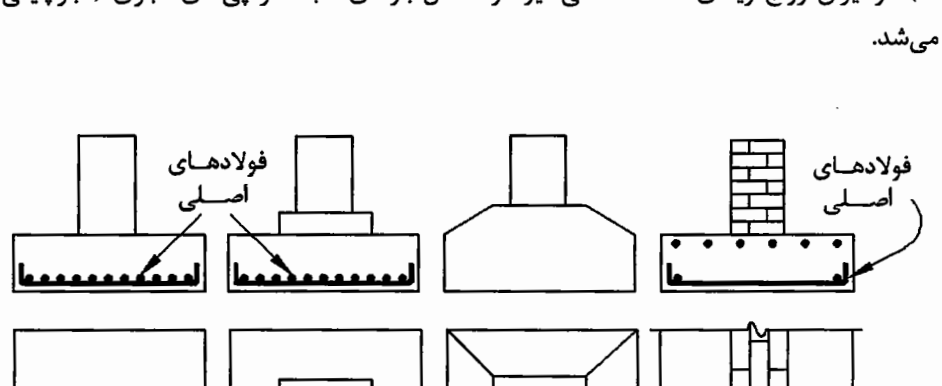
فصل ششم

طرح پی‌های منفرد

مقدمه:

هر گاه پی تنها بار یک ستون را به زمین منتقل سازد، پی منفرد یا مجزا (Spread Footing) نامیده می‌شود. شالودهٔ زیر دیوارها نیز مشابه پی منفرد تحلیل می‌گردد.

امروزه تقریباً در همه جا از بتن در ساخت پی‌ها استفاده می‌شود ولی سابقاً پی‌های شفته آهکی (آهک + خاک + قلوه سنگ) در ایران رواج زیادی داشت. گاهی نیز در تحمل بارهای سبک از پی‌های آجری (آجرچینی + ملات) استفاده می‌شد.

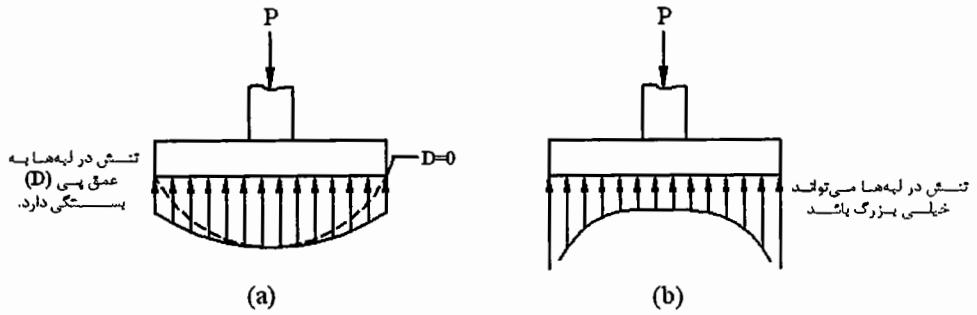


شکل (۶-۱): حالت‌های مختلف پی منفرد

ابعاد پی‌های منفرد بر مبنای ظرفیت باربری مجاز خاک q_a بدست می‌آید. q_a براساس $q_{Ult.}$ که در فصل سوم مورد بحث قرار گرفت تعیین می‌شود.

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F.S}$$

ضریب اطمینان در رابطه‌ی فوق برای خاک‌های دانه‌ای بین ۲ تا ۵ و برای خاک‌های چسبنده بین ۳ تا ۶ در نظر گرفته می‌شود. آزمایشات نشان داده‌اند که توزیع تنش در زیر پی‌های منفرد یکنواخت نیست و به جنس خاک و انعطاف‌پذیری پی بستگی دارد.



شکل (۶-۲): توزیع تنش در زیر پی‌های صلب
(a) خاک‌های غیرچسبنده، (b) خاک‌های چسبنده

ولی در کلیه آئین نامه‌های پی‌سازی فرض یکنواخت بودن تنش در طراحی سازه‌ای پی پذیرفته شده است.

یادآوری طرح بتن براساس آئین‌نامه‌ی ACI:

فولاد اصلی (خمشی):

مقطع پی برای خمش مشابه مقاطع بتن آرمه طرح می‌شود. در مورد پی‌ها لنگر خمشی به صورت کنسول است.

$$M_U = \varphi.b.d^2.f'_c.q.(1-0.59q)$$

$$q = \frac{\rho.f_y}{f'_c} \longrightarrow \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

ρ به دست آمده باید از ρ_{Max} کمتر باشد.

$$\begin{cases} (ACI318-02,10.3.2): & \rho_{Max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times \dfrac{0.85\beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \dfrac{600}{f_y + 600} \\ (ACI318-05,10.3.2): & \rho_{Max} = 0.85 \dfrac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \dfrac{3}{8} \end{cases}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f'_c < 30\ MPa \\ 0.85 - 0.008(f'_c - 30\ MPa) \geq 0.65 & f'_c \geq 30\ MPa \end{cases}$$

طول مهاری:

L_d در شالوده‌ها برحسب قطر فولاد به کار رفته از روابط زیر حاصل می‌شود:

$$\varphi \leq 34^{\ mm} \longrightarrow L_d = 0.019A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad or \quad L_d = 0.058\, d_b \cdot f_y$$

$$34 \le \varphi \le 43 \longrightarrow L_d = 26\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$43 \le \varphi \le 58 \longrightarrow L_d = 34\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

برای فولادهای فوقانی (که در زیر آنها حداقل ۳۰ سانتیمتر بتن باشد) مقادیر بدست آمده فوق باید در ضریب ۱/۴ ضرب شوند. اگر فاصله‌ی فولادها $5\,d_b$ و یا بیشتر و پوشش‌های جانبی حداقل $2.5\,d_b$ باشد می‌توان مقادیر بدست آمده را در ۰/۸ ضرب کرد.

در رابطه‌های فوق:

A_b: سطح مقطع هر فولاد (میلیمتر)

d_b: قطر هر فولاد (میلیمتر)

f_y: تنش تسلیم فولاد (مگاپاسکال)

L_d: طول مهاری (میلیمتر)

می‌باشد.

طول مهاری در فشار بزرگترین مقدار زیر خواهد بود[ACI 318-02,12.3]:

$$(L_d)_c = \max\begin{cases} 0.25\,d_b\dfrac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.044\,f_y \cdot d_b \\ 200\ \text{mm} \end{cases}$$

مراحل طرح پی‌های منفرد:

۱. ابعاد پی در پلان براساس فرمول زیر تعیین می‌شود.

$$A = \frac{P_S}{q_a}$$

پی مستطیلی: $B \times L$

پی مربعی: B^2

پی دایره‌ای: $\pi \times R^2$

(در حالت پی مستطیلی بی‌نهایت جواب می‌تواند وجود داشته باشد ولی در پی‌های مربعی یا دایره‌ای تنها یک جواب به دست می‌آید).

در تعیین ابعاد پی، بار P در حد سرویس است ولی برای طراحی سازه ای بتن باید بارها را به حد نهایی ببریم.

۲. عمق پی: پی باید پایین‌تر از عمق یخزدگی، لایه‌ی خاک نباتی و آلی و یا خاک دستی باشد.

۳. ضخامت پی را برای برش کنترل می‌کنیم. برای حدس اولیه در مورد ضخامت می‌توان از فرمول‌های تقریبی زیر (براساس برش پانچ) استفاده کرد.

$$4d^2 + 2(b+c)d = \frac{BLq}{v_a}$$ برای پی‌های مستطیلی و مربعی

$$d^2 + ad = \frac{BLq}{\pi . v_a}$$ برای پی‌های دایره‌ای

که در این روابط:

b و c: ابعاد مقطع ستون

d: ضخامت مؤثر پی

a: قطر ستون

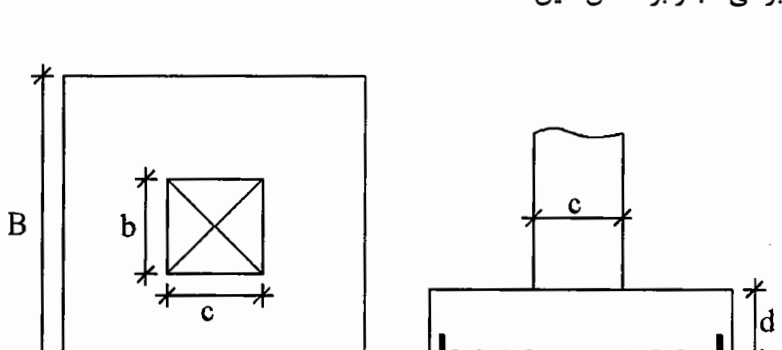
B: عرض پی در پلان

L: طول پی در پلان

q: تنش وارده به خاک در زیر پی

v_a: تنش برشی مجاز بر اساس آئین‌نامه

می‌باشد.



شکل (۶-۳): پارامترهای معرفی یک پی

v_a تنش برشی مجاز در پی‌ها از روابط زیر بدست می‌آید:

برش معمولی[ACI 318-02,11.3.1.1]:

$$v_a = 0.17\phi\sqrt{f'c}$$

برش پانچ[ACI 318-02,11.12.2]:

$$v_a = \min\left\{\begin{array}{l} (0.17+\frac{0.34}{\beta})\phi\sqrt{f'c} \quad , \quad \beta = \frac{\text{بعد بزرگ ستون}}{\text{بعد کوچک ستون}} = \frac{c}{b} \\ 0.17\left(\frac{\alpha_s d}{2b_o}+1\right)\phi\sqrt{f'_c} \quad , \quad \alpha_s = \left\{\begin{array}{l} \text{ستون داخلي}: 40 \\ \text{ستون كناري}: 30 \\ \text{ستون گوشه}: 20 \end{array}\right\} \\ 0.34\phi\sqrt{f'c} \end{array}\right\}$$

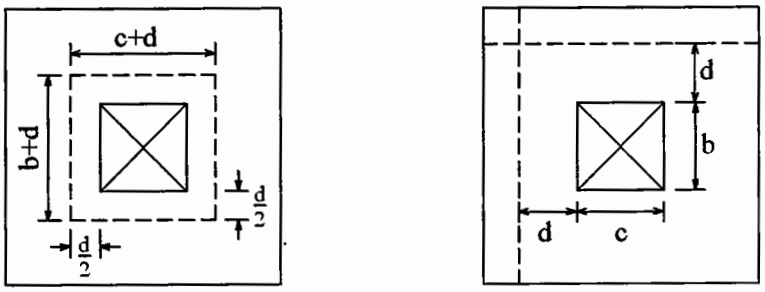
$$\phi = 0.85$$

در مورد پی‌های مستطیلی معمولاً برش معمولی از برش پانچ بحرانی‌تر است. در این مورد می‌توان از آزمون و خطا استفاده کرد. برای حدس اولیه براساس برش پانچ فرمول دقیق‌تر به این‌صورت است:

$$d^2\left(4v_{a_p}+q\right)+d(2v_{a_p}+q)(b+c) = q(BL-cb)$$

(v_{a_p}) تنش برشی مجاز در حالت پانچ می‌باشد.

۴. مقاطع بحرانی جهت محاسبه برش به صورت شکل (۶-۴) است:



مقطع بحرانی در برش پانچ (Diagonal Tension)

مقطع بحرانی در برش معمولی (Wide Beam Shear)

شکل (۶-۴): مقاطع بحرانی برای برش [ACI 318-02,11.12]

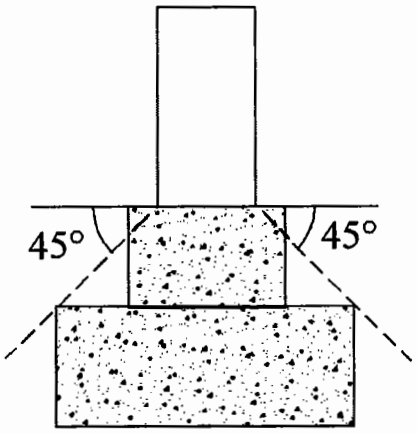
۵. کنترل برش در پی‌ها:

برای محاسبه‌ی تنش برشی در پی‌ها می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده کرد.

$$v_u = \frac{V_u}{B.d}$$

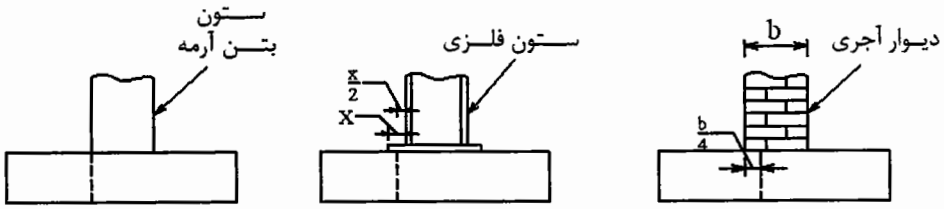
در صورتی‌که v_u از v_a (تنش برشی مجاز) بزرگ‌تر باشد معمول بر آن است که ضخامت پی (d) را افزایش می‌دهند، زیرا بکار بردن خاموت در پی‌ها از نظر اجرایی مشکل بوده و به صرفه نمی‌باشد. از طرف دیگر افزایش ضخامت پی علاوه بر تأمین مقاومت برشی موجب صلبیت هر چه بیشتر پی می‌شود که در یکنواختی تغییرشکل پی کمک می‌نماید.

۶. در صورتی‌که ابعاد پی به نحوی باشد که در داخل محدودهٔ توزیع تنش با زاویهٔ ۴۵ درجه (دستک فشاری) باشد، در این منطقه خمشی ایجاد نشده و نیازی به فولاد خمشی نمی‌باشد و فولاد افت و حرارت (فولاد حداقل) کافی است.



شکل (۶-۵): پی در محدوده‌ی تنش با زاویه‌ی ۴۵°

۷. در پی‌های مسلح، مقاطع محاسبهٔ لنگر خمشی براساس شکل (۶-۶) به دست می‌آید.



شکل (۶-۶): مقاطع بحرانی برای خمش در پی‌های مختلف[ACI 318-02,15.4.2]

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

۸. مرحله‌ی آخر در طراحی پی، طرح بولت‌ها (Bolt) و رسم کروکی پی می‌باشد.

در فولادگذاری پی‌ها باید به نکات زیر توجه کرد:

- فاصله بین فولادها باید از قطر فولاد به کار رفته، یا ۲/۵ سانتیمتر، یا ۱/۳۳ برابر قطر بزرگ‌ترین دانه‌ی شن بزرگتر باشد (معمولاً این حداقل در پی‌ها کمتر از ۵ سانتیمتر نیست). حداکثر فاصله‌ی بین فولادها به ۴۵ سانتیمتر محدود می‌شود [ACI 318-02,7.6].
- پوشش فولادها در بتن پی، چون در تماس با خاک است، ۷/۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود [ACI 318-02,7.7.2].
- حداقل فولاد بکار رفته در پی‌ها، برای هر نوع فولاد، نباید از فولاد حرارتی $\rho = 0.002$ کمتر باشد [ACI 318-02,7.12.2].
- حداکثر تنش کششی دربتن در پی‌های غیرمسلح نباید از مقدار زیر تجاور نماید.

$$f_t \le 5\Phi\sqrt{f'c}$$

در این رابطه $\phi = 0.65$ می‌باشد.

- فولادهای انتظار در پی‌ها (dowels) با توجه به نحوه‌ی گیرداری ستون به پی و مقدار نیرو و ممان وارده به آن تعیین می‌شود [ACI 318-02,7.8.1].

در اتصالات ساده ستون به پی، آئین‌نامه توصیه می‌کند که تنش فشاری روی بتن پی با مقار مجاز (f_c) کنترل شود[ACI 318-02,15.8.1,10.17]:

$$f_{Ult.} = \frac{P_U}{b \times c}$$

$$f_c = \psi \times 0.85\,\phi \times f'_c$$

$$\psi = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2.0$$

در روابط بالا، ϕ برابر ۰/۷ بوده و A_1 و A_2 در شکل (۶-۷) نشان داده شده است.

و درصورتی که $f_{Ult.}$ از حد مجاز f_c بیشتر بود، باید به مقدار لازم فولاد در مقطع ستون درمحل اتصال ستون به پی اضافه گردد.

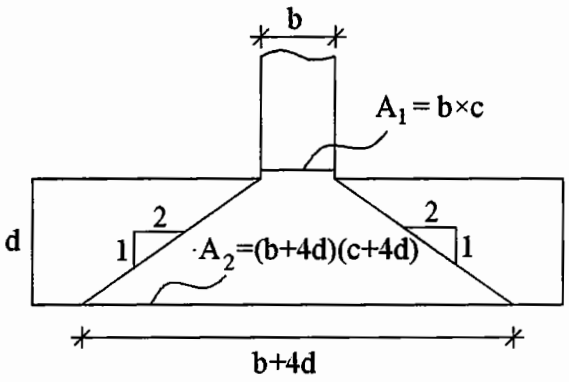
حداقل فولاد انتظار را آئین‌نامه به صورت زیر تعیین می‌کند[ACI 318-02,15.8.2]:

$$A_S \ge 0.005 A_g$$

که در این رابطه

A_S: سطح مقطع فولادهای انتظار

A_g: سطح مقطع کل ستون بتن‌آرمه می‌باشد.



شکل (۶-۷): تعریف پارامترهای روابط فوق

مهم: در اتصال "گیردار" ستون به پی مقدار فولادهای انتظار براساس لنگر طراحی در پای ستون بدست می‌آید.

شالوده‌های مستطیلی:

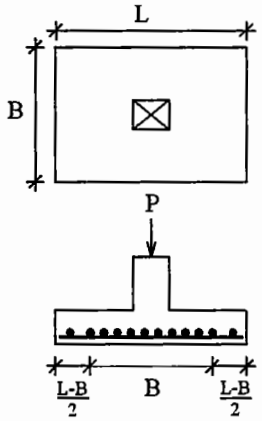
روش طرح شالوده‌های مستطیلی کاملاً مشابه شالوده‌های مربعی است. از پی‌های مستطیلی زمانی استفاده می‌کنیم که محدودیت زمین از یک سمت وجود داشته باشد یا لنگر خمشی از طرف ستون در یک جهت به پی وارد شود. در پی‌های مستطیلی بهتر است نسبت طول به عرض پی حداکثر به ۲/۵ یا ۳ محدود شود.

در طرح فولاد برای پی‌های مستطیلی باید توجه داشت که چون فولادهای طولی برای لنگر بزرگتری طرح می‌شوند، لذا بهتر است در پائین پی قرار داده شوند و فولادهای عرضی در روی آن‌ها قرار گیرند. هر یک از فولادهای طولی یا عرضی با ضخامت مؤثر مقطع خودشان طرح می‌گردند.

از آنجا که در زیر ستون، کارآیی پی بیشتر است، توصیه می‌شود درصد بیشتری از فولاد عرضی به دست آمده را در زیر ستون قرار دهند.

$$E = \frac{2}{(\frac{L}{B}+1)}$$

E: درصد فولاد در منطقه B در طول پی



شکل (۶-۸): تجمع فولادگذاری عرضی در زیر ستون

باقیمانده فولادها در دو طرف منطقه B به طور مساوی قرار داده می‌شوند. در جهت طولی فولادها به طور یکنواخت توزیع می‌گردند.

مثال (۶-۱): ستونی به ابعاد مقطع ۴۰×۴۰ سانتیمتر، بار مرده‌ی ۴۰ تن و بار زنده‌ی ۵۰ تن را به یک شالوده مربع شکل بتن‌آرمه منتقل می‌کند. با فرض مشخصات زیر برای فولاد، بتن و خاک، پی مناسبی را برای این ستون طرح کنید.

$$q_a = 20\ \text{ton/m}^2$$
$$f'c = 210\ \text{kg/cm}^2 = 20.6\ \text{MPa}$$
$$f_y = 3500\ \text{kg/cm}^2 = 345\ \text{MPa}$$

حل:

ابتدا ابعاد پی را تعیین می‌کنیم. همان‌طور که گفته شد برای تعیین ابعاد پی، از بارهای سرویس (بدون ضریب) استفاده می‌کنیم.

$$A = \frac{P}{q_a} = \frac{50+40}{20} = 4.5\ \text{m}^2$$
$$\longrightarrow \quad B = \sqrt{A} = \sqrt{4.5} = 2.12\ \text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{use } 2.2\times 2.2 \text{ متر}$$

برای طرح سازه‌ای پی موردنظر، نیاز داریم تا بار نهایی (بار ضریب‌دار) را برای پی به دست آوریم.

$$P_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(40) + 1.7(50) = 141\ \text{ton}$$
$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{141}{2.2^2} = 29.1\ \text{ton/m}^2 = 0.285\ \text{MPa}$$

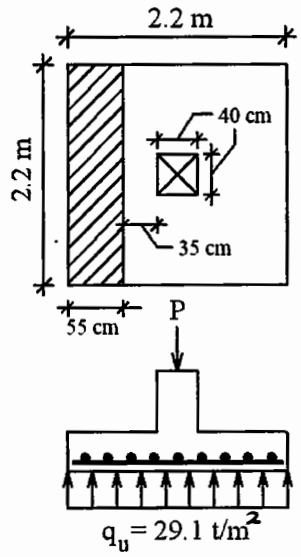
در گام بعدی باید ضخامت پی را تعیین کنیم. برای محاسبه v_a از آن‌جا که پی ما مربعی است از فرمول برش پانچ استفاده می‌کنیم.

$$\beta = \frac{b}{c} = \frac{40}{40} = 1$$
$$v_a = (0.17 + \frac{0.34}{\beta})\phi\sqrt{f'c} \le 0.34\phi\sqrt{f'c}$$
$$\longrightarrow \quad v_a = 0.34\times 0.85\sqrt{20.6} = 1.31\ \text{MPa}$$
$$4d^2 + 2(b+c)d = \frac{BLq}{v_a}$$
$$4d^2 + 2(0.4+0.4)d = \frac{2.2\times 2.2\times 0.285}{1.31}$$
$$\longrightarrow \quad 4d^2 + 1.6d - 1.05 = 0$$

با حل این معادله دو جواب برای d به دست می‌آید که فقط یکی از آن‌ها قابل‌قبول است (جواب دوم منفی است).

$$\longrightarrow \quad d = 0.35\ \text{m} = 35\ \text{cm}$$

با در نظر گرفتن $d = 35\ \text{cm}$ برش پانچ در حد مجاز است، لذا برای اطمینان برش معمولی را کنترل می‌کنیم.



شکل (۶-۹): تعیین میزان عرض برش معمولی برای پی

$$v_u = \frac{V_u}{B.d} = \frac{(0.285\times10^6)\times2.2\times0.55}{2.2\times0.35} = 448460\ \text{Pa} = 0.448\ \text{MPa}$$

$$v_a = 0.17\phi\sqrt{f'c} = 0.17\times0.85\times\sqrt{20.6} = 0.65\ \text{MPa}$$

$$0.65 > 0.448 \longrightarrow \text{O.K.}$$

حال باید فولادهای پی را طرح کنیم. همواره فولاد پی برای عرض یک متر محاسبه می‌شود.

$$L' = \frac{2.2-0.4}{2} = 0.9\ \text{m}$$

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = \frac{29.1\times1\times(0.9^2)}{2} = 11.78\ \text{ton.m}$$

$$M_u = \phi bd^2.f'c.q(1-0.59q)$$

$$11.78\times10^3\times9.807 = 0.9\times1\times0.35^2\times210\times0.098\times10^6\times q(1-0.59q)$$

$$\longrightarrow\quad 1339633.75\,q^2 - 2270565.7\,q + 115526.5 = 0$$

$$q = \frac{2270565.7 \pm \sqrt{(2270565.7^2) - 4\times1339633.75\times115526.5}}{2\times1339633.75}$$

$$q = 0.0525 \longrightarrow \rho = \frac{0.0525\times210}{3500} = 0.00315$$

$$\begin{cases} \rho_{min} = 0.002 < 0.00315 \longrightarrow \text{O.K.} \\ \rho_{max} = 0.75p_b \xrightarrow[f_y=3500=345\ \text{MPa}]{f'_c=210=21\ \text{MPa}} \rho_{max} = 0.021 > 0.00315 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

$$\longrightarrow\quad A_S = 0.00315\times100\times35 = 11.025\ \text{cm}^2$$

$$11.025\times2.2 = 24.25\text{cm}^2 \longrightarrow \text{use } 7\Phi22$$

البته می‌توانستیم از $12\Phi16$ یا $8\Phi20$ نیز استفاده کنیم.

بدین ترتیب پوشش بتن بر روی آرماتورهای انتهایی ۸ سانتیمتر بوده و فاصله‌ی بین آرماتورها محور تا محور ۳۴ سانتیمتر می‌باشد.

پس از طرح فولادها، کفایت طول مهاری در کشش را کنترل می‌کنیم.

$$\Phi = 22\ \text{mm} < 34\ \text{mm} \rightarrow \begin{cases} L_d = 0.019 A_b . \dfrac{fy}{\sqrt{f'c}} = \dfrac{0.019 \times 380\ \text{mm}^2 \times 345}{\sqrt{20.6}} = 546\ \text{mm} \\ L_d = 0.058 . d_b . f_y = 0.528 \times 2.2 \times 345 = 438\ \text{mm} \end{cases}$$

پس حداکثر طول مهاری لازم بر اساس رابطه‌ی بالا ۵۵ سانتیمتر خواهد بود. اگر ۷/۵ سانتیمتر از بتن برای پوشش آرماتورها در نظر گرفته شود، طول مهاری موجود به صورت زیر خواهد بود.

$$L_d = 90 - 7.5 = 82.5 > 55 \quad \longrightarrow \quad \text{O.K.}$$

چون پی مربعی بوده و تنش در زیر پی در جهت دیگر نیز $29.1\ \text{t/m}^2$ است، بنابراین فولادهای جهت دیگر نیز مشابه مقادیر بدست آمده می‌باشد (d مقداری کمتر است ولی می‌توان از آن صرف‌نظر کرد).

حال تنش روی بتن را در محل اتصال ستون به پی کنترل می‌کنیم.

$$f_{actual} = \frac{P_u}{A} = \frac{141}{0.4 \times 0.4} = 881\ \text{T/m}^2 = 88.1\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_c = \psi \times 0.85 \phi . f'c = \sqrt{\frac{(40 + 4 \times 35)^2}{40^2}} \times 0.85 \times 0.7 \times 210 = 249.9\ \text{kg/cm}^2 > 88.1 \quad \rightarrow \text{O.K.}$$

بنابراین حداقل فولاد انتظار را در نقطه‌ی اتصال ستون به پی قرار می‌دهیم.

$$A_S = 0.005 A_g = 0.005(40 \times 40) = 8\ \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{use } 4\Phi 18 \quad (A_S = 10.2\ \text{cm}^2)$$

حال طول مهاری فشاری را محاسبه می‌کنیم.

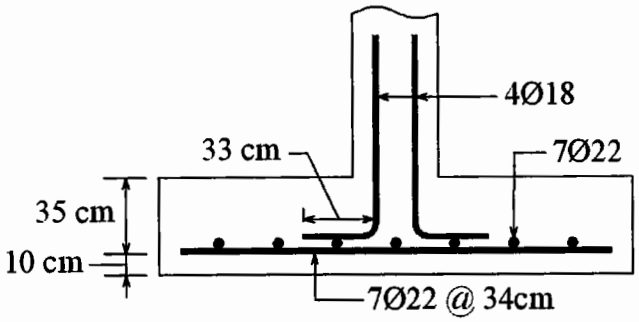
$$L_{dc} = \max \begin{cases} 0.24 \times 345 \times 18 / \sqrt{20.6} = 327\ \text{mm} \\ 0.044 \times 345 \times 18 = 271\ \text{mm} \\ 200\text{mm} \end{cases} = 33\ \text{cm}$$

$$D = d + \frac{\Phi}{2} + 7.5 = 35 + \frac{2.2}{2} + 7.5 = 43.6\ \text{cm} \approx 45\ \text{cm}$$

با توجه به ضخامت کلی پی (D) می‌توان ۳۳ سانتیمتر طول مهاری را تأمین نمود.

با توجه به اینکه در محل تقاطع ستون به پی از فولاد بیشتر از حد لازم استفاده کرده‌ایم، آیین‌نامه اجازه می‌دهد که به همان نسبت طول مهاری را کاهش دهیم.

$$L'_d = L_d \times \frac{8}{10.2} = 33 \times \frac{8}{10.2} \approx 26\ \text{cm}$$



شکل (۶-۱۰): کروکی پی طراحی شده

مثال(۶-۲): ستونی بتنی بار مرده‌ی ۱۱۱۰ کیلونیوتن و بار زنده‌ی ۱۰۲۲ کیلونیوتن را به یک پی بتنی مستطیلی منتقل می‌کند. اگر این ستون دارای ابعاد ۴۵۰×۴۵۰ میلیمتر و شامل $8\Phi 25$ با مقاومت $f_y = 415\ \text{MPa}$ باشد،

پی مناسب برای این ستون را طرح نمائید. مقاومت بتن ستون $(f'_c)_c = 35\ Mpa$ و مقاومت بتن پی $(f'_c)_f = 21\ Mpa$ می‌باشد. فولاد به کار رفته در پی هم‌جنس فولاد ستون بوده و مقاومت نهایی خاک $q_a = 240\ kPa$ می‌باشد. عرض پی را $B = 2.2\ m$ در نظر بگیرید.

حل:

الف) تعیین طول پی با توجه به عرض داده شده:

$$A_f = \frac{P}{q_a} = \frac{1110+1022}{240} = 8.88\ m^2$$

$$B \times L = A_f \quad \rightarrow \quad 2.2 \times L = 8.88 \quad \rightarrow \quad L = 4.04 \rightarrow L = 4.1\ m$$

حال برای محاسبات سازه‌ای پی، بارها را به حد نهایی می‌بریم.

$$P_u = 1.4(1110) + 1.7(1022) = 3291.4\ KN$$

$$q_{ult} = \frac{P_u}{B \times L} \longrightarrow q_{ult} = \frac{3291.4}{2.2 \times 4.1} = 365\ KN/m^2(KPa)$$

ب) تعیین ضخامت پی:

ضخامت پی (d) براساس برش بدست می‌آید. در اینجا چون پی مستطیلی است احتمالاً برش معمولی در پی حاکم بر طرح خواهد بود. ابتدا ضخامت را براساس برش پانچ بدست می‌آوریم.

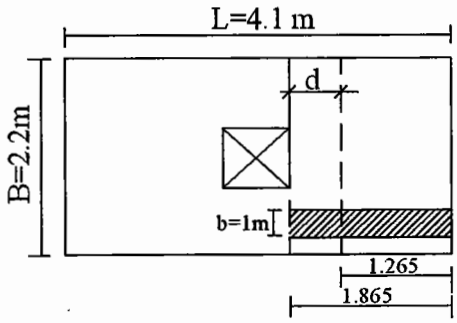
$$f'_c = 21\ MPa \xrightarrow{\text{chart}} \begin{cases} v_c = 0.66 & \text{Wide beam shear} \\ v_c = 1.32 & \text{punch shear} \end{cases}$$

$$d^2(4v_{a_p} + q) + d(2v_{a_p} + q)(b + c) = (BL - cb)q$$

$$d^2(4 \times 1.29 + \frac{365}{10^3}) + d(2 \times 1.29 + \frac{365}{10^3})(0.45 + 0.45) = (2.2 \times 4.1 - 0.45 \times 0.45)\frac{365}{10^3}$$

$$\longrightarrow \quad 5.525d^2 + 2.65d - 3.218 = 0$$

$$\longrightarrow \quad d = \frac{-2.65 \pm \sqrt{(2.65)^2 + 4(5.525)(3.218)}}{2 \times 5.525} = 0.56\ m$$



شکل (۶-۱۱): عرض برش معمولی در پی

حال برش معمولی را در مقطع بحرانی (به فاصله d از بر ستون بتن آرمه) کنترل می‌کنیم:

$$V = \left[\frac{4.1 - 0.45}{2} - 0.56\right] \times 2.2 \times 365 = 1015.8\ KN$$

$$V_{actual} = \frac{1015.8}{0.56 \times 2.2} = 824.5\ KN/m^2 = 0.82\ MPa \quad > 0.66\ MPa \longrightarrow \text{N.G.}$$

بنابراین ضخامت پی کافی نیست و آن را براساس تنش مجاز در برش معمولی به دست می‌آوریم.

$$V = B.d.v_c$$

$$\longrightarrow \quad (\frac{4.1-0.45}{2} - d) \times 2.2 \times (\frac{365}{10^3}) = 2.2 \times d \times 0.66$$

$$1.465 - 0.803d - 1.452d = 0 \longrightarrow d = 0.65\ m \quad > 0.56\ m \longrightarrow \text{O.K.}$$

ج) تعیین فولادهای طولی پی:

$$L' = \frac{4.1-0.45}{2} = 1.825\ m$$

$$M_u = \frac{q.L'^2}{2} = \frac{365 \times 1.825^2}{2} = 607.8\ KN.m$$

$$M_u = \phi bd^2.f'_c.q(1-0.59q)$$

$$\longrightarrow \quad \frac{607.8}{10^3} = 0.9 \times 1 \times 0.65^2 \times 21 \times q(1-.059q)$$

$$\longrightarrow \quad q(1-0.59q) = 0.076$$

$$\longrightarrow \quad -0.59q^2 + q - 0.076 = 0$$

$$\longrightarrow \quad q = \frac{-1 \pm \sqrt{1-4(0.59)(0.076)}}{2(-0.59)} = 0.08$$

$$\longrightarrow \quad \rho = 0.08 \times \frac{21}{415} = 0.004$$

$$\begin{cases} \rho_{min} = 0.002 < \rho & \longrightarrow \text{O.K.} \\ \rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.016 > \rho & \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

$$A_S = 0.004 \times 100^{cm} \times 65^{cm} = 26.2\ cm^2/m$$

$$(A_S)_{total} = 2.2 \times 26.2 = 57.64\ cm^2$$

$$\longrightarrow \quad \text{use } 12\Phi 25 \quad (A_S = 58.8\ cm^2)$$

$$L_d = 0.019A_b.\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.019 \times 4904mm^2 \times \frac{415}{\sqrt{21}} = 844\ mm < 1.75\ m \longrightarrow \text{O.K}$$

د) تعیین فولادهای عرضی پی:

$$B' = \frac{2.2-0.45}{2} = 0.875$$

$$M_u = \frac{qB'^2}{2} = \frac{365 \times 0.875^2}{2} = 139.7\ KN/m$$

d در جهت عرضی را به اندازه‌ی ۲۵ میلیمتر (قطر فولاد) کمتر می‌نمائیم.

$$\frac{139.7}{10^3} = 0.9 \times 1 \times 0.625^2 \times 21 \times q(1-0.59q)$$

$$q = \frac{-1 \pm \sqrt{1^2 - 4(0.59)(0.0189)}}{-2 \times 0.59} = 0.019$$

$$\rho = \frac{0.019 \times 21}{415} = 0.00097 \quad < \rho_{min} = 0.002$$

$$\longrightarrow \quad \rho = \rho_{min} = 0.002$$

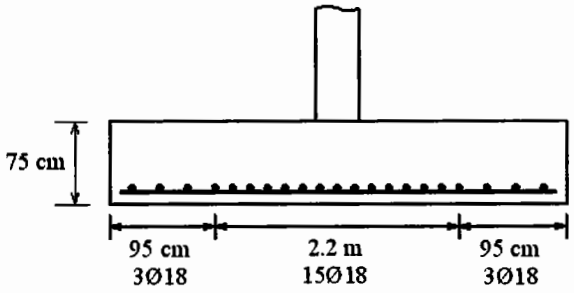
$$\longrightarrow \quad A_S = 0.002 \times 100 \times 62.5 = 12.5\ cm^2$$

$$(A_S)_{total} = 12.5 \times 4.1 = 51.3\ cm^2 \quad \longrightarrow \quad \text{use } 21\Phi 18\ (A_S = 53.2\ cm^2)$$

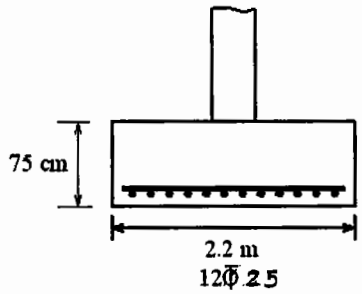
$$E = \frac{2}{\left(\frac{L}{B}+1\right)} = \frac{2}{\left(\frac{4.1}{2.2}+1\right)} = 0.698 \approx 70\%$$

$$\begin{Bmatrix} 53.3 \times 0.7 = 37.3 cm^2 \\ 21 \times 0.7 \approx 15 \end{Bmatrix}$$

پس ۱۵ فولاد در منطقه به عرض B در وسط و ۶ فولاد در دو طرف قرار می‌دهیم.



شکل (۶-۱۲): آرماتور گذاری غیریکنواخت در جهت طولی



شکل (۶-۱۳): آرماتور گذاری یکنواخت در جهت عرضی

ه) کنترل فاصله‌ی آرماتورها:

حال فاصله بین فولادها را کنترل می‌کنیم اگر از حد مجاز کمتر یا بیشتر باشد قطر فولادهای بکار رفته را تغییر می‌دهیم.

$$\frac{2.2 \times 100 - 15 \times 1.8}{14} = 13.7\ cm \quad \longrightarrow \quad O.K$$

$$L_d = 0.019 \times 254.5 \times \frac{415}{\sqrt{21}} = 438\ mm < 0.875 m$$

و) تعیین آرماتور فشاری در محل اتصال ستون به پی:

$$\begin{cases} A_1 = 0.45^2 = 0.2025 \\ A_2 = (0.45 + 4 \times 0.65)^2 \end{cases} \longrightarrow \quad \psi = \sqrt{\frac{9.3}{0.2025}} = 6.8 > 2 \quad \longrightarrow \quad \psi = 2.0$$

$$f_c = \psi \times 0.85 \times \phi \times f'_c = 2 \times 0.85 \times 0.7 \times 21 = 25\ MPa$$

$$f_{actual}=\frac{P_u}{A_1}=\frac{3291}{0.2025}=\frac{16254}{10^3}=16.25<25$$

بنابراین خود بتن قادر به تحمل تنش فشاری در این محل بوده و نیازی به فولاد تقویتی نمی‌باشد، لذا حداقل فولاد آئین‌نامه را قرار می‌دهیم.

$$A_S=0.005A_g=0.005\times0.45\times0.45\times10^4=10.12\ cm^2$$

$$\longrightarrow \quad \text{use } 4\Phi18\ (A_S=10.17\ cm^2)$$

$$L_{dc}=\max\begin{cases}0.24\times415\times18/\sqrt{21}=391\ mm & <d=650mm\\ 0.044\times415\times18=327\ mm & \longrightarrow \quad L_{dc}=400\ mm\\ 200\ mm\end{cases}$$

پس طول آرماتورهای انتظار را ۴۰ سانتیمتر همراه با خم ۹۰ درجه‌ی استاندارد به اندازه $12D_b$ در نظر می‌گیریم.
پوشش فولادها ۷۵ میلیمتر باید در نظر گرفته شود. پس ضخامت کلی پی (D) را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد.

$$D=65+\frac{2.5}{2}+7.5=73.75\ cm \quad \longrightarrow \quad D=75cm$$

طرح ستونچه (Pedestal) :

ستونچه‌ها را به دو علت به کار می‌برند:

۱. در زیر ستون‌های فلزی جهت انتقال بار ستون به پی و جلوگیری از خوردگی فلز.

۲. زمانی که لازم است پی‌ها در عمق بیشتری در زمین قرار گیرند تا به لایه‌های مقاوم‌تری برسیم.

ستونچه‌ها اصولاً به صورت ستون کوتاه تحت اثر بار محوری تنها، یا تحت اثر بار محوری و لنگر طراحی می‌شوند. در صورتی که طول ستونچه بلند باشد $\frac{L}{r}>60$ (L طول آزاد ستونچه و r شعاع ژیراسیون حداقل مقطع ستونچه) باید الزاماً اطراف ستونچه‌ها خاکریزی شده و کوبیده شود، به نحوی که خاک بتواند به صورت تکیه‌گاه جانبی برای ستونچه عمل نماید. ACI نسبت طول آزاد ستونچه را به حداقل عرض مقطع آن ۳ توصیه کرده است.

$$\frac{L_u}{h}\le3$$

آئین‌نامه‌ی ACI در صورتی که در محل اتصال ستون به پی لنگر وجود نداشته باشد طرح ستونچه را به صورت مسلح و غیرمسلح هر دو مجاز می‌داند. معمولاً در جهت اطمینان مقطع ستونچه را به صورت غیرمسلح طرح کرده و در آن ۱٪ فولاد حداقل قرار می‌دهند. Bowles توصیه می‌کند که حداقل $4\Phi20$ در داخل ستونچه بکار رود.
مقطع ستونچه بدون فولاد از رابطه زیر محاسبه می‌شود[ACI 318-02,22.5.5]:

$$A=\frac{P_u}{0.85\phi\cdot f'_c}$$

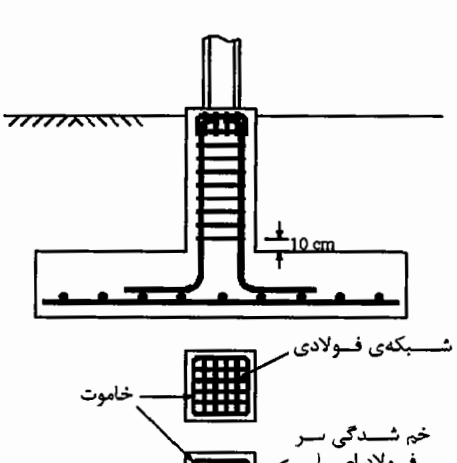
در طرح ستونچه مسلح می‌توان اثر فولاد را نیز در نظر گرفت:

$$P_u=\phi'.\phi.(0.85f'_c.A_c+A_Sf_y)$$

$$\phi=0.7$$

$$\phi'=\begin{cases}0.8 & \frac{L_u}{h}\ge3\\ 1.0 & \frac{L_u}{h}<3\end{cases}$$

برای جلوگیری از ترک خوردگی و بازشدگی (Spalling) در سر ستونچه یک شبکه‌ی فولادی به صورت شکل (۶-۱۴) در بالای ستونچه قرار می‌دهند.



شکل (۶-۱۴): خم‌شدگی سر فولادهای اصلی، استفاده از شبکه‌ی فولادی در سر ستونچه

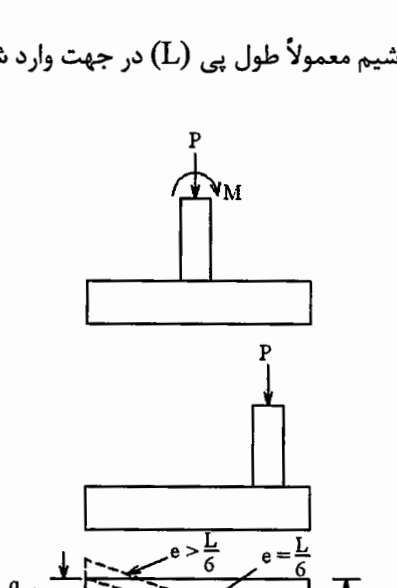
ستونچه‌ها معمولاً به میزان قابل ملاحظه‌ای دست بالا طرح می‌شوند، چون حجم مصالح مصرفی در آنها نسبتاً کم است ولی در مقابل تقویت کردن آنها در آینده مشکل است.

طرح پی‌های منفرد با بار خارج از محور:

اگر ستون علاوه بر بار محوری، لنگر خمشی نیز به پی منتقل نماید (این امر وقتی صادق است که اتصال ستون به پی گیردار باشد) و یا ستون در مرکز سطح پی واقع نشده باشد، در این‌صورت دیگر توزیع تنش در زیر پی یکنواخت نبوده و به صورت ذوزنقه‌ای درخواهد آمد. تنش در خاک زیر پی را می‌توان از فرمول زیر به دست آورد.

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

در حالتی که M به همراه P داشته باشیم معمولاً طول پی (L) در جهت وارد شدن لنگر قرار داده می‌شود.

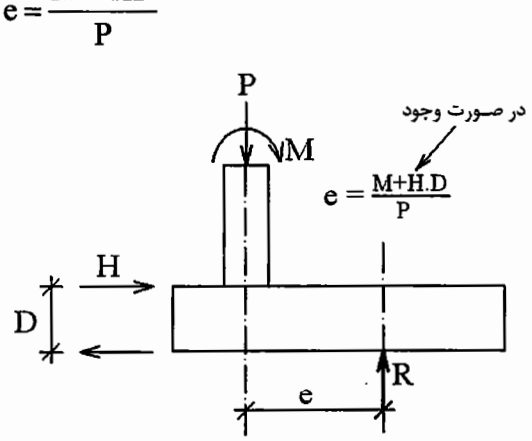


شکل (۶-۱۵): توزیع تنش زیر پی با بار خارج از مرکز

اگر جهت لنگر وارد بر پی همواره ثابت باشد می‌توان با خارج از محور قرار دادن ستون به اندازه‌ی e اثر لنگر را خنثی کرده و تنش را در زیر پی یکنواخت نمود. این کار برای لنگر ناشی از باد و زلزله که جهت‌های مختلف دارند نمی‌تواند انجام شود ولی گاهی برای لنگر ماشین آلات می‌توان از این روش استفاده نمود.

در صورتی که مقدار خارج از محوری e زیاد باشد به نحوی که بار از هسته مرکزی پی (لوزی به قطر بزرگ $\frac{L}{3}$ و قطر کوچک $\frac{B}{3}$) خارج شود در آن صورت q_{min} به دست آمده از فرمول $q=\frac{P}{BL}\left(1\pm\frac{6e}{L}\right)$ منفی خواهد شد که نشان دهنده‌ی تنش کششی بین پی و خاک است. مقاومت کششی در خاک‌های دانه‌ای صفر و درخاک‌های چسبنده ناچیز است، لذا هنگامی که q منفی از فرمول فوق به دست می‌آید از آن صرف‌نظر کرده و قسمتی از پی که تحت تنش کششی قرار دارد را فاقد ظرفیت باربری (برای این حالت بارگذاری) در نظر می‌گیرند.

$$e=\frac{M+HD}{P}$$

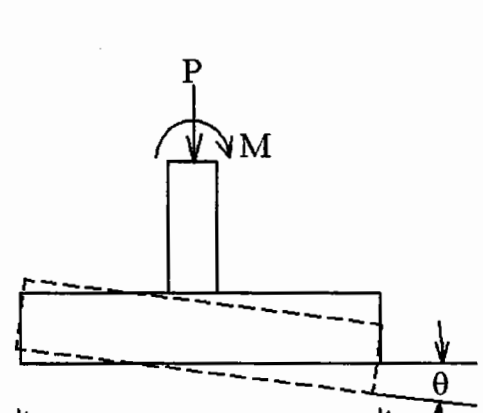


R برآیند بارها و لنگرها در کف پی

ابعاد پی باید طوری درنظر گرفته شود که R در مرکز پی قرار گیرد تا توزیع تنش یکنواخت شود.

شکل (۶-۱۶): یکنواخت کردن توزیع تنش زیر پی با بار محوری و لنگر خمشی

نکته: در پی‌های منفرد صلب که اتصال ستون به پی گیردار است باید به احتمال چرخیدن خود پی نیز توجه داشت چرا که این مسأله موجب آزاد شدن لنگر در محل اتصال ستون به پی شده و در مقابل لنگر انتهای دیگر ستون را افزایش می‌دهد. این مسأله در پی‌های با ابعاد بزرگ کمتر رخ می‌دهد ولی در پی‌های کوچک امکان آن وجود دارد. تعیین مقدار دقیق چرخش پی مشکل است ولی می‌توان برای تخمین آن از فرمول زیر استفاده کرد.



شکل (۶-۱۷): تغییرشکل پی تحت اثر وارد شدن لنگر

$$tg\theta = \frac{M}{L^2 B}\left(\frac{1-\mu^2}{E_s}\right)I_m$$

که در این رابطه:

B: عرض پی

L: طول پی

E_s: مدول ارتجاعی خاک

μ: ضریب پواسون خاک

I_m: ضریبی که از جدول (۶-۱) به دست می‌آید

می‌باشد.

جدول (۶-۱): مقادیر I_m برای پی‌های مختلف

دایره		6.0
مربع		3.7
مستطیل	L/B=0.2	2.29
	L/B=0.5	3.33
	L/B=1.5	4.12
	L/B=2.0	4.38
	L/B=5.0	4.82
	L/B=10	4.93
	L/B=100	5.06

بر اساس مبانی درس تحلیل سازه، دوران یک تکیه‌گاه گیردار به اندازه‌ی θ موجب ایجاد لنگرهای زیر در دو طرف تیر یا ستون می‌شود.

شکل (۶-۱۸): لنگرهای گیرداری یک عضو در اثر دوران به اندازه‌ی θ

یعنی با چرخیدن پی به اندازه‌ی θ، از لنگر در محل اتصال ستون به پی به اندازهٔ $\frac{4EI\theta}{L}$ کاسته شده و به لنگر انتهای دیگر ستون به اندازه‌ی $\frac{2EI\theta}{L}$ افزوده می‌شود (در اینجا E و I و L مشخصات ستون هستند).

مثال (۶-۳): ستونی بار ۱۶۰۰ kN و لنگر خمشی ۸۰۰ kN.m را به یک شالوده منتقل می‌کند. شالوده‌ی مناسبی را برای بارهای وارده از طرف این ستون طرح کنید. تنش مجاز فشاری خاک را ۲۰۰ kPa در نظر بگیرید.

حل:

الف) شالودهٔ مربعی:

$$A_f = \frac{P}{q_a} = \frac{1600}{200} = 8\ m^2$$

$$B = \sqrt{A_f} = \sqrt{8} = 2.83\ m$$

با توجه به اثر لنگر که تنش را در یک طرف پی افزایش می‌دهد باید B از مقدار فوق بزرگتر در نظر گرفته شود تا حدی که خارج از مرکزی e از $\frac{B}{6}$ تجاوز ننماید.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{800}{1600} = 0.5\ m$$

حدس اول:

$$B > 6 \times e = 6 \times 0.5 = 3.0\ m > 2.83\ m \longrightarrow B = 3.5\ m$$

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$\longrightarrow q = \frac{1600}{3.5 \times 3.5}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{3.5}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 242.6\ kN/m > 200\ kPa \longrightarrow \text{N.G.} \\ q_{min} = 18.67 > 0 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

حدس دوم:

$$B = 3.8$$

$$\longrightarrow q = \frac{1600}{3.8 \times 3.8}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{3.8}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 198\ kN/m < 200\ kPa \longrightarrow \text{O.K.} \\ q_{min} = 23.3 > 0 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

بنابراین ابعاد شالوده مربعی $۳/۸^{m} \times ۳/۸^{m}$ برای این بارگذاری مناسب است.

ب) شالوده مستطیلی:

در این حالت در معادله‌ی زیر B و L مجهول هستند. چون محدودیتی در مسأله مشخص نشده است به L مقادیر دلخواه نسبت داده و برحسب آن B را به دست می‌آوریم.

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$200 = \frac{1600}{BL}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{L}\right)$$

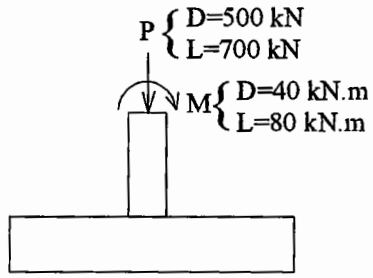
$$\longrightarrow B = \frac{8}{L}\left(1 \pm \frac{3}{L}\right)$$

L (m)	B (m)	A_f	
3.0	5.33	16.0	
4.0	3.5	14.0	
5.0	2.56	12.8	← حالت انتخابی
6.0	2.0	12.0	

دیده می‌شود که با بزرگ شدن L به تدریج سطح پلان پی کمتر شده و طرح اقتصادی‌تر می‌شود ولی بزرگتر از حالت انتخاب شده در جدول، نسبت طول به عرض پی زیاد شده به همین دلیل صلبیت پی کاهش یافته و مانند تیر عمل می‌کند که موجب می‌شود درصد فولاد نیز به علت زیاد شدن طول کنسول دو طرف ستون افزایش یابد.
در مقایسه‌ی شالوده‌ی مربعی و مستطیلی، شالوده‌ی مستطیلی برای حالتی که لنگر در پای ستون وجود دارد غالباً اقتصادی‌تر است.

$$(A_f)_{square} = 3.8 \times 3.8 = 14.44\ m^2$$
$$(A_f)_{rectangular} = 2.6 \times 5 = 13\ m^2$$

مثال (۶-۴): ستون بتنی مربع شکلی به ضلع ۴۰ سانتیمتر بار مرده‌ی ۵۰۰ kN و بار زنده‌ی ۷۰۰ kN و همچنین لنگر مرده‌ی ۴۰ kN.m و لنگر زنده‌ی ۸۰ kN.m را به یک پی بتنی منتقل می‌کند. اگر مقاومت بتن $f'_c = 21\ MPa$، مقاومت فولاد $f_y = 415\ MPa$ و مقاومت فشاری مجاز خاک $q_a = 240\ kPa$ باشد، پی موردنظر را طراحی کنید.



شکل (۶-۱۹): شکل پی مربوط به مثال (۶-۴)

حل:
الف) تعیین ابعاد پی:

$$A_f = \frac{P}{q_a} = \frac{500+700}{240} = 5\ m^2$$
$$B \times L = 5\ m^2 \xrightarrow{\text{if B=L}} B = \sqrt{5} = 2.24\ m$$
$$\longrightarrow \quad B = L = 2.5\ m$$

با توجه به وجود لنگر، ابعاد پی را کمی بزرگتر در نظر می‌گیریم.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{40+80}{500+700} = 0.1\ m$$
$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \frac{1200}{2.5^2}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.1}{2.5}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 238.1 < q_a = 240 & \longrightarrow O.K. \\ q_{min} = 145.9 > 0 & \longrightarrow O.K. \end{cases}$$

اگر یکی از دو ضابطه‌ی فوق برقرار نباشد باید ابعاد پی را بزرگتر نمائیم.
می‌توان به جای پی مربعی، پی را مستطیلی در نظر گرفت. در این حالت بعد بزرگتر باید در جهت لنگر باشد. پس از تعیین ابعاد پی مراحل محاسبات مشابه است.
ب) تعیین تنش و نیروها در حد نهایی:

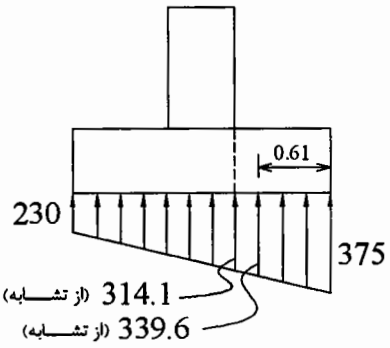
$$P_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(500) + 1.7(700) = 1890\ kN$$
$$M_u = 1.4(40) + 1.7(80) = 192\ kN.m$$

$$e_u = \frac{M_u}{P_u} = \frac{192}{1890} \approx 0.1\,m$$

$$q_u = \frac{P_u}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_u}{L}\right)$$

$$\longrightarrow \quad q_u = \frac{1890}{2.5^2}\left(1 \pm \frac{6\times 0.1}{2.5}\right) \quad \longrightarrow \quad \begin{cases}(q_u)_{max} = 375\,kN/m^2 \\ (q_u)_{min} = 230\,kN/m^2\end{cases}$$

باید دقت داشت که اگر علاوه بر بار زنده و مرده، بار زلزله هم داشتیم، سایر حالات بارگذاری را نیز کنترل نمائیم و حداکثر تنش‌ها را در زیر پی بدست آوریم.



شکل (۶-۲۰): توزیع تنش نهایی در زیر پی

ج) تعیین ضخامت مؤثر پی براساس برش:

$$4d^2 + 2(b+c)d = \frac{BLq}{v_c}$$

$$f'_c = 21\,MPa \xrightarrow{\text{chart}} \begin{cases} v_c = 0.66 & \text{for wide beam shear} \\ v_c = 1.29 & \text{for punch shear}\end{cases}$$

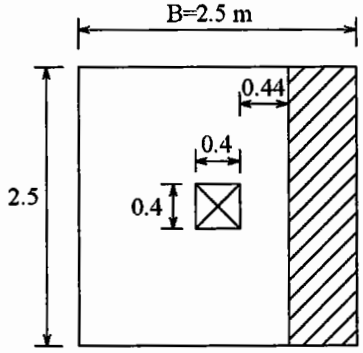
$$\longrightarrow \quad 4d^2 + 2(2\times 0.4)d = \frac{1890}{1.29\times 10^3}$$

$$\longrightarrow \quad 4d^2 + 1.6d - 1.46 = 0$$

$$\longrightarrow \quad d = \frac{-1.6 \pm \sqrt{1.6^2 + 4\times 4\times 1.46}}{2\times 4} \quad \longrightarrow \quad d = 0.44\,m$$

حال مقدار d به دست آمده را برای برش معمولی کنترل می‌کنیم.

برای محاسبه برش کل V از زیر پی ابتدا با استفاده از تشابه مثلث‌ها مقدار تنش را در چهار طرف قطعه‌ی هاشورخورده بدست می‌آوریم.



شکل (۶-۲۱): عرض محاسباتی برای برش معمولی

$$V = \left[\frac{339.6+375}{2}\times 0.61\right]\times 2.5 = 544.9\,\text{kN}$$

$$v_{actual} = \frac{V}{B.d} = \frac{544.9}{2.5\times 0.44} = 495.4\,\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.495\,\text{MPa} < 0.66 \longrightarrow \text{O.K.}$$

$$\longrightarrow \quad d = 0.44\,\text{m}$$

برای به دست آوردن V باید همیشه در سمتی که تنش آن بیشتر است برش را محاسبه نمائیم. برای محاسبهٔ فولادهای خمشی نیز باید کنسول به عرض یک متر را در سمتی در نظر بگیریم که تنش در آن بیشتر است و بهتر است فولاد بدست آمده را در سمت دیگر پی نیز ادامه دهیم.

$$B' = \frac{2.5-0.4}{2} = 1.05 \quad \text{m}$$

$$M_U = \frac{q_U \cdot B'^2}{2} = \frac{1}{2}\left[\frac{314.1+37.5}{2}\right]\times 1.0\times (1.05)^2 = 189.9 \quad \text{kN.m}$$

$$M_U = \phi b d^2 \cdot f'_C \cdot q(1-0.59q)$$

$$189.9\times 10^{-3} = 0.9\times 1.0\times 0.44^2\times 21.0\times q(1-0.59q) \longrightarrow q = 0.0536$$

$$\rho = 0.0536\times\frac{21}{415} = 0.0027 \quad \begin{cases} > \rho_{min} = 0.002 & \text{O.K.} \\ < \rho_{max} = 0.016 & \text{O.K.} \end{cases}$$

$$A_S = 0.0027\times 100^{\text{cm}}\times 44^{\text{cm}} = 11.88 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{کل } A_S = 11.88\times 2.5^{\text{m}} = 29.7 \quad \text{cm}^2$$

$$\therefore \quad \text{Use} \quad 12\phi 18 \quad (A_S = 30.48\,\text{cm}^2)$$

فاصله‌ی محور تا محور فولادگذاری ۲۰/۰ سانتیمتر است.

$$\text{کنترل طول مهاری } L_d = 0.019 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_C}$$

$$= 0.019\times 254^{\text{mm}^2}\times 415/\sqrt{21} = 437 \quad \text{mm} \approx 45\,\text{cm}$$

$$< 1.05\,\text{m} \qquad \text{O.K.}$$

بهتر است این فولادگذاری در تمام طول پی ادامه داده شود. حال ضخامت کلی پی در حالتی که پوشش بتن روی فولاد ۷/۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود، قابل محاسبه است:

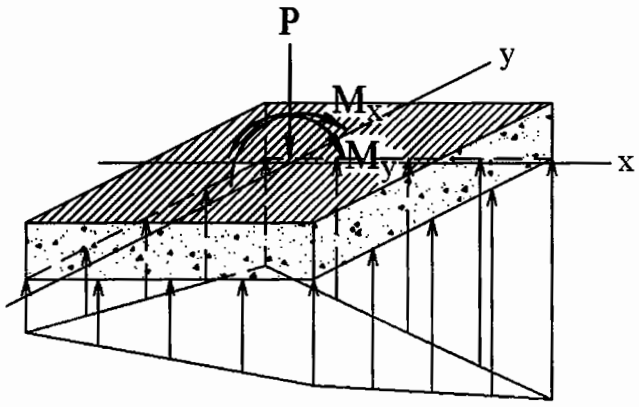
$$D = 44 + \frac{1.8}{2} + 7.5 = 52.4 \longrightarrow D = 55\,\text{cm}$$

ادامه‌ی کار طراحی پی به شرح زیر باید دنبال شود:

- طرح فولادهای خمشی در جهت عرض پی.
- کنترل طول مهاری برای فولادها در جهت عرضی.
- کنترل تنش فشاری در محل اتصال ستون به پی و طرح فولادهای انتظار بر اساس لنگر M در پای ستون.
- کنترل طول مهاری برای فولادهای انتظار.
- رسم کروکی پی به همراه مشخص کردن تعداد، قطر و فاصله‌ی فولادها.

پی منفرد تحت اثر همزمان لنگر در دو جهت:

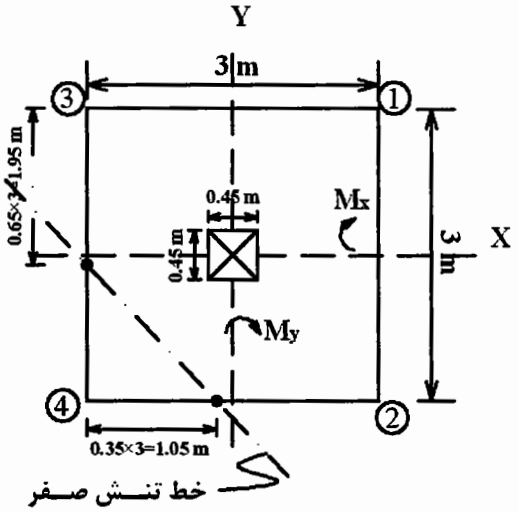
تحلیل پی با چنین تنش‌هایی با دست، کمی طولانی است و در بعضی مواقع جهت سهولت محاسبات با مقداری تقریب توزیع تنش‌ها در زیر پی را ساده‌تر در نظر می‌گیرند. برای تحلیل دقیق‌تر می‌توان از برنامه‌های کامپیوتری مثل برنامه Mat یا SAP2000 استفاده نمود.



شکل (۶-۲۲): توزیع شماتیک تنش در زیر پی با لنگر در دو جهت

همان‌طور که قبلاً اشاره شد در صورتی که مقدار M_x و M_y زیاد باشد ممکن است q در زیر پی صفر و یا منفی شود و چون خاک نمی‌تواند به وسیله‌ی ایجاد تنش کششی پی را بر روی خود نگه دارد لذا پی از روی خاک بلند می‌شود. همواره توصیه می‌شود که پی به نحوی طرح نشود که از روی خاک بلند شود یعنی بهتر است ابعاد پی بزرگتر در نظر گرفته شود تا q به دست آمده صفر یا مثبت شود. این توصیه در مورد پی‌هایی که تحت اثر لنگر همزمان در دو جهت هستند قوی‌تر است. با این وجود اگر به علت بعضی محدودیت‌ها ناگزیر به طرح یک پی هستیم که خط تنش صفر در داخل آن قرار می‌گیرد، از آن‌جا که I_x و I_y در فرمول $q=\frac{P}{A}\pm\frac{M_y.x}{I_y}\pm\frac{M_x.y}{I_x}$ دیگر و $\frac{BL^3}{12}$ و $\frac{LB^3}{12}$ نبوده و به محل خط تنش صفر بستگی دارند و محل خط تنش صفر نیز با تغییرات I_x و I_y (بلند شدن پی از روی زمین) تغییر می‌کند لذا حل مسأله نامعین بوده و معمولاً با سعی و خطا حل می‌شود. برای حل این مشکل می‌توان از نمودارهای پیوست استفاده نمود که نتایج آنها با مقداری تقریب قابل استفاده است. این نمودارها برحسب ابعاد پی (B و L) و خروج از مرکزیت‌ها (e_x و e_y) محل خط تنش صفر در پی را مشخص کرده و q_{max} را نیز به دست می‌دهند. استفاده از این نمودارها در مثال (۶-۵) توضیح داده می‌شود.

مثال (۶-۵): یک شالوده تحت اثر بار محوری ۶۰ تن و لنگرهای $M_x=M_y=20ton.m$ قرار دارد. تنش‌ها در زیر این شالوده را برای تحمل این بارها به دست آورید.



شکل (۶-۲۳): شکل مثال (۶-۵)

حل:

الف) تعیین وضعیت تنش در زیر پی:

$$e_x = \frac{M}{P} = \frac{20}{60} = \frac{1}{3}m = e_y$$

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L}\right)$$

$$\longrightarrow \quad q = \frac{60}{3\times 3}\left(1 \pm \frac{6\times\frac{1}{3}}{3} \pm \frac{6\times\frac{1}{3}}{3}\right)$$

$$\longrightarrow \begin{cases} q_1 = 15.55\ ton/m^2 \\ q_2 = 6.67\ ton/m^2 \\ q_3 = 6.67\ ton/m^2 \\ q_4 = -2.22\ ton/m^2 \end{cases}$$

چون یک گوشه‌ی پی از روی زمین بلند می‌شود و تنش منفی q_4 در عمل ایجاد نمی‌گردد، پس سایر تنش‌ها نیز تغییر می‌کند، لذا از نمودارهای موجود برای به دست آوردن تنش ماکزیمم زیر پی استفاده می‌کنیم.

$$\begin{cases} c = \frac{e_x}{B} = \frac{1/3}{3} = 0.11 \\ d = \frac{e_y}{L} = \frac{1/3}{3} = 0.11 \end{cases} \xrightarrow{\text{Diagram}} \begin{cases} a \approx 0.69 \\ S \approx 1.0 \end{cases}$$

در مواردی که $c = d$ باشد، $s = 1$ در نظر گرفته می‌شود.

$$\xrightarrow{\text{Diagram}} \quad K \approx 2.5$$

$$\longrightarrow \quad q_{max} = K.\frac{P}{BL} = 2.5\times\frac{60}{3\times 3} = 16.67\ ton/m^2$$

بنابراین با به دست آوردن محل خط تنش صفر می‌توان A، I_x و I_y پی واقع بر روی خاک را بدست آورده و تنش‌ها را در اطراف آن به دست آورد سپس براساس تنش‌های به دست آمده اقدام به تعیین ضخامت پی و طرح فولادهای خمشی نمود.

شالوده‌ی زیر دیوارهای آجری و سنگ‌چین:

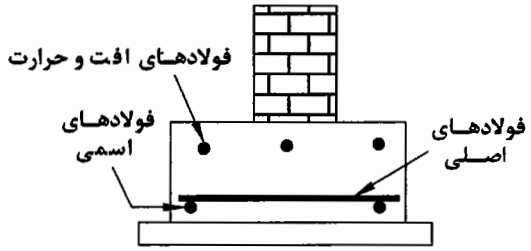
دیوارهای آجری و سنگ‌چین بر دو نوع هستند. دیوارهای باربر (حمّال) که بار قسمتی از سقف به آن‌ها منتقل می‌شود، و دیوارهای غیرباربر (معمولی) که تنها وزن خود دیوار روی پی اثر می‌کند.

در زیر دیوارهای آجری و سنگ‌چین، یک پی نواری ممتد (با طولی مساوی طول دیوار) ساخته می‌شود. عرض پی براساس ظرفیت باربری خاک (به ازای طول واحد دیوار) تعیین می‌شود. این عرض باید حداقل ۱۰ تا ۲۰ سانتیمتر از عرض دیوار بیشتر باشد.

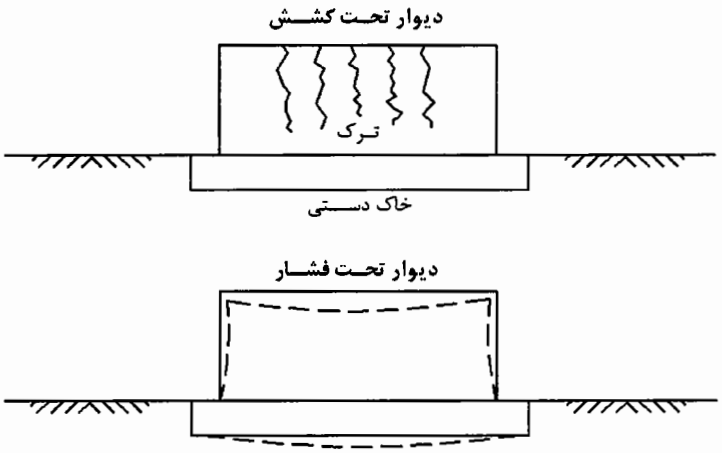
ضخامت پی بر اساس برش معمولی (wide beam) تعیین می‌شود. این ضخامت از ۱۵ سانتیمتر برای دیوار معمولی و از ۲۰ سانتیمتر برای دیوار زیرزمین نباید کمتر باشد.

فولادهای اصلی در این پی‌ها به صورت عرضی قرار گرفته و به صورت معمول طراحی می‌شود (پی به صورت یک تیر طره به عرض واحد از محل مقطع بحرانی در خمش در نظر گرفته می‌شود).

فولادهای طولی باید شرط حداقل فولاد حرارتی ($(A_s)_{min} = 0.002bh$) را ارضا نمایند. بهتر است این فولادها در بالای مقطع پی قرار داده شوند و جهت بستن فولادهای اصلی به هم از دو عدد فولاد اسمی استفاده شود. علت این امر کارآیی بیشتر این فولادها هنگامی است که این دیوارها تحت کشش قرار می‌گیرند.



شکل (۶-۲۴): فولادگذاری در مقطع پی زیر دیوار



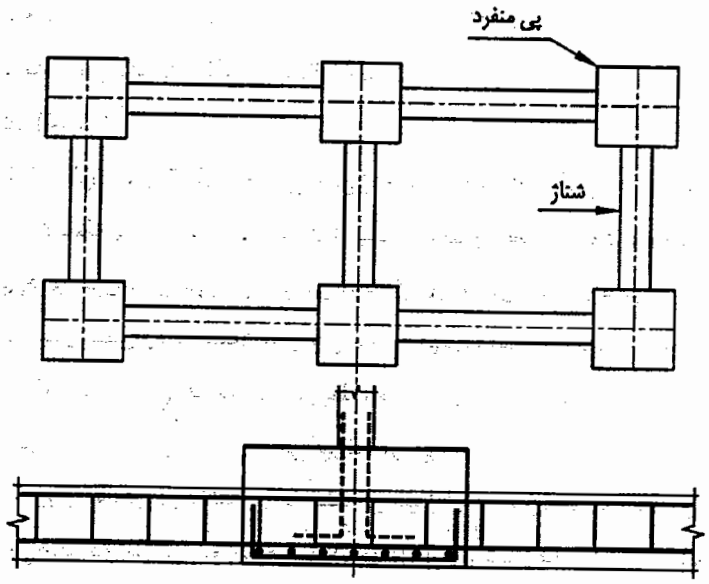
شکل (۶-۲۵): نمای دیوار در حالت کشش و فشار

سایر ضوابط گفته شده در مورد پی‌ها باید در مورد پی دیوارها نیز مراعات شود.

شناژها:

پی‌های منفرد را همواره با شناژ به هم متصل می‌کنند. هر پی باید حداقل در دو جهت به سایر پی‌ها متصل شده باشد. شناژها به صورت قطعات کششی یا فشاری طرح می‌شوند که بین ۵ تا ۱۰٪ بزرگترین نیروی قائم وارد بر شالوده‌های طرفین خود را بتوانند تحمل نمایند یا برای تحمل مؤلفه‌ی افقی نیروی بادبندها طرح می‌شوند.

حداقل ابعاد مقطع شناژ براساس آئین‌نامه‌ها حدود ۳۰×۳۰ سانتیمتر و حداقل فولاد آن $4\Phi12$ و حداقل خاموت در آن $\Phi6@25^{cm}$ تعیین شده است. فولاد شناژها باید حداقل به اندازه‌ی طول مهاری در کشش L_d در داخل پی ادامه داشته باشد. اتصال شناژها به پی‌های دو طرف می‌تواند در تراز بالا، کف یا وسط پی قرار داشته باشد.



شکل (۶-۲۶): نمایی از اتصال پی‌های منفرد به وسیله‌ی شناژ در پلان و مقطع

مراجع برای مطالعه بیشتر

[1] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
[2] Foundation Design, Teng W.C., Prentice-Hall.
[3] Geotechnical Engineering : Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
[4] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.

فصل هفتم

طرح پی‌های مرکب و نواری

مقدمه:

پی‌هایی که بار دو یا چند ستون هم‌زمان بر آن‌ها وارد می‌شود شالوده‌های مرکب یا نواری نامیده می‌شوند.

در موارد زیر می‌توان از شالوده‌های نواری استفاده کرد:

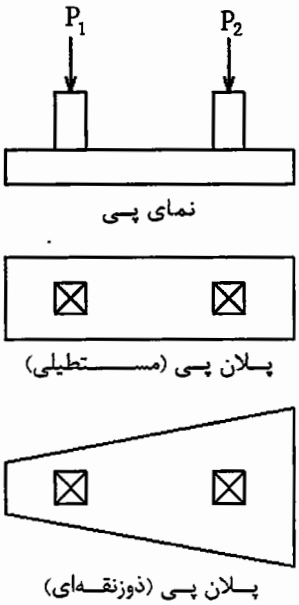
۱. حدود زمین ابعاد پی را محدود نماید.

۲. یکی از ستون‌ها الزاماً در کنار پی قرار می‌گیرد و توزیع تنش در خاک زیر پی را غیریکنواخت سازد.

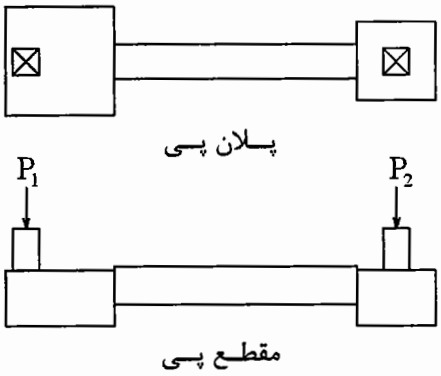
۳. وقتی اختلاف بار بین دو ستون مجاور زیاد باشد به نحوی که احتمال اختلاف نشست قابل توجهی وجود داشته باشد.

۴. اگر ابعاد پی‌های منفرد مربوط به دو ستون مجاور بزرگ باشند به نحوی که طول شناژ بین آن‌ها کم باشد.

پی‌های مرکب به دو دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی می‌شوند: پی‌های یکسره و پی‌های با تیرکلاف. در شکل‌های (۷-۱) و (۷-۲) نمونه‌هایی از این پی‌ها نشان داده شده است.



شکل (۷-۱): پی یکسره (مستطیلی یا ذوزنقه‌ای در پلان)



شکل (۷-۲): پی با تیر کلاف یا تیر بتن مسلح

۱- طراحی پی‌های یکسره:

فرض معمول در طراحی پی‌های یکسره آن است که پی صلب بوده و توزیع فشار خاک در زیر آن‌ها خطی است. این فشار در صورتی که برآیند نیروها و لنگرهای وارده از طرف ستون‌ها بر مرکز سطح پی منطبق باشد یکنواخت خواهد بود.

این روش، شیوه‌ی مرسوم در طرح پی‌های نواری است. می‌توان این پی‌ها را به صورت تیر روی بستر الاستیک (خاک) نیز در نظر گرفت. بر اساس این روش، معمولاً لنگرهای طراحی کمتری نسبت به روش فرض پی صلب به دست می‌آید.

الف) روش پی صلب:

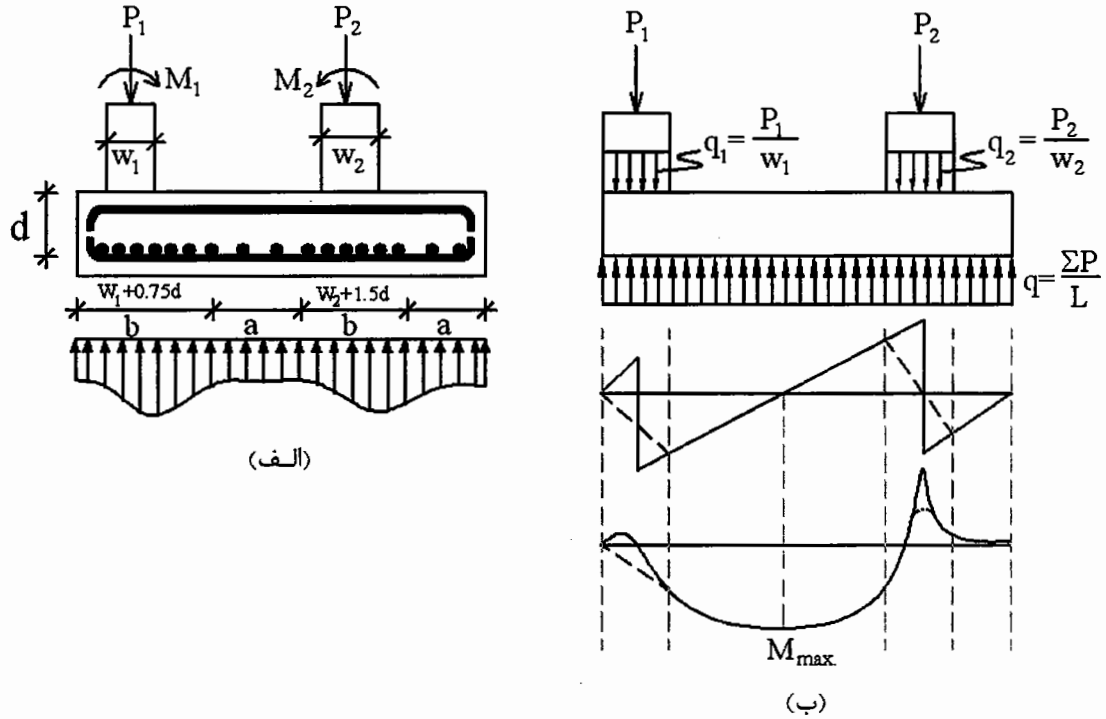
در روش پی صلب باید ابتدا محل برآیند نیروها و لنگرهای ستون‌ها را بدست آورد و بر این اساس طول و سپس عرض پی را تعیین نمود. حتی‌المقدور طول پی را طوری بدست می‌آوریم که برآیند بارها (و لنگرها در صورت وجود) از مرکز پی عبور نماید. با تعیین ابعاد پی آن را به صورت یک تیر که روی دو یا چند تکیه‌گاه قرار دارد در نظر گرفته

و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی را برای آن رسم می‌نمائیم. ضخامت پی بر اساس برش معمولی در تیرها و یا برش پانچ به دست می‌آید. محل مقاطع بحرانی، مشابه موارد ذکر شده در مورد پی‌های منفرد می‌باشد. مشابه پی‌های منفرد، از به کار بردن فولادهای برشی (خاموت) در پی نواری صرف‌نظر می‌شود و مقاومت برشی با مقطع بتنی پی تأمین می‌گردد. در مقابل برخلاف پی‌های منفرد، در پی‌های نواری قطع و خم فولادهای خمشی در طول پی مجاز است. کاربرد فولاد فشاری در پی‌های نواری اقتصادی نیست، لذا در صورتی که به فولاد فشاری نیاز باشد ارجح است ارتفاع پی افزایش داده شود.

از آنجا که رفتار پی‌های یکسره، با رفتار یک تیر بتن‌آرمه تقریب زده می‌شود، لذا باید توجه داشت که ضوابط طراحی تیرها در ACI در مورد آن‌ها اعمال می‌شود؛ برای مثال حداقل درصد فولاد در این پی‌ها از رابطه زیر تعیین می شود [ACI 318-02,10.5.1]:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{1.25 f_y} \geq \frac{14}{f_y} \qquad (\frac{kg}{cm^2} \text{ بر حسب } f_y, f'_c)$$

از آن‌جا که توزیع تنش در زیر پی نواری در واقع یکنواخت نیست و مقدار تنش در زیر ستون‌ها بیشتر است، لذا در فولادگذاری پی در جهت عرضی باید به این مسئله توجه شود. برای این کار فولاد خمشی در جهت عرضی برای تیری به عرض b در زیر ستون‌ها محاسبه شده و در همان فاصله توزیع می‌شود. در قسمت‌های a حداقل فولاد خمشی مجاز آئین‌نامه یعنی $\frac{14}{f_y}$ قرار داده می‌شود (توزیع فولادهای طولی همواره به صورت یکنواخت صورت می‌گیرد).



شکل (۷-۳): الف) توزیع تنش واقعی در زیر پی و آرماتورگذاری در زیر ستون‌ها
ب) فرض توزیع تنش یکنواخت در زیر پی و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی

نکته۱: برای امکان کنترل محاسبات و اطمینان از بسته شدن نمودارهای برش و ممان در طول حل مسأله بهتر است هیچ‌گونه گرد کردن ابعاد انجام نشود و گرد کردن ابعاد پی در انتهای مسأله صورت گیرد.

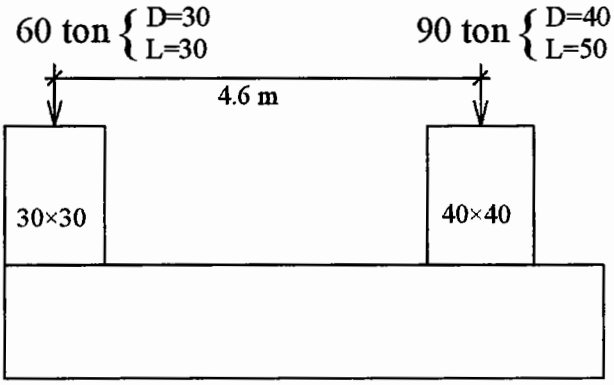
نکته۲: انتقال نیرو از ستون به پی در واقع به صورت بار نقطه‌ای نبوده و در عرض ستون به صورت گسترده انجام می‌شود، ولی از آن‌جا که با اعمال این دقت، در محل مقاطع بحرانی خمش و برش، تفاوتی در مقادیر خمش و برش ایجاد نمی‌شود، لذا می‌توانیم بار ستون‌ها را به صورت نقطه‌ای در نظر بگیریم تا حجم محاسبات کاهش یابد.

مثال (۷-۱): یک پی نواری با روش صلب با مشخصات زیر طرح نمائید.

$q_a = 10\ \text{ton}/\text{m}^2$

$f'_c = 210\ \text{kg}/\text{cm}^2$

$f_y = 3500\ \text{kg}/\text{cm}^2$



شکل (۷-۴): مشخصات پی و بارگذاری آن برای مثال (۷-۱)

حل:

طول پی را طوری به دست می‌آوریم که برآیند بارها (و لنگرها در صورت وجود) از مرکز پی عبور نماید. لذا نسبت به نقطه‌ی اثر یکی از نیروهای محوری ستون‌ها، لنگر می‌گیریم.

$$\bar{x} = \frac{90 \times 4.6}{90 + 60} = 2.76\ \text{m}$$

$$L = (2.76 + \frac{0.3}{2}) \times 2 = 5.82 \quad , \quad B = \frac{V}{L \cdot q_a} = \frac{60 + 90}{5.82 \times 10} = 2.58$$

چون نمودارهای برش و لنگر برای تعیین فولادها بر اساس q_u کشیده می‌شوند لذا q_u یعنی تنش در حد نهایی در زیر پی باید یکنواخت باشد لذا باید بارها را به حد نهایی برده و بر اساس آن‌ها تنش با توزیع یکنواخت را در زیر پی محاسبه نمائیم. به عبارت دیگر در مورد این پی‌ها می‌توان بارها را از ابتدای مسأله به حد نهایی برد. در هر دو صورت ابعاد حاصله برای پی تفاوت قابل ملاحظه‌ای نخواهد داشت.

$$P_{1U} = 1.4(30) + 1.7(30) = 93\ \text{Ton}$$

$$P_{2U} = 1.4(40) + 1.7(50) = 141\ \text{Ton}$$

$$\text{coefficient of ultimate load} = \frac{141 + 93}{90 + 60} = 1.56$$

$$q_u = 1.56 \times 10 = 15.6\ \text{T}/\text{m}^2$$

$$R = 141 + 93 = 234$$

$$\bar{X} = \frac{141 \times 4.6}{234} = 2.77$$

بنابراین فاصله برآیند نیروها تا ابتدای پی عبارت است از:

$$2.77 + \frac{0.3}{2} = 2.92\ \text{m}$$

لذا طول کلی پی برای آنکه R در وسط آن قرار گیرد عبارت است از:

$$L = 2 \times 2.92 = 5.84$$

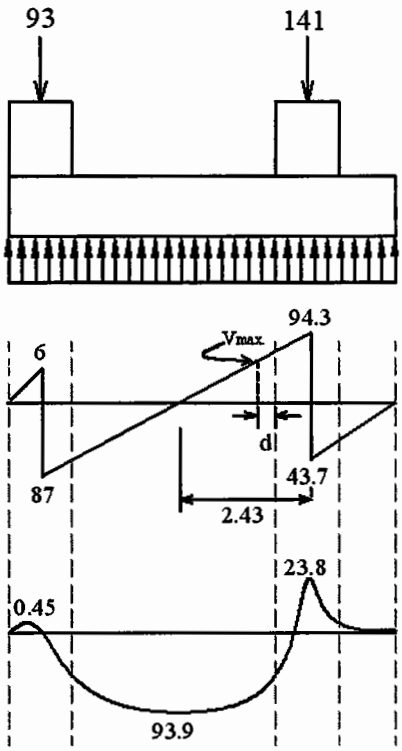
$$R = B \cdot L \cdot q_u \longrightarrow B = \frac{R}{L \cdot q_u} = \frac{234}{5.84 \times 15.6} = 2.57\ m$$

با تعیین ابعاد پی، نمودارهای برش و لنگر را برای این پی همانند شکل (۷-۵) رسم می‌کنیم.

پس از ترسیم نمودارهای برش و لنگر، ابتدا ضخامت پی را بر اساس برش معمولی تیر و برش پانچ به دست آورده و سپس فولادهای خمشی را در مقاطع بحرانی در خمش، از روی نمودار لنگر طرح می‌نماییم.

با توجه به اینکه برش معمولی ماکزیمم برای طراحی در فاصله‌ی d از بر تکیه‌گاه اتفاق می‌افتد، داریم:

$$\frac{V}{94.3} = \frac{2.43 - 0.2 - d}{2.43} \longrightarrow V = 89.3 - 40.04d$$



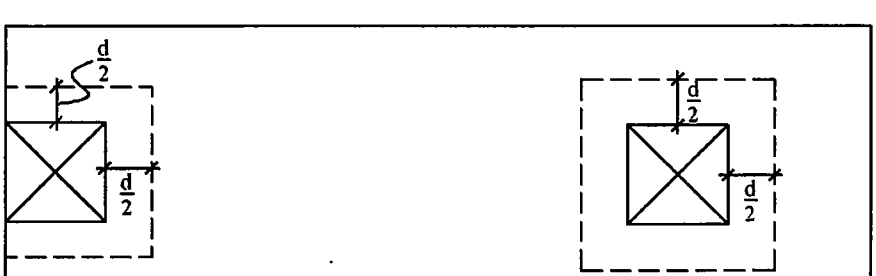
شکل (۷-۵): نمودار برش و خمش برای پی مطرح شده در مثال (۷-۱)

$$ACI: \quad v_C = 0.66\ MPa$$

$$V = B.d.v_c = 2.57 \times d \times \frac{0.66 \times 10^6}{9.807 \times 10^3} = 172.95d$$

$$\longrightarrow 172.95d = 89.3 - 40.04d \longrightarrow d = 0.42\ m$$

بر اساس d به دست آمده برش پانچ را کنترل می‌کنیم:



شکل (۷-۶): پلان پی و محل‌های بحرانی برای برش پانچ

برای ستون اول می‌توان نوشت:

$$b_1 = (0.3+0.42)+\left[\left(0.3+\frac{0.42}{2}\right)\times 2\right] = 1.74\ \text{m}$$

$$V_1 = 93-\left[(0.3+0.42)\times\left(0.3+\frac{0.42}{2}\right)\right]\times 15.6\,\frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 87.27\ \text{Ton}$$

$$\longrightarrow\quad v_1 = \frac{87.27}{1.74\times 0.42} = 119.4\ \text{T/m}^2 = 1.17\ \text{MPa} \quad <1.29\ \text{MPa} \quad\longrightarrow\quad \text{O.K.}$$

برای ستون دوم نیز به صورت مشابه می‌توان نوشت:

$$b_2 = 4\times(0.4+0.42) = 3.28\ \text{m}$$

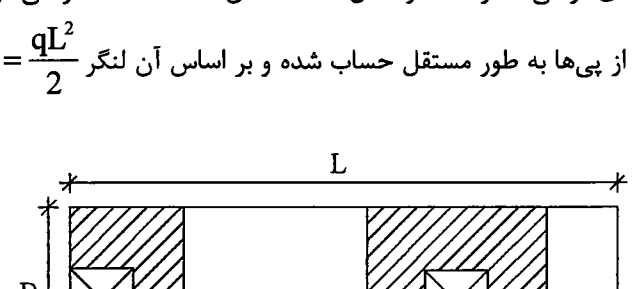
$$V_2 = 141-(0.4+0.42)^2\times 15.6\ \text{T/m}^2 = 130.5\ \text{Ton}$$

$$\longrightarrow\quad v_2 = \frac{130.5}{3.28\times 0.42} = 94.74\ \text{T/m}^2 = 0.93\ \text{MPa} \quad <1.29 \quad\longrightarrow\quad \text{O.K.}$$

لنگرهای خمشی در مقاطع مختلف از نمودار لنگر محاسبه شده و بر اساس آن فولادهای طولی بدست آمده و طول مهاری کنترل می‌شود. همان‌طور که قبلاً ذکر شد قطع فولادها تابع ضوابط ACI در مورد تیرهاست، حداقل $\frac{1}{3}$ فولادهای مثبت و $\frac{1}{4}$ فولادهای منفی باید سرتا سر پی ادامه یابند.

فولادهای عرضی برای پی‌های فرضی منفرد که در شکل (۷-۷) نشان داده شده‌اند، طراحی می‌شوند.

q_1 و q_2 در زیر هر یک از پی‌ها به طور مستقل حساب شده و بر اساس آن لنگر $M=\frac{qL^2}{2}$ در هریک از پی‌ها بدست می‌آید.



شکل (۷-۷): موقعیت پی‌ها برای تعیین فولادهای عرضی

$$q_1 = \frac{93\ \text{ton}}{B(W_1 + 0.75d)}$$

$$q_2 = \frac{141\ \text{ton}}{B(W_2 + 1.5d)}$$

برای محاسبه‌ی فولادهای عرضی باید توجه داشت که d در تیر باید به اندازه‌ی قطر فولادهای طولی کمتر در نظر گرفته شود، پس از طرح فولادهای عرضی باید کفایت طول مهاری در آن‌ها کنترل شود. در حد فاصل پی‌های فرضی فوق، حداقل فولاد آیین‌نامه در تیرها یعنی $\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$ قرار داده می‌شود. در انتهای مسأله تنش فشاری در محل اتصال هر یک از ستون‌ها به پی کنترل شده و فولادهای انتظار طرح می‌شوند.

پی‌های ذوزنقه‌ای:

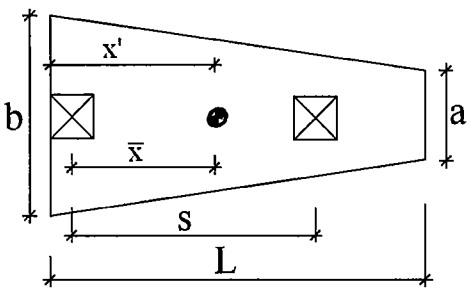
علل کاربرد پی‌های ذوزنقه‌ای را می‌توان به شرح زیر برشمرد:

۱. محدود و مشخص بودن طول پی به نحوی که نتوان برآیند نیروها را در وسط پی قرار داد.

۲. اختلاف بار زیاد بین ستون‌ها (که می‌تواند موجب اختلاف نشست پی‌ها گردد).

از آنجا که بریدن و کارگذاشتن آرماتورهای طولی و عرضی در این نوع پی‌ها مشکل است، لذا ترجیح دارد در مواقعی که می‌توان از پی‌های نواری مستطیلی استفاده کرد از طرح پی‌های ذوزنقه‌ای صرف‌نظر شود.

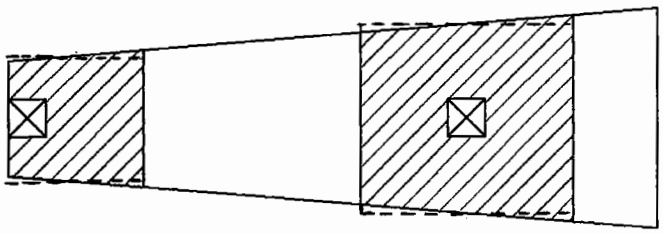
با داشتن مقدار $\bar{x}$ و L و تعیین A_f براساس تنش مجاز خاک می‌توان از فرمول‌های هندسی زیر برای تعیین a و b استفاده نمود. $\bar{x}$ با لنگرگیری حول محور یکی از ستون‌ها قابل تعیین است.



شکل (۷-۸): ابعاد پی ذوزنقه‌ای در پلان

$$\begin{cases} A_F = \dfrac{a+b}{2} \cdot L \\ X' = \dfrac{L}{3} \cdot \dfrac{2a+b}{a+b} \end{cases} \longrightarrow a, b$$

هنگامی که ابعاد پی ذورنقه‌ای تعیین شد روش تحلیل آن مشابه پی‌های مستطیلی خواهد بود و رفتار آن مشابه رفتار یک تیر که روی دو یا چند تکیه گاه (ستون‌ها) قرار دارد در نظر گرفته می‌شود. تنها تفاوت آن است که تنش در زیر پی به علت تغییر در عرض پی یکنواخت نبوده و همواره به صورت خطی تغییر می‌کند. در نتیجه منحنی برش درجه ۲ و منحنی لنگر درجه ۳ خواهد بود. با رسم نمودارها می‌توان تغییرات برش و لنگر را در طول پی تعیین نموده و ضخامت پی (d) و فولادهای خمشی طولی را محاسبه کرد. برای محاسبه‌ی فولادهای عرضی، از همان پی‌های منفرد فرضی گفته شده در حالت قبل استفاده می‌کنیم.



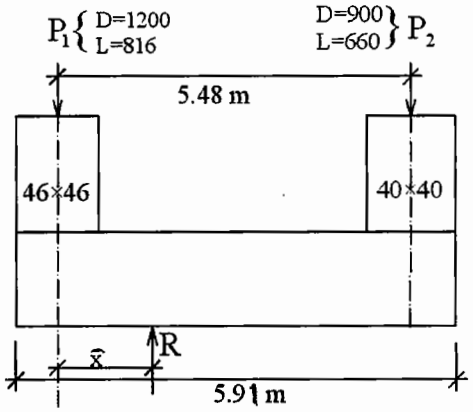
شکل (۷-۹): پی‌های فرضی برای طراحی فولادهای عرضی پی ذوزنقه‌ای

مثال(۷-۲): یک پی نواری برای وضعیت بار و ستون‌های زیر حساب کنید طول پی به بر خارجی ستون‌ها باید محدود شود.

$q_a = 190\ \text{kPa}$

$f'_c = 21\ \text{MPa}$

$f_y = 415\ \text{MPa}$



شکل (۷-۱۰): وضعیت بار و ستون‌های پی مثال (۷-۲)

حل:

ابتدا بار ستون‌ها را به حد نهایی می‌بریم.

$$P_{1U} = 1.4(1200) + 1.7(816) = 3067.2\ \text{KN}$$

$$P_{2U} = 1.4(900) + 1.7(660) = 2382\ \text{KN}$$

$$\text{avg. coefficient of ultimate load} = \frac{3067.2 + 2382}{(1200 + 816) + (900 + 660)} = 1.524$$

$$\longrightarrow \quad q_u = 190 \times 1.524 = 289.5\ \text{KPa}$$

$$\bar{X} = \frac{2382 \times 5.48}{(3067.2 + 2382)} = 2.395\ \text{m}$$

$$X' = 2.395 + \frac{0.46}{2} = 2.625\ \text{m}$$

چون $2.625\ \text{m} \times 2 = 5.25\ \text{m} < 5.94$، پس طول پی به نحوی است که به ستون (۲) نمی‌رسد لذا در این حالت می‌توان پی را به شکل ذوزنقه‌ای طرح نمود.

$$A = \frac{P_U}{q_U} = \frac{3067.2 + 2382}{289.5} = 18.82\ \text{m}^2$$

$$\begin{cases} A_F = \dfrac{a+b}{2}\cdot L \\ X' = \dfrac{L}{3}\cdot\dfrac{2a+b}{a+b} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 18.82 = \dfrac{a+b}{2}\times 5.94 \\ 2.625 = \dfrac{5.94}{3}\times\dfrac{2a+b}{a+b} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} a = 2.065\ \text{m} \\ b = 4.273\ \text{m} \end{cases}$$

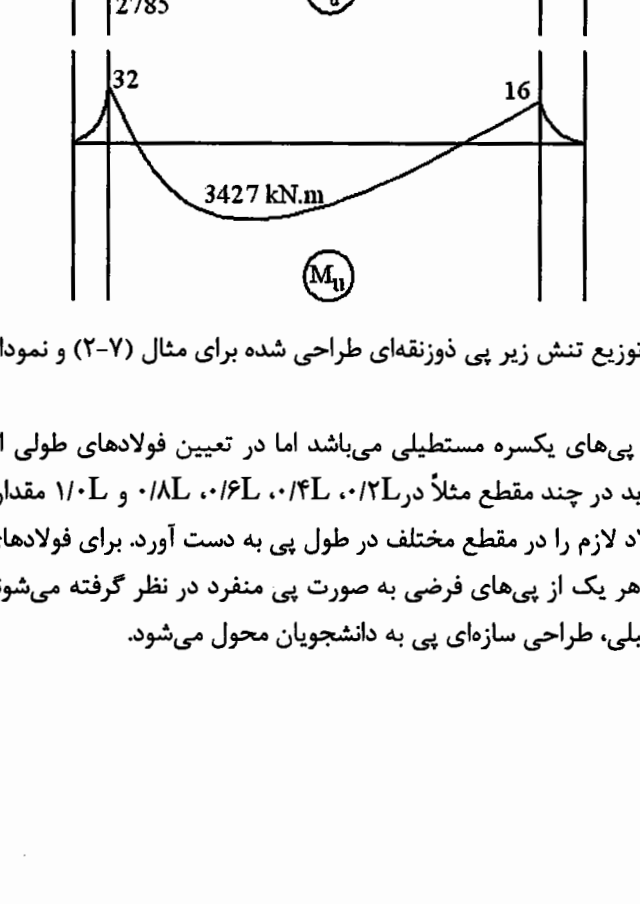
$$\longrightarrow \quad q_1 = 4.273\times 289.5 = 1237\ \text{kN/m}$$

$$\longrightarrow \quad q_2 = 2.065\times 289.5 = 598\ \text{kN/m}$$

در تعیین ابعاد پی می‌توان از بارهای بدون ضریب نیز استفاده کرد.

پس از ترسیم نمودارهای برش و لنگر (شکل (۷-۱۱))، می‌توان d یعنی ضخامت پی را به دست آورد. d معمولاً بر اساس برش در مقطع بحرانی (از روی نمودار برش) بدست می‌آید. این d در انتهای کوچک‌تر پی بحرانی‌تر است. همچنین d بر اساس برش پانچ در انتهای بزرگتر پی باید کنترل شود.

× اگر بحرانی بودن برش برای محاسبه d با توجه به تغییر عرض در پی‌های ذوزنقه‌ای کاملاً مشخص نیست باید برش در فاصله d از بر هر دو ستون کنترل شود.

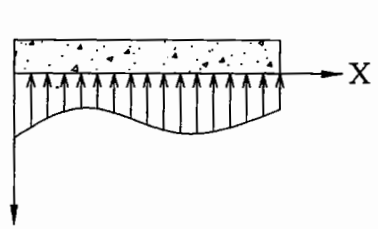


شکل (۷-۱۱): توزیع تنش زیر پی ذوزنقه‌ای طراحی شده برای مثال (۷-۲) و نمودار برش و لنگر

بقیه‌ی حل مسئله مشابه پی‌های یکسره مستطیلی می‌باشد اما در تعیین فولادهای طولی از آنجا که مقطع پی به تدریج کوچکتر می‌شود باید در چند مقطع مثلاً در۰/۲L، ۰/۴L، ۰/۶L، ۰/۸L و ۱/۰L مقدار ممان را از روی نمودار لنگر به دست آورده و فولاد لازم را در مقطع مختلف در طول پی به دست آورد. برای فولادهای عرضی مشابه پی‌های مستطیلی عمل می‌شود (هر یک از پی‌های فرضی به صورت پی منفرد در نظر گرفته می‌شوند). با توجه به مشابهت ادامه‌ی کار به مثال‌های قبلی، طراحی سازه‌ای پی به دانشجویان محول می‌شود.

ب) روش تیر روی بستر الاستیک در تحلیل و طراحی پی‌های نواری:

در صورتی که فرض صلب بودن پی نواری را صادق ندانسته، و به صورت یک عضو انعطاف پذیر، سختی خمشی EI آن را در محاسبات وارد نمائیم، حل مسأله با مشابه گرفتن پی نواری بر روی خاک، به صورت تیر روی بستر الاستیک امکان پذیر خواهد بود.



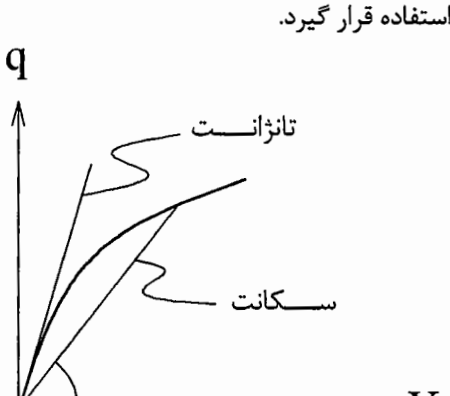
شکل (۷-۱۲): توزیع تنش زیر پی انعطاف پذیر

معادله‌ی اساسی دیفرانسیلی تغییر شکل پی در اینجا عبارت است از:

$$EI\frac{d^4Y}{dX^4} = q$$

تنش q که از طرف خاک بر تیر وارد می‌شود برابر است با $q = -K_S.Y$.

علامت منفی به علت آن است که تنش q در خلاف جهت مثبت تغییر شکل Y می‌باشد. K_S را مدول عکس‌العمل خاک بستر (Modulus of subgrade reaction) می‌نامند. این ضریب در واقع نسبت بین بار q و تغییر شکل Y را نشان می‌دهد که با توجه به رفتار غیرخطی خاک مقدار آن متغیر است. بهتر است مدول K_S که نظیر q_u موجود می‌باشد مورد استفاده قرار گیرد.



شکل (۷-۱۳): مدول تغییرشکل خاک بستر

برای تعیین مدول عکس‌العمل خاک در زیر یک پی به عرض B، وسیک (Vesic) رابطه زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$K_S = \frac{E_S}{B(1-\mu^2)}$$

که در این رابطه:

E_S: مدول الاستیک خاک

μ: ضریب پواسون خاک

B: عرض پی

می‌باشد.

Bowles نیز رابطه‌ی تجربی زیر را پیشنهاد می‌کند.

$$K_S = 40F \times q_a$$

که در این رابطه:

q_a: ظرفیت باربری خاک (kN/m^2)

F: ضریب اطمینان در محاسبه‌ی q_a

می‌باشد.

K_S در صحرا با آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (Plate Load Test) به دست می‌آید که درفصل دوم توضیح داده شد.

تغییرات K_S بر حسب نوع خاک به شرح جدول (۷-۱) است.

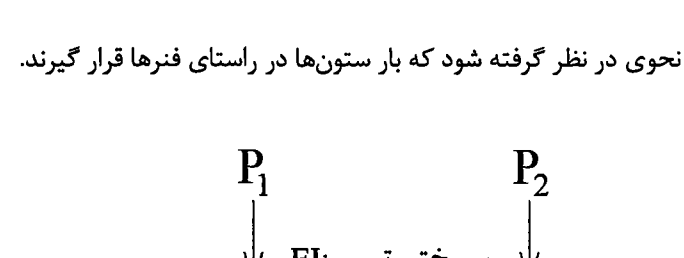
جدول (۷-۱): مقادیر K_S بر حسب نوع خاک

ماسه سست	4800 ~ 16000
ماسه‌ی نیمه متراکم	9600 ~ 80000
ماسه‌ی متراکم	64000 ~ 128000
ماسه‌ی نیمه متراکم رسی	32000 ~ 80000
ماسه‌ی نیمه متراکم سیلتی	24000 ~ 48000
خاک رسی $q_u < 200$ kPa $200 < q_u < 400$ $q_u > 800$ kPa	 12000 ~ 24000 24000 ~ 48000 > 48000

از آنجا که K_S باید برای یک بار نقطه‌ای (سختی فنر خطی) تعریف شود و ما با یک پی نواری با عرض قابل توجه سروکار داریم، لذا با ضرب K_S در عرض پی (B)، آن را به K'_S تبدیل می‌نمائیم.

$$K_S' = K_S \cdot B$$

فاصله‌ی فنرها باید به نحوی در نظر گرفته شود که بار ستون‌ها در راستای فنرها قرار گیرند.



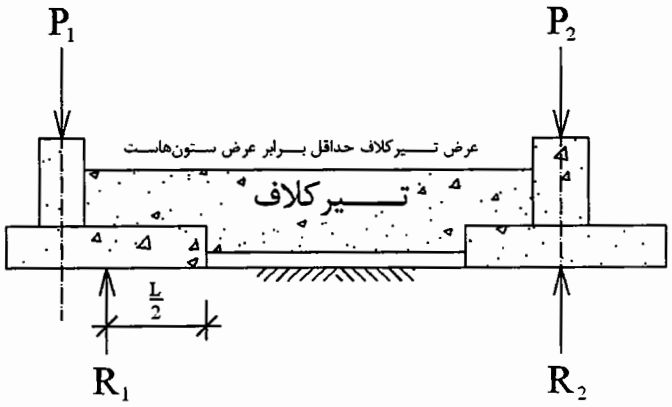
شکل (۷-۱۴): مدل سازی خاک با یک بستر ارتجاعی

حال لازم است آنالیز این تیر با کامپیوتر انجام گیرد و نمودارهای برش و لنگر از طریق رسم مقادیر آن‌ها در گره‌ها حاصل شده و سپس تیر طراحی و فولادگذاری گردد.

۲- طراحی پی‌ها با تیرکلاف (پی باسکولی):

از این نوع پی زمانی استفاده می‌شود که یک پی با بار خارج از محور یا لنگر را بخواهیم به یک پی داخلی با بار محوری متصل نمائیم.

تیر کلاف یک تیر بتن مسلح است که برای انتقال لنگر ایجاد شده در اثر خروج از محوریت به پی‌های میانی، تعبیه می‌شود تا تنش در زیر پی‌ها را بتوان کماکان یکنواخت در نظر گرفت. پی با تیر بتن مسلح می‌تواند جایگزین پی یکسره مستطیلی یا ذوزنقه‌ای شود خصوصاً زمانی که فاصله بین ستون‌ها زیاد باشد.



شکل (۷-۱۵): پی با تیرکلاف

در طرح پی با تیرکلاف باید به نکات زیر توجه داشت:

۱. تیرکلاف باید صلب باشد تا مانع چرخش پی‌های خارجی در اثر خروج از محوریت شود. برای تأمین این صلبیت باید $\frac{I_{\text{تیر کلاف}}}{I_{\text{مقطع پی}}} > 2$ باشد.

۲. به تیر کلاف نباید فشاری از طرف خاک وارد شود چون این مسأله موجب افزایش لنگر خمشی در تیر خواهد شد. لذا بهتر است زیر تیر با زمین کمی فاصله داشته باشد.

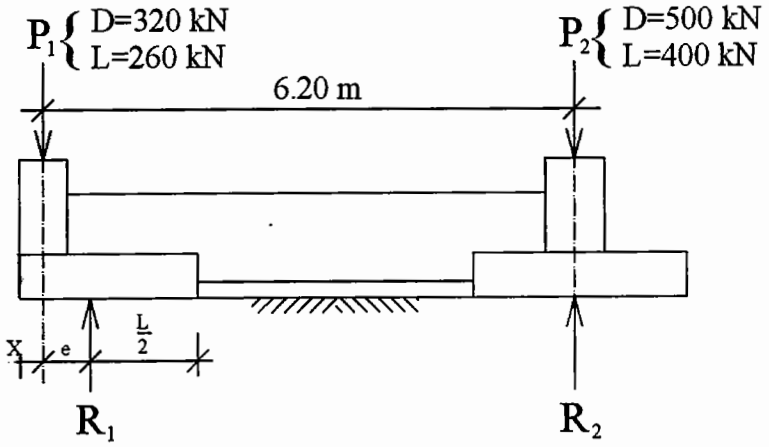
۳. از آنجا که وزن تیر اثر کاهش دهنده‌ای بر لنگرهای وارده دارد لذا معمول است که وزن تیر در محاسبات در نظر گرفته نمی‌شود.

٤. پی‌های دو طرف تیر کلاف باید حتی‌المقدور به نحوی طراحی شوند که فشار خاک در زیر هر دو پی تقریباً یکسان بوده و از اختلاف نشست بین پی‌ها جلوگیری شود زیرا اختلاف نشست موجب ایجاد لنگرهای زیادی در تیر کلاف خواهد شد.

٥. با وجود به کار بردن خاموت به میزان حداقل لازم در داخل تیر کلاف، بهتر است ارتفاع تیر زیاد باشد تا به فولاد برشی نیازی نباشد، زیاد کردن ارتفاع تیر موجب افزایش صلبیت آن نیز خواهد شد.

٦. تیر کلاف باید به صورت کامل به ستون و پی در دو طرف خود متصل شود به صورتی که سیستم پی به صورت یکپارچه عمل نماید. برای این کار باید فولادهای انتظار به طول کافی و همچنین فولادهای دوخت به اندازه لازم تعبیه شوند.

مثال (۷-۳): یک سیستم پی با تیر بتن مسلح برای ستون‌های زیر طرح کنید. ابعاد ستون‌ها ۴۰×۴۰ سانتیمتر و $q_a = 120\ \text{kPa}$ می‌باشد.



شکل (۷-۱۶): مشخصات ستون‌ها و پی‌های مثال (۷-۳)

حل:

ابتدا بارها را در حد نهایی حساب می‌کنیم.

$$P_{1U} = 1.4(320) + 1.7(260) = 890 \text{ kN}$$
$$P_{2U} = 1.4(500) + 1.7(400) = 1380 \text{ kN}$$

حدس اول: $e = 1.2 \text{ m}$

با فرض مقدار فوق برای خروج از مرکزیت بار ستون کناری و با لنگر گیری حول نقطه‌ی اثر بار P_2 می‌توان نوشت:

$$\longrightarrow \quad S_1 = 6.2 - 1.2 = 5$$
$$\longrightarrow \quad R_1 = \frac{890 \times 6.2}{5} = 1103.6 \text{ kN}$$
$$\longrightarrow \quad R_2 = (P_{1U} + P_{2U}) - R_1 = (890 + 1380) - 1103.6 = 1166.4 \text{ kN}$$
$$\text{avg. coefficient of ultimate load} = \frac{1380 + 890}{(320 + 260) + (500 + 400)} = 1.534$$
$$\longrightarrow \quad q_u = 120 \times 1.534 = 184 \text{ kPa}$$

حال بر اساس q_u ابعاد پی‌ها را تعیین می‌کنیم (بارهای R_1 و R_2 ملاک تعیین ابعاد پی‌ها هستند).

$$L_1 = 2(e + x) = 2(1.2 + 0.2) = 2.8 \text{ m}$$
$$\longrightarrow \quad B_1 = \frac{R_1}{L_1 \cdot q_u} = \frac{1103.6}{2.8 \times 184} = 2.14 \text{ m}$$
$$\longrightarrow \quad \text{use F1} : 2.8 \times 2.14$$

برای پی ۲ که بار به صورت محوری وارد می‌شود می‌توان یک شالوده مربع یا مستطیل طرح کرد.

$$R_2 = B_2 \cdot L_2 \cdot q_u \xrightarrow{B_2 = L_2} R_2 = B_2^{\,2} \cdot q_u$$
$$\longrightarrow \quad B_2 = \sqrt{\frac{1166.4}{184}} = 2.52 \text{ m}$$
$$\longrightarrow \quad \text{use F2} : 2.52 \times 2.52$$

دیده می‌شود که تنش در زیر هر دو پی تقریباً یکسان بوده و عرض دو پی نیز تفاوت زیادی با هم ندارد، با این حال اگر e را کمتر بگیریم L_1 کمتر شده و لذا B_1 بزرگتر شده و به B_2 نزدیکتر می‌شود و احتمال نشست نامتقارن کمتر می‌گردد.

حدس دوم: $e = 1.0 \text{ m}$

$$\longrightarrow \quad S_1 = 6.2 - 1.0 = 5.2\ \text{m}$$

$$\longrightarrow \quad R_1 = \frac{890 \times 6.2}{5.2} = 1061.1\ \text{kN}$$

$$\longrightarrow \quad R_2 = (P_{1U} + P_{2U}) - R_1 = (890 + 1380) - 1061.1 = 1208.8\ \text{kN}$$

$$L_1 = 2(e + x) = 2(1.0 + 0.2) = 2.4\ \text{m}$$

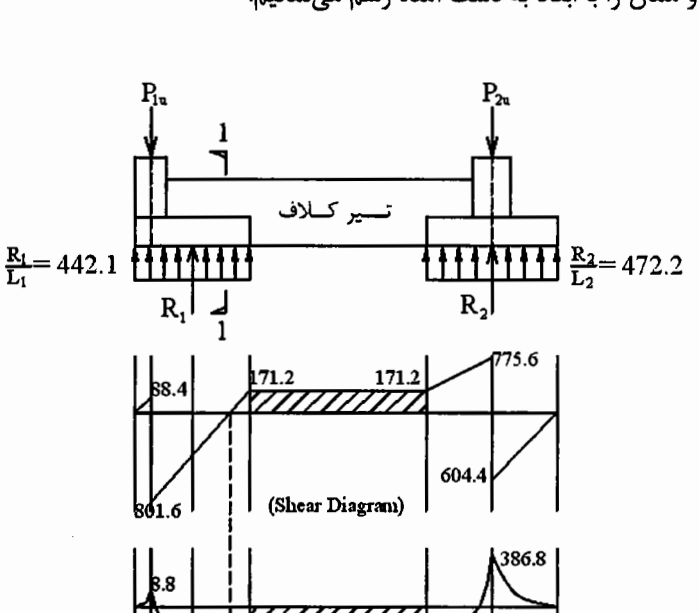
$$B_1 = \frac{R_1}{L_1 \cdot q_u} = \frac{1061.1}{2.4 \times 184} = 2.4\ \text{m}$$

$$\longrightarrow \quad \text{use F1} : 2.4 \times 2.4$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{1208.8}{184}} = 2.56\ \text{m}$$

$$\longrightarrow \quad \text{use F2} : 2.56 \times 2.56$$

حال نمودارهای برش و ممان را با ابعاد به دست آمده رسم می‌نمائیم.

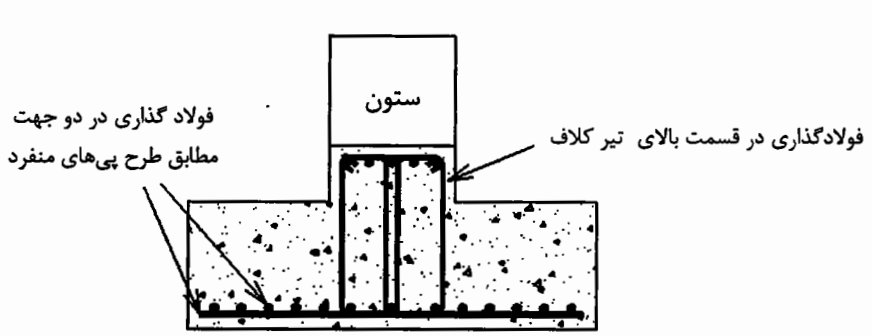


شکل (۷-۱۷): وضعیت تنش زیر پی و نمودارهای برش و خمش برای پی با تیرکلاف مثال (۷-۳)

فولادهای خمشی هر یک از پی‌ها کاملاً مشابه یک شالوده‌ی منفرد طرح شده و در دو جهت بر اساس فشار خاک q_u فولادگذاری می‌شوند. این فولادها سپس برای تحمل برش و لنگر کنترل می‌شوند. تیرکلاف کاملاً به صورت یک تیر بتن‌آرمه برای لنگر $۶۸۷/۷۵^{kN.m}$ و برش $۱۷۱/۲^{kN}$ طرح شده و فولادگذاری می‌شود، باید توجه داشت که تیرکلاف در تمام طول خود تحت اثر لنگر منفی بوده و فولادهای کششی در بالای مقطع قرار می‌گیرند.

با توجه به دیاگرام لنگر دیده می‌شود که قسمت اعظم پی (۱) که بار خارج از محور دارد نیز تحت اثر لنگر منفی است و باید در بالای پی فولادگذاری شود، ولی باید توجه داشت که در این قسمت پی به صورت یک تیر T معکوس عمل می‌کند که بال‌های فشاری بزرگ آن مانع از ایجاد تنش‌های کششی زیادی در بالای پی می‌شود لذا بهتر است همان فولادهای بالای تیر کلاف در داخل پی نیز تا رسیدن به ستون ادامه داده شوند و در آنجا مهار شوند.

نکته: اگر تیرکلاف مشخصات یک تیر عمیق (Deep Beam) را دارد بایستی توصیه‌های ACI در مورد این‌گونه تیرها در مورد آن رعایت شود.



شکل (۷-۱۸): برشی از پی طراحی شده‌ی مثال (۷-۳)

مراجع برای مطالعه بیشتر

[1] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
[2] Foundation Design, Teng W.C., Prentice-Hall.
[3] Geotechnical Engineering : Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
[4] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.

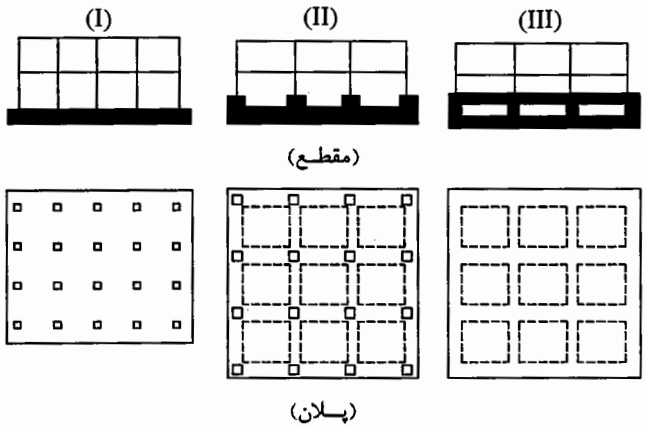
فصل هشتم

طرح پی‌های گسترده

مقدمه:

از شالوده‌های گسترده معمولاً زمانی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری خاک کم و یا بارهای ستون‌ها زیاد باشد به نحوی که بیش از ۵۰٪ محوطه پوشیده از پی‌های منفرد یا نواری گردد. از آنجا که یک پی گسترده، یک دال بتن‌آرمه بزرگ است لذا مانند دال‌ها به فولادهای خمشی مثبت و فولادهای خمشی منفی تواماً نیاز دارد و تناژ فولاد مصرفی بیشتر از پی‌های منفرد خواهد بود. حجم بتن‌ریزی نیز در شالوده‌های گسترده بیشتر است، در مقابل با ساخت پی گسترده در هزینه قالب بندی و دستمزد کارگر صرفه‌جویی شده و سرعت کار پی‌سازی نیز غالباً بیشتر است لذا انتخاب پی گسترده باید با مقایسه اقتصادی همراه باشد.

مواردی که معمولاً در آن‌ها از پی‌های گسترده استفاده می‌شود عبارتند از: پی سیلوها، پی دودکش‌ها و ساختمان‌های اداری و مسکونی بلندمرتبه (برج‌ها).



شکل (۸-۱): نمونه‌ای از پی‌های گسترده

حالت I معمول‌ترین نوع پی گسترده است. یک دال بتن آرمه به ضخامت ۷۵ سانتیمتر تا ۲ متر همراه با یک شبکه‌ی فولاد فوقانی و یک شبکه فولاد تحتانی. حالت II یک پی گسترده را نشان می‌دهد که پای ستون‌ها با تیرهای طولی و عرضی بهم بسته شده و دال پی در بالا یا پایین این تیرهای کلاف قرار می‌گیرد. بدین ترتیب می‌توان ضخامت دال پی را کاهش داد. در حالت III دیوارها و سقف زیرزمین نیز بتن‌آرمه ساخته شده به نحوی که با دال کف تواماً یک پی بسیار صلب را در زیر ساختمان تشکیل می‌دهند.

یکی از دلایل مهم کاربرد شالوده‌های گسترده کاهش نشست می‌باشد. در مناطقی که خاک دستی وجود دارد و یا عدسی‌های خاک سست و با قابلیت فشردگی زیاد مشاهده می‌شود، استفاده از شالوده‌ی گسترده، خطر نشست را کاهش می‌دهد زیرا:

۱ . به علت بزرگ شدن ابعاد پی، تنش روی خاک کمتر می‌شود.

۲ . وزن خاک جابجا شده به علت گودبرداری، اثر شناوری (Floating Effect) ایجاد می‌کند. از نظر تئوریک هنگامی‌که وزن خاکبرداری با وزن «سازه+ پی» معادل باشد، هیچگونه اضافه تنش بر خاک زیر پی وارد نشده و نشست حاصله صفر خواهد بود. این حالت به اثر شناوری معروف است.

۳ . صلبیت شالوده زیاد است و این مسأله مانع نشست‌های ناهمگون می‌شود.

استفاده از اثر شناوری در طراحی پی گسترده می‌تواند حداکثر نشست در این پی‌ها را به ۵۰ تا ۸۰ میلیمتر محدود سازد. در پی‌های گسترده حداکثر نشست می‌تواند به $2^{in.}$ (۵۰ میلیمتر) برسد.

محاسبه ظرفیت باربری پی‌های گسترده مشابه روش‌های گفته شده در فصل سوم می‌باشد.

طرح پی‌های گسترده:

پی‌های گسترده به دو روش کلی طراحی می‌شوند:

۱ . صلب

۲ . انعطاف پذیر

طرح پی‌های گسترده به صورت کلاسیک با روش پی صلب انجام می‌شود. برای توجیه استفاده از روش پی صلب شرایط زیر باید برقرار باشد:

- ستون‌ها در دو جهت روی محورهای مشخصی قرار داشته باشند.
- فاصله‌ی بین ستون‌های مجاور بیشتر از ۲۰ درصد با هم اختلاف نداشته باشند.
- بار ستون‌های مجاور نیز بیشتر از ۲۰ درصد با هم اختلاف نداشته باشند.
- فاصله بین ستون‌ها از $\frac{1.75}{\lambda}$ کمتر باشد ($\lambda = \sqrt[4]{\frac{K'_S}{4EI}}$ که K'_S مدول عکس‌العمل خاک بستر در عرض پی و EI سختی خمشی متوسط ستون‌ها می‌باشد.).

در صورتی که شرایط فوق برقرار نباشد بهتر است از روش پی انعطاف‌پذیر استفاده شود. آنالیز و طراحی پی گسترده به صورت یک صفحه انعطاف‌پذیر بر روی خاک (Plate on Elastic Foundation) خواهد بود که مناسب‌ترین روش برای این کار استفاده از برنامه‌های کامپیوتری بر اساس روش المان محدود نظیر SAP2000، ETabs و MATS می‌باشد.

طراحی به روش صلب:

مراحل کار در روش صلب به این ترتیب است:

۱ . مقدار و محل برآیند کلیه بارها و لنگرهای وارده بر روی پی مشخص می‌شود.

۲ . از فرمول زیر مقدار تنش در نقاط مختلف پی تعیین می‌شود.

$$q = R\left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x \cdot x}{I_y} \pm \frac{e_y \cdot y}{I_x}\right)$$

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

که در این روابط:

R: مجموع کلیه بارهای قائم وارد بر پی گسترده

A: سطح پلان پی

I_x: لنگر ماند سطح پلان پی حول محور x

I_y: لنگر ماند سطح پلان پی حول محور y

$$e_x = \frac{M_y}{R}$$

$$e_y = \frac{M_x}{R}$$

می‌باشد.

۳ . ضخامت پی بر اساس برش معمولی یا برش پانچ برای بحرانی‌ترین ستون (با بار بیشتر و در اطراف پی) بدست می‌آید. مشابه سایر پی‌ها ضخامت پی گسترده را به نحوی در نظر می‌گیرند که به فولاد برشی در پی نیازی نباشد.

٤ . پی گسترده را در دو جهت به نوارهایی تقسیم‌بندی می‌کنند. هر نوار معمولاً بار چندین ستون را تحمل می‌کند.

٥ . هر یک از نوارها را به صورت یک پی نواری مستقل با روش پی صلب آنالیز کرده و فولادهای مثبت و منفی را در دو جهت به دست می‌آورند. قبل از تحلیل هر یک از پی‌های نواری باید کنترل کرد که تعادل استاتیکی بین بارهای ستون‌ها و تنش زیر پی برقرار باشد.

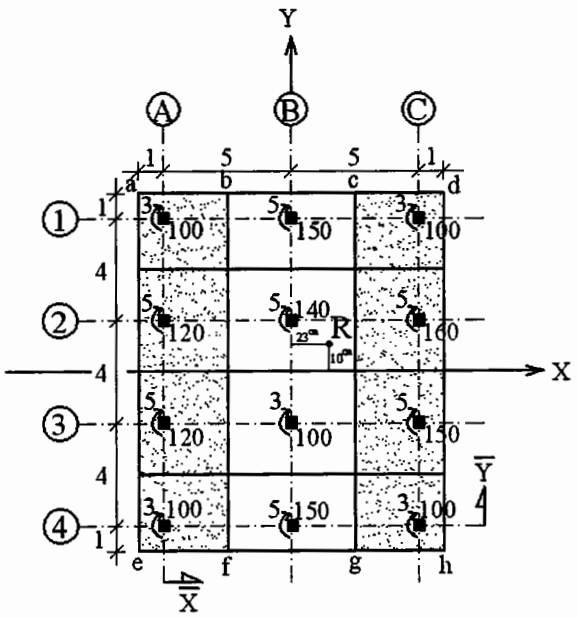
مثال (۸-۱): یک پی گسترده برای بارهای ستون‌های زیر طرح کنید. ابعاد ستون‌ها ۴۰×۴۰ سانتیمتر می‌باشد. بارها بر حسب ton و لنگرها بر حسب ton.m و در حد نهایی هستند

$q_a = 100\ \text{kPa}$

$f'_c = 21\ \text{MPa}$

$f_y = 350\ \text{MPa}$

$E_{\text{concrete}} = 20\ \text{MPa}$



شکل (۸-۲): وضعیت بارگذاری پی مثال (۸-۱)

حل:

با لنگرگیری حول محور ۴ داریم:

$$R = 100\times 5 + 150\times 3 + 120\times 2 + 140 + 160 = 1490 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} 1490\times \bar{y} &= (120\times 4)+(100\times 4)+(150\times 4)+5+3+5 \\ &\quad +(120\times 8)+(140\times 8)+(160\times 8)+5+5+5 \\ &\quad +(100\times 12)+(150\times 12)+(100\times 12)+3+5+3 \\ &\quad +3+5+3 = 9090 \end{aligned}$$

$$\longrightarrow \quad \bar{y} = \frac{9090}{1490} = 6.1 \text{ m}$$

همچنین با لنگرگیری حول محور A خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} 1490\times \bar{x} &= (150\times 5)+(140\times 5)+(100\times 5)+(150\times 5) \\ &\quad +(100\times 10)+(160\times 10)+(150\times 10)+(100\times 10) = 7800 \end{aligned}$$

$$\longrightarrow \quad \bar{x} = \frac{7800}{1490} = 5.23 \text{ m}$$

$\bar{x}$ و $\bar{y}$ محل نقطه‌ی اثر برآیند R را نسبت به محورهای 4 و A نشان می‌دهند.

حال با محاسبه‌ی خروج از مرکزیت‌ها می‌توان معادله‌ی تنش را در زیر پی به دست آورد.

$$\begin{cases} e_x = 5.23 - 5.00 = 0.23 \text{ m} = 23 \text{ cm} \\ e_y = 6.1 - 6.00 = 0.1 \text{ m} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$q = R\left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x \cdot x}{I_y} \pm \frac{e_y \cdot y}{I_x}\right)$$

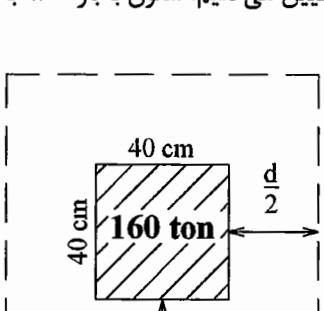
$$\longrightarrow \quad q = 1490\left(\frac{1}{14\times 12} \pm \frac{0.23\cdot x}{\frac{14(12)^3}{12}} \pm \frac{0.1\cdot y}{\frac{12(14)^3}{12}}\right)$$

$$\longrightarrow \quad q = 8.87 \pm 0.17x \pm 0.054y$$

پی گسترده را در جهت x به ۴ نوار طولی و در جهت y به ۳ نوار عرضی مطابق شکل (۸-۲) تقسیم‌بندی کرده و در چهار گوشه هر نوار مقادیر تنش را پیدا می‌کنیم. ابتدا نوارهای A و B و C را در نظر گرفته و با قرار دادن مختصات x و y هر یک از نقاط a، b، c و d در بالا و e، f، g و h در پائین مقادیر تنش‌ها را در چهار گوشه‌ی هر یک از پی‌های نواری A، B و C پیدا می‌کنیم.

$$q_a = 8.87 - 0.17(6) + 0.054(7) = 8.23\ T/m^2$$
$$q_b = 8.87 - 0.17(2.5) + 0.054(7) = 8.83\ T/m^2$$
$$q_c = 8.87 + 0.17(2.5) + 0.054(7) = 9.67\ T/m^2$$
$$q_d = 8.87 + 0.17(6) + 0.054(7) = 10.27\ T/m^2$$
$$q_e = 7.47\ T/m^2$$
$$q_f = 8.07\ T/m^2$$
$$q_g = 8.91\ T/m^2$$
$$q_h = 9.51\ T/m^2$$

حال ضخامت پی را بر اساس برش پانچ تعیین می‌کنیم. ستون با بار ۱۶۰ بحرانی‌ترین حالت را دارد.



شکل (۸-۳): وضعیت برش پانچ برای ستون‌ها

$$f'_C = 21\ MPa \longrightarrow \begin{cases} v_a = 0.66\ MPa \\ v_a = 1.29\ MPa \end{cases}$$

$$4(0.4+d)\cdot d \times 1.29 = \left(160 - (0.4+d)^2 \times 9.83\right) \times \frac{9.807}{10^3}$$

۱/۲۹ MPa تنش مجاز در برش و ۹/۸۳ T/m^2 مقدار تنش خاک زیر پی در محل ستون با بار ۱۶۰ تنی است.

$$\longrightarrow \quad 2.06d + 5.16d^2 = 2.51 - 0.0244 - 0.15d^2 - 0.12d$$

$$\longrightarrow \quad d = \frac{-2.18 \pm \sqrt{(2.18)^2 + 4 \times 5.31 \times 2.48}}{2 \times 5.31} = 0.5\ m$$

حال هر یک از نوارهای A و B و C را به صورت یک پی نواری آنالیز کرده و برای برش و خمش طرح می‌نمائیم. قبل از تحلیل تعادل استاتیکی را در مجموعه کنترل می‌کنیم و احتمال جداشدن نوارها را بررسی می‌نمائیم.

$$\sum F_y = 0$$

$$\text{نوارA}: \quad q = \frac{8.23 + 8.83 + 7.47 + 8.07}{4} = 8.152$$

$$\text{نوارB}: \quad q = \frac{8.83 + 9.67 + 8.07 + 8.91}{4} = 8.87$$

نوارC : $q = \frac{9.67 + 10.27 + 8.91 + 9.51}{4} = 9.59$

برآیند تنش‌ها در زیر پی نواری A $= 8.152 \times 14 \times 3.5 = 399.3$ ton

برآیند تنش‌ها در زیر پی نواری B $= 8.87 \times 14 \times 5.0 = 620.9$ ton

برآیند تنش‌ها در زیر پی نواری C $= 9.59 \times 14 \times 3.5 = 469.9$ ton

اگر برآیند تنش‌ها در زیر هر یک از پی‌های نواری را با مجموع بار قائم ستون‌ها که بر آن پی اثر می‌کنند، با هم مقایسه نمائیم، مشاهده می‌شود که تعادل استاتیکی در جهت قائم برای پی‌ها برقرار نیست.

در پی نواری A $\longrightarrow$ $399.3 - 440 = -40.7$ ton

در پی نواری B $\longrightarrow$ $620.9 - 540 = +80.9$ ton

در پی نواری C $\longrightarrow$ $469.9 - 510 = -40.1$ ton

این عدم تعادل به صورت برش در محورهای bf و cg تأثیر می‌کند که لازم است با مقاومت برشی مقطع پی مقایسه شود.

مقاومت برشی مقطع پی در A و C:

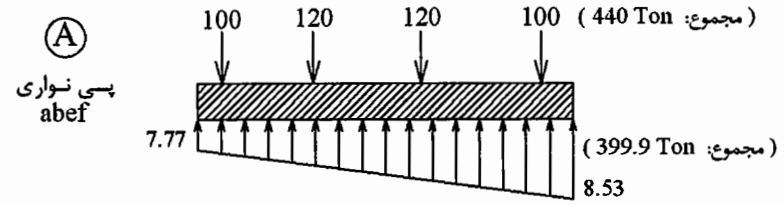
$V_C = (0.66 \times 14 \times 0.5) = 4.62 MN \times 10^3 / 9.807 = 471.1 \text{ ton} > 40.7 \longrightarrow$ O.K.

مقاومت برشی مقطع پی در B:

$V_C = (0.66 \times 14 \times 0.5) \times 2 = 9.24 MN \times 10^3 / 9.807 = 942.2 \text{ ton} > 80.9 \longrightarrow$ O.K.

$d = 50cm \rightarrow D = 60cm$

این ضخامت باید در هر یک از نوارها جهت برش معمولی کنترل شود.



شکل (۸-۴): بارها و تنش‌های وارده بر پی نواری A

همانطور که ذکر شد پی نواری A در حال تعادل نیست لذا بارها را در یک ضریب تعدیل ضرب می‌کنیم.

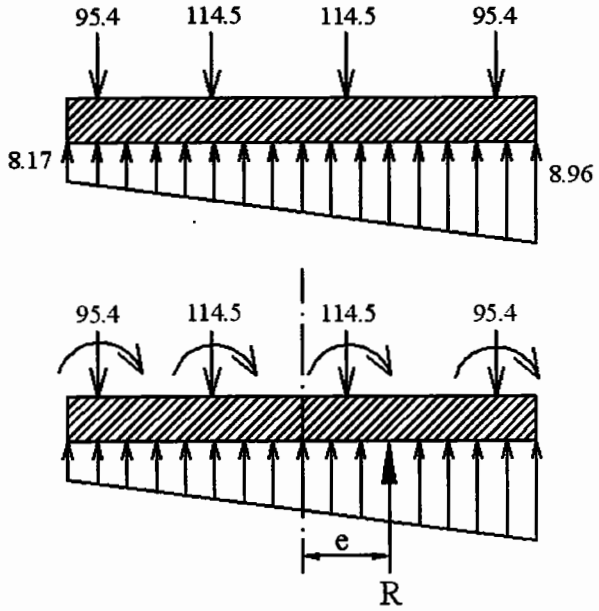
$$\text{mean load} = \frac{440 + 399.3}{2} = 419.65$$

$$q_1 = 7.77 \times \frac{419.65}{399.3} = 8.17 T/m^2$$

$$q_2 = 8.53 \times \frac{419.65}{399.3} = 8.96 T/m^2$$

$$\text{reduction factor of column load} = \frac{419.65}{440} = 0.954$$

بنابراین بارهای وارد بر پی نواری A به صورت شکل (۸-۵) تغییر می‌یابد.



شکل (۸-۵): بارهای اصلاح شده جهت طراحی پی نواری A

حال برای این پی بایستی به صورت مستقل و با توجه به بارها و لنگرها، R محاسبه شود. با وجود لنگرها (یا در صورت عدم تقارن بار ستون‌ها) توزیع تنش در زیر پی خطی می‌باشد، لذا نمودار برش از درجه دوم و نمودار لنگر از درجه سوم خواهد بود. نوارهای B و C نیز به همین صورت متعادل می‌شوند. پس از این مرحله هر یک از پی‌های نواری A، B و C تحلیل شده و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی برای هر یک رسم می‌شود. بنابراین فولادهای خمشی مثبت و منفی در بالا و پائین پی A در جهت y به دست می‌آیند.

این روند برای پی‌های نواری B و C نیز تکرار می‌شود تا فولادهای مثبت و منفی پی گسترده در جهت محور Y تعیین شود. سپس نوارهای 1 تا 4 را طراحی کرده و فولادهای مثبت و منفی در جهت محور X تعیین خواهد شد.

طراحی پی گسترده به روش انعطاف پذیر:

در صورتی که شرایط ذکر شده در مورد طراحی پی به روش صلب صادق نباشد، لازم است پی گسترده به روش انعطاف‌پذیر طراحی گردد. همانطور که در فصل قبل عنوان شد در طراحی پی به روش انعطاف‌پذیر، خاک زیر پی به صورت یک بستر ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. در این‌حالت بهتر است که جهت تعیین نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در پی‌های گسترده از نرم‌افزارهای کامپیوتری مناسب استفاده شود. جهت طراحی پی گسترده با روش انعطاف‌پذیر می‌توان از برنامه‌های کامپیوتری مانند MATS و SAP که پی را به صورت یک صفحه‌ی خمشی روی بستر ارتجاعی (Plate on Elastic Foundation) مدل‌سازی می‌کنند، استفاده کرد و نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در پی را به دست آورد و بر اساس آن‌ها فولادگذاری پی را طراحی کرد.

مراجع برای مطالعه بیشتر

[1] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
[2] Foundation Design, Teng W.C., Prentice-Hall.
[3] Geotechnical Engineering : Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
[4] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.

فصل نهم

فشار جانبی خاک و طرح دیوارهای حائل

مقدمه:

رانش یا فشار جانبی خاک یکی از مسائل مهم طراحی در مسائل مهندسی پی می‌باشد. مسائلی که فشار جانبی خاک در آنها باید مورد بررسی قرار گیرد عباتند از:

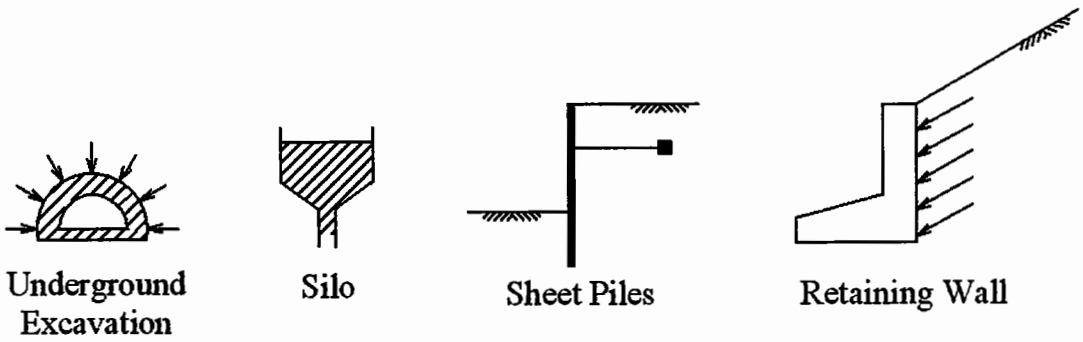
۱ . دیوارهای حائل (نگهبان) (Retaining Walls)

۲ . سپرها (مهار شده و طره‌ای) (Sheet Piles)

۳ . سیلوها و انبارهای ذخیره مواد دانه‌ای (غلات یا مصالح) (Silo)

٤ . پوشش تونل‌ها و سازه‌های زیر زمینی (Underground Excavation)

٥ . شمع‌ها (Piles)

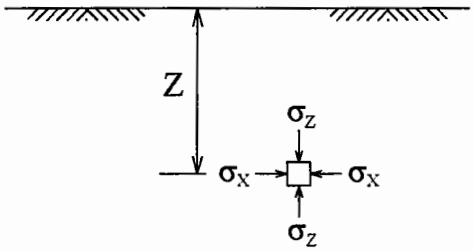


شکل (۹-۱): فشار جانبی خاک در سازه‌های مختلف

در موارد فوق جهت طراحی دیوارهای حائل، سپر، پوشش تونل و نظایر آن باید مقدار فشار جانبی یا رانش خاک مشخص باشد. در این فصل ابتدا تئوری‌های مختلف جهت تخمین فشار جانبی یا رانش خاک ارائه خواهد شد و در بخش دوم بر اساس روش‌های گفته شده، طراحی دیوارهای حائل (نگهبان) مورد بحث قرار خواهد گرفت.

لازم به ذکر است که در حالت سکون در خاک (at rest condition) که تغییرشکلی در خاک رخ نداده است، تنش‌های قائم در هر عمق Z معمولاً مساوی وزن خاک در تراز بالای آن نقطه یعنی $\gamma \cdot Z$ می‌باشد. تنش افقی در هر عمق Z همواره ضریبی از تنش قائم است می‌باشد. این ضریب K_0 نامیده شده و ضریب رانش جانبی خاک در حال سکون نامیده می‌شود.

$$\sigma_Z = \gamma \cdot Z$$
$$\sigma_X = K_0 \cdot \sigma_Z = K_0 \cdot \gamma \cdot Z$$
$$(K_0 = \text{Coeff. of Latral Stress at Rest})$$



شکل (۹-۲): تنش‌های وارده بر خاک در عمق Z (در حالت سکون)

بنابراین تغییرات σ_Z و σ_X در عمق خاک به صورت خطی می‌باشد. اندازه‌گیری K_0 در خاک به سهولت صورت نمی‌گیرد و برای اندازه‌گیری آن به آزمایش‌های خاص نظیر پرسیومتری (Pressure meter) و دیلاتومتری (Dilatometer) نیاز است. به همین دلیل در اکثر موارد از روابط تجربی برای تخمین K_0 استفاده می‌شود. اگر رفتار خاک الاستیک فرض شود، داریم:

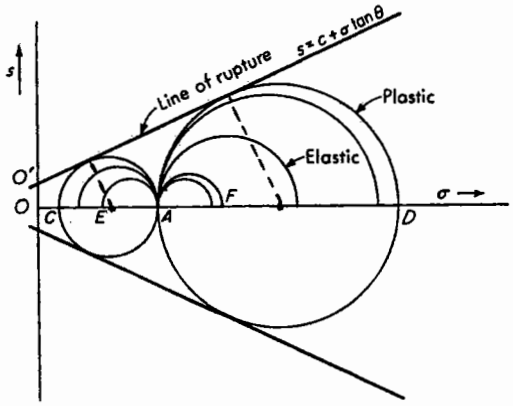
$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

که υ ضریب پواسون خاک می باشد. ولی از آن‌جا که رفتار خاک الاستیک خطی نیست می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$\text{خاک‌های دانه‌ای} = \begin{cases} K_0 = 1 - \sin\phi & \text{برای ماسه‌ها با سطح افقی:} \\ K_0 = \dfrac{1-\sin\phi}{1-\sin\beta} & \text{برای ماسه‌ها با سطح مایل به شیب } \beta: \end{cases}$$

$$\text{خاک‌های چسبنده} = \begin{cases} \text{NC تحکیم عادی با} \rightarrow \begin{cases} K_0 = 0.95 - \sin\phi \\ K_0 = 0.4 + 0.007PI \quad 0 < PI < 40 \\ K_0 = 0.64 + 0.001PI \quad 40 < PI < 80 \end{cases} \\ \text{OC تحکیم فوق} \longrightarrow K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \times \sqrt{OCR} \end{cases}$$

در بررسی مسأله‌ی فشار جانبی خاک معمولاً از مفهوم دایره‌ی موهر استفاده می‌شود. اگر یک نمونه خاک تحت آزمایش سه محوری را در نظر بگیریم که $\sigma_1 = OA$ و $\sigma_3 = OE$ می‌باشد، دایره موهر تنش‌ها در این حالت به قطر AE بوده و نمونه در محدوده‌ی الاستیک در حال تعادل است.



شکل (۹-۳): دایره‌ی موهر برای به دست آوردن K_0

اگر تنش σ_3 تدریجاً کاهش یافته و به مقدار OC برسد دایره تنش بر پوش گسیختگی مماس شده و نمونه در صفحه‌ای با زاویه‌ی α گسیخته خواهد شد. از شکل (۹-۳) داریم: $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$

اگر تنش σ_3 تدریجاً افزایش یافته و به مقدار σ_1 برسد، دایره‌ی موهر تبدیل به یک نقطه (نقطه A) می‌شود. اگر تنش σ_3 از مقدار σ_1 بیشتر شود جای تنش ماکزیمم و مینیمم عوض شده و دایره موهر تدریجاً بزرگتر می‌گردد. هنگامی که دایره به قطر AD برسد به پوش گسیختگی مماس شده و گسیختگی در نمونه رخ خواهد داد. زاویه‌ی صفحه‌ی گسیختگی در این حالت $\alpha = \frac{3\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ و یا مکمل آن $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ می‌باشد.

دایره‌ی AC نشان‌دهنده‌ی وضعیت تنش در خاک در حالت محرک (Active) و دایره‌ی AD نشان‌دهنده‌ی وضعیت تنش در خاک در حالت مقاوم (Passive) می‌باشد. رسیدن خاک به حالت محرک (Active) یا حالت مقاوم (Passive) مستلزم کاهش یا افزایش تنش‌های افقی نسبت به تنش‌های قائم می‌باشد.

چون تنش همواره با تغییر شکل همراه است وقتی فشار جانبی از OE به OC کاهش می‌یابد، در صورتی که تنش OE به وسیله‌ی یک دیوار ایجاد شود به معنی آن است که دیوار در اثر تنش جابجا و از خاک دور می‌شود. در صورتی که امکان حرکت برای دیوار وجود نداشته باشد تنش به میزان OC (حداقل مقدار ممکن یعنی فشار محرک یا اکتیو) کاهش نخواهد یافت.

برای دانستن حدود لازم تغییرمکان دیوار، جهت ایجاد فشار خاک حداقل یا فشار خاک اکتیو، می‌توان به داده‌های زیر مراجعه کرد. این حدود تغییرمکان بالای دیوار را نسبت به پای دیوار به دست می‌دهد (H ارتفاع دیوار است).

خاک دانه‌ای متراکم: (۰/۰۰۱ ~ ۰/۰۰۲)H

خاک دانه‌ای سست: (۰/۰۰۲ ~ ۰/۰۰۴)H

خاک رس سفت: (۰/۰۱ ~ ۰/۰۲)H

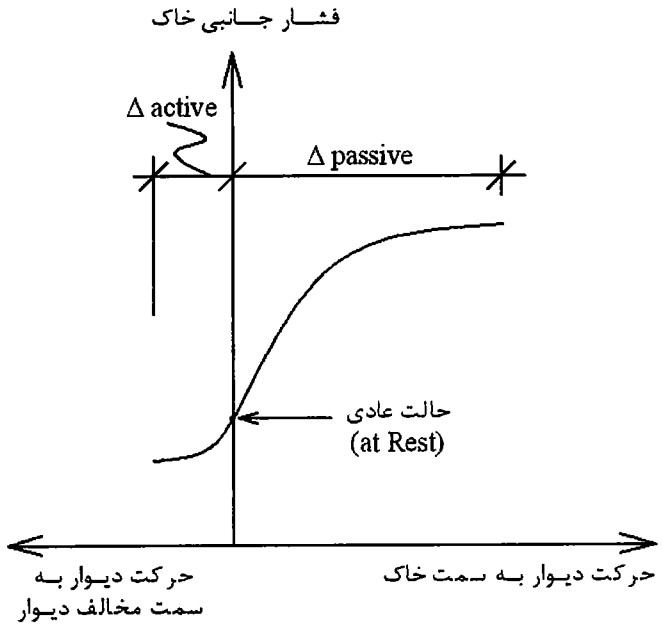
خاک رس نرم: (۰/۰۲ ~ ۰/۰۵)H

در حالتی که تنش جانبی σ_3 را تدریجاً افزایش می‌دهیم تا به مقدار OD (حداکثر مقدار ممکن قبل از گسیختگی یعنی فشار مقاوم یا پاسیو) برسد وضعیت، مشابه وقتی است که دیوار به سمت خاک فشار داده شود. ایجاد این حالت از تنش مجدداً مستلزم ایجاد تغییرشکل لازم در خاک است. واضح است که ایجاد این تغییرشکل به علت مقاومت خاک در مقابل جابجا شدن به تنشی چندین برابر حالت محرک نیاز دارد. مقدار فشار خاک اکتیو و فشار خاک پاسیو بر اساس فرمول‌های زیر که مربوط به درس مکانیک خاک است، به دست می‌آید:

$$(OC)\quad \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right) - 2C\tan\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$(OD)\quad \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) + 2C\tan\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$$

برای مقایسه‌ی فشار جانبی خاک در حالت‌های مختلف و مقدار تغییرمکان نسبی لازم برای هر حالت شکل (۹-۴) را می‌توان مورد بررسی قرار داد.



شکل (۹-۴): مقایسه‌ی تغییرمکان لازم دیوار جهت ایجاد رانش خاک محرک و مقاوم

همانطور که در شکل (۹-۴) دیده می‌شود میزان جابجایی لازم جهت رسیدن به حالت مقاوم چندین برابر میزان جابجایی لازم برای رسیدن به حالت محرک است. همچنین تنش جانبی در حالت مقاوم خیلی بیشتر از تنش جانبی در حالت محرک می‌باشد.

تئوری فشار خاک کولمب:

فرضیات کولمب در این تئوری عبارتند از:

۱ . خاک همگن و ایزوتروپ است.

۲ . سطح گسیختگی مستوی است، سطح خاکریز پشت دیوار نیز مستوی می‌باشد.

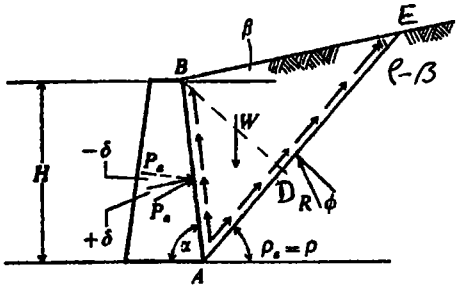
۳ . توزیع نیروهای اصطکاکی در طول سطح گسیختگی یکنواخت و ضرایب اصطکاک $f = \tan\phi$ فرض می‌شود.

٤ . گوه گسیختگی یک جسم صلب فرض می‌شود.

٥ . هنگام حرکت گوه خاک، بین خاک و دیوار اصطکاک ایجاد می‌شود.

٦ . مسأله به صورت دو بعدی با فرض کرنش مسطح (Plane strain) بررسی می‌شود.

لازم به ذکر است که سطح گسیختگی در واقع مستوی نبوده و دارای انحنا می‌باشد. کولمب با علم به این موضوع جهت سهولت زیادی که مستوی فرض کردن آن در حل مسأله ایجاد می‌کند آن را مستوی در نظر گرفته است.



شکل (۹-۵): وضعیت نیروهای وارده به گوه‌ی گسیختگی در روش کولمب

کولمب در حد گسیختگی تعادل گوه خاک را بصورت زیر نوشته است.

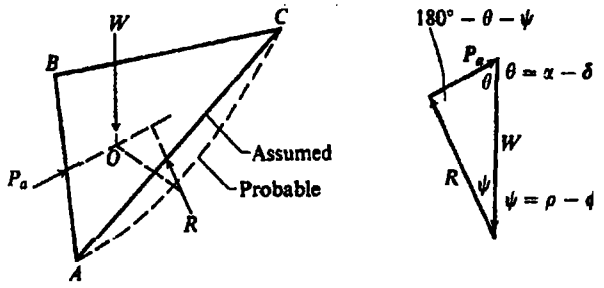
$$\overline{AB}=\frac{H}{\sin\alpha}\longrightarrow \overline{BD}=\overline{AB}\cdot\sin(180-\alpha-\rho)=\overline{AB}\cdot\sin(\alpha+\rho)=H\frac{\sin(\alpha+\rho)}{\sin\alpha}$$

$$\overline{AE}=\overline{AB}\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}=H\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin\alpha\sin(\rho-\beta)}$$

$$\text{area of ABE}=\frac{1}{2}\overline{BD}\times\overline{AE}=\frac{1}{2}H\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin\alpha}\times H\frac{\sin(\alpha+\rho)}{\sin\alpha\sin(\rho-\beta)}$$

$$W=\gamma\cdot A\cdot 1m=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\times\frac{\sin(\alpha+\rho)\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin(\rho-\beta)}$$

برای محاسبه‌ی فشار خاک وارد بر دیوار یعنی P_a، باید در حد گسیختگی تعادل بین کلیه‌ی نیروهای وارد بر گوه خاک یعنی W، P_a و R برقرار باشد. باید توجه داشت که P_a و R هر دو به علت وجود مؤلفه‌ی اصطکاک، عمود بر سطح نبوده و به صورت مایل وارد می‌شوند. از آنجا که سطح گسیختگی فرضی است لذا فی‌الواقع امتداد نیروها از یک نقطه عبور نمی‌کنند و معادله $\sum M=0$ برقرار نیست. به عبارت دیگر برای ایجاد تعادل باید مثلث نیروها مطابق شکل (۹-۶) بسته شود.



شکل (۹-۶): وضعیت نیروهای وارد بر گوه در حد گسیختگی

در این مثلث بر اساس رابطه سینوس‌ها می‌توان نوشت:

$$\frac{P_a}{\sin(\rho-\varphi)}=\frac{W}{\sin(180-\alpha-\rho+\varphi+\delta)}$$

با جایگذاری W در رابطه‌ی فوق، خواهیم داشت:

$$P_a=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\frac{\sin(\alpha+\rho)\sin(\alpha+\beta)\sin(\rho-\varphi)}{\sin^2(\alpha)\sin(\rho-\beta)\sin(180-\alpha-\rho+\varphi+\delta)}$$

ولی از این رابطه نمی‌توان، P_a را مستقیماً بدست آورد چون تابعی از زاویه‌ی ρ است که مقدار آن معلوم نیست. برای به دست آوردن حداقل نیروی وارده بر دیوار در حد گسیختگی باید مشتق رابطه‌ی بالا نسبت به ρ را مساوی صفر قرار داده و ρ حاصل را در معادله قرار دهیم تا P_a حداقل (حالت اکتیو) به دست آید.

برای به دست آوردن حداقل نیروی وارده بر دیوار در حد گسیختگی باید مشتق رابطه‌ی بالا نسبت به ρ را مساوی صفر قرار داده و ρ حاصل را در معادله قرار دهیم تا P_a حداقل (حالت اکتیو) به دست آید.

$$\frac{dP_a}{d\rho}=0 \longrightarrow P_a=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\overbrace{\frac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\sin^2(\alpha)\sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}}^{K_a}$$

اگر سطح خاک پشت دیوار افقی ($\beta=0$) و خود دیوار قائم ($\alpha=90^\circ$) و سطح دیوار صیقلی ($\delta=0$) باشد فرمول فوق به صورت ساده زیر در می‌آید:

$$P_a=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

در حالت کلی، مقدار کسر در رابطه‌ی اصلی P_a را که به زوایای α و β و زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه اصطکاک دیوار (δ) بستگی دارد با K_a نشان می‌دهند و مقادیر آن را می‌توان بر حسب زوایای فوق‌الذکر از فرمول یا از جداول* تعیین نمود.

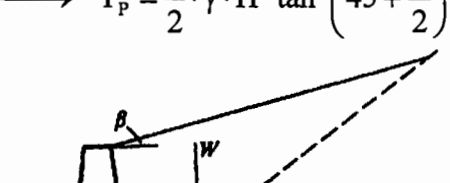
$$P_a=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_a$$

به همین ترتیب اگر تعادل گوه خاک در حد گسیختگی در حالت پاسیو یعنی حالتی که دیوار به سمت خاک حرکت می‌کند، را در نظر بگیریم، نیروی وارد از طرف خاک بر دیوار را می‌توان از فرمول زیر محاسبه نمود:

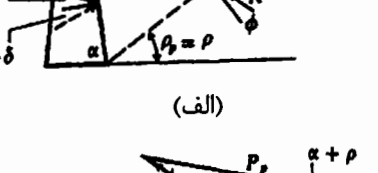
$$P_p=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\frac{\sin^2(\alpha-\varphi)}{\sin^2(\alpha)\sin(\alpha+\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

$$\longrightarrow P_P=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_P$$

$$\text{for } \beta=0,\ \alpha=90^\circ,\ \delta=0 \longrightarrow P_P=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$$



(الف)



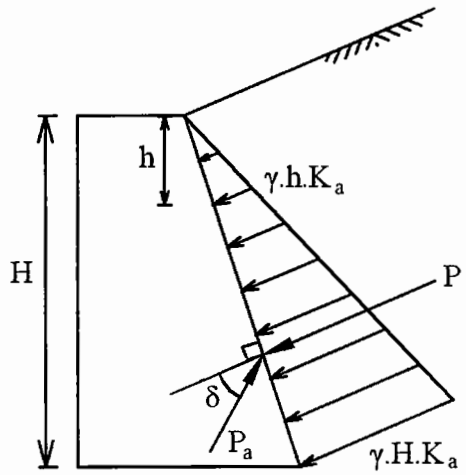
(ب)

شکل (۹-۷): نیروهای وارد بر گوه‌ی خاک در حد گسیختگی در حالت مقاوم (پاسیو)

* این جدول در پیوست آمده است.

نکته ۲: کولمب در مقاله‌ی خود صحبتی از چگونگی توزیع تنش (فشار خاک) بر دیوار به عمل نیاورده است و فقط با نوشتن معادلات تعادل، مقدار نیروی وارده از طرف خاک بر دیوار را محاسبه کرده است ولی همانطور که ملاحظه می‌شود توزیع فشار جانبی خاک بر روی دیوار را می‌توان یک توزیع مثلثی فرض کرد که به صورت $\gamma \cdot H \cdot K_a$ و یا $\gamma \cdot H \cdot K_P$ با افزایش عمق خاک اضافه می‌شود. با این فرض نیروی حاصل از فشار جانبی خاک که بر دیوار وارد می‌شود از مساحت مثلث فشار خاک به دست می‌آید.

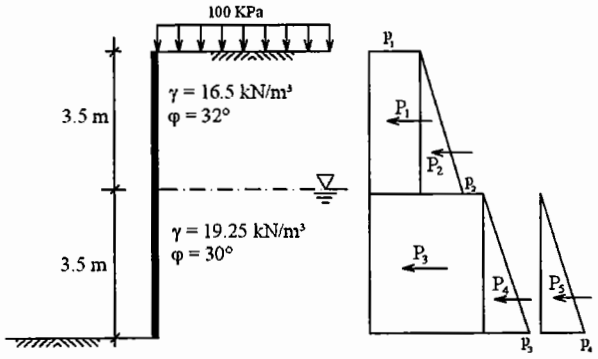
$$P_a \equiv (\gamma \cdot H \cdot K_a)\frac{H}{2} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$



شکل (۹-۸): توزیع فشار جانبی خاک در پشت دیوار

نکته ۳: در حالتی که خاک در حالت سکون (at rest) است، فشار خاک $(\gamma \cdot H \cdot K_0)$ مشابه فشار آب، همواره عمود بر سطح دیوار می‌باشد، ولی در حالت اکتیو یا پاسیو که دیوار نسبت به خاک حرکت کرده و تنش‌های اصطکاکی در سطح مشترک (Interface) خاک و دیوار ایجاد می‌شود فشار خاک با زاویه‌ی δ به دیوار اثر می‌کند. δ زاویه اصطکاک بین سطح دیوار و خاک می باشد.

مثال (۹-۱): مقدار و محل برآیند نیروهای محرک (active) جانبی را بر هر متر طول دیوار زیر بدست آورید. دیوار صیقلی فرض می‌شود.



شکل (۹-۹): وضعیت دیوار و خاک پشت آن در مثال (۹-۱)

حل:

با توجه به اینکه سطح خاک پشت دیوار افقی $(\beta = 0)$، دیوار قائم $(\alpha = 90^\circ)$ و صیقلی $(\delta = 0)$ است می‌توان نوشت:

با توجه به اینکه سطح خاک پشت دیوار افقی ($\beta = 0$)، دیوار قائم ($\alpha = 90^\circ$) و صیقلی ($\delta = 0$) است می‌توان نوشت:

$$\varphi_1 = 32^\circ \longrightarrow K_{a1} = 0.307$$
$$\varphi_2 = 30^\circ \longrightarrow K_{a2} = 0.333$$

حال می‌توان تنش‌ها را به صورت زیر محاسبه نمود.

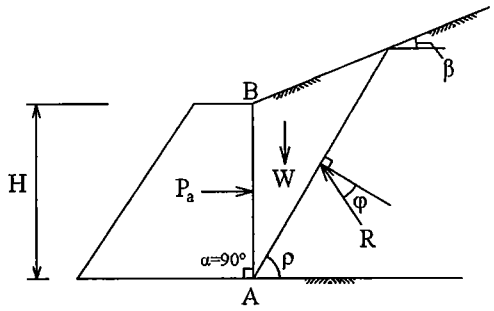
$$p_1 = q \cdot K_{a1} = 100 \times 0.307 = 30.7\ \text{kPa}$$
$$p_2 = p_1 + \gamma \cdot h \cdot K_{a1} = 30.7 + 16.5 \times 0.307 \times 3.5 = 48.4\ \text{kPa}$$
$$p_2' = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_{a2} = (100 + 16.5 \times 3.5) \times 0.333 = 52.5\ \text{kPa}$$
$$p_3 = p_2' + \gamma' \cdot h \cdot K_{a2} = 52.5 + \left(\overbrace{19.25 - 9.81}^{\gamma'}\right) 3.5 \times 0.333 = 63.5\ \text{kPa}$$
$$p_4 = \gamma_W \cdot h = 9.81 \times 3.5 = 34.3\ \text{kPa}$$

برای محاسبه برآیند نیروها، نمودار تنش را به چندین قسمت تقسیم کرده و نیروی حاصله (P) را در هر قسمت بدست می‌آوریم.

$$P_1 = 30.7 \times 3.5 = 107.5\ \text{kN}$$
$$P_2 = 1/2 \times 3.5 \times 17.7 = 31\ \text{kN}$$
$$P_3 = 52.5 \times 3.5 = 183.8\ \text{kN}$$
$$P_4 = 11 \times 3.5/2 = 14.3\ \text{kN}$$
$$P_5 = 34.3 \times 3.5/2 = 65\ \text{kN}$$
$$R = \sum P = 401.6\ \text{kN}$$
$$\overline{Y} = \frac{107.5(3.5 + 3.5/2) + 31(3.5 + 3.5/3) + 183.8 \times 3.5/2 + (65 + 14.3)3.5/3}{401.6} = 2.8\ \text{m}$$

تئوری فشار خاک رانکین:

حدود صد سال پس از کولمب، رانکین مسأله‌ی فشار خاک را براساس تئوری پلاستیسیته مورد بررسی قرار داد. در تئوری رانکین جدار دیوار قائم ($\alpha = 90^\circ$) و بدون اصطکاک ($\delta = 0$) فرض شده است. همچنین وی از چسبندگی خاک در پشت دیوار صرف‌نظر کرده است. در تئوری رانکین تمامی‌المان‌های خاک در پشت دیوار به طور هم‌زمان در حالت گسیختگی برشی در نظر گرفته می‌شود.



شکل (۹-۱۰): نمودار نیروهای وارده بر گوه‌ی گسیختگی در روش رانکین

اگر در حد گسیختگی در حالتی که دیوار از خاک دور می‌شود (حالت اکتیو) حداقل مقدار P_a را به دست آوریم، خواهیم داشت:

$$P_a = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}$$

عبارت پس از $1/2\cdot\gamma\cdot H^2$ را که تنها به زوایای β و φ بستگی دارد K_a نامیده و از رابطه‌ی فوق یا جدول* تعیین می‌کنند. به همین ترتیب با نوشتن تعادل گوه خاک در حد گسیختگی در حالت پاسیو خواهیم داشت:

$$P_P = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cos\beta\frac{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}$$

عبارت مشابه K_a را که تنها به زوایای β و φ بستگی دارد K_p نامیده و از رابطه‌ی فوق یا جدول* تعیین می‌کنند.

نکته ۱: با توجه به آنکه در تئوری رانکین دیوار بدون اصطکاک در نظر گرفته می‌شود، می‌توان ثابت کرد که P_a در این حالت به موازات شیب خاکریز بر دیوار تاثیر می‌نماید.

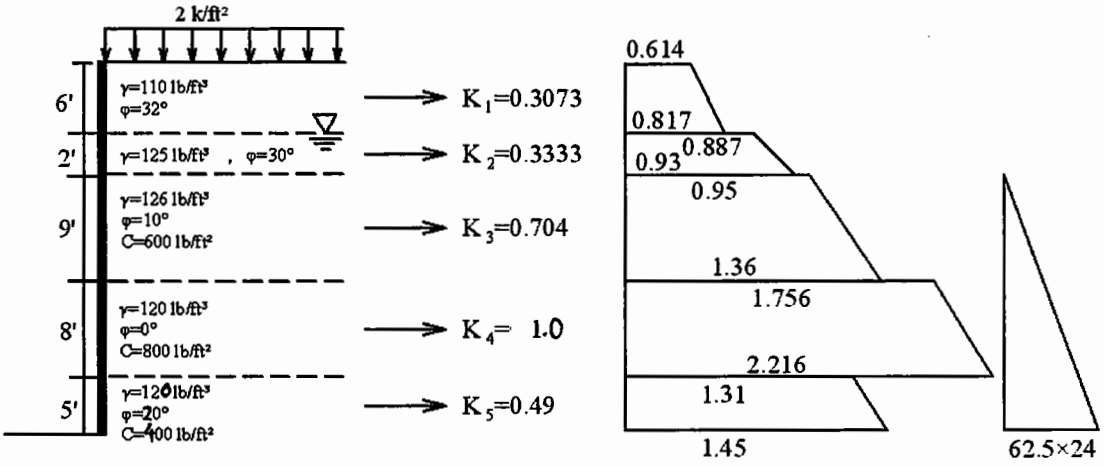
نکته ۲: در صورتی که خاکریز پشت دیوار چسبندگی (C) قابل توجهی داشته باشد، بل (Bell) توصیه می‌کند که اثر چسبندگی به صورت زیر در فشار جانبی خاک دخالت داده شود.

$$p_a = \gamma\cdot h\cdot K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$p_p = \gamma\cdot h\cdot K_P + 2C\sqrt{K_P}$$

باید توجه داشت که در صورت چسبنده بودن خاک پشت دیوار، مقادیر K_a و K_p تابعی از عمق خاک (Z) بوده و محاسبه‌ی آن‌ها از جدول رانکین با تقریب همراه است.

مثال (۹-۲): نمودار فشار جانبی خاک را بر دیوار زیر در حالت محرک رسم نمائید. تئوری رانکین را مورد استفاده قرار دهید.



شکل (۹-۱۱): مشخصات لایه‌های خاک مثال (۹-۲)

حل:

* این جدول در پیوست آمده است.

* این جدول در پیوست آمده است.

$$h=0 \longrightarrow p_0 = q\cdot k_a = 2\times 0.3073 = 0.614$$

$$h=6' \longrightarrow p_1 = p_0 + \gamma\cdot h\cdot k_a = 0.614 + \left(\frac{110}{10^3}\times 6\times 0.3073\right) = 0.614 + 0.203 = 0.817$$

$$h=6'+dh \longrightarrow p_1' = \left(2+110/10^3\times 6\right)0.3333 = 0.887$$

$$h=8' \longrightarrow p_2 = p_1' + \gamma\cdot h\cdot k_a = 0.887 + \frac{125-\overbrace{62.5}^{WATER}}{1000}\times 2\times 0.333 = 0.93$$

$$h=8'+dh \rightarrow p_2' = \left(2+\frac{110}{10^3}\times 6+\frac{125-62.5}{10^3}\times 2\right)0.704 - \left(2\times\frac{600}{10^3}\times\sqrt{0.704}\right) = 0.95$$

$$h=17' \longrightarrow p_3 = 1.36$$

$$h=17'+dh \longrightarrow p_3' = 1.756$$

$$h=25' \longrightarrow p_4 = 2.216$$

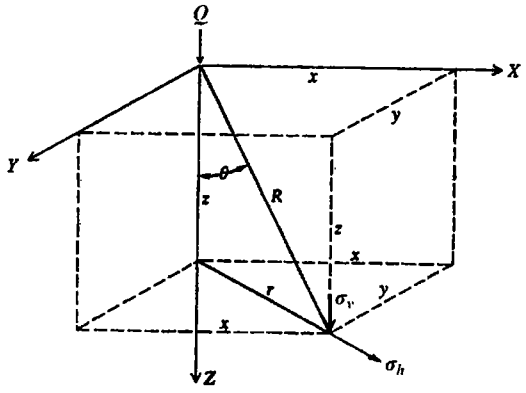
$$h=25'+dh \longrightarrow p_4' = 1.31$$

$$h=30' \longrightarrow p_5 = 1.45$$

باید توجه داشت که فشار وارد بر دیوار، مجموع فشار جانبی خاک و فشار هیدرواستاتیک آب می‌باشد.

فشار جانبی ناشی از سربار:

اگر سربار بر خاکریز پشت دیوار وارد شود فشار جانبی ناشی از آن با فشار جانبی خاک جمع می‌شود. بوزینسک برای تعیین تنش‌های قائم وافقی در داخل خاک که در اثر بار Q ایجاد می‌شود با فرض خاک به صورت یک نیم‌فضای الاستیک (و ایزوتروپ و همگن) با استفاده از تئوری الاسیتیسیته فرمول‌های زیر را بدست آورد.



شکل (۹-۱۲): تنش قائم σ_v و تنش افقی σ_h در عمق z ناشی از بار متمرکز Q

$$q_v = \frac{3Q}{2\pi Z^2}\cos^5\theta$$

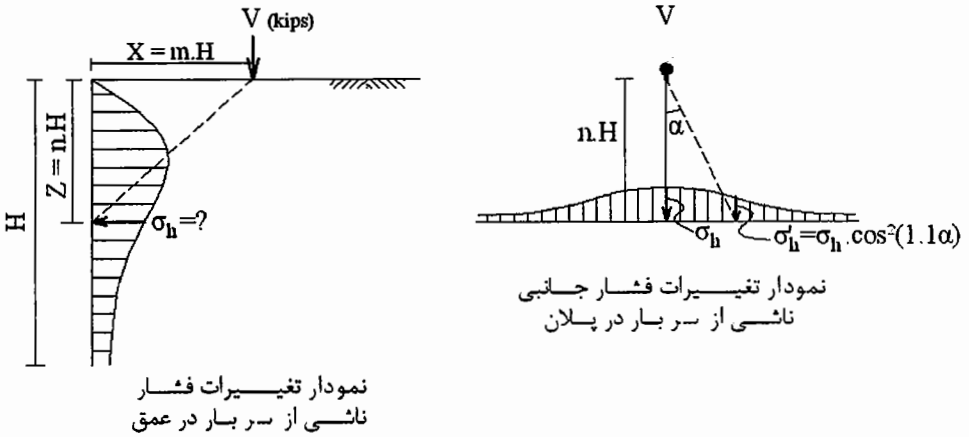
$$q_h = \frac{Q}{2\pi Z^2}\left[3\sin^2\theta\cos^3\theta - \frac{(1-2\mu)\cos^2\theta}{1+\cos\theta}\right]$$

برای تعیین فشار جانبی وارده بر یک دیوار حائل، ناشی از سربار می‌توان از تئوری استفاده نمود ولی از آنجا که مسأله در خصوص دیوار حائل باید به صورت کرنش مسطح (Plane strain) تحلیل گردد، لذا باید فرمول‌های فوق

به نحوی اصلاح شود، لذا برای حالت‌های مختلف اعمال سربار روابط و فرمول‌های مختلف به شرح زیر ارائه شده است.

۱ . سربار به صورت بار متمرکز (با فرض $\mu = 0.5$ ضریب پواسون)

$$\begin{cases} m > 0.4 \longrightarrow \sigma_h = \dfrac{1.77V}{H^2} \cdot \dfrac{m^2 n^2}{(m^2+n^2)^3} \\ m \le 0.4 \longrightarrow \sigma_h = \dfrac{0.28V}{H^2} \cdot \dfrac{n^2}{(0.16+n^2)^3} \end{cases}$$

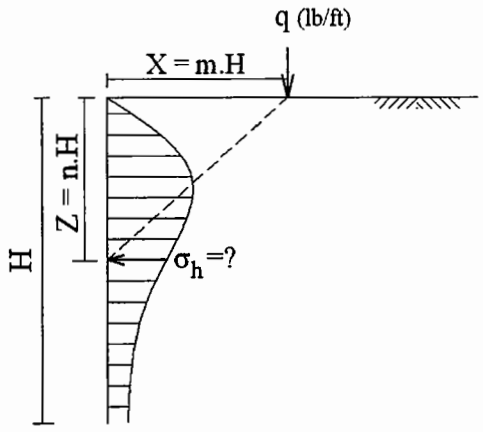


شکل (۹-۱۳): نمودار تغییرات فشار جانبی (رانش) خاک در پشت دیوار حائل ناشی از سربار متمرکز V

۲ . سربار به صورت بار خطی:

یک دیوار طویل آجری، یک نرده یا حصار طویل یا یک لوله حامل آب یا نفت می‌توانند سربار خطی محسوب شوند. اگر عرض سربار خطی زیاد باشد، تبدیل به سربار نواری شده و فشار جانبی ناشی از آن از حالت (۳) به دست می‌آید.

$$\begin{cases} m > 0.4 \longrightarrow \sigma_h = \dfrac{4}{\pi}\dfrac{q}{H} \cdot \dfrac{m^2 n}{(m^2+n^2)^2} \\ m \le 0.4 \longrightarrow \sigma_h = \dfrac{q}{H} \cdot \dfrac{0.203n}{(0.16+n^2)^2} \end{cases}$$

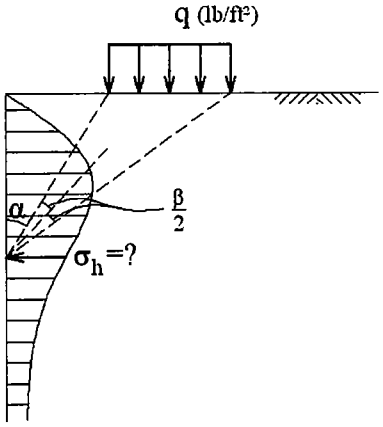


شکل (۹-۱۴): فشار جانبی (رانش) خاک ناشی از سربار خطی q

۳ . سربار به صورت بار نواری:

به عنوان مثال خاکریز بدنه‌ی خط آهن، جاده یا ... که به موازات دیوار حائل احداث شده است، را می‌توان سربار نواری محسوب نمود.

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} \cdot (\beta - \sin\beta\cos 2\alpha)$$



شکل (۹-۱۵): فشار جانبی (رانش) خاک ناشی از سربار نواری q

٤ . سربار با شکل پلان دلخواه:

نیومارک برای محاسبه‌ی فشار جانبی وارد بر دیوار حائل در اثر سربار با شکل پلان دلخواه نموداری مشابه روش بوزینسک و وسترگارد تهیه کرده است که می‌توان از آن برای محاسبه فشار جانبی سربارهایی با ابعاد و اشکال مشخص استفاده نمود.

این نمودار برای حالتی که $\mu = 0$ باشد، در فصل چهارم آمده است. برای استفاده از این نمودار باید در هر عمق Z که رانش σ_h در آن مجهول است با مقیاسی معادل $Z = \overline{AB}$ پلان بار وارده را روی کاغذ شفاف رسم کرد و آن را روی نمودار نیومارک قرار داد به نحوی که نقطه o (مرکز نمودار) در محل دیوار باشد سپس تعداد خانه‌هایی را که در زیر پلان بار قرار گرفته است شمرده و از فرمول زیر σ_h را تعیین نمود.

$$\sigma_h = I \cdot M \cdot q$$

که در این رابطه:

q: شدت بار وارده بر خاک

M: تعداد خانه‌های شمارش شده

I: ضریب نمودار نیومارک

می‌باشد.

فشار جانبی خاک ناشی از زلزله:

زلزله می‌تواند موجب افزایش فشار جانبی خاک در پشت دیوار حائل گردد. اثر زلزله در افزایش فشار جانبی خاک تاکنون موضوع تحقیقات زیادی بوده است.

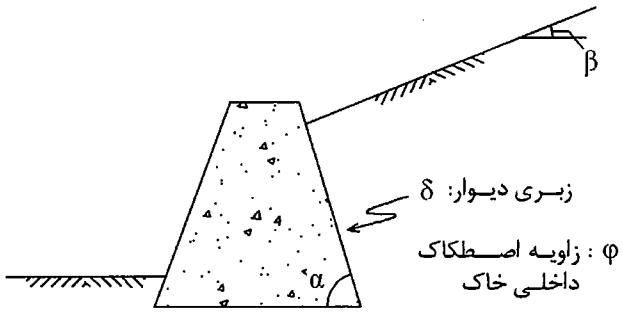
برای در نظر گرفتن اثر زلزله در فشار خاک پشت دیوار حائل با ارتفاع معمول، ساده‌ترین روش آن است که آن را حدود ۱۰٪ فشار خاک محرک وارده در نظر گرفت.

براساس آیین‌نامه مقدار این افزایش به اندازه‌ی ضریب زلزله می‌باشد.

$$V = \frac{ABI}{R} \cdot W$$

نقطه اثر نیروی زلزله ۰/۶H از پایین دیوار در نظر گرفته می‌شود. ترکیب رانش جانبی خاک و رانش ناشی از نیروی زلزله را می‌توان در ۰/۵H از پائین دیوار در نظر گرفت.

ضریب اطمینان در طراحی دیوار در هنگام زلزله به ۱/۱ یا ۱ کاهش داده می‌شود.



شکل (۹-۱۶): رانش جانبی ناشی از زلزله به روش اوکابه و مونونوبه

برای دقت بیشتر می‌توان مجموع رانش جانبی فعال در حالت وقوع زلزله را از رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ae}(1 - k_v)$$

مقادیر K_{ae} و k_v از روابط زیر که توسط اُکابه (Okabe) و مونونوبه (Mononobe) پیشنهاد شده‌اند، به دست می‌آید:

$$\left.\begin{aligned} k_h &= \frac{\text{مولفه افقی شتاب زلزله}}{g} \\ k_v &= \frac{\text{مولفه قائم شتاب زلزله}}{g} \end{aligned}\right\} \longrightarrow \theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \theta - \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

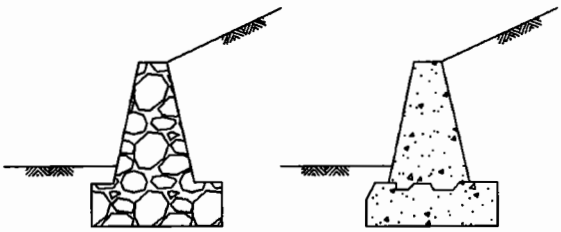
طرح سازه‌ای دیوارهای حائل:

این دیوارها را می‌توان به چند دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی کرد:

۱. دیوارهای ثقلی
۲. دیوارهای طره‌ای
۳. کوله‌ی پل‌ها
۴. دیوارهای حائل خاص

۱- دیوارهای ثقلی:

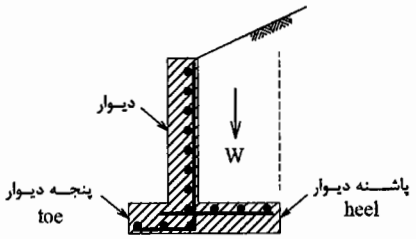
عامل عمده در پایداری این دیوارها وزن زیاد آنها می‌باشد. دیوارهای ثقلی را می‌توان به صورت سنگی یا بتونی یا ترکیبی از آنها ساخت. در دیوارهای ثقلی معمولاً فولادگذاری نمی‌شود. دیوارهای ثقلی برای نگهداری خاکریزها با ارتفاع کم و متوسط مورد استفاده قرار می‌گیرند.



شکل (۹-۱۷): دیوارهای حائل ثقلی

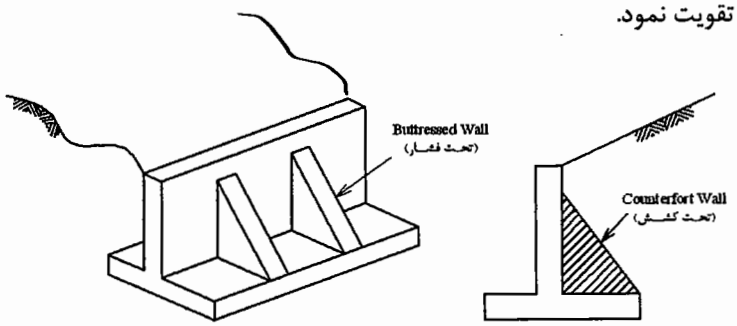
۲- دیوارهای طره‌ای:

این دیوارها معمولاً از جنس بتن مسلح هستند و پایداری آنها با عملکرد سازه‌ای دیوار به صورت طره، به اضافه‌ی وزن قسمتی از خاک که روی پاشنه دیوار قرار می‌گیرد تأمین می‌شود.



شکل (۹-۱۸): دیوارهای حائل طره‌ای

در صورتی که ارتفاع دیوار از ۸ متر تجاوز نماید می‌توان به وسیله‌ی پره‌هایی در جلو یا عقب، دیوار طره‌ای را در تحمل خمش وارده تقویت نمود.

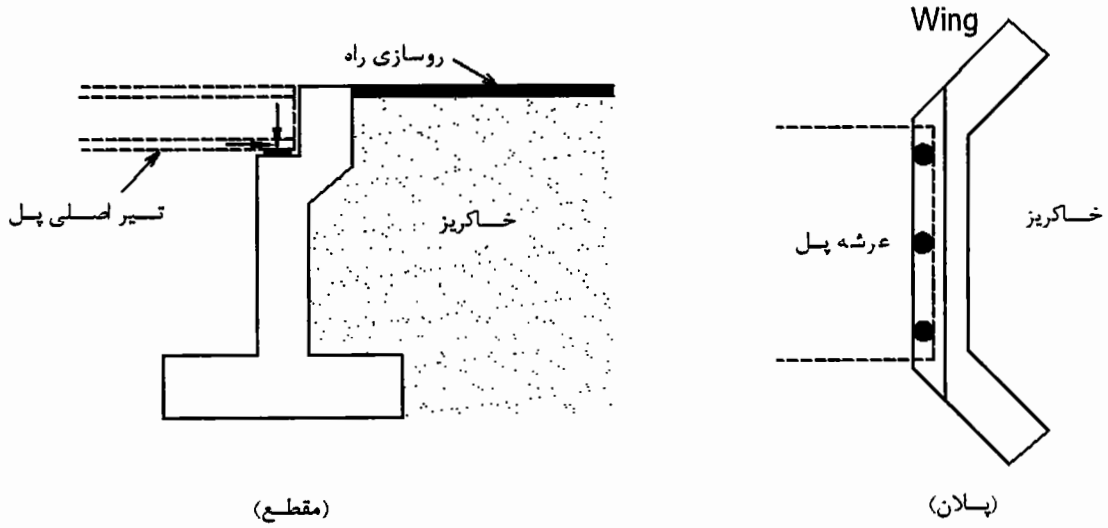


شکل (۹-۱۹): تقویت دیوارهای حائل طره‌ای

در حالتی که دیوار با پره ساخته می‌شود، دیوار و پی آن به صورت یک دال روی سه تکیه‌گاه‌ی جانبی طراحی می‌شوند. لازم به ذکر است که جهت فولادگذاری در این دیوارها با دیوارهای طره‌ای متفاوت است.

۳- کوله‌ی پل‌ها:

تکیه‌گاه‌های کناری پل‌ها دیوارهای حائلی هستند که علاوه بر تحمل بار شاه‌تیر پل، رانش جانبی خاکریزهای کناری پل‌ها را تحمل کرده و از ریزش آنها جلوگیری می‌کنند. شکل کوله‌ها در مقطع و پلان به صورت شکل (۹-۲۰) است.

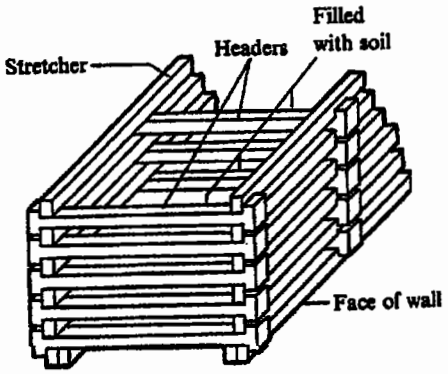


شکل (۹-۲۰): وضعیت پلان و مقطع کوله‌ی یک پل

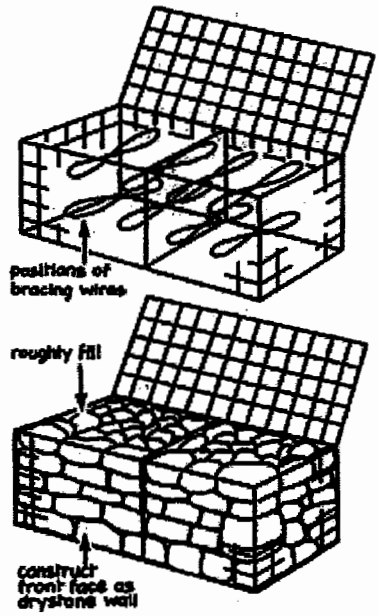
۴- دیوارهای حائل خاص:

۴-۱- *Crib wall*: نوعی دیوار حائل است که با اسکلتی از چوب ساخته شده و داخل آن با قلوه‌سنگ پر می‌شود.

۴-۲- *گابیون یا تورسنگ (Gabion)*: نوعی دیوار حائل است که از توری‌های فلزی ضخیم به فرم مکعبی که داخل آنها با قلوه سنگ پر شده است ساخته می‌شود. از این نوع دیوارها در کنار رودخانه‌ها و مسیل‌ها جهت جلوگیری از فرسایش و تثبیت سواحل آن ساخته می‌شود.



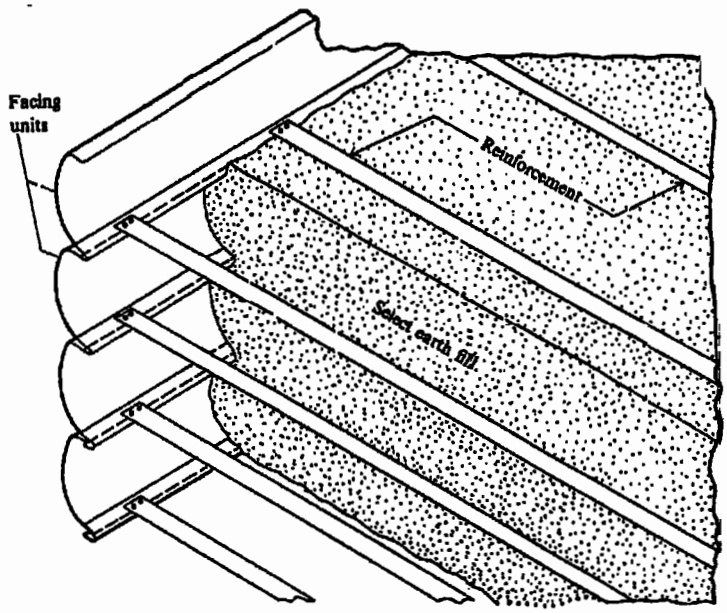
شکل (۹-۲۱): نمونه‌ای از دیوار Crib wall



شکل (۹-۲۲): نمونه‌ای از دیوار حائل Gabion

۴-۳- دیوار با خاک مسلح (Reinforced soil wall): این تکنیک در ساخت دیوار حائل یا کوله که نخستین بار در فرانسه ابداع شد از همان ایده‌ی بتن مسلح در خاک استفاده می‌نماید. در این روش از تسمه‌های فلزی در بین لایه‌های خاک استفاده می‌شود. رانش خاک پشت دیوار به تسمه‌های فلزی منتقل می‌گردد. ابعاد مقطع تسمه‌های فلزی و فاصله بین تسمه‌ها در طول دیوار با طراحی تعیین می‌شود. اگر عرض دیوار زیاد باشد کافی است تسمه‌ها را به اندازه‌ی طول مهاری در کشش در خاک ادامه داده و سپس قطع نمود.

نوع دیگری از دیوارهای خاک مسلح وجود دارد که برای تحمل تنش‌های کششی به جای تسمه‌های فلزی از نوعی مصالح پلیمری از خانواده‌ی ژئوسنتتیک‌ها (که در فصل پنجم به آن اشاره شد) به نام ژئوگرید (Geogrid) استفاده می‌شود.



شکل (۹-۲۳): دیوارهای با خاک مسلح

مراحل طرح دیوارهای حائل:

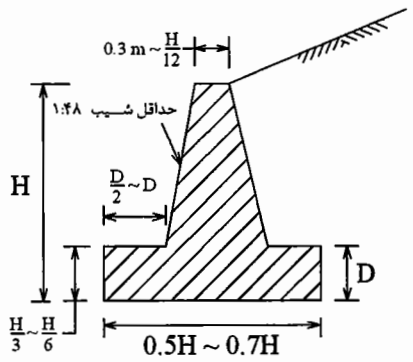
مراحل طرح دیوارهای حائل از نوع ۱ و ۲ را می‌توان به صورت زیر نام برد.

۱. طرح مقدماتی و تعیین ابعاد کلی دیوار
۲. تعیین نیروهای وارد بر دیوار (وزن دیوار، فشار جانبی خاک، فشار آب، سربار، زلزله و...)
۳. کنترل پایداری دیوار
   الف) کنترل ظرفیت باربری خاک در زیر پی دیوار
   ب) کنترل لغزش دیوار
   ج) کنترل واژگونی دیوار
۴. طرح سازه‌ای دیوار (کنترل ابعاد دیوار در مقاطع بحرانی و فولادگذاری دیوار)
۵. طرح جزئیات اجرایی دیوار (آبروهای طولی و عرضی، مشخصات فنی خاکریز پشت دیوار، درزهای انبساط و درزهای اجرایی و...)
۶. ترسیم کروکی‌ها جهت نقشه‌کشی

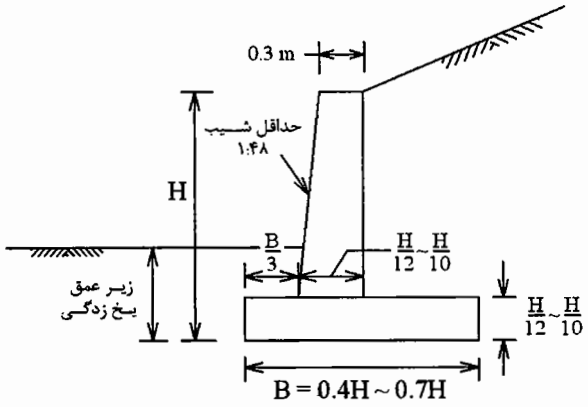
مراحل شش گانه‌ی فوق ذیلاً توضیح داده می‌شود.

۱- طرح مقدماتی و تعیین ابعاد کلی دیوار:

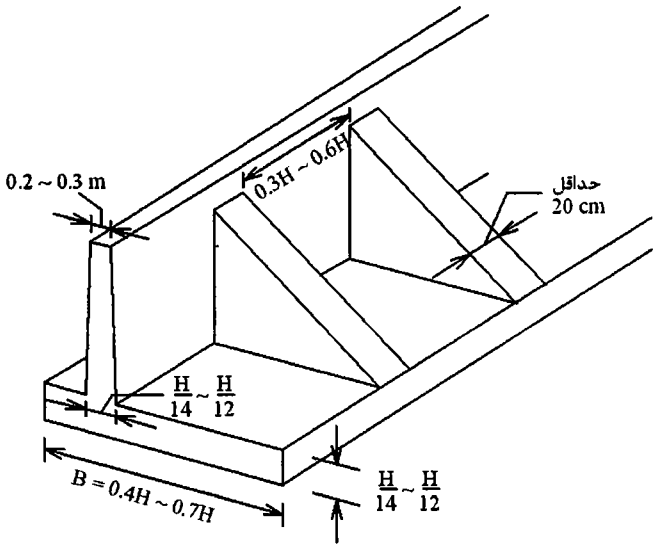
ابعاد اولیه برای طرح دیوارهای ثقلی، طره‌ای و طره‌ای پره‌دار در شکل (۹-۲۴) نشان داده شده است.



(الف) دیوار ثقلی



(ب) دیوار طره‌ای



ج) دیوار پره‌دار

شکل (۹-۲۴): ابعاد مناسب برای دیوارهای حائل

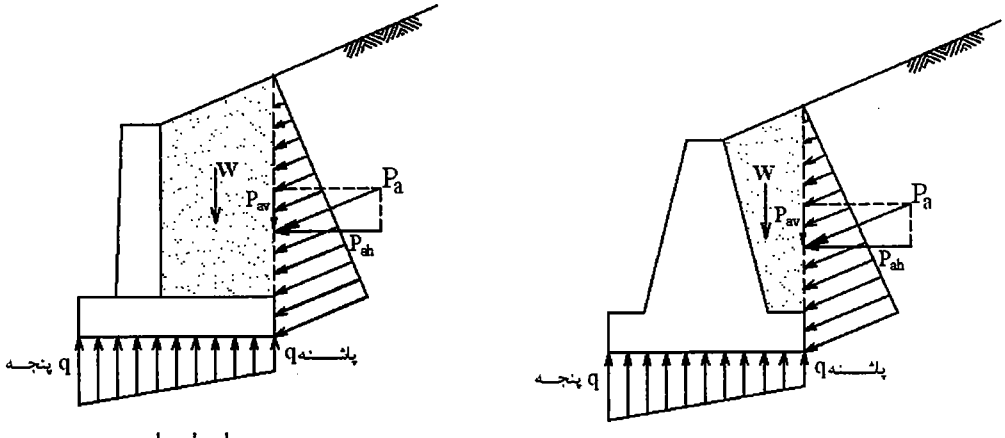
۲- تعیین نیروهای وارد بر دیوار:

از تئوری‌های کولمب و رانکین نیروی P_a و P_p وارد بر دیوار در حالات حدی گسیختگی محرک و مقاوم و نیز نقطه‌ی اثر آنها تعیین می‌شود.

رانش خاک جهت طراحی دیوارهای حائلی که امکان جابه‌جا شدن برای آنها فراهم است، رانش فعال (P_a) می‌باشد. برای دیوارهای حائلی که امکان جابه‌جا شدن برای آنها محدود است یا اصولاً امکان جابه‌جایی و تغییرشکل برای آنها فراهم نیست از رانش خاک در حالت سکون (P_0) برای طراحی دیوارها استفاده می‌شود.

رابطه‌ی رانکین اصطکاکی برای دیوار در نظر نمی‌گیرد ($\delta = 0$) به همین دلیل نسبت به رابطه کولمب مقادیر نسبتاً زیادتری را برای P_a نتیجه می‌دهد که در جهت اطمینان است، لذا غالباً ترجیح داده می‌شود که از تئوری رانکین استفاده شود، خصوصاً زمانی که خاک پشت دیوار دانه‌ای باشد.

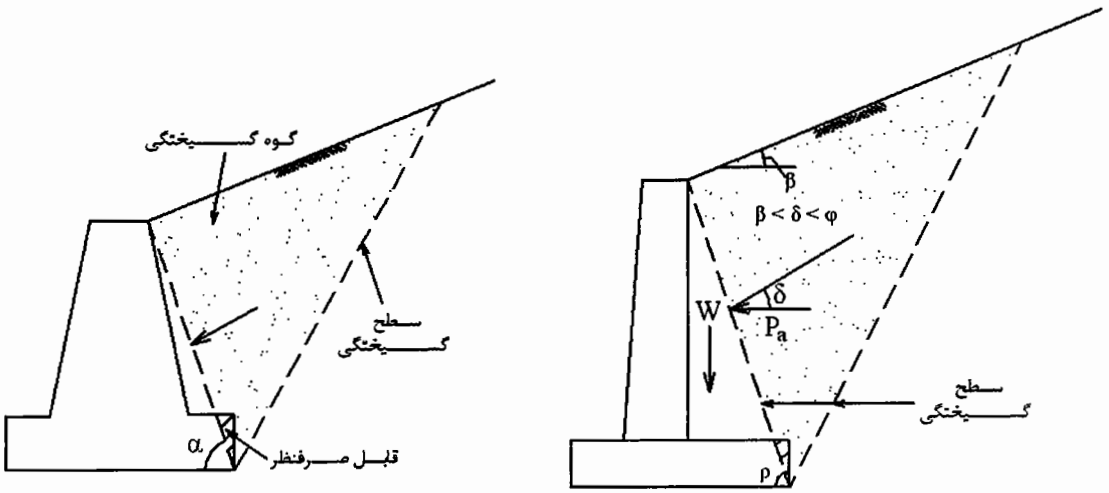
در صورتی که شکل پی دیوار به نحوی باشد که در شکل‌گیری کامل گوه گسیختگی اشکال ایجاد نماید، تئوری رانکین را برای محاسبه‌ی رانش جانبی بر یک صفحه‌ی قائم فرضی که از پاشنه‌ی دیوار عبور می‌کند در نظر می‌گیرند. این مسأله در هر دو نوع دیوار ثقلی و طره‌ای صادق است.



دیوار طره ای　　دیوار ثقلی

شکل (۹-۲۵): رانش جانبی خاک بر سطح فرضی عبور کرده از پاشنه‌ی دیوار

قسمتی از خاک که بین این صفحه‌ی فرضی و دیوار قرار می‌گیرد به صورت یک جسم صلب که به دیوار چسبیده در نظر گرفته شده و فقط وزن آن در محاسبات دخالت داده می‌شود. موارد فوق در مورد استفاده از رابطه‌ی کولمب نیز صادق است ولی از آنجا که در رابطه‌ی کولمب حالت $\alpha \neq 90$ یعنی دیوار مایل را نیز می‌توان در نظر گرفت لذا در بعضی از حالات نیازی به در نظر گرفتن صفحه قائم فرضی نبوده و می‌توان رابطه‌ی کولمب را برای محاسبه‌ی رانش خاک وارد بر دیوار به کار برد.



شکل (۹-۲۶): رانش جانبی خاک بر روی گوه‌های گسیختگی

نکته: عموماً محاسبه‌ی فشار جانبی خاک بر مبنای رابطه رانکین در دیوارها تا ارتفاع ۵ متر، ساده‌تر و در جهت اطمینان بیشتری است ولی اگر ارتفاع دیوار از ۶ متر تجاوز نماید استفاده از رابطه کولمب موجب می‌گردد که طرح اقتصادی‌تر شود.

نکته:

در طراحی دیوارهای کاملاً صلب که امکان تغییرمکان جانبی ندارند و یا برای دیوار زیرزمین‌ها که از تغییرمکان آنها به وسیله‌ی سقف یا دیوارهای عرضی جلوگیری می‌شود باید به جای K_a (ضریب حالت اکتیو)، K_0 (ضریب حالت سکون) را قرار داد. نقطه اثر نیروی وارده را نیز در $\frac{1}{2}$ ارتفاع دیوار در نظر می‌گیرند.

۳- کنترل پایداری دیوار:

الف) *کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی دیوار:*

تنش در زیر پی دیوار از رابطه $q = \frac{R}{A} \pm \frac{\overset{R\cdot e}{\overbrace{M \cdot c}}}{I}$ به دست می‌آید. R برآیند نیروهای قائم و e خارج از مرکزی R نسبت به مرکز پی دیوار می‌باشد. باید توجه داشت که اگر عرض پی دیوار B باشد لازم است $e \leq \frac{B}{6}$ بوده و در غیر این صورت باید ابعاد پی دیوار به نحوی اصلاح شود که محل برآیند R از هسته مرکزی پی خارج نگردد. c دورترین فاصله نسبت به مرکز سطح پی و I لنگر ماند سطح پی در پلان می‌باشد.

q_{max} به دست آمده از رابطه‌ی فوق باید از $\frac{q_{ult}}{F.S.}$ بزرگتر نباشد. $q_{ult.}$ از یکی از روابط ترزاقی، میرهوف یا هانسن محاسبه می‌شود. F.S. برای خاک‌های دانه‌ای در زیر پی معمولاً ۲/۰ و برای خاک‌های چسبنده ۳/۰ در نظر گرفته می‌شود.

لازم به ذکر است که نشست آنی در خاک‌های ماسه‌ای و نشست تحکیمی در خاک‌های رسی در زیر پی دیوار باید محاسبه شود. اگر طول دیوار زیاد باشد ممکن است جنس خاک در طول دیوار فرق کرده و اختلاف نشست ایجاد شود لذا گاهی باید ابعاد پی دیوار با توجه به جنس خاک تغییر یابد. اگر نشست‌های محاسبه شده (الاستیک یا تحکیمی) خیلی زیاد است باید از شمع‌کوبی در زیر پی استفاده کرد.

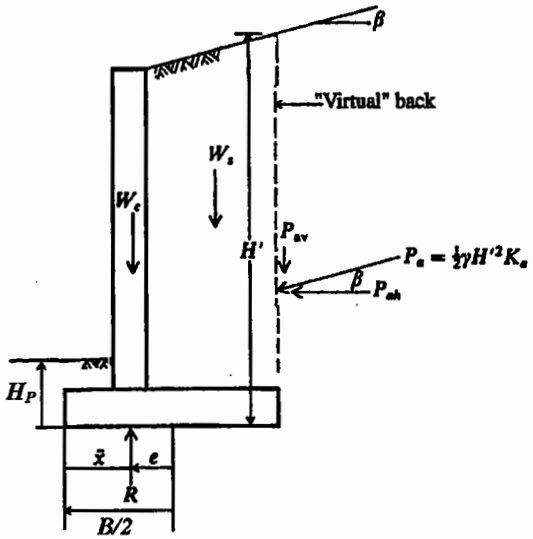
ب) *کنترل لغزش:*

دیوار حائل باید پایداری کافی در مقابل لغزش داشته باشد. برای حصول اطمینان از عدم لغزش دیوار، ضریب اطمینان در مقابل لغزش را به صورت زیر محاسبه می‌کنند:

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{\text{برآیند نیروهای مقاوم}}{\text{برآیند نیروهای محرک}}$$

در آئین‌نامه‌ها ضریب اطمینان فوق در حالتی که دیوار، نگهبان یک خاکریز دانه‌ای است حداقل ۱/۵ و در حالتی که دیوار، نگهبان یک خاک چسبنده است حداقل ۲/۰ توصیه می‌شود.

در دیوار شکل (۹-۲۷) نیروی محرک جهت لغزش دیوار P_{ah} یعنی مؤلفه‌ی افقی رانش محرک خاک می‌باشد.



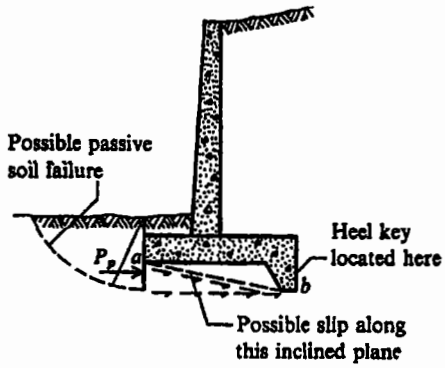
شکل (۹-۲۷): مؤلفه‌های مؤثر در لغزش دیوار

نیروهای مقاوم در مقابل لغزش چند عامل می‌توانند داشته باشند. عامل اول فشار خاک پاسیو در سمت دیگر دیوار است که مقدار آن $P_p = 1/2 \cdot \gamma \cdot H_p^2 \cdot K_p$ می‌باشد. لازم به ذکر است که در صورتی که امکان فرسایش و یا خاکبرداری این لایه در آینده وجود داشته باشد بهتر است از اثر آن صرف‌نظر شود. عامل دوم اصطکاک خاک زیر پی است که مقدار آن R.f می‌باشد R برآیند نیروهای قائم وارد بر دیوار می‌باشد. f را می‌توان برابر $\tan\delta$ یا $\frac{2}{3}\tan\varphi$ در نظر گرفت. عامل سوم چسبندگی (adhesion) خاک زیر پی که مقدار آن C.B می‌باشد. B عرض

پی دیوار است. C را به علت دست‌خوردگی ۰/۵ تا ۰/۷۵ چسبندگی خاک در نظر می‌گیرند. با توجه به موارد فوق می‌توان نوشت:

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{P_p + R\tan\delta + C\cdot B}{P_{ah}} \geq 1.5 \text{ or } 2.0$$

در صورتی که مقدار ضریب اطمینان فوق کافی نباشد می‌توان عرض پی B را افزایش داد و یا زایده‌ای در زیر پی تعبیه نمود. بهتر است محل این زایده در انتهای پاشنه تعبیه شود. هر چه عمق پاشنه بیشتر باشد، کمک بیشتری به پایداری دیوار در مقابل لغزش می‌کند. زایده‌های کوتاه چندان مؤثر نیستند چرا که سطح گسیختگی در خاک ممکن است از زیر آنها عبور کند.



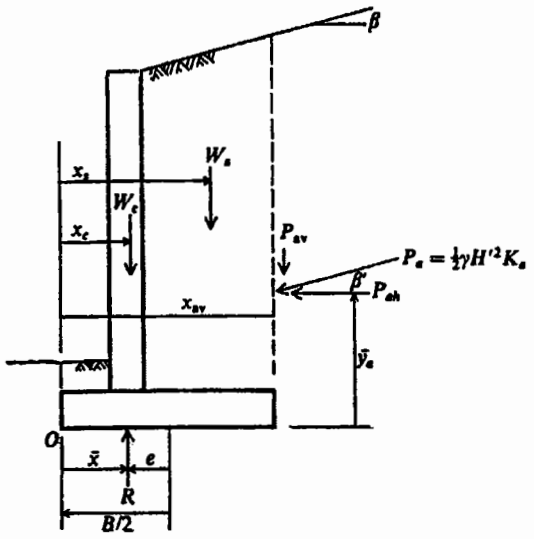
شکل (۹-۲۸): ایجاد زائده برای بالابردن ضریب اطمینان در برابر لغزش

ج) کنترل واژگونی:

دیوار حائل باید پایداری کافی در مقابل واژگونی داشته باشد. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را به صورت زیر حساب می‌کنند.

$$F.S._{\text{واژگونی}} = \frac{\text{برآیند لنگرهای مقاوم حول پنجه}}{\text{برآیند لنگرهای محرک حول پنجه}} \geq 1.5 \text{ or } 2.0$$

مشابه حالت قبل ضریب اطمینان برای خاک‌های دانه‌ای ۱/۵ و برای خاک‌های چسبنده ۲/۰ توصیه می‌شود.

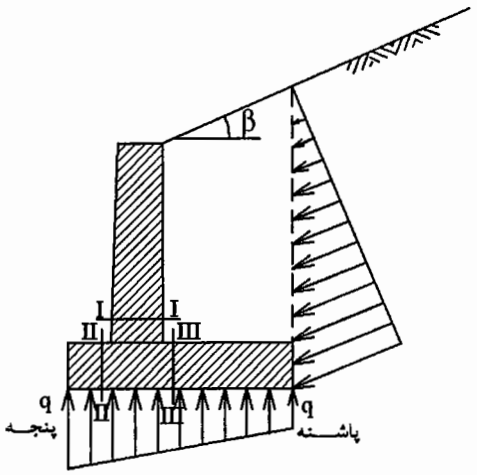


شکل (۹-۲۹): مؤلفه‌های مؤثر در واژگونی دیوار

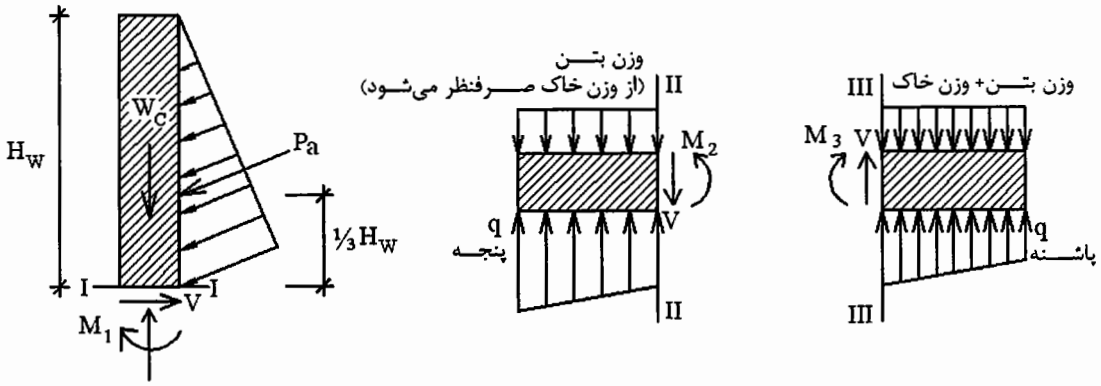
۴- طرح سازه‌ای دیوار

بر اساس نیروهای وارد بر دیوار، ابعاد فولاد لازم در دیوار در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود.

در طرح سازه‌ای دیوارهای طره‌ای، مقطع I-I در پای دیوار، مقطع II-II در انتهای پنجه و مقطع III-III در انتهای پاشنه جهت طراحی بحرانی‌تر است. ضخامت این سه مقطع براساس حداکثر برش V، و فولادهای موردنیاز براساس حداکثر لنگر خمشی M در این مقاطع، طراحی می‌شوند.



(الف)



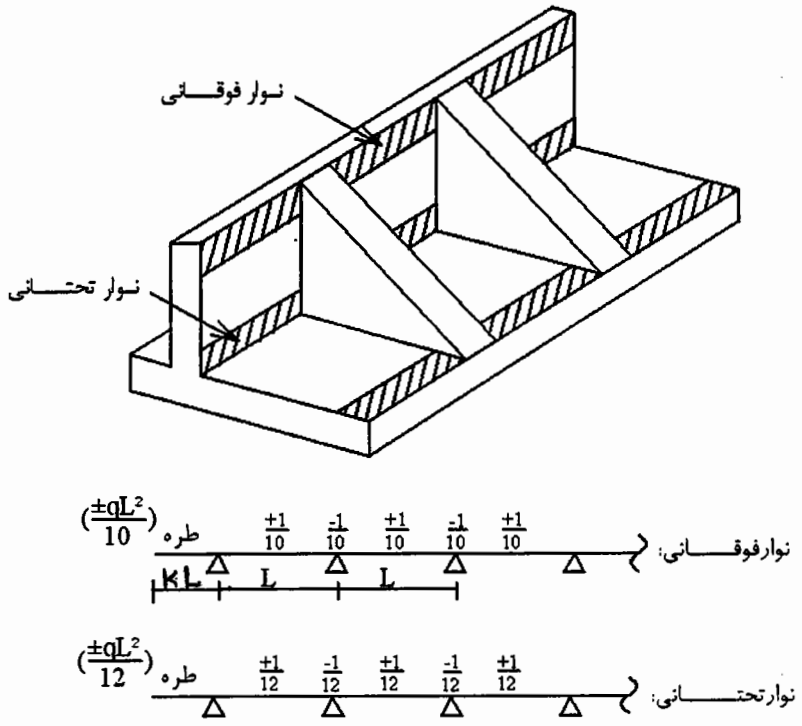
$$M_1 + M_2 + M_3 \approx 0$$

(ب)

شکل (۹-۳۰): مقاطع بحرانی در طراحی دیوارهای طره‌ای

نکاتی در مورد طراحی دیوارهای پره‌دار (counterfort و Buttress):

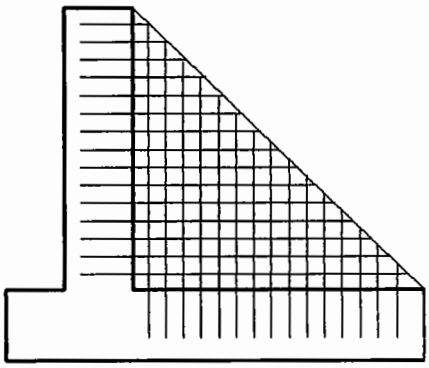
این دیوارها را می‌توان با استفاده از تئوری صفحات به صورت دال‌های سه طرف گیردار و یک طرف آزاد طراحی نمود. روش دیگر که ساده‌تر بوده ولی نتایج حاصل دست بالا است، تبدیل دیوار و پی به یک سری تیرهای معادل با عرض واحد است. در این روش در ارتفاع دیوار، یک تیر یکسره (نوار) فوقانی و یک تیر یکسره (نوار) تحتانی و دو تا سه تیر میانی در نظر گرفته شده و فشار خاک متوسط وارد بر هر یک تعیین می‌گردد. با طراحی و فولادگذاری این تیرها فولادگذاری از بالا تا پائین دیوار تنظیم می‌شود. به عبارت دیگر در این روش هر یک از تیرهای فرضی به صورت یک تیر سرتاسری آنالیز و طراحی می‌گردد. استفاده از ضرایب لنگر زیر نیز معمول است (اگر K=۰/۴۱ در نظر گرفته شود، ضریب لنگر خمشی در محل طره مساوی سایر ضرایب خواهد بود).



شکل (۹-۳۱): آنالیز سازه‌ای دیوارهای پره‌دار

پاشنه‌ی دیوار نیز به نوارهای مشابهی به عرض واحد تبدیل می‌شود. در مورد این نوارها از ضریب لنگر $\pm\frac{1}{10}$ استفاده می‌شود. پنجه‌ی دیوار مشابه دیوارهای معمولی به صورت تیر طره طراحی می‌گردد.

پره‌ها به صورت قطعات کششی (یا فشاری) طرح شده و دو شبکه فولاد قائم و افقی در دو طرف، آنها را به دیوار و پی متصل می‌نماید.



شکل (۹-۳۲): الگوی فولادگذاری در پره‌ها

۵- جزئیات اجرایی دیوار:

الف) *جنس خاکریز پشت دیوار:*

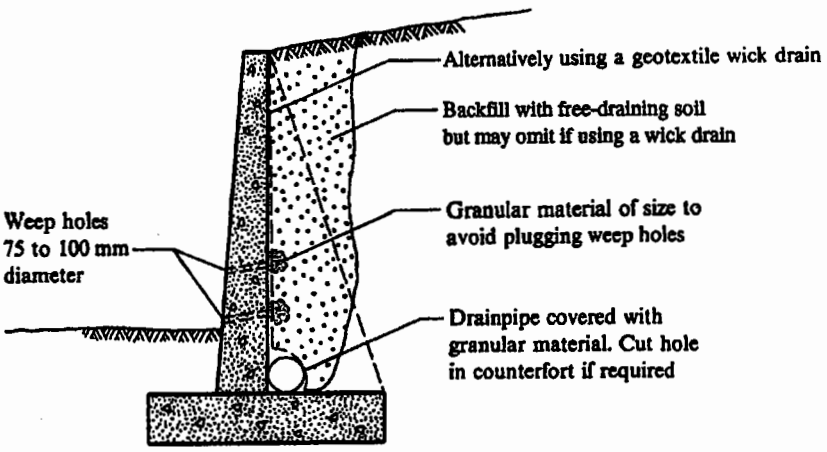
توصیه می‌شود خاکریز پشت دیوار همواره از نوع خاک دانه‌ای یا مخلوط شن و ماسه باشد. این توصیه به دلایل زیر است:

۱. خاک چسبنده آب را از خود عبور نمی‌دهد لذا فشار جانبی در پشت دیوار در اثر فشار هیدرواستاتیک آب افزایش زیادی می‌یابد.

۲. اگر خاک رس از نوع منبسط‌شونده باشد در اثر خیس شدن و انبساط یافتن فشارهای اضافی خیلی زیادی بر دیوار وارد می‌نماید.
۳. عدم تخلیه آب از خاکریز پشت دیوار و احتمال یخزدن آب حفره‌ای در فصل سرما تولید فشار ناشی از یخ در پشت دیوار می‌نماید.
۴. همانطور که در طرح دیوارهای حائل گفته شد ضریب اطمینان لازم در طرح دیوار با وجود خاکریز چسبنده افزایش می‌یابد.

ب) *تعبیه‌ی مسیرهای زهکشی در پشت دیوار:*

برای زهکشی خاک پشت دیوار به دو سری لوله‌های طولی و عرضی نیاز است. اطراف لوله‌ها باید فیلتر شن و ماسه قرار گیرد تا سوراخ لوله‌های زهکش پر نشود. لوله‌های زهکش عرضی در هر ۲ تا ۳ متر در طول دیوار تعبیه می‌شود. لوله‌ی زهکش طولی یک لوله‌ی مجوّف (سوراخدار) می‌باشد که در تمام دیوار ادامه دارد. این لوله در جهت طولی باید طوری نصب شود که شیب کمی جهت خروج آب داشته باشد.



شکل (۹-۳۳): زهکشی خاکریز

ج) انواع درزها در دیوار حائل:

سه نوع درز در دیوارهای حائل وجود دارد که محل آنها در شکل (۹-۳۴) آمده است.

درزهای اجرایی مربوط به حالتی است که ابعاد دیوار بزرگ بوده و بتن ریزی آن در یک مرحله امکان‌پذیر نیست.

درزهای انبساط جهت ایجاد فضای لازم برای انبساط و انقباض در دیوارها با طول زیاد لازم است. داخل درز انبساط که عرض شکاف آن حدود ۳ تا ۵ سانتیمتر است با آسفالت یا یونولیت پر می‌شود. عرض شکاف برای درز انبساط از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S = \alpha \cdot L \cdot T$$

که در این رابطه:

S: عرض شکاف

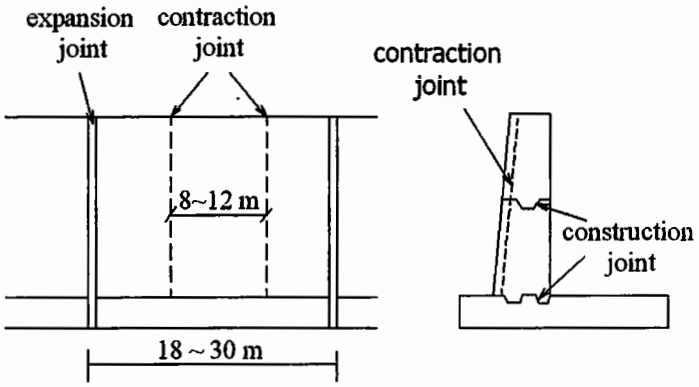
α: ضریب انبساط حرارتی بتن ($0/000017/^\circ C$)

T: حداکثر اختلاف درجه حرارت محل

L: فاصله‌ی درزهای انبساط از یکدیگر

می‌باشد.

درز انقباضی (Contraction Joint) شیارهایی در سطح نمای دیوار است که تعبیه‌ی آنها باعث می‌شود ترک‌های انقباضی ناشی از آبرفتگی و کاهش حجم در سطح بتن ظاهر نگردد.



شکل (۹-۳۴): انواع درزهای موجود در دیوارهای حائل

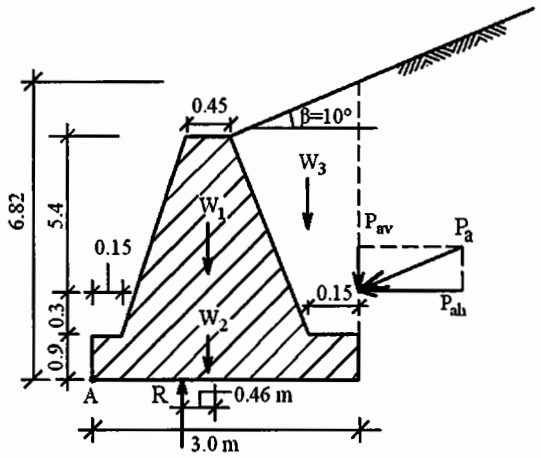
مثال (۹-۳): مطلوب است طرح یک دیوار حائل ثقلی با مشخصات زیر:

$q_a = 25\ ton/m^2$

خاک زیر پی: $\phi = 36^\circ \quad , \quad C = 0 \quad , \quad \gamma = 1.8\ ton/m^3$

خاکریز پشت دیوار: $\phi = 32^\circ \quad , \quad C = 0 \quad , \quad \gamma = 1.7\ ton/m^3$

دیوار از بتن غیر مسلح با وزن مخصوص $\gamma_{concrete} = 2.4\ ton/m^3$ ساخته می‌شود.



شکل (۹-۳۵): مشخصات دیوار ثقلی مثال (۹-۳)

حل:

با توجه به مشخص بودن ابعاد دیوار از مرحله‌ی (۲) یعنی تعیین نیروهای وارد بر دیوار شروع می‌کنیم. از رابطه‌ی رانکین استفاده کرده و فشار جانبی خاک را بر روی سطح قائم فرضی که از پاشنه‌ی دیوار می‌گذرد حساب می‌کنیم.

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

$$H = 0.9 + 0.3 + 5.4 + \left(1.275 \tan 10^\circ\right) = 6.82\ m$$

$$\beta = 10^\circ \quad , \quad \phi = 32^\circ \quad \longrightarrow \quad K_a = 0.321$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.7 \times 6.82^2 \times 0.321 = 12.7 \text{ ton}$$

این نیرو به موازات شیب زمین تأثیر می‌کند پس:

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos 10^\circ = 12.3 \text{ ton}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin 10^\circ = 2.2 \text{ ton}$$

$$W_1 = \frac{(0.45 + 2.7)}{2} \times 5.7 \times 2.4 = 21.5 \text{ ton}$$

$$W_2 = 3 \times 0.9 \times 2.4 = 6.5 \text{ ton}$$

$$W_3 = \left(\frac{(0.13 + 2.7)}{2} \times 5.7 + \frac{1.275 \times 0.22}{2} \right) \times 1.7 = 7.14 \text{ ton}$$

حال باید مرحله‌ی سوم یا کنترل پایداری دیوار انجام شود.

الف) کنترل ظرفیت باربری خاک

برای کنترل ظرفیت باربری باید حداکثر تنش در زیر پی مشخص باشد لذا ابتدا باید برآیند نیروها یعنی R و نقطه اثر آن در زیر پی تعیین گردد.

$$\overline{X} = \frac{21.5(1.5) + 6.5(1.5) + 7.14(2.535) + 2.2(3) - 12.3(6.82/3)}{21.5 + 6.5 + 7.14 + 2.2} = 1.04 \text{ m}$$

$$R = 21.5 + 6.5 + 7.14 + 2.2 = 37.3 \text{ ton}$$

$$e = \frac{B}{2} - \overline{X} = 3/2 - 1.04 = 0.46\, m$$

$$\sigma = \frac{R}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{37.3}{3}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.46}{3}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 23.9 < q_a = 25 \dfrac{T}{m^2} \longrightarrow O.K. \\ q_{min} = 1 > 0.0 \longrightarrow O.K. \end{cases}$$

اگر جواب q_{max} بیشتر از q_a به دست آید و یا تنش q_{min} در زیر پی منفی شود باید ابعاد پی را بزرگتر کرد و کنترل‌ها را دوباره انجام داد.

ب) کنترل لغزش

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{P_p + R \tan\delta + C \cdot B}{P_{ah}}$$

در محاسبه‌ی P_p از مشخصات خاک زیر پی استفاده می‌شود.

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1.2^2 \times 3.85 = 5 \text{ Ton}$$

$$\beta = 0^\circ \quad , \quad \phi = 36^\circ \longrightarrow K_p = 3.85$$

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{5 + (37.3 \times 0.67 \tan 36^\circ) + (3 \times 0)}{12.3} = 1.9 > 1.5 \longrightarrow \text{O.K.}$$

اگر احتمال برداشتن این خاک وجود داشته باشد $P_p = 0$ در نظر گرفته می‌شود.

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{37.3 \times 0.67 \tan 36^\circ}{12.3} = 1.48 \approx 1.5 \longrightarrow \text{O.K.}$$

ج) کنترل واژگونی

$$F.S._{\text{واژگونی}} = \frac{\text{برآیند لنگرهای مقاوم}}{\text{برآیند لنگرهای محرک}}$$

لنگرها حول نقطه A در جلوی پنجه محاسبه می‌شوند.

لنگرهای مقاوم: $\sum M_A = 21.5(1.5)+6.5(1.5)+7.14(2.535)+2.2(3)=66.7\ T\cdot m$

لنگرهای محرک: $\sum M_A = 12.3\times\frac{6.82}{3}=27.96\ T\cdot m$

$$\longrightarrow \quad F.S.=\frac{66.7}{27.96}=2.4>1.5 \quad\longrightarrow\quad O.K.$$

مرحله‌ی چهارم طرح سازه‌ای دیوار است.

$$P_a=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_a=\frac{1}{2}\times1.7\times(5.7+0.22)^2\times0.32=9.56\ ton$$

$$\longrightarrow \quad P_{ah}=9.56\cos10^\circ=9.42$$

لنگر خمشی و تنش‌های وارده را در محل اتصال دیوار با پی محاسبه می‌کنیم.

$$M=9.42\times\left(\frac{6.82-0.9}{3}\right)=21.13\ T.m$$

$$\sigma=\frac{M.c}{I}=\frac{21.13\times1.35}{\frac{1(2.7)^3}{12}}=17.4\frac{T}{m^2}=\pm1.74\frac{kg}{cm^2}$$

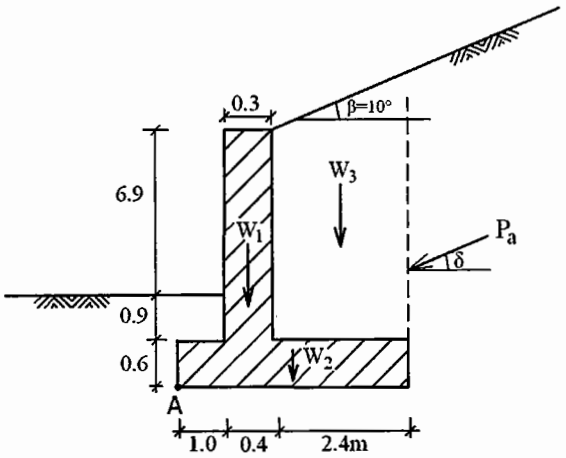
$$\longrightarrow \begin{cases} \sigma<80\frac{kg}{cm^2} & \text{تنش مجاز فشاری بتن غیرمسلح} \longrightarrow O.K. \\ \sigma<7\frac{kg}{cm^2} & \text{تنش مجاز کششی بتن غیرمسلح} \longrightarrow O.K. \end{cases}$$

این مقدار تنش فشاری یا کششی کاملاً به وسیله‌ی بتن غیرمسلح قابل تحمل است.

مثال (۹-۴): مطلوب است طرح یک دیوار طره‌ای با مشخصات ذیل:

خاک زیر پی: $\phi=30^\circ \ , \ C=0 \ , \ \gamma=1.77\ T/m^3 \ , \ q_a=25\ T/m^2$

خاکریز پشت دیوار: $\phi=34^\circ \ , \ C=0 \ , \ \gamma=1.84\ T/m^3$



شکل (۹-۳۶): مشخصات دیوار طره‌ای مثال (۹-۴)

وزن مخصوص بتن مسلح $2/5\ T/m^3$ می‌باشد. دیوار را برای زلزله‌ای با ضریب زلزله ۰/۱ کنترل کنید.

حل:

با توجه به مشخص بودن ابعاد دیوار از مرحله‌ی (۲) یعنی تعیین نیروهای وارد بر دیوار شروع می‌کنیم. چون ارتفاع خاکریز زیاد است برای آن که طرح اقتصادی‌تر شود می‌توان از تئوری کولمب استفاده کرد. فشار جانبی خاک را بر روی سطح قائم فرضی که از پاشنه می‌گذرد، حساب می‌کنیم.

$$P_a = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_a \qquad H = 0.6 + 7.8 + 2.4(\tan 10^\circ) = 8.8\ \text{m}$$

$$\beta = 10^\circ,\quad \phi = 34^\circ,\quad \alpha = 90^\circ,\quad \delta = 20^\circ(\text{فرض}) \longrightarrow K_a = 0.287$$

$$\longrightarrow P_a = \frac{1}{2}\times 1.84\times 8.8^2\times 0.287 = 20.5\ \text{ton}$$

این نیرو با زاویه‌ی بین 10° تا 34° نسبت به افق تأثیر می‌کند، می‌توانیم این زاویه را 34° (اصطکاک سطوح خاک با خاک) درنظر بگیریم ولی زوایای کمتر در جهت اطمینان است. اگر این زاویه را 20° فرض کنیم، خواهیم داشت:

$$\longrightarrow P_{ah} = P_a\cdot\cos 20^\circ = 19.3\ \text{ton}$$

$$\longrightarrow P_{av} = P_a\cdot\sin 20^\circ = 7.01\ \text{ton}$$

$$W_1 = \frac{(0.3+0.4)}{2}\times 7.8\times 2.5 = 6.825\ \text{ton}$$

$$W_2 = 3.8\times 0.6\times 2.5 = 5.7\ \text{ton}$$

$$W_3 = \left(\frac{(7.8+8.22)}{2}\times 2.4\right)\times 1.84 = 35.4\ \text{ton}$$

$$P_E = 0.1P_{ah} = 0.1\times 19.3 = 1.93\ \text{ton}$$

نقطه اثر این نیرو ۰/۶ ارتفاع دیوار است

مرحله‌ی سوم کنترل پایداری دیوار است. در این مرحله باید ۳ کنترل انجام گیرد.

الف) کنترل ظرفیت باربری خاک

محل برآیند نیروها در زیر پی و نقطه اثر آن را تعیین می‌کنیم.

$$R = 6.825 + 5.7 + 35.4 + 7.01 = 54.94\ \text{ton}$$

$$\overline{X} = \frac{6.825(1.2)+5.7(3.8/2)+35.4(2.61)+7.01(3.8)-19.3(8.8/3)}{54.94} = 1.48\ \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \overline{X} = \frac{3.8}{2} - 1.48 = 0.42\ \text{m}$$

$$\sigma = \frac{R}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right) = \frac{54.94}{3.8}\left(1\pm\frac{6\times 0.42}{3.8}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 24 < q_a = 25 \longrightarrow \text{O.K.} \\ q_{min} = 4.9 > 0.0 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

تنش در زیر پی را در حالت وقوع زلزله نیز کنترل می‌کنیم. باید توجه داشت که در این حالت می‌توان q_a را در ۱/۳۳ ضرب نمود.

$$\overline{X} = \frac{6.825(1.2)+5.7(3.8/2)+35.4(2.61)+7.01(3.8)-19.3(8.8/3)-1.93(8.8)(0.6)}{54.94} = 1.32\ \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \overline{X} = \frac{3.8}{2} - 1.32 = 0.57\ \text{m}$$

$$\sigma = \frac{R}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right) = \frac{54.94}{3.8}\left(1\pm\frac{6\times 0.57}{3.8}\right) \longrightarrow \begin{cases} q_{max} = 27.47 < q_a = 25 \longrightarrow \text{O.K.} \\ q_{min} = 1.4 > 0.0 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

ب) کنترل لغزش

$$P_p = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_p = \frac{1}{2}\times 1.7\times(1.5)^2\times 5.385 = 10.3\ \text{ton}$$

$$\beta = 0^\circ,\quad \phi = 30^\circ,\quad \alpha = 90^\circ,\quad \delta = 17^\circ \sim 22^\circ \rightarrow 17^\circ \longrightarrow K_p = 5.385$$

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{10.3 + (54.94\times 0.67\tan 30) + 3.8\times 0}{19.3} = 1.82 > 1.5 \longrightarrow \text{O.K.}$$

در حالت وقوع زلزله نیز خواهیم داشت:

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{10.3 + (54.94\times 0.67\tan 30) + 3.8\times 0}{19.3 + 1.93} = 1.65 > 1.1 \longrightarrow \text{O.K.}$$

اگر احتمال برداشتن خاک جلوی دیوار وجود داشته باشد، در آن صورت فشار غیرفعال نباید در محاسبات در نظر گرفته شود و به جای آن باید در پاشنه دیوار زایده تعبیه گردد.

ج) کنترل واژگونی

لنگرها حول نقطه A در جلوی پنجه محاسبه می‌شوند.

$$\sum M_{\text{مقاوم}} = 6.825(1.2) + 5.7(1.9) + 35.4(2.61) + 7.01(3.8) = 138.05\ \text{T}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{\text{محرک}} = 19.3\times\frac{8.8}{3} = 56.61\ \text{T}\cdot\text{m}$$

$$F.S. = \frac{138.05}{56.61} = 2.4 > 1.5 \longrightarrow \text{O.K.}$$

در حالت وقوع زلزله نیز داریم:

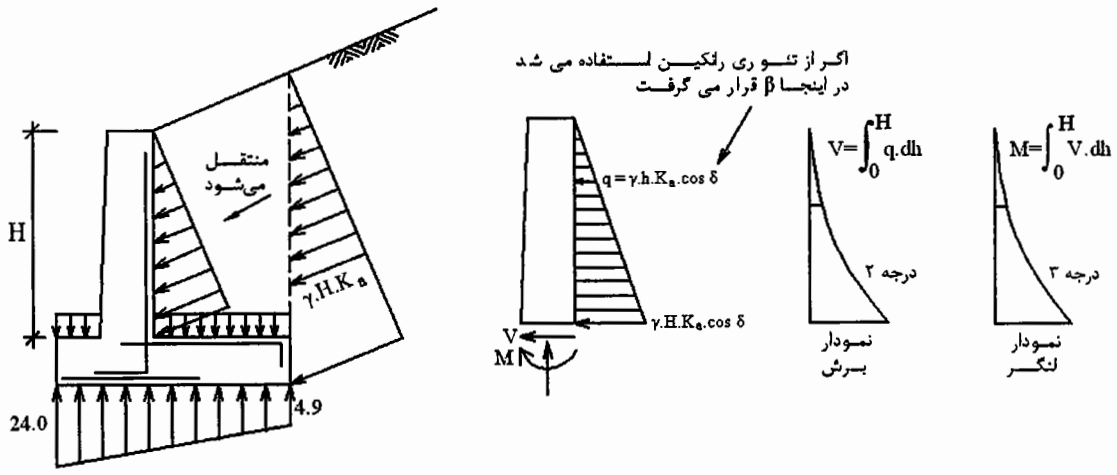
$$\sum M_{\text{مقاوم}} = 138.05\ \text{T}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{\text{محرک}} = 19.3\times\frac{8.8}{3} + 1.93\times 8.8\times 0.6 = 66.8\ \text{T}\cdot\text{m}$$

$$F.S. = \frac{138.05}{66.8} = 2.1 > 1.1 \longrightarrow \text{O.K.}$$

با توجه به موارد فوق نتیجه می‌گیریم که ابعاد دیوار مناسب طرح شده است.

مرحله‌ی چهارم طرح سازه‌ای دیوار است.



شکل (۹-۳۷): طرح سازه‌ای دیوار طره

ابتدا ضخامت بتن در پای دیوار را برای تحمل برش به تنهایی کنترل می‌کنیم.

$$V=\left(1.84\times 7.8\times 0.287\times\cos 20^\circ\right)\times\frac{7.8}{2}=15.1\ \text{Ton}\ \longrightarrow\ V_u=1.7\times 15.1=25.7$$

$$v=\frac{V}{b\cdot d}=\frac{25.7\times 10^3}{100\times 30}=8.55\ \frac{kg}{cm^2}>v_a=6.73\ \frac{kg}{cm^2}\ \longrightarrow\ \text{N.G.}$$

بنابراین ضخامت ۴۰ سانتیمتر برای تحمل برش کافی نیست و آن را به ۵۰ سانتیمتر افزایش می‌دهیم.

$$D=50\ cm\ \longrightarrow\ d=40\ cm$$

$$v=\frac{V}{b\cdot d}=\frac{25.7\times 10^3}{100\times 40}=6.4\ \frac{kg}{cm^2}<v_a=6.73\ \frac{kg}{cm^2}\ \longrightarrow\ \text{O.K.}$$

از آنجا که وزن دیوار اندکی افزایش یافته است لذا ضریب اطمینان در مقابل لغزش و واژگونی افزایش می‌یابد ولی تنش در زیر پی کمی بیشتر می‌شود که در اینجا از اضافه تنش احتمالی صرف‌نظر شده است.

حداکثر لنگر در پای دیوار (انتهای طره) وجود دارد.

$$M_{max}=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot K_a(\cos\delta)\frac{H}{3}$$

$$M_{max}=\frac{1}{2}\times 1.84\times(7.8)^2\times 0.287\times\cos 20^\circ\times\frac{7.8}{3}=39.25\ \text{T.m}$$

$$M_u=1.7\times 39.25=66.7\ \text{T.m}$$

$$M_u=\phi\, bd^2\cdot f'_C\cdot q(1-0.59q)$$

$$66.7(10^5)=0.9\times 100\times 40^2\times 210\times q(1-0.59q)$$

$$q=0.26$$

$$\rho=\frac{0.26\times 210}{3500}=0.0156<0.75\rho_b=0.021\ \longrightarrow\ \text{O.K.}$$

$$A_S=0.0156\times 100\times 40=62.4\ cm^2$$

$$\text{use } 20\Phi 20@10\ \text{cm c/c}\quad (A_S=62.8\ cm^2)$$

از آنجا که این فولاد را می‌توان در ارتفاع دیوار در نقاط مناسب قطع نمود، لذا بهتر است از ابتدا نمودار برش و لنگر برای دیوار طره‌ای رسم شوند و قطع فولاد در ارتفاع دیوار بر آن اساس صورت گیرد.

محاسبات مربوط به طراحی پاشنه دیوار:

$$w=\frac{7.8+8.22}{2}\times 1\times 1.84\ \frac{T}{m^3}+0.6\times 1\times 2.5\ \frac{T}{m^3}=16.24\ \frac{T}{m}$$

$$V=16.24\times 2.4-\left(\frac{16.96+4.9}{2}\times 2.4\right)=12.7\ \text{ton}$$

$$\longrightarrow\ v=\frac{V_u}{b\cdot d}=\frac{12.7\times 1.7\times 10^3}{100\times 50}=4.3\ \frac{kg}{cm^2}<v_a=6.73\ \longrightarrow\ \text{O.K.}$$

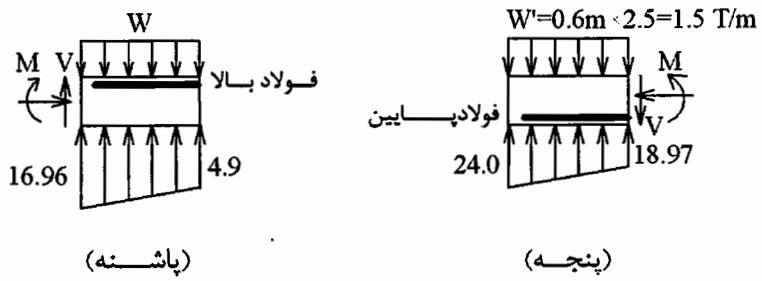
$$M_{max}=\frac{1}{2}\times 16.24\times(2.4)^2-\left(\frac{4.9\times 2.4}{2}\times\frac{2(2.4)}{3}\right)-\left(\frac{16.90\times 2.4}{2}\times\frac{2.4}{3}\right)=21.08\ \text{T.m}$$

$$M_u=35.84\ \text{T.m}$$

$$35.84(10^5)=0.9\times 100\times 50^2\times 210\times q(1-0.59q)\ \longrightarrow\ q=0.08$$

$$\rho=0.005<0.75\rho_b=0.021\ \longrightarrow\ \text{O.K.}$$

$$A_S=0.005\times 100\times 50=25cm^2\ \longrightarrow\ \text{use } \phi 18@10\ \text{cm c/c}$$



شکل (۹-۳۸): طراحی فولاد در پنجه و پاشنه دیوار

فولاد پنجه دیوار نیز برای بارهای نشان داده شده در شکل (۹-۳۸) طراحی می‌شود.

ترک‌های کششی در پشت دیوار حائل:

معمولاً در بالای خاکریز چسبنده در پشت دیوار حائل ترک‌های کششی ایجاد می‌شود. عمق این ترک‌ها را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد.

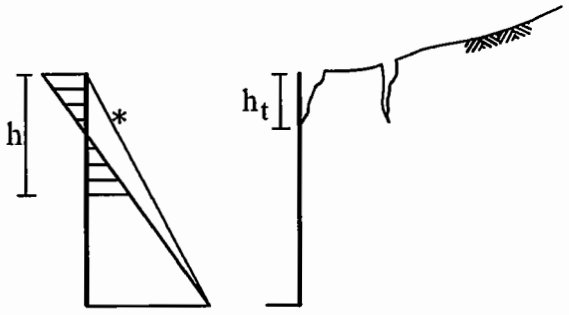
$$p_a = \gamma \cdot h \cdot k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

با انتگرال‌گیری از تنش می‌توان نیروی جانبی خاک را به دست آورد.

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot h^2 \cdot k_a - 2Ch\sqrt{k_a}$$

برای به دست آوردن ارتفاع h که در آن برآیند نیروهای کششی و فشاری صفر می‌شود، به صورت زیر عمل می‌کنیم.

$$P_a = 0 \longrightarrow \frac{1}{2}\gamma \cdot h^2 \cdot k_a - 2Ch\sqrt{k_a} = 0 \longrightarrow h = \frac{4C}{\gamma\sqrt{K_a}}$$



شکل (۹-۳۹): ترک‌های کششی در خاکریز پشت دیوار

این ارتفاع در واقع حداکثر ارتفاعی را نشان می‌دهد که یک خاک چسبنده بدون وجود دیوار حائل می‌تواند پایدار باقی بماند. عمقی از خاک که تحت کشش است نصف این مقدار می‌باشد، لذا عمق ترک‌های کششی برابر نصف مقدار فوق است.

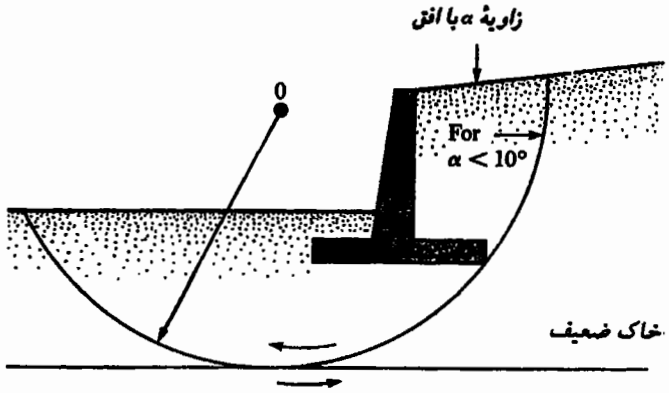
$$\longrightarrow h_t = \frac{2C}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

اگر بخواهیم ارتفاع ایمنی از خاک چسبنده را که می‌تواند بدون دیوار حائل به صورت قائم بایستد به دست آوریم (به علت کم شدن چسبندگی در محل ترک‌ها در طول زمان و سایر اثرات محیطی در کارگاه) باید ضریب اطمینانی در محاسبه اعمال شود.

$$h = \frac{4C}{\gamma\sqrt{k_a} \times \underbrace{F.S}_{2.67\sim3.00}}$$

از h بدست آمده از رابطه فوق می‌توان در گودبرداری‌های موقت جهت تعیین عمق پایدار گود استفاده نمود. توصیه می‌شود که هنگام طراحی دیوارهای حائل از فشار جانبی خاک پشت دیوار بعلت ترک‌های کششی کاسته نشود چون ترکهای کششی در زمستان از آب پر شده و فشار هیدرواستاتیک اضافی به دیوار وارد می‌شود. بهمین دلیل عموماً در طراحی دیوارها از تنش‌های کششی ایجاد شده توسط خاکریز صرف‌نظر می‌شود. توزیع فشار جانبی خاک، بر دیوار حائل نشان داده شده در شکل فوق را می‌توان بصورت خط ستاره‌دار درنظر گرفت.

نکته: در صورتی که در فاصله‌ی کمی در زیر پی دیوار (مثلاً در عمق ۱/۵H تا ۲H) لایه‌ی خاک سستی وجود داشته باشد (نظیر رس نرم، لای یا پیت) احتمال گسیختگی کلی دیوار همراه با خاکریز آن وجود دارد.



شکل (۹-۴۰): مکانیزم گسیختگی کلی دیوار حائل

بررسی این مسأله با در نظر گرفتن مرکز دوران و شعاع دلخواهی که از نوک پاشنه و لایه‌ی خاک سست عبور کند انجام می‌شود. روش تحلیل، مشابه مسأله‌ی پایداری شیب‌ها در مکانیک خاک است که از روش‌های نواری فلینوس یا بیشاب قابل تحلیل می‌باشد (وزن دیوار به صورت سربار به وزن یک یا دو نوار خاک زیر آن اضافه می‌شود). ضریب اطمینان پایداری کل سیستم در این حالت باید در حد قابل قبول باشد.

مراجع برای مطالعه بیشتر

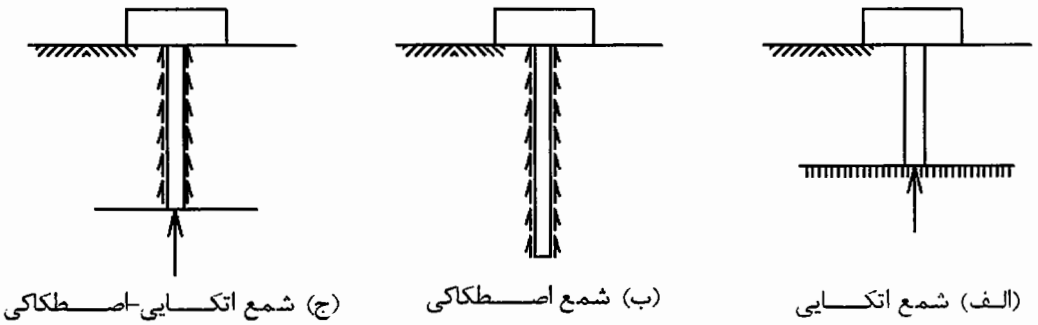
[1] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
[2] Foundation Design, Teng W.C., Prentice-Hall.
[3] Geotechnical Engineering : Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
[4] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.
[5] Foundation Engineering, Leonards G.A., 1962, McGraw-Hill.

فصل دهم

طرح پی‌های عمیق (شمع‌ها)

مقدمه:

شمع‌ها اعضای سازه‌ای از جنس چوب، بتن، فولاد یا ترکیبی از آنها هستند که اساساً جهت انتقال دادن بارها از سطح زمین به لایه‌های عمیق خاک بکار می‌روند.



شکل (۱۰-۱): مکانیزم‌های انتقال بار در شمع‌ها

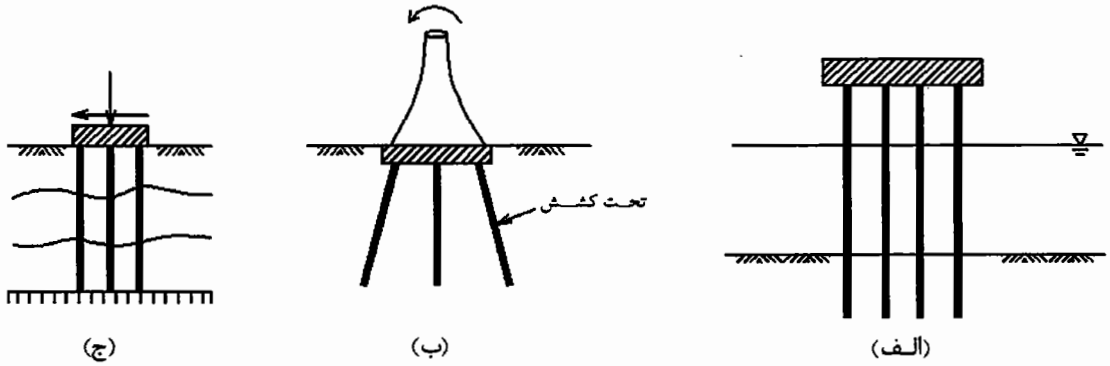
انتقال بار به خاک یا از طریق اعمال مستقیم بار از نوک شمع به لایه باربر در عمق زمین صورت می‌گیرد که در این صورت شمع را ته باربر (End Bearing) یا اتکایی می‌نامند (شکل (۱۰-۱-الف)) و یا از طریق تنش‌های اصطکاکی در جداره یا پوسته‌ی جانبی شمع انجام می‌شود که در این صورت شمع را اصطکاکی (Friction Bearing) می‌گویند (شکل (۱۰-۱-ب)). در عمل اگر شمع در عمق نسبتاً کمی به لایه‌ی سخت یا باربری برسد چون تغییرمکان شمع در خاک ناچیز است لذا تنش‌های برشی (اصطکاکی) قابل توجهی در جداره شمع ایجاد نمی‌شود و می‌توان از اصطکاک جانبی صرف‌نظر نمود و شمع را اتکایی در نظر گرفت. اگر عمق لایه‌ی سخت خیلی زیاد باشد به

طوری که اصولاً متکی کردن شمع به لایه باربر ممکن و یا اقتصادی نباشد در آن صورت انتقال بار از طریق ته شمع ناچیز بوده و شمع با کمی فرورفتن در خاک و ایجاد تنش‌های اصطکاکی بار وارده را تحمل می‌نماید. شمع در این حالت اصطکاکی عمل می‌نماید. در شمع‌های نسبتاً بلند که انتهای آنها بر روی لایه سختی متکی می‌شود هر دو سازوکار فوق در باربری شمع مؤثر هستند (شکل (۱۰-۱-ج)).

موارد کاربرد شمع‌ها:

شمع‌ها کاربردهای زیادی دارند که مهمترین آنها را می‌توان به صورت زیر نام برد:

۱. انتقال بار روسازه به لایه‌های تحتانی خاک (بار می‌تواند قائم یا افقی و یا مورب باشد).
۲. تحمل بارهای کششی یا واژگونی که به پی سطحی وارد می‌شود.
۳. برای کاهش نشست پی هنگامی که پی‌های سطحی روی لایه‌های خاک نرم قرار دارند.
۴. قرار گرفتن در زیر پی یا کوله‌ی پل‌ها خصوصاً زمانی که خطر آب‌شستگی خاک‌های اطراف پی توسط جریان آب وجود دارد.
۵. در سازه‌های دریایی مثل اسکله‌ها و سکوهای دور از ساحل جهت انتقال بار از بالای سطح آب به خاک بستر دریا.
۶. برای ایجاد ارتعاش و متراکم کردن خاک‌های دانه‌ای در بهسازی زمین. این نوع شمع‌ها را در پایان کار از زمین بیرون می‌کشند.



شکل (۱۰-۲): برخی از انواع کاربرد پی عمیق (شمع‌ها)
الف) کاربرد شمع در سازه‌های دریایی
ب) کاربرد شمع به عنوان عضو تحت کشش
ج) کاربرد شمع در انتقال بار به لایه‌های تحت‌الارضی

انواع شمع‌ها از نظر روش ساخت:

شمع‌ها به طور کلی به دو روش ساخته می‌شوند:

۱ . **کوبشی:** در این روش شمع‌های آماده شده چوبی، فلزی یا بتن‌آرمه با چکش‌های مخصوص (شمع‌کوب) با ضربات متوالی که بر سر شمع وارد می‌شود در خاک کوبیده می‌شوند. برای جلوگیری از خردشدن سر شمع در اثر ضربات شمع‌کوب کلاهک‌های فلزی در سر شمع تعبیه می‌نمایند. سر و صدا و ارتعاش در شمع‌کوبی زیاد است لذا برای محیط‌های شهری مناسب نیست. گاهی برای حل این مشکل از شمع‌کوب‌های لرزشی استفاده می‌کنند که سر و صدای آن کمتر از شمع‌کوب‌های معمولی است. شمع‌کوب‌های لرزشی در خاک‌های دانه‌ای کاربرد خوبی دارند.

۲ . **درجا ریز (Cast in Place/Cast in situ):** در این روش ابتدا در محل موردنظر جهت ساخت شمع، چاهی با قطر و عمق موردنظر کنده شده و سپس داخل آن با بتن یا بتن مسلح پر می‌شود. این روش ساخت شمع بسیار معمول است چون نیازی به شمعکوب ندارد.

اگر زمین ریزشی باشد ابتدا یک لوله‌ی فلزی با قطری معادل قطر شمع موردنظر در زمین کوبیده شده و سپس داخل آن در محل با بتن (مسلح یا غیرمسلح) پر می‌شود. هم‌زمان با ریختن بتن، لوله به تدریج از خاک بیرون کشیده می‌شود. از این روش جهت ساخت شمع در زمین‌های ماسه‌ای استفاده می‌شود.

پی‌های عمیق عموماً نسبت به پی‌های سطحی گران‌تر تمام می‌شوند، لذا انتخاب این سیستم پی باید با شناخت کافی نسبت به پارامترهای ژئوتکنیکی لایه‌های خاک و مقایسه‌ی فنی و اقتصادی سیستم‌های مختلف پی همراه باشد.

لازم به ذکر است که شمع هیچگاه به تنهایی بکار نمی‌رود. آیین نامه‌ها حداقل تعداد شمع را در یک گروه شمع ۲ و یا ۳ شمع عنوان کرده اند.

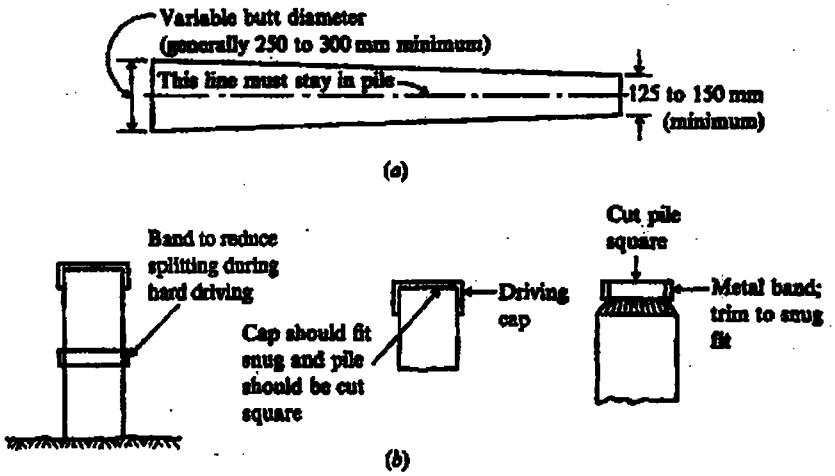
جدول (۱۰-۱): جدول مقایسه شمع‌ها

	نوع شمع				
	چوبی	فولادی	بتنی مسلح پیش ساخته	بتنی مسلح درجا	بتن یا ارتباط فولادی کوبیده شده
حداکثر طول (m)	۳۵	نامحدود	۳۰ (پیش‌تنیده=۶۰)	۳۶	نامحدود
طول معمول (m)	۹-۲۰	۱۲-۵۰	۱۲-۱۵ (۱۸-۳۰)	۸-۱۲	۱۲-۳۶
قطر معمول (mm)	۳۰۰-۵۰۰	-	۳۰۰-۶۰۰	۳۰۰-۵۰۰	۲۰۰-۹۰۰
آیین‌نامه مصالح	ASTM-D25	ASTM-A36	ACI	ACI	ACI
حداکثر بار (kN)	۲۷۰	سطح مقطع×تنش مجاز	۹۰۰ (۸۵۰۰)	۱۳۰۰	۱۸۰۰
بار معمول (kN)	۱۳۰-۲۲۵	۳۵۰-۱۰۵۰	۳۵۰ (۳۵۰۰)	۳۵۰-۹۰۰	۷۰۰-۱۱۰۰
معایب	✓ وصله مشکل ✓ آسیب‌پذیر در زمین‌های سفت ✓ آسیب‌پذیر در برابر شرایط محیطی	✓ آسیب‌پذیر در مقابل خوردگی ✓ آسیب‌پذیر در برخورد با سنگ	✓ حمل و نقل مشکل ✓ وصله مشکل ✓ دست‌خوردگی زیاد خاک	✓ کیفیت بتن چندان خوب نیست	✓ گران ✓ دست خوردگی خاک با لوله ته بسته
مزایا	✓ نسبتاً ارزان ✓ بادوام در زیر سطح آب ✓ مناسب در خاک‌های دانه‌ای	✓ سهولت در وصله کردن ✓ ظرفیت زیاد ✓ دست‌خوردگی کم	✓ مقاوم در برابر عوامل خورنده ✓ قابل کوبیدن در زمین‌های سخت	✓ نسبتاً ارزان ✓ مناسب در هر دو حالت اتکایی و اصطکاکی	✓ سهولت وصله کردن ✓ ظرفیت زیاد ✓ قابل کنترل در حین نصب

انواع شمع‌ها به لحاظ نوع مصالح:

۱. **شمع‌های چوبی:**

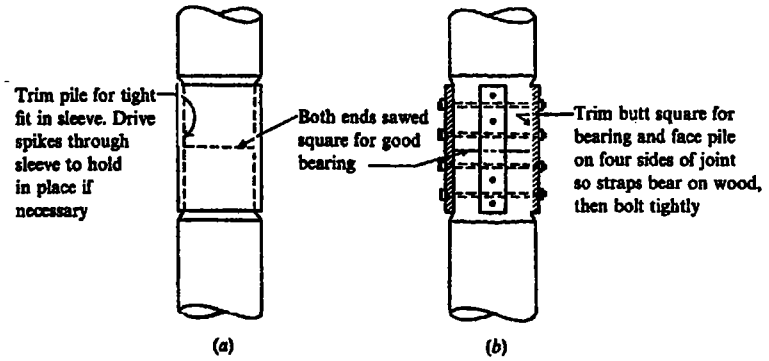
این شمع‌ها معمولاً از تنه‌ی درختان صاف که شاخه‌های آنها به دقت هرس شده ساخته می‌شوند. شمع‌های چوبی معمولاً از سر باریک‌تر در داخل زمین کوبیده می‌شوند. برای جلوگیری از خرابی نوک شمع در برخورد با قلوه سنگ یا زمین سخت یک کفشک فلزی در نوک شمع قرار می‌دهند.



شکل (۱۰-۳): شکل شماتیکی از یک شمع چوبی

مشخصات لازم برای شمع‌های چوبی در ASTM D25 آمده است. اگر شمع چوبی به طور دائم زیر سطح سفره آب قرار گیرد عمر آن زیاد است ولی اگر همین شمع در معرض خیس‌شدن و خشک‌شدن پیاپی قرار گیرد عمر آن شدیداً کاهش خواهد یافت. قسمتی از شمع‌های چوبی که در خارج از خاک قرار می‌گیرند در معرض فساد و پوسیدگی ناشی از حمله‌ی حشرات چوب‌خوار (borers) مانند موریانه می‌باشند. برای جلوگیری از کاهش عمر شمع‌های چوبی آنها را به طرق صنعتی عمل‌آوری می‌کنند. شمع‌های چوبی را در روغن‌های خاص قرار داده و حرارت می‌دهند و جدار شمع‌ها را با مشتقات نفتی نفوذ ناپذیر می‌کنند.

لازم به ذکر است در صورتی که زمین سفت یا قلوه‌سنگی باشد امکان شکستن شمع‌های چوبی در حین شمع‌کوبی وجود دارد. بهتر است شمع‌های چوبی یک‌پارچه باشند و باید از وصله کردن آنها حتی‌المقدور خودداری نمود ولی در صورت لزوم می‌توان آنها را مطابق شکل (۱۰-۴) وصله کرد.



شکل (۱۰-۴): نحوه‌ی وصله کردن شمع‌های چوبی
(a) وصله با ورق فلزی، (b) وصله با تسمه‌های فلزی

حداکثر باری که شمع چوبی به لحاظ مصالح می‌تواند تحمل نماید عبارت است از:

$$P_a = A_p \cdot f_a$$

که در این رابطه:

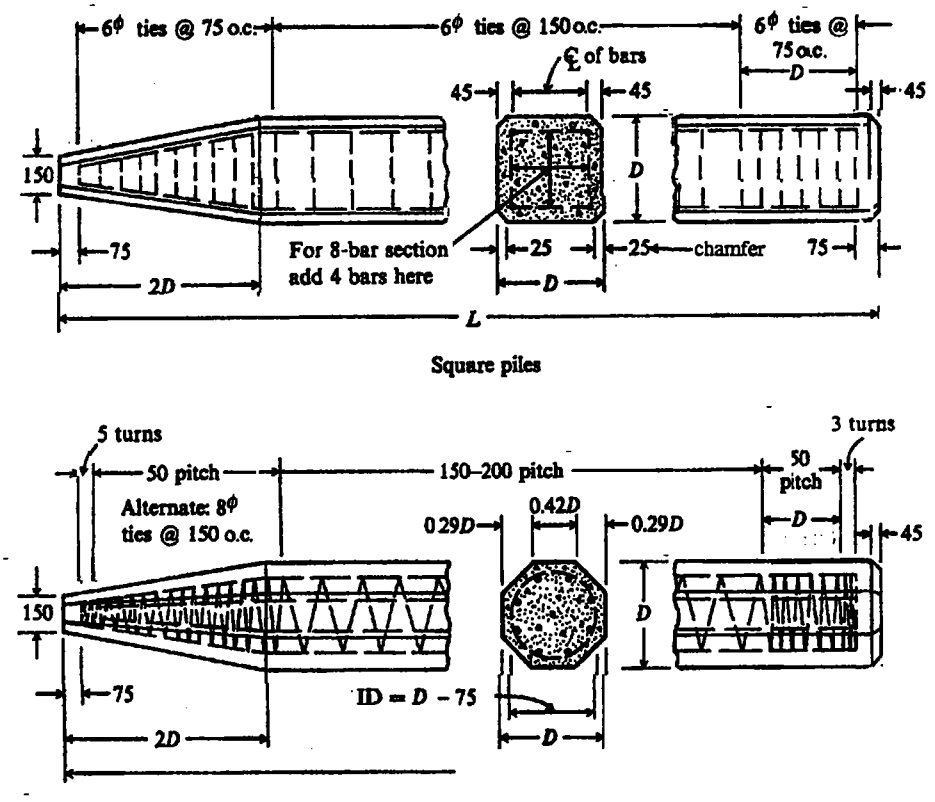
A_p: سطح مقطع شمع

f_a: تنش مجاز فشاری چوب بر طبق آئین‌نامه

می‌باشد.

۲. شمع‌های بتنی:

الف) *پیش‌ساخته:* این شمع‌ها ابتدا در کارگاه ساخته شده و سپس به محل شمع‌کوبی حمل می‌شوند. برای ساخت شمع به تعداد زیاد لازم است از قالب‌های فلزی استفاده شود. شمع‌ها پس از بتن‌ریزی در قالب باید به مدت کافی در استخر آب به صورت غرقاب باقی بمانند. مقطع تیپ شمع‌های بتنی در شکل (۱۰-۵) نشان داده شده است.



شکل (۱۰-۵): شمع‌های بتنی پیش‌ساخته

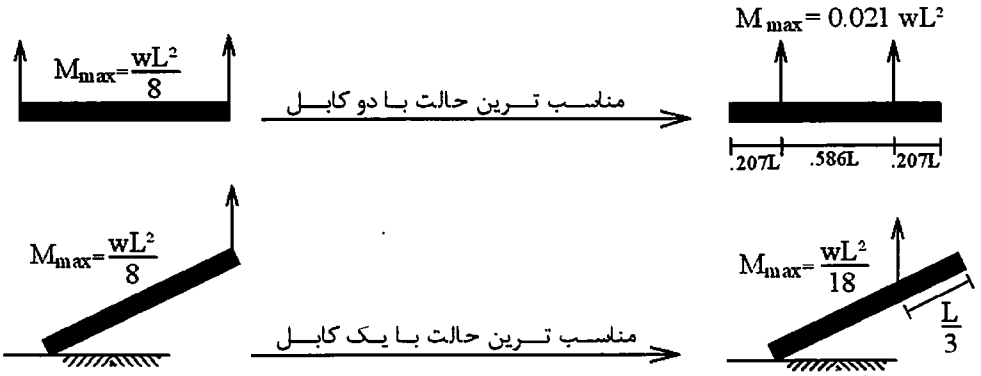
شمع‌های بتنی پیش‌ساخته را می‌توان به صورت پیش‌تنیده ساخت. گاهی شمع‌های بتنی با مقاطع مجوف (سوراخ دار در وسط) نیز به کار می‌روند.

فولادهای اصلی در شمع‌های بتنی بر اساس معیارهای زیر طراحی می‌شوند:

- حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در شمع در حین حمل و نقل
- حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در شمع در حین کوبش
- حداکثر بار محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در اثر اعمال بارهای سازه
- حداقل فولاد توصیه شده توسط آئین‌نامه

لازم است که بیشترین درصد فولاد که بر اساس معیارهای مذکور به دست می‌آید در شمع به کار برده شود.

نکته‌ی مهم در مورد شمع‌های بتنی آن است که در حالت سرویس این شمع‌ها غالباً تحت اثر نیروی محوری قرار دارند. در این حالت حداکثر لنگر خمشی در این شمع‌ها معمولاً هنگام بلندکردن و حمل‌ونقل شمع در آنها ایجاد می‌شود، لذا فولادهای اصلی باید با توجه به این لنگر کنترل شوند. برای کاهش لنگر حمل‌ونقل، محل‌هایی را در روی شمع علامت‌گذاری کرده و شمع‌ها را منحصراً از این نقاط بلند می‌کنند.



شکل (۱۰-۶): مناسب‌ترین حالت بلندکردن شمع‌های بتنی

شمع‌های بتنی باید دارای عمر زیادی باشند لذا باید اثرات زیان‌آور خاک‌های سولفاته، آب‌های زیرزمینی شور، تر و خشک شدن پیاپی (مثلاً در سازه‌های دریایی) و یخزدن و آب‌شدن مداوم را در آنها به حداقل ممکن کاهش داد. برای این کار آئین‌نامه‌ها توصیه‌های خاصی را معمول می‌دارند برای مثال در برخی شمع‌های بتنی عیار سیمان در بتن تا ۵۰۰ کیلوگرم در مترمکعب بتن بوده و پوشش بتن روی فولاد ۷۵ میلیمتر می‌باشد. کاهش نسبت وزنی آب به سیمان، ساخت بتن با حباب هوا و استفاده از افزودنی‌های شیمیایی خاص از دیگر تمهیداتی است که برای ساخت شمع‌های بتنی به کار می‌رود.

ب) **درجا:** شمع‌های بتنی درجا به دو صورت کلی ساخته می‌شوند: با لوله جدار (casing) و بدون لوله جدار. در حالت اول یک لوله‌ی فلزی در خاک کوبیده شده و پس از خارج‌کردن خاک داخل لوله (با اوگر یا mandrel) بتن در لوله ریخته می‌شود. در حالت دوم سوراخ مستقیماً در زمین حفاری شده شبکه‌ی فولاد نصب و بتن در داخل آن قرار می‌گیرد. در خاک‌های دانه‌ای گاهی برای پایدار کردن جداره‌ی چاه حفر شده از گل حفاری یا بنتونیت استفاده می‌کنند؛ و بتن‌ریزی با استفاده از لوله‌ی Teremi از پایین به بالا انجام می‌شود.

حداکثر بار مجازی که شمع بتنی به لحاظ مصالح می‌تواند تحمل نماید از فرمول زیر بدست می‌آید.

$$P_a = A_c \cdot f_c + A_S \cdot f_S$$

که در این رابطه:

A_c: سطح مقطع بتن در مقطع شمع

A_S: سطح مقطع فولاد در مقطع شمع

f_c: تنش مجاز فشاری بتن

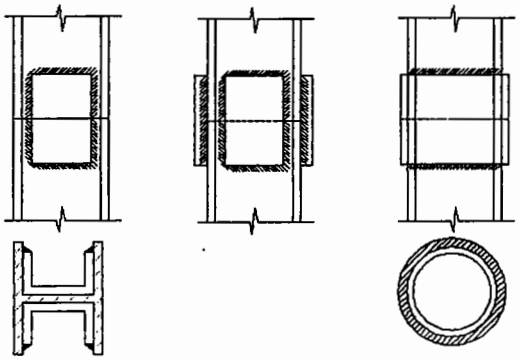
f_S: تنش مجاز فشاری فولاد

می‌باشد.

۳. شمع‌های فلزی:

کاربرد مقاطع H، I و لوله در مورد شمع‌های فلزی معمول‌تر هستند. مقطع لوله را به دو صورت ته باز و ته بسته می‌توان کوبید. مقاطع فلزی H و I حداقل جابجایی و دست خوردگی در خاک را ایجاد می‌نماید.

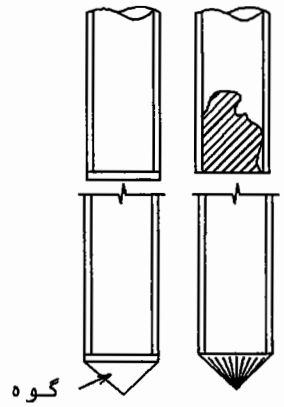
وصله کردن شمع‌های فلزی مشابه وصله کردن ستون‌های فلزی است.



شکل (۱۰-۷): نمونه‌هایی از وصله کردن شمع‌های فلزی

برای جلوگیری از آسیب‌دیدگی و نیز برای تسلیح نوک شمع در خردکردن سنگ‌های کوچک هنگام فرورفتن در زمین‌های سخت، از کفشک‌های فلزی استفاده می‌کند. گاهی نیز در محل کارگاه نوک شمع را تقویت می‌کنند.

نکته: مقاومت شمع لوله‌ای ته باز در خاک‌های سفت و متراکم مشابه شمع لوله‌ای ته بسته است چرا که پس از چند متر کوبیدن، خاک وارد انتهای لوله‌ی ته باز شده و به علت اصطکاک جداره همان‌جا حبس می‌شود. همچنین مقاومت شمع نوک تیز با شمع تخت تفاوت زیادی ندارد زیرا در زیر شمع تخت یک گوه خاکی ایجاد می‌شود.



شکل (۱۰-۸): مقایسه‌ی کوبش شمع‌های لوله‌ای ته باز و ته بسته

حداکثر بار مجازی که شمع فلزی به لحاظ مصالح می‌تواند تحمل نماید از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_a = A_p \cdot f_S$$

که در این رابطه:

A_p: سطح مقطع مؤثر شمع فلزی

f_S: تنش مجاز فولاد

می‌باشد.

در صورتی که شمع فلزی در معرض آب دریا یا آب‌های زیرزمینی شور و یا خاک‌های نباتی یا خورنده قرار دارد که PH آنها کمتر از ۵/۰ یا بالاتر از ۹/۰ است باید الزاماً شمع را با یک سیستم رنگ مناسب (نظیر اپوکسی) پوشانید و یا یک غلاف محافظ بتنی در اطراف شمع قرار داد. اضافه کردن ضخامت فولاد یعنی اعمال رواداری خوردگی (Corrosion allowance) و یا استفاده از سیستم حفاظت کاتدیک روش‌های دیگر حفاظت شمع‌های فولادی در مقابل خوردگی می‌باشد.

تعیین ظرفیت باربری شمع به روش استاتیکی:

در این قسمت در مورد طراحی شمع‌ها تحت اثر نیروی محوری گفتگو می‌شود. فرض بر آن است که توزیع بارها به نحوی صورت می‌گیرد که در شمع‌ها فقط نیروهای فشاری یا کششی ایجاد می‌شود. (طراحی شمع‌ها تحت اثر بار جانبی و لنگر به درس مهندسی پی پیشرفته مربوط می‌شود).

ظرفیت باربری نهایی شمع‌ها را می‌توان از فرمول‌های زیر تعیین کرد.

$$P_U = P_b + \sum P_S - W \longrightarrow P_a = \frac{P_U}{F.S} = \frac{P_b}{F_b} + \frac{\sum P_S}{F_S}$$

$$T_U = \sum P_S + W \longrightarrow T_a = \frac{T_U}{F.S}$$

که در روابط بالا:

P_U: ظرفیت باربری نهایی شمع در فشار

T_U: ظرفیت باربری نهایی شمع در کشش

P_a: ظرفیت باربری مجاز در فشار

T_a: ظرفیت باربری مجاز در کشش

P_b: مقاومت انتهایی (نوک) شمع

P_S: مقاومت اصطکاکی جداره‌ی شمع

W: وزن خود شمع (که معمولاً از آن صرفنظر می‌شود)

$F.S.$: ضریب اطمینان کلی در طراحی شمع

F_b: ضریب اطمینان مربوط به باربری نوک

F_S: ضریب اطمینان مربوط به مقاومت اصطکاکی

می‌باشد.

۱- مقاومت انتهایی (نوک) شمع:

ظرفیت باربری نوک شمع از فرمول زیر بدست می‌آید.

$$P_b = A_b\left(C_b N_c + P_d N_q\right)$$

در این رابطه:

A_b: سطح مقطع نوک شمع

C_b: چسبندگی خاک در انتهای شمع

P_d: فشار روبار مؤثر در تراز نوک شمع

می‌باشد.

ضرایب N_C و N_q را می‌توان از جداول ترزاقی بدست آورد ولی از آنجا که این ضرایب برای پی‌های سطحی پیشنهاد شده‌اند استفاده از آنها برای پی‌های عمیق محافظه‌کارانه است.

میرهوف پیشنهاد می‌کند که N_C برای شمع‌ها در خاک چسبنده عدد ثابت ۹/۰ در نظر گرفته شود مشروط بر آنکه طولی معادل $5B$ از شمع در داخل لایه‌ی خاک باربر وارد شده باشد. در مورد N_q در شمع‌های کوبشی نیز میرهوف منحنی خاصی را پیشنهاد می‌کند* که مقادیر بیشتری را نسبت به روابط ترزاقی بدست می‌دهد. ولی بررسی‌ها نشان داده‌اند شمع‌هایی که بر اساس منحنی پیشنهادی میرهوف طرح می‌شوند تحت اثر بار سرویس نشست زیادی خواهند داشت.

* این منحنی در بخش پیوست آمده است.

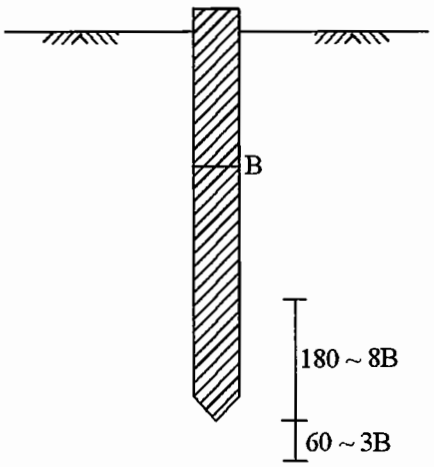
برزانتسف (Berezantsev) برای محاسبه‌ی N_q در شمع‌ها منحنی‌هایی را بر اساس ϕ و نسبت $\frac{D}{B}$ پیشنهاد کرده است. D عمق قرارگیری شمع در لایه‌ی انتهایی (لایه‌ی باربر) و B قطر شمع می‌باشد. نسبت $\frac{D}{B}$ حداکثر ۲۰ در نظر گرفته می‌شود.

نکته: بنا به پیشنهاد تاملینسون (Tomlinson) حاصلضرب $P_d' \cdot N_q$ باید به $۱۰/۷ \frac{MN}{m^2}$ محدود شود.

غیر از استفاده از رابطه‌ی P_b بر اساس نتیجه آزمایش SPT یا CPT نیز می‌توان ظرفیت باربری نهایی نوک شمع را بدست آورد.

$$\text{SPT} \longrightarrow \quad P_b = A_b(40N)\frac{L_b}{B} \le A_b(380N)$$

$$\text{CPT} \longrightarrow \quad P_b = A_b \cdot q_c$$



شکل (۱۰-۹): محدوده‌ی مؤثر در انتخاب N و q_c

N و q_c به ترتیب متوسط آماری عدد SPT و متوسط آماری مقاومت انتهای مخروط در ناحیه ۳B تا ۸B در شکل (۱۰-۹) هستند. $\frac{L_b}{B}$ متوسط $\frac{L}{B}$ در لایه‌های مختلف خاک در محدوده‌ی نوک شمع می‌باشد. هنگامی که شمع در خاک لایه‌ای کوبیده می‌شود.

۲- اصطکاک جداره شمع:

اصطکاک جداره شمع از فرمول‌های زیر بدست می‌آید.

در خاک دانه‌ای $P_S = \frac{1}{2} k_S \cdot P_d \cdot \tan\delta \cdot A_S$

در خاک چسبنده $P_S = \begin{cases} \alpha \cdot \overline{C_U} \cdot A_S \\ \beta \cdot \bar{q} \cdot A_S \\ \lambda \cdot \left(\bar{P}_o + 2\overline{C_U}\right) \cdot A_S \end{cases}$

رابطه‌ی سطر اول مقاومت اصطکاک جداره‌ی شمع در خاک‌های دانه‌ای را نشان می‌دهد و رابطه‌های سطر دوم مقاومت اصطکاک جداره شمع در خاک‌های چسبنده را نشان می‌دهد. باید توجه داشت با توجه به غالب بودن ϕ یا C در یک لایه خاک، در هر لایه‌ی خاک، در جهت اطمینان یکی از روابط فوق به کار برده می‌شود.

در رابطه‌ی اول برای خاک‌های دانه‌ای، P_d فشار مؤثر روباره در انتهای شمع، K_S ضریب فشار جانبی خاک، δ زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و شمع و A_S سطح جانبی شمع در تماس با خاک می‌باشد. K_S و δ را از جدول (۱۰-۲) تعیین می‌کنند.

جدول (۱۰-۲): مقادیر K_S و δ

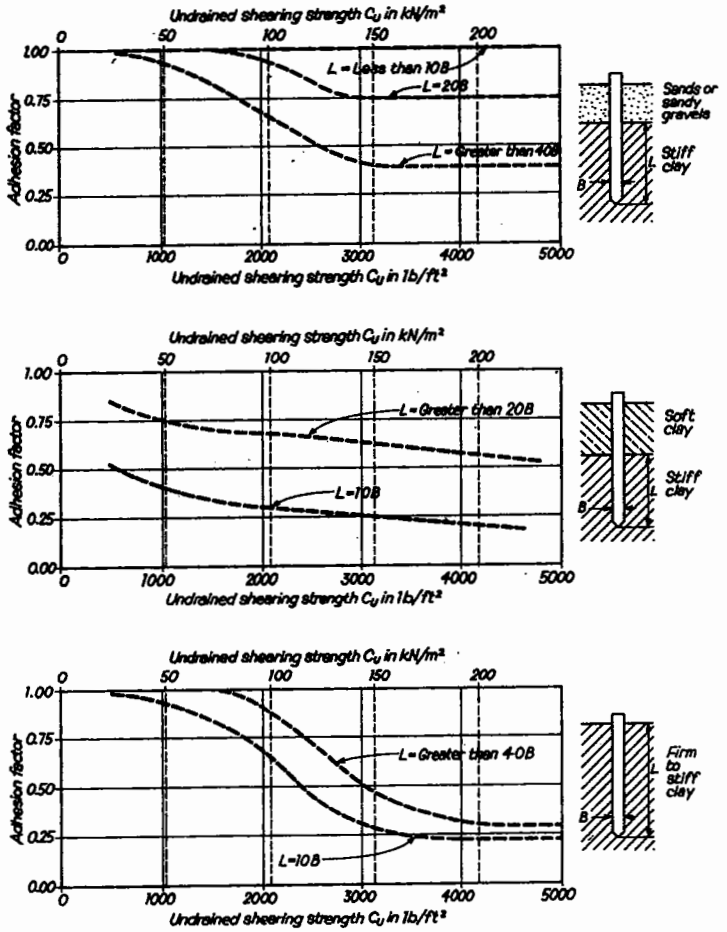
فلزی	$20°$	0.5	1.0
بتنی	$\frac{3}{4}\phi$	1.0	2.0
چوبی	$\frac{2}{3}\phi$	1.5	4.0

در شمع‌های بتنی درجاریز می‌توان K_S را معادل K_0، یعنی ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون که از رابطه‌ی $K_0 = (1-\sin\phi')\sqrt{OCR}$ به دست می‌آید در نظر گرفت ولی در شمع‌های کوبشی K_S معمولاً از K_0 بزرگتر است.

در محاسبه‌ی اصطکاک جداره‌ی شمع با خاک چسبنده در حال حاضر سه روش کلی وجود دارد که به روش‌های α، β و λ موسومند.

روش α پیشنهاد تاملینسون (Tomlinson) می‌باشد. در این رابطه α ضریب چسبناکی (adhesion)، $\overline{C_U}$ چسبندگی زهکشی نشده متوسط در اطراف شمع و A_S سطح جانبی شمع در تماس با خاک می‌باشد. حدود صحت نتایج این روش که به وسیله‌ی تاملینسون گزارش شده است ٪۲۵± می‌باشد. از روش α برای محاسبه‌ی اصطکاک جانبی شمع در خاک‌های چسبنده که رفتار زهکشی‌نشده دارند، استفاده می‌شود. ضریب α از نمودار (۱۰-۱) به دست می‌آید.

در روش β، $\bar{q}$ تنش قائم مؤثر در وسط ارتفاع شمع می‌باشد و ضریب βنیز $K.\tan\delta$ می‌باشد که K در آن عددی مابین K_0 و حداکثر ۱/۷۵ می‌باشد و δ نیز زاویه‌ی اصطکاک بین جداره‌ی شمع و خاک است. تفاوت روش β با روش‌های α و λ این است که در این روش $\bar{q}$ تنش قائم مؤثر می‌باشد بنابراین وضعیت خاک در حالت زهکشی شده (Drained) موردنظر است و میزان اصطکاک جانبی در خاک‌های چسبنده را پس از زهکشی شدن آب منفذی اضافی نشان می‌دهد.



نمودار (۱۰-۱): نمودارهای تعیین ضریب α

نکته: اگر روی سطح خاک سربار داشته باشیم رابطه β را می‌توان با در نظرگرفتن اثر سربار q_S به شرح زیر اصلاح کرد:

$$P_S = \beta(\overline{q} + q_S)\cdot A_S$$

روش λ پیشنهاد Vijayvergiya و Focht می‌باشد. در این فرمول λ ضریب ورجیا و $\overline{p_0}$ تنش موثر قائم متوسط بین سطح زمین و انتها (نوک) شمع می‌باشد (یعنی $\overline{p_0}$ در وسط شمع محاسبه می‌گردد). $\overline{C_U}$ چسبندگی زهکشی نشده متوسط در اطراف شمع است. ضریب λ از منحنی پیشنهادی افراد فوق بر حسب عمق نفوذ شمع در خاک تعیین می‌شود. اگر عمق نفوذ شمع در خاک در ابتدای حل مسأله معلوم نباشد باید مسأله را با آزمون و خطا حل نمود. حدود صحت نتایج روش $\pm$۱۰٪ گزارش شده است. از روش λ در خاک‌های چسبنده و اشباع در حالت زهکشی شده و زهکشی نشده استفاده می‌شود. روش λ خصوصاً در شمع‌های بلند کوبیده شده در خاک رس یکنواخت مناسب است. ضریب λ از نمودار (۱۰-۲) به دست می‌آید.

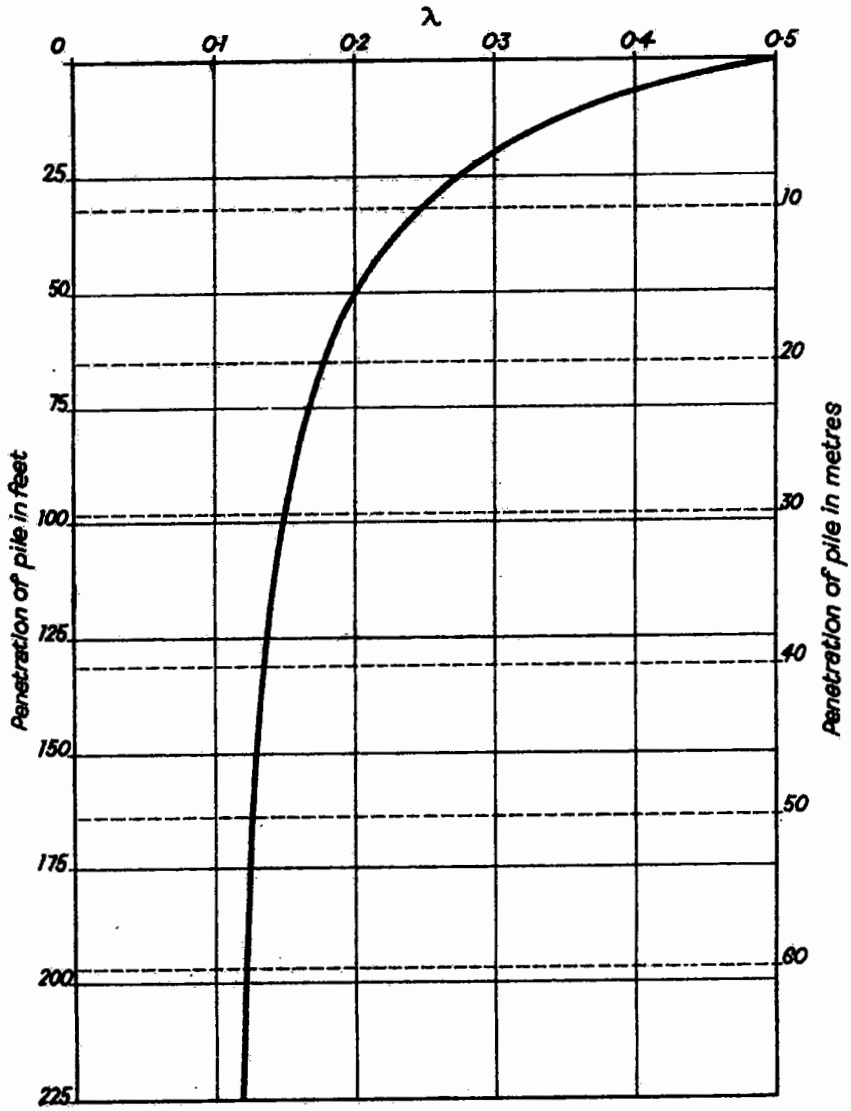
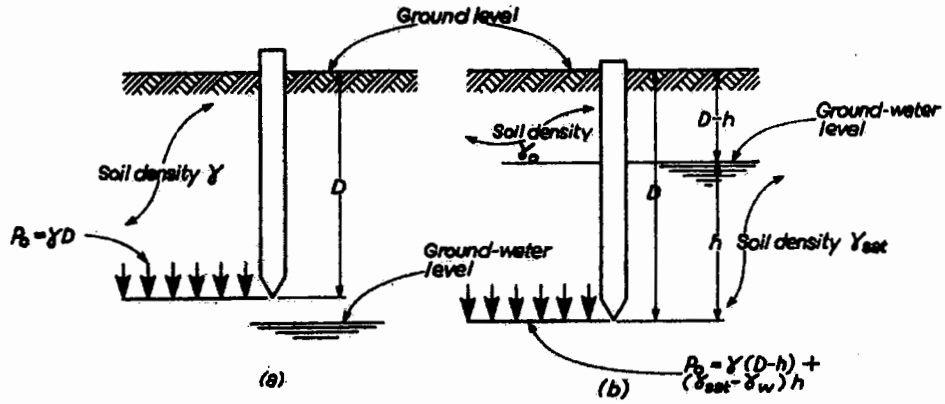


Fig. 4.10 Value of coefficient λ for various penetration depths (after Vijayvergiya and Focht[4.7])



Determination of effective overburden pressure
(a) Ground-water level below pile toe (b) Ground-water level above pile toe

نمودار (۱۰-۲): نمودارهای تعیین ضریب λ

شمع در خاک اشباع: شمعکوبی در خاکهای رسی نرم و حساس، معمولاً موجب کاهش چسبندگی خاک شده و ظرفیت باربری شمع‌های کوبیده شده در این نوع خاکها در ابتدا ناچیز است. به مرور زمان، چسبندگی از دست رفته بصورت ایجاد چسبناکی (adhesion) بین خاک رس و جداره شمع جبران شده و ظرفیت باربری شمع تدریجاً افزایش می‌یابد.

بارگذاری بر روی گروه شمع‌های مستقر بر خاکهای رس اشباع، بعلت کم بودن ضریب نفوذپذیری در این خاکها باعث پاسخ خاک بصورت زهکشی نشده (undrained) می‌شود. در نتیجه فشار آب منفذی در لایه رسی اشباع بالا می‌رود. بنابراین ظرفیت باربری شمع‌ها در کوتاه مدت باید براساس پارامترهای حالت زهکشی نشده خاک انجام شود. فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر پدیده تحکیم تدریجاً زائل شده و وضعیت خاک بصورت زهکشی شده (drained) در می‌آید. بنابراین ظرفیت باربری شمع‌ها در دراز مدت باید براساس پارامترهای زهکشی شده (پارامترهای تنش موثر ϕ' و c') صورت گیرد. بعبارت دیگر هنگام طراحی شمع‌ها لازم است که باربری شمع در هر دو حالت زهکشی نشده و زهکشی شده کنترل شود.

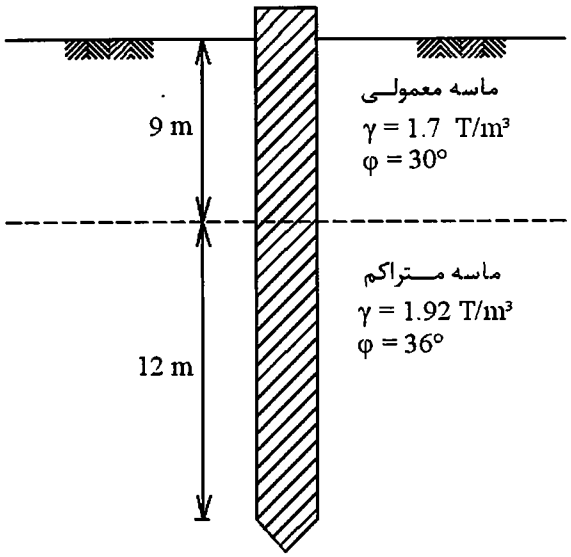
بارگذاری بر روی گروه شمع‌های مستقر در خاکهای درشت دانه اشباع بعلت بالا بودن ضریب نفوذپذیری در این نوع خاکها موجب افزایش فشار منفذی و ایجاد شرایط undrained نمی‌شود (مگر آنکه درصد رس یا سیلت در این خاکها زیاد باشد) بهمین دلیل برای طراحی شمع‌ها در خاکهای ماسه‌ای اشباع معمولاً درنظر گرفتن حالت زهکشی شده و پارامترهای مربوط به آن کفایت می‌کند.

اثر نوع ساخت شمع بر پارامترهای خاک: در انتخاب پارامترهای مقاومتی خاک برای طراحی شمع، باید به نوع ساخت شمع (کوبشی یا درجا ریز) توجه داشت. کوبیدن شمع در خاک موجب می‌شود که خاک در محدوده ۳ تا ۵ برابر قطر شمع در پیرامون آن بشدت دست خورده شود بهمین دلیل استفاده از پارامترهای ϕ و c خاک براساس آزمایش بر روی نمونه‌های دست نخورده در آزمایشگاه صحیح نیست. در استفاده از پارامترهای خاک در حالت دست خورده (remolded) قضاوت مهندسی می‌تواند نقش مهمی را ایفا کند. بعلت عدم اطمینانی که بر روی پارامترهای مقاومتی خاک در شمع‌های کوبشی وجود دارد در عمل غالباً از آزمایش بارگذاری بر روی شمع‌ها استفاده می‌شود تا ظرفیت باربری واقعی شمع‌ها در سایت بر روی چند شمع آزمایشی اندازه‌گیری شود. در صورتی که شمع بصورت درجاریز و در سوراخ حفاری شده ساخته می‌شود در صورتی که بتن مستقیماً با خاک اطراف سوراخ در تماس است می‌توان از پارامترهای دست نخورده خاک استفاده کرد. در صورتی که در حفاری سوراخ چاه برای حفظ پایداری جداره چاه از گل حفاری (بنتونیت) استفاده شود احتمال دارد که وجود گل حفاری در دیوارهٔ چاه موجب کاهش تنشهای اصطکاکی بین شمع و خاک دیوارهٔ چاه گردد. در صورتی که از لوله جدار (casing) برای پایداری سوراخ چاه در حین حفاری استفاده شود و هنگام بتن‌ریزی در چاه، لوله جدار تدریجاً بیرون کشیده شود تنشهای اصطکاکی بین شمع و خاک پیرامون چاه کاهش نمی‌یابد.

نکته: در شمع‌های نسبتاً بلند که بر روی لایهٔ مقاومی اتکا کرده‌اند و مقاومت انتهایی p_b و مقاومت اصطکاکی p_s هر دو در تعیین باربری آنها درنظر گرفته می‌شوند باید بخاطر داشت که حداکثر p_b و حداکثر p_s الزاماً تواماً ایجاد نمی‌شوند. برای ایجاد حداکثر اصطکاک جانبی شمع باید شمع در اثر بار وارده ۵ تا ۱۰ میلیمتر در خاک جابجا شود. این جابجایی که برای بسیج شدن تنشهای اصطکاکی در جدارهٔ شمع لازم است مستقل از قطر شمع و عمق فرورفتگی شمع در خاک است. لازم به ذکر است که اصطکاک جانبی به محیط مقطع (سطح جانبی شمع) بستگی دارد.

برای ایجاد مقاومت انتهایی حداکثر (p_b)، لازم است شمع به اندازهٔ B/10 تغییر مکان داشته باشد. بهمین دلیل در این شمعها تحت بارهای سرویس، اصطکاک جانبی نقش اصلی را در باربری شمع ایفا می‌کند.

مثال (۱۰-۱): شمعی به قطر ۴۰ سانتیمتر از جنس بتن‌آرمه در یک خاک دو لایه مطابق شکل کوبیده شده است. حداکثر بار مجازی که با ضریب اطمینان ۳ می‌توان به شمع وارد کرد چقدر است؟



شکل (۱۰-۱۰): مشخصات خاک و شمع در مثال (۱۰-۱)

حل:

$$P_U = P_b + P_S - W$$
$$P_b = A_b\left(C_b N_c + P_d N_q\right)$$

$$\phi = 36^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_q = 49 & \text{Terzaghi} \\ N_q = 280 & \text{Meyerhof} \\ N_q = 55 \quad \left(\dfrac{D}{B} = \dfrac{12}{0.4} = 30\right) & \text{Brezantsev} \end{cases}$$

$$P_b = \frac{\pi(0.4)^2}{4}\left[0 + (9\times 1.7 + 12\times 1.92)55\right] = 265 \text{ ton}$$

$$P_S = \frac{1}{2}\cdot k_S \cdot P_d \cdot \tan\delta \cdot A_S$$

$$\begin{cases} \delta = \dfrac{3}{4}\phi \\ K_S = \begin{cases} 1.0 & \text{لایه فوقانی} \\ 2.0 & \text{لایه تحتانی} \end{cases} \end{cases}$$

$$P_S = \frac{1}{2}\times 1.0 \times (9\times 1.7)\times \tan(3/4\times 30^\circ)\times(0.4\times\pi\times 9)$$
$$+ (9\times 1.7 + 1/2\times 12\times 1.92)\times 2.0\times \tan(3/4\times 36^\circ)\times(0.4\times\pi\times 12)$$
$$= 448 \text{ ton}$$
$$P_U = 265 + 448 = 713$$

$$P_a = \frac{713}{3} = 238 \text{ ton}$$

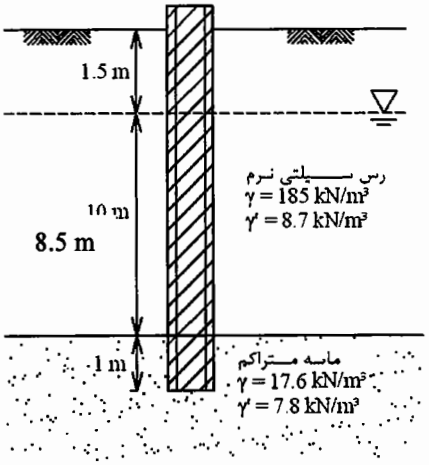
این بار باید از حداکثر باری که شمع بتنی به لحاظ مصالح می‌تواند تحمل نماید کمتر باشد. اگر فرض کنیم که ۲٪ سطح مقطع شمع فولادگذاری می شود، مقدار این بار خواهد بود:

$$\begin{cases} f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s = 0.6 \times 3500 \end{cases}$$

$$P_a = A_c \cdot f_c + A_S \cdot f_S = \frac{0.98 \times \pi(0.4)^2}{4} \times 90 + 0.02 \times \frac{\pi(0.4)^2}{4} \times 2100/10^3 = 166.7 \text{ ton}$$

بنابراین حداکثر بار مجاز این شمع ۱۶۶/۷ تن می‌باشد. در چنین شرایطی که بار مجاز شمع به لحاظ مصالح از P_a کمتر می‌شود باید درصد فولاد در مقطع شمع را بیشتر کرد یا از بتن مرغوب‌تری استفاده نمود و یا قطر شمع را افزایش داد.

مثال (۱۰-۲): یک شمع فلزی IPB350 به طول ۱۱ متر در زمین کوبیده شده است. ۱۰ متر از طول شمع در داخل رس سیلتی نرم و یک متر از آن در داخل یک لایه ماسه متراکم فرو رفته است. سفره‌ی آب زیر زمینی به فاصله‌ی ۱/۵ متری از سطح زمین قرار دارد. آزمایشات صحرایی نشان داده اند که عدد SPT در لایه‌ی رسی بین ۳ تا ۱۰ و در لایه‌ی ماسه متراکم بین ۴۰ تا ۶۰ بوده است. ظرفیت باربری نهایی شمع را تعیین کنید.



شکل (۱۰-۱۱): مشخصات خاک برای مثال (۱۰-۲)

حل:

الف) مقاومت انتهایی شمع

$$P_b = A_b\left(C_b N_c + P_d N_q\right)$$

با فرض اینکه خاک بین بال‌های تیرآهن را پر می‌کند، می‌توان نوشت:

$$A_b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

با استفاده از نمودار Brezantsev نیز می‌توان نوشت:

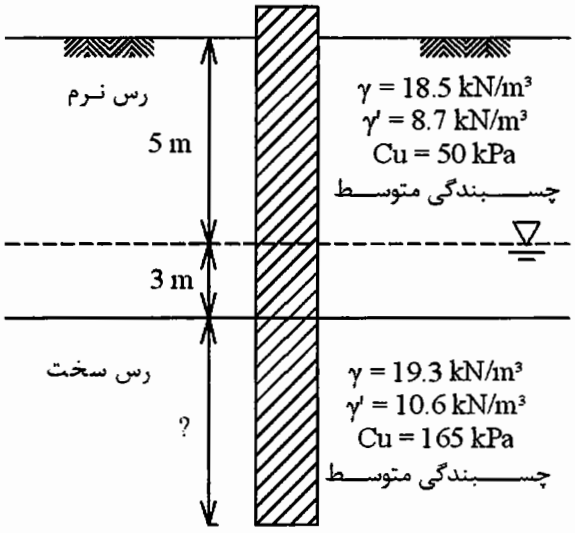
$$N = 40 \sim 60 \longrightarrow \phi \approx 40^\circ \xrightarrow{\frac{D}{B}=\frac{1}{0.36}=3} N_q = 180$$

$$P_b = 0.1225[0 + (1.5 \times 18.5 + 8.5 \times 8.7 + 1 \times 7.8) \times 180]$$

$$P_b = 2414 \text{ kN}$$

با توجه به کوتاه بودن طول شمع و وجود رس نرم که چسبندگی زیادی ندارد بهتر است از اصطکاک جانبی شمع صرف‌نظر شود (اصولاً به کار بردن شمع‌های پروفیل فلزی به صورت صرفاً اصطکاکی توصیه نمی‌شود).

مثال (۱۰-۳): طول لازم برای شمع به قطر ۵۰۰ میلیمتر را برای تحمل بار مجاز $P_a = 300\ kN$ با ضریب اطمینان ۴ در وضعیت خاک مطابق شکل (۱۰-۱۲) بدست آورید.



شکل (۱۰-۱۲): مشخصات لایه‌های خاک در مثال (۱۰-۳)

حل:

$$P_U = P_a \times F.S. = 300 \times 4 = 1200\ kN$$

چون طول شمع معلوم نیست پس باید از آزمون و خطا استفاده شود.

حدس اول: $L = 12.00\ m$

$$P_U = P_b + P_S$$

$$P_b = A_b\left(C_b N_c + P_d N_q\right)$$

$$\phi = 0^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_C = 9.0 \\ N_q = 1.0 \end{cases}$$

$$P_b = \frac{\pi(0.5)^2}{4}\left[165 \times 9 + \left(5 \times 18.5 + 3 \times 8.7 + 4 \times 10.6\right) \times 1.0\right]$$

$$= \frac{\pi(0.5)^2}{4}\left(1485 + 158.4\right) = 291.6\ kN$$

$$P_S = \frac{1}{2} k_S \cdot P_d \cdot \tan\delta \cdot A_S + \lambda\left(\overline{P_0} + 2\overline{C_U}\right)A_S$$

از آنجا که در روش λ خاک یک لایه فرض می‌شود و بنابراین S_U متوسط دو لایه‌ی خاک چسبنده را حساب می‌کنیم تا بتوان از این روش استفاده نمود.

توجه: متوسط‌گیری بین یک لایه‌ی خاک چسبنده و یک لایه‌ی خاک دانه‌ای مجاز نیست.

$$\begin{cases}\bar{S}_U = \bar{C}_U = \dfrac{50(8)+165(4)}{12} = 88.3 \quad \text{kpa} \\ \lambda = 0.22 \quad (L = 12\ \text{m} \quad \text{برای}) \\ \bar{P}_0 = \dfrac{1}{2}\left[0 + (18.5\times 5 + 8.7\times 3 + 10.6\times 4)\right] = 80.5\end{cases}$$

$$P_S = 0.22(80.5 + 2\times 88.3)\times(\pi\times 0.5\times 12) = 1066\ \text{kN}$$

$$P_U = 291.6 + 1066 = 1357.8 > 1200$$

مشاهده می‌شود فرض انجام شده اندکی غیراقتصادی است. بنابراین فرض دوم را با اندکی کاهش در نظر می‌گیریم.

حدس دوم: $L = 11.0\ \text{m}$

$$P_b = 291.6\ \text{kN}$$

$$\begin{cases}\bar{S}_U = \dfrac{50(8)+165(3)}{11} = 81.3 \\ \lambda = 0.24 \\ \bar{P}_0 = \dfrac{1}{2}\left[0 + (18.5\times 5 + 8.7\times 3 + 10.6\times 3)\right] = 75.2\end{cases}$$

$$P_S = 0.24(75.2 + 2\times 81.3)\times(\pi\times 0.5\times 11) = 986.1\text{KN}$$

$$P_U = 291.6 + 986.1 = 1277.7 > 1200 \quad \text{O.K.} \Rightarrow L = 11.0\text{m}$$

$$\longrightarrow \quad \text{use} \quad L = 11.0\ \text{m}$$

حل به روش α:

$$P_S = \frac{1}{2}K_S \cdot P_d \cdot \tan\delta \cdot A_S + \alpha \cdot \bar{C}_U \cdot A_S = \alpha \cdot \bar{C}_U \cdot A_S$$

حدس اول: $L = 12 \quad \text{m}$

$$\longrightarrow \quad (\alpha \text{ در نمودار}) \ L = 4\ \text{m} \longrightarrow \frac{L}{B} = \frac{4}{0.5} = 8 \xrightarrow{\bar{C}_U = 88.3} \alpha = 0.32$$

$$P_S = 0.32\times 88.3\times(\pi\times 0.5\times 12) = 532 \quad \text{kN}$$

$$P_U = 291.6 + 532 = 824.2 \quad \text{kN} < 1200$$

حدس دوم: $L = 16 \quad \text{m}$

$$\longrightarrow \quad (\alpha \text{ در نمودار}) \ L = 8\ \text{m} \longrightarrow \frac{L}{B} = \frac{8}{0.5} = 16 \xrightarrow{\bar{C}_U = 107.5} \alpha = 0.4$$

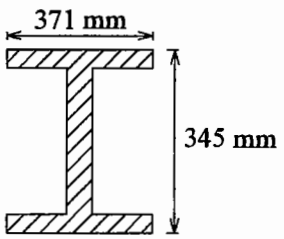
$$\bar{C}_U = \frac{50(8)+165(8)}{16} = 107.5$$

$$P_S = 0.4\times 107.5\times(\pi\times 0.5\times 16) = 1080.7 \quad \text{kN}$$

$$P_U = 291.6 + 1080.7 = 1373.3 \quad \text{kN} > 1200 \longrightarrow \text{O.K.}$$

$$\longrightarrow \quad \text{use} \quad L = 15.0\ \text{m}$$

مثال (۱۰-۴): مثال (۱۰-۳) را با به کار بردن شمع فلزی H حل کنید.



شکل (۱۰-۱۳): پروفیل مورد استفاده به عنوان شمع در مثال (۱۰-۴)

حل:

با توجه به مشخصات داده شده در شکل (۱۰-۱۳) برای پروفیل HP۳۶۰×۱۰۹ می‌توان نوشت:

محیط $= 2(345+371) = 1432 \text{ mm} = 1.43 \text{ m}$

مساحت $= 0.345 \times 0.371 = 0.128 \text{ m}^2$

چون مساحت و محیط شمع نسبت به حالت قبل کاهش یافته طول آن را بیشتر در نظر می‌گیریم.

حدس اول: $L = 13 \quad \text{m}$

$$P_b = 0.128\left[165\times 9 + (5\times 18.5 + 3\times 8.7 + 4\times 10.6)\times 1\right] = 210.4 \quad \text{kN}$$

$$\overline{C}_U = \frac{50\times 8 + 165\times 5}{13} = 94.23$$

$$\lambda = 0.21$$

$$\overline{P}_0 = \frac{1}{2}(18.5\times 5 + 8.7\times 3 + 10.6\times 5) = 85.8$$

$$P_S = 0.21(85.5 + 2\times 94.23)(1.43\times 13) = 1070.7$$

$$P_U = 210.4 + 1070.7 = 1281.1 \quad \text{kN}$$

حدس دوم: $L = 12.5 \quad \text{m}$

$$P_b = 190.1 \quad \text{kN}$$

$$\overline{C}_U = \frac{50\times 8 + 165\times 4.5}{12.5} = 91.4$$

$$\lambda = 0.215$$

$$\overline{P}_0 = \frac{1}{2}(18.5\times 5 + 8.7\times 3 + 10.6\times 4.5) = 83.15$$

$$P_S = 0.215\times(81.9 + 2\times 91.4)(1.43\times 12.5) = 1022$$

$$P_U = 210.4 + 1022 = 1232.4 \quad \text{kN}$$

$$\longrightarrow \quad \text{use} \quad L = 12.5 \text{ m}$$

طراحی شمع در خاکهای چسبنده- اصطکاکی :

اگر شمع در خاک‌های رسی ماسه‌دار که ویژگی چسبندگی در آنها غالب است قرار دارد، معمولاً از مؤلفه‌ی زاویه اصطکاکی(φ) در محاسبه ظرفیت باربری شمع صرف‌نظر می‌شود. به همین ترتیب در ماسه‌های رس‌دار که ویژگی چسبندگی در آنها کم است معمولاً محاسبات باربری شمع با فرض $C = 0$ صورت می‌گیرد.

با این حال در رس‌های ماسه‌دار، سیلت‌های ماسه‌دار و نیز ماسه‌های رسی و سیلتی که هر دو ویژگی چسبندگی و اصطکاک در آنها قابل توجه است (خاک‌های $\phi - C$) در محاسبه‌ی باربری نوک و جداره می‌توان مؤلفه‌های ϕ و C را توأماً در نظر گرفت.

طراحی شمع در خاک‌هایی که از لایه‌های متناوب چسبنده و اصطکاکی تشکیل شده‌اند:

باید دانست که شمع‌هایی که در خاک چسبنده قرار دارند دارای اصطکاک جانبی نسبتاً بالایی بوده و مقاومت اتکایی آنها پائین است ولی در خاک‌های دانه‌ای هر دو مکانیزم مقاومت نوک (انتها) و اصطکاک جانبی می‌توانند اهمیت داشته باشند. بنابراین وقتی که شمع در لایه‌های متناوب چسبنده و دانه‌ای قرار می‌گیرد محل نوک شمع از اهمیت زیادی برخوردار است. اگر مقاومت انتهایی بالایی موردنیاز است باید انتهای شمع روی یک لایه‌ی خاک درشت‌دانه متراکم قرار داده شود. برای این کار باید تصویر دقیق و روشنی از تغییرات جنس و ضخامت لایه‌های خاک زیر سطحی داشته باشیم. این تصویر به کمک آزمایشات صحرایی نظیر SPT یا CPT در گمانه‌ها به دست می‌آید.

باید توجه داشت اگر ضخامت لایه‌ها کم باشد این امکان وجود دارد که نوک شمع روی لایه‌ی متراکم قرار نگرفته و وارد لایه‌ی سست بعدی شود و ظرفیت باربری شمع یک‌باره کاهش پیدا کند. در این نوع زمین‌ها می‌توان فرض کرد که همواره نوک شمع بر روی لایه‌ی سست قرار می‌گیرد. البته این فرض در زمین‌هایی که دارای لایه‌های دانه‌ای متراکم با ضخامت قابل‌توجه هستند، غیر اقتصادی است.

ضریب اطمینان در تعیین بار مجاز:

آزمایشات انجام شده با مقیاس واقعی بر روی شمع‌ها نشان داده است که به کار بردن ضریب اطمینانی حداقل به اندازه‌ی ۲/۵ در تعیین بار مجاز فشاری لازم است.

$$P_a = \frac{P_U}{2.5}$$

در بعضی از آیین‌نامه‌ها بر روی مقاومت انتهایی شمع ضریب اطمینان ۳ و بر روی اصطکاک جانبی ضریب اطمینان ۲ اعمال می‌کنند. در مورد شمع‌های تحت بار کششی ضریب اطمینان ۲/۵ یا ۳ روی T_U اعمال می‌شود.

محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها به روش دینامیکی:

با توجه به عدم اطمینان‌های موجود در تعیین پارامترها در روابط ذکر شده در مورد باربری نوک و اصطکاک جانبی شمع معمول بر آن است که هنگام کوبیدن شمع‌ها با توجه به مشخصات شمع و شمع‌کوب، باربری تعدادی از شمع‌ها در محل نیز تعیین می‌شود. اساس فرمول‌های این روش مقدار فرورفتن شمع تحت اثر انرژی ضربه و ممنتوم مشخصی است که از طرف چکش شمع‌کوب به شمع انتقال می‌یابد. به روابط محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها هنگام کوبش روش دینامیکی می‌گویند. ذیلاً به تعدادی از این فرمول‌های اشاره می‌شود.

Several dynamic pile formulas (use any consistent set of units)

Many (of the more progressive) building codes no longer specify the pile-driving equation(s) to use to estimate pile capacity. A suitable equation is left to the designer (who may have to justify it to the local building official). Several other dynamic formulae are given in Young (1981).

Canadian National Building Code (use SF = 3) as used in Table 17-5 but C_3 simplified to that shown here

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2 C_3} \qquad C_1 = \frac{W_r + n^2(0.5W_p)}{W_r + W_p}$$

$$C_2 = \frac{3P_u}{2A} \qquad C_3 = \frac{L}{E} + C_4$$

$C_4 = 0.0001$ in.^{3}/k (Fps)
$= 3.7 \times 10^{-10}$m^3/kN (SI)

Note that product of C_2C_3 gives units of s.

Danish formula [Olson and Flaate (1967)] (use SF = 3 to 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + C_1} \qquad C_1 = \sqrt{\frac{e_h E_h L}{2AE}} \quad \text{(units of } s\text{)}$$

Eytelwein formula (use SF = 6) [Chellis (1961)]

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + C(W_p/W_r)} \qquad C = 2.5 \text{ mm} = 0.1 \text{ in.}$$

Gates formula [Gates (1957)] (use SF = 3)

$$P_u = a\sqrt{e_h E_h}(b - \log s)$$

P_u = kips or kN $\qquad E_h$ = kips · ft or kN · m

	s	a	b
Fps	in.	27	1.0
SI	mm	104.5	2.4

$e_h = 0.75$ for drop and 0.85 for all other hammers

Janbu [see Olson and Flaate (1967), Mansur and Hunter (1970)] (use SF = 3 to 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s} \qquad C_d = 0.75 + 0.15\frac{W_p}{W_r}$$

$$K_u = C_d\left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}}\right) \qquad \lambda = \frac{e_h E_h L}{AEs^2}$$

Use consistent units to compute P_u. There is some disagreement of using e_h since it appears to be in C_d; however, a better statistical fit tends to be obtained by using e_h as shown.

Modified ENR [ENR (1965)] formula (use SF = 6)

$$P_u = \left[\frac{1.25 e_h E_h}{s + C}\right]\left[\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}\right] \qquad C = 2.5 \text{ mm} = 0.1 \text{ in.}$$

Navy-McKay formula (use SF = 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s(1 + 0.3C_1)} \qquad C_1 = \frac{W_p}{W_r}$$

Pacific Coast Uniform Building Code (PCUBC) (from Uniform Building Code,[2] Chap. 28) (use SF = 4)

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2} \qquad C_1 = \frac{W_r + kW_p}{W_r + W_p}$$

$k = 0.25$ for steel piles
$= 0.10$ for all other piles

$$C_2 = \frac{P_u L}{AE} \quad \text{(units of } s\text{)}$$

In general start with $C_2 = 0.0$ and compute value of P_u; reduce value by 25 percent; compute C_2 and a new value of P_u. Use this value of P_u to compute a new C_2, etc. until P_u used $\cong P_u$ computed.

در فرمول‌های فوق:

P_a: بار مجاز شمع

h: ارتفاع سقوط چکش

W_r: وزن چکش

W_p: وزن شمع و بالشتک

e_h: راندمان شمع‌کوب

E_h: انرژی منتقل‌شده از طرف شمع‌کوب $(= W_r.h)$

S: مقدار فرورفتگی شمع به ازای هر ضربه

A: سطح مقطع شمع

L: طول شمع

E: مدول ارتجاعی شمع

n: ضریبی است بسته به جنس شمع که از جدول (۱۰-۳) تعیین می‌شود می‌باشد.

جدول (۱۰-۳): تعیین مقدار n بر اساس مصالح

n	مصالح
۰/۲۵	شمع چوبی
۰/۳۲	شمع فلزی
۰/۵۰	شمع فلزی یا بتنی با کلاهک چوبی فلزی
۰/۴۰	شمع بتنی بدون کلاهک

مقادیر E_h و e_h از مشخصات دستگاه تعیین می‌شود. برای شمع‌کوب با شرایط کاری نسبتاً خوب می‌توان ضرایب کارآیی زیر را در نظر گرفت:

جدول (۱۰-۴): تعیین مقدار e_h بر اساس نوع شمع‌کوب

e_h	نوع شمع‌کوب
۰/۷۵ – ۱/۰۰	چکش‌های وزنی
۰/۷۵ – ۰/۸۵	چکش‌های تک‌ضربه‌ای
۰/۸۵	چکش‌های دوضربه‌ای
۰/۸۵ – ۱/۰۰	چکش‌های دیزلی

اصطکاک منفی در شمع‌ها (Negative skin friction):

گاهی شمع در لایه‌ای از خاک دپو شده (fill) یا خاک دستی کوبیده می‌شود و یا شمع در لایه‌ای از خاک رسی قرار می‌گیرد که تحکیم کامل پیدا نکرده است و در حال تحکیم و نشست می‌باشد. در این موارد، خاکریز دستی یا خاک رسی تحت اثر وزن خود نشست کرده و نشست خاک نسبت به شمع موجب ایجاد تنش‌های اصطکاکی رو به پائین در جداره‌ی شمع می‌شود که به آن اصطکاک منفی می‌گویند. اصطکاک منفی موجب افزایش نیروی محوری در شمع می‌شود. آزمایشات نشان داده‌اند که مقدار این افزایش قابل توجه بوده و گاهی نیروی محوری ایجاد شده در

شمع بیشتر از مقاومت نهایی شمع به لحاظ مصالح آن خواهد بود. در تحلیل ظرفیت باربری شمع‌هایی که تحت اصطکاک منفی هستند نکات زیر حائز اهمیت هستند.

۱- در صورتی که شمع در خاکریز دستی یا لایه‌ی رس تراکم‌پذیر کوبیده می‌شود نباید در برآورد ظرفیت باربری، بر روی اصطکاک جانبی شمع حساب کرد.

۲- گرچه اصطکاک منفی می‌تواند موجب افزایش ظرفیت باربری شمع‌های کششی گردد ولی در محاسبه‌ی شمع‌های کششی اثر آن در نظر گرفته نمی‌شود.

محاسبه‌ی مقدار اصطکاک منفی به صورت دقیق مشکل است زیرا به موارد زیر بستگی دارد.

- حرکت نسبی بین شمع و خاکریز
- حرکت نسبی بین شمع و لایه‌های تراکم‌پذیر تحتانی
- تغییر شکل الاستیک شمع تحت بار سرویس
- سرعت تحکیم لایه‌های رسی تراکم‌پذیر

مواردی که در آن‌ها اصطکاک منفی ایجاد می‌شوند را می‌توان به صورت زیر نام برد:

الف) اگر خاکریز رسی اشباع در اطراف شمعی ریخته شود که قبلاً در خاک ماسه‌ای کوبیده شده است، خاکریز رسی اشباع تحکیم می‌یابد و نشست می‌کند به همین دلیل اصطکاک منفی در قسمتی از جداره‌ی شمع که در داخل خاک رسی قرار دارد ایجاد می‌شود.

$$f_n = K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \tan\delta$$

$$Q_n = \int_0^{H_f} (K_0 \cdot \gamma'_f Z \cdot \tan\delta) P.dZ = \frac{P \cdot K_0 \cdot \gamma'_f \cdot H_f^2 \cdot \tan\delta}{2}$$

که در این روابط:

K_0: ضریب فشار در حالت سکون ($K_0 = 1 - \sin\phi_f$)

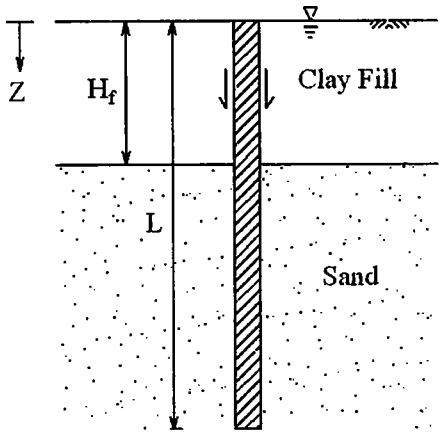
σ'_V: تنش قائم مؤثر در عمق Z ($\sigma'_Z = \gamma'_f \cdot Z$)

δ: زاویه‌ی اصطکاک بین شمع و خاک ($\delta_f = (0.5 - 0.7)\phi_f$)

P: محیط شمع

می‌باشد.

اگر خاکریز در بالای سطح آب زیرزمینی باشد، به جای γ'_f باید γ_f مرطوب به کار رود (زیرنویس f مربوط به Fill می‌باشد).



شکل (۱۰-۱۴): خاکریز رسی اشباع در اطراف شمعی که در ماسه کوبیده شده باشد

ب) اگر خاکریزی روی یک لایه‌ی رس نرم ریخته شود، وزن خاکریز موجب تحکیم و پائین رفتن لایه‌ی رسی می‌شود، لذا در قسمتی از بدنه‌ی شمع که در تماس با خاک رسی قرار دارد اصطکاک منفی ایجاد می‌شود.
(در اینجا از اصطکاک منفی در اثر نشست خاکریز ماسه‌ای صرف‌نظر شده است ولی می‌توان اثر آن را نیز در محاسبات درنظر گرفت).
شواهد کافی وجود دارد که تأثیر اصطکاک منفی بر جداره‌ی شمع از عمق $Z = 0$ تا عمق $Z = L_1$ رخ می‌دهد که به عمق L_1، عمق خنثی (Neutral Depth) می‌گویند.
عمق خنثی را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه کرد (Bowles 1982):

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'}$$

که در این رابطه:

γ'_f: وزن مخصوص مؤثر Fill (لایه‌ی بالایی)

γ': وزن مخصوص مؤثر لایه‌ی تحتانی

می‌باشد.
مقدار L_1 با سعی و خطا از رابطه‌ی فوق به دست می‌آید.
آنگاه خواهیم داشت:

$$f_n = K_0 \cdot \sigma'_V \cdot \tan\delta$$

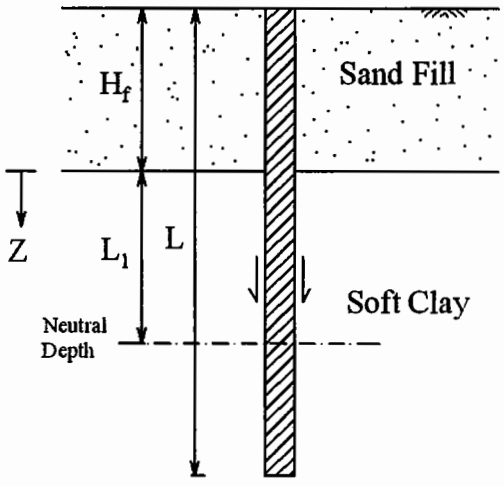
$$K_0 = 1 - \sin\phi_c$$

$$\sigma'_V = \gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot Z$$

$$\delta = (0.5 - 0.7)\phi_c$$

$$Q_n = \int_0^{L_1} P \cdot f_n \cdot dZ = \int_0^{L_1} P \times K_0(\gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot Z) \times \tan\delta \cdot dZ$$

$$= (P \cdot K_0 \cdot \gamma'_f \cdot H_f \cdot \tan\delta)L_1 + \frac{L_1^2 \cdot P \cdot K_0 \cdot \gamma' \cdot \tan\delta}{2}$$

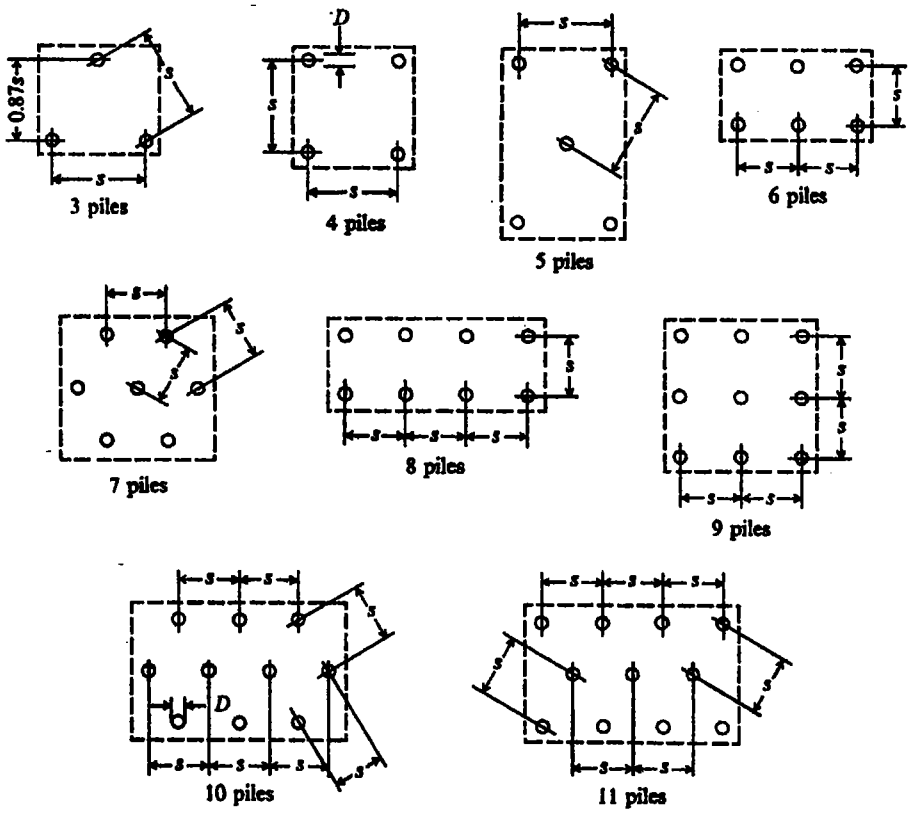


شکل (۱۰-۱۵): خاکریز ماسه‌ای بر روی رس نرم

گروه شمع‌ها:

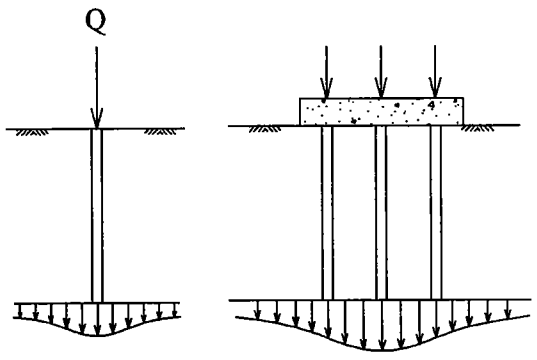
همانطور که گفته شد شمع‌ها جز در حالات خاص تقریباً همواره به صورت گروهی به کار برده می‌شوند و آیین‌نامه‌ها حداقل تعداد شمع‌ها را ۲ یا ۳ شمع ذکر می‌کنند. سرشمع‌ها معمولاً با یک دال بتنی (Pile Cap) به هم متصل

می‌شود. به کار بردن شمع‌ها درگروه موجب گسترش تنش در اعماق بیشتری از خاک شده و تنش‌ها در نقاط مختلف خاک افزایش می‌یابند، لذا ظرفیت باربری نهایی گروه شمع معمولاً کمتر از مجموع ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌هاست (مگر آن‌که کوبیدن تعداد زیاد شمع موجب تراکم خاک گردد که در آن صورت ظرفیت باربری گروه شمع بیشتر می‌شود).

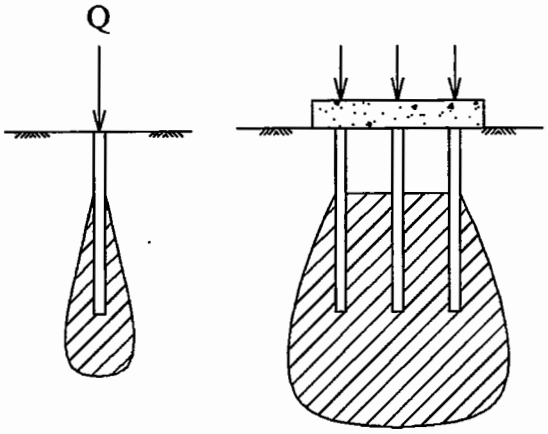


شکل (۱۰-۱۶): کاربرد شمع‌ها به صورت گروهی در پلان

هر چه فاصله‌ی شمع‌ها از هم بیشتر باشد اثر گروه کمتر ظاهر می‌شود. در برخی آئین‌نامه‌ها آمده است که اگر فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها (S) از ۸ برابر قطر شمع‌ها بیشتر باشد اندرکنش شمع‌ها بر روی هم در نظر گرفته نمی‌شود.



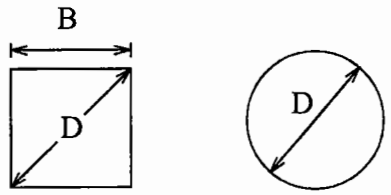
(الف) شمع‌های اتکایی



(ب) شمع‌های اصطکاکی

شکل (۱۰-۱۷): گسترش تنش در خاک در حالت تک شمع و گروه شمع

افزایش تنش در لایه‌های خاک ناشی از تداخل حباب‌های تنش تک‌تک شمع‌ها می‌تواند موجب نشست بیشتر گروه شمع شود. با توجه به موارد فوق و همچنین با عنایت به مشکلات اجرایی، معمولاً در مورد فاصله‌ی شمع‌ها ضوابط خاصی رعایت می‌شود.



شکل (۱۰-۱۸): ابعاد B و D در مقطع شمع

آئین‌نامه‌ی CP2004 (انگلیس):

شمع در خاک چسبنده	حداقل ۱۰۰۰ میلیمتر	$S > 3D$
شمع در خاک دانه‌ای		$S > \pi D$ یا $4B$
شمع متکی بر سنگ بستر		$S > 2D$

آئین‌نامه‌ی NBC (آمریکا):

شمع فرورفته در خاک	$\begin{cases} S \geq 2D \\ S \geq 760\ mm \end{cases}$
شمع متکی بر سنگ بستر	$S > D + 300\ mm$

بعضی آئین‌نامه‌های پل‌سازی حداکثر فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها را به $8D$ محدود می‌کنند، زیرا با زیاد شدن بیش از حد فاصله شمع‌ها، ابعاد دال بتنی سر شمع‌ها زیاد شده و طرح غیراقتصادی می‌شود. ولی این ضابطه در موارد دیگر مثل اسکله‌ها رعایت نمی‌شود. لازم به ذکر است که هر چه فاصله‌ی شمع‌ها نسبت به هم بیشتر باشد اثرات اندرکنشی شمع‌ها در خاک کمتر می‌گردد.

شمع‌های مایل در گروه شمع:

در سازه‌ها غالباً علاوه بر بار قائم، بار افقی و لنگر خمشی نیز به گروه شمع وارد می‌شود (یا بار به صورت مورب وارد می‌شود). هنگامی‌که مقدار مؤلفه‌ی بار افقی قابل‌توجه باشد معمولاً تعدادی شمع مایل نیز در گروه شمع به کار

می‌رود. آئین‌نامه‌ها توصیه می‌کنند اگر بار با زاویه ۱۵ درجه و یا بیشتر نسبت به قائم وارد می‌شود از شمع‌های مایل در گروه استفاده شود. شیب شمع‌های مایل از $\frac{1}{12}$ تا $\frac{5}{12}$ تغییر می‌کند. هر چه شیب شمع بیشتر باشد هزینه‌ی کوبیدن آن بیشتر است.

گاهی شمع‌های مایل را برای تحمل تمامی بار افقی که به گروه وارد می‌شود طراحی می‌کنند، ولی امروزه با استفاده از برنامه‌های کامپیوتری، محاسبه‌ی سهم هر یک از شمع‌های قائم یا مایل از بار کل قابل تعیین است.

ظرفیت باربری گروه شمع:

هنگامی که دال سرشمع روی زمین و در تماس با خاک قرار دارد، غالب محققین توصیه می‌کنند که ظرفیت باربری گروه شمع با فرض یک پی بلوکی بزرگ انجام شود. برای این پی بلوکی بزرگ که همه شمع‌ها و خاک بین آنها را شامل می‌شود باید مقاومت انتهایی و اصطکاک جانبی بلوک جداگانه محاسبه شده و با هم جمع شود.

هنگامی که دال سرشمع بالاتر از سطح زمین قرار دارد (مانند حالتی که در سازه‌های دریایی نظیر اسکله‌ها و سکوها وجود دارد) ظرفیت باربری گروه شمع را می‌توان از یکی از روشهای الف یا ب زیر محاسبه نمود و در جهت اطمینان، کمترین مقدار را لحاظ کرد:

الف- استفاده از ضریب کارآیی گروه شمع Eg (Group Efficiency)

ب- استفاده از فرض پی بلوکی مشابه حالتی که دال سرشمع روی زمین قرار دارد.

نکته: فرض پی بلوکی بزرگ در حالتی که خاک چسبنده بوده و فاصله بین شمعها (S) کم باشد به واقعیت نزدیک است ولی در خاکهای دانه‌ای خصوصاً هنگامی که فاصله بین شمعها زیاد است، فرض رفتار یکپارچهٔ بلوکی برای شمعها و خاک دانه‌ای بین آنها ممکن است چندان به واقعیت نزدیک نباشد. بهمین علت برخی محققین محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در خاکهای دانه‌ای را با روش الف توصیه می‌کنند. با اینحال از آنجا که در عمل عوامل زیادی هستند که موجب می‌شوند مرزبندی مشخصی بین رفتار بلوکی و رفتار منفرد شمعها قابل شناسایی نباشد بهتر است همواره هر دو روش را مدنظر قرار داد.

ذیلاً هر دو روش توضیح داده می‌شود.

الف) ظرفیت باربری نهایی تک شمع با توجه به جنس لایه‌های مختلف خاک محاسبه شده و در تعداد شمع‌ها ضرب می‌شود و سپس ظرفیت باربری گروه شمع با تأثیر یک ضریب به نام ضریب کارایی (E_g) در این حاصلضرب به دست می‌آید. برای محاسبه‌ی ضریب کارایی روابط مختلفی عنوان شده است.

$$E_g = 1 - \theta\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (\theta^\circ = \tan^{-1}\frac{D}{S})$$

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi.S.m.n}\left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)\right]$$

در این روابط:

n: تعداد ردیف‌های شمع

m: تعداد شمع‌ها در هر ردیف

D: قطر شمع

S: فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها

می‌باشد.

ضریب کارایی E_g در واقع نسبت مقاومت اصطکاک جداره‌ی گروه شمع به مجموع مقاومت اصطکاک جداره‌ی تک‌تک شمع‌ها را نشان می‌دهد.

آزمایشات انجام شده نشان می‌دهد که در خاک چسبنده ضریب E_g از ۰/۷ (برای نسبت $\frac{S}{D}$ کوچک) تا ۰/۹ (برای نسبت $\frac{S}{D}$ بزرگ) تغییر می‌کند. ضریب E_g در خاک‌های دانه‌ای از ۰/۸ (برای ماسه‌ی متراکم و نسبت $\frac{S}{D}$ کوچک) تا عددی بزرگتر از یک (برای ماسه‌ی سست و نسبت $\frac{S}{D}$ بزرگ) تغییر می‌کند. در رابطه دوم از روابط فوق S در دو جهت باید مساوی باشد. اگر این شرط صادق نباشد باید مقداری را ملحوظ کرد که E_g کمتری به دست دهد.

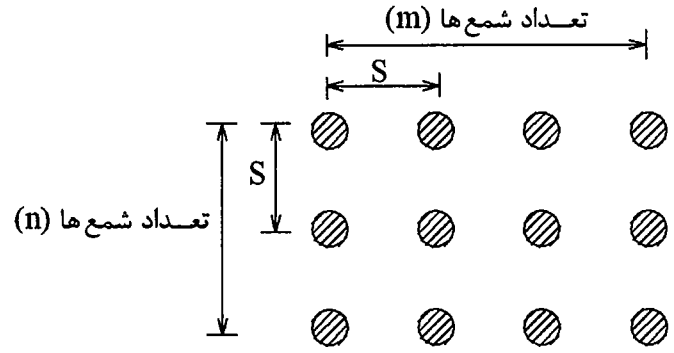
رابطه‌ی دیگری که جهت تعیین E_g برای یک گروه شمع مستطیلی (در پلان) مطابق شکل زیر کاربرد دارد، عبارت است از:

$$E_g = \frac{2(m+n-2)S+4D}{m.n.\pi.D}$$

با فرض آن‌که به صورت تئوریک بخواهیم ضریب کارایی ۱۰۰٪ درصد داشته باشیم، آنگاه فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها (S) از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$E_g = 1.0$$

$$S = \frac{1.57D.m.n-2D}{m+n-2}$$



شکل (۱۰-۱۹): آرایش شمع‌ها در پلان

فلد (Feld)، یک قانون ساده‌ی سرانگشتی برای تعیین ظرفیت باربری گروه شمع پیشنهاد کرده است و آن کاهش ظرفیت باربری هر شمع به اندازه‌ی $\frac{1}{16}$، به ازای هر شمع که در مجاورت آن قرار دارد می‌باشد.

ب) ظرفیت باربری گروه شمع بر اساس فرض عملکرد گروه شمع و خاک محصور بین شمع‌ها به صورت یک پی بلوکی یک‌پارچه تعیین می‌شود. این روش وقتی بکار می‌رود که انتهای یا نوک شمع‌ها بر روی لایهٔ خاک باربر قرار نگرفته باشد. کاربرد این روش در خاکهای رسی نرم معمولتر است.

$$Q_g = \underbrace{S.L.P}_{\text{اصطکاک جانبی بلوک}} + \underbrace{q_{ult.}.A}_{\text{مقاومت انتهایی بلوک}} - \underbrace{\gamma.L.A}_{\text{وزن بلوک}}$$

در این رابطه:

Q_g: ظرفیت باربری گروه شمع است که از مجموع ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌ها نباید بیشتر باشد

S: مقاومت برشی متوسط خاک در عمق شمع (بلوک) است که در خاک‌های چسبنده برابر چسبندگی خاک بوده و در خاک‌های دانه‌ای برابر حاصل‌ضرب فشار جانبی خاک در حالت سکون در $\tan\phi$ می‌باشد

L: طول شمع واقع در خاک

P: محیط بلوک

$q_{ult.}$: ظرفیت باربری نهایی خاک در انتهای شمع

A: سطح مقطع بلوک

γ: وزن مخصوص خاک

می‌باشد.

تاملینسون (Tomlinson) توصیه کرده است که هنگام محاسبه‌ی ظرفیت باربری گروه شمع با فرض عملکرد بلوکی، لازم است گسیختگی کلی گروه شمع نیز ارزیابی گردد. اگر گروه شمع کلاً در داخل خاک دانه‌ای مناسب یا رس سفت واقع شود و اگر هر شمع به تنهایی دارای یک ضریب اطمینان مناسب در مقابل گسیختگی تحت اثر بارهای قائم باشد وقوع گسیختگی کلی گروه شمع در این خاک غیر محتمل است، ولی اگر قرارگیری گروه شمع در داخل رس نرم که حالت مناسبی نمی‌باشد الزامی باشد باید ضریب اطمینان در موارد گسیختگی کلی پی بلوکی یک‌پارچه محاسبه گردد. ظرفیت باربری نهایی پی بلوکی در رس نرم از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = 2D(B+L)\overline{C} + 1.3C_b \cdot F_S \cdot N_C \cdot B \cdot L$$

در این رابطه

Q: ظرفیت باربری نهایی پی بلوکی (یا گروه شمع)

D: عمق فرورفتگی شمع (ضخامت بلوک)

L: طول کلی بلوک در پلان

B: عرض کلی بلوک در پلان

$\overline{C}$: چسبندگی متوسط رس در طول شمع

C_b: چسبندگی رس در انتهای شمع

F_S: ضریب شکل

N_C: ضریب ظرفیت باربری

می‌باشد.

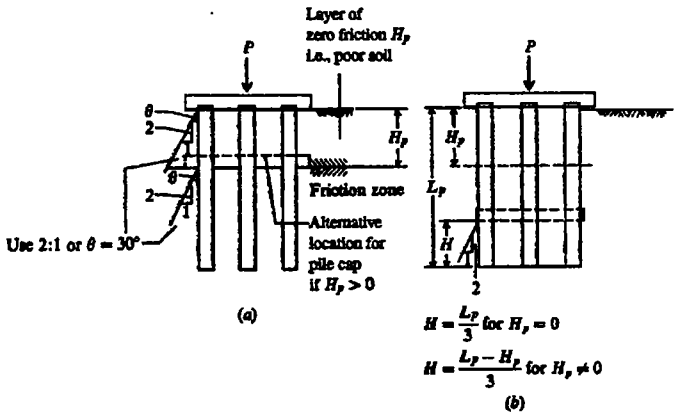
اگر تمامی بار سرویس پس از مدت کوتاهی از اجرای گروه شمع به آن وارد گردد خاک رس که به علت دست‌خوردگی، مقاومت برشی خود را تا حد زیادی از دست داده هنوز فرصت به دست آوردن مجدد چسبندگی قبلی را ندارد و لذا باید به جای $\overline{C}$ مقاومت برشی دست‌خورده را قرار داد، ولی اگر تا چندین ماه بعد از اجرای گروه شمع، بار سرویس بر روی آن قرار داده نشود می‌توان از مقادیر بیشتری جهت $\overline{C}$ استفاده نمود. در مورد C_b در اغلب موارد، چسبندگی دست نخورده را می‌توان منظور نمود.

نشست گروه شمع:

برای تعیین نشست گروه شمع باید ارزیابی صحیحی در مورد چگونگی توزیع تنش وارد بر گروه شمع در لایه‌های خاک تحت‌الارضی وجود داشته باشد اما محاسبه‌ی تنش در لایه‌ها به چند دلیل ساده نیست:

- اثر دال سر شمع (Pile Cap) که معمولاً روی سطح زمین قرار می‌گیرد بر توزیع تنش در خاک.
- اثر الگوی توزیع تنش‌های اصطکاکی در طول شمع.
- اثر همپوشانی (overlapping) حباب‌های تنش در شمع‌های مجاور.
- اثر کوبیدن شمع بر توزیع تنش در لایه‌های خاک.
- اثرات درازمدت نظیر تحکیم و Thixotropy در لایه‌های رسی.
- اثر تغییرات تراز سفره‌ی آب زیرزمینی.

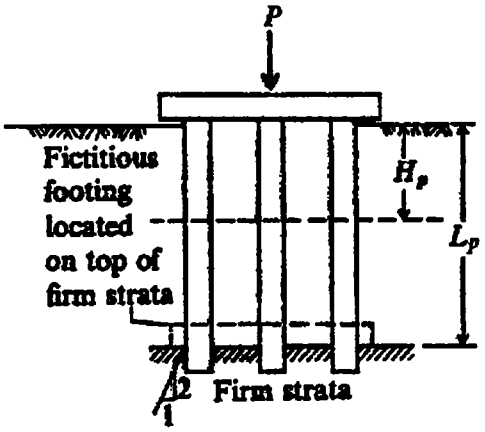
به همین دلیل از فرضیات ساده‌کننده‌ای جهت محاسبه نشست گروه شمع استفاده می‌کنند. معمولاً نشست گروه شمع برای یک پی فرضی محاسبه می‌شود که محل قرارگیری آن ذیلاً توضیح داده شده است. نشست این پی فرضی مشابه مباحث فصل چهارم کتاب در خصوص نشست پی‌های سطحی می‌باشد. این نشست در لایه‌های خاک دانه‌ای بصورت نشست آنی (الاستیک) و در لایه‌های خاک چسبنده بصورت نشست تحکیمی است.



شکل (۱۰-۲۰): گسترش فرضی تنش در خاک جهت محاسبه‌ی نشست گروه شمع اصطکاکی

در شمع‌های اصطکاکی ابتدا فرض می‌شود که دال سرشمع روی لایه‌ی خاک که موجد اصطکاک جانبی شمع است قرار گرفته و بارهای وارده بر آن با شیب 1H : 2V در اعماق خاک گسترش می‌یابند. در حالت دوم فرض می‌شود که دال سرشمع در عمق H از نوک (انتهای) شمع قرار گرفته و بارهای وارده بر آن از این تراز با شیب 1H : 2V در اعماق خاک گسترش می‌یابند.از دو روش فوق هر کدام که تنش بزرگتری را در لایه‌های خاک زیرین بدهند و حالت بحرانی‌تری را از نظر نشست ایجاد نمایند ملاک عمل قرار خواهند گرفت. Hp ضخامتی از خاک دستی را نشان می‌دهد که در باربری شمع تأثیر ندارد.

در شمع‌های اتکایی معمولاً نشست گروه شمع با فرض قرارگیری دال سرشمع روی لایه خاک باربر محاسبه می‌شود. در این حالت وجود یا عدم وجود خاک دستی (Hp) تأثیری در محل فرضی دال سرشمع ندارد.



شکل (۱۰-۲۱): گسترش فرضی تنش در خاک جهت محاسبه‌ی نشست گروه شمع اتکایی

در شمع‌های اتکایی مقدار نشست معمولاً کوچک است و عمده‌ی نشست ناشی از تغیرشکل الاستیک خود شمع‌ها می‌باشد. در شمع‌های اصطکاکی مقدار نشست (یعنی فرورفتن نوک شمع در خاک) بیشتر است.

اگر شمع‌های اصطکاکی در خاک‌های دانه‌ای قرار دارند عمده‌ی نشست بلافاصله پس از وارد آمدن بار رخ می‌دهد. اگر شمع‌های اصطکاکی در خاک‌های چسبنده قرار دارند در آن صورت هر دو نشست الاستیک و تحکیمی به وقوع می‌پیوندد.

توزیع بار بین شمع‌ها در یک گروه شمع:

زمانی که بارگذاری بر روی گروه شمع، از بارهای قائم بدون خروج از محوری (یا با خروج از محوری حداکثر ۰/۶۷S) تشکیل شده باشد و دال سرشمع کاملاً صلب و در تماس با خاک بوده و کلیه شمع‌ها قائم و گروه شمع متقارن باشد می‌توان با دقت کافی نیروی داخلی هر یک از شمع‌ها را از رابطه زیر به دست آورد.

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

در این رابطه:

P: نیروی محوری هر شمع

Q: بار قائم کل وارد بر گروه شمع

M_x: لنگرهای وارده بر مرکز ثقل گروه شمع حول محور x

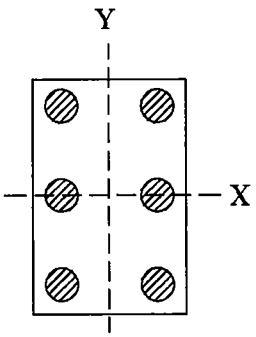
M_y: لنگرهای وارد بر مرکز ثقل گروه شمع حول محور y

n: تعداد کل شمع‌ها

x: فاصله‌ی شمع موردنظر تا مرکز گروه شمع حول محور x

y: فاصله‌ی شمع موردنظر تا مرکز گروه شمع حول محور y

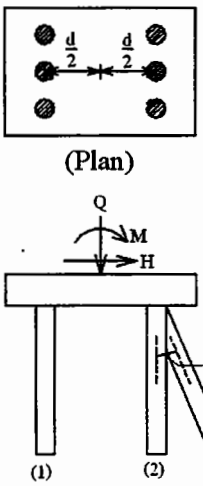
می‌باشد.



شکل (۱۰-۲۲): پلان یک گروه شمع جهت محاسبه‌ی سهم بار هر یک از شمع‌ها

مبنای فرمول فوق آن است که اتصال شمع‌ها به دال سرشمع مفصلی بوده لذا شمع‌ها تنها تحت اثر بار محوری بوده و لنگری به آنها منتقل نمی‌شود. اگر میزان وارد شدن شمع‌ها به داخل دال سرشمع از ۱۵۰ میلیمتر کمتر باشد، می‌توان اتصال شمع‌ها به دال سرشمع را مفصلی فرض کرد.

کولمان (Culmann) در حالتی که ردیف شمع‌ها تنها از دو شمع قائم و یک شمع مورب تشکیل شده باشد، بر اساس معادلات تعادل که برای شمع‌ها تحت اثر بار محوری نوشته شده است فرمول‌های ساده‌ی زیر را ارائه نمود:



شکل (۱۰-۲۳): توزیع بار بین شمع‌ها با دو سری شمع قائم و یک سری شمع مورب

$$N_{(1)} = \frac{Q}{2} - \frac{M}{d}$$

$$N_{(2)} = \frac{Q}{2} + \frac{M}{d} - H.\cot\alpha$$

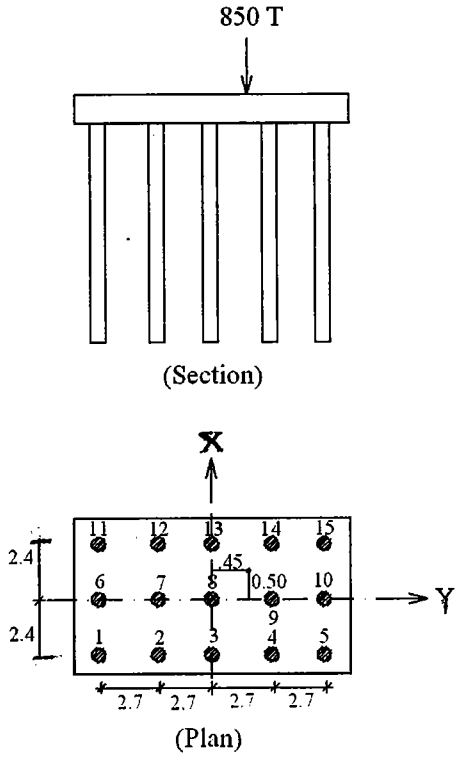
$$N_{(3)} = \frac{H}{\sin\alpha}$$

زاویه‌ی α مثبت در نظر گرفته می‌شود اگر حرکت شمع مورب به سمت قائم، در جهت حرکت عقربه‌های ساعت باشد.

باید توجه داشت که در این قبیل روش‌های کلاسیک توزیع بار بین شمع‌ها در جهت عرضی (یعنی عمود بر صفحه‌ی تصویر) یکنواخت فرض می‌شود و مسئله از حالت سه‌بعدی به دوبعدی ساده می‌شود، به عبارت دیگر فرض بر آن است که ردیف‌های موازی شمع سهم یکسانی از کل Q، H و M وارده به سیستم شمع را تحمل می‌کنند.

علیرغم سهولت روش‌های فوق نمی‌توان تقریبی بودن آن‌ها را از نظر دور داشت. فرض مفصلی بودن اتصال شمع‌ها به سر شمع غالباً صادق نیست و لنگر خمشی از طریق سرشمع به شمع‌ها منتقل می‌شود. توزیع بار یکنواخت بین ردیف‌های شمع در جهت عرضی نیز فرضی است که صحت آن معلوم نیست. اگر بار قائم وارد بر گروه شمع، خروج از محوری زیادی داشته باشد یا لنگرهای خمشی و نیروهای افقی بزرگی به گروه شمع وارد شود و یا شمع‌های قائم و مایل (در جهات مختلف) با هم به کار رفته باشند، با توجه به تقریب‌هایی که در فرضیات روش‌های ساده موجود است نمی‌توان نیروی داخلی شمع‌ها را با دقت خوبی از این روش‌ها تعیین کرد. برای دست‌یابی به راه حل‌های دقیق‌تر از تحلیل‌های سه‌بعدی ماتریسی در قالب نرم‌افزارهای کامپیوتری استفاده می‌کنند که با توجه به مشخصات شمع‌ها نیرو، برش و ممان را در سر هر شمع مشخص می‌سازند.

مثال (۱۰-۵): یک گروه شمع به شکل زیر باری معادل ۸۵۰ تن با خروج از مرکزیت ۰/۵ متر نسبت به محور y و ۰/۴۵ متر نسبت به محور x را تحمل می‌کند. سهم بار هریک از شمع‌ها را تعیین کنید.



شکل (۱۰-۲۴): مشخصات گروه شمع مثال (۱۰-۵)

حل: خروج از مرکزیت در دو جهت x و y از 0.67S کوچکتر است.

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

$$Q = 850\ T$$

$$n = 3 \times 5 = 15$$

$$\sum y^2 = 2 \times 5 \times (2.4)^2 = 57.6\ m^4$$

$$\sum x^2 = 2 \times 3 \times (2.7)^2 + 2 \times 3 \times (5.4)^2 = 218.7\ m^4$$

$$M_x = 850 \times 0.5 = 425\ ton.m$$

$$M_y = 850 \times 0.45 = 382.5\ ton.m$$

بنابراین برای محاسبه‌ی بار هر شمع خواهیم داشت:

$$\longrightarrow \quad P_1 = \frac{850}{15} + \frac{425(-2.4)}{57.6} + \frac{382.5(-5.4)}{218.7} = 29.5\ ton$$

$$\longrightarrow \quad P_2 = \frac{850}{15} + \frac{425(-2.4)}{57.6} + \frac{382.5(-2.7)}{218.7} = 34.2\ ton$$

$$\longrightarrow \quad P_6 = \frac{850}{15} + 0 + \frac{382.5(-5.4)}{218.7} = 47.2\ ton$$

$$\longrightarrow \quad P_8 = \frac{850}{15} + 0 + 0 = 56.7\ ton$$

$$\longrightarrow \quad P_{15} = \frac{850}{15} + \frac{425(+2.4)}{57.6} + \frac{382.5(+5.4)}{218.7} = 83.8\ ton$$

این بارها در حد سرویس هستند که برای طراحی مقطع شمع و تعیین ظرفیت باربری هر یک باید این بارها به حد نهایی برده شوند.

مراجع برای مطالعه بیشتر

[1] Pile Design and Construction Practice, Tomlinson M.J., 1981, Viewpoint Publication.
[2] Foundation Engineering Handbook, Fung H.Y., 1991, Chapman & Hall.
[3] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
[4] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.

پیوست

(در این بخش جداول، نمودارها و اشکالی که به پیوست رجوع داده شده‌اند به تفکیک فصل آمده است.)

لیست پیوست‌های فصل دوم

شرح	عنوان پیوست	صفحه
نمونه‌ای از گزارش نمونه‌برداری	پ-۲-۱	۱۸۵
شکل آزمایش CPT دینامیکی	پ-۲-۲	۱۸۶

لیست پیوست‌های فصل سوم

شرح	عنوان پیوست	صفحه
نمودار ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی	پ-۳-۱	۱۸۷
نمودار ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده‌ی ترزاقی-وسیک	پ-۳-۲	۱۸۷
جدول ضرایب ظرفیت باربری وسیک	پ-۳-۳	۱۸۸
جدول ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی	پ-۳-۴	۱۸۹
جدول ضرایب ظرفیت باربری میرهوف، هانسن و وسیک	پ-۳-۵	۱۸۹
فرمول ضرایب ظرفیت باربری به روش هانسن	پ-۳-۶	۱۹۰
جدول ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده‌هایی روی شیب	پ-۳-۷	۱۹۱
خرابی فونداسیون یک سیلو بر اثر شکست ظرفیت باربری	پ-۳-۸	۱۹۲
الگوی شکست برشی کلی در زیر یک پی مستطیلی	پ-۳-۹	۱۹۲
الگوی شکست برشی محلی در زیر یک پی مستطیلی	پ-۳-۱۰	۱۹۲
الگوی شکست برش پانچ در پی مستطیلی بر خاک ماسه‌ای شل	پ-۳-۱۱	۱۹۳
شکست برش پانچ در زیر پی مستطیلی بر خاک ماسه‌ای متراکم	پ-۳-۱۲	۱۹۳
شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی عمیق	پ-۳-۱۳	۱۹۴

لیست پیوست‌های فصل چهارم

شرح	عنوان پیوست	صفحه
جدول پارامترهای الاستیک خاک‌های مختلف	پ-۴-۱	۱۹۵
جدول مقادیر ضریب پواسون برای انواع مختلف خاک	پ-۴-۲	۱۹۵

لیست پیوست‌های فصل ششم

شرح	عنوان پیوست	صفحه
نمودار تعیین خط تنش صفر در پی‌های تحت لنگر دوجانبه	پ-۶-۱	۱۹۶

لیست پیوست‌های فصل نهم

شرح	عنوان پیوست	صفحه
جدول مقادیر ضریب فشار محرک کولمب	پ-۹-۱	۱۹۷
جدول مقادیر ضرایب فشار مقاوم کولمب	پ-۹-۲	۱۹۸
جدول ضرایب فشار محرک زمین در روش رانکین	پ-۹-۳	۱۹۹
جدول ضرایب فشار مقاوم زمین در روش رانکین	پ-۹-۴	۱۹۹
جدول مقادیر زاویه‌ی اصطکاک	پ-۹-۵	۲۰۰

لیست پیوست‌های فصل دهم

شرح	شماره پیوست	صفحه
مقادیر ضریب ظرفیت باربری در شمع‌ها	پ-۱۰-۱	۲۰۱

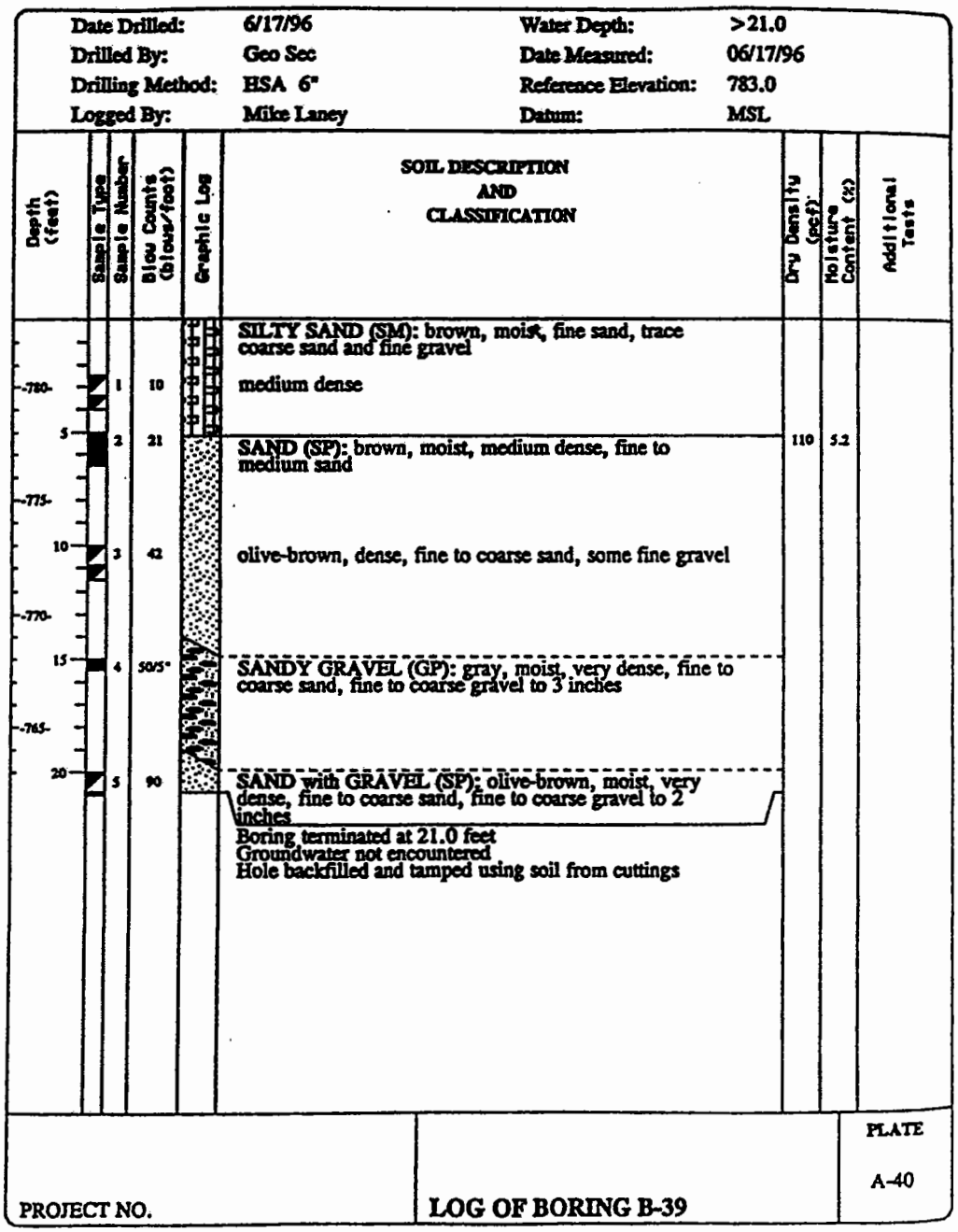
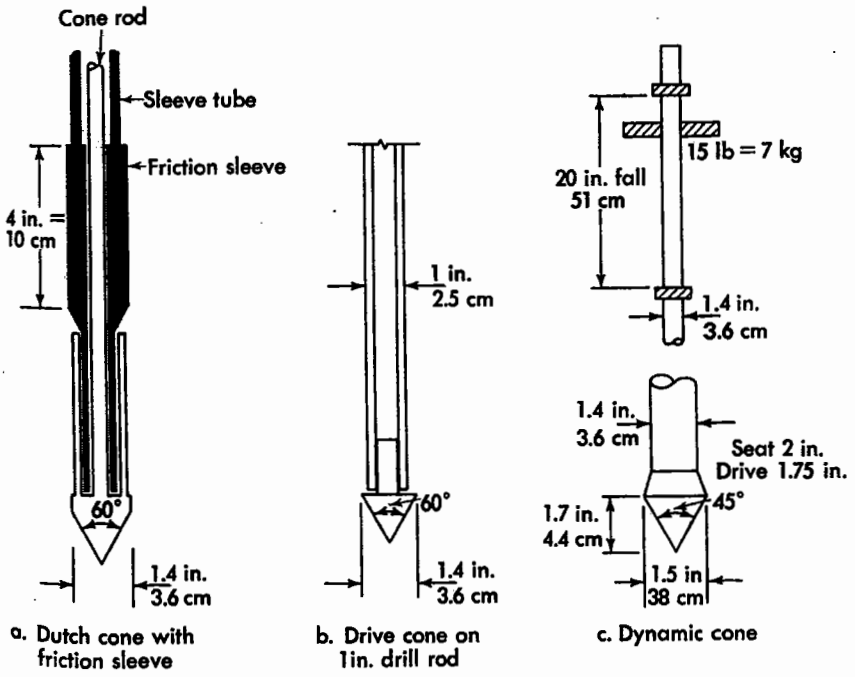


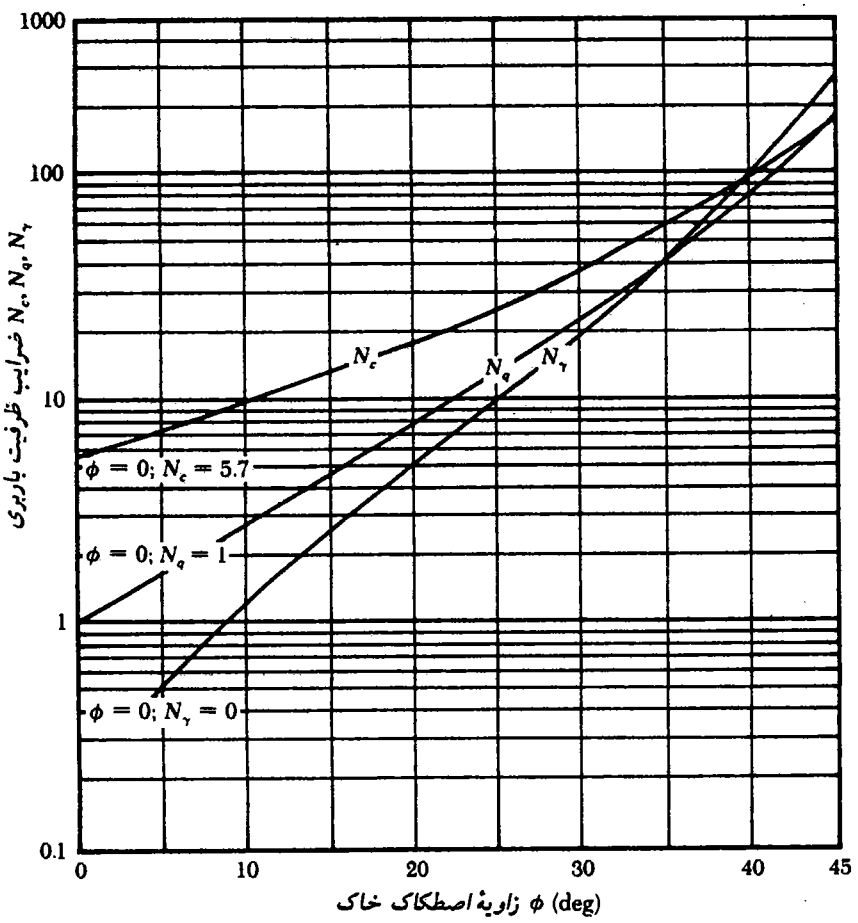
Figure 3.14 A boring log. Samples 2 and 4 were obtained using a heavy-wall sampler, and the corresponding blow counts are the number of hammer blows required to drive the sampler. Samples 1, 3, and 5 are standard penetration tests, and the corresponding blow counts are the N_{60} values, as discussed later in this chapter. (Kleinfelder, Inc.)

شکل (پ-۲-۱): نمونه‌ای از گزارش نمونه‌برداری

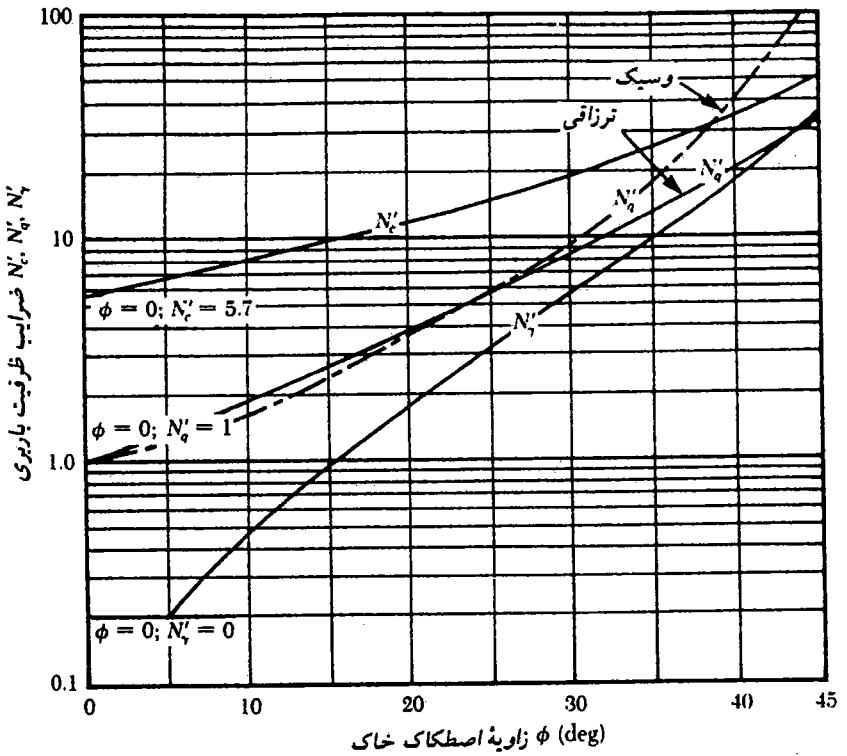


Penetrometers.

شکل (پ-۲-۲): آزمایش CPT دینامیکی



شکل (پ-۳-۱): ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی کلی



شکل (پ-۳-۲): ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده‌ی ترزاقی-وسیک برای گسیختگی برشی موضعی

جدول (پ-۳-۳): ضرایب ظرفیت باربری (وسیک ۱۹۷۳)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tan ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

جدول (پ-۳-۴): جدول ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی

the Terzaghi equations

Values of N_γ for ϕ of 34 and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute $K_{p\gamma}$ for forward computations of N_γ by author

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

جدول (پ-۳-۵): ضرایب ظرفیت باربری میرهوف، هانسن و وسیک

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesić bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* $= \pi + 2$ as limit when $\phi \to 0°$.

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point.

شکل (پ-۳-۶): فرمول ضرایب ظرفیت باربری به روش هانسن

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2\frac{B'}{L'}$ $(\phi = 0°)$	$d'_c = 0.4k$ $(\phi = 0°)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \le 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'}\sin\phi$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L}\tan\phi$	k defined above
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4\frac{B'}{L'}$ ≥ 0.6	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4\frac{B}{L}$ ≥ 0.6	

Notes:

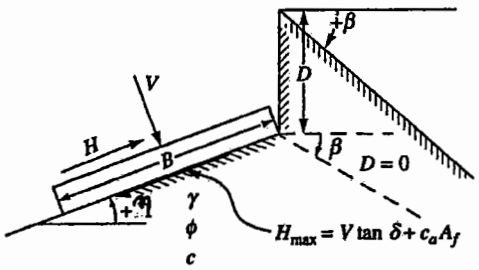
1. Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesić.
2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B.
3. With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}$, $s_{i,L}$, and $d_{i,B}$, $d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L'.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_I}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta°}{147°}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta°}{147°}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_I}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$
$2 \le \alpha_1 \le 5$	
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_I}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta°/450°)H_I}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi > 0)$
$2 \le \alpha_2 \le 5$	$b_q = \exp(-2\eta\tan\phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$
	η in radians

Notes:

1. Use H_I as either H_B or H_L, or both if $H_L > 0$.
2. Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesić.
3. Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 × base cohesion.
4. Refer to sketch for identification of angles η and β, footing depth D, location of H_I (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force *normal* to base and is not the resultant R from combining V and H_I.

Notes: $\beta + \eta \le 90°$ (Both β and η have signs (+) shown.)



For: $L/B \le 2$ use ϕ_{tr}

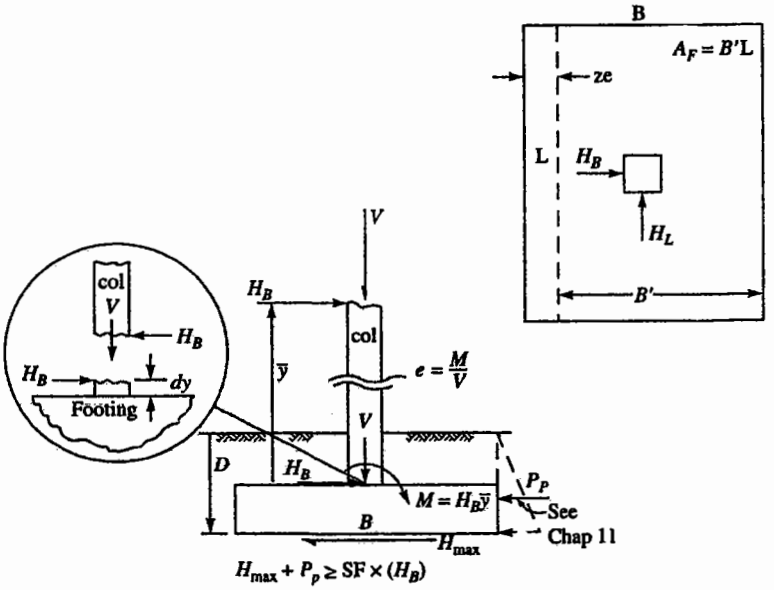
$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\,\phi_{tr} - 17°$

$\phi_{tr} \le 34°$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil $(.5\phi \le \delta \le \phi)$

$A_f = B'L'$ (effective area)

c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)



جدول (پ-۳-۷): ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده‌هایی که بر روی شیب قرار دارند

Bearing capacity N'_c, N'_q for footings on or adjacent to a slope

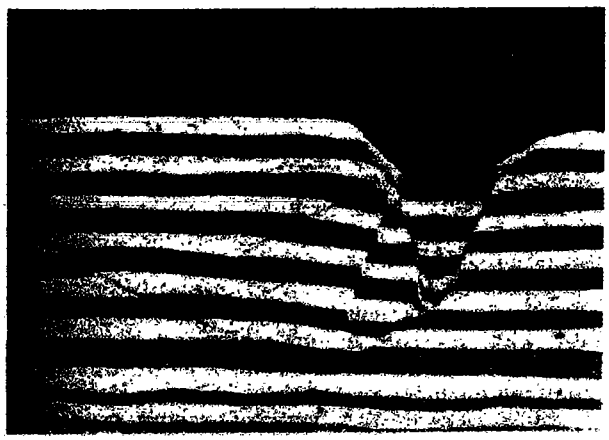
Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

	$D/B = 0$ $b/B = 0$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0$				
$\beta\downarrow$	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0° $N'_c =$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
$N'_q =$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°	4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20°	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
30°	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
60°	3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

	$D/B = 0$ $b/B = 0.75$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0.75$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0.75$				
$\beta\downarrow$	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30°	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
	$D/B = 0$ $b/B = 1.50$					$D/B = 0.75$ $b/B = 1.50$					$D/B = 1.50$ $b/B = 1.50$				
10°	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20°	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25°	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30°	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
60°	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

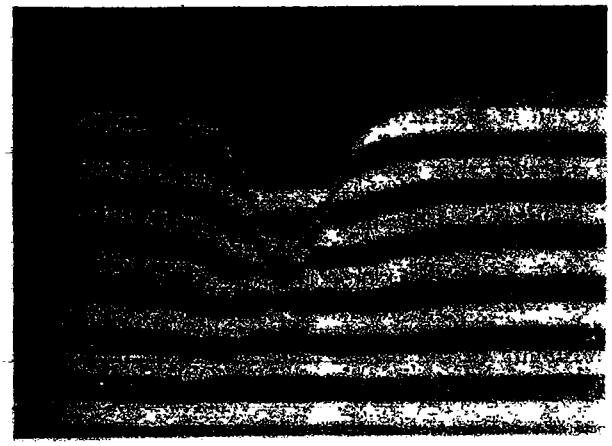
Bearing capacity failure of a silo foundation. (From Tschebotarioff, 1951.)

شکل (پ-۳-۸): خرابی فونداسیون یک سیلو بر اثر شکست ظرفیت باربری



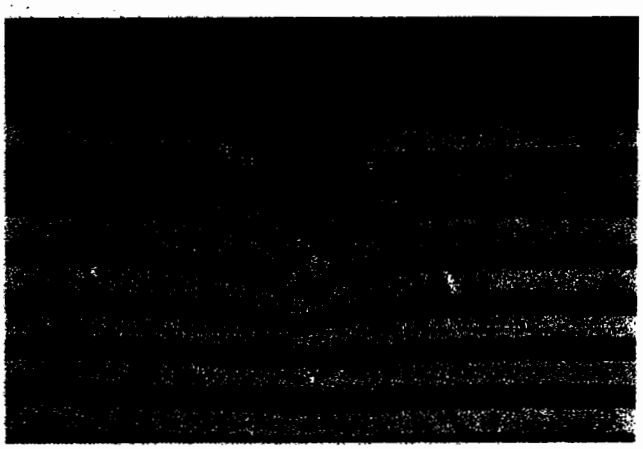
General shear failure pattern under a rectangular footing on dense sand (D_r = 100%). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-۳-۹): الگوی شکست برشی کلی در زیر یک پی مستطیلی



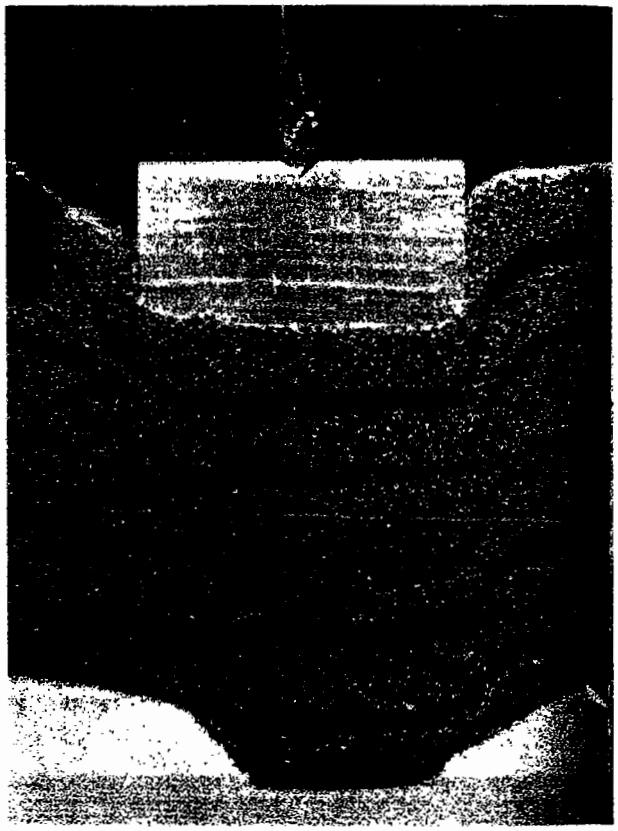
Local shear failure pattern under a rectangular footing on medium dense sand (D_r = 47%). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-۳-۱۰): الگوی شکست برشی محلی در زیر یک پی مستطیلی



Punching shear failure pattern under a rectangular foundation on the surface of loose sand (D_r = 15%). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-۳-۱۱): الگوی شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی و بر روی سطح ماسه‌ای شل



Punching shear failure of a rectangular footing on dense sand underlain by soft clay. (From Vesić, 1970.)

شکل (پ-۳-۱۲): الگوی شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی و بر روی سطح ماسه‌ای متراکم

Punching shear failure under a deep rectangular foundation in dense sand (D_r = 90%, B = 1.5 in, D = 15 in). (From Vesić, 1963a.)

شکل (پ-۳-۱۳): شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی عمیق

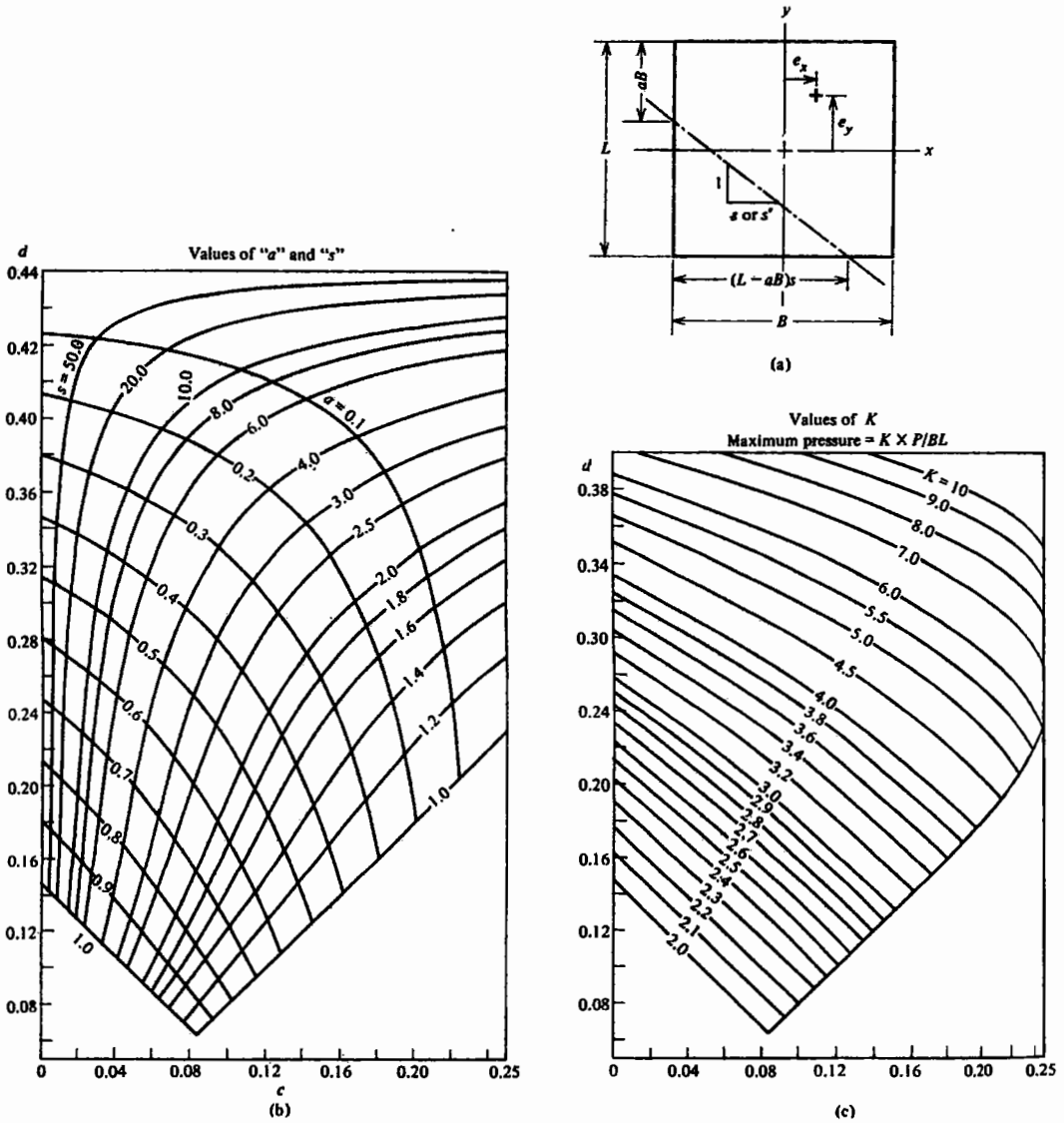
جدول (پ-۴-۱): پارامترهای الاستیک خاک‌های مختلف

نوع خاک		ضریب الاستیسیته E_s MN/m^2	ضریب الاستیسیته E_s $lb/in.^2$	نسبت پواسون μ_s
ماسهٔ شل	Loose sand	10.35– 24.15	1,500– 3,500	0.20–0.40
ماسه با تراکم متوسط	Medium dense sand	17.25– 27.60	2,500– 4,000	0.25–0.40
ماسهٔ متراکم	Dense sand	34.50– 55.20	5,000– 8,000	0.30–0.45
ماسهٔ لای‌دار	Silty sand	10.35– 17.25	1,500– 2,500	0.20–0.40
ماسه و شن	Sand and gravel	69.00–172.50	10,000–25,000	0.15–0.35
رس نرم	Soft clay	2.07– 5.18	300– 750	
رس متوسط	Medium clay	5.18– 10.35	750– 1,500	0.20–0.50
رس سفت	Stiff clay	10.35– 24.15	1,500– 3,500	

جدول (پ-۴-۲): مقادیر ضریب پواسون برای انواع مختلف خاک

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	– 0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33



Method of finding line of zero pressure beneath eccentrically loaded rigid footings. (a) Identification of terms; (b) curves to find line of zero pressure; (c) curves to find maximum soil pressure. (Courtesy Prof. H. J. Plock.)

Notes:

$$c = \frac{e_x}{B} \qquad d = \frac{e_y}{L}$$

To use charts interchange c and d if $c > d$ for rectangle $s' = (B/L)$

If not certain of location of a B compute approximate line of zero pressure using Eq. 16.7—actual line is somewhat closer to resultant loads.

Maximum soil pressure = Kq_{av}; $q_{av} = P/A_{total}$

شکل (پ-۶-۱): نمودار تعیین خط تنش صفر در پی‌های تحت لنگر دوجانبه

جدول (پ-۹-۱): مقادیر ضریب فشار محرک کولمب

Coulomb active earth pressure coefficients K_a

ALPHA = 90 BETA = −10

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.354	0.328	0.304	0.281	0.259	0.239	0.220	0.201	0.184
16	0.311	0.290	0.270	0.252	0.234	0.216	0.200	0.184	0.170
17	0.309	0.289	0.269	0.251	0.233	0.216	0.200	0.184	0.169
20	0.306	0.286	0.267	0.249	0.231	0.214	0.198	0.183	0.169
22	0.304	0.285	0.266	0.248	0.230	0.214	0.198	0.183	0.168

ALPHA = 90 BETA = −5

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.371	0.343	0.318	0.293	0.270	0.249	0.228	0.209	0.191
16	0.328	0.306	0.284	0.264	0.245	0.226	0.209	0.192	0.176
17	0.327	0.305	0.283	0.263	0.244	0.226	0.208	0.192	0.176
20	0.324	0.302	0.281	0.261	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175
22	0.322	0.301	0.280	0.260	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175

ALPHA = 90 BETA = 0

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198
16	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184
17	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183
20	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183
22	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183

ALPHA = 90 BETA = 5

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.414	0.382	0.352	0.323	0.297	0.272	0.249	0.227	0.206
16	0.373	0.345	0.319	0.295	0.272	0.250	0.229	0.210	0.192
17	0.372	0.344	0.318	0.294	0.271	0.249	0.229	0.210	0.192
20	0.370	0.342	0.316	0.292	0.270	0.248	0.228	0.209	0.191
22	0.369	0.341	0.316	0.292	0.269	0.248	0.228	0.209	0.191

ALPHA = 90 BETA = 10

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.443	0.407	0.374	0.343	0.314	0.286	0.261	0.238	0.216
16	0.404	0.372	0.342	0.315	0.289	0.265	0.242	0.221	0.201
17	0.404	0.371	0.342	0.314	0.288	0.264	0.242	0.221	0.201
20	0.402	0.370	0.340	0.313	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201
22	0.401	0.369	0.340	0.312	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201

ALPHA = 90 BETA = 15

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.482	0.440	0.402	0.367	0.334	0.304	0.276	0.251	0.227
16	0.447	0.408	0.372	0.340	0.310	0.283	0.258	0.234	0.213
17	0.447	0.407	0.372	0.339	0.310	0.282	0.257	0.234	0.212
20	0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212
22	0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212

جدول (پ-۹-۲): مقادیر ضرایب فشار مقاوم کولمب

Coulomb passive earth pressure coefficients K_p

ALPHA = 90 BETA = −10

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	1.914	2.053	2.204	2.369	2.547	2.743	2.957	3.193	3.452
16	2.693	2.956	3.247	3.571	3.934	4.344	4.807	5.335	5.940
17	2.760	3.034	3.339	3.679	4.062	4.493	4.983	5.543	6.187
20	2.980	3.294	3.645	4.041	4.488	4.997	5.581	6.255	7.039
22	3.145	3.490	3.878	4.317	4.816	5.389	6.050	6.819	7.720

ALPHA = 90 BETA = −5

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.223	2.392	2.577	2.781	3.004	3.250	3.523	3.826	4.163
16	3.367	3.709	4.094	4.529	5.024	5.591	6.243	7.000	7.883
17	3.469	3.828	4.234	4.694	5.218	5.820	6.516	7.326	8.277
20	3.806	4.226	4.704	5.250	5.879	6.609	7.462	8.468	9.665
22	4.064	4.532	5.067	5.684	6.399	7.236	8.222	9.397	10.809

ALPHA = 90 BETA = 0

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16	4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17	4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20	4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22	5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726

ALPHA = 90 BETA = 5

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.943	3.203	3.492	3.815	4.177	4.585	5.046	5.572	6.173
16	5.250	5.878	6.609	7.464	8.474	9.678	11.128	12.894	15.076
17	5.475	6.146	6.929	7.850	8.942	10.251	11.836	13.781	16.201
20	6.249	7.074	8.049	9.212	10.613	12.321	14.433	17.083	20.468
22	6.864	7.820	8.960	10.334	12.011	14.083	16.685	20.011	24.352

ALPHA = 90 BETA = 10

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	3.385	3.712	4.080	4.496	4.968	5.507	6.125	6.840	7.673
16	6.652	7.545	8.605	9.876	11.417	13.309	15.665	18.647	22.497
17	6.992	7.956	9.105	10.492	12.183	14.274	16.899	20.254	24.633
20	8.186	9.414	10.903	12.733	15.014	17.903	21.636	26.569	33.270
22	9.164	10.625	12.421	14.659	17.497	21.164	26.012	32.601	41.863

ALPHA = 90 BETA = 15

δ	ϕ = 26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	3.913	4.331	4.807	5.352	5.980	6.710	7.563	8.570	9.768
16	8.611	9.936	11.555	13.557	16.073	19.291	23.494	29.123	36.894
17	9.139	10.590	12.373	14.595	17.413	21.054	25.867	32.409	41.603
20	11.049	12.986	15.422	18.541	22.617	28.080	35.629	46.458	62.759
22	12.676	15.067	18.130	22.136	27.506	34.930	45.584	61.626	87.354

جدول (پ-۹-۳): ضرایب فشار محرک زمین در روش رانکین

Rankine active earth pressure coefficients K_a

β	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504	0.2262
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30	—	—	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35	—	—	—	—	—	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40	—	—	—	—	—	—	—	0.7660	0.4668

جدول (پ-۹-۴): ضرایب فشار مقاوم زمین در روش رانکین

Rankine passive earth pressure coefficients K_p

β	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161	4.7437
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766	4.3827
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30	—	—	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35	—	—	—	—	—	1.1239	1.4347	1.7177	2.0088
40	—	—	—	—	—	—	—	0.7660	1.2570

جدول (پ-۹-۵): مقادیر زاویه‌ی اصطکاک بین مواد تشکیل دهنده‌ی پی و خاک یا سنگ

Friction angles δ between various foundation materials and soil or rock*

Interface materials	Friction angle, δ, degrees†
Mass concrete or masonry on the following:	
Clean sound rock	35°
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	ϕ
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	ϕ
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	ϕ
Fine sandy silt, nonplastic silt	ϕ
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	ϕ
Medium stiff and stiff clay and silty clay	ϕ
Steel sheet piles against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22°
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
Formed concrete or concrete sheetpiling against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22–26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17–22
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14
Various structural materials	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock	35°
Dressed hard rock on dressed soft rock	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	29
Masonry on wood (cross grain)	26
Steel on steel at sheet-pile interlocks	17
Wood on soil	14–16‡

*May be stress-dependent (see text) for sand.

†Single values ±2°. Alternate for concrete poured on soil is $\delta = \phi$.

‡May be higher in dense sand or if sand penetrates wood.

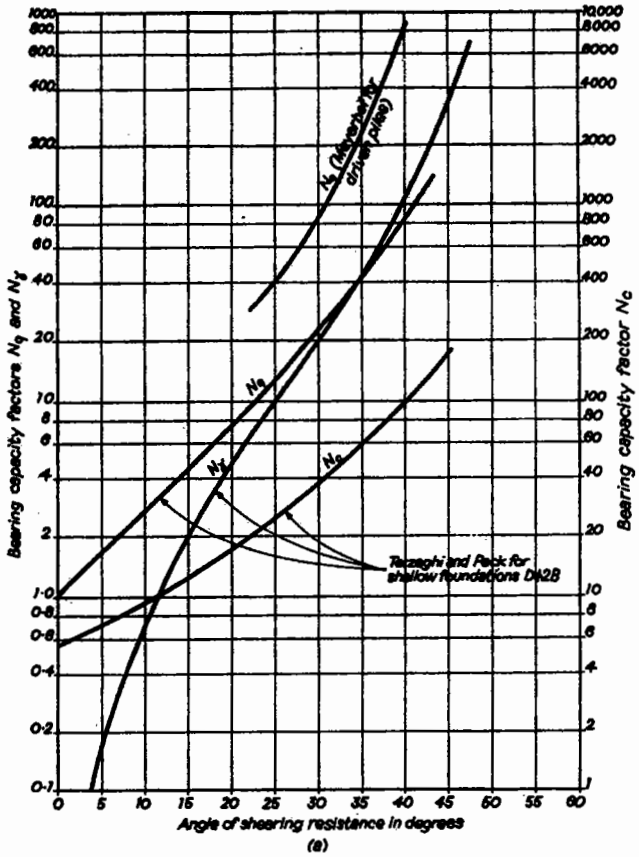


Fig. 4.14 Bearing capacity factors

(a) Values of N_c, N_q and N_γ (after Meyerhof[4.3] and Terzaghi and Peck[4.23]) (b) Berezantsev's values of N_q[4.28]

نمودار (پ-۱۰-۱): مقادیر ضریب ظرفیت باربری در شمع‌ها

یادداشت: