

مدل سازی دیوارهای خاکی مسلح شده با نوارهای فلزی به روش اجزاء مجزا

غلامحسین رودی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

علی اصغر میرقاسمی (دانشیار)

پردیس دانشکده‌های فنی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

روش اجزاء مجزا در سال ۱۹۷۱ در مدل سازی جابه‌جایی توده‌های سنگی، و در دهه‌ی ۹۰ در مدل سازی مسائل مکانیک خاک و پی به کار گرفته شد. در این تحقیق، از این روش برای مدل سازی دیوارهای خاکی مسلح توسط نوارهای فلزی استفاده شده است. بدین منظور، مجموعه‌ی خاک و مسلح کننده به تعدادی عضوهای ذوزنقه‌یی تقسیم بندی شده‌اند که هر عضو شامل یک نوار تقویت^۱ است. در وجوهی که خاک با خاک در تماس است، اتصال عضوها با استفاده از دو فنر برشی و قائم صورت می‌گیرد. رفتار این فنرها به صورت کشسانی - خمیری بوده و خصوصیات آنها با توجه به پارامترهای خاک تعیین می‌شود. در وجه تماس عضو با سطح گسیختگی، چهار فنر قرار داده می‌شود. دو فنر اضافه به منظور اعمال اثر نیروی کشش و برش مسلح کننده‌ها پیش بینی شده‌اند. سختی فنر کششی مسلح کننده‌ها با توجه به رفتار اصطکاک خاک و نوار، و سختی فنر برشی با استفاده از نظریه‌ی تیر بر بستر ارتجاعی در طول مقاوم مسلح کننده‌ها محاسبه شده است. استفاده از محاسبات ماتریسی نیروها در وجوه هر عضو، ماتریس سختی عضوها تعیین و از ترکیب آن‌ها ماتریس سختی کل سازه حاصل می‌شود. با اعمال نیروها به مجموعه، دستگاه ماتریسی تحلیل گردیده و تغییر طول فنرها با استفاده از تغییر مکان نسبی دو ضلع مجاور تعیین می‌شود. محاسبه‌ی نیروها از حاصل ضرب سختی فنرها در تغییر طول آن‌ها به دست می‌آید. به منظور کنترل نتایج مدل سازی و ارائه‌ی قابلیت‌ها و کارایی آن یک برنامه‌ی رایانه‌یی به زبان فورترن نوشته شده و مثال‌های متعددی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. تحلیل استاتیک و دینامیک سازه‌های خاک مسلح^۲ که در روش‌های تحلیل سنتی با کاستی‌ها و معایب زیادی همراه‌اند به راحتی و با اطمینان کافی در حالات مختلف بارگذاری بررسی شده‌اند.

واژگان کلیدی: روش‌های تحلیل عددی، روش اجزاء مجزا، بهسازی خاک، خاک مسلح، ابنیه حائل.

۱. مقدمه

این روش‌ها هستند. یکی از گسترده‌ترین و مقبول‌ترین این روش‌ها، روش «خاک مسلح» است.

در این روش که در سال ۱۹۶۶ توسط یک مهندس فرانسوی، به نام هانری ویدال، ارائه شد^[۱] نوارهای تسلیح فلزی به طور متوالی در درون لایه‌های یک خاک دانه‌یی قرار داده می‌شوند و با استفاده از سازوکار اصطکاک بین خاک و این نوارها، باربری صورت می‌گیرد. در اثر اعمال بار، اصطکاک بین خاک و مسلح کننده‌ها در طول مقاوم نوارهای تقویت، باعث جلوگیری از ریزش توده می‌شود (شکل ۱).

این روش، نسبت به روش‌های سنتی، از مزایای اقتصادی و اجرایی فراوانی برخوردار است و همین امر باعث مقبولیت آن در بین روش‌های سنتی و جدید مقاوم سازی شده است^[۱]. همچنین عملکرد مناسب آن‌ها در موارد عملی نسبت به دیوارهای دیگر باعث شده تا خاک مسلح همواره به عنوان یکی از گزینه‌های اولیه

مقاوم سازی شیب‌ها به منظور احداث بنا در بالای آن یا در پای شیب، همواره یکی از معضلات مطرح در بحث مهندسی عمران بوده است. روش‌های ابتدایی ساخت دیوارهای وزنی حجیم، از راه حل‌های اولیه برای رفع این مشکل بوده‌اند. در این دیوارها با استفاده از وزن زیاد مصالح، با نیروی فشار خاک مقابله می‌شود. به کارگیری بتن مسلح و ابداع دیوارهای حائل طره‌یی و پشت بنددار اگرچه ارائه دهنده‌ی ابعاد اقتصادی تری هستند، مشکلات اجرایی دیوارها را دوچندان کرده‌اند. از این رو روش‌های ابتکاری و خلاقانه‌یی که بتوانند با ایده‌یی بهتر و اجرایی ساده‌تر، مقاوم سازی را امکان پذیر کنند جایگاه به سزایی در این موضوع خواهند داشت. روش‌های مقاوم سازی داخلی خاک که در آن از خود خاک در مقاوم سازی توده بهره گرفته می‌شود، از جمله‌ی

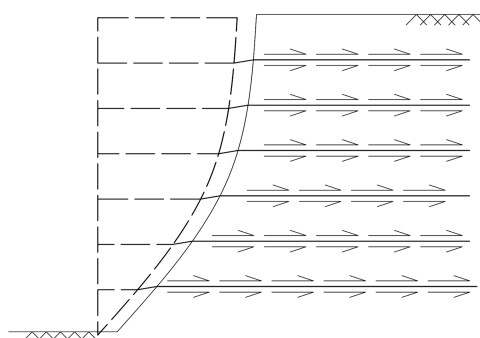
تاریخ: دریافت ۱۳/۶/۱۳۸۵، داوری ۳۹/۳/۱۳۸۶، پذیرش ۲۱/۸/۱۳۸۶.

در مسائل مقاوم سازی مطرح باشد. نمونه هایی از این عملکرد را می توان در زلزله های شدید ۱۹۹۴ Northridge و ۱۹۹۵ Kobe مشاهده کرد [۳].

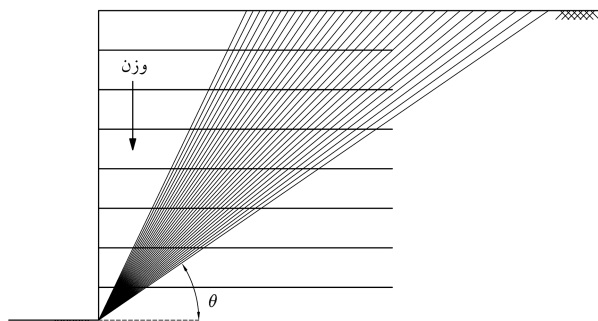
به رغم سازوکار ساده ی خاک مسلح، روش های تحلیل آن پیچیدگی های مخصوص به خود را دارند. در اولین روش تحلیل، موسوم به «روش نیروی کولمب» [۳]، که در سال ۱۹۶۹ ارائه شد [۱] یک گوه گسیختگی فرضی مشابه گوه کولمب در نظر گرفته می شد (شکل ۲)، و علاوه بر نیروهای قبل، نیروی کشش مسلح کننده ها به آن افزوده می شد. سپس با برقراری رابطه ی تعادل به ازای زاویه ی θ ، مجموع نیروی کشش نوارها با مشتق گیری نسبت به θ به دست می آمد (رابطه ی ۱). در این روش تعیین نیروی هر مسلح کننده ممکن نبود.

$$\Sigma T = \frac{1}{\gamma} \cdot H^2 \cdot Cotg(\theta) \cdot tg(\theta - \phi) \quad (1)$$

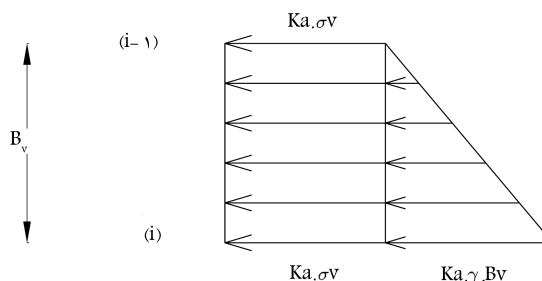
که در آن ΣT مجموع نیروی کشش نوارها در محاسبات روش نیروی کولمب است. در روش بعدی موسوم به «روش نیروی رانکین» [۳]، با فرض این که هر



شکل ۱. عملکرد اصطکاکی خاک و مسلح کننده جهت جلوگیری از لغزش توده.



شکل ۲. روش نیروی کولمب در تحلیل خاک مسلح.



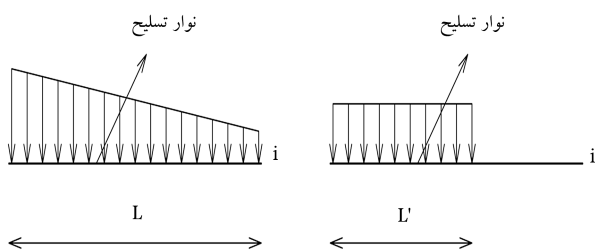
شکل ۳. روش نیروی رانکین در تعیین نیروی هر مسلح کننده.

مسلح کننده نیروی فشار جانبی خاک در ناحیه ی سطح بارگیر خود را تحمل خواهد کرد، نیروی هر نوار به دست می آید (رابطه ی ۲) [۴].

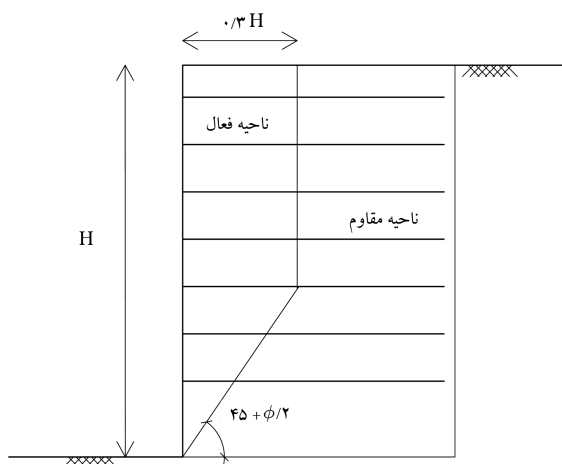
$$T_i = K_a \cdot \sigma_v \cdot B_v + \frac{1}{\gamma} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot B_v^2 \quad (2)$$

که در آن T_i نیروی کشش هر نوار در محاسبات روش نیروی رانکین است. در تحقیقات دیگر نیز این روش ها به طور مشابه مبنای تحلیل و طراحی دیوارهای خاک مسلح بوده اند [۵]. در سال ۱۹۷۲، به منظور اعمال اثر فشار جانبی خاک پشت توده ی خاکریز، فشار قائم به صورت ذوزنقه یی بر نوارها ارائه شد (شکل ۴). همچنین در روشی دیگر توزیع فوق بر مبنای توزیع میرهوف روی طول L' اصلاح شد [۶]. اما تحقیقات بعدی نشان داد که فرض این روش های سنتی بر مبنای صفحه یی بودن سطح گسیختگی فرضی، با واقعیت منطبق نیست. در مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیل های عددی دقیق تر، سطح گسیختگی احتمالی به صورت یک منحنی گزارش شد [۷-۹].

زاویه ی تمایل این سطح در پایین معادل $45 + \frac{\phi}{2}$ ، و در بالا تقریباً به قائمه تبدیل می شود. روش های تحلیل بعدی بر مبنای این سطح فرضی ارائه شدند. از جمله ی این روش ها، روش Coherent Gravity است که تغییرات ضریب رانش خاک را در ارتفاع به صورت متغیری از K_0 در سطح دیوار تا K_a در عمق ۶ متری فرض می کند و مبنای محاسبات را سطح گسیختگی ایده آل سازی شده ی دوخطی، بر مبنای نتایج ثبت شده ی فوق قرار داده است [۱۰، ۱۱]. در این حالت سطح گسیختگی با یک شکل دوخطی ایده آل سازی شده است که در پایین به صورت مایل و با زاویه ی $45 + \frac{\phi}{2}$



شکل ۴. توزیع تنش قائم اصلاح شده توسط شلوسر [۶].



شکل ۵. سطح گسیختگی ایده آل سازی شده در تحقیقات بعدی.

با تماس خاک با خاک خواهد بود و در ضلع ۲، علاوه بر خاک پیش‌بینی اتصال نوار تقویت نیز ضرورت دارد.

از این رو به منظور مدل‌سازی اتصال اعضا، باید در هر یک از وجوه ۱، ۲ و ۳ یک فنر برشی و یک فنر قائم برای مدل‌سازی رفتار خاک و در وجه ۲ یک فنر برشی و یک فنر قائم اضافه به منظور مدل‌سازی تأثیر نوارهای تقویت قرار گیرد.

۳. مدل‌سازی رفتار فنرها

مطابق توضیحات ارائه شده در بخش‌های پیشین، تعریف دو گروه فنر در مجموعه ضرورت می‌یابد: فنرهای مربوط به تماس خاک با خاک، و فنرهای مربوط به نوارهای تقویت. رفتار این دو گروه در ادامه معرفی می‌شود.

۱.۳. رفتار فنرهای خاک

برای معرفی رفتار این گروه، تعریف سختی فنرهای برشی خاک (K_s) و سختی فنرهای قائم خاک (K_n) لازم است:

الف) فنرهای برشی خاک

رفتار فنرهای برشی به صورت کشسانی - خمیری کامل مطابق شکل ۷ انتخاب شده است. در صورتی که تغییر طول فنر کم‌تر از حد کشسان باشد رفتار فنر به صورت خطی با شیب (K_s)، و در صورتی که تغییر طول از حد کشسان فراتر رود رفتار آن به صورت خمیری خواهد بود و مقاومت برشی در حد مقاومت پسماند باقی می‌ماند (شکل ۷).

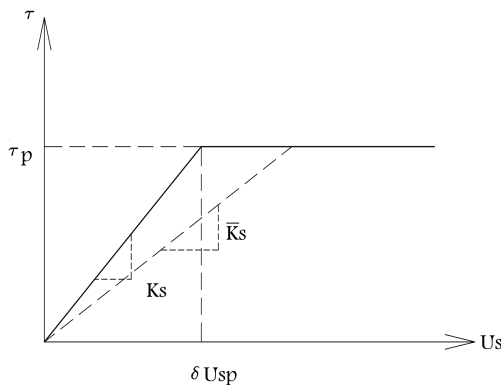
برای تعیین تغییر مکان حد کشسانی باید مقدار مقاومت برشی (τ_p) را بر سختی فنر برشی مربوطه (K_s) تقسیم کنیم ($u_{SP} = \frac{\tau_p}{K_s}$) مقدار TP با استفاده از معیار موهر کولمب مطابق روابط ۳ تعیین می‌شود.

$$\sigma^i \rightarrow \tau_p^i = \sigma^i \tan \phi^i + c^i \rightarrow u_{SP}^i = \frac{\tau_p^i}{K_s} \quad (3)$$

از مقایسه‌ی تغییر مکان برشی در هر وجه با حد کشسان آن، گسیختگی فنر تعیین می‌شود. در صورتی که فنری وارد فاز خمیری شود، سختی آن با \bar{K}_s جایگزین می‌شود (شکل ۷).

ب) فنرهای قائم خاک

فنرهای قائم در فشار گسیخته نمی‌شوند، اما در کشش تنها تا حد مقاومت کششی مجاز قابلیت تحمل نیرو را خواهند داشت. مقاومت کششی مجاز برابر



شکل ۷. رفتار فنرهای برشی خاک.

بوده و تا فاصله‌ی $0.3H$ از دیوار امتداد پیدا می‌کند. سپس امتداد آن به صورت قائم تا سطح خاک ادامه می‌یابد (شکل ۵).

با این وجود در همه‌ی روش‌های ارائه‌شده‌ی مذکور ضعف محاسبه‌ی نیروی هریک از مسلح‌کننده‌ها به خوبی دیده می‌شود. این روش‌ها بر مبنای تعادل کلی فقط می‌توانند مجموع نیروی کشش در نوارها را ارائه کنند و محاسبه‌ی نیروی هریک از مسلح‌کننده‌ها در آن‌ها، با فرضیات تقریبی صورت می‌گیرد. همچنین این تحلیل‌ها فقط در حالات خاصی از هندسه و بارگذاری جوابگو هستند. روش اجزاء مجزا قادر است ضمن ارضاء تمامی معادلات تعادل جزئی و کلی، نیروی هریک از مسلح‌کننده‌ها را در هر شرایط هندسی و بارگذاری ارائه دهد. علاوه بر این، مدل‌سازی صورت‌گرفته در این تحقیق، از قابلیت اعمال اثر برش نوارهای تقویت در تحلیل‌ها برخوردار است.

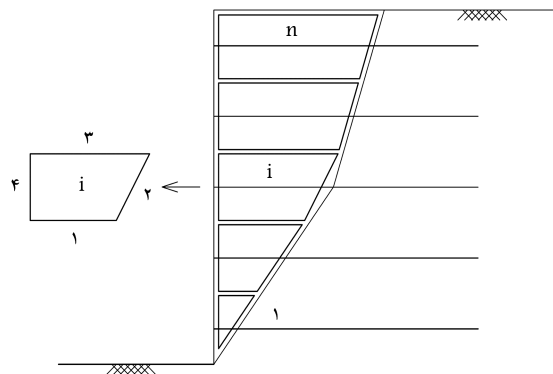
این روش نشأت‌گرفته از الگوی مدل‌سازی است که در سال ۱۹۷۱، به منظور بررسی جابه‌جایی توده‌های سنگی، ارائه شد^[۱۲]. در دهه‌ی ۱۹۹۰ از این روش برای مدل‌سازی مسائل مکانیک خاک استفاده شد. تحلیل مسئله‌ی ظرفیت باربری پی‌ها، دیوارهای حایل، و فشار جانبی خاک از جمله مواردی است که در این برهه از زمان مورد تحلیل قرار گرفتند^[۱۳-۱۵]. همچنین تحقیقات دانشگاهی براساس این روش در نقاط مختلف دنیا، از جمله ایران، به انجام رسیده است^[۱۶-۱۷].

در این روش مجموعه‌ی خاک و مسلح‌کننده به تعدادی از اجزاء دوزنقه‌ی تقسیم‌بندی می‌شوند. هر یک از این اعضا در برگیرنده‌ی یک نوار تقویت‌اند. اتصال اعضا توسط فنرهای وینکلر برشی و قائم برقرار می‌شود. اثر مسلح‌کننده‌ها توسط فنرهای برشی و قائمی که در محل تلاقی آنها با سطح گسیختگی تعبیه شده‌اند، اعمال می‌شود. با نوشتن و اجرای برنامه‌ی رایانه‌ی به زبان فرترن، تحلیل استاتیک و دینامیک شیب‌های تقویت‌شده با نوارهای فلزی انجام، و مسئله برای مثال‌های متعدد در حالات گوناگون تحلیل شده است.

۲. نحوه‌ی عضو بندی در روش اجزاء مجزا

نحوه‌ی عضو بندی مورد استفاده توسط مؤلفین برای مدل‌سازی این دیوارها، در شکل ۶ نشان داده شده است^[۱۸]. در این عضو بندی هر عضو به صورت دوزنقه با اضلاع موازی افقی خواهد بود که از یک سو به نما و از سوی دیگر به سطح فرضی گسیختگی منتهی می‌شود. هریک از نوارهای تقویت در وسط این اعضا جای می‌گیرد.

اگر شماره‌گذاری اضلاع مطابق شکل ۶ باشد، اتصال اعضا در اضلاع ۱ و ۳



شکل ۶. نحوه‌ی شماره‌گذاری عضو بندی دیوار خاک مسلح.

u_p تغییر مکان نسبی نظیر این مقاومت، و k نسبت این دو پارامتر است. در واقع مقدار K از رابطه $K = \frac{\tau_p}{u_p}$ با فرض یک رفتار کشسانی-خمیری برای اصطکاک بین خاک و مسلح کننده حاصل می شود که در این رفتار τ_p تنش پسماند، u_p تغییر مکان نسبی نظیر آن است [۲۰]. روابط ۵ به ازای واحد طول ژئوگریدها حاصل شده اند. اگر این معادلات را برای نوارهای تسلیح به عرض b اصلاح کنیم، داریم:

$$\begin{cases} u \leq u_p & : \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\gamma \cdot K \cdot b}{S} \cdot u \\ u > u_p & : \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\gamma \cdot b \cdot \tau_p}{S} \end{cases} \quad (6)$$

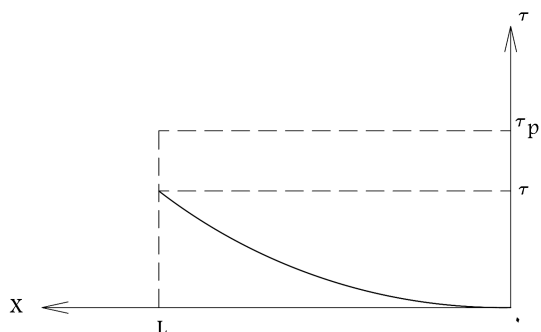
حل این معادلات در دو حالت و با توجه به شرایط مرزی مربوطه صورت می گیرد. در حالت اول، تغییر مکان در سطح گسیختگی فرضی کم تر از حدی است که تنش برشی بیشینه در طول مقاوم نوار تسلیح به کار افتد. تغییرات تنش اصطکاک بین خاک و نوار مسلح کننده در این حالت در شکل ۱۰ دیده می شود. حل معادله دیفرانسیل ۶ در این حالت، مقدار نیروی محوری در درون مسلح کننده را در محل تلاقی با سطح گسیختگی ارائه می دهد (رابطه ی ۷) [۱۸].

$$T = \frac{\gamma \cdot K \cdot b}{a} \cdot \text{Tanh}(aL_p) \cdot u_f \quad (7)$$

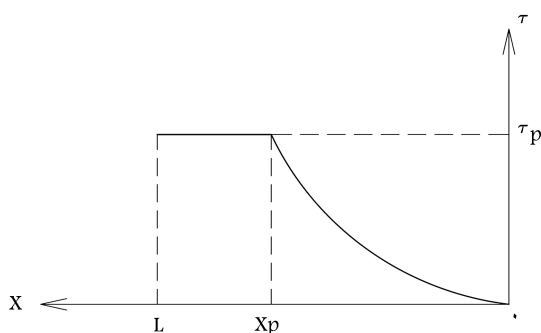
که در آن T نیروی محوری در محل تلاقی با سطح گسیختگی، b عرض نوار تسلیح، K سختی نظیر رفتار برشی بین خاک و سطح مسلح کننده، u_f تغییر مکان محوری نوار در محل تلاقی با سطح گسیختگی، L_p طول مقاوم نوار تسلیح و a برابر است با:

$$a = \sqrt{\frac{\gamma \cdot K \cdot b}{S}}$$

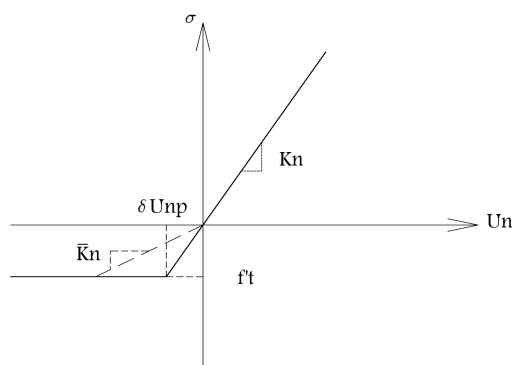
اگر تغییر مکان نسبی بین خاک و مسلح کننده بیش از حد کشسان باشد ($u_f > u_p$) توزیع تنش برشی موجود بر سطح نوار تسلیح به صورت شکل ۱۱ تغییر خواهد کرد.



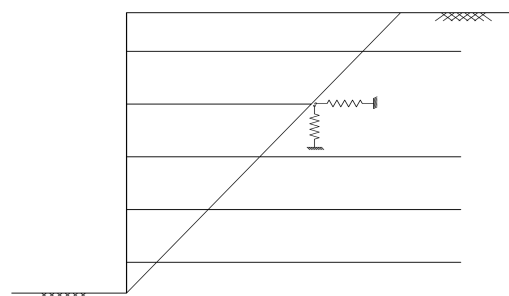
شکل ۱۰. نحوه تغییرات تنش اصطکاک بین خاک و مسلح کننده در حالت اول.



شکل ۱۱. نحوه تغییرات تنش اصطکاک بین خاک و مسلح کننده در حالت دوم.



شکل ۸. رفتار فنرهای قائم.



شکل ۹. فنرهای جایگزین شده به منظور اعمال اثر نوارها.

کششی مطابق رابطه ی ۴ حاصل می شود: $f'_t = \frac{\gamma c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi}$ با استفاده از آن مقدار تغییر مکان حد کشسان

$$u_{np} = \frac{f'_t}{K_n} \quad (4)$$

در صورتی که رفتار فنر قائم در فاز کششی بوده و از حد مجاز کششی فراتر رود باید سختی آن فنر (K_n) با سختی اصلاح شده ی کششی \bar{K}_n جایگزین شود (شکل ۸). البته از آنجا که در خاک مسلح معمولاً از خاک دانه یی استفاده می شود، ظرفیت کششی تقریباً برابر صفر خواهد بود.

۲.۳ رفتار فنرهای نوارهای تسلیح

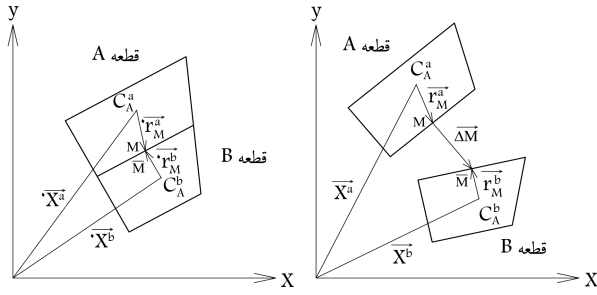
به منظور مدل سازی اثر نوارهای تسلیح، یک نیروی محوری و یک نیروی برشی در محل تلاقی نوار تسلیح و سطح گسیختگی فرض می شود (شکل ۹).

۱.۲.۳ رفتار فنر کششی

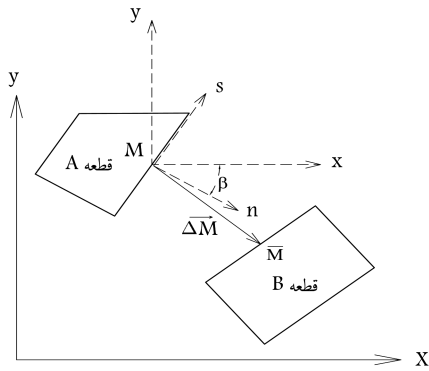
نیروی کشش ایجاد شده در نوار مسلح کننده تابع اصطکاک بین خاک و مسلح کننده در ناحیه ی مقاوم نوار است. می تاجی طی تحقیقات خود، با بررسی یک عضو از نوار تسلیح معادلات دیفرانسیل مربوطه (روابط ۵) را به منظور تعیین رفتار اصطکاک بین خاک و مسلح کننده ارائه کرد [۱۹].

$$\begin{cases} u \leq u_p & : \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\gamma \cdot K}{S} \cdot u \\ u > u_p & : \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\gamma \cdot \tau_p}{S} \end{cases} \quad (5)$$

در این روابط، u تغییر مکان نسبی بین خاک و مسلح کننده، x فاصله از انتهای مسلح کننده در درون خاک، S سختی نیروی محوری مسلح کننده نسبت به کرنش محوری آن ($S = E \cdot A$) است. τ_p بیشینه ی مقاومت برشی بین خاک و نوار تسلیح،



شکل ۱۳. شکل اولیه و تغییر شکل یافته در دو عضو مجاور.



شکل ۱۴. دستگاه مختصات کلی و محلی.

که در آن p نقطه‌ی میانی ضلع مشترک بین دو عضو A و B است. منظور از دستگاه مختصات محلی، دستگاهی است که محورهاى آن به ترتیب موازى و عمود بر ضلع مشترک باشند (شکل ۱۴).

اگر T^p ماتریس دوران بین مختصات محلی و کلی، R^p ماتریس انتقال تغییر مکان از مرکز جرم عضو به تغییر مکان در موقعیت نقطه‌ی p ، u_A و u_B تغییر مکان مرکز جرم عضوهای مجاور A و B ، و F^p بردار نیروهای ضلع p در مختصات کلی باشد، براساس فرمول‌بندی ارائه شده در روش اجزاء مجزا^{[۱۸]، [۱۲]} رابطه‌ی ۱۱ برای محاسبه‌ی اثر فنرهای خاک در ماتریس سختی هر ضلع قابل دست‌یابی است.

$$F^p = -R^{pA} \cdot T^{pA} \cdot K^{pA} \cdot T^{pA^T} (R^{pB^T} u_B - R^{pA^T} u_A) \quad (11)$$

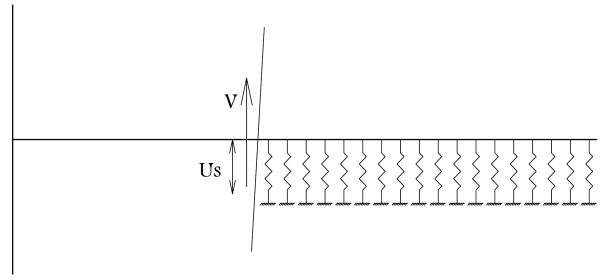
از برآیند رابطه‌ی ۱۱ برای اضلاع مختلف یک عضو، معادله‌ی کلی رابطه‌ی ۱۲ برای هر عضو به دست می‌آید:

$$f^A = \sum_{p=1}^n -R^{pA} \cdot T^{pA} \cdot K^{pA} \cdot T^{pA^T} \cdot R^{pB^T} \cdot u_B + R^{pA} \cdot T^{pA} \cdot K^{pA} \cdot T^{pA^T} \cdot R^{pA^T} \cdot u_A \quad (12)$$

که در آن f^A نیروهای پیکره‌ی در مرکز جرم عضو A است که برای تعادل باید با مجموع نیروهای موجود بر اضلاع برابری کنند. Σ بر روی تعداد اضلاع عضو اعمال شده است.

ب) اثر فنرهای نوارهای تسلیح

محاسبه‌ی اثر نوارهای تسلیح در ماتریس سختی هر عضو با استفاده از تغییر مکان نسبی در ضلع دوم که محل تلاقی نوار با سطح گسیختگی است، انجام می‌شود. از آنجا که در مجاورت این ضلع بخش مقاوم خاک قرار دارد و تغییر مکان



شکل ۱۲. مدل‌سازی تیر بر بستر ارتجاعی جهت محاسبه سختی برشی نوار.

در این حالت تنش اصطکاکی از مقدار صفر تا حد کشسان افزایش پیدا می‌کند. نقطه‌ی x_p است که در آن تنش اصطکاکی به بیشترین حد خود رسیده و در ادامه‌ی طول مسلح‌کننده، تنش اصطکاکی ثابت خواهد ماند. حل معادله‌ی ۶ در این حالت منجر به رابطه‌ی ۸ برای محاسبه‌ی نیروی محوری خواهد شد:

$$T = \frac{\gamma \cdot K \cdot b}{a} \cdot \text{Tanh}(ax_p) \cdot u_p + \gamma \cdot b \cdot \tau_p \cdot (L - x_p) + Cte \quad (8)$$

۲.۲.۳ رفتار فنر برشی

فنر برشی تعبیه شده قابلیت اعمال اثر برش موجود در نوارهای تسلیح را خواهد داشت. این اثر که در روش‌های سنتی تحلیل خاک مسلح در نظر گرفته نمی‌شود، با بهره‌گیری از نظریه‌ی تیر بر بستر ارتجاعی محاسبه شده است (شکل ۱۲). در این مدل طول مقاوم مسلح‌کننده (طول موجود در ناحیه‌ی مقاوم) به صورت یک تیر بر بستر کشسان فرض می‌شود. در این تیر، بیشترین نیروی برش طبق رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید^[۱۸].

$$V = \gamma EI \lambda^3 \cdot u_s \quad (9)$$

که در آن، $\lambda = \sqrt[3]{\frac{K_s \cdot b}{\gamma \cdot EI}}$ مدول عکس‌العمل بستر، b پهنای نوار، $E \cdot I$ سختی خمشی مقطع مسلح‌کننده و u_s تغییر مکان عمود بر راستای طول نوار است.

۴. محاسبات ماتریسی

برای یافتن دستگاه معادلات ماتریسی، ابتدا باید ماتریس سختی و ماتریس بار وارده را محاسبه کرد. به منظور محاسبه‌ی ماتریس سختی مجموعه، ابتدا ماتریس سختی هر عضو از ترکیب اثر فنرهای خاک و مسلح‌کننده تشکیل می‌شود و سپس از سرهم کردن ماتریس‌های سختی عضوها، به ماتریس سختی کل دست می‌یابیم.

۱.۴ محاسبه‌ی ماتریس سختی در هر عضو

الف) اثر فنرهای خاک

در محاسبه‌ی ماتریس سختی فنرهای خاک، نیروها بر روی اضلاع هر عضو مد نظر قرار می‌گیرند. نیروهای هر وجه تابعی از تغییر طول فنرهای آن وجه است. بنابراین مطابق شکل ۱۳ دست‌یابی به این نیروها مستلزم محاسبه‌ی تغییر مکان نسبی دو عضو مجاور پس از تغییر شکل است.

اگر \bar{F}^p ماتریس نیروهای ضلع p از عضو در مختصات محلی و $\Delta \bar{u}^p$ ماتریس تغییر مکان نسبی ضلع p در دو عضو مجاور در مختصات محلی باشد، با استفاده از ماتریس سختی می‌توان رابطه‌ی ۱۰ را بیان کرد.

$$\bar{F}^p = K \cdot \Delta \bar{u}^p \quad (10)$$

نمی‌دهد، می‌توان برای هر نوار مسلح‌کننده رابطه‌ی بین نیروهای موجود در نوار و تغییر مکان در ضلع شماره ۲ را به صورت رابطه‌ی ۱۳ خلاصه کرد^[۱۸].

$$F_R = k_R \cdot u_R \quad (13)$$

که در آن F_R ماتریس نیروی مسلح‌کننده‌ها در ضلع دوم، u_R تغییر مکان نسبی در ضلع دوم، و ماتریس k_R در برگرفته‌ی سختی مسلح‌کننده‌هاست که اعضای آن توسط روابط ۷ تا ۹ تعیین می‌شوند. از ترکیب رابطه‌ی ۱۳ با رابطه‌ی ۱۲ می‌توان رابطه‌ی بین نیروهای کل در مرکز هر عضو با تغییر مکان مرکز جرم هر عضو و عضوهای مجاور را به دست آورد (رابطه‌ی ۱۴).

$$f^A = \sum_{p=1}^n -R^{pA} \cdot T^{pA} \cdot K^{pA} \cdot T^{pAT} \cdot (R^{pBT} \cdot u_B - R^{pAT} \cdot u_A) + R^{pA} \cdot K_R^A \cdot R^{pAT} \cdot u_A \quad (14)$$

۲.۴. محاسبه‌ی ماتریس سختی کل

پس از محاسبه‌ی ماتریس سختی هر عضو می‌توان ماتریس سختی کل مجموعه را از ترکیب این ماتریس‌ها به دست آورد. بدین منظور، شماره‌گذاری عضوها مطابق شکل ۶ صورت می‌گیرد و با محاسبه‌ی جایگاه درجات آزادی هر عضو در ماتریس سختی کل، این ماتریس محاسبه می‌شود^[۱۸].

۳.۴. محاسبه‌ی ماتریس نیروهای خارجی

ماتریس نیروهای خارجی متشکل از تمامی نیروهایی است که به مجموعه وارد می‌شود: نیروهای وزن، سربار و زلزله. این نیروها باید تماماً به مرکز جرم عضوها منتقل شوند. بنابراین با توجه به شکل ۶ ماتریس F_{EX} از بعد $(3 \times n)$ خواهد بود که سه عضو اول آن F_x ، F_y و M را در عضو شماره ۱ نشان می‌دهد و اعضای بعدی به ترتیب نیروهای عضوهای ۲ تا n را در بر خواهند داشت.

$$\{F_{EX}\} = \begin{Bmatrix} f_x^1 \\ f_y^1 \\ m_1 \\ \dots \\ f_x^2 \\ f_y^2 \\ m_2 \\ \dots \\ \dots \\ f_x^n \\ f_y^n \\ m_n \end{Bmatrix}_{3 \times n} \quad (15)$$

۵. نحوه‌ی تحلیل و اعمال روند غیرخطی

پس از تشکیل ماتریس بار و ماتریس سختی، دستگاه معادلات $[K] \cdot [U] = [F]$ حاصل می‌شود. از حل این دستگاه به مقدار تغییر مکان‌های مطلق در مرکز عضوها می‌رسیم و می‌توان تغییر مکان نسبی اضلاع را با استفاده از تغییر مکان‌های مطلق عضوهای مجاور به دست آورد. مقادیر نیروهای اضلاع عضوها نیز از حاصل ضرب سختی فنرهای اضلاع در تغییر مکان نسبی آن ضلع (که همان تغییر طول فنرهاست) محاسبه می‌شود.

اگر رفتار فنرها وارد فاز خمیری نشده باشد، تحلیل به پایان رسیده است. اما اگر برخی از فنرها خمیری شده باشند، باید سختی اصلاح‌شده‌ی آن‌ها در برنامه جایگزین شود. بنابراین با مقایسه‌ی تغییر مکان‌های نسبی اضلاع با حد مجاز آن‌ها که از منحنی رفتاری به دست آمده، سختی فنرهای گسیخته‌شده اصلاح می‌شوند. بردار نیروهای داخلی F_{IN} از حاصل ضرب ماتریس سختی اصلاح شده در تغییر مکان‌ها محاسبه می‌شود.

از آنجا که ماتریس سختی اصلاح شده است، بین مقدار F_{EX} و F_{IN} اختلاف وجود خواهد داشت، یعنی $\Delta F = F_{EX} - F_{IN}$. اگر این اختلاف از حد مجاز کم‌تر باشد، این مرحله از تحلیل خاتمه یافته است اما چنانچه مقدار ΔF قابل توجه باشد، این اختلاف نیرو دوباره به مجموعه وارد می‌شود و تغییر مکان اضافه حاصل می‌شود. سپس مجدداً تغییر مکان نسبی اضلاع کنترل شده و سختی فنرهای گسیخته‌شده اصلاح می‌شوند.

این روند تا جایی که مقدار اختلاف بردار نیروهای داخلی با بردار نیروهای خارجی ناچیز شود ادامه خواهد یافت. به منظور اعمال گام به گام و تدریجی روال غیرخطی بارهای خارجی به مجموعه، روند سعی و خطای ذکر شده در بالا برای هر گام بارگذاری تکرار می‌شود. این عمل برای سطوح گسیختگی مختلف انجام می‌شود و در پایان برای هر سطح گسیختگی نیروهای موجود در نوارهای فازی مسلح‌کننده به دست می‌آیند. سطح گسیختگی بحرانی سطحی خواهد بود که بیشترین نیروهای مسلح‌کننده را در خود داشته است.

۶. نتایج تحلیل

برمبنای مدل‌سازی ارائه‌شده، یک برنامه‌ی رایانه‌ی به‌زبان فرترن با نام REA DEM تنظیم شده که از قابلیت تحلیل دیوارهای خاک مسلح در حالات گوناگون برخوردار است. صحت نتایج برنامه با مثال‌های متعدد بررسی، و مقادیر حاصله با دیگر نظریه‌های تحلیلی و نیز با نتایج مدل‌سازی‌های عددی و مشاهدات آزمایشگاهی مطابقت داده شدند. در ادامه به معرفی برخی از مثال‌های حل شده و نتایج حاصله پرداخته، و در انتها به برخی از قابلیت‌های ویژه‌ی این روش اشاره شده است.

۱.۶. کنترل نتایج برنامه با نظریه‌ی کولمب در حالت بدون مسلح‌کننده

به منظور کنترل اولیه‌ی برنامه، با معادل صفر قراردادن سختی مسلح‌کننده‌ها، مسئله برای حالت بدون مسلح‌کننده مورد تحلیل قرار گرفت و نتایج با نظریه‌ی کولمب مقایسه شد. نیروی فشار جانبی خاک برای سطح گسیختگی مایل فرضی با زاویه‌ی α مورد محاسبه قرار گرفت. این زاویه از مقدار $\frac{\phi}{4} - 45$ تا $\phi + 45$ با گام‌های افزایش یک درجه‌ی افزایش داده شده و فشار جانبی در هر زاویه محاسبه شد (شکل ۱۵). این محاسبات برای شرایط مختلف -- از جمله خاک‌های دانه‌ی، خاک چسبیده،

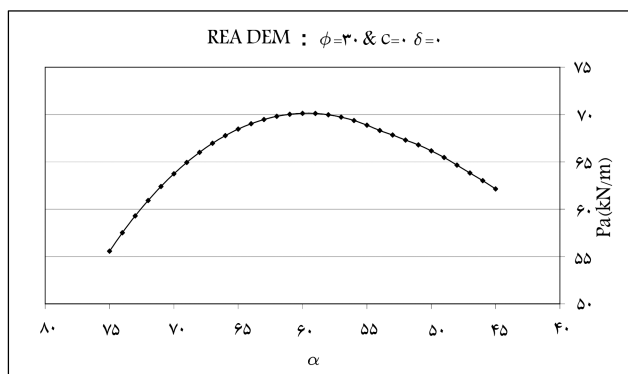
نتایج تحلیل دیگر حالات نیز در مقایسه، با نظریه‌ی کولمب به خوبی منطبق اند. شکل ۱۷ نتایج را در دیوار دیگری که دارای هندسه‌ی مشابه دیوار قبل بوده ولی از یک خاک چسبنده با مشخصات $c = 20 \text{ kPa}$, $\phi = 0$ تشکیل شده است، نشان می‌دهد. این دیوار به طور کامل با نتایج نظریه‌ی کولمب مطابقت دارد. براساس نظریه‌ی کولمب برای یک خاک کاملاً چسبنده با چسبندگی c و $\phi = 0$ زاویه‌ی گوه گسیختگی بحرانی برابر $\theta = 45 + \frac{\phi}{\gamma}$ خواهد بود. نیروی فشار جانبی خاک نیز از رابطه‌ی $P_a = 0.5 K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot H$ به دست می‌آید. با توجه به این که مقدار ϕ برابر صفر است، مقدار K_a برابر ۱ خواهد شد. نحوه‌ی محاسبه‌ی فشار جانبی در نظریه‌ی کولمب چنین است:

$$P_a = 0.5 \times 1 \times 16.5 \times 5^2 - 2 \times 20 \times \sqrt{1} \times 5 = 6.25 \text{ kN/m}$$

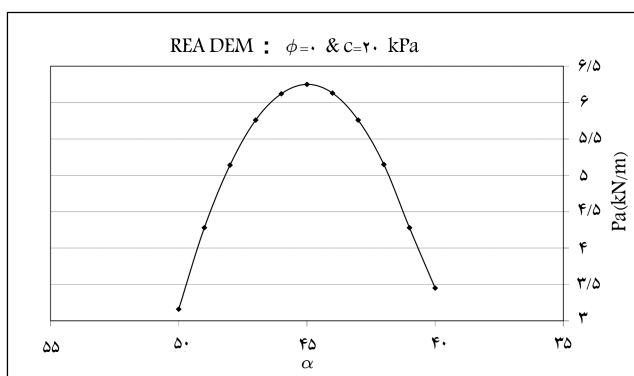
$$\theta = 45 + \frac{\phi}{\gamma} = 45 + 0 = 45^\circ$$

همان‌طور که در نمودار حاصل از تحلیل DEM در شکل ۱۷ دیده می‌شود، زاویه‌ی بحرانی در این تحلیل برابر ۴۵ درجه خواهد بود که دقیقاً برابر زاویه‌ی بحرانی در گوه کولمب است. همچنین مطابق شکل، مقدار نیروی فشار جانبی بیشینه به‌ازاء زاویه‌ی فوق برابر 6.25 kN/m به دست آمده است که دقیقاً برابر با نتیجه‌ی تحلیل کولمب است.

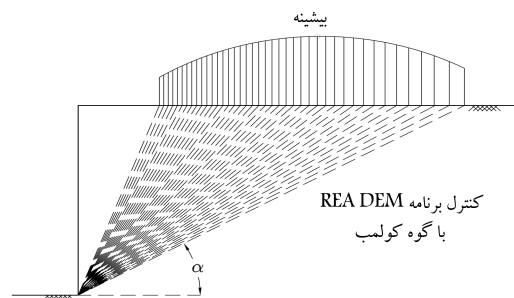
این تطابق به دلیل یکسان بودن روند تحلیل در نظریه‌ی کولمب و اجزاء مجزا، چندان دور از انتظار نبود. چرا که در هر دو روش یک سطح گسیختگی صفحه‌یی فرض شده و تعادل گوه مفروض به منظور یافتن بیشترین نیرو صورت گرفته است.



شکل ۱۶. نمودار تغییرات فشار جانبی حاصل از برنامه‌ی REA DEM.



شکل ۱۷. نمودار تغییرات فشار جانبی یک خاک کاملاً چسبنده در برنامه‌ی DEM REA.



شکل ۱۵. کنترل برنامه‌ی REA DEM با گوه گسیختگی کولمب.

خاک مخلوط و همچنین با در نظر گرفتن اصطکاک خاک و دیوار -- انجام شده است. به‌عنوان مثال، دیواری با مشخصات نشان داده شده در مدل ۱ از جدول ۱ مورد تحلیل قرار گرفت. در شکل ۱۶ نتایج حاصل از این تحلیل ارائه شده است. براین اساس، سطح لغزش بحرانی (سطحی که بیشترین نیروی فشار جانبی را اعمال می‌کند)، دارای زاویه‌ی 60° درجه رخ خواهد بود ($\alpha = 60^\circ$) که مقدار نیرو طبق نمودار برابر $P_{aDEM} = 70.13 \text{ kN/m}$ است.

تحلیل همین دیوار با استفاده از روابط نظریه‌ی کولمب نیز صورت گرفته است. مطابق تحلیل کولمب، زاویه‌ی لغزش گوه بحرانی برابر $\theta = 45 + \frac{\phi}{\gamma}$ خواهد بود که با جایگزینی $\phi = 30^\circ$ برای خاک مذکور، زاویه‌ی $\theta = 60^\circ$ حاصل می‌شود که دقیقاً با زاویه‌ی بحرانی اجزاء مجزا ($\alpha = 60^\circ$) برابر است. همچنین مقدار نیروی فشار جانبی بر مبنای تحلیل کولمب از رابطه‌ی $P_a = 0.5 K_a \cdot \gamma \cdot H^2$ برابر با 68.75 kN/m تعیین می‌شود. اختلاف مقدار فوق با مقدار نظیر در تحلیل اجزاء مجزا کم‌تر از ۵٪ است.

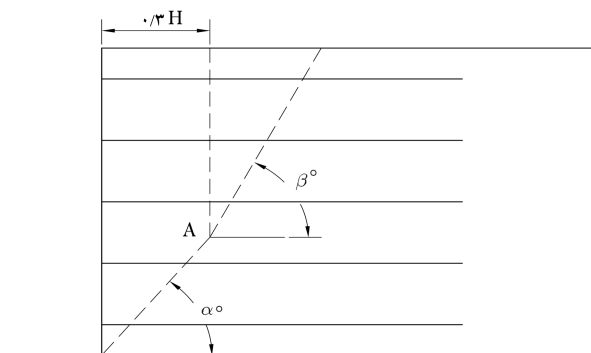
جدول ۱. مشخصات مدل‌های ۱ تا ۳.

	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	
ارتفاع خاک (H)	۵	۵	۶	m
وزن مخصوص خاک (γ)	۱۶.۵	۱۶.۵	۱۹	kN/m^3
زاویه اصطکاک داخلی ϕ	۳۰	۳۲	۲۵	°
چسبندگی (c)	۰	۰	۰	kN/m^2
سختی محوری فنرها (K_n)	۱۱۵۰۰	۱۱۵۰۰	۱۰۰۰۰	kN/m^2
سختی برشی فنرها (K_s)	۵۵۰۰	۵۵۰۰	۴۰۰۰	kN/m^2
طول نوارهای تسلیح (L)	-	۵	۶	m
سطح مقطع نوارهای تسلیح (b x t)	-	0.1×0.005	0.11×0.007	m
فاصل نوارهای تسلیح ($B_H \times B_V$)	-	1×1	1×1	m

۲.۶. کنترل سطح گسیختگی دوخطی در خاک مسلح

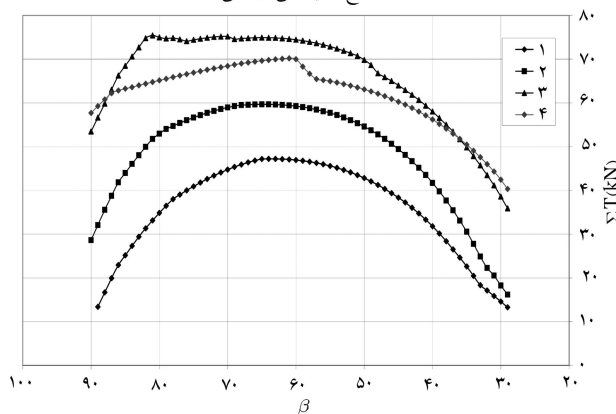
در مثال دوم، به منظور بررسی سطح گسیختگی ارائه شده در روش های سنتی تحلیل خاک مسلح، دو نوع سطح گسیختگی در دیوار مدل مورد آزمایش قرار گرفت (شکل ۱۸). در نوع اول، سطح گسیختگی صفحه‌یی که مبنای روش های نیروی کولمب و نیروی رانکین هستند مورد آزمایش قرار گرفت که بیشترین نیروی نوارهای تسلیح را به‌ازاء زاویه $\alpha = 63^\circ$ (همان زاویه ارائه شده در این روش ها با اختلاف ۲ درجه) نشان می‌داد، اما انطباق در مقدار نیروهای نوارهای تسلیح بسیار ضعیف بود. از این رو در نوع دوم، سطح گسیختگی دوخطی که الگو گرفته از روش های اصلاح شده‌ی تحلیل خاک مسلح بودند، بررسی شدند. در این حالت یک سطح گسیختگی مطابق آنچه که در شکل ۱۸ نشان داده شده است در نظر گرفته شد.

هندسه‌ی این سطح با دو زاویه‌ی α و β تعیین شده و نقطه‌ی مرزی دو ناحیه‌ی خطی (نقطه‌ی A)، با فاصله‌ی $0.3H$ از وجه دیوار قرار دارد. زوایای β و α به تدریج تغییر داده شدند تا سطح گسیختگی محتمل که بیشترین نیروهای مسلح‌کننده را ارائه می‌کند، به دست آید. مسئله برای دیوار نمونه با مشخصات مدل ۲ از جدول ۱ تحلیل، و نتایج حاصله در شکل ۱۹ ارائه شده است. در این شکل تغییرات مجموع نیروی کشش نوارها به‌ازاء چهار مقدار α و تغییرات زاویه‌ی β آورده شده است.



شکل ۱۸. سطح گسیختگی مورد آزمایش در حالت دوم.

سطح گسیختگی دوخطی



شکل ۱۹. نتایج تحلیل در سطح گسیختگی دوخطی به روش اجزاء مجزا در چهار حالت: $\alpha = 45 + \phi/2(1)$, $\alpha = 45 - \phi/2(1)$, $\alpha = 45 + \phi/2(3)$, $\alpha = 45 + \phi/3(4)$.

در این تحلیل بیشتر نیروها به‌ازاء زاویه‌ی $\alpha = 58^\circ$ و $\beta = 81^\circ$ ، و مقدار آن برابر $\Sigma T = 75.4 kN$ بوده است. این سطح در مقایسه با سطح گسیختگی صفحه‌یی نیروی بیشتری را ارائه می‌دهد و تشابه بیشتری به منحنی دوخطی ایده‌آل سازی شده در روش Coherent Gravity دارد.

۳.۶. تحلیل خاک مسلح در زلزله

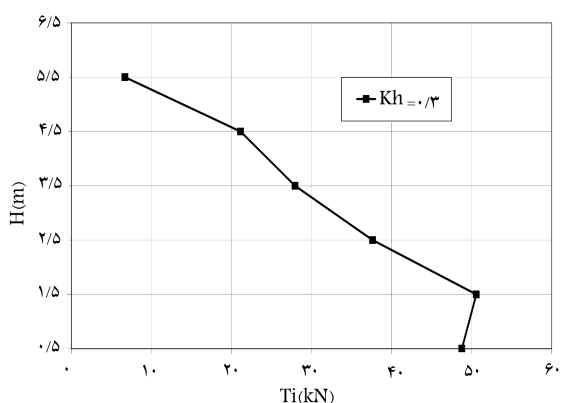
به منظور تحلیل دینامیکی خاک مسلح، نیروی زلزله در شتاب های مختلف به صورت شبه‌استاتیکی به اعضا وارد شده و تحلیل تحت این نیروها صورت می‌گیرد. بدین منظور ابتدا وزن قطعات و سربارهای موجود به مجموعه وارد می‌شود و سپس نیروهای افقی زلزله با حاصل ضرب ضریب شتاب افقی در وزن هر عضو محاسبه، و به مرکز جرم اعضا اعمال می‌شود. براین اساس تحلیل دیواری با مشخصات مدل ۳ از جدول ۱ تحت شتاب افقی $k_{fi} = 0.3$ صورت گرفته است.

نیروی مجموع نوارها (ΣT) در این حالت برابر 218.54 کیلو نیوتن به دست آمده است. این مقدار با نتایج تحقیقات پیشین^[۲۱] مقایسه شده است. در تحقیقات پیشین، با استفاده از تعادل گوه‌های محتمل در بالای هر نوار تسلیح، نیروهای مسلح‌کننده به دست آمده و مجموع نیروهای آن‌ها توسط نمودارهایی ارائه شده‌اند. مطابق این نمودارها، بیشترین نیروی مجموع مسلح‌کننده‌ها در این دیوار (ΣT) معادل 235.98 کیلو نیوتن بوده است که با مقدار اجزاء مجزا 8% تفاوت دارد. اما توانایی اجزاء مجزا در ارائه‌ی توزیع نیروی کشش کل بین مسلح‌کننده‌ها از مزایای ویژه‌ی این روش محسوب می‌شود. در شکل ۲۰ توزیع نیروی زلزله‌ی یاد شده در بین مسلح‌کننده‌ها با استفاده از این روش ارائه شده است.

۴.۶. مقایسه تحلیل اجزاء مجزا با یک نمونه دیوار مدل آزمایشگاهی

دیوار WES^۵ دیواری است ساخته شده توسط آزمایشگاه اداره‌ی آب و خاک ارتش آمریکا، که مقادیر تنش‌ها در آن به‌طور عملی اندازه‌گیری شد^[۲۲]. هم‌زمان یک مدل عددی اجزاء محدود نیز به منظور پیش‌بینی رفتار این دیوار برنامه‌ریزی شد. هندسه‌ی این دیوار در شکل ۲۱، و مشخصات آن در جدول ۲ ارائه شده است.

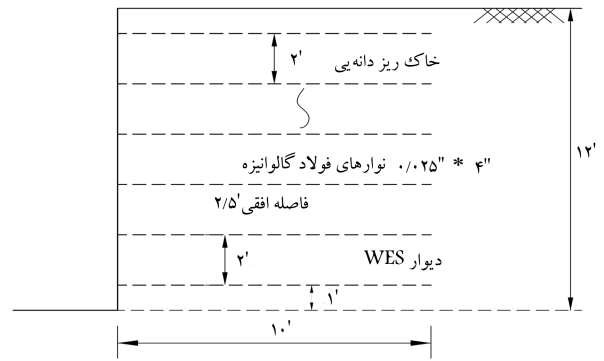
نتایج تحلیل صورت‌گرفته در روش اجزاء مجزا، شامل مقادیر سختی $K_n = 12000 kN/m^3$ و $K_s = 5000 kN/m^3$ ، انطباق نسبی خوبی با نتایج ثبت شده نشان می‌دهد (شکل ۲۲). از آنجا که در مرجع اصلی تنها مقادیر نوارهای تسلیح در ارتفاع‌های ۱ فوت، ۵ فوت و ۹ فوت ارائه شده بود، امکان



شکل ۲۰. توزیع نیروی کششی نوارها (تحلیل دینامیک $k_{fi} = 0.3$) روش اجزاء مجزا.

جدول ۳. مشخصات مدل به‌کار رفته در بررسی برش نوآرها.

m	۶	ارتفاع خاک (H)
kN/m^2	۱۸	وزن مخصوص خاک (γ)
°	۲۵	زاویه اصطکاک داخلی ϕ
kN/m^2	۰	چسبندگی (c)
kN/m^2	۱۰۰۰۰	سختی محوری فنرها (K_n)
kN/m^2	۴۵۰۰	سختی برشی فنرها (K_s)
kN/m^2	۱۰۰۰۰ ~ ۵۰۰۰۰	ضریب عکس‌العمل بستر (K_S)
m	۶٫۵	طول نوآرهای تسلیح (L)
m	$۰٫۰۹ \times ۰٫۰۰۶$	سطح مقطع نوآرهای تسلیح ($b \times t$)
m	$۰٫۷۵ \times ۰٫۷۵$	فواصل نوآرهای تسلیح ($B_H \times B_V$)



شکل ۲۱. دیوار WES.

با در نظر گرفتن دیوار مدلی با مشخصات ارائه شده در جدول ۳، تأثیر تغییرات نیروی برشی نوآرها مورد بررسی قرار گرفت.

در این دیوار ضریب عکس‌العمل بستر به‌طور متناوب تغییر داده شده و تأثیر آن در میزان کشش نوآرها ارزیابی شد. شکل ۲۳ تغییرات نیروی کشش مسلح‌کننده‌ها را به‌ازاء تغییرات K_S (ضریب عکس‌العمل بستر) از مقدار $K_S = ۱۰۰۰۰ kN/m^2$ تا $K_S = ۵۰۰۰۰ kN/m^2$ نشان می‌دهد.

مطابق انتظار، اعمال سختی برشی باعث کاهش نیروهای کششی عضوهای تسلیح شده است. مقدار کاهش بستگی به مقدار سختی برشی دارد. با استفاده از این اعداد به تقریب می‌توان گفت تأثیر اعمال سختی برشی می‌تواند تا ۳۰٪ بر نتایج کشش نوآرها تأثیر داشته باشد. از آنجا که این کاهش، طبق شکل ۲۳، در کشش بیشینه رخ می‌دهد، می‌تواند نقش مهمی در طراحی داشته باشد.

$$K_S = ۰ \rightarrow \Sigma T = ۱۲۲٫۱ kN$$

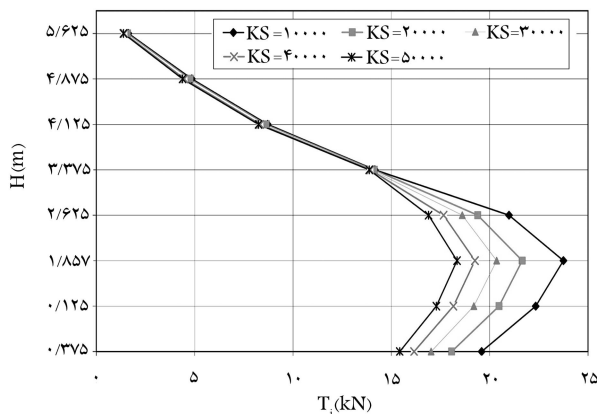
$$K_S = ۱۰۰۰۰ \rightarrow \Sigma T = ۱۰۹٫۹ kN$$

$$K_S = ۵۰۰۰۰ \rightarrow \Sigma T = ۹۲٫۳ kN$$

۶.۶. نمونه‌یی از قابلیت‌های ویژه‌ی برنامه

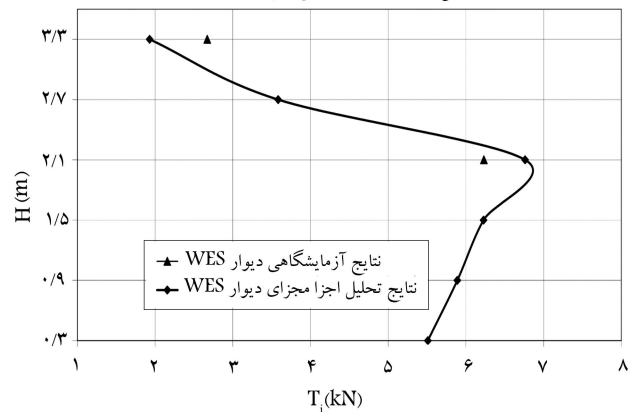
در انتهای این بخش به‌منظور آشنایی بیشتر با قابلیت‌های ویژه‌ی که تحلیل اجزاء مجزا دارد، نمونه‌یی از حالات ویژه‌ی دیوارهای خاک مسلح مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

توزیع نیروی کشش در ارتفاع دیوار



شکل ۲۳. تأثیر تغییرات سختی برشی در مقدار نیروی کشش نوآرها در روش اجزاء مجزا.

تحلیل دیوار WES با روش اجزاء مجزا



شکل ۲۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل دیوار WES به روش اجزاء مجزا با نتایج آزمایشگاهی.

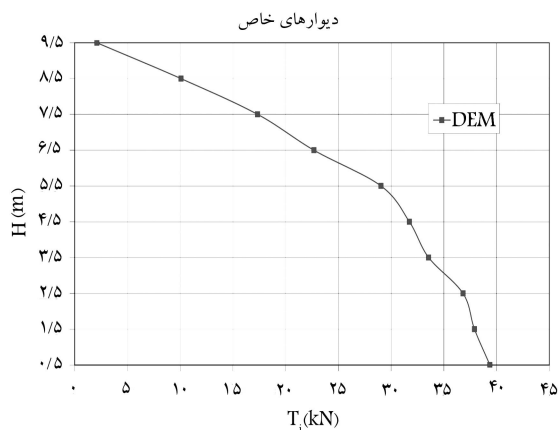
جدول ۲. مشخصات دیوار WES.

m	۳٫۶	ارتفاع خاک (H)
kN/m^2	۱۸	وزن مخصوص خاک (γ)
°	۳۶	زاویه اصطکاک داخلی ϕ
kN/m^2	۰	چسبندگی (c)
m	۳٫۰۵	طول نوآرهای تسلیح (L)
m	$۰٫۱ \times ۰٫۰۰۰۶$	سطح مقطع نوآرهای تسلیح ($b \times t$)
m	$۰٫۷۶ \times ۰٫۱۶$	فواصل نوآرهای تسلیح ($B_H \times B_V$)

مقایسه در این سه نوار تسلیح فراهم بود. در این سه نوار انطباق در ردیف پایین ضعیف‌تر است، اما در نوآرهای بالا و وسط مقادیر تحلیل به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌ترند.

۵.۶. بررسی تأثیر نیروی برش نوآرها در نتایج تحلیل

همان‌طور که در بخش‌های قبلی ذکر شد، یکی از قابلیت‌های برنامه‌ی نوشته شده در روش اجزاء مجزا، اعمال اثر سختی برشی نوآرهای تسلیح در سطح گسیختگی است. چنان که در رابطه‌ی ۹ دیده می‌شود، این سختی تابع ضریب عکس‌العمل بستر خاک است. در این قسمت به‌منظور بررسی تأثیر این سختی در افزایش مقاومت، با تغییر این پارامتر میزان تأثیر مقدار این سختی در نتایج ارزیابی شده است. بدین‌منظور

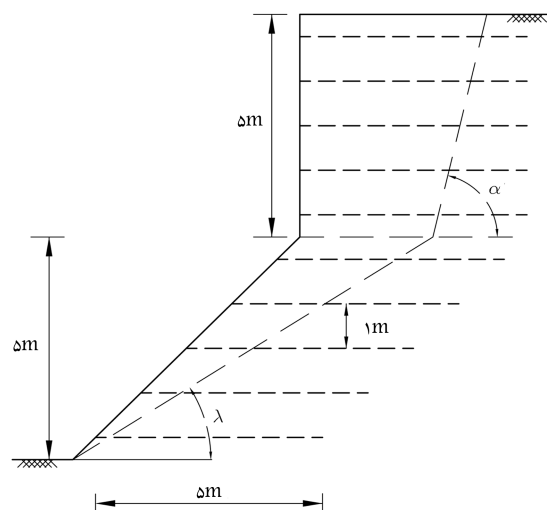


شکل ۲۵. نتیجه تحلیل دیوار با دو شیب به روش اجزاء مجزا.

جدول ۴ ارائه شده است. سطح گسیختگی دوخطی با الگوی نشان داده شده در شکل ۲۴، در مورد این دیوار مورد آزمایش قرار گرفت. براین اساس، زاویه شیب سطح گسیختگی محتمل در پایین برابر 3° درجه ($\lambda = 3^\circ$) و در بالا برابر 78° درجه ($\alpha = 78^\circ$) به دست آمده است. نیروی مسلح‌کننده‌ها در ارتفاع دیوار نیز مطابق شکل ۲۵ محاسبه شده است. مقدار نیروها در نیمه پایینی دیوار کم‌تر از حالتی است که کل دیوار به صورت قائم بوده است. با توجه به این که زاویه تایل 45° درجه‌ی در نیمه پایینی، کمک شایانی به پایداری شیب می‌کند، این کاهش منطقی به نظر می‌رسد.

۷. نتیجه‌گیری

- در این تحقیق دیوارهای قائم خاک مسلح‌شده با نوارهای فلزی در حالت استاتیکی و دینامیکی به روش اجزاء مجزا مورد تحلیل قرار گرفت.
- در این روش ضمن عضو بندی دیوار، تأثیر هر نوار تسلیح با دو فنر قائم و برشی در محل تقاطع عضو با سطح گسیختگی جایگزین شدند.
- از مهم‌ترین مزایای این روش مدل‌سازی، ارضاء تمامی معادلات تعادل جزئی و کلی، تعیین نیروی هریک از مسلح‌کننده‌ها و توانایی اعمال اثر برش نوارهای تسلیح است.
- طبق مقایسه‌های متعدد صورت‌گرفته بین نتایج تحلیل اجزاء مجزا و نتایج ثبت شده‌ی عملی و نظری، انطباق قابل قبولی بین نتایج این تحلیل با مشاهدات واقعی دیده می‌شود.
- این تحلیل می‌تواند دیوارهای خاک مسلح را تحت تأثیر شتاب زلزله به صورت شبه‌استاتیکی مورد تحلیل قرار دهد، و نیروی کشش را در بین نوارهای تسلیح توزیع کند.
- نتایج تحلیل اجزاء مجزا با قابلیت اعمال اثر برش نوارهای تسلیح نشان می‌دهد که چشم‌پوشی از تأثیر نیروی برشی در نوارها می‌تواند باعث افزایش 3° درصدی در نیروی کشش آن‌ها شود.
- تحلیل دیوارهای خاک مسلح با هندسه‌ی پیچیده، بارگذاری نامتعارف، یا خاکریزهای چندلایه از دیگر قابلیت‌های ویژه‌ی این روش تحلیل است که در روش‌های سنتی روال مستقیمی برای تحلیل آنها وجود ندارد.



شکل ۲۴. تحلیل دیوارهایی با هندسه‌ی نامتعارف.

از آنجا که روش‌های کلاسیک تحلیل خاک مسلح براساس آزمایشات آزمایشگاهی و مشاهدات تجربی در دیوارهای معمول ارائه شده‌اند، در این روش‌ها راه حل مستقیمی برای این حالات ویژه وجود ندارد. از این رو نتایج تحلیل ارائه‌شده در این بخش، به‌عنوان یکی از مزایای برنامه، منحصراً با روش اجزاء مجزا حاصل شده و می‌تواند راه حل مناسبی در موارد عملی باشد. البته کنترل آنها با استفاده از مدل‌های عددی دیگر، یا با آزمایش‌های واقعی امکان‌پذیر است.

۷.۶. تحلیل هندسه‌های متفاوت

در دیوارهای خاک مسلح، بسته به موارد کاربری و نیازهای اجرایی، احتمال به‌کارگیری هندسه‌های متفاوت و نامتعارف بسیار است؛ دیوارهای شیب‌دار با نمای گلدانی در فضاهای شهری از آن جمله‌اند. در تحلیل‌های کلاسیک به چنین مواردی کم‌تر اشاره شده است. اما برنامه‌ی اجزاء مجزا با کمی تغییرات می‌تواند هندسه‌های پیچیده‌تر دیوارها را مورد تحلیل قرار دهد.

در این قسمت به‌عنوان نمونه، دیواری با شیب 45° درجه که در بالای آن یک دیوار قائم قرار گرفته، مدل‌سازی شده است (شکل ۲۴). خصوصیات این دیوار در

جدول ۴. مشخصات مدل شکل ۲۴.

m	۵	ارتفاع خاک بالا (H_1)
m	۵	ارتفاع خاک پایین (H_2)
kN/m^3	۱۷	وزن مخصوص خاک (γ)
°	3°	زاویه اصطکاک داخلی ϕ
kN/m^2	°	چسبندگی (c)
kN/m^3	۱۲۰۰۰	سختی محوری فنرها (K_n)
kN/m^3	۵۵۰۰	سختی برشی فنرها (K_s)
m	۵	طول نوارهای تسلیح (L)
m	0.1×0.06	سطح مقطع نوارهای تسلیح ($b \times t$)
m	1×1	فواصل نوارهای تسلیح ($B_H \times B_V$)

پانویس

1. reinforcement.
2. reinforced earth.
3. Coulomb force method.
4. Rankine force method.
5. Waterways Experiment Station

منابع

1. Vidal, H. "Reinforced earth (french)," *Annles Inst. Tech. du Batiment et des Travaux Publiques, France*, (228-229), pp. 888-938 (1966).
2. Roodi, G.H. and A.A. Mirghasemi, "Importance of selecting the optimum choice for retaining walls in Tehran", (in Persian), *Proceeding of the 2nd Seminar of Construction in Tehran, Tehran, Iran*, pp.209-223 (2006).
3. Sandri, D. "A summery of reinforced soil structures in the greater Los Angeles area after The northridge earthquake", *Geotextiles and Geomembranes*, **15**(2), pp. 235-253 (1995).
4. Schlosser, F., and Vidal, H. "La terre arme. bull. de liais." *LCPC*, **41**, pp.101-144 (November 1969).
5. Richardson, G.N., and Lee, K.L. "Response of model reinforced earth walls to seismic loading conditions," Rep. (UCLA-ENG-7412) (1974).
6. Schlosser, F. "La terre armee- rechercheset realizations. bull. de liais." *LCPC*, **62**, pp. 79-92 (1972).
7. Schlosser, F., and Long, N.T. "Recent results in french research on reinforced earth," *J. Const. Div. Proc. ASCE*, **100** No.CO3, pp. 223-237 (1974).
8. Santini, C., and Long, N.T. "Le terre armee etudie par modeles photo-élastiques. bull. de liais" *LCPC*, **97**, pp.121-131, (1978).
9. Corte, J. "La methode des elements finis appliquee au ouvrages en terre armee. bull. de liais". *LCPC*, **90**, pp. 37-47 (1977).
10. Schlosser, F. "Mechanically stabilized earth retaining structure in europe," *Proc. ASCE Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Ithaca, N.Y., pp. 347-378 (1990).
11. Jones, Colin J.F.P. "Earth reinforcement and soil structures", Butterworths (1988).
12. Cundall, P.A. "A computer model for simulating progressive, large-scale movements in block rock systems," *Proceeding of the International Symposium on Rock Fracture*, **II-8**, Nancy, France (1971).
13. Chang, C.S., and Chao, S. "Discrete element method for bearing capacity analysis," *Computers and Geotechnics*, **12**(4), pp. 273-288 (1991).
14. Chang, C.S. "A discrete element method for slope stability analysis," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **118**(12), pp.1889-1906 (1992).
15. Chang, C.S., and Chao, S. "Discrete element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall," *Computers and Geotechnics*, **16**, pp. 291-310 (1994).
16. Maleki Javan, M.R. "Analysis of soil lateral pressure using the discrete element method", (in persian), M.S. Dissertation (Mirghasemi, A.A.: Supervisor), Geotechnical Engineering Department, School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran(2002).
17. Majidi, A.R. "Bearing Capacity analysis of strip foundations on horizontal or inclined surface using the discrete element method in static and dynamic conditions", (in persian), M.S. Dissertation (Mirghasemi, A.A.: Supervisor), Geotechnical Engineering Department, School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran (1998).
18. Roodi, G.H. "Analysis of reinforced soil structures using the discrete element method", M.S. Dissertation (Mirghasemi, A.A.: Supervisor), (in Persian), Geotechnical Engineering Department, School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran (2005).
19. Mitachi, T.; Yamamoto, Y., and Muraki, S. "Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading". *Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Japan*, **1**, pp.121-126 (1992).
20. Nakamura, T.; Mitachi, T., and Ikeura, I. "Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the result of direct box shear test," *Soils and Foundation*, **43**, (1), pp.47-57 (2003).
21. Ling, H.I.; Lechchinsky, D., and Perry, E.B. "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures," *Geotechnique*, **47**(7), pp.933-952 (1997).
22. Al-Hussaini, M.M., and Perry, E.B. "Effect of horizontal reinforcement on stability of earth masses," U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Soils and Pavements Laboratory, Tech. Report (S-76-11)(Sept. 1976).