

تحلیل رانش خاک و دیوارهای حائل تحت اثر زمین لرزه

نوشته .

دکتر امیر محمد طباطبائی

استادیار دانشکده فنی - دانشگاه تهران

چکیده

دیوارهای حائل خاک اغلب با استفاده از نظریه کولمب که در آن تعادل یک توده گسیخته شده خاک در نظر گرفته شده و توزیع رانش خاک واقع در پشت دیوار بصورت هیدرواستاتیکی فرض می‌گردد، طرح می‌شوند. بسیاری از این نوع دیوارها که اغلب دیوارهای ساحلی و پایه‌پلها بوده‌اند در اثر زمین لرزه کاملاً خراب شده و یا خرابی‌هایی را موجب گردیده‌اند. در چند دهه گذشته مطالعات زیادی در زمینه طرح و محاسبات دیوارهای مقاوم در برابر زمین لرزه بعمل آمده است. در این مقاله‌کوش شده که خلاصه‌ای از نتایج بدست آمده از این مطالعات جمع‌آوری و به‌نجوی ارائه شود که قابل استفاده مهندسين و طراحان این نوع دیوارها باشد. نتایج مطالعات متعدد نظری و آزمایشگاهی نشان داده است که اولاً در اثر زمین‌لرزه میزان فشار خاک وارد بر دیوار افزایش می‌یابد و میزان این افزایش بستگی به شدت زمین لرزه دارد، ثانیاً "توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار خطی نبوده و در نتیجه نقطه اثر برآیند این نیروها در فاصله یک سوم ارتفاع دیوار از کف دیوار قرار ندارد و ثالثاً در اثر زمین لرزه ممکن است دیوار لغزیده و یا کج شود.

۱ - مقدمه

در اثر زمین‌لرزه بر دیوارهای حائل فشارهای جانبی اضافی وارد می‌شود که ممکن است موجب خرابی‌های مهمی شود. این افزایش فشار ممکن است موجب لغزش، کج شدن و یا واژگونی دیوارهای حائل شود. اغلب خرابی‌های از این قبیل در مورد دیوارهای ساحلی یا پایه پلها گزارش شده است. در جدول ۱ مثالهایی از این نوع خرابی‌ها که در اثر زمین لرزه به‌وقوع پیوسته، آورده شده است. علل این خرابی‌ها افزایش رانش خاک پشت دیوار، کاهش فشار آب در جلوی دیوار، روان شدن^۱ مصالح پشت دیوار بوده است.

چون در طرح و محاسبه دیوارهای حائل تعیین مقادیر نیروهای مختلف وارد بر دیوار مورد نیاز است، لذا در این مقاله نحوه تعیین میزان افزایش رانش خاک پشت دیوار و مقدار کاهش فشار آب در جلوی دیوار و همچنین نقاط اثر برآیندها ارائه شده است، تا با توجه به این فشارهای اضافی دیوارهای حائل خاک مقاوم در برابر زمین لرزه قابل طرح باشند.

۲ - نحوه تعیین رانش محرک خاک در اثر زمین لرزه

یکی از روشهای متداول تعیین رانش خاک بریک دیوار (در حالت استاتیکی) استفاده از نظریه کولمب است، که مقدار رانش محرک از رابطه ۱ بدست می‌آید (شکل ۱).

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (\text{رابطه ۱})$$

در این رابطه P_A مقدار رانش محرک خاک در واحد طول دیوار، γ وزن مخصوص خاک، H ارتفاع دیوار حائل، و K_A ضریب رانش محرک خاک است که از رابطه ۲ تعیین می‌شود.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\beta - i)} \right\}^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (\text{رابطه ۲})$$

در این رابطه ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک، δ زاویه اصطکاک دیوار و خاک، β شیب پشت دیوار نسبت به قائم و i شیب بالای خاکریز نسبت به افق است. معمولاً مقدار K_A برحسب مقادیر مختلف i ، δ ، و ϕ بصورت جداولی از قبیل جدول ۲ در کتابهای مکانیک خاک و پی‌سازی داده شده است.

جدول ۱ - نمونه‌هایی از خرابی دیوارهای ساحلی در اثر زمین‌لرزه

زمین لرزه	تاریخ	بزرگی زمین‌لرزه (ریشتر)	محل	فاصله از مرکز زمین لرزه (km)	نوع خرابی	حدود مقدار جابجایی (متر)
Kitaizu	۱۹۳۰	۷٫۱	Shimizu	۴۸	خراب شدن دیوارهای وزنی	۸
Shizuoka	۱۹۳۵		Shimizu		فروریختن دیوار حائل	۵
Tonankai	۱۹۴۴	۸٫۲	Shimizu	۱۷۵	لغزیدن دیوار حائل	
			Nagoya	۱۲۸	حرکت دیوار ساحلی و سکوی بالای آن	۴-۴
			Yokkaichi	۱۴۴	حرکت سکوی متکی بر شمع‌ها	۳٫۷
Nankai	۱۹۴۶	۸٫۱	Nogoya		حرکت دیوار ساحلی و سکوی بالای آن	۴
			Osaka	۲۰۰	خراب شدن دیوار حائل	۴٫۳
			Yokkaichi	تا	حرکت سکوی متکی بر شمع‌ها	۳٫۷
			Uno	۳۰۴	حرکت دیوار وزنی	۰٫۶
Tokachioki	۱۹۵۲	۷٫۸	Kushiro	۱۴۴	حرکت دیوار وزنی	
Chile	۱۹۶۰	۸٫۴	Puerto- Montt	۱۱۲	واژگونی کامل دیوارهای وزنی	۴٫۵
					حرکت دیوار مهار شده ساحلی	۰٫۶-۰٫۹
Niigata	۱۹۶۴	۷٫۵	Niigata	۵۱	کج شدن دیوار وزنی	۳
					حرکت دیوار مهار شده ساحلی	

در اثر زمین لرزه، گوه گسیخته شده خاک (ABC) در شکل ۲) تحت شتاب ناشی از زمین لرزه فرار گرفته که موجب بوجود آمدن نیروهای ماند می شود. هرگاه مولفه های عمودی و افقی شتاب حرکت زمین بترتیب برابر a_h و a_v فرض شود، میزان مولفه های قائم و افقی نیروی ماند بترتیب برابر $(a_h/g)W$ و $(a_v/g)W$ خواهد بود که W وزن گوه خاک گسیخته شده و g شتاب ثقل زمین است.

اگر نسبت a_h/g و a_v/g بترتیب برابر k_h و k_v فرض شود (ضرایب عمودی و افقی زمین لرزه) با بکار بردن روش مشابه روش تحلیلی کولمب می توان مقدار رانش خاک را بر یک دیوار حائل شامل اثر زمین لرزه بدست آورد. این فشار در رابطه ۳ داده شده است که به رابطه مونونوبه آکابه^۱ موسوم است.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (\text{رابطه ۳})$$

در این رابطه P_{AE} مقدار رانش محرک خاک در واحد طول دیوار شامل اثر زمین لرزه، و K_{AE} ضریب رانش محرک خاک شامل اثر زمین لرزه می باشد. H و γ قبلاً تعریف شده و مقدار ضریب K_{AE} از رابطه ۴ بدست می آید.

$$(\text{رابطه ۴})$$

در این رابطه $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$ است، و مقادیر ϕ ، β ، δ ، و i قبلاً تعریف شده اند. از مقایسه روابط ۲ و ۴ می توان رابطه ۵ را نتیجه گرفت.

$$(\text{رابطه ۵})$$

که در این رابطه $i' = i + \theta$ و $\beta' = \beta + \theta$ می باشد. چون در اغلب کتابهای مکانیک خاک و پی سازی جداولی از قبیل جدول ۲ برای محاسبه ضریب فشار خاک محرک در حالت استاتیکی آورده شده است، بنابراین با تغییر متغیرهای $i' = i + \theta$ و $\beta' = \beta + \theta$ هرگاه K_A با i' ، β' ، δ و ϕ برای حالت استاتیکی بدست آمده و در ضریب $\left[\frac{\cos^2 \beta'}{\cos \theta \cos^2 \beta} \right]$ ضرب شود، مقدار ضریب رانش محرک خاک شامل اثر زمین لرزه

بدست می آید.

از تفاضل مقادیر رانش محرک خاک در حالت های استاتیکی و دینامیکی $(P_{AE} - P_A)$ مقدار افزایش رانش محرک خاک در اثر زمین لرزه ای که میزان ضرایب قائم و افقی آن برابر k_v و k_h است بدست می آید (ΔP_{AE}) .

در شکل های ۳، ۴، و ۵ بترتیب منحنیهای تغییرات زاویه اصطکاک دیوار و خاک (δ)، زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) و شیب بالای خاکریز پشت (i) بر حسب ضریب فشار خاک محرک دینامیکی نشان داده شده است.

به منظور بررسی و اندازه گیری رانش خاک تحت اثر نیروهای دینامیکی، مطالعات و آزمایشات متعددی بعمل آمده است. در اغلب این آزمایشات از ماسه خشک در داخل جعبه ای واقع بر روی یک میز لرزان استفاده شده است. جعبه حاوی ماسه تحت ارتعاشات افقی مختلف قرار داده شده و مقادیر حداکثر فشارهای وارد اندازه گیری شده است. در شکل های ۶ و ۷ نمونه هایی از نتایج این نوع آزمایشات و مقایسه آنها با مقادیر نظری (رابطه ۳) نشان داده شده است. آزمایشات نشان داده اند که شیب سطح گسیختگی خاک در حالت (خط BC در شکل ۲) کمتر از شیب سطح نظیر در حالت استاتیکی (خط BC در شکل ۱) است. در شکل ۸ یک نمونه از توزیع رانش خاک پشت یک دیوار تحت اثر بارگذاری دینامیکی نشان داده شده است. در این شکل خطوط مستقیم خط چین مربوط به نتایج نظری در حالت بارگذاری استاتیکی و منحنی ها مربوط به نتایج آزمایشگاهی در حالت استاتیکی و دینامیکی است.

۳- رانش مقاوم خاک تحت اثر زمین لرزه

بر مبنای فرضیات و مشابه روش ارائه شده در بند ۲ می توان مقدار رانش خاک را در حالت مقاوم تحت اثر زمین لرزه بدست آورد.

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \quad (\text{رابطه ۶})$$

$$(\text{رابطه ۷})$$

جدول ۲ - مقادیر K_A (رابطه ۲)

δ	$\phi=26$	28	30	32	34	36	38	40
$\beta=0, i=0$								
0	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
16	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201
17	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200
20	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199
22	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199
$\beta=0, i=5$								
0	0.414	0.382	0.352	0.323	0.297	0.272	0.249	0.227
16	0.373	0.345	0.319	0.295	0.272	0.250	0.229	0.210
17	0.372	0.344	0.318	0.294	0.271	0.249	0.229	0.210
20	0.370	0.342	0.316	0.292	0.270	0.248	0.228	0.209
22	0.369	0.341	0.316	0.292	0.269	0.248	0.228	0.209
$\beta=0, i=10$								
0	0.443	0.407	0.374	0.343	0.314	0.286	0.261	0.238
16	0.404	0.372	0.342	0.315	0.289	0.265	0.242	0.221
17	0.404	0.371	0.342	0.314	0.288	0.264	0.242	0.221
20	0.402	0.370	0.340	0.313	0.287	0.263	0.241	0.220
22	0.401	0.369	0.340	0.312	0.287	0.263	0.241	0.220

شده است که میزان درصد افزایش رانش خاک در حال سکون تحت اثر زمین لرزه نسبت به رانش در حال سکون استاتیکی برابر درصد افزایش رانش محرک خاک تحت اثر زمین لرزه به رانش محرک استاتیکی خاک فرض شود .

۵ - تاثیر چسبندگی خاک

روابط ۳ و ۶ برای تعیین رانش خاک تحت اثر زمین لرزه برای خاکهای غیر چسبنده می باشد . در صورتی که خاک دارای چسبندگی باشد ، به نیروهای نشان داده شده در شکل ۲ نیروهای چسبندگی $C = cH / \sin \alpha$ و چسبندگی $C' = c'H / \cos \beta$ نیز اضافه می شود که بترتیب در روی سطوح BC و BA و در جهت بسمت بالا اثر خواهند کرد . در این حالت ها نمی توان روابط کلی به صورت بسته به دست آورد .

در این روابط P_{PE} مقدار رانش مقاوم خاک در واحد طول دیوار شامل اثر زمین لرزه ، K_{PE} ضریب رانش مقاوم شامل اثر زمین لرزه است ، و مقادیر سایر پارامترها قبلاً " تعریف شده اند .

۴ - رانش خاک در حال سکون تحت اثر زمین لرزه

در مورد دیوار زیر زمین ها و پایه پلها فشارهای استاتیکی ، رانش های در حال سکون هستند ، در حال حاضر هیچ اطلاعاتی در مورد میزان تغییرات این فشارها در اثر زمین لرزه در دست نیست . چون رانش در حال سکون استاتیکی از رانش محرک استاتیکی بیشتر است ، احتمال دارد که رانش در حال سکون خاک در موقع زمین لرزه نیز بیشتر از رانش محرک در موقع زمین لرزه باشد . از این نظر در حال حاضر موقتاً توصیه

که در مورد دیوارهای ساحلی باید اثر هیدرودینامیکی خاک نیز در نظر گرفته شود. این عمل معمولاً با استفاده از نظریه وسترگارد انجام می‌شود. بر مبنای این نظریه فشار آب ناشی از یک زمین لرزه در عمق y را می‌توان از رابطه ۹ بدست آورد.

$$P_1 = \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} y^{1/2} \quad (\text{رابطه ۹})$$

در این رابطه P_1 شدت فشار وارد بر دیوار در طرف دریا، γ_w وزن مخصوص آب، و h کل عمق آب می‌باشد. k_h قبلاً تعریف شده است. بنابراین با انتگرال گیری از رابطه ۹ مقدار فشار آب دینامیکی کل در واحد طول دیوار در طرف دریا $P_1(w)$ و نقطه اثر آن \bar{y} بدست می‌آید (شکل ۹).

(رابطه ۱۰)

$$P_1(w) = \int_0^h p_1 dy = \int_0^h \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} y^{1/2} dy = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

$$\bar{y} = \frac{1}{P_1(w)} \int_0^h (p_1 dy) y = 0.6h \quad (\text{رابطه ۱۱})$$

پیشنهاد شده است که مقدار افزایش فشار آب منفذی در طرف خشکی تقریباً برابر ۷۰٪ فشار مربوط به طرف دریا در نظر گرفته شود. بنابراین

$$P_2(w) = 0.7 \left(\frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2 \right) = 0.4083 k_h \gamma_w h^2 \quad (\text{رابطه ۱۲})$$

چون در ضمن یک زمین لرزه نیروی وارد بر دیوار در طرف دریا به اندازه $P_1(w)$ کاهش یافته و در طرف خشکی به اندازه $P_2(w)$ افزایش می‌یابد لذا مقدار کل افزایش فشار وارد بر دیوار در واحد طول آن برابر خواهد بود با P_w که مقدار آن در رابطه ۱۳ داده شده است.

(رابطه ۱۳)

۸- تعیین میزان تغییر مکان دیوارهای حائل در اثر زمین لرزه

اگرچه روشهای ساده‌ای توسط ناندکوماران، ریچاردز و آلنس، و دیگران برای پیش‌بینی میزان لغزش دیوارهای حائل در اثر زمین لرزه پیشنهاد شده است، لیکن کلیه این روشها تا حال حاضر حالت‌های بسیار ساده شده بوده و توافق کلی در مورد استفاده از آنها وجود نداشته، و در نتیجه در حال حاضر تنها استفاده از روش اجزاء محدود^۱ میسر است.

در صورت وجود سایر نیروها از قبیل سربار، مقدار آنها نیز تعیین (مقدار نیرو و ماند حاصل از آن بعلمت شتاب حرکت زمین در موقع زمین لرزه) و در تعادل نیروها منظم می‌شوند.

لازم به تذکر است که در حالت‌های کلی معمولاً ساده‌تر آن است که به جای استفاده از روابط بسته برای محاسبه رانش خاک، روش ترسیمی کولمن که اصلاحات لازم در آن به عمل آمده است بکار رود. اصلاحات لازم در روش ترسیمی کولمن شامل در نظر گرفتن نیروهای ماند خاک و سربار ناشی از شتاب زمین لرزه و همچنین ترسیم خطوط شیب و فشار خاک بترتیب با زوایای $\phi - \theta$ و $\phi - \beta - \delta - \theta$ و به جای زوایای ϕ و $\phi - \beta - \delta$ است.

۶- نقطه اثر برآیند فشارهای جانبی خاک

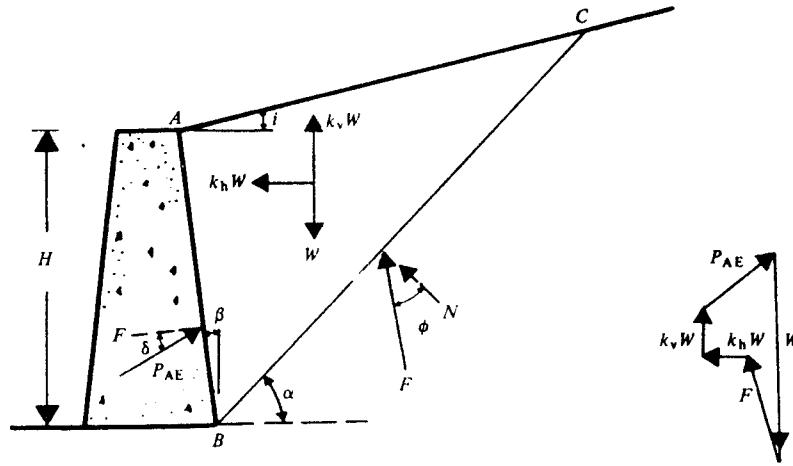
اگرچه در حالت استاتیکی فرض آن است که توزیع رانش خاک به صورت هیدرواستاتیکی است و لذا نقطه اثر برآیند فشار خاک در فاصله یک سوم ارتفاع دیوار از کف دیوار می‌باشد، لیکن کلیه آزمایشات انجام شده و مطالعات نظری تا حال حاضر نشان داده است که اولاً توزیع فشارها در حالت دینامیکی غیر خطی بوده (شکل ۸)، و ثانیاً فاصله نقطه اثر برآیند رانش خاک در حالت دینامیکی از کف دیوار (H) بیشتر از یک سوم ارتفاع دیوار است. در مورد مقدار مشخص H توافق کلی هنوز وجود ندارد و مقادیر مختلفی که مقدار آنها بین یک دوم تا دو سوم ارتفاع متغیر است برای H پیشنهاد شده است. سید و ویتمن رابطه زیر را برای تعیین H پیشنهاد کرده‌اند.

$$\bar{H} = \left[(P_A) \left(\frac{1}{3} H \right) + (\Delta P_{AE}) (0.6H) \right] / P_{AE} \quad (\text{رابطه ۸})$$

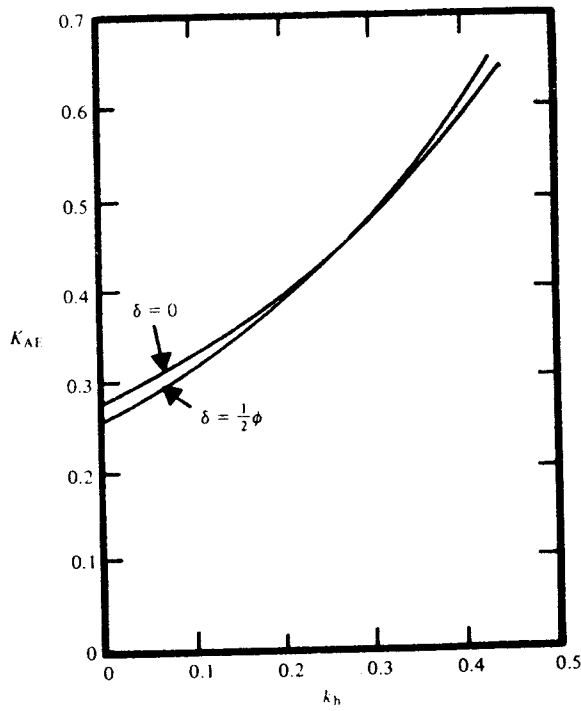
که در این رابطه فرض آنست که مقدار رانش خاک مربوط به حالت استاتیکی P_A در فاصله یک سوم ارتفاع دیوار، و مقدار افزایش رانش خاک ناشی از زمین لرزه ΔP_{AE} در فاصله شش دهم ارتفاع دیوار از کف آن است.

۷- تأثیر هیدرودینامیکی آب منفذی

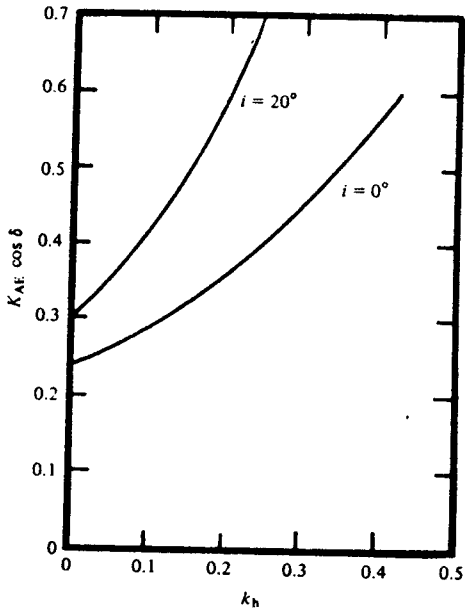
رابطه ۲ در مورد دیوارهای حائل که خاک پشت آنها در حالت خشک است (و یا حالت اشباع که در این حالت وزن مخصوص اشباع شده خاک بکار می‌رود) معتبر است، در حالی



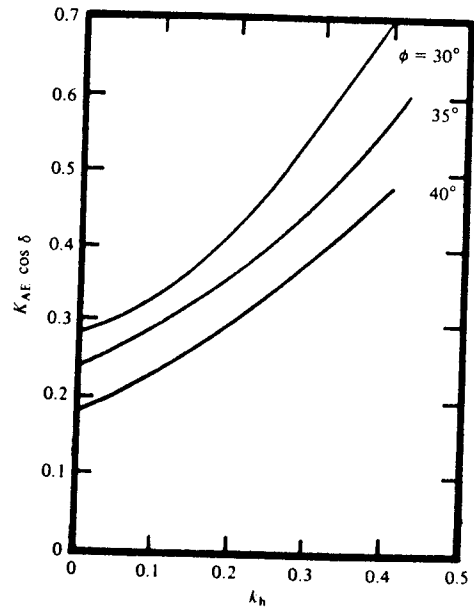
شکل ۲ - نظریه مونونوبه - اکابه - در مورد رانش محرک خاک شامل اثر زمین لرزه



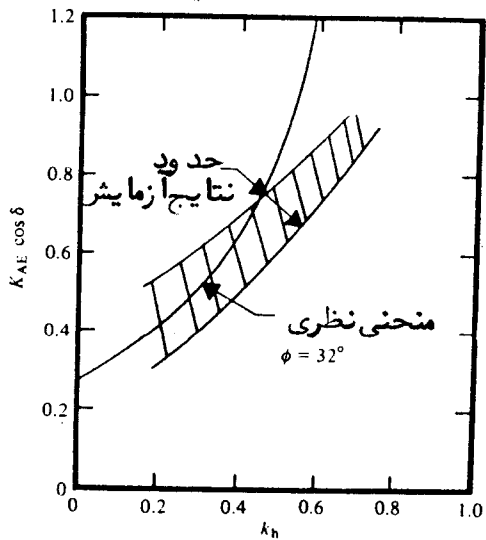
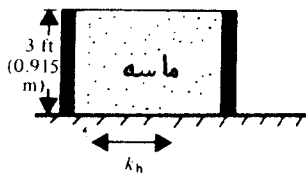
شکل ۳ - تاثیر اصطکاک دیوار و خاک بر K_{AE}



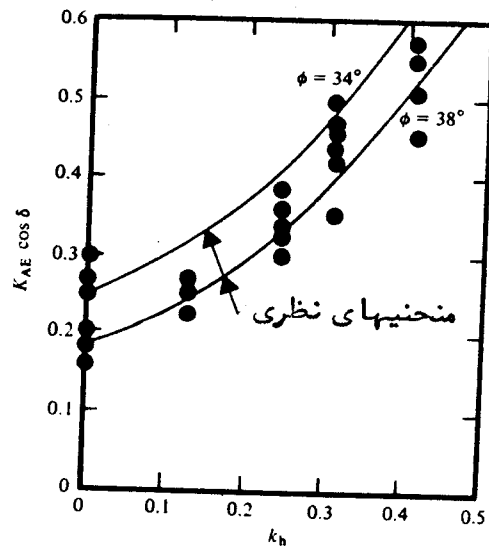
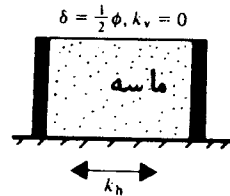
شکل ۵ - تاثیر شیب بالای خاکریز بر K_{AE}



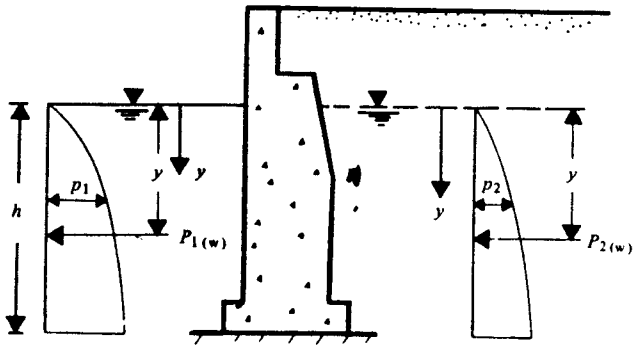
شکل ۴ - تاثیر زاویه اصطکاک خاک بر K_{AE}



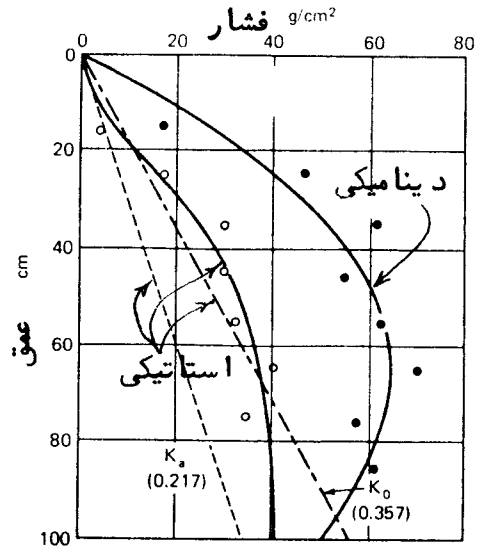
شکل ۷ - مقایسه نتایج آزمایش با منحنی نظری



شکل ۶ - مقایسه نتایج آزمایش با منحنیهای نظری



شکل ۹ - اثر هیدرودینامیکی آب بر دیوار ساحلی



شکل ۸ - توزیع فشارهای خاک

فهرست منابع

- 5- Seed, H.B., and Whitman, R.V., "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads," Proc., Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, 1970.
- 6- Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, IS 1893-1975, Third Edition, 1975.
- 7- Nazarian, H.N., and Hadjian, A.H., "Earthquake-Induced Lateral Earth Pressures on Structures," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT9, 1979.
- 1- Das, B.M., "Fundamentals of Soil Dynamics," Ch. 9, Lateral Earth Pressure on Retaining Walls, Elsevier, Second Printing, 1984.
- 2- Prakash, S., "Soil Dynamics," Ch. 5, Dynamic Earth Pressure Problem and Retaining Wall, McGraw-Hill, 1981.
- 3- Bowles, J.E., "Foundation Analysis and Design," Ch. 11, Lateral Earth Pressure, McGraw-Hill, Third Edition, 1982.
- 4- Richards, R., and Elms, D.G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT4, 1979.