد برای تحریکات و اعماق روانگرایی (Z_{liq}) مختلف را نشان داده است. اگرچه ممکن است که LVDT1 تحت تأثیر پی‌ها قرار داشته باشد، اما اثر آنها حداقل فرض شده است؛ بنابراین می‌توان داده‌های آن را نتایج میدان آزاد در نظر گرفت. نشست‌ها بلافاصله بعد از شروع تحریکات آغاز شده و تا پایان تحریکات ادامه پیدا کرده است. هرچه تحریک‌ها قوی‌تر بوده، مقدار نشست‌ها در حین تحریکات بیشتر شده است. مقدار نشست میدان آزاد در پایان تحریکات برای $0.02g$ ، $0.04g$ ، $0.07g$ و $0.18g$ به ترتیب برابر با $3/5$ ، $8/2$ ، $5/2$ و $13/6$ سانتی‌متر بوده است. نشست میدان آزاد



شکل (۴): تاریخچه‌ی نشست میدان آزاد در تحریکات مختلف

مختلف نشان داده است. نشست پی سنگین بلافاصله بعد از اولین تحریکات شروع شده و به سرعت در حین تحریک افزایش یافته است. با توجه به فشار منفی قابل ملاحظه‌ی زیر پی و عدم کاهش سختی خاک زیر آن به نظر می‌رسد که نشست قابل توجه پی‌ها در فاز تحریک به نیروی اینرسی اعمالی از طرف پی مربوط است؛ بنابراین پی و خاک سخت زیر آن به صورت یک بلوک صلب در خاک روانگرا شده میدان آزاد فرو رفته است. روند مشابهی برای پی سبک مشاهده شد.



شکل (۶): تاریخچه‌ی نشست پی سنگین در تحریکات مختلف

پی سنگین در پایان تحریکات $0.2g, 0.4g, 0.7g$ و $0.18g$ به ترتیب $4/4, 15/1, 19/5$ و $22/5$ سانتی‌متر نشست کرده است. اگرچه پی پس از پایان تحریکات به نشست خود ادامه داده، اما نرخ آن به شدت کاسته شده است. در این بازه اضافه فشار آب حفره‌ای زیر پی افزایش یافته و در نتیجه از سختی خاک پی کاسته شده و پی در درون خاک نرم شده زیر خود فرو رفته و خرابی‌های پیش‌رونده ادامه پیدا کرده است. به نظر می‌رسد که عمق گسترش روانگرایی اثر قابل ملاحظه‌ای بر مقدار نشست پی در این بازه‌ی زمانی داشته است. در واقع هرچه عمق روانگرایی بیشتر بوده، مقدار نشست‌ها در این بازه افزایش یافته است. نکته‌ی جالب در مورد رفتار نشست پی این است که پی‌ها بر خلاف میدان آزاد در حین تحکیم نشست قابل ملاحظه‌ای

روانگرایی کامل در میدان آزاد، روانگرایی به هیچ وجه در زیر پی‌های سبک و سنگین مشاهده نشد. مطالعات میز لرزه‌ای $1g$ و سائتریفیوژ پیشین هم تولید اضافه فشار آب منفی در زیر پی را گزارش کرده‌اند. فشار سربار بزرگ و تنش‌های برشی ناشی از سربار پی دو عامل یاری‌دهنده برای کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای در حین تحریکات هستند [۱۷]. علاوه بر این خاک زیر اطراف پی تمایل به حرکت جانبی ناشی از تنش برشی بزرگ پی را دارند. این مکانیسم باعث اتساع خاک شده و در نتیجه فشار آب زیر پی را کاهش می‌دهد. هم‌زمان فشار آب‌های مثبت بزرگی در میدان آزاد اتفاق افتاده است (شکل ۲)، بنابراین گرادیان هیدرولیکی افقی و عمودی بسیار بزرگی در حین تحریکات به وجود می‌آید که بلافاصله بعد از پایان تحریکات باعث جریان آب به زیر پی تا مدت‌زمان طولانی (حدود ۲۰۰ ثانیه) به علت تراوش شده و فشار آب حفره‌ای افزایش پیدا کرده است. به محض یکسان شدن فشار آب در ترازهای ارتفاعی مختلف و ناپدید شدن گرادیان‌های افقی، تحکیم از لایه‌های زیرین شروع شده و تا سطح زمین ادامه پیدا کرده است. مشابهی در زیر پی سبک مشاهده شده است، با این تفاوت که در زیر پی سبک اضافه فشار منفی کوچک تری اندازه‌گیری شد. مقدار متوسط r_u در زیر پی سنگین در قوی‌ترین تحریک برای اعماق $2/4$ و $7/2$ متری به ترتیب برابر با 0.1 و 0.3 بوده است. این مقدار در قوی‌ترین تحریک برای پی سبک در اعماق $2/4$ و $7/2$ متری به ترتیب برابر با 0.4 و 0.6 بوده است.

مقایسه شتاب‌نگاشت‌های شکل‌های (۲) و (۵) نشان می‌دهد که پاسخ پی در مقایسه با میدان آزاد بسیار متفاوت بوده است که می‌توان آن را به تفاوت رفتار خاک زیر پی و نیروهای اینرسی اعمالی از طرف پی‌ها مربوط دانست. از آنجا که خاک زیر پی روانگرا نشده است نرم‌شوندگی نیز در این ناحیه رخ نداده و امواج در حین عبور از لایه‌ها تقویت شده‌اند. کاهش دامنه‌ی شتاب در سیکل‌های انتهایی را می‌توان به وقوع روانگرایی در لایه‌های عمیق‌تر نسبت داد.

شکل (۶) تاریخچه‌ی نشست پی سنگین را در تحریکات

روانگرایی، نفوذپذیری خاک و تنش سربار پی عوامل کنترل کننده نشست در این فاز هستند. بیش از ۹۵ درصد کل نشست پی‌ها در فازهای (۱) و (۲) که کرنش‌های برشی ناشی از روانگرایی در آنها تعیین کننده است اتفاق افتاده و تنها ۵ درصد باقی مانده از نشست‌ها پس از بازتحکیم خاک و زوال کامل اضافه فشار آب حفره‌ای در فاز (۳) مشاهده شده است.

پاسخ نشست میدان آزاد کاملاً متفاوت با پاسخ نشست پی‌های سبک و سنگین است. سطح زمین بلافاصله بعد از شروع تحریکات در فاز (۱) شروع به نشست کرده و این نشست‌ها تا پایان تحریکات ادامه دارد. بر خلاف پی‌ها تقریباً هیچ نشستی در فاز (۲) که در آن اضافه فشار آب ثابت بوده اتفاق نیفتاده است. پی‌ها پس از شروع کاهش اضافه فشار آب و مکانیسم باز تحکیم، دوباره شروع به نشست کرده‌اند. مکانیسم غالب در این فاز تجمع کرنش‌های حجمی ناشی از خروج آب و تحکیم لایه‌ها از لایه‌های عمیق‌تر به سمت لایه‌های سطحی است. روابط گوناگونی برای تخمین نشست ناشی از روانگرایی بر اساس کرنش‌های حجمی ارائه شده است [۱۸-۱۹]. با وجود تفاوت قابل ملاحظه‌ی مکانیسم‌های نشست در میدان آزاد و پی‌ها، باین حال مهندسین هنوز از روش‌های تخمینی فوق برای پیش‌بینی نشست‌های سازه‌ها استفاده می‌کنند که به نظر می‌رسد غیرمحافظة کارانه باشد. به خصوص در مورد پی‌ها که در آنها فاز (۲) از اهمیت بالایی برخوردار است هیچ‌گونه ملاحظه‌ای در تحلیل و طراحی مهندسی صورت نگرفته است.

۳-۴- اثر عمق گسترش روانگرایی بر پاسخ شتاب پی‌ها

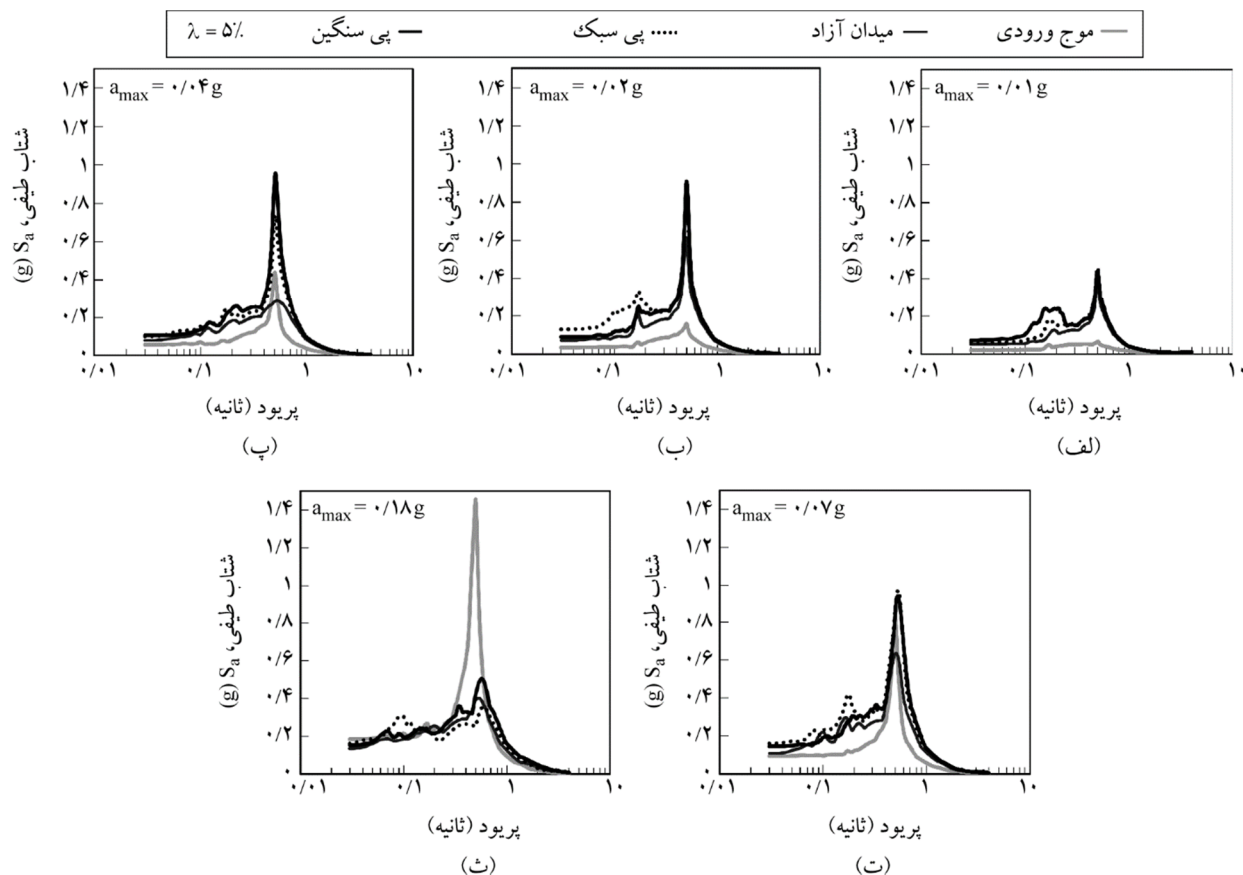
شکل (۷) طیف پاسخ شتاب (برای میرایی ۵ درصد) موج ورودی، میدان آزاد و پی‌های سبک و سنگین را برای پنج تحریک مختلف که در آنها عمق‌های مختلف خاک روانگرا شده، نشان داده است. پاسخ میدان آزاد با استفاده از داده‌های ثبت شده توسط شتاب‌نگار واقع در عمق ۲/۴ متری به دست آمده است. همه‌ی طیف‌های پاسخ دارای مقدار حداکثری در پی‌ود حدود ۰/۵ ثانیه بوده که پی‌ود طبیعی نهشته‌ی خاک است.

را تجربه نکرده‌اند. نشست نهایی پی سنگین در تحریک ۰/۰۲g، ۰/۰۴g، ۰/۰۷g و ۰/۱۸g به ترتیب ۴/۹، ۲۰/۸، ۲۸/۵ و ۵۹/۹ سانتی متر بوده است. پی سبک نیز در تحریک ۰/۰۲g، ۰/۰۴g، ۰/۰۷g و ۰/۱۸g به ترتیب نشست نهایی ۴/۰، ۱۶/۳، ۲۱/۵ و ۴۲/۹ سانتی متر را تجربه کرده است.

۳-۳- مکانیسم‌های نشست ناشی از روانگرایی

با مقایسه‌ی نتایج نشست و اضافه فشار آب حفره‌ای میدان آزاد و پی‌ها در بازه‌های زمانی مختلف تغییرات رفتار قابل توجهی مشاهده می‌شود. به‌طور کلی رفتار نشست در میدان آزاد و پی‌های سبک و سنگین را می‌توان به سه فاز متمایز تقسیم کرد که عبارتند از: (۱) مدت زمان تحریک، (۲) مدت زمان پس از تحریک که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای ثابت بوده و خاک در وضعیت روانگرایی کامل است (خرابی پیش‌رونده)، و (۳) مدت زمان بازتحکیم خاک که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای تا زوال کامل کاهش پیدا می‌کند.

پی‌ها بلافاصله پس از اولین سیکل‌های بارگذاری شروع به نشست کرده و این نشست‌ها تا پایان فاز (۱) به سرعت افزایش می‌یابد. به نظر می‌رسد که زهکشی جزئی و نیروهای اینرسی اعمالی پی، دو مکانیسم غالب نشست پی‌ها در حین تحریکات باشد. البته با توجه به سرعت بارگذاری سرعت زوال فشار آب حفره‌ای بسیار کمتر بوده و امکان کرنش‌های حجمی به مراتب کمتر از کرنش‌های برشی ناشی از سربار پی است. پس از پایان تحریکات با توجه به گرادیان‌های هیدرولیکی بزرگ به وجود آمده بین خاک زیر پی و میدان آزاد فشار آب زیر پی به سرعت افزایش یافته و خاک در اثر تولید فشار آب نرم‌تر شده و پی‌ها تحت وزن خود به نشست ادامه می‌دهند. البته نرخ نشست‌ها در فاز (۲) به مراتب کمتر از فاز (۱) بوده، اما در تحریکات قوی مدت زمان آن بیش از فاز (۱) بوده و موجب نشست‌های بزرگ‌تری شده است. به نظر می‌رسد که تغییر شکل‌های برشی ناشی از کاهش ظرفیت باربری مکانیسم غالب نشست در فاز (۲) باشد. شدت گرادیان‌های هیدرولیکی، وسعت



شکل (۷): اثر عمق لایه روانگرا بر نشست بی‌ها

عبور از این لایه‌ها تقویت می‌شوند. پاسخ بی‌ها و میدان آزاد در قوی‌ترین تحریک ($a_{max}=0/18g$) که در آن کل پروفیل خاک روانگرا شده به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای متفاوت از تحریکات ضعیف‌تر می‌باشد که در آن اعماق کمتری از خاک روانگرا شده است. در این تحریک مقدار پاسخ حداکثر بی‌ها و میدان آزاد به‌شدت کوچک‌تر از موج ورودی است. اگرچه در قوی‌ترین تحریک هم رفتار اتساعی و کاهش اضافه فشار آب در زیر بی‌ها رخ داده است، اما وقوع روانگرایی در لایه‌های عمیق‌تر مانع از عبور امواج ورودی شده است، بنابراین دامنه‌ی شتاب به‌طور قابل‌توجهی کاهش یافته است.

در همه‌ی تحریکات، پی سنگین‌تر شتاب بزرگ‌تری را نسبت به پی سبک‌تر تجربه کرده است. نکته‌ی جالب توجه این‌که پاسخ بی‌ها در امواج ورودی با دامنه‌های $0/02g$ ، $0/04g$ و $0/07g$ تقریباً یکسان بوده و به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از پاسخ بی‌ها در موج ورودی با شتاب حداکثر $0/18g$ است و بی‌ها

هرچند در قوی‌ترین تحریک ($a_{max}=0/18g$) که در آن تمام پروفیل ماسه‌ای روانگرا شده، مقدار حداکثر طیف پاسخ در $0/6$ ثانیه رخ داده است که بیانگر رفتار نرم خاک روانگرا شده و در نتیجه پرورد بالاتر آن است. بزرگنمایی قابل‌توجهی در دو تحریک ضعیف ($0/02g$ و $0/04g$) قابل مشاهده است. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد در این تحریکات فشار آب حفره‌ای زیادی تولید نشده و سختی خاک در حین تحریک به‌طور محسوسی تغییر نکرده است. اگرچه در تحریکات متوسط ($0/07g$ و $0/04g$) موج ورودی در هنگام رسیدن به بی‌ها تقویت شده است، در میدان آزاد شاهد کاهش دامنه‌ی موج هستیم. این تفاوت رفتار را می‌توان با تفاوت رفتار فشار آب در میدان آزاد و خاک زیر پی توجیه کرد؛ فشار آب تولیدشده در میدان آزاد باعث روانگرایی خاک شده و دامنه‌ی امواج ورودی را به‌شدت میرا کرده است، حال آنکه به علت رفتار اتساعی ماسه‌ی زیر پی‌ها، خاک این ناحیه روانگرا نشده و امواج حین

اصلی تفاوت مقدار نشست‌ها، تفاوت آن در فاز (۲) بوده که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق کم ثابت باقی مانده است. هرچه عمق روانگرایی بیشتر شده، مدت زمان بیشتری برای تراوش رو به بالا و در نتیجه بالا ماندن فشار اضافه آب لازم بوده و در نتیجه پی نشست بیشتری را تجربه کرده است؛ بنابراین به نظر می‌رسد که نفوذپذیری اثر تعیین‌کننده‌ای در نشست فاز (۲) داشته باشد. مقدار نشست در فاز (۲) به‌طور واضحی بستگی به عمق لایه‌ی روانگرا دارد که در کاربردهای مهندسی مورد غفلت واقع شده است.

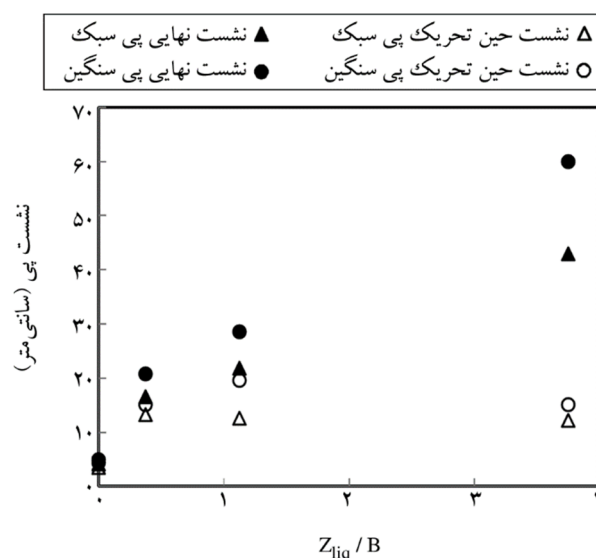
۵- نتیجه‌گیری

سه سری آزمایش سانتریفیوژ برای ارزیابی اثر گسترش روانگرایی بر مکانیسم نشست پی‌های سطحی انجام شد. دو پی صلب سبک و سنگین در شرایط روانگرایی جزئی و کامل مورد آزمایش قرار گرفت. با استفاده از شدت‌های مختلف موج ورودی اعماق مختلف خاک روانگرا شد. نتایج نشان داد که نشست را می‌توان با سه مکانیسم مشخص کرد: (۱) حین تحریک، (۲) خرابی پیش‌رونده، و (۳) بازتحکیم. بیشتر نشست پی‌ها (حدود ۹۵ درصد) طی فازهای (۱) و (۲) و در نتیجه کرنش‌های برشی زیر پی اتفاق افتاد. خاک زیر پی‌ها در حین و پس از تحریکات به‌هیچ‌وجه روانگرا نشد. این رفتار به اتساع خاک زیر پی‌ها نسبت داده شد. در این فاز پی‌ها و خاک سخت زیر آن در حین تحریک به‌صورت یک بلوک صلب در خاک روانگرای میدان آزاد غرق شدند. پس از پایان تحریکات اضافه فشار آب زیر پی افزایش یافته و سختی خاک به علت کاهش تنش مؤثر کاهش یافت. در نتیجه پی در خاک نرم زیر خود نشست کرد. اگرچه نشست پی در فاز (۱) برای تحریکات مختلف نسبتاً برابر بود، اما عمق گسترش روانگرایی به‌طور قابل ملاحظه‌ای نشست پی در فاز (۲) را تحت تأثیر قرار داد. در واقع نوعی خرابی پیش‌رونده پس از پایان تحریکات اتفاق افتاده است. هر قدر عمق گسترش روانگرایی بیشتر باشد مقدار این خرابی‌های پیش‌رونده بیشتر بوده و پی نشست بزرگ‌تری را

در قوی‌ترین تحریک شتاب‌های کوچک‌تری را تجربه کرده‌اند؛ بنابراین موج ورودی قوی‌تر سنگ بستر زلزله در ماسه‌های اشباع لزوماً به معنای پاسخ بزرگ‌تر پی‌ها و سازه‌های مستقر بر آن نخواهد بود. رفتار پی‌های سطحی به عمق گسترش روانگرایی بستگی دارد. ذکر این نکته ضروری است که اگرچه پی‌ها در قوی‌ترین امواج ورودی پاسخ ضعیف‌تری داشته‌اند، به‌هرحال مقدار نشست آنها قابل ملاحظه بوده است و سازه را از سرویس‌پذیری خارج کرده است.

۳-۵- اثر عمق گسترش روانگرایی بر نشست پی‌ها

شکل (۸) نشست پی‌های سبک و سنگین در برابر عمق روانگرایی که با عرض پی (B) نرمال شده را نشان داده است. برای درک بهتر چگونگی نشست پی‌ها، نشست حین تحریکات و نشست نهایی به‌صورت جداگانه نشان داده شده است. روشن است که مقدار نشست‌ها با افزایش عمق گسترش روانگرایی زیاد شده، اما نکته‌ی جالب توجه این است که مقدار نشست حین تحریکات در وقایع مختلف تقریباً یکسان بوده است. به‌بیان‌دیگر عمق گسترش روانگرایی مقدار نشست پی‌ها در فاز (۱) را تحت تأثیر قرار نداده است. از طرف دیگر، مقدار نشست پی در فاز (۲) با افزایش عمق روانگرایی به‌سرعت افزایش یافته است. در واقع دلیل



شکل (۸): اثر عمق لایه روانگرا بر نشست پی‌ها

مراجع

1. Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1967) Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, **93**(3), 83-108.
2. Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977) Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. *Soils and Foundations*, **17**(1), 23-38.
3. Nagase, H. and Ishihara, K. (1988) Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes. *Soils and Foundations*, **28**(1), 65-76.
4. Adachi, T., Iwai, S., Yasui, M., and Sato, Y. (1992) Settlement and inclination of reinforced concrete buildings in Dagupan City due to liquefaction during the 1990 Philippine earthquake. *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*, Madrid, Spain, 147-152.
5. Acacio, A.A., Kobayashi, Y., Towhata, I., Bautista, R.T., and Ishihara, K. (2001) Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil case studies and assessment. *Soils and Foundations*, **41**(6), 111-128.
6. Yoshida, N., Tokimatsu, K., Yasuda, S., Kokusho, T., and Okimura, T. (2001) Geotechnical aspects of damage in Adapazari city during 1999 Kocaeli, Turkey earthquake. *Soils and Foundations*, **41**(4), 25-45.
7. Tokimatsu, K., Tamura, S., Suzuki, H., and Katsumata, K. (2012) Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake. Special Issue on Geotechnical Aspects of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soils and Foundations*, **52**(5), 956-974.
8. Bertalot, D., Brennan, A.J., and Villalobos, F. (2013) Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. *Geotechnique*, **63**(5), 391-399.
9. Liu, L. and Dobry, R. (1997) Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **123**(6), 557-67.
10. Coelho, P., Haigh, S.K., Madabhushi, S.P., and

تجربه کرده است. به نظر می‌رسد که نشست این فاز تحت تأثیر نفوذپذیری خاک باشد. همچنین مقدار نشست پی در فاز (۳) که در آن کرنش‌های حجمی حاکمند قابل چشم‌پوشی است. مکانیسم نشست پی‌ها و میدان آزاد در حین و پس از تحریکات به‌طور واضح متفاوت بوده است. بیشتر نشست میدان آزاد در اثر کرنش‌های حجمی و در فاز (۱) و (۳) اتفاق افتاده است. پی‌ها در مقایسه با میدان آزاد به‌خصوص در تحریکات قوی‌تر نشست بزرگ‌تری را تجربه کرده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که نشست پی‌ها با افزایش عمق روانگرایی به‌سرعت افزایش پیدا کرده است. با این حال مقدار نشست‌ها با عمق روانگرایی متناسب نیست. هر چه عمق روانگرایی بیشتر باشد پی‌ها بیشتر تحت تأثیر خرابی‌های پیش‌رونده‌ی فاز (۲) قرار گرفته‌اند. به‌طور خلاصه به نظر می‌رسد که تخمین نشست ناشی از روانگرایی پی‌ها با استفاده از کرنش‌های حجمی که به‌طور معمول در کاربردهای مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند گمراه‌کننده و غیرمحافظة-کارانه است.

پی سنگین در مقایسه با پی سبک پاسخ قوی‌تری داشته است. پاسخ شتاب پی‌ها نیز به‌شدت تحت تأثیر عمق گسترش روانگرایی بوده است. کاهش دامنه‌ی شتاب در تحریکی که باعث روانگرا شدن کل نهشته‌ی خاکی شده در مقایسه با تحریکات ضعیف‌تر بیشتر بوده است. در واقع پی در قوی‌ترین تحریک پاسخ ضعیف‌تری در مقایسه با تحریکات متوسط داشته است؛ بنابراین به نظر می‌رسد که در مواردی که گسترش روانگرایی قابل ملاحظه است طراحی ژئوتکنیکی بحرانی‌تر از طراحی سازه‌ای است.

سپاسگزاری

آزمایش‌های این مقاله در راستای پروژه‌ی پژوهشی مصوب و تحت حمایت شرکت مادر تخصصی زیربناهای حمل‌ونقل کشور با کد Geo-93-001 صورت گرفت. آزمایش‌های سانتریفیوژ این مقاله با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ دانشگاه ملی مرکزی تایوان (NCU) انجام شده که بدین وسیله از همکاری دکتر لی، دکتر هانگ و دکتر چانگ قدردانی به عمل می‌آید.

19. Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987) Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **113**(8), 861-878.

اصطلاحات فنی

Laminar Box

۱- جعبه‌ی انعطاف پذیر

Angular

۲- تیز گوشه

O'brien, T. (2004) Centrifuge modeling of the use of densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

11. Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M., and Wilson, D. (2010a) Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **136**(1), 151-164.

12. Marques, A., Coelho, P., Cilingir, U., Haigh, S.K., and Madabhushi G. (2012) Earthquake-induced liquefaction effects on a shallow foundation. *WCEE Conference 2012*.

13. Ishikawa, A., Zhou, Y.G., Shamoto, Y., Mano, H., Chen, Y.M., and Ling, D.S. (2015) Observation of post-liquefaction progressive failure of shallow foundation in centrifuge model tests. *Soils and Foundations*, **55**(6), 1501-1511.

14. Mehrzad, B., Haddad, A., and Jafarian, Y. (2016) Centrifuge and Numerical Study of Liquefaction-Induced Response of Shallow Foundations with Different Contact Pressures. *Int. J. Civil Eng.*, **14**, 117-131.

15. Chian, S.C. and Madabhushi, S.P.G. (2010) Influence of fluid viscosity on the response of buried structures. *Proceeding of the 7th International Conference on Physical Modeling in Geotechnics*, Zurich, Switzerland 111-115.

16. Hausler, E.A. (2002) *Influence of Ground Improvement on Settlement and Liquefaction: A Study Based on Field Case History Evidence and Dynamic Geotechnical Centrifuge Tests*. Berkeley, CA: University of California.

17. Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., and Baez, J.I. (2003) Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**(7), 571-584.

18. Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, **32**(1), 173-188.

Centrifuge Study on Progressive Failure of Shallow Foundations due to Soil Liquefaction

Behrooz Mehrzad¹, Yaser Jafarian^{2*}, and Abdolhossein Haddad³

1. Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Semnan University, Iran
2. Assistant Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Iran, *Corresponding Author, e-mail: yjafarianm@iiees.ac.ir
3. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Semnan University, Iran

The effect of liquefaction depth on co-seismic and post-seismic settlements of shallow foundation has been studied using three centrifuge test series. The models were constructed in 1/80 scale and subjected to the centrifugal acceleration of 80g. They involved two rigid foundations with two different static surcharges and sufficient spacing to minimize the interaction. Poorly graded sand known as No. 306 sand with a relative density of 55% was used. The model was excited with a 15-cycle sinusoidal base motion having constant amplitude and 2 Hz frequency.

In the free-field, liquefaction occurred in the shallower layers first, propagated rapidly to the deeper layers. The full depth of soil profile was liquefied in the strongest event. The liquefied depths were about 2.4 m and 7.2 m for $a_{\max}=0.04g$ and $a_{\max}=0.07g$, respectively. Liquefaction caused severe deterioration of soil stiffness resulted in significant decay of accelerations. After excitation ceased, upward seepage from deeper layers enforced the shallower layers to remain in liquefied state for longer time. The free-field settlement commenced immediately after the first cycles and accumulated until excitation ceased. Its rate stopped for a while. The free-field settlement began again and continued up to full EPWP dissipation.

Large negative EPWP was observed beneath the foundations, which are attributed to the deviatoric stress induced by their surcharge and soil dilation due to lateral movement of subsoil. Amplification was observed in acceleration time histories within the foundation soil, which is attributed to the negative EPWP generated in this zone. Large horizontal and vertical hydraulic gradient was developed during shaking, causing water flow towards the foundations. Once the water pressure equalized in each level, reconsolidation commenced. The foundations settled linearly with time during shaking with decreasing rate after excitation ceased. The extent of liquefaction had a major impact on the foundation settlement in this period. The higher the extent of liquefaction, the more the foundation settlement occurred. It seems that partial bearing failure and the inertial forces are two dominant mechanisms.

The settlement and EPWP time histories can be separated into three different phases: (1) shaking, (2) progressive failure, and (3) reconsolidation. The rate of settlement significantly decreased during the second phase. Previous researchers noted that most of foundation settlement occurs during shaking period, but the results of this research show that most of the foundation settlement occurs after shaking. Foundation settlement continued progressively due to partial bearing failure and strength loss in the foundation soil. It seems that liquefaction extent and soil permeability have major impact on Phase (2). The thicker the liquefied layer or the lower the permeability of foundation soil, the longer time the foundation has to settle. Although the foundation settlement is significant in this phase, it has been neglected in geotechnical designs.

The foundation settlement mechanisms are clearly different from that of the free-field. Volumetric-induced deformations are dominant mechanisms in the free-field, whereas, deviatoric-induced strains are the main cause of foundation settlement. It seems that the widely used procedure for the estimation of liquefaction-induced settlements of shallow foundations that is based on volumetric strains might be revised.

Keywords: Shallow Foundation; Settlement Mechanism; Progressive Failure; Liquefaction Depth; Centrifuge Study#