

تحلیل شبه دینامیکی دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتتیک به روش قطعات افقی

علی آزادⁱ؛ سید شهاب الدین یثربیⁱⁱ؛ علی پاکⁱⁱⁱ

چکیده

امروزه برتری‌های ژئوسینتتیک‌ها نسبت به سایر مسلح‌کننده‌ها دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتتیک را به عنوان یکی از گزینه‌های مهم در طراحی دیوارهای حایل مطرح کرده است. عدم بروز مشکلاتی نظیر خوردگی و زنگ‌زدگی، رفتار همسوتر با خاک، درگیری بهتر با مصالح و سهولت در اجرا از جمله این برتری‌هاست. از طرف دیگر، مشاهدات در حین زلزله این دیوارها حاکی از رفتار و انعطاف‌پذیری مناسب آنهاست. برای شناخت هرچه بهتر این قبیل سازه‌ها، این تحقیق کوشیده است تا با به بکارگیری روش قطعات افقی و روش بارگذاری شبه-دینامیکی به بررسی واقعی‌تر آنها بپردازد. نتایج تحلیل تعادل حدی مطالعه حاضر نشان می‌دهد که روش بارگذاری شبه-استاتیکی به علت عدم وارد کردن اثر مشخصات بارگذاری باعث طراحی دست بالا و غیراقتصادی شدن دیوار می‌شود. همچنین به نظر می‌رسد که این موضوع یکی از علل سلامت دیوارهایی شده است که با وجود عدم دقت در طراحی دینامیکی، زلزله‌های شدیدی را تجربه کرده و کارایی خود را حفظ کرده‌اند.

کلمات کلیدی

بارگذاری شبه دینامیکی، قطعات افقی، تعادل حدی، دیوار خاک مسلح، ژئوسینتتیک‌ها

Pseudo-Dynamic Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls with Horizontal Slice Method

Ali Azad; S. Shahab Yasrobi; Ali Pak

ABSTRACT

Now a days, advantages of geosynthetics to other kinds of reinforcements introduces an important alternative for reinforced soil retaining walls. These advantages include overcoming to problems such as cohesion, appropriate interaction with earth materials. On the other hand, the previous experiments show that these kinds of structures have good behavior against earthquake loadings. To better understandings about dynamic behavior of such structures, this study has attempted to model them using pseudo-dynamic method of analysis, combined with horizontal slice method. According to the present limit equilibrium analysis, it seems that using the simple pseudo-static method of loading that does not enter the dynamic soil and loading properties, results in an overestimated design.

KEYWORDS

Pseudo-dynamic, Horizontal Slice method, Limit equilibrium analysis, Reinforced soil, geosynthetics

ⁱ دانشجوی کارشناسی ارشد عمران، دانشگاه تربیت مدرس: azad_al@modares.ac.ir

ⁱⁱ استادیار بخش مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس: yasrobis@modares.ac.ir

ⁱⁱⁱ استادیار بخش مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف: pak@sharif.edu

و یا بعضاً نتایج غیریکسانی از چند آزمایش به دست آمده است؛ اما مجموعه این مطالعات راه را برای مطالعات بعدی؛ که به سمت طراحی دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتیکی پیش می‌رود، هموار کرده است.

روش تحلیل تعادل حدی؛ که مقبولیت زیادی نزد طراحان ژئوتکنیکی دارد، از اصلی‌ترین موضوعات تحقیقات تحلیلی است که پس از مطالعات آزمایشگاهی دنبال شده است. Bathurst و Cai [۵] بر مبنای روش تعادل حدی و بکارگیری روش بلوک لغزشی نیومارک، روشی را برای طراحی دیوارهای خاکی مسلح شده با ژئوسینتیک‌ها ارائه کردند. این روش تعادل حدی بر مبنای چند مود گسیختگی به طراحی شیب‌ها و دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتیکی می‌پردازد. شاهقلی [۱] و نوری [۲] در دانشگاه تهران از دیگر محققانی هستند که کار بر روی این زمینه را با انتخاب روش جدیدی با عنوان روش قطعات افقی انجام دادند.

در اکثر مطالعات تحلیلی؛ که نمونه‌هایی از آن ذکر شد، روش تعادل حدی به عنوان چارچوب تحلیل و روش بارگذاری شبه-استاتیکی به عنوان روش بارگذاری لرزه‌ای استفاده شده است که در اغلب موارد، نتایج نزدیکی در بر داشته است. آنچه که در این مطالعات برای سادگی در نظر گرفته نشده، مشخصات بارگذاری و نحوه توزیع نیرو در سیستم سازه‌ای است؛ چرا که روش بارگذاری شبه-استاتیکی مقدار یکسانی از ضرایب زلزله را در سازه توزیع کرده است و نوع سازه، مشخصات خاک و یا نوع بارگذاری در این توزیع بی‌تأثیر است. هرچند در روش شبه-استاتیکی نیز می‌توان تأثیر این عوامل را در نظر گرفت، اما انتخاب ضریب افقی یا قائمی؛ که نماینده مشخصات لرزه‌ای منطقه و ویژگی‌های دینامیکی سازه باشد، کار ساده‌ای نیست.

در تحقیق حاضر تلاش شده است تا میزان تأثیرپذیری و حساسیت دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتیکی در برابر پارامترهای بارگذاری زلزله کنترل شود. روش پیشنهادی این مقاله از برهنه‌ی دو ابزار روش قطعات افقی بر مبنای تحلیل تعادل حدی بیشتر بر اساس تحقیق نوری [۲] و بارگذاری شبه-دینامیکی Steedman و Zeng [۱۷] حاضر استخراج گشته است. هر دو جزء این روش پیشنهادی را قبلاً نامبرندگان ارائه کرده‌اند و کارایی آنها به اثبات رسیده است.

۲- روش قطعات افقی در دیوارهای حائل مسلح

روش‌های معمول تعیین فشار جانبی خاک مانند روش کولمب و مونونوبه-اکابه از سطح لغزش خطی در دیوارهای حائل استفاده می‌کنند. هر چند که مشاهدات عملی نشان داده

تکنیک بکارگیری مسلح‌کننده‌ها در خاک، یکی از روش‌های رایجی است که امروزه در سراسر جهان مقبولیت زیادی داشته و در اصلاح خاک از آن استفاده می‌شود. شیب‌ها و دیوارهای خاکی؛ که برای پایدارسازی نیازمند ایجاد المانی از بتن مسلح و یا سازه‌های سنگین وزن در جلو خود می‌باشند، از جمله مواردی هستند که برای کاهش هزینه ساخت از تکنیک خاک مسلح سود می‌برند. مسلح‌سازی دیوارهای خاکی هرچند از بدو اختراع در سال ۱۹۶۵ به وسیله Henri Vidal [۸] با مسلح‌کننده‌های فلزی صورت گرفت و همچنان استفاده می‌شود، اما پیدایش محصولات جدیدتری با عنوان کلی ژئوسینتیک‌ها که در اندرکنش با مصالح خاک و سنگ، از خود رفتار یکسان‌تر بروز می‌دهند، باعث شد تا دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتیکی به عنوان گزینه دیگری در طراحی‌ها مدنظر قرار گیرد.

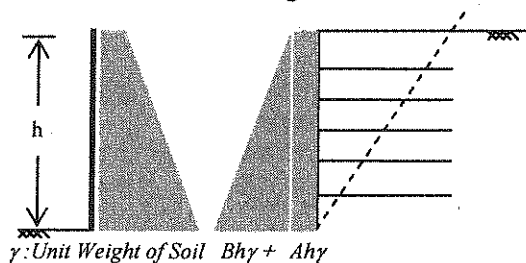
از سوی دیگر، علاوه بر سادگی و سرعت اجرا و یا هزینه کمتر ساخت تجربه رفتار مناسب آنها در حین زلزله از نقاط قوت این قبیل سازه‌ها محسوب می‌شود. گزارش تأثیرات بارگذاری دینامیکی زلزله در زلزله‌هایی نظیر Loma Prieta سال ۱۹۸۹ در ایالات متحده آمریکا [۶]، Northridge سال ۱۹۹۴ در ایالات متحده آمریکا [۱۷]، Hyogoken-Nanbu سال ۱۹۹۵ در ژاپن [۱۰] و Chi-Chi سال ۱۹۹۹ در تایوان [۱۲] نشان می‌دهد که دیوارها و شیب‌های خاک مسلح ژئوسینتیکی توانسته‌اند بخوبی در برابر زلزله مقاومت کنند و رفتار نرمی از خود نشان دهند.

هرچند گزارش‌هایی نظیر آنچه عنوان شد، دیوارهای خاک مسلح ژئوسینتیکی را به عنوان گزینه‌ای مطمئن در طراحی دیوارهای حائل مطرح کرده است؛ اما نو بودن آن از یک سو و استفاده از ضرایب بالای طراحی از سوی دیگر، باعث شده تا شناسایی رفتار آنها به‌ویژه در حین زلزله کمتر مورد توجه قرار گیرد.

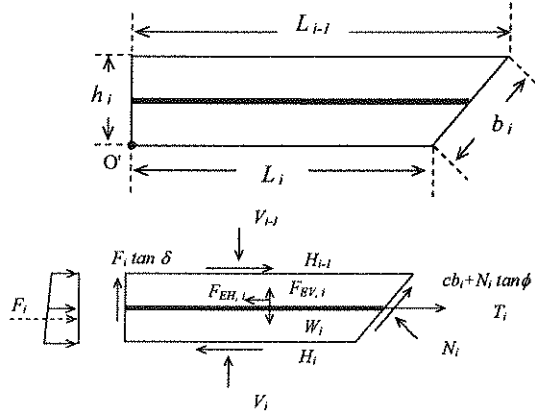
برای شناخت رفتار این نوع سازه در حین زلزله تلاش‌های زیادی انجام گرفته است. مطالعات آزمایشگاهی میز لرزان، میز واژگونی و سانتریفوژ؛ که از اساسی‌ترین روش‌های آزمایشگاهی در مطالعات دینامیکی است، به وسیله محققان پیگیری شده است. از جمله این محققان می‌توان به آزمایش‌های Bathurst و همکاران [۴]، Tatsuoka و همکاران [۱۹]، Koseki و همکاران [۹]، Matsuo و همکاران (۱۹۹۸)، Ramakrishnan و همکاران [۱۵]، Sakaguchi و همکاران [۱۶]، Howard و همکاران [۷]، Nova-Roessig و Sitar [۱۴] اشاره کرد.

در تعمیم دادن نتایج آزمایش‌ها اگرچه مشکلاتی وجود دارد

تقسیم‌بندی شود، به طوری که در میان هر قطعه یک لایه مسلح کننده قرار گیرد (بالاترین قطعه ۱ و پایین‌ترین قطعه n است). با توجه به شکل‌های ۱ و ۲ می‌توان نیروهای مؤثر در لایه i ام را به صورت شکل (۳) نشان داد. پارامترهای موجود در این شکل در جدول (۱) معرفی شده‌اند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود از معیار مور-کولمب به عنوان معیار گسیختگی خاک بر مبنای تنش نرمال N بر روی سطح لغزش کمک گرفته شده است.



شکل (۲): توزیع ذورنق‌های فشار جانبی در پشت دیوار

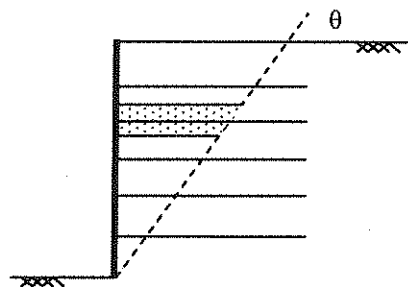


شکل (۳): نیروهای مؤثر بر قطعه i ام

جدول (۱-الف): مشخصات پارامترهای شکل (۳)

نوع پارامتر	محل اثر	مشخصات	پارامتر نیرویی
متغیر	سطح پایین قطعه	نیروی برشی بالا و پایین قطعه	H_i
متغیر	به فاصله $L_i \alpha$ از لبه سمت چپ	نیروی قائم بالا و پایین قطعه	V_i
ثابت	در وسط قطعه	نیروی کششی	T_i
متغیری از A و B	مرکز سطح فشار	نیروی عکس‌العمل	F_i
ثابت	مرکز سطح قطعه	نیروی افقی زلزله	$F_{EH,i}$
ثابت	مرکز سطح قطعه	نیروی قائم زلزله	$F_{EV,i}$
ثابت	مرکز سطح قطعه	وزن قطعه	W_i
متغیر	وسط سطح لغزش	نیروی قائم لبه لغزشی	N_i

است که در نظریه‌ی چنین سطح لغزشی با واقعیت همخوانی کامل ندارد، اما در مطالعات تحلیلی این سطح لغزش نتایج بهتری را در بر دارد. علاوه بر این، نتایج مطالعاتی نظیر Ling و همکاران [۱۱] و نوری [۲] که در آنها سطح لغزش به صورت لوگ-اسپیرال در نظر گرفته شده است، نشان داد که هر چه بر زاویه شیب افزوده شود سطح لغزش انحنا کمتری پیدا می‌کند، تا آنجا که در دیوارهای ۹۰ درجه سطح لغزش کاملاً خطی خواهد بود. به همین دلیل سطح لغزش در این تحقیق به صورت خطی در نظر گرفته شده است. شکل (۱) سطح لغزش با پارامتر θ را نشان می‌دهد.



شکل (۱): سطح لغزش فرض شده

جرم گسیخته به قطعات افقی تفکیک شده و معادلات تعادل برای آنها نوشته می‌شود. جداسازی عنوان شده میان پوشش و خاک نیز در نظر گرفته می‌شود. آزمایش‌ها و تحقیقات نشان می‌دهد در مواردی که از پوشش‌های بلوک بتنی در دیوارهای مسلح ژئوسینتتیکی استفاده می‌شود، دیوار قابلیت تحمل فشار جانبی ولو اندک را داراست. هر چند در روش‌های طراحی رایج برای قرار گرفتن در حاشیه اطمینان از وجود چنین ظرفیتی صرف‌نظر می‌شود، اما برای شناخت بیشتر رفتار این قبیل سازه‌ها، در فرموله کردن تحقیق حاضر امکان اختصاص مقداری از فشار جانبی به پوشش نیز وجود دارد و البته برای اختصار آورده نمی‌شود. شکل (۲) پارامترهای A و B را که برای معرفی فشار جانبی خاک در نظر گرفته شده است، نشان می‌دهد. استفاده از دو درجه آزادی برای توزیع نیروی خاک بر روی دیوار به علت تناقضات موجود میان محل اثر نیروی برآیند خاک در هنگام زلزله می‌باشد. شواهد نشان می‌دهد که برآیند نیرو در محلی بالاتر از یک سوم ارتفاع؛ که نتیجه در نظر گرفتن توزیع مثلثی است، اثر می‌کند. به همین علت، برای تعیین مقدار و توزیع فشار جانبی خاک از چنین توزیع نوزنق‌ای با دو درجه آزادی A و B استفاده شده است.

۲-۱- فرموله کردن روش قطعات افقی در دیوارهای

حائل مسلح

فرض کنید که جرم گسیخته شده به n قطعه افقی

جدول (۱-ب): سایر پارامترهای شکل (۳)

پارامتر ثابت	مشخصات	پارامتر ثابت	مشخصات
α	ضریب محل اثر نیروی V $0 < \alpha < 1$	c	پارامتر چسبندگی
ϕ	زاویه اصطکاک داخلی خاک	h_i	ارتفاع قطعه (=h/n)
δ	زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار	n	تعداد قطعات افقی
b	طول سطح لغزش در هر قطعه	L_i	طول لبه پایین قطعه

۲-۲- معرفی پارامتر معادل کل فشار جانبی خاک E

برای نمایش بهتر نتایج و نیز برای مقایسه با سایر مطالعات انجام شده، پارامتر دیگری که از ترکیب دو پارامتر A و B به-دست می‌آید، در نظر گرفته شد. این پارامتر برای شبیه بودن به ضریب فشار جانبی خاک در تئوری‌های مختلف، به شکل زیر انتخاب شد:

کل نیروی وارد بر دیوار $P =$

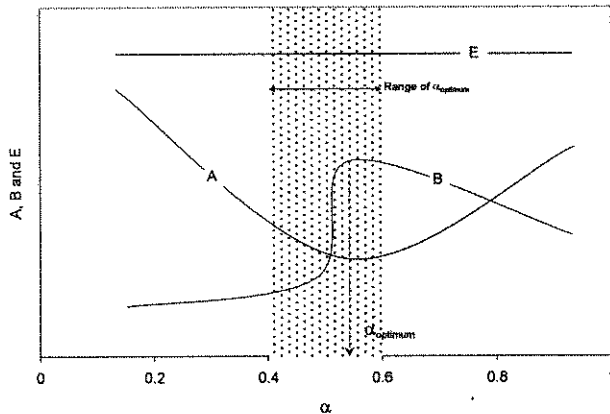
$$P = (A\gamma h^2 + B\gamma h^2 / 2) / \cos \delta \quad \frac{1}{2} \gamma h^2 (2A + B) / \cos \delta \quad (4)$$

$$E = (2A + B) / \cos \delta \quad (5)$$

$$P = \frac{1}{2} E \gamma h^2 \quad (6)$$

۳-۲- تعیین پارامتر α

یکی از پارامترهایی که نیاز است برای حل معادلات تعیین شود α است. هر چند که به صورت ساده می‌توان مقدار α را برای تحلیلها تقریباً برابر ۰/۵ فرض کرد؛ اما در مسائل با مقادیر زیاد نیروی افقی و قائم زلزله نتایج حساسیت زیادی با α دارد. به همین علت پیش از حل، تحلیل حساسیت برای پارامتر α به اجرا در آمد که در شکل (۴) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که اگر چه تغییرات α بر A و B مؤثر واقع می‌شود؛ اما روی کل فشار جانبی؛ که با پارامتر E معرفی شده، بی تأثیر است و نقطه بهینه α در اکسترمم قرار دارد. محدوده هاشور خورده دامنه تغییرات α در تحلیلها را به صورت تقریبی نشان می‌دهد.



شکل (۴): بهینه یابی مقدار α

بنابراین، در هر مسأله می‌توان مقداری بهینه برای α تعیین کرد. این کار یا به صورت حدس و خطا و رسم منحنی تغییرات A و B در هر مسأله و یا به صورت بهینه یابی مقدار α به روش‌های متداول بهینه یابی قابل محاسبه است. می‌توان گفت در صورتی که قرار بر صفر شدن مقدار فشار جانبی خاک باشد (بدون تأثیر پوشش دیوار) می‌توان مقدار α را برابر با نیم فرض کرد.

اگر مختصات محل مرکز سطح المان از گوشه پایین سمت چپ (X_{si} و Y_{si}) محل اثر برآیند نیروی عکس‌العمل افقی دیوار و خاک Y_{wi} (که از محل قرار گیری قطعه و A و B به‌دست می‌آید) فرض شود، می‌توان برای هر قطعه ۳ معادله تعادل نیرو و گشتاور را به شکل زیر نوشت:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_i + H_{i-1} - H_i - F_{EH,i} + T_i + (cb_i + N_i \tan \phi) \cos \theta - N_i \sin \theta = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0$$

$$F_i \tan \delta - V_{i-1} + V_i - W_i + F_{EV,i} + (cb_i + N_i \tan \phi) \sin \theta + N_i \cos \theta = 0 \quad (2)$$

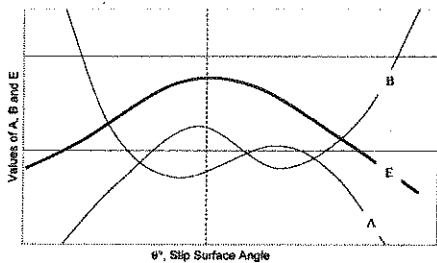
$$\sum M_o = 0$$

$$F_i Y_{wi} + (W_i - F_{EV,i}) X_{si} - F_{EH,i} Y_{si} + H_{i-1} h_i + V_{i-1} X_{i-1} - V_i X_i + T_i h_i / 2 - (cb_i + N_i \tan \phi) (L_i \sin \theta) - N_i (L_i \cos \theta + h_i / 2 \sin \theta) = 0 \quad (3)$$

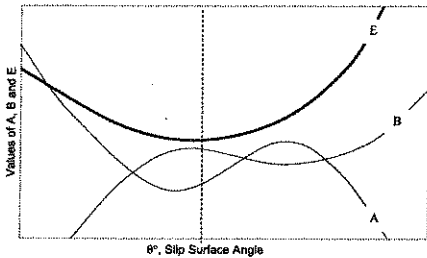
سه معادله فوق؛ که با توجه به ضرایب ثابت تولید معادلاتی خطی می‌کنند، برای n قطعه افقی $2n$ معادله یا $2n$ مجهول را پدید می‌آورند. این موضوع در جدول (۲) منعکس شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود با انتخاب مناسب α برای محل اثر نیروی قائم در بالا و پایین هر قطعه و انتخاب مقدار نیروی کششی بسیج شده در هر المان، می‌توان مقدار پارامترهای اصلی خروجی A و B را محاسبه کرد. ذکر این نکته لازم است که روابط فوق برای دیوار حایل قائم با زاویه 90° درجه و بدون وجود سربار اضافی نوشته شده است.

جدول (۲): مقایسه تعداد معادلات و مجهولات

مجهولات	تعداد	معادلات	تعداد
A	1	$\sum F_x = 0$	n
B	1	$\sum F_y = 0$	n
N	n	$\sum M = 0$	n
H	n-1		
V	n-1		
جمع	3n		3n



الف



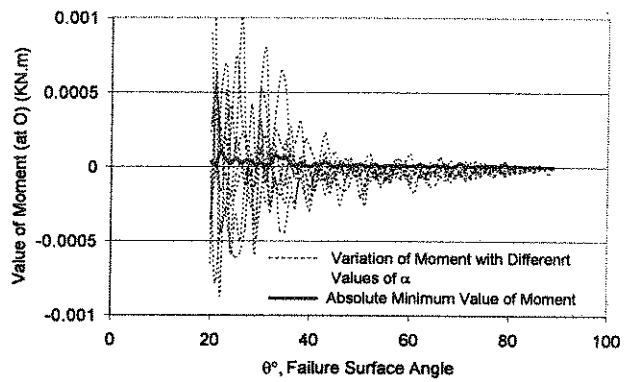
ب

شکل (۷): نمودارهای شماتیک A, B, E برای دو حالت الف: فعال و ب: غیر فعال

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود مقدار فشار جانبی خاک در حالت فعال، مقدار بیشترین نیرو برای سطح لغزش‌های متفاوت (برای θ های متفاوت) است. در حالت غیر فعال، عملیات بهینه‌یابی برای تعیین کمترین مقدار نیروی وارد بر دیوار انجام می‌شود و درست عکس حالت فعال است؛ بنابراین فشار جانبی خاک در دو حالت فعال و غیر فعال با رسم تغییرات فشار با زاویه سطح لغزش تعیین می‌شود. در خاک‌های مسلح؛ که پوشش‌ها توانایی وارد کردن فشار جانبی غیر فعال را ندارند، حالت فعال محور طراحی قرار می‌گیرد و به همین علت، در تحقیق حاضر از پرداختن به بحث غیر فعال خودداری شده است.

۲-۶- روند حل

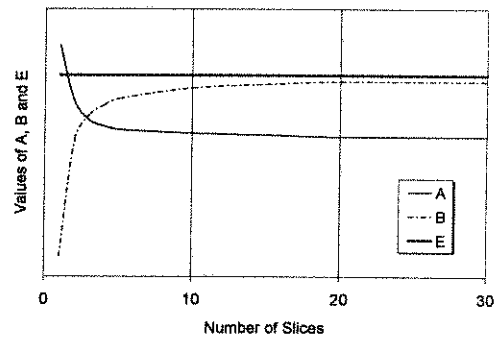
با توجه به آنچه تاکنون عنوان شد می‌توان به صورت خلاصه روند حل را این‌گونه توضیح داد: پس از وارد کردن پارامترهای ثابت جدول (۱)، برای هر θ عملیات بهینه‌یابی برای تعیین مقدار α ؛ که کمترین مقدار گشتاور حول نقطه پای سطح لغزش را تولید کند، انجام می‌شود؛ بنابراین برای هر θ مقدار مناسب α تعیین شده و پس از حل دستگاه معادلات، خروجی‌های اصلی، که A و B و پیرو آن E می‌باشد، تعیین می‌شود؛ سپس مقدار θ یی که در آن ماکزیم مقدار E تولید شده به عنوان سطح لغزش بحرانی و E ماکزیم به عنوان ضریب فشار جانبی فعال خاک انتخاب می‌گردند. در این سطح بحرانی از A و B متناظر نیز برای تعیین توزیع فشار استفاده می‌شود.



شکل (۵): تأثیر انتخاب مقدار بهینه α

۲-۸- انتخاب تعداد مقاطع افقی

برای تعیین حساسیت جواب‌های معادلات با تعداد مقاطع افقی، تحلیل‌های اولیه انجام شد. تحلیل‌ها نشان داد که سیستم به تعداد مقاطع نیز حساس است؛ اما از تعدادی قطعه به بالا این حساسیت از بین می‌رود. تعداد مقاطع مخصوصاً بر روی مقادیر A و B مؤثر است؛ اما بر روی پارامتر E بی‌تأثیر می‌باشد که در شکل (۶) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشخص است می‌توان گفت استفاده از ۲۵ قطعه افقی یا بیشتر باعث همگرایی کامل و مطمئن سیستم می‌شود.



شکل (۶): رابطه میان تعداد مقاطع افقی و همگرایی سیستم

۲-۵- انتخاب سطح لغزش بحرانی و فشار جانبی خاک

چینش نیروها در مقاطع افقی و پیرو آن معادلات حاکم نوشته شده، فشار جانبی خاک را در حالت فعال مدل‌سازی می‌کند. هر چند که فشار جانبی خاک در حالت غیر فعال محور بحث این تحقیق نیست؛ اما تغییر سمت نیروی برشی بر روی لبه‌های راست و چپ هر قطعه تولید معادلات حاکم در حالت غیر فعال می‌کند.

انتخاب سطح لغزش بحرانی در دو حالت فعال و غیر فعال متفاوت است. برای این کار بر روی زاویه سطح لغزش عملیات بهینه‌یابی انجام می‌شود. نمودار شماتیک حاصل از حل معادلات در دو حالت فعال و غیر فعال در شکل (۷) نشان داده شده است.

۳- روش بارگذاری لرزه‌ای شبه-استاتیکی

برای مقایسه اولیه با نتایج روش‌های موجود؛ که عموماً بر مبنای روش شبه-استاتیکی به ارزیابی رفتار دینامیکی سازه‌ها می‌پردازند، از روش شبه-استاتیکی استفاده شد. این روش براساس اختصاص مقدار ثابتی از ضریب قائم و افقی زلزله در ارتفاع عمل می‌کند؛ بنابراین در هر قطعه:

$$F_{EH,i} = k_h \cdot W_i \quad (۷)$$

$$F_{EV,i} = k_v \cdot W_i \quad (۸)$$

در این روابط k_h و k_v مقادیر ضرایب افقی و قائم زلزله می‌باشند و به صورت درصدی از شتاب ماکزیم (PGA) تعیین می‌گردند. هر چند که روش واحدی برای تعیین این ضرایب وجود ندارد اما در اغلب آیین‌نامه‌ها با توجه به برخی پارامترها مقادیری برای k_h و k_v پیشنهاد می‌شود.

۴- روش بارگذاری لرزه‌ای شبه-دینامیکی

تئوری فشار جانبی شبه-دینامیکی Zeng و Steedman [۱۷] برای در نظرگیری تأثیر تغییرات فاز شتاب در ارتفاع دیوارهای حائل پیشنهاد کردند. این تئوری شتاب پایه را براساس سرعتی معادل با سرعت موج برشی در ارتفاع گسترش می‌دهد. اگر شتاب در پای دیوار به صورت رابطه مشخص $a = a_{\max} \cdot \sin(\omega t)$ باشد، طبق این تئوری مقدار شتاب در لحظه t در ارتفاع z از بالای دیوار با ضریب بزرگنمایی f_o از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_{EH,i} = \left(1 + \frac{H-z}{H} (f_o - 1)\right) a_{\max} W_i \sin\left[\omega\left(t - \frac{H-z}{V_s}\right)\right] \quad (۹)$$

$$a_{\max} = k_h \cdot g \quad (۱۰)$$

شکل (۸) تأثیر رابطه فوق در گسترش شتاب را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. بر مبنای روابط زیر می‌توان نتیجه گرفت که t_1 ثانیه پس از اعمال شتاب در پایه، شتاب به بالای دیوار خواهد رسید و در زمان t_2 بعد از اعمال شتاب، شتاب در بالای دیوار نیم سیکل را طی کرده است.

$$a(0,t) = 0 \Rightarrow \omega(t - H/V_s) = m\pi$$

$$t = \left(\frac{m\pi}{\omega}\right) \frac{H}{V_s} \quad (۱۱)$$

$$m=0 \Rightarrow t_1 = H/V_s$$

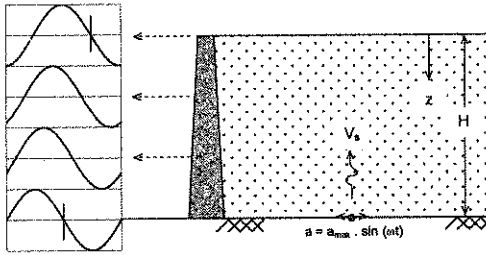
$$m=1 \Rightarrow t_2 = \pi/\omega + H/V_s = \pi(2\pi f) + H/V_s = 0.5 T + H/V_s \quad (۱۲)$$

برای اعمال تئوری Steedman-Zeng [۱۷] در روش قطعات افقی بکار گرفته شده در تحقیق حاضر، تنها شتاب به سمت بیرون دیوار (شتاب مثبت) برای ایجاد بحرانی‌ترین حالت بارگذاری در نظر گرفته می‌شود:

$$F_{EV,i} = 0 \quad (۱۳)$$

$$F_{EH,i} = a_{\max} W_i \sin\left[\omega\left(t - \frac{H-z}{V_s}\right)\right] \quad (۱۴)$$

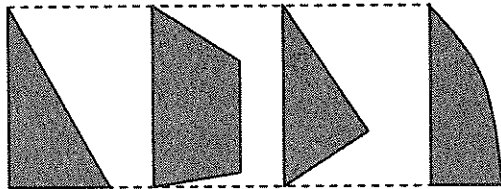
در این حالت زمان، t_2 ثانیه به گام‌های زمانی کوچک تقسیم‌بندی می‌شود و در هر گام، دستگاه معادلات با توجه به مقدار نیروی افقی در هر قطعه حل شده، ماکزیم نیروی برآیند انتخاب و نتایج به صورت تاریخچه زمانی رسم می‌گردد.



شکل (۸): تغییرات فاز شتاب در ارتفاع دیوار (به صورت شماتیک)

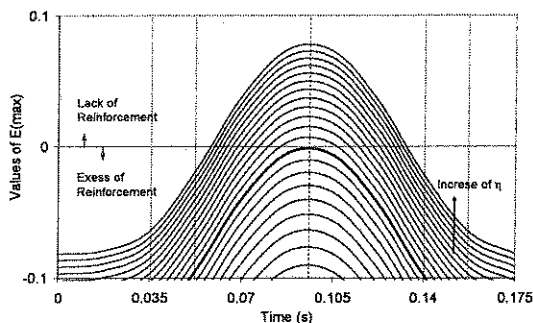
۵- توزیع نیرو در مسلح‌کننده‌ها

در تحلیل دیوارهای خاکی مسلح، مشخصه دیگری بایستی برای سیستم در نظر گرفته شود. همان‌گونه که گفته شد مقدار نیروی مسلح‌کننده‌ها به صورت عددی ثابت در معادلات وارد می‌شود. هر چند که می‌توان هر عددی را با توجه به ماکزیم توان کششی مسلح‌کننده‌ها وارد معادلات کرد؛ اما براساس تجربیات قبلی رابطه مشخصی میان نیروهای بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها وجود دارد. این رابطه می‌تواند تابعی از سربار، طول مسلح‌کننده و زاویه اصطکاک داخلی خاک باشد. توزیع‌های متفاوتی از نیروی مسلح‌کننده تاکنون پیشنهاد شده است [۴]. شکل (۹) نمونه‌های متفاوت آنها را نشان می‌دهد.



شکل (۹): شکل‌های مختلف توزیع نیروی مسلح‌کننده در ارتفاع

آنچه که در میان روش‌های تحلیل مرسوم است استفاده از توزیع نیروی خطی در ارتفاع است؛ اما در این تحقیق با توجه به شکل دوزنقه‌ای نیروی جانبی و نیز برای نزدیکی هر چه بیشتر با واقعیت، شکل توزیع نیروی مسلح‌کننده به صورت سهمی انتخاب شد. شکل (۱۰) نحوه محاسبه مقدار نیروی هر مسلح‌کننده و پارامتر η را معرفی کرده است.



شکل (۱۱): تغییرات ضریب فشار جانبی E با زمان برای مقادیر مختلف η

۷- پارامتر H/TVs

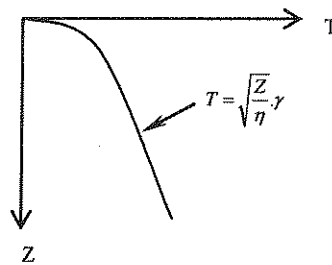
نتایج تحلیلیها؛ همانگونه که در مطالعات Zeng و Steedman نیز ذکر شده است، نشان دادند که پارامتر اصلی مؤثر در سیستم پارامتر H/TVs است. در این پارامتر H ارتفاع دیوار، T پریود شتاب بارگذاری و Vs سرعت موج برشی خاک می‌باشند. تفسیر پارامتر H/TVs موضوع جالبی است. افزایش پارامتر مذکور به سه علت ممکن است رخ دهد: افزایش ارتفاع دیوار، کاهش پریود بارگذاری و یا کاهش مقدار سرعت موج برشی. اگر با توجه به دامنه خاک‌های مورد استفاده مخصوصاً در خاک‌های مسلح، دامنه تغییرات Vs کم باشد، این افزایش ناشی از تغییر دو فاکتور دیگر؛ یعنی ارتفاع دیوار و پریود بارگذاری می‌شود.

به صورت ساده می‌توان، دو حالت متفاوت را برای افزایش H/TVs در نظر گرفت: (۱) افزایش ارتفاع دیوار؛ که به تعبیر دیگر به معنی افزایش پریود ارتعاش سازه است، به همراه کاهش یا ثابت ماندن پریود بارگذاری (۲) کاهش پریود بارگذاری به همراه افزایش یا ثابت ماندن پریود ارتعاش سازه (ارتفاع دیوار).

ملاحظه می‌شود که هر دو حالت باعث فاصله گرفتن پریود سازه و بارگذاری از یکدیگر می‌شود. به بیان ساده‌تر، اگر دور شدن فرکانس ارتعاش سازه و بارگذاری از یکدیگر را به معنی کاهش خطرپذیری سازه در نظر بگیریم، افزایش پارامتر H/TVs نمایانگر دور شدن سازه از بحران خواهد بود.

۸- تحلیل پارامتری

برای دیواری به ارتفاع ۱۰ متر و مشخصات درج شده در جدول (۴) تحلیل پارامتریک با متغیرهای فرکانس و ضریب افقی شتاب $0.2g$ و $0.3g$ انجام شد. شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نتایج این تحلیلیها را نشان می‌دهند. در هر شکل دو نمودار رسم شده است.



شکل (۱۰): توزیع نیرو در مسلح‌کننده به شکل سهمی

به این نکته بایستی دقت شود که افزایش مقدار η باعث بسته شدن دهانه سهمی و کاهش نیروی موجود در مسلح‌کننده‌ها می‌شود. با توجه به اضافه شدن پارامتر η به جمع پارامترهای موجود، عملیات دیگری نیز می‌باید به روش حل افزوده شود. این عملیات شامل انتخاب ماکزیمم E و پارامترهای متناظر آن A و B و θ به ازای هر مقدار η در دامنه تغییرات η است.

۶- دیوارهای مسلح

برای حل دیوارهای مسلح به روش شبه-دینامیکی به ازای مقادیر مشخص از η تحلیل انجام می‌شود و نتیجه برای دامنه‌ای از η مقدار ماکزیمم Emax رسم می‌گردد. شکل (۱۱) نتایج خروجی تحلیل صورت گرفته بر روی دیواری ۵ متری را؛ که پارامترهای آن در جدول (۳) آورده شده است، نشان می‌دهد. همانگونه که مشخص است با کاهش مقدار η (افزایش نیروی مسلح‌کننده‌ها) از مقدار ماکزیمم فشار جانبی کاسته می‌شود تا به صفر برسد و به ازای مقدار بعدی η ، سیستم با مسلح‌کننده اضافی روبرو می‌شود. اگر طراحی بر مبنای دیوار خود ایستا بدون در نظر گرفتن مقاومت پوشش را معیار طراحی قرار دهیم، مقدار متناظر η ؛ که بیشترین مقدار Emax را صفر می‌کند، به عنوان پارامتر اصلی خروجی معرفی می‌شود.

جدول (۳): پارامترهای مسأله

پارامتر	مقدار
H (m)	5
ϕ°	30
δ°	20
γ (KN/m ³)	20
Frequency (Hz)	4
K_n	0.25
Vs (m/s)	150
Reinforcement Layers	5

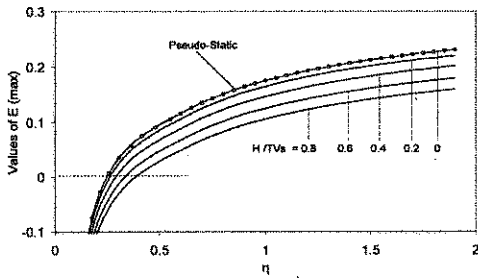
الف- مقدار تغییر بیشترین مقدار E_{max} در طول زمان در برابر تغییرات η : لازم است یادآوری شود که افزایش مقدار η به معنی کاهش مقدار نیروی مسلح کننده‌هاست. ب- بحرانی‌ترین زاویه شیب لغزش با تغییرات η .

جدول (۳): پارامترهای مسأله

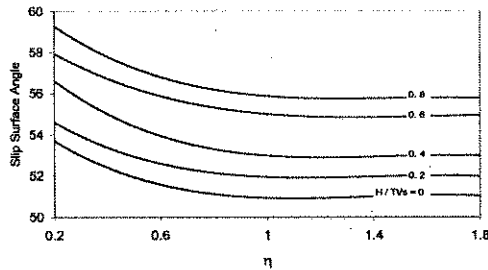
پارامتر	مقدار
H (m)	10
ϕ°	35
δ°	20
γ (KN/m ³)	20
Kh	0.2, 0.3
Vs (m/s)	100
Reinforcement Layers	10

در تحلیل نتایج می‌توان گفت پارامتر H/TVs نقش اساسی ایفا می‌کند. به طوری که برای مسأله‌ای مشخص افزایش این پارامتر باعث کاهش مقدار موردنیاز مسلح کننده می‌شود. به علاوه، این افزایش باعث کاهش طول موردنیاز مسلح کننده‌ها شده و طرح را اقتصادی‌تر می‌کند؛ بنابراین روش شبه-استاتیکی؛ که درست متناظر با صفر شدن مقدار H/TVs است، روشی دست بالا در طراحی است؛ چرا که بدون توجه به نوع و مشخصات بارگذاری، هم مقدار ماکزیم نیرو و هم بیشترین طول مسلح کننده محتمل را انتخاب می‌کند.

موضوع دیگری که از این نمودارها مشخص است آن است که با افزایش مقدار ضریب افقی زلزله، طراحی براساس روش شبه استاتیکی فاصله بیشتری نسبت به روش شبه دینامیکی می‌گیرد. به همین خاطر، استفاده از روش شبه دینامیکی یا روش‌های پیشرفته‌تر؛ که پارامترهای بیشتری از خاک و سیستم را در نظر می‌گیرند، برای مقادیر بالای شتاب افقی زلزله روش مناسب‌تری است. از سوی دیگر، شکل (۱۴) نشان می‌دهد افزایش ضریب بزرگنمایی همان‌گونه که انتظار می‌رود باعث افزایش مقدار نیروی لازم در مسلح کننده‌ها می‌شود؛ اما این موضوع با توجه به تعداد زیاد عوامل تأثیرگذار بر رفتار دیوار خاک و تعیین مقدار بزرگنمایی شتاب نیازمند مطالعه بیشتر است که در این تحقیق نمی‌گنجد.

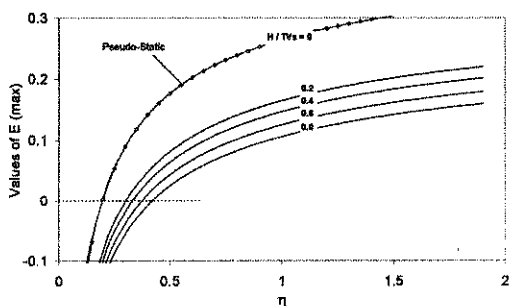


(الف)

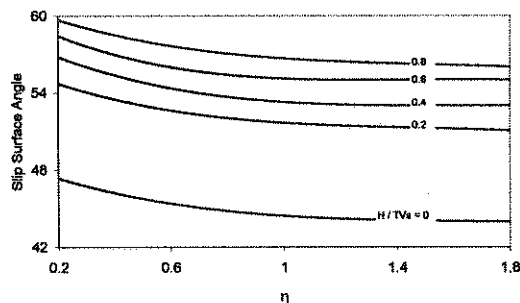


(ب)

شکل (۱۲): نتایج مسأله برای ضریب افقی شتاب $0.2g$



(الف)

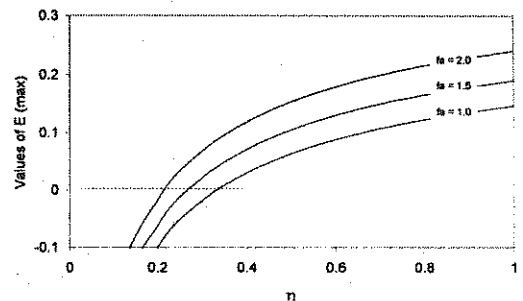


(ب)

شکل (۱۳): نتایج مسأله برای ضریب افقی شتاب $0.3g$

۹- نتیجه

در طراحی دیوارهای حائل خاکی مسلح شده، توزیع نیرو و ماکزیم نیروی محتمل در هر لایه مسلح کننده عنصر حیاتی است که روش شبه دینامیکی، روشی موفق در شبیه‌سازی آن می‌باشد. در کنار این بحث، در نظر گرفتن مقاومت برشی پوشش در دیوارهای خاکی مسلح شده با ژئوسینتیک‌ها از عواملی است که باعث غیراقتصادی شدن طراحی می‌شود. این نکته شاید یکی از عللی باشد که به طراحی دست بالای دیوارهای مسلح چه در حالت استاتیک و چه در حالت دینامیک منجر شود که در گزارش رفتار خاک‌های مسلح شده ژئوسینتیکی در حین زلزله عنوان شده است.



شکل (۱۴): تأثیرات ضریب بزرگنمایی شتاب بر انتخاب مقدار مورد-نیاز η

Koseki, J., Munaf, Y., Tatsuoka, F., Tateyama, M., Kojima, K., and Sato, T., "Shaking Table and Tilt Table Test of Geosynthetic-Reinforced Soil and Conventionaltype Retaining Walls" Geosynthetics International, 5(1-2), pp 7396 1998

Ling, H. I., Tatsuoka, F., and Tateyama, M., "Simulating Performance of GRS-RW by Finite-Element Procedure", Journal of Geotechnical Engineering, 121(4), pp 330-340, 1995

Ling, H. I., Leshchinsky, D., and Perry, E. B. (1997), "Seismic Design and Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures", Géotechnique, 4(75), pp. 933-952

Ling, H. I., Leshchinsky, D., and Chou, N. N. S., "Post-Earthquake Investigation Walls and Slopes during the Ji-Ji Earthquake of Taiwan", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21 pp 297-313, 2001

Matsuo, O., Tsutsumi, T., Yokoyama, K. and Saito, Y., "Shaking Table Tests and Analyses of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls", Geosynthetics International, Volume 5(1-2), pp 97-126, 1998

Nova-Rossig, L., and Sitar, N., "Centrifuge Studies of the Seismic Response of Reinforced Soil Slopes", Proceedings of the 3rd International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference, Special Publication, ASCE, Vol. 1, No. 75 pp.458-468, 1999

Ramakrishnan, M. B., and Britto, A., "Laboratory Seismic Tests on Geotextile Wrapped-Faced and Geotextile-Reinforced Segmental Retaining Walls", Geosynthetics International, 5(1-2), pp. 55-71 1999

Sakaguchi, M., Muramatsu, M., and Nagura, K., "A Discussion on Reinforced Embankment Structures Having High Earthquake Resistance", Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Volume 1, pp 287-292, 1992

Steedman, R.S., and Zeng, X., "The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on a Retaining Wall", Géotechnique, 40(1), pp. 103-112, 1992

Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M., "Performance of Geogrid-Reinforced Soil Retaining Walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995", Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Japan, Balkema, Rotterdam, pp. 55-62, 1995

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y., and Horii, K., "Seismic Stability against High Seismic Loads on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Structures", Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, pp. 103-142, 1998

[۹] در نگاهی کلی، موارد زیر از اصلی‌ترین نتایج این تحقیق است:

[۱۰] ۱- می‌توان از روش شبه-استاتیکی به عنوان روشی مطمئن در طراحی دیوارهای حائل مسلح و غیرمسلح استفاده کرد. این روش، طرح را در حاشیه اطمینان قرار می‌دهد؛ اما با افزایش ضریب افقی شتاب زلزله از کارایی این روش کاسته می‌شود و باعث تولید طرح‌های غیرواقعی و غیراقتصادی خواهد شد؛ بنابراین استفاده از روش‌های دقیق‌تر در طرح سازه‌هایی از این دست برای مناطقی چون ایران با خطر زیاد زلزله پیشنهاد می‌شود.

[۱۱] ۲- روش شبه-دینامیکی روش مطمئن و دقیق در طراحی دیوارهای حائل مسلح و غیرمسلح است. این روش، هرچند که هزینه طراحی را به نسبت روش شبه استاتیکی بالا می‌برد؛ اما با افزایش ضریب افقی شتاب زلزله، اقتصادی شدن طرح استفاده از آن را توجیه خواهد کرد.

۱- مراجع

- [۱] شامقلی، محسن؛ تحلیل و طراحی دیوارهای خاک مسلح در برابر زلزله، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران، ۱۳۷۹.
- [۲] نوری، حمیدرضا؛ تحلیل شبیه‌های خاک مسلح حین زلزله به کمک روش قطعات افقی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران، ۱۳۸۲.
- [۳] Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Walterz, D., and Lee, W. F. (2003), "A New Working Stress Method for Prediction of Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls", Canadian Geotechnical Journal, 40, pp. 976-994
- [۴] Bathurst, R.J., Cai, Z., and Pelletier, M., "Seismic design and the performance of Reinforced segmental retaining walls," Geotechnical Fabrics Report, Aug. issue pp. 485] 1996
- [۵] Cai, Z. and Bathurst, R.J., "Pseudo-Static Seismic Analysis of Geosynthetic Analysis of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls", Geosynthetics International, 2(5), pp 787-830, 1995
- [۶] Collin, J. G., Chouery-Curtic, V.E., and Berg, R.R. "Field Observation of Reinforced Soil Structures under Seismic Loading", Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, Baklema, Rotterdam, pp. 223-228, 1992
- [۷] Howard Jr., R. W. A., Kutter, B. L., and Siddharthan, R., "Seismic Deformation of Reinforced Soil Centrifuge Models", Proceedings of the 3rd International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference, Special Publication, ASCE, Vol. 1, No. 75 pp 446-457., 1999
- [۸] Jones, C. J. F. P. , Earth Reinforcement and Soil Structures, Butterworths and Co., 1985.