



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

کاهش آپلیفت سازه های زیرزمینی بزرگ ناشی از روانگرایی خاک در

دیوارهای آب بند

محمد علی ارجمند^۱، یاشار مصطفایی^۲، سپیده مصطفایی^۳

۱- استادیار دانشکده تربیت دبیر شهید رجایی

۲- دانشجوی دکتری عمران واحد رودهن

۳- دانشجوی دکتری معماری واحد قشم

Yashar.omran1359@gmail.com

چکیده

آپلیفت سازه های زیرزمینی بزرگ در خاک های با قابلیت روانگرایی اشباع تحت بارهای زلزله قوی ممکن است صدمات زیادی را به سازه های وارد کند. روش های کاهنده مختلفی برای کم کردن چنین صدماتی پیشنهاد شده است که در بین آنها نصب دیوارهای آب بند در جوار سازه های زیرزمینی موثر است. با این حال، مکانیزم عمل دیوارهای آب بند در کاهش آپلیفت سازه های زیرزمینی و پارامترهای طراحی مربوطه همچنان شفاف نیست. رفتار آپلیفت ناشی از روانگرایی یک تونل مترو در یک آبرفت شنی اشباع در بالای یک لایه خاک غیر روانگرا و مکانیزم عمل دیوارهای آب بند به منظور کاهش آپلیفت با استفاده از کد المان محدود دینامیک جفت شده کامل DIANA Swandynne-II بررسی شده است. یک مدل پلاستیسیته کلی که قادر به شبیه سازی روانگرایی چرخه ای و وابستگی فشار خاک است، برای مدلسازی ته نشینی ماسه ای استفاده شده است. دریافتیم که وزن واحد موثر کوچک سازه های زیرزمینی، افزایش فشار منفذی مازاد و جریان خاک های روانگرا شرایط لازم و کافی برای آپلیفت سازه های زیرزمینی در طول زلزله است. بعد از بارگذاری زلزله، سازه های زیرزمینی ممکن است به دلیل تحکیم خاک دچار نشست شوند و دیوارهای آب بند می توانند بزرگای نشست را کاهش دهند. پارامترهای طراحی دیوارهای آب بند، از جمله فشار جانبی فعال، موقعیت، سختی و نفوذپذیری دیوارهای آب بند نیز تحلیل شدند، و یافته های آنها همراه با مکانیزم عمل آشکار شده، می توانند برای طراحی دیوارهای آب بند به منظور کاهش آپلیفت، مرتبط است.

کلمات کلیدی: زلزله، روانگرایی، آپلیفت، آب بند، مکانیزم



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

۱- مقدمه

می‌گیرند. سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های روانگرای اشباع ممکن است در معرض آسیب‌های شدید در طول وقوع زلزله قرار یکی از دلایل این امر آپلیفت یا حتی شناوری سازه‌های زیرزمینی ناشی از روانگرایی خاک است. تونل‌های مترو یا خطوط می‌گیرند اگر بخشی از تونل یا خطوط لوله در زیرزمینی، برای مثال، ممکن است در معرض بار برشی بسیار بزرگ قرار خاک‌های روانگرا قرار داشته باشند و مستعد آپلیفت باشند در حالیکه دیگر بخش‌ها در خاک‌های غیر روانگرا باشند. بار برشی ممکن است بسیار بزرگ تر از مقاومت برشی سازه‌های زیرزمینی باشد. آپلیفت ناشی از روانگرایی خاک لوله‌های زیرزمینی در طول زلزله‌های قوی از زلزله نیگاتا و زلزله آلاسکا در سال ۱۹۶۴ دیده شد. چنین صدماتی در زلزله‌های بزرگ اخیر مثل زلزله لوما پریستا ۱۹۸۹، زلزله توهواوکی ۱۹۹۳، زلزله کوبه ۱۹۹۵، و زلزله تایوان ۱۹۹۹، ایجاد شده است. آپلیفت ناشی از روانگرایی می‌توان مشاهده کرد. گزارش شده است که برخی تونل‌ها در حین زلزله لوما پریستا ۱۹۸۹، سازه‌های زیرزمینی بزرگ را نیز مستعد شناوری بوده‌اند.

استراتژی‌های کاهنده مختلفی برای ازبین بردن یا رفع صدمات آپلیفت پیشنهاد شده است، که شامل متراکم سازی یا جایگزینی خاک‌های روانگرای اطراف، نصب زهکش‌های شنی، تزریق گروت، و نصب دیوارهای آب‌بند است. جایگزینی خاک ممکن است بسیار پر هزینه باشد اگر لایه خاک روانگرا بسیار ضخیم باشد. زهکش شنی یک اقدام بسیار موثر در مقابل آپلیفت سازه‌های زیرزمینی کوچک است. همچنین امکان استفاده آن برای سازه‌های زیرزمینی بزرگ ساخته شده با استفاده از روش برش-و-پوشش نیز وجود دارد اگرچه ممکن است نیاز به طراحی با دقت و توام با روش‌های کاهنده دیگر دارد، زیرا مسیر زهکشی در بیشتر موارد از سازه‌های زیرزمینی بزرگ ممکن است طولانی باشد و از بین رفتن فشار منفذی به‌اندازه ای سریع نخواهد بود که از آپلیفت جلوگیری کند. اما این روش برای سازه‌های زیرزمینی بزرگ ساخته شده با استفاده از روش‌های تونلسازی، مشکل است. روش تزریق گروت نیز ممکن است مفید باشد اما برای لایه‌های خاک روانگرای ضخیم بسیار پر هزینه می‌تواند با استفاده از می‌تواند موثر و مقرون به صرفه تر باشد. دیوارهای آب‌بند راست. در مقام مقایسه، نصب دیوارهای آب‌بند می‌توان توسط دیوارهای آب‌بند فراهم کرد در صورتیکه مواد با انواع مختلف روش‌ها و مواد ساخته شوند و مسیرهای اضافی را نفوذپذیری بالا استفاده شوند. نصب دیوارهای آب‌بند برای کاهش آپلیفت در شکل ۱ نشان داده شده است. برای این که دیوارهای آب‌بند بتوانند مفید واقع شوند، باید به‌اندازه کافی در لایه خاک غیر روانگرای زیرین گسترش پیدا کرده باشند.



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

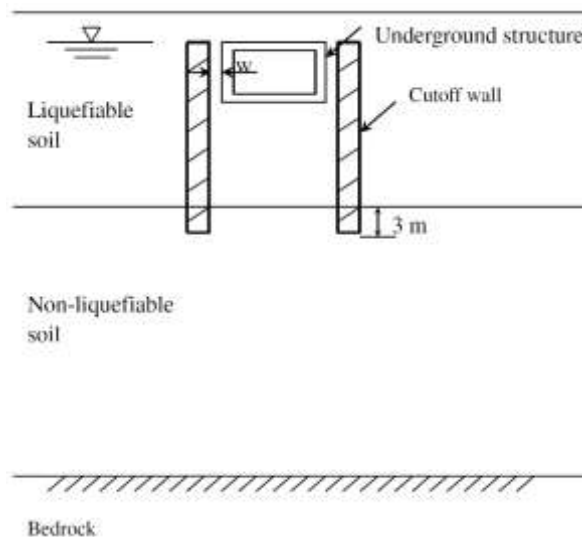
با این حال، مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند همچنان شفاف نیست و پارامترهای طراحی مربوطه نیز نیاز به بررسی دقیق دارند. مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند به طور مستقیم به مکانیزم عمل سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های روانگرا مرتبط است. همچنین دریافتیم که وزن واحد موثر کوچک سازه‌های زیرزمینی و گسترش فشار منفذی اضافه دو شرط اساسی برای سازه‌های زیرزمینی جهت آپلیفت حین زلزله است. خاک روانگرا باید امکان جاری شدن یا تغییر شکل و فشرده شدن در زیر سازه‌های می‌توانند به سمت بالا فشرده شوند. چنین مکانیزمی در ۱۲، ۱۳، ۱۵ بحث شده است زیرزمینی را داشته باشند به این ترتیب اما شواهد مستقیمی تا کنون گزارش نشده است.

می‌توانند جاری شدن یا تغییر شکل خاک‌های روانگرا جلوگیری کنند و در نتیجه آپلیفت سازه‌های نصب دیوارهای آب‌بند زیرزمینی را کاهش دهد. با این حال، همچنان گزارش شده است که دیوارهای آب‌بند قادر به کاهش گسترش فشار منفذی مازاد در زیر سازه‌های زیرزمینی است. این نتیجه مبتنی بر آزمایش میز لرزشی در سازه‌های زیرزمینی مدفون در ماسه اشباع ماسه تیورا). دیوارهای آب‌بند همچنین برای کاهش نشست سطحی سازه‌ها در خاک‌های $Dr = 15\%$ بسیار سست است (روانگرا است. یافته‌های این بررسی‌ها با یکدیگر متناقض هستند. در مقاله ژنگ و همکاران، دیوارهای آب‌بند قادر به کاهش فشار منفذی اضافی ایجاد شده در حین قرار گیری در معرض ضربات زلزله کوچک است؛ اما در مقاله الدایر و همکاران فشار منفذی اضافی در خاک‌های محصور با دیوارهای آب‌بند کوچکتر از موارد بدون دیوار آب‌بند نیستند.

می‌توان آن‌ها را به مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند در کاهش آپلیفت سازه‌های زیرزمینی باید به طور شفاف درک شود بنابراین طور منطقی و معقول طراحی کرد. به منظور دستیابی به این هدف، آزمایشات مدل راهگشا و مفید خواهد بود در حالیکه می‌توانند موثر باشند. در مقام مقایسه، نتایج مفید تری ممکن است با استفاده از روش‌های روش‌های عددی تایید شده نیز عددی بدست آید و مکانیزم عمل آپلیفت سازه‌های زیرزمینی و مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند را نیز بسیار دقیق تر موشکافی می‌توان به دقت با روش‌های عددی بررسی کرد. روش‌های عددی تایید شده کدر. پارامترهای طراحی دیوارهای آب‌بند را نیز مثل روش المان محدود نیز به طور موفقیت آمیزی در تحلیل پاسخ سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های روانگرا استفاده شده DIANA Swandye-II است. در مقاله لیو و سانگ، یک کد المان محدود، کاملاً جفت شده، مبتنی بر تنش موثر، دو بعدی برای تحلیل پاسخ لرزه ای سازه‌های زیرزمینی بزرگ در خاک‌های روانگرای در معرض تحرکات زلزله افقی و عمودی، استفاده شده است. کد المان محدود استفاده شده در آن مطالعه، متناوباً برای تحلیل مسائل اندرکنش شامل روانگرایی خاک استفاده شده است. یک مدل پلاستیسیته کلی که قادر به شبیه سازی وابستگی فشار و مشخصه‌های سخت شدگی چرخه ای ماسه است توسط نویسنده اول، در برنامه ترکیب شده است و برای انجام تحلیل در مقاله لیو و سانگ استفاده شده است.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

در این مطالعه، روش المان محدود، که مشابه روش لیو و سانگ است برای بررسی عمق مکانیزم آپلیفت سازه‌های زیرزمینی بزرگ در خاک‌های روانگرا و مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند در کاهش آپلیفت، استفاده شده است. این بررسی بر روی رفتار آپلیفت سازه‌های زیرزمینی تمرکز دارد و تنش‌های ناشی از لرزه‌های درون صفحه‌ای مورد بحث قرار نگرفته‌اند. یک تونل متروی مستطیلی ساده در این مطالعه استفاده شده است که فرض شده است که در لایه‌ای از خاک ماسه‌ای بسیار سست در بالای یک لایه خاک غیر روانگرایی سخت قرار دارد. فرض شده است که دیوارهای آب‌بند با استفاده از روش تزریق گروت ساخته شده است اما ضرایب نفوذپذیری مختلفی برای بررسی اثرات زهکشی تحلیل شده‌اند.



شکل ۱. نمایش دیوارهای آب‌بند.

زلزله‌ی افقی ثبت شده از زلزله کوبه ۱۹۹۵ به عنوان تحرکات ورودی استفاده شده است. رفتار سیستم سازه-خاک بعد از زلزله نیز بررسی شد و پارامترهایی که در طراحی دیوارهای آب‌بند استفاده شده‌اند، بحث شده‌اند خصوصاً فشارهای جانبی فعال در دیوارهای آب‌بند.

۲. مدل المان محدود

۲.۱. مدل فیزیکی

رفتار آپلیفت یک تونل مترو در معرض روانگرایی ناشی از زلزله در یک مدل زمینی بررسی شده است. فرض شده است که تونل مترو مستطیلی بوده که دارای عرض ۱۰ متر و ارتفاع ۵ متر است و در ماسه اشباع سست با عمق ۳ متر مدفون است. ضخامت لایه ماسه اشباع حدود ۲۰ متر فرض شده است و یک لایه ضخیم ۲۱ متری از خاک غیر روانگرا در زیر آن قرار دارد که بر روی یک سنگ بستر متکی است. ضخامت دیوارها، سطوح و ستون‌های تونل مترو تماماً ۰.۶ متر فرض شده است. همانطور که در



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

شکل ۱ نشان داده شده است، دیوارهای آببند، اگر نصب شده باشند، تا عمق ۳ متر در لایه خاک غیر روانگرا نفوذ داشته است و تونل مترو و خاک‌های زیر آن را احاطه کرده است. با این حال، ضخامت، مدول، و موقعیت‌های افقی دیوارهای آببند در تحلیل‌ها متفاوت هستند تا پارامترهای طراحی را بررسی کنند. شرایط کشش صفحه ای نیز برای مدل‌های المان محدود فرض شده است.

۲.۲. مدلسازی مواد و مشخصات

مدل‌های تشکیل دهنده و مشخصات مواد طبق همان مواردی که توسط لیو و سانگ استفاده شده است، در مطالعه حاضر نیز استفاده شده است. خاک ماسه ای روانگرا نیز ایزوتروپیک فرض شده است و با استفاده از یک مدل پلاستیسیته کلی غیر مرتبط شبیه سازی شده است که قادر به مدلسازی روانگرایی چرخه ای، وابستگی فشار و سخت شدگی چرخه ای خاک ماسه می‌توان با استفاده از ای، رفتار ماسه‌های تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه ای در سطوح تنش موثر مختلف میانگین را می‌توان در دیگر مقالات منتشر شده پیدا کرد و در این جا آورده نشده است. همانطور که در مدل باز تولید کرد. شرح مدل را استفاده شده توسط لیو و سانگ نیز در ($Dr = 40\%$) جدول ۱ نشان داده شده است، پارامترهای مربوط به ماسه نوادا سست این مطالعه استفاده شده است. پارامترهای مدل با استفاده از نتایج آزمایش سه محوری و یکنواخت، کالیبره شدند و برای شبیه استفاده شد (آزمایش ۲ از مدل VELACS سازی یکی از آزمایشات میز لرزان سانتریفیوژ در تهنشین‌های ماسه ای در پروژه). ته نشین ماسه ای دارای ۲۰ سانتیمتر ضخامت بود و با آب اشباع شده بود و در معرض ۲۰ RPI شماره ۱ انجام شده در قرار داشت. شتاب و فشار منفذی اضافی شبیه سازی 50 g با نیروی سانتریفیوژ 100 Hz در 11.75 g چرخه موج سینوسی شده در تهنشین خاک با نتایج آزمایشی و تجربی مقایسه شد و با هم سازگاری و تطابق داشت. افت فشار منفذی اضافی بعد از می‌توان در مقاله یانگ و لینگ مشاهده کرد. نتایج شبیه لرزش نیز شبیه سازی شد و نتایج خوب بودند. جزییات شبیه سازی را می‌توان برای شبیه سازی می‌دهد که اگرچه با فرض ایزوتروپیک بودن، مدل پلاستیسیته کلی در لینگ و لیو راسازی نشان روانگرایی ناشی از زلزله خاک ماسه ای استفاده کرد.

است. نفوذپذیری خاک 0.74 و $6.6 * 10^{-2} \text{ cm/s}$ ضرایب نفوذپذیری و نسبت حفره‌های خالی خاک ماسه ای سست روانگرا در مقایسه با ماسه نوادا سست ۱۰ برابر بزرگتر بود بنابراین، تحلیل تحکیم بعد از وقوع زلزله خیلی طولانی نخواهد بود. باید اشاره شود که افزایش نفوذپذیری در رفتار لرزه ای سیستم خاک-سازه در حین زلزله با توجه به تحلیل‌های آزمایشی در تحلیل‌های دینامیک جدای از رطوبت Rayleigh توسط نویسنده، تاثیر کمی دارد. یک رطوبت ۵٪ ویسکوزیته از نوع پسماند ذاتی مدل ساخته شده وجود دارد.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

جدول ۱. پارامترهای مواد

Loose sandy soil	Interface	Subway tunnel	Stiff soil layer				
Shear modulus G (Pa)	250	Young's modulus E (kPa)	5000	Young's modulus (MPa)	30,000	G_0 (MPa)	11.4
Bulk modulus K (Pa)	300	Young's modulus E (kPa)	1000	Poisson's ratio	0.2	K_0 (MPa)	24.7
ν_v (%)	38	Friction angle δ (°)	2.5	Unit weight (kN/m ³)	24	ρ_v (kPa)	100
A_p (°)	0.25	Cohesion c (kPa)	0			Dry unit weight (kN/m ³)	16.4
M_v	1.25	Tension strength (kPa)	0				
M_f	1.18						
α	0.45						
β_{in}	2.8						
β_0	9.0						
H_0 (Pa)	200						
H_{50} (Pa)	400						
τ	1.0						
τ_c	3.5						
ϵ_0	80						
ϵ_v	0.01						
Dry unit weight (kN/m ³)	15.0						
Coefficient of permeability (cm/s)	6.6×10^{-7}						

شبهه سازی شد، که قادر DIANA Swandyn-II خاک غیر روانگرا با استفاده از مدل نوع الاستیک نیروی کلی موجود در می‌شود؛ به شرح وابستگی سختی خاک به فشار محصور است. مدول برش و بالک خاک غیر روانگرا به صورت زیر تعریف

$$G = G_0(p'/p_0)^{0.5}, \quad (1)$$

$$K = K_0(p'/p_0)^{0.5}$$

مدول برش و بالک در سطح فشار K_0 و G_0 تنش موثر میانگین کنونی است. p' فشار مرجع است درحالی‌که p_0 که در آن مرجع است. پارامترهای مدل برای خاک غیر روانگرا در جدول ۱ نشان داده شده است که با مراجعه به سختی نرمال خاک فرض شده است و ضریب نفوذپذیری 16.4 kN/m^3 خاک غیر روانگرا حدود (γd) سخت بدست آمده است. وزن خشک واحد برای خاک غیر روانگرا در Rayleigh را مشابه همان خاک روانگرا در نظر گرفته ایم. یک رطوبت ۵٪ ویسکوزیته از نوع تحلیل‌ها استفاده شده است. نویسندگان آگاه بودند که مشخصه‌های الاستیک و رطوبتی خاک غیر روانگرا بر روی بزرگی پاسخ لرزه ای تأثیر گذار است؛ با این حال، بر روی نتایجی که مطالعه حاضر در تلاش برای بدست آوردنش است، تأثیر ندارد. تونل مترو الاستیک خطی فرض شده است و با استفاده از المان‌های تیر میندیلین مدلسازی شدند. مشخصه‌های الاستیک در نظر 24 kN/m^3 معمولی بتن نیز به آن اختصاص داده شد و در جدول ۱ نشان داده شده است. وزن واحد بتن مسلح نیز برای تونل مترو استفاده شده است. Rayleigh گرفته شده است. یک رطوبت ۵٪ ویسکوزیته از نوع سطح تماس بین خاک و تونل مترو با استفاده از المان‌های ایزوپارامتریک چهارگوش لایه ای نازک شبهه سازی شده است، SLIP نسبت ضخامت-طول از هرکدام حدود $1-20$ تا $10-1$ است. مشخصه‌های ساختاری سطح تماس با استفاده از مدل

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

که در کد المان محدود در دسترس است، شبیه سازی شده است. لغزش سطح نیز توسط معیارهای ELEMENT III می شود و قبل از لغزش، سطح تماس رفتاری الاستیک با سختی تانژانتی و نرمال جدا از هم، دارد. اصطکاک موهر-کلمب اداره سختی نرمال از مدول یانگ محاسبه شده است در حالیکه سختی تانژانتی را همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، می توان برای شبیه سازی جداشدگی از سطح تماس، تعریف کرد. می توان از مدول تانژانت بدست آورد. کشش آب بند را رفتارهای باربرداری و بارگذاری خطی الاستیک فرض شده است و تاخیر برشی ممکن سطح تماس و همچنین مسیر زهکشی فراهم شده توسط سطح تماس در مدل المان محدود در نظر گرفته شده است. زاویه اصطکاک سطح تماس با استفاده از زاویه اصطکاک داخلی خاک روانگرا است. پارامترهای مدل برای $\phi = 32$ بدست آمده است که در آن $\tan^{-1}[(2/3) \tan \phi]$ زاویه اصطکاک داخلی در جدول ۱ نشان داده شده اند. مدول تانژانت کوچک برای سطح داخلی استفاده شده است تا رفتار آن را در تغییر شکل های بزرگ نسبی شبیه سازی کند. نویسندگان این حقیقت را درک کرده اند که رفتار سطح داخلی خاک-سازه قادر به شرح آن است، باشد، اما قادر به شبیه سازی مهمترین SLIP ELEMENT می تواند بسیار پیچیده تر از مدلی که ویژگی های سطح داخلی از جمله لغزش، جدایی و بسته شدن آن باشد.

400 فرض شده است که دیوارهای آب بند با تزریق گروت ساخته شده اند که فرض رفتار خطی الاستیک با مدول یانگ حدود می کند. نسبت پواسون حدود ۰.۲۵ است. ضریب نفوذپذیری برای مورد پایه دارد و در مطالعه پارامتریک تغییر Mpa فرض شده است مگر این که خلاف آن به منظور بررسی اثر زهکشی بیان شود. $6.6 * 10^{-6} \text{ cm/s}$ دیوارهای آب بند حدود فرض شده است دیوارهای آب بند و خاک های روانگرا به خوبی به هم متصل شده اند یعنی هیچ المان بین سطح ای بین آن ها استفاده نشده است. این فرضیه مبتنی بر این واقعیت است که تعامل بین آن ها برای پاسخ آپلیفت تونل مترو اهمیتی ندارد و می تواند به طرز قابل توجهی پیچیدگی مدل های المان محدود را کاهش دهد.

۲.۳. شبکه المان محدود و شرایط مرزی

شبکه المان محدود در شکل ۲ نشان داده شده است. تمام ۲۲۴۱ المان و ۹۱۵۵ گره مورد استفاده قرار گرفته اند. در بین المان ها، ۲۱۸۴ دوفازی، هشت گره ای هستند که المان های چهارگوش برای خاک های اشباع و/یا دیوارهای آب بند هستند؛ ۲۶ تا از آن ها المان های ۸ گره ای لغزنده نازک هستند؛ و ۳۱ تای آن ها المان های تیر میدلین ۳ گره ای هستند. شبکه های المان محدود برای موارد با و بدون دیوارهای آب بند برای از بین بردن اثرات شبکه، شبیه هم نگاه داشته شده اند.

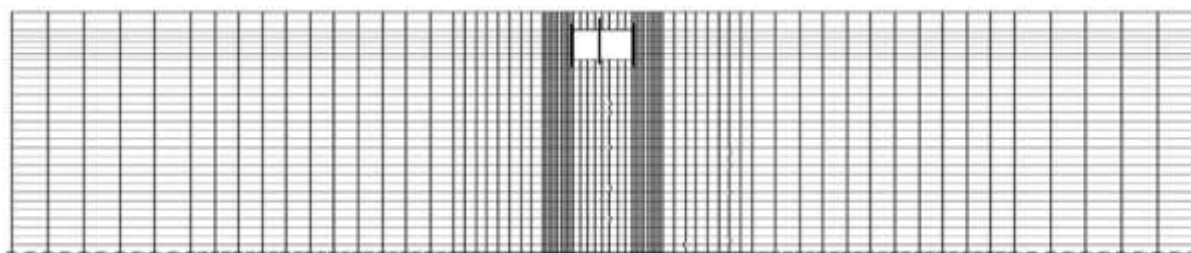
مرز بین تهنشین خاک و سنگ بستر ثابت فرض شده است. سطح زمین تخت و عاری از بارگذاری فرض شده است و سطح آب زیرزمینی طوری فرض شده است که زیر سطح زمین قرار بگیرد. ویژگی گره بسته کد المان محدود برای مرزهای جانبی

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

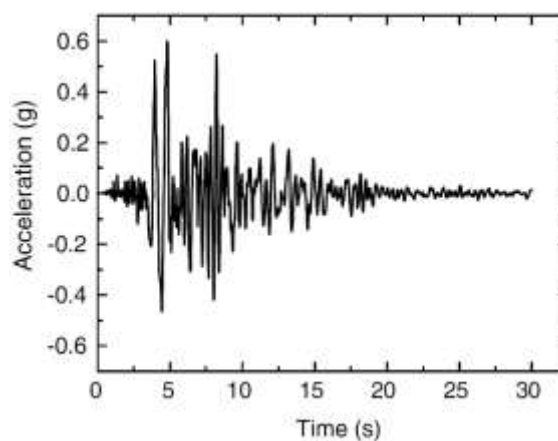
استفاده شده است، که جابجایی‌های افقی و عمودی در آن طوری محدود شده‌اند که مقادیر مساوی داشته باشند و از یک دامنه تحلیلی نسبتاً بزرگ (۱۹۸ متر) استفاده شده است تا پاسخ میدانی آزاد در اطراف میدان تونل مترو را نیز شبیه سازی کنیم. اگرچه در این جا نشان داده نشده است، تحلیل‌های آزمایشی نیز برای تعیین اندازه دامنه تحلیل و ضخامت المان‌های محدود در جهت عمودی، انجام شده است.

۲.۴. وارد کردن حرکات زلزله

مولفه‌های غربی-شرقی زلزله کوبه ۱۹۹۵ مقیاس بندی شد و همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، به عنوان حرکات افقی در تحلیل‌ها استفاده شد. هیچ حرکت عمودی ای در مطالعه حاضر برای زلزله استفاده نشده است. حرکات زلزله به عنوان اساس دامنه المان محدود وارد شد. بزرگی‌های مختلف نوسانات زلزله تحلیل شد یعنی مولفه‌های غربی-شرقی زلزله کوبه آورده شد تا مکانیزم آپلیفت و مکانیزم عمل 0.8 g, 0.6 g, 0.5 g, 0.4 g, 0.3 g, 0.2 g, 19950.08 g در مقیاس‌های دیوارهای آب‌بند را بررسی کنیم. طول نوسانات زلزله ۳۰ ثانیه کوتاه بود. با این حال، برای برخی موارد تحلیل‌های تحکیم بعد 2 Hz از وقوع زلزله برای حدود ۲۱ دقیقه، انجام شد. یک موج بلند سینوسی ۱۰ ثانیه ای از بزرگ‌های مختلف با یک فرکانس نیز برای بررسی فشارهای جانبی فعال بر روی دیوارهای آب‌بند، استفاده شد.



شکل ۲. شبکه‌های المان محدود.





دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

شکل ۳. نوسانات زلزله ورودی ($a_{max} = 0.6 g$).

روش تحلیل، طرح تجمعی عددی و گام‌های زمانی در طول تحلیل‌های دینامیک مشابه بررسی‌های قبلی است. حالت‌های تنش اولیه قبل از نوسانات زلزله مشابه موارد با یا بدون دیوارهای آب‌بند فرض شده است یعنی نصب یا ساخت دیوارهای آب‌بند نمی‌کند. برای تحلیل‌های تحکیم، گام حالات تنش زیر تونل مترو و در میدان‌های دور تر که شبیه شرایط واقعی است، را خراب زمانی برای ۳۰ ثانیه اول حدود ۰.۰۰۵ ثانیه بود و بعد از آن به ۰.۰۵ تغییر کرد. در مجموع، بیش از ۳۰ مورد مختلف با بزرگ‌گام‌های مختلف نوسانات زلزله، با یا بدون دیوار آب‌بند، و با ضخامت‌های مختلف، مدول، موقعیت و نفوذپذیری دیوارهای آب-بدون یا با دیوارهای آب‌بند گروتی (۱.۵ متر ضخامت و ۰.۰ متر دور از 0.6g بند مختلف، مطالعه شد. مورد با ورودی موج (به عنوان مورد پایه استفاده شد. پارامترهای مورد پایه در تحلیل استفاده شد که یکی از آن‌ها $E = 400 \text{ Mpa}$ تونل مترو با می‌کرد

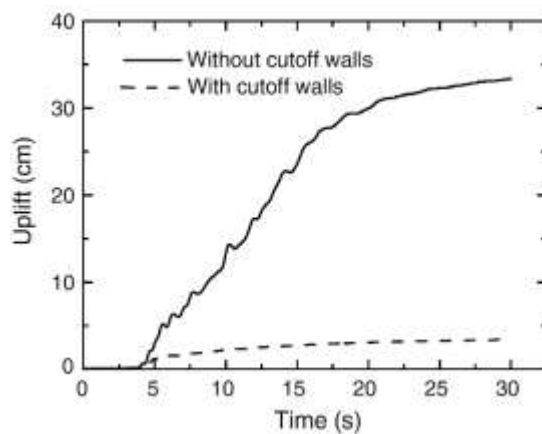
۳. مکانیزم آپلیفت و مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند

۳.۱. اثرات دیوارهای آب‌بند

اثرات نصب دیوار آب‌بند در کاهش آپلیفت سازه‌های زیرزمینی در معرض روانگرایی ناشی از زلزله با توجه به نتایج تحلیل المان محدود بسیار مشهود بود. همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است، آپلیفت تونل مترو به طرز قابل توجهی در نوسانات مقایسه ای بین شبکه‌های تغییرشکل **b** و **a** می‌یابد اگر که دیوارهای آب‌بند نصب شده باشند. شکل ۵ کاهش $0.6 g$ زلزله می‌دهد. واضح است که خاک‌های اطراف در حین یافته بعد از ۳۰ ثانیه لرزش برای موارد بدون و با دیوارهای آب‌بند را نشان می‌توانند از چنین می‌دهند. دیوارهای آب‌بند زمین لرزه در زیر تونل مترو فشرده شده‌اند و سازه را به سمت بالا هل تغییرشکل‌هایی جلوگیری کرده یا آن را کاهش دهند و در نتیجه آپلیفت تونل مترو در آن موارد بسیار کوچکتر بود. شکل ۵ می‌دهد. فشرده شدن خاک و اثرات دیوارهای آب‌بند در حرکات اجزای خاک ۱.۵ متری زیر گوشه راست تونل مترو را نشان می‌توان به وضوح در شکل‌ها دید. کاهش چنین فشردگی‌هایی را دید که سازه‌های **a** می‌توان در شکل ۶ پاسخ‌های تحکیم سیستم سطح داخلی سازه-خاک در شکل ۶ نشان داده شده است. می‌کنند. با این حال، این نشست بسیار کمتر از آپلیفت ناشی از روانگرایی خاک برای زیرزمینی در طول تحکیم خاک نشست می‌افتد که نشان دهنده فشردگی خاک موارد بدون دیوار آب‌بند است. جابجایی باقی مانده تونل مترو بعد از تحکیم خاک اتفاق زیر آن در طول بارگذاری زلزله است. برای مورد با دیوارهای آب‌بند، نشست بعد از زلزله بزرگتر از آپلیفت است که منجر به نشان داده شده است، افت فشار منفذی اضافی با **b** می‌شود. همانطور که در شکل ۶ برخی نشست‌ها حدود ۱.۲ سانتیمتر

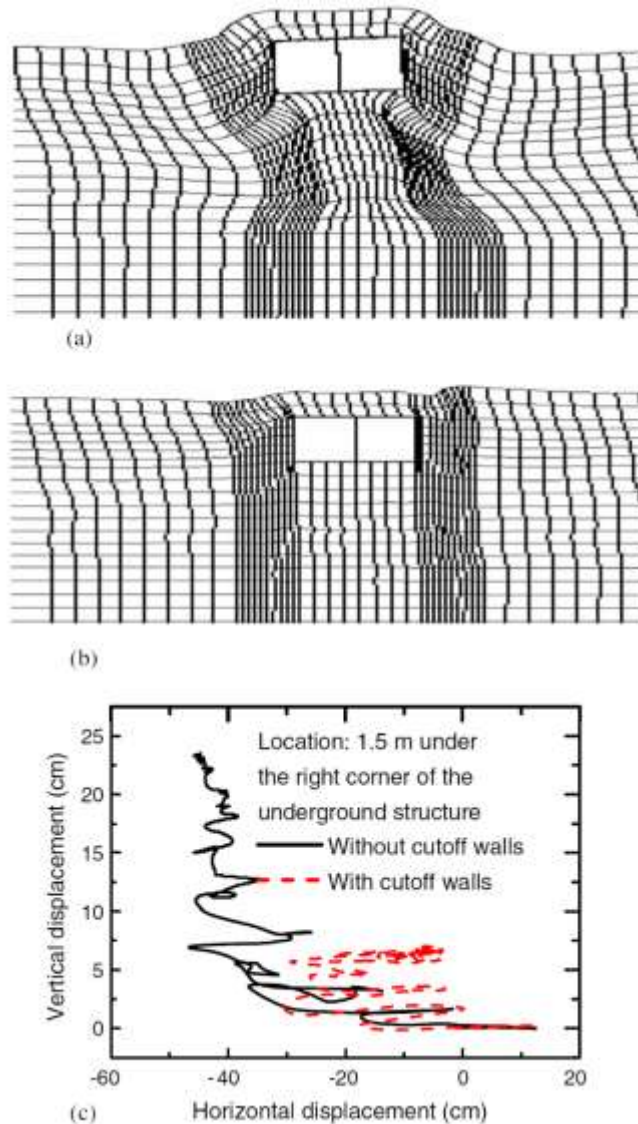
دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

دیوارهای آببند بسیار آهسته تر است، که ناشی از وجود دیوارهای آببند است که مانع افت جانبی فشار منفذی اضافی می‌توان دید که وجود دیوارهای آببند همچنین نشست در می‌شود. با مشاهده تفاوت‌ها در جایجایی‌های حداکثر و باقی مانده، می‌دهد که با یافته‌های دیگر بررسی کنندگان، سازگار است. حین تحکیم خاک را نیز کاهش



شکل ۴. اثرات دیوارهای آببند در کاهش آپلیفت.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



شکل ۵. اثرات دیوارهای آببند در کاهش فشردگی خاک‌ها. (a) بدون دیوارهای آببند، تغییر شکل‌ها تا ۱۰ برابر بزرگتر شدند. (b) با دیوارهای آببند، تغییر شکل‌ها تا ۱۰ برابر بزرگتر شدند. (c) حرکات اجزای خاک ۱.۵ متر زیر گوشه راست تونل مترو.

۳.۲. اثرات دیوارهای آببند تحت بزرگی‌های مختلف نوسانات زلزله

اکنون واضح است که نصب دیوارهای آببند می‌تواند فشردگی خاک اطراف زیر تونل مترو را کاهش دهد و در نتیجه باعث کاهش آپلیفت شود. اما آیا دیوارهای آببند می‌توانند مانع توسعه فشار منفذی اضافی شوند و از روانگرایی کلی خاک اطراف تونل مترو جلوگیری کنند؟ بزرگی‌های مختلف نوسانات زلزله برای تحلیل موارد بدون و با دیوارهای آببند استفاده شده است (با ضخامت ۱.۵ متری و ۰.۰ متر دور تر از تونل مترو با $E = 400 \text{ Mpa}$) تا به این سوال پاسخ دهد. شکل ۷ افزایش فشار منفذی اضافی در موقعیت ۳ متری سمت راست زیر تونل مترو را نشان می‌دهد. به وضوح، تحت دامنه کوچکی از نوسانات



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

زلزله، دیوارهای آب‌بند می‌توانند مانع ایجاد فشار منفذی اضافی شوند. با این حال، تحت موج‌های زلزله بزرگ، فشار منفذی اضافی در مورد با دیوارهای آب‌بند حتی بزرگتر از موارد بدون دیوار آب‌بند است. می‌توانند می‌توان دید که دیوارهای آب‌بند روابط تنش- کرنش و مسیر تنش در موقعیت مشابه در شکل ۸ و ۹ داده شده است. حتی کوچکتر از موارد با دیوار آب‌بند تحت p' بزرگی تغییرشکل برشی را کاهش دهند اما فشار موثر میانگین حداقل زلزله‌های بزرگ است. دلیل آن این است که، اول از همه، فشار منفذی اضافی در مورد با دیوارهای آب‌بند بزرگتر از فشار عمودی برای مورد بدون دیوارهای آب‌بند در طول موج‌های زلزله است که ناشی از فشردگی خاک‌های زیر تونل مترو است. همچنین جالب توجه است که اثرات دیوارهای آب‌بند با افزایش بزرگی نوسانات زلزله همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شده می‌آید. می‌یابد. نسبت آپلیفت با تقسیم آپلیفت موارد با دیوارهای آب‌بند به موارد بدون دیوارهای آب‌بند، بدست‌است، افزایش

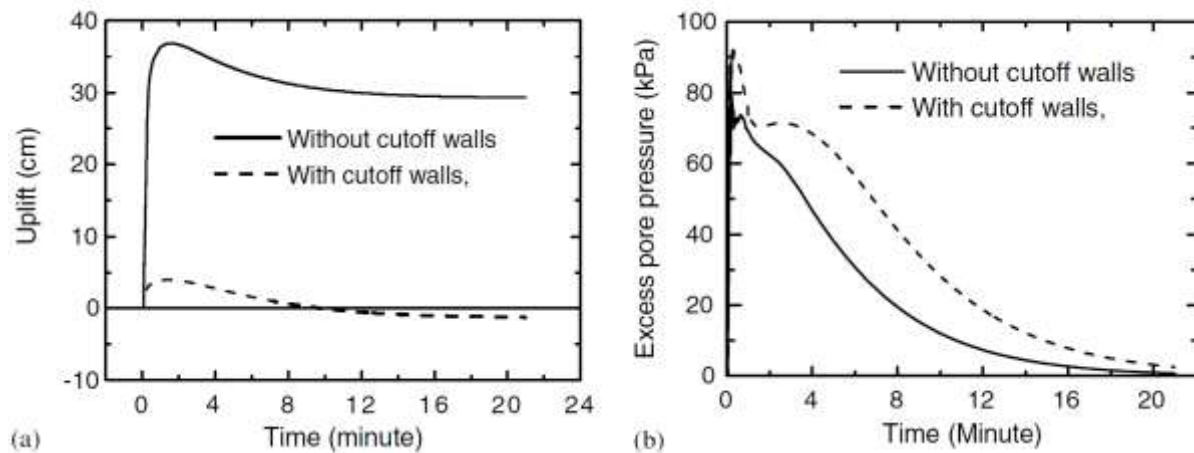
۳.۳ مکانیزم‌ها

مکانیزم آپلیفت سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های روانگرای در طول زلزله اکنون واضح است. افزایش فشار منفذی اضافی منجر به یک کاهش سریع در سختی خاک اطراف می‌شود. وزن واحد موثر کوچک سازه‌های زیرزمینی را مستعد آپلیفت ناشی از تفاوت بین فشار عمودی کل فعال بر روی آن، می‌کند. تغییرشکل یا جاری شدن خاک اطراف به دلیل سختی کم منجر به فشردگی خاک زیر سازه زیرزمینی شده و آن را بیشتر به سمت بالا هل می‌دهد. شبکه‌های تغییرشکل یافته در شکل a5 و حرکات اجزای خاک در شکل c5 هر دو نشان دهنده این مکانیزم هستند. نتایج تحلیل المان محدود با تحلیل‌های مکانیزم آپلیفت در مقاله اشمیت وهاشاش تطابق دارد.

می‌توان دید که می‌توان بر اساس نتایج تحلیل المان محدود شرح داد. در شکل ۷ مکانیزم عمل دیوارهای آب‌بند را نیز دیوارهای آب‌بند همواره قادر به جلوگیری از افزایش فشار منفذی اضافی در زیر سازه‌های زیرزمینی نیستند. دیوارهای آب‌بند می‌توانند تغییرشکل برشی در خاک را همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده است، کاهش دهند. و تحت موج‌های زلزله می‌شوند. با این حال، در تغییرشکل‌های برشی نسبتاً کوچک، تغییرشکل‌های برشی کوچکتر منجر به فشار منفذی اضافی کمتر می‌توان در نتایج تجربی مقاله آرولمولی و همکاران دید، منبسط بزرگ، ماسه نوادا سست مورد استفاده در تحلیل همانطور که شده که یکی از مشخصه‌های بیشتر خاک‌های ماسه‌ای در شرایط سستی متوسط است. دامنه‌های تغییرشکل برشی کوچکتر در کاهش گسترش فشار منفذی اضافی، قابل ترجیح است. با مشاهده فشارهای منفذی اضافی در شکل ۷، روابط تنش-کرنش می‌توان دید که تغییرشکل‌های برشی چرخه‌ای بزرگ در موارد بدون دیوار آب‌بند در شکل ۸ و مسیرهای تنش در شکل ۹،

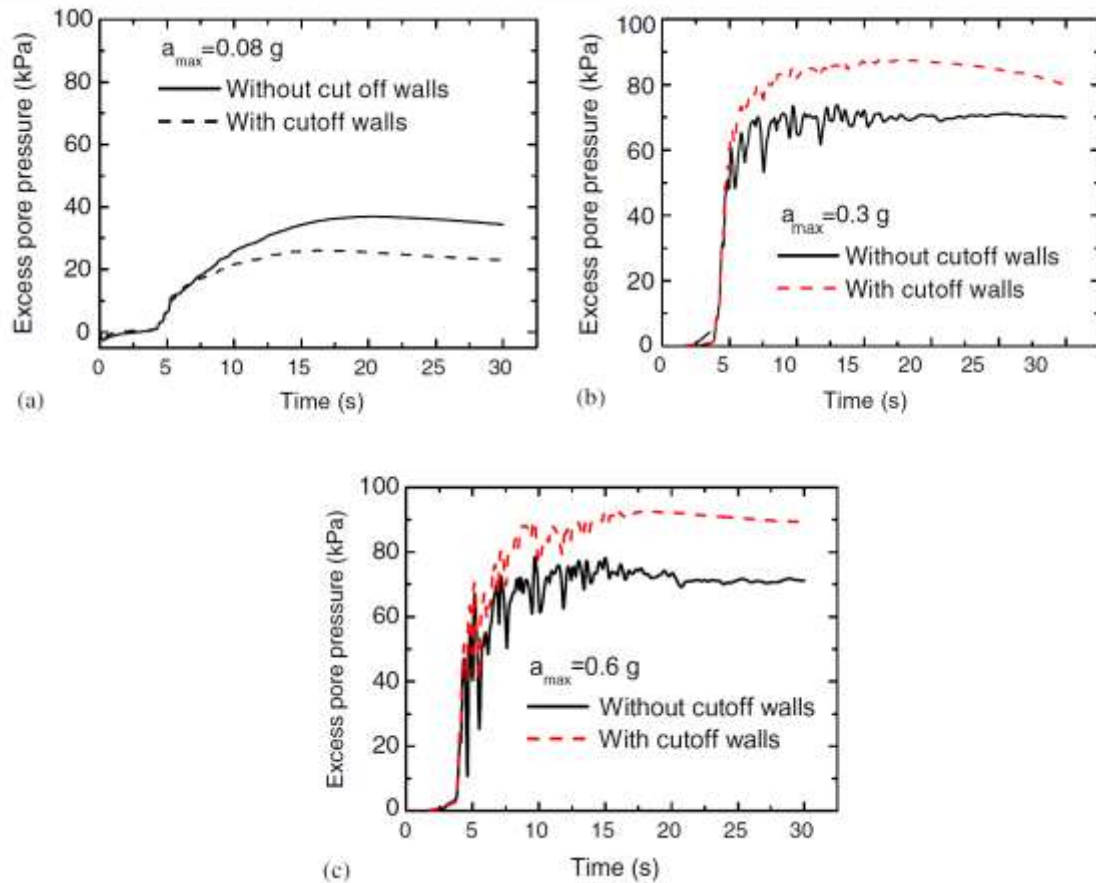
دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

می‌تواند منجر به روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای اشباع ناشی از تمایل زیاد به انقباض حجم بعد از باربرداری، شود، در حالیکه برای موارد با دیوارهای آب‌بند، اگرچه تمایل به انقباض حجم بعد از باربرداری ممکن است کوچکتر باشد که ناشی از دامنه تغییرشکل‌های برشی کوچکتر است، اما خاک هنگام بارگذاری در سازگاری با موارد بدون دیوارهای آب‌بند، تمایل به انقباض دارد. انتقال انرژی زلزله توسط دیوارهای آب‌بند هنگامی که روانگرایی خاک، ممکن است در فشار منفذی اضافی بزرگتر در می‌تواند با دیوارهای آب‌بند نیز دچار روانگرایی شود و سرعت و بزرگی مورد بدون دیوار آب‌بند، سهمیم باشد. خاک همچنین افزایش فشار منفذی اضافی حتی برای موارد با موج‌های زلزله بزرگ همانطور که در شکل ۷ نشان داده شد، بزرگتر باشد.



شکل ۶. پاسخ‌های تحکیم سیستم خاک-سازه: (a) جابجایی عمودی تونل مترو، (b) افت فشار منفذی اضافی.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

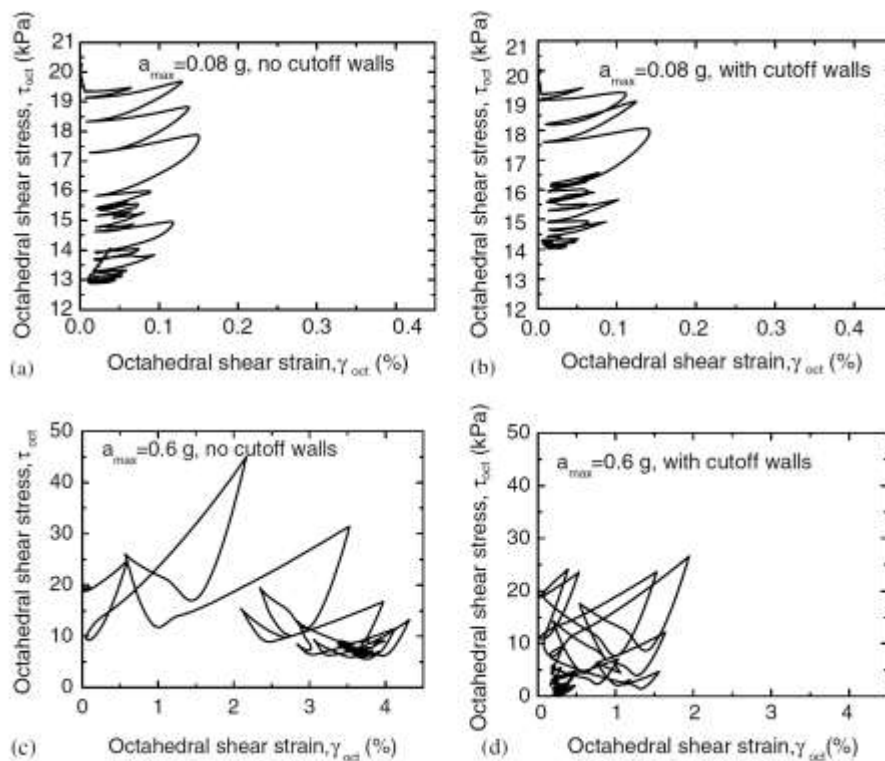


شکل ۷. افزایش فشار منفذی اضافی تحت بزرگی‌های مختلف نوسانات زلزله: (a) $a_{max} = 0.08 \text{ g}$, (b) $a_{max} = 0.3 \text{ g}$, (c) $a_{max} = 0.6 \text{ g}$.

تناقض بین زنگ و همکاران و آلدالیر و همکاران را اکنون می‌توان شرح داد. خاک و چگالی آن در آزمایشات میز لرزنده سانتریفیوژ در مقاله آلدالیر و همکاران مشابه موارد استفاده شده در مطالعه حاضر است. و با موج‌های ورودی نسبتاً بزرگ (تا موج سینوسی 0.3 g)، افزایش فشار منفذی اضافی در مورد با دیوار آب‌بند کوچکتر از موارد بدون دیوار آب‌بند نیست. در حالیکه در مقاله زنگ و همکاران، زلزله تجربه شده در موقعیت بررسی شده نسبتاً کوچک بود ($a_{max} = 0.16 \text{ g}$)، آنگاه فشار منفذی اضافی نیز در موارد با دیوار آب‌بند کوچکتر بود که ناشی از تغییر شکل برشی بسیار کوچک است. موقعیت ممکن است با ماسه بسیار سست مثل مورد موجود در مقاله نینومیا و همکاران، متفاوت باشد. ماسه بسیار سست ممکن است حتی در تغییر شکل‌های برشی بزرگ منقبض شود که فشار منفذی اضافی کوچکتر در مقاله نینومیا با نصب دیوارهای آب‌بند را شرح می‌دهد. با این حال، همانطور که در بالا نشان داده شده است، برای بیشتر ماسه‌های سست متوسط، که به بیشتر موارد مرتبط است، پدیده یافت شده در این مطالعه احتمال رخداد بیشتری دارد.

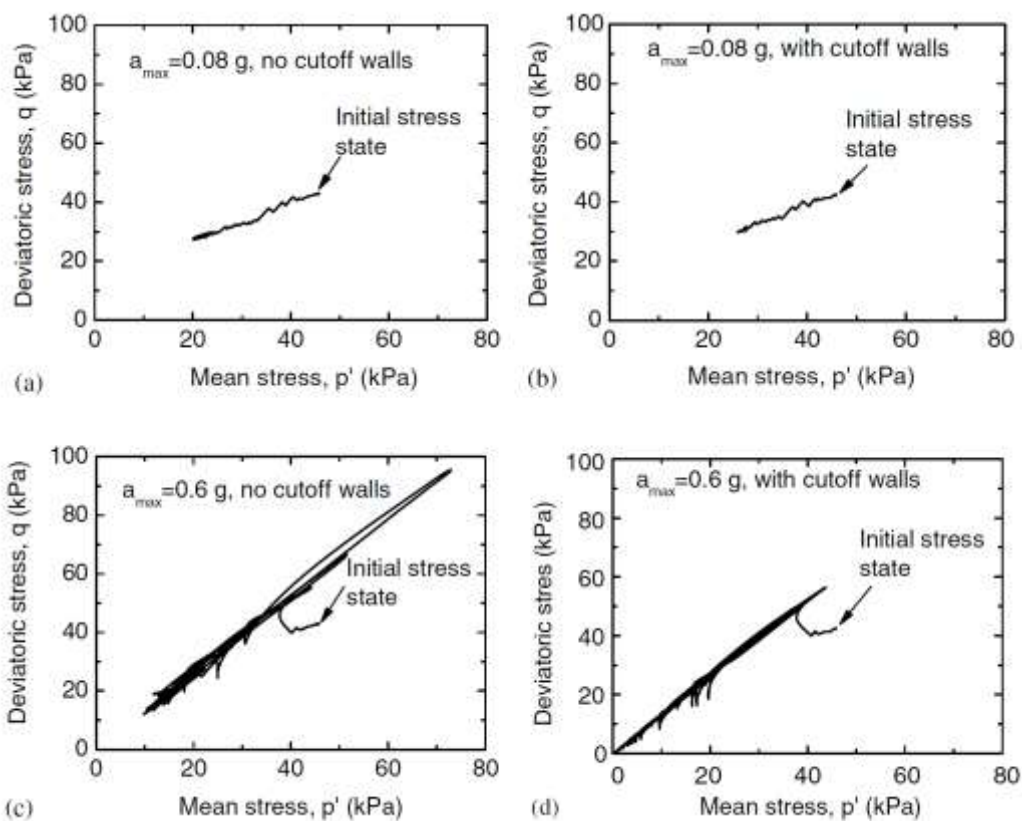
دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

به طور خلاصه، دیوارهای آببند می‌توانند تغییر شکل برشی خاک روانگرا در معرض نوسانات زلزله را کاهش دهد؛ با این حال، این که آیا آن‌ها می‌توانند مانع افزایش فشار منفذی اضافی شوند یا نه، به سه عامل بستگی دارد: (۱) نوع خاک؛ (۲) چگالی نسبی خاک؛ و (۳) بزرگای نوسانات زلزله. بدون اشاره و مراجعه به این سه عامل، پیش بینی درباره عملکرد دیوارهای آببند در کاهش گسترش فشار منفذی اضافی، دقیق نخواهد بود. با این وجود، دیوارهای آببند می‌توانند تغییر شکل خاک روانگرا را محدود کنند و آسیب‌های ناشی از روانگرایی مثل آپلیفت سازه‌های زیرزمینی را کاهش دهند.

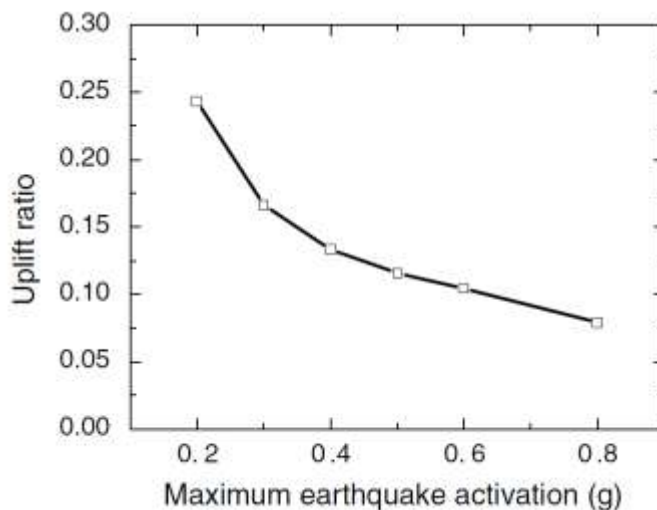


شکل ۸. روابط تنش- کرنش: (a) $a_{max} = 0.08$ g بدون دیوار آببند، (b) $a_{max} = 0.08$ g با دیوار آببند، (c) $a_{max} = 0.6$ g بدون دیوار آببند، (d) $a_{max} = 0.6$ g با دیوار آببند.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



شکل ۹. مسیرهای تنش: (a) $a_{max} = 0.08$ g بدون دیوار آببند، (b) $a_{max} = 0.08$ g با دیوار آببند، (c) $a_{max} = 0.6$ g بدون دیوار آببند، (d) $a_{max} = 0.6$ g با دیوار آببند.



شکل ۱۰. اثرات دیوارهای آببند تحت بزرگهای مختلف نوسانات زلزله.



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

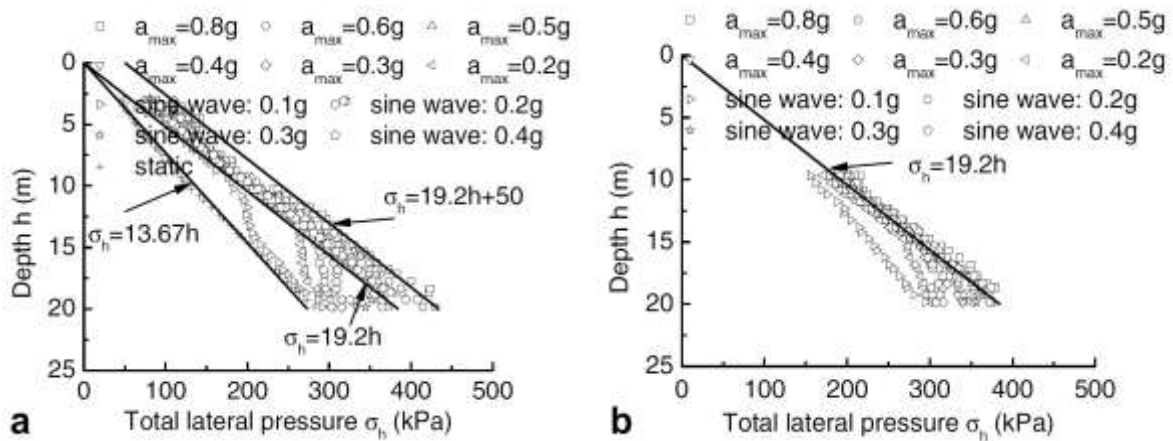
۴. پارامترهای طراحی دیوار

اثر بخشی دیوارهای آببند در کاهش آپلیفت سازه‌های زیرزمینی ناشی از روانگرایی به دلیل زلزله نشان داده شد. بر اساس مکانیزم عمل بحث شده در بخش قبل، پارامترهای طراحی برای دیوارهای آببند نیز می‌توان تحلیل شود که شامل فشار فعال بر روی دیوارهای آببند، موقعیت، مدول‌ها، ضخامت، و ضرایب نفوذپذیری دیوارهای آببند می‌شود. تنها موقعیت‌های جانبی دیوارهای آببند مورد بحث قرار گرفته‌اند زیرا درک این آسان خواهد بود که دیوارهای آببند باید در داخل لایه خاک غیر روانگرا به طول کافی و مطمئن نفوذ کند و خاک روانگرای زیر سازه‌های زیرزمینی را دربرگیرد تا موثر واقع شود.

۴.۱. فشار فعال بر روی دیوارهای آببند در حین زلزله

0.8 g تا 0.2 g فشارهای جانبی کلی فعال بر روی دیوارهای آببند با بزرگ‌های مختلف موج‌های زلزله کوبه بررسی شد، که از می‌انجامیدند، استفاده به طول 2 Hz متغیر بود. برای مطالعه اثر مشخصه‌های زلزله، موج‌های سینوسی که ۱۰ ثانیه با فرکانس متغیر بود. فشار جانبی کل شامل فشار زمین موثر و فشار منفذی آب است. 0.4 g تا 0.1 g شد که بزرگای آن‌ها از فشارهای فعال بر روی دیواره‌های خارجی و داخلی آببند سمت چپ (نسبت به سازه زیرزمینی) در شکل‌های ۱۱ a و b نشان داده شده‌اند. می‌توان دید که، فشارهای جانبی کلی با افزایش دامنه‌های موج‌ها افزایش می‌یابند. مشخصه‌های فرکانس زلزله اثرات کمی بر روی فشارها داشت. تحت موج‌های زلزله کوچک، فشار نزدیک تر به سطح زمین به طور قابل توجهی به دلیل روانگرایی خاک افزایش می‌یافت درحالی‌که آن فشارها در اعماق بیشتر خیلی کم افزایش داشتند، که نشان می‌دهد که خاک در آن جا روانگرا نشده بود. تحت موج‌های زلزله بزرگ، شیب فشار جانبی در دیواره بیرونی، وزن واحد خاک روانگرا بود (19.2 kN/m³)، که با مقاله یوشیمی تطابق داشت و آن فشار بر روی دیواره داخلی نیز حدوداً مشابه بود که بزرگتر از مقادیر استفاده شده توسط تحلیل‌های یوشیمی تطابق داشت و آن فشار بر روی دیواره داخلی نیز حدوداً مشابه بود که بزرگتر از مقادیر کوچکتر است که به دلیل وزن واحد موثر کوچک سازه زیرزمینی بود و به طور یکنواخت در عمق مشابه توزیع شده بود. با این حال، از نتایج تحلیل المان محدود، تنش بیش از حد در عمق مشابه در زیر سازه زیرزمینی یکنواخت نبوده و تنش‌های نزدیک به دیواره تونل تقریباً مشابه تنش‌های دور از میدان تونل است که پدیده نشان داده شده در شکل ۱۱ را شرح می‌دهد.

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



شکل ۱۱. فشارهای فعال بر روی دیواره‌های خارجی و داخلی دیوار آب‌بند سمت چپ: (a) داخلی (b) خارجی.

با این حال، فشارها بر روی دیواره خارجی با نوسانات زلزله بزرگ، بزرگتر از فشار هیدرواستاتیک خاک روانگرا است که ممکن است ناشی از اثر دینامیک مشاهده شده در آزمایشات تاماری و توهاتا باشد.

باید اشاره شود که لنگرهای دقیق هنگام اعمال فشار حداکثری بر روی دیواره‌های خارجی و داخلی، به ترتیب، دقیقاً مشابه نیستند، و آن فشارها در آن لنگرها کمی کوچکتر از بسته‌ها در موقعیت مشابه هستند، بسته‌های فشار می‌توانند حداکثر فشار فرض شوند و در زمان مشابه بر روی دیواره خارجی یا داخلی دیواره‌های آب‌بند به طور همزمان، اعمال شوند. تفاوت‌های فشار بر روی دیواره‌های خارجی و داخلی دیوار آب‌بند سمت چپ برای نوسانات زلزله کوبه به ترتیب برابر $a_{max} = 0.8g$ و $a_{max} = 0.6g$ ، در شکل ۱۲ و b نشان داده شده است. تفاوت‌های فشار برای مورد با نوسانات زلزله بزرگتر ممکن است با اثرات دینامیک گفته شده در مقاله تاماری و توهاتا شرح داده شود، زیرا شتاب‌های خاک اطراف توسط دیواره‌های آب‌بند کوچکتر شده‌اند. اما عوامل تاثیرگذار بر روی بزرگی تفاوت و محاسبات آن باید بیشتر بررسی شود اما می‌توان دید که تفاوت‌های فشار زیاد نیست، تاثیرات توزیع جانبی ناشی از روانگرایی به دلیل زلزله بر روی فشارهای جانبی در مطالعه حاضر بررسی نشده است. اگر توزیع جانبی وجود داشته باشد، حتما موارد متفاوتی خواهیم داشت.

۴.۲. اثرات موقعیت‌های دیواره‌های آب‌بند جانبی

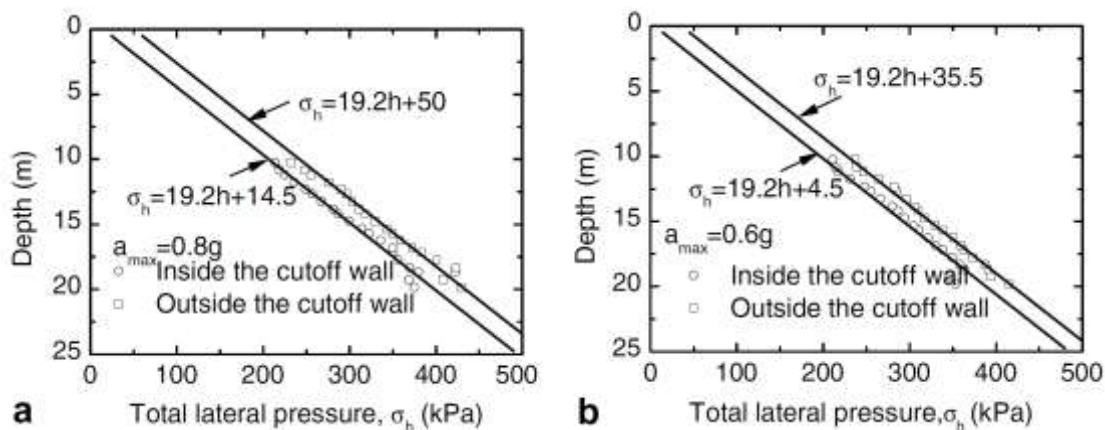
اثرات موقعیت جانبی دیواره‌های آب‌بند بر روی آپلیفت سازه زیرزمینی در شکل ۱۳ نشان داده شده است. می‌توان دید که با افزایش فاصله از دیواره‌های آب‌بند از تونل مترو، آپلیفت به سرعت افزایش می‌یابد. این را به سادگی می‌توان با این حقیقت شرح داد که اگرچه دیواره‌های آب‌بند از جاری شدن خاک روانگرا در میدان تونل جلوگیری می‌کنند، اما تغییرشکل‌های خاک روانگرا

دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

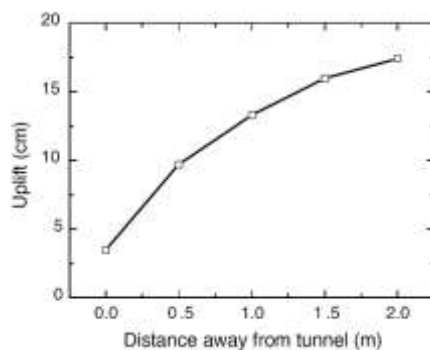
بین دیوارهای آب‌بند و تونل مترو همچنان باعث فشردگی سازه زیرزمینی شده تا آپلیفت انجام شود. نتایج نشان می‌دهد که ساخت یا نصب دیوارهای آب‌بند باید تا جای ممکن نزدیک به سازه باشد تا موثر واقع شود.

۴.۳. اثرات مدول و ضخامت دیوار آب‌بند

تغییر دادیم تا تاثیر مدول دیوار آب‌بند را بر روی آن بررسی 600 Mpa تا 100 Mpa مدول یانگ دیوارهای آب‌بند را از می‌توان دید که آپلیفت سازه‌های زیرزمینی با افزایش مدول، a کنیم، نتایج آن را در شکل ۱۴ نشان داده ایم. در شکل ۱۴ می‌تواند مانع تغییر شکل خاک روانگرا شود، و همانطور که در می‌یابد. هر چه سختی دیوارهای آب‌بند بیشتر باشد، بهتر کاهش نشان داده شده است، ایجاد فشار منفذی اضافی نیز کوچکتر است که نشان دهنده این است که سختی بالاتر b شکل ۱۴ می‌تواند افزایش فشار منفذی اضافی را محدود کند. مشابه اثرات مدول دیوار آب‌بند، با افزایش ضخامت دیوار آب‌بند، همچنین دید. تاثیر آن بر روی فشار منفذی اضافی نیز مشابه است و در a می‌توان در شکل ۱۵ می‌کند که آپلیفت تونل کاهش پیدا نشان داده شده است. وابستگی آپلیفت به ضخامت دیوارهای آب‌بند نیز حدوداً خطی است. b شکل ۱۵



شکل ۱۲. تفاوت‌های فشار بر روی دیواره‌های خارجی و داخلی دیوارهای آب‌بند سمت چپ.

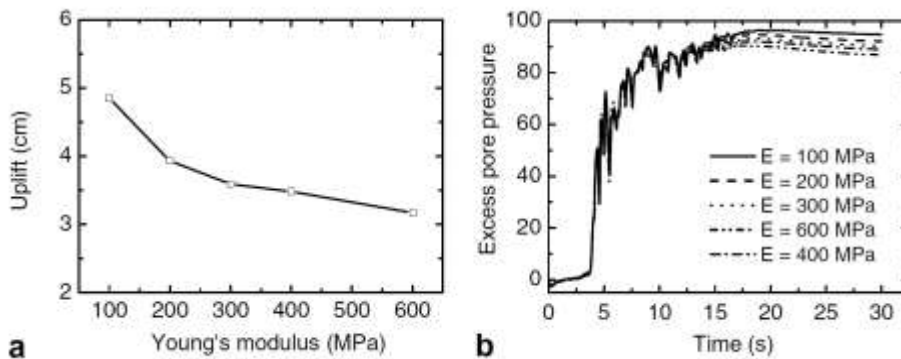


شکل ۱۳. اثرات موقعیت‌های جانبی دیوارهای آب‌بند.

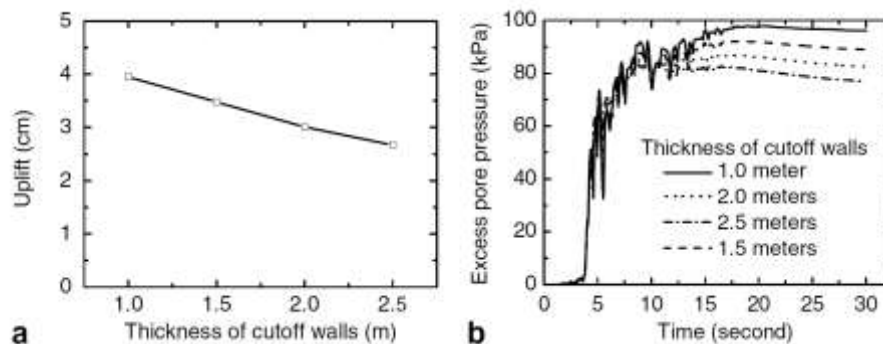
دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

۴.۴. اثرات نفوذپذیری دیوار آببند

اثرات نفوذپذیری دیوارهای آببند در انتها تحلیل شد و در شکل ۱۶ ارائه شد. مشابه یافته‌های تجربی در مقاله تاناکا و نشان داده شده است، **b** و **a** همکاران، مسیرهای زهکشی فراهم شده توسط دیوارهای آببند همانطور که در شکل ۱۶ می‌تواند فشار منفذی اضافی ایجاد شده و افت آن بعد از بارگذاری زلزله را محدود کنند. بر این اساس، آپلیفت تونل مترو با نشان داده شده است کوچکتر است، اما مقدار نشست نهایی بزرگتر **d** و **c** ضرایب بزرگتر نفوذپذیری، مانطور که در شکل ۱۶ دید. مطمئناً، ضرایب نفوذپذیری باید به قدری بزرگ باشند که موثر واقع شوند. در تحلیل‌ها، **d** می‌توان در شکل ۱۶ است، که نیز بزرگتر است، $k = 6.6 * 10^{-6} \text{ cm/s}$ حتی از آپلیفت برای مورد با $k = 6.6 * 10^{-3} \text{ cm/s}$ آپلیفت برای مورد با که ممکن است به دلیل برخی مسائل عددی باشد. همچنین مقایسه جابجایی خالص تونل مترو جالب توجه است، که از تفرق می‌آید. برای مورد پایه، جابجایی خالص ۵.۲ سانتیمتر است درحالی‌که جابجایی در انتهای تحکیم از آپلیفت‌های حداکثر بدست ، حدود ۴.۴ سانتیمتر است. جابجایی خالص تونل مترو با مسیرهای زهکشی اضافی فراهم شده $k = 6.6 \text{ cm/s}$ برای مورد با توسط دیوارهای آببند، کوچکتر است.

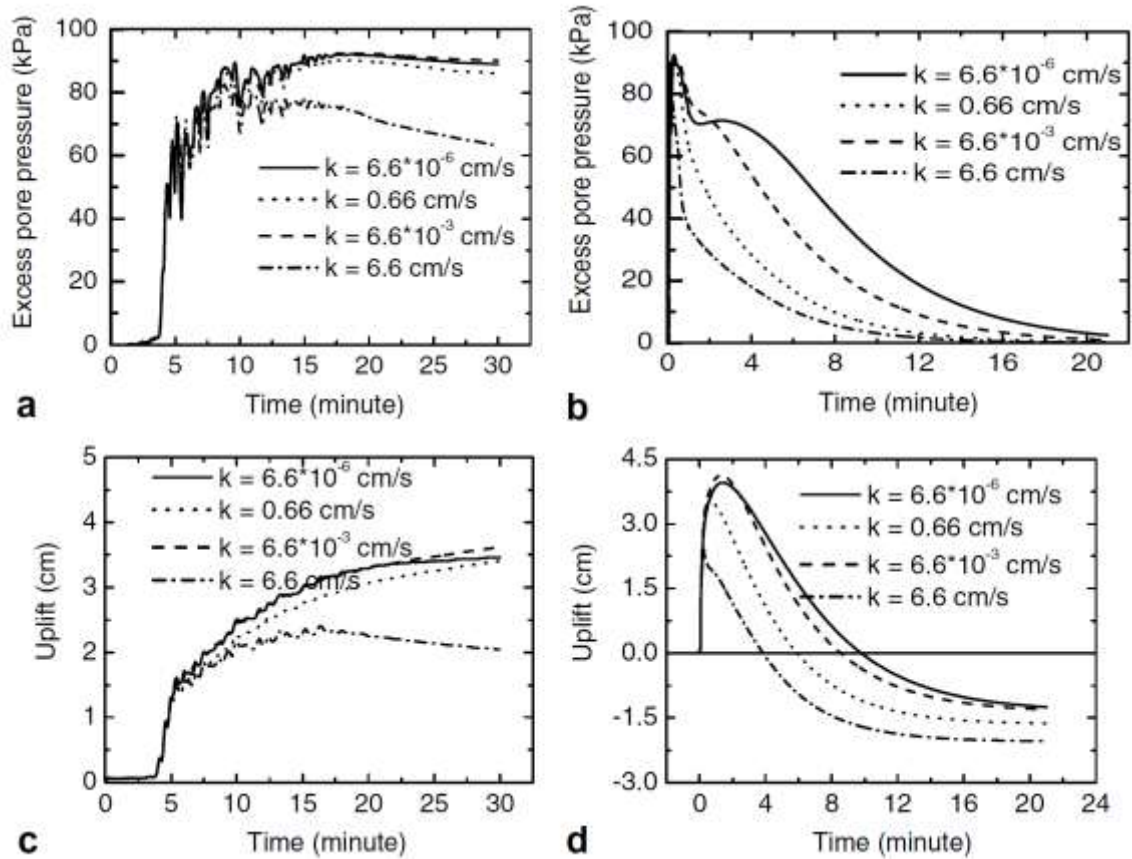


شکل ۱۴. تاثیرات مدول دیوار آببند: (a) آپلیفت، (b) فشار منفذی اضافی در موقعیت ۳ متری سمت راست زیر تونل مترو.



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

شکل ۱۵. اثرات ضخامت دیوارهای آب بند (a: آپلیفت، b) فشار منفذی اضافی در موقعیت ۳ متری سمت راست زیر تونل مترو.



شکل ۱۶. اثرات نفوذپذیری دیوارهای آب بند: (a) فشار منفذی اضافی حین زلزله، (b) افت فشار منفذی اضافی حین تحکیم، (c) آپلیفت حین زلزله، (d) آپلیفت حین تحکیم.

۵. نتیجه گیری

مکانیزم آپلیفت سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های روانگرا تحت موج‌های زلزله و مکانیزم عمل دیوارهای آب بند در کاهش آپلیفت را با استفاده از روش المان محدود کاملاً جفت شده، تحلیل کردیم. خاک‌های روانگرا با استفاده از یک مدل پلاستیسیته کلی شبیه سازی شد که ثابت شد قادر به بازسازی ویژگی‌های برجسته خاک‌های ماسه ای از جمله وابستگی به فشار، روانگرایی چرخه ای و سخت شدن چرخه ای، است. فشارهای جانبی محرک بر روی دیوارهای آب بند در حین موج‌های زلزله، تاثیرات موقعیت دیوارهای آب بند، مدول، ضخامت، و نفوذپذیری نیز تحلیل شد تا پارامترهای طراحی مختلف الزامی



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

برای طراحی دیوارهای آب‌بند را بررسی کنیم. پاسخ‌های تحکیم سیستم خاک-سازه بعد از نوسانات زلزله نیز بررسی شد. از تحلیل‌های عددی نتایج زیر را می‌توان بدست آورد:

(۱) آپلیفت سازه‌های زیرزمینی در خاک‌های اشباع روانگرا در حین زلزله‌های قوی را می‌توان با سه عامل شرح داد: وزن واحد موثر کوچک سازه‌های زیرزمینی، افزایش فشار منفذی اضافی، و جاری شدن خاک‌های روانگرا به سمت زیر سازه‌های زیرزمینی. وزن واحد موثر کوچک سازه‌های زیرزمینی و فشار منفذی اضافی ایجاد شده تنها باعث ایجاد شرایط لازم برای آپلیفت هستند. آپلیفت می‌تواند جلوگیری شود اگر که از جریان یا تغییرشکل خاک‌های روانگرا جلوگیری به عمل آید.

(۲) نصب دیوارهای آب‌بند نزدیک سازه‌های زیرزمینی و نفوذ کافی آن‌ها در داخل خاک غیر روانگرایی زیرین می‌تواند از آپلیفت ناشی از روانگرایی خاک، جلوگیری کند. دیوارهای آب‌بند از جاری شدن یا تغییرشکل خاک روانگرا که ناشی از فشردگی خاک در زیر سازه‌های زیرزمینی است که منجر به آپلیفت می‌شود، جلوگیری کنند و تغییرشکل برشی در خاک‌های محصور را کاهش می‌دهد اما همواره نمی‌تواند از افزایش فشار منفذی اضافی جلوگیری کند. در مقایسه با مورد بدون دیوار آب‌بند، بزرگی فشار منفذی اضافی خاک‌های روانگرایی محصور ممکن است بزرگتر یا کوچکتر باشد، که به مشخصه‌های خاک و بزرگی نوسانات زلزله بستگی دارد.

(۳) سازه‌های زیرزمینی ممکن است در طول فرایند تحکیم بعد از زلزله دچار نشست شوند و دیوارهای آب‌بند می‌توانند چنین نشستی را کاهش دهند. با این حال، اگر آپلیفت حین بارگذاری زلزله به دلیل جریان خاک‌های روانگرا، بزرگ باشد، بزرگی نشست کوچکتر از آپلیفت است؛ درحالی‌که برای موارد با دیوار آب‌بند، بزرگی نشست ممکن است بزرگتر باشد.

(۴) فشار جانبی محرک بر روی دیواره خارجی و داخلی دیوارهای آب‌بند ممکن است حدوداً با استفاده از خطوط مستقیم با وزن واحد کل خاک‌های روانگرایی مجاور به عنوان شیب تقریب زده شود در صورتی که خاک‌ها به‌اندازه کافی در زلزله‌های قوی روانگرا شده باشند. با این حال، فشار بر روی دیواره خارجی به دلیل اثر دینامیک قوی تر، بزرگتر است.

(۵) دیوارهای آب‌بند باید تا جای ممکن در نزدیکی سازه‌های زیرزمینی ساخته شوند تا موثر باشند. سختی آن‌ها چه در مدول و چه در ضخامت، بحرانی بوده و باید به‌اندازه کافی بزرگ باشد. و مسیرهای زهکشی فراهم شده توسط دیوارهای آب‌بند با ضرایب بزرگ نفوذ پذیری می‌توانند افت فشار منفذی اضافی را سرعت بخشیده و آپلیفت سازه‌های زیرزمینی را کاهش دهند.

اگرچه دیوارهای آب‌بند می‌توانند آپلیفت سازه‌های زیرزمینی در حین بارگذاری زلزله و نشست‌های مربوط به بعد از آن را محدود کنند، اما قادر به کاهش یا رفع افزایش فشار منفذی اضافی در بسیاری از موارد نیستند و به طور کلی جابجایی عمودی سازه‌های زیرزمینی را از بین می‌برند. بنابراین، این روش معمولاً باید با دیگر اقدامات سازه‌ای و ژئوتکنیکی، ترکیب شود، مثل



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

تقویت و مسلح سازی قوی تر در سازه‌های زیرزمینی، افزایش چگالی (تراکم) خاک، زهکشی دانه ای، و امثال این. و برای ایجاد یک روش طراحی منطقی و معقول برای دیوارهای آب‌بند، فشار جانبی خالص محرک بر روی آن‌ها باید مورد بررسی بیشتر قرار بگیرد.

مراجع:

- [1] Hall WJ, O'Rourke TD. *Seismic behaviour and vulnerability of pipelines. Lifeline earthquake engineering*. New York: ASCE; 1991.
- [2] O'Rourke TD, Gowdy TE, Stewart HE, Pease JW. *Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta Earthquake*. In: *Proceedings of the 2nd international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*. Rolla (MO): University of Missouri-Rolla; 1991. p.1601-12.
- [3] Mohri Y, Yasunaka M, Shigeru T. *Damage to buried pipeline due to liquefaction induced performance at the ground by the Hokkaido-Nansei-Oki earthquake in 1993*. In: *Proceedings of the 1st international conference on earthquake geotechnical engineering*. Rotterdam, The Netherlands: Balkema; 1995. p.31-6.
- [4] Sasaki T, Koseki J, Matsuo O, Saito K, Yamashita M. *Analyses of damage to sewer pipes in Shibetsu Town during the 1994 Hokkaido-Toho-Oki earthquake*. In: *Proceedings of the 1999 5th US conference on lifeline earthquake engineering: optimizing post-earthquake lifeline system reliability*, Seattle (WA), USA; 1991. p. 247-56.
- [5] Shinozuka M, Ballantyne D, Borchardt R, Buckle I, O'Rourke TD, Schiff A. *The Hanshin-Awaji earthquake of January 17, 1995. Performance of lifelines. Technical Report Prepared for NCEER, Buffalo (NY)*; 1995.
- [6] Tsai J, Jou L, Lin SH. *Damage to buried water supply pipelines in the Chi-Chi (Taiwan) earthquake and a preliminary evaluation of seismic resistance of pipe joints*. *J Chin Inst Eng, Trans Chin Inst Eng* 2000;23(4):395-408.
- [7] Schmidt B, Hashash YST. *US immersed tube retrofit*. *Tunnels Tunneling Int* 1998;30(11):22-4.
- [8] Taylor PR, Ibrahim HH, Yang D. *Seismic retrofit of George Massey Tunnel*. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2005;34:519-42.
- [9] Orense RP, Morimoto I, Yamamoto Y, Yumiyama T, Yamamoto H, Sugawara K. *Study on wall-type gravel drains as liquefaction countermeasure for underground structures*. *Soil Dyn Earthquake Eng* 2003;23(1):19-39.
- [10] Liu H, Song E. *Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations*. *Comput Geotech* 2005;32(4):223-44.
- [11] Tanaka H, Kita H, Iida T, Saimura Y. *Countermeasure against liquefaction for buried structures using sheet pile with drain capacity*. *Earthquake geotechnical engineering*. Rotterdam, The Netherlands: Balkema; 1995. p. 999-1004.
- [12] Schmidt BS, Hashash YMA. *Preventing tunnel floatation due to liquefaction*. In: *Proceedings of the 2nd international conference on earthquake geotechnical engineering, Lisbon, Portugal*; 1999. p. 509-12.
- [13] Hashash YMA, Hook JJ, Schmidt B, Yao J. *Seismic design and analysis of underground structures*. *Tunnelling Underground Space Technol* 2001;16(4):247-93.
- [14] Ninomiya Y, Hagiwara R, Azuma T. *Rise of excess pore water pressure and uplift of underground structures due to liquefaction*. *Earthquake geotechnical engineering*. Rotterdam, The Netherlands: Balkema; 1995. p. 1023-28.
- [15] Koseki J, Matsuo O, Koga Y. *Uplift behaviour of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake*. *Soils Foundations* 1997;37(1):97-108.
- [16] Zheng J, Suzuki K, Ohbo N, Prevost J. *Evaluation of sheet pile ring countermeasure against liquefaction for oil tank site*. *Soil Dyn Earthquake Eng* 1996;15:369-79.
- [17] Adalier K, Elgamal A, Martin G. *Foundation liquefaction countermeasures for earth embankments*. *J Geotech Geoenviron Eng, ASCE* 1998;124(6):500-17.
- [18] Khoshnoudian F, Shahrou L. *Numerical analysis of the seismic behaviour of tunnels constructed in liquefiable soils*. *Soils Foundations* 2002;42(6):1-8.
- [19] Yang D, Naesgaard E, Byrne PM, Adalier K, Abdoun T. *Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models*. *Can Geotech J* 2004;41:921-42.



دوازدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

- [20] Chan AHC. *User manual for DIANA SWANDYNE-II*. UK: School of Civil Engineering, University of Birmingham; 1993.
- [21] Madabhushi SPG, Zeng X. Seismic response of gravity quay wall. II: Numerical modeling. *J Geotech Geoenviron Eng, ASCE* 1998;24(5): 418–27.
- [22] Aydingun O, Adalier K. Numerical analysis of seismically induced liquefaction in earth embankment foundations. Part I. Benchmark model. *Can Geotech J* 2003;40(4):753–65.
- [23] Liu H, Ling HI. A sand model based on generalized plasticity. In: *Constitutive modeling of geomaterials: selected contributions from Frank L. DiMaggio symposium*. Boca Raton (FL): CRC Press; 2002. p. 40–6.
- [24] Ling HI, Liu H. Pressure dependency and densification behaviour of sand through a generalized plasticity model. *J Eng Mech, ASCE* 2003;129(8):851–60.
- [25] Liu H. *Finite element simulation of the response of geosynthetic reinforced soil walls*. PhD thesis, Columbia University, New York; 2002.
- [26] Arulmoli K, Muraleetharan KK, Hossai MM, Fruth LS. *Verification of liquefaction analysis by centrifuge studies laboratory testing program soil data*. Technical Report, Earth Technology Corporation, Irvine (CA), USA; 1993.
- [27] Arurlanandan K, Scott RF. *Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems*. Rotterdam, The Netherlands: Balkema; 1993.
- [28] Yang S, Ling HI. Calibration of a generalized plasticity model and its application to liquefaction analysis. In: *Soil constitutive models: evaluation, selection and calibration*, ASCE geotechnical special publication 128; 2005. p. 483–94.
- [29] Pastor M, Zienkiewicz OC, Chan AHC. Generalized plasticity and the modeling of soil behaviour. *Int J Numer Anal Meth Geomech* 1990;14(3):151–90.
- [30] Yoshimi Y. Simplified design of structures buried in liquefiable soil. *Soils Foundations* 1998;38(1):235–40.
- [31] Tamari Y, Towhata I. Seismic soil–structure interaction of cross sections of flexible underground structures subjected to soil liquefaction.