

فصل ۷:

فشار جانبی خاک و دیوارهای حائل

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

@ME2CH

WWW.ME2CH.ROZBLOG.COM

سازه های حائل خاک نظیر دیوارهای حائل، دیوارهای زیرزمین و دیوارهای ساحلی که در مهندسی پی برای حفاظت جداره شیروانی های خاکی مورد استفاده قرار می گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می کند که شناخت دقیقی از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم.

در این فصل مبانی نظری فشار جانبی خاک ها را معرفی نموده و پایداری دیوارهای حائل را مورد بررسی قرار می دهیم. دیوار حائل، دیواری است که تکیه گاه جانبی برای جداره های قائم و یا نزدیک به قائم خاک بوجود می آورد. از دیوار حائل در بسیاری از پروژه های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه سازی، ساختمان سازی و به طور کلی هر جا که احتیاج به تکیه گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می شود.

۲-۷ | انواع دیوار حائل

بر حسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حائل دارای انواع زیر می باشد:

۱. دیوار حائل وزنی
۲. دیوار حائل نیمه وزنی
۳. دیوار حائل طره ای
۴. دیوار حائل پشت بند دار

دیوارهای حائل وزنی (شکل ۱-۷-الف) از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آن ها دارد. گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حائل وزنی مقداری کاسته می شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می کنند. به چنین دیوارهای نیمه وزنی می گویند (شکل ۱-۷-ب).

دیوارهای حائل طره ای (شکل ۱-۷-پ) از بتن مسلح ساخته می شوند و متشکل از دیوار تیغه و دال پایه می باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.

دیوارهای حائل پشت بند دار (شکل ۱-۷-ت) مشابه دیوارهای حائل طره ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت بند هایی عمود بر دیوار تیغه می باشند. پشت بند ها، تیغه و پایه را به یکدیگر می دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی آنها می کاهند.

در طراحی دیوار حائل، برای طراح باید پارامترهای پایه خاک، یعنی وزن مخصوص، زاویه اصطکاک و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار و هم برای خاک زیر پایه معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراح فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراح ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می آورد.

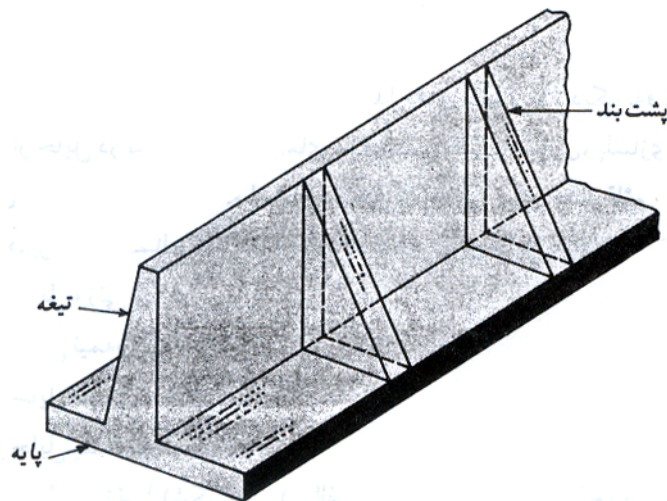
در طراحی دیوار حائل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده می باشد. در مرحله دوم طراحی سازه ای اجزاء مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می شود. نتیجه این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می باشد.



(پ) دیوار حائل طره ای

(ب) دیوار حائل نیمه وزنی

(الف) دیوار حائل وزنی



(ت) دیوار حائل پشت بند دار

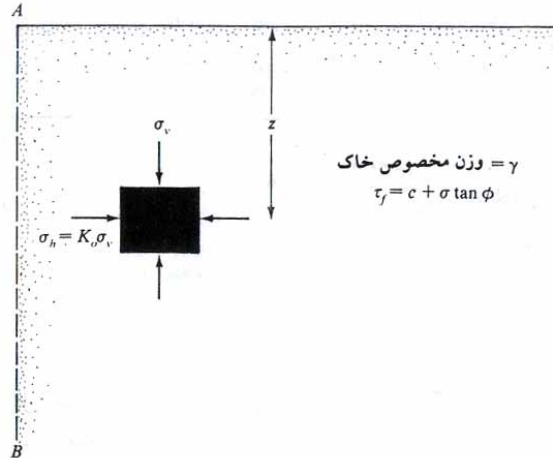
شکل ۷-۱ انواع دیوار حائل

۳-۷ | فشار خاک در حالت سکون

توده خاکی مطابق شکل ۷-۲ در نظر گرفته می شود. سمت چپ این توده خاک، محدود به دیوار بدون اصطکاک AB می باشد که تا عمق بینهایت ادامه دارد. یک جزء کوچک در عمق z ، تحت فشار قائم σ_v و فشار افقی σ_h قرار دارد. برای حالت تحت مطالعه، σ_v و σ_h هم می توانند فشار موثر و هم می توانند فشار کل باشند. هیچگونه تنش برشی در صفحات قائم و افقی وجود ندارد.

اگر دیوار **AB** ساکن باشد، یعنی هیچگونه حرکتی به سمت چپ یا راست نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشند، توده خاک در حالت تعادل الاستیک خواهد بود. در چنین حالتی، نسبت تنش افقی به تنش قائم، ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون نامیده شده و با K_0 نشان داده می شود:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1-7)$$



شکل ۷-۲ فشار خاک در حالت سکون

چون $\sigma_v = \gamma \cdot z$ است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_0 (\gamma \cdot z) \quad (2-7)$$

ضریب فشار جانبی K_0 به صورت زیر بدست می آید:

(۳-۷)	$K_0 = 0.95 - \sin \phi$	خاک رسی عادی تحکیم یافته	} خاک چسبنده	} K_0
(۴-۷)	$K_0 = (0.95 - \sin \phi) \times \sqrt{OCR}$	خاک رس پیش تحکیم یافته		
(۵-۷)	$K_0 = 1 - \sin \phi$	ماسه شل و معمولی	} خاک دانه ای	
(۶-۷)	$K_0 = 1 - \sin \phi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$	ماسه متراکم		

که در این روابط:

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

OCR = نسبت پیش تحکیم

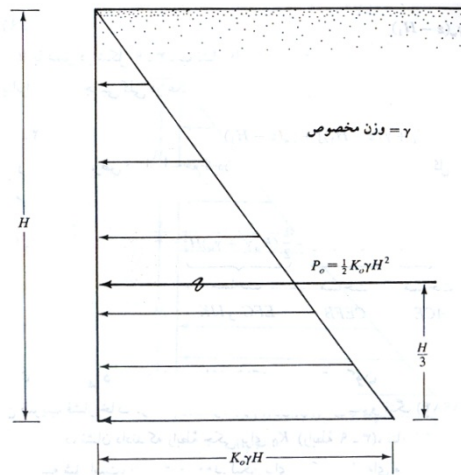
γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه

γ_{dmin} = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک خشک

شکل ۳-۷ توزیع فشار خاک در حالت سکون بر روی دیواری به ارتفاع H را نشان می دهد. نیروی کل بر واحد عرض دیوار P_o ، مساوی سطح زیر نمودار فشار می باشد. بنابراین:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (۷-۷)$$



شکل ۳-۷ توزیع فشار خاک در حال سکون بر روی دیوار

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

شکل ۴-۷ الف یک دیوار به ارتفاع H را نشان می دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد. برای $z \leq H_1$ فشار جانبی خاک در حالت سکون از رابطه $\sigma_h = K_o \gamma z$ به دست می آید. تغییرات σ_h با عمق توسط مثلث ACE در شکل ۴-۷ الف نشان داده شده است. لیکن برای $z \geq H_1$ (یعنی زیر سطح آب زیرزمینی)، فشار جانبی وارد بر دیوار، با استفاده از مولفه های تنش موثر و فشار آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sigma'_v = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad (۸-۷)$$

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ، وزن مخصوص غوطه ور (موثر) خاک است. بنابراین فشار جانبی موثر در حالت سکون برابر است با:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \quad (۹-۷)$$

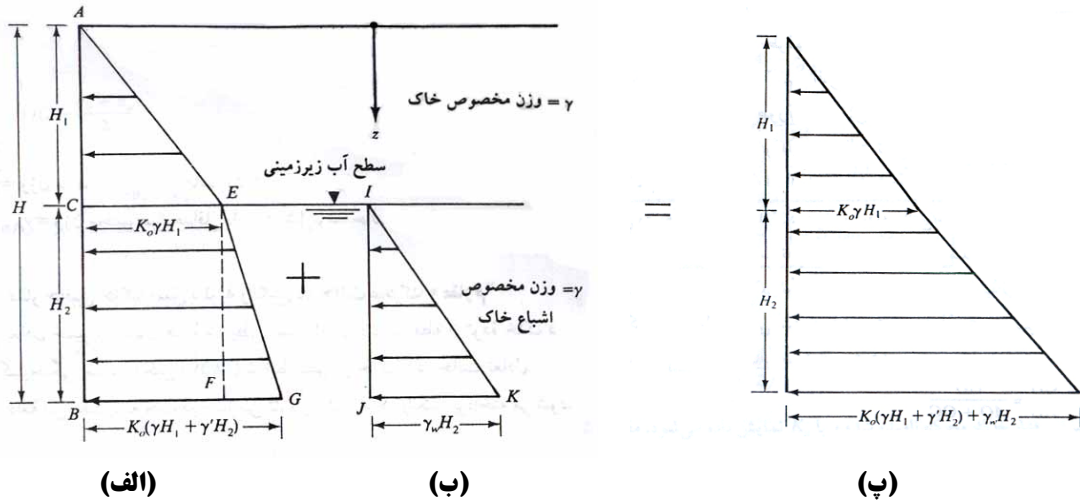
تغییرات σ'_h با عمق در شکل ۴-۷ الف توسط دوزنقه CEGB نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره ای برابر است با:

$$u = \gamma_w (z - H_1) \quad (۱۰-۷)$$

تغییرات u با عمق در شکل ۴-۷ ب نشان داده شده است.

بنابراین فشار جانبی کلی در عمق $z \geq H_1$ برابر است با:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1) \quad (۱۱-۷)$$



شکل ۴-۷ توزیع فشار جانبی خاک در حال سکون برای خاک نیمه غوطه ور

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل، مطلوب است تعیین نیروی جانبی خاک در حالت سکون وارد بر واحد طول دیوار و همچنین تعیین محل برآیند این نیرو.

$$c = 0 \rightarrow K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

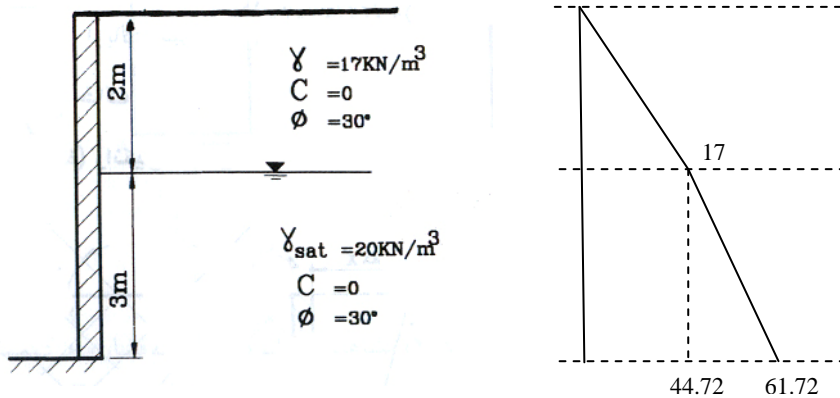
$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 17z$$

$$2 \leq z \leq 5 \rightarrow \sigma_v = q + \gamma'z = 17 \times 2 + (20 - 9.81)z = 34 + 10.19z$$

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a = 0.5(17z) = 8.5z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma_a = 0.5[17 \times 2 + (20 - 9.81)z] = 34 + 10.19z = 17 + 5.1z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow u_w = \gamma_w \cdot z = 9.81z \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a + u = 17 + 14.91z$$



با جایگذاری مقدار ارتفاع z در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار مطابق شکل فوق بدست می آید. محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

$$P_o = (17 \times 2 \times 0.5) + (17 + 61.72) \times 3 \times 0.5 = 135.05 \text{ kN/m}$$

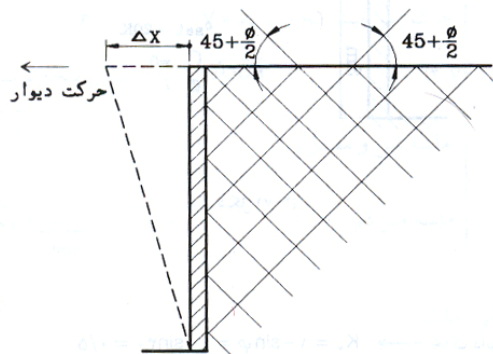
تعیین محل اثر برآیند نیرو (لنگر گیری نسبت به بالای دیوار):

$$\bar{z} = \frac{(17 \times 2 \times 0.5 \times 4/3) + (17 \times 3 \times 3.5) + (44.72 \times 3 \times 0.5 \times 4)}{(17 \times 2 \times 0.5) + (17 \times 3) + (44.72 \times 3 \times 0.5)} = 3.48 \text{ m}$$

۴-۷ | فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک

چنانچه مطابق شکل ۵-۶ دیوار حرکتی در جهت نیروی وارد از طرف خاک پشت آن داشته باشد، فشار محرک ایجاد می گردد. در این حالت دیوار از خاک پشتش دور شده و فشار در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش می یابد. برای دیوار با سطح تماس بدون اصطکاک (طبق تئوری رانکین) در صورتی که $\Delta x = 0$ (میزان حرکت رو به جلوی دیوار) باشد، فشار افقی σ_h در عمق z مساوی $K_0 \sigma_v$ خواهد بود لیکن اگر $\Delta x > 0$ باشد σ_h کوچکتر از $K_0 \sigma_v$ خواهد شد و سرانجام در فشار جانبی σ_a توده خاک گسیخته خواهد شد بطوریکه سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45 + \phi/2)$ با افق می سازد. σ_a را فشار محرک رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (۱۲-۷)$$



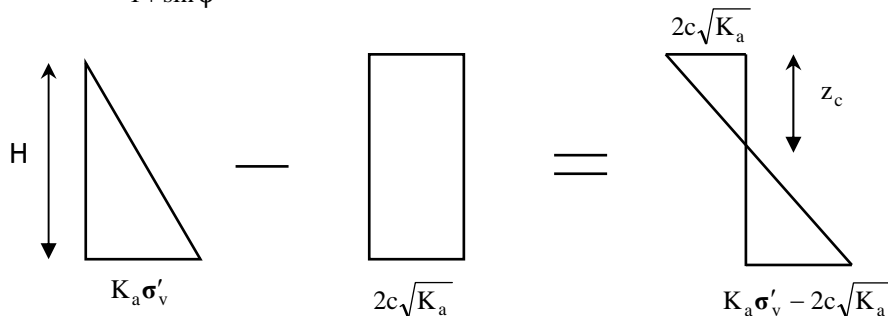
شکل ۵-۷

در این رابطه

σ_v = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

K_a = ضریب فشار محرک رانکین که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (۱۳-۷)$$



شکل ۶-۷

همانطور که در نمودار شکل (۶-۶) مشاهده می شود در $z=0$ فشار محرک مساوی $-2c\sqrt{K_a}$ می باشد که یک تنش کششی است و این تنش کششی با عمق کاهش یافته در $z=z_c$ مساوی صفر می شود. z_c را عمق ترک کششی می گویند و به صورت زیر بدست می آید:

$$\sigma_a = 0 \rightarrow \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0 \rightarrow z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

وقتی خاک خشک است

حال اگر بخواهیم نیروی محرک رانکین وارد بر واحد طول دیوار را بدست آوریم، دو حالت قابل تشخیص است:

۱. قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} \sigma_v K_a H - 2cH\sqrt{K_a} \quad (14-7)$$

۲. بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (15-7)$$


لازم به توضیح است که در هر دو حالت فوق لایه خاک خشک در نظر گرفته شده است.

نکته: 

در تئوری رانکین علاوه بر اینکه اصطکاک بین دیوار و سطح تماس در نظر گرفته نمی شود، قائم بودن دیوار و افقی بودن سطح خاک نیز جزء مفروضات می باشد.

نکته: 

برای ایجاد فشار محرک دیوار باید تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج داشته باشد. مقدار این تغییر مکان لازم، برای خاکریز دانه ای بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ و برای خاک چسبنده بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ ارتفاع دیوار می باشد.

مثال: 

با توجه به شکل زیر با فرض امکان تغییر مکان جانبی کافی برای دیوار، نیروی وارد بر واحد طول دیوار، قبل و بعد از وقوع ترک را محاسبه نمایید.

$$K_{a[1]} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2(45 - 15) = \frac{1}{3}$$

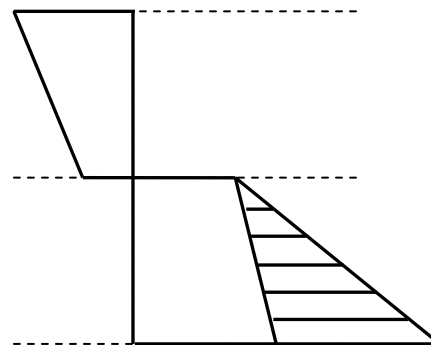
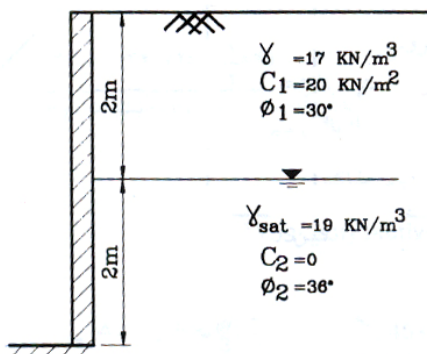
$$K_{a[2]} = \tan^2(45 - 18) = 0.26$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 17z \quad 0 \leq z \leq 2$$

تنش موثر قائم در لایه ۱:

$$\sigma'_v = 17 \times 2 + (19 - 9.81)z = 34 + 18.19z \quad 0 \leq z \leq 3$$

تنش موثر قائم در لایه ۲:



فشار محرک در لایه ۱:

$$\sigma_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} = 1/3 \times 17z = 1/3 \times (17z) - 2 \times 20 \times \sqrt{1/3} = 5.67z - 23.09$$

فشار محرک در لایه ۲:

$$\sigma_a = K_a \sigma'_v = 0.26 \times [34 + 18.19z] = 8.84 + 4.7294z$$

فشار آب حفره ای جانبی در لایه ۲:

$$u = \gamma_w \cdot z$$

با جایگذاری مقدار z در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار بدست می آید.
محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

(الف) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \left(\frac{-23.9 - 11.76}{2} \right) \times 2 + (8.84 + 33.24) \left(\frac{2}{2} \right) = 7.23 \text{ kN/m}$$

(ب) بعد از وقوع ترک کششی:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 20}{17 \times 0.577} = 4.075 \text{ m}$$

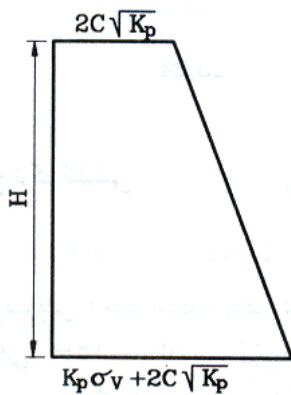
چون عمق لایه فوقانی ۲ متر است و ترک کششی فقط در این ناحیه رخ می دهد لذا عمق ترک کششی حداکثر می تواند ۲ متر باشد. بنابراین نمودار فشار تا عمق ۲ متر مساوی صفر و در عمق بزرگتر از ۲ متر مطابق شکل خواهد بود. در نتیجه:

$$P_a = (8.84 + 33.24) \left(\frac{2}{2} \right) = 42.08 \text{ kN/m}$$

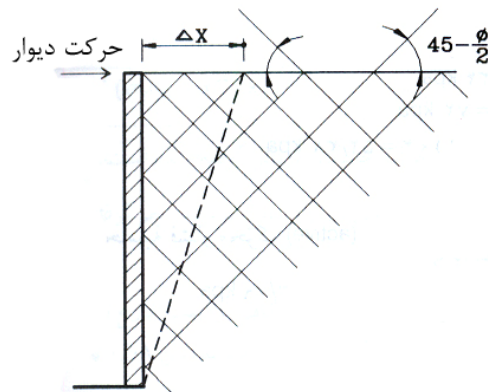
فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive) | ۵-۷

چنانچه دیوار بر عکس حالت محرک، به سمت توده خاکی حرکت کند (شکل ۷-۷)، فشار مقاوم در خاک ایجاد می شود. در این حالت با نزدیک شدن دیوار به توده خاک، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون افزایش می یابد و بیشتر از $K_0 \sigma_v$ خواهد شد. با افزایش Δx (میزان حرکت دیواره به سمت توده خاک) فشار افقی σ_h همچنان افزایش می یابد تا بالاخره در σ_p خاک گسیخته شود به طوری که سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45 - \phi/2)$ با افق می سازد. σ_p را فشار مقاوم رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (۷-۱۶)$$



(ب)



(الف)

شکل ۷-۷ فشار مقاوم رانکین

که در این رابطه:

$\sigma_v =$ فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.
 $K_p =$ ضریب فشار مقاوم رانکین که از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (17-7)$$

برای بدست آوردن نیروی مقاوم رانکین وارد بر واحد طول دیوار با محاسبه سطح زیر نمودار ارتفاع-فشار خواهیم داشت:

$$P_p = \frac{1}{2} \sigma_v K_p H + 2cH\sqrt{K_p} \quad (18-7)$$


نکته: 

مقدار تغییرمکان جانبی کافی برای ایجاد فشار مقاوم رانکین به شرح زیر می باشد:

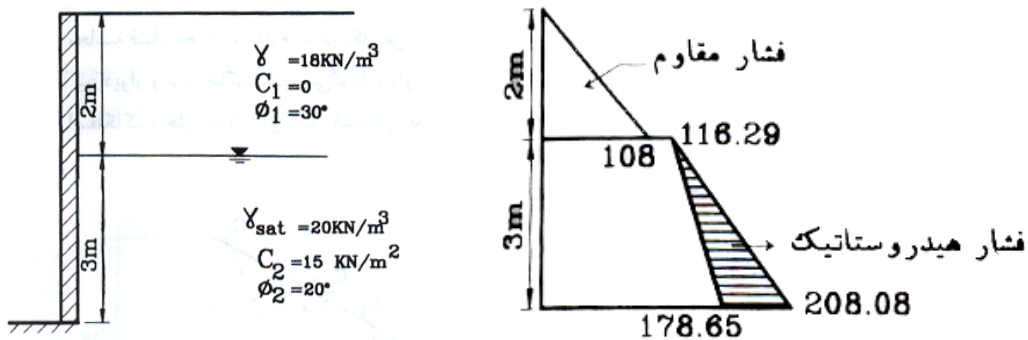
ماسه متراکم 0.005H ماسه شل 0.01H

رس سفت 0.01H رس نرم 0.05H

در این روابط H ارتفاع دیوار حائل می باشد.

مثال: 

در شکل زیر دیواری به ارتفاع ۵ متر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم رانکین برای واحد طول دیوار.



محاسبه ضریب فشار مقاوم K_p :

$$K_{p[1]} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(45 + 15) = 3$$

$$K_{p[2]} = \tan^2(45 + 10) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

محاسبه فشار قائم:

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 18z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma'_v = q + \gamma'z = 18 \times 2 + (20 - 9.81)z = 36 + 10.19z$$

محاسبه فشار مقاوم (Passive)


$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_p = 3 \times 18z = 54z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma_p = 2.04(36 + 10.19z) + 2 \times 15\sqrt{2.04} \rightarrow 73.44 + 20.79z + 42.85 = 116.29 + 20.79z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow u = \gamma_w z = 9.81z$$

با قرار دادن مقدار در معادلات فوق توزیع فشار مقاوم در ارتفاع دیوار بدست می آید.

مثال: 

مطلوب است محاسبه نیروی محرک رانکین بر واحد عرض دیوار نشان داده شده در شکل ۷-۸-الف. همچنین محل برآیند را نیز تعیین نمایید.

$$c = 0 \rightarrow \sigma_a = K_a \sigma_v = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 15) = \frac{1}{3}$$

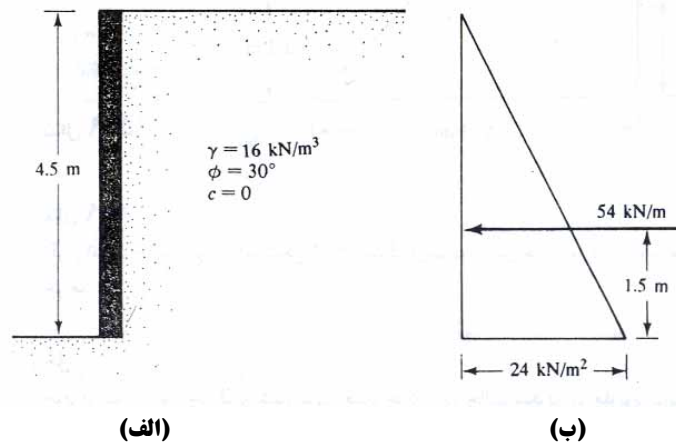
در عمق $z = 0$ ، $\sigma_a = 0$ و در عمق $z = 4.5$ داریم:

$$\sigma_a = \frac{1}{3} \times 16 \times 4.5 = 24 \text{ kN/m}^2$$


توزیع فشار محرک در شکل ۷-۸-ب نشان داده شده است. فشار محرک کل برای واحد عرض دیوار برابر خواهد شد با:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 24 = 54 \text{ kN/m}$$

با توجه به اینکه توزیع فشار خطی است، محل برآیند در یک سوم ارتفاع از پای دیوار یعنی $1/5$ متری آن قرار خواهد داشت.



شکل ۷-۸

مثال: 

برای دیوار حائل شکل ۷-۸-ب فشار مقاوم رانکین بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

$$c = 0$$

$$\sigma_p = K_p \sigma_v = K_p \cdot \gamma z$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3$$

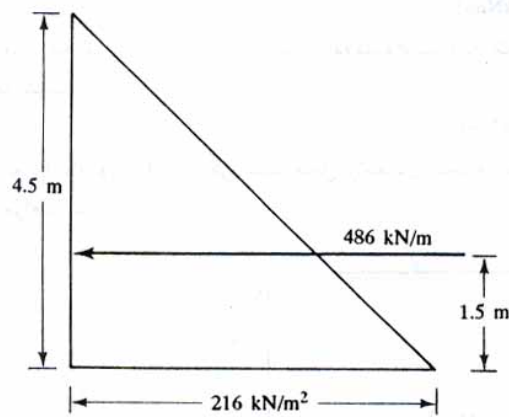
در عمق $z = 0$ ، $\sigma_p = 0$ و در عمق $z = 4.5 \text{ m}$ داریم:

$$\sigma_p = 3 \times 16 \times 4.5 = 216 \text{ kN/m}^2$$

در شکل زیر توزیع فشار مقاوم در پشت دیوار نشان داده شده است. با محاسبه مساحت زیر این نمودار، فشار کل برای واحد عرض دیوار به دست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 216 = 486 \text{ kN/m}$$

محل تاثیر برآیند فوق در ثلث ارتفاع از قاعده دیوار یعنی $1/5$ متری آن است.



مثال: 

اگر از انتقال جانبی دیوار حائل شکل ۷-۸ جلوگیری شود. نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

حل: چون از انتقال دیوار جلوگیری شده است، فشار خاکریز در حالت سکون خواهد بود بنابراین:

$$\sigma_h = K_o \sigma_v = K_o \gamma z$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

یا

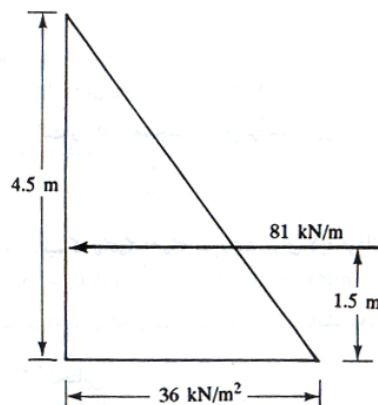
$$K_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_h = 0$ و در عمق $z = 4.5\text{m}$ خواهیم داشت:

$$\sigma_h = 0.5 \times 4.5 \times 16 = 36 \text{ kN/m}^2$$

نمودار توزیع فشار در شکل زیر نشان داده شده است. فشار برآیند برابر است با:

$$P_o = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 36 = 81 \text{ kN/m}$$



مثال: 

دیوار حائلی به ارتفاع ۴ متر با خاکریزی از ماسه خشک مفروض است. سطح خاکریز افقی و مشخصات آن به قرار زیر است:

$$\phi = 37^\circ$$

$$\gamma = 16.98 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{d(\min)} = 15.41 \text{ kN/m}^3$$

اگر از حرکت جانبی دیوار جلوگیری شده باشد، مطلوب است تعیین:

(الف) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = 1 - \sin \phi$

(ب) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = (1 - \sin \phi) + [\gamma_d / \gamma_{d(\min)} - 1] \times 5.5$

حل:

(الف) با استفاده از رابطه ۵-۷ داریم:

$$K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 37 = 0.398$$

حال با استفاده از (الف) می توان نوشت:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.398)(16.98)(4)^2 = 54.06 \text{ kN/m}$$

(ب) با استفاده از رابطه (ب) داریم:

$$K_o = (1 - \sin \phi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right] 5.5 = (1 - \sin 37) + \left[\frac{16.98}{15.41} - 1 \right] 5.5 = 0.398 + 0.56 = 0.958$$

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.958)(16.98)(4)^2 = 130.13 \text{ kN/m}$$

مثال

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۷-۹ الف مطلوب است تعیین نیروی محرک بر واحد عرض دیوار در حالت رانکین. همچنین محل برآیند را نیز بدست آورید.

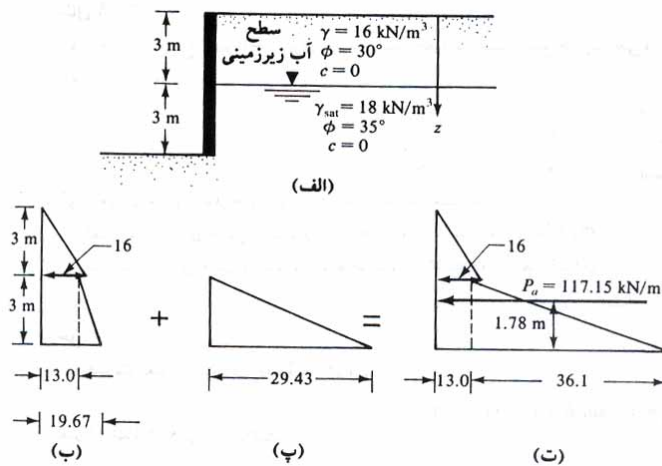
حل:

با $c = 0$ می دانیم که $\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ می باشد. برای لایه فوقانی خاک، ضریب فشار محرک رانکین برابر است با:

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

برای لایه تحتانی:

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$



شکل ۷-۹

در $z = 0$ ، $\sigma'_v = \sigma'_a$ و در $z = 3$ (بلافاصله بالای سطح آب زیرزمینی) خواهیم داشت:

$$\sigma'_v = 3 \times 16 = 48 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_v = \frac{1}{3} \times 48 = 16 \text{ kN/m}^2$$

در $z = 3$ (بلافاصله در زیر سطح آب زیرزمینی)

$$\sigma_v = \sigma'_v = 3 \times 16 = 48 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = 0.271 \times 48 = 13 \text{ kN/m}^2$$

در عمق $z = 6 \text{ m}$

$$\sigma'_v = 3 \times 16 + 3(19 - 9.81) = 72.57 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = 0.271 \times 72.57 = 19.67 \text{ kN/m}^2$$

تغییرات σ'_a با عمق در شکل ۷-۹-ب نشان داده شده است. فشار جانبی به علت آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\text{در عمق } z = 0, u = 0$$

$$\text{در عمق } z = 3 \text{ m}, u = 0$$

$$\text{در عمق } z = 6 \text{ m}, u = 3 \times \gamma_w = 3 \times 9.81 = 29.43 \text{ kN/m}^2$$

تغییرات u با عمق در شکل ۷-۹-پ و تغییرات σ_a (تنش محرک کل) در شکل ۷-۹-ت نشان داده شده است. بنابراین:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 3 \times 16 + 3 \times 13 + \frac{1}{2} \times 3 \times 36.1 = 24 + 39 + 54.15 = 117.15 \text{ kN/m}$$

با لنگر گیری حول پای دیوار، محل برآیند به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{24 \left(3 + \frac{3}{5} \right) + 39 \left(\frac{3}{2} \right) + 54 \left(\frac{3}{3} \right)}{117.15} = 1.78 \text{ m}$$

مثال

یک دیوار حائل با خاکریزی از رس اشباع نرم در شکل ۷-۱۰-الف نشان داده شده است. برای شرایط زهکشی نشده خاکریز $(\phi = 0)$ مطلوب است:

(الف) حداکثر عمق ترک کششی

(ب) P_a قبل از وقوع ترک کششی

(پ) P_a بعد از وقوع ترک کششی

حل: چون $\phi = 0$ است، $K_a = \tan^2(45) = 1$ و $c = c_u$ خواهد بود. بنابراین می توان نوشت:

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

$$\text{در عمق } z = 0, \quad \sigma_a = -2(16.77) = -33.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{در عمق } z = 6 \text{ m}, \quad \sigma_a = 15.72 \times 6 - 2(16.77) = 60.78 \text{ kN/m}^2$$

(الف) عمق ترک کششی برابر است با:

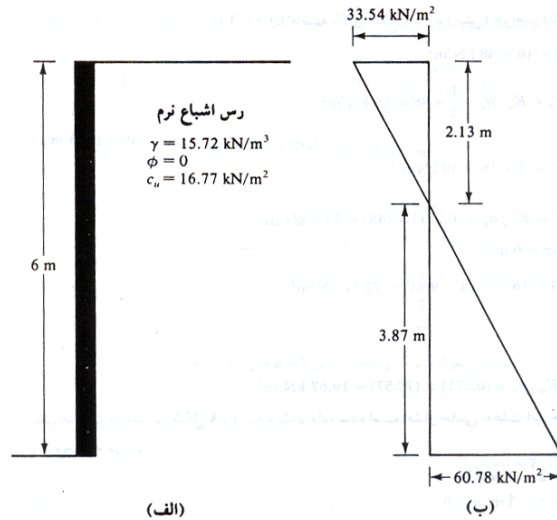
$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 16.77}{15.72} = 2.13 \text{ m}$$

(ب) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H = \frac{1}{2} (15.77) 6^2 - 2(16.77) \times 6 = 282.96 - 201.24 = 81.72 \text{ kN/m}$$

(پ) بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} (6 - 2.13)(60.78) = 117.6 \text{ kN/m}$$



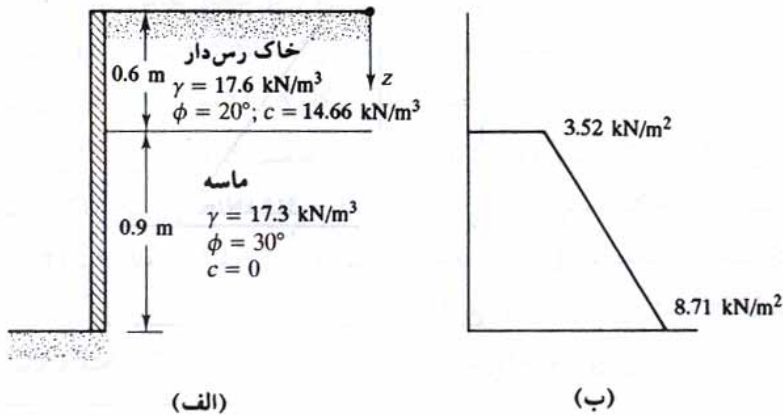
شکل ۷-۱۰

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۷-۱۱ مطلوب است تعیین P_a بعد از تشکیل ترک کششی.
حل:
برای لایه فوقانی:

$$K_a = K_{a(1)} = \tan^2\left(45 - \frac{20}{2}\right) = 0.49$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 14.66}{17.6\sqrt{0.49}} = 2.83$$



شکل ۷-۱۱

با توجه به اینکه عمق لایه رسی ۰/۶ متر می باشد، ترک کششی در تمام ضخامت آن به وجود می آید.

$$K_a = K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$z = 0.6\text{m}$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 = 10.56 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 10.56 \times \frac{1}{3} = 3.52 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 1.5 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 + 0.9 \times 17.3 = 26.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 26.13 \times \frac{1}{3} = 8.71 \text{ kN/m}^2$$

در شکل ۷-۱۱-ب، نمودار توزیع فشار بعد از وقوع ترک نشان داده شده است. از این نمودار داریم:

$$P_a = \left(\frac{1}{2} \right) (3.52 + 8.71) (0.9) = 5.504 \text{ kN/m}$$

مثال: 

در شکل ۷-۱۲-الف یک دیوار حائل بدون اصطکاک نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم P_p در روی خاکریز و محل برآیند نیروی مقاوم.
حل:

$$\phi = 26^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 26}{1 - \sin 26} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$

$$\sigma_p = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p}$$

$$\text{در عمق } z = 0, \sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_p = 2.56 \times 10 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 25.6 + 25.6 = 51.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{در عمق } z = 4 \text{ m}, \sigma_v = (10 + 4 \times 15) = 70 \text{ kN/m}^2$$

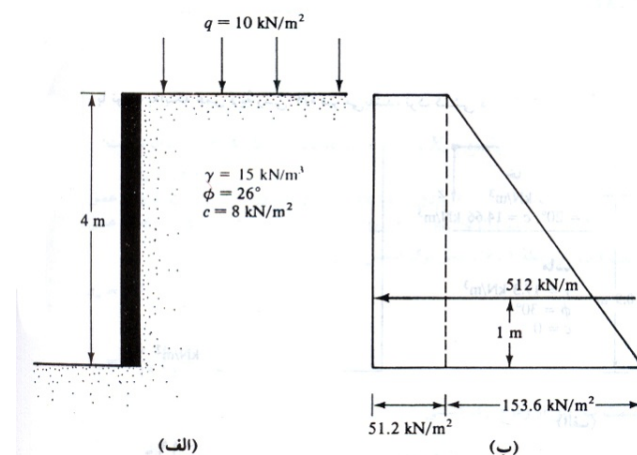
$$\sigma_p = 2.56 \times 70 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 204.8 \text{ kN/m}^2$$

توزیع فشار در شکل ۷-۱۲-ب نشان داده شده است. نیروی مقاوم بر واحد عرض دیوار برابر است با:

$$P_p = 51.2 \times 2 + 0.5 \times 4 \times 153.6 = 204.8 + 307.2 = 512 \text{ kN/m}$$

محل برآیند با لنگرگیری نمودار فشار در حول پای دیوار به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{(25.6 + 25.6) \left(\frac{4}{2} \right) + \frac{1}{2} \times 153.6 \times \frac{4}{3}}{512.18} = \frac{102.4 + 409.6}{512} = 1 \text{ m}$$



شکل ۷-۱۲

۶-۷ | فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

اگر خاکریز یک دیوار حائل بدون اصطکاک، خاک دانه ای باشد ($c = 0$) و سطح خاکریز زاویه α با افق بسازد (شکل ۷-۱۳) ضریب فشار محرک خاک، K_a به شکل زیر تعریف می شود:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (19-7)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

در عمق مشخص z ، فشار محرک رانکین به صورت زیر تعریف می شود:

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (20-7)$$

که با توجه به آن نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر می شود با:

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

مطابق شکل ۷-۱۳ امتداد نیروی برآیند P_a زاویه α با افق می سازد و نقطه اثر آن، به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار دارد. در جدول ۷-۱ مقادیر ضریب فشار محرک K_a برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.

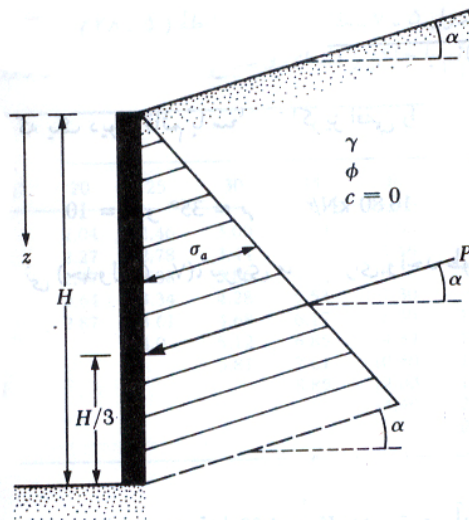
به روشی مشابه نیروی مقاوم رانکین برای دیواری بدون اصطکاک با ارتفاع H و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار، طبق رابطه زیر تعریف می شود:

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

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین بوده و طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (21-7)$$

همانند حالت نیروی محرک، امتداد نیروی برآیند P_p با خط افق زاویه α می سازد و نقطه اثر آن به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار داد. در جدول ۷-۲ مقادیر ضریب فشار مقاوم K_p برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.



شکل ۷-۱۳ فشار محرک رانکین (دیوار بدون اصطکاک و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار)

جدول ۷-۱ ضریب فشار محرک رانکین

↓ α (deg)	ϕ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

جدول ۷-۲ ضریب فشار مقاوم رانکین

↓ α (deg)	ϕ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.467	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

۷-۷ | فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار طرف نظر می شود. در سال ۱۷۷۶ کولمب نظریه ای برای محاسبات فشار جانبی خاک های دانه ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می گردد.

پارامترهای به کار رفته در این نظریه در شکل ۷-۱۴ نشان داده شده اند. وجه پشتی دیوار حائل نشان داده شده در این شکل زاویه β با افق می سازد. خاکریز این دیوار دانه ای (غیر چسبنده) بوده و سطح آن زاویه α با افق می سازد. زاویه اصطکاک خاک و دیوار نیز δ در نظر گرفته شده است.

با توجه به این شکل:

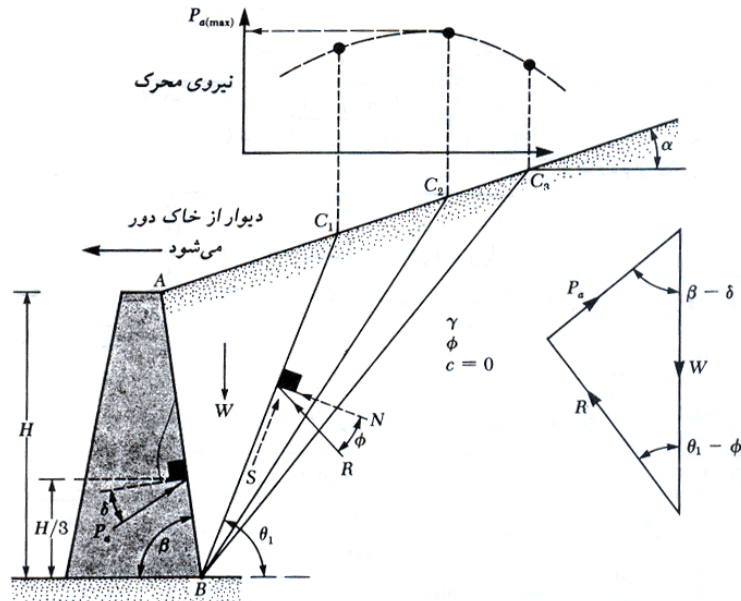
$$W = \text{وزن گوه گسیختگی}$$

$R =$ برآیند نیروی قائم و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح لغزش است که زاویه ϕ با امتداد قائم بر سطح لغزش می سازد.

$P_a =$ نیروی محرک برای واحد طول دیوار که زاویه δ با قائم بر وجه پشتی دیوار می سازد.

مقدار حداکثر P_a طبق نظریه محرک کولمب را با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

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



شکل ۷-۱۴ فشار محرک کولمب

که در این رابطه K_a ضریب فشار محرک کولمب بوده و به صورت زیر بدست می آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (۲۲-۷)$$

در این رابطه H ارتفاع دیوار است.

در جدول ۷-۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای دیوار با وجه پشتی قائم ($\beta = 90^\circ$) و خاک ریز با سطح افقی ($\alpha = 0^\circ$) ارائه شده است. نقطه اثر P_a در ثلث ارتفاع دیوار از پای دیوار قرار دارد و با افق زاویه δ می سازد.

جدول ۷-۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای $\beta = 90^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$

ϕ (deg)	δ (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

در طراحی دیوارهای حائل، مقدار δ بین $\frac{1}{2}\phi$ تا $\frac{2}{3}\phi$ انتخاب می شود. در جدول ۷-۴ ضریب فشار محرک کولمب برای مقادیر مختلف ϕ ، β و α با $\delta = \frac{2}{3}\phi$ ارائه شده است. این جدول برای مقاصد طراحی خیلی مفید است.

جدول ۷-۴ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب

(توجه: $\delta = \frac{2}{3}\phi$ فرض شده است)

α (deg)	ϕ (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4825
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3428	0.3984	0.4642
	40	0.1999	0.2361	0.2774	0.3250	0.3806	0.4468
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6191
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	32	0.2919	0.3329	0.3793	0.4324	0.4943	0.5678
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5222
	38	0.2282	0.2679	0.3132	0.3656	0.4273	0.5012
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4814
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6220
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3921	0.4607	0.5438
	40	0.2214	0.2637	0.3125	0.3697	0.4379	0.5208
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5869	0.6685	0.7671
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7266
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5134	0.5930	0.6895
	34	0.3091	0.3584	0.4150	0.4811	0.5599	0.6554
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4514	0.5295	0.6239
	38	0.2578	0.3050	0.3596	0.4238	0.5006	0.5949
	40	0.2353	0.2813	0.3349	0.3981	0.4740	0.5672
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6715	0.7690	0.8810
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6196	0.7144	0.8303
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6667	0.7800
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5336	0.6241	0.7352
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4970	0.5857	0.6948
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4637	0.5587	0.6580
	40	0.2529	0.3035	0.3627	0.4331	0.5185	0.6243
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4050	0.4889	0.5931

مثال: 

برای دیوار شکل ۷-۱۴ با داده های زیر نیروی محرک واحد طول دیوار را با استفاده از نظریه فشار محرک کولمب محاسبه نمایید. $\delta = \frac{2}{3}\phi$ ، $\phi = 30^\circ$ ، $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$ ، $H = 4.6 \text{ m}$ ، $\beta = 90^\circ$ ، $\alpha = 0$ ، $c = 0$.

حل:

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

از جدول ۷-۳ مقدار $K_a = 0.297$ بدست می آید. در نتیجه:

$$P_a = 0.5 \times 0.297 \times 16.5 \times 4.6^2 = 51.85 \text{ kN/m}$$

۸-۷ | پایداری دیوارهای حائل

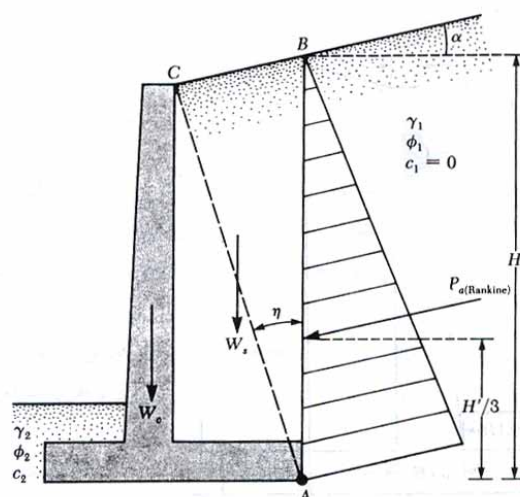
در بخش های قبلی، نظریه های پایه برای محاسبه فشار جانبی خاک ارائه شد. برای کاربرد این نظریه ها در طراحی، باید فرض های ساده کننده چندی به خدمت گرفته شود. در حالت دیوارهای حائل طره ای، اگر برای کنترل پایداری از نظریه رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل ۷-۱۵ الف خط قائم AB از نقطه A واقع در لبه خارجی پاشنه رسم شود. فرض می شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه AB برقرار است. در نتیجه به کمک رابطه رانکین می توان فشار جانبی را در وجه AB محاسبه نمود. در محاسبات پایداری باید نیروی $P_{a(Rankine)}$ ، وزن خاک بالای پاشنه W_s و وزن بتن W_c در نظر گرفته شوند.

اگر تیغه دیوار حائل، ممانعتی در مقابل ناحیه برشی محدود شده توسط خط AC ایجاد ننماید، فرض برقراری فشار محرک رانکین در امتداد وجه AB به طور نظری صحیح است. رابطه η که خط AC با قائم می سازد، توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) \quad (7-23)$$

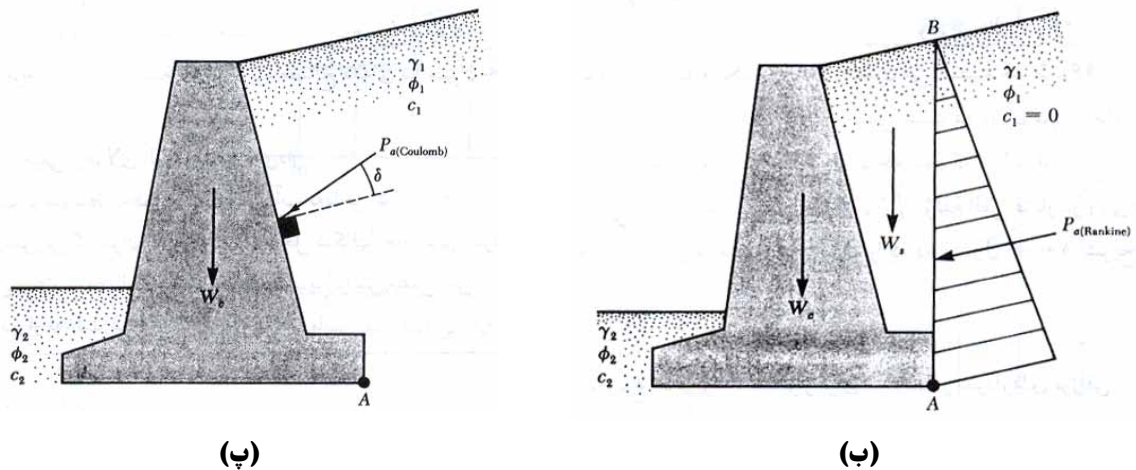
مطابق شکل ۷-۱۵ ب برای دیوارهای حائل وزنی نیز می توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل ۷-۱۵ پ از نظریه کولمب هم می توان استفاده کرد. اگر از نظریه فشار محرک کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای $P_{a(Coulomb)}$ و وزن W_c دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.

در طراحی دیوارهای حائل معمولی، با اتخاذ تدابیر لازم برای زهکشی می توان از فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی اجتناب کرد (البته به شرط اطمینان از برقرار بودن دائمی سیستم زهکشی).



(الف)

شکل ۷-۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی



شکل ۷-۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی

۹-۷ | کنترل پایداری

برای کنترل پایداری دیوارهای حائل، انجام گام های زیر ضروری است:

۱. کنترل در مقابل واژگونی در حول پنجه
۲. کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه
۳. کنترل برای ظرفیت باربری پایه
۴. کنترل برای نشست
۵. کنترل برای پایداری کلی

در این بخش روش های کنترل واژگونی، لغزش و جابجایی و ظرفیت باربری مورد بحث قرار می گیرند.

کنترل برای واژگونی

در شکل ۷-۱۵ نیروهای وارد بر یک دیوار حائل طره ای و دیوار حائل وزنی با فرض فشار محرک رانکین موثر بر سطح قائم مار بر انتهای پاشنه دیوار نشان داده شده است. P_p فشار مقاوم در جلوی پنجه می باشد که مقدار آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (۲۴-۷)$$

γ_2 = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ ضریب فشار مقاوم رانکین

c_2, ϕ_2 = به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک جلوی پنجه

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در حول نقطه C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می شود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (۲۵-۷)$$

که در آن:

$$\Sigma M_o = \text{مجموع لنگرهای واژگونی در حول نقطه C}$$

$$\Sigma M_R = \text{مجموع لنگرهای مقاوم در حول نقطه C}$$

لنگر واژگونی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Sigma M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (26-7)$$

که در آن $P_h = P_a \cos \alpha$ می باشد.

برای محاسبه لنگر مقاوم ΣM_R (با صرفنظر کردن از P_p)، جدولی مطابق جدول زیر می توان تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می کنند. نیروی P_v یعنی مولفه قائم نیروی محرک P_a نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی P_v برابر است با:

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (27-7)$$

لنگر نیروی P_v در حول C برابر است با:

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha \cdot B$$

که در آن B عرض پایه دیوار می باشد.

با معلوم شدن ΣM_R ، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}} \quad (28-7)$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۱/۵ تا ۲ می باشد.

بعضی از طراحان برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از رابطه زیر استفاده می نمایند:

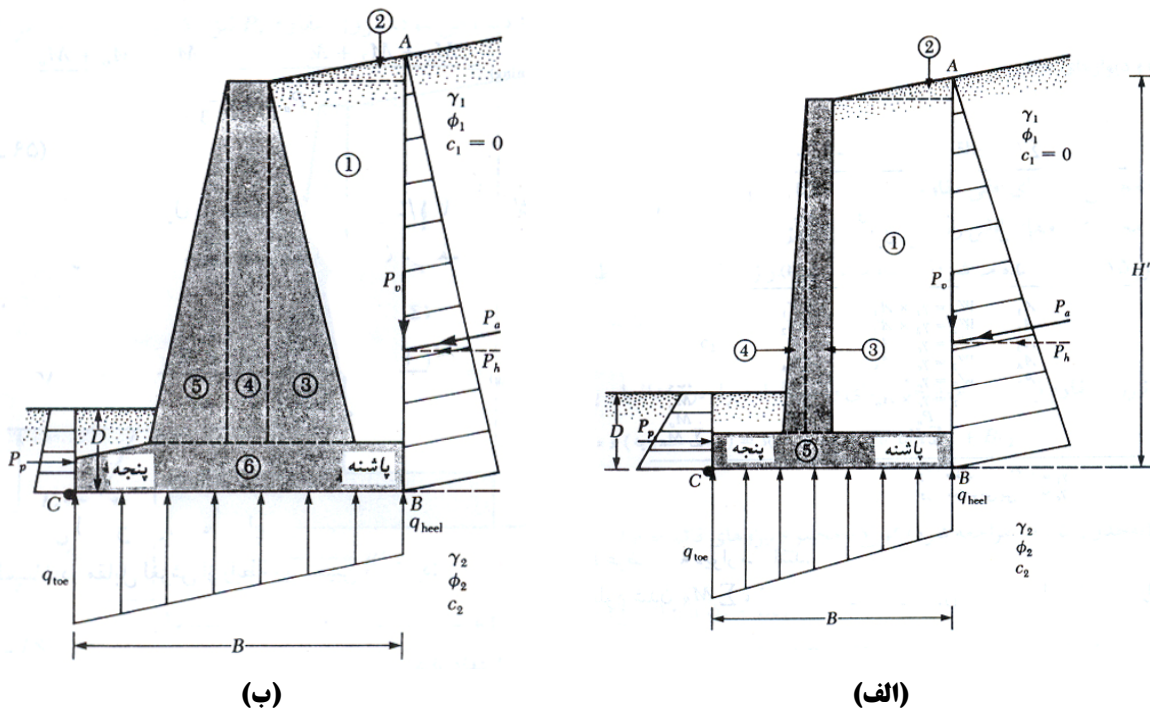
$$FS_{\text{overturning}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3} - M_v} \quad (29-7)$$

جدول ۷-۵

مقطع	مساحت	وزن (بر واحد طول دیوار)	بازوی لنگر نسبت به نقطه C	لنگر در حول C
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

$\gamma_1 =$ وزن مخصوص خاکریز

$\gamma_c =$ وزن مخصوص بتن



شکل ۷-۱۶ کنترل برای واژگونی با فرض توزیع فشار رانکین

کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر تعیین می شود:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (۷-۳۰)$$

که در آن:

$$\sum F_{R'} = \text{مجموع نیروهای افقی مقاوم}$$

$$\sum F_d = \text{مجموع نیروهای افقی رانشی}$$

با مراجعه به شکل ۵-۲۹، مشاهده می شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$s = \sigma \tan \phi_2 + c_2 \quad (۷-۳۱)$$

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s \times (\text{مساحت پایه}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \phi_2 + Bc_2$$

لیکن

$$B\sigma = \sum V = \text{مجموع نیروهای قائم}$$

بنابراین:

$$R' = (\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2$$

همانطور که در شکل ۷-۱۷ دیده می شود، نیروی مقاوم P_p نیز یک نیروی مقاوم افقی است. P_p را می توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p$$

تنها نیروی رانش افقی، مولفه افقی نیروی محرک P_a می باشد. بنابراین:

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

با ترکیب روابط فوق خواهیم داشت:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{(\Sigma V) \tan \phi_1 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (32-7)$$

حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزش ۱/۵ است.

در اغلب موارد از نیروی مقاوم P_p در محاسبات مربوط به ضریب اطمینان در مقابل لغزش صرف نظر می گردد. برای ایمنی بیشتر، از زاویه اصطکاک ϕ_2 نیز کاسته می شود. مقدار زاویه اصطکاک کاهش یافته در حدود نصف تا دو سوم زاویه ϕ_2 می باشد. به روشی مشابه، چسبندگی c_2 به حدود $0.67c_2$ تا 0.5 کاهش می یابد. بنابراین:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (33-7)$$

مقادیر ضرایب کاهش دهنده k_1 و k_2 در حدود ۰/۵ تا ۰/۶۷ می باشند. در صورتی که نتوان به ضریب اطمینان ۱/۵ در مقابل لغزش دست یافت، از یک زبانه برشی در زیر پایه استفاده می شود (این زبانه در شکل ۷-۱۷ توسط خط چین نشان داده شده است). این شکل نشان می دهد که نیروی مقاوم در نوک پنجه بدون استفاده از زبانه برابر است با:

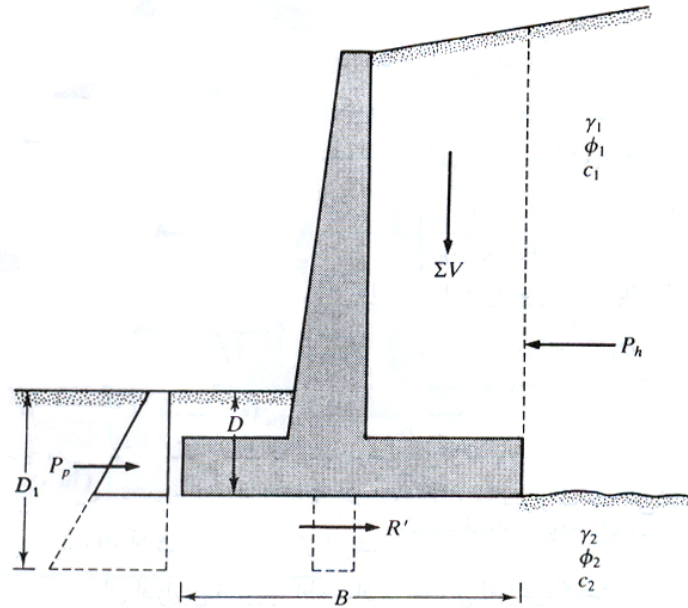
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

در صورت تعبیه زبانه برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi_2 / 2)$$

چون $D_1 > D$ می باشد، آشکار است که زبانه برشی می تواند باعث افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شود. در صورت استفاده، زبانه برشی در زیر تیغه دیوار ساخته می شود، به طوری که آرماتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار می شوند.



شکل ۷-۱۷ کنترل لغزش در امتداد پایه

کنترل برای ظرفیت باربری

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایه دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار در شکل ۷-۱۸ نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه پایه دیوار به وجود می آید. مقادیر این فشارها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود.

مجموع نیروهای قائم موثر بر پایه دیوار مساوی ΣV (ستون ۳ از جدول ۷-۵) و نیروی افقی کل مساوی $P_a \cos \alpha$ می باشد. اگر R نیروی برآیند باشد:

$$\vec{R} = \vec{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)} \quad (۳۴-۷)$$

لنگر خالص این نیروها در حول نقطه C برابر است با:

$$M_{\text{net}} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \quad (۳۵-۷)$$

توجه شود که مقادیر ΣM_R و ΣM_o قبلاً تعیین شده اند (ستون ۵ از جدول ۷-۵). اگر امتداد برآیند R ، قاعده دیوار را در E قطع کند، فاصله CE را می توان به صورت زیر تعیین نمود (شکل ۷-۱۸)

$$\overline{CE} = \bar{X} - \frac{M_{\text{net}}}{\Sigma V} \quad (۳۶-۷)$$

بنابراین برون محوری نیروی R به صورت زیر بیان می شود:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (۳۷-۷)$$

رابطه ظرفیت باربری نهایی شالوده های سطحی در فصل دوم به صورت زیر بیان شد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q N_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

که در آن:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

توجه شود که تمامی ضرایب شکل λ_{cs} ، λ_{qs} ، $\lambda_{\gamma s}$ برای این حالت مساوی ۱ می باشند، زیرا پایه دیوار یک شالوده نواری است.

برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی، ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی از رابطه زیر بدست می آید:

$$FS \text{ (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل اول اشاره شد که ظرفیت باربری شالوده های سطحی در نشست در حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می آید. در دیوارهای حائل عرض B بزرگ است. بنابراین می توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در نشست بزرگی رخ دهد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را نمی دهد که نشست شالوده در محدوده قابل قبولی باشد. چنین مواردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

مثال: 

در شکل ۷-۱۹ مقطع یک دیوار حائل نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حائل.

حل:

با مراجعه به شکل ۷-۱۹ داریم:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

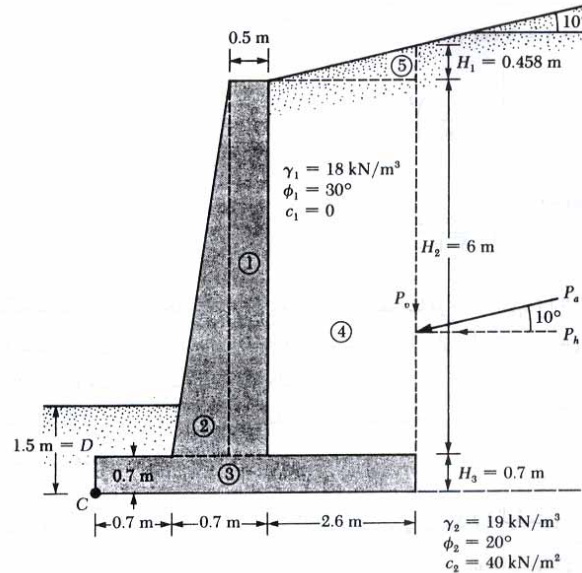
$$P_a = 0.5 \gamma_1 K_a H'^2 = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار}$$

$$\phi = 30^\circ, \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35$$

$$P_a = 0.5 \times 18 \times 7.158^2 \times 0.35 = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$



توجه: سطح آب زیرزمینی ۴ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

شکل ۷-۱۹

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m ²)	وزن واحد طول (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN.m)
1	6 × 0.5 = 3	70.74	1.15	81.35
2	0.5 × 0.2 × 6	15.15	0.833	11.79
3	4 × 0.7 = 2.8	66.02	2.0	132.4
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	0.5 × 2.6 × 0.458 = 0.595	10.71	3.13	33.52
P _v = 28.03 kN/m			4.0	112.12
ΣV = 470.45				Σ1128.98 = ΣM _R

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN.m}$$

$$FS = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \text{ OK (واژگونی)}$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$FS = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \text{ (لغزش)}$$

$$k_1 = k_2 = 2/3$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5^2) + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) = 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$\text{FS (لغزش)} = \frac{(470.45) \tan \left(\frac{2 \times 20}{3} \right) + 4 \left(\frac{2}{3} \right) (40) + 215}{158.95} = \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{ OK}$$

بعضی طراحان در محاسبه نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار D را مساوی ضخامت پایه در نظر می گیرند.

ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4} \right) \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = 189.2 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} = 45.99 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q N_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

$$\phi_2 = 20^\circ \rightarrow N_c = 14.83, N_q = 6.4, N_\gamma = 5.39$$

$$q = \gamma_2 D = 19 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2 \times 0.406 = 3.188 \text{ m}$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.188$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.148$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$

بنابراین:

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90} \right)^2 = 0.628$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{1\psi}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 \approx 0$$

در نتیجه:

$$q_u = 40 \times 14.83 \times 1.188 \times 0.628 + 28.5 \times 6.4 \times 1.148 \times 0.628 + 0.5 \times 19 \times 5.93 \times 3.188 \times 1 \times 0$$

$$= 44.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{FS (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{toe}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \quad \text{OK}$$

مثال: 

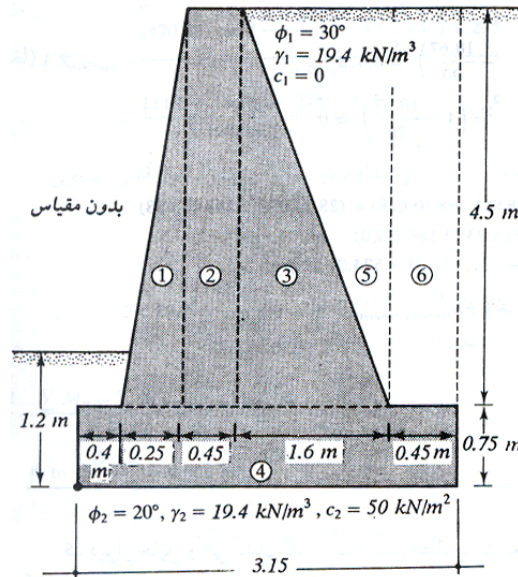
در شکل ۲۰-۷ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین:

(الف) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش

(پ) فشار خاک در پنجه و پاشنه

(وزن مخصوص بتن را ۲۴ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید).



شکل ۲۰-۷

حل:

$$H' = 4.5 + 0.75 = 5.25 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \times H'^2 K_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.33 = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 0$$

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر حول C (kN·m/m)
1	$0.5 \times 0.25 \times 4.5 \times 24 = 13.5$	0.57	7.70
2	$0.45 \times 4.5 \times 24 = 48.60$	0.88	42.77
3	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 24 = 86.4$	1.63	140.83
4	$3.15 \times 0.75 \times 24 = 56.70$	1.58	89.59
5	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	2.17	151.55
6	$0.45 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	2.93	115.12
	$\Sigma V = 314.33$		547.56

لنگر واژگونی:

$$M_o = \frac{H'}{3} P_a = \frac{5.25}{3} \times 88.23 = 154.40$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{547.56}{154.40} = 3.25$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با فرض $k_1 = k_2 = 2/3$ داریم:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\Sigma V \tan\left(\frac{2}{3}\right) \phi_2 + B \left(\frac{2}{3}\right) c_2}{P_a} = \frac{314.33 \times \tan(0.67 \times 20) + 3.15 \times 0.67 \times 50}{88.23} = \frac{74.88 + 105.53}{88.23} = 2.04$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.15}{2} - \frac{547.56 - 154.40}{314.33} = 0.32\text{m}$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 + 6 \times 0.32 / 3.15) = 160.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 - 6 \times 0.32 / 3.15) = 38.96 \text{ kN/m}^2$$

مثال: مثال قبل را با استفاده از روش کولمب با فرض $\delta = 2/3\phi$ تکرار نمایید:

حل:

با مراجعه به شکل ۷-۲۱، فشار کولمب محاسبه می شود:

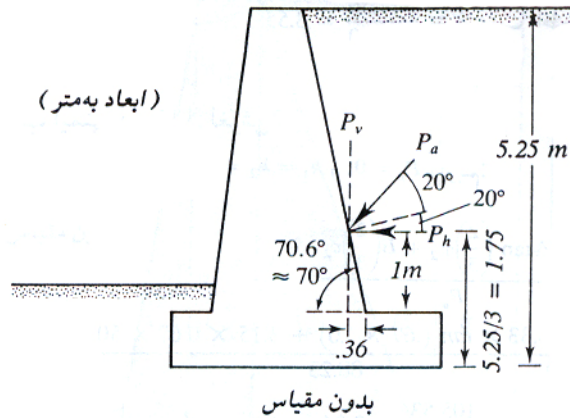
$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} \times 30 = 20^\circ$$

از جدول $K_a = 0.4797$ ($\alpha = 0^\circ$, $\beta = 70^\circ$)

$$P_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.4794 = 128.17 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 40 = 128.17 \cos 40 = 98.18 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 40 = 128.17 \sin 40 = 82.39 \text{ kN/m}$$



شکل ۷-۲۱

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۷-۲۰ و ۷-۲۱ و استفاده از جدول مثال قبل داریم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر حول C (kN·m/m)
1	13.5	0.57	7.70
2	48.60	0.88	42.77
3	86.4	1.63	140.83
4	56.7	1.58	89.59
P_v	82.39	2.34	192.79
	287.59		473.68

لنگر واژگونی

$$M_o = P_h \frac{H'}{3} = 98.18 \times \frac{5.25}{3} = 171.82 \text{ kN.m/m}$$

$$F_s (\text{واژگونی}) = \frac{473.68}{171.82} = 2.76$$

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right) \phi_2 + B \left(\frac{2}{3}\right) c_2}{P_h} = \frac{287.59 \tan(0.67 \times 20) + 3.15(0.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = 183.47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = -0.87 \text{ kN/m}^2 \approx 0$$



منابع

۱. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد اول: مکانیک خاک،، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی،، چاپ هفتم ۱۳۸۰.
۲. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی،، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی،، چاپ هفتم ۱۳۸۰.
۳. مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک،، تالیف: ساسان امیر افشاری،، چاپ سوم ۱۳۸۲.

www.ams.ir

