

# توزیع فشار محرک در هنگام زلزله در پشت دیوارهای حائل

دکتر عبدالحسین حداد، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

سید مهدی حاجی میراسمعیل، دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان\*

\*پست الکترونیک: [mirmsmaili@yahoo.com](mailto:mirmsmaili@yahoo.com)

## چکیده

ارزیابی فشار محرک زمین لرزه روی دیوارهای حائل معمولاً بر پایه روش شبه استاتیکی بنا نهاده شده است. در این روش اگر چه انتخاب یک مقدار مناسب برای ضریب زلزله ساده نیست اما این ضریب باید به طور کامل مشخصات دینامیکی خاک و بارگذاری را منعکس کند. از سوی دیگر با استفاده از دو پارامتر دینامیکی سرعت موج برشی در خاک و فرکانس غالب در زلزله محتمل می توانیم از این دو پارامتر برای حل مساله فشار زمین استفاده کنیم که این ابزار، روش شبه دینامیکی نامیده می شود. در این مطالعه در چهار چوب تحلیل تعادل حدی، روش شبه دینامیکی به روش تحلیل تکه های افقی اعمال خواهد شد تا تاثیر زلزله بر روی تاریخچه فشار جانبی زمین در پشت دیوارهای حائل صلب بررسی گردد. تاریخچه فشار بدست آمده از چندین تحلیل نشان می دهد که قبل و بعد از این که نیروی بر آید حداکثر اتفاق بیفتد توزیع فشار اتفاق افتاده در پشت دیوار تغییر خواهد کرد.

**کلید واژه: شبه دینامیکی، روش تکه افقی، زمین لرزه، فشار محرک زمین، دیوارهای حائل**

## ۱. مقدمه

زلزله ها بر روی افزایش فشارهای جانبی زمین روی دیوارهای حائل اثر نامطلوبی دارند. از این رو ارزیابی فشار جانبی ناشی از زمین لرزه یا تغییر در فشار جانبی زمین در اثر زلزله در طراحی دیوارهای حائل از اهمیت کاربردی برخوردار است. روش سنتی برای ارزیابی تاثیر زلزله بر روی فشارهای جانبی زمین روش شبه استاتیکی نامیده شده است. این روش توسط مهندسين مشاور ژئو تکنیک استفاده می شود زیرا روش مورد نیاز آئین نامه های ساختمانی است. این روش به سادگی اعمال می شود و نتایج مناسبی می دهد. تحلیل شبه استاتیکی با استفاده از نگرش ضریب زلزله در بسیاری از موارد قابل استفاده است. اگر چه تعیین ضریب زلزله هنوز به طور زیادی بر تجربیات گذشته تکیه دارد. تحلیل فشارهای جانبی زمین ناشی از زلزله معروف به مونونوبه-اُکابه پیشنهاد شده توسط مونونوبه و ماتسو و اُکابه یک تغییر مستقیم از روشن گوه کولمب است که تاثیرات زلزله بوسیله نیروی اینرسی شبه استاتیکی که مقدار آن بر مبنای نگرش ضریب زلزله محاسبه شده است جانشین شده است. همچنین در تحلیل کولمب و در روش مونونوبه-اُکابه سطح گسیختگی مسطح فرض شده است. این قابل ذکر است که اگر چه تحلیل مونونوبه-اُکابه توسط مونونوبه و ماتسو و ایشی به طور تجربی ثابت شده است. اما این تحلیل در تشخیص فشار محرک زمین در هنگام زلزله موثر خواهد بود و به طور کلی این روش از تجربیات متداول برای طراحی لرزه ای دیوارهای حائل صلب اقتباس شده است. از این رو حل مونونوبه-اُکابه عملاً برای نمونه فشار محرک قابل استفاده است. هرچند استفاده از روش سنتی شبه استاتیکی ساده است اما انتخاب بهترین ضریب زلزله که قادر باشد به طور کامل خصوصیات دینامیکی خاک را در حالت کلی و در یک هندسه ویژه مشخص کند ساده نیست. از این رو انتخاب یک روش بسیار دقیق از بارگذاری لرزه ای، تحلیل و طراحی دیوارهای حائل در طول زلزله سودمند خواهد بود. از میان روش های بارگذاری دینامیکی از ساده تا پیچیده به نظر می آید که روش شبه دینامیکی یک

انتخاب نسبتا خوب برای بالا بردن دقت روش های ساده است. سیدمن و زنگ نشان دادند که مهم ترین فایده این روش علاوه بر سازگاری خوب با نتایج مدل تفکیک شده این است که در این روش فقط از دو پارامتر دینامیکی اضافی برای تحلیل مساله استفاده می شود. تئوری شبه دینامیکی پیشنهاد شده تاثیر فازهای مختلف را روی ارتفاع دیوار محاسبه می کند. روش تشخیص شتاب پایه ورودی پخش شده میان، خاک نگه داشته شده پشت دیوار با سرعت موج برشی در خاک مرتبط است. مقصود از این حرف این است که برخلاف روش شبه استاتیکی که یک ضریب ثابت صرف نظر از این که شتاب در یک زمان به تمام لایه ها نمی رسد در تمام ارتفاع خاک اعمال می شد. در روش تحلیل شبه دینامیکی رفتار دینامیکی خاک و اندر کنش آن با امواج زلزله بررسی شده است. گذشته از دقت روش دینامیکی، روش مونونوبه-اُکابه که فقط از نیروی تعادل استفاده می کند قادر به تعیین خصوصیات دیگر فشار زمین نیست. روش مونونوبه-اُکابه قادر به پیش بینی محل نیروی برآیند یا هر فشار متغیر در طول ارتفاع دیوار نیست. مورگن استون، پیریس، جانبو، اسپنسر هم تعادل لنگر و هم تعادل نیرو را در روش های پیشنهاد شده شان برای تحلیل پایداری شیب با استفاده از روش تکه های قائم قرار دادی که توانائی اعمال فشار زمین را دارند اعمال کردند. غیر از شکل فیزیکی دیوار با یک سطح مقطع، تنها تفاوت بین دیوار و شیب روش تحلیل متفاوت آن هاست. برای یک شیب ضریب اطمینان نتیجه تحلیل پایداری است. در صورتی که این پارامتر با مجهول دیگری بنام فشار زمین جانشین شود. بوسیله بررسی تعادل لنگر متغیر، فشار یا توزیع فشار از تحلیل قابل تعیین است. تعدادی از تحقیقات به توسعه روش تعادل حدی در تحلیل مساله فشار جانبی زمین مبادرت ورزیدند. یک روش کلی برای محاسبه فشار جانبی زمین و ظرفیت باربری اولین بار توسط جانبو پیشنهاد شده بود. این روش در کار جانبو شرح داده شد که چگونه ساختمان های خاک می تواند در روش های متفاوت از پایداری شیب ها، فشار زمین روی دیوار های حائل و ظرفیت باربری را تحلیل کند. او نشان داد که چگونه همه این روش ها می توانند با یک تئوری واحد فرمول بندی شوند. کار دیگری توسط ترزاقی و همکارش پیشنهاد شد آن ها یک سطح گسیختگی دایره ای را که از روی سطح خاک شروع می شود و پنجه دیوار را قطع می کرد برای خاک های نرم به کار بردند. آن ها توانستند فشار پشت دیوار را محاسبه کنند. یک روش محاسبه توسط راهارد جو و فرد لوند ارائه شد. کار برد روش تعادل حدی در مساله فشار جانبی زمین بوسیله آن ها بررسی شده بود. آن ها برای حل مساله فشار هم از شرایط تعادل لنگر و هم از شرایط تعادل نیرو استفاده کردند. روش کلی تکه ها که فشار محرک زمین را ارزیابی می کند بوسیله لی و چن توضیح داده شد که نمونه خوب دیگری از این گروه است. همه تحقیقات بالا و تحقیقات دیگر نشان می دهد که تعادل حدی اکنون به اندازه کافی رشد کرده است تا برای مسائل فشار جانبی زمین و هر موضوع مرتبط با آن مثل ارزیابی لرزه ای دیوار های حائل مورد استفاده قرار گیرد. این مطالعه در وهله اول قصد دارد تا روش تکه ها و یک روش دقیق بار گذاری دینامیکی را با هم تطبیق دهد. در این مقاله روش شبه دینامیکی در کنار روش تکه ها که اخیرا توسط شاه گلی به نام روش تکه های افقی نامیده شده است توسعه داده شده است تا توزیع فشار محرک در هنگام زمین لرزه در پشت دیوار حائل تعیین گردد. روش پیشنهاد شده در این جا بر پایه روش تعادل حدی است که قادر خواهد بود بیشترین فشار موجود پشت دیوار و همچنین توزیع فشار پشت دیوار را پیدا کند.

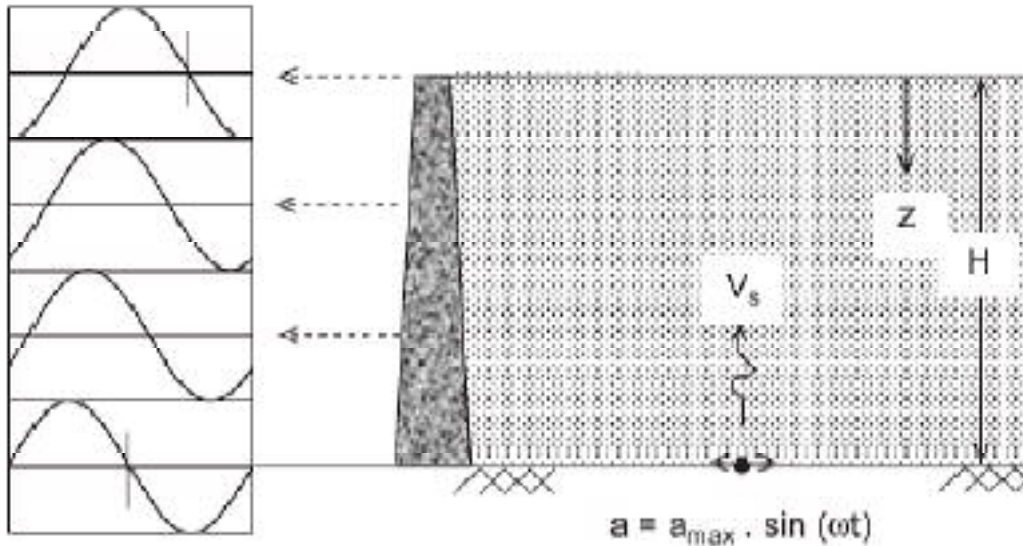
## ۲. روش شبه دینامیکی

سیدمن و زنگ تاثیرات سرعت موج برشی محدود را روی تحلیل دیوار های حائل برای شرایط لرزه ای مطالعه کرده و به این نکته دست یافتند که سرعت موج برشی تاثیر مهمی روی مقدار کل فشار زمین ندارد. اما روی توزیع فشار با بارگذاری افزایشی تاثیر می گذارد. اگر چه آن ها از روش مشابه تعادل نیرو مثل مونونوبه-اُکابه نتایج مطالعاتشان را بدست آوردند. در روش شبه دینامیکی خاک صلب فرض شده است و سرعت موج برشی نامحدود است. تحلیل شبه دینامیکی از سرعت موج برشی محدود بر اساس این

فرض که مدول برشی در عمق ثابت است و تنها شتاب متغیر است استفاده می کند. برای تکان پایه سینوسی  $a = a_{\max} \sin(\omega t)$  شتاب در عمق  $Z$  و در زمان  $t$  به وسیله سیدمن و زنگ تعیین شد.

$$a(z, t) = a_{\max} \sin \left[ \omega \left( t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right],$$

$$a_{\max} = K_h \cdot g, \quad (1)$$



شکل 1

که  $K_h$  ثابت شتاب افقی،  $g$  شتاب ثقل،  $\omega$  سرعت زاویه ای،  $H$  ارتفاع دیوار و  $V_s$  سرعت موج برشی خاک پشت دیوار است. شکل 1 به طور شماتیک تاثیر فاز را در ارتفاع روی دیوار وزنی نشان می دهد. به سادگی می توان نشان داد که  $t_1$  ثانیه طول می کشد تا موج به بالای دیوار برسد. به بیان دیگر بین شتاب موثر بالا و پائین دیوار  $t_1$  ثانیه تاخیر فاز وجود دارد. معادلات 2 و 3 این تاخیر فاز را محاسبه می کند.

$$a(0, t) = 0 \Rightarrow a_{\max} \sin \left[ \omega \left( t - \frac{H - 0}{V_s} \right) \right] = 0$$

$$\Rightarrow \omega(t - H/V_s) = m\pi \Rightarrow t = \left( \frac{m\pi}{\omega} \right) + \frac{H}{V_s}, \quad (2)$$

$$m = 0, 1, 2, \dots,$$

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

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

$$= 0.5T + H/V_s,$$

$$m = 2 \Rightarrow t_3 = 2\pi/\omega + H/V_s = 2\pi(2\pi f) + H/V_s$$

$$= T + H/V_s,$$

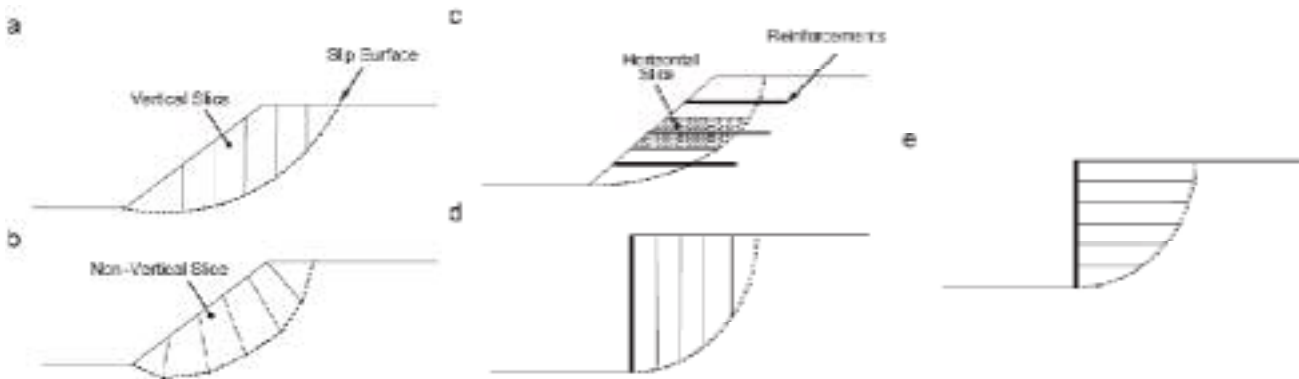
⋮

(3)

که  $f$  فرکانس و  $T$  دوره تناوب بار گذاری دینامیکی است این معادلات نشان می دهد که نصف دوره بار گذاری با تاخیر فاز در بالای دیوار نسبت به پاه آن تکرار شده است.

### ۳. روش تکه افقی (HSM)

روش تکه ها در اصل برای تعیین پایداری شیب های طبیعی و مصنوعی توسعه داده شد بیشترین کاربرد این روش روش تکه های قائم است که امروزه به طور موثری بهینه شده است شکل 2 روش مرسوم تکه ها را نشان می دهد. از سوی دیگر روش های مشابهی وجود دارد که از روش تکه های غیر قائم پیروی می کند. تعدادی از این روش ها که در شکل 2 نشان داده شده است توسط یا ما گامی پیشنهاد شده است. روش دیگری که در اصل برای محاسبه پایداری شیب های مسطح توسط لی و زو پیشنهاد شده بود و بعدا بوسیله شاه گلی تحت عنوان روش تکه افقی توسعه داده شد در شکل 2 نشان داده شده است. تقریباً در تمام این روش ها جرم گسیختگی به تکه های محدودی تقسیم شده است و ضریب اطمینان با استفاده از معادلات تعادل نیرو و لنگر محاسبه شده است. ایده استفاده از روش تکه ها در تعیین فشار جانبی زمین برای دیوار های حائل جدید نیست. شکل بسیار کلی این طور روش ها (روش تعادل حدی کلی) بوسیله راهاردجو و فردلوند پیشنهاد شده است که در شکل نشان داده شده است. از سوی دیگر تمام مزیت های این روش مربوط به فرض هایی است که برای حل مساله نامعین مورد نیاز است. در این روش هنوز ابهاماتی وجود دارد.



شکل 2. (a) روش متداول تکه های قائم برای پایداری شیب. (b) روش غیر قائم تکه ها برای پایداری شیب. (c) روش افقی برای شیب مسلح. (d) روش تعادل حدی کلی برای تعیین فشار جانبی زمین. (e) روش تکه افقی که برای دیوار حائل

به دلایل زیر روش HSM را برای تعیین فشار جانبی زمین انتخاب می کنیم:

1. برای تعادل نیرو تعیین شده است و به سادگی می تواند به یک سیستم معین برای تعادلات نیرو و لنگر با برخی شیوه های ساده تغییر داده شود.

2. بر پایه این حقیقت که تکه های افقی ارتباط بیشتری با دیوار از بالا تا پایین دارند مساله اندر کش خاک و دیوار با دقت بیشتری مدل خواهد شد.

بنابراین قادر به مدل کردن فشار های جانبی متغیر زمین در طول ارتفاع دیوار است.

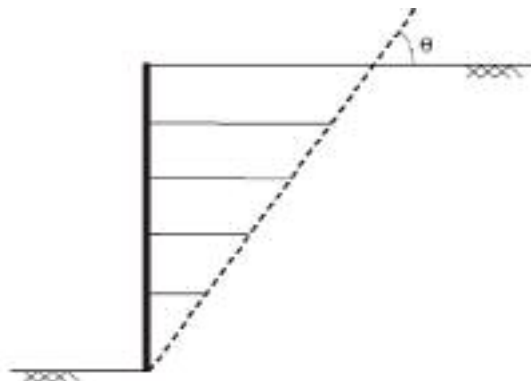
### ۴. توسعه روش

حل مساله فشار جانبی زمین علاوه تعیین کل فشار زمین قادر خواهد بود توزیع فشار پشت دیوار حائل را در حین زلزله تعیین کند. روش شبه دینامیکی برای مدل کردن بار زلزله به همراه HSM در چهار چوب تحلیل تعادل حدی در این جا توسعه داده شده است. در سر فصل های زیر جزئیات متفاوتی از روش کلی به طور خلاصه بیان شده است.

در این مطالعه دیوار حائل قائم به طور کامل و بدون سربار مدل خواهد شد و همچنین دیوار بدون وزن مدل خواهد شد. البته با اندکی سعی و تلاش میتوان دیوار صلب طره ای بتن مسلح را به گونه ای توسعه داد که توانایی فرض وزن و شکل های مختلف دیوار را داشته باشد. برای سادگی و نشان دادن توانایی روش مدل بدون وزن انتخاب شده است.

#### ۴-۲. سطح لغزش

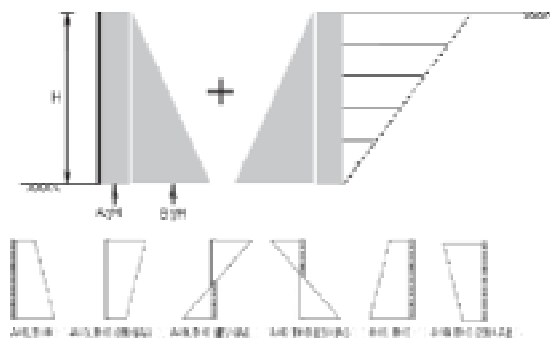
هر چند شیب غیر خطی سطح لغزش برای جرم گسیختگی محرک شبیه تر به حالتی است که در طبیعت اتفاق می افتد اما نتایج تحقیقات برای دیوار کاملاً قائم نشان می دهد که سطح لغزش خطی دارای دقت خوبی است به همین دلیل سطح لغزش خطی مدل شد که در شکل 3 با زاویه  $\theta$  مشخص شده است. سطح لغزش، جرم مثلث گسیختگی را از خاک پایدار جدا می کند. که این قسمت به تعدادی تکه های افقی تقسیم خواهد شد.



شکل 3. زاویه سطح لغزش

#### ۴-۳. اندرکنش خاک و دیوار

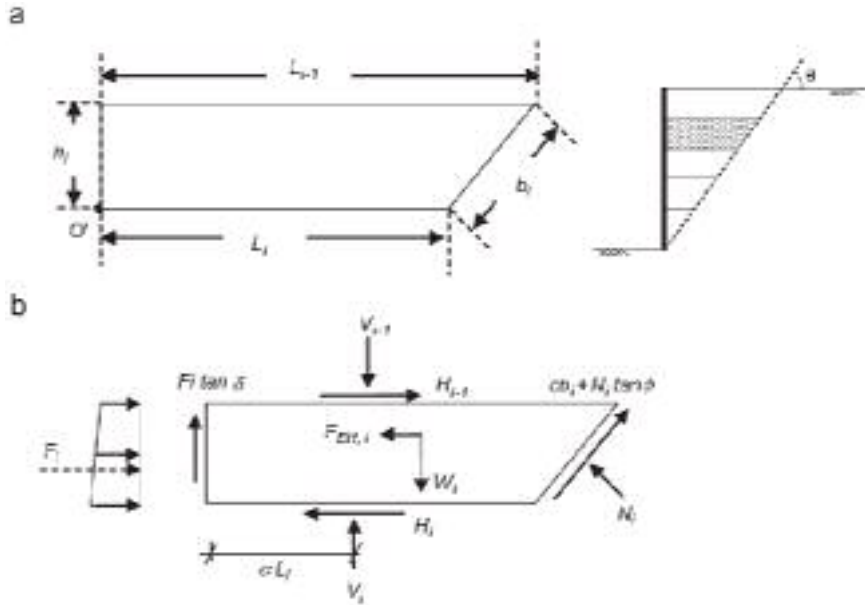
تعدادی مطالعات بر این عقیده اند که نقطه اثر نیروی برآیند ناشی فشار جانبی زمین روی دیوار برای شرایط دینامیکی در  $1/3$  پایینی دیوار واقع نشده است، که مکرراً در روش های متداول و تئوری های فشار جانبی زمین استفاده شده است. این نتیجه فرضی است که می گوید اندرکنش خاک و دیوار مثلثی است. سید و ویدمن بر پایه مطالعات تجربی به این نتیجه رسیدند که مولفه دینامیکی نیروی برآیند روی دیوار های حائل در  $H/3$  بالای پی دیوار اثر نمی کند. آنها یک روش ساده برای محاسبه نقطه اثر نیروی برآیند در طول زلزله پیشنهاد کردند که محل اثر نیروی برآیند را بالاتر از ارتفاع  $1/3$  دیوار از پی دیوار تعیین می کند. یک توزیع فشار ذوزنقه ای در جریان این مطالعه بررسی شده بود مثل اندرکنش خاک و دیوار که در شکل 4 نشان داده شده است. مزیت های این گونه مدل کردن این است که زمانی که  $A=0$  و  $B \neq 0$  است ذوزنقه به مثلث تبدیل می شود. زمانی که  $A < 0$  و  $B > 0$  (این توزیع ممکن است برای خاک های چسبنده اتفاق بیفتد) ذوزنقه به دو مثلث تبدیل می شود و بالاخره زمانی که  $A > 0$  و  $B > 0$  باشد این توزیع ذوزنقه ای است. این باید گفته شود که مقادیر منفی برای  $A$  امکان ندارد. یک چنین شکل اندرکنش خاک و دیوار نیروی برآیند را برای اعمال در یک نقطه ویژه محدود نمی کند و اجازه می دهد نیرو محل مناسب را روی دیوار در موقعیت های مختلف انتخاب کند توزیع فشار های محتمل در شکل 4 رسم شده است.



شکل 4. فرض فشار ذوزنقه ای زمین پشت دیوار و نمونه های محتمل

## ۴-۴. فرمول بندی حالت محرک

در این قسمت معادلات تعادل برای هر تکه افقی نتیجه گرفته شده است و فرض می شود که جرم گسیختگی به  $n$  تکه افقی تقسیم شده است. برای آیین تکه، ابعاد و نیروهای موثر بر تکه در شکل 5a و 5b نشان داده شده است.



شکل 5. (a) ابعاد، (b) نیروهای موثر بر آیین تکه

ذکر این نکته مهم است که جهت نیروها مربوط به حالت محرک است. هر چند حالت مقاوم در این مقاله بررسی نشده است اما این نکته مورد ملاحظه است زمانی که سیستم از محرک به مقاوم تغییر می کند جهت نیروهای برشی روی سطوح چپ و راست باید معکوس شود. بعلاوه ضریب زلزله قائم ( که در این جا بررسی نشده است) به آسانی می تواند به فرمول ها اضافه گردد. جدول 1 نیروها و پارامترهای شکل 5 را نشان می دهد.

جدول 1

نیروها برای هر لایه

محل	نوع	نیرو
روی لبه	نیروهای برشی بالا و پایین	$H_i$
$\alpha L_i$ از نقطه $O'$	نیروهای عمودی بالا و پایین	$V_i$
مرکز فشار	نیروی برآیند عکس العمل دیوار	$F_i$
مرکز جرم	بارگذاری زلزله افقی	$F_{EHi}$
مرکز جرم	وزن تکه	$W_i$
وسط طول لبه	نیروی عمودی روی سطح تکه	$N_i$

این واضح است که از معیار گسیختگی مور کولمب (که رابطه ای بین نیروهای برشی و عمودی خاک های چسبنده و غیر چسبنده است) برای نیروهای مربوط به سطوح گسیختگی در هر تکه استفاده شده است. پارامترهای این معیار برای سطح سمت راست و خاک خاکریز است و پارامترهای این معیار برای سطح سمت چپ زاویه اصطحاک بین خاک و مصالح دیوار است. اگر فواصل قائم و افقی بین مرکز جرم تکه  $i$  ام و نقطه  $O'$  به ترتیب  $y_{si}$  و  $x_{si}$  فرض شود و فاصله نیروی برآیند  $F_i$  ناشی از فشار افقی سمت چپ از نقطه  $O'$ ،  $y_{wi}$  باشد از معادلات تعادل نیرو و لنگر برای هر لایه داریم

$$\sum F_x = 0,$$

$$F_i + H_{i-1} - H_i - F_{EH,i} + (cb_i + N_i \tan \phi) \cos \theta - N_i \sin \theta = 0, \quad (4)$$

$$\sum F_y = 0,$$

$$F_i \tan \delta - V_{i-1} + V_i - W_i + (cb_i + N_i \tan \phi) \sin \theta + N_i \cos \theta = 0, \quad (5)$$

$$\sum M_O = 0,$$

$$F_i Y_{wi} + W_i X_{si} - F_{EH,i} Y_{si} + H_{i-1} h_i + V_{i-1} \alpha L_{i-1} - V_i \alpha L_i - (cb_i + N_i \tan \phi) \cdot (L_i \sin \theta) - N_i (L_i \cos \theta + h_i / 2 \sin \theta) = 0, \quad (6)$$

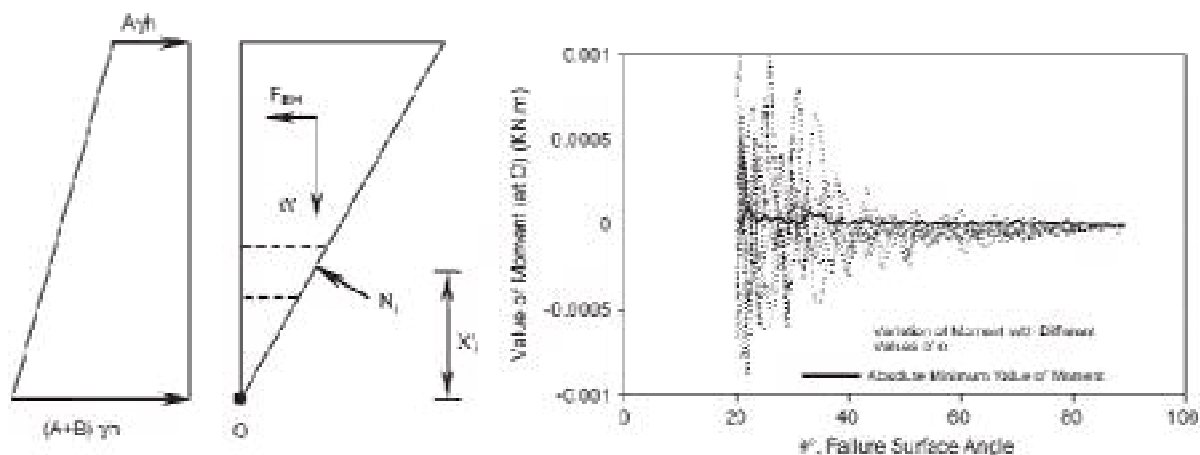
که Z فاصله بین بالای دیوار و مرکز جرم آمین لایه است. این واضح است که معادلات 4 تا 6 یک سیستم خطی از 3n معادله و مجهول تولید می کنند و می تواند بوسیله روش های ریاضی ساده مثل روش گاوس حل شود. جدول 2 جزئیات سیستم را لیست کرده است.

جدول 2. سیستم 3n معادله و 3n مجهول

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

#### ۴-۵. تعیین $\alpha$

اگر چه در نمونه های استاتیکی و شبه استاتیکی مقدار  $\alpha$ ، 0.5 در نظر گرفته می شود. اما این مقدار در روش شبه دینامیکی ثابت نیست. به همین دلیل یک معادله تعادل لانگر جانشین، مورد نیاز است تا مقدار بهینه را پیدا کنیم. شکل 6 نیروهای موثر بر جرم گسیختگی مثلث را نشان می دهد.



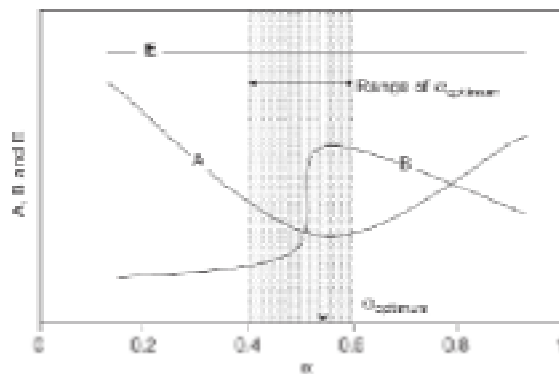
شکل 6. نیروهای موثر بر جرم گسیختگی

از تعادل لنگر نسبت به O داریم:

$$\sum M_O = 0,$$

$$\sum M_O = A\gamma h^3 / 2 + B\gamma h^3 / 6 + WX_w - F_{EH} Y_w + \sum_{i=1}^n N_i X'_i / \sin \theta, \quad (7)$$

که  $x_w$  و  $y_w$  به ترتیب فاصله X و Y مرکز جرم از نقطه O می باشد. بر اساس قانون استاتیک مقدار لنگر باید برابر با صفر باشد تا تعادل جرم گسیختگی برقرار باشد. بنابراین با استفاده از یک روش ساده آزمون و خطا مقدار  $\alpha$  را می توان برای هر سیستم معلوم با سطح گسیختگی معلوم تعیین نمود. این بدان معنی است که برای هر زاویه سطح گسیختگی یک مقدار بهینه برای  $\alpha$  وجود دارد که کمترین مقدار محتمل از کل لنگری است که صرف نظر از علامت لنگر می تواند تولید شود. بنابراین برای هر مقدار  $\theta$  یک مقدار مناسب  $\alpha$  انتخاب خواهد شد. این قابل توجه است که مقدار  $\alpha$  به طور کلی بین 0.48 و 0.55 تغییر می کند. شکل 7 روند انتخاب بهترین و بهینه ترین  $\alpha$  را که باعث می شود مقدار لنگر به صفر برسد را نشان می دهد.



شکل 7. روند انتخاب  $\alpha$  برای یک سیستم معلوم

اگر  $\alpha$  با پارامترهای ثابت بررسی شده باشد می توان از این روند صرفه نظر کرد در این جا  $\alpha = 0.48$  پیشنهاد می شود.

#### ۴-۶. فاکتور معادل فشار کل E

برای بهتر نشان دادن نتایج و همچنین برای مقایسه بهتر بین مطالعه جاری و مطالعه دیگران یک پارامتر غیر مستقیم برای تعیین فشار جانبی زمین مطرح شده است. تقریباً در تمام تئوری های مشابه این چنین پارامتری وجود دارد. این پارامتر به طور مستقیم از خروجی های سیستم یا خروجی های اصلی قابل تعیین نیست و باید از روی پارامترهای دیگر محاسبه شود. فاکتور معادل فشار کل E به صورت زیر قابل تعیین است:

$$P = (A\gamma H^2 + B\gamma H^2 / 2) / \cos \delta$$

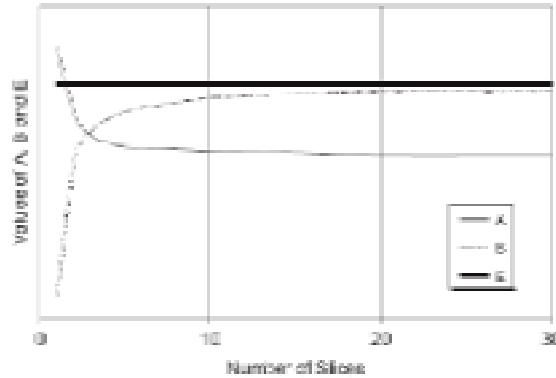
$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 (2A + B) / \cos \delta, \quad (8)$$

$$E = (2A + B) / \cos \delta, \quad (9)$$

$$P = \frac{1}{2} E \gamma H^2. \quad (10)$$

#### ۴-۷. تعداد تکه های افقی

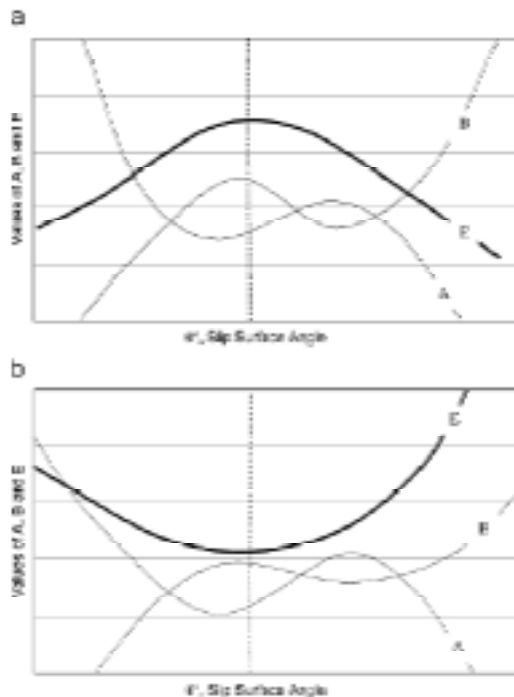
تحلیل های اولیه نشان می دهد که نتایج به تعداد تکه های افقی که در تحلیل سیستم استفاده شده است حساس است هر چند بعد از یک تعداد معین از تکه ها سیستم همگرا خواهد شد. منظور از همگرایی در این جا خروجی های مشابه برای هر تعداد تکه می باشد. شکل 8 این خصوصیت را نشان می دهد. چیزی که از شکل 8 قابل مشاهده است این است که بعد از تقریباً 25 لایه سیستم با اطمینان به یک خروجی واحد همگرا می شود. این شکل نشان می دهد که نتایج تحلیل به تعداد تکه ها خیلی حساس است. با بررسی این موضوع استفاده از 30 لایه یا بیشتر پیشنهاد شده است.



شکل 8. حساسیت تحلیل برای تعداد لایه ها

#### ۴-۱. سطح شکست بحرانی

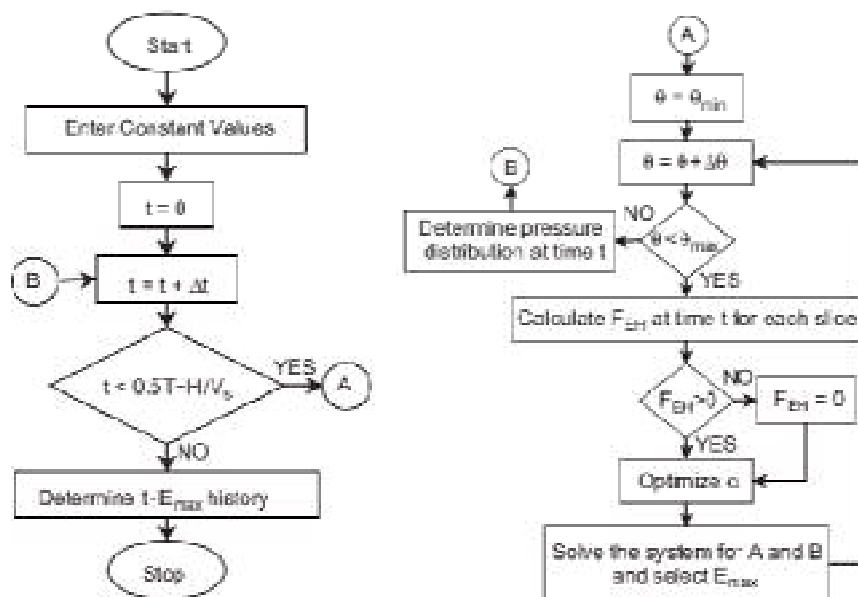
برای یک سیستم معلوم (یک دیوار با مصالح و هندسه معلوم) در یک زمان خاص و بعد از بهینه کردن  $\alpha$  بهترین سطح شکست باید پیدا شود. زاویه ای که سیستم بزرگترین مقدار جانبی را تولید می کند برای حالت محرک سطح لغزش بحرانی است. بنابراین تاریخچه  $E-\theta$  مثل چیزی که در شکل 9 نشان داده شده است می تواند سطح لغزش بحرانی را تعیین کند و همان طور مقادیر مرتبط با A و B و E را تعیین کند. هر چند حالت مقاوم در این مقاله بحث نشده است اما برای فهم بهتر تفاوت های بین حالت مقاوم و محرک در شکل های 9a و 9b شکل شده است.



شکل 9. پیدا کردن زاویه سطح لغزش بحرانی و فشار مربوطه برای یک زمان خاص.

(a) حالت محرک (b) حالت مقاوم

روند حل سیستم در فلو چارت شکل 10 شرح داده شده است.

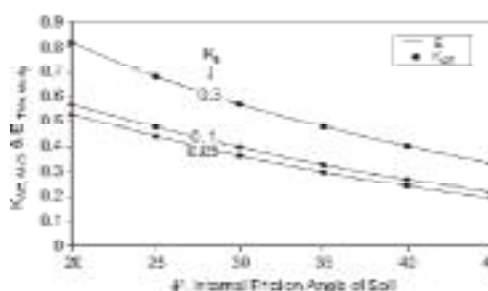


شکل 10. فلوچارت روند حل

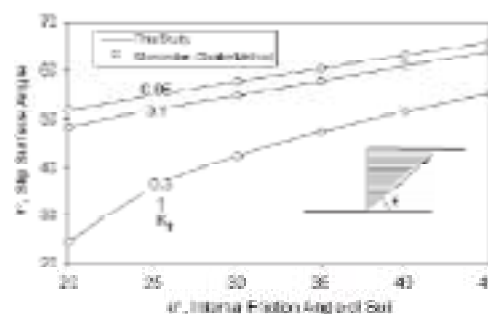
این قابل توجه است که تحلیل تا نصف سیکل سینوسی ادامه پیدا می کند تا به سطح خاک (بالای دیوار) برسیم بنابراین مطابق با معادله 3 تحلیل در طول  $0.5T + \frac{H}{V_s}$  خواهد بود. مطابق با روند فوق حل مساله فقط برای نیم سیکل است و از مقادیر منفی شتاب که در سیکل دوم رخ می دهند صرف نظر می شود. این بدان معناست که مقادیر خارجی شتاب افقی که بهترین موقعیت بحرانی را می سازند برای حالت های محرک بررسی شده است و شتاب داخلی نباید در هر ارتفاعی اعمال شود.

### ۵. بررسی نتایج

برای ارزیابی اولیه دقت روش پیشنهاد شده یک سری مسائل حل شده با روش شبه دینامیکی با روش مونونوبه- اکابه مقایسه شده است. برای مثال شکل 11 و 12 نتایج مطالعه پارامتری روی یک دیوار با مشخصات خاک خاکریز  $c=0$  و  $\delta=0$  نشان داده شده است.



شکل 11. فشار کل روی دیوار و مقایسه با روش مونونوبه- اکابه

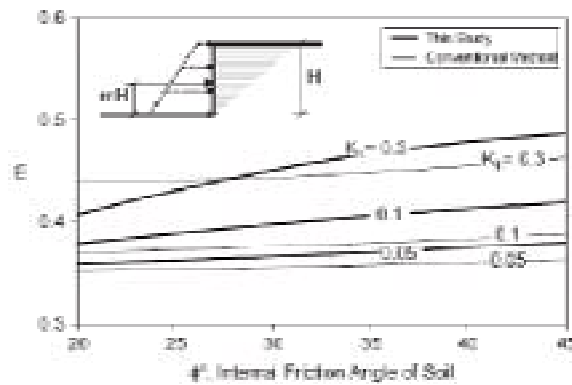


شکل 12. زاویه سطح شکست بحرانی و مقایسه با مونونوبه- اکابه

این باید مورد توجه قرار بگیرد که با تغییر سیستم از شبه دینامیکی به شبه استاتیکی مقادیر  $F_{EH}$  باید دوباره از روی  $K_h W_i$  برای همه تکه ها تعیین شود و یک مرتبه برای یک زمان خاص و نه کل زمان بارگذاری حل شود. همچنین این قابل انتظار بود که کل نیرو و همچنین سطح شکست بحرانی پیشنهاد شده توسط مونونوبه-اُکابه و این مطالعه دقیقاً مثل یک دیگر باشند که این موضوع را فرمول ها نشان می دهند. هر چند توزیع فشار متفاوت است. در این حالت نتایج با یک روش تجربی پیشنهاد شده توسط سید و ویدمن مقایسه شده است. آنها پیشنهاد کردند محل نیروی برآیند از فرمول زیر محاسبه شود:

$$h = \frac{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (11)$$

که  $H$  ارتفاع کل دیوار است،  $h$  محل نیروی برآیند از پایین دیوار است،  $P_A$  فشار استاتیکی بر مبنای تئوری کولمب است و  $P_{AE}$  فشار دینامیکی کل بر مبنای روش مونونوبه-اُکابه است و  $\Delta P_{AE}$  تفاوت بین فشار استاتیکی و دینامیکی کل است. مقایسه فوق در شکل 13 نشان داده شده است.



شکل 13 .

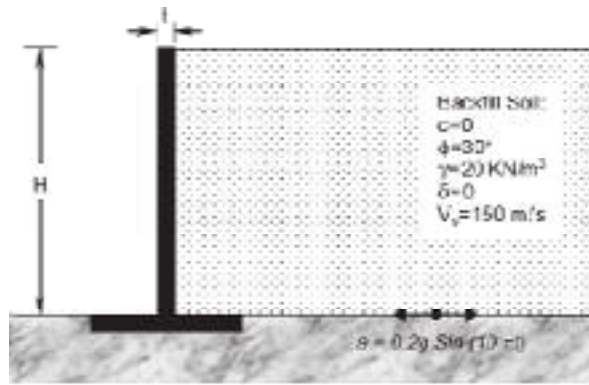
این شکل سازگاری خوب بین دو روش نشان می دهد. هر چند سید و ویدمن یک بازه از  $0.5H$  تا  $0.7H$  برای ثابت پیشنهاد کردند و یک مقدار مشخص برای این ثابت وجود ندارد. این طور به نظر می رسد که اختلاف بین حل تحلیلی و تجربی خیلی کم و کافی است. این نتایج و سازگاری با روش مونونوبه-اُکابه نشان می دهد که روش پیشنهاد شده یک ابزار قدرتمند برای ارزیابی نیروی کل و همچنین توزیع فشار در یک زمان خاص در این تئوری است. این مطالعه پارامتری فقط برای مطمئن شدن از درستی فرمول ها انجام شد.

## ۶. مثال نمونه

مطابق با حل تحلیلی سیدمن و زنگ پارامتر  $\frac{H}{TV_s}$  تنها پارامتر موثر بر نتایج است. این پارامتر مشخصات سه جز متفاوت از سیستم را منعکس می کند.  $H$  که به هندسه وابسته است ارتباط مستقیمی با پریرود طبیعی دیوار دارد،  $T$  دوره تناوب بارگذاری دینامیکی و  $V_s$  سرعت موج برشی خاک خاکریز این سه جز هستند. هر چند می توان گفت هر یک از مشخصات رفتار دینامیکی اعمال مربوطه را نشان می دهد. به همین دلیل مثال های زیر طوری ساخته شده است که مقادیر مختلف را پوشش دهد.

### ۶-۱. چارچوب مساله

یک دیوار بتن مسلح با ابعاد نشان داده شده در شکل 14 را فرض کنید .



شکل 14. چارچوب یک نوع مساله

فونداسیون از خاک بسیار سخت تشکیل شده است و بر روی پایداری و فشار زمین تاثیری ندارد. خاک ماسه ای فاقد چسبندگی در پشت دیوار خاکریزی شده است مشخصات خاکریز به قرار زیر است :

$$C = 0, \varphi = 30^\circ, \gamma = 20 \frac{kN}{m^3}, \delta = 0, V_s = 150 \frac{m}{s}$$

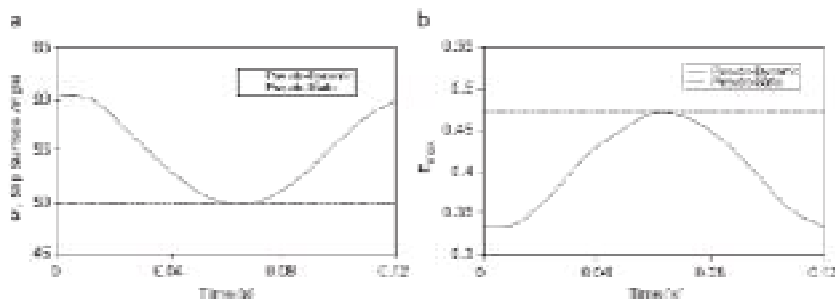
از مطالعات و بررسی های زمین شناسی تاریخچه زلزله ای با فرکانس غالب 5Hz و  $0.2g$ ، PGA برای این محل پیشنهاد شده است برای دو دیوار به ارتفاع های  $H=15m$  و  $H=3m$  تعیین فشار محرک زمین در هنگام زمین لرزه روی دیوار خواسته شده است.

## ۶-۲. نتایج

برای هر مساله 3 نمودار گزارش شده است : 1- تاریخچه زمان با  $E$  (فاکتور معادل فشار کل) 2- تاریخچه زمان با زاویه سطح شکست بحرانی 3- تاریخچه توزیع فشار. در هر قسمت نتایج با روش شبه استاتیکی و مونونوبه-اُکابه مقایسه شده است. به دلیل یکسان روش شبه استاتیکی و مونونوبه-اُکابه نتایج روش مونونوبه-اُکابه در نمودار های 1 و 2 رسم نشده است.

## ۶-۳. بحث

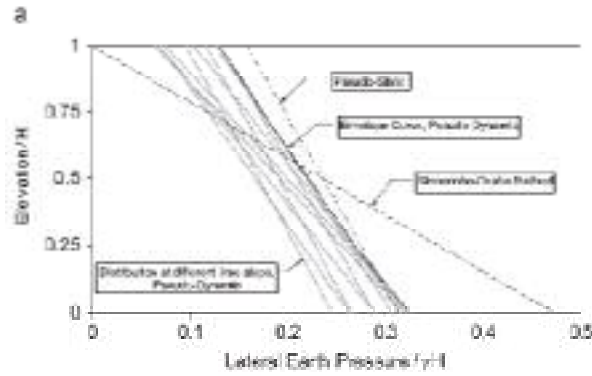
شکل 15a و 15b متغیر  $E$  و  $\theta$  (زاویه سطح شکست بحرانی در بیشترین فشار محرک) را در طول زمان برای دیوار با ارتفاع  $H=3m$  نشان می دهد. برای این سیستم مقدار  $\frac{H}{TV_s}$ ، 0.1 است. از این دو نمودار می توان به این نتیجه رسید که وقتی  $E$  به بیشترین مقدار خود می رسد  $\theta$  به کمترین مقدار خود می رسد. این قابل توجه است در یک لحظه که  $E$  و  $\theta$  به مقادیر پیش بینی شده توسط روش شبه استاتیکی (و مونونوبه-اُکابه) می رسند. این موضوع بدان معنا است که اگر دیوار با استفاده از بیشترین فشار زمین مثل روش های متداولی چون روش مونونوبه-اُکابه طراحی شود مناسب است.



شکل 15a و 15b

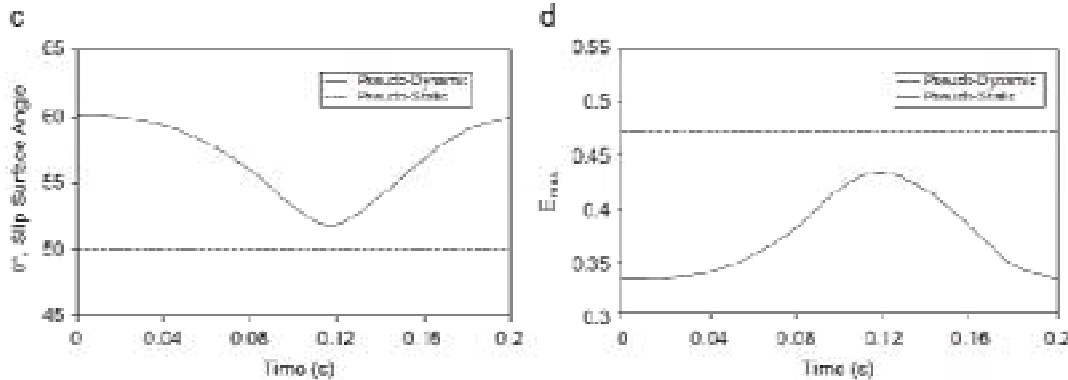
اما صورت دیگری از طراحی (یعنی منحنی پوش) که در شکل 16a نشان داده شده است. با استفاده از این منحنی لنگر و نیروی برش طراحی در هر نقطه ای از دیوار را می توان محاسبه نمود. این مقادیر بیشترین مقادیری هستند که دیوار در طول لرزش تجربه خواهد کرد و لزوماً بیشتر یا کمتر از مقادیر پیشنهاد شده بوسیله روش های دیگر نیست. هر چند بیشترین تنش های

بحرانی هستند که می توانند به طور موثری طراحی بتن مسلح را تغییر دهند. به عبارت دیگر توزیع بحرانی به همراه روش طراحی بهینه از 16a در دسترس است. این موضوع دقیقاً مزیت های روش شبه دینامیکی است.



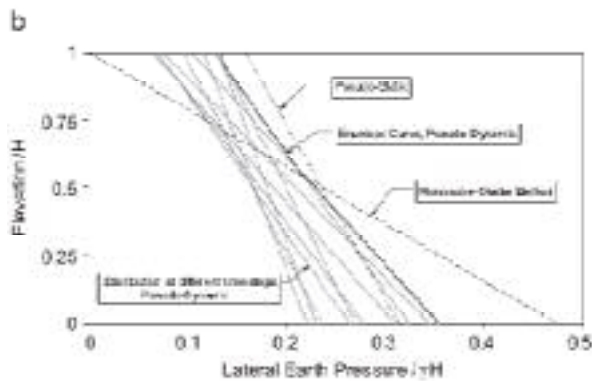
شکل 16a

از سوی دیگر در شکل های 15c و 15d تاریخچه  $E$  و  $\theta$  برای یک دیوار با ارتفاع  $H=15m$  رسم شده است. برای این سیستم  $\frac{H}{TV_s}$  برابر با 0.5 است که 5 برابر دیواری با ارتفاع  $H=3m$  است.



شکل های 15c و 15d

تاریخچه  $\theta$  مقداری بزرگتر از  $\theta$  بحرانی را برای این دیوار نشان می دهد که پائین ترین نقطه منحنی مقایسه شده با روش شبه استاتیکی است. این طور به نظر می رسد که با افزایش  $\theta$  جرم گسیختگی کوچکتر شود و مقدار  $E$  نیز کوچکتر شود. برای این سیستم نتایج روش شبه استاتیکی دست بالا هستند از سوی دیگر منحنی پوش در شکل 16b نیروی برشی اعمال شده در پائین دیوار را اندکی بیشتر پیش بینی خواهد کرد که این امر می تواند روی آرماتور اضافی در تعدادی از ترازها تاثیر بگذارد. این نوع توزیع می تواند ابعاد دیوار نظیر ضخامت را کنترل و تغییر دهد.



شکل 16b

از تمام نتایج بالا این موضوع به وضوح روشن است که افزایش  $\frac{H}{TV_s}$  باعث کاهش فشار محرک کل روی دیوار می شود که این موضوع دقیقاً منطبق بر نتایج مطالعه سیدمن و زنگ است. جنبه دیگری از طراحی به ویژه برای دیوار های حائل بتن مسلح نیازمند

تاریخچه توزیع فشار در طول زلزله است. این ویژگی که در مطالعات پیشین به حساب نیامده بود مزیت روش شبه دینامیکی است.

## ۷. نتایج

در مطالعه اخیر، نسخه جدیدی از روش تکه افقی برای دیوارهای حائل (که اولین بار برای شیب ها با خاک مسلح پیشنهاد شده بود) توسعه داده شد. روش پیشنهاد شده ترکیبی از روش تکه افقی و روش شبه دینامیکی از بارگذاری زمین لرزه در چهار چوب روش تعادل حدی است. این روش قادر به حل مسائل با وضعیت فشار محرک جانبی زمین در طول زمین لرزه است. گرچه این روش توانایی حل وضعیت مقاوم را دارد. برای اطمینان از درستی نتایج در مرحله اول نتایج فشار کل زمین با روش مومونوبه-اُکابه و نتایج نیروی بر آیند با روش تجربی (سید و ویدمن) مقایسه شد. این نتایج سازگاری دقیق با روش مومونوبه-اُکابه و اختلاف کمی با روش تجربی را نشان داد. تحلیل های اولیه اولین مزیت های این روش را یعنی محاسبه نیروی کل و محل نیروی برآیند در هر زمان آشکار کرد. در مرحله دوم ارزیابی استفاده از روش پیشنهادی بررسی شد و دو نمونه مساله با این روش حل شد. نتیجه اصلی این چنین تحلیل هایی این است که فشار کل زمین برای طراحی یک دیوار بتن مسلح کافی نیست و یک تاریخچه دقیق توزیع فشار محرک زمین در حین زمین لرزه مورد نیاز است. این نیاز به طور کامل از روش پیشنهاد شد مرتفع می شود. در این جا دقت روش تکه های افقی در تعیین توزیع فشار جانبی زمین راضی کننده است و تاریخچه زمانی به بهترین نحو توسط روش شبه دینامیکی پشتیبانی شده است. با استفاده از نتایج این روش به آسانی می توان تاریخچه برش و لنگر را در هر تراز دلخواه از دیوار محاسبه نمود که دو جز اصلی طراحی سازه های بتن مسلح است. روش پیشنهاد شده در مواقعی خیلی پیشنهاد می شود که یک تحقیق خوب از مشخصات دینامیکی خاک و یک تخمین خوب از بارگذاری زلزله منطقه در دسترس است. در مورد ضریب اطمینان روش، کمترین ضریب اطمینان که به طور معمول در روش شبه استاتیکی در محاسبات در نظر گرفته میشود در این روش استفاده می شود. در غیر این صورت با توجه بیشتر و پیش بینی خوب از ضریب زلزله افقی که بتواند به بهترین شکل رفتار دینامیکی سیستم را منعکس کند با استفاده از روش شبه استاتیکی که در این جا شرح داده شد نیروی کل و محل اثر نیرو را تعیین می کنیم. به بیان دیگر ضریب زلزله تنها نشان دهنده شدت زلزله نیست بلکه این ضریب باید رفتار سازه را نیز تشخیص دهد.

## ۸. منابع

- [1] Mononobe N, Miyaoka H. On determination of earth pressure during earthquakes. In: Proceedings of the world engineering congress, vol. 9, Tokyo; 1929.
- [2] Okabe S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams. *J Jpn Soc Civ Eng* 1926;10(6):1277-321.
- [3] Ishii Y, Anai H, Tsuchida H. Lateral earth pressure in an earthquake. In: Proceedings of the 2nd world conference on earthquake engineering, vol. 1, Tokyo; 1960.
- [4] Steinman RS, Zeng X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique* 1990;40(1):105-12.
- [5] Morgenstern NR, Price VE. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 1965;15(1):29-82.
- [6] Janbu N. Slope stability computation in embankment dam engineering. New York: Wiley; 1973.
- [7] Spencer E. A method of analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique* 1967;17(1):11-26.
- [8] Janbu N. Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedures of slices. In: Proceedings of 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London; 1957.
- [9] Chen WF. Limit analysis and soil plasticity. New York: Elsevier Scientific Publishing Co.; 1975.
- [10] Terzaghi K, Peck RB, Mesri G. Soil mechanics in engineering practice. New York: Wiley; 1996.
- [11] Rahardjo H, Fredlund DG. General limit equilibrium method for lateral earth force. *Can Geotech J* 1984;21:166-75.
- [12] Chen Z, Li S. Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices. *Can Geotech J* 1998;35:591-9.
- [13] Shohgholi M, Fakher A, Jones CJFP. Horizontal slice method of analysis. *Geotechnique* 2001;51(10):881-5.
- [14] Yamagami T, Jiang J, Ahmed Khan Y. Progressive failure analysis based on a method of non-vertical slices. In: Proceedings of slope stability engineering, vol. 2; 1999.
- [15] Lo S-CR, Xu D-W. A strain-based method for the collapse limit state of reinforced soil walls and slopes. *Can Geotech J* 1992;29:832-42.
- [16] Nour H. Reinforced soil slopes analysis using horizontal slice method. MSc thesis, Tehran University, Tehran; 2004.
- [17] Nour H, Fakher A, Jones CJFP. Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. *Geotextiles and Geomembranes* 2006;24(2006):173-87.
- [18] Ling LI, Leshchinsky D, Perry FR. Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotechnique* 1997;47(5):933-52.
- [19] Das BM. Soil dynamics. Boston: PWS Publication Co.; 1997.
- [20] Seed HB, Whitman RV. Design of earth retaining structures for dynamic loads. In: Proceedings of the ASCE special conference on lateral stresses, ground displacement and earth retaining structure, Ithaca, New York; 1970.
- [21] Fang Y-S, Chen T-J. Modification of Mononobe-Okabe theory. *Geotechnique* 1998;48(1):163-7.