

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# فهرست

## فصل اول: فشار جانبی خاک

۸	مقدمه
۸	۱- فشار جانبی خاک در حالت سکون
۸	۱-۱- مفاهیم و روابط فشار جانبی خاک در حالت سکون
۱۱	۱-۲- کاربردهای فشار جانبی خاک در حالت سکون
۱۸	۱-۳- نگاهی عمیق به مفاهیم فشار جانبی خاک در حالت سکون
۱۹	۲- فشار جانبی خاک در حالات حدی (محرک و مقاوم)
۲۰	۲-۱- فشار جانبی خاک در حالت محرک رانکین
۲۰	۲-۱-۱- مفاهیم و روابط فشار جانبی خاک در حالت محرک
۲۱	۲-۱-۲- کاربردهای فشار جانبی خاک در حالت محرک
۲۸	۲-۱-۳- نگاهی عمیق به مفاهیم فشار جانبی خاک در حالت محرک رانکین
۳۰	۲-۲- فشار جانبی خاک در حالت مقاوم رانکین
۳۰	۲-۲-۱- مفاهیم و روابط فشار جانبی خاک در حالت مقاوم
۳۱	۲-۲-۲- کاربردهای فشار جانبی خاک در حالت مقاوم
۳۳	۲-۲-۳- نگاهی عمیق به مفاهیم فشار جانبی خاک در حالت مقاوم رانکین
۳۶	۳- ضریب فشار جانبی خاک بر حسب جابه‌جایی دیوار
۴۱	۴- نکات تکمیلی
۴۱	۴-۱- ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون
۴۲	۴-۲- مقایسه حجم واقعی گوه گسیختگی با حجم گوه گسیختگی در تئوری رانکین
۴۲	۴-۳- محاسبه فشار جانبی ناشی از سطوح خاکی دانه‌ای شیبدار
۴۳	۴-۴- تأثیر نیروی زلزله بر دیوار حائل
۴۴	۴-۵- تئوری کولمب به منظور محاسبه فشار جانبی خاک در حالت محرک و مقاوم
۴۵	۴-۵-۱- فشار محرک کولمب
۴۶	۴-۵-۲- فشار مقاوم کولمب
۴۸	تست‌های فصل اول

## فصل دوم: پایداری دیوارهای حائل و گودبرداری‌ها

۶۸	مقدمه
۶۸	۱- پایداری دیوار حائل
۶۸	۱-۱- ضریب اطمینان در برابر واژگونی دیوار حائل
۷۱	۱-۲- ضریب اطمینان در برابر لغزش دیوار حائل
۸۰	۲- پایداری گودبرداری‌ها
۸۲	۳- نکات تکمیلی
۸۲	۳-۱- توضیحات تکمیلی در ارتباط با پایداری دیوارهای حائل
۸۳	۳-۲- عدد پایداری ( $N_p$ )
۸۷	تست‌های فصل دوم

## فصل سوم: ظرفیت باربری پی‌های سطحی

۱۰۶	مقدمه
۱۰۷	۱- انواع پی‌های سطحی
۱۰۷	۱-۱- تقسیم‌بندی پی‌های سطحی از نظر شکل
۱۰۹	۱-۲- تقسیم‌بندی پی‌های سطحی از نظر عملکرد سازه‌ای
۱۰۹	۲- آشنایی با ساز و کار گسیختگی خاک در زیر پی سطحی
۱۱۱	۳- نظریه ظرفیت باربری ترزاقی
۱۱۱	۳-۱- رابطه ظرفیت باربری ترزاقی



۱۱۳	۲-۳- نگاه‌های عمیق به رابطه ظرفیت باربری ترزاقی
۱۱۸	۳-۳- اصلاح رابطه ظرفیت باربری ترزاقی در برخی از حالت‌های خاص
۱۱۹	۳-۳-۱- اصلاح رابطه ظرفیت باربری در صورت وجود آب زیرزمینی
۱۲۳	۳-۳-۲- اصلاح رابطه ظرفیت باربری در صورت وجود خاک‌های لایه لایه
۱۳۰	۴- نظریه ظرفیت باربری هانسن
۱۳۰	۴-۱- رابطه ظرفیت باربری هانسن
۱۳۰	۴-۲- نگاه‌های عمیق به رابطه ظرفیت باربری هانسن
۱۳۴	۴-۳- اصلاح رابطه ظرفیت باربری هانسن در صورت وجود خروج از مرکزیت بار
۱۴۲	۵- محاسبه ظرفیت باربری در یک حالت خاص (وجود سطح لغزش دایره‌ای)
۱۴۵	۶- نکات تکمیلی
۱۴۵	۶-۱- انواع گسیختگی خاک زیر پی سطحی
۱۴۸	۶-۲- تشخیص نوع گسیختگی خاک زیر پی سطحی
۱۵۰	۶-۳- محاسبه شعاع تاثیر پی سطحی
۱۵۱	۶-۴- نظریه ظرفیت باربری میرهوف
۱۵۱	۶-۴-۱- رابطه ظرفیت باربری میرهوف
۱۵۲	۶-۴-۲- نگاه‌های عمیق به رابطه ظرفیت باربری میرهوف
۱۵۴	۶-۴-۳- اصلاح رابطه ظرفیت باربری میرهوف در صورت خروج از مرکزیت بار
۱۵۶	تست‌های فصل سوم

### فصل چهارم: طراحی پی‌های سطحی

۱۷۸	مقدمه
۱۷۹	۱- کنترل گسیختگی برشی خاک زیر پی سطحی
۱۷۹	۱-۱- بررسی توزیع تنش در زیر پی سطحی
۱۷۹	۱-۱-۱- بررسی توزیع تنش در زیر پی سطحی در شرایط بارگذاری بدون خروج از مرکزیت
۱۷۹	۱-۱-۲- بررسی توزیع تنش در زیر پی سطحی در شرایط بارگذاری با خروج از مرکزیت
۱۸۷	۲-۱- طراحی ابعاد پی سطحی
۱۸۸	۲-۱-۱- طراحی ابعاد پی تکی
۱۸۹	۲-۲-۱- طراحی پی‌های مرکب دو ستونی
۱۹۶	۲- کنترل نشست پی سطحی
۱۹۶	۲-۱- نشست آنی (نشست الاستیک) پی سطحی
۱۹۹	۲-۲- نشست تحکیمی پی سطحی
۲۰۲	۳- کنترل شکست سازه‌های پی سطحی
۲۰۲	۳-۱- محاسبه آرماتورهای خمشی پی سطحی
۲۰۴	۳-۲- تعیین ضخامت پی
۲۰۴	۳-۲-۱- مقطع بحرانی برش یکطرفه
۲۰۵	۳-۲-۲- مقطع بحرانی برش دو طرفه (برش پانچ)
۲۰۹	۴- نکات تکمیلی
۲۰۹	۴-۱- توضیحات تکمیلی در ارتباط با توزیع تنش در زیر پی
۲۱۱	۴-۲- توضیحات تکمیلی در ارتباط با ظرفیت باربری مجاز
۲۱۳	۴-۳- توضیحات تکمیلی در ارتباط با پی‌های باسکولی
۲۱۴	۴-۴- توضیحات تکمیلی در ارتباط با نشست آنی پی‌های سطحی
۲۱۵	۴-۵- نحوه توزیع تنش و نشست آنی زیر پی‌های سطحی
۲۱۷	۴-۶- توضیحات تکمیلی در ارتباط با مقطع بحرانی خمش و برش
۲۱۹	تست‌های فصل چهارم

### فصل پنجم: شمع و گروه شمع

۲۴۰	مقدمه
۲۴۱	۱- شمع‌های تکی
۲۴۱	۱-۱- دسته بندی شمع‌ها
۲۴۳	۱-۲- محاسبه ظرفیت باربری شمع‌ها



۲۴۳	۱-۲-۱- محاسبه ظرفیت باربری نوک شمع
۲۴۶	۲-۲-۱- محاسبه ظرفیت باربری جداری شمع
۲۵۶	۳-۱- ظرفیت باربری مجاز شمع‌ها
۲۵۶	۱-۳-۱- مکانیزم باربری شمع‌ها تحت بار قائم
۲۵۷	۲-۳-۱- محاسبه ظرفیت باربری مجاز شمع
۲۵۹	۴-۱- ظرفیت باربری کششی شمع‌ها
۲۶۱	۵-۱- ظرفیت باربری کششی پی سطحی
۲۶۳	۶-۱- پدیده اصطکاک منفی
۲۶۷	۲- گروه شمع
۲۶۷	۱-۲- محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع
۲۶۸	۲-۲- ضریب کارایی گروه شمع
۲۶۸	۱-۲-۲- ضریب کارایی گروه شمع در خاک دانه‌ای
۲۷۱	۲-۲-۲- ضریب کارایی گروه شمع در خاک چسبنده
۲۷۳	۳-۲- توزیع بار در گروه شمع
۲۷۷	۴-۲- نشست گروه شمع
۲۷۹	۳- نکات تکمیلی
۲۸۰	۱-۳- توضیحات تکمیلی در ارتباط با ظرفیت باربری نوک شمع
۲۸۱	۲-۳- توضیحات تکمیلی در ارتباط با ظرفیت باربری جداری شمع
۲۸۳	۳-۳- ظرفیت باربری کششی گروه شمع
۲۸۵	تست‌های فصل پنجم

### فصل ششم: مطالعات تحت‌الارضی

۳۰۴	مقدمه
۳۰۴	۱- گمانه‌زنی
۳۰۴	۱-۱- عمق گمانه‌زنی
۳۰۴	۲-۱- تعداد گمانه‌ها
۳۰۵	۲- نمونه‌گیری
۳۰۵	۱-۲- نمونه‌گیر جدار نازک یا شلبی
۳۰۵	۲-۲- نمونه‌گیر پیستونی
۳۰۶	۳-۲- نمونه‌گیر قاشقی (SPT)
۳۰۶	۴-۲- نمونه‌گیر پیچشی
۳۰۷	۳- آزمایش‌های صحرایی
۳۰۷	۱-۳- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
۳۱۲	۲-۳- آزمایش برش پره (VST)
۳۱۴	۳-۳- آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)
۳۱۷	۴-۳- آزمایش نفوذ مخروط (CPT)
۳۱۹	۴- نکات تکمیلی
۳۱۹	۱-۴- روش حفر گمانه
۳۱۹	۱-۱-۴- حفاری دستی
۳۱۹	۲-۱-۴- حفاری با مته دستی
۳۱۹	۳-۱-۴- حفاری با آب
۳۲۰	۴-۱-۴- حفاری دورانی
۳۲۰	۵-۱-۴- حفاری با مته حلزونی
۳۲۰	۶-۱-۴- حفاری ضربه‌ای
۳۲۱	۲-۴- نمونه‌گیر کربارل
۳۲۱	۳-۴- نکات تکمیلی در ارتباط با آزمایشات صحرایی
۳۲۱	۱-۳-۴- آزمایش پرسیومتری (PMT)
۳۲۲	۲-۳-۴- آزمایش انبساط سنج تخت (DMT)
۳۲۳	تست‌های فصل ششم





# فصل اول: فشار جانبی خاک

- فشار جانبی خاک در حالت سکون
- فشار جانبی خاک در حالات حدی (محرک و مقاوم)
- ضریب فشار جانبی خاک بر حسب جابه‌جایی دیوار
- نکات تکمیلی



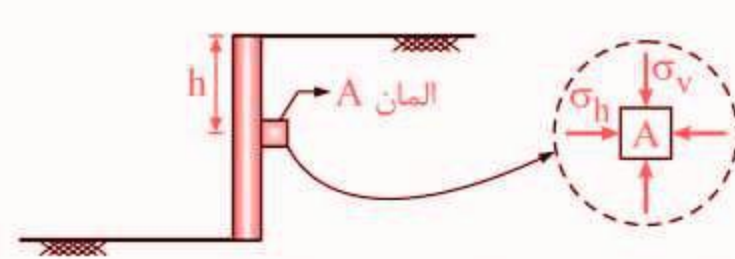
**مقدمه**

بعد از انجام عملیات خاکبرداری در پروژه‌های عمرانی، از «دیوار حائل» به منظور تأمین پایداری جداره‌های خاکی ایجاد شده استفاده می‌شود. بار وارد بر دیوارهای حائل ناشی از فشار جانبی خاک موجود در پشت آن‌ها است. بنابراین طراحی این دیوارها، نیاز به شناخت کامل از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه دارد.



در این فصل با محاسبات مربوط به فشار جانبی خاک‌ها آشنا می‌شویم. مطالبی که در این فصل می‌خوانیم به طور مستقیم در سؤالات آزمون‌ها مطرح می‌شوند. علاوه بر آن، این مطالب پیش‌نیاز بسیاری از مباحث در فصل‌های آینده هستند.

**فشار جانبی خاک**



مطابق شکل مقابل، توده خاکی را در نظر بگیرید. سمت چپ این توده خاک، محدود به یک دیوار حائل است و المان A در عمق h تحت فشار قائم  $\sigma_v$  و فشار جانی  $\sigma_h$  قرار دارد.

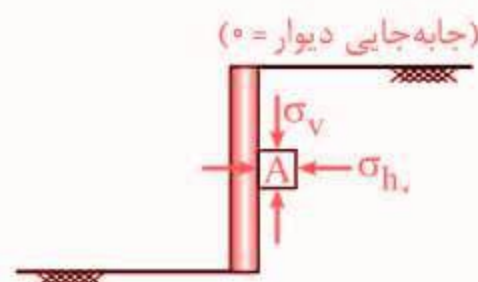
مقدار  $\sigma_h$  به شرایط تغییر شکل جانبی این المان وابسته است و به طور کلی در سه حالت مجزا قابل بررسی می‌باشد:

- الف) فشار جانبی خاک در حالت سکون (At Rest)
- ب) فشار جانبی خاک در حالت محرک (Active)
- ج) فشار جانبی خاک در حالت مقاوم (Passive)

در ادامه، فشار جانبی در حالت سکون، محرک و مقاوم در سه قسمت مجزا مورد بررسی قرار می‌گیرد. در هر قسمت ابتدا مفاهیم و روابط مربوط به محاسبه فشار جانبی ارائه می‌شوند و پس از آن، نحوه مطرح شدن این مباحث در سؤالات آزمون‌ها، در قالب کاربردهای مجزا مورد بررسی قرار می‌گیرند. این تقسیم‌بندی به شما کمک می‌کند تا بتوانید به راحتی مطالب را در ذهن خود تثبیت نمایید.

**۱- فشار جانبی خاک در حالت سکون**

**۱-۱- مفاهیم و روابط فشار جانبی خاک در حالت سکون**



به‌طور کلی اگر دیوار حائل به گونه‌ای طراحی شود که در اثر فشارهای جانبی وارد بر آن هیچ‌گونه جابه‌جایی نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشد و اجازه هیچ‌گونه تغییر شکلی را به خاک ندهد، توده خاک در شرایط سکون قرار دارد و فشار جانبی خاک را با  $\sigma_h$  نمایش می‌دهند.



به منظور محاسبه فشار قائم و فشار جانبی در یک المان (مانند المان A) در پشت دیوار که در شرایط سکون قرار دارد، از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (1-1)$$

$$\sigma_{h_s} = K_o \sigma'_v + u \quad (2-1)$$

در این روابط  $\sigma'_v$  تنش مؤثر قائم،  $u$  فشار آب حفره‌ای و  $K_o$  ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون است. بنابراین با محاسبه  $K_o$  و مشخص بودن تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای در یک نقطه، فشار جانبی خاک در آن نقطه قابل محاسبه است. به منظور محاسبه  $K_o$  می‌توان از دو روش زیر استفاده کرد.  
الف) استفاده از روابط تجربی: مقدار  $K_o$  با استفاده از روابط تجربی زیر قابل محاسبه است. در این روابط،  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک و OCR ضریب پیش تحکیمی خاک رس است.  
خاک دانه‌ای معمولی و رس عادی تحکیم یافته:

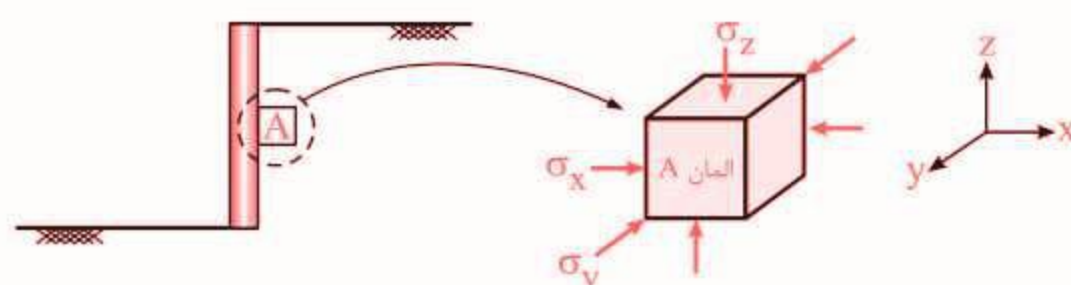
$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (3-1)$$

خاک رس پیش تحکیم یافته:

$$K_o = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \quad (4-1)$$

**نکته:** مقدار  $K_o$  برای خاک‌های دانه‌ای معمولی و رس عادی تحکیم یافته کمتر از یک است، اما در خاک‌های رس پیش تحکیم یافته ممکن است بیشتر از یک نیز باشد. چرا؟!

ب) استفاده از قانون هوک: اگر رفتار خاک الاستیک فرض شود و  $\nu$  ضریب پواسون خاک باشد، مطابق با قانون هوک  $\epsilon_x$  برابر است با:



$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E}$$

مطابق شکل فوق، اگر دیوار حائل در حالت سکون باشد، کرنش در راستای محور X برابر با صفر است ( $\epsilon_x = 0$ ) و می‌توان نوشت:

$$\begin{cases} \epsilon_x = 0 \\ \sigma_x = \sigma_y = \sigma_{h_s} \Rightarrow \frac{\sigma_{h_s}}{E} - \nu \frac{\sigma_{h_s}}{E} - \nu \frac{\sigma'_v}{E} = 0 \Rightarrow \sigma_{h_s} = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma'_v \\ \sigma_z = \sigma'_v \end{cases}$$

در رابطه فوق ضریب  $\sigma'_v$ ، برابر با  $K_o$  است. یعنی:

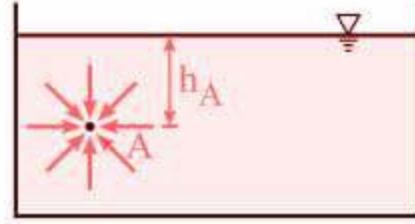
$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5-1)$$

**تمرین ۱:** ممکن است این سؤال در ذهن شما مطرح شود که چرا در محاسبه فشار جانبی ( $\sigma_{h_s}$ )، تنش مؤثر قائم ( $\sigma'_v$ ) در ضریبی به نام  $K_o$  ضرب می‌شود، اما فشار آب حفره‌ای ( $u$ ) بدون ضریب  $K_o$  به کار می‌رود؟

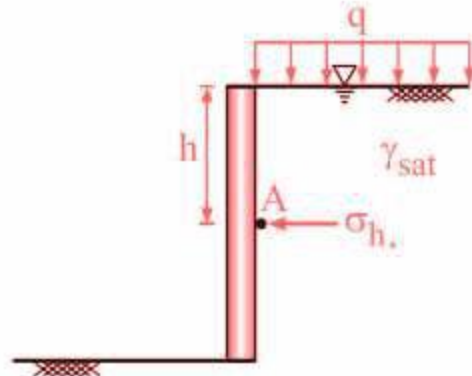
**حل:** در پاسخ به این سؤال می‌توان گفت در خاک‌های اشباع علاوه بر دانه‌های جامد خاک، آب نیز به دیوار فشار اعمال می‌کند. اما به دلیل تفاوت ضریب فشار جانبی ( $K_o$ ) برای دانه‌های جامد و آب، باید سهم هر یک جداگانه محاسبه شود. به عبارت دیگر برای محاسبه  $\sigma_{h_s}$ ، تنش مؤثر قائم ( $\sigma'_v$ ) که ناشی از دانه‌های جامد خاک است،



در ضریب  $K_0$  و فشار آب حفره‌ای ( $u$ ) که ناشی از آب موجود در خاک است، در ضریب  $K = 1$  ضرب می‌شود. در تفسیر این موضوع می‌توان به قانون پاسکال اشاره کرد که طبق آن، مقدار فشار آب در یک نقطه در تمام جهات با یکدیگر برابر است. برای مثال مخزن آب در شکل زیر را در نظر بگیرید. مقدار فشار آب در نقطه  $A$  در جهت قائم، افقی و در هر جهت دلخواهی برابر با  $u_A = \gamma_w h_A$  است.



**نکته:** مطابق شکل، هرگاه یک سربار گسترده با شدت  $q$  بر سطح خاک اعمال شود، باید اثر آن به عنوان تنش مؤثر در محاسبات مربوط به فشار جانبی خاک لحاظ شود. برای مثال فشار جانبی در نقطه  $A$  و در حالت سکون برابر است با:



$$\sigma'_{vA} = \gamma' h + q$$

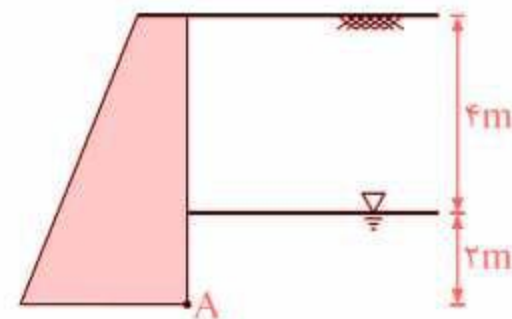
$$u_A = \gamma_w h$$

$$(\sigma_{h_0})_A = K_0 \sigma'_{vA} + u_A = K_0 (\gamma' h + q) + \gamma_w h$$

در ادامه برای درک مفاهیم و روابط مربوط به فشار جانبی در حالت سکون، به بررسی تمرین زیر می‌پردازیم.

**تمرین ۲:** با توجه به شکل زیر، وزن مخصوص خاک پشت دیوار که از جنس ماسه است، بالای سطح آب  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  و زیر سطح آب  $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$  است. مقدار  $\phi$  در بالای سطح آب و زیر سطح آب، برابر  $30^\circ$  می‌باشد. اگر تراز آب زیرزمینی به میزان ۱ متر افزایش یابد و سربار گسترده به شدت  $q = 100 \text{ kPa}$  بر سطح خاک پشت دیوار اعمال شود، فشار جانبی نقطه  $A$  در حال سکون چه قدر افزایش می‌یابد؟

(سراسری ۸۰ - با اعمال تغییرات)



۱)  $22 \text{ kPa}$

۲)  $56 \text{ kPa}$

۳)  $66 \text{ kPa}$

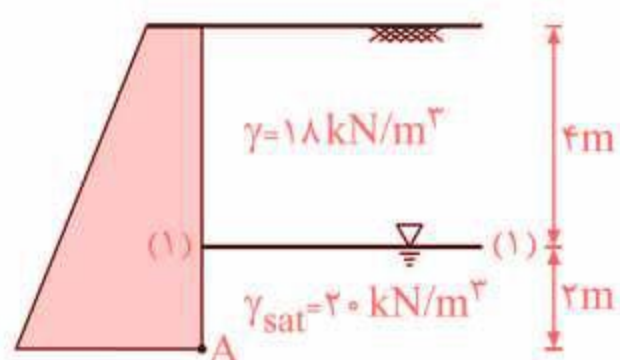
۴)  $45 \text{ kPa}$

**حل:** هدف این سؤال بررسی تغییرات فشار جانبی در نقطه  $A$  در حالت سکون، در اثر تغییرات تراز آب زیرزمینی و اعمال سربار است. مقدار فشار جانبی در حالت سکون از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = \frac{1}{2}$$

$$\sigma_{h_0} = K_0 \sigma'_v + u = \frac{1}{2} \sigma'_v + u$$

**حالت اول:** در صورتی که سطح آب زیرزمینی، تراز ۱-۱ باشد، مقدار فشار جانبی در نقطه  $A$  برابر است با:



$$\sigma'_{v1} = 4\gamma + 2\gamma' = 4 \times 18 + 2 \times 10 = 92 \text{ kPa}$$

$$u_1 = 2\gamma_w = 2 \times 10 = 20 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow (\sigma_{h_0})_1 = \frac{1}{2} \times 92 + 20 = 66 \text{ kPa}$$



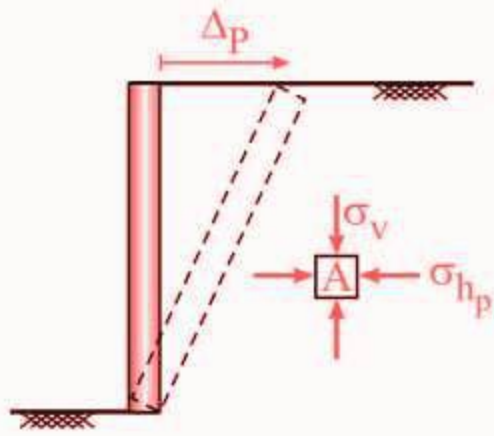
**حل:** چون دیوار در حالت محرک قرار دارد، زاویه گسیختگی با افق برابر با  $45 + \frac{\phi}{2}$  است.

$$\theta_1 > \theta_2 \Rightarrow 45 + \frac{\phi_1}{2} > 45 + \frac{\phi_2}{2} \Rightarrow \phi_1 > \phi_2$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

**۲-۲- فشار جانبی خاک در حالت مقاوم رانکین**

**۱-۲-۲ مفاهیم و روابط فشار جانبی خاک در حالت مقاوم**



مطابق شکل مقابل المان A را در نظر بگیرید. در صورتی که دیوار حائل به سمت خاک حرکت کند، خاک در حالت مقاوم قرار می‌گیرد. به منظور محاسبه فشار جانبی خاک در این المان از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} + u \quad (11-1)$$

در رابطه بالا،  $K_p$  ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم است و مقدار آن براساس تئوری رانکین به صورت زیر قابل محاسبه است.

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{یا} \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (12-1)$$

**تمرین ۲۰:** تغییرات ضریب چسبندگی خاک (c) به کدام یک از صورت‌های زیر بر فشار جانبی محرک ( $\sigma_a$ ) و مقاوم ( $\sigma_p$ ) خاک تأثیر می‌گذارد؟

(سراسری - ۷۷)

- (۱) با افزایش c هیچ تغییری در مقدار  $\sigma_p$  و  $\sigma_a$  حاصل نمی‌شود.
- (۲) با افزایش c مقدار  $\sigma_p$  کاسته شده و بر مقدار  $\sigma_a$  افزوده می‌شود و بر عکس.
- (۳) با افزایش c از مقدار  $\sigma_p$  و  $\sigma_a$  هر دو کاسته می‌شود و بر عکس.
- (۴) با افزایش c از مقدار  $\sigma_a$  کاسته شده و بر مقدار  $\sigma_p$  افزوده می‌شود و بر عکس.

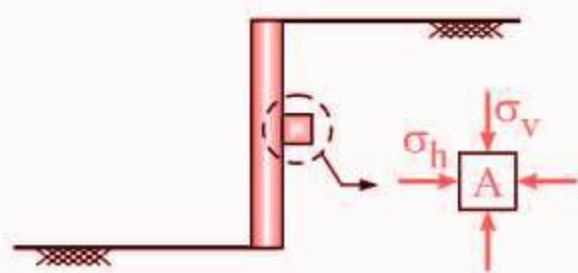
**حل:** طبق روابط رانکین برای فشار جانبی در حالت مقاوم و محرک می‌توان گفت:

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} + u : c \uparrow \Rightarrow \sigma_{ha} \downarrow$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} + u : c \uparrow \Rightarrow \sigma_{hp} \uparrow$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**تمرین ۲۱:** دیوار حائل نشان داده شده در شکل زیر در حالت مقاوم رانکین قرار دارد. اگر ارتباط بین تنش قائم ( $\sigma_v$ ) و تنش افقی ( $\sigma_h$ ) در المان خاک پشت دیوار بر حسب کیلو پاسکال به صورت  $\sigma_h = 10 + 2\sigma_v$  باشد چسبندگی خاک (c) را به دست آورید؟



- (۱) ۵ kPa
- (۲)  $5\sqrt{2}$  kPa
- (۳)  $2/5\sqrt{2}$  kPa
- (۴) ۲/۵ kPa



**حل:** مقدار فشار جانبی مقاوم از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} + u$$

از آنجا که خاک پشت دیوار خشک است، می توان گفت:

$$u = 0, \sigma_v = \sigma'_v + u \Rightarrow \sigma_v = \sigma'_v$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} + u \Rightarrow \sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$$

با مقایسه رابطه بالا و رابطه  $\sigma_h = 2\sigma_v + 10$  می توان نتیجه گرفت:

$$K_p = 2$$

$$2c\sqrt{K_p} = 10 \Rightarrow 2c\sqrt{2} = 10 \Rightarrow c = 2.5\sqrt{2} \text{ kPa}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

### ۲-۲-۲- کاربردهای فشار جانبی خاک در حالت مقاوم

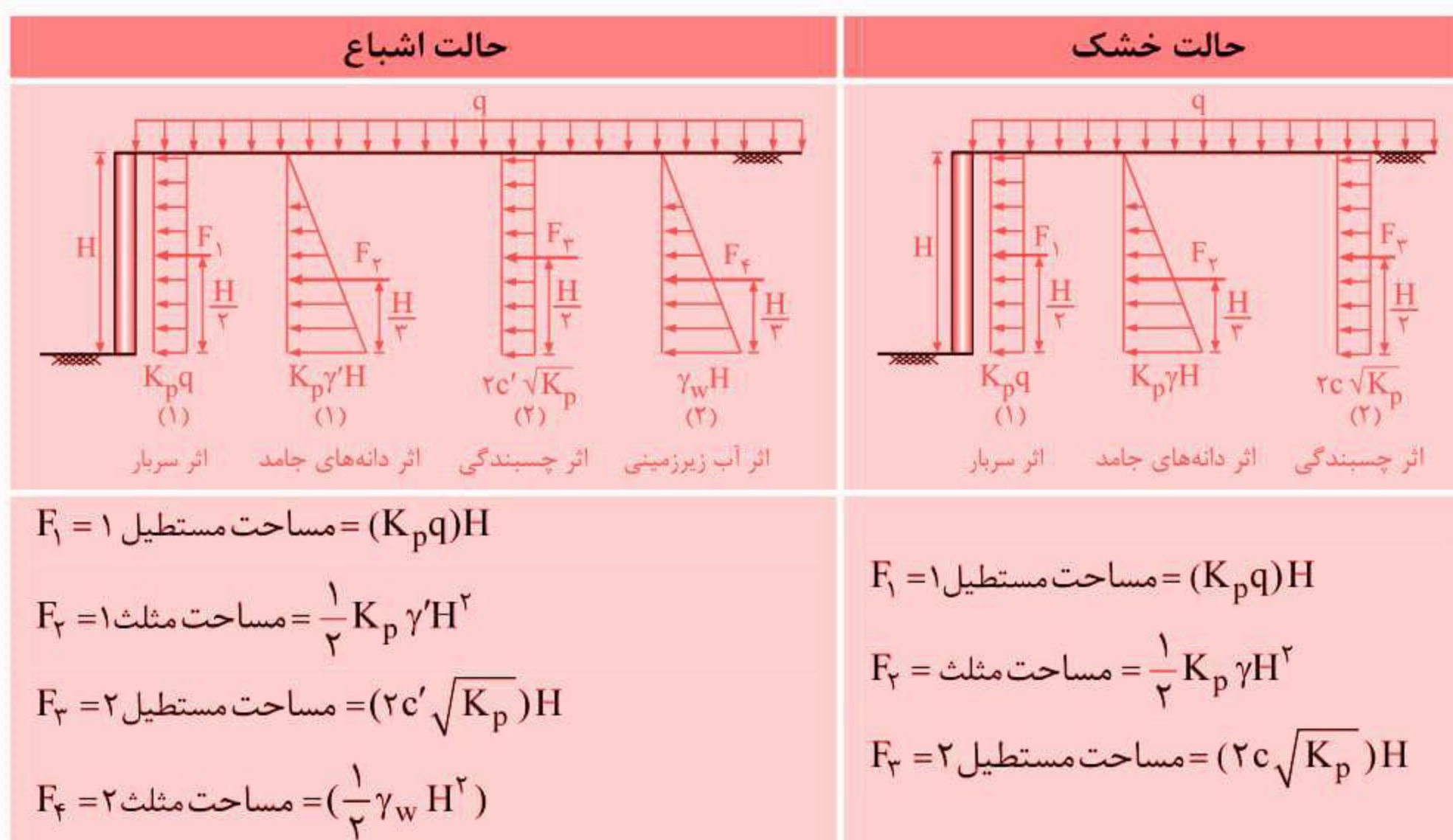
مباحث مربوط به فشار جانبی خاک در حالت مقاوم را می توان در قالب دو کاربرد بررسی کرد که عبارتند از:

- محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار حائل
- خاکریزی در دو طرف دیوار حائل

در ادامه با کاربردهای فشار جانبی خاک در حالت مقاوم آشنا می شویم.

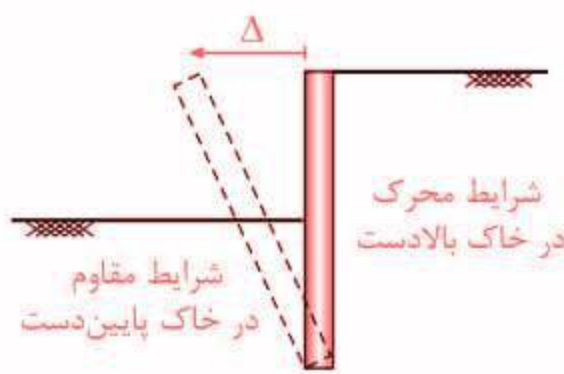
### کاربرد ۱: محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار حائل

به منظور محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار حائل در شرایط مقاوم، همانند حالت سکون و محرک ابتدا باید نمودار توزیع فشار جانبی خاک در شرایط مقاوم ترسیم و با محاسبه مساحت نمودار توزیع فشار، نیروی جانبی وارد بر دیوار حائل محاسبه شود. در شکل زیر نمودار توزیع فشار جانبی خاک در حالت مقاوم در شرایط خشک و اشباع ترسیم شده است.



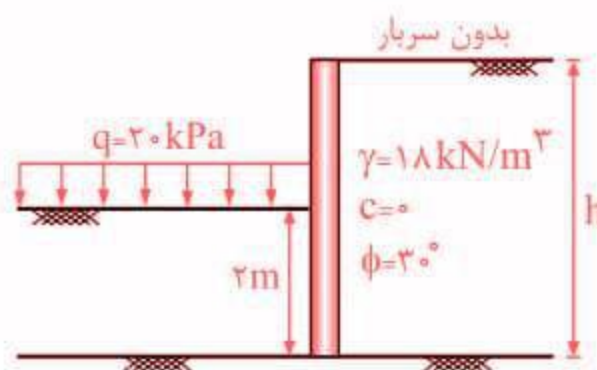


**کاربرد ۲: خاکریزی در دو طرف دیوار حائل**



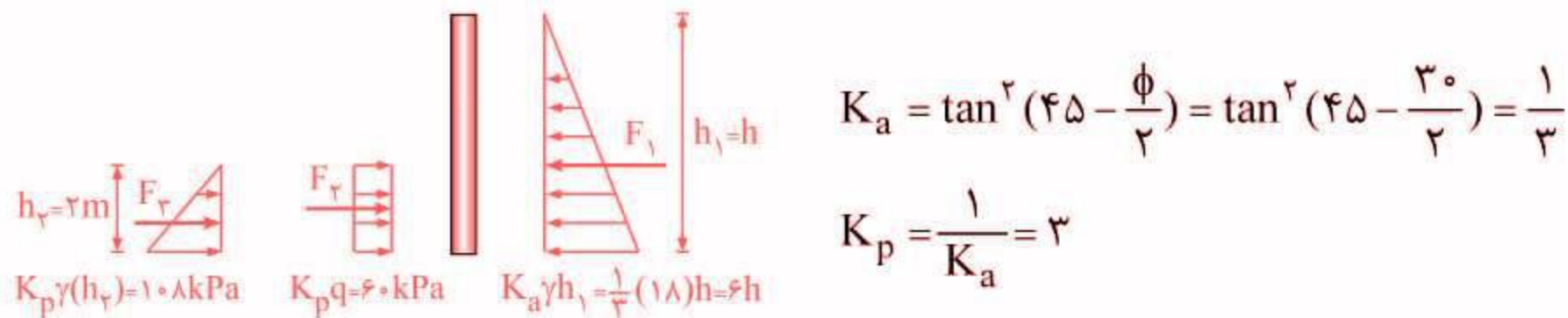
یک دیوار حائل مطابق شکل مقابل را در نظر بگیرید که در دو طرف آن خاکریزی شده و ارتفاع خاک در سمت راست دیوار بیشتر از سمت چپ آن است. به همین علت اصطلاحاً به خاک موجود در سمت راست دیوار، خاک بالادست و به خاک موجود در سمت چپ دیوار، خاک پایین دست می‌گویند. در اثر فشار ناشی از خاک بالادست، دیوار حائل به سمت خاک پایین دست جابه‌جا می‌شود. به همین دلیل در خاک بالادست حالت محرک و در خاک پایین دست حالت مقاوم ایجاد می‌شود.

**تمرین ۲۲:** مطابق شکل زیر، در دو طرف یک دیوار حائل خاکریز ماسه‌ای با مشخصات یکسان وجود دارد. ارتفاع دیوار (h) تقریباً چند متر باشد تا نیروی وارد بر سمت چپ و راست دیوار برابر باشد؟



- ۱) ۵/۵ m
- ۲) ۸/۷ m
- ۳) ۷/۵ m
- ۴) ۱۰/۵ m

**حل:** خاک بالادست دیوار در حالت محرک و خاک پایین دست دیوار در حالت مقاوم قرار دارد. بنابراین نمودار توزیع فشار جانبی خاک در دو طرف دیوار به صورت زیر قابل ترسیم است.

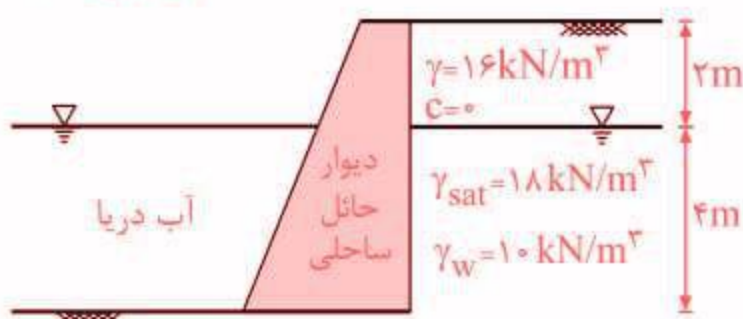


طبق فرض سؤال، نیروی وارد بر سمت چپ و راست دیوار با هم برابر است. بنابراین می‌توان نوشت:

$$F_1 = F_2 + F_3 \Rightarrow \frac{6h \times h}{2} = 60 \times 2 + \frac{108 \times 2}{2} \Rightarrow 3h^2 = 228 \Rightarrow h = \sqrt{76} = 8.7m$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

**تمرین ۲۳:** مطابق شکل مقدار نیروی جانبی کل در واحد طول که دیوار حائل ساحلی باید برای آن طراحی شود، چند kN/m است؟ زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار برابر ۳۰ درجه است. (سراسری - ۹۵)



- ۱) ۱۸۰
- ۲) ۱۵۵
- ۳) ۱۰۰
- ۴) ۷۵

**حل:** برای محاسبه نیروی جانبی کل وارد بر دیوار ساحلی، دو گام زیر طی می‌شود.

**گام اول:** ترسیم و توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار حائل

خاک بالادست دیوار دارای شرایط محرک است و نیروی محرک بر دیوار وارد می‌کند. آب دریا در پایین دست دیوار، نیروی مقاوم بر دیوار وارد می‌کند. بنابراین توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار مطابق شکل صفحه بعد قابل ترسیم است.

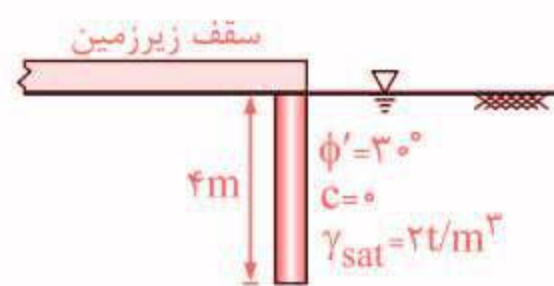
$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \xrightarrow{\phi=30^\circ} K_a = \frac{1}{3}$$



## تستی فصل اول

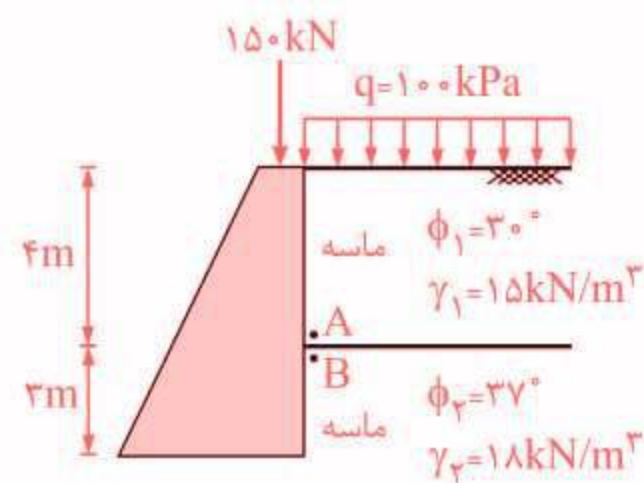
### سوالات پرتکرار

۱- دیوار حائل صلب شکل زیر برای زیرزمین یک ساختمان استفاده شده است. در صورتی که بالای دیوار به سقف زیرزمین متصل باشد، مقدار نیروی جانبی کل وارد بر دیوار در واحد طول چند تن (ton) است؟ (سراسری - ۸۵)



- ۸ (۱)
- ۱۰/۶۷ (۲)
- ۱۲ (۳)
- ۳۲ (۴)

۲- مطابق شکل زیر، در صورتی که از حرکت دیوار صرف نظر شود، نسبت تنش افقی وارد بر دیوار در نقطه A به نقطه B چقدر است؟ ( $\sin 37^\circ = 0.6$ )

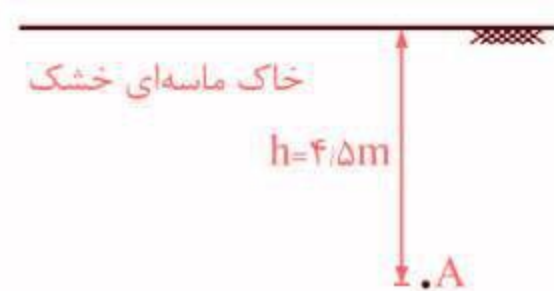


- 1/3 (۱)
- 0.8 (۲)
- 1/25 (۳)
- 3 (۴)

۳- در هنگام آزمایش تحکیم (ادومتر) بر روی نمونه‌ای از رس اشباع، تنش کل افقی نمونه ( $\sigma_h$ ) با توجه به تنش کل قائم آن ( $\sigma_v$ ) و فشار آب حفره‌ای ( $u$ ) از کدام رابطه محاسبه می‌شود؟ ( $\sigma'_v$  تنش مؤثر قائم است.) (سراسری - ۸۸)

$$\sigma_h = K_o \sigma'_v + u \quad (۱) \quad \sigma_h = K_o \sigma_v + u \quad (۲) \quad \sigma_h = K_a \sigma_v \quad (۳) \quad \sigma_h = K_o \sigma_v \quad (۴)$$

۴- مقدار تنش افقی یک خاک ماسه‌ای خشک در عمق ۴/۵ متری، ۶ تن بر مترمربع اندازه‌گیری شده است. چنانچه وزن مخصوص خاک ۲ تن بر مترمکعب باشد، ضریب پواسون خاک را محاسبه کنید.



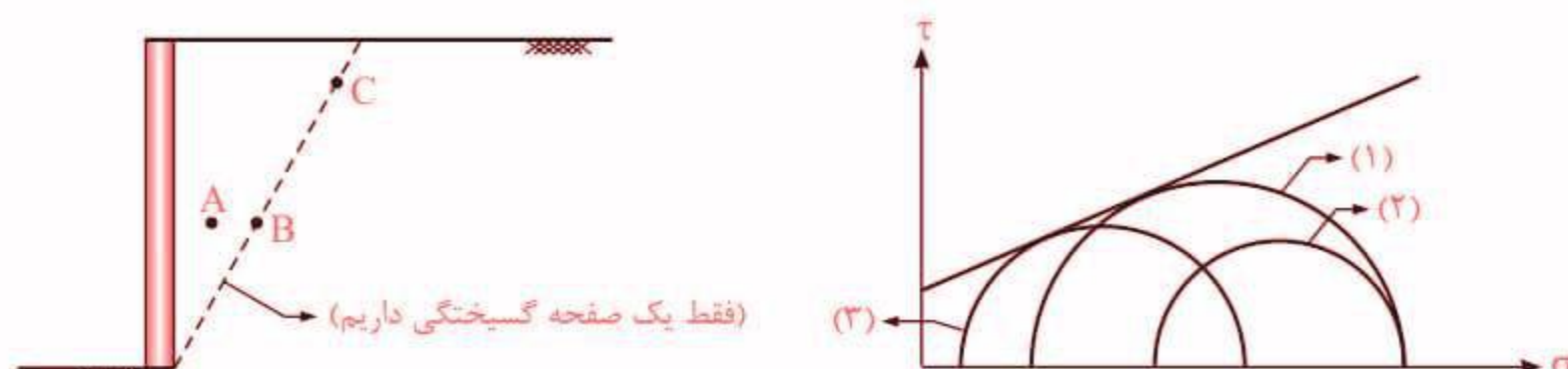
- 0.2 (۱)
- 0.3 (۲)
- 0.4 (۳)
- 0.5 (۴)

۵- اگر فاصله خالی بین دیوار زیرزمین و خاک پشت با مصالح خاکی در دسترس در کارگاه که عمدتاً رس ماسه‌دار غیر اشباع است پر شود، طراحی دیوارهای زیرزمین در برابر فشار جانبی خاک براساس کدام حالت صورت می‌گیرد؟ (سراسری - ۸۰)

- (۱) فشار جانبی حالت سکون ( $K_o$ )
- (۲) فشار جانبی حالت محرک ( $K_a$ )
- (۳) فشار جانبی حالت مقاوم ( $K_p$ )
- (۴) فشار خاک در نظر گرفته نمی‌شود.



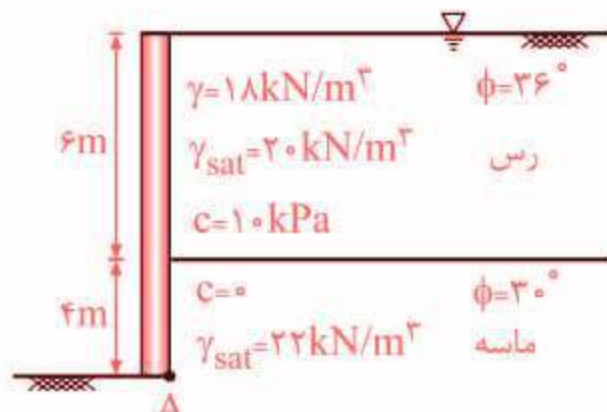
۲۵- اگر ترانشه قائم شکل زیر، در امتداد خط گسیختگی نشان داده شده دچار لغزش شود، دواير مور ۱، ۲ و ۳ به ترتیب مربوط به کدام یک از المان‌های A، B و C می‌باشند؟ (دکتری عمران - ۹۲)



- (۲) ۳ → B , ۲ → A , ۱ → C  
 (۳) ۳ → A , ۲ → C , ۱ → B  
 (۴) ۳ → A , ۲ → B , ۱ → C  
 (۳) ۳ → C , ۲ → A , ۱ → B

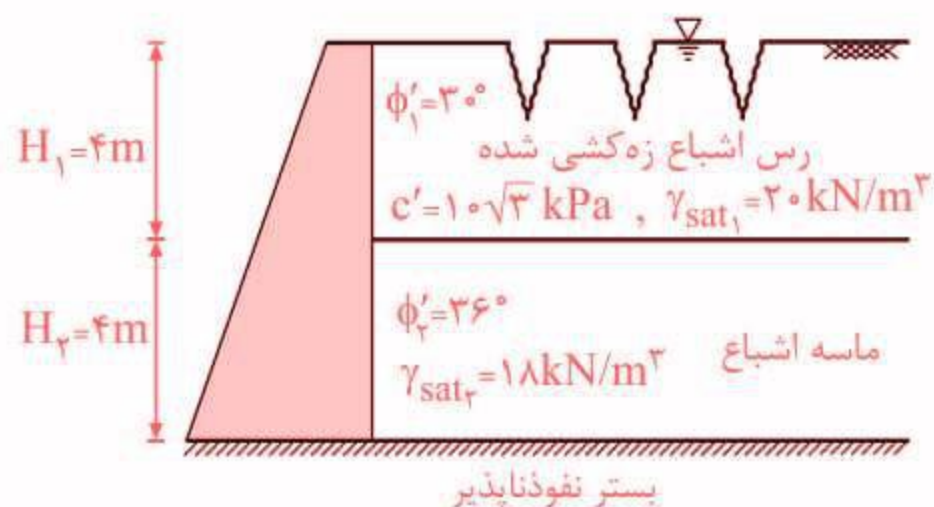
سوالات دشوار استقامتی

۲۶- در دیوار نگهدارنده نشان داده شده در شکل زیر، سطح آب زیرزمینی چند متر کاهش یابد تا تنش افقی در حالت محرک در نقطه A، به میزان ۱۰ درصد کاهش یابد؟



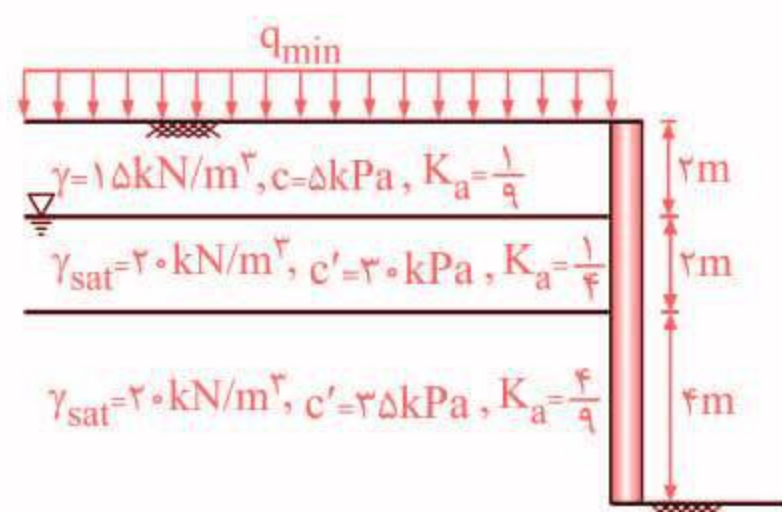
- (۱) ۱/۸۵ m  
 (۲) ۲/۳ m  
 (۳) ۲/۷ m  
 (۴) ۳/۱۵ m

۲۷- دیوار حائل نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. در صورتی که خاک رس نشان داده شده در پشت دیوار دچار ترک کششی شود، نیروی جانبی وارد بر دیوار حائل کدام است؟ ( $\sin 36^\circ = 0.6$ ) و ترک‌های کششی از آب پر شده‌اند.



- (۱) ۳۷۶ kN/m  
 (۲) ۳۸۰ kN/m  
 (۳) ۳۳۶ kN/m  
 (۴) ۴۱۲ kN/m

۲۸- در شکل زیر، یک خاک سه لایه نشان داده شده است. حداقل سربار وارد بر سطح خاک ( $q_{\text{min}}$ ) بر حسب کیلوپاسکال چقدر باشد تا هیچ گونه ترک کششی در خاک پشت دیوار رخ ندهد؟ (سراسری - ۸۳ با اعمال تغییرات)



- (۱) ۴۰  
 (۲) ۳۰  
 (۳) ۹۰  
 (۴) ۵۵



## سوالات تکمیلی

۲۹- در تعیین فشارهای جانبی خاک با استفاده از تئوری رانکین، ..... به دست می آید. (سراسری - ۷۹)

- ۱) فشار محرک و فشار مقاوم هر دو بیشتر از مقدار واقعی
- ۲) فشار محرک و فشار مقاوم هر دو کمتر از مقدار واقعی
- ۳) فشار مقاوم بیشتر از مقدار واقعی و فشار محرک کمتر از مقدار واقعی
- ۴) فشار مقاوم کمتر از مقدار واقعی و فشار محرک بیشتر از مقدار واقعی

۳۰- کدام عبارت درباره فشار جانبی خاک صحیح نیست؟ (سراسری - ۷۶)

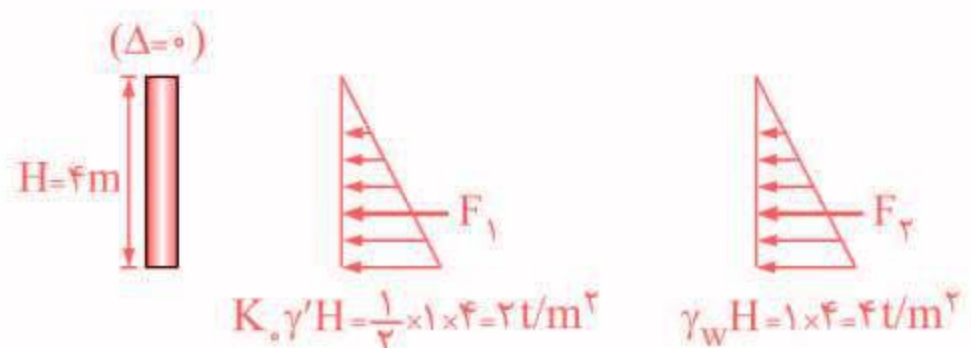
- ۱) تئوری رانکین تنها برای خاک‌های دانه‌ای قابل استفاده می‌باشد و در آن زبری دیوار در نظر گرفته می‌شود.
- ۲) تئوری رانکین بر مبنای تعادل حدی است و در آن از زبری دیوار صرف نظر می‌گردد.
- ۳) تئوری رانکین براساس خطوط گسیختگی، فشار جانبی خاک را محاسبه می‌کند و در آن از زبری دیوار صرف نظر می‌شود.
- ۴) تئوری کولمب بر مبنای تعادل حدی است و تنها برای خاک‌های دانه‌ای کاربرد دارد.



## پانخ‌تستی فصل اول

(۳)-۱

سقف زیرزمین مانع حرکت جانبی دیوار می‌شود و شرایط سکون بر خاک پشت دیوار حاکم است. بنابراین نیروی وارد بر دیوار به صورت زیر محاسبه می‌شود.



$$K_a = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30^\circ = \frac{1}{3}$$

$$F_T = F_1 + F_2 = \frac{2 \times 4}{2} + \frac{4 \times 4}{2} = 12 \text{ ton}$$

(۳)-۲

طبق فرض سؤال، از حرکت دیوار صرف نظر شده است، به همین دلیل خاک پشت دیوار در حال سکون قرار دارد. به منظور محاسبه فشار جانبی در نقطه A و B با توجه به موقعیت هر نقطه در هر لایه، از ضریب فشار جانبی همان لایه استفاده می‌شود.

$$K_{a1} = 1 - \sin \phi_1 = 1 - \sin 30^\circ = \frac{1}{3}$$

$$(\sigma_{h_e})_A = K_{a1} \sigma'_{vA} + u_A = \frac{1}{3} \times (100 + 4 \times 15) + 0 = 80 \text{ kPa}$$

$$K_{a2} = 1 - \sin \phi_2 = 1 - \sin 37^\circ = 0.4$$

$$(\sigma_{h_e})_B = K_{a2} \sigma'_{vB} + u_B = 0.4(100 + 4 \times 15) + 0 = 64 \text{ kPa}$$

$$\frac{(\sigma_{h_e})_A}{(\sigma_{h_e})_B} = \frac{80}{64} = 1.25$$

**دقت:** بار قائم ۱۵۰ کیلونیوتنی وارد بر دیوار، فشاری بر خاک پشت دیوار وارد نمی‌کند و هیچ نقشی در محاسبه تنش جانبی ندارد.

(۲)-۳

با توجه به عدم تغییر شکل جانبی نمونه در آزمایش تحکیم، حالت سکون برای خاک در نظر گرفته می‌شود و در محاسبات فشار جانبی از ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون ( $K_0$ ) استفاده می‌شود. بنابراین فشار جانبی وارد بر نمونه در هر لحظه از رابطه  $\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u$  محاسبه می‌شود.

(۳)-۴

همانطور که در متن درسنامه گفته شد، پروفیل‌های طبیعی خاک (بدون دیوار حائل) دارای شرایط فشار جانبی سکون هستند.

$$(\sigma_{h_e})_A = K_0 \sigma'_{vA} + u \Rightarrow 6 = K_0 (4/5 \times 2) + 0 \Rightarrow K_0 = \frac{2}{3}$$

اگر رفتار خاک الاستیک فرض شود، مقدار  $K_0$  از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \Rightarrow \frac{2}{3} = \frac{\nu}{1-\nu} \Rightarrow \nu = 0.4$$



نیروی اصطکاک خاک با کف دیوار ( $F_f$ ) از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_f = W \tan \delta + c_d \times B \times L \quad (۳-۲)$$

در این رابطه،  $W$  وزن دیوار،  $\delta$  و  $c_d$  به ترتیب زاویه اصطکاک و چسبندگی کف دیوار با خاک بستر هستند. مطابق شکل صفحه قبل،  $B$  و  $L$  نیز به ترتیب عرض و طول دیوار هستند. باید توجه داشت که در بسیاری از مسائل، محاسبات برای واحد طول دیوار انجام و مقدار  $L$  برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

**نکته:** با محاسبه ضریب اطمینان در برابر لغزش، می‌توان حالات زیر را بیان کرد.

دیوار حائل در برابر لغزش پایدار است.  $\Rightarrow$  لغزش F.S.  $> 1$

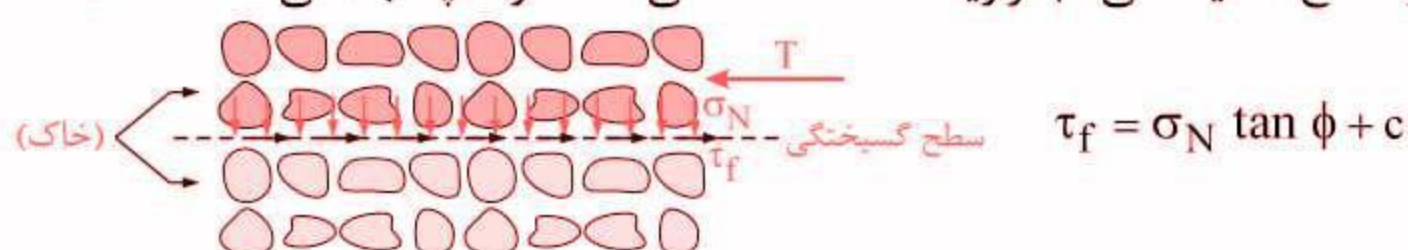
دیوار حائل در آستانه لغزش است.  $\Rightarrow$  لغزش F.S.  $= 1$

دیوار حائل در برابر لغزش ناپایدار است.  $\Rightarrow$  لغزش F.S.  $< 1$

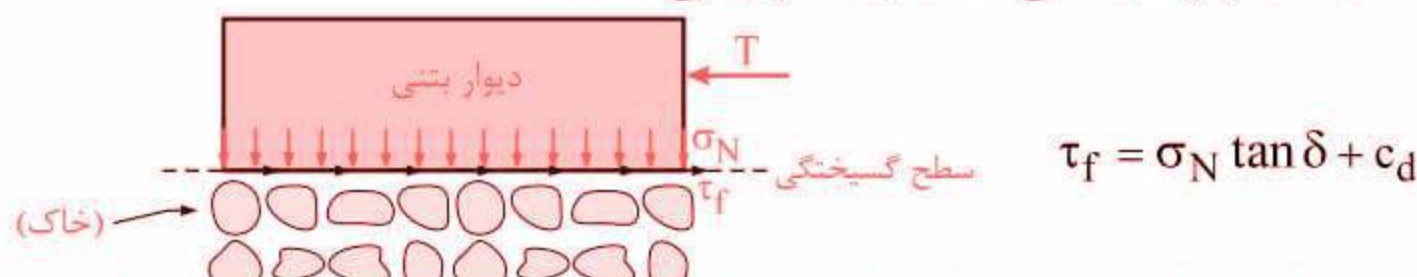
**تمرین ۴:** به نظر شما رابطه نیروی اصطکاک خاک با کف دیوار ( $F_f$ ) چگونه به دست آمده است؟

**حل:** این رابطه با استفاده از نظریه مور-کولمب برای محاسبه مقاومت برشی خاک، به دست آمده است. به همین دلیل ابتدا لازم است این نظریه از مکانیک خاک یادآوری شود.

**یادآوری از مکانیک خاک:** مطابق با نظریه مور-کولمب، مقاومت برشی خاک ( $\tau_f$ ) از دو بخش زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک تشکیل می‌شود و از رابطه زیر قابل محاسبه است. در این رابطه،  $\tau_f$  مقاومت برشی خاک در سطح گسیختگی،  $\sigma_N$  تنش عمودی وارد بر سطح گسیختگی،  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک و  $c$  چسبندگی خاک است.

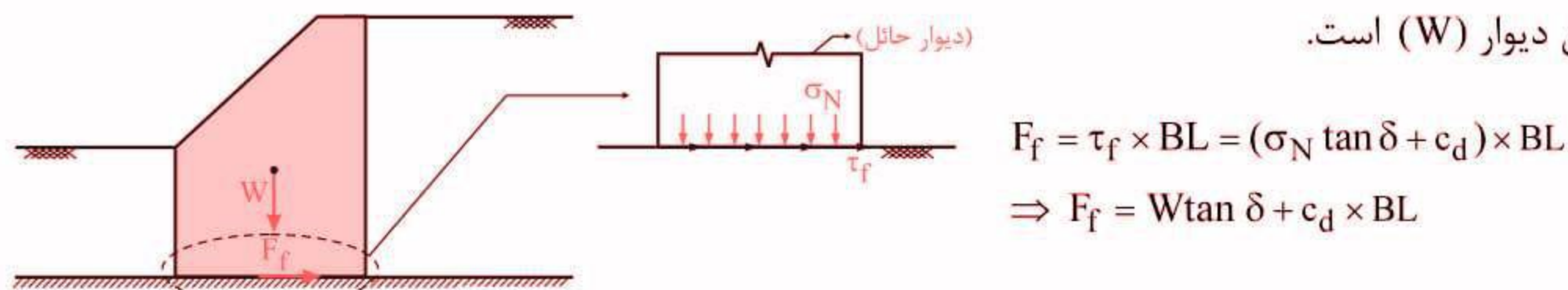


حال اگر در سطح گسیختگی، خاک در تماس با بستر بتنی باشد، مقدار اصطکاک و چسبندگی در این سطح کاهش می‌یابد. در این حالت می‌توان با ایجاد تغییرات در رابطه فوق، مقدار  $\tau_f$  را به صورت زیر محاسبه نمود. در این رابطه  $\delta$  و  $c_d$  به ترتیب زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک با بستر بتنی است.



همانطور که گفته شد اصطکاک و چسبندگی خاک با بتن، کمتر از اصطکاک و چسبندگی خاک با خاک است. بنابراین محدوده تغییرات پارامترهای مقاومت برشی خاک با بتن ( $\delta$  و  $c_d$ ) نسبت به پارامترهای مقاومت برشی خاک ( $\phi$  و  $c$ ) به صورت مقابل است.

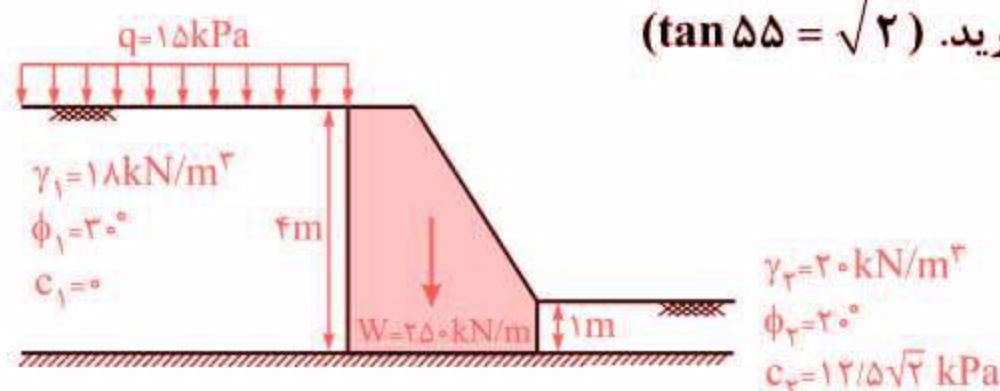
حال می‌خواهیم با استفاده از نظریه مور-کولمب، نیروی اصطکاک بین خاک و کف دیوار را محاسبه کنیم. مطابق شکل زیر کف دیوار حائل که از جنس بتن است، در تماس با خاک قرار دارد و باید از پارامترهای مقاومت برشی ( $\delta$  و  $c_d$ ) برای محاسبه  $\tau_f$  استفاده نمود. اگر طرفین رابطه  $\tau_f = \sigma_N \tan \delta + c_d$  را در مساحت کف دیوار ضرب نماییم، مقدار نیروی اصطکاک خاک با کف دیوار ( $F_f$ ) محاسبه می‌شود. در این رابطه  $\sigma_N \times BL$  برابر با وزن دیوار ( $W$ ) است.





**نکته:** در برخی مسائل،  $\tan \delta$  را با  $\mu_s$  نمایش می‌دهند و به آن ضریب اصطکاک ایستایی بین کف دیوار و خاک می‌گویند.

**تمرین ۵:** در شکل زیر مقدار ضریب اصطکاک بین کف دیوار و خاک ( $\mu_s$ ) برابر با  $0.4$  و چسبندگی بین این دو سطح برابر با صفر است. ضریب اطمینان در مقابل لغزش دیوار را به دست آورید. ( $\tan 55^\circ = \sqrt{2}$ )



(۱) ۲/۱۳

(۲) ۱/۷۵

(۳) ۲/۸

(۴) ۲/۵

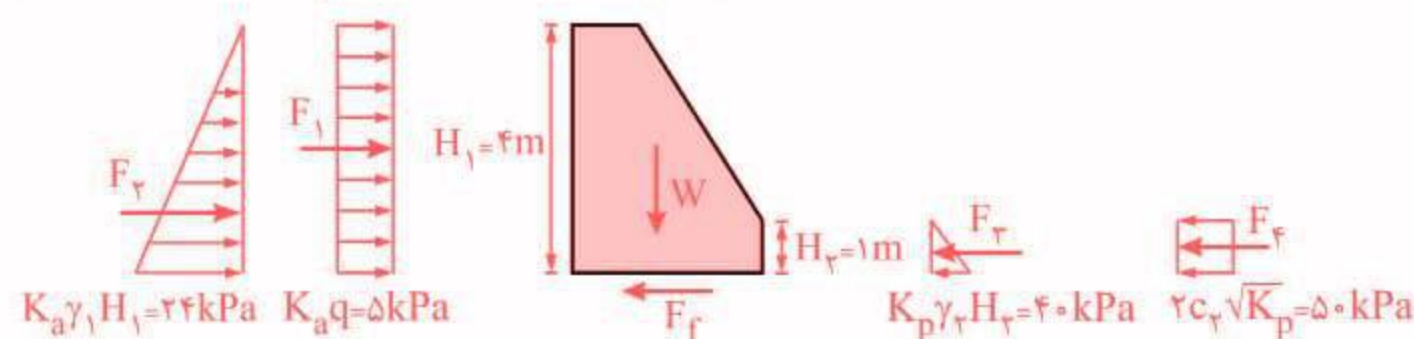
**حل:** به منظور محاسبه ضریب اطمینان در مقابل لغزش، گام‌های زیر طی می‌شوند.

**گام اول:** ترسیم نمودار توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار حائل

در ترسیم نمودار توزیع فشار جانبی، خاک بالادست به صورت محرک و خاک پایین‌دست به صورت مقاوم در نظر گرفته می‌شود. خاک موجود در بالادست و پایین‌دست دیوار با هم متفاوت است و مقدار ضریب فشار جانبی محرک ( $K_a$ ) در خاک بالادست و ضریب فشار جانبی مقاوم ( $K_p$ ) در خاک پایین‌دست برابر است با:

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

$$\phi_2 = 20^\circ \Rightarrow K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) = \tan^2 55^\circ \Rightarrow K_p = 2$$



**گام دوم:** محاسبه نیروهای وارد بر دیوار حائل

نیروهای وارد بر دیوار حائل، در واحد طول محاسبه شده‌اند.

$$F_1 = 5 \times 4 = 20 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = \frac{24 \times 4}{2} = 48 \text{ kN/m}$$

$$F_3 = \frac{40 \times 1}{2} = 20 \text{ kN/m}$$

$$F_4 = 50 \times 1 = 50 \text{ kN/m}$$

$$F_f = W \tan \delta + c_d \times B \times L \xrightarrow{c_d=0} F_f = 250 \times 0.4 + 0 = 100 \text{ kN/m}$$

**گام سوم:** محاسبه ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$F.S. \text{ لغزش} = \frac{\text{مجموع نیروهای مقاوم در برابر لغزش}}{\text{مجموع نیروهای محرک ایجادکننده لغزش}}$$

$$F.S. \text{ لغزش} = \frac{F_f + F_3 + F_4}{F_1 + F_2} = \frac{100 + 20 + 50}{20 + 48} = 2/5$$

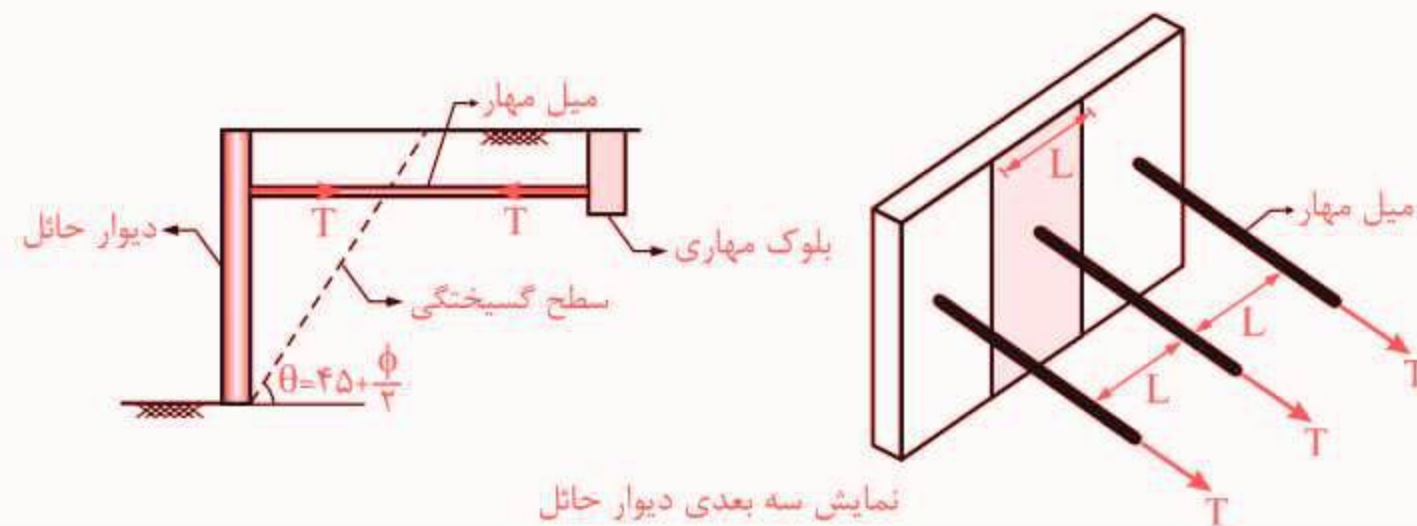
بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

مسائل مربوط به پایداری دیوارهای حائل بسیار متنوع هستند. در ادامه می‌خواهیم در قالب مدل‌های مجزا به تحلیل لغزش و واژگونی دیوارهای حائل بپردازیم.



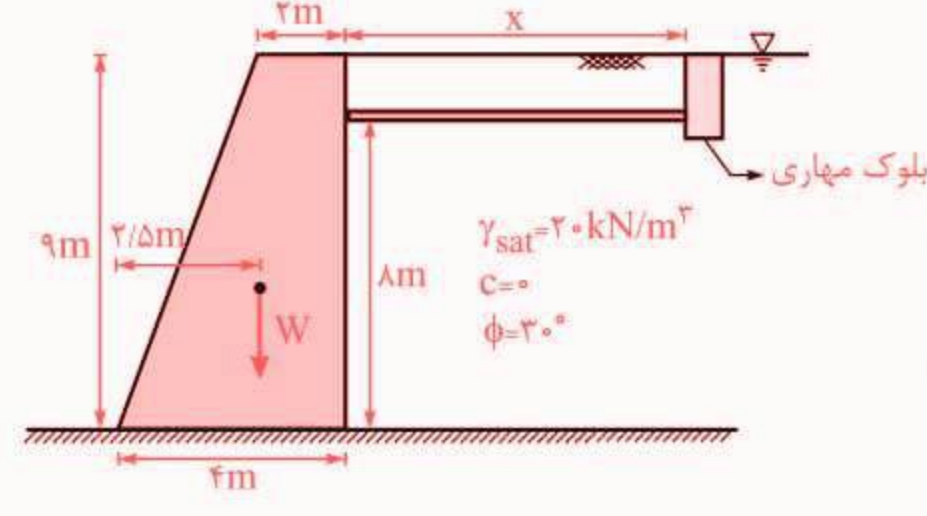
**مدل: چگونه تحلیل لغزش و واژگونی در صورت استفاده از اعضای کششی**

استفاده از اعضای کششی یکی از روش‌های افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش و واژگونی است. این اعضا درون خاک پشت دیوار حائل قرار می‌گیرند و برای داشتن عملکرد صحیح باید تا خارج گسیختگی خاک ادامه پیدا کنند و به بلوک مهاری متصل شوند. بلوک مهاری انتهای اعضای کششی را درون خود ثابت نگه می‌دارد. سپس با اعمال نیروی کششی در اثر پیش تنیدگی در این اعضا، ضریب اطمینان در مقابل لغزش و واژگونی افزایش می‌یابد. به اعضای کششی، میل مهار نیز می‌گویند.



**نکته مهارتی:** مطابق شکل بالا، اگر فاصله اعضای کششی از هم به میزان  $L$  باشد، هر یک از این اعضا به میزان طول  $L$  از دیوار، نیروی ناشی از فشار جانبی خاک را تحمل می‌نماید.

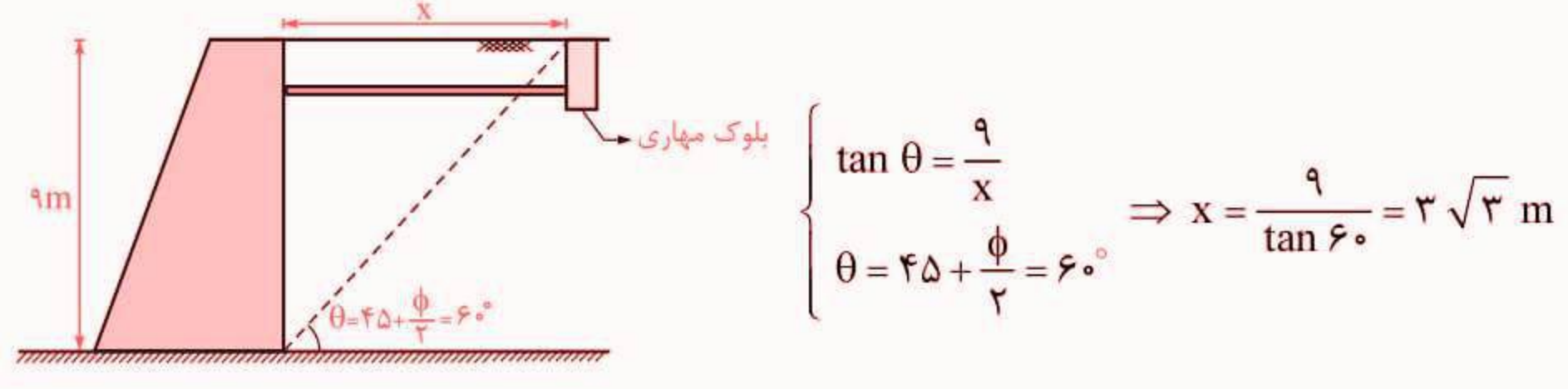
**تمرین ۹:** مطابق شکل زیر، به منظور حفظ تعادل دیوار حائل، در طول دیوار از تعدادی میل مهار به قطر ۲۰ میلی‌متر و به فاصله ۲ متر از هم استفاده شده است. وزن مخصوص مصالح دیوار برابر با  $25 \text{ kN/m}^3$  و ضریب اصطکاک و چسبندگی کف دیوار با خاک به ترتیب برابر با ۰/۲ و صفر است.



الف) حداقل مقدار  $x$  در شکل مقابل چه قدر باشد تا میل مهار دارای عملکرد صحیح باشد؟  
 ب) نیرو و تنش پیش تنیدگی لازم در داخل اعضای کششی چه قدر باشد تا ضریب اطمینان دیوار حائل در مقابل لغزش برابر با ۱/۵ باشد؟ ( $\pi = 3$ )  
 ج) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی دیوار را به دست آورید؟

**حل:**

الف) همانطور که گفته شد برای عملکرد صحیح میل مهارها، این اعضا باید تا خارج گسیختگی خاک ادامه پیدا کنند و به بلوک مهاری متصل شوند. طبق فرض رانکین، گوه گسیختگی در حالت محرک زاویه  $(\theta = 45 + \frac{\phi}{2})$  را با افق می‌سازد. با توجه به شکل زیر، حداقل مقدار  $x$  برای عملکرد صحیح میل مهارها برابر است با:

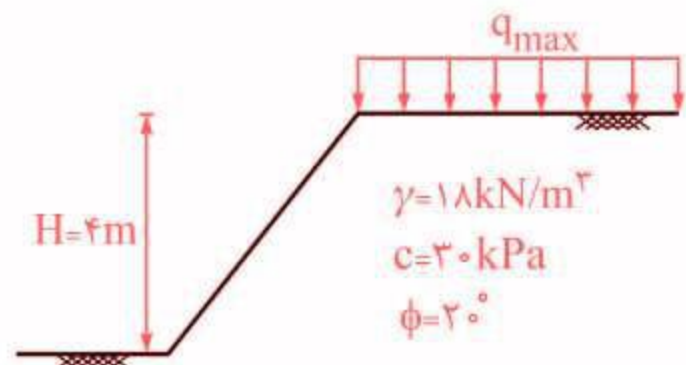




با مقایسه عدد پایداری در وضع موجود و عدد پایداری مجاز می توان گفت:

گودبرداری پایدار است  $\Rightarrow$  مجاز  $N_s > N_{s \text{ موجود}}$

ب) مطابق شکل زیر، حداکثر سرباری که بر سطح خاک می توان اضافه نمود برابر با سرباری است که باعث می شود عدد پایداری در وضع موجود با عدد پایداری مجاز برابر شود.



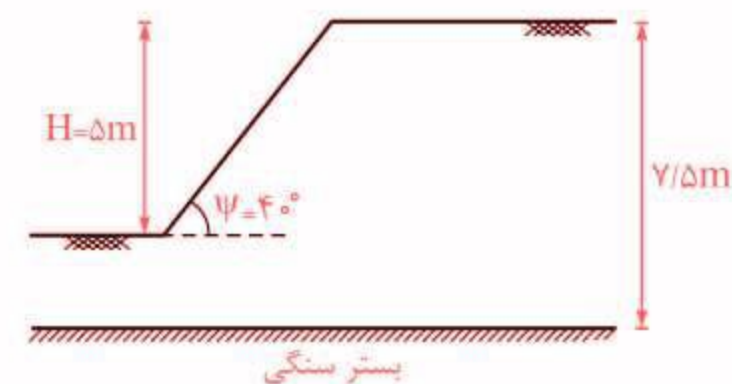
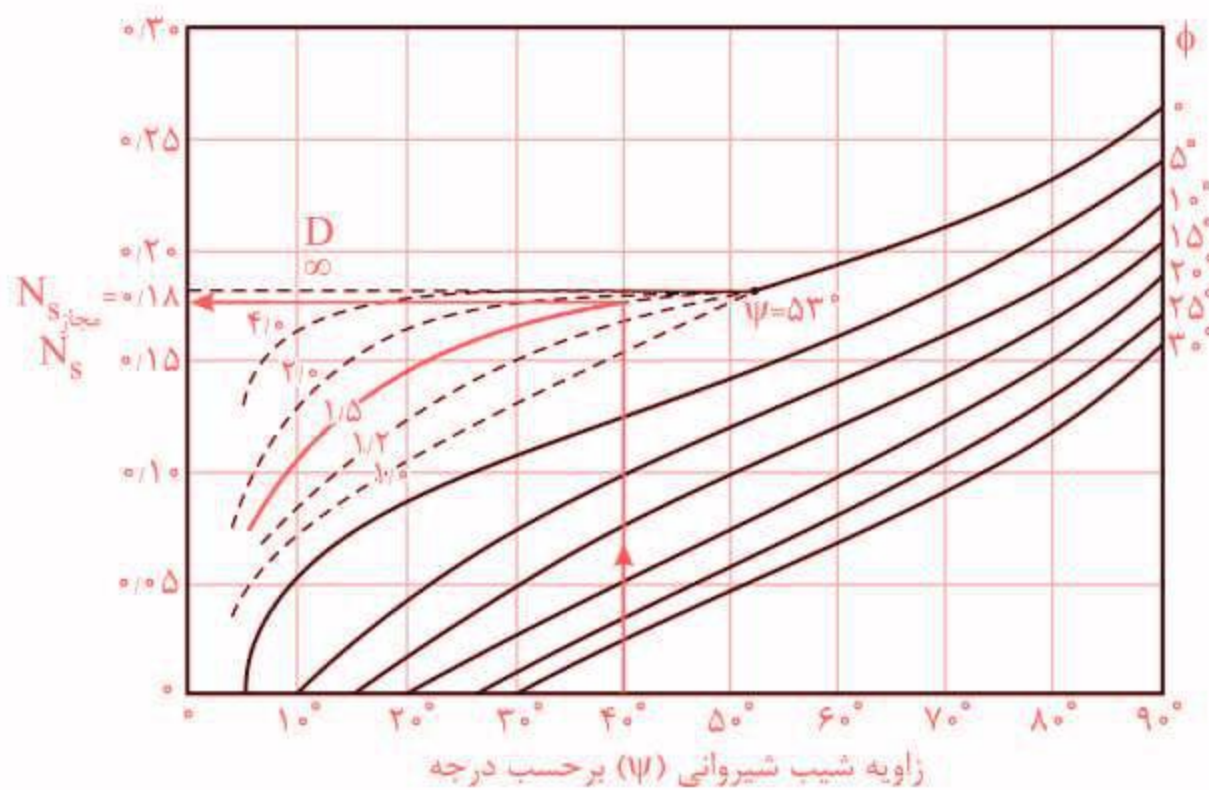
$$N_{s \text{ موجود}} = N_{s \text{ مجاز}} \Rightarrow \frac{c}{F.S. (\gamma H + q_{\max})} = N_{s \text{ مجاز}}$$

$$\Rightarrow \frac{30}{2(18 \times 4 + q_{\max})} = 0.8 \Rightarrow q_{\max} = 78 \text{ kPa}$$

**تمرین ۱۶:** یک خاکبرداری با شیب شیروانی ۴۰ درجه با افق، در رس در حال اجرا است. در عمق ۵ متری، لغزش شیروانی رخ می دهد. طبق مطالعات ژئوتکنیک، عمق بستر سنگی ۷/۵ متر از سطح زمین و وزن مخصوص اشباع خاک  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$  است و وضعیت خاک اشباع زه کشی نشده است. چسبندگی زه کشی نشده رس ( $c_u$ ) را تعیین نمایید.

**حل:** از آنجا که خاک، رس اشباع زه کشی نشده است، مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک برابر با صفر فرض می شود ( $\phi_u = 0$ ). از طرفی مقدار زاویه شیب خاکی از ۵۳ درجه کمتر است و به همین علت برای محاسبه عدد پایداری مجاز، باید پارامتر  $D$  نیز محاسبه شود.

$$D = \frac{\text{فاصله قائم از بالای شیروانی تا بستر سنگی}}{\text{ارتفاع شیروانی}} = \frac{7/5}{5} = 1/5$$



مطابق شکل بالا عدد پایداری مجاز برابر است با:

$$\Psi = 40^\circ \text{ و } \phi = 0 \text{ و } D = 1/5 \Rightarrow N_{s \text{ مجاز}} = 0.8$$

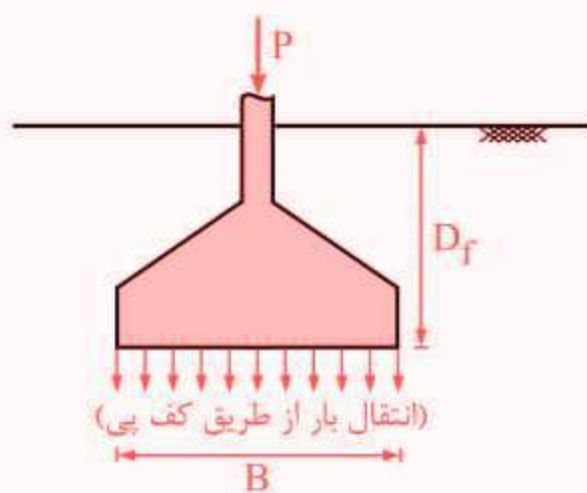
با توجه به فرض طراح در عمق ۵ متری، شیروانی خاکی دچار لغزش شده است. بنابراین در این عمق، عدد پایداری وضع موجود با عدد پایداری مجاز گودبرداری برابر است.

به این نکته توجه داشته باشید که رس در شرایط اشباع زه کشی نشده قرار دارد و در رابطه عدد پایداری وضع موجود،  $c_u$  جایگزین  $c$  و  $\gamma_{\text{sat}}$  جایگزین  $\gamma$  می شود.

$$N_{s \text{ موجود}} = N_{s \text{ مجاز}} \Rightarrow \frac{c_u}{F.S. (\gamma_{\text{sat}} H + q)} = N_{s \text{ مجاز}} \Rightarrow \frac{c_u}{1(20 \times 5 + 0)} = 0.8 \Rightarrow c_u = 18 \text{ kPa}$$



پی‌های نیمه عمیق



در پی‌های نیمه عمیق، نسبت  $(\frac{D_f}{B})$  حد فاصل شالوده‌ها و پی‌های عمیق است  $(4 < \frac{D_f}{B} < 10)$ . در این گونه پی‌ها همانند پی‌های سطحی فرض می‌شود که بارهای روسازه از طریق کف پی به خاک زیر آن منتقل می‌شود و از اصطکاک بین جداره پی و خاک صرف نظر می‌شود.

جمع بندی:

انواع پی }  
 پی‌های سطحی (شالوده‌ها):  $\frac{D_f}{B} \leq 4$  و استهلاک بار از طریق کف پی صورت می‌گیرد.  
 پی‌های عمیق:  $\frac{D_f}{B} \geq 10$  و استهلاک بار از طریق کف و جداره پی صورت می‌گیرد.  
 پی‌های نیمه عمیق:  $4 < \frac{D_f}{B} < 10$  و استهلاک بار از طریق کف پی صورت می‌گیرد.

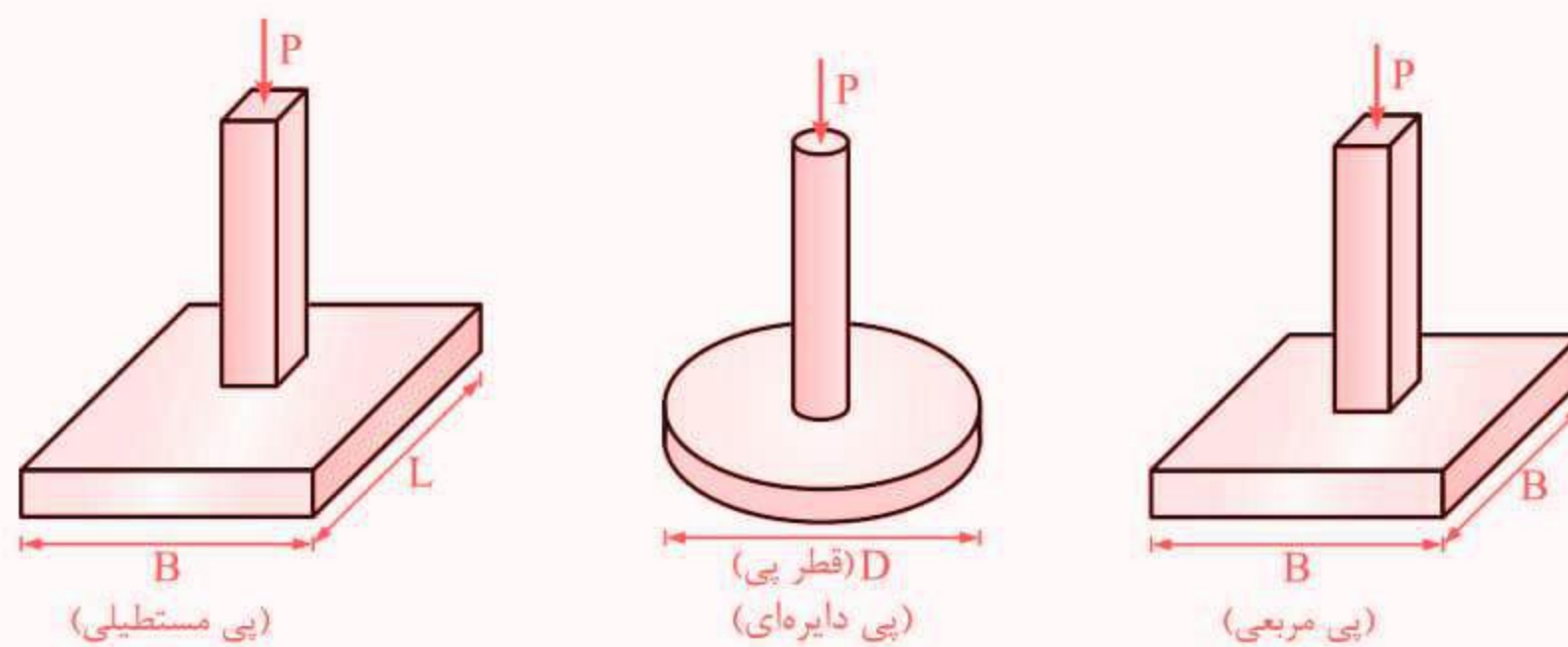
**توجه:** موضوع اصلی در این فصل و فصل بعدی مباحث مربوط به پی‌های سطحی است. این دو فصل نسبت به سایر فصل‌های پی‌سازی اهمیت بیشتری دارند و بیشترین سؤالات در آزمون‌ها را به خود اختصاص می‌دهند.

۱- انواع پی‌های سطحی

پی‌های سطحی را می‌توان براساس شکل یا عملکرد سازه‌ای تقسیم بندی کرد که در ادامه به معرفی آنها پرداخته می‌شود.

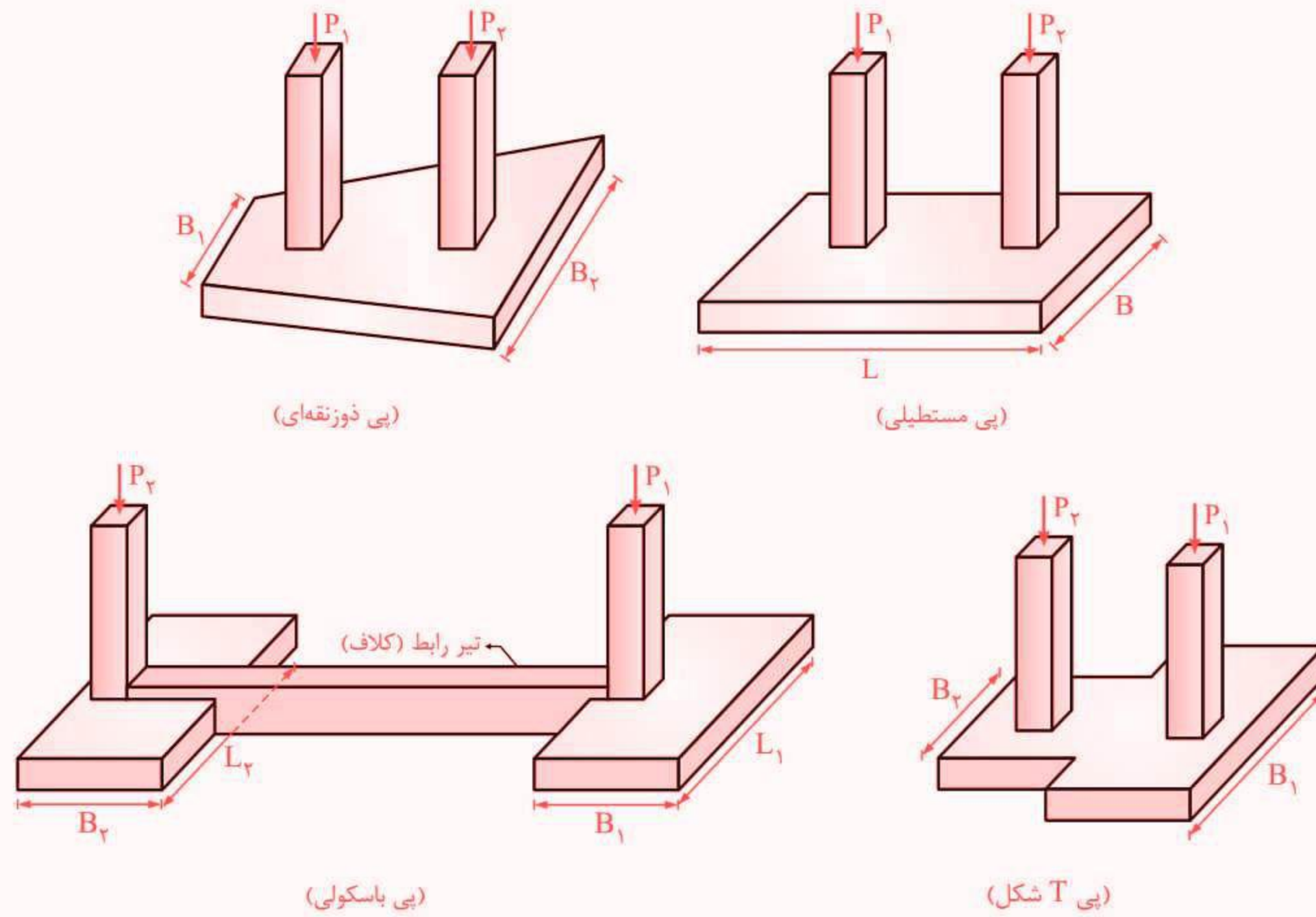
۱-۱- تقسیم بندی پی‌های سطحی از نظر شکل

۱- پی‌های منفرد: هرگاه پی سطحی تحت بار یک ستون قرار داشته باشد، به آن پی منفرد می‌گویند. مطابق شکل زیر، این پی‌ها معمولاً به شکل مربع، دایره و مستطیل هستند.

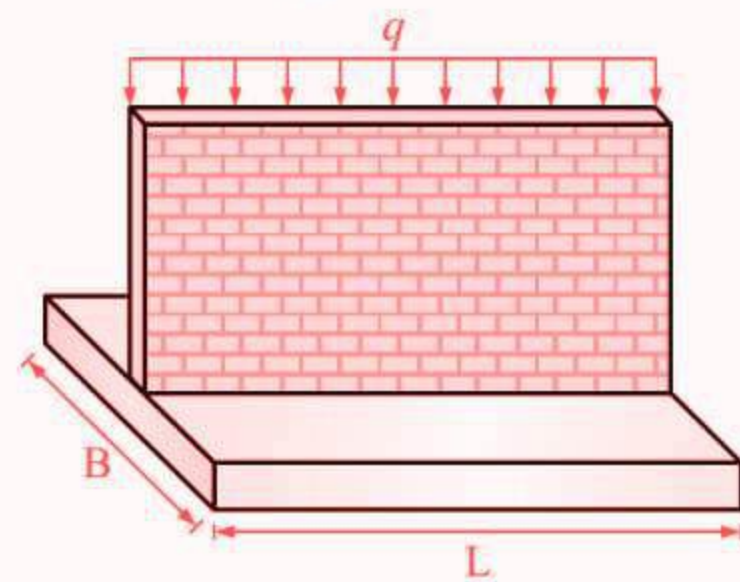


۲- پی‌های دو ستونی: اگر دو ستون نزدیک به هم باشند، استفاده از پی‌های دو ستونی اقتصادی و مناسب است. این پی‌ها می‌توانند به صورت مستطیلی، دوزنقه‌ای، T شکل و باسکولی طراحی شوند. در فصل بعد، به طور کامل با طراحی انواع پی‌های دو ستونی آشنا خواهیم شد.

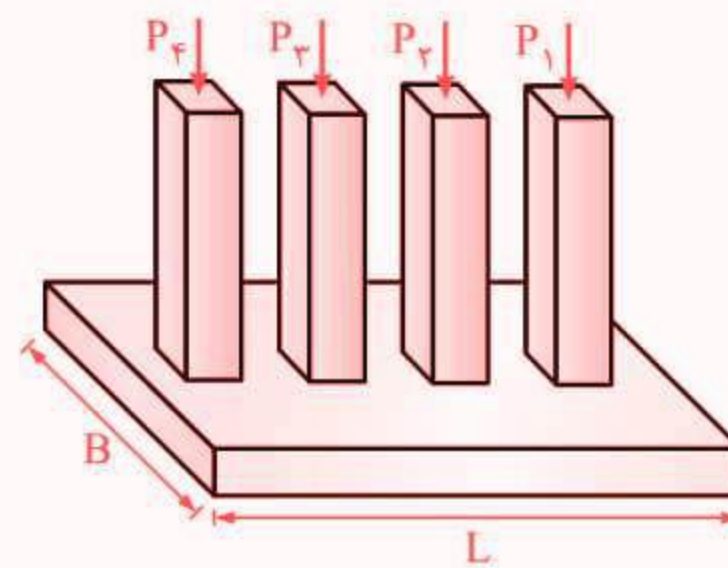




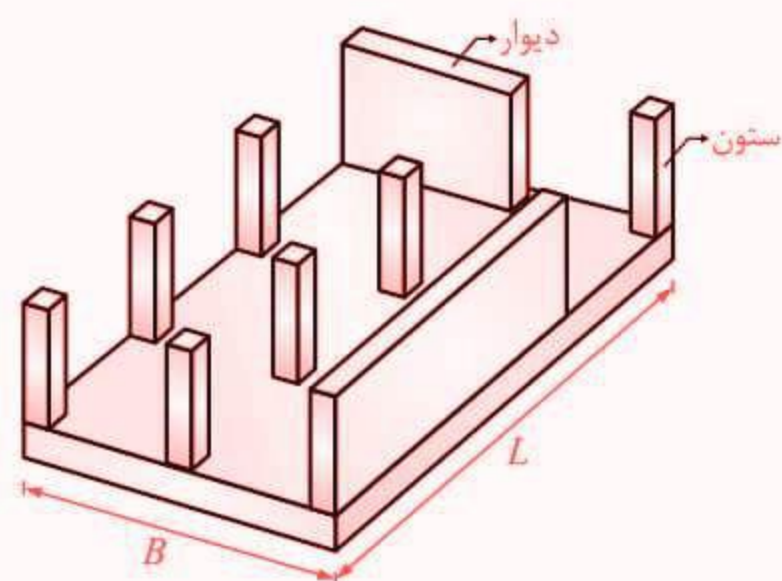
۳- پی‌های نواری: شالوده‌های نسبتاً طولی هستند که تحت بار چند ستون در یک ردیف یا تحت بار یک دیوار قرار می‌گیرند. نسبت طول به عرض در پی‌های نواری بزرگ‌تر از ۱۰ می‌باشد ( $\frac{L}{B} \geq 10$ ).



شالوده‌های نواری تحت بار یک دیوار



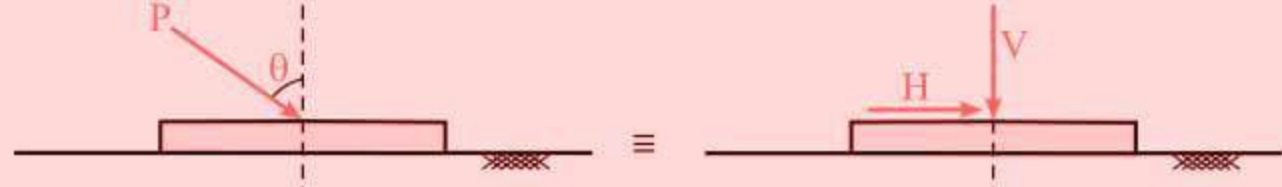
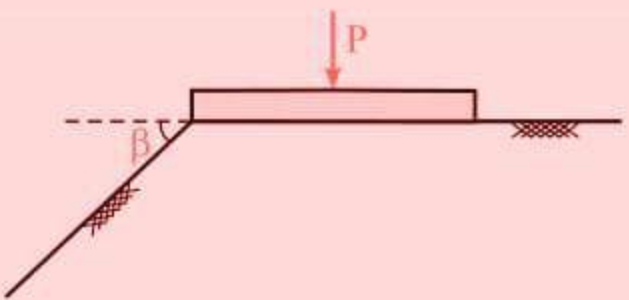
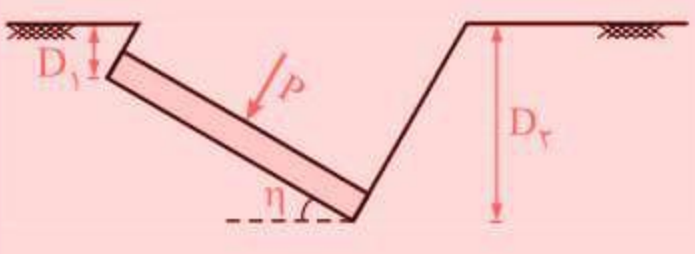
شالوده نواری تحت بار ستون‌های یک ردیف



۴- پی‌های گسترده: پی‌های گسترده به صورت یک دال ضخیم و یکپارچه در زیر کل پلان ساختمان اجرا شده و تحت تمام بارهای ناشی از ستون‌ها و دیوارها قرار می‌گیرند.



ادامه جدول صفحه قبل

نوع ضریب	رابطه
<p>ضرایب شیب بار</p>	$i_c = \begin{cases} i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1} \\ \frac{0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{BLc_\alpha}}}{0.5} \end{cases}, \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + BLc_\alpha \cos \phi}\right)^\Delta$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 H}{V + BLc_\alpha \cos \phi}\right)^\Delta$  <p>رابطه ارائه شده برای <math>i_\gamma</math> در شرایطی قابل استفاده است که زمین افقی باشد. <math>c_\alpha</math> چسبندگی بین خاک و شالوده است و مقدار آن کمتر از چسبندگی خاک (<math>c_\alpha &lt; c</math>) است. <math>H</math> و <math>V</math> به ترتیب مؤلفه‌های قائم و افقی نیروی وارد بر شالوده هستند.</p> <p><b>نتایج بسیار مهم:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>ضرایب شیب بار (<math>i</math>)، وابسته به ابعاد شالوده (<math>L</math> و <math>B</math>) هستند.</li> <li>با افزایش زاویه بار مایل نسبت به امتداد قائم (<math>\theta</math>)، ضرایب شیب بار (<math>i</math>) کاهش می‌یابند.</li> </ul> $\frac{H}{V} \uparrow \Rightarrow \theta \uparrow \Rightarrow (i_c, i_q, i_\gamma) \downarrow \Rightarrow q_u \downarrow$
<p>ضرایب شیب زمین</p>	 $g_c = \begin{cases} 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} & \phi \neq 0 \\ \frac{\beta^\circ}{147^\circ} & \phi = 0 \end{cases}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\Delta$ <p><b>نتایج بسیار مهم:</b> با افزایش شیب زمین (<math>\beta</math>)، ضرایب شیب سطح زمین (<math>g</math>) کاهش می‌یابند.</p> $\beta \uparrow \Rightarrow (g_c, g_q, g_\gamma) \downarrow \Rightarrow q_u \downarrow$
<p>ضرایب شیب کف پی</p>	 $b_c = \begin{cases} 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} & \phi \neq 0 \\ \frac{\eta^\circ}{147^\circ} & \phi = 0 \end{cases}$ $b_q = b_\gamma = e^{(-2 \eta \tan \phi)}$ <p><math>\eta</math> در رابطه <math>b_q = b_\gamma</math> باید بر حسب رادیان باشد.</p> <p><b>نتیجه بسیار مهم:</b> با افزایش شیب کف پی (<math>\eta</math>)، ضرایب شیب کف پی (<math>b</math>) کاهش می‌یابند.</p> $\eta \uparrow \Rightarrow (b_c, b_q, b_\gamma) \downarrow \Rightarrow q_u \downarrow$ <p>برای تعیین عمق مدفون (<math>D_f</math>)، از رابطه مقابل استفاده می‌شود. <math>D_f = \min(D_1, D_2)</math></p>



جمع بندی مطالب صفحه قبل

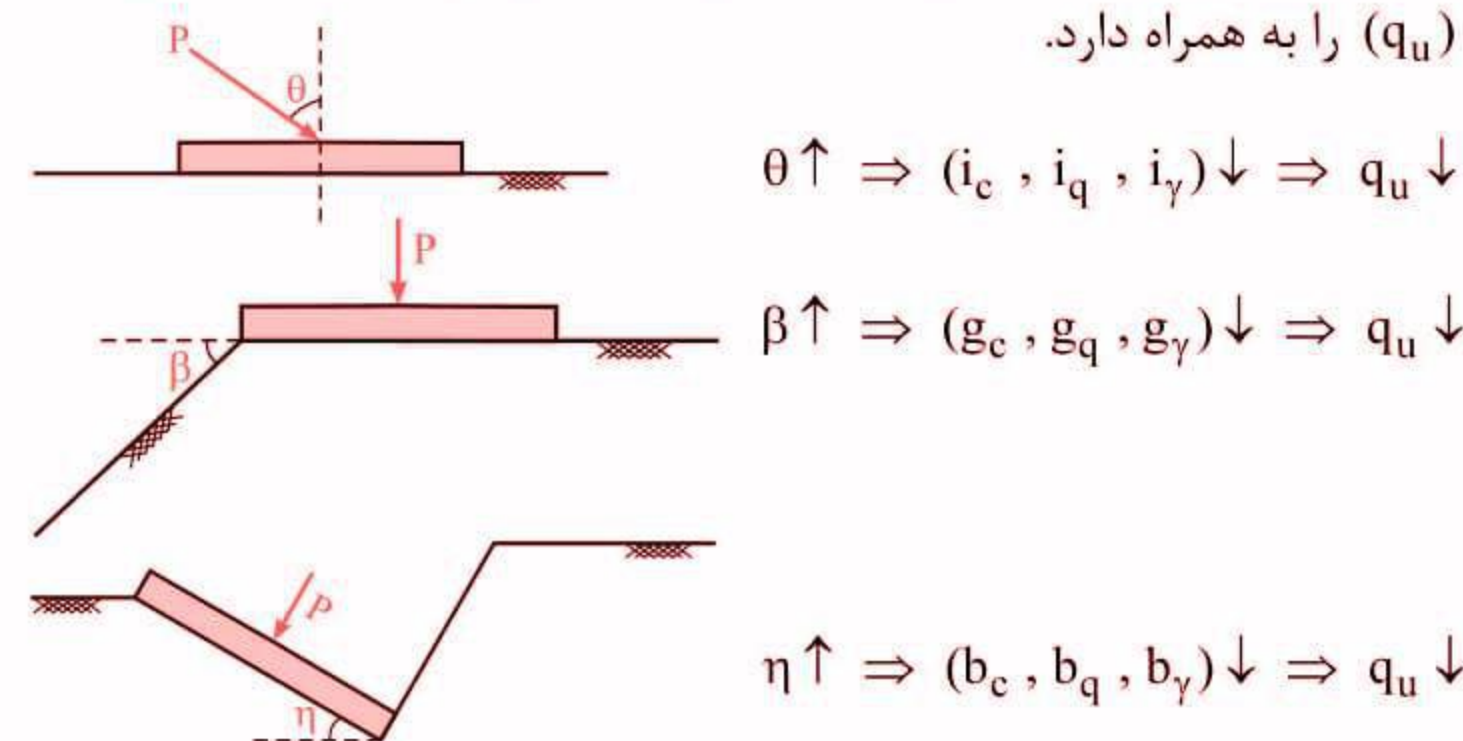
۱- ضرایب اصلاح شکل (s)، ضرایب اصلاح عمق (d) و ضرایب شیب بار (i) وابسته به ابعاد شالوده (L و B) هستند.  
 ۲- افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ)، افزایش ضرایب ظرفیت باربری خاک (N) و به تبع آن افزایش ظرفیت باربری شالوده (q<sub>u</sub>) را به همراه دارد.

$$\phi \uparrow \Rightarrow (N_c, N_q, N_\gamma) \uparrow \Rightarrow q_u \uparrow$$

۳- افزایش عمق مدفون پی (D<sub>f</sub>)، افزایش ضرایب اصلاح عمق (d<sub>c</sub> و d<sub>q</sub>) و به تبع آن افزایش ظرفیت باربری شالوده (q<sub>u</sub>) را به همراه دارد.

$$D_f \uparrow \Rightarrow (d_c, d_q) \uparrow \Rightarrow q_u \uparrow$$

۴- افزایش زاویه بار مایل نسبت به امتداد قائم (θ)، افزایش شیب زمین (β) و افزایش شیب کف پی (η)، کاهش ظرفیت باربری شالوده (q<sub>u</sub>) را به همراه دارد.



بررسی یک حالت خاص

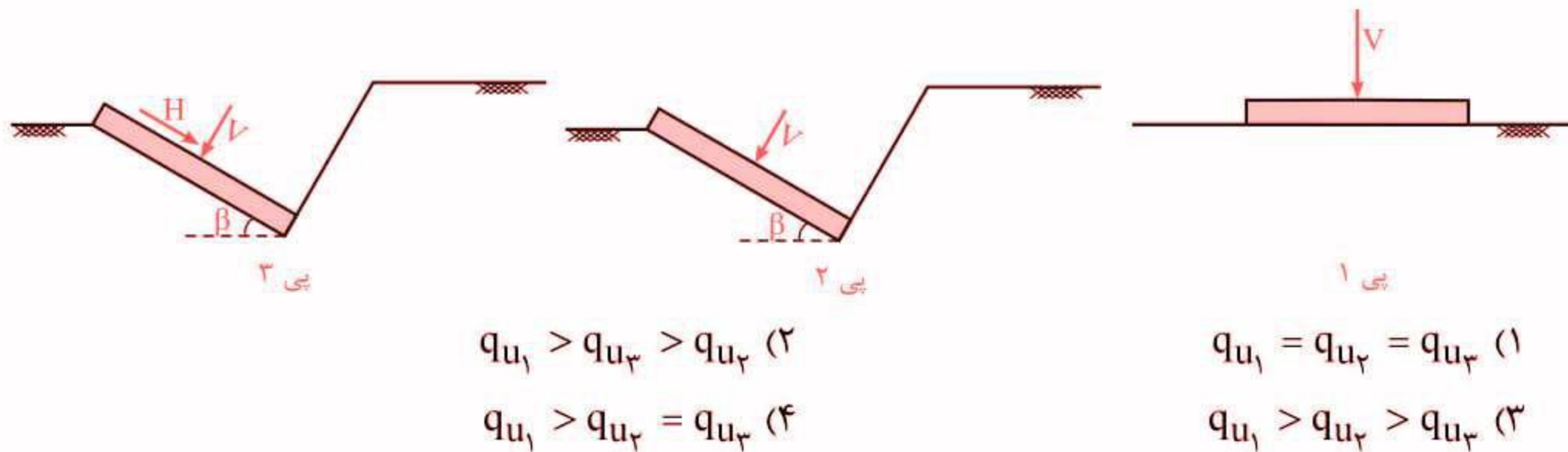
در روش هانسن، در صورتی که  $\phi = 0^\circ$  باشد، ضرایب ظرفیت باربری برابرند با:

$$\phi = 0^\circ \Rightarrow N_c = 5.14, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

در شرایط  $\phi = 0^\circ$ ، هانسن رابطه‌ای متفاوت را برای ظرفیت باربری در نظر می‌گیرد، این رابطه به شکل زیر است.

$$q_u = 5.14 c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q \quad (8-3)$$

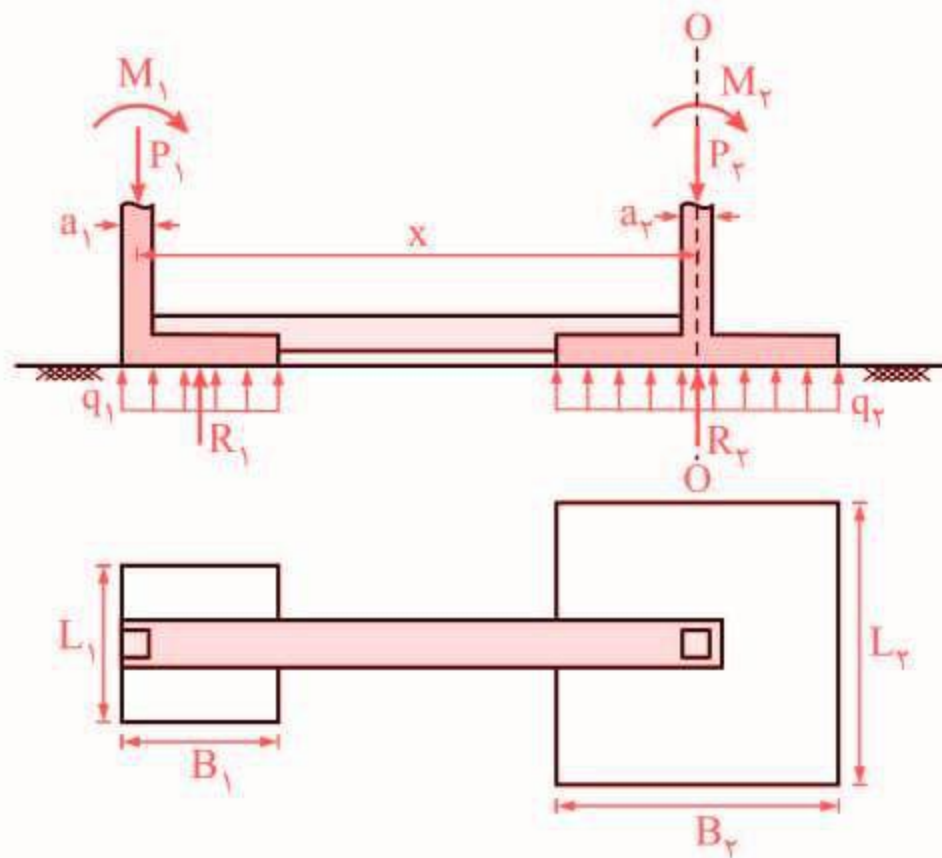
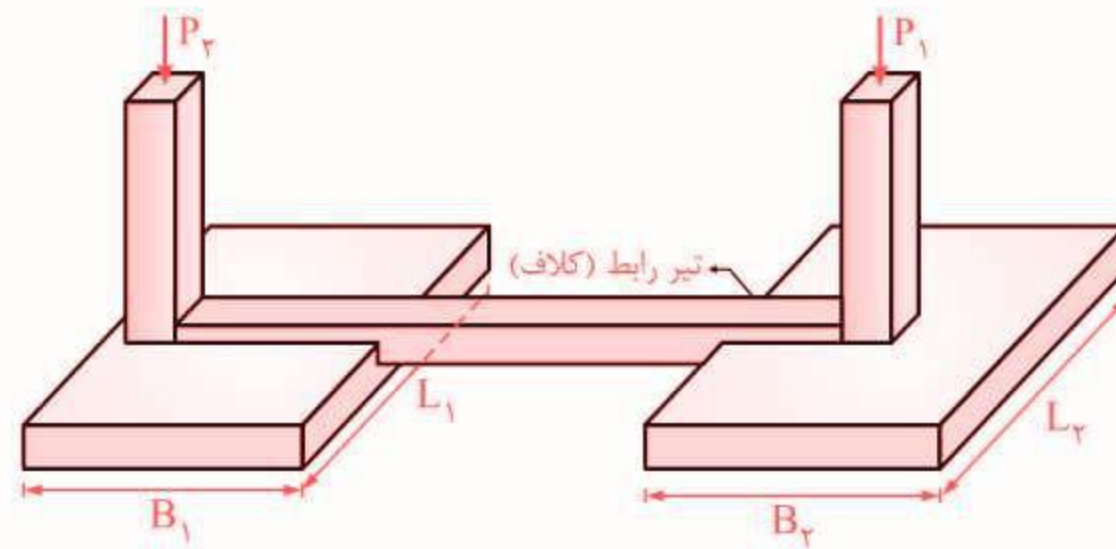
**تمرین ۱۹:** سه پی مربعی به بعد B را بر روی یک خاک ماسه‌ای یکسان و در سه وضعیت نشان داده شده در نظر بگیرید. کدام گزینه در مورد ظرفیت باربری پی‌ها صحیح است؟





طراحی پی‌های باسکولی

در شرایطی که تنش مجاز زمین بالا بوده و فاصله بین ستون‌ها زیاد باشد، پی باسکولی را می‌توان جایگزین پی‌های مستطیلی و دوزنقه‌ای کرد. مطابق شکل زیر در پی‌های باسکولی، دو شالوده منفرد به کمک تیر رابط به یکدیگر متصل می‌شوند.



در ارتباط با پی‌های باسکولی به موارد زیر توجه نمایید.

- مطابق شکل مقابل، معادلات تعادل برای پی باسکولی را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت. معادله‌ی تعادل لنگر در پی باسکولی، حول محور ستون میانی نوشته می‌شود.

$$\begin{aligned} \sum F_z = 0 &\Rightarrow R_1 + R_2 = P_1 + P_2 \\ \sum M_o = 0 & \\ \Rightarrow P_1 \times x &= M_1 + M_2 + R_1 \times \left(x + \frac{a_1}{2} - \frac{B_1}{2}\right) \end{aligned}$$

در رابطه بالا،  $R_1$  و  $R_2$  نیروی وارد بر کف پی‌های منفرد هستند و به مرکز سطح این پی‌ها اثر می‌نماید.  $x$  فاصله مرکز به مرکز ستون‌ها،  $B_1$  عرض پی ۱ و  $a_1$  بعد ستون ۱ است.

- طراحی پی باسکولی باید به گونه‌ای باشد که توزیع تنش در زیر هر یک از پی‌های منفرد یکنواخت باشد؛ اما لزوماً مقدار تنش در زیر دو پی با هم برابر نیست. همچنین مقدار این تنش‌ها باید از ظرفیت باربری مجاز پی ( $q_{all}$ ) کمتر باشد. مقدار تنش در زیر دو پی ( $q_1$  و  $q_2$ ) از رابطه زیر قابل محاسبه است.

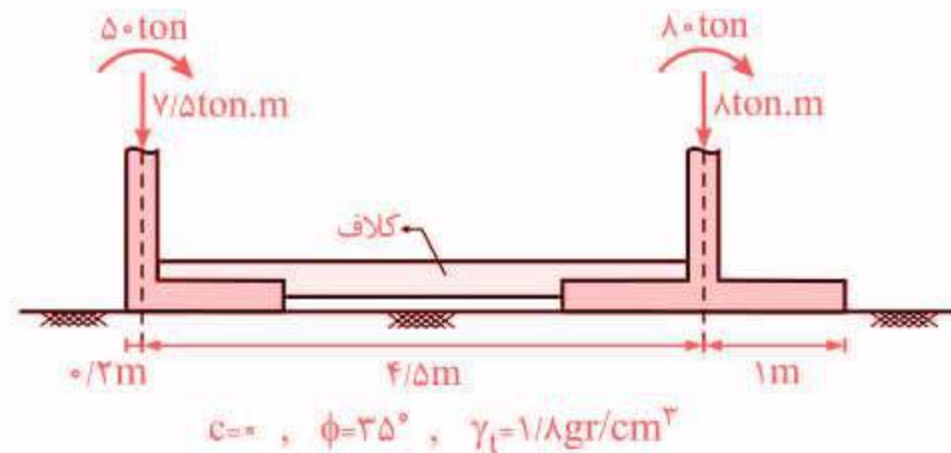
$$q_1 = \frac{R_1}{B_1 L_1} \quad \text{و} \quad q_2 = \frac{R_2}{B_2 L_2}$$

- در طراحی پی باسکولی، نباید تیر رابط با زمین در تماس باشد تا تنش‌ی از طرف خاک بر آن اثر نکند. به همین دلیل در هنگام اجرای پی‌های باسکولی یک فاصله کمی بین تیر رابط و زمین وجود دارد.
- همانطور که گفته شد، توزیع تنش در زیر پی‌های منفرد به صورت یکنواخت است. بنابراین نیروی وارد بر کف پی‌های منفرد ( $R_1$  و  $R_2$ )، بدون خروج از مرکزیت است و برای محاسبه ظرفیت باربری پی‌های منفرد از ابعاد واقعی ( $L$  و  $B$ ) استفاده می‌شود.

در ادامه برای درک بیشتر موارد گفته شده در ارتباط با پی‌های باسکولی، چند مثال متنوع آورده شده است.



**تمرین ۱۱:** برای سیستم پی کلاف‌دار مطابق شکل زیر، نسبت ظرفیت باربری نهایی پی سمت چپ به پی سمت راست برابر کدام گزینه است؟ (ابعاد پی سمت راست =  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ ، ابعاد پی سمت چپ =  $1/5\text{ m} \times 1/5\text{ m}$ ) (سراسری - ۹۲)



- (۱) ۰/۶۵
- (۲) ۰/۷
- (۳) ۰/۸
- (۴) ۰/۷۵

**حل:** پی باسکولی بر روی سطح زمین واقع شده و چسبندگی خاک زیر آن برابر با صفر است؛ بنابراین رابطه ظرفیت باربری به صورت زیر ساده می‌شود.

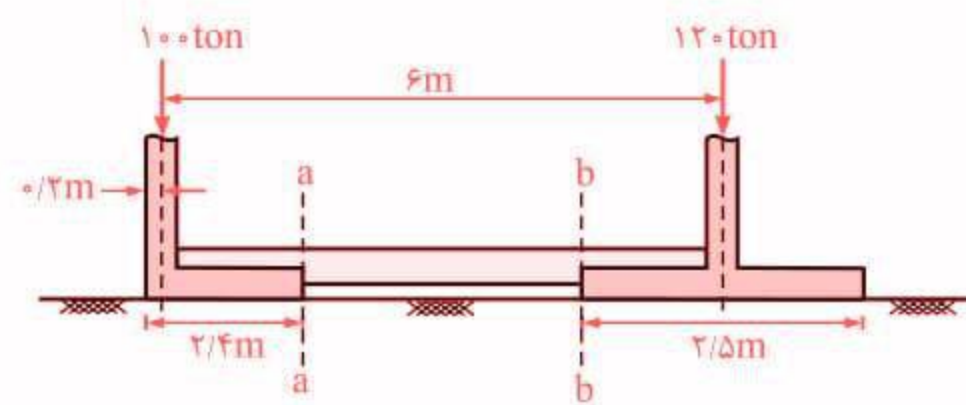
$$q_u = cN_c s_c + qN_q s_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \Rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma$$

پی‌های باسکولی به گونه‌ای طراحی می‌شوند که توزیع تنش در زیر پی به صورت یکنواخت باشد و خروج از مرکزیت بار وجود نداشته باشد. به همین دلیل در محاسبه ظرفیت باربری نهایی، در جمله مربوط به عرض کف پی ( $0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma$ ) باید از بعد واقعی پی (B) استفاده شود. با این توضیحات نسبت ظرفیت باربری نهایی پی سمت چپ ( $q_u)_L$  به پی سمت راست ( $q_u)_R$  برابر است با:

$$\frac{(q_u)_L}{(q_u)_R} = \frac{(0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma)_L}{(0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma)_R} = \frac{B_L}{B_R} = \frac{1/5}{2} = 0.175$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**تمرین ۱۲:** پی باسکولی صلب نشان داده شده در شکل مقابل را در نظر بگیرید. اگر ابعاد مقطع ستون‌ها برابر  $0.4\text{ m} \times 0.4\text{ m}$  باشد.

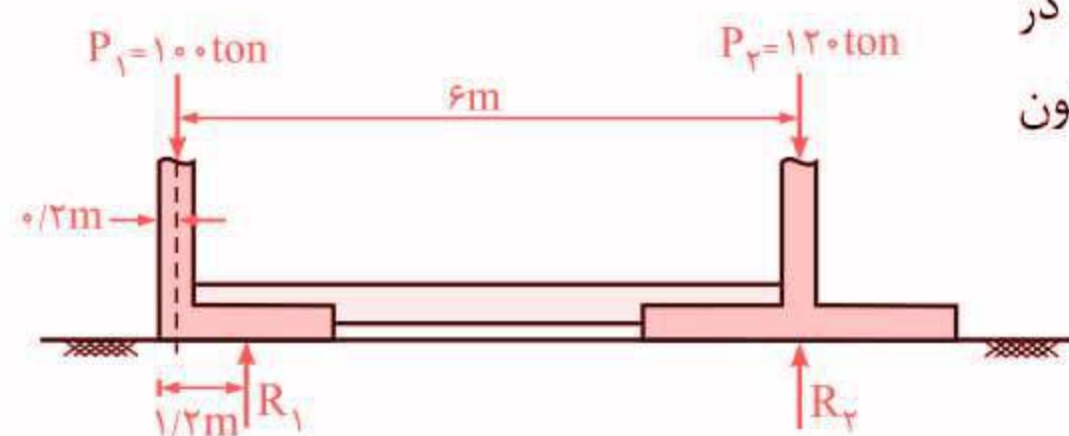


الف) مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع a-a چقدر است؟ (سراسری با اعمال تغییرات - ۸۹)

ب) مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع b-b چقدر است؟

ج) اگر بعد عمود بر صفحه دو پی منفرد برابر با  $2/5$  متر باشد، تنش در زیر دو پی منفرد چقدر است؟

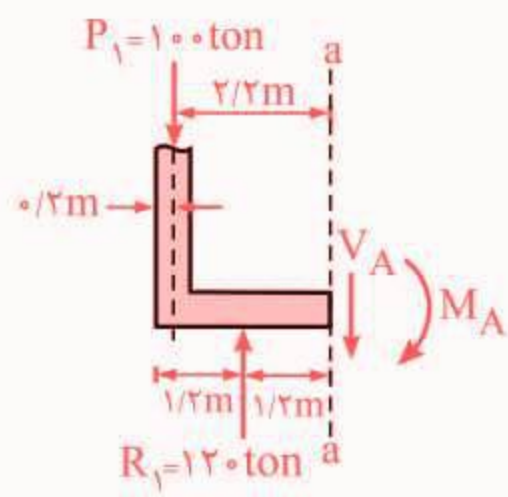
**حل:** مطابق شکل مقابل، با استفاده از معادله تعادل در راستای قائم و معادله تعادل لنگر حول محور ستون میانی، مقدار  $R_1$  و  $R_2$  محاسبه می‌شود.



$$\sum M_o = 0 \Rightarrow 100 \times 6 = R_1 \times (6 + 0.2 - 1/2) \Rightarrow R_1 = 120\text{ ton}$$

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = P_1 + P_2 \Rightarrow 120 + R_2 = 100 + 120 \Rightarrow R_2 = 100\text{ ton}$$



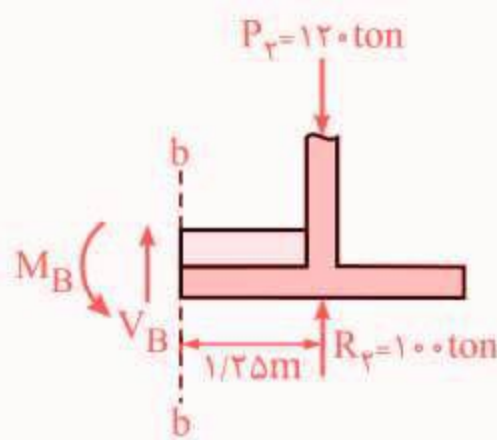


الف) مقطع a-a را مطابق شکل مقابل در نظر بگیرید، مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در این مقطع برابر است با:

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow R_1 = P_1 + V_A \Rightarrow 120 = 100 + V_A \Rightarrow V_A = 20 \text{ ton}$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow M_A + R_1 \times 1/2 = P_1 \times 2/2$$

$$\Rightarrow M_A + 120 \times 1/2 = 100 \times 2/2 \Rightarrow M_A = 76 \text{ ton.m}$$



ب) مقطع b-b مطابق شکل مقابل در نظر بگیرید. مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در این مقطع برابر است با:

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow V_B + 100 = 120 \Rightarrow V_B = 20 \text{ ton}$$

$$\sum M_b = 0 \Rightarrow M_B + 100 \times 1/25 = 120 \times 1/25 \Rightarrow M_B = 25 \text{ ton.m}$$

ج) مقدار تنش در زیر پی سمت چپ ( $q_1$ ) و مقدار تنش در زیر پی سمت راست ( $q_2$ ) به صورت زیر قابل محاسبه است.

$$q_1 = \frac{R_1}{B_1 L_1} = \frac{120}{2/4 \times 2/5} = 20 \text{ kPa}$$

$$q_2 = \frac{R_2}{B_2 L_2} = \frac{100}{2/5 \times 2/5} = 16 \text{ kPa}$$

## ۲- کنترل نشست پی سطحی

نشست پی‌های سطحی را می‌توان به دو دسته کلی تقسیم‌بندی کرد.

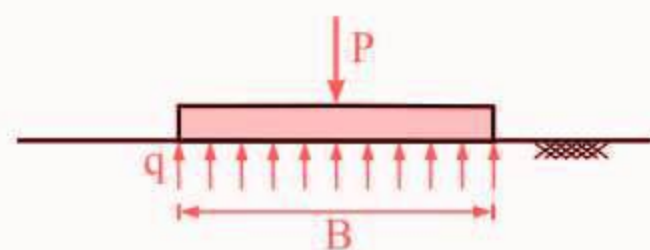
۱- نشست آنی: این نشست، بلافاصله بعد از بارگذاری روی پی، در مدت چند ساعت تا چند روز (حداکثر ۷ روز) اتفاق می‌افتد.

۲- نشست تحکیمی: نشست تحکیمی به مرور زمان رخ می‌دهد.

در ادامه روش‌های محاسبه نشست‌های آنی و تحکیمی مورد بررسی قرار می‌گیرند.

### ۲-۱- نشست آنی (نشست الاستیک) پی سطحی

نشست آنی باید در تمام خاک‌های درشت‌دانه و خاک‌های ریزدانه خشک محاسبه شود. نشست آنی یک پی که تحت تنش  $q$  قرار دارد، برابر است با:



$$S_e = \frac{q \times B}{E} (1 - \nu^2) I_w \quad (7-4)$$

در رابطه بالا،  $S_e$  نشست آنی پی سطحی،  $q$  تنش در زیر پی ناشی از بارگذاری،  $E$  و  $\nu$  به ترتیب مدول الاستیسیته و ضریب پواسون خاک و  $B$  عرض پی می‌باشد.  $I_w$  ضریب تاثیر نامیده می‌شود و مقدار آن به نسبت  $L/B$  و صلبیت پی بستگی دارد. برای مثال مقدار  $I_w$  برای پی‌های صلب در جدول صفحه بعد ارائه شده است.



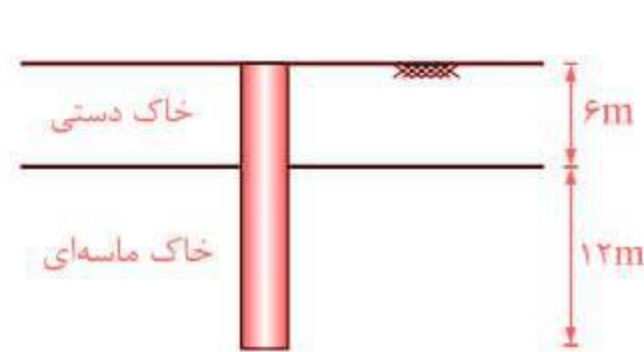


# فصل پنجم: شمع و گروه شمع

- شمع‌های تکی
- گروه شمع
- نکات تکمیلی



**تمرین ۲۷:** یک شمع بتنی به طول ۱۸ متر و قطر ۴۰ سانتی‌متر به اندازه ۶ متر در یک لایه خاک دستی و ۱۲ متر در داخل یک لایه خاک ماسه‌ای قرار دارد. اگر لایه خاک دستی باعث اصطکاک منفی در شمع شود و میزان باربری نهایی انتهایی شمع  $Q_p = 1000 \text{ kN}$  باشد، ظرفیت باربری نهایی کل شمع در درازمدت بر حسب  $\text{kN}$  حدوداً چقدر است؟ ( $\pi = 3$ ) (سراسری - ۹۴)



خاک دستی:  $\gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ,  $K \tan \delta = 0.4$ ,  $c = 0$

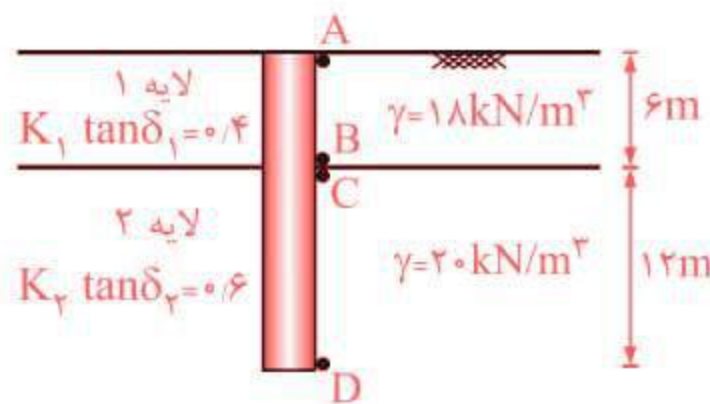
خاک ماسه‌ای:  $\gamma = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ,  $K \tan \delta = 0.6$ ,  $c = 0$

- ۱۸۱۵ (۱)
- ۲۱۲۵ (۲)
- ۲۸۱۵ (۳)
- ۳۱۲۵ (۴)

**حل:** برای حل این سوال گام‌های زیر طی می‌شوند.

گام اول: محاسبه مقدار  $f_s$  در نقاط کلیدی

ابتدا باید  $f_s$  را در چهار نقطه کلیدی A, B, C, D بدست آوریم.



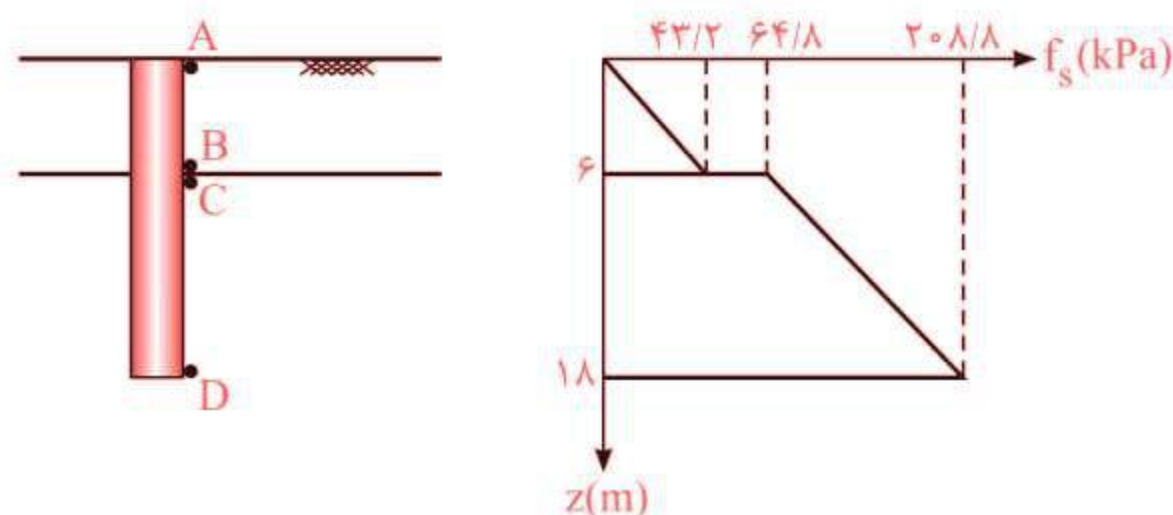
$$f_{sA} = K_1 \tan \delta_1 \sigma'_{vA} = 0$$

$$f_{sB} = K_1 \tan \delta_1 \sigma'_{vB} = 0.4 \times (6 \times 18) = 43.2 \text{ kPa}$$

$$f_{sC} = K_2 \tan \delta_2 \sigma'_{vC} = 0.6 \times (6 \times 18) = 64.8 \text{ kPa}$$

$$f_{sD} = K_2 \tan \delta_2 \sigma'_{vD} = 0.6 \times (6 \times 18 + 12 \times 20) = 208.8 \text{ kPa}$$

گام دوم: ترسیم نمودار  $f_s - z$



**گام سوم:** محاسبه نیروی اصطکاک منفی در لایه خاک دستی و ظرفیت باربری جدار شمع در خاک ماسه‌ای طبق فرض سؤال، لایه اول باعث پدیده اصطکاک منفی در شمع شده است. محاسبات مربوط به نیروی ناشی از پدیده اصطکاک منفی در لایه اول ( $Q_n$ ) مشابه محاسبات ظرفیت باربری جدار است و می‌توان با استفاده از نمودار  $f_s - z$  آن را به دست آورد.

$$Q_n = P \int_0^6 f_s dz = \pi(0.4) \times \frac{43.2 \times 6}{2} = 155.52 \text{ kN}$$

$$Q_s = P \int_6^{18} f_s dz = \pi(0.4) \times \frac{(64.8 + 208.8) \times 12}{2} = 1969.92 \text{ kN}$$

گام چهارم: محاسبه ظرفیت باربری نهایی شمع

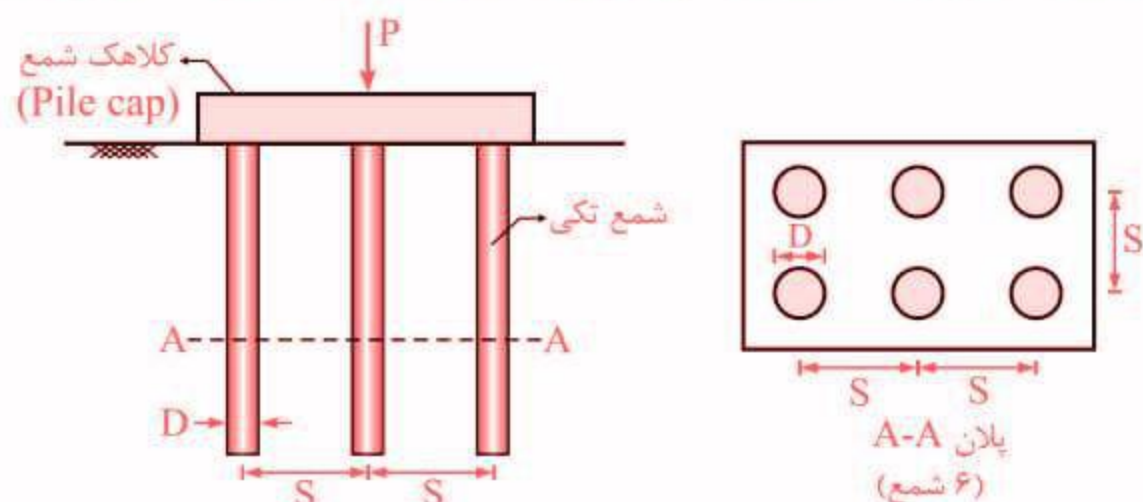
$$Q_u = -Q_n + Q_s + Q_p = -155.52 + 1969.92 + 1000 \Rightarrow Q_u = 2814.4 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

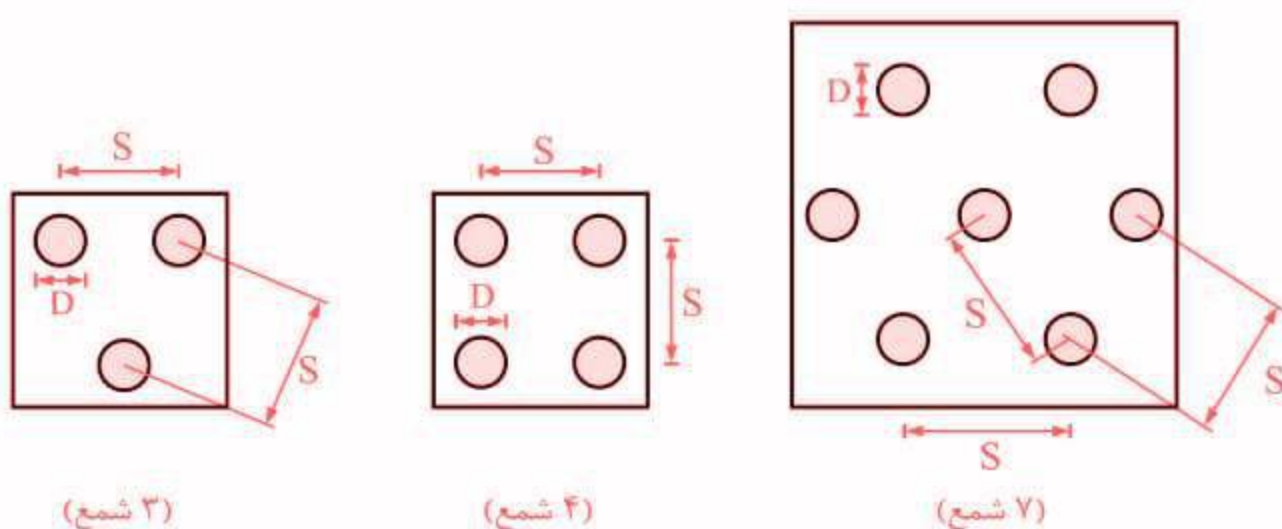


۲- گروه شمع

در بخش قبل، به بررسی شمع‌های تکی پرداختیم. در این قسمت می‌خواهیم تاثیر گروهی شمع‌ها را بررسی نماییم. در اغلب اوقات برای انتقال بار سازه به خاک، شمع‌ها به صورت گروهی به کار گرفته می‌شوند و به ندرت یک شمع تکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در بالای گروه شمع، یک عضو سازه‌ای برای یکپارچه کردن شمع‌ها طراحی و ساخته می‌شود که به آن کلاهک شمع یا سر شمع (Pile cap) می‌گویند. نمونه‌ای از گروه شمع در شکل زیر آورده شده است.

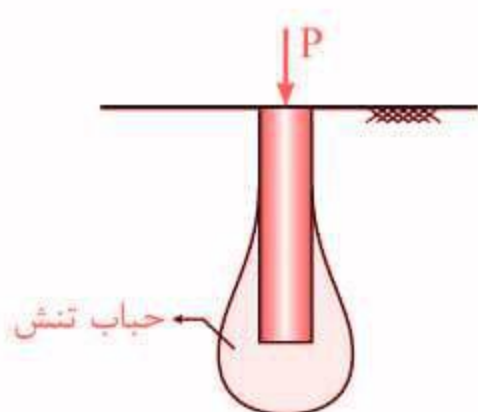


در شکل بالا، S فاصله شمع‌های تکی در گروه شمع و D قطر یک شمع تکی است. در شکل زیر پلان چند نمونه از گروه شمع‌ها نشان داده شده‌اند.



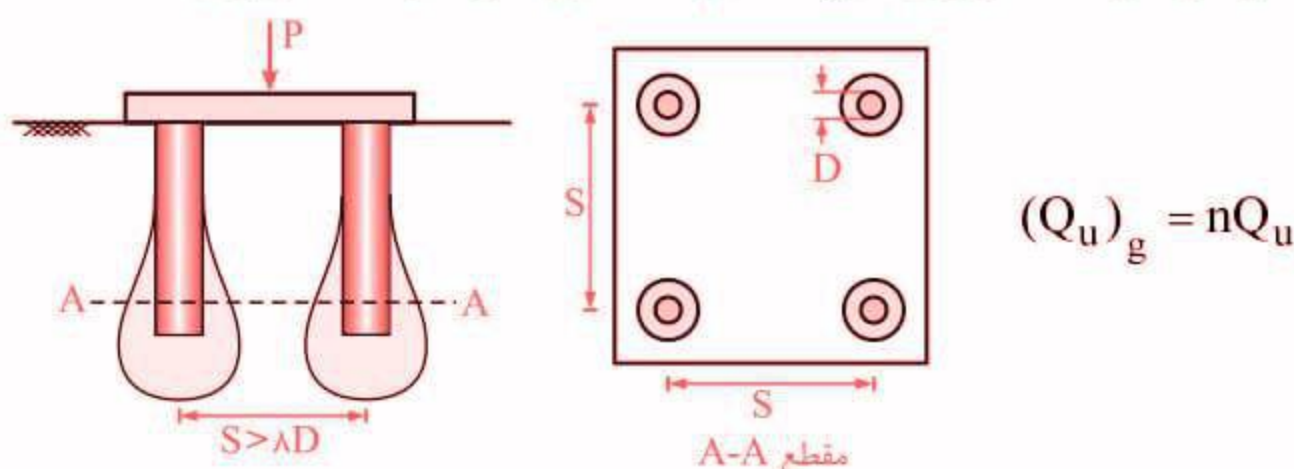
در ادامه این بخش، مباحث مربوط به گروه شمع از جمله محاسبات ظرفیت باربری گروه شمع، توزیع بار در گروه شمع و نشست گروه شمع مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۱- محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع



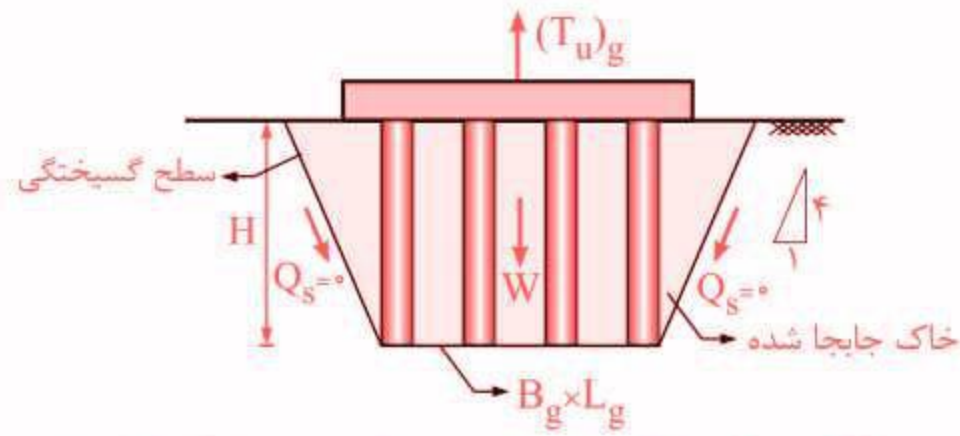
تعیین ظرفیت باربری گروه شمع یک مسئله پیچیده است و به طور کامل حل نشده است. مطابق شکل مقابل، به ناحیه‌ای که تحت تنش ناشی از یک شمع است، حباب تنش می‌گویند. ظرفیت باربری گروه شمع به وضعیت حباب تنش در اطراف شمع‌ها بستگی دارد و با توجه به فاصله شمع‌ها از یکدیگر می‌تواند به یکی از دو حالت زیر باشد.

**حالت اول:** اگر فاصله محور به محور شمع‌ها زیاد و بیشتر از ۸ برابر قطر یک شمع باشد ( $S \geq 8D$ )، در این صورت حباب تنش شمع‌ها با هم تداخل ندارد و ظرفیت باربری گروه شمع با جمع کل ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌ها برابر است.



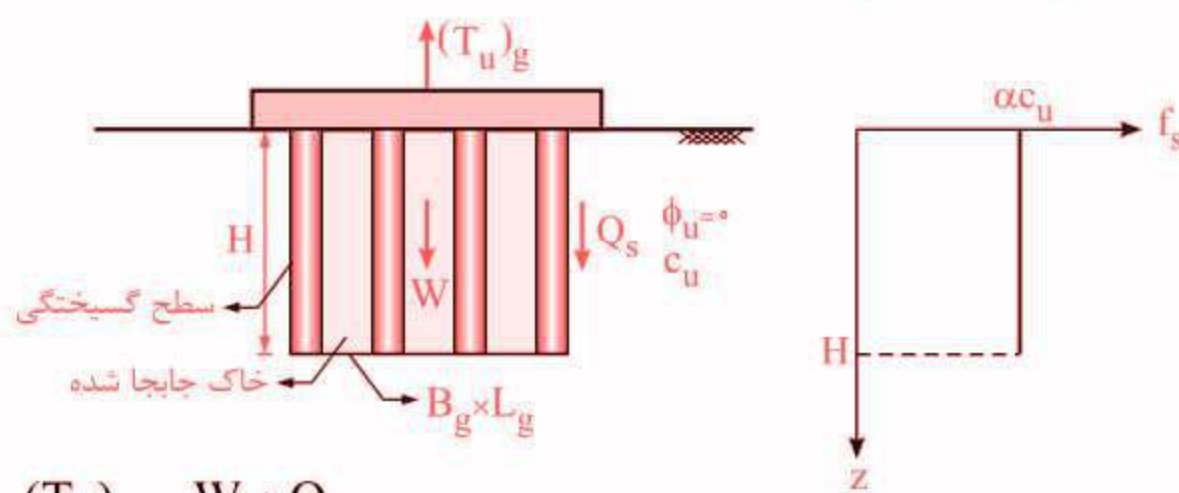
در رابطه بالا،  $(Q_u)_g$  ظرفیت باربری گروه شمع، n تعداد شمع و  $Q_u$  ظرفیت باربری یک شمع تکی است.





$$(T_u)_g = W = V \times \gamma \quad (29-5)$$

در رابطه بالا،  $(T_u)_g$  ظرفیت باربری کششی گروه شمع،  $V$  حجم خاک جابجا شده و  $\gamma$  وزن مخصوص خاک است. خاک‌های رسی چسبنده ( $\phi = 0$ ): در خاک‌های رسی چسبنده، شمع‌ها و خاک بین آن‌ها به عنوان یک توده یکپارچه فرض می‌شوند و برای محاسبه مقاومت کششی گروه شمع باید وزن کل خاک جابجا شده و مقاومت جداری روی سطح گسیختگی را در نظر گرفت.

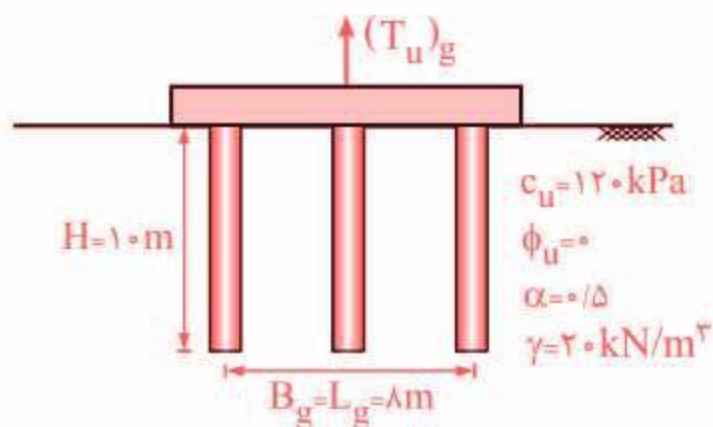


$$(T_u)_g = W + Q_s$$

$$(T_u)_g = V \times \gamma + P_g \int_0^H f_s dz \Rightarrow T_u = V \times \gamma + 2(B_g + L_g)(\alpha c_u H) \quad (30-5)$$

در رابطه بالا،  $c_u$  چسبندگی خاک رس چسبنده،  $\alpha$  ضریب همچسبی و  $H$  ارتفاع شمع‌ها است.

**تمرین ۴۲:** گروه شمع نشان داده شده در شکل زیر در خاک رس بسیار چسبنده اجرا شده است. اگر از وزن کلاhek شمع صرف نظر شود، ظرفیت باربری کششی گروه شمع را محاسبه نمایید.



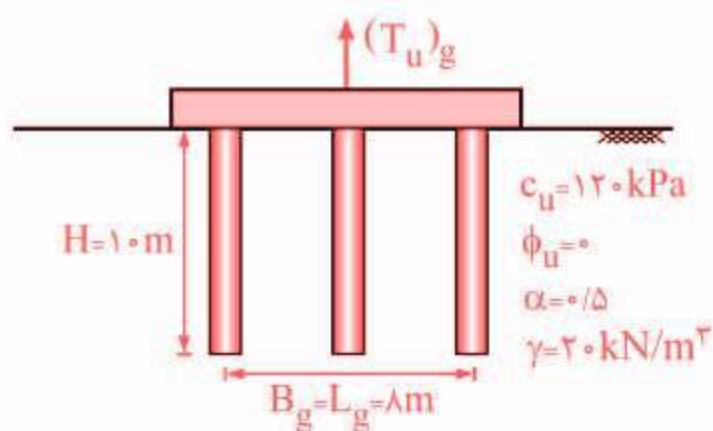
۱)  $12800\text{ kN}$

۲)  $32000\text{ kN}$

۳)  $19200\text{ kN}$

۴)  $30000\text{ kN}$

**حل:** مطابق شکل زیر، ظرفیت باربری کششی گروه شمع برابر است با:

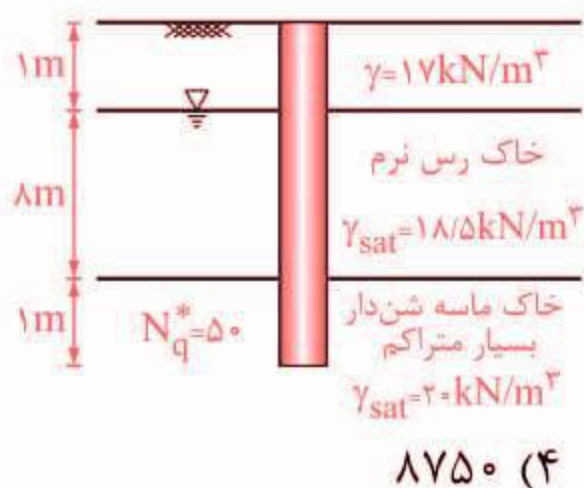


$$\begin{cases} (T_u)_g = W + (Q_s)_g \\ W = (B_g \times L_g \times H) \times \gamma = (1 \times 1 \times 1) \times 20 = 12800\text{ kN} \\ (Q_s)_g = (\alpha c_u H) \times 2(B_g + L_g) = (0.5 \times 120 \times 1) \times 2(1 + 1) = 19200\text{ kN} \end{cases} \Rightarrow (T_u)_g = 32000\text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



### تست‌های فصل پنجم



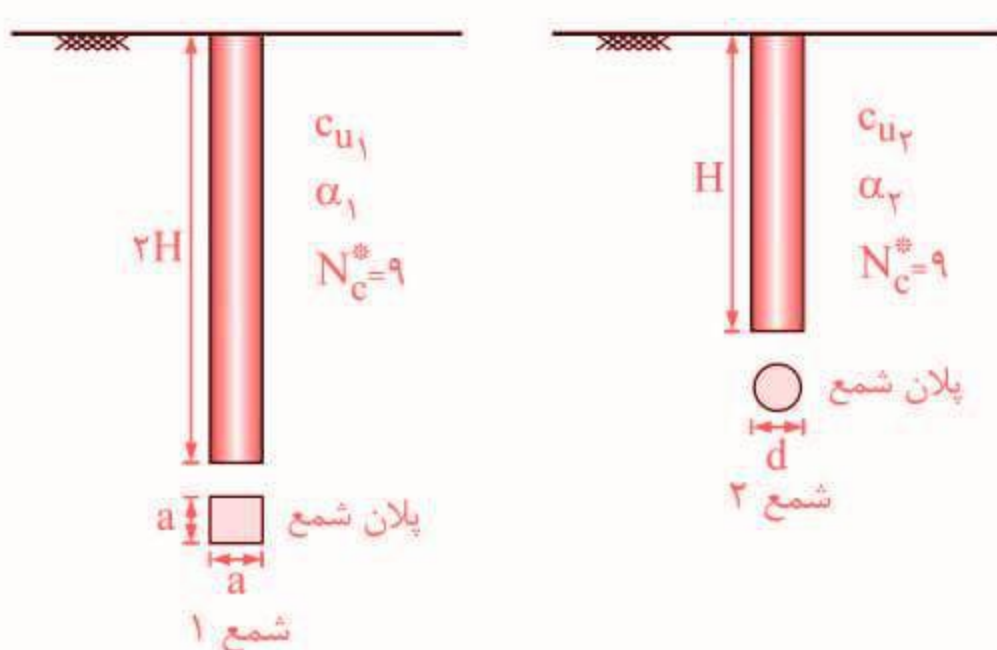
۱- یک شمع بتنی مربع شکل به ابعاد  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$  با عبور از میان ۹ متر رس نرم، ۱ متر به داخل خاک ماسه‌ای شن‌دار بسیار متراکم نفوذ می‌کند و بدین ترتیب طول کل شمع ۱۰ متر است. سطح آب زیرزمینی ۱ متر پایین‌تر از سطح زمین قرار دارد. مقدار ظرفیت باربری نوک شمع را بر حسب کیلونیوتن به دست آورید.

- ۴) ۸۷۵۰      ۳) ۵۲۵۰      ۲) ۹۲۵۰      ۱) ۴۷۵۰

۲- جدول الف نیم‌رخ خلاصه شده خاک منطقه و جدول ب ارتباط بین ضریب هم چسبی ( $\alpha$ ) و چسبندگی خاک ( $c_u$ ) را نشان می‌دهد. ابعاد لازم شمع اصطکاکی مربعی شکل به طول ۲۰ متر چه قدر باشد تا ظرفیت باربری شمع برابر با ۱۲۰۰ کیلونیوتن شود؟

جدول ب					جدول الف				
$c_u$ (kPa)	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵	$c_u$ (kPa)	۴۲/۵	۴۷/۵	۵۲/۵	۵۷/۵
$\alpha$	۱/۳	۱/۲	۱	۰/۸	عمق (m)	۰-۵	۵-۱۰	۱۰-۱۵	۱۵-۲۰
	۳۲/۵ cm (۴)		۳۷/۵ cm (۳)		۳۰ cm (۲)		۴۰ cm (۱)		

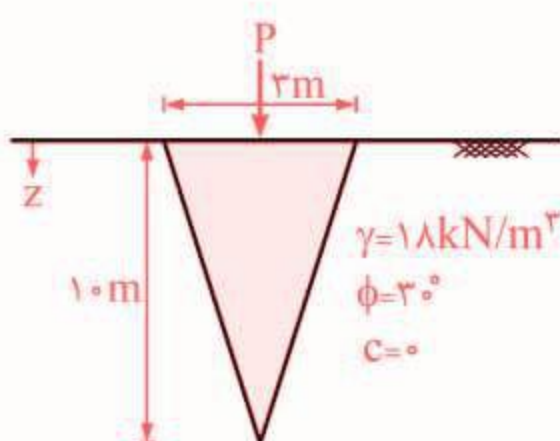
۳- اگر مقاومت انتهایی شمع ۱، برابر  $\frac{4}{\pi}$  باشد، مقاومت اصطکاکی شمع ۱، چند برابر شمع ۲ است؟



است؟ ( $\alpha_1 = \frac{1}{3} \alpha_2$ ,  $c_{u1} = 4 c_{u2}$ )

- ۱)  $\frac{8}{\pi}$   
 ۲)  $\frac{4}{\pi}$   
 ۳)  $\frac{\pi}{8}$   
 ۴)  $\frac{\pi}{4}$

۴- مطابق شکل زیر یک شمع به صورت مخروطی در خاک ماسه‌ای به صورت درجاریز اجرا شده است. مقدار مقاومت جداری در واحد سطح ( $f_s$ ) از رابطه  $f_s = \frac{\sigma'_v}{3/6}$  قابل محاسبه است. مقدار مقاومت جداری شمع



بر حسب کیلونیوتن مطابق با کدام گزینه خواهد بود؟ ( $\pi = 3$ )

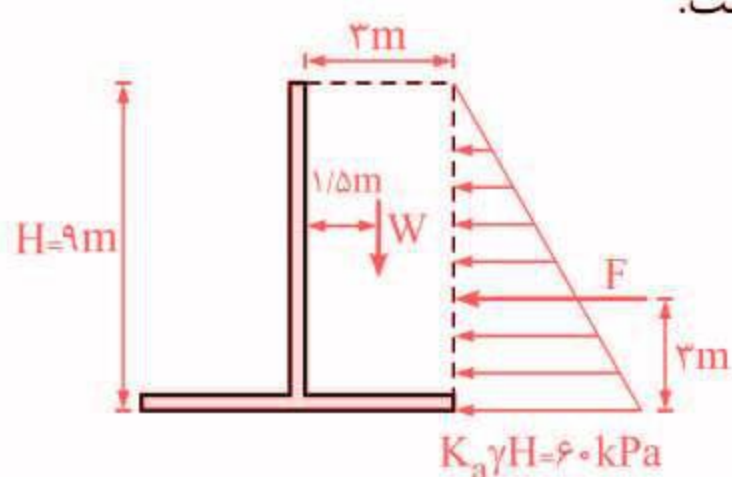
- ۱) ۷۵۰  
 ۲) ۲۲۵۰  
 ۳) ۱۲۵۰  
 ۴) ۵۵۰



(۱)-۲۹

روش اول:

گام اول: وزن خاک روی دیوار حائل و نیروی جانبی وارد بر آن محاسبه می‌شود. به این نکته توجه داشته باشید که برای محاسبه نیروی جانبی، خاک پشت دیوار دارای شرایط محرک است.



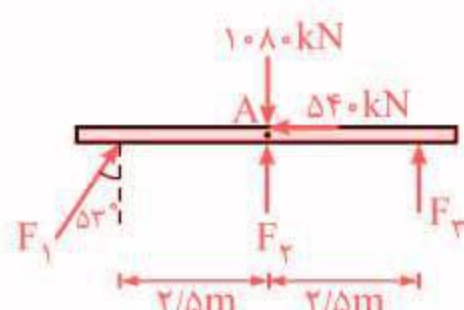
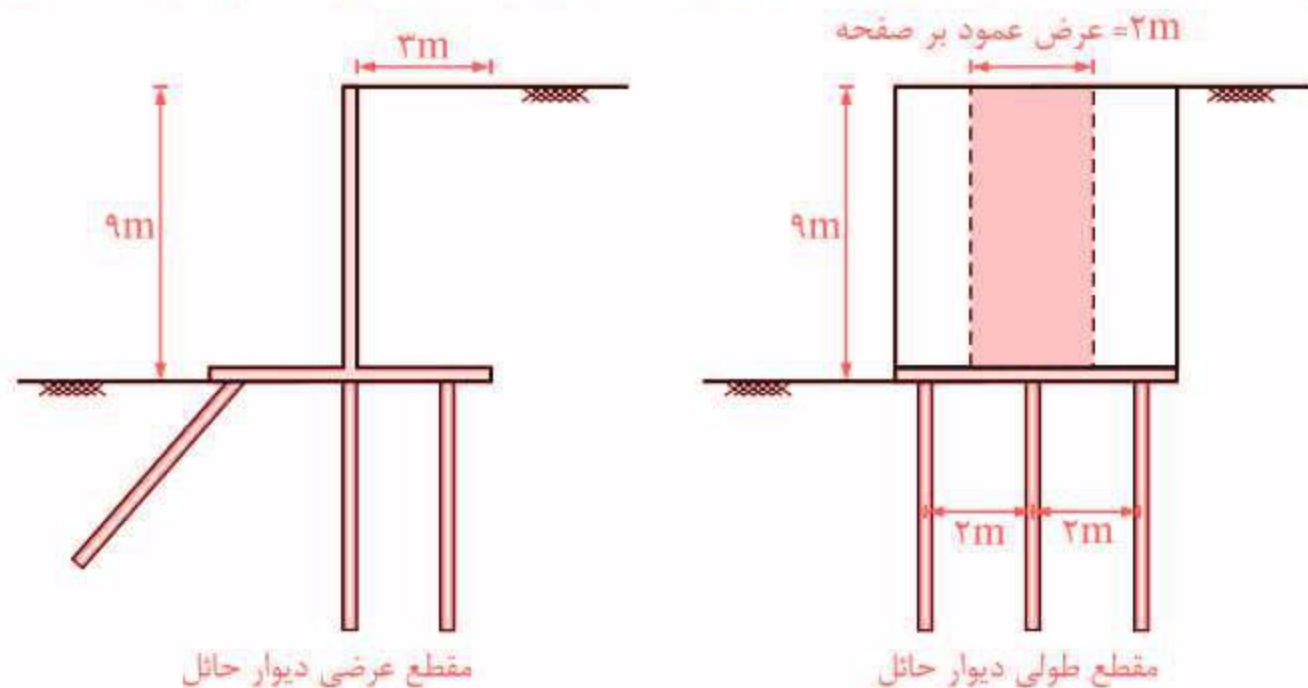
$$\phi = 30^\circ \Rightarrow K_a = \frac{1}{3}$$

وزن مخصوص خاک × حجم خاک روی دیوار = W

$$\Rightarrow W = (3 \times 9 \times 2) \times 20 = 1080 \text{ kN}$$

$$F = \frac{60 \times 9}{2} \times 2 = 540 \text{ kN}$$

در محاسبه وزن خاک روی دیوار و نیروی جانبی وارد بر آن، عرض عمود بر صفحه ۲ متر در نظر گرفته شده است. زیرا فاصله شمع‌ها از یکدیگر ۲ متر است و هرکدام از شمع‌ها نیروی ناشی از ۲ متر از دیوار را تحمل می‌کنند.



گام دوم: نیروهای محاسبه شده در گام اول، به مرکز کلاهیک شمع (نقطه A) منتقل می‌شوند و در اثر انتقال نیروها لنگر انتقال برابر با صفر می‌شود.

$$M = 1080 \times 1/5 - 540 \times 3 = 0$$

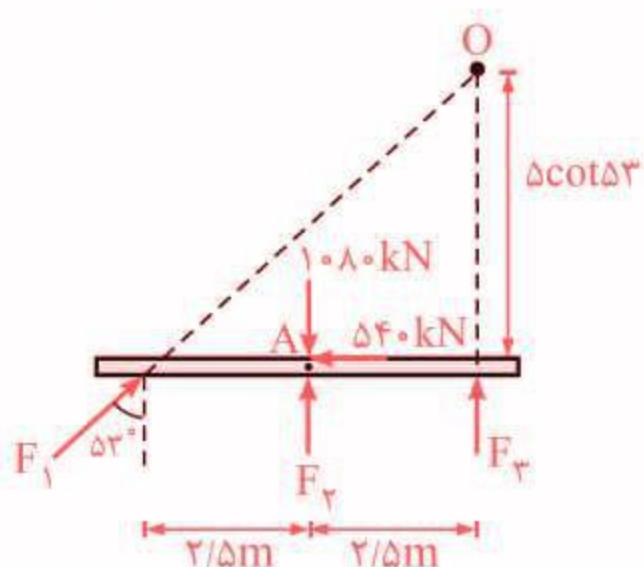
گام سوم: از معادلات تعادل برای محاسبه نیروی وارد بر شمع‌ها استفاده می‌شود.

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_1 \times \sin 53^\circ = 540 \Rightarrow F_1 = 675 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow F_1 \times \cos 53^\circ \times 2/5 = F_2 \times 2/5 \Rightarrow F_2 = 405 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_1 \times \cos 53^\circ + F_2 + F_3 = 1080 \Rightarrow 675 \times 0/6 + F_2 + 405 = 1080 \Rightarrow F_2 = 270 \text{ kN}$$

روش دوم: بعد از انجام گام اول در روش اول نیروهای  $F_1$  و  $F_2$  را امتداد می‌دهیم تا در نقطه O یکدیگر را قطع کنند. بنابراین می‌توان نوشت:



$$\sum M_O = 0$$

$$\Rightarrow F_2 \times 2/5 + 540 \times \delta \cot 53^\circ = 1080 \times 2/5 \Rightarrow F_2 = 270 \text{ kN}$$