

جزوه فشارهای جانبی خاک

گردآورنده: علیرضا خسروانی مقدم (مدیر وبلاگ تخصصی مهندسی ژئوتکنیک)

E-mail: alireza479@yahoo.com

WEB: www.khosrovani.org

(نشر این جزوه با ذکر منبع بلامانع است)

پیشگفتار:

متن حاضر که به عنوان جزوه در اختیار شما قرار گرفته است، یکی از فصول کتاب مکانیک خاک اینجانب است که برای چاپ آماده شده بود که به دلایل مختلف از چاپ آن صرفنظر کرده و تصمیم به انتشار رایگان آن در اینترنت نمودم. مزیت این کتاب نسبت به کتابهای موجود در بازار توضیحات مفصل و ساده سازی موضوع است که به یادگیری مکانیک خاک کمک شایانی می کند. بهر حال املای نانوشته غلط ندارد و بی شک متن حاضر پر از اشکالات چه در بحث فنی و چه در بحث نگارشی است. از دوستان عزیز خواهشمندم اشکالات را از طریق ایمیل و یا از طریق وبلاگ تخصصی مهندسی ژئوتکنیک اطلاع دهند تا همه با هم در اعتلای جامعه مهندسين ژئوتکنیک ایران سهیم باشیم.

علیرضا خسروانی مقدم

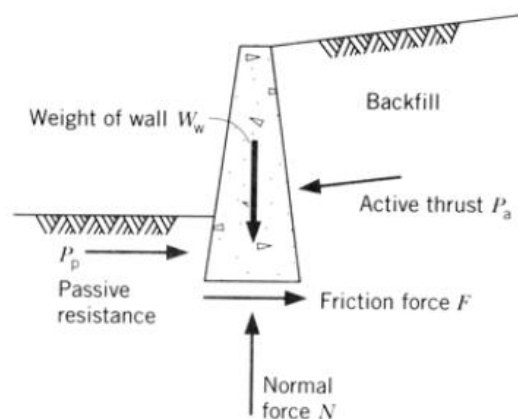
۱۲-۱ مقدمه

مسئله مربوط به فشار جانبی خاک و پایداری دیوارحائل یکی از معمولی‌ترین مسائل در زمینه مهندسی عمران و بخشی از مکانیک خاک است که به طور گسترده توجه مهندسان را به خود جلب کرده است. اسناد تاریخی نشان می‌دهد که تلاش‌های زیادی برای ایجاد روش‌های فرموله جهت تحلیل و طراحی اثرات افقی فشار خاک، به بیش از سه قرن و یا شاید بیشتر بر می‌گردد. اغلب تئوری‌های ایجاد شده توسط برخی از بررسی‌های اخیر، هنوز همان پایه را برای تحلیل دیوارهای حائل ارائه می‌دهند.

ساختمان‌هایی که اساساً هدف اولیه یا ثانویه آنها مقاومت در برابر فشار خاک است، شامل انواع دیوارهای حائل می‌باشند؛ از قبیل، پرده آب بند، سپرهای حائل گودبرداری‌ها و ترانشه‌ها، تکیه گاه‌ها و پایه‌ها یا جدار گودبرداری‌ها. اینها ممکن است خود نگهدار باشند (مثل دیوارهای بتنی وزنی یا پشت بنددار) یا می‌توانند در راستای جانبی توسط بست‌های آنکر شده یا بسته شده تقویت گردند.

فشار جانبی خاک به چندین فاکتور بستگی دارد: ۱- خواص فیزیکی خاک ۲- طبیعت وابسته به زمان ۳- اندرکنش بین خاک و سازه در مرز آنها ۴- خصوصیات کلی دگرشکلی در ترکیب خاک- سازه و ۵- بار وارد شده (به عنوان مثال ارتفاع پرکننده یا بارهای اضافه)

فشار محرک و مقاوم دو نوع فشار اصلی خاک هستند که در این فصل بررسی می‌شوند. اگر توده خاک، دیوارحائل روبرو را هل دهد (مثل اینکه از آن دور شود)، خاک عنصر فعال است. به این ترتیب، فشار حاصل را فشار محرک می‌نامند. از سوی دیگر اگر دیوار، خاک مقابل را هل دهد (برای مثال به شکل ۱۲-۱ نگاه کنید) در نتیجه فشار به عنوان فشار مقاوم شناخته می‌شود. در این حالت عنصر فعال خود دیوار حائل است.



شکل ۱۲-۱ نیروهای وارد بر یک دیوار حائل وزنی

گرچه طی دو قرن گذشته تحقیقات زیادی راجع به توزیع فشارهای خاک و تحلیل محدوده وسیعی از سازه‌های خاک - حائل انجام شده، ولیکن تئوری‌های فرموله شده‌ای که توسط کلمب در سال ۱۷۷۶ و رانکین ۱۸۵۷ ارائه شده، هنوز به عنوان روش‌های پایه جهت تحلیل اغلب سازه‌های خاک - حائل، به ویژه برای خاک‌های ماسه‌ای، به کار می‌روند. گرچه برخی داده‌ها و تجربیات نشان می‌دهند که فرضیات مرتبط با توزیع فشار بر روی دیوارهای حائل یا بر روی سطح گسیختگی پرکننده‌ها بطور کامل توسط بررسی‌های اخیر تایید نشده‌اند. لیکن مدارک بسیاری وجود دارد که کارهای تحلیلی و طراحی بر اساس تئوری آنها نتایج قابل قبولی را برای اغلب مواد پرکننده غیرچسبنده نشان می‌دهد. این نتایج در مورد اغلب خاک‌های چسبنده رابطه کم‌تری نشان می‌دهد.

۱۲-۲- فشارهای محرک و مقاوم خاک

شکل ۱-۱۲ برخی از نیروهای عمل کننده بر روی یک دیوار حائل وزنی شاخص را نشان می‌دهد. نیروهای اصطکاکی که ممکن است در جلو و پشت دیوار حائل ایجاد شوند نشان داده نشده‌اند. نیروی جانبی ایجاد شده توسط مواد پرکننده، دیوار را با فشار P_a به جلو می‌راند. در حقیقت دیوار حائل در مقابل نیروی جانبی مواد پرکننده مقاومت می‌کند، در نهایت خود دیوار حائل حرکت می‌کند. تحت این شرایط، نیروی محرک خاک وارد عمل می‌شود. نیروی فشاری P_a ، نتیجه فشار محرک است، یا به عبارت ساده‌تر نیروی فشارنده محرک می‌باشد. مقاومت در برابر نیروی محرک، توسط نیروی اصطکاک در زیر دیوار و همچنین توسط خاک جلوی دیوار تامین می‌شود. برای روشن شدن موضوع، فرض کنید که دیوار توسط نیروی محرک P_a به سمت چپ حرکت کرده است. در این حالت دیوار نیروی محرکی به خاک جلوی دیوار وارد می‌کند. همزمان خاک جلوی دیوار نیروی مقاوم در برابر حرکت ایجاد می‌کند. این مقاومت به عنوان فشار مقاوم خاک شناخته می‌شود و با P_p نشان داده می‌شود.

بزرگی نیروی جانبی به طور قابل ملاحظه‌ای همراه با حرکت جانبی دیوار در نتیجه کج‌شدگی یا جابجایی افقی یا هر دو تغییر می‌یابد. این پدیده توسط ترزاقی (۲) در خلال تجربیاتش در سال‌های ۱۹۲۹-۱۹۳۴ و دیگران (۲۳، ۸، ۷، ۱، ۳) بررسی شده است.

شکل ۲-۱۲ رابطه بین فشار خاک و حرکت دیوار را نشان داده است. P_o بزرگی فشار را هنگامی که هیچ حرکتی در دیوار حائل اتفاق نمی‌افتد، نشان می‌دهد، که معمولاً به فشارخاک در حالت سکون بر می‌گردد. هنگامیکه دیوار به سمت مواد پرکننده حرکت می‌کند، فشار افزایش می‌یابد تا جایی که به یک مقدار حداکثر برسد (P_p در نقطه C). ازسوی دیگر اگر دیوار از مواد پرکننده دور شود، نیرو کاهش می‌یابد تا اینکه به مقدار حداقل P_a در نقطه B برسد.

مقدار نسبی فشار محرک و مقاوم خاک می‌تواند به کمک شکل ۳-۱۲ بهتر نشان داده شود. برای ساده شدن موضوع، چندین فرض در نظر گرفته شده است. خطاهای حاصل در سه بخش بعدی بحث خواهند شد:

۱. نیروهای اصطکاکی بین پرکننده و دیوار حائل ناچیز فرض شده‌اند.

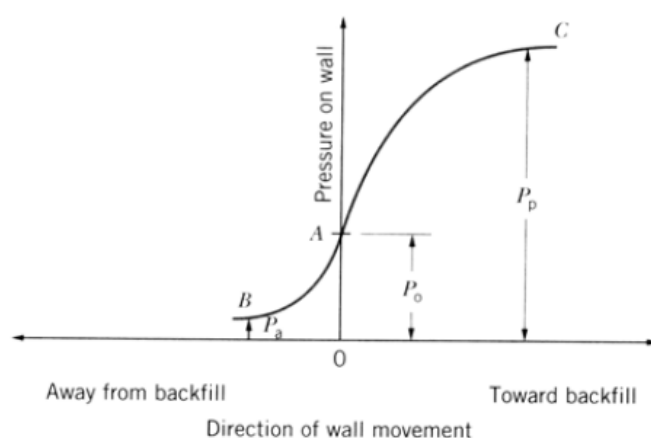
۲. دیوار عمودی است و سطح مواد پرکننده افقی است.

۳. مواد پرکننده موادی همگن و دانه‌ای است.

۴. سطح گسیختگی صفحه‌ای فرض می‌شود.

شکل a ۱۲-۳ و b ۱۲-۳ حالت فعال (محرک)، مربوط به زمانی که دیوار از مواد پرکننده دور می‌شود را همراه با چند ضلعی متناظر آن نشان می‌دهد. به طور مشابه حالت مقاوم (غیرفعال) همراه با چند ضلعی نیرو در شکل c ۱۲-۳ و d ۱۲-۳ نشان داده شده‌اند.

مقادیر نیروهای محرک و مقاوم P_a و P_p می‌توانند از شرایط تعادل استاتیکی، طبق معادله زیر استخراج شوند.



شکل ۱۲-۲ رابطه بین فشار خاک و حرکت دیوار

حالت فشارمحرک

از شکل ۱۲-۳b

$$p_a = W \tan(\beta - \phi) \quad (a)$$

$$W = \left(\frac{1}{2} \gamma H\right)(H \cot \beta) = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \beta \quad (b) \text{ از شکل ۱۲-۳a}$$

با جای‌گزینی (b) در معادله (a) بدست می‌آوریم:

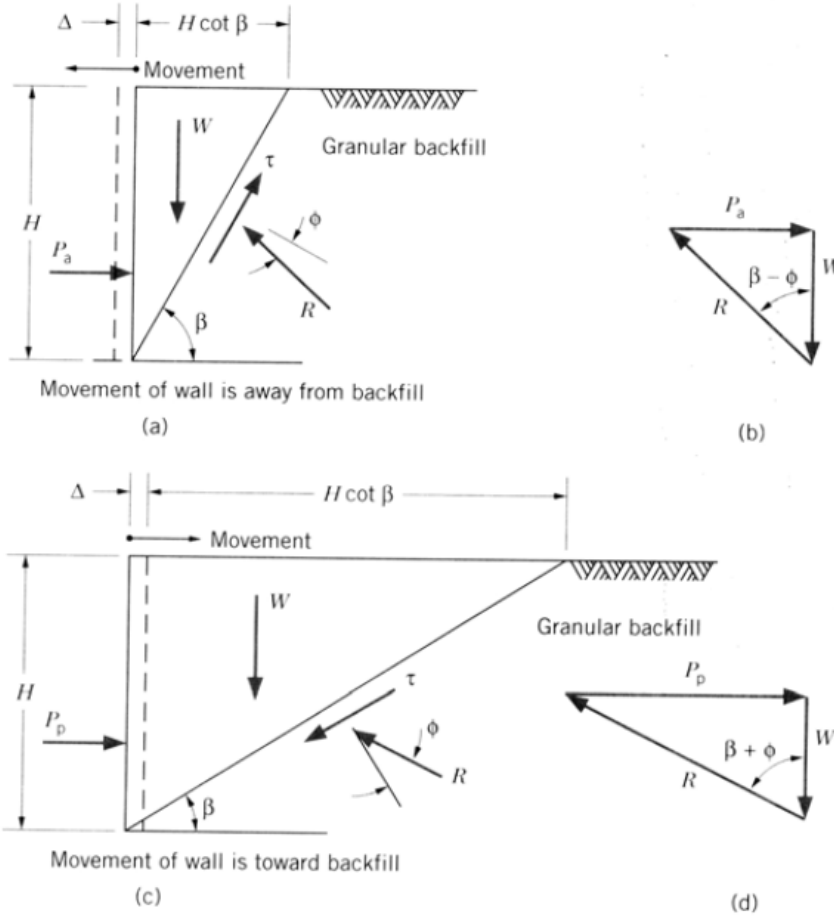
$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H \cot \beta \tan(\beta - \phi) \quad (c)$$

حداکثر P_a می‌تواند مطابق معادله زیر بدست آید. اگر $\frac{\partial p_a}{\partial \beta} = 0$ قرار دهیم و معادله را برای

β_{cr} حل کنید، سپس β_{cr} را در معادله (c) جای‌گذاری کنید، بنابراین

$$\frac{\partial P_a}{\partial \beta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [\cot \beta \sec^2 (\beta - \phi) + \tan(\beta - \phi)(-C \sec^2 \beta)] = 0$$

$$\frac{\cos \beta \sin \beta - \sin(\beta - \phi) \cos(\beta - \phi)}{[\cos(\beta - \phi) \sin \beta]^2} = 0 \quad (d)$$



شکل ۱۲-۳ رابطه بین فشار جانبی و حرکت دیوار برای توده های خاکی غیرچسبنده و سطوح گسیختگی صفحه ای (a) و (b) ایجاد نیروی محرک P_a و (c) و (d) ایجاد نیروی مقاوم P_p .

با استفاده از روابط مثلثاتی داریم:

$$\cos \beta \sin \beta = \frac{1}{2} \sin 2\beta$$

$$\sin(\beta - \phi) = \sin \beta \cos \phi - \cos \beta \sin \phi$$

$$\cos(\beta - \phi) = \cos \beta \cos \phi + \sin \beta \sin \phi$$

با جایگزینی در معادله (d) و مرتب کردن جملات داریم:

$$\frac{\cos(2\beta - \phi) \sin \phi}{[\cos(\beta - \phi) \sin \beta]^2} = 0 \quad (e)$$

معادله (e) هنگامی اقیان می شود که $\cos(2\beta - \phi) = 0$

$$2\beta - \phi = 0 \quad \text{یا} \quad \beta_{cr} = 45 + \phi/2 \quad (f)$$

با جای گذاری در معادله (c) بدست می آوریم:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot(45 + \varphi/2) \tan(45 - \varphi/2)$$

لیکن $\cot(45 + \varphi/2) = \tan(45 - \varphi/2)$ بنابراین بدست می آوریم:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (12-1)$$

حالت فشار مقاوم (غیر فعال)

$$p_p = W \tan(\beta + \varphi) \quad \text{از شکل ۱۲-۳d (g)}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H (H \cot \beta) \quad \frac{1}{2} \gamma H \tan \beta \quad \text{از شکل ۱۲-۳c (h)}$$

بنابراین معادله (g) می شود:

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \beta \tan(\beta + \varphi) \quad (I)$$

مانند حالت قبل با قرار دادن $\frac{\partial p_p}{\partial \beta} = 0$ خواهیم داشت:

$$\frac{\partial p_p}{\partial \beta} = \frac{\gamma}{2} H^2 [\cot \beta \sec^2(\varphi + \beta) + (-\csc^2 \beta) \tan(\varphi + \beta)] = 0$$

$$\frac{\gamma}{2} H^2 \neq 0 \quad \text{لیکن}$$

$$[\cot \beta \sec^2(\varphi + \beta) + (-\csc^2 \beta) \tan(\varphi + \beta)] = 0 \quad \text{بنابراین}$$

بامرتب کردن جملات

$$\left[\left(\frac{\cos \beta}{\sin \beta} \right) \left(\frac{1}{\cos(\varphi + \beta)} \right)^2 \right] \frac{\sin \beta}{\sin \beta} + \left[\left(\frac{-1}{\sin^2 \beta} \right) \frac{\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\varphi + \beta)} \right] \frac{\cos(\varphi + \beta)}{\cos(\varphi + \beta)} = 0$$

یا

$$\frac{\cos \beta \sin \beta - \sin(\varphi + \beta) \cos(\varphi + \beta)}{(\sin^2 \beta) [\cos^2(\varphi + \beta)]} = 0$$

$$\sin^2 \beta \cos^2 \beta (\varphi + \beta) \neq 0 \quad \text{چون}$$

$$\cos \beta \sin \beta - \sin(\varphi + \beta) \cos(\varphi + \beta) = 0$$

$$\cos \beta \sin \beta = \frac{1}{2} \sin 2\beta \quad \text{از روابط مثلثاتی}$$

$$\sin(\varphi + \beta) = \sin \varphi \cos \beta + \cos \varphi \sin \beta$$

$$\cos(\varphi + \beta) = \cos \varphi \cos \beta - \sin \varphi \sin \beta$$

$$\sin \varphi \cos \varphi = \frac{1}{2} \sin 2\varphi$$

$$\sin^2 \varphi = \frac{1}{2}(1 - \cos 2\varphi)$$

$$\cos 2\varphi = \cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi = 1 - 2\sin^2 \varphi = -1 + 2\cos^2 \varphi$$

بنابراین داریم:

$$\frac{1}{2} \sin 2\beta - (\sin \varphi \cos \beta + \cos \varphi \sin \beta)(\cos \varphi \cos \beta - \sin \varphi \sin \beta) = 0$$

با بسط دادن

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \sin 2\beta - [\sin \varphi \cos \varphi \cos^2 \beta - \sin^2 \varphi \cos \beta \sin \beta \\ + \cos^2 \varphi \sin \beta \cos \beta - \cos \varphi \sin \varphi \sin^2 \beta] = 0 \end{aligned}$$

یا

$$\frac{1}{2} \sin 2\beta - [\sin \varphi \cos \varphi (1 - \sin^2 \beta)$$

$$- \sin^2 \varphi \cos \beta \sin \beta + (1 - \sin^2 \varphi) \sin \beta \cos \beta - \cos \varphi \sin \varphi \sin^2 \beta] = 0$$

با ترکیب کردن جملات:

$$\frac{1}{2} \sin 2\beta - [\sin \varphi \cos \varphi (1 - 2\sin^2 \beta) + \sin \beta \cos \beta (1 - 2\sin^2 \varphi)] = 0$$

یا

$$\frac{1}{2} \sin 2\beta - \sin \varphi \cos \varphi \cos 2\beta + \frac{1}{2} \sin 2\beta (2\sin^2 \varphi - 1) = 0$$

با مرتب کردن

$$\frac{1}{2} \sin 2\beta (1 + 2\sin^2 \varphi - 1) - \sin \varphi \cos \varphi \cos 2\beta = 0$$

$$\sin 2\beta \sin^2 \varphi - \sin \varphi \cos \varphi \cos 2\beta = 0$$

یا

با فاکتور گیری از $\sin \varphi$ بدست می آوریم:

$$\sin \varphi (\sin 2\beta \sin \varphi - \cos \varphi \cos 2\beta) = 0$$

از روابط مثلثاتی

$$\cos \varphi \cos 2\beta - \sin 2\beta \sin \varphi = \cos(\varphi + 2\beta)$$

$$-\sin \varphi \cos(\varphi + 2\beta) = 0 \quad \text{داریم}$$

$$\cos(\varphi + 2\beta) = 0 \quad \text{این معادله هنگامی اقناع می شود که}$$

$$\varphi + 2\beta = 90 \quad \text{یا}$$

$$\beta_{cr} = 45 - \varphi / 2 \quad \text{بنابراین (J)}$$

$$p_p = \frac{\gamma}{2} H^2 \cot \beta_{cr} \tan(\beta_{cr} + \varphi) \quad \text{سپس}$$

$$p_p = \frac{\gamma}{2} H^2 \cot(45 - \varphi / 2) \tan(\varphi + 45 - \varphi / 2) \quad \text{یا}$$

$$\cot(45 - \varphi / 2) = \tan(45 + \varphi / 2) \quad \text{لیکن}$$

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45 + \varphi / 2) \quad (12-2) \quad \text{بنابراین}$$

معادلات ۱۲-۱ و ۱۲-۲ معمولاً به شکل زیر نوشته می شوند:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad \text{و} \quad p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi / 2) \quad \text{و} \quad K_p = \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

K_p و K_a به ترتیب به عنوان ضرایب فشار محرک و مقاوم هستند این ضرایب برای یک خاک معین که φ ثابت دارد، ثابت اند.

به سادگی روشن است که ضریب K_p به طور قابل ملاحظه‌ای از K_a بزرگ‌تر است. هرچند که گاهی اوقات در عمل مقدار K_p ۱۰ برابر K_a فرض می‌شود. بنابراین تنها برای تغییرات نسبتاً کوچک در مقدار φ صحت دارد. در بسیاری از موارد مقدار φ برای ماسه در این محدوده قرار می‌گیرد. از عبارت بالا رابطه‌ای اساسی‌تر داریم:

$$K_a = \frac{1}{K_p}$$

ضریب فشار زمین در حالت سکون K به طور تجربی تقریب می‌شود، اقتباس از ج.جکی*

$$k_0 = 1 - \sin \bar{\varphi}$$

که $\bar{\varphi}$ زاویه اصطکاک داخلی موثر است.

این معادله برای خاک‌های به طور عادی تحکیم یافته غیرچسبنده و چسبنده قابل قبول است. برای رس‌های بیش تحکیم یافته مقدار K کمی بزرگ‌تر از عبارت داده شده در بالاست.

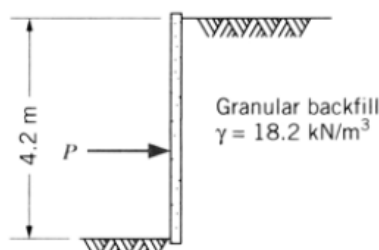
مثال ۱۲-۱

داده‌ها دیوار حائلی در شکل ۱۲-۴ نشان داده شده است.

پیدا کنید (الف) $K_p, K_a, K_p/K_a$ برای $\varphi = 15, 20, 25, 30, 35, 40^\circ$

$$\varphi = 30^\circ \text{ برای } P_p, P_a \quad (\text{ب})$$

راه حل الف) $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$ و $K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$ ضرایب در جدول زیر داده شده‌اند.



شکل ۴-۱۲ نیروهای محرک و مقاوم، تغییرات همراه با φ

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (18.2)(4.2)(3.0) \quad \text{و}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} (18.2)(4.2)^2 (0.33)$$

$$P_p = 481.57 \text{ KN} \quad \text{پاسخ و}$$

$$P_a = 53.45 \text{ KN}$$

۳-۱۲ تئوری رانکین

گرچه مدارک تاریخی موجود نشان می‌دهد که مقارن با سال ۱۶۸۷ مارکوس سباستن د پرستره د وائوبن (Marquis Sebastian de prestre de Vauban) یک مهندس نظامی فرانسوی، روابطی را جهت طراحی برخی سازه‌های خاک - حائل فرموله کرده است، ولیکن تا سال ۱۷۷۶ که چارلز اگوستین کولمب تئوری مشهور و اساسی فشار خاک خود را منتشر کرد، مشخص نشد. از آن زمان به بعد بررسی‌هایی که توسط ویلیام جان ماکودن رانکین، جین ویکتور یونکلوت و کارل کولمن انجام گرفته، حل مسائل مربوط به فشار خاک را بهبود بخشیده و تقویت کرده است. تئوری‌های رانکین در سال ۱۸۵۷، بر اساس این فرض بنا شده است که یک رابطه مزدوج بین فشارهای عمودی و افقی بر روی صفحات قائم در یک توده خاک همگن، ایزوترپ و غیرچسبنده در پشت یک دیوار حائل، همواره وجود دارد. تئوری رانکین بازتاب ساده شده‌ای از روش کولمب است.

خاک پرکننده غیرچسبنده و سطح خاک تراز

مفهوم پایه تئوری رانکین می‌تواند توسط دایره مور نشان داده شود. توجه کنید که المان نشان داده شده در شکل ۵a-۱۲ تحت تنش‌های ژئوستاتیک مشخص شده، قرار گرفته است. مقدار σ_1 را می‌توان به عنوان میانگین وزن واحد حجم در عمق معین کرد، که $\sigma_1 \equiv \gamma H$ است و اگر دیوار به سمت چپ حرکت کند، با ایجاد تنش محرک (فعال)، مقدار σ_1 تنش اصلی بزرگتر خواهد شد. دایره مور متناظر با این حالت در شکل ۵b-۱۲ نشان داده شده است.

ازسوی دیگر، اگر دیوار به سمت خاک پرکننده فشار آورد، حالت فشار مقاوم (غیر فعال) ایجاد می‌شود. در این صورت تنش عمودی، تنش اصلی کوچک‌تر خواهد شد و بنابراین تنش افقی، تنش اصلی بزرگ‌تر خواهد بود. دایره مور برای این حالت توسط دایره Z در شکل b ۱۲-۵ نشان داده شده است.

برای روشن شدن موضوع، دایره مور متناظر با حالات محرک و مقاوم که در شکل ۱۲-۵b نشان داده شده است، به صورت مجزا در شکل ۱۲-۶، ترسیم شده اند. از شکل ۱۲-۶a توجه داریم که:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

با مرتب کردن جملات و حل کردن برای σ_3

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \gamma H \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (a)$$

یا اینکه $(1 - \sin \varphi)(1 + \sin \varphi) = \tan^2(45 - \varphi/2)$ ، معادله (a) می‌شود

$$\sigma_3 = \gamma H \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (12-3)$$

برای حالت مقاوم (شکل ۱۲-۶b) داریم:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma'_3 - \sigma_1)/2}{(\sigma'_3 + \sigma_1)/2} = \frac{(\sigma'_3 - \sigma_1)}{(\sigma'_3 + \sigma_1)}$$

بنابراین بعد از مرتب کردن جملات و حل کردن برای σ'_3 داریم:

$$\sigma'_3 = \sigma_1 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \gamma H \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (b)$$

یا

$$\sigma'_3 = \gamma H \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (12-4)$$

توجه کنید که $\tan^2(45 - \varphi/2)$ و $\tan^2(45 + \varphi/2)$ در معادلات ۱۲-۳ و ۱۲-۴ برای مقادیر ثابت φ ، ثابتند. بنابراین مطابق شکل ۱۲-۷، فشارهای متناظر بر دیوار حائل به طور خطی با عمق تغییر می‌یابد.

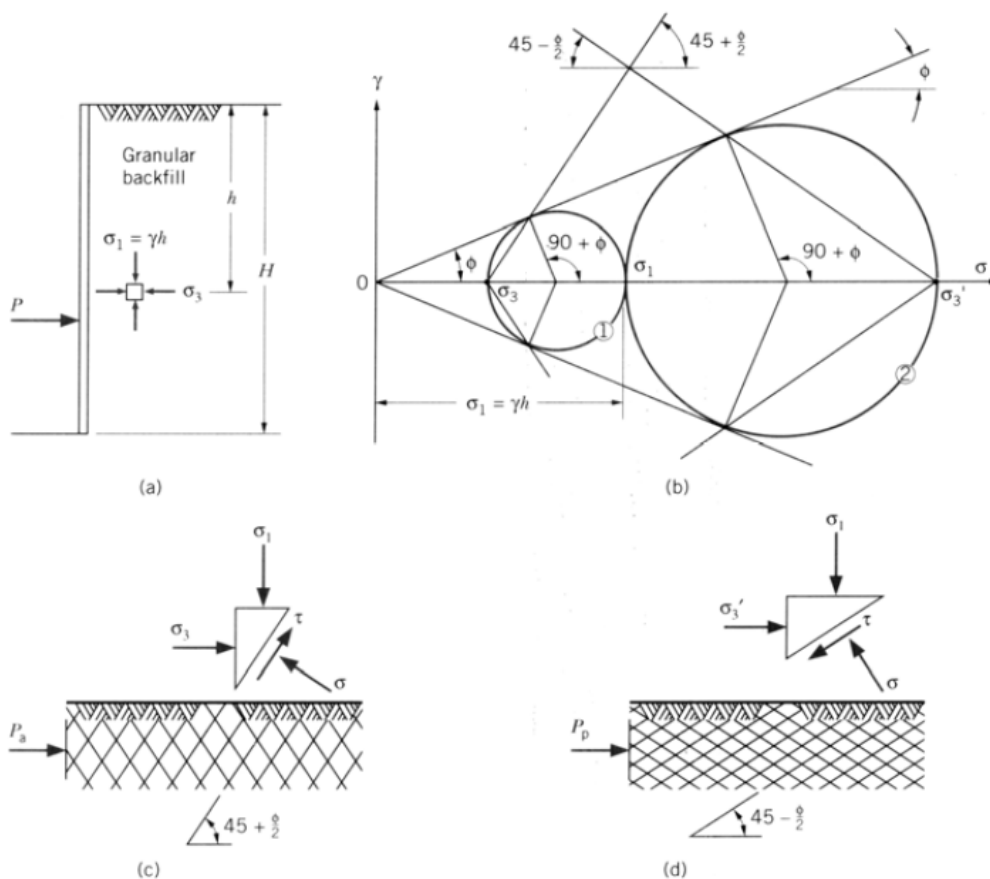
فشارهای متناظر محرک و مقاوم می‌توانند برای طول واحد دیوار مطابق زیر محاسبه شود:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45 - \varphi/2) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (12-5)$$

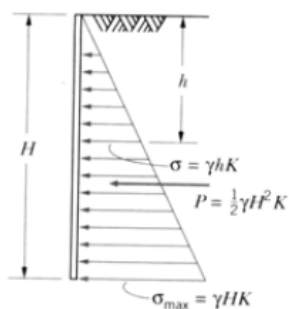
$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45 + \varphi/2) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (12-6)$$

که به ترتیب با معادلات ۱۲-۱ و ۱۲-۲ تطبیق می‌کند.

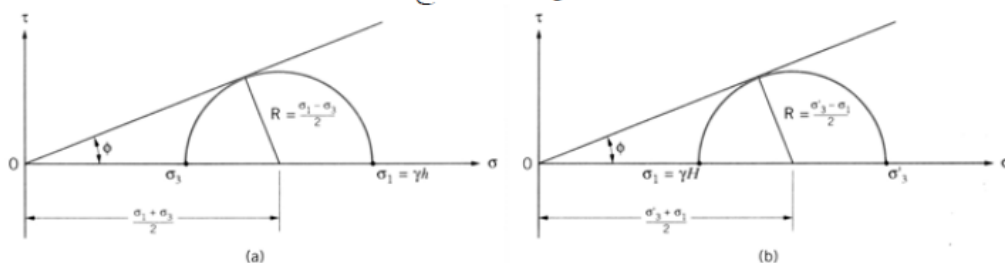
صفحات متناظر با لغزش برای حالت‌های محرک و مقاوم در شکل ۱۲-۵c و ۱۲-۵d نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۲-۵ جهت صفحات لغزش در توده لغزشی دانه‌ای با یک سطح تراز تحت شرایط محرک و فعال تنش (a) المان در خاک دانه‌ای (b) دوایر مور برای حالت محرک (۱) و مقاوم (۲) تنش در المان نشان داده شده در (a). (c) صفحات لغزش برای حالت محرک. (d) صفحات لغزش برای حالت مقاوم.



شکل ۱۲-۷ توزیع فشار



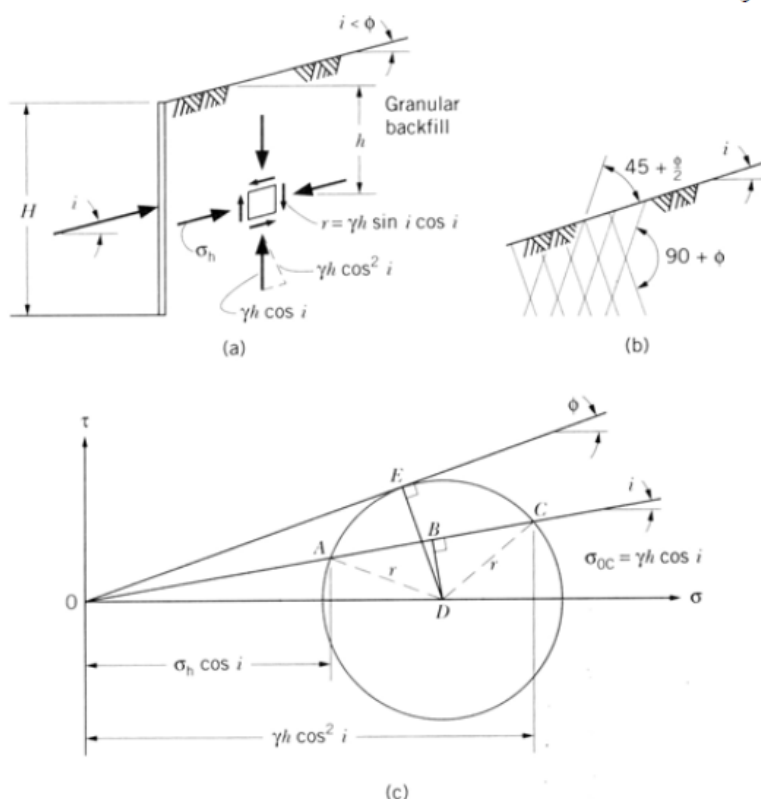
شکل ۱۲-۶ دوایر مور برای حالات محرک و مقاوم تنش در خاک پر کننده غیر چسبنده، سطح تراز و عمق h

(a) حالت محرک (b) حالت مقاوم.

خاک پر کننده غیرچسبنده و سطح شیب دار

مطابق شکل ۸-۱۲، توده‌ای غیرچسبنده با سطح شیب دار، در پشت یک دیوار حائل قائم هموار قرار دارد. تنش‌های افقی عمل کننده بر سطوح قائم المان (به طور مثال سطوح موازی با دیوار) به موازات سطح شیب دار هستند، بنابراین همه صفحات نه تنها تنش نرمال بلکه تنش برشی را هم تحمل می‌کنند. واضح است که این‌ها از صفحات اصلی بزرگ‌تر، که در این حالت به صورت سطوح افقی می‌باشند، بزرگ‌تر نیستند.

فشار متناظر بر روی دیوار می‌تواند توسط دایره مور بدست آید. شکل ۸-۱۲ حالت تنش محرک (فعال) را مشخص کرده است.



شکل ۸-۱۲ فشار جانبی و صفحات لغزش در خاک پر کننده شیب دار در اثر تنش محرک (a) خاک پر کننده دانه‌ای (b) جهت صفحات لغزش (c) دایره مور برای حالت تنش محرک

مقدار تنش قائم با فاصله OC نشان داده شده است. تنش افقی که به موازات سطح شیب دار عمل می‌کند، با فاصله OA بیان شده است. بنابراین از شکل ۸-۱۲ داریم:

$$\sigma_h = OA \quad (a)$$

$$OA = \left(\frac{OB - AB}{OB + AB} \right) (OC) = \left(\frac{OB - AB}{OB + AB} \right) \gamma h \cos i \quad (b)$$

$$OB = (OD) \cos i \quad \text{و}$$

$$r = (OD) \sin \phi \quad (c)$$

$$BD = (OD) \sin i$$

$$AB = \sqrt{r^2 - (BD)^2} = \sqrt{(OD \sin \varphi)^2 - (OD \sin i)^2}$$

با جایگزینی در معادله (b) داریم:

(d)

$$OA = \left(\frac{(OD) \cos i - (OD) \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}}{OD \cos i + (OD) \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}} \right) \gamma h \cos i$$

با فاکتورگیری و حذف OD و با جای گذاری $\sin^2 \varphi = 1 - \cos^2 \varphi$ و $\sin^2 i = 1 - \cos^2 i$

معادله (d) می شود:

$$OA = \left(\frac{\cos i - \sqrt{1 - \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 i}}{\cos i + \sqrt{1 - \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 i}} \right) \gamma h \cos i$$

یا

$$OA = \left(\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right) \gamma h \cos i \quad (12-7)$$

یا

$$\sigma_h = OA = \gamma h K_a \quad (12-8)$$

و

$$(12-9)$$

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right) \cos i$$

برای حالت مقاوم

$$\sigma_h = oc = (OB + AB) \left(\frac{OA}{OB - AB} \right) = \left(\frac{OB + AB}{OB - AB} \right) OA$$

$$\sigma_h = \frac{OB + AB}{OB - AB} \gamma h \cos i \quad \text{یا}$$

$$\text{لیکن } BO = (OD) \sin i \quad \text{و} \quad r = ED = (OD) \sin \varphi$$

$$OB = (OD) \cos i$$

بنابراین

$$AB = \left[r^2 - (BD)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \left[(OD \sin \varphi)^2 - (OD \sin i)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

سپس

$$OC = \left[\frac{(OD) \cos i + OD (\sin^2 \varphi - \sin^2 i)^{\frac{1}{2}}}{(OD) \cos i - OD (\sin^2 \varphi - \sin^2 i)^{\frac{1}{2}}} \right] \gamma h \cos i$$

از روابط مثلثاتی $\sin^2 i = 1 - \cos^2 i$ و

$$\sin^2 \varphi = 1 - \cos^2 \varphi$$

$$OC = \left[\frac{\cos i + (1 + \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 i)^{\frac{1}{2}}}{\cos i - (1 - \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 i)^{\frac{1}{2}}} \right] \gamma h \cos i$$

داریم

یا

$$\sigma_h = OC = \gamma h \cos i \left[\frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right]$$

$$p_p = \frac{1}{2} H(OC)$$

لیکن

بنابراین

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right) \cos i \quad (12-10)$$

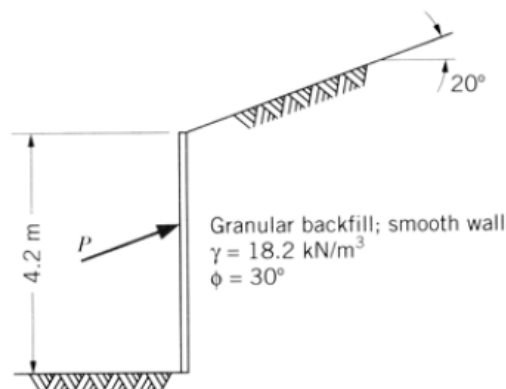
معادله ۹-۱۲ رابطه رانکین را برای فشار افقی محرک در عمق H برای خاک پرکننده با وزن واحد γ نشان می‌دهد. معادله ۱۰-۱۲ رابطه رانکین برای حالت مقاوم است.

برای یک سطح شیب‌دار معین و خاکی با خصوصیات یکنواخت، K_a ثابت می‌ماند، به این ترتیب شدت بار (تنش)، با عمق به صورت خطی تغییر می‌یابد. بنابراین مانند قبل نیروی محرک حاصل می‌تواند توسط معادله ۹-۱۲ بدست آید. مجدداً یادآوری می‌شود که جهت نیروی حاصل به موازات سطح شیب‌دار است. برای حالت سطح صاف (بدون شیب) معادلات ۹-۱۲ و ۱۰-۱۲ به ترتیب به معادلات ۵-۱۲ و ۶-۱۲ تبدیل می‌شوند.

مثال ۲-۱۲

داده‌ها دیوار حائلی در شکل ۹-۱۲ نشان داده شده است.

پیدا کنید P_a و P_p

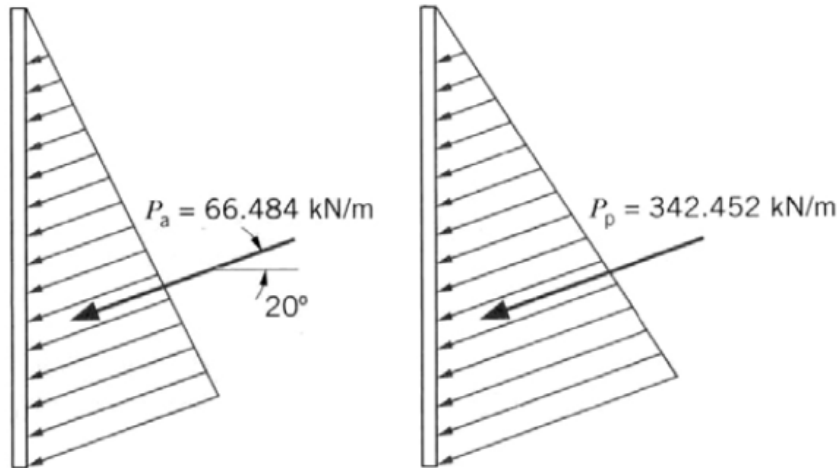


شکل ۹-۱۲ برآیند نیروهای محرک و مقاوم ایجاد شده توسط یک خاک پرکننده دانه‌ای شیب‌دار

راه حل از معادلات ۹-۱۲ و ۱۰-۱۲ به ترتیب داریم

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} (18/2)(4/2)^2 \left[\frac{\cos 20 - \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 30}}{\cos 20 + \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 30}} \right] \cos 20$$

$$p_a = 160/52 \frac{0/575}{1/305} (0/94) \quad p_p = 160/52 (0/94) \left(\frac{1/305}{0/575} \right)$$



$$p_p = 342/452 \text{ kN/m}$$

پاسخ

$$p_a = 66/484 \text{ kN/m}$$

۱۲-۴ معادله کولمب

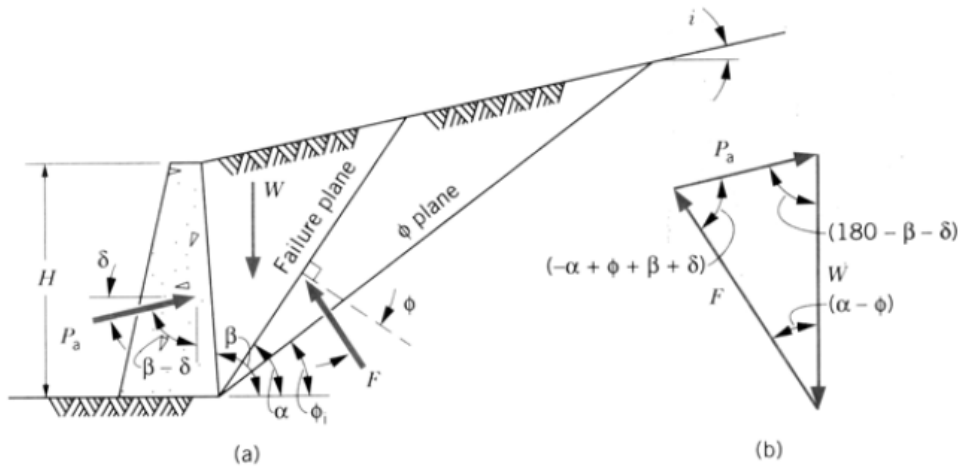
در سال ۱۷۷۶ کولمب رابطه‌ای برای تعیین نیروی محرک بر دیوارهای حائل معرفی کرد. گرچه کولمب از تأثیرات پارامترهای c و ϕ آگاه بود، و می‌دانست که سطح لغزش، یک سطح صاف نیست، ولیکن تحلیل خود را بر این فرض بنا ساخت که سطح گسیختگی (لغزش)، صفحه‌ای بوده و خاک پرکننده پشت دیوار دانه‌ای می‌باشد ($c=0$). او این کار را به منظور ساده نمودن پیچیدگی ریاضیاتی مساله، در حالت چسبنده و لغزش غیر صفحه‌ای انجام داد. او تأثیرات اصطکاک بین خاک پرکننده و سطح دیوار حائل را محاسبه نمود و اغلب حالتی را مورد توجه قرارداد که سطح خاک پشت دیوار حائل شیب‌دار باشد. در این مورد روش کلی‌تری را نسبت به حالت‌های رانکین (دربخش قبل) مورد توجه قرار داده است.

همانطور که در شکل ۱۰a-۱۲ نشان داده شده، بر اساس تئوری کولمب، نیروی محرک توسط گوه لغزنده ایجاد می‌شود. به همین دلیل گاهی اوقات به عنوان تحلیل گوه‌ای ذکر می‌شود. چند ضلعی متناظر نیرو در شکل ۱۰a-۱۲ نشان داده شده است. کولمب از رابطه اساسی زیر معادله‌اش را بدست آورده است. از شکل ۱۰b-۱۲ با استفاده از قانون سینوس‌ها داریم:

$$\frac{P_a}{\sin(\alpha - \phi)} = \frac{W}{\sin(-\alpha + \phi + \beta + \delta)}$$

یا

$$P_a = W \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin(-\alpha + \phi + \beta + \delta)} \quad (12-11)$$



شکل ۱۲-۱۰ تئوری کولمب حالت کلی با خاک پر کننده غیرچسبنده حالت محرک (a) گوه لغزشی کولمب (b) چندضلعی نیرو.

وزن گوه W می تواند از شکل ۱۲-۱۱ بدست آید.

$$W = \frac{lh}{2} \gamma = \frac{(\bar{AD} + \bar{CD})h}{2} \gamma \quad (a)$$

$$\frac{AB}{\cos(\beta - 90)} = \frac{h}{\sin(\beta - \alpha)} \quad \text{لیکن}$$

$$h = H \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\cos(\beta - 90)} \right] \quad \text{یا}$$

$$\frac{CD}{\sin(90 - \alpha + i)} = \frac{h}{\sin(\alpha - i)} \quad \text{همچنین}$$

$$CD = h \frac{\sin(90 - \alpha + i)}{\sin(\alpha - i)}$$

$$\frac{AD}{\sin(90 - \beta + \delta)} = \frac{h}{\sin(\beta - \alpha)} \quad \text{و}$$

$$AD = h \frac{\sin(90 - \beta + \alpha)}{\sin(\beta - \alpha)}$$

با جایگزینی در معادله (a)

$$W = \frac{h^2}{2} \gamma \left[\frac{\sin(90 - \beta + \alpha)}{\sin(\beta - \alpha)} + \frac{\sin(90 - \beta + \delta)}{\sin(\alpha - i)} \right] \quad (b)$$

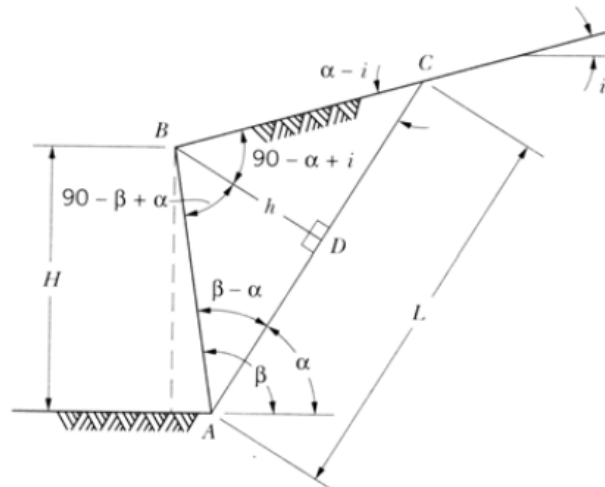
یا بر حسب H

$$W = \frac{H^2}{2} \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\cos(90 - \beta + \alpha)} \right]^2 \left[\frac{\sin(90 - \alpha)}{\sin(\alpha - i)} + \frac{\sin(90 - \beta + \alpha)}{\sin(\beta - \alpha)} \right] \quad (c)$$

بنابراین با جایگزینی در معادله ۱۱-۱۲

(۱۲-۱۲)

$$P_a = \left(\frac{H^2 \gamma}{2} \right) \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin(-\alpha + \phi + \beta + \delta)} \left[\frac{\sin(90 - \beta + \delta)}{\cos(90 - \beta + \delta)} \right] \left[\frac{\sin(90 - \alpha + i)}{\sin(\alpha - i)} + \frac{\sin(90 - \beta + \delta)}{\sin(\beta - \alpha)} \right]$$



شکل ۱۲-۱۱ مقطع کل گوه لغزشی

برای تعیین جهت صفحه گسیختگی که بیشترین P_a را تولید می کند، حالت زیر باید افقاع گردد:

$$\frac{\partial P_a}{\partial \alpha} = 0 \quad (d)$$

حل معادله خسته کننده بوده و از حوصله این کتاب خارج است. مولر برسلانو این مساله را در

سال ۱۹۶۶ حل کرده است (۱۲). بنابراین

(۱۲-۱۳)

$$P_a = \gamma \frac{H^2}{2} \left[\frac{\csc \beta \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 = \frac{H^2 \gamma}{2} ka$$

که در آن

$$k_a = \left[\frac{\csc \beta \sin(\beta - \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

نیروی مقاوم متناظر توسط معادله ۱۴-۱۲ بیان می شود:

(۱۴-۱۲)

$$P_p = \frac{H^2 \gamma}{2} \left[\frac{\csc \beta (\beta + \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 = \frac{H^2 \gamma}{2} k_p$$

که در آن

$$k_p = \left[\frac{\csc \beta \sin(\beta + \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

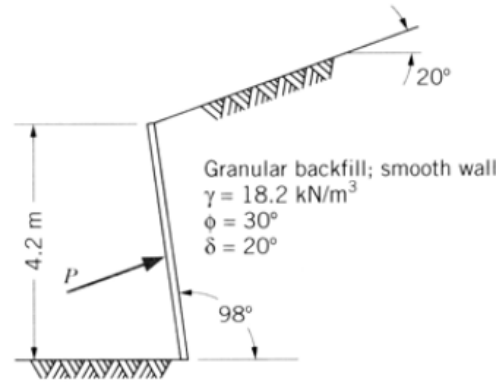
برای یک سطح عمودی صاف (که $\beta = 0$ و $\delta = 0$) و هنگامی که $\delta = i$ ، معادله ۱۳-۱۲ به معادله ۹-۱۲ که از تئوری رانکین بدست آمده، تبدیل می شود.

کولمب نیرو محرک P_a را به طور دلخواه در فاصله $1/3$ از قاعده قرار می دهد. متعاقباً او فرض می کند توزیع فشار به طور خطی با عمق تغییر می یابد. گرچه این فرض برای دیوارهای داخلی صلب و خاک پر کننده دانه ای درست به نظر می رسد، ولی برای حائل های نسبتاً انعطاف پذیر، برای خاک های پر کننده چسبنده یا در جایی که دیوار حائل حول نقاطی خارج از قاعده چرخش می کند، بی اعتبار است.

مثال ۳-۱۲

داده ها دیوار حائلی در شکل ۱۲-۱۲ داده شده است.

پیدا کنید P_a و P_p .



شکل ۱۲-۱۲ دیوار حائل با $\beta > 90^\circ$ و $i > 0^\circ$

راه حل از معادلات ۱۲-۱۳ و ۱۲-۱۴

$$p_p = \frac{H^2 \gamma}{2} \left[\frac{\csc \beta (\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$p_p = \frac{(4.2)^2 (18.2)}{2} \left[\frac{\csc 98 (98 - 30)}{\sqrt{\sin(98 + 20)} + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 20)}{\sin(98 - 20)}}} \right]^2$$

$$p_a = 72.94 \text{ KN / m}$$

پاسخ

$$p_p = \frac{H^2 \gamma}{2} \left[\frac{\csc \beta (\beta + \phi)}{\sqrt{\sin(\beta - \phi)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

و

$$p_p = \frac{(4.2)^2 (18.2)}{2} \left[\frac{\csc 98 (98 + 30)}{\sqrt{\sin(98 - 20)} - \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 + 20)}{\sin(98 - 20)}}} \right]^2$$

$$p_p = 2089 \text{ KN / m}$$

پاسخ

۱۲-۵ فشارهای افقی خاک در خاک‌های نسبتاً چسبنده

دایره مور می‌تواند برای تعیین نیروی افقی وارد بر روی دیوار حائل حاصل از خاک پرکننده، استفاده شود. به این ترتیب مقاومت برشی آن خاک توسط $S = c + \sigma \tan \phi$ بیان می‌شود. در این

مورد مقادیر c و φ ، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی را نشان می‌دهند. در یک حالت خاص، یک دیوار قائم و هموار و یک خاک پرکننده چسبنده و اصطکاکی $(c - \varphi)$ را با یک سطح افقی در نظر بگیرید، در یک عمق معین در المان نشان داده شده در شکل ۱۳a-۱۲، تنش قائم σ_1 ، برابر با $8h$ است. تنش افقی با σ_3 نشان داده شده است. هر دو اینها تنش‌های اصلی هستند. دایره مور متناظر با این حالت در شکل ۱۳b-۱۲ نشان داده شده است.

با توجه به شکل ۱۳b-۱۲ داریم:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) / 2}{(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 + c \cot \varphi} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi}$$

با مرتب کردن جملات

$$\sigma_3 = (1 + \sin \varphi) \sigma_1 - 2c \cot \varphi \sin \varphi \quad \text{یا}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) - 2c \left(\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) \quad (a)$$

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sqrt{(1 - \sin \varphi)(1 + \sin \varphi)}}{\sqrt{(1 + \sin \varphi)(1 + \sin \varphi)}} \quad \text{لیکن}$$

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad \text{یا}$$

سپس با جای گذاری در معادله (a)

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad (b)$$

$$(1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi) = \tan^2 (45 - \varphi / 2) \quad \text{لیکن}$$

$$\sigma_3 = \gamma h \tan^2 (45 - \varphi / 2) - 2c \tan (45 - \varphi / 2) \quad (c)$$

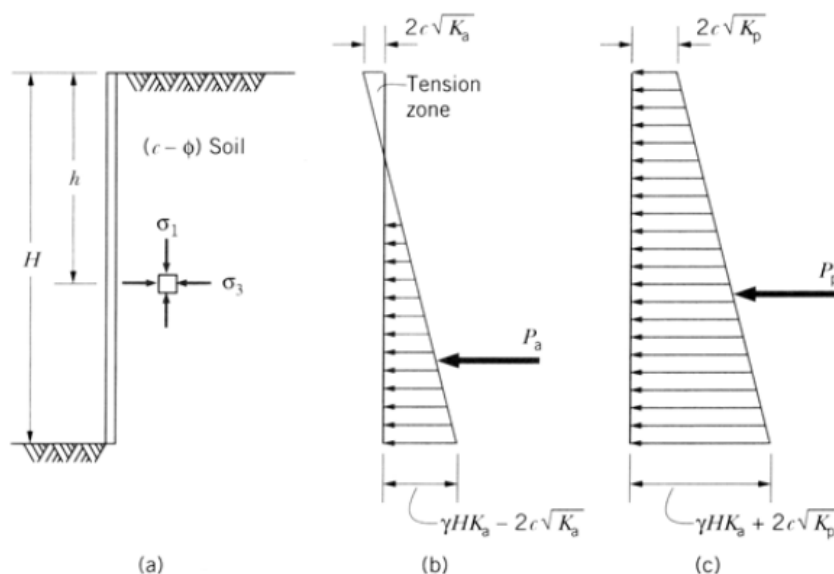
$$\sigma_3 = \gamma h k_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (d)$$

بیشترین تنش یا فشار افقی برای حالت محرک هنگامی بوجود می‌آید که $h=H$ باشد. توزیع فشار در شکل ۱۴b-۱۲ نشان داده شده است. فشار متناظر P_a عبارتست از:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a - 2c \sqrt{k_a} H \quad (12-15)$$

برای حالت مقاوم، تنش اصلی بزرگتر، تنش افقی خواهد بود. که در شکل a ۱۳-۱۲ با σ_3 نشان داده شده است پس تنش اصلی کوچکتر σ_3 است. بنابراین شکل ۱۳b-۱۲، σ_1 و σ_3 را در حالت عکس نشان خواهد داد. به این ترتیب:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3 + \sigma_1 + 2c \cot \varphi}$$



شکل ۱۴-۱۲ توزیع فشار در خاک $(c - \phi)$ (چسبنده و اصطکاکی)
 (a) خاک $(c - \phi)$. (b) حالت محرک. (c) حالت مقاوم.

۱۲-۶ بریدگی‌های بدون حفاظ در خاک $(c - \phi)$ (چسبنده و اصطکاکی)

اگر فشار افقی (σ_3) برای حالت محرک از مقاومت خاک بیشتر نشده باشد، در این صورت حفاری‌های بدون حفاظ از نظر تئوری در خاک‌های $(c - \phi)$ امکان پذیر خواهد بود. رابطه کلی برای تنش افقی σ_3 در یک خاک $(c - \phi)$ در حالت محرک، توسط معادله (d) در بخش ۵-۱۲ داده شده است که برای سهولت در اینجا مجدداً آورده شده است:

$$\sigma_3 = \gamma h k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (d)$$

در سطح زمین $h=0$ بنابراین

$$\sigma_3 = -2c\sqrt{k_a} \quad (\text{کششی})$$

این نشان دهنده تشکیل ترک کششی نشان داده شده در شکل ۱۵a-۱۲ است. توزیع تنش متناظر بر اساس معادله (d) در شکل ۱۵b-۱۲ نشان داده شده است.

تعیین تئوری عمق ترک h_t با این فرض که انتهای ترک $\sigma_3 = 0$ است، امکان پذیر می‌باشد. بنابراین از معادله (d):

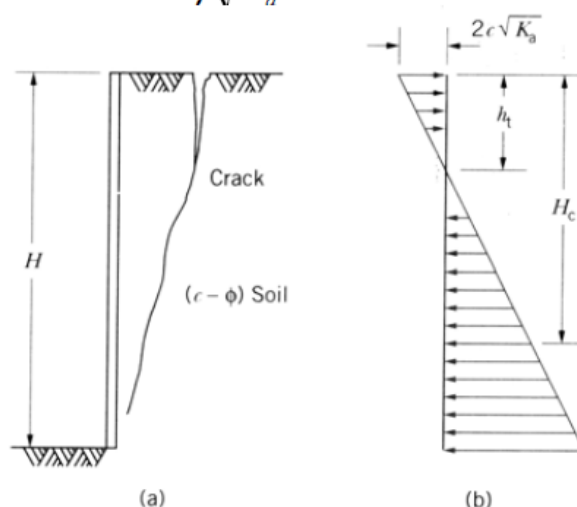
$$0 = \gamma h + k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

$$h_t = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \quad \text{یا (۱۷-۱۲)}$$

بیشترین عمق تئوری حفاری بدون حفاظ H_c می‌تواند در نقطه‌ای که نیروهای کششی برابر با مقاومت چسبندگی است محاسبه شود. بنابراین از شکل ۱۵b-۱۲، $H_c = 2h_t$ می‌باشد. همچنین اگر $\sigma_3 = 2c\sqrt{K_a}$ باشد، می‌توان از معادله (d) نیز بدست آورد. در این صورت $h = H_c$ خواهد بود.

$$2c\sqrt{k_a} = \gamma H_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}} = 2ht \quad (12-18)$$



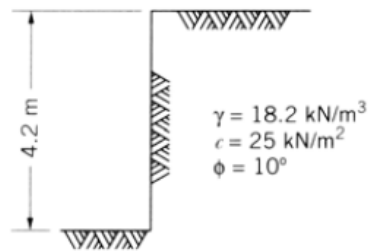
شکل ۱۲-۱۵ ترک کششی در خاک $(c - \phi)$ و توزیع فشارمناظر، حالت محرک.
(a) ترک کششی. (b) توزیع فشار.

بنابراین معادله ۱۲-۱۸ یک عمق تنوری را برای یک حفاری که ممکن است بدون حفاظ افقی حفر شود، بدست می‌دهد. این عمق باید به عنوان یک هشدار تلقی شود. رطوبت سطحی که ممکن است داخل ترک وارد شود، می‌تواند تنش‌های هیدروستاتیک ایجاد کند یا مقاومت برشی خاک را کاهش دهد. بنابراین حفاری بدون حفاظ تا این اعماق بهتر است برای مدت کوتاهی باشد. بنابراین بازتاب قضاوت در مورد نتایج بالقوه حفاری‌ها بدون حفاظ واقعاً موجه است.

عموماً توصیه می‌شود استفاده از خاک پرکننده چسبنده در هر حال به حداقل برسد. با تغییر درصد رطوبت، فشار ایجاد شده توسط خاک بسیار چسبنده به طور قابل ملاحظه‌ای ممکن است تغییر کند. برای مثال هنگامی که رس خشک شود و ترک بخورد به نظر می‌رسد که فشار روی دیوار به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. از سوی دیگر یک خاک خشک تحت تاثیر رطوبت ممکن است تورم قابل ملاحظه‌ای داشته و باین وسیله فشار به میزان زیادی افزایش یابد. علاوه بر این، تکرار سیکل‌های انقباض و تورم ممکن است منجر به حرکت تجمعی در خود دیوار حائل گردد. هنوز پیش بینی نیروها و تاثیرات بعدی آنها، از صحت کافی برخوردار نیستند.

مثال ۴-۱۲

- | | |
|-----------|---|
| داده ها | یک بریدگی بدون حفاظ که در شکل ۱۲-۱۶ نشان داده شده است. |
| پیدا کنید | الف) تنش در بالا و پایین بریدگی
ب) حداکثر عمق بالقوه ترک کششی
پ) حداکثر حفاری بدون حفاظ |



شکل ۱۶-۱۲ حفاری بدون حفاظ (حائل)

راه حل

الف) از معادله (c) بخش ۵-۱۲

$$\sigma_3 = \gamma h \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2)$$

در بالا $h=0$

$$\sigma_3 = 0 - 2(25) \tan(45 - \frac{10}{2})$$

$$\sigma_3 = -41.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

پاسخ

$$h = 4.2 \text{ m}$$

$$\sigma_3 = 18.2(4.2) \tan^2(45 - \frac{10}{2}) - 2(25) \tan(45 - \frac{10}{2})$$

و در پایین

$$\sigma_3 = 53.82 - 41.95$$

$$\sigma_3 = 11.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

پاسخ

ب) از معادله ۱۷-۱۲

$$h_t = \frac{2c}{\gamma \sqrt{ka}} = \frac{2(25)}{(18.2) \sqrt{\tan^2(45 - \frac{10}{2})}}$$

$$h_t = 3.27 \text{ m}$$

پاسخ

پ) از معادله ۱۸-۱۲

$$H_c = 2h_t$$

$$H_c = 6.54 \text{ m}$$

پاسخ

۱۲-۷ تاثیرات بارهای خارجی

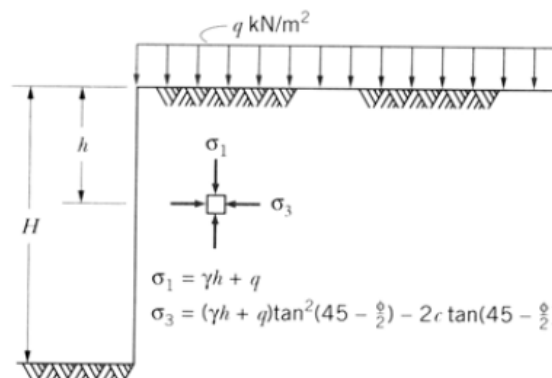
بارهای متمرکز یا یکنواخت گسترده، معمولاً به عنوان بارهای خارجی در نظر گرفته می‌شوند. عملکرد آنها بر سطح خاک پرکننده پشت دیوار (۱) سبب افزایش فشار افقی بر دیوار حائل می‌شوند و (۲) نقطه اثر فشار حاصل را به سمت بالا حرکت می‌دهند.

شکل ۱۷-۱۲ بار خارجی یکنواخت (گسترده) $q (KN/m^2)$ عمل کننده بر پشت دیوار را نشان می‌دهد. تنش عمودی σ_1 در یک المان داخل خاک پرکننده در عمق h برابر است با $\gamma h + q$. به همین ترتیب تنش افقی σ_3 از معادله (c) بخش ۵-۱۲ برای یک خاک $(c - \phi)$ عبارتست از:

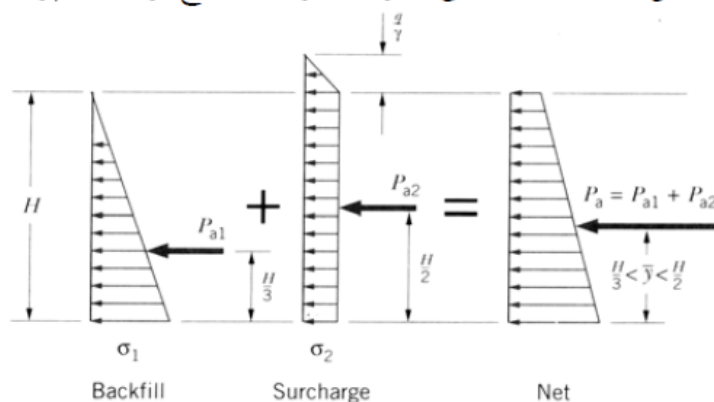
$$\sigma_3 = (\gamma h + q) \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2)$$

مطابق شکل ۱۸-۱۲، شدت فشار در یک عمق معین، از ترکیب تأثیرات خاک پرکننده و بار خارجی تعیین می‌شود. این تأثیر می‌تواند با این فرض که یک لایه خاک معادل ضخامت q/γ بر روی خاک پرکننده قرار دارد، محاسبه شود. بنابراین، این تأثیر اضافه شونده است. حاصل کار در شکل ۱۸-۱۲ نشان داده شده است. علاوه بر این نیروی حاصل از ترکیب دو عامل در یک نقطه بین دو بلوک فشار در شکل ۱۸-۱۲ عمل می‌کند. بنابراین بار خارجی سبب افزایش فشار افقی محرک و گشتاور مخرب می‌شود.

بارهای متمرکز Q ممکن است توسط یک پی پیوسته، خط‌های راه‌آهن و که به موازات دیوار کشیده شده‌اند، ایجاد شوند. برآورد افزایش تنش‌ها بر دیوار بر اساس معادله بوزینسک در تقابل با تئوری الاستیسیته برای یک توده خاک نیمه محدود همگن، امکان‌پذیر است، ولیکن کار زیادی می‌برد. (نگاه کنید به مثال‌های ۵-۱۲ و ۶-۱۲).



شکل ۱۷-۱۲ بار خارجی یکنواخت بر روی سطح تراز خاک پرکننده



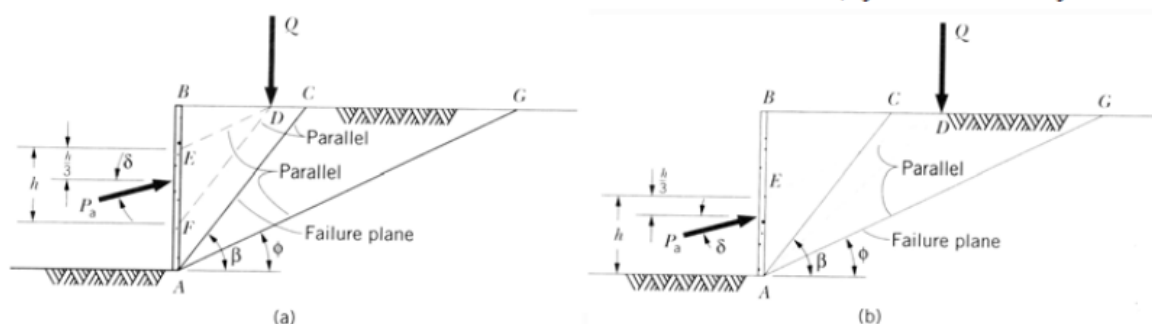
شکل ۱۸-۱۲ تنش‌های ایجاد شده توسط بار خارجی بر روی خاک پرکننده

داده‌های تجربی نشان می‌دهد که معادله بوزینسک برای تنش افقی، جایی که حرکت دیوار همراه با تغییر شکل در خاک پرکننده پشت دیوار است، نتایج قابل قبولی می‌دهد. از سوی دیگر اگر دیوار حائل کاملاً صلب باشد تغییر شکل خاک توسط مرز صلب، محدود خواهد شد و تنش افقی دو برابر مقدار معادله بوزینسک خواهد شد. این تاثیر به میزان قابل توجهی با افزایش فاصله Q از دیوار کاهش می‌یابد.

خط اثر نیروی محرک ایجاد شده توسط بار خارجی متمرکز Q معمولاً بر اساس روش‌های تجربی است. شکل ۱۹-۱۲ یکی از روش‌هایی است که نتایج قابل قبولی برای خاک پرکننده غیر-چسبنده می‌دهد. هنگامی که بار متمرکز در سمت چپ نقطه C واقع شده باشد، نیروی محرک P_a را می‌توان به ترتیب با ترسیم خط ED و FD به موازات خط AG و AC تعیین نمود. مطابق شکل (۱۹-۱۲)، نقطه اثر P_a در یک سوم فاصله EF از نقطه E قرار دارد. در شکل ۱۹b-۱۲، هنگامی که بار Q در طرف راست صفحه گسیختگی است، خط ED موازی AG می‌باشد. نقطه اثر P_a در یک سوم فاصله EA از نقطه E قرار دارد. توجه کنید که خط اثر نیروی محرک حاصل، هنگام نزدیک شدن بار Q به دیوار، به سمت بالا حرکت می‌کند. علاوه بر این نیروی افقی همانند اثر واژگونی با دور شدن بار Q از دیوار کاهش می‌یابد.

۸-۱۲ روش کولمن

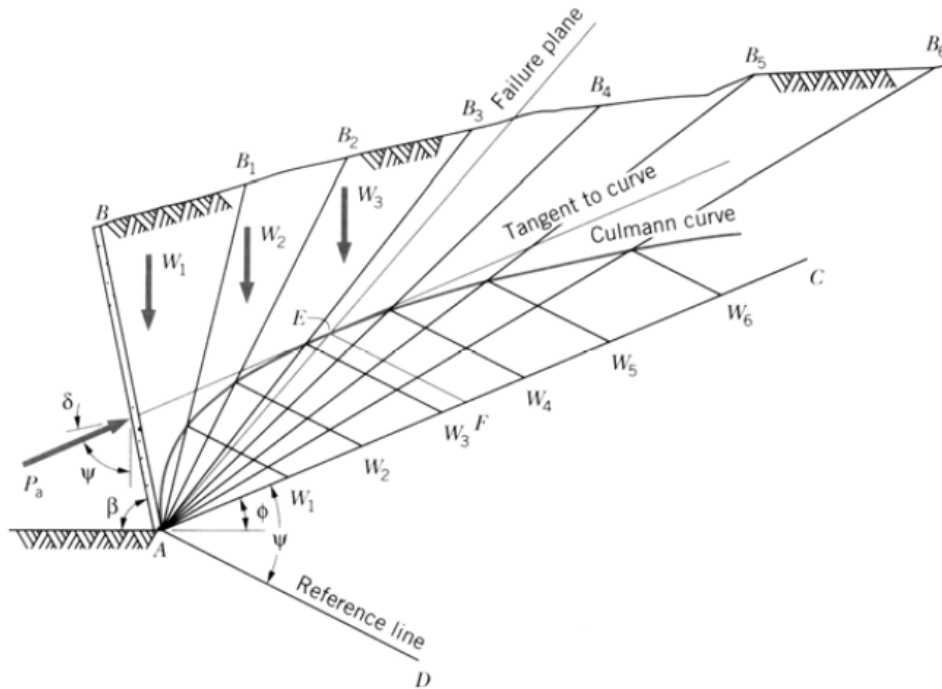
روش ترسیمی زیر توسط کارل کولمن بیش از یک قرن پیش (۱۸۷۵) توصیه شده است که برای تعیین مقدار و موقعیت فشارهای حاصل از خاک در حالت محرک و مقاوم بر روی دیوار حائل از آن استفاده می‌شود. این روش با صحت قابل قبولی برای حالت‌هایی که سطح خاک پرکننده، صاف یا شیب‌دار، منظم یا نامنظم و یکنواخت یا لایه‌ای است، قابل استفاده می‌باشد. همچنین در آن متغیرهایی مثل اصطکاک دیواره خاک‌های غیرچسبنده، مورد توجه گرفته است. هر چند که لازم است زاویه اصطکاک داخلی خاک برای کل خاک پرکننده مقدار ثابتی باشد، این مراحل انجام می‌گیرد. این روش در اینجا برای خاک‌های غیر چسبنده بیان شده است.



شکل ۱۹-۱۲ روش تعیین خط اثر برآیند نیروی محرک P_a ایجاد شده توسط بار متمرکز خارجی Q در سمت چپ و راست صفحات دارای پتانسیل لغزش. (a) موقعیت نیروی محرک ایجاد شده توسط بار خارجی متمرکز Q که بین دیوار و سطح گسیختگی عمل می‌کند. (b) موقعیت نیروی محرک P_a ایجاد شده توسط بار خارجی متمرکز که در خارج گوه لغزشی عمل می‌کند.

با توجه به مرجع، شکل ۲۰-۱۲ جهت توصیف این روش برای تعیین فشار محرک خاک غیر چسبنده ترسیم شده است:

- ۱- یک مقیاس مناسب برای نشان دادن یک شکل ترکیبی از دیوارحائل و خاک پر-کننده انتخاب کنید این مورد باید شامل ارتفاع و شیب دیوارحائل سطح خاک پرکننده، موقعیت و بزرگی (خط) بارهای خارجی متمرکز، یکنواخت و مانند آن باشد.



شکل ۲۰-۱۲ فشار محرک کولمن برای خاک‌های غیرچسبنده

- ۲- از نقطه A خط AC را رسم کنید که زاویه ϕ با افق بسازد.
- ۳- خط AD را با زاویه Ψ از خط AC رسم کنید. شکل ۲۰-۱۲ نشان می‌دهد که زاویه Ψ زاویه بین خط قائم و فشار محرک حاصل است.
- ۴- خطوط AB_1, AB_2, AB_3 و... که سطوح فرضی گسیختگی می‌باشند، رسم کنید.
- ۵- وزن هر گوه را تعیین کنید اگر خاک پرکننده لایه‌ای است تغییرات در دانسیته و درصد رطوبت و مانند آنرا در نظر بگیرید.
- ۶- یک مقیاس مناسب انتخاب کنید و این وزن‌ها را در امتداد خط AC رسم کنید. برای مثال فاصله A تا W_1 در امتداد خط AC برابر W_1 است. به طور مشابه فاصله از W_1 تا W_2 در امتداد خط AC برابر W_2 است و به همین ترتیب.
- ۷- از هر نقطه واقع بر خط AC، خطوطی به موازات AD رسم کنید تا سطوح گسیختگی مورد نظر را قطع کند. به این ترتیب خط گذرنده از W_1 خط AB_1 را قطع خواهد کرد، از W_2 خط AB_2 را قطع خواهد کرد و به همین ترتیب.
- ۸- این نقاط تقاطع را توسط یک خط صاف به هم وصل کنید. (منحنی کولمن)

۹- به موازات خط AC، مماسی بر منحنی کولمن رسم کنید. در شکل ۲۰-۱۲ نقطه E بیانگر یک نقطه تماس است. اگر خط کولمن نامنظم باشد، بیش از یک مماس نیز امکان پذیر است.

۱۰- از نقطه تماس خط EF را موازی AD رسم کنید. مقدار EF، بر اساس مقیاس انتخابی، بیانگر فشار محرک P_a است. اگر چندین مماس بر منحنی وجود داشته باشد بزرگ-ترین آنها مقدار P_a را نشان می دهد. سطح گسیختگی گذرنده از E و A در شکل ۲۰-۱۲ نشان داده شده است.

همانطور که در بخش قبل به آن اشاره شد، بارهای خارجی و اثرات مربوط به آنها بر موقعیت نیرو قابل محاسبه است.

مثال های ۵-۱۲ و ۶-۱۲ می توانند این مساله را روشن تر کنند. شکل ۲۱-۱۲ روند تعیین نیروی مقاوم را بوسیله روش کولمن نشان می دهد. این روش مشابه روش فشار محرک است. لیکن تفاوت-هایی نیز دارند مانند: (۱) خط AC زاویه ای به مقدار ϕ در زیر سطح نسبت به افق می سازد. (۲) خط مرجع زاویه ای به اندازه Ψ با خط AC می سازد. اندازه Ψ در شکل ۲۱-۱۲ نشان داده شده است. برای گوه های لغزشی مفروض، وزن های W_1 و W_2 و مانند آن در امتداد خط AC رسم شده اند.

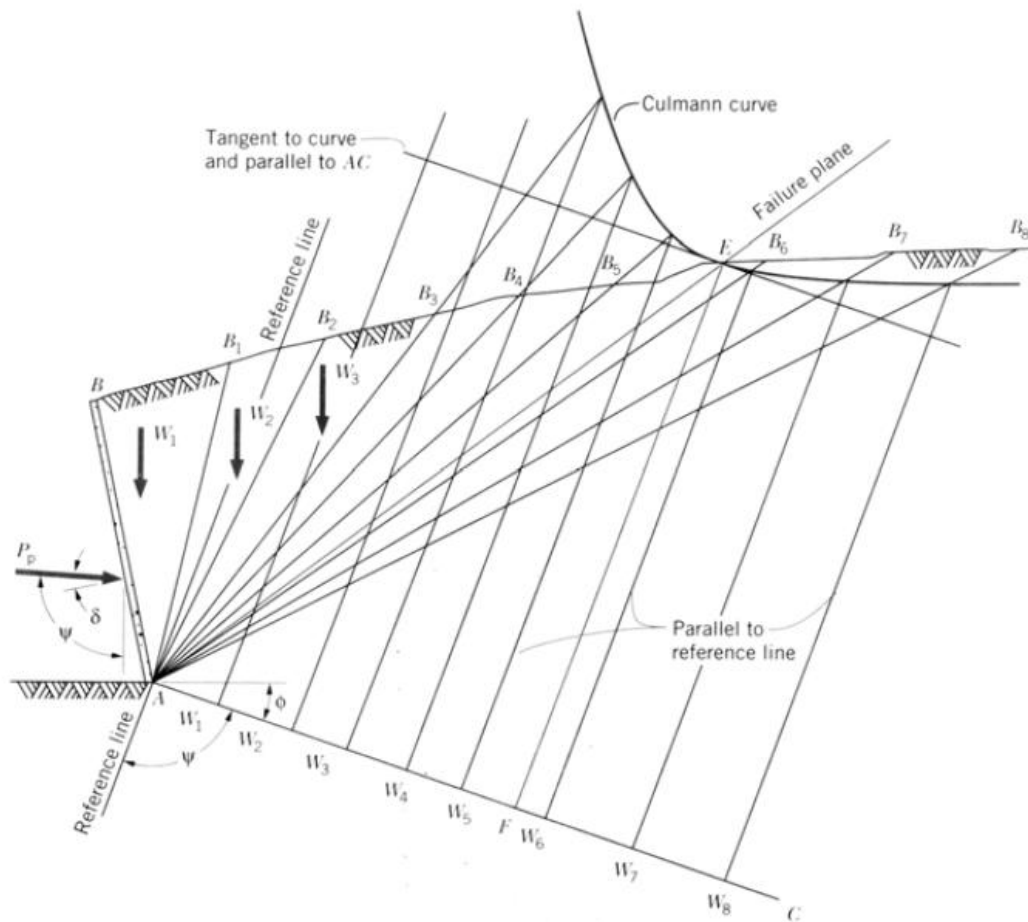
از این نقاط خطوطی به موازات خط مرجع رسم می شوند تا خطوط متناظر نشان داده شده در شکل ۲۱-۱۲ را قطع نمایند. خط کولمن نشان دهنده یک منحنی صاف ارتباط دهنده نقاط تقاطع است.

مماسی بر منحنی کولمن به موازات خط AC رسم شده است. مطابق شکل ۲۱-۱۲، فشار حاصل از خاک به اندازه خط EF بر حسب مقیاس می باشد.

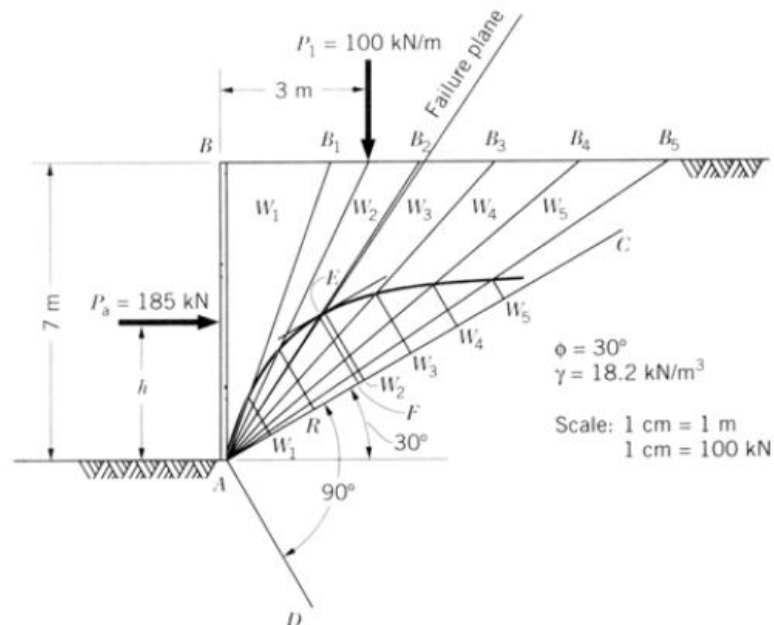
مثال ۵-۱۲

دیوار حائلی به همراه خاک پرکننده در شکل ۲۲-۱۲ نشان داده شده است. پیدا کنید

نیروی محرک با استفاده از روش کولمن



شکل ۲۱-۱۲ فشار مقاوم کولمن برای خاک‌های غیر چسبنده

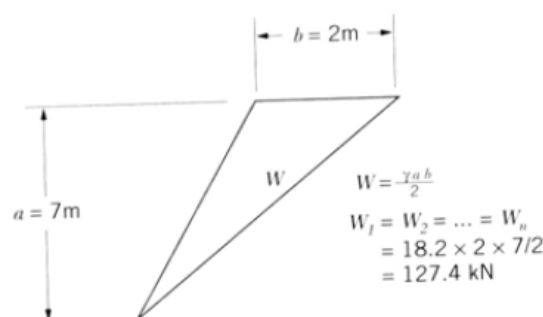


شکل ۲۲-۱۲ حل ترسیمی کولمن

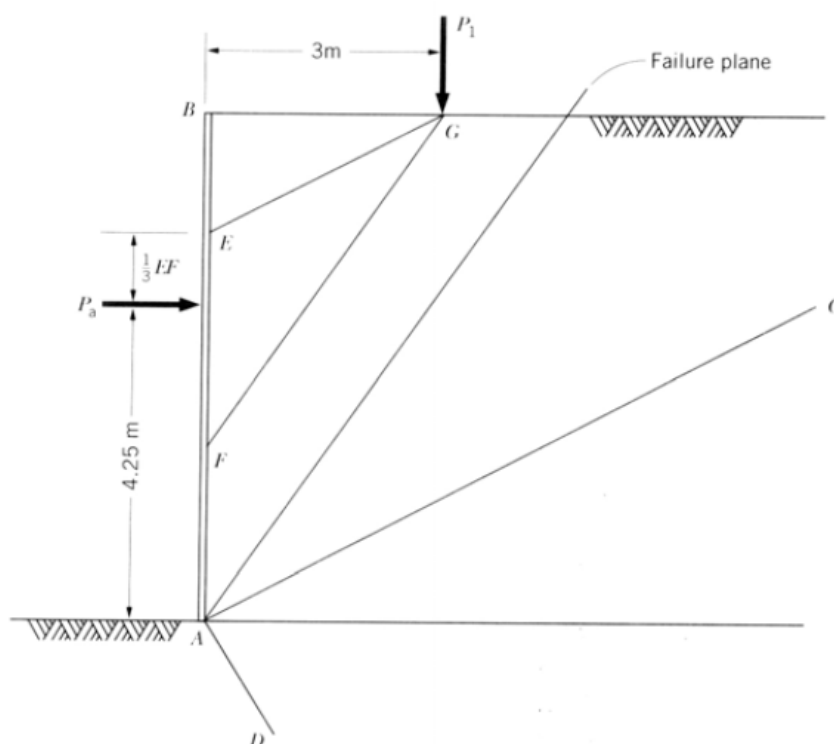
راه حل
 شکل ۲۲-۱۲ یک دیوار حائل قائم به طول ۷m نشان می‌دهد که یک خاک پرکننده با مقدار ϕ معادل 30° را نگهداری می‌کند. این دیوار هموار فرض شده است. بار

خطی 100 kN/m به موازات دیوار کشیده شده است. با یک مقیاس دلخواه $1 \text{ cm} = 1 \text{ m}$ داده - ها بر حسب مقیاس رسم شده‌اند.

برای سهولت قاعده همه گوه‌ها یکسان هستند. بنابراین وزن همه گوه‌ها برابر با KN 127.4 است. همانطور که در شکل ۱۲-۲۳ مشاهده می‌شود، نقاط متناظر در امتداد AC در شکل ۱۲-۲۲ با مقیاس دلخواه $1 \text{ cm} = 100 \text{ KN}$ نشان داده شده‌اند. از این نقاط خطوطی به موازات خط AD رسم شده تا خطوط AB_1 و AB_2 و مانند آنرا قطع کنند. توجه کنید که یک خط مشابه برای بار خطی P_1 رسم شده است. با اتصال این نقاط تقاطع توسط یک منحنی هموار (منحنی کولمن) و ترسیم یک مماس بر این منحنی به موازات AC ، مقدار P_a را بدست می‌آوریم که بر حسب مقیاس برابر است با مقدار EF . مقدار EF به مقیاس برای $EF = 1.85 \text{ cm}$ ، 185 KN است. نقطه ای که P_a در آن عمل می‌کند بر اساس توضیحات بخش قبلی تعیین شده و در شکل ۱۲-۲۴ نشان داده شده است. خط EG موازی خط AC و خط GF موازی سطح گسیختگی است. بنابراین P_a در یک سوم فاصله EF از نقطه E در فاصله 4.25 cm بالای نقطه A عمل می‌کند.



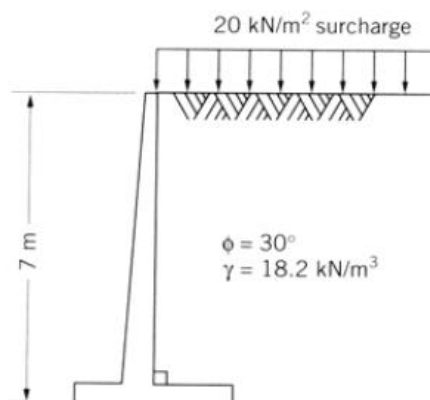
شکل ۱۲-۲۳ گوه شاخص



شکل ۱۲-۲۴ برآیند نیروی محرک ایجاد شده توسط بار خارجی متمرکز در سطح

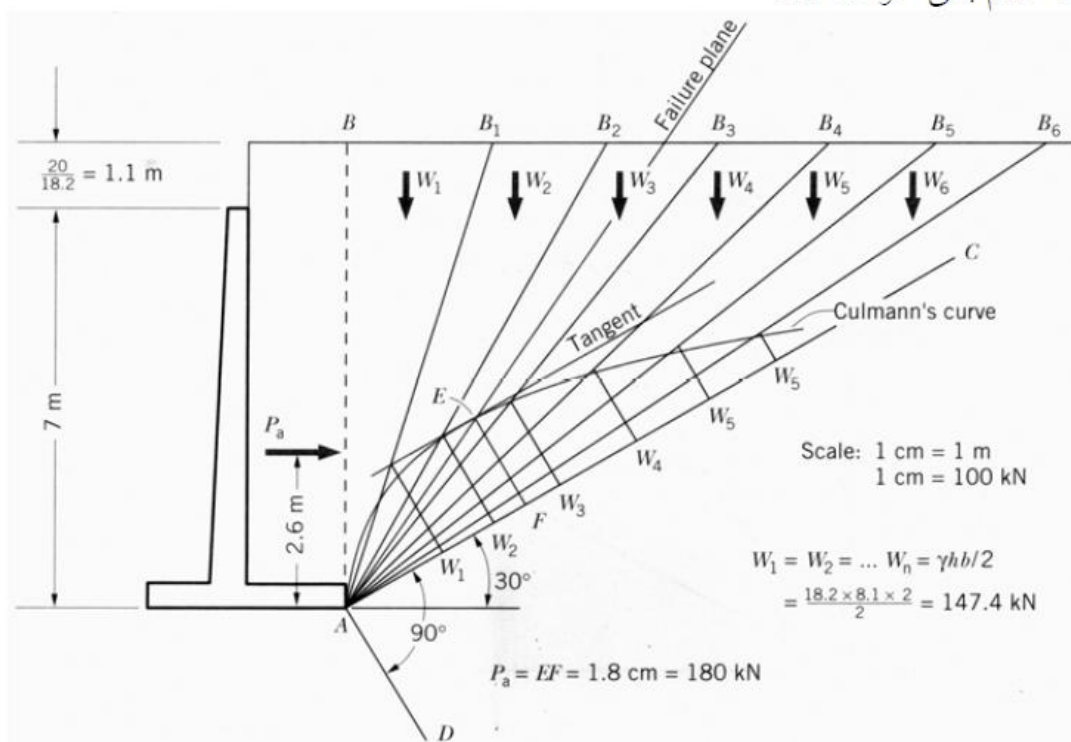
مثال ۱۲-۶

داده ها یک بار خارجی بر روی یک خاک پر کننده در شکل ۱۲-۲۵ نشان داده شده است.
پیدا کنید نیروی محرک را بوسیله روش کولمن



شکل ۱۲-۲۵ دیوار نگهدارنده خاک پر کننده و بار خارجی یکنواخت

راه حل بار خارجی یکنواخت در شکل ۱۲-۲۵ به یک وزن موثر معادل در شکل ۱۲-۲۶ تبدیل شده است. از این به بعد روش حل بسیار شبیه مثال ۱۲-۵ است. توجه کنید که خاک بالای پاشنه دیوار حائل نمی تواند تشکیل یک گوه در خلال گسیختگی را بدهد بلکه بخش مقاومی است که سالم باقی خواهد ماند.



شکل ۱۲-۲۶ حل کولمن

بنابراین خط AB یک مرز صلب فرضی برای خاک پرکننده تشکیل می‌دهد. علاوه بر این نقطه-ای که P_a عمل می‌کند می‌تواند با فرض اینکه توزیع فشار و موقعیت فشار حاصل در شکل ۱۸-۱۲ نشان داده شده تعیین گردد. در این حالت نیروی حاصل در فاصله ۲.۶m از کف دیوار واقع شده است.

مسائل

۱۲-۱ برای حالت تشریح شده در بخش ۲-۱۲ روابط برای تعیین ضرایب فشار محرک و مقاوم عبارتند

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

از:

(a) برای فواصل افزایش مقدار K_a و K_p را تعیین کنید.

(b) روابط تعیین شده در قسمت الف را ترسیم کنید.

(c) آیا نسبت K_p/K_a مقدار ثابتی است؟

(d) درجه مقدار ϕ ضریب فشار مقاوم به بی نهایت میل می‌کند؟

۱۲-۲ دیوار حائلی یک خاک پرکننده را نگهداری می‌کند که زاویه اصطکاک داخلی و وزن مخصوص آن به ترتیب 30° و 18.5 kN/m^3 می‌باشد.

(a) نیروی محرک P_a را در واحد طول دیوار توسط معادله ۱۲-۱۸ تعیین کنید.

(b) P_a را با استفاده از معادله ۱۲-۹ رانکین برای $i=0, 10, 15, 20, 25$ تعیین کنید.

(c) هنگامیکه P_a با فرض خاک پرکننده مسطح به جای شیب‌های واقعی داده شده در بخش

(b) محاسبه چند درصد خطا ایجاد می‌شود؟

(d) درصد خطا برحسب i برای نتایج قسمت (c) رسم کنید. آیا روندی مشاهده می‌شود؟

توضیح دهید.

۱۲-۳ یک دیوار حائل به ارتفاع ۲m در مقابل خاک پرکننده‌ای که زاویه اصطکاک داخلی آن 30°

است مقاومت می‌کند. فرض کنید وزن واحد پرکننده 17.6 kN/m^3 است.

(a) نیروی مقاوم کل P_p را با معادله ۱۲-۲ بدست آورید.

(b) P_a را بوسیله معادله ۱۲-۱۰ رانکین برای $i=0, 10, 15, 20, 25$ بدست آورید.

(c) هنگامیکه P_p با فرض یک خاک پرکننده مسطح به جای شیب‌ها واقع داده شده محاسبه

می‌شود، درصد خطا چقدر است؟

(d) درصد خطا بر حسب i را برای نتایج قسمت (c) رسم کنید. آیا روند خاصی وجود دارد؟

توضیح دهید.

۱۲-۴ یک دیوار حائل قائم و همواره ارتفاع ۵m یک خاک پرکننده دانه‌ای را که دارای زاویه اصطکاک

داخلی 30° است، نگهداری می‌کند. فرض کنید وزن واحد خاک پرکننده 18.5 kN/m^3 است.

(a) نیروی محرک P_a را با معادله ۱۲-۱۸ تعیین کنید.

(b) P_a را با استفاده از معادله ۱۲-۱۳ کولمب برای $i=0, 10, 15, 20, 25$ تعیین کنید.

(c) هنگامیکه P_a با فرض یک خاک پرکننده مسطح به جای شیب های واقعی داده شده در قسمت (b) محاسبه می شود. درصد خطا چقدر است؟

(d) درصد خطا برحسب i را برای نتایج قسمت (c) رسم کنید چه نتیجه ای می توان گرفت؟ توضیح دهید.

۱۲-۵ یک دیوارحائل هموار به ارتفاع $2m$ درمقابل یک خاک پرکننده دانه ای که دارای زاویه اصطکاک داخلی 30° است، مقاومت می کند. فرض کنید وزن واحد حجم خاک پرکننده 17.6 kN/m^3 است.

(a) نیروی مقاوم کل P_p را با استفاده از معادله a ۱۲-۲ تعیین کنید.

(b) P_p را با معادله ۱۲-۱۴ کولمب برای $i = 0, 10, 15, 20, 25$ تعیین کنید.

(c) هنگامیکه P_p با فرض یک خاک پرکننده مسطح به جای شیب های واقعی داده شده در قسمت (b) محاسبه می شود. درصد خطا چقدر است؟

(d) درصد خطا بر حسب i را برای نتایج قسمت (c) رسم کنید. چه نتیجه ای می توان گرفت؟ توضیح دهید.

۱۲-۶ یک دیوارحائل هموار به ارتفاع $5m$ یک خاک پرکننده دانه ای را که دارای زاویه اصطکاک داخلی 30° است نگهداری می کند. فرض کنید وزن واحد حجم خاک پرکننده 18.5 kN/m^3 است. برای شیب پرکننده $i = 0, 10, 15, 20, 25$ است.

(a) K_a را با معادله رانکین و معادله کولمب تعیین کنید.

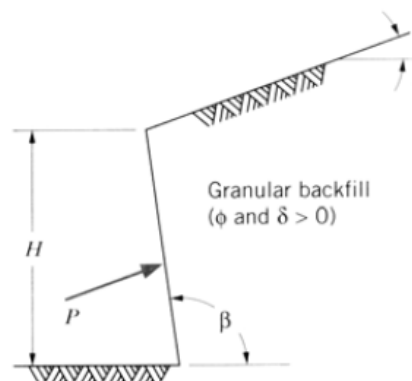
(b) تفاوت های قابل انتظار در مقادیر K_a را تعیین کنید.

(c) تفاوت های قسمت (a) را بر حسب i رسم کنید.

۱۲-۷ برای دیوارحائل نشان داده شده در شکل مسئله ۱۲-۷ نیروی محرک را با تئوری کولمب برای داده های زیر بدست آورید

۱۲-۸ مساله ۱۲-۷ را با فرض $\delta = 0$ (یک دیوار حائل هموار) حل کنید. با هموار فرض کردن دیوارحائل درحالی که واقعاً زاویه $\delta = 20^\circ$ است، چند درصد خطا ایجاد می شود؟

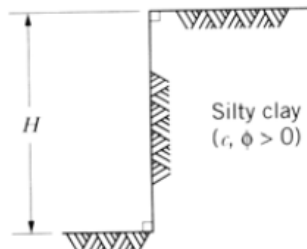
۱۲-۹ مساله ۱۲-۷ را با فرض اینکه $i = 0$ مجدداً حل کنید. با فرض مقدار صفر برای i درحالی که واقعاً 22° است، چند درصد خطا ایجاد می شود؟



شکل مسئله ۱۲-۷ دیواری با $i > 0^\circ$ و $\beta > 90^\circ$

۱۲-۱۰ مساله ۷-۱۲ را با فرض $\beta = 90^\circ$ مجدداً حل کنید. با فرض $\beta = 90^\circ$ در حالیکه واقعاً 100° است، چند درصد خطا ایجاد می شود؟

۱۲-۱۱ عمق بریدگی قائم بدون حفاظ نشان داده شده در شکل مسئله ۱۱-۱۲، $3.7m$ است. فرض کنید $c = 22 \text{ KN/m}^2$ و $\phi = 12^\circ$ ، $\gamma = 17.3 \text{ KN/m}^3$. تعیین کنید:



(a) تنش در بالا و پایین بریدگی

(b) بیشترین عمق بالقوه برای ترک کششی

(c) بیشترین عمق حفاری بدون حفاظ

شکل مسئله ۱۱-۱۲ دیواری با $i = 0^\circ$

۱۲-۱۲ شکل مسئله ۱۱-۱۲ یک بریدگی قائم بدون حفاظ به عمق $3.7m$ را نشان می دهد. فرض کنید $c = 22 \text{ KN/m}^2$ و $\phi = 6^\circ$ ، $\gamma = 17.3 \text{ KN/m}^3$. تعیین کنید:

(a) تنش در بالا و پایین بریدگی

(b) بیشترین عمق بالقوه برای ترک کششی

(c) بیشترین عمق حفاری بدون حفاظ

۱۲-۱۳ شکل مسئله ۱۱-۱۲ یک حفاری بدون حفاظ به عمق $3.7m$ را نشان می دهد. فرض کنید $\gamma = 17.3 \text{ KN/m}^3$ ، $\phi = 12^\circ$ و چسبندگی بین 20 تا 30 KN/m^2 تغییر می کند. برای محدوده با فاصله های $c = 2 \text{ KN/m}^2$ را بر حسب کمیت های زیر ترسیم کنید.

(a) تنش در بالا و پایین بریدگی

(b) بیشترین عمق بالقوه برای ترک کششی

(c) بیشترین عمق حفاری بدون حفاظ

۱۲-۱۴ مساله ۱۳-۱۲ را مجدداً برای $\phi = 0$ حل کنید.

برای مسائل ۱۵-۱۲ تا ۲۰-۱۲ به شکل مسئله ۱۵-۱۲ رجوع کنید و نیروی محرک برای داده های مورد نظر را تعیین کنید. دیوار حائل را بدون اصطکاک در نظر بگیرید.

$$q = 0, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 90^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-15$$

$$q = 250 \text{ KN/m}^2, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 90^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-16$$

$$q = 0, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 90^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-17$$

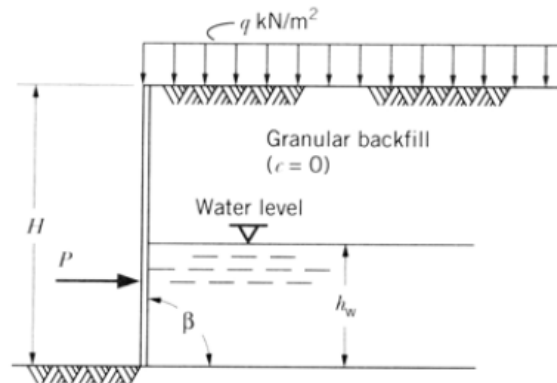
$$q = 250 \text{ KN/m}^2, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 90^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-18$$

$$q = 0, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 75^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-19$$

$$q = 0, \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, hw = 0, \beta = 95^\circ, \phi = 30^\circ, H = 5 \text{ m} \quad 12-20$$

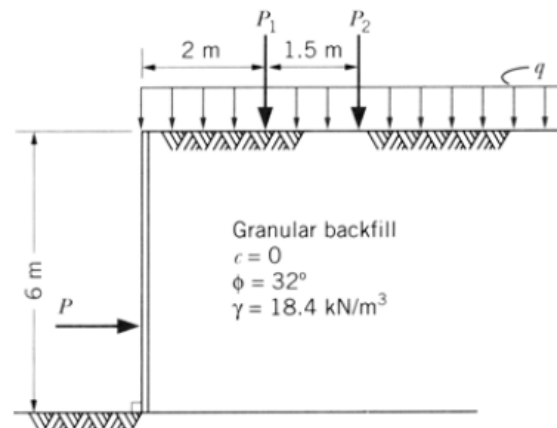
با توجه به شکل مسئله ۱۵-۱۲، P_a را باروش کولمب برای داده های مسائل ۲۱-۱۲ تا ۲۶-۱۲ بدست آورد. فرض کنید γ در کل عمق موثر ثابت است و $c = 0$ می باشد.

- $q = 0, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 0, \beta = 100^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۱
 $q = 250 \text{ kN/m}^2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 0, \beta = 100^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۲
 $q = 0, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 2 \text{ m}, \beta = 10^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۳
 $q = 250 \text{ kN/m}^2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 2 \text{ m}, \beta = 90^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۴
 $q = 0 \text{ kN/m}^2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 0, \beta = 95^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۵
 $q = 250 \text{ kN/m}^2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, h_w = 0, \beta = 95^\circ, \varphi = 30^\circ, H = 5 \text{ m}$ ۱۲-۲۶



شکل مسئله ۱۲-۱۵ بارخارجی یکنواخت برای $i=0^\circ$

۱۲-۲۷ برای اطلاعات داده شده در شکل مسئله ۱۲-۲۷ نیروی محرک را با استفاده از روش کولمب بدست آورید. فرض کنید $q=0, P_1=P_2=300 \text{ kN/m}^2$ باشد.



شکل مسئله ۱۲-۲۷ بارخارجی یکنواخت و متمرکز برای $i=0^\circ$

۱۲-۲۸ با توجه به شکل مسئله ۱۲-۲۷ برای $P_1=P_2=0$ و $q=250 \text{ kN/m}^2$ ، نیروی محرک بر دیوار حائل پشت بندار را با روش کولمب تعیین کنید.

۱۲-۲۹ با توجه به شکل مسئله ۱۲-۲۷ اگر $P_1=P_2=300 \text{ kN/m}^2$ و $q=250 \text{ kN/m}^2$ ، نیروی محرک وارد بر دیوار حائل را با روش کولمب تعیین کنید.

۱۲-۳۰ با توجه به شکل مسئله ۱۲-۲۷ برای $P_1=P_2=500 \text{ kN/m}^2$ و $q=250 \text{ kN/m}^2$ ، نیروی محرک دیوار حائل را با روش کولمب تعیین کنید.

۱. Andrawes, K. Z., and M. El-Sohby, "Factors Affecting Coefficient of Earth Pressures K ," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۹۹, July ۱۹۷۳.
۲. Brooker, E. W., and H. Ireland, "Earth Pressures at Rest Related to Stress History," *Can. Geotech. J.*, vol. ۲, no. ۱, ۱۹۶۵.
۳. Edil, T. B., and A. W. Dhowian, "At-Rest Lateral Pressure of Peat Soils," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۱۰۷, Feb. ۱۹۸۱.
۴. Huntington, W. C., *Earth Pressures and Retaining Walls*, Wiley, New York, ۱۹۵۷.
۵. Jaky, J., "Earth Pressure in Silos," *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, vol. 1, ۱۹۴۸.
۶. Lee, I. R., and J. R. Herington, "Effect of Wall Movement on Active and Passive Pressures," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۹۸, June ۱۹۷۲.
۷. Mackey, R. D., and D. P. Kirk, "At Rest, Active and Passive Earth Pressures," *Proc. Southeast asian Reg. Conf. Soil Eng.*, Bangkok, ۱۹۶۷.
۸. Massarsch, K. R., "New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. ۱۲, Feb. ۱۹۷۵.
۹. Massarsch, K. R., and B. B. Broms, "Lateral Earth Pressures at Rest in Soft Clay," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۱۰۲, Oct. ۱۹۷۶.
۱۰. Mayne, P. W., and F. H. Kulnawy, "&-OCR Relationships in Soil," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۱۰۸, June ۱۹۸۲.
۱۱. Moore, P. J., and G. K. Spencer, "Lateral Pressures from Soft Clay," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۹۸, Nov. ۱۹۷۲.
۱۲. Müller-Breslau, H., *Erddruck auf Stützmauer*, Alfred Kroner Verlag, Stuttgart, Germany, ۱۹۰۶, ۱۹۴۷.
۱۳. Murphy, D. J., G. W. Clough, and R. S. Woolworth, "Temporary Excavation in Varved Clay," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۱۰۱, Mar. ۱۹۷۵.
۱۴. Peck, R. B., "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago. Illinois, Subway," *Trans. ASCE*, vol. ۱۰۸, ۱۹۴۳.
۱۵. Peck, R. B., et al., "A Study of Retaining Wall Failures," *2nd Int. Conf Soil mech. Found. Eng.*, vol. ۳, ۱۹۴۸.
۱۶. Reese, L. C., and R. C. Welch, "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol. ۱۰۱, July ۱۹۷۵.
۱۷. Rehman, S. E., and B. B. Broms, "Lateral Pressures on Basement Wall: Results from Full-Scale Tests," *4th Eur. Conf Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 1, ۱۹۷۲.
۱۸. Rowe, P. W., and K. Peaker, "Passive Earth Pressure Measurements," *Geotechnique*, vol. ۱۵, Mar. ۱۹۶۵.
۱۹. Shields, D. H., and A. Z. Tolunay, "Passive Pressure Coefficients by Method of Slices," *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. ۹۹, no. SM۱۲, Dec. ۱۹۷۳.
۲۰. Spangler, M. G., and J. Mickle, "Lateral Pressure on Retaining Walls Due to Backfill Surface Loads," *Highw. Res. Board Bull.*, vol. ۱۴۱, ۱۹۵۶.
۲۱. Terzaghi, K., "Large Retaining Wall Test," *Eng. News Rec.*, Mar. ۸, ۱۹۲۰; Feb. ۱, ۱۹۲۲; Apr. ۱۹, ۱۹۳۴.
۲۲. Terzaghi, K., and R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, ۱۹۶۷.
۲۳. Tschebotarioff, G. P., *Foundations, retain in, and Earth Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York, ۱۹۷۳.