

# تحلیل استاتیکی و دینامیکی (شبه استاتیکی) فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل به روش اجزاء مجزا

محمد رضا ملکی جوان

دانشجوی دکتری ژئوتکنیک - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

علی اصغر میر قاسمی

استاد یار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۰/۱۲/۱۵، تاریخ تصویب ۸۲/۱/۲۳)

## چکیده

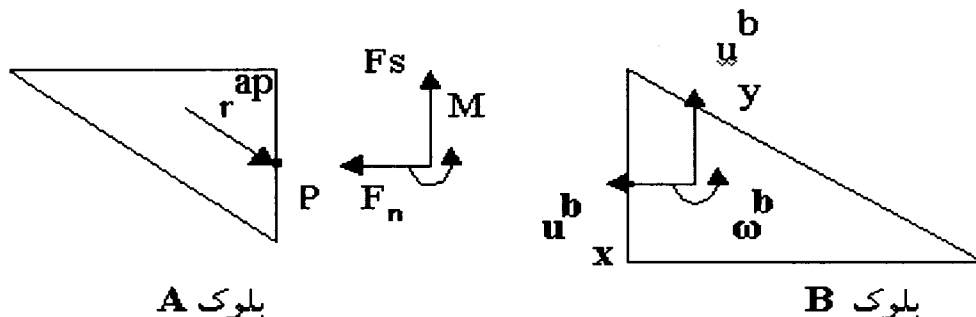
در این تحقیق ضمن تهیه یک برنامه کامپیوتری به روش اجزاء مجزا از این روش برای بدست آوردن فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل در حالات محرک و مقاوم و در شرایط استاتیکی و دینامیکی (شبه استاتیکی) استفاده شده است. در این روش خاک به صورت بلوک هایی که بوسیله فنرهای الاستو-پلاستیک وینکلر در ارتباطند مدل می شود. فنرهای وینکلر شامل فنرهای قائم (فشاری - کششی) و فنرهای برشی هستند. معیار تسلیم فنرهای قائم، ظرفیت کششی و معیار تسلیم فنرهای برشی، معیار موهر-کولمب می باشد. از برتریهای این روش بر روش تعادل حدی معمول می توان توانایی بدست آوردن توزیع فشار در ارتفاع دیوار، عدم نیاز به فرضهای اضافی در مورد نیروی بین قطعات و تنشها روی سطح گسیختگی (تنش بر روی نقاط مختلف سطح گسیختگی یکسان فرض نمی شود) و ارضاء کلیه شرایط تعادل و سازگاری، امکان اعمال تدریجی نیرو و جابجایی و مشاهده گسیختگی پیش رونده، توانایی در نظر گرفتن شرایط غیر همگنی خاک و سربارهای مختلف، امکان در نظر گرفتن شتابهای زلزله متفاوت در ارتفاع دیوار، امکان مدلسازی دیوارهای خاک مسلح و نیز قابلیت تعمیم آن به حالت سه بعدی را نام برد.

**واژه های کلیدی:** فشار جانبی خاک، دیوار حایل، اجزاء مجزا، تعادل حدی

## مقدمه

محیط خاک به قطعاتی صلب تقسیم می شود. قطعات بوسیله فنرهایی موسوم به فنرهای وینکلر با یکدیگر در ارتباطند و بدین وسیله یک سیستم یکپارچه تشکیل می گردد. فنرهای وینکلر شامل فنرهای قائم (فشاری-کششی) و فنرهای برشی هستند که فنرهای قائم در ضمن سختی پیچشی را نیز تامین می کنند. رفتار فنرها الاستو-پلاستیک کامل می باشد. فنرهای قائم در فشار گسیخته نمی شوند ولی در کشش در حد ظرفیت کششی تسلیم میشوند. فنرهای برشی هنگام رسیدن به مقاومت برشی تسلیم می شوند و معیار مورد استفاده معیار موهر - کولمب می باشد. در تحلیل فشار جانبی خاک در حالات محرک و مقاوم، ابتدا نیروی وزن قطعات و سربارها اعمال می شود و سپس دیوار دور از خاک و یا به سمت آن به تدریج حرکت داده می شود. با تسلیم شدن هر فنر طی یک فرایند همگرایی غیر خطی تنش اضافی بین قطعات مجاور توزیع می شود تا اینکه تمام فنرهای برشی

روش تعادل حدی در تحلیل فشار جانبی خاک در حالات محرک و مقاوم توسط محققان مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. در روش تعادل حدی معمول، معادلات تعادل استاتیکی در حالت کلی برای تحلیل مسئله کافی نیستند و در نتیجه مسئله را باید با انجام فرضیاتی حل کرد. به عنوان مثال شیلدز و تولونی [۸] در حالت مقاوم خاک را به قطعاتی تقسیم کردند و مسئله را با انجام فرضیاتی در مورد امتداد نیروی بین قطعات حل نمودند. در روش اجزاء مجزا نیازی به انجام چنین فرضیاتی وجود ندارد و در ضمن کلیه شرایط تعادل و سازگاری نیز ارضا می شود، اگر چه همچون اغلب روشهای تعادل حدی تغییر شکلهای بدست آمده از آن قابل اعتماد نیستند. روش اجزاء مجزا اولین بار توسط چانگ [۲]، [۳]، [۴] در تحلیل مسایل ظرفیت باربری، پایداری شیروانی و دیوار حایل مورد استفاده قرار گرفت. در این روش یک سطح گسیختگی در نظر گرفته می شود، سپس



شکل ۱: نمایش دو بلوک در مجاورت یکدیگر.

$$\begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_y^{bp} \\ 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x^b \\ u_y^b \\ \omega^b \end{Bmatrix}$$

$$- \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{ap} \\ 0 & 1 & r_y^{ap} \\ 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x^a \\ u_y^a \\ \omega^a \end{Bmatrix}$$

(۱)

که در آن  $r$  بردار متصل کننده مرکز بلوک A به نقطه P می باشد هر گاه یکی از بلوکها ساکن باشد ( همانند تماس بلوک با سطح گسیختگی ) مقادیر جابجایی مربوط به آن در رابطه (۱) صفر گذاشته می شود. اگر  $n^p$  بردار واحد عمود بر سطح بلوک A در نقطه P و به سمت داخل باشد به صورت  $n^p = (\sin \alpha, \cos \alpha)$  تعریف می شود که در آن  $\alpha$  زاویه بین محور x و بردار  $n^p$  است. بردار واحد  $s^p$  عمود بر  $n^p$  به صورت  $(-\sin \alpha, \cos \alpha)$  تعریف می شود. بدین ترتیب بردار جابجایی در سمت چپ رابطه (۱) به وسیله رابطه (۲) قابل تبدیل از مختصات X - Y به مختصات n-s خواهد بود:

$$\begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_y^{bp} \\ 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix}$$

$$= [R] \{ \Delta^p \}$$

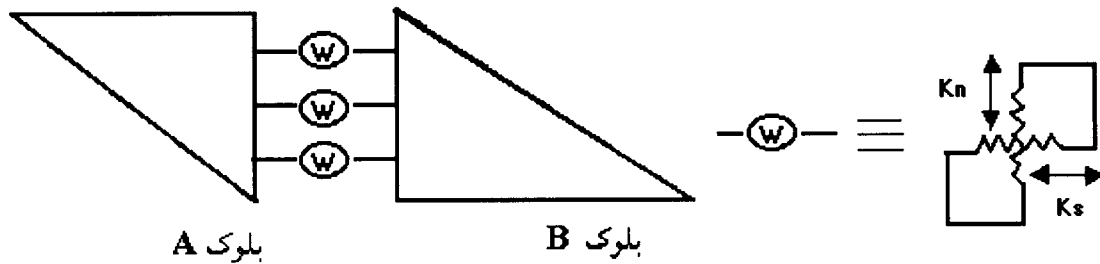
(۲)

اگر  $k_n$  ضریب فنر قائم در واحد طول و  $k_s$  ضریب فنر برشی در واحد طول باشد ، آنگاه نیروهای داخلی بین دو بلوک از رابطه (۳) بدست می آیند :

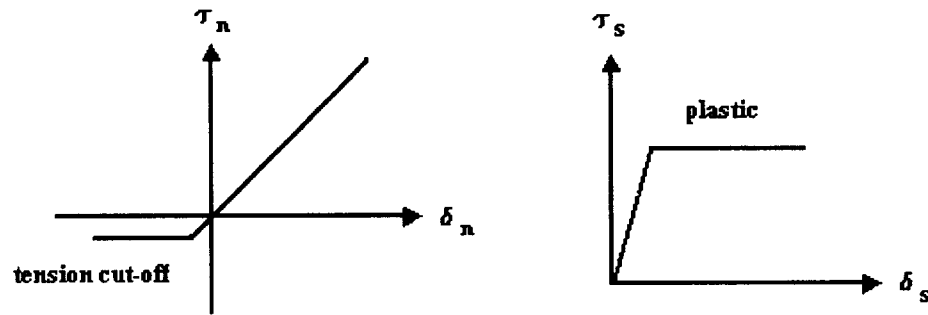
روی سطح گسیختگی و فنرهای برشی بین خاک و دیوار گسیخته شوند. گسیختگی فنرهای روی سطح گسیختگی بر اساس خواص محیط خاکی و گسیختگی فنرهای مرز مشترک دیوار و خاک بر اساس خواص اصطکاکی مرز مشترک تعیین میگردد. فشار خاک بر اساس نیروی درون فنرهایی که بین خاک و دیوار قرار دارند بدست می آید. درحالات محرک و مقاوم سطوح گسیختگی مختلف آزمایش می شوند و در حالت محرک سطحی که بیشترین نیرو و در حالت مقاوم سطحی که کمترین نیرو را نتیجه دهد سطح گسیختگی واقعی خواهد بود. چانگ [۴] توسط این روش فشار خاک را در شرایط استاتیک مورد مطالعه قرار داد. این مقاله توسعه روش ارائه شده توسط چانگ است و مباحث دیگری مربوط به فشار جانبی خاک شامل فشار خاک در حالت زلزله، فشار جانبی خاکهای غیر همگن و نیز کاربرد این روش در تحلیل دیوارهای خاک مسلح را مورد بررسی قرار می دهد. در ادامه مقاله پس از مروری مختصر بر نحوه تحلیل در روش اجزاء مجزا ، مثالهای گوناگونی که کاربرد این روش را نشان می دهند ارائه شده است.

### نحوه تحلیل در روش اجزاء مجزا

دو بلوک مجاور A و B را در نظر می گیریم. اگر  $u^a, u^b$  و  $\omega^a, \omega^b$  به ترتیب نشانگر جابجایی ها و دورانه های بلوکهای A و B باشند و p مطابق شکل (۱) نقطه میانی سطح تماس دو بلوک باشد ، جابجایی بلوک B نسبت به بلوک A در نقطه P از رابطه (۱) بدست می آید.



شکل ۲: نمایش فنرهای وینکلر در سطح تماس دو بلوک.



شکل ۳: رفتار فنرهای وینکلر قائم و برشی.

داخلی در مختصات کلی به وسیله رابطه (۴) و نیروهایی که بر وجه مختلف بلوک اثر می کنند از رابطه تعادل (۵) بدست می آیند.  $f_x^a, f_y^a, m^a$  نیروهای بدنه ای وارد بر بلوک هستند. این نیروها می تواند شامل نیروی وزن، نیروی اینرسی ناشی از زلزله، بارگذاری و غیره باشد. بدین ترتیب با ترکیب روابط (۱) تا (۵)، رابطه بین نیروها و جابجاییهای بلوکها به صورت رابطه (۶) قابل بیان است. بر اساس این رابطه به ازای  $N$  بلوک  $3N$  معادله خواهیم داشت که به وسیله آنها می توان  $3N$  مجهول مسئله را پیدا کرد. همانطور که در رابطه (۶) مشاهده می شود. بر خلاف روش اجزاء محدود که در آن رابطه نیرو و جابجایی برای یک المان نوشته میشود، در رابطه (۶) ارتباط بین نیروی یک جزء و جابجاییهای آن جزء و اجزاء مجاور آن بر قرار شده است و این موضوع باعث تفاوت روش سر هم کردن ماتریس سختی نسبت به روش اجزاء محدود می شود.

$$\{f^a\} = -\sum [R^a]^T [T]^T [K][T] \left( [R^b] \{u^b\} - [R^a] \{u^a\} \right) \quad (6)$$

در روش اجزاء مجزا درجات آزادی منسوب به المانها می باشند و برای سر هم کردن ماتریس سختی به ازای

$$\begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_s^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & K_\omega \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = [K] \{ \underline{\Delta}^p \} \quad (3)$$

که در آن:

$$K_n = k_n L ; K_s = k_s L ; K_\omega = k_n L^3 / 12$$

$$\begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_s^p \\ F^p \end{Bmatrix} = [T] \{ \underline{F} \} \quad (4)$$

$$\begin{Bmatrix} f_n^a \\ f_s^a \\ m^a \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ r_y^{ap} & -r_y^{ap} & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} \quad (5)$$

و  $L$  طول سطح تماس بین دو المان است. نیروهای

زلزله درحالت‌های مختلف تغییر شکل دیوار، فشار مقاوم خاک در حالت زلزله با سطح گسیختگی خطی و منحنی، فشارخاک غیر همگن در حالات محرک و مقاوم و در نهایت تحلیل دیوار خاک مسلح می باشد.

### مثال ۱ (شرایط زلزله، حالت محرک)

در این حالت به عنوان مثال دیواری وزنی با

مشخصات زیر را در نظر می گیریم

$$H = 5 \text{ m} \quad c = 0 \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 20^\circ$$

$$K_h = 0.12 \quad K_v = 0 \quad \gamma = 1/18 \text{ t/m}^3$$

ضرائب فنر مورد استفاده در این مثال برابر  $k_n = 1000 \text{ t/m}$  و  $k_s = 50 \text{ t/m}$  انتخاب شده اند.

در تحلیل این مثال سطح گسیختگیهای خطی مورد استفاده قرار گرفته اند. کلیه المانهای مورد استفاده مثلی بوده و جزء بندی مطابق شکل (۴ - الف) به صورتی انجام گرفته است که توزیع فشار در ارتفاع دیوار نیز بدست آید. در تحلیل مسئله ابتدا نیروی وزن اجزاء، سپس نیروهای اینرسی ناشی از زلزله و پس از آن جابجایی دیوار به صورت انتقال، دوران ویا ترکیبی از انتقال و دوران اعمال می شود. فشار محرک خاک در حالت تغییر شکل انتقالی و دورانی دیوار در شکل (۴ - ب) نشان داده شده است. ملاحظه می شود که توزیع بدست آمده در حالت دوران حول پاشنه با توزیع خطی مطابقت کامل و در حالت انتقال به جز در بخشهای پایینی دیوار تطابق نسبی دارد. مقدار برآیند فشار خاک در این مثال در حالت انتقال برابر  $9/60 \text{ t}$  بدست می آید که در ارتفاع  $0/4 H$  (از پایین دیوار) اثر می کند. مقدار برآیند در حالت دوران حول پاشنه نیز برابر  $9/63 \text{ t}$  بدست می آید که در ارتفاع  $0/33 H$  (از پایین دیوار) اثر می کند. مقدار برآیند نیرو با مقداری که تئوری مونونوبه و اکابه [۱] برابر  $9/59 \text{ t}$  بدست می دهد تفاوت کمی دارد. مطالعات تجربی نیز مطابقت خوب مقدار رانش محرک دینامیکی خاک را با مقادیری که تئوری مونونوبه و اکابه بدست میدهند و نیز متغیر بودن محل اثر نیروی دینامیکی از  $1/3$  ارتفاع دیوار را مورد تایید قرار داده اند. به عنوان مثال شریف و همکاران [۷] با مطالعات تجربی، در حالت تغییر شکل انتقالی دیوار و در شرایط این مثال، محل اثر نیروی رانش خاک را در  $0/45 H$

هر سطح تماس مشترک یک ماتریس سختی  $3 \times 3$  مربوط به هر المان تشکیل می شود و در درجات آزادی مربوط به آن المان در ماتریس سختی قرار می گیرد.

## چگونگی پلاستیک شدن فنرها و اعمال شرایط غیر خطی

برای هر سیستم دو بردار بار داخلی و خارجی تشکیل می شود. بردار بار خارجی بر اساس بارهای وارد بر سیستم و بردار بار داخلی بر اساس جابجاییهایی که از تحلیل سیستم بدست آمده است، تشکیل می شود. زمانی تحلیل یک سیستم همگرا شده است که بردارهای بار داخلی و خارجی با یکدیگر برابر گردند. هنگامی که بار به صورت تدریجی اعمال می شود در هر مرحله باید همگرایی صورت بگیرد. در هر مرحله که برخی از فنرها به مرحله پلاستیک برسند سختی فنرها به صورت سکانتی تغییر داده می شود و در نتیجه در سعی اول سیستم همگرا نمی شود و اضافه باری که در اثر پلاستیک شدن فنرها ایجاد می شود و به صورت اختلاف بردارهای بار داخلی و خارجی ظاهر می شود، دوباره به سیستم اعمال شده و به اجزاء مجاور منتقل می شود.

## ضرائب سختی فنرها

همانطور که در رابطه ماتریس سختی دیده می شود این روش نیاز به فرض مقادیری برای ثوابت فنر  $k_n$  و  $k_s$  دارد. آنچه که اهمیت دارد نسبت بین ضریب فنریت قائم به افقی است و می توان آن را به صورت نسبت مدول الاستیک به مدول برشی تخمین زد. برای یک ماده الاستیک ایزوتروپ این مقدار برابر  $(1+\nu)$  می باشد. برای ضرائب پواسون بین  $0$  و  $0/5$  این مقدار بین  $2$  تا  $3$  متغیر خواهد بود. چنانگ [۴] نشان داد که مادامی که این نسبت بین  $2$  تا  $3$  تغییر می کند تاثیر نا چیزی در پاسخ مشاهده می شود.

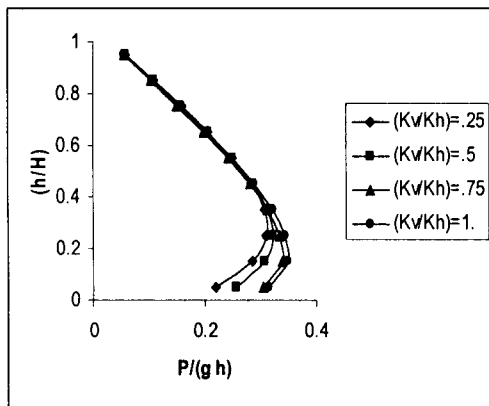
## مثالها

در ادامه مثالهای مختلفی در زمینه تحلیل فشار جانبی خاک به روش اجزاء مجزا مورد بررسی قرار می گیرد. این مثالها شامل فشار محرک خاک در حالت

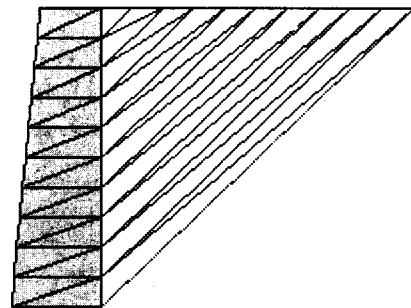
**مثال ۲ (شرایط زلزله ، حالت مقاوم)**

در این حالت دیوار مثال قبل را در حالت مقاوم در نظر می گیریم. اگر چه در حالت محرک نیز ، به خصوص در مورد دیوارهای دارای اصطکاک ، سطح گسیختگی خطی انطباق کامل با واقعیت ندارد ولی این مسئله در حالت مقاوم اهمیت بیشتری می یابد و سطح گسیختگی خطی مقدار فشار مقاوم را در جهت غیر محافظه کارانه بدست می دهد. به عنوان مثال شیلدزو تولونی [۸] فشار مقاوم خاک را در حالت استاتیک حدود ۲۰ درصد کمتر از تئوری کولمب بدست آوردند. بدین جهت در این مثال سطح گسیختگی منحنی که شیلدزو تولونی [۸] در تحقیقات خود استفاده کردند به کار برده شده است.

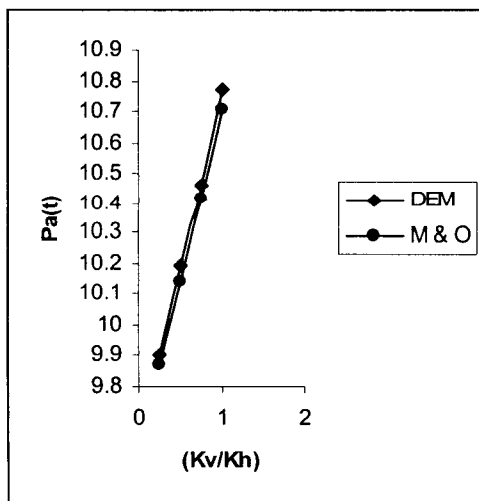
پیشنهاد نمودند. همچنین ایشیباشی و فنگ [۵] طی مطالعات تجربی خود در حالت دوران دیوار حول پاشنه و در شرایط این مثال محل اثر نیروی محرک دینامیکی خاک را در  $0.3 H$  پیشنهاد نمودند. در شکل (۵-الف) توزیع فشار محرک خاک برای نسبتهای مختلف  $(K_v/K_h)$  و در شکل (۵-ب) نیز برآیند نیروهای بدست آمده از روش اجزاء مجزا با مقادیری که از تئوری مونونوبه و اکابه بدست می آید مقایسه شده است. آقای چانگ [۴] این مثال را در حالت استاتیک مورد بررسی قرار داد و در حالتی که جابجایی دیوار تنها شامل انتقال بود به نتایج مشابه با نتایج این مثال رسید (کاهش نسبی فشار خاک در نزدیکی پاشنه دیوار).



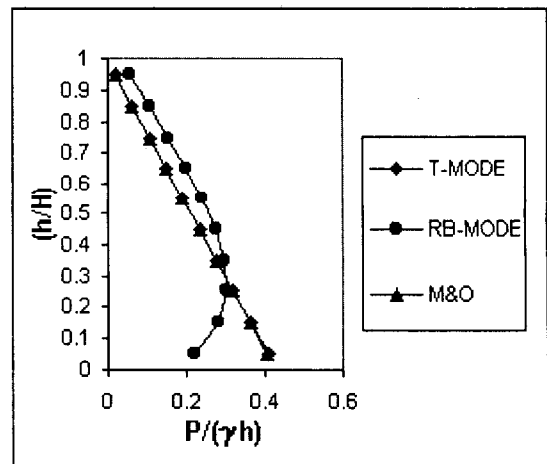
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

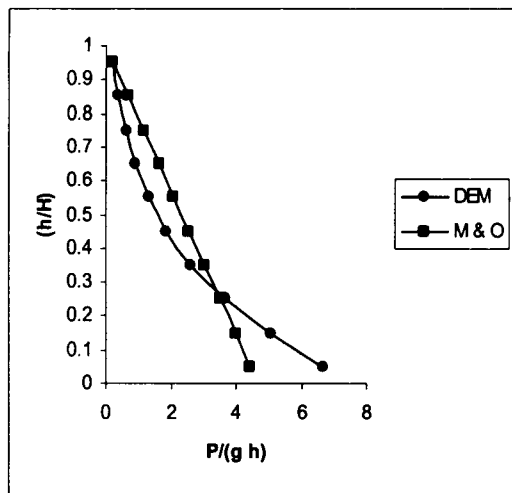
شکل ۵- الف: توزیع فشار محرک برای نسبتهای

مختلف شتاب زلزله قائم به افقی

ب) مقایسه نیروی رانش محرک در حالت زلزله از روش اجزاء مجزا و تئوری مونونوب و اکابه .

شکل ۴- الف: جزء بندی دیوار در حالت محرک

ب: توزیع فشار محرک خاک در حالت زلزله پشت دیوار وزنی (انتقال: T, دوران حول پاشنه: RB).



شکل ۷: توزیع فشار مقاوم خاک در حالت زلزله پشت دیوار وزنی (سطح گسیختگی خطی).

به منظور مقایسه با تئوری مونونوبه و اکابه این مثال با سطح گسیختگی خطی نیز تحلیل شده است که توزیع فشار حاصل از آن در شکل (۷) نشان داده شده است. برآیند نیروی فشار خاک از هر دو روش برابر  $t = 10.5 / 19$  بدست می آید. در این مثال ملاحظه می شود که سطح گسیختگی خطی فشار مقاوم خاک را در حالت زلزله حدود شش در صد بیشتر از سطح گسیختگی منحنی بدست می دهد.

### مثال ۳ (فشار خاک غیر همگن، حالت محرک)

در روش اجزاء مجزا امکان تحلیل فشار جانبی خاک غیر همگن وجود دارد. در اینجا به عنوان مثال یک دیوار حایل (در شرایط استاتیک) که خاک پشت آن از دو لایه با مشخصات زیر تشکیل شده است را مورد بررسی قرار می دهیم.

لایه زیرین:

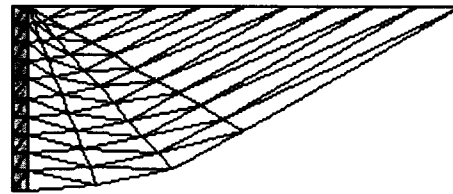
$$H=2/5 \text{ m} \quad c=0 \quad \phi=30^\circ \quad \delta=0^\circ$$

$$\gamma=1/8 \text{ t/m}^3$$

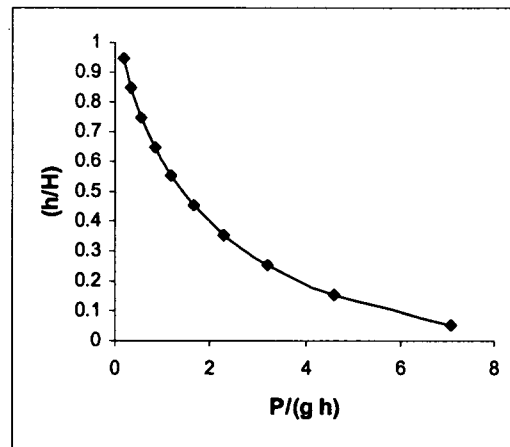
لایه بالایی:

$$H=2/5 \text{ m} \quad c=0 \quad \phi=20^\circ \quad \delta=0^\circ$$

$$\gamma=1/8 \text{ t/m}^3$$



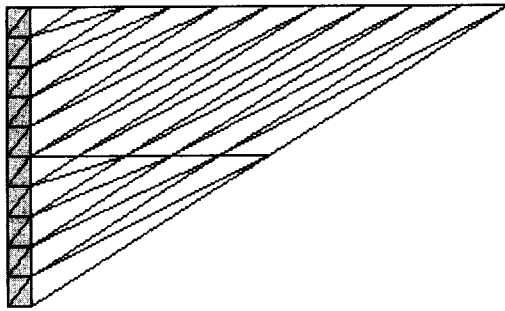
(الف)



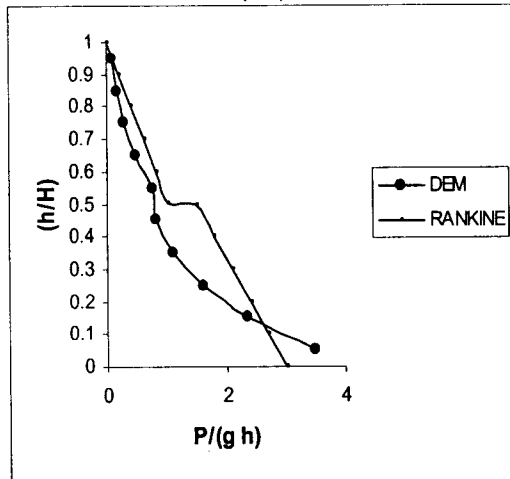
(ب)

شکل ۶ - الف: شکل سطح گسیختگی ونحوه جزء بندی دیوار حایل وزنی در حالت مقاوم  
ب: توزیع فشار مقاوم خاک در حالت زلزله پشت دیوار وزنی (سطح گسیختگی منحنی).

در اینجا نیز مشاهده می شود که توزیع فشار با توزیع خطی تفاوت دارد و محل برآیند در  $H = 25/0$  قرار دارد. مقدار برآیند فشار نیز برابر  $t = 9.8/9$  بدست می آید. در این مورد یعنی فشار مقاوم خاک در حالت زلزله به روش شبه استاتیکی و با سطح گسیختگی منحنی، مرجعی در ادبیات فنی به منظور مقایسه یافت نگردید. این سطح شامل یک قسمت خطی و یک قسمت اسپیرال لگاریتمی به معادله  $r = r_0 e^{(\theta \tan \phi)}$  می باشد. در شکل (۶-الف) شکل سطح گسیختگی و نحوه جزع بندی خاک و در شکل (۶-ب) توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار نشان داده شده است. آقای چانگ [۴] این مثال را در حالت استاتیک مورد بررسی قرار داد و نشان داد که پاسخ روش اجزاء مجزا ده در صد بیشتر از روش قطعات است که شیلدز و تولونی [۸] ارائه کردند.



(الف)



(ب)

شکل ۹- الف: شکل سطح گسیختگی ونحوه جزء بندی خاک غیر همگن  
ب: توزیع فشار مقاوم خاک در حالت غیر همگن.

#### مثال ۵ (تحلیل خاک مسلح به روش اجزاء مجزا)

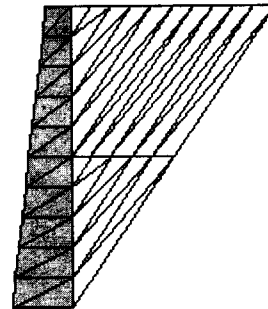
با توسعه روشی که چانگ [۴] برای تحلیل فشار جانبی خاک ارائه نمود می توان دیوارهای خاک مسلح را مدلسازی و تحلیل نمود.

روش اجزاء مجزا ابزاری قوی برای تحلیل شبه استاتیکی دیوارهای خاک مسلح در برابر زلزله می باشد. در برخی روشها، تعیین نیروی هر یک از مسلح کننده ها مقدر نیست و این روشها تنها مجموع نیرویی را که مسلح کننده ها باید تحمل کنند بدست می آورند. روش اجزاء مجزا با ارضاء کامل شرایط تعادل و بدون نیاز به فرضیات ساده کننده در مورد ضرایب اطمینان و یا مقدار تنشها می تواند دیوار خاک مسلح را مدلسازی کند. به منظور تحلیل همانطور که در شکل (۱۰) مشاهده می شود یک سطح گسیختگی ( اسپیرال یا سهمی) در نظر گرفته می شود و خاک به صورت چند بلوک افقی مدل می شود. هر جا که

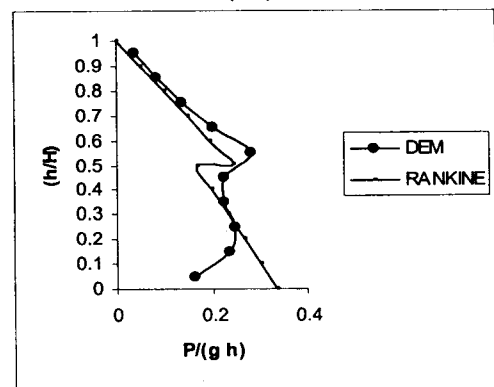
در شکل (۸- الف) شکل سطح گسیختگی و نحوه جزءبندی خاک و در شکل (۸- ب) توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار نشان داده شده است. لازم به تذکر است که در این مثال سطوح گسیختگی خطی مورد استفاده قرار گرفته اند. مقدار برآیند فشار خاک از روش اجزاء مجزا برابر  $t/29$  و از روش رانکین که به طور معمول در خاکهای غیر همگن استفاده می شود برابر  $t/38$  بدست می آید.

#### مثال ۴ (فشار خاک غیر همگن، حالت مقاوم)

در اینجا مثال قبل را در حالت مقاوم مورد بررسی قرار می دهیم. به منظور مقایسه، در حالت مقاوم نیز از سطوح گسیختگی خطی استفاده می کنیم. در شکل (۹- الف) شکل سطح گسیختگی و نحوه جزءبندی خاک و در شکل (۹- ب) توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار نشان داده شده است. مقدار برآیند فشار خاک از روش اجزاء مجزا برابر  $t/38$  و از روش رانکین برابر  $t/62$  بدست می آید.



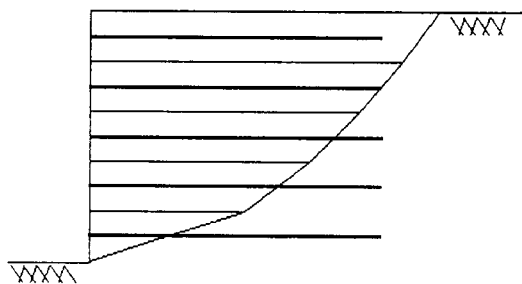
(الف)



(ب)

شکل ۸- الف: شکل سطح گسیختگی ونحوه جزء بندی خاک غیر همگن

ب: توزیع فشار محکم خاک در حالت غیر همگن.



شکل ۱۰: مدلسازی دیوار خاک مسلح.

### نتیجه گیری

در این مقاله با توسعه روش ارائه شده توسط چانگ [۴]، کاربردهای مختلفی از روش اجزاء مجزا در تحلیل فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل ارائه گردیده است. این روش قابل مقایسه با روش های معمول تعادل حدی می باشد و همچون این روشها تنها نیروهای بدست آمده از آن قابل استفاده می باشد لیکن نسبت به آنها دارای برتریهایی است. تعیین فشار جانبی خاک و توزیع آن در ارتفاع دیوار در حالت زلزله (تحلیل شبه استاتیک)، تعیین فشار جانبی خاک غیر همگن و در نهایت بررسی نحوه تحلیل دیوار خاک مسلح موارد مختلفی هستند که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفتند.

سطح گسیختگی مسلح کننده ها را قطع می کند فنی که تنها سختی افقی دارد در محل سطح گسیختگی قرار داده می شود. به عنوان مثال دیواری را با مشخصات زیر در نظر می گیریم.

$$H = 5 \text{ m} \quad \phi = 30^\circ \quad c = 0 \quad \gamma = 18 \text{ t/m}^3$$

$$K_h = 0.12 \quad k_v = 0$$

$$\text{طول مسلح کننده ها} = 4 \text{ m}$$

$$\text{فاصله مسلح کننده ها} = 1 \text{ m}$$

در اینجا به دنبال سطحی هستیم که در آن مسلح کننده ها بیشترین نیرو را تحمل می کنند. لازم به تذکر است که در طراحی، طول لازم برای گیرداری باید به طول مسلح کننده ها اضافه شود.

$\sum z_j t_j$  (max) در این مثال از روش اجزاء مجزا برابر  $9/05 t$  و از روش ارائه شده در مرجع [۶] برابر  $10/6 t$  بدست می آید (ضریب اطمینان در برابر لغزش یک فرض می شود). نیروی بوجود آمده در مسلح کننده ها به ترتیب از پایین به بالا برابر  $1/5$ ،  $2/4$ ،  $5/15$ ،  $0$  تن بدست می آید. روش اجزاء مجزا علاوه بر اینکه نیاز به فرضهای ساده کننده اضافی ندارد توانایی تحلیل دیوار خاک مسلح در شرایط مختلف را دارد و می تواند برای طراحی بهینه و یا در نظر گرفتن شرایط ویژه مورد استفاده قرار گیرد.

### مراجع

- 1 - Bowles, J. E. (1999). *Foundation analysis and design*. (5th ed).
- 2 - Chang, C. S. and Chao, S. (1991). "Discrete element method for bearing capacity analysis." *Computers and Geotechnics*, Vol. 12, No. 4, PP. 273-288.
- 3 - Chang, C. S. (1992). "A discrete element method for slope stability analysis." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 12, PP. 1889-1906.
- 4 - Chang, C. S. and Chao, S. (1994). "Discrete element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall." *Computers and Geotechnics*, Vol. 16, PP. 291-310.
- 5 - Ishibashi, I. and Fang, Y. S. (1987). "Dynamic earth pressures with different wall movement modes," *Soils And Foundation*, Vol. 27, No. 4, PP. 11-22.
- 6 - Ling, H. L. L. and Perry, E. B. (1997). "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures." *Geotechnique*, Vol. 47, No. 5, PP. 933-952.
- 7 - Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Lee, C. D. (1982). "Earth pressures against rigid retaining walls." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. GT 5, PP. 679-695.
- 8 - Shields, D. H. and Tolunay, A. Z. (1973). "Passive pressure by method of slices." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM12, PP. 1043 - 1053.