



ارائه شده توسط:

سایت ترجمه فا

مرجع جدیدترین مقالات ترجمه شده

از نشریات معتبر

مدل های پیش بینی کننده عملکرد لرزه‌های دیوارهای خاک مسلح با ژئوسنتتیک

چکیده

در این مقاله نتایج مطالعه پارامتریک عددی نمونه با استایی /ازاد دیوارهای خاک مسلح شده با ژئوسنتتیک (GRS) تحت لرزه حرکت های واقعی در همه ی جهات آورده شده است. پارامترهای طراحی در این مطالعه در نظر گرفته شده اند عبارتند از (1) ارتفاع دیوار (2) زاویه ی خمیدگی دیوار (3) زاویه ی اصطکاک خاک (4) فاصله ی مسلح کننده (5) سختی مسلح کننده. قبل از مطالعات پارامتریک برای کاهش اثرات مرزی، اندازه ی مرزهای مدل اجزا محدودی (FEM) مورد بررسی قرار گرفت. نتایج مطالعه پارامتریک با مقادیر بدست آمده با استفاده از روش های طراحی تنش مجاز اداره بزرگراه فدرال (FHWA) مقایسه شد. این نتیجه بدست آمد که در روش FHWA بار کششی مسلح کننده در مقایسه با نتایج FEM زیاد برآورد شده است. با استفاده از نتایج FEM برای عملکردهای لرزه ای مختلف بر اساس چندین پارامتر طراحی که برای طراحی دیوارهای GRS ضروری بودند، معادلات چند متغییر رگرسیون بدست آمدند. به ویژه معادلات پیش بینی کننده جابه جایی افقی سطحی دیوار، نشست تاج دیوار و بار کششی مسلح کننده ارائه شد، معادلات پیش بینی کننده میتواند تخمینات اولیه عملکرد لرزه ای نمونه ایستای آزاد دیوارهای GRS را به ما بدهد.

●مقدمه

حالت عملی دیوار خاک مسلح شده با ژئوسنتتیک از روش طراحی تعادل محدود پیروی میکند (Eliaset, e.g., al, 2001). در تحلیل شبه استاتیکی دیوارهای GRS، تنها ضریب اطمینان مودهای مختلف شکست و یا ریزش دیوار را میتوان تخمین زد و تغییر شکل دیوار را نمیتوان بطور مستقیم از تحلیل شبه استاتیکی بدست آورد. این یک نقص متداول برای تمام تحلیلهای تعادل محدود می باشد. روشهای غیر مستقیمی برای بدست آوردن حرکت‌های افقی دیوار (یا پاسخ زمان-تغییر شکل سیستم دیوار) بوجود آمد تا با تحلیلهای پایداری لرزه‌ای توأم می باشد. روشی که اکثرا مورد قبول می باشد، روش بلوک لغزش نیومارک می باشد (Newmark).

1965). در روش جابه جایی دوبل انتگرال نیومارک که به سازه های دیوار حائل اعمال می شود، جابه جایی کل بصورت جابه جایی های غیر متقارن ترم بندی شده است، از آنجایی که جابه جایی دائمی تنها در یک جهت با هم جمع می شوند (جهت رو به بیرون). محاسبه جابه جایی بر اساس این فرض می باشد که جابه جایی جرم در حال حرکت به عنوان بلوک صلب پلاستیک با مقاومت برشی محرک در سطح لغزش محتمل می باشد. تغییر شکل دائمی بلوک پلاستیک صلب گفته می شود زمانی رخ می دهد که نیرویی که بر خاک اعمال می شود (هر دو نیروی استاتیکی و دینامیکی) بر مقاومت برشی موجود بر روی سطح لغزش محتمل غلبه کند. فرض می شود جابه جایی دائمی زمانی که شتاب زمین از شتاب بحرانی بیشتر شد جمع می شوند.

and Bathurst Cai (1996) سه لرزه که باعث مکانیزم لغزش در دیوارهای GRS می شود را شناسایی کردند که آنها عبارتند از 1) لغزش خارجی در طول پایه ی کل دیوار 2) لغزش داخلی در طول لایه ی مسلح کننده و در بین سطح ستون 3) برش سطح مشترک بلوک بین واحدهای سطحی ستون. جابه جایی ها با استفاده از روش بلوک لغزشی مرسوم بدست می آیند و هر دو ضریب شتاب افقی K_H و ضریب شتاب قائم K_V که برای محاسبه ی نیروهای دینامیکی محرک استفاده شده اند. فرض می شود که برای کل سازه دیوار ثابت باقی می ماند.

نیروی داخلی قائم فرض می شود که به سمت بالا باشد تا بحرانی ترین حالت برای ضریب اطمینان برای مکانیزم لغزش افقی بدست آید. روش بلوک لغزشی دیگری توسط Siddharthan et al (2004) پیشنهاد شد که بر اساس نتایج آزمایش سانتریفیوژ لرزه های دیوارهای زمین ثبت شده ی مکانیکی (MSE) بدست آمده است که برای پیش بینی جابه جایی دائم دیوار MSE تحت بارگذاری لرزهای، روش محاسباتی با چندین بلوک صلب-پلاستیک ایجاد شد. مکانیزم شکست شامل سه بلوک صلب و شامل سطح شکست دو خطی بود. دو بلوک بالایی مستطیلی بودند و بلوک پایینی مثلثی بود.

از طرف دیگر Ling et al (1996) مکانیزم گوه دو قسمتی پیشنهاد کرد که برای تعیین طول مسلح کننده بر اساس شکست مرکب یا شکست لغزش مستقیم دیوار قائم استفاده شد. مکانیزم گوه دو قسمتی بعدها برای تعیین لرزه ای که باعث جابه جایی دائم شیب تند مسلح شده بوسیله ی Ling et al (1996) و Leshchinsky (1997) در نظر گرفته شد. روش ارزیابی جابه جایی شبیه روش لغزش پایه ی پیشنهاد شده توسط Bathurst Cai and (1996a) بود که در آن ناحیه ی خاک مسلح به عنوان بلوک صلب-پلاستیک در نظر گرفته شده بود. جابه جایی سطح لغزش بلوک زمانی بوجود می آید که ضریب اطمینان لغزش مستقیم کوچکتر از واحد شود. Huang et al (2003) یک روش چندین گوه معرفی کرد (برای مثال روش سه گوه) تا سهم مولفه ی سطحی و نیروی مسلح کننده اتصال در سطح مشترک سطح خاکریز در ارزیابی جابه جایی های لرزه ای دیوارهای GRS را در نظر بگیرد، که مکانیزم سه گوه برای توصیف الگوهای سطح شکست مشاهده شده بسیار مناسب در نظر گرفته شده اند. روش سه گوه هر دو جابه جایی های افقی و قائم را با استفاده از تئوری بلوک لغزش نیومارک محاسبه می کند. Huang et al (2003) گزارش کرد که جابه جایی های محاسبه شده با استفاده از روش سه گوه با مقادیر اندازه گیری شده در زلزله chi chi تایوان قابل مقایسه می باشد.

روش دوبل انتگرال نیومارک برای برای یافتن زلزله های که باعث جابه جایی دائمی می شود نیازمند دانستن تاریخچه زمانی حرکت زمین می باشد. در غیاب تاریخچه زمان حرکت زمین چندین روش تجربی برای پیش بینی زلزله ای که باعث جابه جایی دائم ساختار زمین می شود ارائه شد (Whitman, e.g., and Liao, 1984; Bathurst Cai, 1996; Huang and Wu, 2006b; Anderson et al, 2008). تئوری بلوک لغزش نیومارک به عنوان پایه ی روش های تجربی ایجاد شده استفاده شد. که جابه جایی دائم کلی تعیین شده بوسیله ی روش دوبل انتگرال نیومارک منطبق با پارامترهای حرکت زمین ورودی مانند شتاب ماکزیمم زمین، سرعت ماکزیمم زمین و نسبت شتاب، بحرانی می باشد.

پاسخ لرزه‌های دیوار GRS می‌تواند بوسیله آزمایشات مدل فیزیکی یا مطالعه مدلسازی عددی تعیین گردد. اگرچه آزمایش پاسخ لرزه‌های دیوارهای GRS با استفاده از انجام آزمایشات فیزیکی فول اسکیل با انواع مختلف خاک و مسلح کننده تحت بارهای مختلف زلزله غیر اقتصادی می‌باشد، بنابراین روش اقتصادی تر و عملی تر برای آزمایش پاسخ لرزه‌های دیوارهای GRS انجام مطالعه مدلسازی عددی خواهد بود. که در آن ابزارهای عددی نیازمند معتبرسازی از طریق آزمایشهای مدل فیزیکی تحت شرایط کنترل شده خوب می‌باشد. مرور شبیه سازی عددی عملکرد لرزه ای سازه‌های GRS در Lee et al (2010) آورده شده است.

این مطالعه برای انجام آزمایشهای عملکرد لرزه‌های نمونه ایستایی آزاد دیوارهای GRS با فاصله مسلح کننده یکنواخت و طول مسلح کننده ثابت تحت تکانهای لرزه ای چندین جهته واقعی با استفاده از شبیه سازی عددی می‌باشد. ابزارهای عددی معتبرسازی شده با قابلیت پیش بینی اثبات شده برای انجام مطالعه پارامتریک مورد استفاده قرار گرفت که پارامترهای طراحی همانند ارتفاع دیوار، زاویه ی خمیدگی دیوار، زاویه ی اصطکاک خاک، فاصله ی مسلح کننده و سختی مسلح کننده ارزیابی شد. نتایج مطالعه پارامتریک عددی با مقادیر روش طراحی تنش مجاز تعیین شده اداره بزرگراه هوایما (FHWA) مقایسه شد (Elias et al, 2001) و تفاوت‌های بین این دو مشخص شد.

نتایج پارامتری عددی داده‌های مورد نیاز برای ایجاد معادلاتی برای پیش بینی عملکرد لرزه‌های را فراهم می‌کند. معادلات پیش بینی کننده برای جابه جایی های افقی دیوار سطحی، نشست تاج دیوار و بار کششی مسلح کننده با استفاده از تحلیل رگرسیون چند متغیر بوجود آمدند. معادلات پیشگو می‌تواند تخمینات اولیه ی عملکرد لرزه‌های در تحلیلهای اولیه دیوارهای GRS نمونه ایستای آزاد را به ما بدهد.

2 مدل سازی عددی

برنامه ی کامپیوتری DYNA-LS اجزا محدودی غیر خطی برای تحلیلهای عددی انتخاب شدند (Hallquist, 1998). DYNA-LS می‌تواند برای تغییر شکلهای بزرگ و پاسخ دینامیکی اجسام و سازه ها

مورد استفاده قرار گیرد. این برنامه از روشهای متفاوت مرکزی مجزا برای جمع کردن معادلات حرکت در زمان استفاده می کند. المان های در دسترس شامل ۴گره تترایدرون، ۸ گره المانهای جسم، ۲ گره المانها تیر، ۳ و ۴ گره المانهای پوسته، ۸ گره المانهای پوسته ضخیم و اجسام صلب می باشند. LS-DYNA شامل مدل های مصالح ساخته شده بسیاری می باشد تا گستره ی وسیعی از رفتار مواد شامل الاستیسیته، پلاستیسیته، کامپوزیتها، تاثیرات دمایی و وابستگی به نرخ را شبیه سازی کند. همچنین LS-DYNA شامل توانایی اتصال سطح مشترک میباشند. با استفاده از الگوریتم اثر اتصال می توان مسایل اتصال مانند لغزش اصطکاکی با انفصال و انسداد، تماس تک سطح، اندرکنش مکانیکی مطلق بین اجسام مستقل و در بسترهای زیرین با کاربرد قالبگیری فلزی را حل کرد.

اساسا معتبر سازی یک برنامه کامپیوتری نیازمند مقایسه ی نتایج محاسبه شده و داده های اندازه گیری شده از آزمایش مدل فیزیکی می باشد. آزمایشهای میز لرزه ای که توسط Ling et al (2005) انجام گرفت به عنوان آزمایشات معتبرسازی انتخاب شد. از آنجایی که مدل هایی با مقیاس کامل می باشد و جزئیات توصیفات خاکریز، مسلح کننده و خواص سطح مشترک را شامل می شود. مصالحی که برای انجام اعتبار سازی مورد استفاده قرار گرفت شامل بلوک های سطحی، پلی استرین گسترش یافته (EPS)، مسلح کننده های ژئوگرید و خاکریز می باشد. بلوک بتنی سطحی و صفحات پلیاسترین بصورت مصالح الاستیک خطی شبیه سازی شدند. صفحات EPS در انتهای جلو و پشت قسمت انتهایی مدل های میز لرزه ای مقیاس کامل به عنوان میراگر قرار میدهند. چگالی P صفحات EPS، بر اساس مصالح نوع ۱ ASTM c 15,575 kg/m³ میباشد. مدول برشی ماکزیمم EPS حدودا 2.76 MPA میباشد. با نسبت پواسون ۰,۴ و مدول یانگ E، EPS، 7.72 Mpa محاسبه شد. بلوک سطحی با خواص الاستیک بتن معمولی (E=2320 kg/m³ 25=Gpa v=0.15) میباشد. مسلح کننده ژئوگرید و خاک توسط مدل پلاستیک-کینماتیک و مدول ژئولوژیکال شبیه سازی شده اند که به ترتیب جزئیات این مدل در بخش مشخصات مصالح پایین ارائه شده است.

بدست آمده های شبیه سازی LS-DYNA و کیفیت شبیه سازی در گزارش شده است. به عنوان مثال شکل ۱ مقایسه ی تاریخچه زمان جابه جایی های محاسبه شده و اندازه گیری شده برای یک دیوار آزمایش را نشان می دهد. بر اساس بدست آمده های معتبرسازی به این نتیجه رسیده شده که سطح مشترک قوی یا با اطمینان بالا برای پاسخ های که مطابقت نزدیک دارند پیش بینی شده است. مانند جابه جایی های افقی دیوار و فشار جانبی زمین با استفاده از مدل کالیبره شده. تغییر پذیری در داده اندازه گیری شده نشان از وجود بعضی تفاوت مقایسه ای می باشند. با برنامه ی کامپیوتری اعتبار سازی شده، پیش بینی ها را می توان با سطح مشترک قوی انجام داد. رابطه بین اعتبار سازی و پیش بینی مربوط به مسائل ژئوتکنیکی در بحث شده است. قابل ذکر است که پیش بینی نمیتواند با دقت یک سیستم پیچیده های که معتبر سازی شده است را نشان دهد و به جای آن دقت با توجه به مقادیر مقایسه ای پیشین می باشد.

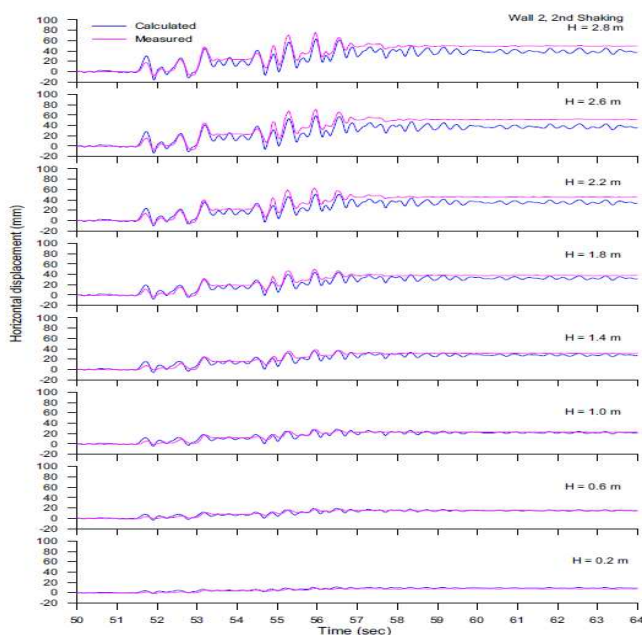


Fig. 1. Comparison of wall face displacement time histories in validation assessment.

شکل 1

2.1 حرکت های ورودی زمین

مجموعاً 20 زلزله ضبط شده برای مطالعه پارامتریک انتخاب شد و زلزله های ضبط شده از دیتابیس قوی حرکت (<http://peer.berkeley.edu/smcat>) مرکز تحقیقات مهندسی زلزله آرام (PEEP) بدست آمدند. داده های زلزله برای مطالعه پارامتری بر اساس شتاب افقی ماکزیمم (PHA) که به عنوان پارامترهای اصلی طراحی لرزه ای دیوارهای GRS می باشد، انتخاب شدند. PHA انتخاب شده محدودهای بین 0.114g تا 0.99g دارد.

20 مورد ثبت شده همگی حرکات آزاد میدانی با ابزارهای قرار داده شده در سطح زمین بدست آمده اند. مشخصات ژئوتکنیکی زیر سطحی برای 20 عدد ثبت شده بصورت پروفایل های سطحی تا عمق دسته بندی می شوند. پارامترهای حرکت زمین (شامل دوره تناوب، شتاب ماکزیمم با سرعت ماکزیمم و جابه جایی ماکزیمم) در زلزله های ثبت شده در جدول ۱ خلاصه شده. همچنین در جدول یک نوع گسل و مقدار لنگر M_w هر زلزله ثبت شده را نشان می دهد. زلزله ثبت شده انتخابی با استفاده از برنامه های کامپیوتری BAD (Converse and Brady, 1992) برای حذف دریافت های محتمل تصحیح می شود. مقادیر ماکزیممی که در جدول ۱ نشان داده شده است بر اساس مقادیر اصلاح شده می باشد. قابل ذکر است دیکانولوشون زلزله های ثبت شده از سطح زمین تا سطح مدل عددی در مطالعه پارامتریک انجام نگرفت از انجایی که عمق تا سطح مدل، سطحی در نظر گرفته شد (یعنی کمتر از ۷ متر) تغییرات شتاب ماکزیمم قائم (PVA) با PHA برای ۲۰ زلزله ی ثبت شده در شکل ۲ نشان داده شده است. همان گونه که در شکل ۲ نشان داده شده اکثر زلزله های ثبت شده بین شیب های $H1:V1$ و $H:V1.3$ می باشند. ۳ تا از زلزله های ثبت شده PVA بیشتر از PHA دارند. نوع گسل همراه با هر یک از زلزله های ثبت شده نیز در شکل ۲ نشان داده شده است. در سه زلزله PVA بیش از PHA با گسل معکوس همراهند.

Table 1
Ground motion parameters of the 20 earthquake records.

No.	Earthquake	PEER record		Date	Duration (s)	Peak acc.		Peak velocity		Peak disp.		Fault type	M_w
		ID	File			Hor. (g)	Vert. (g)	Hor. (cm/s)	Vert. (cm/s)	Hor. (cm)	Vert. (cm)		
1	Duzce, Turkey	P1557	1062-N	1999/11/12	30.02	0.114	0.093	11.08	7.66	9.28	8.04	Strike-Slip	7.1
2	Oroville	P0115	D-EBH000	1975/08/08	13.65	0.168	0.073	3.07	1.67	0.17	0.06	Normal	4.7
3	Kobe, Japan	P1054	SHI090	1995/01/16	35.03	0.212	0.059	27.90	6.40	7.71	2.57	Strike-Slip	6.9
4	Coyote Lake	P0149	G03140	1979/08/06	26.815	0.229	0.160	28.75	5.18	4.86	1.26	Strike-Slip	5.7
5	Kobe, Japan	P1054	SHI000	1995/01/16	35.03	0.243	0.059	37.76	6.40	8.86	2.57	Strike-Slip	6.9
6	Coalinga	P0346	H-Z14000	1983/05/02	40.02	0.282	0.097	40.85	11.38	8.10	4.11	Reverse	6.4
7	Northridge	P0887	ARL090	1994/01/17	40.04	0.344	0.552	40.44	17.73	15.06	8.54	Reverse	6.7
8	Loma Prieta	P0736	G03090	1989/10/18	30.01	0.367	0.338	45.00	15.02	20.26	9.03	Reverse-Oblique	6.9
9	Loma Prieta	P0745	CLS090	1989/10/18	30.01	0.479	0.455	45.11	17.65	11.26	7.12	Reverse-Oblique	6.9
10	Northridge	P0883	ORR360	1994/01/17	40.04	0.514	0.217	52.04	12.29	15.52	5.22	Reverse	6.7
11	Cape Mendocino	P0810	RIO360	1992/04/25	36.04	0.549	0.195	41.90	10.54	19.74	7.04	Reverse	7.1
12	Northridge	P0883	ORR090	1994/01/17	40.04	0.568	0.217	51.82	12.29	8.86	5.22	Reverse	6.7
13	Loma Prieta	P0745	CLS000	1989/10/18	30.01	0.644	0.455	55.29	17.65	10.62	7.12	Reverse-Oblique	6.9
14	Kobe, Japan	P1056	TAZ000	1995/01/16	38.02	0.694	0.433	67.80	34.76	30.91	11.92	Strike-Slip	6.9
15	Chi-Chi, Taiwan	P1461	TCU095-N	1999/09/20	60.015	0.712	0.255	49.39	22.02	26.95	19.20	Reverse-Oblique	7.6
16	Northridge	P1020	SPV270	1994/01/17	24.44	0.753	0.467	84.47	33.02	18.70	9.74	Reverse	6.7
17	Northridge	P1005	RRS228	1994/01/17	14.96	0.838	0.852	166.02	50.63	28.07	11.96	Reverse	6.7
18	Northridge	P1023	SCS142	1994/01/17	40.01	0.897	0.586	102.20	34.59	45.12	25.67	Reverse	6.7
19	Chi-Chi, Taiwan	P1532	WNT-E	1999/09/20	50.015	0.958	0.311	68.60	34.16	32.08	16.70	Reverse-Oblique	7.6
20	Northridge	P0935	TAR360	1994/01/17	40.04	0.990	1.048	77.17	73.46	30.21	21.66	Reverse	6.7

جدول 1

2.2 مشخصات خاک

خاک های دانه ای در مطالعه پارامتریک در نظر گرفته شده اند. زاویه اصطکاک ϕ^* دارای اهمیت بالایی در توصیف رفتار مصالح دانه ای دارد، بنابراین به عنوان پارامتر اصلی برای ایجاد دیگر خواص فیزیکی می باشد. سه مقدار انتخاب شده برای ϕ^* ، ۳۲، ۳۶ و ۴۰ درجه میباشد. خواص فیزیکی مصالح دانه ای با استفاده از ϕ^* استفاده شده بر اساس منابع مختلف ایجاد شدند ((Peck et al., 1974; Mayne and Kulhawy, 1990; a,b1986,NAVFAC و در جدول ۲ خلاصه شده اند. چگالی نسبی D_r میتواند با ترم های درصد یا تراکم نسبی (RC) بر اساس رابطه ی پیشنهاد شده توسط Lee and Singh (1971) ، $RC = 80 + 0.2 \times D_r$ بیان می شود. که D_r بصورت درصد بیان می شود. مقادیر RC برای سه خاک در جدول ۲ آورده شده است. قابل ذکر است با اینکه خاک $\phi' = 32^\circ$ دارای RC ۸۹ درصد می باشد. در این مطالعه پیشنهاد نمی شود که تراکم خاک تا RC ۸۹ درصد انجام گیرد. که در کارهای عملی RC ۹۵ درصد می باشد. مقادیر RC در جدول ۲ صرفا محدوده ی محتمل بر اساس روابط انتشار یافته را نشان می دهد.

Table 2
Physical properties of soils used in parametric study.

ϕ' (°)	N (blows/0.3 m)	D_r (%)	γ_d (kN/m ³)	USCS	w (%)	γ_m (kN/m ³)	ρ (kg/m ³)	RC (%)
32	16	44	16.2	SP	16.5	18.9	1926.6	89
36	30	65	18.5	SW	12.5	20.8	2120.3	93
40	45	80	20.9	GP	12.5	23.5	2395.5	96

جدول 2

2.2.1 پارامترهای مقاومت مدل کپ در مطالعه پارامتریک

خاک بوسیله ی مدل کپ ژئولوژیکی نشان داده شده است. مدل کپ در تنش صفحه ای $\sqrt{J_2}:I_1$ قرار دارد که I_1 نامتغییر اول تانسور تنش و J_2 نامتغییر دوم تانسور تنش انحرافی می باشد (شکل ۳). مدل کپ شامل سطح تسلیم ثابت f_1 و کپ تسلیم f_2 می باشد. سطح تسلیم ثابت f_1 به عنوان سطح تسلیم در نظر گرفته می شود که ناحیه ی بالای سطح تسلیم غیر قابل قبول می باشد. رابطه f_1 در اصل توسط DiMaggio and Sandler (1971) بیان شد و بعدها توسط Sture et al (1979) اصلاح شد که در زیر آورده شده است:

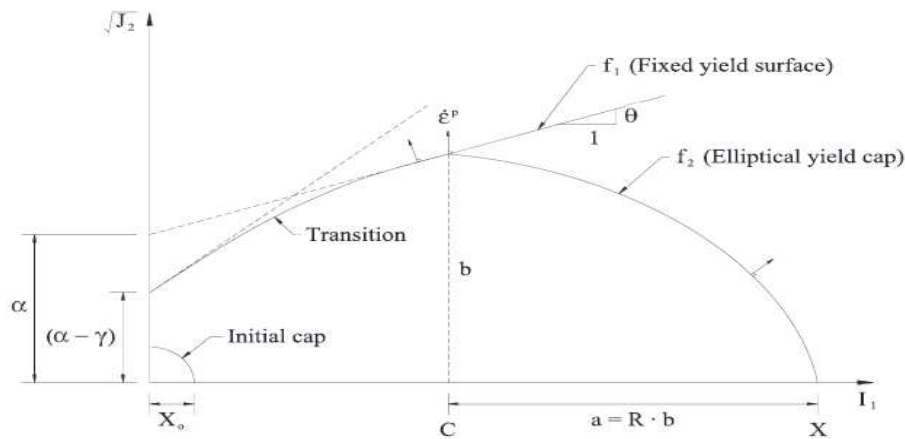


Fig. 3. Schematic of geologic cap model.

شکل 3

$$f_1 = \sqrt{J_2} + \gamma e^{-\beta I_1} - \theta I_1 - \alpha = 0 \quad (1)$$

که α, β, γ و θ پارامترهای مصالح هستند. گپ تسلیم f_2 یک سطح تسلیم در حال حرکت است. کپ تسلیم در حال حرکت از شکل یک بیضی پیروی می کند و بصورت زیر بیان می شود.

$$f_2 = R^2 J_2 + (I_1 - C)^2 = R^2 b^2 \quad (2)$$

که در آن R فاکتور شکل را ترم بندی می کند که نسبت محور بزرگتر به محور کوچکتر بیضی می باشد و $Rb = (X - C)$ است که X مقدار L در نقطه تقاطع کپ تسلیم و محور L میباشد. C مقدار L در مرکز بیضی می باشد و b مقدار $\sqrt{J_2}$ وقتی $I_1 = C$ میباشد. X پارمتر سخت شونده است که تغییر در اندازهی سطح تسلیم در حال حرکت و مقدار تغییر شکل پلاستیک را کنترل میکند و X وابسته به کرنش حجمی پلاستیک ϵ_V^p از طریق رابطه ی زیر می باشد.

$$X = -\frac{1}{D} \ln \left(1 - \frac{\epsilon_V^p}{W} \right) + X_0 \quad (3)$$

که D, W و X_0 پارامترهای مصالح می باشند، که W کرنش حجمی پلاستیک نهایی را نشان می دهد، D نشان دهنده نرخ کرنش پلاستیک حجمی کل و X_0 تعیین کننده تغییر شکل پلاستیک حجمی اولیه تحت شرایط بارگذاری هیدرواستاتیک می باشد (Zaman et al, 1982)، X_0 همچنین می تواند به عنوان فشار هیدرواستاتیک پیش تحکیمی در نظر گرفته شود. حالت تنش داخل سطح تسلیم به این صورت در نظر گرفته می شود که رفتار الاستیک از خود نشان دهد. توصیف مدل کپ به همراه دیگر مدل های تشکیل دهنده ژئولوژیکی تحت شرایط بارگذاری عمومی بوسیله ی Sture and Ko (1981) ظاهر شده است.

دو پارامتر مقاومت مورد نیاز مدل کپ ژئولوژیک α و θ هستند که موقیت سطح تسلیم ثابت شده f_1 را بدست می دهد. استفاده از معیار تسلیم دراکر-پراکر و مطابقت نصف النهاری فشاری معیار موهر-کلمب و پارامترهای مقاومت α و θ می تواند با رابطه ی زیر به c' و ϕ' نسبت داده شود:

$$\alpha = \frac{6c' \cos \phi'}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi')} \quad (4)$$

$$\theta = \frac{2 \sin \phi'}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi')} \quad (5)$$

حداقل مقدار c' 3KN/m⁵ برای هر سه خاک در مطالعه وازامتریک فرض می شود. مقدار کم c' برای فراهم کردن پایداری عددی در طول محاسبات اجزا محدودی، اضافه می شوند. ضریب نمایی پوش گسیختگی مدل کپ γ و نمای β فرض می شوند که برابر صفر است بنابراین f_1 نیز همان ترم معیار گسیختگی دراکر پراکر را به خود می گیرند. پارامترهای مقاومت مدل کپ برای هر سه خاک در جدول ۳ خلاصه شده است.

Table 3
Cap model parameters for the three soils of parametric study.

Parameter	$\phi' = 32^\circ$	$\phi' = 36^\circ$	$\phi' = 40^\circ$
Bulk modulus, K_t (MPa) (see Fig. 4)	Vary with p	Vary with p	Vary with p
Shear modulus, G (MPa) (see Fig. 4)	Vary with p	Vary with p	Vary with p
Failure envelope parameter, α (kPa)	5.9	5.8	5.6
Failure envelope linear coefficient, θ	0.2477	0.2814	0.3149
Failure envelope exponential coef., γ	0	0	0
Failure envelope exponent, β (kPa) ⁻¹	0	0	0
Shape factor, R (see Lee et al., 2010)	Vary with p	Vary with p	Vary with p
Hardening law exponent, D (see Fig. 4)	Vary with p	Vary with p	Vary with p
Hardening law coefficient, W	0.0401	0.0277	0.0189
Hardening law exponent, X_0 (kPa)	0	0	0

جدول 3

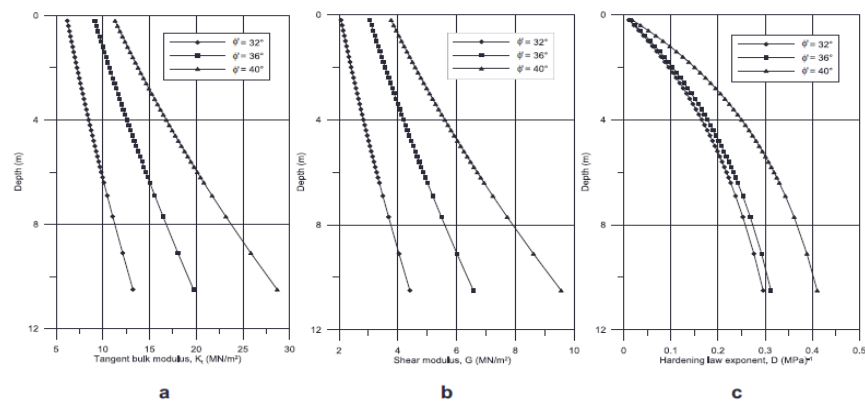
2.2.2 پارامترهای سخت شونده مدل کپ در مطالعات پارامتریک

تعیین پارامترهای سخت شوندگی مدل کپ مورد نیاز برای معادله ی ۳ پیرو روشی است که قبلا توسط Lee et al (2010) فراهم شده است. پارامترهای سخت شونده بر اساس چگالی نسبی D_r هر سه خاک فرض شده ایجاد می شود. پارامترهای سخت شونده مدل کپ برای هر سه خاک در جدول ۳ خلاصه شده است. پارامترهای مورد نیاز برای تعیین میانگین تنش وابسته به متغیرهای نظیر K_t , G و D برای هر سه خاک در جدول ۴ خلاصه شده است. تغییرات متغیر وابسته به تنش میانگین K_t , G و D با ارتفاع برای هر سه خاک در جدول ۴ نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۴ مشخص است پاسخ غیر خطی با افزایش ارتفاع برای متغیرهای وابسته تنش میانگین مشاهده شده است. تغییرات R با میانگین تنش در Lee et al (2010) آورده شده است.

Table 4Parameters for finding mean stress dependent variables K_t , G , and D for the three soils of parametric study.

Parameter	$\phi' = 32^\circ$	$\phi' = 36^\circ$	$\phi' = 40^\circ$
Relative density, D_r (%)	44	65	80
Initial tangent bulk modulus, K_t (kPa)	6089	8982	11,049
Asymptotic total volumetric strain, $(\varepsilon_v)_{asy}$	0.0445	0.0307	0.0209
Ultimate total volumetric strain, $(\varepsilon_v)_{ult}$	0.0423	0.0292	0.0199
Ultimate tangent bulk modulus, $(K_t)_{ult}$ (MPa)	2436	3593	4419
Ultimate elastic volumetric strain, $(\varepsilon_v^e)_{ult}$	0.0021	0.0015	0.001
Ultimate plastic volumetric strain, $(\varepsilon_v^p)_{ult} = W$	0.0401	0.0277	0.0189

جدول 4

**Fig. 4.** Variation of (a) tangent bulk modulus K_t , (b) shear modulus G with depth, (c) hardening law exponent D with depth.

شکل 4

منحنیهای تنش کرنش از آزمایش سه محوری با استفاده از مدل تک المانی تحت شرایط بارگذاری متقارن محوری بدست آمده اند. مدل تک المانی در ابتدا تحت فشردگی هیدرواستاتیکی σ_3 (یا میانگین تنش p) قرار میگیرد و سپس تنش انحرافی $\Delta\sigma$ بر آن اعمال می شود. شرایط بارگذاری سازگار با آزمایش فشردگی سه محوری متداول تحکیم یافته زهکشی شده می باشد. شکل ۵ نشان دهنده منحنی های تنش کرنش سه خاک با فشار محبوس یکسان 70 kPa می باشند. پاسخ تنش کرنش سختتری برای خاک هایی با $\phi' = 40^\circ$ مشاهده شده است و در طول برش، خاک $\phi' = 40^\circ$ انقباض کمی در کرنش های حجمی از خاک

دارد. این الگو با رفتار خاک واقعی با این تصور که پاسخ سخت تر با مقاومت خاک بالا همراه می باشد سازگاری دارد.

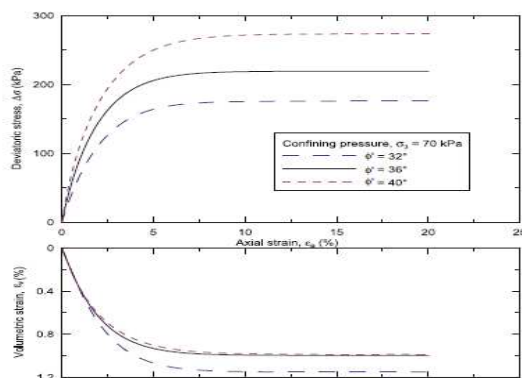


Fig. 5. Triaxial compression stress-strain curves of three granular soils at confining pressure of 70 kPa.

شکل 5

2.3 مشخصات مسلح کننده ژئوسنتتیک

سه مسلح کننده ژئوسنتتیک برای مطالعه پارامتریک تعبیه شده اند. پاسخ های بار کششی-کرنش ژئوگرید بر اساس نتایج آزمایش های بار کششی ژئوگرید مختلف همان گونه که در شکل ۶ نشان داده شده است بدست آمدند. و بنابراین سه ژئوگرید بر اساس مشخصات سختی آنها ترم بندی شد. مقاومت بالای ژئوگرید پاسخ بار کششی-کرنش نزدیک کران بالایی را نشان می دهد و ژئوگرید مقاومت پایین بازتاب دهنده پاسخ بار کششی-کرنش نزدیک به کران پایین می باشند. ژئوگرید با مقاومت متوسط نیز پاسخ متوسط بار-کرنش را دارد. فرض شده هر سه ژئوگرید ضخامت ثابت 1.5 mm دارند. ژئوگریدها بوسیله ی مدل های کینماتیک-پلاستیک شبیه سازی شده اند، که پاسخ تنش کرنش ۲ خطی را نشان می دهد.

تشریح مدل تنش کرنش دوخطی در Lee et al (2010) آورده شده است. شیب منحنی بار کششی کرنش نشان دهنده مدول ها (برای مثال مدول یانگ E یا مدول تانژانت E_t) صفحات ژئوگرید می باشد. بار کششی بصورت واحد نیرویی بر واحد عرض مسلح کننده بیان می شود. بطور معکوس مدول ها با تقسیم شیب منحنی

بار کششی-کرنش بر ضخامت ژئوگرید محاسبه می شوند. بطور مشابه به تنش تسلیم σ_y برای مدل دوخطی با تقسیم بار کششی تسلیم بر ضخامت ژئوگرید بدست می آیند. پارامترهای مدل برای ۳ ژئوگرید در جدول ۵ خلاصه شده است. قابل ذکر است که هیچ معیار تسلیمی در مدل کینماتیک-پلاستیک ایجاد نشده است. بنابراین هیچ گسیختگی ژئوگریدی نمی تواند رخ دهد. بار کششی مسلح کننده در کرنش ۵٪، $(T_{5\%})$ از آنجایی که $T_{5\%}$ برای مشخصات تولید شده به سهولت در دسترس است (e.g., IFAI, 2011)، به عنوان نشان دهنده مشخصه سختی انتخاب شد. مقادیر $T_{5\%}$ برای سه ژئوگرید انتخاب شده در این مطالعه در شکل ۶ نشان داده شده است.

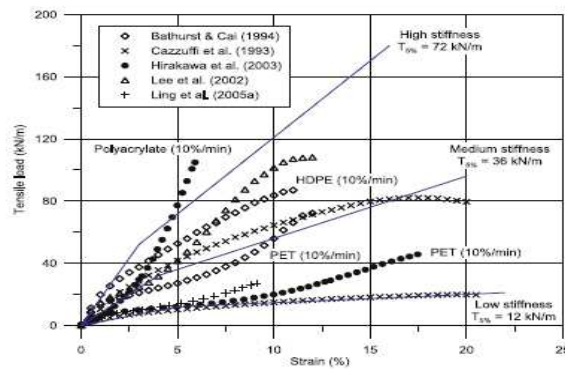


Fig. 6. Comparison of tensile load test results between idealized geogrids and typical geogrids Bathurst and Cai, 1994; Cazzuffi et al., 1993; Hirakawa et al., 2003; Lee et al., 2002.

شکل 6

Table 5
Plastic-kinematic model parameters for geogrid reinforcements.

Parameter	High stiffness	Medium stiffness	Low stiffness
Density, ρ (kg/m ³)	1030	1030	1030
Young's modulus, E (MPa)	1155.6	533.3	190
Poisson's ratio, ν	0.3	0.3	0.3
Yield stress, σ_y (MPa)	34.7	21.3	8
Tangent modulus, E_t (MPa)	656.4	266.7	35.6

جدول 5

2.4 گسترش ابعاد مدل

نمونه ایستایی آزاد دیوار GRS برای مطالعات پارامتریک در نظر گرفته شد. مدل ها در مطالعه پارامتری بر اساس ابعاد تعریف شده در شکل ۷ ایجاد شدند. طول زمین حائل شده پشت جسم خاک مسلح شده تا آن سوی صفحه ی شیب مقاوم استاتیکی تئوری گسترش یافته است. بطور مشابه طول خاک پی جلوی دیوار تا آن سوی صفحه ی شیب مقاوم استاتیک ناشی از مرز کم باقیمانده مدل گسترش یافته است. اندازه مرزهای کناره مدل به منظور حداقل کردن سطح تماس بین مرز مدل و شکل محتمل سطح های لغزش انتخاب شده است. برای مقایسه ی وسعت مدل های عددی با سایر مطالعات تحقیقاتی در جدول ۶ خلاصه شده است.

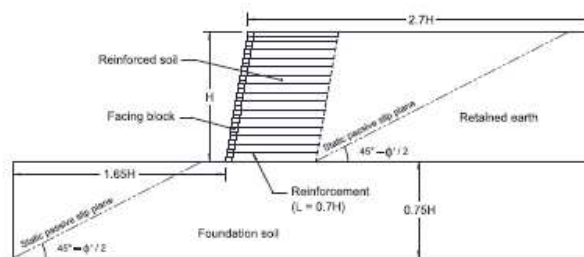


Fig. 7. Numerical model dimensions adopted in the parametric study.

شکل 7

Table 6
Summary of numerical model boundary extents from wall facing adopted by various researchers (H = wall height).

Reference	Numerical model boundary extent from wall facing		
	Front of wall	Back of wall	Foundation depth
Bathurst and Hatami (1998)	$0.375H$	$6.667H$	$0.167H$
Hatami and Bathurst (2000)	$0.272H$	$6H$	$0.111H$
Ling et al. (2005b)	$1.667H$	$3.38H$	$0.5H$
Liu et al. (2011)	$1.875H$	$3.125H$	$0.625H$
Rowe and Ho (1998)	–	$2.5H$	–
Rowe and Skinner (2001)	$1.263H$	$1.863H$	$1.263H$
This study	$1.65H$	$2.7H$	$0.75H$

جدول 6

عمق خاک پی ۰,۷۵ ارتفاع دیوار انتخاب شد که حداقل گمانه مورد نیاز برای بررسی زیرزمینی می باشد (etal Arman, 1997). بعدها فرض شد که بستر مناسب زیر خاک پی قرار می گیرد. حداقل عمق خاک پی سازگار با فرض اینکه دیوار در منطقه ی مناسب قرار گرفته، جایی که خاک های پی پارامتریک که ممکن است مقاومتش را وقتی در معرض بارهای زلزله ای که وجود ندارد قرار گیرد، می باشد (soils liquefiable, e.g). سطح آب زیرزمینی فرض شده که در زیر خاک پی قرار دارد و سطح آب زیر زمینی در عمق پایین تاثیری بر عملکرد لرزه ای دیوار ندارد.

در مطالعات پارامتریک، خاک دانه ای به عنوان خاک ریز برای خاک مسلح فرض می شود. بعلاوه فرض شده که مصالح محل برای ساخت دیوار استفاده شده است. بنابراین همه ی خاک شامل خاک مسلح شده، زمین حائل و خاک پی رفتار مشابه ی خواهند داشت. تنها یک نوع خاک برای هر مدل عددی دیوار تعیین شده است. اثر اندازه جانبی مرزهای کناری قائم بر روی پاسخ لرزه ای دیوار GRS ارزیابی شده است. ارزیابی برای ارتفاع ۶ متر، خمیدگی ۱۰ درجه سطح دیوار، فاصله ی مسلح کننده ۰,۴ و $\phi' = 36^\circ$ انجام گرفت. عمق خاک پی در 0.75 ارتفاع دیوار ثابت نگه داشته شد در حالی که اندازه ی مرزهای قائم کناری به مقادیر ۰,۵ تا ۱,۵ برابر اندازه پیشنهاد شده تغییر یافت. سه مدل تحت همان لرزه زلزله نرتریج (090ORR, 0883P, 12, i.e., No) با شتابهای افقی و قائم ماکزیمم 0.568 g و 0.217 g قرار گرفت. جابه جایی ماکزیمم افقی محاسبه شده در شکل ۸ نشان داده شده است. همانگونه که در شکل نشان داده شده، مدلی با ۰,۵ برابر اندازه پیشنهاد شده حداقل جابه جایی افقی را تجربه کرده و مدلی که ۱,۵ برابر اندازه مدل پیشنهاد شده را داشت جابه جایی افقی بزرگتری را تجربه کرده است. بنابراین تغییرات جابه جایی افقی بین اندازه پیشنهاد شده و ۱,۵ برابر پیشنهاد شده مینیمم می شود.

نتایج نشان می دهد که تداخل مرزهای کناری قائم بر روی پاسخ مدل با فاصله از اندازه پیشنهاد شده مرزهای کناری قائم کاهش می یابد. اندازه مرز پیشنهاد شده به مقدار کافی در نظر گرفته شده و در مطالعه پارامتریک انتخاب شد.

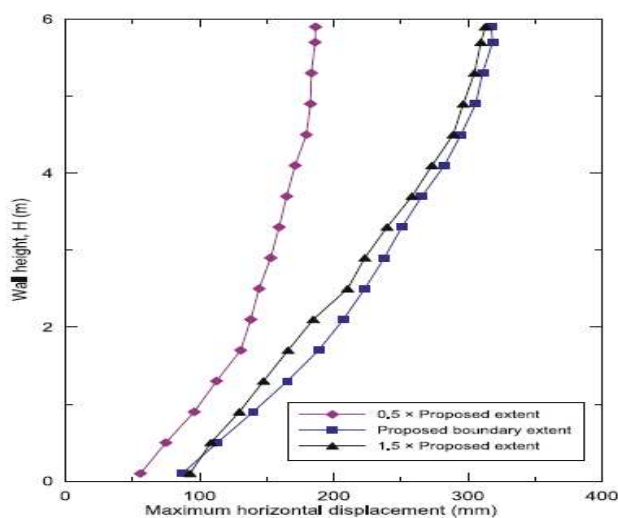


Fig. 8. Effect of lateral boundary extent on wall displacement.

شکل 8

3. برنامه مطالعه پارامتریک

پیشنهادات مطالعه پارامتریک آزمایش پارامترهایی که می تواند بر پاسخ های لرزه ای دیوارهای GRS تاثیر بگذارد و تعیین وسعت تاثیری که یک پارامتر خاص می تواند بر پاسخ های لرزه ای داشته باشد، بود. پارامترهای در نظر گرفته شده شامل (1) ارتفاع دیوار (H) (2) زاویه ی خمیدگی دیوار (ω) (3) زاویه ی اصطکاک خاک (ϕ) (4) فاصله ی مسلح کننده (S_v) و (5) سختی مسلح کننده $T_{5\%}$ می باشد. این پارامترها ویژگی های اولیه و مولفه های ساخت دیوار GRS می باشند. که همچنین به عنوان اصلی ترین پارامتر برای طراحی این چنین سیستم دیوار در نظر گرفته می شود. برنامه مطالعه پارامتریک در شکل 9 نشان داده شده است. مجموعاً 11 مدل برای مطالعه پارامتریک ایجاد شده است.

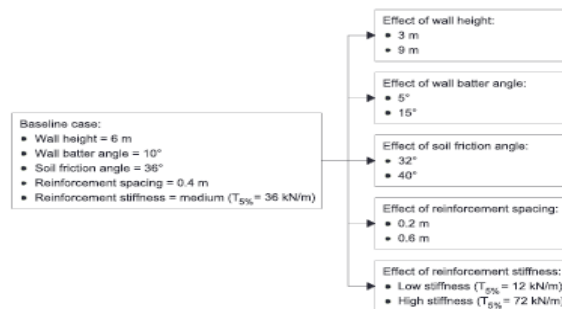


Fig. 9. Parametric study program.

شکل 9

برای هر پارامتری که آزمایش شده بیس لاین کیس برای کمترین و بیشترین مقدار انجام گرفت. مقادیر پارامترهای انتخاب شده برای دیوار GRS ایستای آزادی که هندسه دیوار ساده دارند، می باشد. ابعاد بلوک سطحی معمول انتخاب شد که عرض و ارتفاع بلوک 0.2 و 0.3 متر فرض شد. برای همه ی ۱۱ مدل، طول مسلح کننده یکسان 0.7 برابر ارتفاع دیوار، همچنان که نسبت 0.7 در راهنمای طراحی FHWA پیشنهاد شده است انتخاب شد. همچنین نسبت 0.7 ممکن است برای مقرون به صرفه ترین سیستم دیوار نیز به تسلیم نرسد. پیش بینی شده که کاهش زیاد این نسبت ممکن است منجر به ناپایداری دیوار شود و عملکرد عکس از خود نشان دهد.

روش مدل سازی مطالعه پارامتریک مشابه روش توضیح داده شده در Lee et al (2010) می باشد. همانند روش معتبر سازی، مدل های عددی پارامتریک تحت شرایط کرنش صفحه ای تحلیل شدند. دو نوع المان برای مجذا کردن مدل های عددی وجود دارد. بلوک های سطحی، خاک مسلح، زمین حائل و خاک پی با ۸ گره المان های صلب تنش ثابت مجذا شدند. مسلح کننده ژئوگرید با ۴ گره المان های پوششی Tsay-Belytschkoe مجذا شده است و یک نقطه ادغام در المان پوسته اختصاص داده شده است. که اجازه مقاومت خمشی را ندارد.

مدل عددی میتواند به عنوان آزمایش میز لرزه مقیاس کامل در نظر گرفته شود. مشابه آزمایش میز لرزه، مصالح سپری که خواص مشابه مصالح EPS را دارند در جلو و پشت مدل قرار داده شده اند. همچنین مصالح EPS با المان های صلب نیز مدل شدند.

در مدل های عددی جاذبه به عنوان بار جرمی شبیه سازی شده است و در ابتدای تحلیل اعمال می شود (i.e). *onmethod-turn gravity*. بار جرمی فرم تابع پله ای به خود می گیرد و در شتاب جاذبه ثابت در طول بارگذاری لرزه ای قرار می گیرد. قابل ذکر است که یک دوره s 12 بعد از اعمال نیروی جاذبه قبل از آغاز بارگذاری لرزه ای برای استهلاک مدل و رسیدن به شرایط *quasistatic* تحمل شد. بارگذاری لرزه ای با تعیین تاریخچه زمان شتاب افقی و قائم برای گره های مرزهای کناری قائم و گره ها در بیس مدل شبیه سازی شد. یک دوره s 12 دیگر نیز در انتهای بارگذاری زلزله برای برگرداندن مدل به حالت پایدار پایدار اضافه شد.

برخورد سطح مشترک ها بین دو قسمت مشخص مدل تعیین شد. با شامل شدن ضخامت مسلح کننده ژئوگرید در مدل، ناسازگاری المان در خاکریز در انتهای لایه ی ژئوگرید اتفاق افتاد. اتصال های محکم سطح به سطح برای دوختن المان های ناسازگار خاکریز استفاده می شود. سطح مشترک اتصال با ضریب اصطکاک μ تعریف می شود و μ برای اتصالات با خاک با استفاده از $\mu = 2/3 \cdot \tan \phi'$ بدست می آید. مقادیر μ انتخاب شده برای مطالعه پارامتریک در جدول ۷ آورده شده است. قابل ذکر است که هیچ اتصال مکانیکی برای متصل کردن بلوک سطحی و مسلح کننده استفاده نشده است. اتصال فقط بر اساس مقاومت اصطکاکی سطح مشترک می باشد.

Table 7
Summary of coefficient of friction for contact interfaces.

Contact	$\phi' = 32^\circ$	$\phi' = 36^\circ$	$\phi' = 40^\circ$
Concrete-soil	0.42	0.48	0.56
Concrete-concrete	0.5	0.5	0.5
Geogrid-concrete	0.5	0.5	0.5
Geogrid-soil	0.42	0.48	0.56
EPS-soil	0.42	0.48	0.56

جدول 7

به عنوان مثال، هندسه مدل و مکانی که عملکردها برای مدل اولیه ثبت می شود در شکل 10.a نشان داده شده است و مش اجزا محدودی متناظر در شکل 10.b نشان داده شده است. قابل ذکر است عمق embentment در پای دیوار در نظر گرفته نشده است. حداقل عمق embentment دیوار در روش طراحی 0.5 FHWA پیشنهاد شده است. پایداری مدل دیوار انتظار می رود اگر عمق embentment (جای گیری) در مدل داخل شود افزایش یابد. نتایج بدون در نظر گرفتن embentment، بسیار محافظه کارانه تر خواهد بود.

شکل 10

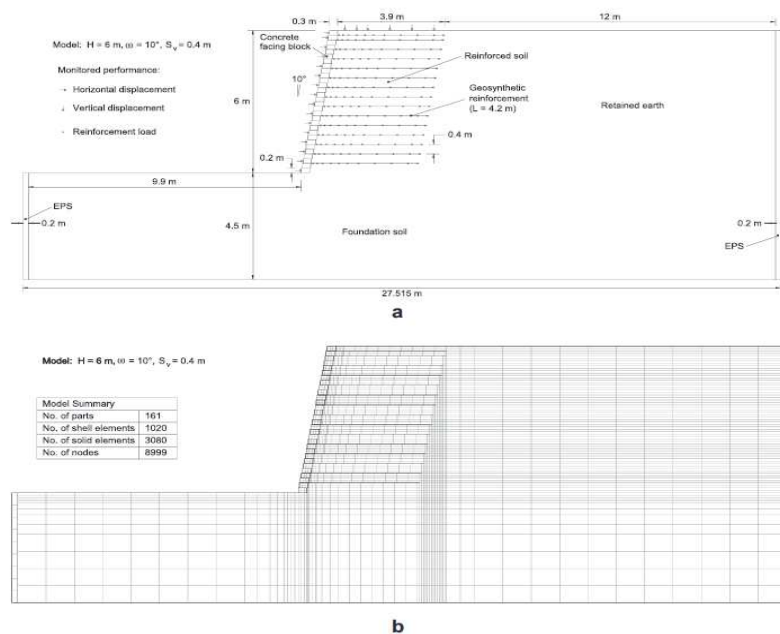


Fig. 10. Configuration of the 6 m wall with (a) dimensions and materials and (b) finite element mesh of model.

4. نتایج مطالعه پارامتریک

نتایج مطالعه پارامتریک از طریق روش استاتیکی برای تعیین رابطه ی بین عملکرد لرزه ای نمونه ی ایستای آزاد دیوارهای GRS و پارامترهای طراحی مختلف، تحلیل شدند. تحلیل رگرسیون خطی چند متغیره برای تعیین معادلات پیش بینی عملکرد لرزه ای انجام گرفت. تحلیل رگرسیون از تکنیک تطابق منحنی (fitting-curve) استفاده کرد که بهترین تطابق معادلات پیش بینی با استفاده از روش کمترین مربعات بر اساس دادههای مدل

اجزا محدود در دسترس بدست آمد. راه حل کمترین مربعات نیازمند مجموع مربعات انحراف مقادیر پیش بینی شده از مقادیر واقعی مشاهده شده می باشند. در این مطالعه 7 پارامتر طراحی شامل 1) شتاب افقی ماکزیمم PHA 2) شتاب قائم ماکزیمم PVA 3) ارتفاع دیوار H 4) زاویه خمیدگی دیوار ω 5) زاویه اصطکاک موثر خاک ϕ' 5) فاصله ی مسلح کننده S_v و 7) سختی مسلح کننده $T_{5\%}$ به عنوان متغیرهای مستقل (یا متغیرهای پیشگو) در نظر گرفته شده اند. متغیرهای وابسته، عملکرد لرزه ای محاسبه شده FEM مانند 1) جابه جایی افقی ماکزیمم Δ_h : 2) نشست ماکزیمم تاج Δ_v و 3) بار کششی ماکزیمم مسلح کننده T_{total} می باشند.

نتایج نشان می دهد که تمام عملکردهای لرزه ای رابطه ی غیر خطی با پارامترهای طراحی PHA نشان می دهد. از رفتار مصالح غیر خطی داده شده، اندرکنش سطح تماس و الگوی بارگذاری پیچیده شبیه سازی شده در مدل عددی، پاسخ غیرخطی انتظار می رود. پاسخ های غیر خطی مشاهده شده میتواند براحتی توسط یک تابع نمایی توصیف شود. به عنوان مثال مناسب خواهد بود که لگاریتم طبیعی عملکرد لرزه ای را گرفت و به عنوان مقادیر متغیرهای وابسته در تحلیلهای رگرسیون خطی چند متغیره قرار داد. معادله رگرسیون خطی چند متغیره با متغیرهای وابسته تغییر شکل یافته بصورت زیر تعریف می شود:

$$\ln(Y) = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + b_4X_4 + b_5X_5 + b_6X_6 + b_7X_7 \quad (6)$$

که Y : متغیر وابسته، $\ln(Y)$ متغیر وابسته تبدیل یافته، X_1, X_2, \dots, X_7 متغیرهای مستقل، b_0 ثابت و b_1, b_2, \dots, b_7 ضرایب رگرسیون می باشند. معادله 6 میتواند با ترمهای پارامتر طراحی بصورت زیر بیان شود:

$$\ln(Y) = b_0 + b_1PHA + b_2PVA + b_3H + b_4\omega + b_5\phi' + b_6S_v + b_7T_{5\%} \quad (7)$$

معادلات پیش بینی شده که یک تابع نمایی است با گرفتن معکوس لگاریتم طبیعی معادله ی 7 بدست می آید:

$$Y = \exp(b_0 + b_1\text{PHA} + b_2\text{PVA} + b_3H + b_4\omega + b_5\phi' + b_6S_v + b_7T_{5\%}) \quad (8)$$

نمای معادله پیشگو شامل ترکیب خطی از تغییرهای مستقل با ضرایب نتیجه شده از تحلیل رگرسیون می باشند. نتایج تحلیل رگرسیون شامل مقادیر R^2 ، برای عملکرد لرزه‌های پیش بینی شده دیوارهای GRS در جدول 8 خلاصه شده است. واحدهای پیش بینی PHA, PVA, H , ω , ϕ' , S_v و $T_{5\%}$ بترتیب g, g, متر، درجه، درجه، متر و m/kN می باشد. معادلات پیش بینی بدست آمده با استفاده از تابع نمایی از آن جایی که تقاطع با صفر، تابع نمایی را نقض می کند، از مرکز عبور نمی کند. استفاده از تابع نمایی ناچار مقادیر حدی پاسخ در مقادیر کم PHA را به ما می دهد. اگر چه ضرایب نمایی ناچار مقادیر حدی پاسخ در مقادیر کم PHA را به ما می دهد. اگر چه ضرایب نمایی حاکی از نتایج FEM با محدود دهی شرایط ارزیابی شده در مطالعه پارامتریک در نظر گرفته شده است.

Table 8
Summary of constant and regression coefficients from the multiple regression analysis [$Y = \exp (b_0 + b_1\text{PHA} + b_2\text{PVA} + b_3H + b_4\omega + b_5\phi' + b_6S_v + b_7T_{5\%})$].

Response Y	Constant b_0	Regression coefficients							R^2
		b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	
Δ_h (mm)	2.900	4.578	0.330	0.251	-0.0192	-0.0434	0.0553	-0.00239	0.710
Δ_v (mm)	1.397	3.056	0.380	0.272	-0.0222	-0.0246	0.6102	-0.00909	0.727
T_{total} (kN/m)	0.748	1.158	0.437	0.185	-0.0109	-0.0209	1.194	0.0153	0.854

جدول 8

4.1 تاثیرات ارتفاع دیوار

سه ارتفاع دیوار 3، 6 و 9 متر در مطالعات پارامتریک ارزیابی شده اند. پاسخ های لرزه ای جابه جایی افقی ماکزیمم و بار کششی مصلح کننده برای هر سه ارتفاع دیوار در اشکال 11 و 12 مقایسه شده اند. همچنان که در اشکال نشان داده شده است، واضح است که تمام پاسخ های لرزه ای با افزایش ارتفاع دیوار در هر دو نتایج FEM و مقادیر تحلیل FHWA افزایش می یابد. قابل ذکر است که منحنی های رگرسیون نشان داده شده

در مقایسات با فرض PVA 1/3 برابر PHA به منظور نشان دادن گرایشات معادلات پیش بینی، محاسبه شده اند.

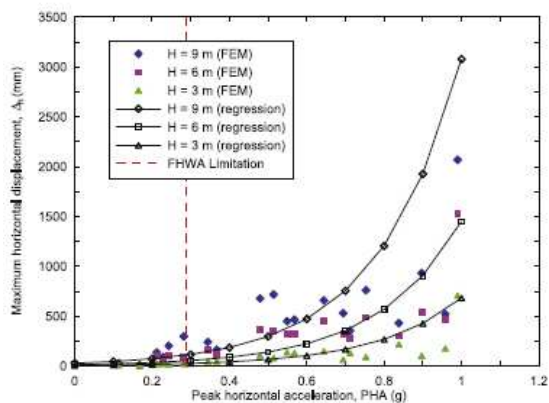


Fig. 11. Effect of wall height on maximum horizontal displacement.

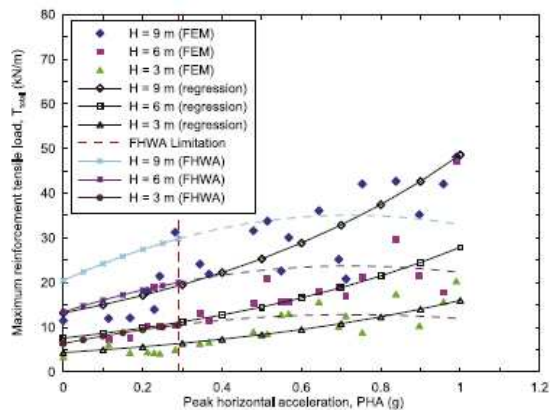


Fig. 12. Effect of wall height on maximum reinforcement tensile load.

شکل 11

شکل 12

همان گونه که در منحنیهای رگرسیون شکل 11 و 12 نشان داده شده، نرخ افزایش پاسخ ها برای ارتفاع دیوار 9 متر بزرگتر از دیوارهای 3 متر میباشد. این بیان می کند که دیوارهای بلند برای PHA بالا مستعدتر از دیوارهای کوتاه می باشند. کانتورهای جابه جایی افقی در انتهای تحلیل ها برای دیوار 9 متر اعمالی بر شدید ترین بارگذاری لرزه ای 20 زلزله ثبت شده (TAR360, P0935, i.e., No. 20) در شکل 13 ارائه شده است.

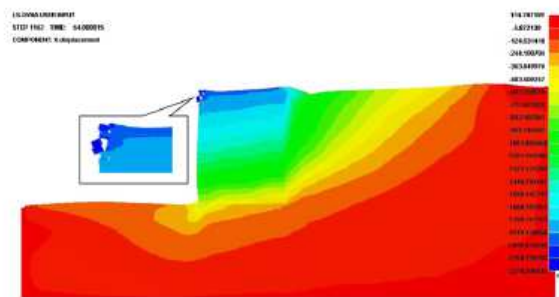


Fig. 13. Contours of horizontal displacement at end of analysis with Northridge Earthquake (No. 20, P0935, TAR360) of model: $H = 9\text{ m}$, $S_v = 0.4\text{ m}$, $\omega = 10^\circ$, $\phi = 36^\circ$, $T_{5\%} = 36\text{ kN/m}$.

شکل 13

قسمت بالایی دیوار جابه جایی افقی بزرگتری نسبت به قسمت پایینی دیوار تجربه کرده است. بعلاوه جرم خاک مسلح شده بصورت کامل در جهت افقی تبدیل یافته و تمایل به جدا شدن از خاک حائل دارد. واژگونی بلوک های سطحی بالای دیوار برای دیوارهای 9 متری در لرزه های انتهایی زلزله با PHA، 0.990 g قریب الوقوع می باشد. اگر مسلح کننده موجود نباشد دیوار 9 متری ممکن است با واژگونی بلوک های سطحی گسیخته شود. قابل ذکر است که گوه های گسیختگی را می توان در کانتورهای جابه جایی شکل 13 مشاهده کرد. و الگو سازگار با دو قسمت گوه گسیختگی مشاهده شده در آزمایش مدل فیزیکی می باشد (Koseki, et al., 1998; Matsuo et al., 2006). با توجه به فرض برای بدست آوردن ضریب شتاب افقی ماکزیمم A_m $[0.29 < \text{ضریب شتاب ماکزیمم } A(A - 1.45) = A_m]$ ، مقادیر تحلیل FHWA در $PHA=0.725$ g به ماکزیمم می رسد و سپس با توجه به منحنی مقعر رو به پایین کاهش می یابد. بارهای کششی مسلح شده ماکزیمم محاسبه شده از FEM کمتر از مقادیر تحلیل های FHWA برای PHA با حدود 0.7 g می باشد (شکل 12). قابل ذکر است که مقادیر تحلیل های FHWA بزرگتر از محدودیت 0.29 g بصورت خط چین نشان داده شده اند. به عبارت دیگر روش FHWA یک تخمین محافظه کارانه برای بار کششی مسلح کننده به ما می دهد. یافته های مشابهی در (Allen et al. (2003 و (Bathurst et al. (2005 این زمینه، که بارهای کششی مسلح کننده استاتیکی بر اساس کرنش های اندازه گیری شده که کمتر از مقادیر تحلیل FHWA بود، بدست می آیند. نتایج FEM که در این مطالعه نشان داده شده می تواند مقادیر دسته پایین برای طراحی در نظر گرفته شود.

4.2 تاثیرات زاویه خمیدگی دیوار

سه زاویه ی خمیدگی دیوار در مطالعه پارامتریک 5، 10 و 15 درجه ارزیابی شدند. پاسخ های لرزه های جابه جایی افقی ماکزیمم برای هر سه زاویه ی خمیدگی دیوار شکل 4 مقایسه شده است. همانگونه که از نتایج

مشخص است تمامی پاسخ ها با کاهش زاویه خمیدگی دیواره هم در نتایج FEM و هم مقادیر تحلیل های FHWA افزایش می یابند. نتایج نشان می دهد که دیوارهای GRS با کاهش زاویه ی خمیدگی دیوار پایداری کم می شود.

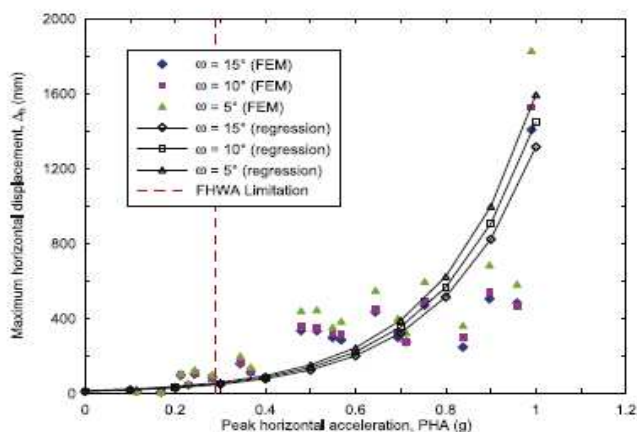


Fig. 14. Effect of wall batter angle on maximum horizontal displacement.

شکل 14

4.3 تاثیرات زاویه اصطکاک خاک

سه زاویه ی اصطکاک خاک 32، 36 و 40 درجه در مطالعه پارامتریک ارزیابی شد. پاسخ های لرزه های جابه جایی افقی ماکزیمم برای هر سه زاویه ی اصطکاک خاک در شکل 15 مقایسه شده است. نتایج نشان می دهد که اندازه پاسخ های لرزه ای با کاهش زاویه اصطکاک افزایش می یابد. همچنان که سختی خاک نسبت مستقیم با زاویه اصطکاک دارد (شکل 5 رفتار خاک). جابه جایی و نشستهای محاسبه شده با این مفهوم که دیوار GRS ساخته شده با خاکریز با زاویه اصطکاک بالا بسیار پایدارتر از خاکریز با زاویه اصطکاک پایین خواهد بود، سازگار است. قابل ذکر است بارهای کششی مسلح کننده ماکزیمم محاسبه شده با FEM پیرو گرایشی است که با افزایش بار کششی زاویه اصطکاک کاهش می یابد. که با این امر که بارهای کششی مسلح کننده انتظار میرفت که برای موارد با زاویه ی اصطکاک پایین مقدار بیشتری میباشد، سازگاری دارد.

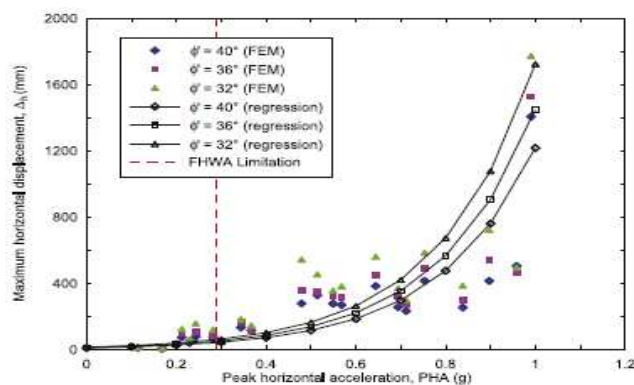


Fig. 15. Effect of soil friction angle on maximum horizontal displacement.

شکل 15

4.4 تاثیرات فاصله مسلح کننده

سه فاصله قائم مسلح کننده 0.2، 0.4 و 0.6 متر در مطالعه پارامتریک ارزیابی شدند. پاسخ های لرزه‌ای نشست ماکزیمم تاج و بار کششی مسلح کننده ماکزیمم برای هر سه فاصله مسلح کننده در شکل 16 و 17 مقایسه شده است. نتایج FEM نشان می دهد که فاصله مسلح کننده یکنواخت با مقدار بین 0.2 و 0.6 متر یک کامپوزیت چسبنده‌های ایجاد می کند و جابه جایی افقی ماکزیمم بطور چشمگیری تحت تاثیر فاصله مسلح کننده قرار ندارد. قابل ذکر است فاصله مسلح کننده کم، همچنین دارای مزایایی برای سیستم دیوار همانند کنترل کیفیت بهتر خاکریز متراکم و مقاوم تر در مقابل خزش محتمل ژئوسنتتیک می باشد. بر اساس نتایج مدل FEM، تاثیرات فاصله بیشتر در نشست تاج و بار کششی مسلح کننده دیده می شود تا جابه جایی افقی. قادر به نشست تاج دیوار و بار کششی مسلح کننده متناسب با فاصله مسلح کننده می باشد. فاصله کم مسلح کننده 0.2 m یک روش موثر در کاهش نشست تاج و بار کششی مسلح کننده می باشد. بار کششی مسلح کننده محاسبه شده در FEM کمتر از مقادیر تحلیل های FHWA برای فاصله 0.4 و 0.6 متر می باشد. نتایج FEM بیشتر از مقادیر FHWA با فاصله 0.2 m برای PHA بزرگتر از مقدار حدودی 0.5 g می باشند (شکل 17).

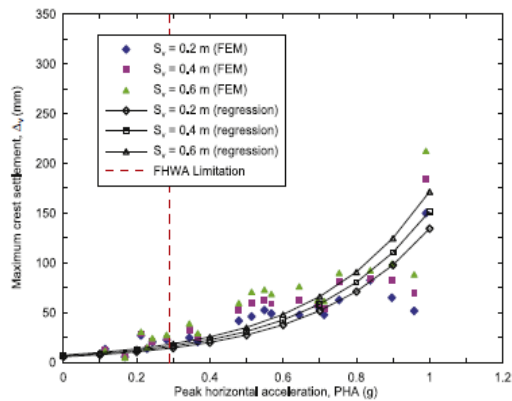
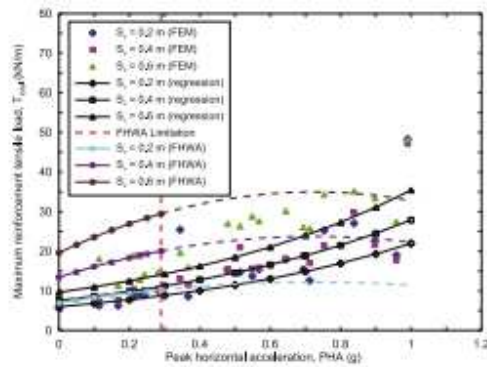


Fig. 16. Effect of reinforcement spacing on maximum crest settlement.

شکل 16



شکل 17

4.5 تاثیرات سختی مسلح کننده

ژئوگریدها با بارهای کششی در کرنش های محوری 5 درصد در مطالعه پارامتریک 12 ، 36 و 72 KN/m ارزیابی شدند. سه بار کششی کرنش 5 درصد نشان دهنده سختی مسلح کننده می باشد (شکل 6، رفتار مسلح کننده) که مسلح کننده با $T_{5\%}$ 12 ، 36 و 72 KN/m بترتیب سختی کم، متوسط و زیاد در نظر گرفته می شوند. پاسخ های لرزهای بار مسلح کننده کشش ماکزیمم برای هر سه سختی در شکل 18 مقایسه شده است

سختی مسلح کننده در روش FHWA تعیین شده همچنان که در تحلیل های تعادل محدود در نظر گرفته نشده است. تاثیر سختی مسلح کننده را تنها با استفاده از روش اجزا محدود و روشهای عددی می توان تعیین کرد. همچنان که از نتایج FEM نشان داده شد مقادیر جابه جایی افقی و نشست تاج با کاهش سختی مسلح کننده، افزایش می یابد و برای بار کششی مسلح کننده ماکزیمم رابطه عکس برقرار است. جابه جایی سطحی افقی و نشست تاج می تواند بطور موثر با استفاده از سختی مسلح کننده زیاد کنترل شود. با این وجود سختی مسلح کننده زیاد بار کششی مسلح کننده بیشتری نسبت به سختی مسلح کننده کم وقتی جابه جایی مشابهی تجربه می کند، تجربه خواهد کرد. بارهای کششی مسلح کننده ماکزیمم از سختی مسلح کننده کم و متوسط که توسط FEM محاسبه شده کمتر از آنهایی است که از روش FHWA محاسبه شده اند. با این وجود بار کششی مسلح کننده ماکزیمم بار سختی مسلح کننده زیاد از مقدار تحلیل FHWA در PHA بزرگتر از حدود 0.4 g پیش خواهد افتاد. که این روش FHWA را برای PHA بزرگتر از 0.4 g اگر سختی مسلح کننده بالا استفاده شود که یک روش با محافظه کاری کم در نظر گرفته خواهد شد (شکل 18).

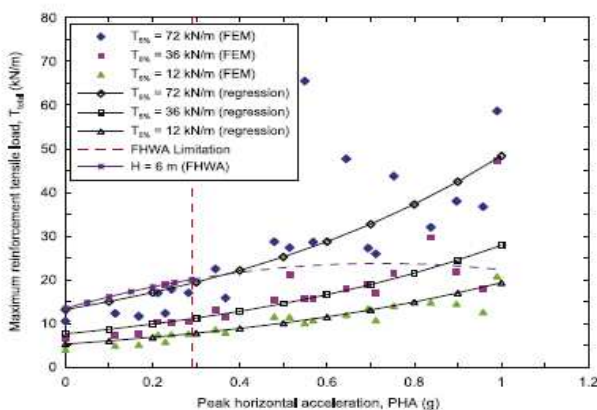


Fig. 18. Effect of reinforcement stiffness on maximum reinforcement tensile load.

شکل 18

4.6 توزیع بار کشش مسلح کننده

بار کشش مسلح کننده برای محاسبه پایداری داخلی دیوار GRS مورد نیاز است. در مطالعه پارامتریک بارهای کششی مسلح کننده ماکزیمم محاسبه شده با FEM در اصل کمتر از مقادیر تحلیل FHWA می باشند. این بخش توزیع بار کششی با جرم مسلح را ارائه می دهد. در روش FHWA سطح لغزش خطی بر اساس گوه گسیختگی محرک کلمب فرض شده که از جسم خاک مسلح عبور می کند در روش FHWA فرض شده که سطح لغزش بر روی بار کششی مسلح کننده ماکزیمم خطی می افتد. توزیع کشش پیش بینی شده در طول لایه های مسلح شکل یک منحنی زنگی با مقدار ماکزیمم مهار شده نقطه تقاطع سطح لغزش و لایه ی مسلح را بخود می گیرد. بار کششی با افزایش فاصله از نقطه تماس کاهش می یابد. کانتورهای بار کششی از توزیع بار فرض شده روش FHWA، منتج به یک شیار با خاک مسلح که شیب رو به پایین از بالای دیوار در طول سطح لغزش می باشد.

4.7 تمهیدات طراحی

معادلات پیشگو بدست آمده در اینجا (جدول 8) به عنوان جایگزین روش FHWA برای بدست آوردن عملکردهای لرزه ای نمونه ایستای آزاد دیوار می باشد. معادلات پیشگو قابل اجرا برای شرایط مشابه برای آنهایی که در مطالعه پارامتریک در نظر گرفته شدهاند. و وقتی PHA بزرگتر از حد 0.29 g که توسط روش FHWA ایجاد شده می باشد. زلزله باعث جابه جایی افقی ماکزیمم Δ_h و نشست تاج ماکزیمم Δ_v بترتیب اکثرا در قسمت بالای دیوار و نزدیک سطح دیوار رخ می دهد. بار کششی مسلح کننده ماکزیمم T_{total} مرتبط با پایین ترین لایه می باشد و نزدیک وسط ارتفاع پشت سطح دیوار قرار دارد.

استفاده از معادلات پیشگو، عملکردهای لرزه ای می تواند به سرعت برای ارزیابی در هر دو طراحی حالت حدی نهایی و طراحی حالت حدی سرویس دهی محاسبه شود. برای طراحی سرویس دهی، مقاومت تغییر شکل در ترم های پشت جایه جایی افقی یا قائم به ارتفاع دیوار بیان می شود که از راهنماهای مختلف توسط Bathurst et al. (2010) و Huang et al. (2009) استفاده شده است. مقدار 5 درصد توسط Koseki et

Huang et al. (2009) و Huang et al. (1998) برای حد قائم پیشنهاد شده است. جابه جایی سطحی حدی همچنین میتواند با توجه به اجازه داده شده به سازه‌های مجاور در محل بدست آید. با معادلات تعادل، امکان مرتبط کردن بار کششی مسلح کننده ماکزیمم با جابه جایی افقی ماکزیمم وجود دارد. طراح میتواند از معادلات ویشگو برای بدست آوردن بار کششی مسلح کننده ماکزیمم با دیوار GRS وقتی جابه جایی افقی مورد نیاز یا حد قائم در پروژه داده شود، استفاده شود.

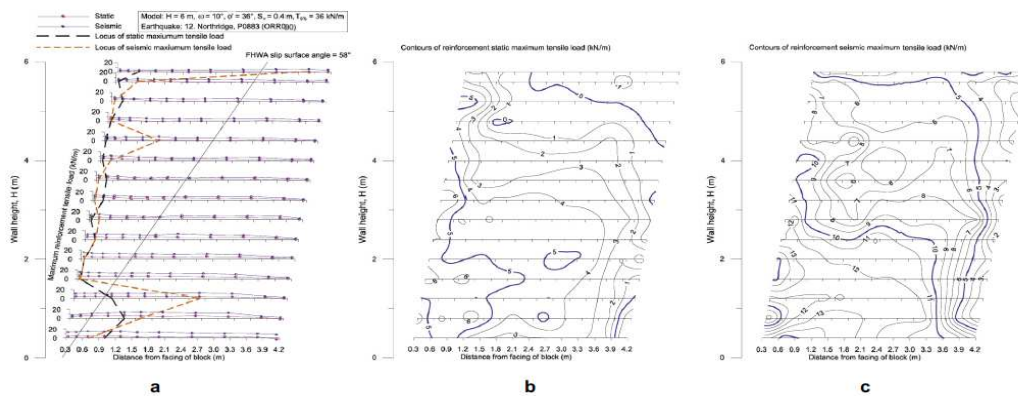


Fig. 19. Distribution of FEM reinforcement tensile load: (a) along individual layer, (b) contours of static tensile load, and (c) contours of seismic tensile load.

شکل 19

5. نتایج

عملکرد لرزه ای نمونه ایستایی آزاد دیوار GRS با استفاده از برنامه کامپیوتری FEM معتبرسازی شده ارزیابی می شود. یک برنامه ی مطالعه پارامتریک برای بدست آوردن تاثیرات پارامترهای طراحی مختلف (viz., PHA, PVA, H, ω , ϕ' , S_v , and $T_{5\%}$) انجام می گیرد. عملکردهای لرزه‌ای ارزیابی شده شامل جابه جایی افقی سطحی ماکزیمم دیوار، نشست ماکزیمم تاج دیوار و بار کششی ماکزیمم مسلح کننده. هر مورد در مطالعه پارامتریک تحت 20 زلزله ثبت شده میدان-آزاد با محدوده PHA از 0.114 g تا 0.990 g و محدوده PVA از

0.093 g تا 1.048 g قرار می گیرند. نتایج مطالعه پارامتریک بعدها با مقادیر متناظر تعیین شده با استفاده از روش طراحی FHWA مقایسه شد. تحلیل‌های رگرسیون چند متغیره با استفاده از نتایج مطالعه پارامتریک FEM برای تعیین معادلات پیشگو عملکرد لرزه ای بر اساس طراحی پارامترها انجام گرفت. معادلات تعادل برای شرایط مشابه آنهایی که در مطالعه پارامتریک در نظر گرفته شده اند و می تواند تخمینات اولیه برای عملکردهای لرزه ای پارامترهای طراحی مختلف را به ما بدهد. به علاوه معادلات پیشگو اجازه محاسبه عملکرد لرزه ای برای PHA را در جاهایی که روش FHWA محدودیت دارد را می دهد (یعنی 0.29 g). در اعمال معادلات پیشگو و وقتی که PVA در دسترس نباشد می توان فرض کرد که PVA برابر PHA 3/1 تا PHA 3/2 به منظور محاسبه تاثیرات بارگذاری لرزه ای واقعی می باشند.

رابطه‌ی بین افزایش در پارامترهای طراحی و نتایج پاسخ های لرزه ای دیوارهای GRS در جدول 9 خلاصه شده است. در جدول 9 جهت رو به بالا (1) نشان دهنده افزایش مقدار و جهت رو به پایین نشان دهنده کاهش مقدار می باشد. همچنین اهمیت پارامترهای طراحی بر روی پاسخ های لرزه‌ای منحصر به فرد در محدوده بین 1 تا 6 آورده شده است. عدد 1 نشان دهنده مهمترین پارامتر طراحی بر روی پاسخ های لرزه ای تاثیر بگذارد و شماره 6 نشان دهنده کم اهمیت ترین پارامترهای طراحی می باشد. قابل ذکر است PHA در جدول 9 به عنوان پارامتر طراحی اصلی آورده نشده و پاسخ های دیوار همیشه متناسب با PHA میباشد. جدول 9 میتواند به طراح برای انتخاب پارامترهای طراحی مناسب بر اساس پروژه مورد نیاز کمک کند.

Table 9
Change in seismic response of GRS wall due to increase in design parameter.

Design parameter	Seismic response		
	Δ_h	Δ_v	T_{total}
↑ H	↑ (1)	↑ (1)	↑ (1)
↑ ω	↓ (3)	↓ (4)	↓ (5)
↑ ϕ'	↓ (2)	↓ (5)	↓ (4)
↑ S_w	↑ (6)	↑ (3)	↑ (3)
↑ T_{SS}	↓ (4)	↓ (2)	↑ (2)
↑ PVA	↑ (5)	↑ (6)	↑ (6)

جدول 9

یافته ها و نتایج این مطالعه شامل موارد زیر می باشند.

● گسیختگی دیوار GRS در اثر واژگونی بلوکهای سطحی بالای از مودهای شکست دیگر می باشد. پایداری لرزه دیوار GRS میتواند با اتصال 2 تا 3 سری بلوک سطحی با دوغاب یا با استفاده از مکانیزم پایداری مکانیکی دیگر فراهم شود.

● در مدل های عددی، گوههای گسیختگی در کانتورهای جابه جایی افقی در زمین حائل پشت خاک مسلح مشخص می شوند. و الگوی آن سازگار با گسیختگی گوه دو-قسمتی مشاهده شده در آزمایش های مدل فیزیکی می باشند.

● دیوارهای GRS در زاویه ی خمیدگی کم پایداری کمی دارند.

● نشست تاج دیوار و بار کششی مسلح کننده مسلما متناسب با فاصله مسلح کننده می باشد. فاصله مسلح کننده کم 0.2 m یک روش موثر در کاهش نشست تاج و بار کششی مسلح کننده دارد.

● یک افزایش در بار کششی در مسلح کننده بالا به سمت دیوار بین شرایط دینامیکی و استاتیکی مشاهده شد که نشان می دهد که این مسلح کننده ها به پایداری لرزهای دیوار مرتبط است.

● همچنین خط کششی ماکزیمم مسلح کننده تحت شرایط استاتیکی دقیقا مشابه خط کششی ماکزیمم تحت شرایط زلزله نمیباشد. هر دو نزدیک به سطح دیوار می باشند. در اصل خط کششی ماکزیمم نزدیک بلوک های سطحی برای بالای $\frac{3}{4}$ مسلح کننده ها قرار دارد. خط کششی ماکزیمم به سمت وسط ارتفاع مسلح کننده برای قسمت پایین $\frac{3}{4}$ مسلح کننده جابه جا می شود. که منتج به بار کششی مسلح کننده بالا در پای دیوار می شود.

● بارهای کششی مسلح کننده محاسبه شده با FEM در اصل کمتر از مقادیر تحلیل FHWA می باشند. سختی های مسلح کننده در معادله پیشگو برای بدست آوردن کشش مسلح کننده ماکزیمم که در روش طراحی FHWA در نظر گرفته نشده است، داخل شده است.

● سطح لغزش خطی که از خاک مسلح کننده عبور می کند که در روش FHWA فرض شده با نتایج FEM می توان اثبات کرد. همچنین این فرض که خط کششی ماکزیمم بر روی سطح لغزش خطی می افتد با نتایج FEM همخوانی ندارد. به عبارت دیگر سطح لغزش خطی مشخص را نمی توان از نتایج FEM شناسایی کرد. همچنان که نتایج FEM پیشنهاد می کند چندین سطح لغزش ممکن است در خاک مسلح وجود داشته باشد.

● در هنگامی که خط کششی ماکزیمم نزدیک به سطح دیوار میشود، مقاومت اتصالات مود شکست رایج در ارزیابی پایداری داخلی می باشد.



این مقاله، از سری مقالات ترجمه شده رایگان سایت ترجمه فا میباشد که با فرمت PDF در اختیار شما عزیزان قرار گرفته است. در صورت تمایل میتوانید با کلیک بر روی دکمه های زیر از سایر مقالات نیز استفاده نمایید:

لیست مقالات ترجمه شده ✓

لیست مقالات ترجمه شده رایگان ✓

لیست جدیدترین مقالات انگلیسی ISI ✓

سایت ترجمه فا ؛ مرجع جدیدترین مقالات ترجمه شده از نشریات معتبر خارجی