

مطالعه تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح در برابر زلزله

سید علیرضا میرلطیفی^۱، علی فاخر^۲ و عباس قلندرزاده^{۳*}

^۱دانشوری و کارشناس ارشد مهندسی عمران (ژئوتکنیک)- پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

^۲دانشیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

^۳استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۵/۷/۲۲، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۹/۵/۲۷، تاریخ تصویب ۸۹/۸/۲۵)

چکیده

در این تحقیق رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاکی مسلح شده با ژئوگرید و به طور خاص تغییر شکل لرزه‌ای آنها با آزمایش‌های مدل فیزیکی توسط دستگاه میز لرزه مورد مطالعه قرار گرفته است. با وجود این که رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح به خوبی درک نشده، دیوارهای خاک مسلح رفتار مناسبی در زلزله‌های اخیر در جهان نشان داده‌اند. بنابراین مطالعه آنها ضرورت دارد. بدین منظور تعدادی آزمایش مدل فیزیکی در شرایط مختلف از نظر طول و نوع ژئوگرید، تراکم خاک و تأثیر عمق مدفون انجام شده است. با توجه به مطالعات انجام شده می‌توان نتیجه گرفت طول مسلح‌کننده‌ها و تراکم خاک از مهم‌ترین عوامل تغییر شکل لرزه‌ای هستند. در این آزمایش‌ها دیده شد که اصطکاک بین ژئوگرید و خاک نیز نقش مهمی در کنترل تغییر شکل دارد. همچنین در صورت طراحی صحیح، دیوار رفتار مناسب و شکل‌پذیر خواهد داشت.

واژه‌های کلیدی: آزمایش مدل 1-g، مدل فیزیکی، دیوار خاک مسلح، ژئوگرید، تغییر شکل‌های لرزه‌ای، بزرگنمایی،

تشابه ابعادی

مقدمه

در سراسر دنیا، این دیوارها در موارد اندکی دچار تغییر شکل زیاد شده‌اند. بنابراین طراحی آنها از نظر سطح عملکرد^۲ ضرورت دارد. بنابراین در تحقیق حاضر سعی شده است با توجه به مزایایی که این سیستم دارد، مطالعاتی انجام گیرد که بتوان تغییر شکل این سیستم را نیز تا حد مطلوب کنترل کرد. همچنین مشاهده دو رفتار تغییر شکل طره‌ای و شکم‌دادن دیوارهای خاک مسلح تحت بار زلزله از نکات جدید تحقیق ارائه شده است. علاوه بر آن تأثیر اصطکاک ژئوگرید در کاهش تغییر شکل‌های لرزه‌ای و کاهش بزرگنمایی از دیگر یافته‌های این تحقیق است. تحقیق ارائه شده در این مقاله، در ادامه مطالعات قبلی درباره دیوارهای خاک مسلح در دانشگاه تهران است که در این راستا مطالعاتی نیز در دست انجام است [۱۱].

مرور تحقیقات گذشته

دیوارها و شیب‌های مسلح‌شده خاکی اغلب به صورت استاتیکی و شبه استاتیکی به طور محافظه‌کارانه مورد تحلیل و طراحی قرار می‌گیرند و کمتر به محاسبه تغییر شکل این نوع سازه‌های خاکی توجه می‌شود. اغلب دیوارهای مسلح خاکی در سراسر دنیا که زلزله را

با به کار بردن لایه‌های افقی مسلح‌کننده و کوبیدن خاک به شکل لایه لایه، دیوار خاک مسلح به وجود می‌آید که می‌تواند نقش دیوار نگهبان را ایفا کند. ترویج دیوارهای خاک مسلح در ایران از دهه ۵۰ شمسی آغاز شده است. [۱] در ضمن تحقیقات مختلفی در این زمینه انجام گرفته است. در راستای توسعه کارهای گذشته، شاهقلی [۳ و ۴ و ۵] موفق به پیشنهاد یک روش ابداعی ساده برای تحلیل پایداری دیوارهای خاک مسلح شد. به دنبال آن، مطالعات تحلیلی ادامه یافت و منجر به توسعه‌های جالبی در تحلیل دیوارهای خاک مسلح از جمله تحلیل گسیختگی پیش‌رونده^۱ شد [۶ و ۷ و ۸]. روش قطعات افقی با ذکر مرجع شاهقلی و همکاران [۴] مورد استفاده نیمبالکار [۹] قرار گرفت و برای تحلیل دینامیکی دیوار خاک مسلح به کار رفت. با توجه به مطالعات اخیر، توجه بیشتری به بحث تغییر مکان دیوارهای خاک مسلح معطوف شد [۱۰] که موضوع مقاله حاضر است.

دیوارهای خاک مسلح در مقایسه با دیوارهای حائل بتنی، رفتار بسیار شکل‌پذیرتری در برابر زلزله از خود نشان داده‌اند و عملکرد لرزه‌ای مطلوبی دارند. بنابراین بدین دلیل توجه زیادی را به خود معطوف داشته‌اند. در زلزله‌های بزرگ

سینوسی به ارتعاش درآورد و رفتار مدل را در برابر نیروها و شتاب‌های وارده ارزیابی کرد. آزمایش‌های میز لرزه توسط افراد مختلف روی خاک مسلح انجام شده که تعدادی از آنها در جدول (۱) آمده است. با توجه به نتایج تحقیقات قبلی، تغییر شکل دیوارهای مسلح‌شده خاکی به متغیرهای مختلفی از قبیل تراکم خاک، مقدار شتاب وارده، طول و فاصله مسلح‌کننده‌ها، جنس رویه و مقاومت کششی و اصطکاک بینابینی مسلح‌کننده‌ها بستگی دارد [۱۲] و [۱۹ و ۲۰]. البته در بعضی موارد مانند تأثیر سختی مسلح‌کننده‌ها در تغییر شکل‌های دینامیکی دیوار خاک مسلح اختلاف نظرهایی وجود دارد [۱۲ و ۱۹ و ۲۰].

قوانین تشابه ابعادی در آزمایش‌های انجام‌شده

برای بررسی و انطباق رفتار واقعی مدل و جسم اصلی باید روابط تشابه بین مدل^۱ و سازه واقعی^{۱۰} برقرار باشد. در آزمایش‌های مدل، مدل با اندازه کوچک از نظر نسبت ابعاد و هندسه مانند سازه واقعی است، ولی ساخت مدلی که در همه جنبه‌ها شبیه سازه واقعی باشد غیر ممکن است. بنابراین پایه‌گذاری روابط تشابه بین مدل و سازه واقعی لازم و ضروری است.

برای برقراری روابط تشابه باید ضرایب مستقلی که بستگی به نوع مسئله دارند انتخاب شوند. در این مدل ژئوتکنیکی ضرایب مستقل به صورت ضریب مقیاس هندسی (λ) ، ضریب مقیاس دانسیته خاک (λ_p) ، ضریب مقیاس کرنش خاک (λ_e) انتخاب می‌شوند. روابط تشابه برای یک مدل ژئوتکنیکی که ضرایب مستقل سه‌گانه ذکر شده برای آن انتخاب شده‌اند، با فرض رفتار در محدوده کرنش‌های کوچک و متوسط در جدول (۲) ارائه شده است. در این مطالعه با فرض $(\lambda_p = \lambda_e = 1)$ که فرض معقولی است، روابط ستون اول به صورت ساده شده در ستون دوم نشان داده شده‌اند [۲۲].

همچنین توسط Perez (۱۹۹۷) (به نقل از مرجع [۱۲]) نیز روابطی برای آزمایش‌های 1-g با ضریب (λ) ارائه شده است. در این روابط برای کمیات طولی نسبت (λ) و برای عوامل C و ϕ و γ نسبت ۱، همچنین برای کرنش و اصطکاک بینابینی بین خاک و مسلح‌کننده نسبت ۱ و مقاومت کششی مسلح‌کننده‌ها و سختی مسلح‌کننده‌ها نسبت (λ) معرفی می‌شود. در این روابط برای شتاب و

تجربه کرده‌اند، دچار تغییر شکل‌هایی شده‌اند، ولی به ندرت در آنها فرو ریختن و گسیختگی اتفاق افتاده است. تأییراتی که زلزله روی این دیوارها داشته، اغلب شامل تغییر شکل طره‌ای^۳ در بالای دیوار، نشست، شکم‌دادن^۴ سطح دیوار و ترک‌خوردگی رویه^۵ این سازه‌های خاکی است. به عنوان مثال در زلزله کوبه ۱۹۹۵ سه دیوار حائل خاک مسلح با ژئوگرید که به عنوان دیوار حائل برای راه‌آهن احداث شده بودند، مورد ارزیابی قرار گرفتند [۱۲]. دو مورد از این دیوارها با ارتفاع ۶ متر هیچ‌گونه خسارت و تغییر شکل محسوسی در زلزله کوبه از خود نشان ندادند. دیوار سوم به نام دیوار تاناتا^۶ که شتاب افقی حدود ۰/۸ گرم را متحمل شده بود، تغییر شکل طره‌ای به میزان ۲۶ سانتیمتر در بالا و پنج سانتیمتر در پایین از خود نشان داد. در سمت دیگر پل، به جای دیوار تاناتا از دیوار بتنی مسلح مرسوم استفاده شد که این دیوار نیز تغییر شکل‌های مشابهی با دیوار تاناتا از خود نشان داد. نکته در اینجا است که دیوار بتنی مسلح با شمع‌های عمیق، هزینه‌ای بالغ بر ۲ تا ۳ برابر دیوار تاناتا متحمل شده بود، ولی تغییر شکل‌های آنها و میزان خسارت آنها یکسان بود و این نشان می‌دهد که با یک سطح عملکرد مشابه، دیوار خاکی مسلح‌شده با ژئوگرید بسیار کم هزینه‌تر است.

برای مطالعه دقیق‌تر دیوارهای مسلح خاکی در کنار مطالعات تحلیلی و عددی، آزمایش‌های مدل فیزیکی در ابعاد واقعی و همچنین کوچک شده در نقاط مختلف ژاپن، اروپا و آمریکا انجام شده است [۱۳ و ۱۴ و ۱۵ و ۱۶ و ۱۷ و ۱۸]. آزمایش‌های مدل فیزیکی برای اولین بار به صورت استاتیکی روی دیوارهای خاک مسلح در سال ۱۹۶۰ توسط هانری ویدال در فرانسه به صورت آزمایش‌های مدل فیزیکی سه بعدی انجام و در راستای ایده‌وی مطالعات گسترده‌ای توسط سایرین انجام شده است.

به طور کلی آزمایش‌های مدل دینامیکی انجام‌شده بر خاک مسلح توسط دستگاه میز لرزه^۷ و یا سانتریفیوژ^۸ انجام می‌گیرد.

میز لرزه، میز قابل ارتعاشی است که مدل فیزیکی کوچک‌شده روی آن ساخته شده و پس از ابزارگذاری مناسب برای اندازه‌گیری عوامل مختلف، نیروی لرزه‌ای به فرم‌های دلخواه، توسط جک هیدرولیکی به جعبه و نمونه اعمال می‌شود. همچنین به جای جک هیدرولیکی می‌توان با طراحی سیستم مناسب، میز را به صورت دستی و

فرکانس نسبت (λ) معرفی شده است که قابل اعتماد نیست و با روابط جدول (۲) سازگاری ندارد. در آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق به طور عمده از قوانین تشابه ابعادی پیشنهاد شده توسط Perez 1997 که با روابط جدول (۲) همخوانی دارند استفاده شده است. ولی به دلیل دور از واقعیت بودن روابط Perez در مورد شتاب و فرکانس، با توجه به قوانین تشابه ابعادی ذکر شده از نسبت ۱ استفاده شده است.

در این آزمایش‌ها داده‌های ثبت شده خام اولیه در مورد شتاب‌سنج‌ها، خطا دارد و دلیل این خطا چرخش حسگر شتاب به هنگام تکان‌های اعمالی و تغییر شکل دیوار است. بنابراین برای تصحیح این خطا از یکسری عملیات محاسباتی استفاده شده است [۲۳].

جدول ۱: خلاصه تعدادی از آزمایش‌های میز لرزه 1-g انجام شده بر دیوارهای خاکی مسلح شده [۱۹].

Reference	Model H-(mm)	Prototype		Input Motion	Reinforced Material	Facing Material	Reported Failure
		H-mm	L/H				
Richardson 1974,75	280-420	3400-5200	0.6-2.2	Sinusoid	Mylar/alum. strip	Curved alum.	(rupture) contained, linear f.s.; ductile (pullout)
Koga et al. 1988,91	1000-1800	7300	0.5-2.3	Sinusoid	steel bar, geogrid, geotextile	Wrap-around, sandbag	Some settlement, lateral movement
Bathurst et al. 1996	1020	6100	0.7	Sinusoid	weak geogrid	Concrete block	Toppling/sliding of top facing block
Koseki et al. 1998	500	-	0.4	Sinusoid	grid strip	Full height rigid facing	Partly contained/un-contained f.s.; over-turning; no rupture
Matsuo et al. 1998	1000-1400	-	0.4-0.7	Sinusoid	geogrid	Full height/wood panel	Partly contained f.s.; no rupture
Perez 1999	1220	6100	0.28-0.5	Sinusoid	geotextile	Wrapped	Distinct f.s., moderate lat./vert. movement
Mirlatifi et al. 2003 (current research)	600	-	0.7-0.9	Sinusoid	geogrid	Wrapped geogrid	contained f.s.; moderate lat./vert. movement, ductile pullout

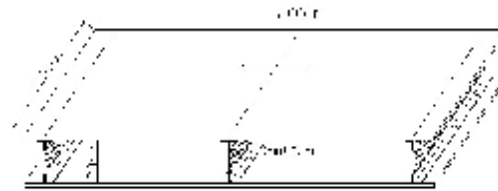
جدول ۲: ضرایب تشابه مدل ژئوتکنیکی در محیط (1-g).

Quantity	Similitude Factor	$\lambda_p = \lambda_e = 1$ (med. to small strains)	Perez(1997)	Current applied factor
Length	λ	λ	λ	λ
Soil density	λ_p	1	1	1
Soil strain	λ_e	1	1	1
Time	$(\lambda \cdot \lambda_e)^{0.5}$	$(\lambda)^{0.5}$	λ	$(\lambda)^{0.5}$
Displacement	$\lambda \cdot \lambda_e$	λ	λ	λ
Acceleration	1	1	$1/\lambda$	1
Stress	$\lambda \cdot \lambda_p$	λ	λ	λ
Soil parameters (C, ϕ)	-	-	1	1
Tensile strength of geogrid	-	-	λ	λ
Interaction friction angle	-	-	1	1

آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق

ابزار مورد استفاده، مشخصات و مراحل ساخت مدل

در این آزمایش‌ها، مدل فیزیکی دیوار خاک مسلح روی میز لرزه و با اعمال حرکت پایه به طور هارمونیک که به صورت دستی اعمال می‌شود، مورد مطالعه قرار گرفته است. در شکل (۱) به صورت شماتیک این سیستم تحرک‌کننده یا میز لرزه نشان داده می‌شود. همچنین جزئیات آن برای اولین بار توسط خطیبی [۲۳] در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران به کار گرفته شد.



شکل ۱: شمایی از میز لرزه 1-g مورد استفاده.

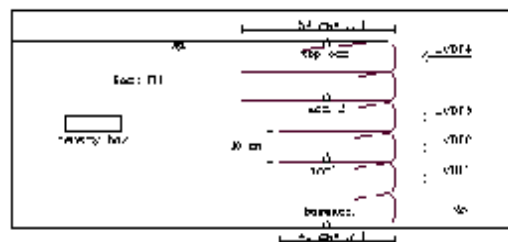
برای انجام آزمایش‌های مدل، از یک جعبه ساخته شده از مواد شفاف پلکسی گلس به ضخامت ۲۰ میلی‌متر استفاده شده است. این جعبه با ابعاد 1800×500 میلی‌متر و به ارتفاع ۷۰۰ میلی‌متر امکان ساختن مدل‌هایی را با ابعاد متفاوت فراهم می‌کند. مزیت اصلی این جعبه نشان دادن خاک و مدل داخل آن و امکان مشاهده تغییر شکل‌ها با ایجاد خطوط رنگی است. در این آزمایش‌ها از دو نوع حسگر جابه‌جایی (LVDT) و شتاب‌سنج (ARF-20A) به تعداد هر یک ۴ عدد استفاده و برای ثبت اطلاعات با دقت ۱۰ میلی‌ثانیه از یک دستگاه دیتالاگر دینامیکی ۱۰ کاناله استفاده شده است. برای پایدار کردن شتاب‌سنج‌ها و جلوگیری از سر خوردن و چرخیدن آنها، پایه‌ای از جنس پلکسی گلس

ساخته شد و حسگرهای شتاب روی آن نصب شده‌اند. حسگرهای شتاب‌سنج باید همراه با خاک بتوانند به طور آزادانه حرکت کنند تا قادر به اندازه‌گیری مقدار صحیح شتاب در خاک باشند. جزئیات کامل این ابزار در مرجع [۲۳] آمده است.

در این آزمایش‌ها، دیوار خاک مسلح به ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر، ۶ لایه ژئوگرید به فواصل ۱۰۰ میلی‌متر دارد که طول‌هایی برابر ۴۲۰ میلی‌متر و ۵۴۰ میلی‌متر هستند که به ترتیب معادل $0/7$ هرتز و $0/9$ هرتز هستند. طول برگشتی مسلح‌کننده‌ها ۱۸۰ میلی‌متر است که در لایه بالایی بر اساس تجربیات گذشته [۱۹ و ۲۰] طول برگشتی برای جلوگیری از باز شدن لایه بالایی حدود ۲ برابر به مقدار ۳۴۰ میلی‌متر اتخاذ شده است (شکل ۲). عمق مدفون^{۱۱} طراحی شده برای دیوار برابر $0/1 H$ و معادل ۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده و دیوار روی خاک مینا به ضخامت ۲۰ میلی‌متر واقع شده است. با توجه به اینکه ارتفاع دیوارهای خاک مسلح اغلب حدود $2/5$ الی ۱۰ متر و فواصل مسلح‌کننده‌ها حدود $0/5$ تا $1/0$ متر است، بنابراین مدل فیزیکی در این تحقیق را می‌توان مدل کوچک یک دیوار $4/8$ متری با مسلح‌کننده‌هایی به فاصله $0/8$ متر در نظر گرفت که هشت برابر کوچک شده و بنابراین مقاومت کششی مسلح‌کننده‌ها نیز باید به مقدار هشت برابر کمتر شده باشد. پس مقیاس مطالعه حاضر را می‌توان حدود هشت در نظر گرفت که مقیاس خوبی در مقایسه با مقیاس‌های مطالعات دیگر است. البته این نسبت دارای محدوده تغییرات است.



شکل ۲: نمونه‌ای از مدل دیوار خاکی مسلح شده به همراه حسگرها.



جدول ۳: خصوصیات ماسه فیروزکوه به کار رفته در آزمایش‌های مدل.

	G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50}	%F	C_u	C_c	$K(cm/sec)$
Firoozkooh sand	2.658	0.943	0.603	0.3 mm	0	2.58	0.97	0.0125

ابتدا پس از تهیه مصالح ژئوگرید و بریدن آنها به ابعاد مناسب برای جلوگیری از ریزش ماسه از لایه‌لای ژئوگرید در قسمت رویه دیوار از دستمال کاغذی استفاده شد. سپس خاک مینا به ضخامت ۲۰ میلی‌متر در کف جعبه ریخته شد. بعد از آن لایه‌های ژئوگرید در ترازهای تعیین شده قرار گرفته و ماسه تا حد امکان به طور یکنواخت روی ژئوگرید ریخته و در ضمن برای مشاهده تغییر شکل‌ها، از ماسه رنگی نیز استفاده شد. همچنین برای کاهش اصطکاک خاک با جداره جعبه از پارافین مایع استفاده شد تا اصطکاک بین جعبه و خاک به حداقل برسد. شتاب‌سنج‌ها در محل خود کار گذاشته شدند تا دیوار به ارتفاع نهایی خود برسد و همزمان عمق مدفون ۶۰ میلیمتری دیوار اجرا شد. بعد از آن با قرار دادن حسگرهای اندازه‌گیری تغییر مکان (LVDT) در جلوی دیوار و ثابت کردن آنها و همچنین نصب دوربین‌ها، آزمایش آماده انجام شد. محل قرارگیری حسگرهای اندازه‌گیری تغییر مکان و نیز حسگرهای اندازه‌گیری شتاب در شکل (۲) و (۱۲) نشان داده شده است.

آزمایش‌های انجام شده

خلاصه آزمایش‌های انجام شده در جدول (۴) نشان داده شده است که می‌توان این ۱۱ آزمایش را به پنج گروه طبقه‌بندی کرد. در این جدول حداکثر شتاب ذکر شده مربوط به حرکت ورودی است. همچنین در این آزمایش‌ها فرکانس ارتعاش در همه آزمایش‌ها حدود ۲/۴ الی ۲/۷ هرتز بوده است. به دلیل وقوع مشکل الکترونیکی در ثبت نتایج آزمایش شماره (۷) نتایج این آزمایش هر چند که از نظر رفتاری همانند سایر آزمایش‌ها بوده، ولی ذکر نشده است. در همه آزمایش‌ها سعی شده است که سطح شتاب و مدت زمان اعمال بار نزدیک به هم باشد که بتوان نتایج را با یکدیگر با فرض یکسان بودن سطح شتاب و مدت زمان اعمال بار مقایسه کرد. همچنین بدین وسیله قابلیت تکرارپذیری آزمایش‌ها نیز کنترل شده است. لازم به ذکر است که در گروه ۱ خاک متراکم و دارای تراکم ۹۰ درصد و در گروه ۲ تراکم خاک ۵۰ درصد است و نیز از ژئوگرید A با طول ۰/۷ هرتز در همه لایه‌ها استفاده و عمق مدفون نیز در

مصالح مورد مطالعه

در این مطالعه، از نوعی ماسه سیلیسی شکسته فیروزکوه استفاده شده است. این نوع ماسه قبل از این تحقیق نیز توسط خطیبی [۲۳]، بهادری [۲۴] و حقیقت [۲۵] و برای مطالعات آزمایشگاهی به کار رفته بود. این نوع ماسه از دانه‌بندی یکنواختی بهره‌مند است. در این آزمایش‌ها این ماسه با تراکم ۵۰ درصد و ۹۰ درصد و زاویه اصطکاک داخلی ۳۲ درجه مربوط به تراکم ۵۰ درصد به کار رفته است که در ادامه به اختصار ماسه فیروزکوه نامیده خواهد شد. در جدول (۳) مشخصات فیزیکی ماسه فیروزکوه ارائه شده است. مشخصات کامل‌تر این مصالح توسط بهادری [۲۴] و خطیبی [۲۳] گزارش شده است.

مصالح ژئوسینتتیک به کار رفته در این آزمایش‌ها برای مسلح کردن دیوار، دو نوع ژئوگرید A و B هستند. این ژئوگریدها که در ایران تولید شده‌اند، کاربرد غیر سازه‌ای دارند، ولی برای شباهت‌های مدلی از این مصالح استفاده شده است. همان طور که قبل از این ذکر شد، نسبت‌های تشابه باید رعایت شوند. وقتی ابعاد مدل نسبت به نمونه واقعی کوچک می‌شود، لازم است ژئوسینتتیک مورد استفاده نیز ضعیف‌تر از نمونه‌های واقعی باشد که در این تحقیق نیز این کار انجام شد. مقاومت کششی ژئوگرید A حدود ۲ کیلو نیوتن بر متر و ژئوگرید B حدود ۱/۴ کیلو نیوتن بر متر است. از نظر مقاومت بیرون‌کشیدگی طبق آزمایش‌های انجام شده، ضریب اصطکاک بین ژئوگرید و خاک مورد استفاده در این آزمایش‌ها در حالت استاتیکی در مورد ژئوگرید B، ۱/۴ برابر بیشتر از ژئوگرید A است. اندازه چشمه‌ها و ضخامت ژئوگریدها به اندازه یکدیگرند. اندازه چشمه‌ها برابر ۲*۲ میلیمتر و ضخامت ژئوگرید ۱/۱ میلیمتر است. این در حالی است که ژئوگرید B بافت برجسته و زبرتری دارد. در ضمن مقدار مدول الاستیک (E) ژئوگریدها به دلیل نبود ابزار استاندارد در ایران با اعمال نیروی کششی و اندازه‌گیری تغییر شکل با ابزار ساده‌تر اندازه‌گیری شده است که این مقدار برای ژئوگرید B, A به ترتیب ۴۰ و ۱۰ کیلو نیوتن بر متر در کرنش‌های مربوطه به دست آمده است.

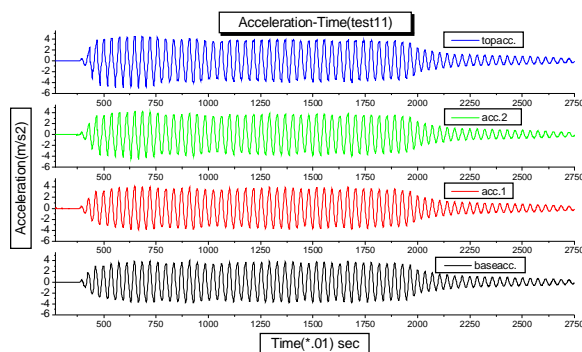
نظر گرفته شده است. در گروه ۳ عمق مدفون حذف شده و در گروه ۴ طول دو لایه بالایی به ۰/۹ هرتز افزایش یافته است، در گروه ۵ که همانند گروه ۴ است، نوع ژئوگرید از A به B تغییر یافته است.

نتایج آزمایش‌ها

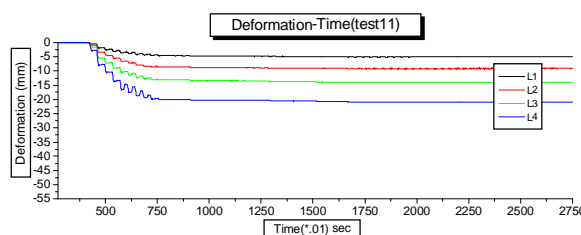
در این تحقیق ۱۱ آزمایش انجام و در این آزمایش‌ها

جدول ۴: خلاصه آزمایش‌های انجام شده.

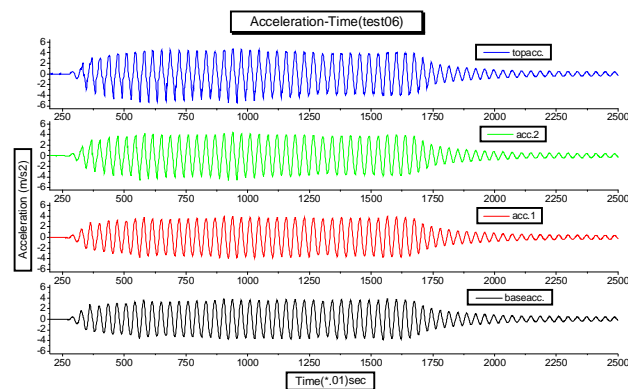
Group	Test No.	Geogrid properties			Soil Relative Density	Embedded Depth (mm)	Input Motion Characteristics
		Type	Length of two upper layers	Length of 4 down layers			
1	1	A	0.7H	0.7H	90%	60	Duration=8 sec A.I.A=3.11 m/s ²
	2	A	0.7H	0.7H	90%	60	Duration=18 sec A.I.A=3.78 m/s ²
2	3	A	0.7H	0.7H	50%	60	Duration=15 sec A.I.A=4.34 m/s ²
	4	A	0.7H	0.7H	50%	60	Duration=17 sec A.I.A=4.2 m/s ²
	5	A	0.7H	0.7H	50%	60	Duration=15 sec A.I.A=4.0 m/s ²
	6	A	0.7H	0.7H	50%	60	Duration=16 sec A.I.A=3.79 m/s ²
3	8	A	0.7H	0.7H	50%	ZERO	Duration=16 sec A.I.A=3.8 m/s ²
4	9	A	0.9H	0.7H	50%	60	Duration=15 sec A.I.A=4.0 m/s ²
	10	A	0.9H	0.7H	50%	60	Duration=11 sec A.I.A=3.75 m/s ²
5	11	B	0.9H	0.7H	50%	60	Duration=18 sec A.I.A=3.91 m/s ²



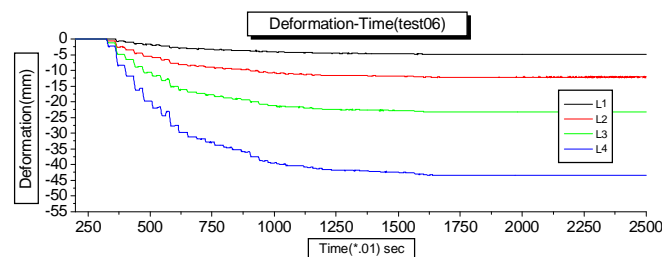
شکل ۳: تاریخچه زمانی شتاب - آزمایش ۱۱.



شکل ۴: تغییر شکل دیوار - آزمایش ۱۱.



شکل ۵: تاریخچه زمانی شتاب- آزمایش ۰۶.



شکل ۶: تغییر شکل دیوار- آزمایش ۰۶.

بحث

با توجه به نتایج آزمایش‌های مختلف بحث زیر ارائه می‌شود:

بزرگنمایی شتاب

در آزمایش ۰۱ و ۰۲ به دلیل تراکم بالای خاک (۹۰ درصد)، نخست تغییر مکان‌ها بسیار کم بودند و دوم بزرگنمایی شتاب در بیشترین حالت برابر ۱/۲۸ در تراز acc.1 و یعنی در قسمت شکم دیوار رخ داد. لازم به ذکر است که میانگین شتاب ورودی پایه 12 m/s^2 بوده است. این ضریب در بالای دیوار حدود ۱/۰ مشاهده شد. در مورد آزمایش‌های ۰۳ تا ۰۶ که دیوار خاک مسلح با خاک با تراکم ۵۰ درصد اجرا شده است، بزرگنمایی شتاب از پایین به بالا افزایش می‌یابد. در آزمایش ۰۳ شتاب در بالای دیوار به مقدار 8 m/s^2 نیز رسیده است که بزرگنمایی ۲/۲۸ را نشان می‌دهد و در آزمایش‌های ۰۴ و ۰۵ و ۰۶ این ضریب حدود ۱/۶ بوده است. (جزئیات بیشتر در مرجع [۱۰])

در آزمایش ۰۸ که عمق مدفون دیوار حذف شده نیز بزرگنمایی شتاب به طور تقریبی مانند آزمایش‌های ۰۴ تا ۰۶ بوده است. در آزمایش‌های ۰۹ و ۱۰ که ژئوگرید دو لایه

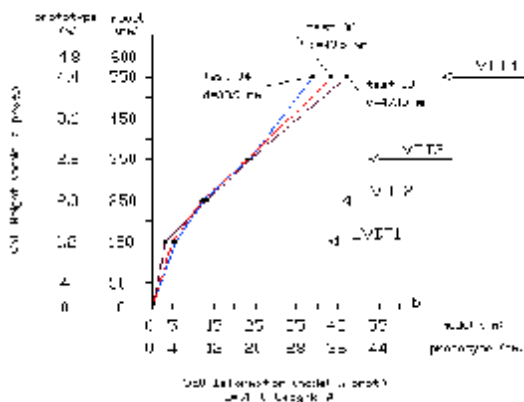
بالایی طولش به 0.9 H افزایش یافته است، بزرگنمایی در تاج کاهش یافته و از ۱/۶ به ۱/۲۵ رسیده و در آزمایش ۱۱ که اصطکاک بینابینی خاک و ژئوگرید بیشتر شد، بزرگنمایی اندکی کمتر و حدود ۱/۲ شده است. در ضمن مشاهده می‌شود که در ابتدای هر آزمایش که ماسه شل‌تر بوده است، ضریب بزرگنمایی شتاب بیشتر و پس از متراکم شدن^{۱۳} ماسه بعد از چند ثانیه ضریب بزرگنمایی کاهش یافته است. (در آزمایش ۰۶ در ابتدا از ۱/۶ به ۱/۱ در انتهای حرکت رسیده است). شتاب‌های acc.1 و Topacc. بر حسب شتاب پایه. Baseacc. برای تعدادی از آزمایش‌ها رسم شده‌اند که متراکم شدن ماسه و تأثیر آن بر بزرگنمایی مشاهده می‌شود که در شکل (۷) به عنوان مثال یک نمونه ارائه شده است.

در آزمایش ۰۶ ملاحظه شد که در ابتدای آزمایش بزرگنمایی در بالای دیوار زیاد و رفتار انعطاف‌پذیرتر است، ولی در انتهای آزمایش (ثانیه ۱۶-۱۴) رفتار به سختی گراییده و ثابت شده است، ولی رفتار در تراز acc.1 در ابتدا و انتها تا حدودی ثابت بوده و به صورت یک بیضی مایل است که خود نشان‌دهنده یک اختلاف فاز بین تراز پایه است. زیرا مقدار شتاب در حالتی که تراز پایه صفر است، در

تغییر شکل دیوار

در آزمایش‌های ۰۱ و ۰۲ که با خاک متراکم ساخته شده بودند، همان طور که گفته شد دیوار در تراز (یک سوم ارتفاع از کف، acc.1) به دلیل تشدید شتاب در این تراز دچار تغییر شکل بیشتری نسبت به بالای دیوار شد، ولی این تغییر شکل بسیار کم و حدود ۱ میلی‌متر بود. از طرف دیگر دستگاه ظرفیت وارد کردن شتاب‌های بالاتر برای مطالعه دقیق‌تر این نوع تغییر شکل‌ها را نداشت. بنابراین به این آزمایش‌ها اکتفا شد و قسمت اصلی مطالعه بر مطالعه تغییر شکل در سایر حالات متمرکز شد.

در آزمایش‌های سری دوم که شامل آزمایش‌های ۰۳ تا ۰۶ بوده است، تغییر شکل حداکثر دیوار در بالای آن به وقوع پیوست و حدود ۴۳/۵ میلی‌متر گزارش شد که اگر نسبت مدل را ۶ یا ۸ فرض کنیم، تغییر شکل واقعی به ترتیب ۲۶۱ میلی‌متر و ۳۴۸ میلی‌متر خواهد شد. این تغییر شکل‌ها در شکل (۹) آمده است. این نوع تغییر شکل در آزمایش‌های بتارست [۲۶] نیز دیده شده است.



شکل ۹: مقایسه تغییر شکل‌های دیوار در آزمایش‌های ۰۳ تا ۰۶.

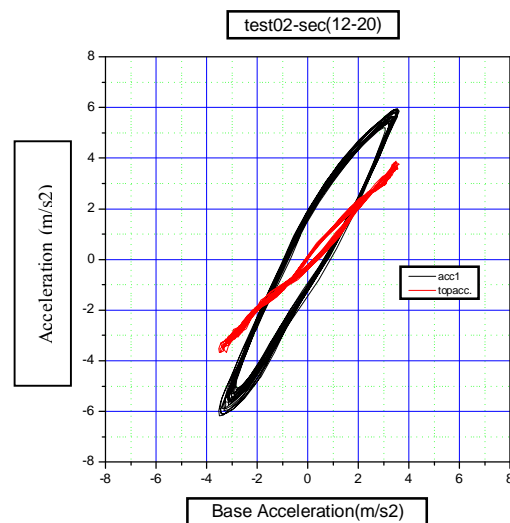
در آزمایش‌های سری سوم که اثر وجود عمق مدفون مورد مطالعه قرار گرفته است، مشاهده شد که در حالتی که خاک جلوی دیوار حذف شود، فقط بر تغییر شکل‌های پایین دیوار اثر بیشتری می‌گذارد و روی تغییر شکل‌های سایر ترازها اثر چندانی ندارد [۱۰]. این نوع رفتار در آزمایش‌هایی که توسط بتارست [۲۶] انجام شده، نیز دیده شده است.

الف) اثر افزایش طول ژئوگرید بر تغییر شکل

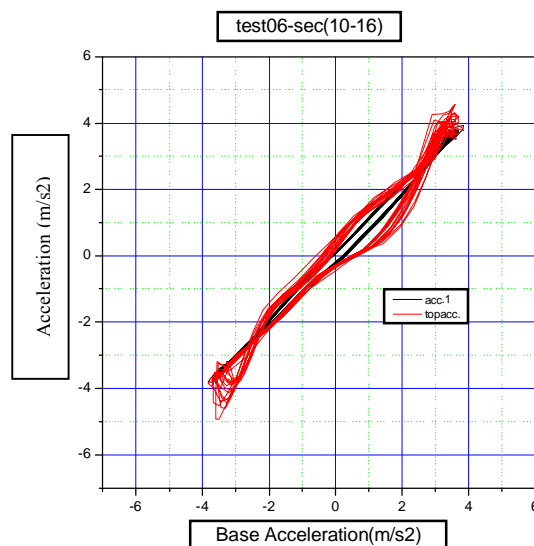
در آزمایش‌های سری چهارم در دو لایه بالا طول ژئوگرید نوع A از ۰/۷ هرتز به ۰/۹ هرتز افزایش یافته است

تراز acc.1 صفر نیست که ناشی از اختلاف فاز است. در آزمایش ۰۹ دیده شد ([۱۰]) که با زیاد کردن طول دو لایه ژئوگرید بالایی، مقدار بزرگ‌نمایی در ابتدای آزمایش و انتهای آزمایش در مقایسه با آزمایش ۰۶ در تراز بالای دیوار کمتر شده است. از مقایسه آزمایش ۰۶ و ۰۹ دیده شد که در مقادیر خاصی از شتاب پایه، بزرگ‌نمایی وجود داشته و در مقادیر خاص دیگری بزرگ‌نمایی کمتر از ۱ بوده است که نشان می‌دهد علاوه بر مشخصات دینامیکی خاک‌ها سطح شتاب وارده بر میزان تشدید تأثیر دارد.

در آزمایش ۱۱ دیده شد که با زیاد کردن اصطکاک بینابینی ژئوگرید و خاک باز هم سختی سیستم نسبت به آزمایش ۰۹ و ۱۰ افزایش، و بزرگ‌نمایی کمتر شده است.



شکل ۷: رفتار و بزرگ‌نمایی - آزمایش ۰۲ (ثانیه ۲۰-۱۲).

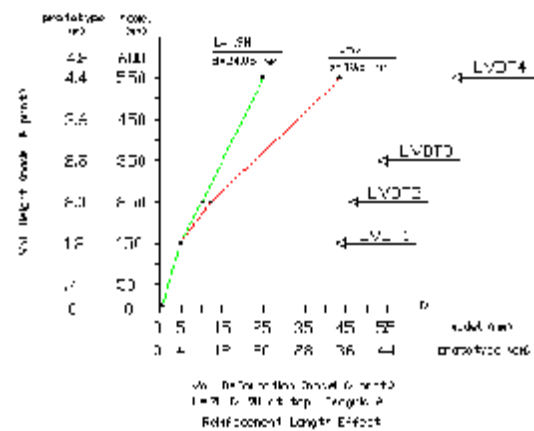


شکل ۸: رفتار و بزرگ‌نمایی - آزمایش ۰۶ (ثانیه ۱۶-۱۰).

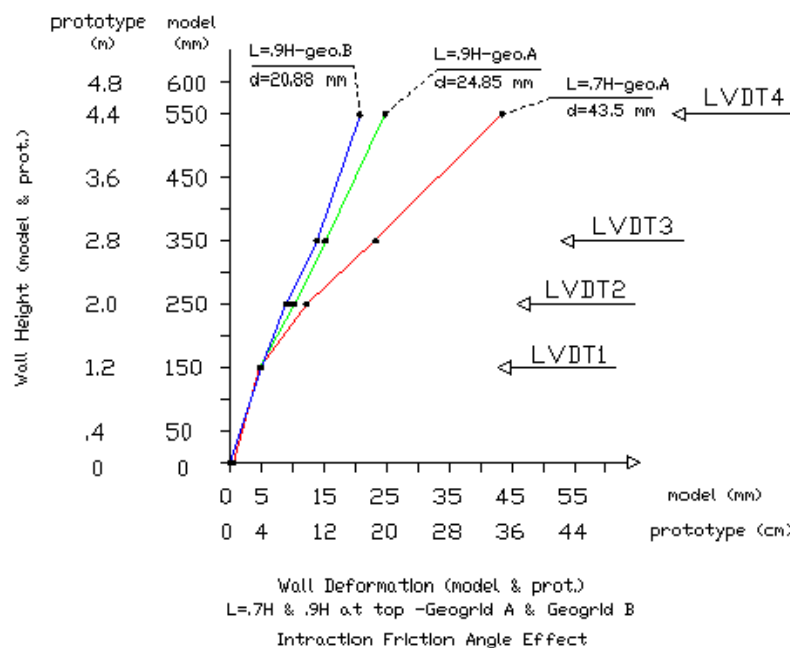
ب) اثر ضریب اصطکاک مسلح‌کننده بر تغییر شکل: در آزمایش‌های سری پنجم، هدف مطالعه، بررسی اثر اصطکاک بین خاک و ژئوگرید بوده است. در این آزمایش‌ها که مانند آزمایش‌های سری چهارم بوده‌اند، از ژئوگرید نوع B به جای نوع A استفاده شده است. همان طور که گفته شد، ژئوگرید نوع B مقاومت کششی برابر $1/4$ کیلو نیوتن بر متر و ژئوگرید A مقاومت کششی برابر 2 کیلو نیوتن بر متر دارد و سختی ژئوگرید B حدود 5 برابر کمتر از ژئوگرید A است. ولی مقاومت و ضریب اصطکاک بین خاک با ژئوگرید B، $1/4$ برابر بیشتر از ژئوگرید A است.

در این آزمایش‌ها مشاهده شد که تغییر شکل بالای دیوار از $24/85$ میلی‌متر به $20/88$ میلی‌متر کاهش یافت و این بدین معنی است که با وجود اینکه ژئوگرید B مقاومت کششی کمتر و سختی کمتر دارد، ولی به این دلیل که حالت گسیختگی از نوع بیرون کشیدگی است و سطح تنش و کرنش کم است، سختی و مقاومت کششی ژئوگرید تأثیر چندانی ندارد و در اصل ضریب اصطکاک بین خاک و ژئوگرید مهم است (شکل ۱۱). این رفتار بدین دلیل است که با افزایش ضریب اصطکاک، نیروی بیشتری لازم است تا سبب حرکت ژئوگرید شود و در نتیجه مقاومت بیرون کشیدگی افزایش می‌یابد و تغییر شکل‌ها کاهش می‌یابند.

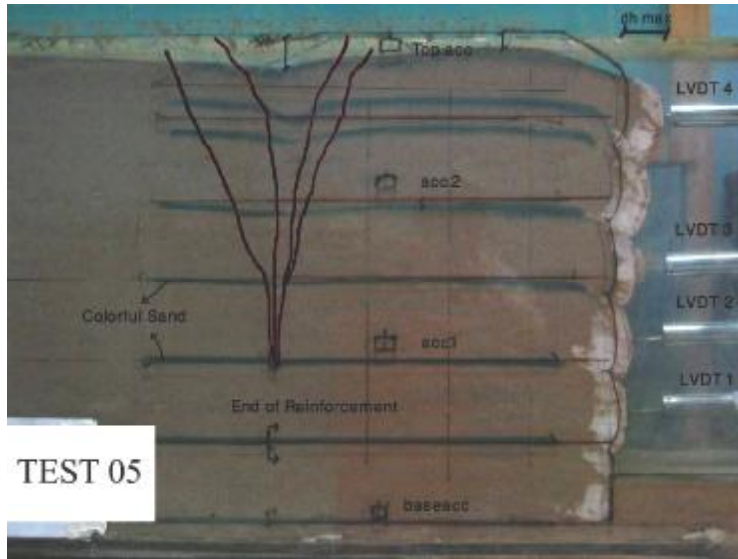
و در این حالت به وضوح مشاهده می‌شود که تغییر شکل‌ها به خصوص در بالای دیوار کاهش یافته‌اند و با توجه به اعداد مشاهده می‌شود که با افزایش طول مسلح‌کننده‌ها در دو لایه به مقدار $1/28$ ، تغییر شکل‌ها به میزان $0/57$ کاهش یافته‌اند و یا به زبان دیگر با افزایش طول ژئوگرید در دو لایه به میزان 30 درصد تغییر شکل‌ها 50 درصد کاهش یافته‌اند (شکل ۱۰). در واقع با افزایش طول ژئوگرید، ناحیه گسیختگی به عقب رانده می‌شود و مقاومت کششی خاک در قسمت مسلح‌شده افزایش می‌یابد و در نتیجه تغییر شکل‌ها کاهش می‌یابند. این نوع رفتار در آزمایش‌های نوواروسیگ و سیتار [۲۰] دیده شده است.



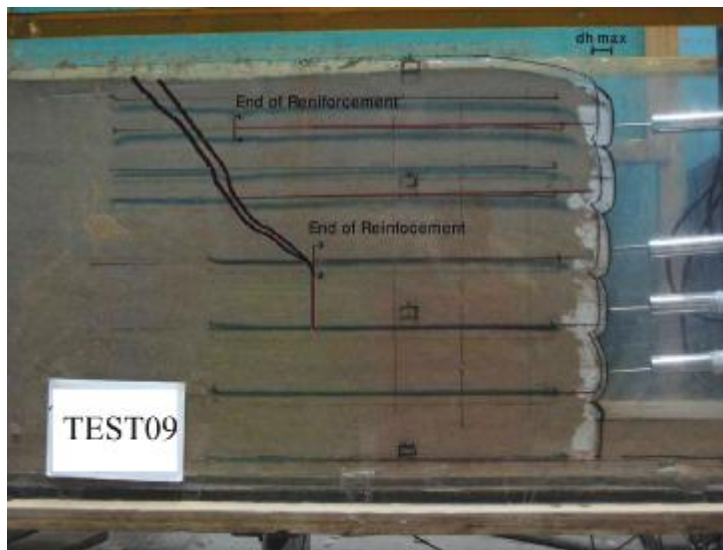
شکل ۱۰: اثر افزایش طول مسلح‌کننده بر تغییر شکل دیوار.



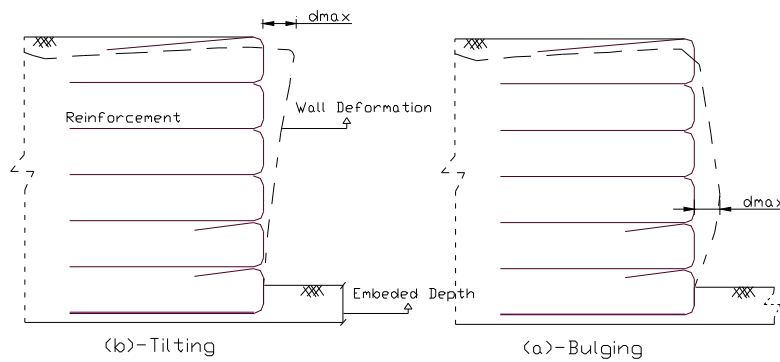
شکل ۱۱: اثر ضریب اصطکاک بین مسلح‌کننده بر روی تغییر شکل دیوار.



شکل ۱۲: گسیختگی در آزمایش ۰۵ و ناحیه گسیختگی بعد از اعمال بار هارمونیک.



شکل ۱۳: گسیختگی در آزمایش ۰۹ و ناحیه گسیختگی بعد از اعمال بار هارمونیک.



شکل ۱۴: حالات محتمل تغییر شکل دیوارهای مسلح خاکی -a تغییر شکل شکم گونه -b تغییر شکل طره ای.

مطالعات بیشتر می‌توان متغیری تعریف کرد که با توجه به مقدار آن، بتوان در مورد حالت تغییر شکل و در نتیجه کنترل آن اظهار نظر کرد.

نتیجه‌گیری

با توجه به تحقیق ارائه شده در این مقاله، نکات زیر در مورد رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاکی مسلح شده استنباط می‌شود.

۱- در آزمایش‌های با خاک متراکم، تغییر شکل‌ها اغلب در قسمت شکم دیوار مشاهده شد. در این آزمایش‌ها بزرگ‌نمایی در بالای دیوار تقریباً ۱ بوده، ولی در تراز پایین دیوار (یک سوم ارتفاع از کف، $acc.1$) بزرگ‌نمایی بیشتر از ۱ شده است، ولی در آزمایش‌هایی که با خاک نیمه متراکم با طول ژئوگرید ۰/۷ هرگز بوده‌اند، تغییر شکل‌ها به صورت طره‌ای مشاهده شد و بزرگ‌نمایی شتاب در بالای دیوار حتی به ۲/۲۸ نیز رسیده است.

۲- با حذف عمق مدفون، تغییر شکل پایین دیوار کمی افزایش یافته، ولی ناحیه گسیختگی به طور محسوس وسعت یافته و تغییر شکل‌های قائم افزایش یافته‌اند.

۳- با افزایش طول ژئوگرید نوع A از ۰/۷ هرگز به ۰/۹ هرگز در دو لایه بالایی، تغییر شکل‌ها به طور محسوس کاهش یافتند و همچنین بزرگ‌نمایی شتاب نیز از حدود ۱/۶ به ۱/۲۵ کاهش یافت. سطوح گسیختگی در این حالت بسیار محدود و کنترل شدند و به طور کلی در سطوح گسیختگی تنها یک برش موضعی مشاهده شد.

۴- در حالت استفاده از ژئوگرید B که ضریب اصطکاک بیشتر از نوع A داشت مشاهده شد، با اینکه ژئوگرید B مقاومت کششی کمتر از نوع A داشته، ولی تغییر شکل به طور محسوس کاهش یافته و ناحیه گسیختگی محدود و سختی سیستم افزایش یافته است. به طور کلی تأثیر مقاومت کششی ژئوگریدها در تغییر شکل‌ها هنگامی اهمیت پیدا می‌کند که حالت گسیختگی از حالت بیرون کشیدگی به تسلیم^{۱۴} ژئوگریدها تبدیل شود و در غیر این صورت در حالت بیرون کشیدگی، ضریب اصطکاک ژئوگریدها مهم است، نه مقاومت کششی آنها (آزمایش‌های ۱۰ و ۱۱).

مکانیسم گسیختگی دیوار

ناحیه گسیختگی مشاهده شده شامل دو ناحیه مجزا است. یکی ناحیه مرکزی که به طور کامل گسیخته شده و فرورفته است و دیگری مرز بین ناحیه مرکزی و خاک‌های گسیخته نشده است که تغییر شکل‌های کمتری داده‌اند. این گسیختگی‌ها در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) به تصویر کشیده شده‌اند.

در آزمایش ۰۸ ناحیه گسیختگی وسعت بیشتری داشته و تا لایه دوم از پایین به طور قائم پایین آمده است [۱۰]. در آزمایش ۰۹ با زیاد کردن طول ۲ لایه بالایی ناحیه گسیختگی به عقب رانده شده است و از لایه ۵ و ۶ به بعد گسیختگی به صورت یک برش مشخص بین ناحیه مسلح شده و خاک پشت آن دیده می‌شود که تا لایه سوم پیش رفته است (شکل ۱۳). در آزمایش ۱۰ و ۱۱ نیز وسعت ناحیه گسیختگی به طور محسوس کاهش یافته است، [۱۰] در لایه بالا گسیختگی به وقوع پیوسته و فقط تا لایه چهارم از پایین پیش رفته و در این آزمایش‌ها نیز همانند آزمایش ۰۹ گسیختگی برشی به وضوح دیده می‌شود.

الگوی عمومی تغییر شکل دیوار

با ترکیب بحث‌های انجام شده درباره جانمایی و همچنین اثر عوامل مختلف بر تغییر شکل دیوار می‌توان نتیجه‌گیری کرد که دیوارهای خاک مسلح با مشخصات و ارتفاع متعارف از دو الگوی کلی برای تغییر شکل پیروی می‌کنند: (a) تغییر شکل شکم‌دادگی، (b) تغییر شکل طره‌ای یا کج‌شدگی که در شکل (۱۴) به صورت قیاسی نشان داده می‌شود.

نوع تغییر شکل ایجاد شده بستگی به سختی نسبی دیوار و شدت بار دینامیکی دارد. اگر سختی دیوار کم باشد (خاک سست یا طول ژئوسینتتیک کوتاه و یا اصطکاک بینابینی کم بین خاک و مسلح‌کننده و یا ارتفاع نسبتاً بلند دیوار) و زلزله تا حدودی قوی باشد، حالت (b) بسیار محتمل بوده و در حالتی که دیوار سخت باشد (خاک متراکم یا طول ژئوسینتتیک بلند و یا اصطکاک بینابینی زیاد بین خاک و مسلح‌کننده) و زلزله تا حدودی ضعیف باشد، حالت (a) بسیار محتمل است. در حالات بینابینی بسته به مقدار هر عامل و میزان تأثیر آن، یکی از این حالات اتفاق می‌افتد که موضوع نیازمند تحقیق بیشتر است. به نظر می‌رسد که با

- ۵- شکل عمومی دیوار خاک مسلح تغییر شکل یافته در اثر زلزله می‌تواند به یکی از دو حالت کج‌شدگی و یا شکم دادن باشد. وقوع هر یک از این دو حالت کج‌شدگی یا شکم‌دادن بستگی به نوع لرزه و خصوصیات دیوار و رفتار دینامیکی دیوار و در واقع پاسخ دیوار در برابر زلزله دارد.

مراجع

- 1 - Behniya, K. (2003). Personal conversation.
- 2 - Shahgholi, M. (1999). *Horizontal slice method of seismic deformation analysis of reinforced soil walls*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr Fakher, A.
- 3 - Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P. (2001). "Horizontal slice method of analysis." *Geotechnique*. Vol, 51.No.10. PP. 881-885.
- 4 - Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P. (2002). "Closure of discussion by Lam and Li on Horizontal slice method of analysis." *Geotechnique*, Vol. 52, No.9, PP. 697-699.
- 5 - Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P. (2001). "Analysis of reinforced slopes and walls using Horizontal Slice Method." *Landmarks in Earth Reinforcement*, Ochiai et al. (eds) IS Kyshu 2001, Japan, Vol. 1, PP. 277-279.
- 6 - Nouri, H. (2003). *Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr. Fakher, A.
- 7 - Nouri, H., Fakher, A. and Jones, C.J.P.F. (2006). "Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24. No. 3, PP. 175-187.
- 8 - Fakher, A., Nouri, H. and Shahgholi, F. (2002). "Limit equilibrium in reinforced soil wall subjected to seismic load." *Proceeding of the Third Iranian Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*, Tehran, Vol 3, PP.281-286.
- 9 - Nimbalkar, S. S., Choudhury, D. and Mandal, J. N. (2006). "Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method." *Geosynthetics International*, Vol. 13, No. 3.
- 10 - Mirlatif, S.A., (2003), *Seismic study of reinforced soil walls with geogrid with shaking table model test (1-g)*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr. Ghalandarzadeh, A. & Dr. Fakher, A.
- 11 - Saber Mahani, M. (2010). *Experimental and analytical seismic deformation study on reinforced earth walls*, PhD. Thesis, University of Tehran, supervised by Dr. Ghalandarzadeh, A. & Dr. Fakher, A.
- 12 - Paulsen, S. B. (2002). *A numerical Model for Estimating Siesmic Displacements of Reinforced Steep Slopes*, M.S thesis, University of washington, Steven L. Kramer, S.L.(Advisor).
- 13 - Ghionna. (2002). "Full scale test on retaining wall with non-uniform Reinforcements." *7th Geosynthetic International Conference*.
- 14 - Guler E. and Hamderi, (2002). "FEM analysis of reinforced segmental retaining walls with cohesive and granular backfills." *Geosynthetic- 7th Conf*, Turkey.
- 15 - Hatami K. (1998). *Report on "Calibrated numerical simulation of response of soil retaining walls under static loading*, Royal Military College of Canada.
- 16 - Matsu O., Tsutsumi, T., Yokoyama, K. and Saito, Y. (1998). "Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls." *6th Geosynthetic International Conference*, Vol. 5, No. 1-2, PP. 97-126.

- 17 - Zorenberg, J. (1994). *Performance of Geotextile-Reinforced Soil structures*, Ph.D. thesis. University of California, Berkeley.
- 18 - Tatsuoka, F., Tateyama, M. and koseki. J. (1996). "Performance of soil retaining walls for railway embankments." *Soil and Foundation*, Vol. 45, No. 3. PP. 311-324.
- 19 – Roessing, L. N. and Sitar, N. (1998). "Centrifuge studies of the seismic Response of Reinforced soil slopes." *Third Geotechnical Engineering and soil Dynamic Conference*. Geotechnical special publication No. 75. ASCE. PP. 458-468. Seattle, Washington.
- 20 – Roessig, L N. and Sitar, N. (1999). "Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes." *Proceeding of the Second Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*. University of California. Berkeley.
- 21 - Fakher, A. and Jones, C.J.F.P. (2001). "When the bending stiffness of geosynthetic reinforcement is important." *Geosynthetics International Journal*, Vol. 8, No.5, PP. 445-640.
- 22 - Iai. S. (1989). "Similitude for shaking table tests on soil structures- fluid model in 1-g gravitational field." *Soils and foundations, JSSMFE*, Vol. 29, No. 1, PP. 105-118.
- 23 - Khatibi, A. (2002). *Seismic study on mat foundation and remedial measures against liquefaction on shaking table model tests*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr Ghalandarzadeh, A.
- 24 - Bahadori, H. (2002). *Cyclic behavior of saturated sands under extensional triaxial loading*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr Ghalandarzadeh, A.
- 25 - Haghighat, S. (2001). *The effect of total stress and lateral strain proportion on saturated undrained sandswith triaxial compression tests*, M.S thesis, University of Tehran, supervised by Dr Ghalandarzadeh, A.
- 26 - Bathurst R. J. and EL- Emam, (2002). "Shaking table model study on the dynamic response of reinforced soil walls." *Geosynthetic 7th Conf.*, Canada.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1-Progressive Failure
- 2-Performance Level
- 3-Tilting
- 4-Bulging
- 5-Facing
- 6-Tanata
- 7-Shaking Table 1-g
- 8-Centrifuge
- 9-Model
- 10-Prototype
- 11-Embedded Depth
- 12-Base
- 13-Densification
- 14-Yielding