

بررسی روش‌های طراحی لرزه‌ای دیوارحایل

مقاله علمی - پژوهشی

واحد قیاسی*، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ایران
احمد محمودی، دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ایران

*پست الکترونیکی نویسنده مسئول: V.ghiasi@malayeru.ac

دریافت: ۱۴۰۰/۰۳/۱۰ - پذیرش: ۱۴۰۰/۰۸/۰۵

صفحه ۶۸-۵۷

چکیده

هدف از انجام این تحقیق، بررسی بر روش‌های طراحی لرزه‌ای دیوارهای حایل می‌باشد. با مطالعه روش‌های طراحی دیوارحائل، رفتار لرزه‌ای دیوارهای حائل در مقابل بارهای دینامیکی، طراحی لرزه‌ای و پایداری این سازه‌ها در خلال وقوع زلزله بررسی گردید. فشارهای جانبی کلی در خلال ارتعاشات زلزله، فشارهای استاتیکی که قبل از وقوع زلزله به وجود می‌آیند و فشارهای دینامیکی که در اثر زلزله تولید می‌شوند، هستند و پاسخ دیوار از هر دو فشار متاثر می‌گردد. نتیجه این تحقیق نشان می‌دهد که اگر امکان جابه‌جایی (لغزش)، چرخش یا تغییر شکل حائل به مقداری که بتواند فشار فعال خاک را بسیج کند وجود داشته باشد از فشارهای دینامیکی موثر بر دیوار از طریق روش‌های استاتیکی یا شبه استاتیکی مونونوبه - اوکابه استفاده می‌شود و در صورت عدم انعطاف پذیری حائل (دیوارهای ثابت)، تحلیل الاستیک صورت می‌گیرد. همچنین، از متداول‌ترین روش‌های تحلیل دینامیکی شامل روش شبه استاتیکی مونونوبه - اوکابه، روش استیدمن - زنگ، روش وود و روش وسترگاد است، که این روش‌ها قابل توسعه هستند.

واژه‌های کلیدی: تحلیل الاستیک، دیوارحائل، طراحی لرزه‌ای، فشار استاتیکی، فشار دینامیکی

۱- مقدمه

وکنش‌های کششی در خاک ایجاد می‌نماید (Kramer, 1991). در خیلی از موارد فشار خاک به صورت استاتیکی معین نبوده و مقداری ثابت و مشخص نخواهد داشت. این امر به دلیل وابستگی رانش خاک به جنس مصالح و نیز عکس العمل ما بین خاک و سازه گاهی از پیچیدگی خاصی برخوردار خواهد بود. در واقع فشار خاک تابعی از تغییر شکل‌های به وقوع پیوسته در سازه‌های مرتبط با خاک می‌باشد (میر حسینی، ۱۳۹۳). پاسخ دینامیکی حتی ساده‌ترین نوع دیوار حائل کاملاً پیچیده می‌باشد. از آنجا که مقدار انگشت شماری از موارد ثبت شده گذشته که در آنها پاسخ دیوار در محل اندازه‌گیری شده باشد، بیشتر در دسترس نیست، بیشتر

استفاده از سازه‌های حائل نظیر دیوارهای نگهبان، دیوارهای جناحی پل‌ها، دیوارهای ساحلی، اسکله‌ها، دیوارهای مهارشده و سیستم‌های مختلف خاک مسلح در همه مناطق از جمله مناطق لرزه خیز معمول است (جعفر زاده ۱۳۹۵، نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶). رفتار لرزه‌ای دیوارهای حایل به فشارهای جانبی کلی که در خلال ارتعاشات زلزله بوجود می‌آید بستگی دارد. این فشارهای کلی شامل فشارهای استاتیکی که قبل از وقوع زلزله وجود داشته و فشارهای دینامیکی که در اثر زلزله تولید می‌شوند، هستند. فشارهای استاتیکی خاک برسازه‌های حائل شدیداً به حرکات خاک و دیوار بستگی دارد. فشارهای فعال خاک در اثر فاصله گرفتن دیوار از خاک بوجود آمده

ث- رانش دینامیکی متأثر از پاسخ دینامیکی دیوار و خاکریز پشت دیوار بوده و در حوالی فرکانس طبیعی سیستم خاک دیوار ممکن است به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد (Steedman and Zeng, 1990). تغییر مکان دائمی دیوار نیز در حوالی فرکانس طبیعی سیستم خاک دیوار افزایش می‌یابد (Nadim, 1982).

ج- رانش‌های افزایش یافته ماندگار ممکن است پس از یک دوره حرکت نیرومند، بر دیوار حائل باقی بماند (Nadim and Whitman, 1984).

با توجه به پیچیدگی این عوامل از جمله پدیده‌های اندرکنشی، تغییرات ذاتی و عدم قطعیت در خواص خاک، در حال حاضر تحلیل تمامی این مفاهیم از پاسخ لرزه‌ای دیوارهای حائل به طور دقیق امکان پذیر نمی‌باشد. در نتیجه مدل‌های ساده شده‌ای که فرضیات مختلفی پیرامون خاک، سازه و حرکت ورودی قائل می‌شوند، برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای حائل بسیار متداول هستند (Kramer, 1991).

۲- دیوارهای تغییر شکل دهنده

دیوارهای حائلی که قادر هستند به اندازه کافی حرکت کنند تا حداقل رانش فعال و یا حداکثر رانش مقاوم را تولید نمایند، به عنوان دیوارهای تغییر شکل دهنده نامیده می‌شوند. فشارهای دینامیکی موثر بر دیوارهای حائل تغییر شکل دهنده معمولاً بوسیله روش‌های شبه استاتیکی و روش‌های شبه دینامیکی تعیین می‌گردند (Kramer, 1991).

(Coulomb, 1776). فشار محرک کولمب از رابطه (۱)

بدست می‌آید:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1)$$

در رابطه (۱)، H ارتفاع دیوار، γ وزن مخصوص خاک پشت دیوار و K_a ضریب فشارمحرک کولمب که از رابطه (۲) بدست می‌آید، هستند.

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

اطلاعات بدست آمده از رفتار دینامیکی دیوارهای حائل بر اساس مطالعات مدل یا تحلیل عددی فراهم شده است. این مطالعات و تحلیل‌ها شامل موارد (الف تا ج) می‌باشد که در ذیل به آنها اشاره شده است:

الف- دیوارها می‌توانند به صورت جابجایی و یا دوران حرکت کنند. مقدار نسبی جابجایی و یا دوران به طراحی دیوار بستگی دارد. هر کدام از این حالات ممکن است برای دیوارهای خاصی پیش آید (Nadim and Whitman, 1984) و مجموع دو حالت نیز برای دیوارهایی قابل پیش بینی است (Siddharthan et al., 1992).

ب- مقدار و توزیع فشار دینامیکی به مود حرکت بستگی دارد (Sherif et al., 1982). (به عنوان مثال: جابجایی، دوران حول قاعده، یا دوران حول قسمت فوقانی دیوار (Sherif and Fang, 1984a,b)).

پ- حداکثر رانش خاک بر دیوار زمانی ایجاد می‌شود که دیوار به سمت خاک پشت دوران یا انتقال داشته باشد (یعنی زمانی که نیروی اینرسی وارد بر دیوار در جهت خاکریز پشت عمل کند). حداقل رانش خاک بر دیوار زمانی ایجاد می‌شود که دیوار به صورت دوران و یا انتقال از خاک پشت فاصله گیرد (Kramer, 1991).

ت- شکل توزیع فشار خاک بر پشت دیوار با حرکات دیوار تغییر می‌کند. بنابراین نقطه اثر برآیند رانش خاک بر دیوار به طرف بالا و پایین حرکت می‌کند. موقعیت رانش خاک زمانی که دیوار به سمت خاک حرکت کند در بالاترین وضعیت و زمانی که دیوار به سمت خارج حرکت کند در پایین ترین وضعیت خواهد بود (Kramer, 1991).

۳- فشار محرک کولمب

کولمب نخستین کسی بود که مساله رانش خاک بر سازه‌های حائل را مورد مطالعه قرارداد و نظریه‌ای برای محاسبات فشار جانبی خاک‌های دانه ای (چسبندگی ندارد $c=0$) ارائه کرد که در آن اصطکاک بین خاک و دیوار منظور می‌گردد

(۲)

دیوار و φ زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌باشد.

۴- فشار مقاوم کولمب

با استفاده از روابط (۴) و (۵) مقدار فشار مقاوم کولمب بدست می‌آید:

(۴)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

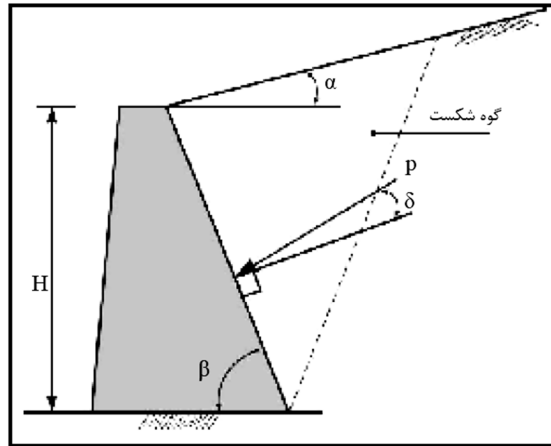
در رابطه (۲) و مطابق با شکل (۱) زاویه خاکریزی با سطح افق، β زاویه دیوار با سطح افق، δ زاویه اصطکاک خاک و اگر در رابطه (۲) مقدار $\beta = 90$ ، $\delta = 0$ و $\alpha = 0$ باشد، رابطه ضریب فشار جانبی در ساده ترین حالت به صورت رابطه (۳) در می‌آید که همان ضریب فشار (Rankin, 1857) می‌باشد:

(۳)

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

(۵)

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$



شکل ۱. فشار جانبی فعال- نظریه کولمب (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

۵- تحلیل شبه استاتیکی رانش لرزه‌ای خاک

نیروهای موثر بر گوه فعال در یک خاک دانه ای و خشک در شکل (۲) نشان داده شده است. نیروهای وارده همان نیروهای کولمب بوده و شامل نیروهای شبه استاتیک افقی $K_h W$ و قائم $K_v W$ ناشی از ارتعاشات زلزله در دو جهت هستند.

(۶)

$$K_h = \frac{F_h}{g}$$

اوکابه و مونونوبه و ماتسوا مبانی یک تحلیل شبه استاتیکی رانش لرزه‌ای خاک بر سازه‌های حائل را پایه گذاری کردن که در واقع بسط مستقیم نظریه رانش جانبی (Coulomb, 1776) می‌باشد و به روش مونونوبه - اوکابه معروف شد که در آن شتاب‌های شبه استاتیک بر گوه کولمب در حالت فعال یا مقاوم اعمال شده و مقدار رانش مورد نظر از برقراری تعادل نیروها محاسبه می‌شود (Okabe, 1926) و (Mononobe and Matsuo, 1992).

با برقراری تعادل بین نیروهای وارد بر گوه فعال، نیروی موثر بر واحد طول دیوار از رابطه (۸) بدست می‌آید:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} \quad (8)$$

که در آن ضریب فشار دینامیکی (K_{ae})، از رابطه (۹) تعیین می‌گردد:

$$K_v = \frac{F_v}{g} \quad (7)$$

در روابط (۶) و (۷) نیروی افقی شتاب زلزله و F_v نیروی قائم شتاب زلزله و $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ می‌باشد.

۵-۱- فشار فعال

(۹)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \frac{1}{\left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\alpha - \beta)} \right]^2}$$

K_h : ضریب افقی زلزله

K_v : ضریب قائم زلزله

زاویه لرزه ای داخلی θ از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود:

(۱۰)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

در روابط (۸) و (۹):

φ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

θ : زاویه لرزه ای داخلی

β : زاویه وجه داخلی دیوار با خط قائم

δ : زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و دیوار

α : زاویه سطح خاکریز با خط افقی

عبارت زیر رادیکال در رابطه (۹) باید مثبت باشند، در نتیجه

رابطه (۱۱) همواره باید برقرار باشد.

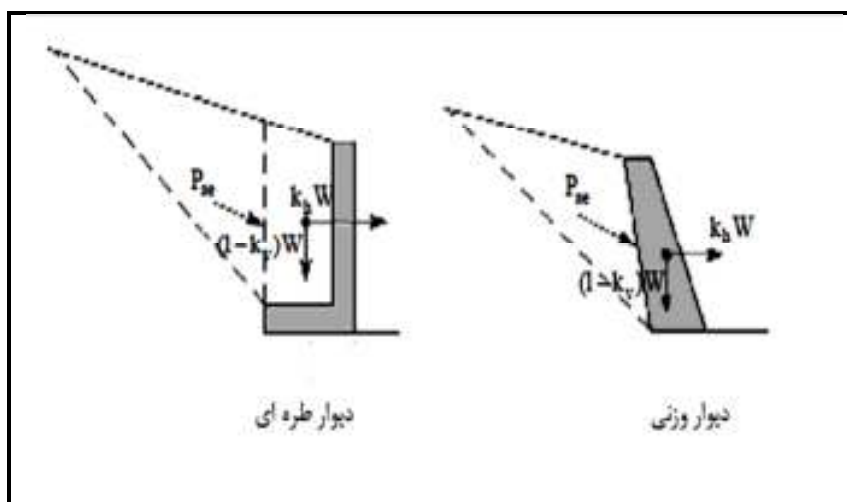
(۱۱)

$$\varphi \geq \alpha + \theta \rightarrow \frac{K_h}{1 - K_v} \leq \tan(\varphi - \alpha) \rightarrow K_h \leq (1 - K_v) \tan(\varphi - \alpha)$$

می‌توان از شتاب قائم و نیروی اینرسی حاصل از آن صرف نظر نمود (Seed and Whitman, 1970).

زاویه اصطکاک فصل مشترک حائل و خاک (δ) در رابطه (۹) از جدول شماره (۱) به دست می‌آید.

تحلیل رابطه (۹) نشان می‌دهد در حالتی که K_v در حدود نصف تا دوسوم مقدار K_h در نظر گرفته شود، تاثیری کمتر از ۱۰ درصد بر مقدار P_{ae} خواهد داشت، بنابراین در طراحی لرزه‌ای دیوارهای حائل متعارف به روش مونونوبه - اوکابه،



شکل ۲. نیروهای وارد بر گوه فعال در تحلیل مونونوبه - اوکابه (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

جدول ۰۱. زوایای نمونه اصطکاک در فصل مشترک دیوار و خاک (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

مصلح	خاکریز	زاویه اصطکاک فصل مشترک (δ)
بتن حجیم	سنگ تمیز و سالم	۲۵
	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، ماسه درشت دانه	۲۹-۳۱
	ماسه تمیز ریز تا متوسط، ماسه لای دار متوسط تا درشت، شن لای دار یا رس دار	۲۴-۲۹
	ماسه تمیز ریز، ماسه رس دار یا لای دار ریز تا متوسط	۱۹-۲۴
	لای ماسه دار ریز، لای غیر پلاستیک	۱۷-۱۹
	رس سفت و رس با سفتی متوسط، رس لای دار	۱۷-۱۹
بتن قالب بندی شده	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه با دانه بندی خوب همراه قطعات سنگ	۲۲-۲۶
	ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت یکدست	۱۷-۲۲
	ماسه لای دار، مخلوط شن یا ماسه با لای یا رس	۱۷
	لای ماسه دار ریز، لای غیر پلاستیک	۱۴
سپرهای فلزی	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه بندی شده به همراه قطعات سنگ	۲۲
	ماسه تمیز مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت یکدست	۱۷
	ماسه لای دار، شن یا ماسه مخلوط با رس یا لای	۱۴
	لای ماسه دار ریز، لای غیر پلاستیک	۱۱

۲-۵- فشار رانش کل

فشار فعال کل P_{ae} ، به دو مولفه استاتیکی (P_a) و اضافه فشار دینامیک (ΔP_{ae}) تقسیم می شود و مطابق رابطه (۱۲) است:

(۱۲)

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae}$$

در شرایط بارگذاری دینامیکی، نیروی به دست آمده از رابطه (۸) در نقطه ای بالاتر از $\frac{H}{3}$ (محل برآیند فشار استاتیکی خاک) وارد می شود. بنابراین مولفه استاتیکی (P_a) در $\frac{H}{3}$ از پای دیوار و نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی (ΔP_{ae}) در حدود ($0.6H$) از پای دیوار در نظر گرفته شود (Seed and whitman, 1970).

محل اثر فشار کل از پای دیوار از رابطه (۱۳) بدست می آید:

(۱۵)

$$\bar{H} = \frac{\frac{H}{3} \times P_a + 0.6H \times \Delta P_{ae}}{P_{ae}} \quad (۱۳)$$

۳-۵- فشار مقاوم

نظریه فشار مقاوم کولمب را می توان برای در برگرفتن نیروی مقاوم ناشی از زلزله نیز توسعه داد. نیروی موثر بر واحد طول دیوار در حالت مقاوم برابر رابطه (۱۴) و ضریب فشار مقاوم خاک مطابق رابطه (۱۵) هستند (Kapila, 1962).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} \quad (۱۴)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \theta - \alpha)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

(۱۷) و لنگر واژگونی حول پایه دیوار برابر رابطه (۱۸) به دست می‌آیند (Wood, 1973):

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 K_h F_p \quad (17)$$

$$(18) \Delta M_{eq} = \gamma H^3 K_h F_m$$

روابط (۱۷) و (۱۸) ارتفاع دیوار، γ وزن مخصوص مرطوب خاک، K_h مولفه افقی شتاب زلزله و F_p ضریب بدون بعد رانش دینامیکی با استفاده از شکل (۴) و F_m ضریب لنگر واژگونی که با استفاده از شکل (۵) بدست می‌آیند. ارتفاع نقطه اثر برآیند فشار دینامیکی از رابطه (۱۹) به دست می‌آید:

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (19)$$

فشار مقاوم کل نیز به مولفه استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی تقسیم می‌شود. با توجه به عملکرد اضافه فشار دینامیکی در خلاف جهت مولفه استاتیکی، فشار مقاوم کل در دسترس کاهش می‌یابد و از رابطه (۱۶) بدست می‌آید (Towhata and Islam, 1987):

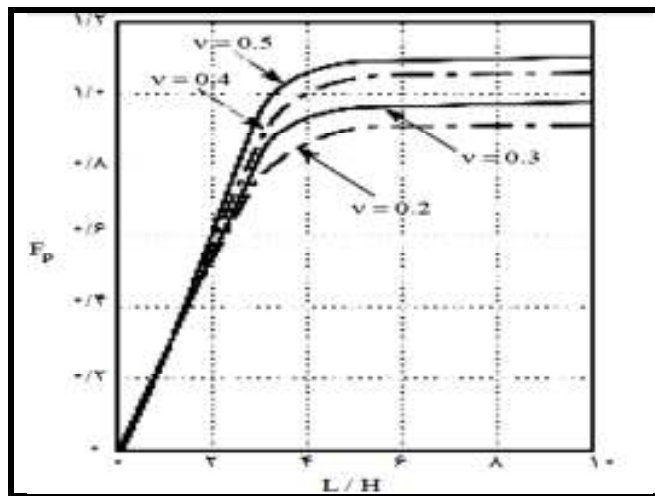
$$P_{pe} = P_a + \Delta P_{pe} \quad (16)$$

۶- حائل‌های ثابت

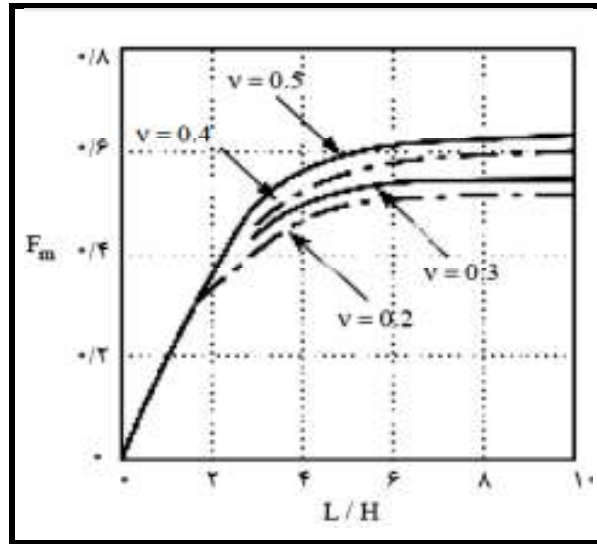
برای محدوده تکانه‌هایی با فرکانس کم تر از نصف فرکانس طبیعی خاک مهار نشده، مطابق شکل (۳) فشارهای وارد بر دیوار را می‌توان از حل الاستیک برای یک شتاب افقی یکنواخت ثابت وارد بر خاک محاسبه کرد. برای دیوارهای صلب و بدون اصطکاک، مولفه دینامیکی نیرو مطابق رابطه



شکل ۳. هندسه دیوارهای ثابت در تحلیل وود (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)



شکل ۴. ضریب بدون بعد اثر هندسه و ضریب پواسون - ضریب رانش دینامیکی (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)



شکل ۵. ضریب بدون بعد اثر هندسه و ضریب پواسون - ضریب رانش واژگونی (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

$$f_0 = \frac{v_p}{4H_w} \quad (20)$$

در این رابطه (۲۰) v_p سرعت موج فشاری در آب (حدود ۱۴۰۰ متر بر ثانیه) و H_w (عمق مخزن) می‌باشد.

به این ترتیب فشار هیدرودینامیکی از رابطه (۲۱) و برآیند فشار هیدرودینامیکی مطابق روابط (۲۲) به دست می‌آیند:

$$P_{1W} = \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{Z_w H_w} \quad (21)$$

$$P_{1W} = \frac{7}{12} K_h \gamma_w H^2 w \quad (22)$$

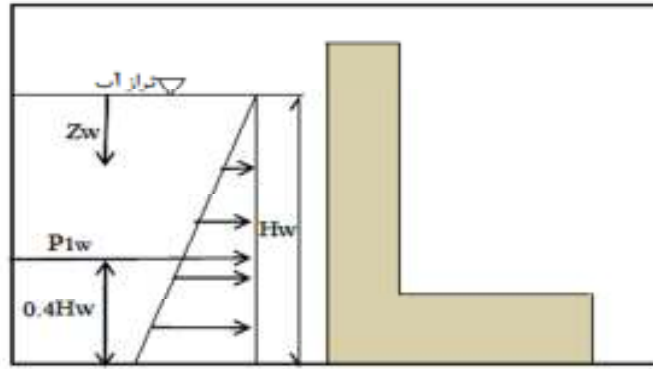
موقعیت برآیند فشار هیدرودینامیک در شکل (۶) نشان داده شده است. فشار جانبی کل ناشی از حضور آب در جلو یک دیوار حائل، برابر مجموع فشار هیدرواستاتیک و اضافه فشار هیدرودینامیک خواهد بود. در طراحی دیوارهای حائل در حضور آب، افت سریع آب بیرون از دیوار نیز باید بررسی شود. وقوع زلزله در نزدیکی حجم‌های بزرگی از آب معمولاً منجر به حرکت آب به صورت موج‌های کوچک یا حتی سونامی می‌شود، در نتیجه سطح آب بالا و پایین می‌رود. اگر چه بالا رفتن سطح آب جلوی دیوار معمولاً باعث افزایش پایداری آن می‌شود، اما پایین آمدن سطح آب می‌تواند باعث ایجاد شرایط افت سریع آب و ناپایداری شود. همچنین باید توجه داشت وقتی خاک‌های مستعد روانگرایی تحت اثر تنش‌های اولیه نسبتاً بزرگی باشند، تغییر کوچکی در سطح آب می‌تواند باعث گسیختگی در این خاک‌ها در نزدیکی و زیر دیوار شود.

۷- اثر آب بر رانش خاک

روش‌های تعیین فشار دینامیکی که در بخش‌های قبل بیان شد، محدود به شرایط خشک بودن خاکریز هستند. با توجه به تعبیه سیستم زهکش در پشت دیوارهای حائل، چنین فرضی در اغلب موارد صحیح است، اما در بعضی موارد نظیر دیوارهای ساحلی، یا دیواره‌های کنار آبگیرها، وجود آب در پشت یا جلو دیوار موجب تغییر فشار دینامیکی گردیده و منظور نمودن اثر آن در طراحی ضروری است. فشار آب وارد بر دیوارها در صورت عدم تامین سیستم زهکشی مناسب، به دو مولفه فشار هیدرواستاتیک و فشار هیدرودینامیکی تفکیک می‌شود. فشار هیدرواستاتیک در عمق به صورت خطی افزایش می‌یابد و بعد، قبل و حین زلزله بر دیوار اعمال می‌شود و فشار هیدرودینامیک از پاسخ دینامیکی آب به دست می‌آید.

۷-۱- حضور آب در جلو دیوار

فشار هیدرودینامیک آب برای دیوارهای حائل معمولاً از روش (Westergaard, 1931) محاسبه می‌شود. در این روش فرض شده است یک حائل صلب قائم در برابر یک مخزن بی انتها، تحت اثر حرکت افقی پایه صلب حائل قرار گرفته است. طبق مطالعات وسترگاد، اگر فرکانس حرکت لرزه‌ای از فرکانس طبیعی مخزن پایین تر باشد، فشار هیدرودینامیک آب متناسب با جذر عمق افزایش می‌یابد. فرکانس طبیعی یک مخزن مطابق رابطه (۲۰) به دست می‌آید.



شکل ۶. توزیع فشار هیدرودینامیکی (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

ماتسوزاوا پیشنهاد کرد مقادیر روابط (۲۳) و (۲۴) در روابط مونونوبه- اوکابه جایگزین شوند (Matsuzawa et al., 1985):

$$\gamma = \gamma_b(1 - r_u) \quad (23)$$

$$(24)$$

در روابط (۲۳) و (۲۴) نسبت فشار آب حفره‌ای γ_b وزن مخصوص غوطه ور γ و وزن مخصوص اشباع می‌باشد. در این حالت باید فشار هیدرواستاتیک معادلی با وزن مخصوص (γ_{eq}) مطابق رابطه (۲۵) به رانش خاک اضافه شود:

$$\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b \quad (25)$$

اگر بخشی از ارتفاع خاکریز اشباع باشد، فشار فعال با استفاده از وزن مخصوص میانگین بر مبنای حجم نسبی خاک گوه فعال در بخش بالایی و پایینی سطح آب با استفاده از رابطه (۲۶) محاسبه می‌شود:

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d \quad (26)$$

در رابطه (۲۶) γ_{sat} وزن مخصوص اشباع، γ_d وزن مخصوص خشک و λ از شکل (۷) مشخص می‌شود.

۲-۷- حضور آب در خاکریز پشت دیوار

حضور آب در خاکریز پشت دیوار در زمان زلزله به سه شکل بر آن اثر می‌گذارد:

الف- با تغییر نیروهای اینرسی موجود در خاکریز

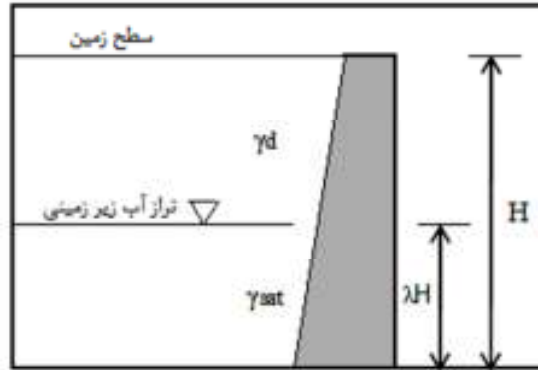
ب- با ایجاد فشار هیدرودینامیک در خاکریز

پ- با فراهم کردن امکان ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافی در اثر کرنش‌های چرخه ای خاکریز

نیروهای اینرسی در خاک‌های اشباع به جابه جایی نسبی ذرات خاک و آب حفره‌ای که آن‌ها را احاطه کرده است، بستگی دارد. اگر نفوذپذیری خاک آن‌قدر کوچک باشد که آب حفره‌ای همراه با ذرات خاک حرکت کند (شرایط آب حفره‌ای مقید) نیروی اینرسی با وزن مخصوص کل خاک متناسب خواهد بود. اما اگر نفوذپذیری خاکریز خیلی زیاد باشد ممکن است آب حفره‌ای ساکن بماند درحالی که ساختار ذرات خاک به جلو و عقب حرکت می‌کند (شرایط آب حفره‌ای آزاد). در چنین شرایطی نیروی اینرسی با وزن مخصوص غوطه‌ور خاک متناسب خواهد بود.

در شرایط آب حفره‌ای آزاد، فشار هیدرودینامیک نیز می‌تواند ایجاد شود و باید برای محاسبه بار کلی وارد بر دیوار این فشار را نیز با فشار هیدرواستاتیک آب جمع نمود.

در شرایط آب حفره‌ای مقید، می‌توان برای در نظر گرفتن اثر حضور آب حفره‌ای روش مونونوبه - اوکابه را اصلاح کرد.



شکل ۷. متغیرهای مورد استفاده در محاسبه فشار فعال برای خاکریز نیمه اشباع (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

(۲۷) و (۲۸) نتیجه می‌شوند (Matsuo and Ohara, 1960):

نیروی وارد بر دیوار، P_w برابر مجموع P_{1w} و P_{2w} مطابق رابطه (۲۹) خواهد بود:

$$P_w = 1.7 \left(\frac{7}{12} K_h \gamma_w H^2 w \right) \quad (29)$$

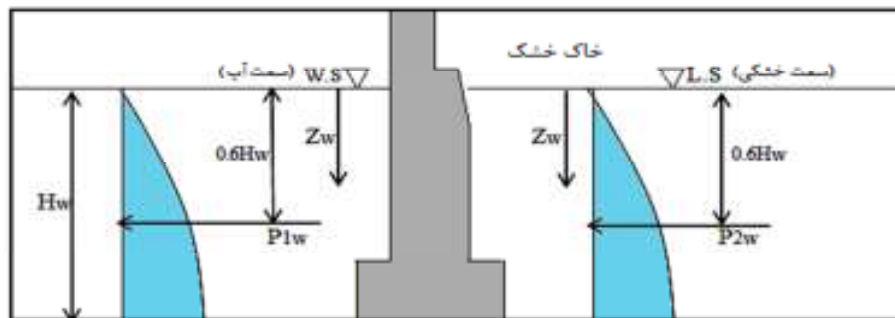
در شکل (۸) محل اثر نیروهای هیدرودینامیکی بر دیواره ساحلی مشخص شده است. در جدول ۲ خلاصه روش‌های طراحی لرزه‌ای دیوار حایل ارائه گردیده است.

ماتسوا و اوهارا بیان کرده‌اند که افزایش فشار آب حفره‌ای در زمان زلزله در طرف خشکی برابر ۷۰ درصد افزایش فشار محاسبه شده در طرف آب در زمان زلزله است، و روابط

$$P_{2w} = 0.7 \left(\frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{Z_w H_w} \right) \quad (27)$$

$$P_{2w} = 0.4083 (K_h \gamma_w H^2 w) \quad (28)$$

در زمان زلزله، نیروی وارده بر وجه دیوار در طرف آب به اندازه مقدار P_{1w} کاهش یافته، نیروی وارده بر وجه دیوار در طرف خشکی به اندازه P_{2w} افزایش می‌یابد. بنابراین افزایش



شکل ۸. فشار هیدرودینامیکی وارد بر دیوارهای ساحلی (نشریه ۳۰۸، ۱۳۹۶)

جدول ۲. خلاصه روش‌های طراحی لرزه‌ای دیوار حایل

ردیف	روش	شرح
۱	رانکین (۱۸۵۷)	در این روش فشار محرک و مقاوم بر دیوارهای قائم و خاک دارای چسبندگی محاسبه می‌گردد.
۲	کولمب (۱۷۷۶)	در این روش فشار محرک و مقاوم بر دیوارهای مایل و خاکریز شیب‌دار محاسبه می‌گردد.
۳	مونونویه - اوکابه (۱۹۲۹)	این روش بسط مستقیم روش استاتیکی کولمب برای شرایط شبه استاتیکی می‌باشد. نیروهای موثر بر گوه فعال در یک خاک غیر چسبنده و خشک می‌باشد، گوه و شتاب‌های شبه استاتیکی افقی و قائم می‌باشد.

۴	استیدمن- زنگ (۱۹۹۰)	رانش در خاک‌های پشت دیوار با سختی‌های مختلف مقادیری بدست می‌آیند که با استفاده از سرعت‌های متوسط موج برشی در خاک پشت دیوار به روش تحلیل شبه دینامیکی محاسبه می‌گردند.
۵	وسترگاد (۱۹۳۱)	در این روش فرض شده است یک حائل صلب قائم در برابر یک مخزن بی انتها، تحت اثر حرکت افقی پایه صلب حائل قرار گرفته است. و اگر فرکانس حرکت لرزه‌ای از فرکانس طبیعی مخزن پایین‌تر باشد، فشار هیدرو دینامیک آب متناسب با جذر عمق افزایش می‌یابد.
۶	وود (۱۹۷۳)	محدوده تکانه‌هایی با فرکانس کمتر از نصف فرکانس طبیعی خاک مهار نشده، فشارهای وارد بر دیوار را می‌توان از حل الاستیک برای یک شتاب افقی یکنواخت ثابت وارد بر خاک محاسبه کرد.

۸- نتیجه‌گیری

در آن شتاب‌های شبه استاتیکی برگوه کولمب در حالت فعال یا مقاوم اعمال شده و مقدار رانش مورد نظر از برقراری تعادل نیروها محاسبه می‌شود. روش‌های تعیین فشار دینامیکی که در بخش‌های قبل بیان شد، محدود به شرایط خشک بودن خاکریز هستند. با توجه به تعبیه سیستم زهکش در پشت دیوارهای حائل، چنین فرضی در اغلب موارد صحیح است، اما در بعضی موارد نظیر دیوارهای ساحلی، یا دیواره‌های کنار آبگیرها، وجود آب در پشت یا جلو دیوار موجب تغییر فشار دینامیکی گردیده و منظور نمودن اثر آن در طراحی ضروری است. فشار آب وارد بر دیوارها در صورت عدم تامین سیستم زهکشی مناسب، به دو مولفه فشار هیدرواستاتیک و فشار هیدرو دینامیکی تفکیک می‌شود. فشار هیدرواستاتیک در عمق به صورت خطی افزایش می‌یابد، بعد، قبل و حین زلزله بر دیوار اعمال می‌شود و فشار هیدرو دینامیک از پاسخ دینامیکی آب به دست می‌آید. حضور آب در خاکریز پشت دیوار در زمان زلزله به سه شکل بر آن اثر می‌گذارد: الف- با تغییر نیروهای اینرسی موجود در خاکریز، ب- با ایجاد فشار هیدرو دینامیک در خاکریز، پ- با فراهم کردن امکان ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافی در اثر کرنش‌های چرخه‌ای خاکریز. امروزه جهت طراحی دیوار حایل از نرم افزارهای تخصصی زیادی استفاده می‌شود مانند Retaining Wall , ETABS , ASDIP Structural , GEO , BS و با توجه به تکنولوژی‌های جدید، روش‌های طراحی لرزه‌ای دیوار حایل قابل توسعه می‌باشد.

رفتار لرزه‌ای دیوارهای حایل به فشارهای جانبی کلی که در خلال ارتعاشات زلزله بوجود می‌آید بستگی دارد. این فشارهای کلی شامل فشارهای استاتیکی که قبل از وقوع زلزله وجود داشته و فشارهای دینامیکی که در اثر زلزله تولید می‌شوند، هستند. در واقع فشار خاک تابعی از تغییر شکل‌های به وقوع پیوسته در سازه‌های مرتبط با خاک می‌باشد. پاسخ دینامیکی حتی ساده‌ترین نوع دیوار حائل کاملاً پیچیده می‌باشد. از آنجا که مقدار انگشت شماری از موارد ثبت شده گذشته که در آنها پاسخ دیوار در محل اندازه‌گیری شده باشد، بیشتر در دسترس نیست، بیشتر اطلاعات بدست آمده از رفتار دینامیکی دیوارهای حائل بر اساس مطالعات مدلی یا تحلیلی عددی فراهم شده است. دیوارهای حائلی که قادر هستند به اندازه کافی حرکت کنند تا حداقل رانش فعال و یا حداکثر رانش مقاوم را تولید نمایند، به عنوان دیوارهای تغییر شکل دهنده نامیده می‌شوند. فشارهای دینامیکی موثر بر دیوارهای حائل تغییر شکل دهنده معمولاً بوسیله روش‌های شبه استاتیکی و روش‌های شبه دینامیکی تعیین می‌گردند. کولمب نخستین کسی بود که مساله رانش خاک بر سازه‌های حایل را مورد مطالعه قرارداد و نظریه‌ای برای محاسبات فشار جانبی خاکهای دانه‌ای چسبندگی ندارد ارائه کرد که در آن اصطکاک بین خاک و دیوار منظور می‌گردد. اوکابه و مونونوبه و ماتسوا مبانی یک تحلیل شبه استاتیکی رانش لرزه‌ای خاک بر سازه‌های حائل را پایه‌گذاری کردند که در واقع بسط مستقیم نظریه رانش جانبی کولمب می‌باشد و به روش مونونوبه - اوکابه معروف شد که

۹- مراجع

وزارت نیرو و امور نظام فنی و اجرایی دفتر استاندارد و طرح‌های آب و آبفا.

نشریه شماره ۳۰۸، (۱۳۹۶)، "راهنمای طراحی دیوارهای حائل (بازنگری اول)"، معاونت فنی، امور زیر بنایی و تولیدی

میرمحمدحسینی، س. ج. و عارف‌پور، ب.، (۱۳۹۳)، "مهندسی ژوتکنیک لرزه‌ای"، دانشگاه تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

dynamic liads, "proceeding, ASCE specialty conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures, pp.103-147.

-Sherif, M.A. and Fang, Y.S. (1984a). "Dynamic earth pressures on wall retaining about the top, "soils and foundations, Vol.24, No.4, pp.109-117.

-Sherif, M.A. and Fang, Y.S. (1984b). "Dynamic earth pressures on wall retaining about the base," proceedings, 8th world conference on earthquake engineering, sanfarncisco, Vol.6, pp.933-1000.

-Sherif, M.A., Ishbashi, I., and Lee, C.D., (1982), "Earth pressure against rigid retaining walls, "Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.GT5, pp.679-695.

Siddharthan, R., Ara, S., and Norris, G.M. (1992). "Simple rigid plastic model for seismic tilting of rigid walls, "Journal of structural engineering, ASCE, Vol.118, No2, pp. 469-487.

-Steedman, R.S. and Zeng, X., (1990), "The seismic response of waterfront retaining walls," Proceedings, ASCE specialty conference on design and performance of earth retaining structures, special technical publication 25, cornall university, ithaca, new york, pp.872-886.

-Towhata, I. and Islam, S. (1987). "Predication of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction, "Soils and Foundations, Vol.27, pp.137-147.

-Westergaard, H., (1931), " Water pressure on dams during earthquakes. "Transactions of ASCE paper No.1835, pp.418-433.

-Wood, J., (1973), "Earthquake induced soil pressures on structures", Reprt EERL73-05, California institute of technology, pasadena, california, pp.311.

جعفرزاده، ر.، (۱۳۹۵)، بررسی شکل و مکانیسم رفتاری رانش در محور زیر سازی راه‌آهن و تثبیت آن با استفاده از دیوار خاک مسلح. جاده، ۲۴ (۸۷)، ص. ۱۲۳-۱۲۸.

-Coulomb, (1776), https://en.wikipedia.org/wiki/Mohr%E2%80%9393Coulomb_theory

-Kramer, Steven Lawrence, (1991), "Geotechnical Earthquake Engineering Washington", Upper Saddle river. NJ07458.

-Matsuzawa, H, Ishibashi, I., and Kawamura, M., (1985), "Dynamic soil and water pressures of submerged soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No10, pp. 1161-1176.

-Matsuo, H. & Ohara, S., (1960). Lateral earth pressures and stability of quay walls during earthquakes, Proc. of 2nd World engineering congress, 29 October – 7 November, Tokyo, Japan.

-Mononobe, N. and Matsuo, H., (1992), "On the determination of earth pressures during earthquakes", proceedings, world engineering congress, 9p.

-Nadim, F. and Whitman, Rv., (1984), "Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquakes" Proceedings, 8th world conference on earthquake engineering, SanFrancisco, Vol.3, pp.477-484.

-Nadim, F., (1982), "A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls", Sc.D. thesis, Research Report R82-33, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

-Okabe, S., (1926), "General theory of earth pressures, "Journal of Japan society of civil engineering, Vol.12, No.1.

-Rankine, W., (1857), "On the stability of loose earth, "philosophical transaction of the royal society of London, Vol.147.

-Seed, H.B. and Whitman, R.V., (1970), "Design of earth retaining structures for

Investigation of Seismic Design Methods of Retaining Walls

Vahed Ghiasi, Assistant Professor, Department of Engineering, Malayer University, Malayer, Iran.

Ahmad Mahmodi, M.Sc., Student, Department of Engineering, Malayer University, Malayer, Iran.

E-mail: v.ghiasi@malayeru.ac.ir

Received: August 2021-Accepted: November 2021

ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate the seismic design methods of the retaining walls. Seismic behavior of the retaining walls for dynamic loads, seismic design and stability of these structures during the earthquake were studied by studying retaining wall design methods. The overall lateral pressures during earthquake vibrations are the static pressures that occur before the earthquake and the dynamic pressures generated by the earthquake, and the wall response is affected by both pressures. The results of this study show that if there is a possibility of sliding, rotating, or deforming to a sufficient degree to be able to mobilize the active soil pressure, the dynamic wall pressures will be applied via static or semi-static Mononobe -Okabe methods. In case of impermeability of the retaining walls (fixed walls), elastic analysis is also performed, and the most common dynamic analysis methods include the Mononobe -Okabe semi-static method, the Steedman - Zeng method, the Wood method and the Westergaard method, which can be developed.

Keywords: Elastic Analysis, Retaining Walls, Seismic Design, Static Pressure, Dynamic Pressure