

### چکیده

در این مقاله، الگوریتمی جهت محاسبه‌ی جابه‌جایی ماندگار دیوارهای حائل در شرایط لرزه‌ای ارائه شده است. در این الگوریتم که فرمولاسیون آن بر اساس روش مرز بالای آنالیز حدی پایه‌ریزی شده است، شتاب تسلیم با در نظر گرفتن چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک و نیز لحاظ نمودن چسبندگی و اصطکاک بین خاک و دیوار محاسبه می‌شود. روش پیشنهادی در واقع توسعه‌ی روش میخالفسکی [۱] از حالت شیروانی‌ها به دیوارهای حائل است و در آن فرمولاسیونی برای محاسبه‌ی شتاب تسلیم، شکل سطح گسیختگی و جابه‌جایی ماندگار دیوارهای حائل تحت بار زلزله به صورت دو بعدی پیشنهاد شده است. به علاوه اثر زاویه اتساع خاک، زاویه اصطکاک داخلی خاک، زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار، بیشینه شتاب زلزله و ارتفاع دیوار بر میزان جابه‌جایی لرزه‌ای توسط روش ارائه شده مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج در حالاتی خاص با دیگر محققان مقایسه شده که صحت اعتبار الگوریتم ارائه شده را به خوبی نشان می‌دهد. نتایج مطالعه‌ی انجام شده نشان می‌دهد انتخاب مقادیر زاویه‌ی اتساع خاک و زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار از اهمیت بالایی برخوردار است و تأثیر زیادی بر روی شتاب تسلیم و جابه‌جایی می‌گذارد.

**کلمات کلیدی:** تغییر مکان لرزه‌ای ماندگار، دیوار حائل وزنی، آنالیز حدی، مرز بالا، دو بعدی

## محاسبه‌ی جابه‌جایی لرزه‌ای دیوار حائل وزنی بر اساس روش آنالیز حدی

فرج‌ا... عسکری (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، [askari@iiees.ac.ir](mailto:askari@iiees.ac.ir)

احمد حسینی

دانشجوی کارشناسی ارشد پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

### ۱- مقدمه

تغییر شکل‌های بزرگ برای برخی دیوارها ممکن است در حد قابل قبولی باشد، اما در مواردی نیز ممکن است با تغییر شکلی بسیار کوچک، دیوار دچار گسیختگی شوند؛ بنابراین تحلیل‌هایی که تغییر شکل دائمی دیوار را نشان می‌دهند، شاخص مفیدتری از عملکرد دیوار به دست می‌دهند. روش‌های متعددی برای تعیین تغییر شکل‌های دائمی دیوارهای حائل ارائه شده است که در ادامه شرح مختصری بر آن ارائه شده است. از تحقیقات انجام شده پیرامون جابه‌جایی دیوارها می‌توان به تحقیقات ریچارد و الماس [۲]، لی و همکاران [۳]، هوآنگ و ونگ [۴]، کالتابیانو و همکاران [۵-۶] که بر اساس تعادل حدی می‌باشند اشاره نمود. همچنین تحقیق‌های مجلل و قنبری [۷] و امین پور و قنبری [۸] که بر اساس روش آنالیز حدی این مسئله را

تحلیل و بررسی رفتار دیوارهای حائل در برابر زلزله، به دلایلی همچون رفتار پیچیده‌ی خاک به خصوص در اثر بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، عدم کفایت آنالیزهای شبه استاتیکی و لزوم انجام آنالیزهای دینامیکی، از مسائل مهمی است که مهندسان ژئوتکنیک با آن مواجه هستند. برای ایجاد صرفه‌ی اقتصادی در طراحی و همچنین کاهش خسارات ناشی از زلزله‌های بزرگ، شناخت عملکرد و نیز طراحی لرزه‌ای سازه‌های نگه‌دارنده‌ی خاک اهمیت بسزایی دارد. روش‌های تحلیلی محاسبه‌ی فشار فعال بر دیوارها مانند روش مونونوبه اکابه اطلاعات مفیدی در خصوص بارهای لرزه‌ای بر دیوارهای حائل ارائه می‌کنند، با این حال کارایی این دیوارها بعد از زلزله به مقدار زیادی به تغییر شکل آنها در خلال زلزله بستگی دارد. اگرچه

معادله‌ی سطح تسلیم موهر کولمب در رابطه (۱) ارائه شده است.

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} + 2 \times c \times \cos \phi \quad (1)$$

در اینجا  $c$  و  $\phi$  چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک هستند. تغییر شکل پلاستیک توسط قانون نرمالیتیه و یا جریان همراه به صورت تابع رابطه (۲) آورده شده است:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad \begin{matrix} \lambda \geq 0 & \text{if } f = 0 \\ \lambda = 0 & \text{if } f < 0 \end{matrix} \quad (2)$$

در تئوری مرز بالا، انرژی تلف شده‌ی داخلی به وسیله‌ی میدان سرعت سینماتیکی قابل قبول مساوی کار انجام شده‌ی خارجی قرار گرفته تا بتوان توسط تئوری مرز بالا یک جواب صریح برای مسئله پیدا کرد. کمترین مقدار ممکن جواب مرز بالا را باید در یک فرآیند بهینه‌سازی جستجو کرد.

میدان سرعت سینماتیکی قابل قبول میدانی است که شرایط سازگاری و قانون جریان پلاستیک و شرایط مرزی سرعت را ارضا کند [۱۹]. این تعبیر را می‌توان به فرم رابطه (۳) نوشت:

$$\int \sigma_{ij}^k \dot{\varepsilon}_{ij}^k dV \geq \int T_i V_i dS + \int X_i V_i^k dV \quad (3)$$

که سمت چپ رابطه، کار داخلی انجام گرفته به وسیله‌ی میدان‌های تنش ( $\sigma_{ij}^k$ ) بر روی میدان کرنش مجازی ( $\dot{\varepsilon}_{ij}^k$ ) و سمت راست رابطه، کار خارجی انجام گرفته به وسیله‌ی نیروهای سطحی ( $T_i$ ) و نیروی وزنی ( $X_i$ )، بر روی میدان تغییر مکان مجازی می‌باشد.  $V$  و  $S_T$  به ترتیب سطح و حجم محیط مورد مطالعه و  $T_i$  و  $X_i$  معرف تنش‌های سطحی و حجمی وارد بر آنها می‌باشند.  $\sigma_{ij}^k$  تانسور تنشی است که با تنش‌های سطحی و حجمی  $T_i$  و  $X_i$  در تعادل است.

به عبارت دیگر،  $T_i$  و  $X_i$  و  $\sigma_{ij}^k$  عناصر یک میدان تنش استاتیکی قابل قبول می‌باشند. از سوی دیگر،  $v_i$  در رابطه‌ی فوق معرف سرعت تغییر شکل و  $\dot{\varepsilon}_{ij}^k$  تانسور نمو تغییر شکل نسبی سازگار با آن است. بدین ترتیب،  $v_i$  و  $\dot{\varepsilon}_{ij}^k$  نیز عناصر یک میدان سینماتیکی قابل قبول هستند.

مورد بررسی قرار داده‌اند. عمده‌ی این تحقیقات با فرضیات ساده‌کننده‌ی نظیر در نظر نگرفتن چسبندگی خاک، زاویه اتساع خاک و به صورت تک بلوکی همراه بوده‌اند. در این تحقیق فرمولاسیونی جهت محاسبه‌ی تغییر مکان لرزه‌ای دیوارهای حائل ارائه شده است و تفاوت آن با روش‌های قبلی در افزایش تعداد بلوک‌ها به منظور بالا بردن دقت حل مسئله می‌باشد. در این راستا اثر پارامترهای مقاومتی خاک و هندسی دیوار در مقدار تغییر مکان لرزه‌ای دیوار بررسی شده است.

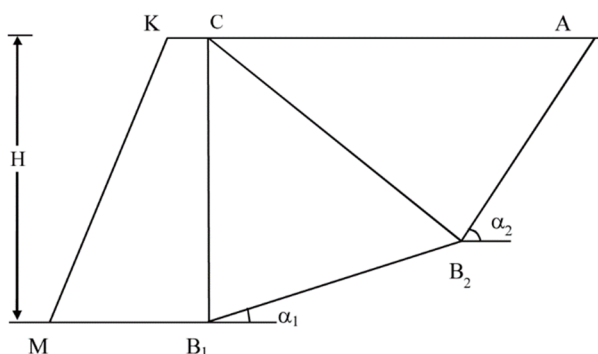
## ۲- آنالیز حدی

پیدا کردن روش حل تحلیلی برای بسیاری از مسائل مهندسی دشوار می‌باشد. فین [۹]، چن [۱۰]، چن و لیو [۱۱] به طور کامل بر روی روش حل مسائل ژئوتکنیکی بر اساس آنالیز حدی بحث کرده‌اند [۱۲]. آنالیز حدی روشی برای ارزیابی پایداری است که بر مبنای دو نظریه‌ی حد بالا و حد پایین، بار حدی را به دست می‌آورد. طبعاً با مشخصات مصالح می‌توان پایداری اصلی یک سازه‌ی مشخص با بارگذاری مشخص را تخمین زد [۱۳]. در روش‌های آنالیز حدی مرز بالا و پایین، بار شکست را می‌توان به صورت تحلیلی و محاسباتی به دست آورد. در حالت مرز پایین، میدان تنش قابل قبول استاتیکی فرض می‌شود، در حالی که در حالت مرز بالا از یک میدان سرعت قابل قبول سینماتیکی استفاده می‌شود. تئوری مرز پایین در ابتدا توسط فینبرگ [۱۴] مطرح و سپس توسط هیل [۱۵] با بکار بردن اصل کار پلاستیک حداکثر در یک حجم مشخص مصالح پلاستیک کامل تکمیل شد. شرح کامل درباره‌ی هر دو نظریه‌ی مرز پایین و مرز بالا و اثبات آنها توسط هیل [۱۶] در سه سال بعد ارائه شد.

دراکر و همکاران [۱۷] اولین کسانی بودند که اظهار کردند وضع تنش در شکست پلاستیک ثابت باقی می‌ماند و بر این اساس تئوری‌های مرز پایین و مرز بالا را برای مصالح الاستو پلاستیک گسترش دادند [۱۸]. مصالحی که در تحلیل مذکور شرکت دارند دارای سطح تسلیم محدب می‌باشند. برای مثال

### ۳- روش پیشنهادی

در شکل (۱) شمای مکانیسم مورد استفاده در این تحقیق نشان داده شده است.



شکل (۱): مکانیسم گسیختگی در روش پیشنهادی حاضر

فرضیات مورد نظر برای حل به‌قرار زیر است:

۱. گوه گسیختگی مشکل از دو بلوک مجزا در نظر گرفته شده است.
  ۲. دیوار حائل از نوع صلب و وزنی است و دارای مکانیسم حرکت لغزشی می‌باشد.
  ۳. خاک پشت دیوار افقی و خشک است و از قانون جریان همراه تبعیت می‌کند (بدون چسبندگی).
  ۴. از تعمیم روش بلوک لغزش نیومارک در برآورد تغییر مکان لرزه‌ای دیوار حائل استفاده شده است.
- مراحل روش پیشنهاد شده در این تحقیق را می‌توان در دو گام خلاصه نمود:

گام اول برای به دست آوردن تغییر مکان دائمی دیوار به روش تئوری کران بالا، به دست آوردن شتاب تسلیم ( $k_y$ ) می‌باشد (بخش ۳-۱). در گام دوم نیز با انتخاب رکوردهای مناسب تغییر مکان لرزه‌ای دیوار محاسبه می‌گردد (بخش ۳-۲).

#### ۳-۱- محاسبه‌ی ضریب شتاب تسلیم

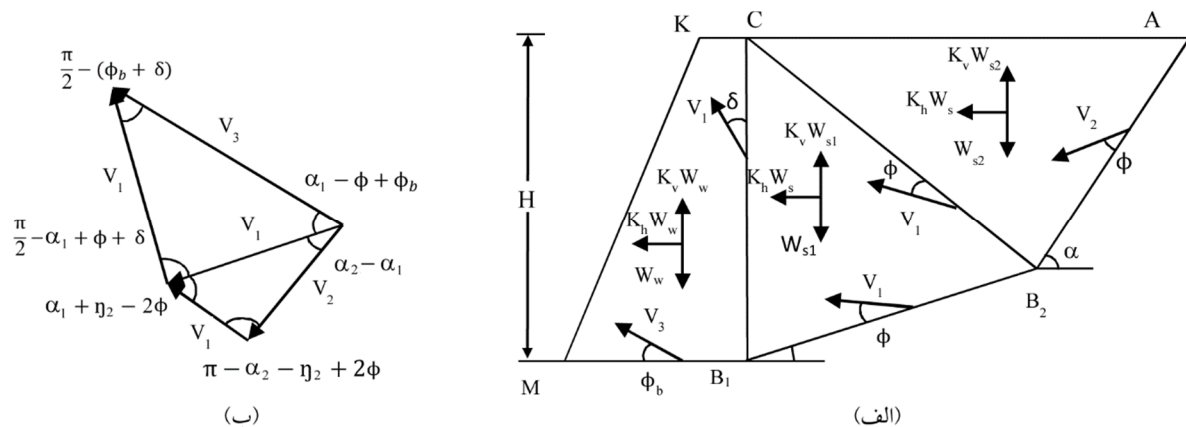
دیواری به ارتفاع  $H$  و خاک ریزی با زاویه‌ی اصطکاک داخلی  $\phi$  و چسبندگی  $c$  که از قانون جریان همراه و معیار گسیختگی مور-کولمب پیروی می‌کند و تحت شتاب لرزه‌ای افقی و قائم  $k_v$  و  $k_h$  قرار گرفته است، در نظر گرفته می‌شود.

ضریب شتاب تسلیم مقداری از  $k_h$  است که به ازای آن مکانیسم تشکیل و مجموعه‌ی خاک و دیوار شروع به حرکت می‌کند. در این تحلیل فرض می‌شود که گوه‌ی گسیختگی صلب و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بین دیوار و خاک، در طول دیوار برابر  $\delta$  و در پی دیوار  $\phi_b$  باشد و نیروی اینرسی زلزله به صورت شبه استاتیکی به دیوار و خاک وارد شود. برای محاسبه‌ی شتاب تسلیم دیوار و به تبع آن زاویه گسیختگی بحرانی، نیروهای وارد بر گوه گسیختگی و شرایط مرزی سینماتیکی همانند شکل (۱) فرض می‌گردد. در شکل مذکور  $V_1$  و  $V_2$  بردارهای سرعت گوه گسیختگی خاک و  $V_3$  بردار سرعت دیوار حائل و  $V_{13}$  سرعت نسبی بین دیوار و گوه گسیختگی و  $V_{12}$  سرعت نسبی بین دو گوه گسیختگی خاک می‌باشد. در ابتدا بر اساس مفاهیم آنالیز حدی مکانیسم گوه گسیختگی تشکیل می‌شود. روال تشکیل گوه بدین شرح می‌باشد که با داشتن مختصات نقاط بالای دیوار صفحه‌های کناری گوه و کف را به گونه‌ای تشکیل می‌دهد که با بردار سرعت زاویه  $\phi$  بسازند و بر این اساس مختصات باقی نقاط را پیدا می‌کند. با توجه به قانون جریان همراه، بردار سرعت، در شرایط مرزی سینماتیکی با خطوط گسیختگی زاویه‌ای معلوم می‌سازد که این زاویه در طول خط  $AB$  برابر با زاویه‌ی اصطکاک خاک  $\phi$  و در امتداد دیوار و خاک برابر زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار  $\delta$  و در خط گسیختگی پی دیوار، برابر  $\phi_b$  می‌باشد. بردار لغزش  $V_1$  با سطح گسیختگی زاویه‌ای برابر با  $\phi$  می‌سازد و بردار لغزش  $V_{12}$  با سطح گسیختگی زاویه‌ای برابر با  $\phi$  می‌سازد و بردار لغزش  $V_{13}$  با راستای دیوار و خاک زاویه‌ای برابر با  $\delta$  می‌سازد که فرض می‌شود  $\delta = 2/3 * \phi$  باشد. رابطه‌ی بین سرعت‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است.

نرخ کار داخلی یا انرژی مستهلک شده  $D$  به صورت رابطه (۴) نوشته می‌شود:

$$D = CV \cos(\phi) S \quad (4)$$

که در آن  $C$  برابر چسبندگی خاک است.  $V$  بردار سرعت گوه مربوطه بوده و  $S$  مساحت یکی از صفحات گسیختگی می‌باشد.



شکل (۲): دیوار حائل (الف) نیروهای وارد بر گوه گسیختگی و (ب) هدگراف سرعت

به تعبیر دیگر می‌توان گفت زمانی که تساوی کار خارجی و کار داخلی برقرار می‌شود به این معنی است که ضریب اطمینان پایداری دیوار حائل برابر با یک در نظر گرفته شده است. پارامتر  $\lambda$  مطابق رابطه (۱۳) جهت در نظر گرفتن نسبت شتاب قائم زلزله ( $k_v$ ) در نظر گرفته می‌شود.

$$\lambda = \frac{K_v}{K_h} \quad (13)$$

با در نظرگیری روابط مذکور و رابطه (۱۳) پس از ساده‌سازی به رابطه (۱۴) خواهیم رسید که مقدار شتاب تسلیم را بیان می‌کند. در روابط بیان شده  $W_w$  وزن دیوار و  $W_s$  وزن گوهی گسیختگی است.

به جهت حل رابطه (۱۴) مقدار زاویه‌ی بحرانی گوه گسیختگی باید ملاک قرار بگیرد در آنالیزهای معمول برای لغزش، زاویه‌ی تمایل  $\alpha$  داده شده است؛ در این آنالیز برای به دست آوردن بهترین تخمین (کمترین کران بالا)، باید زاویه‌ی گسیختگی‌ای به دست آید که باعث کمترین شتاب تسلیم در سازه می‌گردد. بدین جهت مقدار ضریب شتاب تسلیم نسبت به  $\alpha$  کمینه می‌گردد؛ لذا خواهیم داشت:

$$K_h = \frac{\dot{D} - (1 - K_v)[W_{s1}d \sin(\alpha_1 - \phi) + W_{s2}d \sin(\alpha_2 - \phi) - W_w \sin(\phi_b)]}{W_{s1}d \cos(\alpha_1 - \phi) + W_{s2}d \cos(\alpha_2 - \phi) + W_w 3 \cos(\phi_b)} \quad (12)$$

$$K_y = \frac{\dot{D} - [W_{s1}d \sin(\alpha_1 - \phi) + W_{s2}d \sin(\alpha_2 - \phi) - W_w \sin(\phi_b)]}{W_{s1}d \cos(\alpha_1 - \phi) + W_{s2}d \cos(\alpha_2 - \phi) + W_w \cos(\phi_b) - \lambda[W_{s1}d \sin(\alpha_1 - \phi) + W_{s2}d \sin(\alpha_2 - \phi) - W_w \sin(\phi_b)]} \quad (14)$$

نرخ کار خارجی و نرخ کار داخلی (استهلاک انرژی)، با توجه به شکل (۲) و رابطه (۳) به صورت رابطه (۵) بیان می‌شود:

$$\dot{D} \geq \dot{W}_{s1} + \dot{W}_{s2} + \dot{W}_w \quad (5)$$

با توجه به شکل (۲) می‌توان نوشت:

$$V_2 = V_1 b \quad (6)$$

$$V_3 = V_1 d \quad (7)$$

با فرض آنکه در لحظه گسیختگی شتاب حرکت زمین به مقدار شتاب تسلیم رسیده است؛ ( $k_h = k_y$ ) می‌توان نرخ کار داخلی و خارجی را مساوی هم قرار داد و بنابراین خواهیم داشت:

$$\dot{D} = \dot{W}_{s1} + \dot{W}_{s2} + \dot{W}_w \quad (8)$$

نرخ کار نیروی وزن گوه گسیختگی و وزن دیوار که شامل نیروهای حجمی است به شکل روابط (۹) تا (۱۲) نوشته می‌شوند:

$$\dot{W}_{s1} = K_h W_{s1} V_1 \cos(\alpha_1 - \phi) + (1 - K_v) \times W_{s1} V_1 \sin(\alpha_1 - \phi) \quad (9)$$

$$\dot{W}_{s2} = K_h W_{s2} V_1 \cos(\alpha_2 - \phi) + (1 - K_v) \times W_{s2} V_1 \sin(\alpha_2 - \phi) \quad (10)$$

$$\dot{W}_w = K_h W_w V_2 \cos \phi_b - (1 - K_v) \times W_w V_2 \sin \phi_b \quad (11)$$

قابل اتساع می‌باشد، پس در مکانیسم لغزشی بردار شتاب  $\ddot{u}_1$  با سطح گسیختگی زاویه‌ای به مقدار  $\psi$  می‌سازد که در آن  $\psi$  زاویه‌ی اتساع خاک می‌باشد. در مکانیسم لغزشی با توجه به فرض گسیختگی لغزشی، بردار شتاب  $\ddot{u}_3$  و  $\ddot{u}_{13}$  موازی سطح گسیختگی می‌باشند.

نرخ تعادل کار همه‌ی نیروهایی که بر روی دو بلوک اعمال می‌گردد، به صورت روابط (۱۶) تا (۱۹) نوشته می‌شود:

$$D + m_w \ddot{u}_3 V_3 \cos(\phi_b) + m \ddot{u}_1 V_1 + m \ddot{u}_2 V_2 = (1 - K_v)[\dot{W}_{s1} + \dot{W}_{s2} + \dot{W}_w] + K[W_{s1} V_1 \cos(\alpha_1 - \phi) + W_{s2} V_2 \cos(\alpha_2 - \phi) + W_w V_3 \cos(\phi_b)] \quad (16)$$

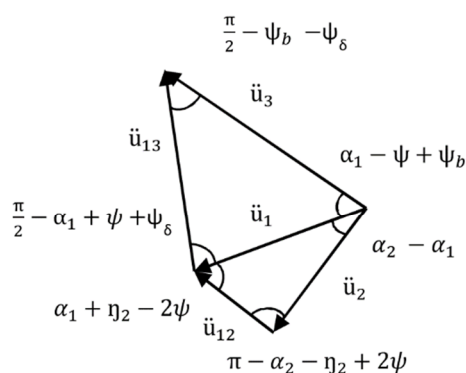
$$\dot{W}_{s1} = W_{s1} V_1 \sin(\alpha_1 - \phi) \quad (17)$$

$$\dot{W}_{s2} = W_{s2} V_2 \sin(\alpha_2 - \phi) \quad (18)$$

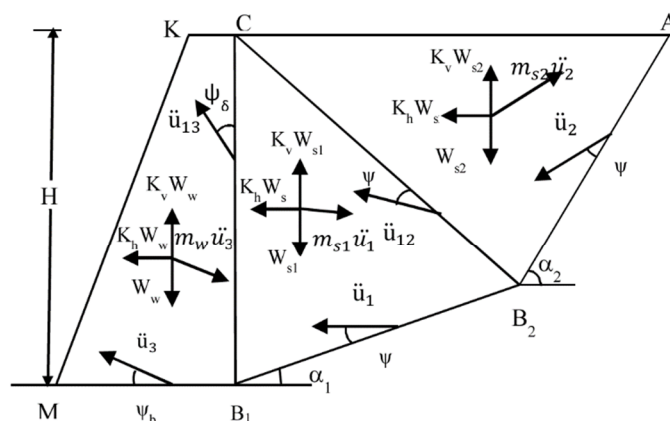
$$\dot{W}_w = -W_w V_3 \sin(\phi_b) \quad (19)$$

در رابطه‌ی بالا نرخ کار نیروی سطحی برابر صفر و سمت راست نامساوی (۵) برابر نرخ کار نیروی حجمی می‌باشد. با فرض آنکه در لحظه‌ی گسیختگی شتاب حرکت زمین به مقدار شتاب تسلیم رسیده است ( $k_h = k_y$ ) می‌توان نوشت:

$$D = (1 - K_v)[\dot{W}_{s1} + \dot{W}_{s2} + \dot{W}_w] + K[W_{s1} V_1 \cos(\alpha_1 - \phi) + W_{s2} V_2 \cos(\alpha_2 - \phi) + W_w V_3 \cos(\phi_b)] \quad (20)$$



(ب)



(الف)

شکل (۳): دیوار حائل (الف) نیروهای اینرسی وارد بر گوه گسیختگی و (ب) هدگراف شتاب

$$\frac{\partial K_y}{\partial \alpha} = 0 \quad (15)$$

با حل توأمان روابط (۱۴) و (۱۵) مقدار زاویه‌ی گسیختگی و شتاب تسلیم به دست خواهد آمد. حل این معادلات به صورت تحلیلی بسیار پیچیده می‌باشد؛ لذا مسئله با سعی و خطا حل خواهد شد. در اینجا چون فرمولاسیون بر اساس مرز بالای آنالیز حدی است، کمترین مقدار  $k_y$  را انتخاب می‌کنیم، علت این کار این است که هرچه جواب مرز بالای کوچک‌تری به دست بیاوریم، به جواب واقعی نزدیک‌تر می‌شویم.

### ۲-۳- محاسبه‌ی تغییر مکان دائمی دیوار

هنگامی که شتاب زلزله از شتاب تسلیم سازه فراتر می‌رود ( $k > k_y$ ) جابه‌جایی دیوار رخ می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده است، دیوار با شتابی به اندازه‌ی  $\ddot{u}_3$  به حرکت درمی‌آید. بلوک خاک نیز در این مکانیسم با شتابی به مقدار  $\ddot{u}_1$  و  $\ddot{u}_2$  حرکت می‌کند. رابطه بین بردارهای شتاب در شکل (۳) نشان داده شده است.

فرایند جابه‌جایی در طی تکان‌های لرزه‌ای در سطوح گسیختگی اتفاق می‌افتد و این سطوح گسیختگی در هنگام رسیدن شتاب زلزله به شتاب تسلیم سازه به وجود می‌آیند. سطح لغزش در این تحلیل، یک لایه نازک از خاک در نظر گرفته می‌شود (باند برشی). با توجه به آنکه خاک پشت دیوار

با توجه به شکل (۳) می توان نوشت:

برابر می شود با:

$$u_3 = C \iint g(K - Ky) dt dt \quad (26)$$

نیروهای اینرسی در دو بلوک ناشی از شتاب  $\ddot{u}_1$  و  $\ddot{u}_2$  در خلاف جهت بردارهای شتاب هستند؛ بنابراین نرخ کار آنها منفی است.

$$b' = \frac{1}{\cos(\alpha - \psi)} \quad (21)$$

$$\ddot{u}_2 = b\ddot{u}_1 \quad (22)$$

$$b = \frac{\sin(\alpha_1 + \eta_2 - 2\psi)}{\cos(\alpha_2 + \eta_2 - 2\psi)} \quad (23)$$

#### ۴- مقایسه‌ی نتایج به دست آمده با نتایج سایر محققین

در جدول (۱) برای مدلی با مشخصات  $\phi_c = 24$  کیلونیوتن بر مترمکعب،  $\phi_s = 20$  کیلونیوتن بر مترمکعب،  $\delta = 20$ ،  $\phi = 30$ ،  $\phi_b$  و  $\phi = 0$  و  $c = 0$  مقایسه‌ای با نتایج سایر محققان انجام شده است. این مقایسه نشان می‌دهد که نتایج مدل پیشنهادی در حالت تک بلوک و دو بلوک با نتایج سایر محققین هماهنگی مناسبی دارد.

با قرار دادن روابط (۲۱) و (۲۳) در رابطه‌ی (۱۴) و مرتب کردن جملات، شتاب حرکت بلوک خاک پشت دیوار در تراز پی برابر می‌شود با:

$$\ddot{u}_1 = \frac{[W_{s1} \cos(\alpha_1 - \phi) + W_{s2} b \cos(\alpha_2 - \phi) + W_w d \cos(\phi_b)]}{m_w b' d \cos(\phi_b) + m_{s1} + m_{s2} b^2} \times (K - Ky) = (K - Ky)C \quad (24)$$

شتاب حرکت بلوک دیوار در تراز پی برابر می‌شود با:

$$\ddot{u}_3 = b' \ddot{u}_1 \quad (25)$$

دیوار حائلی با مشخصات  $H = 4$  متر،  $\gamma_c = 24$  کیلونیوتن بر مترمکعب،  $\gamma_s = 21/6$  کیلونیوتن بر مترمکعب،  $\delta = 22$ ،  $\phi = 30$ ،  $\phi_b = 23.3$ ،  $\phi = 33$ ،  $\psi = \phi - 30$  و  $c = 0$ ،  $W_w = 130.08$  کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته می‌شود. همچنین عرض کف دیوار ( $t_b$ ) برابر با  $H/6$  و عرض بالای دیوار ( $t_t$ ) برابر با  $H/3$  متر لحاظ می‌گردد. در جدول (۲) تغییر مکان لرزه‌ای برای مدل مذکور تحت زلزله‌ی نورتریج (۱۹۹۴) با شتاب بیشینه  $0.344g$  با بزرگای  $6/7$  ریشتر به روش پیشنهادی به دست آمده و با نتایج موجود به روش تعادل حدی که توسط سایر محققان ارائه شده مقایسه گردیده است. با توجه به نتایج جدول مذکور، نتایج روش پیشنهادی با  $\psi = \phi$  به جواب‌های سایر محققان نزدیک‌تر می‌باشد.

که در آن  $C$  ثابتی است که به هندسه‌ی مکانیسم و خواص مصالح بستگی دارد.

در نهایت با دو بار انتگرال‌گیری از روابط (۱۹) تغییر مکان

جدول (۱): مقایسه میان  $k_y$  به دست آمده از روش پیشنهادی با سایر محققان

H	میخالفسکی [۱]	مجلد و قبری [۲]	امین پور و قبری [۸]	تک بلوک - روش پیشنهادی	دو بلوک - روش پیشنهادی
۳	۰/۱۸۱	۰/۱۸۱	۰/۱۸۷	۰/۱۸۳۹	۰/۱۸۱۰
۵	۰/۱۶۹	۰/۱۶۹	۰/۱۷۵	۰/۱۷۱۹	۰/۱۶۹۴
۷	۰/۱۶۳	۰/۱۶۳	۰/۱۶۹	۰/۱۶۶۵	۰/۱۶۴۴
۱۰	۰/۱۵۹	۰/۱۵۹	۰/۱۶۴	۰/۱۶۲۴	۰/۱۶۰۶

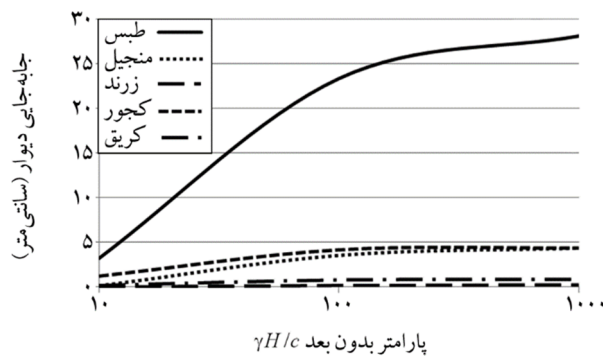
جدول (۲): مقایسه میان  $k_y$  و جابه‌جایی به دست آمده از روش پیشنهادی با سایر محققان

پارامترهای مورد استفاده	وو [۲۰] (نغزش و چرخش)		ریچارد و المس [۲]	ویتمن و لیاو [۲۱]	تک بلوک - روش پیشنهادی		دو بلوک - روش پیشنهادی	
	وو [۲۰] (نغزش)	وو [۲۰] (نغزش و چرخش)			$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$
$k_y$	-	-	۰/۱۵۵	۰/۱	۰/۰۵۴۹	۰/۰۹۷	۰/۰۵۳۹	۰/۰۹۶۳
جابه‌جایی (متر)	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۰۹۵	۰/۱۸۸	۰/۲۵۰۷	۰/۱۴۴۶	۰/۲۵۸۵	۰/۱۸۲۶

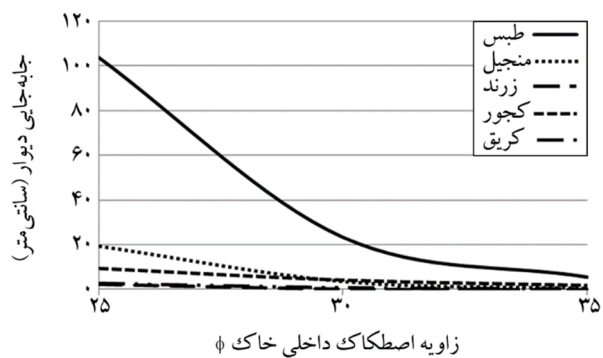
جدول (۳): مقایسه میان  $k_y$  و جابه‌جایی به دست آمده از روش پیشنهادی با سایر محققان

دو بلوک - روش پیشنهادی		تک بلوک - روش پیشنهادی		امین پور و قنبری (۸)		مجلل و قنبری (۷)		پارامترهای مورد استفاده
$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$	
۰/۰۹۶۳	۰/۰۵۳۹	۰/۰۹۷	۰/۰۵۴۹	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۷	۰/۰۹۷	$k_y$
۰/۱۸۲۶	۰/۲۵۸۵	۰/۱۴۴۶	۰/۲۵۰۷	۰/۱۵۳	۰/۱۵۲	۰/۱۶۷	۰/۱۵۰	جابه‌جایی (متر)

جابه‌جایی دیوار برابر با  $2/7$  سانتی‌متر می‌باشد و با تغییر  $\gamma H/c$  از ۱۰ به ۱۰۰ تغییر مکان تبدیل به ۱۷ سانتی‌متر می‌شود و با تغییر از ۱۰۰ به ۱۰۰۰ تغییر مکان به ۲۴ سانتی‌متر افزایش پیدا می‌کند.



شکل (۴): تأثیر پارامتر بدون بعد  $\gamma H/c$  بر روی جابه‌جایی دیوار  $\psi = \phi - 30$



شکل (۵): تأثیر زاویه اصطکاک داخلی خاک بر روی جابه‌جایی دیوار  $\psi = \phi - 30$  و  $\psi = \phi$

در جدول (۳) تغییر مکان مدل مذکور به روش پیشنهادی به دست آمده و با روش‌های ارائه شده بر مبنای آنالیز حدی مقایسه شده است. پاسخ‌ها برای دو حالت با دو زاویه اتساع مختلف مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در هر دو حالت مقایسه روش پیشنهادی با سایر روش‌ها نتایج مطلوبی را نشان می‌دهد و جواب‌ها از تطابق خوبی برخوردارند.

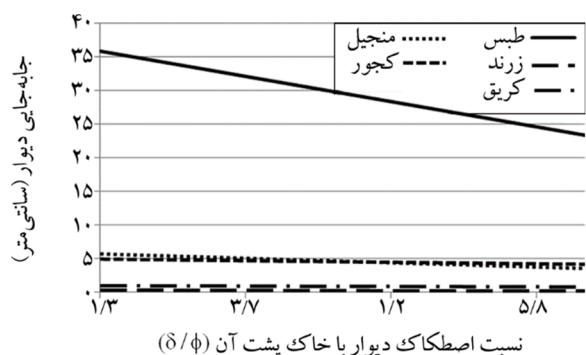
#### ۵- نتایج به دست آمده از روش پیشنهادی

در این قسمت اثر پارامترهای مختلف بر تغییر مکان دیوار مورد بررسی قرار گرفته است. این نتایج برای مقادیر  $10$ ،  $100$  و  $1000$  برای  $\gamma H/c$ ، مقادیر  $0.1$ ،  $0.2$  و  $0.5$  برای  $B/H$  (اثر شکل دیوار)، مقادیر  $1/3$  و  $2/3$  برای  $\delta/\phi$  (اثر اصطکاک بین دیوار و خاک پشت آن)، مقادیر  $25$ ،  $30$  و  $35$  برای  $\phi$  و همچنین مقدار  $30 - \phi$  و  $30$  برای  $\psi$  (زاویه اتساع) ارائه گردیده است. همچنین این نمودارها برای پنج زلزله‌ی بزرگ کشور که مشخصات آنها در جدول (۴) ذکر شده‌اند در قالب نمودارهای (۴) تا (۹) ارائه گردیده است.

در شکل (۴) به بررسی تأثیر پارامتر بدون بعد  $\gamma H/c$  بر روی جابه‌جایی مورد بررسی قرار گرفته است. با افزایش این پارامتر که خود به نوعی بیانگر کاهش اثر چسبندگی نیز می‌باشد، تغییر مکان‌ها افزایش پیدا می‌کنند. مثلاً در  $\gamma H/c = 10$  برای زلزله‌ی طبس

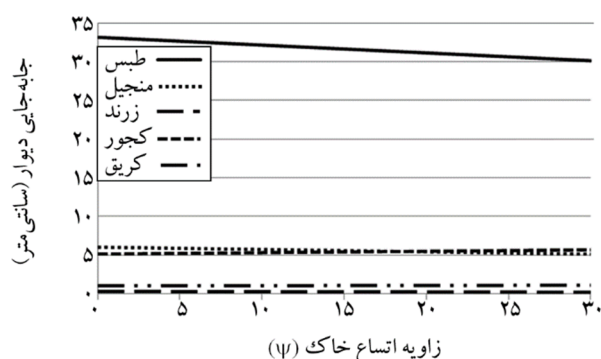
جدول (۴): مشخصات زلزله‌های استفاده‌شده در قسمت نمودارهای کاربردی

نام زلزله	تاریخ وقوع	ایستگاه	$M_w$	$M_s$	$M_B$	بیشینه شتاب (سانتی‌متر بر مجذور ثانیه)
طبس (خراسان جنوبی)	۱۹۷۸/۰۹/۱۶	طبس	-	۷/۴	۶/۴	۷۹۱/۹۳
منجیل (گیلان)	۱۹۹۰/۰۶/۲۰	آبیر	-	۷/۷	۶/۴	۵۵۸/۷۸
زرنند (کرمان)	۲۰۰۵/۰۲/۲۲	زرنند	۶/۵	۶/۴	۶	۳۱۲/۲۱
کریتیق (اردبیل)	۱۹۹۷/۰۲/۲۸	کریتیق	۶	۶/۱	-	۵۵۵/۸۵
کجور (مازندران)	۲۰۰۴/۰۵/۲۸	حسن کیف	۶/۴	۶/۳	۶/۲	۸۲۴/۴۳



شکل (۷): تأثیر نسبت  $\delta/\phi$  بر روی جابه‌جایی دیوار  $\phi_h = \phi$  و  $\psi = \phi - 30$

در شکل (۸) تأثیر زاویه‌ی اتساع خاک بر روی جابه‌جایی را مورد بررسی قرار می‌دهیم. کمترین مقدار  $\psi$  (یا همان زاویه اتساع) برابر صفر و بیشترین مقدار آن برابر  $\phi$  در نظر گرفته می‌شود. با افزایش زاویه‌ی  $\psi$  از ۰ تا  $\phi$ ، تا ۱۰ درصد از جابه‌جایی‌های دیوار کاسته می‌شود.



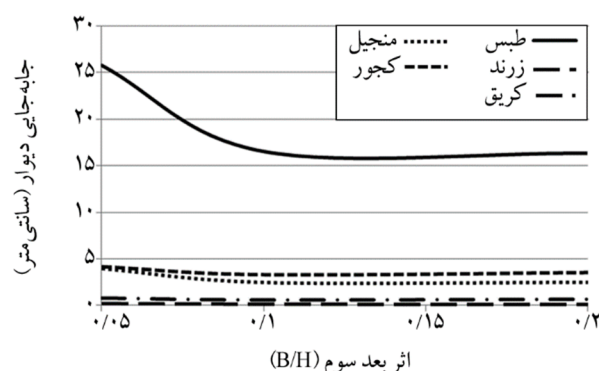
شکل (۸): تأثیر زاویه اتساع خاک بر روی جابه‌جایی دیوار  $\phi_h = \phi$  و  $\psi = \phi - 30$

در نهایت در شکل (۹) تأثیر تمامی پارامترها آورده شده است. در این نمودار می‌توان حساسیت میزان جابه‌جایی دیوار را نسبت به تغییر هر یک از پارامترها در یک شکل مورد ارزیابی قرار داد و دریافت که کدام پارامتر از همه مهم‌تر و تأثیرگذارتر بوده و کدام یک کمترین تأثیر را خواهد گذاشت. محور افقی در این نمودار بیانگر درصد تغییرات هر پارامتر می‌باشد. در صورت در نظرگیری سیر افزایشی پارامترها، به ازای یک درصد تغییر یکسان در همه‌ی پارامترها؛ به ترتیب بیشترین تأثیر گذاری متعلق به زاویه‌ی اصطکاک پشت دیوار با خاک  $\delta/\phi$ ، نسبت شکل

پس می‌توان این‌گونه برداشت کرد که یکی از پارامترهای مهم و مؤثر در تغییر مکان دیوار، این نسبت بدون بعد  $\delta/\phi$  می‌باشد.

در شکل (۵) به بررسی تأثیر پارامتر  $\phi$  بر روی تغییر مکان پرداخته شده است. همان‌طور که مشخص است در زلزله‌های بزرگ نظیر طیس اثر این پارامتر محسوس‌تر است. با تغییر  $\phi$  از ۲۵ به ۳۰ برای دو زلزله مختلف طیس و منجیل، تغییر مکان‌ها به ترتیب از ۹۵ به ۱۸ برای طیس و از ۱۷ به ۲ تقبیل پیدا کرده است. در مجموع به ازای یک تغییر معین در  $\phi$ ، تغییر میزان جابه‌جایی در زلزله‌های بزرگ‌تر بیشتر است.

در شکل (۶) بررسی اثر شکل دیوار بر روی جابه‌جایی انجام شده است. با افزایش اثر  $B/H$  از ۰/۰۵ به ۰/۲ (یعنی افزایش عرض بالای دیوار)، مقدار جابه‌جایی کاهش می‌یابد. میزان این کاهش از ۲۳/۷ به ۱۲/۶ یعنی ۴۶ درصد برای زلزله‌ی طیس بوده و این کاهش برای سایر زلزله‌ها نیز تا همین میزان ۴۶ درصد می‌باشد.



شکل (۶): تأثیر نسبت ابعادی دیوار بر روی جابه‌جایی دیوار  $\phi_h = \phi$  و  $\psi = \phi - 30$

بررسی اثر  $\delta/\phi$  در شکل (۷) صورت گرفته است.  $\delta/\phi$  معرف اصطکاک دیوار با خاک پشت آن می‌باشد. با تغییر این مقدار از ۱/۳ به ۲/۳ برای زلزله‌ی طیس تغییر مکان از ۱۸ سانتی‌متر به ۷ سانتی‌متر کاهش می‌یابد، یعنی شاهد ۶۱ درصد کاهش جابه‌جایی دیوار هستیم که این مقدار حاکی از تأثیرگذاری بالای این پارامتر می‌باشد.



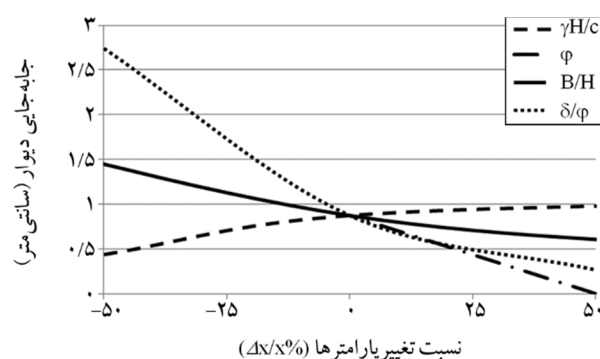
این تحقیق می‌توان جهت طراحی دیوارهای حائل بر اساس عملکرد استفاده نمود. روش آنالیز حدی مولود توسعه و پیشرفت علم پلاستیسیته در چند دهه‌ی اخیر است و با توجه به کاربرد شرایط کینماتیکی در روش مرز بالای آنالیز حدی، استفاده از این روش در تعیین سطح گسیختگی مکانیسم مناسب به نظر می‌رسد.

به‌علاوه اثر زاویه اتساع خاک، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار، بیشینه شتاب زلزله و ارتفاع دیوار بر میزان جابه‌جایی لرزه‌ای توسط روش ارائه شده مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج در حالاتی خاص با دیگر محققان مقایسه شده که صحت اعتبار الگوریتم ارائه شده را به‌خوبی نشان می‌دهد. نتایج مطالعه‌ی انجام شده نشان می‌دهد انتخاب مقادیر زاویه‌ی اتساع خاک و زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار از اهمیت بالایی برخوردار است و تأثیر زیادی بر روی شتاب تسلیم و جابه‌جایی می‌گذارد.

اهم نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده در این تحقیق تحت اثر زلزله‌های مختلف، به شرح زیر بوده است:

- در صورت در نظرگیری سیر افزایشی پارامترهای مقاومتی یا هندسی (شکل ۹)، به ازای یک تغییر یکسان در هر یک از پارامترها؛ بیشترین تأثیر بر روی شتاب تسلیم و جابه‌جایی دیوار به ترتیب متعلق به زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک  $\phi$ ، زاویه اصطکاک خاک با دیوار  $\delta/\phi$ ، نسبت شکل دیوار  $B/H$ ، و نسبت پارامتر بدون بعد  $\gamma H/c$  است، لذا به علت بالا بودن حساسیت تغییر مکان‌ها نسبت به زوایای اصطکاک خاک و اصطکاک بین خاک و دیوار، در پارامتر مذکور بایستی با حداکثر دقت در طراحی‌ها انتخاب شود.
- اگر سیر کاهشی متغیرها را در نظر بگیریم، به ازای مقدار یکسان تغییر در پارامترها، بیشترین و کمترین تأثیر به ترتیب متعلق به زاویه‌ی اصطکاک خاک با دیوار  $\delta/\phi$  و نسبت ابعادی دیوار  $B/H$  است.
- یکی از مهم‌ترین پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق تأثیر زاویه‌ی اتساع خاک بر روی جابه‌جایی می‌باشد. همان‌طور که

دیوار  $B/H$ ، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک  $\phi$  و نسبت پارامتر بدون بعد  $\gamma H/c$  است. حال اگر سیر کاهشی متغیرها را در نظر بگیریم، به ازای مقدار یکسان تغییر برای پارامترها بیشترین تأثیرگذاری و کمترین تأثیرگذاری به ترتیب متعلق به زاویه اصطکاک داخلی خاک  $\phi$  و نسبت ابعادی دیوار  $B/H$  است. در شکل (۹) مقدار اولیه‌ی پارامترها ( $\Delta x=0$ ) به صورت  $\phi=30$ ،  $\delta/\phi=2/3$ ،  $\gamma H/c=100$  و  $B/H=0.1$  در نظر گرفته شده است. به‌عنوان نمونه  $\Delta x/X=50$  برای منحنی  $\phi$ ، به معنی تغییر مکان برای  $\phi=45$  درجه می‌باشد.



شکل (۹): تأثیر نرخ تغییر پارامترها روی شتاب تسلیم دیوار  $\phi = \phi_0$  و  $\psi = \phi - 30$

## ۶- نتیجه‌گیری

خراب شدن دیوارهای حائل در طی زلزله ممکن است به دلیل ناپایداری تحت افزایش فشار فعال و یا ایجاد تغییر مکان ماندگار بیشتر از حد مجاز باشد. بنابراین برای طراحی اقتصادی و دقیق باید مقدار تغییر مکان دیوار با دقت بالایی برآورد شود. در این مقاله به روش تحلیلی آنالیز حدی جابه‌جایی ماندگار دیوار در زمان وقوع زلزله محاسبه شده است. روش پیشنهادی در واقع توسعه روش میخالفسکی [۱] از حالت شیروانی‌ها به دیوارهای حائل است و در آن فرمولاسیونی برای محاسبه‌ی شتاب تسلیم، شکل سطح گسیختگی و جابه‌جایی ماندگار دیوارهای حائل تحت بار زلزله به صورت دو بعدی پیشنهاد شده است. در الگوریتم ارائه شده، شتاب تسلیم با در نظر گرفتن چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و نیز لحاظ نمودن چسبندگی و اصطکاک بین خاک و دیوار محاسبه می‌شود. از نتایج حاصل از

11. Chen, W.F. and Liu, X.L. (1990) *Limit Analysis in Soil Mechanics*. Elsevier Science Publishers.
12. Durand, A.F., Vargas, Jr. E.A., and Vaz, L.E. (2006) Applications of numerical limit analysis (NLA) to stability problems of rock and soil masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **43**, 408-425.
13. Michalowski, R.L. (1989) Three-dimensional analysis of locally loaded slopes. *Geotechnique*, **39**(1), 27-38.
14. Feinberg, S.M. (1948) The principle of limiting stresses. *Prnkl. Mat. Mech.* (in Russian).
15. Hill, R. (1948) A variational principle of maximum plastic work in classical plasticity. *Quart. J. Mech. Appl. Math.*, **1**, 18-28.
16. Hill, R. (1951) On the state of stress in a plastic-rigid body at the yield point. *Philos. Mag.*, **42**, 868-875.
17. Drucker, D.C., Prager, W., and Greenberg, H.G. (1952) Extended limit design theorems for continuous media. *Quart. J. Mech. Appl. Math.*, **9**, 381-389.
18. Yu, H.S. (2006) *Plasticity and Geotechnics*. Springer Science, Business Media, LLC.
19. Yang, X.L. (2007) Upper bound limits analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion. *Theo. Appl. Frac. Mech.*, **47**(1), 46-56.
20. Wu, Y. (1999) *Displacement-Based Analysis and Design of Rigid Retaining Walls during Earthquake*. Ph.D. Dissertation, University of Missouri-Rolla.
21. Whitman, R. and Liao, S. (1985) *Seismic Design of Gravity Retaining Walls*. Research Report, Miscellaneous Paper GL-85-1, Department of the Army, US Army Corps of Engineers, Washington, DC.

نتایج نشان می‌دهند با افزایش زاویه  $\psi$ ؛ از جابه‌جایی دیوارها کاسته می‌شود.

### مراجع

1. Michalowski, R.L. (2007) Displacement of multiblock geotechnical structures subjected to seismic excitation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **133**(11), 1432-1439.
2. Richards, R. and Elms, D.G. (1979) Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **105**(GT4), 449-64.
3. Li, X., Wu, W., and He, S. (2010) Seismic stability analysis of gravity retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, 875-878.
4. Huang, C.C., and Wang, W.C. (2005) Seismic displacement of a geosynthetic-reinforced wall in the 1995 Hyogo-Ken Nambu earthquake. *Soils and Foundations*, **45**(5), 1-10.
5. Caltabiano, S., Cascone, E. and Maugeri, M. (2000) Seismic stability of retaining walls with surcharge. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **20**(5-8), 469-76
6. Caltabiano, S., Cascone, E., and Maugeri, M. (2011) Static and seismic limit equilibrium analysis of sliding retaining walls under different surcharge conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **37**, 38-55.
7. Mojallal, M. and Ghanbari, A. (2012) Prediction of seismic displacements in gravity retaining walls based on limit analysis approach. *Structural Engineering and Mechanics*, **42**(2), 247-267.
8. Aminpoor, M.M. and Ghanbari, A. (2014) Design charts for yield acceleration and seismic displacement of retaining walls with surcharge through limit analysis. *Structural Engineering and Mechanics*, **52**(6), 1225-1256.
9. Finn, W.D.L. (1967) Application of limit plasticity in soil mechanics. *Journal of Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, **93**(5), 101-120.
10. Chen, W.F. (1975) *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier Science Publishing Company, Amsterdam.

## Seismic Displacement of Retaining Walls Using Limit Analysis Approach

Faradjollah Askari<sup>1\*</sup> and Ahmad Hassani<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: askari@iiees.ac.ir
2. M.Sc. Graduate, Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

Gravity walls are commonly used as earth retaining systems supporting fill slopes adjacent to roads and residential areas, especially to protect the transportation facilities and/or nearby structures in regions prone to earthquakes. Analysis of retaining walls behavior against earthquake is an important task for geotechnical engineers for reasons such as soil complex seismic behavior and inefficiency of quasi-static analyses. Seismic analysis and design of earth retaining walls is a difficult task, which traditionally requires the determination of the dynamic soil pressures induced by the soil seismic motion on the wall.

Understanding the performance of a retaining wall during an earthquake is very important for an economical design and reducing the damages caused by large earthquakes. Calculated displacement of retaining walls has a key role in the optimal performance design of these structures under seismic loadings. The efficiency of a wall after an earthquake depends on its seismic displacement. Excessive displacements may not only cause the wall to collapse, but also cause to damage the adjacent structures. There have been numerous examples of this type of failure in recent earthquakes. Though the quasi static method for rational design methods of retaining structures has been performed for several decades, deformations ranging from slight displacement to catastrophic failure have been observed in many earth retaining structures during the recent major earthquakes.

Many researchers have developed design methods for retaining walls during earthquakes by using different approaches. In this paper, an algorithm for calculation of permanent displacements of retaining walls in seismic conditions is presented. Formulation of this algorithm is based on the upper bound limit analysis. Displacement of the wall is calculated by obtaining its yield acceleration by limit analysis, and then combination of the proposed method with Newmark method. Effect of various parameters on the displacement of the walls is studied.

For the upper bound theorem to be valid, the velocity field in the failure mechanism must conform to the normality flow rule (associated with the yield condition). The term normality rule originates from the geometric property of the potential law where the deformation rate vector is perpendicular (normal) to the yield surface.

When dense sand is subjected to shear, it simultaneously exhibits volumetric changes (dilatancy). These changes, when described by the flow rule associated with the Mohr–Coulomb yield condition, tend to overestimate the true dilatancy. There are two distinct issues that need to be addressed: (1) How does the departure from the normality rule affect the yield acceleration of the structure; and (2) what flow rule should be used to obtain a reasonable estimation of the true displacements of a structure subjected to seismic excitation?

The first question was addressed earlier by recent researchers who indicated that the yield acceleration of a soil structure built of “nonstandard” soil (“nonstandard” soil is one with deformation governed by the non-associative flow rule) can be obtained with sufficient precision by the kinematic approach if internal friction angle and cohesion of the soil is modified. For the second issue, the deformation description is described by the true dilatancy angle to conform the true material behavior and for prediction of the true (finite) displacements,

## Extended Abstracts

---

Effect of various parameters on yield acceleration and the displacement of the walls is studied. Internal friction and dilatancy angles of the soils have the most important influence on the results.

**Keywords:** Permanent Seismic Displacement; Retaining Walls; Limit Analysis