

بازنگری روش مونونوبه- اوکابه و ارایه راهکاری مکمل در طراحی لرزه‌ای دیوارهای حایل*

محمود یزدانی، استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران
علی آزاد، کارشناس ارشد، شرکت مهندسی مشاور سازه، تهران، ایران
E-mail: myazdani@modares.ac.ir

چکیده

از آنجا که دیوارهای حایل به عنوان بخشی از ساختار حمل و نقل جاده‌ای در بسیاری از موارد سهم قابل توجهی را در هزینه تمام شده راهها و همچنین ایمنی جاده‌ها در شرایط زلزله‌خیز کشور بر عهده دارند، تخمین دقیق‌تر نیروهای فشار جانبی خاک بر دیوارهای حایل در حالت زلزله و در نتیجه ارایه یک طرح ایمن و در عین حال اقتصادی بسیار با اهمیت است. در این ارتباط روش مونونوبه- اوکابه در تخمین نیروهای فشار جانبی خاک در حالت زلزله با وجود قدمت زیاد همچنان جزء متداول‌ترین روش‌هاست که توسط مهندسی سازه و ژئوتکنیک در طراحی دیوارهای حایل مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش که با ارایه یک حل بسته ریاضی روابطی را برای محاسبه نیروهای فشاری فعال و منفعل وارده بر دیوار در حالت لرزه‌ای در اختیار می‌گذارد، مبتنی بر فرضیاتی است که علیرغم ساده‌سازی مسئله در برخی موارد مشکلات محاسباتی را برای کاربران ایجاد کرده و یا منجر به عدم تخمین درست نیروها و در نتیجه غیراقتصادی و یا غیر ایمن شدن طرح دیوار می‌شوند. از مهم‌ترین محدودیتهای این روش می‌توان به هندسه ساده نیمرخ زمین در پشت دیوار، ناتوانایی در وارد کردن نقش پارامتر چسبندگی خاک و همچنین در نظر نگرفتن سطح آب زیرزمینی اشاره کرد. در این تحقیق سعی شده است با رجوع به تئوری اصلی کولمب در محاسبه فشار جانبی خاک بر دیوارهای حایل و بر مبنای روش محاسبات تکراری گوه‌های لغزشی، کلیه محدودیتهای بالا در روش مونونوبه- اوکابه رفع شود.

واژه‌های کلیدی: دیوارهای حایل، روش مونونوبه - اوکابه، تعادل حدی، فشار جانبی خاک

1. مقدمه

خاک، در پایدارسازی و فرم‌دهی به ساختار و بدنه شاهراه‌ها، جاده‌ها و به طور کلی مسیرهای حمل و نقل شهری و غیرشهری در کنار طرح هندسی راه و سایر ابنیه فنی مورد استفاده فراوان قرار می‌گیرند. با توجه به موارد مشاهده شده در ناپایداری برخی از این سازه‌ها در هنگام زلزله، بازبینی فرآیند طراحی که عمدتاً

ویژگی حیاتی حمل و نقل در ساختار ارتباطی عصر امروز، ارزش ایمن‌سازی راهها و بی‌خطرکردن دسترسی‌ها را روشن می‌کند. از جمله مواردی که به فراوانی در مسیرهای جاده‌ای بکار برده می‌شوند و قطعاً بخشی از ایمنی راه را تأمین می‌کنند سازه‌های نگهدارنده هستند. دیوارهای حایل به‌عنوان رایج‌ترین سازه‌های نگهدارنده

اساسی سازه‌های حایل، پرداختن به رفتار لرزه‌ای آنها و شناسایی نقاط ضعف رویه‌های رایج طراحی اهمیت می‌یابد. در این میان روش مونونوبه - اوکابه [10 و 11] برای برآورد نیروهای رانشی دیوارهای حایل در حالت زلزله کاربردی فراگیر یافته است. این روش با الهام از روش کولمب به تعیین ضرایب رانش فعال و منفعل خاکهای دانه‌ای در حالت زلزله می‌پردازد. در این روش اثر بارگذاری دینامیکی زلزله، به صورت شبه استاتیکی به وسیله ضرایب زلزله افقی و قائم که بر جرم گسیخته شده پشت دیوار وارد می‌شوند، تأمین می‌شود. این روش پس از گذشت سالها و ارایه روشهای پیچیده‌تر و دقیق‌تر دینامیکی و عددی هنوز جزو اولین گزینه‌های مهندسان طراح در طراحی دیوارهای حایل است. در کنار همه برتریهای روش مونونوبه - اوکابه مانند آسانی استفاده، مشکل عمده متوجه فرضیه‌های ساده کننده‌ای است که گاهی اوقات با واقعیت‌های مهندسی همخوانی ندارند و مهندسين را به طراحی دست بالا و یا استفاده از ضرایب تجربی وادار می‌کنند. در راستای رفع محدودیت‌های روش مونونوبه - اوکابه، این تحقیق تلاش دارد تا بر اساس اصول کلی روش تعادل حدی که در روشهای کولمب و مونونوبه - اوکابه نیز مورد استفاده قرار گرفته است و با به خدمت گرفتن روشهای محاسباتی حل دیاگرام نیروها، به تعیین ضرایب رانش خاک در حالت زلزله بپردازد. با استفاده از این راهکار می‌توان بر بعضی محدودیت‌های روش مونونوبه - اوکابه نظیر ممتد بودن شیب سطح زمین خاک پشت دیوار، در نظر نگرفتن آب، در نظر نگرفتن چسبندگی و همچنین عمق ترک خوردگی فایق آمد. به این ترتیب می‌توان با ارایه یک طرح ایمن و پایدار در مقابل زلزله، هزینه‌های ساخت ناشی از اعمال فرضیات محافظه کارانه را نیز کاهش داد.

2. روش مونونوبه - اوکابه

مونونوبه و ماتسو [10] در سال 1929 و اوکابه [11] در سال 1926، روشی را برای تعیین ضرایب رانش خاکهای دانه‌ای در حالت زلزله ارایه کردند. این روش که به روش مونونوبه - اوکابه مشهور شد در واقع روش بسط یافته کولمب [1] است که با در نظر گرفتن نیروهای اینرسی زلزله وارد بر گوه گسیختگی به صورت شبه استاتیکی، ضرایبی را جهت تعیین فشار جانبی خاک در حالات فعال و منفعل ارایه می‌کند. این روش همانند سایر روشهای حل بسته در مهندسی ژئوتکنیک مبتنی بر فرضیات ساده کننده هندسی، رفتاری مصالح و بارگذاری بوده و از روشهای حل

بر اساس روش متداول مونونوبه - اوکابه انجام می‌گیرد و به ویژه در کشور ما که از نظر تقسیم‌بندی لرزه‌ای جزو مناطق با خطر نسبی زیاد است اهمیت می‌یابد. تحقیق حاضر که به بازنگری این روش پرداخته است، با روندی مشابه و بر اساس تحلیل‌های تعادل حدی، راهکاری ساده برای محاسبه و طراحی دیوارهای حایل پیشنهاد می‌کند. نتایج این تحقیق، ساده‌سازی‌های صورت گرفته در حل بسته روش مونونوبه - اوکابه را عامل اصلی اختلافات دانسته که در برخی موارد می‌تواند به طراحی غیر اقتصادی و یا غیرایمن دیوارهای حایل منجر شود.

شکل 1 نمونه‌ای از بکارگیری دیوارهای نگهبان را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. کاربرد زیاد این سازه‌ها موجب شد که نظریه فشارجانبی خاک جزء اولین گروه از نظریه‌های ارایه شده در مکانیک خاک کلاسیک قرار گیرد. تئوریهای فشار جانبی خاک کولمب در 1776 [1] و رانکین در 1857 [2]، جهت تعیین فشار جانبی خاک در دو حالت فعال و منفعل، ضرایبی را به عنوان ضرایب رانش خاک فعال و منفعل پیشنهاد می‌کنند که در واقع نسبت تنش‌های افقی به قائم در پشت دیوار بوده و به توزیع نیروی رانش در ارتفاع دیوار منجر می‌شود.

با وجود قدمت و تجربه فراوان در این امر، هنوز کم و بیش شاهد گزارش‌هایی از خرابی و گسیختگی سازه حایل و خاک به ویژه در روبه‌روی با نیروهای زلزله در سراسر جهان هستیم. کشور ما ایران که در پهنه‌بندی لرزه‌ای در ناحیه با خطرپذیری زیاد قرار دارد نیز از این قاعده مستثنی نیست. گزارش زلزله‌های اخیر در کشور حاکی از تخریب تعدادی از دیوارهای حایل است. این گزارش‌ها نشان می‌دهند که برخی از دیوارهای حایل در زلزله بم، زلزله منجیل و زلزله چالوس یا به کلی ویران شده و یا به صورت موقت کارآیی خود را از دست داده‌اند [3 و 4]. این تجربه در سایر کشورها نیز شایع است. در ایالات متحده و ژاپن سالانه تعدادی از سازه‌های نگهبان در هنگام زلزله‌های متوسط با مشکل پایداری روبه‌رو می‌شوند [5 و 6]. شکل‌های 2 تا 5 نمونه‌ای از خرابی دیوارهای حایل در اثر زلزله‌های بزرگ جهان را نشان می‌دهند [7، 8 و 9].

این بحث گذشته از آسیب‌های جبران‌ناپذیر انسانی و اقتصادی و اتلاف سرمایه‌های ملی راه‌ها، به علت مسدودکردن مسیر و خارج کردن آن از خدمت رسانی مناسب پس از زلزله باعث اختلال در شریانهای حیاتی شده و بنابراین مدیریت بحران و امداد رسانی را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهد. با توجه به موارد عنوان شده و نقش

خود بیانگر یک حالت ناپایداری موضعی برای شیروانی خاکی بالای دیوار باشد.

(4) تقریباً در اکثر موارد شیب خاکریز پشت دیوار محدود است که با فرض نامحدود بودن در روش مونونوبه - اوکابه ناسازگار است. شکل 1 حالتی از هندسه نیمرخ سطح زمین را نشان می‌دهد که بسیاری از موارد رایج دیوارهای حایل را در بر می‌گیرد. این وضعیت با هندسه ساده شکل 3 که روش مونونوبه- اوکابه بر آن استوار است تفاوت دارد. به همین سبب مهندسیین طراح در پروژه‌های راهسازی با وجود تنوع پروفیل و هندسه خاکریزها ناچار به استفاده از روشهای معادل و شبیه‌سازی برای تطابق با روش مونونوبه- اوکابه می‌شوند.

4. رفع محدودیتهای روش مونونوبه - اوکابه

برای رفع محدودیتهای روش مونونوبه- اوکابه می‌توان از اصول کلی روش تحلیل تعادل حدی و حل دیگرام نیروها برای گوه‌های با ρ_a و ρ_b مختلف با روشهای محاسباتی تکراری و اکسترمم یابی ساده و نه به روش مشتق‌گیری استفاده کرد. به این ترتیب خواهیم توانست تا شرایط واقعی‌تری را که روش مونونوبه - اوکابه با ساده سازیهای خود با هدف ارایه یک حل بسته، قادر به در نظر گرفتن آنها نبوده است، در محاسبه فشار جانبی خاک منظور کنیم. اگرچه به علت پیچیده‌تر شدن روابط و اضافه شدن پارامترهای متغیر نمی‌توان به حل بسته تحلیلی و ارایه ضرایب رانشل در قالب روابط ریاضی دست یافت، اما روش حل محاسباتی که در اینجا استفاده خواهد شد هم به علت سادگی و هم دسترسی آسان به رایانه روشی مناسب و کاربردی است.

1-4- تعریف و چارچوب مسأله

طبق شکل 7 فرض می‌شود که تغییر مکان دیوار باعث تشکیل گوه گسیختگی در پشت یا جلوی دیوار شده و با توجه به جهت حرکت دیوار فشار جانبی فعال یا منفعل را به وجود می‌آورد. شکل 7 نیروهای موثر بر گوه گسیخته شده را در دو حالت نشان می‌دهد. پارامترهای متغیر در این مسأله در جدول 1 معرفی شده‌اند. همان گونه که مشخص است عمده تفاوت میان این مسأله با روش مونونوبه- اوکابه در موارد زیر خلاصه می‌شود که در راستای رفع محدودیت‌ها می‌باشد:

دقیق ریاضی برای یافتن جواب استفاده می‌کند. تحقیقات بیشتر در مورد روش مونونوبه - اوکابه توسط سید و ویتمن [12] در سال 1970 انجام شد. آنها پس از مقایسه نتایج آزمایشگاهی بر ضرایب فعال این روش صحه گذاشتند و روشی را نیز برای تعیین محل اثر برآیند نیروی جانبی ارایه کردند. هرچند که آنها ضرایب حالت منفعل را نامطمئن دانستند. پس از سید و ویتمن محققان دیگری نیز برای کنترل و مقایسه روشهای پیشنهادی خود و یا بنا به نیاز روش مونونوبه- اوکابه را مورد ارزیابی قرار داده‌اند. از آن جمله می‌توان به گزارش فنگ و چن [13] در مورد نحوه اعمال ضرایب زلزله نام برد. شکل 6 هندسه و پارامترهای اصلی روش مونونوبه - اوکابه را نشان می‌دهد. روش یاد شده با ارضای معادلات استاتیک نیرویی برای یک گوه گسیختگی صلب و اکسترمم‌یابی فشار جانبی خاک، یک حل بسته برای تعیین ضرایب رانش خاک ارایه می‌کند. در این روش فرض شده است که سطح گسیختگی زیر گوه مستوی بوده و معیار گسیختگی آن مور- کولمب بدون چسبندگی و با رفتار صلب خمیری کامل است. بر اساس تعاریف این شکل، مقدار ضرایب رانش و نیز کل نیروهای فشاری جانبی بر اساس روابط 1 تا 3 قابل محاسبه است. در این روابط P_a و P_p به ترتیب کل نیروهای فشار جانبی حالت فعال و منفعل هستند که برآیند آنها در $1/3$ ارتفاع دیوار به دست می‌آید.

3. محدودیتهای روش مونونوبه - اوکابه

در کنار تمام مزایا و سهولت کاربرد روش مونونوبه - اوکابه، محدودیتهای ناشی از فرضیات ساده‌کننده خصوصاً روبه رویی با مسایل رایج مهندسی مانند دیوارهای حایل راهها، باعث بروز اختلاف با واقعیت و احیاناً ناکارآمدی و ناتوانی این روش می‌شود که از آن جمله موارد زیر چشمگیرتراند:

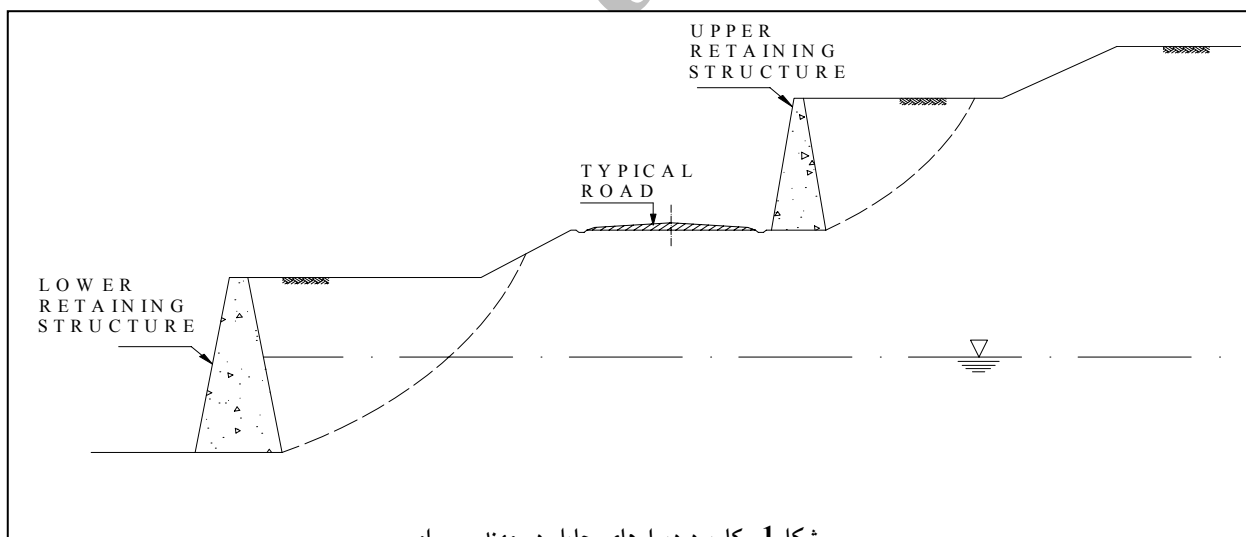
- (1) مقاومت چسبندگی خاک در آن در نظر گرفته نمی‌شود و تنها برای خاکهای دانه‌ای ($C=0$) معتبر است. به همین دلیل از تأثیر عمق ترک کششی نیز صرف‌نظر می‌شود.
- (2) در صورت وجود آب در پشت دیوار، مستقیماً نمی‌توان تأثیر حضور آب را در روابط و ضرایب در نظر گرفت و در برخی موارد آیین‌نامه‌ها از ضرایب اصلاحی در این مورد استفاده می‌کنند.
- (3) با توجه به حل بسته تحلیلی امکان حل برای حالتی که $\phi-\beta$ $\theta \leq 0$ باشد وجود ندارد. اگرچه ممکن است این شرط حدی

$$K_a (\text{Rankine}) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad Z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (4)$$

2-4-2 دیانگرام نیروها

بر اساس نظریه تعادل حدی، تلاشهای برشی بر روی سطح گسیختگی در حد نهایی خود موسوم به مقاومت برشی هستند. در این مسأله، سطوح گسیختگی شامل سطح دو خطی برش در خاک و سطح لغزش مستوی بین دیوار و خاک است که بر روی این سطوح تلاشهای برشی و نرمال بر اساس معیار گسیختگی مور-کولمب با پارامترهای مربوطه (C و ϕ در خاک و C' و δ بین خاک و دیوار) به یکدیگر مرتبطند. از برقراری رابطه تعادل بین نیروهای مؤثر بر جرم گوه گسیختگی طبق قوانین ایستایی، می توان برای هر سطح لغزش مقدار فشار جانبی ناشی از آن را تعیین کرد. شکل 9 دیانگرام نیروها را برای دو حالت فعال و منفعل نشان می دهد.

- (1) هندسه شیب و خاکریز در بالای دیوار به صورت جامع تری مدل شده تا موارد معمول را بهتر پوشش دهد. به عنوان نمونه می توان از دیوار حایل احداث شده در کناره اتوبان شهید همت در تهران شکل 8 نام برد که تطابق خوبی با هندسه شکل 7 دارد. شکل 8 دیوار حایل دیگری در یکی از خیابانهای تهران را نشان می دهد که بیانگر حالت رایج این نوع هندسه خاک در پشت دیوارهای حایل راه می باشد.
- (2) علاوه بر چسبندگی خاک، چسبندگی ظاهری میان دیوار و خاک نیز در نظر گرفته می شود.
- (3) سطح آب زیرزمینی بصورت ایستایی در مدل وارد شده تا در ضرایب رانش به صورت مستقیم اعمال شود.
- (4) عمق ترک خوردگی Z_0 ناشی از ترک کششی که باعث تغییر سطح گسیختگی از خطی به دوخطی می شود در نظر شده است. برای محاسبه Z_0 فرض می شود که خاک در شرایط رانکین دچار ترکهای کششی می شود و بنابراین خواهیم داشت:



شکل 1. کاربرد دیوارهای حایل در مهندسی راه



بازنگری روش مونونوبه- اوکابه و ارایه راهکاری مکمل در طراحی...

شکل 2. خرابی دیوار و جاده در اثر زلزله Mid-Nigata ژاپن به بزرگی 6/8 ریشتر در 5 دسامبر 2004



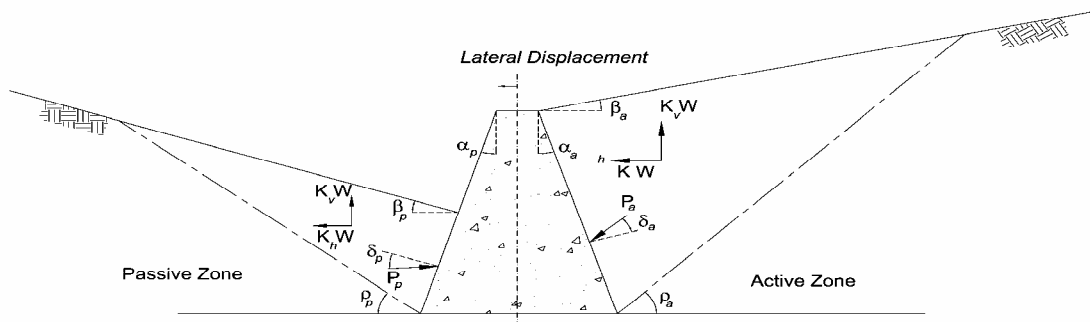
شکل 3. نمونه خرابی دیوار و جاده در اثر زلزله السالوادور در ژانویه 2001



شکل 4. نمونه خرابی دیوار و ریل راه آهن در اثر زلزله نیگاتای ژاپن در سال 2004



شکل 5. نمونه خرابی دیوار حایل مسلح و جاده در اثر زمین لغزش در کره جنوبی در ژوئیه 2004



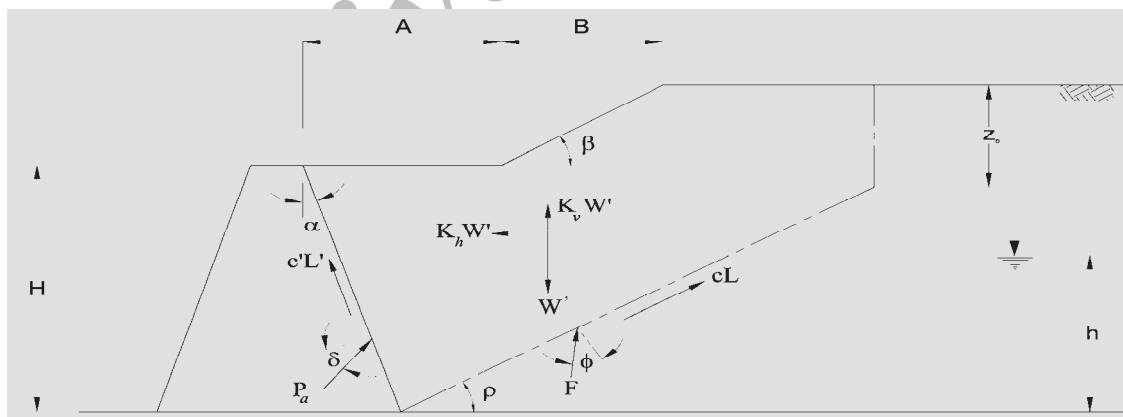
شکل 6. هندسه و متغیرهای روش مونونوبه - اوکابه

$$\begin{Bmatrix} P_a \\ P_p \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \begin{Bmatrix} K_a \\ K_p \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} K_a \\ K_p \end{Bmatrix} = \frac{\cos^2(\varphi \mp \alpha - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta \pm \alpha + \theta) \times \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi \mp \beta - \theta)}{\cos(\delta \pm \alpha + \theta) \times \cos(\beta - \alpha)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (2)$$

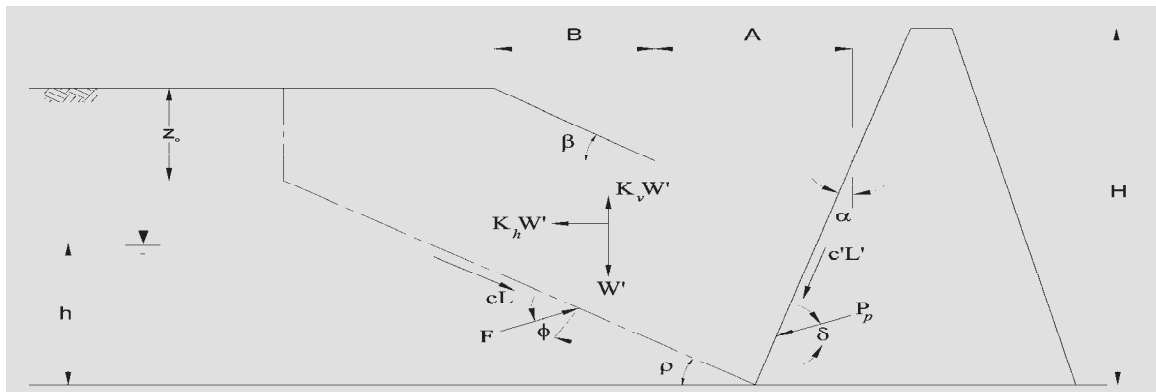
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \quad (3)$$

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} ; K_a (\text{Rankine}) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (4)$$



شکل 7- الف. مدل پیشنهادی برای حالت فعال

بازنگری روش مونونوبه- اوکابه و ارایه راهکاری مکمل در طراحی...



شکل 7- ب. مدل پیشنهادی برای حالت منفعل



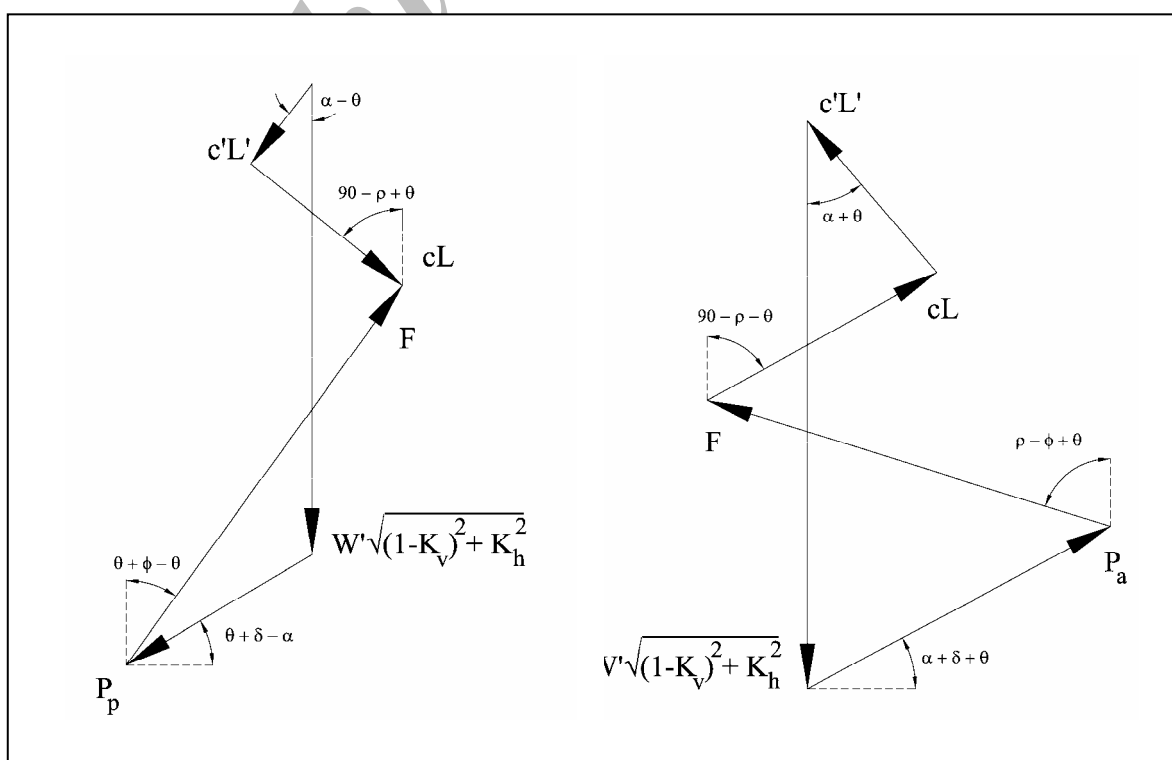
شکل 8- الف. دیوار حایل احداث شده در اتوبان همت، تهران



شکل 8- ب. دیوار حایل کنار خیابان برای پایدارسازی شیب و ایمن‌سازی ساختمانهای مسکونی بالای شیب

جدول 1. متغیرهای روش پیشنهادی

ارتفاع دیوار	H	فاصله پای شیب از لبه بالای دیوار	A
ارتفاع آب	h	طول تصویر افقی بخش شیبدار سطح زمین	B
زاویه شیب سطح دیوار	α	زاویه اصطکاک داخلی خاک	ϕ
زاویه اصطکاک خاک و دیوار	δ	چسبندگی خاک	c
شیب سطح زمین با افق	β	چسبندگی تماسی خاک و دیوار	c'
وزن مخصوص خاک	γ	ضریب شتاب افقی زلزله	K_h
وزن مخصوص خاک در حالت اشباع	γ_{sat}	ضریب شتاب قائم زلزله	K_v



شکل 9. دیاگرام نیروهای مؤثر بر گوه در حالات فعال و منفعل

3-4 روش حل

حالات فعال و منفعل پرداخته می‌شود. فشار جانبی حالت فعال، بیشینه مقدار به دست آمده از فشارهای جانبی کل برای گوه‌های مختلف است.

این مقدار برای حالت منفعل کمینه نتایج خواهد بود. به عبارت دیگر اکسترمم یابی به روش محاسباتی انجام می‌گیرد. این روش به صورت گام به گام در فلوچارت‌های شکل 10 آورده شده است. شکل 11 نیز نمونه‌ای از تیپ خروجی و اکسترمم‌یابی عنوان شده را به صورت گرافیکی نشان می‌دهد.

تعدد پارامترهای موجود از یک سو و غیرخطی شدن روابط تعادل از سوی دیگر باعث می‌شود که یافتن اکسترمم تابع به روش تحلیلی ریاضی (مشتق‌گیری) عملی نباشد. به همین سبب در این جا از روش حل محاسبات تکراری کمک گرفته می‌شود. روش حل به این صورت است که ابتدا برای یک گروه گوه‌های گسیختگی با متغیر مستقل p ، مقدار کل فشار جانبی خاک هر گوه پس از حل یک دستگاه ساده معادلات درجه اول دو بعدی تعیین می‌شود. سپس در میان نتایج به جستجوی فشار جانبی

5. مطالعه پارامتریک

وجود شیب محدود چشم پوشی می‌شود. شکل 12 نتایج این تحلیل را برای مقادیر متفاوت β در دامنه تغییرات B/H در دو حالت فعال و منفعل نشان می‌دهد. با یک نگاه کلی مشخص می‌شود که روش مونونوبه - اوکابه برای $\beta \geq 20$ قادر به ارایه جواب نیست. حال آن که روش پیشنهادی محدودیتی در این مورد ندارد. نمودارها حاوی این نکته هستند که هرچه بر مقدار زاویه شیب پشت دیوار (که دارای پهنای محدود است) افزوده می‌شود، اختلاف میان روش حاضر (که واقعی‌تر تلقی می‌شود) با روش مونونوبه - اوکابه بیشتر می‌شود. این تأثیر در دامنه B/H های کم، واضح‌تر بوده و هرچه بر این مقدار اضافه می‌شود از میزان اختلاف نیز کاسته می‌شود. نتایج ارایه شده به این معنی است که اگر تغییرات شیب از صفر به β در محدوده نزدیک به دیوار (تقریباً $B/H < 1$) اتفاق بیفتد قطعاً اختلاف زیادی را در فشار جانبی ایجاد خواهد کرد. این در حالیست که با دور شدن از دیوار، تفاوت نامحسوس‌تر است. این تحلیل ساده نشان می‌دهد که برای محدوده عنوان شده که تغییرات شیب در نزدیکی دیوار باشد، استفاده از روش مونونوبه - اوکابه بدون در نظر گرفتن مستقیم هندسه موجود، در حالت فعال روشی غیراقتصادی و در حالت منفعل روشی غیر ایمن خواهد بود.

ارایه کلیه نتایج حاصل از مطالعه پارامتریک جامع به علت حجم تحلیل‌ها در این مقاله امکان‌پذیر نیست. از همین رو در این قسمت سعی شده تا با ارایه نمونه‌های ساده برای نشان دادن توانایی‌های روش پیشنهادی در قالب یک مثال، تأثیر پارامترهای اساسی ارزیابی شود. در مثال‌های این بخش دیواری قائم به ارتفاع 10 متر با خاکریزی به وزن مخصوص طبیعی معادل 2 گرم بر سانتی‌متر مکعب در نظر گرفته شده است. سایر متغیرها در هر مسأله منعکس شده و اگر همانند پارامتر A از آن سخنی به میان نیامده برابر صفر فرض می‌شود.

1-5 تأثیر هندسه خاکریز پشت دیوار

برای ارزیابی هندسه‌های متفاوت شیب، خاکریزی با مقادیر β و B/H متفاوت با ضریب اصطکاک داخلی 30 درجه در نظر گرفته شد. به علاوه فرض می‌شود که ضریب زلزله افقی برابر $0/2$ نیز بر دیوار وارد شود. این مسأله هم به کمک روش پیشنهادی این تحقیق و هم با کمک روش مونونوبه - اوکابه مورد تحلیل قرار گرفت. یادآوری می‌شود که نتایج روش مونونوبه - اوکابه با در نظر گرفتن زاویه شیب خاکریز برابر با مقدار متناظرش β به دست آمده است. هرچند که ممکن است چنین ادعا شود که برای چنین شیبی انتخاب زاویه شیب خاک برابر β دور از ذهن است، اما معمولاً در پروژه‌های مهندسی به علت نبودن روش کاربردی‌تر مشابه و برای قرارگیری در حاشیه اطمینان از

2-5 تأثیر سطح آب زیرزمینی در پشت دیوار

همان طور که عنوان شد، روش مونونوبه - اوکابه قادر به در نظر گرفتن سطح آب زیرزمینی در پشت دیوار نیست. برای

Total Pressure(M-O)=

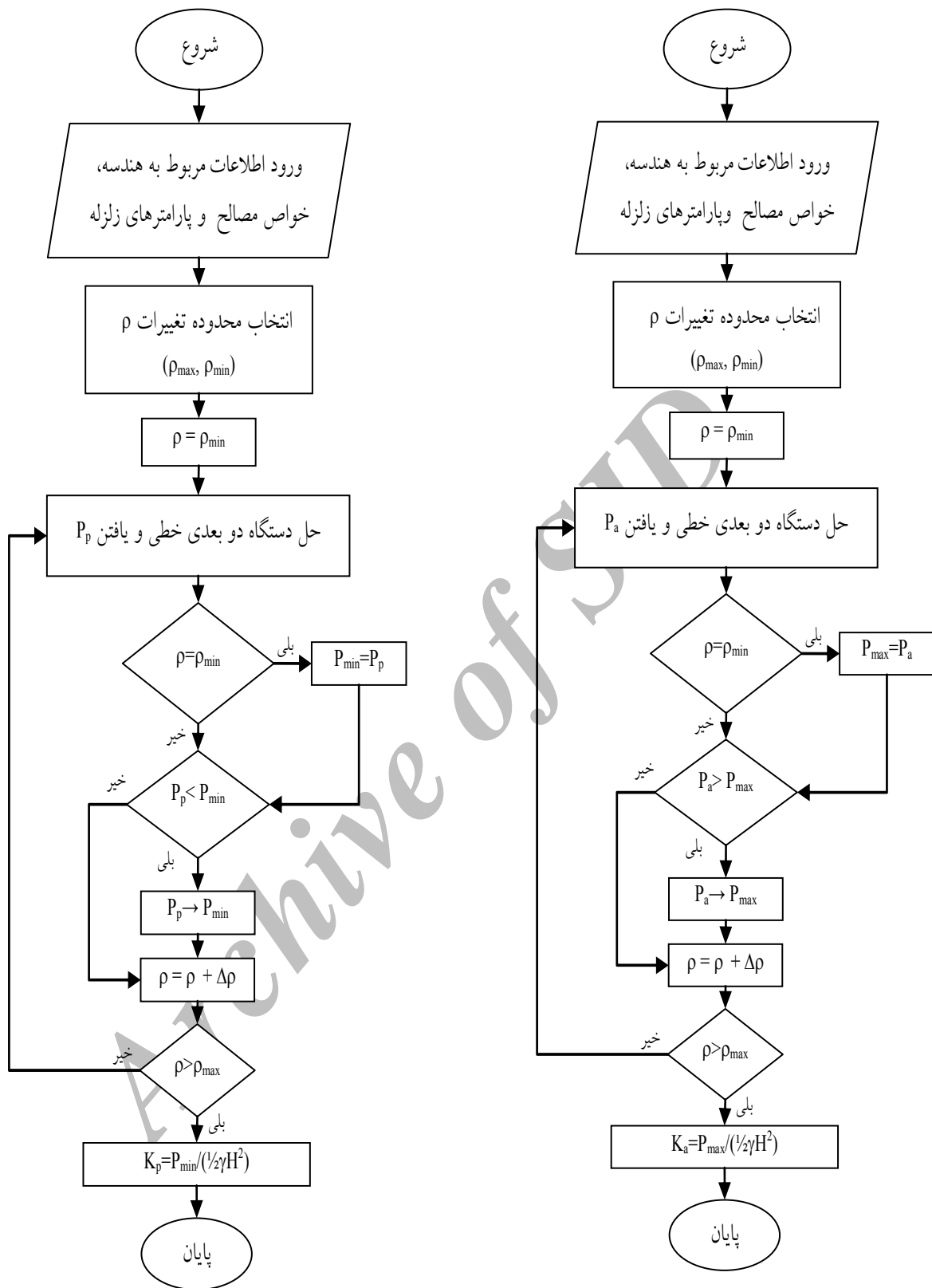
$$\left(\frac{1}{2} \gamma (H-h)^2 + \gamma h (H-h) + \frac{1}{2} \gamma' h^2 \right) \times K_a$$

$$\text{Total Pressure(This Study)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times K_a$$

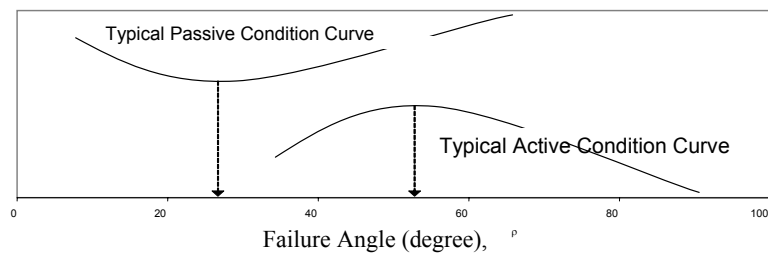
تفاوت مقدار K_a در دو رابطه 5 و 6 در این است که در روش مونونوبه- اوکابه (M-O) این مقدار برای حالت کاملاً خشک محاسبه می‌شود اما در رابطه 6 تأثیر عمق آب که باعث غرقاب شدن پایین گوه می‌شود بر اساس تعادل نیروهای موثر وارد بر گوه در نظر گرفته می‌شود. در حالت منفعل نیز رابطه مشابه برقرار است. نتایج تحلیل برای مثال فوق برقراری مقایسه دو رابطه 5 و 6 در شکل 14 آورده شده است. همان گونه که پیداست استفاده از روش مونونوبه - اوکابه مقدار کل فشار جانبی خاک را کمتر از حالت واقعی به دست می‌دهد. این موضوع دقیقاً انعکاس در نظر نگرفتن آب در معادلات تعادل است.

نشان دادن توانایی‌های روش پیشنهادی، نمونه دیواری با $\beta = 15^\circ$, $B/H=2$, $\varphi = 30^\circ$ و $K_h=0/2$ انتخاب شد. با دقت در نمودار مربوط به $\beta = 15^\circ$ در شکل 12 می‌توان دریافت که به ازای $B/H=2$ نتایج با روش مونونوبه- اوکابه در حالت بدون آب کامل یکسان است. اگر $\gamma = \gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ g/cm}^3$ فرض شود، می‌توان تأثیر سطح آب زیرزمینی را به وسیله روش پیشنهادی در شکل 13 نشان داد. با دقت در این شکل می‌توان دریافت که بالا آمدن سطح آب زیرزمینی به تدریج باعث کاهش ضریب رانش در دو حالت فعال و منفعل می‌شود، اما در روش مونونوبه- اوکابه برای حل این مسأله یا باید از ضرایب اصلاحی آیین‌نامه‌ها کمک گرفت و یا برای تعیین کل فشار، ضریب رانش در منطقه خشک و تر را در وزن مخصوص مؤثر همان منطقه اثر داد. یعنی:

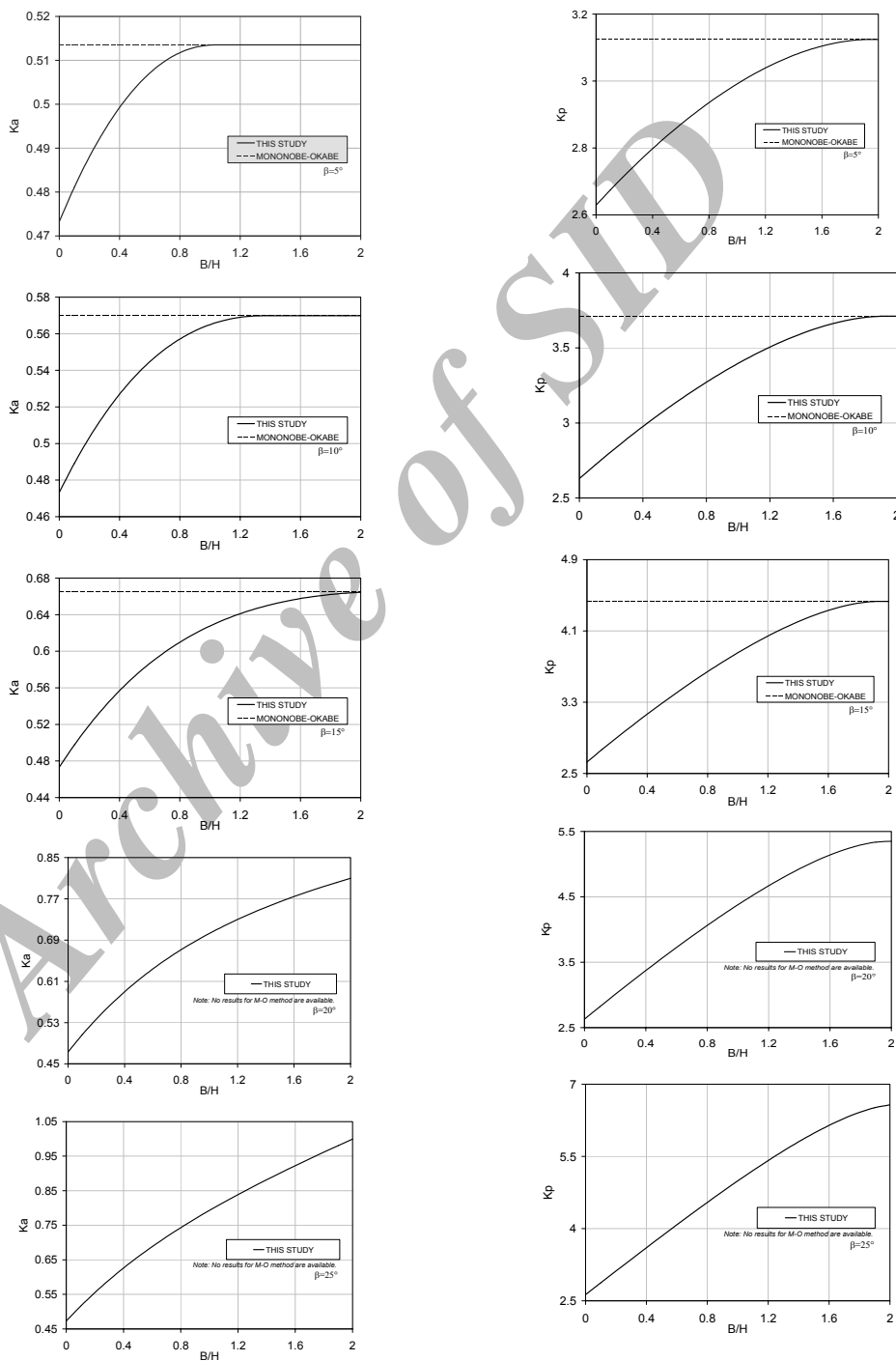
Archive of SID



شکل 10. فلوجارت حل در حالات فعال و منفعل

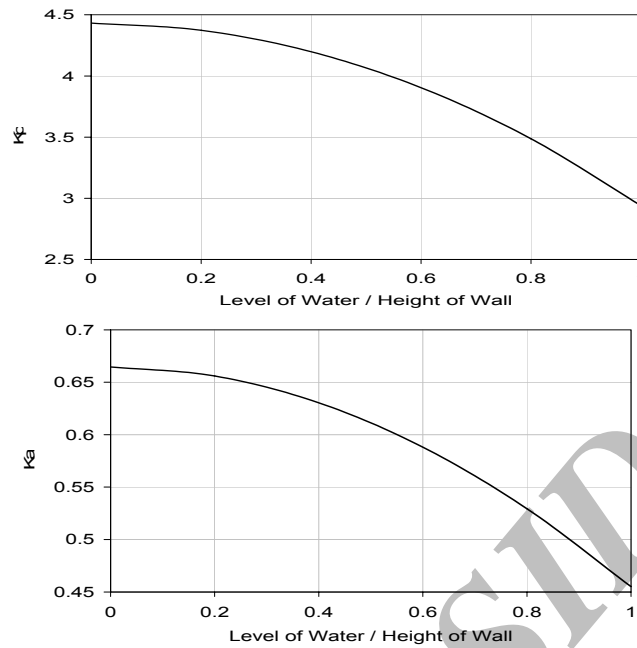


شکل 11. اکسترمیابی در حالات فعال و منفعل

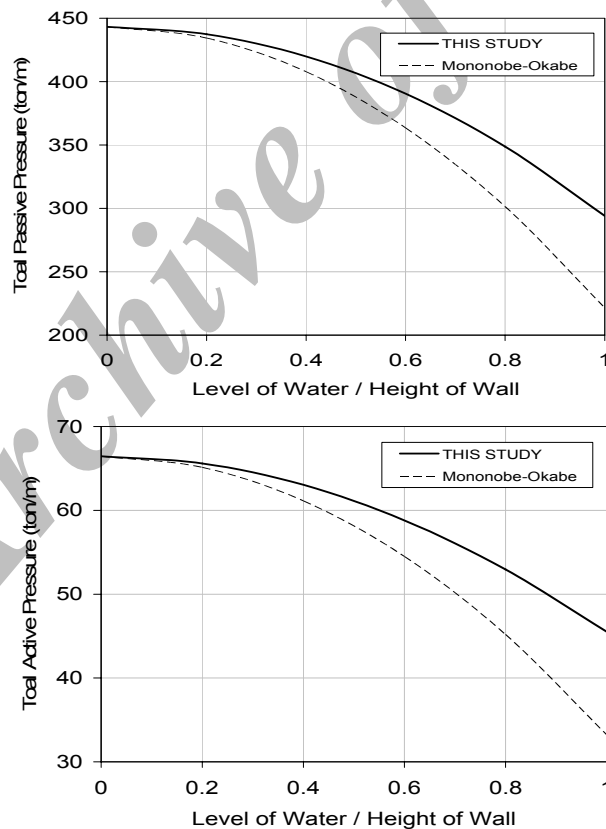


شکل 12. مقادیر ضریب رانش خاک برای هندسه‌های متفاوت خاکریز به ازای $\varphi = 30^\circ$ و $K_h = 0/2$

بازنگری روش مونونوبه- اوکابه و ارایه راهکاری مکمل در طراحی...

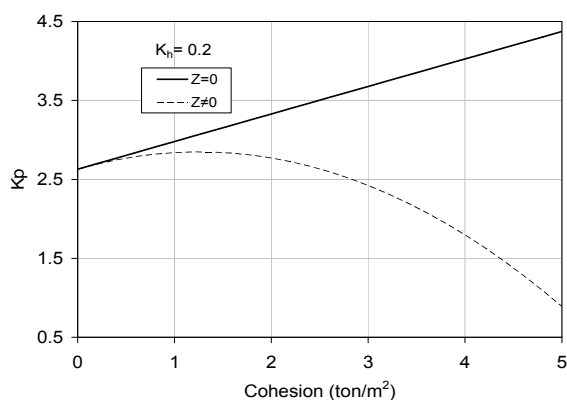
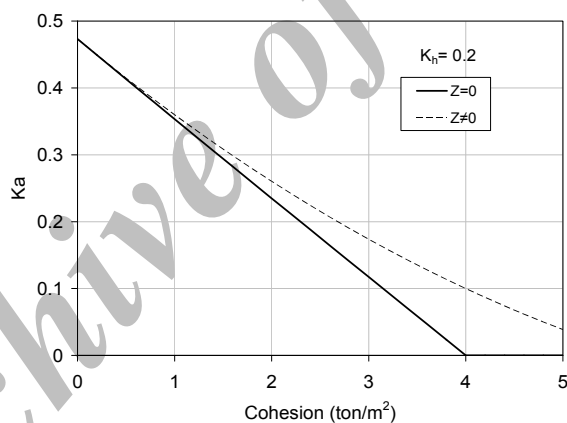
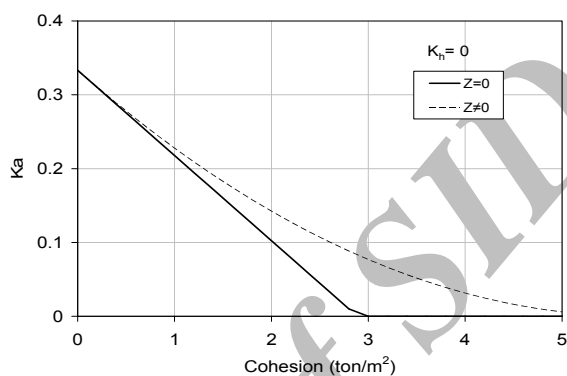
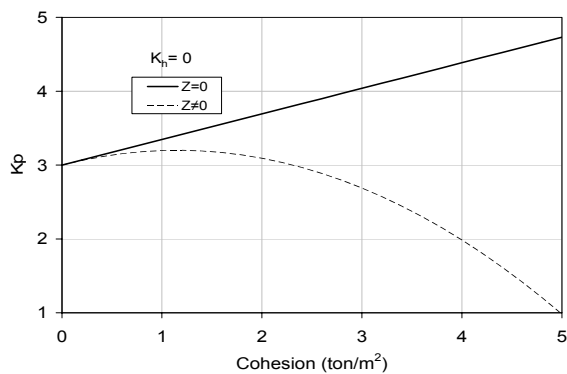


شکل 13. تأثیر سطح آب زیرزمینی بر روی ضرایب رانش خاک به ازای $\beta = 15^\circ$, $B/H=2$, $\phi = 30^\circ$ و $K_h=0/2$



شکل 14. تأثیر سطح آب زیرزمینی بر روی کل فشار رانش خاک به ازای $\beta = 15^\circ$, $B/H=2$, $\phi = 30^\circ$ و $K_h=0/2$ و مقایسه با روش مونونوبه- اوکابه

یزدانی و آزاد



شکل 15. تاثیر چسبندگی و ترک کششی بر روی فشار رانش خاک
به ازای $\beta = 0^\circ$ ، $B/H = 0$ و $\phi = 30^\circ$ و مقایسه با روش مونونوبه-اوکابه

نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که روش پیشنهادی که بر اساس اکسترم‌یابی عددی نیروهای فشار جانبی گوه‌های لغزشی استوار است، قابلیت پوشش دادن کلیه محدودیت‌های روش مونونوبه- اوکابه را دارد. به این ترتیب می‌توان تأثیرات عوامل مختلفی چون هندسه غیرخطی سطح زمین پشت دیوار، مقاومت چسبندگی مصالح و عمق ترک کششی و همچنین سطح آب زیرزمینی را که در روش مونونوبه- اوکابه قابل بررسی نیست، براحتی در تعیین نیروهای رانش فعال و منفعل خاک ارزیابی نمود. از این روش می‌توان نیروهای فشار جانبی خاک بر دیوارهای حایل را چه در حالت استاتیکی و چه در حالت لرزه‌ای تعیین کرد. با توجه به اینکه مبنای محاسبه نیروهای فشار جانبی خاک، حل دیاگرام نیروهای وارده بر گوه‌های لغزشی بر اساس روش تعادل حدی است، می‌توان با تهیه یک برنامه ساده کامپیوتری براحتی مقادیر بیشینه و کمینه نیروهای رانش را به ترتیب در حالات فعال و منفعل به صورت محاسباتی به دست آورد. بنابراین در عمل کاربرد این روش توسط مهندسين طراح دیوارهای حایل به سادگی قابل انجام است. با توجه به تأثیر شدید ارتفاع دیوار بر نیروهای رانش خاک، برای دیوارهای حایل بلند تفاوت مقادیر به دست آمده نیروهای رانش خاک به کمک این روش پیشنهادی که دقیق‌تر است با مقادیر به دست آمده از روش مرسوم ونونوبه- اوکابه می‌تواند قابل ملاحظه بوده و در طرح نهایی دیوار بسیار مؤثر باشد.

7. مراجع

1. Coulomb, C. A. (1976) "Essai sur une application des maximis et minimis a quelques problems de statique relatifs a l'architecture", Memoires de l'Academie Royal Pres Divers Savants, Vol. 7.
2. Rankin, W. (1857) "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.

لازم به یادآوری است که تحلیل‌های مقدماتی نشان می‌دهند تنها برای دیوارهایی با خاکریز افقی هم تراز با بالای دیوار که اصل جمع آثار قوا برقرار است، روابط 5 و 6 نتایج کاملاً یکسانی دارند و در سایر حالات متفاوتند.

5-3 تأثیر چسبندگی و ترک کششی

تقریباً بیشتر خاکهایی که برای خاکریزی در پشت دیوارها استفاده می‌شوند دارای چسبندگی، هرچند به میزان کمی هستند. به علاوه در موارد زیادی به علت دسترسی نداشتن به خاکهای دانه ای ناچار به استفاده از خاکهای دیگری هستیم که اگرچه ممکن است کاملاً چسبنده نباشند، اما نمی‌توان از وجود چسبندگی آنها نیز چشم‌پوشی کرد. برای ارزیابی این مسأله و مقایسه بهتر، دیواری با خاکریزی مسطح و زاویه اصطکاک داخلی 30 درجه با چسبندگی متغیر (در محدوده صفر تا $2t/m^2$) در نظر گرفته شد. تحلیل‌ها یک بار با تأثیر عمق ترک کششی و بار دیگر بدون آن در دو حالت استاتیکی ($k_H=0$) و شبه‌استاتیکی ($k_H=0/2$) انجام شدند. نتایج این مسأله در شکل 15 آمده است. اگرچه فرض وجود ترک کششی در حالت منفعل با کمی تردید همراه است اما برای روشن شدن بحث در اینجا در نظر گرفته شده است. آن چه بیش از همه به ویژه در حالت فعال نمایان است، اختلاف بیشتر میان ضرایب رانش در خاک با چسبندگی مختصر نسبت به حالت بدون چسبندگی است. به عنوان مثال در حالت استاتیکی ($k_H=0$) و بدون در نظر گرفتن ترک کششی مقادیر ضرایب رانش فعال و منفعل در حالت بدون چسبندگی برابر $0/33$ و $3/0$ است که

به ازای چسبندگی $c=2/0 t/m^2$ به ترتیب $0/1$ و $3/7$ به دست می‌آید که تفاوت زیادی را نشان می‌دهد. در حالت زلزله با ضریب زلزله افقی $k_H=0/2$ و بدون در نظر گرفتن ترک کششی مقادیر ضرایب رانش فعال و منفعل در حالت بدون چسبندگی برابر $0/47$ و $2/7$ است که به ازای چسبندگی $c=2/0 t/m^2$ به ترتیب $0/23$ و $3/3$ به دست می‌آید که باز هم تفاوت زیادی را نشان می‌دهد. تأثیر عمق ترک کششی به ازای چسبندگی‌های مختلف در دو حالت استاتیکی و زلزله نیز در شکل نشان داده شده است.

6. نتیجه‌گیری

3. مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران (1381) "پارامترهای مبنایی زمین لرزه‌های ایران". تهران: مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران.

the 2004 Niigata-Ken Chuetsu Earthquake", Tokyo University Press, World Wide Web.

9. Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929) "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proceedings, World Engineering Congress, 9 p.
10. Okabe, S. (1926) "General theory of earth pressures", Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1)
11. Seed, H.B. Whitman, R.V. (1970) "Design of earth and retaining structures for dynamic loads", ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Design of Earth Retaining Structures, pp. 103-147
12. Fang Y-S, Chen T-J. (1995) "Modification of Mononobe-Okabe theory", Géotechnique, 45(1), pp. 165-167.
4. Kramer, S. L. (1996) "Geotechnical earthquake engineering", London: Prentice-Hall.
5. Tatsuoka, F., Tateyama M. and Koseki, J. (1996) "Performance of soil retaining walls for railway embankments", Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken - Nambu Earthquake, 311-324.
6. Kiso-Jiban Consultants (2004) "Preliminary report on the Chuetsu Earthquake", November 2004", [n.p.], [n.d.] 20p.
7. Braille L. (2003) "Earthquake hazard information – photos of earthquake damage", 2003, World Wide Web
8. Koeski, Junichi, Tsutsumi, Yukika, Kiyota, Takashi, Susumu, Nakaina and Maqbool, Sajjad (2004) "Damage to earth structures caused by