بنام خدا

مهندسی پی

عزیز رنجبری

کارشناس ارشد مکانیک خاک و مهندسی پی

هیئت علمی دانشکده راه و ساختمان دانشگاه تبریز

تیر ماه ۱۳۹۲

Azərbaycanın Qaraman Oğlu

Şəhid Bakirinin Adına

Ğəmün Qurbanı Təbriz , Elli Təbriz

Alovlı , Ildırımlı , Selli Təbriz

Nə Qanlar Qaynayıb Səndən Olub Daş

Beləki Eynalundan Bəlli Təbriz

(Məftun)

پیشگفتار

با افزوده شدن درس مهندسی پی به درس های آزمون فراکارشناسی رشته عمران، دانشجویان گرامی درخواست درسنامه ویژه ای را کردند که همگام با آموزش درس مهندسی پی، روی دانشتی نیز به پرسش های آزمون فراکارشناسی داشته باشد.

در پیوند با این خواسته، این نوشته سامان یافت، امید این که سودمند باشد و آرزو این که شمار واحدهای این درس که از درس های پایه‌ای رشته عمران است، بیشتر از شمار واحدهای درس فارسی و تاریخ باشد که همگان پیش از آمدن به دانشگاه با آنها آشنا هستند.

دانشجویان گرامی برای آموزش بهتر و بیشتر می‌توانند از کتاب های زیر بهره ببرند.

۱- مکانیک خاک و پی نوشته Muni Budhu برگردان میکائیل یوسف زاده

۲- تحلیل و طراحی پی نوشته Bowles برگردان ارسیر اطیابی

۳- اصول مهندسی ژئوتکنیک نوشته Das برگردان شاپور طاحونی

۴- پی سازی نوشته علی فاخر

۵- مجموعه سوالات چهارگزینه ای مهندسی پی (از مؤسسه سری عمران) نوشته حاذقیان - حیدری

عزیز رنجبری

Atalar sözü (پند پدران)

At min ad qazan, Atdan düşəndə, Addan düşmə.

سوار اسب شو (سلحشوری کن) نامی بدست بیار، تا هنگامی که از اسب پایین آمدی، از نام نیفتی (نامدار بمانی)

بخش ها

- بخش یکم — توان باربری پی های روئی — ۳۲ صفحه
- بخش دوم — بررسی های درجا — ۲۸ صفحه
- بخش سوم — پی های روئی — ۳۱ صفحه
- بخش چهارم — پی های ژرف (شمع ها) — ۳۱ صفحه
- بخش پنجم — دیوارهای نگهدارنده (بخش دوازدهم درسنامه مانیک خاک، ۴۸ صفحه درس و تمرین)
- بخش ششم — طراحی سازه ای — ۴۴ صفحه از درسنامه سازه های ۱۳۸۰ با خط خانم مهندس جنتی آقدم

برای گویائی، روانی و رسائی این نوشته، ساده و سره نویسی برگزیده شده واز واژگان سره فارسی بهره برده شده است. این کار ریشه باستان گرایانه و پان آریائی ندارد و مردمان دیگر و زبان آنها را خوار نمی دارد. نویسنده که از ترک های ایران است، خود را آریائی نمی داند و به زبان آذینی و زبان مادری خود که همانا عربی و ترکی باشند، بسیار دلبستگی دارد و هردورا سرآمد زبان های توانا و رسای گیتی می داند.

آموختن به زبان مادری «حق مسلم» همگان است و در قانون اساسی کشورمان هم پیش بینی شده است و هزاران افسوس که با سنگ اندازی های نابجا و دشمن شادکن، به سرانجام نرسیده است. نویسنده باور دارد، همان گونه که در کشورمان چندره هزار مسیحی و کلیمی با زبان و نگارش خود می خوانند و می نویسند، چندره میلیون مسلمان ترک ایران نیز خواهند توانست با زبان و نگارش سازگار با زبان خود بخوانند و بنویسند. امید که همگان آموزه را پیش از آنکه روزگار بیاموزد، بیاموزند.

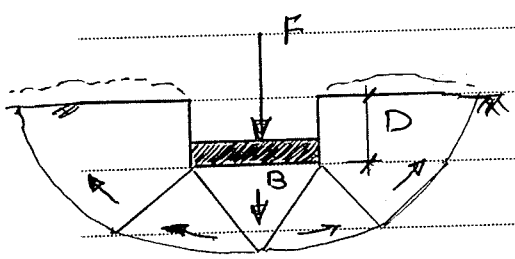
چرا در هنگامه ای که انگلیسی زبانان، عرب زبانان و اسپانیولی زبانان گیتی، شبانه روز از سایکل های صدا و سیمای کشورمان بهره می برند، چندره میلیون ترک آذربایجان، خراسان ترکمن صحرا، تهران، مازندران، گیلان، خوزستان، قم، اراک، ساوه، کرمان، شیراز، اصفهان و سنقر از سایکل شبانه روزی ترکی برخوردار نیستند، تا زبان و فرهنگ خود را پاس بدارند؟ این روند با برادری و برابری ناسازگار است و بی مهری بر آزادی انسانهاست.

توان باربری پی های روی

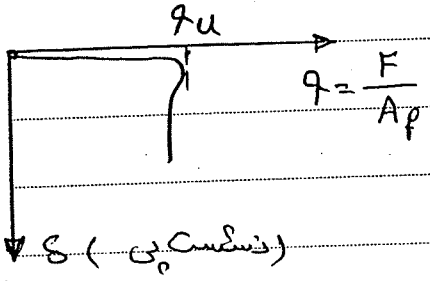
باربری پی به باربری خاک زیرش وابسته است. هرچه خاک زیر پی، درهم فشرده، درشت دانه و دانه هایش تیز گوشه باشد، باربرتر خواهد بود. باروی راست به باربری روای خاک زیر پی، مساحت پی بگونه‌ای برگزیده می‌شود که، فشار زیر پی اندکی از باربری خاک کمتر باشد تا پی بیش از اندازه نشست نکند.

برای خاک زیر پی سه گونه نشست می‌تواند پیش آید:

۱- گسیختگی کلی



این گسیختگی در خاک های سفت و توپر پیش می‌آید. در این گسیختگی با افزایش بار پی خاک زیر آن درهم فشرده می‌شود (در پی نواری مانند گوه، در پی دایره‌ای مانند مخروط و در پی چهارگوشه مانند هرم) و همانند تبری در خاک های زیرین فرو می‌رود و همگام با فرو رفتن آنها را پس می‌زند و در سرانجام کار، خاکهای پیرامونی را دچار گسیختگی پایا (Passive) می‌کند. پدید آمدن این گسیختگی، خاکدانه ها بر روی هم سر می‌خورند و از زیر پی در می‌روند و از این رو پی نشست چشمگیری می‌کند و سازه ساختمان درهم می‌پیچد و در و پنجره گیر کرده و دیوارها ترک می‌خورند.



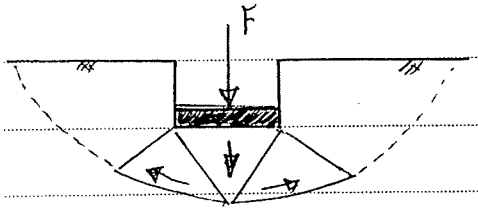
- در این گسیختگی تا رسیدن به بار پایانی (نهایی) نشست کم است و پس از آن بیشتر می‌شود.

$D \uparrow \Rightarrow q_u \uparrow$

با افزایش نسبت $\frac{B}{D}$ گسیختگی کلی رخ می‌دهد. ۱-۱

۲- گسیختگی موضعی

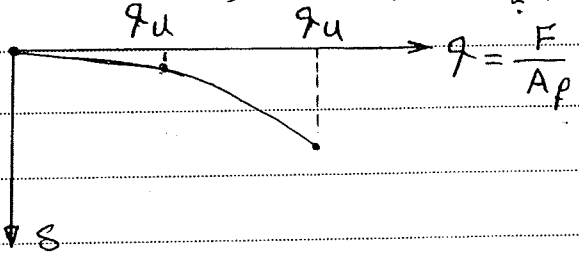
این گسیختگی در خاکهای نرم و سست رخ می دهد. در این خاکها با افزایش بار، پی در خاک فرو می رود و گوه در هم فشرده زیر پی پدید می آید. این گوه به آسانی در خاک های زیر فرو می رود و با فرو رفتن آن خاک های پیرامون بی آنکه گسیخته شوند، تنها در هم فشرده می شوند.



در این گسیختگی پیش از رسیدن به بار پایانی، نشست چشمگیری رخ می دهد ولی زمین ورنمی آید. اگر پی سازی در چنین زمینی بایسته باشد، بایستی پارامترهای تاب برشی خاک را کاست و بر پایه آنها برای خاک زیر پی باربری حساب کرد.

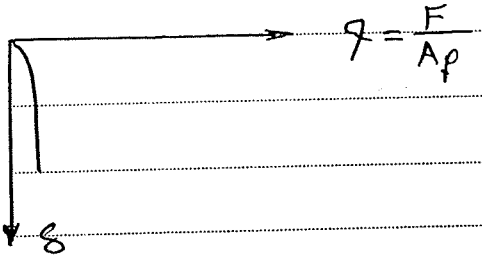
$\bar{c} = \frac{2}{3} c$

$\bar{\varphi} = \frac{2}{3} \operatorname{arctg} \varphi$



۳- گسیختگی سوراخ کننده (پانچ)

این گسیختگی در خاک های بسیار سست و بسیار نرم (مانند لجن) پیش می آید. در این گسیختگی پی با بارهای کم، نشست چشمگیری می کند و از این رو در چنین خاک هائی به جای پی های روئی از پی های ژرف بهره برده می شود.



برآورد باربری خاک زیر پی

برای برآورد باربری خاک زیر پی (در کارهای کم ارج و میان ارج) از پیشنهادهای پژوهشگران و در کارهای پرارج از آزمایش های درجا بهره برده می شود.

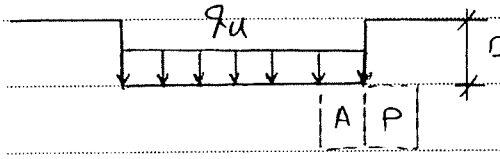
۱- پیشنهاد براندت برای برآورد باربری کوتاه مدت لایه رس زیر پی

پی بر روی زمین $q_u = (\pi + 2) c_u = 5.14 c_u$

پی در ژرفای D از روی زمین $q_u = 5.14 c_u + \gamma D$

تاب برشی زهکشی نشده خاک $c_u = c_{uu} = \tau_{uu} = s_u$

۲- پیشنهاد رانکین برای برآورد باربری خاک زیر پی



با افزایش بار پی، المان A با فشار qu به سوی المان P (با فشار سربار $\gamma_1 D$) فشرده می‌شود.
به‌هنگام گسیختگی، گسیختگی المان A، Active و گسیختگی المان P، Passive خواهد بود.

$$q_u \times k_a - 2c\sqrt{k_a} = \gamma_1 D k_p + 2c\sqrt{k_p} \qquad (\Sigma F_x = 0 \text{ شرط})$$

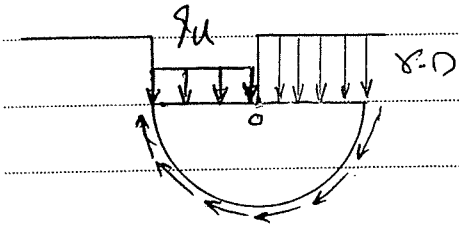
$k_a = \frac{1}{k_p}$

رس خالص ($c = 0$) $\Rightarrow$ $q_u = \gamma_1 D k_p^2 = \gamma_1 D \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2$

رس اشباع ($\varphi = 0$) $\Rightarrow$ $q_u = \gamma_1 D + 4c$ | الف

$k_a = k_p = 1$

در خاک‌های رسی سیراب (کوتاه‌مدت $\varphi = 0$) گسیختگی خاک زیر پی کمان دایره است و برای این حالت پیشنهاد رانکین کمی می‌لنگد.



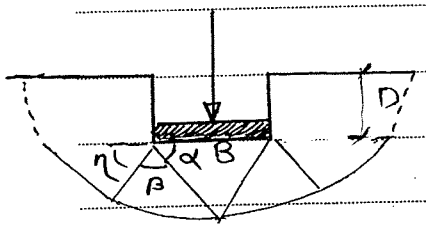
$$\Sigma M_O = 0$$

$$q_u \times R \times 1 \times \frac{R}{2} = \gamma_1 D \times R \times 1 \times \frac{R}{2} + c_u \times \pi R \times 1 \times R$$

$$q_u = 2\pi c_u + \gamma_1 D \quad | \quad \text{ب}$$

میانگین الف و ب، برآیند پیشنهاد برانزت است.

۳- پیشنهاد ترزاقی برای برآورد باربری خاک زیر پی



ترزاقی با پندارهای زیر، نخست برای پی‌های نواری و سپس برای پی‌های مربعی و دایره، پیشنهادهایی کرد.
- زمینه (کف) پی زبر است و با خاک زیر درگیر می‌باشد.
- از تاب برشی خاک سربار چشم‌پوشی می‌شود. (تنها سربار)
- بار قائم و پخش فشار یکنواخت است.
- $D \leq B$ است.

برای پی‌نواری:
$\alpha = \varphi$
$\eta = 45 - \frac{\varphi}{2}$

روش ترزاقی برای پی‌های کج، زمین‌های شیب‌دار، بارهای خارج از محور، بارهای افقی و $B < D$ نامناسب است.

۳-۱

برای پی نواری $q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$

برای پی مربع $q_u = 1.3 c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$

برای پی دایره $q_u = 1.3 c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$

در گوه زیر پی نواری گسیختگی صفحه‌ای و در هرم و مخروط زیر پی مربع و دایره گسیختگی سه محوری است.

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

* $N_c = 1/5\pi + 1$ (۱۹۴۳) Terzaghi

$$N_q = \frac{e^{(1.5\pi - \frac{\varphi}{2})\tan\varphi}}{2\cos^2(45 + \frac{\varphi}{2})}$$

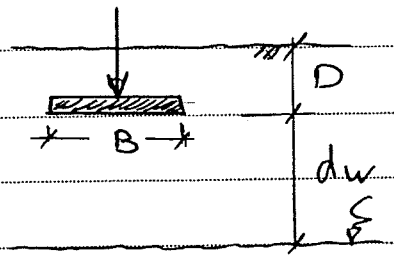
$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

$\varphi \uparrow \rightarrow N_c \uparrow, N_q \uparrow, N_\gamma \uparrow$

$\varphi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$

در روش ترزاقی ارهای تأثیر پی برابر B (پهنای پی) پنداشته شده است. با تزریق شدن تراز آب زیرزمینی به بستر پی، پیشنهادهای ترزاقی اینچنین دگرسان می‌یابند.



$dw \geq B \rightarrow q_u =$ مانند سه ردیف نخست

$dw = 0 \rightarrow$ در جمله سوم γ به γ' دگرسان می‌یابد

$0 < dw < B \rightarrow$ در جمله سوم γ به $\gamma_e = \gamma' + \frac{dw}{B}(\gamma - \gamma')$ دگرسان می‌یابد

آب روی زمین $\rightarrow$ در جمله دوم و سوم γ به γ' دگرسان می‌یابد.

آب در زیرزمین و بالاتر از بستر پی $\rightarrow \gamma \cdot D \leftrightarrow \gamma \cdot d_1 + \gamma' \cdot d_2$

- دو پی مربعی و دایره‌ای هم مساحت، بر روی ماسه جای گرفته اند. خواسته می‌شود نسبت توان باربری خاک زیر آنها (روش ترزاقی) ک

مربع، $c=0$، $D=0$ $\Rightarrow q_u = 0.4\gamma B_1 N_\gamma$ | $B_1 \times B_1 = \frac{\pi B_2^2}{4}$

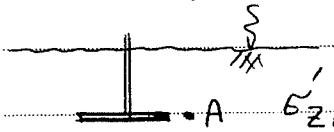
دایره، $c=0$، $D=0$ $\Rightarrow q_u = 0.3\gamma B_2 N_\gamma$ | $\frac{B_1}{B_2} = \frac{\sqrt{\pi}}{2}$

$$\frac{q_u \text{ مربع}}{q_u \text{ دایره}} = \frac{0.4\gamma B_1 N_\gamma}{0.3\gamma B_2 N_\gamma} = \frac{4}{3} \times \frac{\sqrt{\pi}}{2} = \frac{2\sqrt{\pi}}{3} = 1.18$$

- با بهره مندی از روش ترزاقی باربری خاک زیر پی نواری را حساب کنید.

الف) 250 kpa ب) 305 kpa

ج) 500 kpa د) 590 kpa



$\sigma'_{zA} = 20$ kpa

$c_{uu} = 100$ kpa

$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.7$ ، $N_q = 1$ ، $N_\gamma = 0$

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma' D N_q + 0.5\gamma' B N_\gamma$$

$$q_u = 100 \times 5.7 + 20 \times 1 = 590 \text{ kpa}$$

- خود پی نواری و مربعی هم پهنا بر روی لایه رس جای گرفته اند. باربری خاک زیر کدامیک بیشتر خواهد بود. (روش ترزاقی)

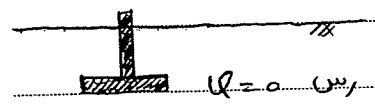
$D=0$ ، $\phi=0 \rightarrow N_\gamma = 0$

پی نواری $q_u = c \cdot N_c + 0 + 0$

پی مربعی $q_u = 1.3c \cdot N_c + 0 + 0$

} باربری پی مربعی بیشتر است.

- با بهره مندی از روش ترزاقی، خواسته می‌شود $q_{u(net)}$



رس $\phi=0$

$\phi=0 \rightarrow N_c = 5.7$ ، $N_q = 1$ ، $N_\gamma = 0$

پی نواری

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma D N_q + 0$$

$$q_u = 5.7c + \gamma D$$

$$q_{u(net)} = q_u - \text{فشار سربار} = (5.7c + \gamma D) - \gamma D = 5.7c$$

۴- پیشنهاد مایرهوف برای برآورد باربری خاک زیر پی

پی‌ها:

- زمینه پی زبر است و پی با خاک زیر بی درگیر می‌باشد.
- از تاب برشی خاک بالاتر از تراز پی، چشم پوشی نشده است.
- برای $D>B$ نیز می‌تواند بکار رود.
- بار مایل نیز می‌تواند باشد.
- پی مستطیل هم می‌تواند باشد.
- روی زمین و بستر پی بایستی افقی باشند.

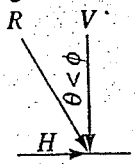
برای بار قائم $\rightarrow q_u = cN_c s_c d_c + \gamma D N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

برای بار مایل $\rightarrow q_u = cN_c d_c i_c + \gamma D N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \times \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$$

ضرایب	مقدار	برای
شکل:	$s_c = 1 + 0.2K_p\frac{B}{L}$	هر ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p\frac{B}{L}$	$\phi > 10°$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
عمق:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	هر ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
میل: 	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	هر ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta \geq 0$	$\phi = 0$

که در این جا: $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

θ = زاویهٔ برآیند R نسبت به خط قائم، بدون علامت. اگر $\theta = 0$، تمامی $i_i = 1$ است.

مایرهوف برای بارهای خارج از محور، ضرایب کاهش زیر را پیشنهاد کرد.

در خاکهای چسبنده:

$$Re_x = 1 - \frac{2e_x}{L}$$

$$Re_y = 1 - \frac{2e_y}{B}$$

در خاک‌های دانه‌ای:

$$Re_x = 1 - \sqrt{\frac{e_x}{L}} \quad \left(0 < \frac{e_x}{L} < 0.3\right)$$

$$Re_y = 1 - \sqrt{\frac{e_y}{B}} \quad \left(0 < \frac{e_y}{B} < 0.3\right)$$

باربری خاک زیر پی برای بارهای خارج از محور:

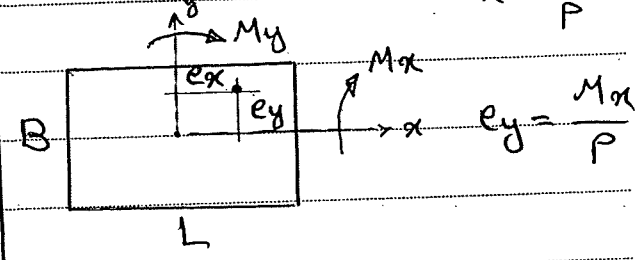
$$q'_u = q_u \times Re_x \times Re_y$$

باربری پی برای بارهای خارج از محور:

$$Q_u = q'_u \times L \times B$$

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

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



از آنجاکه کرنش خاک زیر پی های نواری صفحه‌ای (Plane strain) است، مایرهوف پیشنهاد می‌کند که برای پی های نواری و پی های مستطیلی دراز، در φ بکار رونده در روابط پیشنهادی، بازنگری انجام گیرد. (چون $\varphi_{ps} > \varphi_{tr}$)

- برای $\frac{L}{B} > 2$ $\quad \varphi_{ps} = (1.1 - 0.1 \frac{B}{L}) \varphi_{tr}$

- برای $\frac{L}{B} \leq 2$ $\quad \varphi_{ps} = \varphi_{tr}$

- هرگاه φ داده شده در پرسش، در پیوند با آزمایش برش مستقیم باشد، نیازی به بازنگری نخواهد بود، چون کرنش در این آزمایش صفحه‌ای است. کرنش در آزمایش سه آسه‌ای، سه آسه‌ای است (سه‌محوری - triaxial)

فردوسی در چندی از داستان های شاهنامه می سراید؛

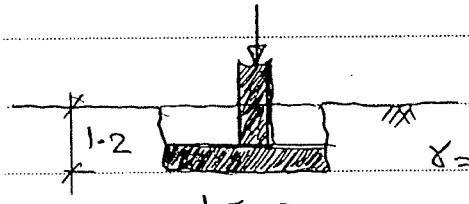
به یک ماه در آخر آیادگان پیوندیم شاهان و آزادگان

راستی، اگر برپایه این داستان، آذربایجان را آخر آیادگان بنامیم، آیادی های ترک نشینی هانند، ارزنجان، زنجان، استجان، ارسنجان، بسفرجان سیسجان، خنگی جان، رام جان، بیگ جان، ایرجان، استجان، سینجان یارجان، جرجان، لارجان، کوگرجان، اوجان، اورجان، سیرجان، لای جان رواسجان، ارجان و گرجان که در جغرافیای ترکان از ترکستان گرفته تا آذربایجان و آناطولی پراکنده‌اند، چه بگوئیم؟!

Daniza daş atmaqla, sui bulanmaz.

یا پرتاب سنگ به دریا، آبش گل آلود نمی شود.

- باروی راست به داده ها و نکاره، خواسته می شود باربری خاک زیر پی (مایرهوف)



$\gamma = 1800\ kg/m^3$

$c = 3500\ kg/m^2$

$\varphi_{tr} = 27^\circ$

$\frac{L}{B} = \frac{3}{1.5} = 2 \rightarrow \varphi = \varphi_{tr} = 27^\circ$

$q_u = (cN_c s_c d_c) + (\gamma D N_q s_q d_q) + (0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma)$

$q_u = (3500 \times 23.94 \times 1.27 \times 1.26) + (1800 \times 1.2 \times 13.2 \times 1.13 \times 1.13) +$
$(0.5 \times 1800 \times 1.5 \times 9.46 \times 1.13 \times 1.13) = 186796\ kg/m^2$

- یک پی نواری بر روی رس سیر آب جای گرفته و در میانه خود بار قائم بر می تابد. خواسته می شود، توان باربری خاک زیر پی (یک) (مایرهوف) (یکمحوری) ($q_u = 100\ kPa$)

$\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 5.14 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$

$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$

$q_u = \frac{100}{2} \times 5.14 + 0 + 0 = 257\ kPa$

- یک پی مربعی 2x2 متر بر روی رسی که در آن $C_{uu} = 5\ t/m^2$ است، جای گرفته است. اگر این پی بار محوری را با برون از مرکز $e_x = e_y = 0.5\ m$ بر تابد، باربری خاک زیر پی چقدر خواهد شد. (مایرهوف)

$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + 0 + 0$

$s_c = 1 + 0.2 \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \times \frac{B}{L} = 1 + 0.2 = 1.2$

$d_c = 1 \quad (D = 0)$

$q_u = 5 \times 5.14 \times 1.2 = 30.84\ t/m^2$

$Re_x = 1 - \frac{2e_x}{L} = 1 - \frac{2 \times 0.5}{2} = 0.5$

$Re_y = 1 - \frac{2e_y}{B} = 1 - \frac{2 \times 0.5}{2} = 0.5$

$q'_u = q_u \times Re_x \times Re_y$
$= 30.84 \times 0.5 \times 0.5 = 7.7\ t/m^2$

$Q_u = 7.7 \times 2 \times 2 = 30.84\ ton$ باربری پی

- برای رس های ناب ($\varphi = 0$) چقدر می شود: $N_c = (N_q - 1)\cot g\varphi = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$

$\varphi = 0 \rightarrow N_q = 1 \rightarrow N_c = \frac{0}{0}$ رفع ابهام $\rightarrow N_c = \pi + 2 = 5.14$

۵- پیشنهاد هانسن برای برآورد باربری خاک زیر پی

پندارها:

- زمینه (کف) پی زبر است و پی با خاک زیرش درگیر می‌باشد.
- از تاب برشی خاک بالاتر از تراز پی چشم پوشی شده است.
- برای $D>B$ و حتی برای برآورد باربری خاک زیر سمع ها نیز بکار می‌رود.
- بار می‌تواند مایل و برون از مرکز باشد.
- پی می‌تواند مستطیلی باشد.
- روی زمین و بستر پی می‌تواند مایل نیز باشد.

برای بارگذاری U.U و برای خاک‌هایی که در آنها $\varphi=0$ است:

$$q_u = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma D \quad (\gamma' D \text{ یا})$$

$s_u = c_{uu}$

برای $\varphi>0$:

$$q_u = [c N_c s_c d_c i_c g_c b_c] + [\gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q] + [0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma]$$

$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \times \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$

$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$

$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1)\tan\varphi$

(جریان نواری $s'_c = 0$) $\quad s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$

(جریان نواری $s_c = 1$) $\quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B}{L}$

(جریان نواری $s_q = 1$) $\quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin\varphi$

(جریان نواری $s_\gamma = 1$) $\quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

$(s_\gamma \geq 0.6)$

$d'_c = 0.4k$

$d_c = 1 + 0.4k$

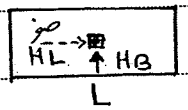
$d_q = 1 + 2\tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 k$

$d_\gamma = 1$ همیشه

$k = \frac{D}{B}$ $\quad \left(\text{برای } \frac{D}{B} \leq 1\right)$

$k = \text{Arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$ $\quad \left(\text{برای } \frac{D}{B} > 1\right)$

اگر بار اثر کننده بر پی مایل باشد یا بار مؤلفه افقی نیز داشته باشد، روابط s و d برای سازگار خواهد بود.



برای حالت $(H_L \text{ و } H_B) \text{ یا } (H_L \text{ و } H_B = 0)$ بایستی $\frac{B}{L}$ به $\frac{L}{B}$ و $\frac{D}{B}$ به $\frac{D}{L}$ دگرسان یابد.

R_a

ضرایب زمین (پی بر روی شیب)	ضرایب میل‌بار
$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}} \quad (\phi = 0^\circ)$
$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$
	$2 \le \alpha_1 \le 5$
	$\alpha_1 = 2 \sim 3$ (Bowels)
ضرایب پی (پی کج شده)	$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$
$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$
$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$	$2 \le \alpha_2 \le 5$
$b_q = \exp(-2\eta\tan\phi)$	$\alpha_2 = 3 \sim 4$ (Bowles)
$b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$	
η برحسب رادیان	

در روابط i ، H_i می‌تواند H_B ، H_L یا هردو باشد.

c_a - چسبندگی میان پی و خاک زیرش (معمولی)

$c_a = (0.6 \sim 1)\,c$

$\beta = 0 \Rightarrow g'_c = 0 \,,\; g_c = g_q = g_\gamma = 1$

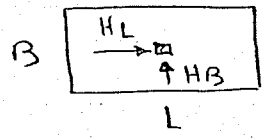
$\eta = 0 \Rightarrow b'_c = 0 \,,\; b_c = b_q = b_\gamma = 1$

$A_f = B \times L \;\text{ یا }\; B' \times L'$

$b_q = e^{-2\eta tg\varphi}$

$b_\gamma = e^{-2.7\eta tg\varphi}$

ضرایب میل بار حالت ویرایش شده هانسن



$H_B = 0 \Rightarrow i_{c,B} = i_{q,B} = i_{\gamma,B} = 1$

$H_L = 0 \Rightarrow i_{c,L} = i_{q,L} = i_{\gamma,L} = 1$

از ضرایب میل بدست آمده برای محاسبه ضرایب شکل بهره برده می‌شود.

$s'_{c,B} = 0.2B\,i_{c,B}/L \quad (\varphi = 0)$

$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B \times i_{c,B}}{L}$

$s_{q,B} = 1 + \frac{B \times i_{q,B}}{L} \cdot \sin\varphi$

$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4\,\frac{B \times i_{\gamma,B}}{L \times i_{\gamma,L}} \ge 0.6$

$s'_{c,L} = 0.2L\,i_{c,L}/B$

$s_{c,L} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{L \times i_{cL}}{B}$

$s_{q,L} = 1 + \frac{L \times i_{qL}}{B} \sin\varphi$

$s_{\gamma,L} = 1 - 0.4\,\frac{L \times i_{\gamma,L}}{B \times i_{\gamma,B}} \ge 0.6$

q_u کوچکترین مقدار بدست آمده از روابط زیر خواهد بود.

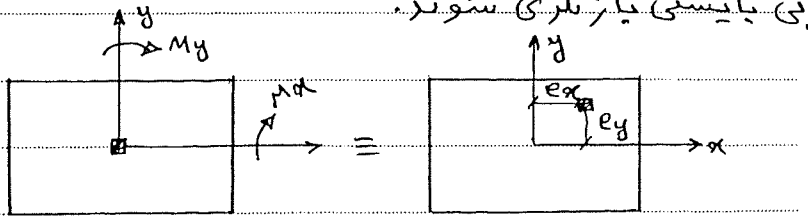
$q_u = C \cdot N_c \cdot s_{c,B} \cdot d_{c_B} \cdot i_{cB} + \gamma D N_q \cdot s_{q,B} \cdot d_{q_B} \cdot i_{qB} + 0.5\gamma B' N_\gamma \cdot s_{\gamma,B} \cdot i_{\gamma,B}$

$q_u = \;\;\; " \;\;\; s_{c,L} \cdot d_{cL} \cdot i_{c,L} + \;\;\; " \;\;\; s_{q,L} \cdot d_{qL} \cdot i_{qL} + \;\;\; " \;\;\; s_{\gamma,L} \cdot i_{\gamma,L}$

درصورت نیاز ضرایب b و g هم درج می‌شوند و $d_\gamma = 1$ بوده و درج نشده است.

در روش هانسن اگر بار بیرون از مرکز یا گشتاور همراه داشته باشد، در ابعاد پهنای پی بایستی بازنگری شوند.

$$B' = B - 2e_y$$
$$L' = L - 2e_x$$

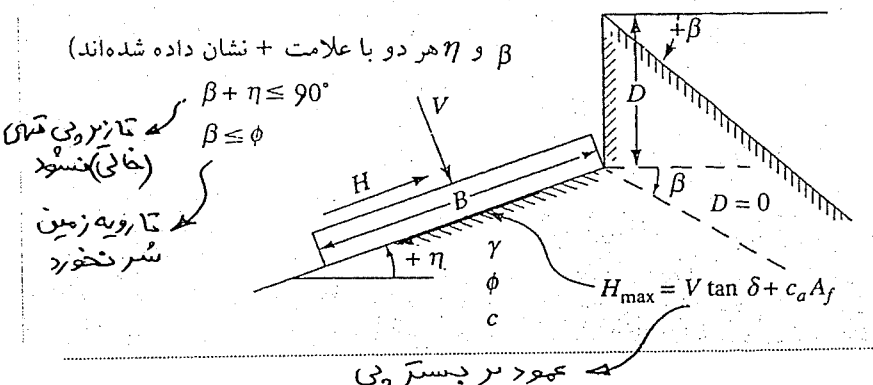


چنانکه به اندازه e_y, e_x ($e_y = \frac{M_x}{P}$ ، $e_x = \frac{M_y}{P}$) برون از مرکز بوده باشد، در روابط ک (مربوط به شکل پی) B به B' و L به L' و $A_f = L \times B$ به $A_f = L' \times B'$ دگرسنی می‌یابد و در جمله $0.5\gamma B N_\gamma$ ..... کوچکترین مقدار B' و L' جایگزین B می‌گردد.

ε: زاویه اصطکاک میان پی و خاک

$0.5\varphi < \delta \leq \varphi$

جهات مثبت β و η ←



بازنگری در φ :

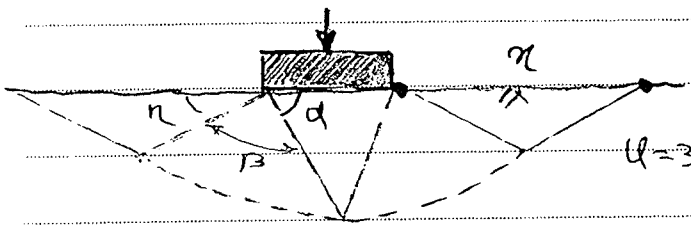
$\varphi_{tr} < 34^\circ$ ← $\varphi_{ps} = \varphi_{tr}$

$\frac{L}{B} < 2$ ← $\varphi_{ps} = \varphi_{tr}$

$\frac{L}{B} > 2$ ← $\varphi_{ps} = 1.5\varphi_{tr} - 17^\circ$

روزنامه. اطلاعات با بهره مندی از واژه رضا شاه ساخته، در ۱۸ را ۱۳۷۸ در نوشته‌ای از جغرافیای ارسباران! (قارا داغ قهرمان) می نویسد و در آن از نفوذ توده های کوهستانی آرارات (کوه آغری سربلند) به ارسباران و از حضور قوچ و میش ارمنی!! در آنجا یاد می کند و سرانجام به ساختمان طوماتیانس و روستای مینق! می پردازد. این روزنامه و روزنامه های زنجیره ای **تبریز** بایستی بدانند که نمی توانند ارسباران را سرزمین ها بیاندازند. قارا باغ و قارا داغ قهرمان، چشم و چراغ دوقلوی آذربایجان هستند و از اذهان ترک ها پاک نمی شوند و جای جایشان، جایگاه اسلان ها است و دیگران در آن ها جایگاه ندارند.

۲- بار روی راست به نگاره خواسته می‌شود x (روش هانسن) ک



$$x = \frac{B}{\cos\alpha} e^{\beta \cdot tg\varphi} \cos\eta$$

هانسن $\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}$ ، $\beta = 90^\circ = \frac{\pi}{2}(Ra)$ ، $\eta = 45 - \frac{\varphi}{2}$

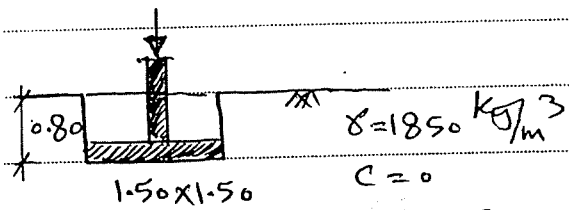
$$x = \frac{B}{\cos(45 + \frac{30}{2})} e^{\frac{\pi}{2} tg30} \cos(45 - \frac{30}{2}) = \frac{B}{1/2} e^{\frac{\pi}{2} \times \frac{\sqrt{3}}{3}} \frac{\sqrt{3}}{2}$$

$$x = \sqrt{3} B e^{\frac{\pi\sqrt{3}}{6}}$$

۲- پرسش پیشین اگر زمین زیر پی خاک رس ($\psi = 0$) باشد، x چه اندازه خواهد شد. ک (هانسن)

$$x = \frac{B}{\cos(45 + \frac{0}{2})} e^{\times \cos(45 - \frac{0}{2})} = B$$

۳- بار روی راست به داده‌ها و نگاره، خواسته می‌شود باربری خاک زیر پی (هانسن)

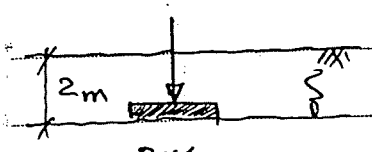


$$q_u = (\gamma D N_q s_q d_q) + (0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma)$$

$$q_u = 1850 \times 0.8 \times 18.38 \times 1.577 \times 1.153 + 0.5 \times 1850 \times 1.5 \times 15.05 \times 0.6 \times 1$$

$$q_u = 61990 \ kg/m^2$$

۴- بار روی راست به داده‌ها و نگاره، خواسته می‌شود باربری خاک زیر پی (هانسن)



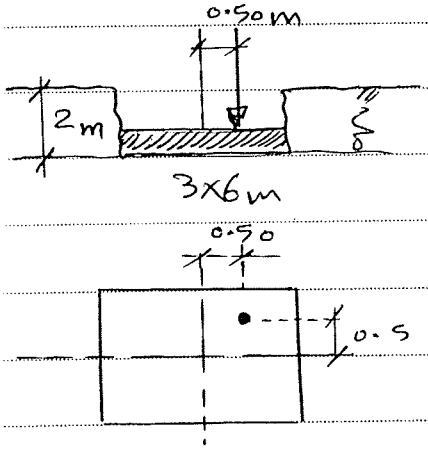
$$q_u = (\gamma D N_q s_q d_q) + (0.5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma)$$

$$\frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2 \rightarrow \psi = \psi_{tr} = 36^\circ$$

$$q_u = (16 \times 2 \times 37.75 \times 1.16 \times 1.36) + [0.5(18 - 9.81) \times 3 \times 40 \times 0.8 \times 1)$$

$$q_u = 2298.9$$

- باروی راست به نگارها و داده ها خواسته می شود باربری خاک زیر پی (هانسن)



$\gamma = 16\ kN/m^3$

$\gamma_{sat} = 18\ kN/m^3$

$C = 0$

$\varphi = 35^\circ$

از آنجا که بار برون از مرکز پی است، در محاسبه ضرایب ی به جای $\frac{B}{L}$ از $\frac{B'}{L'}$ بهره برده می شود ولی در ضرایب عمق (d) $\frac{D}{B}$ دگرسانی نمی یابد.

$L' = L - 2e_x = 6 - 2\times0.5 = 5\ m$

$B' = B - 2e_y = 3 - 2\times0.5 = 2\ m$

$\frac{L'}{B'} = \frac{5}{2} = 2.5 > 2$

$\varphi = 1.5\times35^\circ - 17 \simeq 36^\circ$

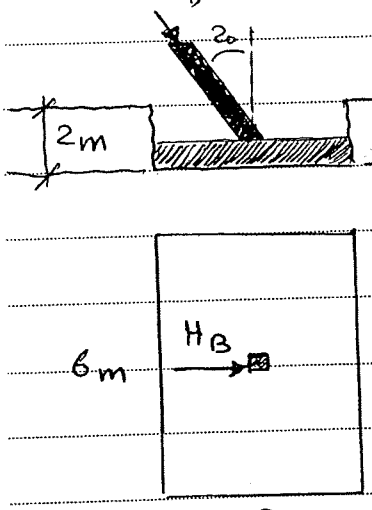
$q_u = (\gamma D N_q s_q d_q) + (0.5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma)$

$q_u = (16\times2\times37.75\times1.29\times1.165) + (0.5(18-9.81)\times2\times45.68\times0.84\times1)$

$q_u = 2129.7\ kN/m^2$ باربری خاک زیر پی

$Q_u = q_u \times A_f = q_u \times L' \times B' = 2129.7\times5\times2 = 21297\ kN$ باربری پی

- باروی راست به نگارها و داده ها خواسته می شود باربری خاک زیر پی (هانسن)



$\frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2 \rightarrow \varphi = 36^\circ$

$\gamma = 16\ kN/m^3$

$\gamma_{sat} = 18\ kN/m^3$

$C = 0$

$\varphi_H = 36^\circ$

$H_L = 0 \rightarrow i_{cL} = i_{qL} = i_{\gamma L} = 1$

$i_q = \left[1 - \frac{0.5H}{V + A_f C a \cot g\varphi}\right]^5 = \left[1 - 0.5\,tg20\right]^5 = 0.366 > 0$

$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H}{V + A_f C a \cot g\varphi}\right]^5 = \left[1 - 0.7\,tg20\right]^5 = 0.23 > 0$

$N_q = 37.75$

$N_\gamma = 40$

$d_q = 1 + 2tg36^\circ(1-\sin36^\circ)^2 \times \frac{2}{3} = 1.16$

$d_\gamma = 1$ همیشه

$$s_{q,B} = 1 + \frac{B \times i_{\gamma B}}{L} \sin\varphi = 1 + \frac{3 \times 0.366}{6} \sin 36^\circ = 1.1$$

$$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \frac{B \times i_{\gamma B}}{L \times i_{\gamma L}} = 1 - 0.4 \frac{3 \times 0.23}{6 \times 1} = 0.954 > 0.6$$

$$q_u = (\gamma D N_q \cdot s_{qB} \cdot d_{qB} \cdot i_{qB}) + (0.5 \gamma' B N_\gamma \cdot s_{\gamma B} \cdot d_{\gamma B} \cdot i_{\gamma B})$$

$$q_u = (16 \times 2 \times 37.75 \times 1.1 \times 1.16 \times 0.366) + (0.5(18 - 9.81) \overset{\times 3}{\checkmark} \times 40 \times 1 \times 0.23)$$

$$q_u = 677 \ kN/m^2$$

- یک پی نواری بر روی خاک رسی که در آزمایش یک آسه ای $q_u = 2 \ kg/cm^2$ از خود نشان داده است، جای گرفته است. خواسته می شود ظرفیت باربری مجاز پی (واقعی) (کف) پهنای نوار یک متر است.

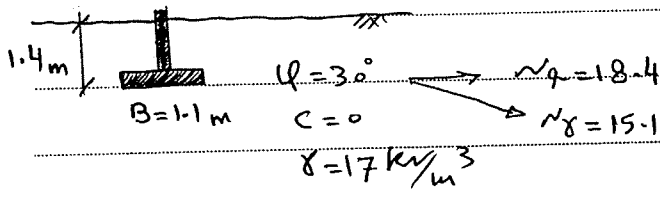
$$q_u = 5.14c(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma \cdot D$$

$$s'_c = \frac{0.2B}{L} = 0 \quad (\text{پی نواری}) \qquad c_{uu} = \frac{q_u}{2} = \frac{2}{2} = 1 \ kg/cm^2$$

$$q_u = 5.14 \times 1 (1 + 0 + 0 - 0 - 0 - 0) + 0 = 5.14 \ kg/cm^2$$

$$Q_u = 5.14 \times 100 cm \times 100 cm = 51400 \ kg/m = 51.4 \ ton/m$$

- با چشم پوشی از ضرایب شکل پی و ضرایب عمق، برای گودال پی، خواسته می شود $q_{a(net)}$ (واقعی)



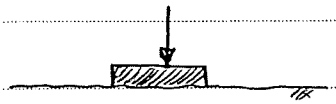
$$q_u = (17 \times 1.4 \times 18.4) + (0.5 \times 1.1 \times 17 \times 15.1) = 579 \ kPa$$

$$q_{u(net)} = 579 - (17 \times 1.4) = 555.2 \ kPa$$

$$q_{a(net)} = \frac{555.2}{3} = 185 \ kPa$$

$$q_a = 185 + (17 \times 1.4) = 209 \ kPa \qquad q_a \simeq \frac{579}{3} = 193 \ kPa$$

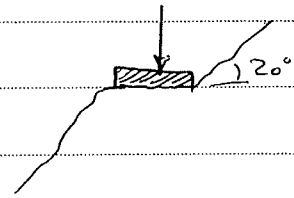
خواسته می‌شود ظرفیت باربری پی نواری با پهنای دو متر، برای حالت های زیر: (هانسن)



$q_u = 0.5 \gamma B N_\gamma$ ——— (1

$q_u = 0.5 \times 1800 \times 2 \times 15.1 = 27180 \ kg/m^2$

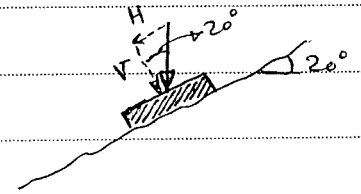
$Q_u = 27180 \times 2 \times 1 = 54360 \ kg/m$



$g_\gamma = (1 - 0.5 tg 20)^5 = 0.366$ (2

$q_u = 0.5 \times 1800 \times 2 \times 15.1 \times 0.366 = 9948 \ kg/m^2$

$Q_u = 9948 \times 2 \times 1 = 19896 \ kg/m$



$g_\gamma = (1 - 0.5 tg 20)^5 = 0.366$ (3

$b_\gamma = e^{-2.7 \eta tg\varphi} = e^{-2.7 \times \frac{20}{180} \times 3.14 tg 30}$

$= 0.58$

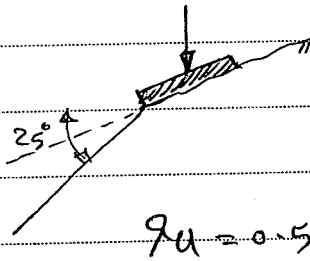
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H}{V + A_{pca} \cdot c \cot g \varphi}\right]^5$

$i_\gamma = \left[1 - (0.7 - \frac{20}{450}) tg 20^\circ\right] = 0.76$

$q_u = 0.5 \times 1800 \times 2 \times 15.1 \times 0.366 \times 0.58 \times 0.76 = 5368 \ kg/m^2$

$V_u = 5368 \times 2 \times 1 = 10736 \ kg/m$

$Q_u = \frac{10736}{\cos 20^\circ} = 11425 \ kg/m$



$g_\gamma = (1 - 0.5 tg 25^\circ)^5 = 0.265$ (4

$b_\gamma = 0.71$

$i_\gamma = 0.76$

$q_u = 0.5 \times 1800 \times 2 \times 15.1 \times 0.265 \times 0.71 \times 0.76 = 3886 \ kg/m^2$

$V_u = 3886 \times 2 \times 1 = 7772 \ kg/m$

$Q_u = \frac{7772}{\cos 20^\circ} = 8270 \ kg/m$

۶- پیشنهاد وسیج برای برآورد باربری خاک زیر پی

پنداره‌ها:

- زمینه (کف) پی زبر است و پی با خاک زیرش درگیر می‌باشد.
- از تاب برشی خاک بالاتر از تراز پی چشم‌پوشی نشده است.
- ... مانند دیگر پنداره‌های هانسن

$q_u = 5.14 S_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma D$ (یا $\gamma' D$)

$q_u = [c N_c s_c d_c i_c g_c b_c] + [\gamma' D N_q s_q d_q i_q g_q b_q] + [0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma]$

N_q = مانند هانسن و ماپرهوف

N_c = // // //

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi$

- ضرایب s و d مانند روش هانسن خواهد بود و در محاسبه آنها همیشه از B و L بهره برده خواهد شد. (B' و L' نه)

- برای بارهای برون از مرکز:

$L' = L - 2e_x$

$B' = B - 2e_y$

- برای بارهای برون از مرکز و بارهای وارانی گشتاور: در جمله سوم $0.5\gamma B$ ... به‌جای B از B' بهره برده شود.
- ضرایب i در محاسبه ضرایب g بکار برده می‌شوند

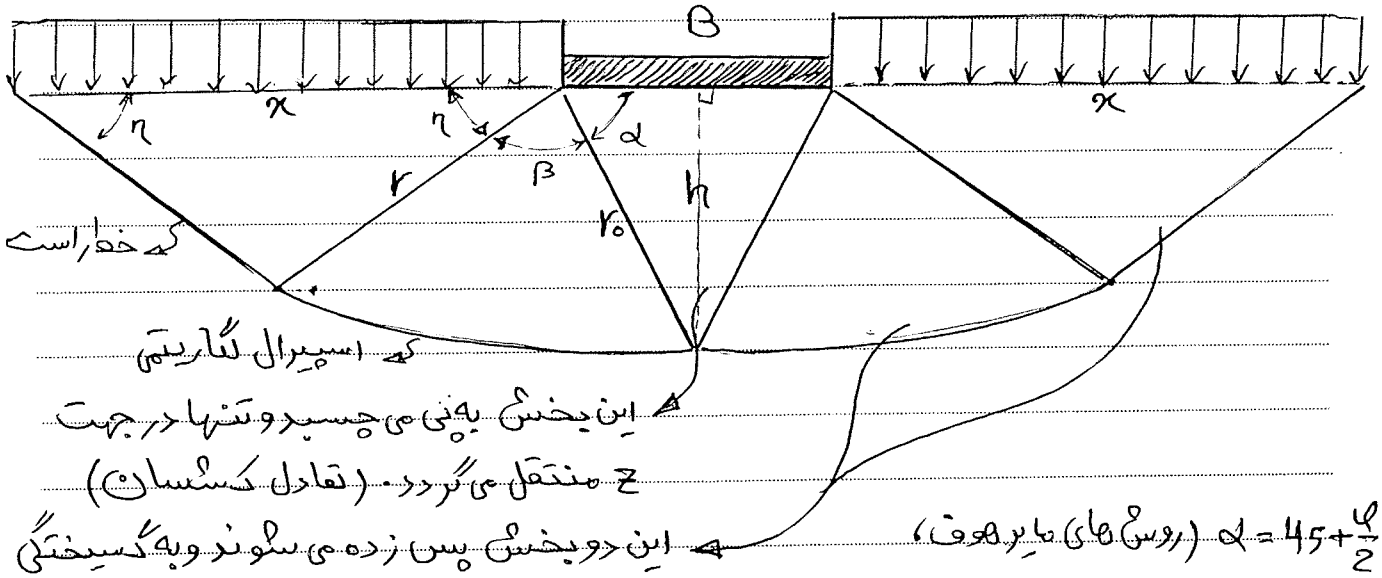
ضرایب زمین (پی بر روی شیب)	ضرایب میل‌بار
برحسب رادیان β $g'_c = \frac{\beta}{5.14}$	$i'_c = 1 - \frac{m H_i}{A_f c_a N_c}$ $(\phi = 0)$
$\phi > 0$ $g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan\phi}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $(\phi > 0)$
i_q با i_c تعریف شده است	i_q و m در زیر تعریف شده‌اند
$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan\beta)^2$	$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^m$
ضرایب پی (پی کج شده)	
$b'_c = g'_c$ $(\phi = 0)$	$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{m+1}$
$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan\phi}$	$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$
$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan\phi)^2$	$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$

توجه:

۱- زمانی که $\phi = 0$ (و $\beta \neq 0$) در جملهٔ N_γ از $N_\gamma = -2\sin(\pm\beta)$ استفاده کنید.

۲- زمانی که $H_i = H_B$ (H موازی B)، $m = m_B$ و زمانی که $H_i = H_L$ (H موازی L)، $m = m_L$ است. در صورت وجود هردو مقدار H_B و H_L، از $m = \sqrt{m^2_B + m^2_L}$ استفاده کنید. توجه داشته باشید که از B و L استفاده کنید نه از B' و L'.

خطوط گسیختگی در زیر پی:



که خطراست

که اسپیرال لگاریتمی

این بخش به پی می چسبد و تنها در جهت z منتقل می گردد. (تعادل کشسان)

این دو بخش پس زده می شوند و به گسیختگی (تعادل حدی) پاسیو (Passive) می رسند.

زاویه گسیختگی Passive از افق:

$\eta = 45 - \frac{\varphi}{2}$ (همیشه)

$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}$ (روش های مایرهوف، هانسن و وسیچ)

★ - مایرهوف α را میان φ و $45+\frac{\varphi}{2}$ می داند.

$\alpha = \varphi$ (روش ترزاقی)

$\beta = 90^\circ$ (روش های مایرهوف، هانسن و وسیچ)

$\beta = 135^\circ - \frac{\varphi}{2}$ (روش ترزاقی)

h: ارتفاع گسیختگی

$h = 0.5B\,tg\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$ (مایرهوف، هانسن و وسیچ)

$h \simeq B$ (ترزاقی)

$h = 0.5B\,tg\alpha$ (کلی)

$$\cos\alpha = \frac{\frac{B}{2}}{r_0} \rightarrow r_0 = \frac{B}{2\cos\alpha}$$

$$r = r_0 e^{\beta.tg\varphi} \rightarrow r = \frac{B}{2\cos\alpha} e^{\beta.tg\varphi}$$

$$x = 2r\cos\eta \rightarrow \boxed{x = \frac{B}{\cos\alpha} e^{\beta.tg\varphi} \times \cos\eta}$$

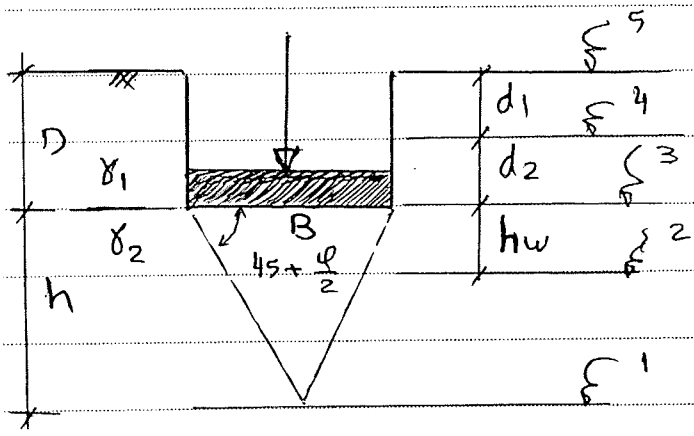
β را از این

در روش های مایرهوف، هانسن و وسیچ:

$$x = \frac{B}{\cos\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)} e^{\frac{\pi}{2}tg\varphi} \times \cos\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\boxed{x = B\, e^{\frac{\pi}{2}tg\varphi} \times tg\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)} \quad 1-17$$

تأثیر آب زیرزمینی بر روی ظرفیت باربری خاک زیر پی (روش مایرهوف، هانسن و وسیچ)



$$h = 0.5B\,tg\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$$

- آب در تراز (۱) و پایین‌تر از آن:

$$q_u = c.N_c + \gamma_1 D N_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma$$

- آب در تراز (۲):

$$q_u = c.N_c + \gamma_1 D N_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma$$

$$\gamma_e = \left[(2h-h_w)\frac{h_w}{h^2}\gamma_2\right] + \frac{\gamma'_2}{h^2}(h-h_w)^2$$

- آب در تراز (۳):

$$q_u = c.N_c + \gamma_1 D N_q + 0.5\gamma'_2 B N_\gamma$$

- آب در تراز (۴):

$$q_u = c.N_c + [d_1\gamma_1 + d_2\gamma'_1] N_q + 0.5\gamma'_2 B N_\gamma$$

- آب در تراز (۵) و بالاتر از آن:

$$q_u = c.N_c + \gamma'_1 D N_q + 0.5\gamma'_2 B N_\gamma$$

در هر سه روش مایرهوف، هانسن و وسیچ برای خاک‌های چسبنده:

$$c\varphi = 0 \longrightarrow N_c = 5.14\ ,\ N_q = 1\ ,\ N_\gamma = 0$$

پس در خاک‌های چسبنده، جمله‌ی دوم بیشترین اثر را دارد و تأثیر جمله‌ی سوم که اثر افزایش پهنای پی را نشان می‌دهد، صفر است.

در خاک های دانه ای ($c=0$) اثر خستین جمله صفر است و دومین جمله بیشترین اثر را دارد. برای مقادیر $\phi > 35°$ اثر جمله سوم بیشتر می گردد.
اگر در خاک دانه ای ($c=0$) پی بر روی زمین جای گیرد ($D=0$) تنها جمله سوم تأثیر خواهد داشت.

جمله سوم ($0.5\gamma B N_\gamma$) هنگامی اثر گذارتر می گردد که زمینه (کف) پی زبر باشد و میان پی و خاک زیرش پیوند خوبی رخ دهد. از آنجا که در پی های گسترده (رادیه) این پیوند کم است، بایستی در این پی ها با بهره مندی از ضریب زیر، اثر جمله سوم را کاهش داد.

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \log \frac{B}{2} \qquad (B > 2)$$

$$r_\gamma = 0.68 \arctg \left(\frac{30}{B}\right) \qquad (B > 3)$$

$r_a \leq$

در هر دو رابطه ضرایب کوچکتر از یک و نزدیک به هم هستند. ضریب محاسبه شده به جمله سوم ضرب می شود.

$$q_u = c.N_c + \gamma D N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \times r_\gamma$$

ضرایب ظرفیت باربری معادلات، ظرفیت باربری Vesic´, Hansen, Meyerhof.

توجه داشته باشید که N_c و N_q برای هر سه روش یکسان است. اندیسهای N_γ نشانگر مؤلفین است.

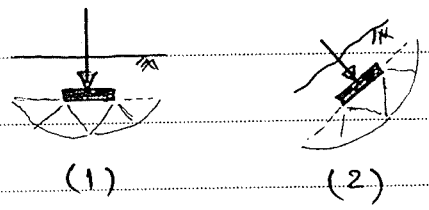
ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3

- برای مقادیر $\phi > 25°$، N_γ مایرهوف بیشتر از N_γ هانسن است.
- N_γ وسیج از هر دو بیشتر است.
- پیشنهادهای مایرهوف، هانسن و وسیج در N_γ اختلاف دارند.

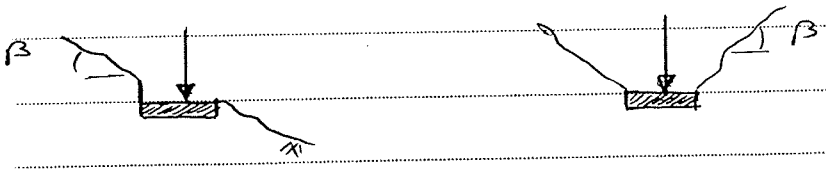
پی ای که زمینه (کف) آن زبر باشد، در جستجوی پی ای که زمینه آن صاف باشد، q_u بیشتری دارد.

نکاتی کلی در پیوند با باربری خاک زیر پی:

- با افزایش $\frac{B}{L}$ ($\frac{B}{L}=0$ در پی نواری) پی خواری به پی مربع و گرد شکل می یابد و ضرایب شکل پی (s) افزایش می یابد و در نتیجه q_u افزوده می شود.

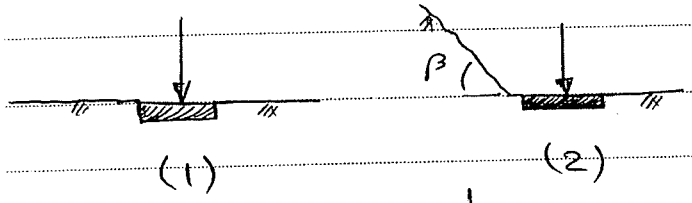


$$q_{u_1} > q_{u_2}$$

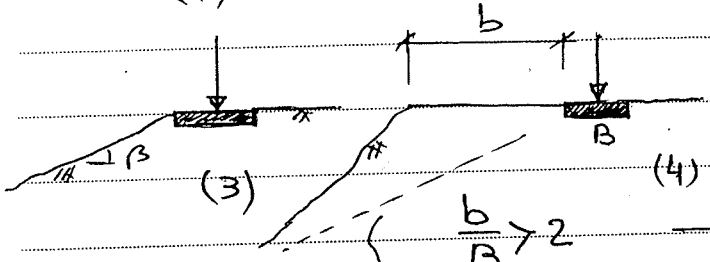


$\beta > 0 \Rightarrow q_u \downarrow$ $\qquad$ $\beta < 0 \Rightarrow q_u \uparrow$

- ضرایب i_c ، i_q ، i_γ نباید منفی شوند. اگر این ها منفی شوند، پی در اثر مؤلفه افقی بار سر می خورد.



$$q_{u_1} \simeq q_{u_2}$$



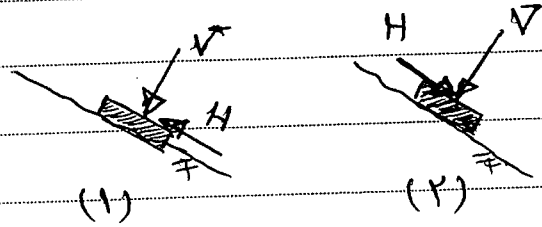
$$q_{u_1} > q_{u_3}$$

$$\frac{b}{B} > 2 \longrightarrow q_{u_1} \simeq q_{u_4}$$

خط لغزش احتمالی

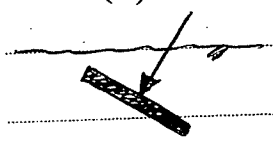
در شکل (۴) اگر در درون سیروانی لغزش رخ دهد، q_{u_4} کاهش می یابد.

- اگر خاک زیر پی (بویژه در ماسه های ریز و لای ها) یخ بزند، باربری خاک زیر پی کاهش می یابد.

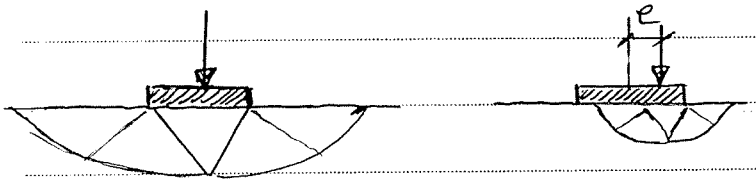


$$q_{u_1} > q_{u_2}$$

- این پی تمایل بار ندارد ولی تمایل بستر دارد.

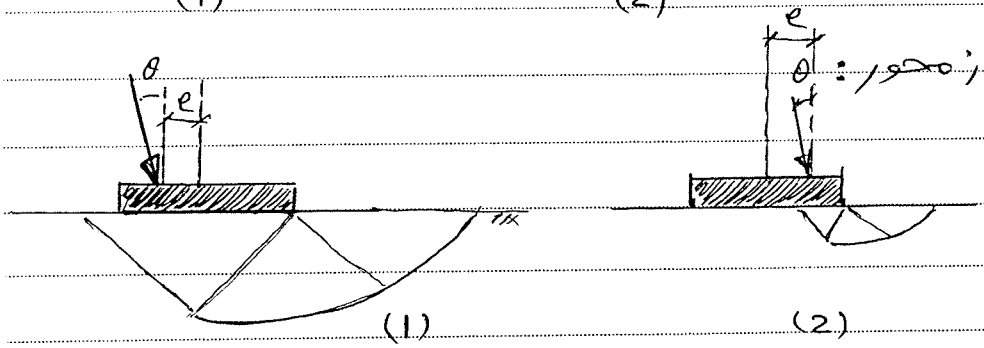


- بار بیرون از محور، روبه گسیختگی را کوچکتر می‌کند.



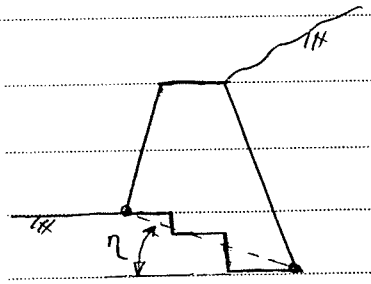
$q_{u_1} > q_{u_2}$

- بار مایل و برون از محور:

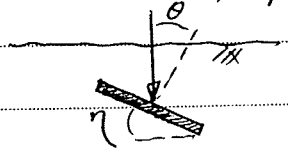


$q_{u_1} > q_{u_2}$

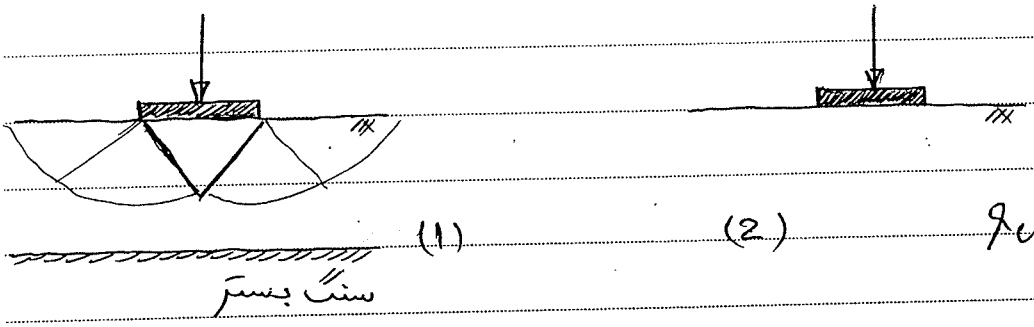
- این پی دیوار نگهدارنده، بستر مایل دارد.



- این پی تمایل بار و تمایل بستر دارد.



- نزدیکی به سنگ بستر:



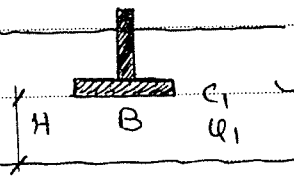
$q_{u_1} = q_{u_2}$

دو پی نگاره های بالا باربری نهایی یکسان خواهند داشت، چون رویه های گسیختگی در خاک برروی هم سرمی خورند و سنگ بستر از آنها دور است. نشست پی شماره یک کمتر خواهد بود و اگر در رابطه باربری خاک زیر پی نشست تعیین کننده باشد $q_{a_1} > q_{a_2}$ خواهد شد.

- برای جلوگیری از سر خوردن پی، بایستی مؤلفه افقی بار کوچکتر از مقاومت لغزشی پی و مقاومت Passive خاک جلوی پی باشد.

$$H < V \cdot \tan\delta + C_a \cdot A_f + \text{مقاومت Passive}$$

- اگر $\frac{H}{B} < 1.5$ باشد، از اثر افزاینده لایه پرتاب چشم پوشی می‌شود و پی بر روی لایه کم تاب انگاشته می‌شود.



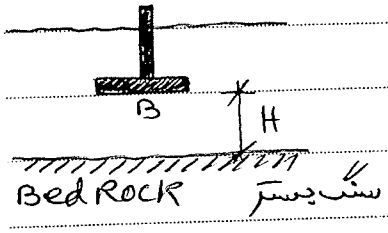
- اگر $\frac{H}{B} > 3.5$ باشد، می‌توان از اثر کاهنده لایه کم تاب چشم پوشی کرد و پی را بر روی لایه پرتاب انگاشت.

- $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5$ به اثر هر دو لایه بایستی بها داد.

$$q_u = \left[(q_{u2} + k_{p1} \cdot c_1 \cdot \cot g \varphi_1) e^{\left(2\left(1+\frac{B}{L}\right) k_{a1} \frac{H}{B} tg\varphi_1\right)} \right] - k_{p1} \cdot c_1 \cdot \cot g \varphi_1$$

q_{u2} - باربری لایه زیرین با این پندار که پی بر روی آن جای گرفته است.

- نزدیک بودن سنگ بستر به بستر پی، باربری خاک زیر پی را می‌افزاید.



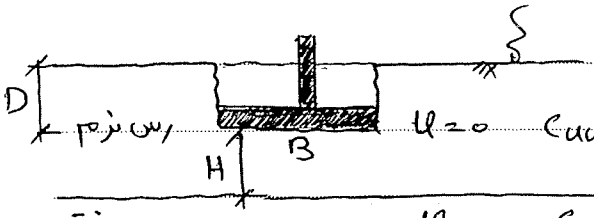
$$H < 0.5 B tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \longrightarrow q_u \uparrow$$

$$q_u = (c \cdot N_c \cdots \times H_c) + (\gamma \cdot D \cdot N_q \cdots \times H_q) + (0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdots \times H_\gamma)$$

H_c، H_q، H_γ ضرایب افزاینده هستند. آرایه زیر دیدگاه Mandel، Salencon را برای $H < B$ نشان می‌دهد.

ضرایب ضخامت لایه برای پی نواری

ضریب	ø	نسبت (B / H) ۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
h_c	۰	۱/۰۰	۱/۰۲	۱/۱۱	۱/۲۱	۱/۳۰	۱/۴۰	۱/۵۹	۱/۷۸
	۱۰	۱/۰۰	۱/۱۱	۱/۳۵	۱/۶۲	۱/۹۵	۲/۳۳	۳/۳۴	۴/۷۷
	۲۰	۱/۰۱	۱/۳۹	۲/۱۲	۳/۲۹	۵/۱۷	۸/۲۹	۲۲	۶۱
	۳۰	۱/۱۳	۲/۵۰	۶/۳۶	۱۷/۵	۵۰	۱۵۰	۱۴۰۰	۱۴۸۰۰
h_q	۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰
	۱۰	۱/۰۰	۱/۰۷	۱/۲۱	۱/۳۷	۱/۵۶	۱/۷۹	۲/۳۹	۳/۲۵
	۲۰	۱/۰۱	۱/۳۳	۱/۹۵	۲/۹۳	۴/۵۲	۷/۱۴	۱۹	۵۲
	۳۰	۱/۱۲	۲/۴۲	۶/۰۷	۱۶/۶	۴۷	۱۴۰	۱۳۷۰	۱۴۰۰۰
h_γ	۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰
	۱۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۱	۱/۰۴	۱/۱۲	۱/۳۶
	۲۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۷	۱/۲۸	۱/۶۳	۲/۲۰	۴/۴۱	۹/۸۲
	۳۰	۱/۰۰	۱/۲۰	۲/۰۷	۴/۲۳	۹/۹	۲۵	۱۸۰	۱۴۵۰



- رس نرم بروی رس سفت :

$c_{uu1} < c_{uu2}$

باربری خاک زیر پی برای حالت U.U برابر خواهد بود با :

$q_u = c_{uu1} \times k_c \times N_c + \sigma'_0$ (پیشنهاد وسیج)

$u=0 \rightarrow N_c = 5.14$

σ'_0 (تنش موثر در تراز بستر پی) (γ'D)

k_c (از رابطه زیر)

ضریب ضخامت لایه برای پی نواری در خاک چسبنده (k_c)							
	نسبت B / H						
$\frac{c_2}{c_1}$	۲	۴	۶	۸	۱۰	۲۰	∞
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
۱/۵	۱	۱/۰۳	۱/۰۶	۱/۰۹	۱/۱۱	۱/۱۹	۱/۵۰
۲	۱	۱/۰۸	۱/۱۲	۱/۱۵	۱/۱۹	۱/۳۵	۲/۰۰
۳	۱	۱/۰۹	۱/۱۷	۱/۲۴	۱/۳۱	۱/۵۸	۳/۰۰
۴	۱	۱/۱۱	۱/۲۱	۱/۳۰	۱/۳۹	۱/۷۶	۴/۰۰
۵	۱	۱/۱۲	۱/۲۴	۱/۳۴	۱/۴۴	۱/۸۸	۵/۰۰
۱۰	۱	۱/۱۵	۱/۳۰	۱/۴۵	۱/۵۸	۲/۲۱	۹/۸

- رس سفت بروی رس نرم :

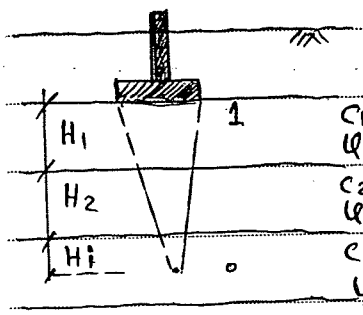
رابطه و شکل مانند ردیف بالا خواهد بود و k_c به جای ۵ رابطه از رابطه زیر حساب می شود.

$$k_c = \frac{2(B+L)}{B \cdot L \cdot N_{c1}} + \frac{c_{uu1}}{c_{uu2}} \times \left(1 + \frac{N_{q1} B}{N_{c1} L}\right)$$

L درازای پی و B پهنای پی است. $N_{c1}=5.14$ ، $N_{q1}=1$ $(u=0)$

- بودن چندین لایه در زیر پی

در این حالت از c_{av} ، u_{av} برای بدست آوردن q_u بهره برده خواهد شد. ضریب تأثیر لایه های بالای پیشتر و لایه های پایین کمتر خواهد بود. (خطی از 1 به صفر کاهش)



$$C_{av} = \frac{C_1 H'_1 + \cdots + C_i H'_i}{H'_1 + \cdots + H'_i}$$

$H'_i = H_i \times \alpha_i$

ستبرای لایه زام

ضریب تأثیر لایه زام (۰ و ۱)

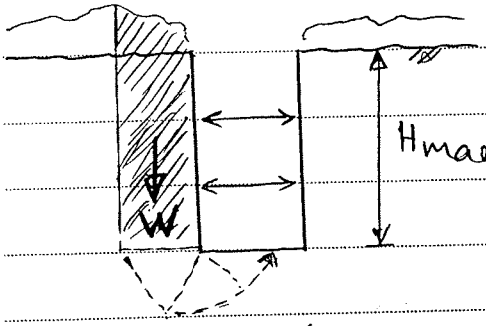
$$\varphi_{av} = \text{Arctg} \frac{H'_1 tg\varphi_1 + \cdots + H'_i tg\varphi_i}{H'_1 + \cdots + H'_i}$$

$$\alpha_i = 1 - \frac{d_i}{0.5B\, tg\left(45 + \frac{\varphi_{av}}{2}\right)}$$

d_i - فاصله میان بستر پی و مرکز لایه زام

- باربری خاک بستر گودال

اگر گودالی دراز در خاک کنده شود، بایستی با جای گذاری نگهدارنده های افقی جدار گودال در برابر ریزش پایدار گردد. با انجام این کار نمی توان گودال را از ژرفای بیشتر کند، چون خاک بستر گودال فشار قائم وزن کناره گودال را برنمی تابد و به گسیختگی می رسد.



برای برآورد Hmax از کتاب پی سازی آقای دکتر علی فاخر (استاد دانشگاه تهران) بهره ببرید.

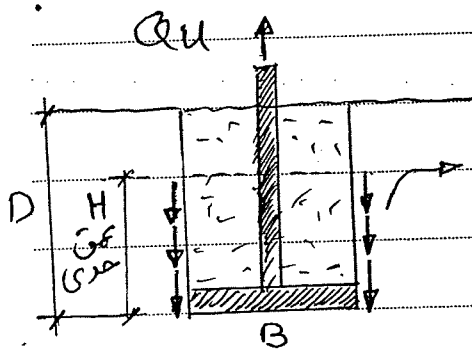
- باربری کششی پی هایی که نیروی کششی به آن وارد می کند.

نیروی های کششی بزرگ را خاک با سطح های کششی برمی تابد. (بخش سطح ها) برای نیروهای کششی کوچک می توان از پی های روئی (سطحی) بهره برد.

باربری کششی پی: $Q_u = (W \text{ وزن پی و خاک}) + (\text{تاب برشی خاک در بخشی که تاب برشی در آن بسیج می شود (H)})$ بالای پی

کتاب پی سازی دکتر علی فاخر

تاب برشی خاک که از k_0 و φ متأثر می شود.



φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$\frac{H}{B}$	2.5	3	4	5	7	9

باربری روای خاک زیر پی

q_u ، که باربری نهائی خاک زیر پی نامیده می‌شود، فشاری است که پس از آن خاک زیر پی گسیخته می‌شود و از زیر پی سُر می‌خورد و پی نشست چشمگیری می‌کند. برای جلوگیری از گسیخته شدن خاک زیر پی باید q_u به ضریب اطمینان تقسیم شود.

$$q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

در روشی منطقی‌تر اینچنین عمل می‌شود.

$$q_{u(net)} = q_u - \text{(فشار ناشی از وزن پی و خاک و روسازی بالای پی)}$$

$$q_{u(net)} \simeq q_u - \gamma D$$

q_u - باربری نهائی

$q_{u(net)}$ - باربری نهائی خالص

q_a - باربری روا (مجاز)

$q_{a(net)}$ - باربری روای خالص

F_s - ضریب اطمینان

$$q_{a(net)} = \frac{q_{u(net)}}{F_s}$$

allowable روا

ultimate نهائی

safety factor ضریب اطمینان

از آنجا که وزن پی و وزن خاک و روسازی بالای پی، نسبتاً ثابت هستند، و خالت دادن ضریب اطمینان برای آنها منطقی نیست. از این رو بهتر است طرح پی با بارهای ستون و با بهره‌مندی از $q_{a(net)}$ انجام گیرد. این شیوه طراحی در پی‌های صلب درست‌تر است.

ضریب اطمینان به شناخت از بستر پی، اهمیت ساختمان، نوع خاک بستر و به احتمال بودن قنات در زیر پی، وابسته است. مقدار ضریب اطمینان برای پی تنها (2 ~ 3) برای پی گسترده (1.7 ~ 2.5) و برای پی نواری (1.85 ~ 2.75) پیشنهاد شده است.

$$q_a = q_{a(net)} + \text{(فشار ناشی از وزن پی و خاک و روسازی بالای پی } (\simeq \gamma D))$$

فشار q_a هنگامی برای خاک زیر پی پذیرفته می‌شود که نشست پدید آمده از آن از 2.5cm برای پی‌های تکی و نواری و 5cm برای پی‌های گسترده کمتر باشد.

$$S = q_a \times B \times \frac{1-\mu^2}{E} \times I_s \times I_D \leq \text{نشست روا}$$

برای نشست‌های بیشتر، q_a آنچنان کاهش می‌شود که نشست برابر نشست روا گردد.

- خاک زیر یک پی 2×2 متر، زیر فشار $q_u = 5\ kg/cm^2$ گسیخته و زیر فشار $q = 2\ kg/cm^2$ و نشست $2\ cm$، نشست از خود نشان داده است. اگر $F_s = 2$ و نشست روا $2\ cm$ باشد، خواسته می‌شود باربری روای پی را

$$q_a(\text{گسیختگی}) = \frac{q_u}{F_s} = \frac{5}{2} = 2.5\ kg/cm^2$$

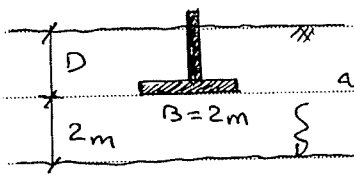
$$q_a(\text{نشست}) = 2\ kg/cm^2$$

کوچکترین این دو برگزیده می‌شود.

$$Q_a = q_a \times A_f = 2 \times 200 \times 200 = 80{,}000\ kg = 80\ ton$$

- در زمین نگاره زیر، لایه رس بر روی باربری خاک زیر پی چه اثری می‌تواند داشته باشد؟

(ر)

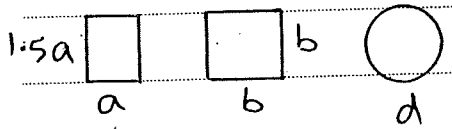


$\varphi = 35°$ $\quad H = 0.5 \times B \times tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1.92 < 2$

دیده می‌شود که خط و کمان‌های بخش گسیخته شده خاک زیر پی، لایه رس را برش نمی‌دهد. پس لایه رس بر روی q_u اثر ندارد ولی از آنجا که لایه رس می‌تواند نشست تحکیم چشمگیری داشته باشد، پس می‌تواند بر روی q_a اثر بگذارد.

- سه پی هم مساحت بر روی لایه‌ای جای گرفته‌اند و بارهای یکسانی را برمی‌تابند. خواسته می‌شود پیوند میان نشست‌ها را بیابید.

چون بارها و مساحت‌ها برابرند، پس فشار زیر هر سه برابر است.



$I_1 = 1.07$ $\quad I_2 = 0.88$ $\quad I_3 = 0.73$

$$\delta = \frac{q \cdot B(1-\mu^2)}{E} \cdot I$$

$$1.5a \times a = b \times b \rightarrow a = 0.816b \rightarrow a < b$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = b \times b \rightarrow d = 1.13b \rightarrow b < d$$

$$\Rightarrow a < b < d$$

$$\delta_1 = \frac{q \times (0.816b)(1-\mu^2)}{E} \times 1.07 \rightarrow 0.87x \cdots$$

$$\delta_2 = \frac{q \times b(1-\mu^2)}{E} \times 0.88 \rightarrow 0.88x \cdots$$

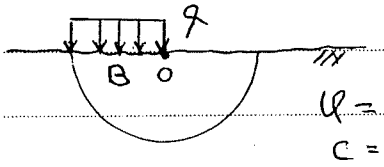
$$\delta_3 = \frac{q \times (1.13b)(1-\mu^2)}{E} \times 0.73 \rightarrow 0.89x \cdots$$

$\Rightarrow \delta_3 > \delta_2 > \delta_1$

اگر $a = b = d$ و فشار زیر پی‌ها برابر باشد:

$\delta_1 > \delta_2 > \delta_3$

- باروی راست به نگارنده، خواسته می‌شود باربری خاک زیر پی (ک)



$q_u = 2\pi c + \gamma D \quad (D=0)$

$q_u = 2\pi c$

- یک پی مربعی بر روی خاکی رانه‌ای با $\gamma = 20 kN/m^3$ جای گرفته است. اگر خاک زیر پی سراب و بار بر روی محور xها $\frac{B}{3}$ جابجا گردد، خواسته می‌شود درصد کاهش باربری پی ک

الف) 94.5٪ ب) 33٪ پ) 50٪ ت) 0٪

$c=0 , D=0 \rightarrow q_{u_1} = 0.5\gamma B' --- = 0.5\times 20 \times B --- = 10B ---$

$Q_{u_1} = 10B --- \times B \times B = 10B^3 ---$

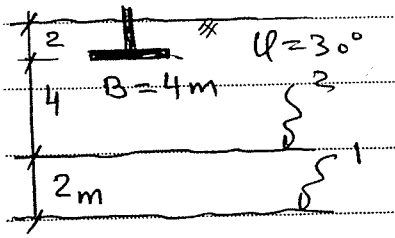
$q_{u_2} = 0.5\gamma' B' --- = 0.5(20-10)(B-2\times\frac{B}{3}) --- = \frac{5B}{3} ---$

$Q_{u_2} = \frac{5B}{3} --- \times (B-2\times\frac{B}{3}) \times B = 0.55B^3 ---$

$\text{درصد کاهش} = \frac{10B^3 - 0.55B^3}{10B^3} \times 100 = 94.5٪$

- با بالا آمدن آب، باربری خاک زیر پی چه دگرسانی می‌یابد. ک

الف) 60٪ ↓ ب) 60٪ ↑ پ) 0٪ ت) کمتر از 60٪ ↓



$H = 0.5B\,tg(45+\frac{\varphi}{2}) = 0.5\times 4 \times tg(45+\frac{30}{2})$

$H = 3.64 < 4 \rightarrow$ دگرسانی نخواهد داشت

- پیشنهادهای مایرهوف، هانسن و وسیچ بر پایه کدام گزینه پیشنهاد شده‌اند. ک

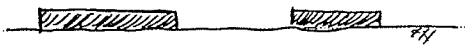
الف) آزمایش بر روی مدل کوچک ب) آزمایش بر روی مدل بزرگ

پ) آزمایش بر روی مدل و تحلیل نظری ت) تحلیل نظری

خطوط گسیختگی بر پایه مدل بدست آمده و بررسی تعادل با تحلیل نظری انجام گرفته است.

- ژرفای گودال پی (D) بایستی بیشتر از ژرفای یخبندان باشد.

— مساحت هر دو پی برابرند، باربری کدامیک بیشتر خواهد بود. ک



$q_{u1} > q_{u2}$ $Q_{u1} > Q_{u2}$

$\frac{B_1}{L_1} = 1$ $\frac{B_2}{L_2} = 0.67$

چون $B_1 > B_2$ است، پس $0.5\gamma B_1 N_\gamma$ بزرگتر خواهد بود.

— دو پی هم مساحت مربعی و دایره‌ای بر روی لایه‌ای از خاک رانه‌ر جای گرفته اند، خواسته می‌شود $\frac{q_u \text{ مربع}}{q_u \text{ دایره}}$ (روش ترزاقی) ک

$D=0, c=0 \rightarrow q_u =$ جمله سوم

$\frac{\pi d^2}{4} = b \times b \longrightarrow d = 1.13b$

$$\frac{q_u \text{ مربع}}{q_u \text{ دایره}} = \frac{0.4\gamma b N_\gamma}{0.3\gamma (1.13b) N_\gamma} = 1.18$$

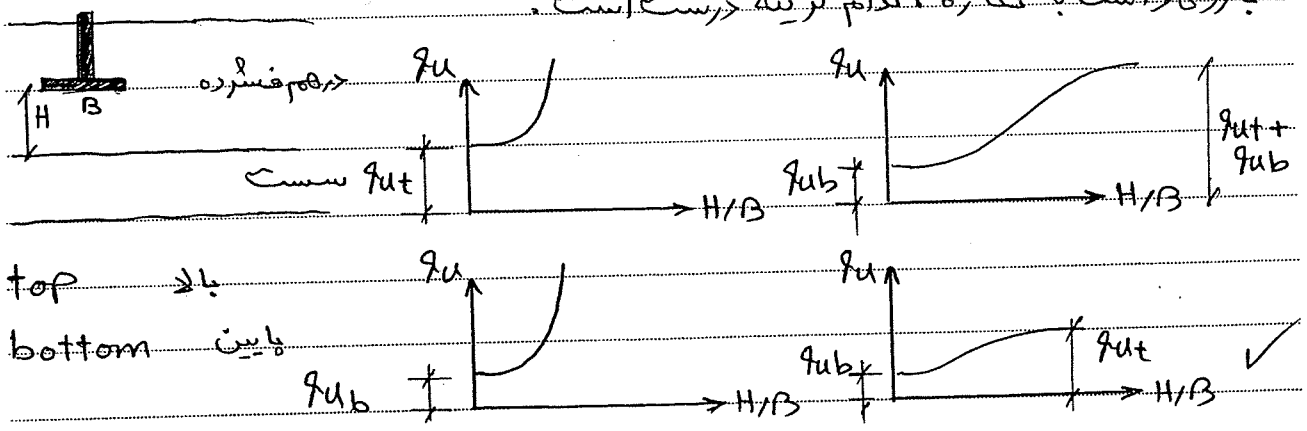
— با بهره‌مندی از روش ترزاقی، خواسته می‌شود قطر یک پی دایره‌ای که بتواند با ضریب اطمینان 3، 200kN بار را در روی یک لایه رس که گسیختگی آن موضعی و چسبندگی زهکشی نشده 20kPa دارد، بر تابد.

$\varphi = 0, D = 0 \longrightarrow$ دایره $q_u = 1.3 \times N_c \times c$

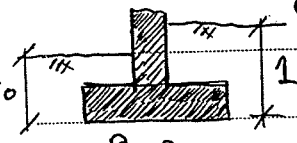
$$Q_u = q_u \times A_f$$

$$3 \times 200 = 1.3 \times 5.7 \times \left(\frac{2}{3} \times 20\right) \times \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \rightarrow D = 2.8 \text{ متر}$$

— با روی داشته به شکل، کدام گزینه درست است.



— با بهره‌مندی از روش ترزاقی خواسته می‌شود باربری خاک زیر پی نواری (ک)



$q_u = 15 \times 5.7 + (18 \times 0.7 \times 1) + 0$

$q_u = 98.1 \text{ kN/m}^2$

۱-۲۸

— یک پی مربعی با ضلع B و یک پی دایره‌ای با قطر B بر روی لایه‌ای جا گرفته اند. باربری خاک در زیر کدامیک بیشتر است؟

روش‌های هانسن، مایرهوف و وسیچ: $q_u = c \cdot N_c + 0.5 \gamma B N_\gamma$

روش ترزاقی: مربع $q_u = 1.3 c N_c + 0.4 \gamma B N_\gamma$ ، دایره $q_u = 1.3 c N_c + 0.3 \gamma B N_\gamma$

q_u دایره $>$ q_u مربع

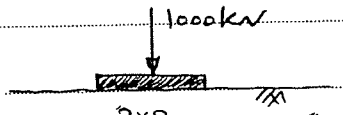
باربری کدام پی بیشتر است؟

مربع $B \times B$ ، $A_p = B^2$ — دایره $A_p = \frac{\pi B^2}{4}$

چون A_p مربع بزرگتر از A_p دایره است پس:

Q_u دایره $<$ Q_u مربع

— اگر این پی گسترده و $100 kN.m$ لنگر داشته باشد، باربری خاک زیر پی چند درصد کاهش می‌یابد.



$e = \frac{M}{P} = \frac{100}{1002} = 0.10 m$

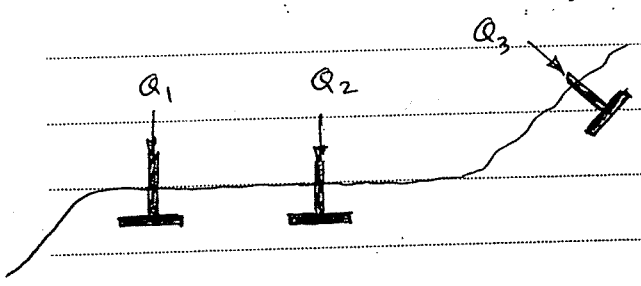
$q_{u1} = 0.5 \gamma B N_\gamma$

$q_{u2} = 0.5 \gamma (B - 2 \times e) N_\gamma$

$\frac{q_{u2}}{q_{u1}} = \frac{(2 - 2 \times 0.1)}{2} = 0.90$

۱۰٪ کاسته می‌شود.

— در این سه پی B و L و D یکی است. کدام گزینه درست است. ک



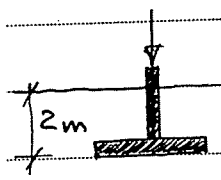
الف) $Q_1 < Q_2 < Q_3$

ب) $Q_1 = Q_2 = Q_3$

✓ پ) $Q_1 < Q_3 < Q_2$

ت) $Q_1 < Q_2 = Q_3$

— اگر خاک زیر پی در آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته زهکشی نشده $0.5 kg/cm^2$ نشان داده باشد، خواسته می‌شود باربری روی خاک زیر پی برای بارهای کوتاه‌مدت (روش مایرهوف) ک



$\varphi = 0 \rightarrow N_c = 5.14 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$

$q_u = c \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q = 5 \times 5.14 + (2-1) \times 2$ (با چشم‌پوشی از d_c)

$q_{u(net)} = q_u - \gamma' \cdot D = 5 \times 5.14$

$\varphi_{uu} = 0$

$q_{a(net)} = \frac{5 \times 5.14}{3} = 8.56$

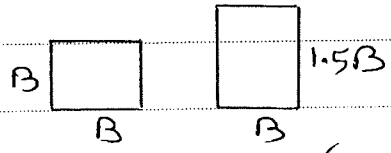
$FS = 3 \quad \tau_{uu} = 0.5 kg/cm^2$

$q_a = 8.56 + 2 \times (2-1) = 10.56 t/m^2$

$\gamma_{sat} = 2 t/m^3$

$c_{uu} = \tau_{uu} = 5000 kg/m^2 = 5 t/m^2$ 1-29

- باربری خاک زیر کدام پی بیشتر خواهد بود. ک



$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c$

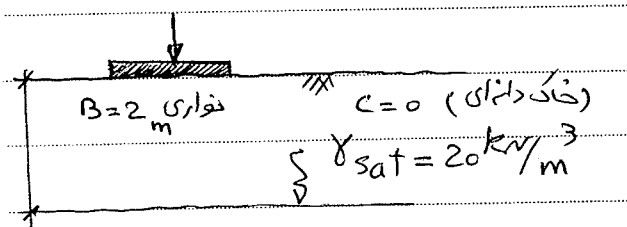
هرچه پی از مربع به نواری دگرسان می‌یابد، s_c به یک میل می‌کند و کاهش می‌یابد. پس:

$q_{u\,\text{مستطیل}} < q_{u\,\text{مربع}}$

(خاک رس سیر آب) $(\phi = 0)$

$(D = 0)$ روی زمین

- اگر در زمین ماسه زیر، آب تا روی زمین بالا بیاید، باربری خاک زیر چند درصد کاهش می‌یابد.



$c=0, D=0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma B N_\gamma$

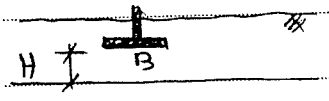
$q_{u1} = 0.5 \times 20 \times 2 \times N_\gamma$

$q_{u2} = 0.5(20-10) \times 2 \times N_\gamma$

$\frac{q_{u2}}{q_{u1}} = 0.50$

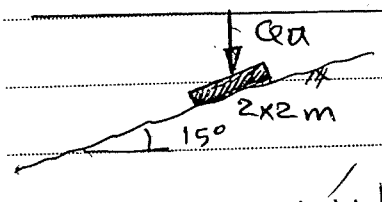
50٪ کاهش می‌یابد.

- در زمین ماسه زیر $\frac{H}{B}$ چقدر باشد تا اثر لایه سست در باربری خاک زیر پی کم گردد.



$\frac{H}{B} > 3.5$

- با بهره‌مندی از روش هانسن q_u خاک زیر پی 300kpa بدست آمده است. اگر $F_s = 3$ باشد، خواسته می‌شود بیشینه بار روانی که می‌توان در راستای شاخص به پی وارد کرد.

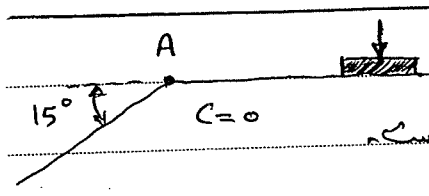


$q_a = \frac{q_u - 0}{3} + 0 = \frac{300}{3} = 100\,kPa$

$Q_{av} = q_a \times A_p = 100 \times 2 \times 2 = 400\,kN$ (عمود بر رویه پی)

$Q_a = Q_{av} / \cos 15^\circ = 400 \div \cos 15^\circ = 414\,kN$

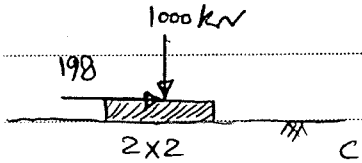
- با بهره‌مندی از روش هانسن q_u خاک زیر پی، برای هنگامی که پی از نقطه A بسیار دور است 300kpa بدست آمده است. خواسته می‌شود q_u به هنگامی که پی در نقطه A است.



$q_{u2} = 0.5 B N_\gamma \ldots \times g_\gamma$

$q_{u2} = 300 \times (1 - 0.5 \tan 15)^5 = 146\,kPa$ ۱-۳۰

- خواسته می‌شود ضریب اطمینان در برابر لغزش (کف)



$c_a = \frac{2}{3}c$

$\frac{\varphi}{2} < \delta < \varphi \rightarrow \delta \simeq \frac{2}{3}\varphi$

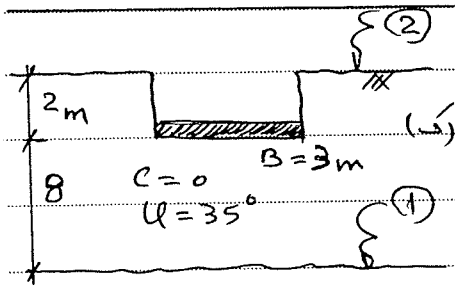
بهتر: $tg\delta = \frac{2}{3}tg\varphi$

$$FS = \frac{(1000 \times \frac{2}{3} tg24^\circ) + (2\times2\times\frac{2}{3}\times60)}{198} = 2.3$$

$$FS = \frac{(1000 \times tg(\frac{2}{3}\times24)) + (2\times2\times\frac{2}{3}\times60)}{198} = 2.25$$

الف) 1.6
ب) 2.25
پ) 2.6
ت) 3

- اگر در خاک زیر این پی نواری، آب تا روی زمین بالا بیاید، باربری خاک زیر پی چند درصد کاهش می‌یابد. (کف)

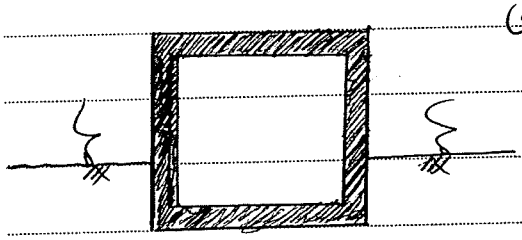


الف) 50٪ ✓
ب) 10٪
پ) 30٪
ت) کاهش نمی‌یابد.

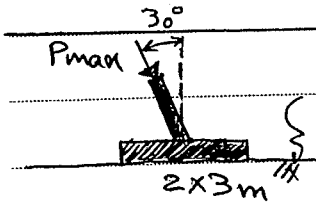
$$q_{u1} = 1800\times2\times N_q + 0.5\times1800\times3\times N_\gamma$$

$$q_{u2} = (1900-1000)\times2\times N_q + 0.5\times(1900-1000)\times3\times N_\gamma$$

- باربری خاک زیر پی صندوقه‌ای بزرگ در نظر گرفته شده است.
اگر آب در یک سوی آن از روی زمین بالاتر رود، باربری خاک زیر پی چه‌گونه می‌یابد؟ کاهش می‌یابد.
اگر در دو سو بالاتر رود؟ کاهش می‌یابد.



- بار بیشینه‌ی از روی مایر هوف خواسته می‌شود. Pmax



در روی مایر هوف ضرایب $c_u = 150\ kPa \rightarrow \varphi=0 \rightarrow q_u = c\cdot N_c \cdot i_c$
دو، با هم یکار می‌روند.

$$q_u = 150\times5.14\times(1-\frac{30^\circ}{90^\circ})^2 = 342\ kPa$$

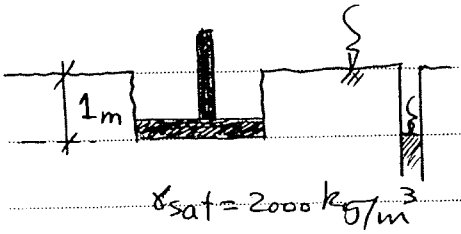
$$Q_u = 342\times2\times3 = 2052\ kN$$

$$P_{max} = \frac{Q_u}{\eta_{30}} = \frac{2052}{\eta_{30^\circ}} = 2369\ kN$$

برای جلوگیری از لغزش:

$$P_{max}\times\cos60^\circ = 2\times3\times\frac{2}{3}\times150$$

$$P_{max} = 1200\ kN$$ ✓



$c=0$

$\varphi=30^\circ$

$B=1.5\ m$

- پی مربعی $B\times B$، در زمین خاکریز زیر که یک متر بلندی مؤثر دارد جای گرفته است. اگر با بارش باران آب زیر زمینی تا روی زمین بالا بیاید و ستون از دو سوی مرکز پی به اندازه $\frac{B}{5}$ برون از مرکزیت پیدا کند، باربری خاک زیر پی و باربری پی چند درصد کاهش می‌یابد. (هانسن)

$$q_{u1}=\gamma D N_q s_q d_q + 0.5\gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$q_{u1}=2000\times1\times18.4\times\left(1+\frac{1.5}{1.5}\sin30^\circ\right)\left(1+2\tan30(1-\sin30)^2\times\frac{1}{1.5}\right)+$$
$$0.5(2000-1000)\times1.5\times15.1\times\left(1-0.4\times\frac{1.5}{1.5}\right)\times1=72618\ kg/m^2$$

$$Q_{u1}=72618\times1.5\times1.5=163390\ kg$$

$$B'=B-2e=B-2\times\frac{B}{5}=\frac{3}{5}B=\frac{3}{5}\times1.5=0.90\ m$$

$$q_{u2}=(2000-1000)\times1\times18.4\times\left(1+\frac{0.9}{0.9}\sin30^\circ\right)\left(1+2\tan30(1-\sin30)^2\times\frac{1}{1.5}\right)+$$
$$0.5(2000-1000)\times0.90\times15.1\times\left(1-0.4\times\frac{0.9}{0.9}\right)\times1=36988\ kg/m^2$$

$$Q_{u2}=36988\times0.9\times0.9=29960\ kg$$

درصد کاهش باربری خاک زیر پی:

$$\frac{72618-36988}{72618}\times100=49\%$$

درصد کاهش باربری پی:

$$\frac{163390-29960}{163390}\times100=81.6\%$$

- پی نواری پایه‌ای B بر روی لایه‌ای از خاک رسی با $\gamma=21\ kN/m^3$ جای گرفته است. اگر نیروی اثر کننده بر پی، برابر $\frac{B}{4}$ برون از مرکزیت پیدا کند، باربری خاک زیر پی چند درصد کاهش می‌یابد. (ک)

$$B'=B-2e=B-2\times\frac{B}{4}=\frac{B}{2}$$

$$q_{u1}=0.5\gamma B N_\gamma$$
$$q_{u2}=0.5\gamma\frac{B}{2}N_\gamma$$

$\rightarrow$ 50٪ کاهش می‌یابد

بررسی های درجا

برای ساختن ساختمان های پایدار و سنجیده، بررسی لایه های زیر پی ساختمان بایسته (ضروری) است، تا:

- امکان پذیر بودن ساختمان سازی آشکار شود.
- گونه های خاک زیر پی، ستبرای لایه ها و باربری خاک زیر پی دانسته شود.
- اثر ساختمان های پیرامونی برساخت وساز و اثر ساخت وساز بر ساختمان های پیرامونی پیش بینی شود.
- بایستگی و چگونگی شیوه های ساخت (مانند بهره مندی از سپر، زهکش، پایدار سازی با تثبیت یا تزریق یا تحکیم) آشکار گردد.
- ابزار کار برهینه و کارا فراهم گردد.

بررسی های درجا می تواند با بررسی نقشه زمین شناسی ساختگاه آغاز و با بازدید از ساختگاه و ساختمان های پیرامونی پی گرفته شود. بررسی گزارش ها و تکنیک ساختمان های پیرامونی سودمند خواهد بود و سرانجام، بررسی ها با کندن گودال یا چاه گمانه به پایان می رسد. آزمایش های درجائی همانند S.P.T، P.L.T و C.P.T که در زمینه یا دیواره گودال یا چاه انجام می گیرند، برآورد خوبی از رفتار زمین زیر پی را بدست می دهند.

نقشه های زمین شناسی از سنگ بستر، آب زیرزمینی، رود، دریا و کان های (معادن) سنگ و ماسه و سنگ گستره (منطقه) بررسی شده، داده های خوبی بدست می دهد. بررسی عکس های هوائی زمان های مختلف آگاهی خوبی می دهد.

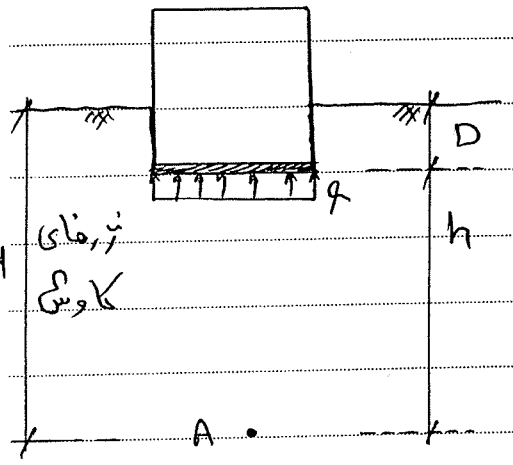
بررسی ساختمان های بیرامونی و پی گیری آثار نشست، تماس و لغزش در آنها، بررسی های درجا را بهینه می کند.

برای ساختمان های کم اهمیت کندن گودال آزمایشی (Test pit) با بیل مکانیکی آسان و کم هزینه خواهد بود و می توان از زمینه و دیواره آن نمونه برداری کرد یا در آن ها آزمایش درجا انجام داد.

برای ساختمان های با اهمیت، ژرفاکاوی بیشتری بایسته است و این کار با کندن چاه گمانه (Test hole - borehole) انجام می گیرد.

ژرفای کاوش

ژرفای کاوش یا به گفته دیگر ژرفای گمانه زنی به زمین شناسی ساختگاه، اندازه ساختمان و اهمیت آن، بستگی دارد. در زمین های چین خورده و ناهموار، بویژه اگر بخش هائی از آن با خاک واریزه پوشیده باشد، شمار گمانه ها بیشتر و ژرفای آنها هم بیشتر خواهد بود. هرچه پهنای ساختمان یا سنگینی آن بیشتر باشد، ژرفای تأثیر ساختمان بیشتر و ژرفای کاوش بیشتر خواهد شد.



- برای ساختمان های سبک (مسکونی) $h = 3 \times S^{0.7}$
- برای ساختمان های سنگین (صنعتی) $h = 6 \times S^{0.7}$

S: شمار اشکوب های (طبقه های) ساختمان

در ژرفای تأثیر پی، $\Delta\sigma_{zA} = 0.10\, q$ یا $\Delta\sigma_{zA} = 0.05\, \sigma'_{zA}$ است.
هرکدام از این پیوندها یک ژرفای تأثیر خواهد داد، هرکدام که کمتر باشد، بکار برده می شود.

ژرفای تأثیر بندهای خاکی یا هرخاکریز همانند آن، 0.5 تا 1 برابر بلندی خاکریز است. این ژرفا برای شاهراهها 3 تا 5 متر است. (1.5 تا 2 متر پائین تر از زیراساس)
آیین نامه ایران ژرفای تأثیر پی های تنها و نواری را 1.5 تا 3 برابر پهنای پی پیشنهاد می کند و بنابراین اندازه آن از پهنا یا بلندی ساختمان کمتر باشد.

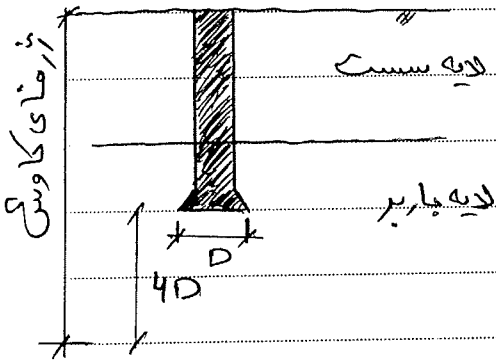
آیین نامه ایران، ازرفای تأثیر پی های گسترده (رادیه) را بیشترین ازرفای تأثیر این دو پیوند پیشنهاد می کند.

$\Delta\sigma_{zA} = 0.10\,q$

این ازرفا معمولاً از پهنای پی گسترده بیشتر است. $\Delta\sigma_{zA} = 0.20\,\sigma'_{zA}$

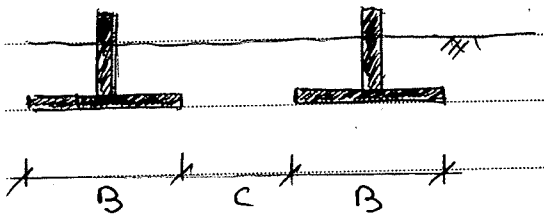
آیین نامه ایران برای برآورد نیروهای زمین لرزه اثر کننده بر ساختمان، زمین زیر پی را به چهار گونه دسته بندی می کند و برای پی بردن به چندمین گونه بودن زمین زیر پی، کندن یک گمانه تا کمینه ازرفای ۳۰ متری زیر بستر پی را پیشنهاد می کند.

آیین نامه ایران، ازرفای کاوش برای سمع های تنها را چهار برابر قطر شمع و برای گروه سمع ها به اندازه پهنای مستطیل محیط بر سمع ها، پایین تر از نوک شمع می داند.



آیین نامه ایران برای پی هایی که بر روی لایه سنگ بستر جای می گیرند، ازرفا کاوی کمینه ۳ متر را پیشنهاد می کند.

اگر پی ها نزدیک به هم باشند، بر روی هم اثر گذار می شوند و ازرفای تأثیر و به دنبال آن ازرفای کاوش افزایش می یابد.



$c < 2B \longrightarrow h = 4.5B$

$2B < c < 4B \longrightarrow h = 3B$

$c > 4B \longrightarrow h = 1.5B \sim 3B$

$c = 0 \longrightarrow h = 3B \sim 6B$

پیشنهادهایی که برای ازرفای تأثیر و ازرفای کاوش شد، هنگامی روا هستند که گمانه به سنگ بستر گستره (منطقه) بررسی شونده نرسد. اگر گمانه به سنگ بستر (Bed Rock) برسد، تنها ۳ تا ۵ متر در سنگ بستر به گمانه زنی ادامه داده می شود.

در زمین های هموار برای هر پروژه ۳ و در زمین های ناهموار ۵ گمانه کنده می شود و فاصله میان گمانه ها از هم ۱۵ تا ۳۰ متر (باروی راست به ناهمواری زمین) برگزیده می شود. در پیوند با شمار، ازرفا و فاصله گمانه ها آگاهی مهندس ازئوتکنیک از گستره بررسی شونده نیز اثر گذار است. ۳-۲

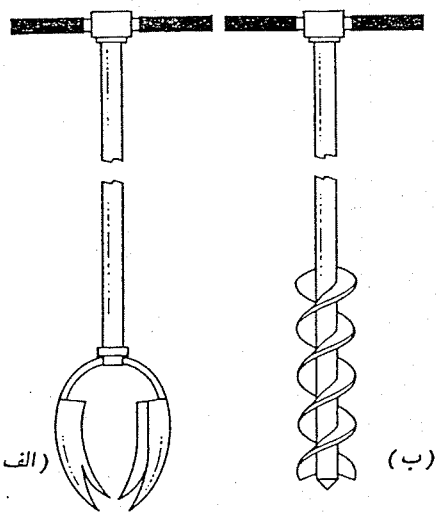
روش های گمانه زنی

۱- گمانه دستی (observation well - Test well - borehole - Test pit)
گمانه زنی با بیل و کلنگ انجام می گیرد و سرعت پیشرفت کار حد خوبی از تاب و پایداری زمین می دهد.
- در کارهای کوچک و کم ارج بکار می رود و در کارهای پر ارج مکمل گمانه ماشینی است.
- در زمین های سست و ریزش، گاز دار، سیر آب و سنگی کاربرد ندارد
- از زمینه و دیواره چاه می توان نمونه دست نخورده برداشت.
- برای ژرفاهای بیشتر از ۱۵ متر، پر هزینه و زمان بر است.

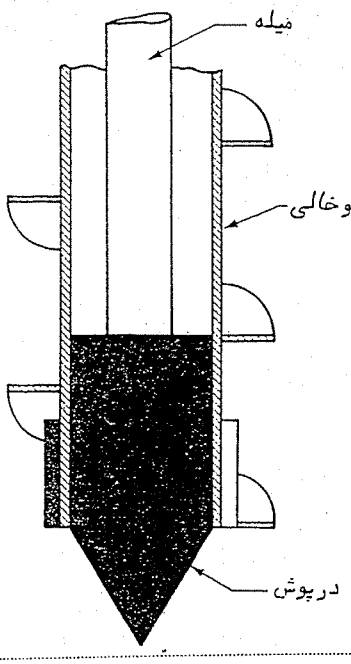
۲- گمانه ماشینی
کندن گمانه ماشینی در هر لایه و تا هر ژرفائی شدنی است و می توان همگام با گمانه زنی یا ایستادن گمانه زنی از پایین گمانه نمونه برداری کرد یا در زمینه و دیواره گمانه آزمایش های درجا انجام داد.

۲-۱- گمانه زنی تزریقی (گمانه زنی با شستشو) wash boring
از این روش می توان در لایه های سنگی و ماسه ای سست بهره برد. نخست لوله ای در زمین سست کوبیده می شود و با تزریق آب پرفشار، خاکدانه های درون آن شستشو داده می شود. در هر ژرفائی می توان گمانه زنی را ایستاد و آزمایش درجا انجام داد یا نمونه برداری کرد.
- آب فراوان نیاز دارد. - در لایه های قلوه سنگ دار پیش نمی رود

۲-۲- گمانه زنی با مته مارپیچ (Auger drilling - Auger boring)
در این روش مته ای مارپیچ در خاک می پیچد و فتیله های گل را بیرون می آورد. فتیله های گل نمونه دست خورده هستند. برای بدست آوردن نمونه های دست نخورده از فضای میان مته می توان نمونه گیر را پایین فرستاد. از این فضا برای فرستادن ابزار آزمایش های درجا (مانند S.P.T و C.P.T) نیز می توان بهره برد. (قطر مته ۱۵۰ تا 250mm)
- در خاک های رس داری که قلوه سنگ نداشته باشند، روشی کارا است و تا 35 متر انجام گرفته است.
- دگرسان در سرعت پیش روی مته و دگرسان در صدای مته، نشانی از دگرسان در لایه ها است.
- در ماسه های بی رس آبدار فتیله های گل بیرون نمی آید.



مته‌های دستی. (الف) مته قاشقی، (ب) مته مارپیچ

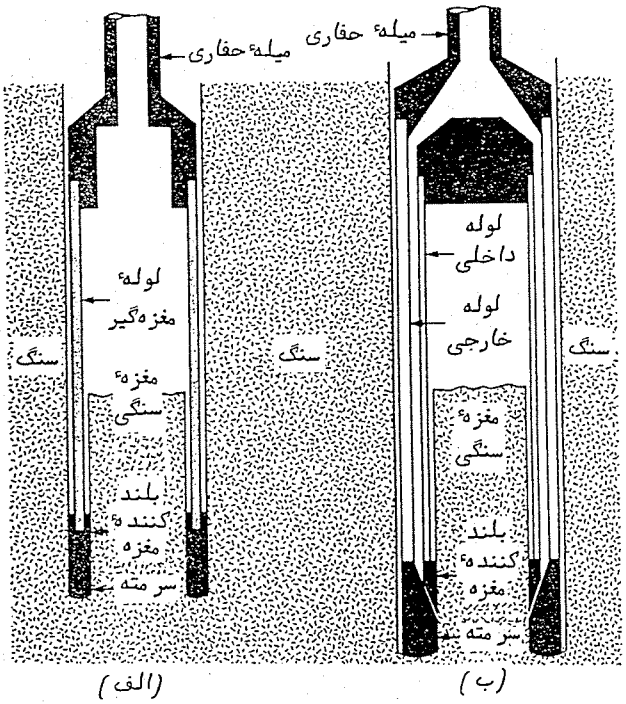


۳-۲- گمانه‌زنی کوبه‌ای (ضربه‌ای) Percussion drilling

این روش برای درهم کوفتن و خرد کردن لایه‌های سخت سنگی بکار می‌رود و همگام با گمانه‌زنی نمونه بدست نمی‌آید. در این روش گمانه‌زنی مته سنگینی بر روی سنگ زمینه (کف) گمانه می‌افتد و آنرا خرد می‌کند و همراه با آب ریخته شده در درون گمانه به حالت گل در می‌آورد. در گام‌های از کار، مته بیرون کشیده شده و گل با گل‌کش بیرون آورده می‌شود.

۴-۲- گمانه‌زنی چرخشی یا گردشی Rotary drilling

از این روش، بیش از دیگر روش‌ها بهره برده می‌شود. در این روش مته‌ای چرخنده لایه‌های پیش رو را از هر جنسی که بوده باشند، سوراخ می‌کند و پیش می‌رود. در این روش همگام با چرخش مته، از سوراخ مرکزی میله حفاری، گل حفاری به سر مته می‌زند و همگام با خنک کردن تیزه‌های کنده شده را بالا می‌آورد.
اگر از مته Rock bit بهره برده شود، لایه‌های پیش روی مته خرد می‌شوند و نمونه بدست نمی‌آید ولی اگر از core barrel (لوله نمونه‌بردار) بهره برده شود، نمونه‌ای از لایه‌های پیش روی مته، در درون لوله جای می‌گیرد و پس از بیرون آورده شدن core barrel نمونه درون آن بیرون آورده می‌شود و بررسی و آزمایش (مغزه‌ها) انجام می‌گیرد.
همگام با گمانه‌زنی، می‌توان با درآوردن مته، در زمینه و دیواره گمانه آزمایش درجا نیز انجام داد. گمانه‌زنی چرخشی در سنگ‌های پرتاب پرهزینه دشوار است.



مغزه‌گیری در سنگ (الف) مغزه‌گیر تک‌لوله، (ب) مغزه‌گیر با لولهٔ مضاعف

نمونه‌گیری

همگام با کاوش های زمین شناسی ، از لایه های زمین نمونه برداشت می‌شود و بر روی آن‌ها آزمایش و بررسی انجام می شود. برداشتن نمونه های دست‌خورده از خاک های دانه‌ای دشوار است، مگر آنکه پیش از نمونه برداری با پدید آوردن یخبندان یا با تزریق چسب (مانند مواد قیری) خاک یکپارچه گردد و به هنگام آزمایش چسب شسته شود.

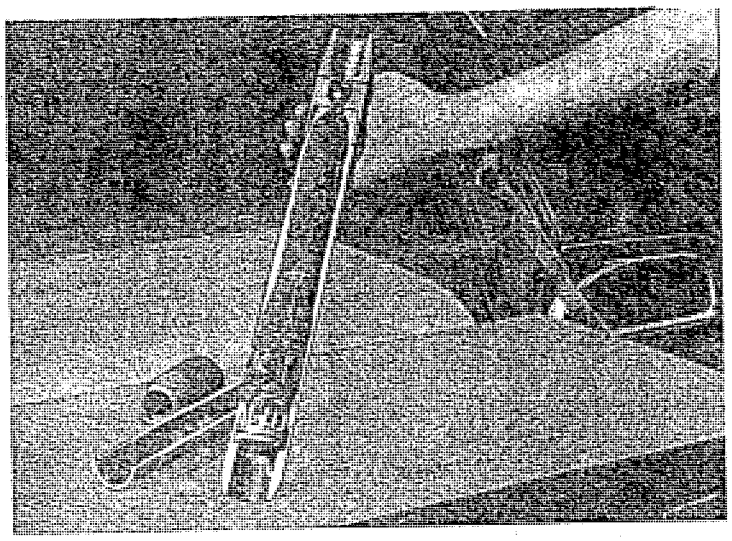
از نمونه‌های دست خورده برای آزمایش های دانه‌بندی ، هیدرومتری ، اتربرگ و تراکم بهره برده می شود. از لایه‌های سنگ و خاک های دارای چسبندگی می‌توان نمونه دست نخورده برداشت ولی این نمونه‌ها هم اندکی دست خوردگی دارند.

- با بیرون آمدن نمونه ، فشار پیرامونی زمین از میان می رود و نمونه ورم می‌آید.
- با پیچیدن نمونه‌گیر ، نمونه در درون آن می لرزد.
- درگیری (اصطکاک) نمونه با نمونه‌گیر ، نمونه را می فشرد.
- برخورد گل حفاری با نمونه نم آنرا بیشتر می کند.
- بیرون آمدن نمونه ها کاهش فشار آب را درپی دارد، که آن هم در درون آب حباب پدید می آورد.
- بردن نمونه ها به آزمایشگاه همراه با لرزش است و دانه ها را جابجا می‌کند.

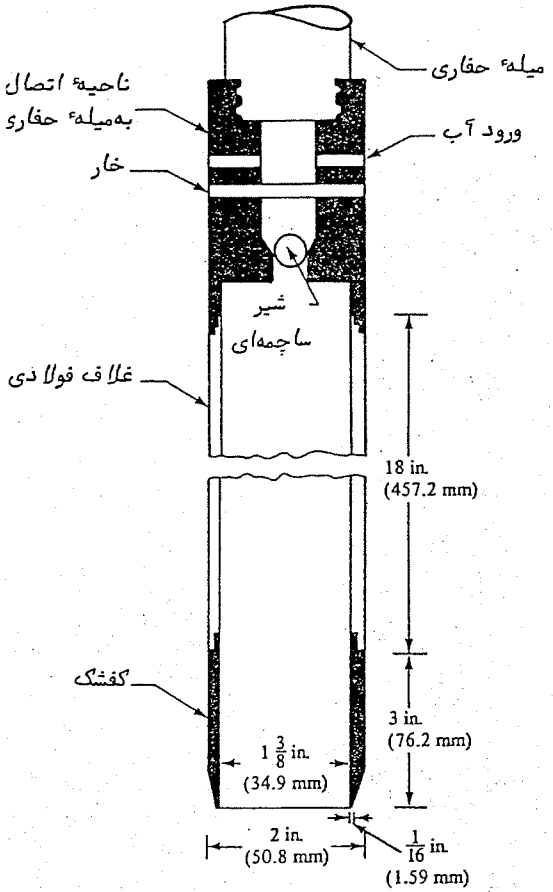
نمونه‌گیرها

۱- نمونه‌گیر قاشقی (شکاف‌دار) split spoon

این نمونه‌گیر اغلب در آزمایش S.P.T بکار برده می‌شود و $1\frac{3}{8}$ اینچ قطر درونی و 2 اینچ قطر بیرونی و 18 اینچ بلندی دارد و از دو نیم استوانه ساخته شده است. پس از آنکه نمونه‌گیر در آزمایش S.P.T 18 اینچ (45cm) در زمینه گمانه کوبیده شد، نمونه‌ای از زمین پیش رو در آن جای می‌گیرد و با دونیمه شدن استوانه، نمونه از درون آن بیرون آورده می‌شود. (split barrel)



نمونه‌گیر قاشقی

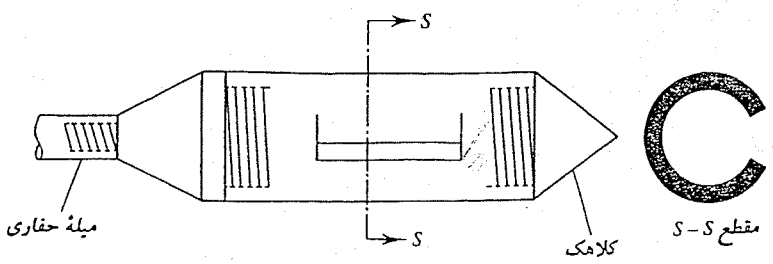


۲- نمونه‌گیر جدار نازک (Thin wall tube)

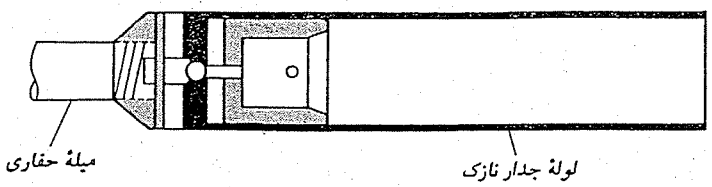
این نمونه‌گیر نازک و تیز است و نمونه با کمترین دست خوردگی بدست می‌دهد. این نمونه‌گیر به میله حفاری بسته می‌شود و با فشار جک در خاک زمینه گمانه فرو می‌رود و نمونه برداری می‌کند.

۳- نمونه‌گیر پیچشی (نمونه‌گیر خراشنده) (scraper Bucket)

نمونه‌گیر ریختی همانند دوک دارد و در پیرامون آن شیارهای پیدا آورده شده است. با پیچش این نمونه‌گیر، خاک دیواره گمانه خراشیده شده و در درون محفظهٔ نمونه‌گیر می‌ریزد و این گونه است که نمونه‌ای دست خورده از دیواره گمانه بدست می‌آید. (sidewall sampler)



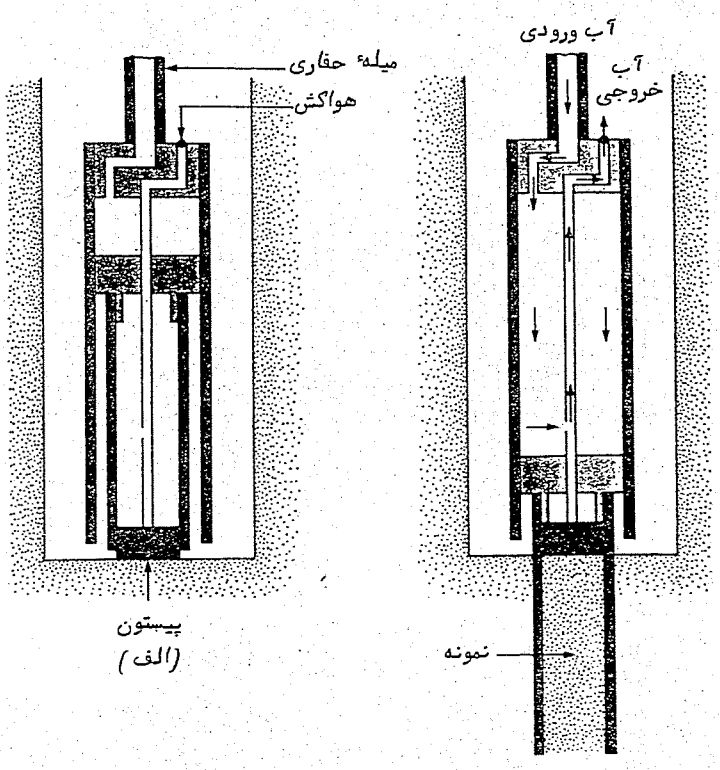
(الف) نمونه‌گیر پیچشی



(ب) نمونه‌گیر جدار نازک (شلبی) shelby tube

۴- نمونه‌گیر پیستونی (Piston sampler)

این نمونه‌گیر با بسته شدن به میله حفاری به ته گمانه فرستاده می‌شود و از درون نمونه‌گیر سیلندر تیزی در درون خاک فرو می‌رود. به هنگام فرو رفتن سیلندر، پیستونی بر روی خاک جای می‌گیرد و سیلندر با فشار چک در خاک فرو می‌رود. این نمونه‌گیر کمترین دست خوردگی را پدید می‌آورد.



نمونه‌گیرهای استوانه‌ای هرچه نازک باشند، کمترین دست‌خوردگی در نمونه پدید می‌آورند. پیوندزنیر، نسبتی را که نسبت سطح شناسایی شده است، نشان می‌دهد. اگر نسبت سطح کمتر از ۱۰٪ باشد، می‌توان نمونه را دست‌نخورده پنداشت.

D_0 - قطر بیرونی لوله نمونه‌گیر

D_1 - قطر درونی لوله نمونه‌گیر

$$Ar = \frac{D_0^2 - D_1^2}{D_1^2} \times 100$$

- برای نمونه‌گیر جدار نازک:

$$Ar = \frac{2''^2 - 1.38''^2}{1.38''^2} \times 100 = 110\% \gg 10\%$$

نمونه بسیار دست‌خورده

- برای نمونه‌گیر سطلی "2:

$$Ar = \frac{2''^2 - 1.875''^2}{1.875''^2} \times 100 = 13.7\% \simeq 10\%$$

نمونه دارای کمترین دست‌خوردگی

- نمونه‌گیری که از نمونه درون آن برای انجام آزمایش تحکیم تهیه خواهد شد، بایستی دست‌خوردگی نداشته باشد و کمینه 12mm از لقمه دستگاه آزمایش بزرگ‌تر باشد.

نسبت زیر که نسبت مغزه‌گیری شناسایی شده است، نشانگر درهم فشرده شدن نمونه درون نمونه‌گیر در اثر فشار جک پیستونی رانده یا نشانه آماس نمونه در اثر از میان رفتن فشار سربار است.

$$L_r = \frac{\text{درازای نمونه بدست‌آمده}}{\text{درازای فرو رفتن نمونه‌گیر}}$$

- $L_r = 1$ نمونه به درهم فشرده شده و نه آماس کرده است.
- $L_r > 1$ نمونه یا از میان رفتن فشار سربار آماس کرده است. (درزها)
- $L_r < 1$ نمونه در اثر درگیری (اصطکاک) با جدار درونی لوله درهم فشرده شده است (در خاک‌های دانه‌ای سست)

به هنگام نمونه‌برداری با core barrel این امکان هست که درازای نمونه از درازای نمونه‌گیری کمتر باشد. این پدیده نشانگر این خواهد بود که لایه‌های سنگ و خاک آنقدر سست هستند که با چرخش گل حفاری شسته شده و از میان رفته‌اند. در چنین سازندهایی، بهره‌مندی از مغزه‌گیر دو لوله برتر خواهد بود. (Double tube core barrel)

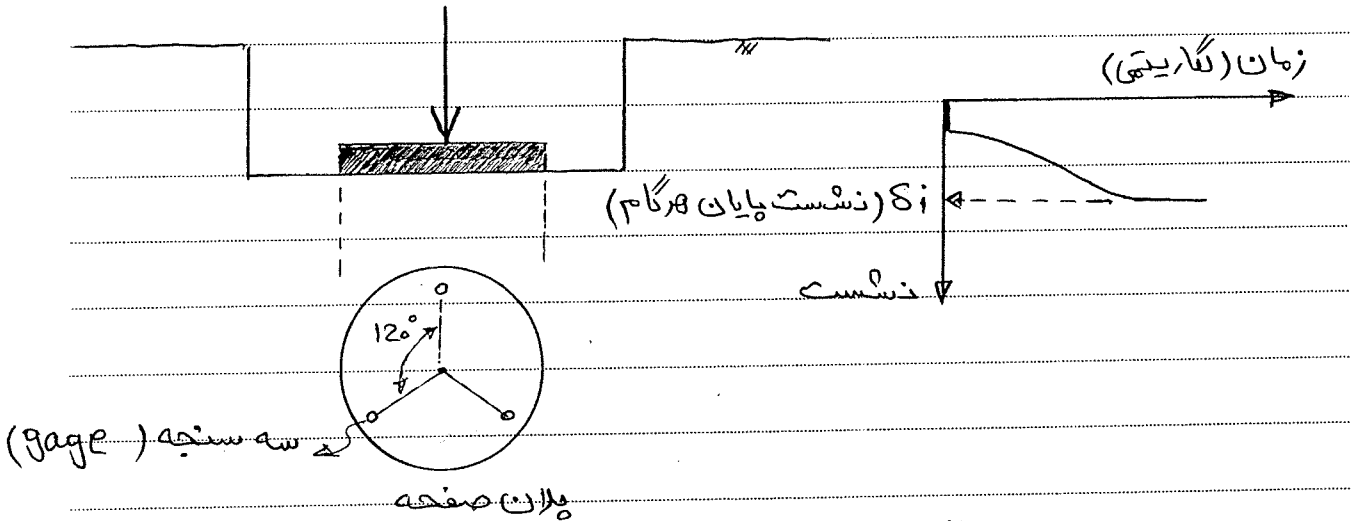
$$RC = \frac{\text{درازای نمونه‌های بیرون آمده که قابل اندازه‌گیری هستند.}}{\text{درازای نمونه‌برداری}} \times 100$$

Core recovery (بازیافت مغزه)

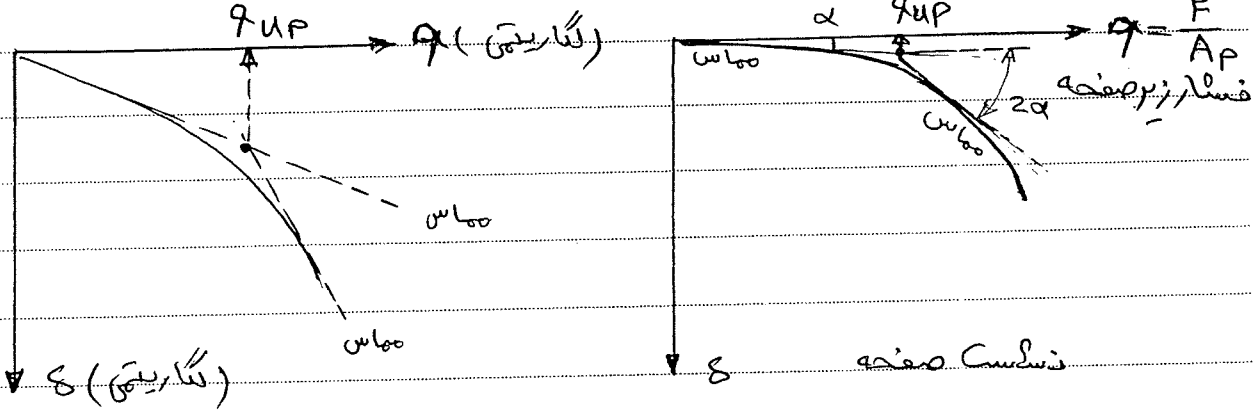
آزمایش های درجا

۱- آزمایش بارگذاری صفحه (P.L.T) Plate Load Test

این آزمایش روشی پسندیده‌ای برای برآورد باربری خاک زیر پی است. چون در این روش همانگونه که ستون پی را به خاک زیرش می فشارد، جک یک صفحه فلزی را به خاک زیرش می فشارد و رفتار خاک در برابر فشار صفحه بررسی می گردد.
در این روش از صفحه‌های فلزی دایره‌ای ستبری که قطر آن 30، 45، 60 و 75 سانتی‌متر می‌تواند باشد، بهره برده می‌شود.
در آغاز آزمایش، گودالی تا ارزهای جاگیری پی و با درازو پهنای برابر با چهار برابر قطر صفحه آزمایش کنده می‌شود و صفحه آزمایش در میانه گودال جای- می‌گیرد و یا گام های نزدیک به $\frac{1}{5}$ بارگسیختگی، گام به گام بارگذاری می‌گردد و در هرگام بار کمینه یک ساعت دگرسان نمی‌یابد تا در سرانجام هرگام بارگذاری، نشست به کمتر از 0.05 mm/hr برسد.

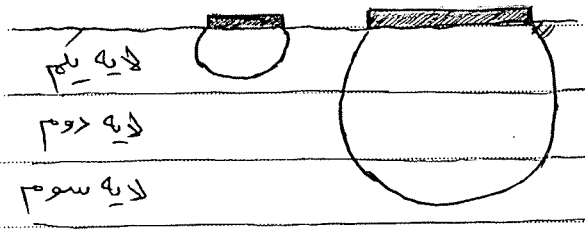


پس از پایان گام های بارگذاری، نمودار فشار زیر صفحه و نشست صفحه، دو گونه می‌تواند رسم شود تا باربری نهایی خاک زیر صفحه بدست آید.



- از آنجایی که قطر صفحه کوچکتر از پهنای پی است، ژرفای تأثیر صفحه بسیار کمتر از ژرفای تأثیر پی خواهد شد و این پدیده در خاک های لایه لایه بروی دست آورد آزمایش اثر بدی خواهد گذاشت.

Plate foundation



- اگر لایه زیر صفحه در اثر مرگ پذیری اشباع شده باشد، به علت تنش مؤثر بیشتری که خواهد داشت، q_{up} بیشتر خواهد بود، در حالی که q_{uf} نمی تواند اینچنین باشد.

- این آزمایش برای رس های سیر آب زمان بر خواهد بود ولی برای لایه های رس ترک خورده و لایه های شنی و ماسه بسیار پسندیده است. در رس های ترک خورده رفتار توده را نشان می دهد.
- این آزمایش می تواند در تهگانه با بهره مندی از صفحه فشار پیچشی که صفحه فضائی تک دور است، انجام گیرد. (screw plate Test)

- در لایه همسان، چون حباب تأثیر پی ژرفتر است، پس زیر فشارهای برابر، پی بیشتر از صفحه نشست خواهد کرد و از سوئی چون حباب ژرف فشارهای پیرامونی بیشتری دریافت می کند، پس افزایش نشست نمو خواهد داشت.

- در رس ها ($\phi = 0$ یا بارگذاری U.U) $q_{uf} = q_{up}$

- در دیگر خاک ها $q_{uf} = q_{up} \times \frac{B_f \rightarrow \text{پهنای پی}}{B_p \rightarrow \text{قطر صفحه}}$

به شرط $\frac{B_f}{B_p} < 3$

برای برآورد باربری روی خاک های رسی، بهره مندی از دو صفحه آزمایش با قطرهای متفاوت نیز پیشنهاد شده است.

B ضلع مربع یا قطر دایره است و m و n از دو معادله $q_a = \frac{4m}{B} + n$ دو مجهولی بدست می آید.

- دو صفحه $B_1 = 0.344\,m$ و $B_2 = 0.689\,m$ در نشست روا، فشارهای $q_1 = 360\,kPa$ و $q_2 = 215\,kPa$ به زمین زیر خود وارد کرده‌اند. خواسته می‌شود باربری خاک زیر یک پی مربعی 2×2 متر

$$360 = \frac{4m}{0.344} + n \qquad 215 = \frac{4m}{0.689} + n \longrightarrow m = 24.9\ kN/m \ ,\ n = 70.4\ \frac{kN}{m^2}$$

$$q_a = \frac{4m}{B} + n$$

$$q_a = \frac{4\times24.9}{2} + 70.4 = 120\ \frac{kN}{m^2}$$

در فشارهای برابر با افزایش پرهای پی، نشست پی بیشتر از نشست صفحه آزمایش خواهد شد.

- در رس‌ها

$$S_f = S_p \times \frac{B_f}{B_p}$$

- در دیگر خاک‌ها

$$S_f = S_p \left[\frac{B_f(B_p+0.30)}{B_p(B_f+0.30)}\right]^2$$

اگر از دو صفحه آزمایش با قطرهای متفاوت بهره برده شود، می‌توان E و μ خاک زیر صفحه را برآورد کرد.

$$\begin{cases} \delta_1 = \dfrac{q_1 \pi R_1}{2E_p}(1-\mu^2) \\ \delta_2 = \dfrac{q_2 \pi R_2}{2E_p}(1-\mu^2) \end{cases} \longrightarrow E_p, \mu \qquad \frac{E_f}{E_p} = \sqrt{\frac{\delta_f}{\delta_p}}$$

با افزایش تنش مؤثر E افزایش می‌یابد. δ_f تنش مؤثر در میانه حباب فشار پی و δ_p تنش مؤثر در میانه حباب فشار صفحه

- ژرفای حباب تأثیر 1.5 برابر پهنای پی و 1.5 برابر قطر صفحه است.

با بدست آوردن E_p می‌توان فشار روای زیر پی را با روی راست به نشست روای پی، برآورد کرد.

- در پی‌های دایره

$$S_f = \frac{q_f \pi R_f}{2E_f}(1-\mu^2)$$

- در پی‌های مربع و مستطیل

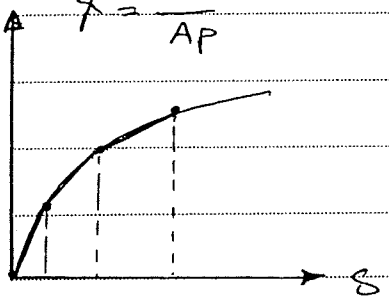
$$S_f = \frac{q_f \times B_f}{E_f}(1-\mu^2) \times I$$

I ضریب شکل پی (مربع 0.88) (مستطیل $\frac{L}{B}=1.5$، 1.07)

با بهره‌مندی از نرم‌افزار آورد آزمایش P.L.T می‌توان شیب نمودار فشار - نشست را برای پایه‌های گوناگون فشار بدست آورد. شیب این نمودار ضریب واکنش خاک نامیده می‌شود.

$k_s = \frac{q}{\delta}$ (subgrad reaction) k_s - ضریب واکنش خاک

$q = \frac{F}{A_P}$



از آنجا که ضریب واکنش به اندازه پی هم وابسته است، k_s plat به k_s foundation دگرسان داده می‌شود.

- در رس‌ها

$k_{sf} = k_{sp} \times \frac{0.30}{B} \times \frac{2 \times \frac{B}{L}}{3}$

B و L پهنا و درازای پی برحسب متر

- در دیگر خاک‌ها

$k_{sf} = k_{sp} \times \left(\frac{B + 0.30}{2B} \right)^2$

- پیشنهاد Vesic

$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu_s^2)}$

B پهنای پی که با واحد E_s (ضریب ارتجاعی خاک) سازگار است.

- پیشنهاد Bowles برای cm نشست روا

$k_s = 1.2\, q_a$

q_a → kg/cm²

k_s → kg/cm³

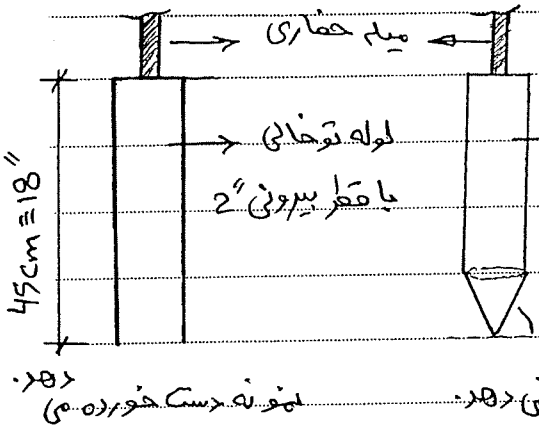
Ər doğan yerin istər, it doyan yerin .

(Atalar sözü)

۲ـ آزمایش نفوذ استاندارد (S.P.T) standard Penetration Test

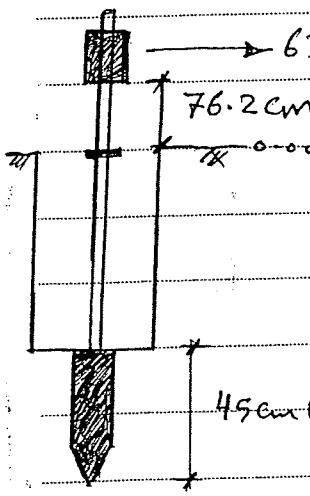
این آزمایش کاربردی‌ترین و کم هزینه‌ترین آزمایش درجاست که دید خوبی از توپری و باربری زمین می‌دهد. در این روش میله‌ای توپر یا لوله‌ای توخالی (نمونه‌گیر شکاف‌دار) در ته گمانه کوبیده می‌شود و هرچه زمین توپرتر و پرتاب باشد، شمار ضربه‌هایی که برای فرورفتن میله یا نمونه‌گیر بایسته است افزایش می‌یابد.

این آزمایش می‌تواند از میان سوراخ میانی مته حفاری (مانند Auger) انجام گیرد، یا با بیرون آورده شدن مته حفاری، در ژرفاهای خواسته شده گمانه، انجام شود.



ـ با افزودن به درازای میله حفاری، این آزمایش در هر ژرفایی شدنی است.

این آزمایش در همه خاک‌ها انجام می‌گیرد، برای خاک‌های ریزدانه‌تر لوله توخالی بهتر است. این آزمایش برای ماسه‌ها پسندیده است و در خاک‌های پرقلوه‌سنگ خطا دارد. در خاک‌های رسی از آنجاکه آب میان دانه‌ها به آسانی از خاک درنمی‌رود، شمار ضربه‌ها بالا می‌رود و خاک به خطا پرتاب جلوه می‌کند.



نمونه‌گیر یا میله توپر بوسیله کوبه‌ای 63.5kg که از بلندی 76.2cm افتان می‌کند، در ته گمانه کوبیده می‌شود و شمار ضربه‌های بایسته برای 15cm نفوذ یادداشت می‌گردد. (N_1 و N_2 و N_3) N_1 به علت احتمال دست‌خوردگی خاک ته گمانه تنها در گزارش کار آورده می‌شود ولی جمع N_2 و N_3 به عنوان $N_{S.P.T}$ گزارش می‌گردد.

$$N_{S.P.T} = N_2 + N_3$$

برای کاستن از خطای این آزمایش، بایستی آزمایش در شمار بیشتری گمانه و در ژرفاهای گوناگون انجام گیرد. بیشترین خطا برخورد به قلوه‌سنگ است.

در هرگام این آزمایش (سه گام و هرگام 15cm نفوذ) اگر شمار ضربه‌ها به 50 برسد، آزمایش در آن نقطه پایان می‌یابد و چنانکه در 10 ضربه پی در پی میله توپر یا نمونه‌گیر به زمین نفوذ نکند، باز آزمایش پایان می‌یابد.

- در این آزمایش اگر نقطه آزمایش خیلی پایین‌تر از روی زمین باشد، به علت فشار پیرامونی بیشتری که به دانه‌ها اثر می‌کند، $N_{S.P.T}$ بیشتر می‌گردد و آنرا با ضریب کاهنده C_N کاهش می‌دهند.

$$C_N = \left(\frac{95.76}{\sigma'_{z0}}\right)^{0.5} \simeq \left(\frac{100}{\sigma'_{z0}}\right)^{0.5}$$

σ'_{z0} ← kPa

در رفاهای کم C_N ضریب افزاینده خواهد شد و می‌توان برای افزایش ضریب اطمینان از آن چشم پوشی کرد.

$$C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_{z0}}\right)^{0.5} \rightarrow kg/cm^2$$

(بیشترین مقدار C_N، 2 می‌تواند باشد)

- در این آزمایش انرژی هر ضربه 475 ژول است. ($63.5 \times 9.81 \times 0.76 = 475 J$) که در ابزار استاندارد 70٪ آن به نوک میله توپر یا لوله نمونه‌گیر می‌رسد.

اگر در ابزاری نسبت انرژی بیشتر از 70 درصد باشد، $N_{S.P.T}$ کاهش می‌یابد و باید آنرا با ضریب افزاینده $\frac{E_r}{E_{70}}$ افزایش داد و اگر نسبت انرژی کمتر از 70٪ باشد، این ضریب کاهنده می‌شود و $N_{S.P.T}$ را می‌کاهد.

$$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{70}}$$

- اگر در ازای میله حفاری (تقریباً رفای نقطه آزمایش) کمتر از 10 متر باشد، $N_{S.P.T}$ افزایش می‌یابد، که آنرا بایستی با ضرب کردن به η_2 اصلاح کرد.

$L > 10m \rightarrow \eta_2 = 1$

$6 < L \leq 10 \rightarrow \eta_2 = 0.95$

$4 < L \leq 6 \rightarrow \eta_2 = 0.85$

$L \leq 4_m \rightarrow \eta_2 = 0.75$

- اگر لوله نمونه‌گیر غلاف درونی داشته باشد، در گیری نمونه و غلاف، $N_{S.P.T}$ را می‌افزاید که آنرا با ضریب کاهنده η_3 اصلاح می‌کنند.

بی غلاف $\rightarrow \eta_3 = 1$

با غلاف در رس و ماسه رس مشرده $\rightarrow \eta_3 = 0.8$

با غلاف در ماسه سست $\rightarrow \eta_3 = 0.9$

- هنگامی که مته حفاری در آزمایش S.P.T از راه سوراخ مرکزی مته حفاری انجام می‌گیرد، قطر بودن گمانه، جابجایی راه‌ها را آسان می‌کند، $N_{S.P.T}$ کم می‌گردد و از این رو آن را با ضرب کردن به ضریب افزایندهٔ η_4 اصلاح می‌کنند.

قطر گمانه 60 تا 120mm ⟶ $\eta_4 = 1$

قطر گمانه 150mm ⟶ $\eta_4 = 1.05$

قطر گمانه 200mm ⟶ $\eta_4 = 1.15$

- از پیوند زیر برای تبدیل $N_{S.P.T}$ یک نسبت انرژی (سطح انرژی) به $N_{S.P.T}$ نسبت انرژی دیگر می‌توان بهره برد.

$$N_1 \times E_1 = N_2 \times E_2$$

$15 \times 70 = 60 \times N_2 \rightarrow N_2 = 17.5$ است 60٪ ضربه انرژی 17.5 ضربه انرژی 70٪ برابر 15

$$N_{70} = N_{S.P.T} \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

$$N'_{70} = C_N \times N_{70} = C_N \times N_{S.P.T} \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

اصلاح شده به سربار

- در آزمایشی، $N_{S.P.T} = 20$، نسبت انرژی 80٪، قطر گمانه 150mm و در ارای میله حفاری 12m است. اگر نمونه گیر بی‌عیب، زمین ماسه درهم فشرده و تنش مؤثر در نقطه آزمایش 205kPa باشد، N'_{60} استاندارد (70) و N'_{70} خواسته می‌شود.

$$C_N = \sqrt{\frac{95.76}{205}} = 0.68$$

$$\eta_1 = \frac{80}{70} = 1.14$$

$$\eta_2 = 1$$

$$\eta_3 = 1$$

$$\eta_4 = 1.05$$

$$N'_{70} = 0.68 \times 20 \times 1.14 \times 1 \times 1 \times 1.05 = 16$$

$$16 \times 70 = N'_{60} \times 60$$

$$N'_{60} = 19$$

- در بررسی بالا اگر گمانه با مته مارپیچ (Auger) کنده شود.

$$\eta_4 = 1$$

$$N'_{70} = 0.68 \times 20 \times 1.14 \times 1 \times 1 \times 1 = 15.5$$

- در لایه‌های با $D_r < 50\%$، بهتر است اصلاح سربار انجام نگیرد.
- Bowles پیشنهاد می‌کند که N' نباید بیشتر از $2N$ یا خیلی کمتر از N باشد.
- Terzaghi برای ماسه‌های لای‌دار و سیرآب، چنانکه $N_{S.P.T} > 15$ باشد، $N' = 15 + 0.5(N_{S.P.T} - 15)$ را پیشنهاد می‌کند. $(N' = N_{S.P.T} < 15)$
- Baraza برای ریزدانه‌های سیرآب، $N' = 0.6N$ را پیشنهاد کرده است.
- معمولاً در هر 1.5 متر گمانه، یک آزمایش S.P.T انجام می‌گیرد.
- در آرایه زیر، ضمن بیان نشان دادن تأثیر سربار، بهره‌مندی از دست‌آورد آزمایش نفوذ استاندارد را نشان می‌دهد.

مقادیر تجربی ϕ، D_r و وزن مخصوص خاکهای دانه‌ای بر اساس آزمایش نفوذ استاندارد درعمق تقریباً 6m و عادی تحکیم یافته [تقریباً، $(\pm 2^\circ)$ D_r $\phi = 28^\circ + 15^\circ$].

شرح		بسیار سست	سست	متوسط	متراکم	بسیار متراکم
تراکم نسبی D_r		0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}:	ریز	1–2	3–6	7–15	16–30	
	متوسط	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
	درشت	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ:	ریز	26–28	28–30	30–34	33–38	
	متوسط	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
	درشت	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, kN/m^3		11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

سفتی خاکهای چسبندهٔ اشباع*.

سفتی		N'_{70}	q_u, kPa	توضیحات
بسیار نرم	NC، رس جوان	۰-۲	<۲۵	در اثر فشردن در میان انگشتان دست بیرون می‌زند
نرم		۳-۵	۲۵-۵۰	در اثر فشردن بسیار آسان تغییرشکل می‌دهد
متوسط		۶-۹	۵۰-۱۰۰	
سفت	OCR افزایش کهنه/خودگیر (بسیاری شده)	۱۰-۱۶	۱۰۰-۲۰۰	تغییرشکل دادن آن با فشردن دست دشوار است
بسیارسفت		۱۷-۳۰	۲۰۰-۴۰۰	تغییرشکل دادن آن با فشردن دست بسیار دشوار است
سخت		> ۳۰	>۴۰۰	تغییرشکل دادن آن با فشردن دست تقریباً غیرممکن است

بهره‌مندی از دست‌آورد آزمایش S.P.T برای بدست‌آوردن D_r با $\pm 20\%$ و برای بدست‌آوردن φ با $\pm 5\%$ خطا دارد.

$$\varphi^\circ = 0.45 N'_{70} + 20^\circ$$

$$\varphi = 28 + 0.15 D_r\%$$

$$\frac{N'_{70}}{D_r^2} = 32 + 0.288 \sigma'_{z0}$$ kPa

- بر پایه آزمایش‌های S.P.T انجام گرفته در زمین‌های 2B تا 3B از بستر پی (بدست‌آوردن یک میانگین وزنی) می‌توان باربری روی خاک زیر را بدست‌آورد.

- پیشنهادهای meyerhof برای بیشینه 1" (25.4 mm) نشست رواداری:

$q_{a(net)} = 11.98 N'$ (kPa) ← برای $B < 1.22$ m

$q_{a(net)} = 7.99 N' \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2$ (kPa) برای $B > 1.22$ m

- پیشنهادهای Bowles برای 25mm نشست رواداری:

$q_{a(net)} = 19.16 N' F_d \left(\frac{S}{25.4}\right)$ برای $B \leq 1.22$ m

$q_{a(net)} = 11.98 N' F_d \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2 \times \left(\frac{S}{25.4}\right)$ برای $B > 1.22$ m

$F_d = 1 + 0.33\left(\frac{D}{B}\right) \leq 1.33$

B - پهنای پی بر حسب متر

D - ژرفای پی بر حسب متر

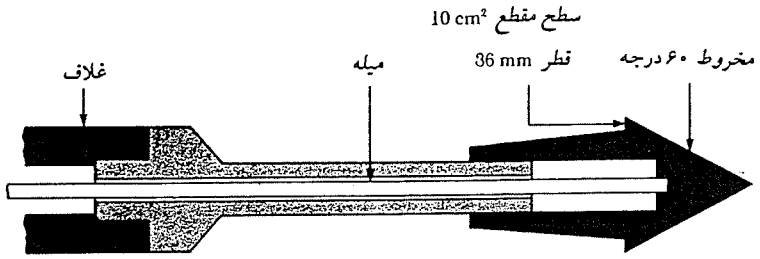
واژه آذر و آذری (به معنی آتش) ساخته و پرداخته دیگران برای مردم آذربایجان است. برای رسیدن به مفهوم درست آن که Azar و Azar است به نظم و آهنگی که در نام چند ایل ترک وجود دارد توجه کنید. واژه Ar (آر) Er (ایر) و بویژه ar (ار)، در زبان ترکی به مفهوم مرد سلحشور است. این واژگان در نام چند ایل ترک دیده می شوند.

1) TaTar (تاتار) - Tabar (ساکنان طبرستان) - Gazar - Qacar (قجر)
Acar - xazar (خزر) - Hazar - azar - Asar - Azar

2) Avar (ساکنان داغستان) - Macar (مجار) - Qacar (قاجار) - Taxar
Apar
Azar (Azarbaygan)

۳- آزمایش نفوذ مخروط (C.P.T) cone penetration Test

در این آزمایش، ابزار آزمایش که مخروطی همراه با غلاف در بالا جوش است، در خاک کف گودال یا کف گمانه فشرده می‌شود. هرچه خاک تویر و درشت دانه باشد، نیروی بایسته برای فرو بردن مخروط و مخروط همراه با غلاف، بیشتر خواهد شد. این آزمایش در خاک های ماسه ای و رس های نرم انجام می‌گیرد و با خاک های سنگی و قلوه سنگی و بارس های سخت سازگاری ندارد. آزمایش می‌تواند همگام با گمانه زنی یا با توقف گمانه زنی و درآورده شدن تجهیزات گمانه زنی، انجام گیرد.



1- Dutch cone penetration مخروط هلندی

برای انجام این آزمایش، پس از نک غلاف تکان بخورد، جک تنها مخروط را 8cm در زمین فرو می‌برد و نیروی بکار رفته یادداشت می‌گردد. سپس غلاف به مخروط رسانده شده و غلاف همراه با مخروط 12cm در زمین فرو برده می‌شود و نیروی بایسته یادداشت می‌گردد.

تاب فشاری خاک زیر مخروط (مقاومت نوک) $\rightarrow q_c = \frac{\text{نیروی بایسته برای 8cm فرو بردن مخروط}}{\text{مساحت قاعده مخروط } (10\,cm^2)}$

تاب برشی میان غلاف و خاک پیرامونش (≈ مقاومت اصطکاکی) (مقاومت جانبی) : sleeve (skin) friction resistance

$f_s = \frac{\text{نیروی بایسته برای فروبردن مخروط و غلاف} - \text{نیروی بایسته برای فرو بردن مخروط}}{\text{سطح جانبی 12cm از غلاف (محیط قاعده} * \text{ارتفاع)}}$

سرعت نفوذ مخروط ۱۰ تا ۲۰ mm/sec است و ابزار می‌تواند به فشار سنج نیز مجهز گردد.

نسبت اصطکاکی $\rightarrow f_r = \frac{f_s}{q_c}$ ، در ماسه ها $f_r < 1$ ، در رس ها $f_r > 1$

با بهره‌مندی از دست آورد های آزمایش C.P.T می توان به باربری خاک زیر پی (یا زیر پای شمع) و باربری جدار شمع دست یافت.

مایرهوف:

$$B \leq 1.20\,m \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{30}$$

$$B > 1.20\,m \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{50}\left(\frac{B+0.30}{B}\right)$$

B پهنای پی به متر

Trofimenkov:

$E = 3q_c$ برای ماسه

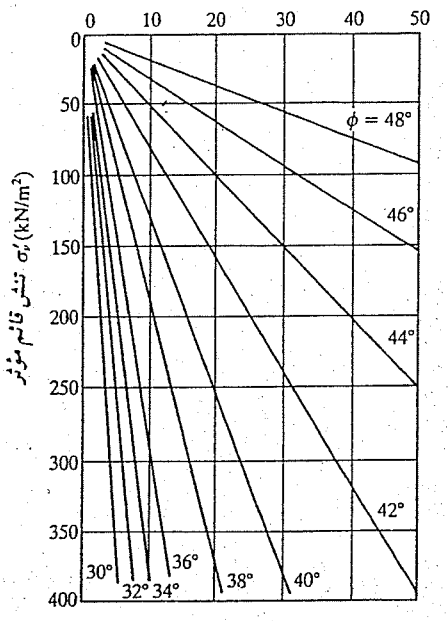
$E = 7q_c$ برای رس

- این آزمایش در کوتاه مدت به سرعی داده و بارگذاری U.U است.
- در گذر از لایه ها مقاومت نوک به تندی جریش می یابد و بدین گونه تصویری از لایه بندی زمین بدست می آید.
- این آزمایش برای شمع ها بیشتر کاربرد دارد.
- نوک مخروط در برخورد با قلوه سنگ ها، q_c را می افزاید که با تکرار آزمایش می توان خطای پیش آمده را سر راست کرد.
- در خاک های با q_c بیشتر از 30 تا 50 مگاپاسکال (500 تا 300 kg/cm^2) مخروط در اثر کوبیده شدن به خاک نفوذ می کند.

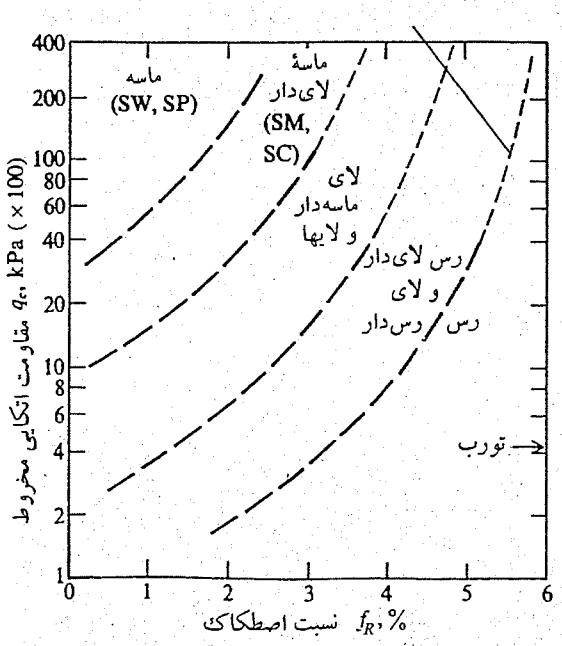
(C.P.T دینامیکی)

- C.P.T دینامیکی در خاک های کم تراوا برای ضربه ها را به آب می رساند و خاک پرتاب جلوه می کند. از این رو C.P.T دینامیکی برای زیر سفره آب پرخطا است. (بویژه در ریزدانه ها)

مقاومت نوک آزمایش نفوذ مخروط q_c (MN/m²)



تغییرات q_c با σ'_v و ϕ در ماسهٔ کوارتزی (رابرتسون و کامپانلا - ۱۹۸۳)



Q_p : باربری روای (مجاز) نوک شمع

A_p : مساحت نوک شمع (پای شمع)

$$-Q_p = \frac{q_c}{2} \times A_p$$

- پیوند میان q_c و c_{uu} (تاب برشی زهکشی نشده S_u)

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_z}{N_k} \qquad N_k = 19 - \frac{PI - 10}{5} \qquad (PI > 10)$$

- پیوند میان q_c و φ'

$$\varphi' = \text{Arctg}\left(0.1 + 0.38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_0}\right)\right)$$

هفته نامه راج نو که در تبریز به چاپ می رسد:

قوم گرانی را نکوهش می کند ولی آذربایجان را آذرپادگان، دریای خزر را دریای مازندران، ایروان را Yerevan، اغوزستان را دوغوزستان و باکو را باکوان می نویسد و فراموش می کند که می توانست در جهت وان تراشی برای یان ها، تایوان چین و سراوان بلوچستان و شیروان خراسان را نیز به قلمرو یان دراش ها بیافزاید.

این نشریه در جهت ایران مداری و حفظ اتحاد ملی، شعرهای شوینیستی چند شاعر شعوبی را چاشنی نوشته هایش می کند... و فانایر از ترک هرگز پدید... و زایرانیان چزو فاکس نزید... چوپانیم ز کاووس شاه آگهی... کنیم شهر ایران ز ترکان تهی!! (san ölasan)

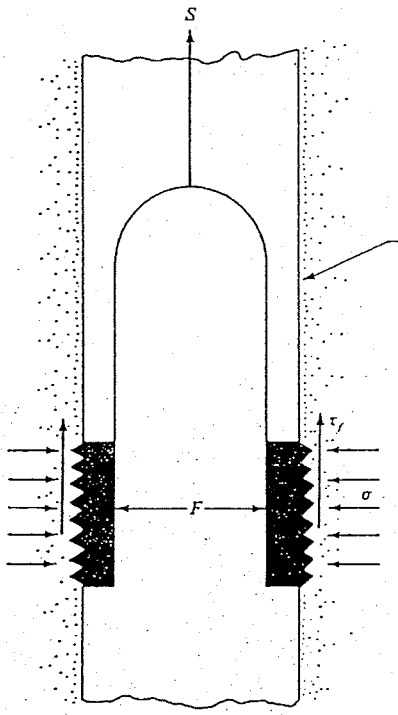
این نشریه در جهت اسلام مداری، در شماره ۱۸ خود، پس از داستان یافی در رابطه با شاهزاده ساسانی «شهر بانو» نتیجه می گیرد که «برون ترین اعتقاد اصالت خون و نژاد ایرانیان قبل از اسلام، در پذیرش مولای متقیان و امامان شیعه به عنوان جانشینان پیامبر (ص) نقش مؤثری داشته است»!! یعنی شیعه نژادپرست نه شیعه عدالت خواه، ظلم ستیز!!

و در شماره ۲۲ در جهت اعزاز و اکرام مسلمانان می نویسد: «ترکان و غزها که اسلام را پذیرفته بودند و به میان مسلمانان راه یافته بودند، جنگ و جهاد را برای غارت و یغماهای دائمی خود، بهانه مشروعی یافته بودند»!! چه کسانی این نشریه را در تبریز راه انداخته اند؟

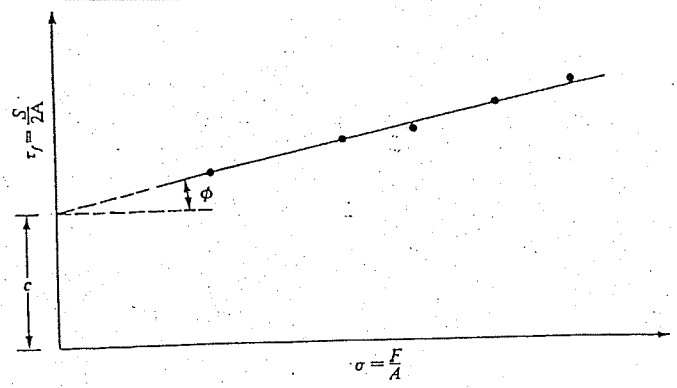
۴ـ۲ آزمایش برش گمانه (برش آیوا) Iowa Borehole shear Test (BST)

این آزمایش گونه‌ای آزمایش برش مستقیم است که در درون گمانه‌ای 76mm (3") انجام می‌گیرد. ابزار آزمایش کمانی ورقه‌ای است که دوسوی آن ناهمواری دارد و به خاک دیواره گمانه فشرده می‌شود و سپس کمان بالا کشیده می‌شود تا خاک زیر بخش ناهموار، دچار برش گردد.

اگر این آزمایش کمینه دو بار با نیروهای مختلف انجام گیرد، می‌توان c و φ خاک را بدست آورد.



وسیله‌ٔ آزمایش برش گمانه‌ٔ آیوا



ـ در این آزمایش، اگر فشار افقی خاک در نقطه آزمایش معلوم باشد، می‌توان مقاومت اصطکاکی شمع را با خاک پیرامونش بدست آورد.

ـ اگر خاک دیواره گمانه سفت و سنگ‌گونه بوده باشد، دندانه‌های بخش ناهموار ابزار آزمایش، نمی‌تواند در خاک چنگ بیاندازد و از این رو برشی از خاک رخ نمی‌دهد، بلکه دندانه‌ها بر روی خاک سر می‌خورند. در این حالت c کم و φ بیشتر از اندازه راستین خود می‌شوند.

ـ اگر گمانه‌زنی با گل حفاری انجام گیرد، کیک بنتونیت دیواره گمانه را کاهنده دارد و c و φ راستین بدست نمی‌آید.

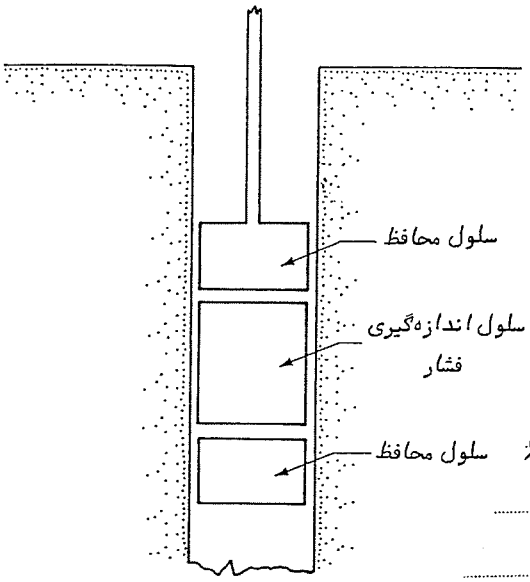
۵- آزمایش فشارسنجی (پرسیومتری) Pressuremeter Test (PMT)

این آزمایش را Menard اختراع و پیشنهاد کرده است و می‌توان با بهره‌مندی از آن k_0 و E خاک را به گونه درجا بدست آورد. این آزمایش ساده، کم هزینه و زود بازده است. در این آزمایش گمانه منظم و دقیق کنده می‌شود و سوند دستگاه آزمایش که در برگیرنده سه سلول است تا نقطه آزمایش، در درون گمانه پیش رانده می‌شود.

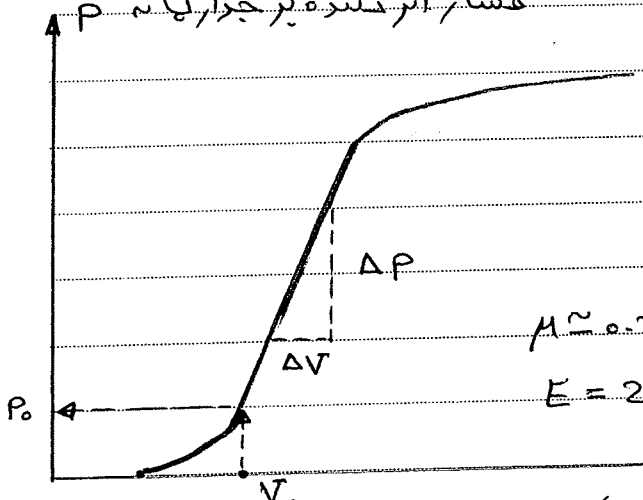
سلول بالا و پایین با هوا و سلول میانی با آب پر می‌شوند و به دیواره گمانه فشرده می‌شوند. در همه گام‌های آزمایش هر سه سلول هم فشار خواهند بود و فشار هر سه هم زمان افزوده می‌شود.

سلول‌های بالا و پایین میدان تنش را در پیرامون سلول میانی دو بعدی می‌کنند.

با افزودن به حجم آب سلول میانی، سلول ورم کرده و به جدار گمانه فشار می‌آورد و جدار را پس می‌زند. اگر در گام‌های آزمایش، فشار و حجم سلول میانی اندازه‌گیری شود و تغییر حجم لوله‌ها و اتصالات حذف گردد، می‌توان نمودار زیر را رسم کرد.



شکل شماتیک آزمایش فشارسنجی



$$k_0 = \frac{P_0}{\sigma'_z}$$

$$E = 2(1+\mu)V_0 \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$$\mu \simeq 0.33 \rightarrow E = 2.66\, V_0 \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$$E = 2(1+\mu)G$$

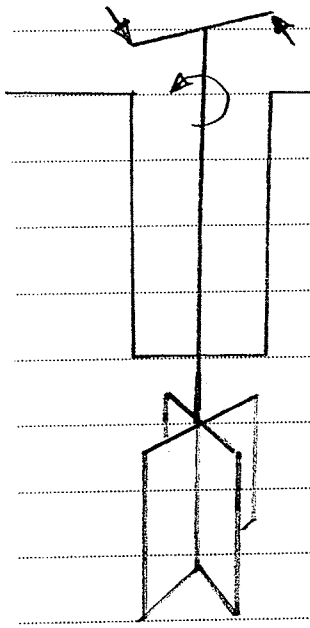
حجم گمانه در پیرامون سلول میانی پیش از کاهش قطر گمانه (در اثر فشار پیرامونی P_0)

- این آزمایش در رس‌ها U.U است.
- در خاک‌های درشت دانه و یا گوشته سلول می‌تواند پاره شود.

۶-۴ آزمایش برش پره (Vane shear Test (VST

این آزمایش به برش پره صحرایی (FVST) نیز شناخته شده است (Field ...) و در رسته مکانیک خاک به آن پرداخته شده است.

این آزمایش تاب برشی زهکشی نشده ماسه‌های ریزدانه و لای و رس‌های نرم را می‌دهد. ابزار آزمایش پره‌ای سخت و تیز است که با فشرده شدن به خاک درون فرو می‌رود و پس از ۵ تا ۱۰ دقیقه با اعمال گشتاور پیچشی M(T) در درون خاک دوران داده می‌شود، تا پیرامون و زیر و روی یک استوانه را در خاک برش دهد.



تأخیر ۵ تا ۱۰ دقیقه، دست خوردگی مربوط به نفوذ پره را کاهش می‌دهد و اگر این کار انجام نگیرد C_{uu} (یا S_u) کمتر از اندازه راستین خود برآورد می‌گردد.

(استاندارد) $H = 2D$ ،

$$C_{uu} = \frac{M}{\pi\left(\frac{D^2 H}{2} + \beta \frac{D^3}{4}\right)}$$

برای پخش مثلثی تنش برشی ناشی از پیچش $\beta = \frac{1}{2}$

" " مستطیلی " " " $\beta = \frac{2}{3}$

" " سهمی " " " $\beta = \frac{3}{5}$

- آزمایش U.U است.
- در خاک‌های نرم‌تر از پره‌های بزرگتر بهره برده می‌شود.
- Bjerrum برای خاک‌های رسی اصلاح زیر را پیشنهاد کرده است.

$$C_{uu}(design) = (1.7 - 0.54 \log PI\%)\, C_{uu}(Vane\ shear)$$

- Morris ، Williams:

برای $(PI > 5\%)$

$$C_{uu}(d) = \left(1.18\, e^{-0.08\, PI\%} + 0.57\right) \times C_{uu}(V)$$

برای $L.L > 20$

$$C_{uu}(d) = \left(7.01\, e^{-0.08\, L.L\%} + 0.57\right) \times C_{uu}(V)$$

- پیشنهاد دیگر:

$$C_{uu}(d) = (1.1 - 0.005\, PI\%)\, C_{uu}(V)$$

- آزمایش بارگذاری صفحه (PLT) ، چه کاربردی دارد؟
الف) برآورد باربری روی خاک زیر پی ب) برآورد ضریب واکنش خاک زیر پی
پ) برآورد نشست پی ت) هر سه ✓

- برای خاک کدام گزینه ، دست آورد آزمایش PLT نیاز به بازنگری ندارد.
الف) رس سیر آب ✓ ب) خاک ستبر و همگن
پ) رس عادی تحکیم یافته ت) خاک پرتابی که بر روی لایه کم تاب جای گرفته
رس سیر آب در بارگذاری کوتاه مدت آزمایش PLT ، رفتار U.U دارد و در آن $\varphi_{uu}=0$ است و در این گونه خاک ها $\varphi_{up}=\varphi_{up}$ است.

- برای کدام گزینه پرسش بالا ، دست آورد آزمایش P.L.T گمراه کننده و بد نخود خواهد بود. گزینه ت - چون اثرهای تأثیر بی لایه کم تاب را هم در بر می گیرد

- کدام آزمایش برای بدست آوردن E کاربرد ندارد.
الف) برش مستقیم ✓ ب) تحکیم پ) P.L.T ت) سه آسه ای

- در آزمایش S.P.T شمار کوبه های سه گام آزمایش 16 ، 17 و 18 شده است. خاک آزمایش شونده ... است.
الف) ماسه درهم فشرده با $D_r=65\%$ ✓ ب) ماسه کمی فشرده شده با $D_r=25\%$
پ) ماسه سست با $D_r=20\%$ ت) ماسه خیلی فشرده شده با $D_r=90\%$
$N_{S.P.T}=17+18=35 \longrightarrow D_r=65\%$

- کدام آزمایش ضریب واکنش خاک زیر پی را می دهد؟
الف) P.L.T ✓ ب) C.P.T پ) S.P.T ت) V.S.T

- در آزمایش S.P.T برای خاکی 5 ، 6 و 37 ضربه یادداشت شده است. این خاک
الف) شن و ماسه درهم فشرده است. ب) رس نرم همراه با قلوه سنگ است. ✓
پ) ماسه سست است. ت) رس سفت است.
برخورد به قلوه سنگ شمار ضربه ها را می افزاید.

- کدام گزینه درست نیست؟

الف) از آزمایش C.P.T می‌توان به φ خاک دست یافت. $N_\varphi = \frac{q_c}{80}$

ب) آزمایش V.S.T، C_{uu} را می‌دهد. $N_\gamma \rightarrow \varphi$

پ) آزمایش S.P.T در خاک قلوه سنگ‌دار بکار می‌رود. ✓

ت) آزمایش P.L.T باربری خاک زیر پی را می‌دهد.

- آزمایش S.P.T در نیم‌متری روی زمین انجام گرفته و دست‌آورد آن 5، 10، 7 ضربه شده است. خاک آزمایش شونده ---- است.

الف) خیلی فشرده ب) فشرده پ) سست ت) کمی فشرده ✓

- برای رسیدن به k_s خاک زیر پی و باربری خاک زیر و پیرامون شمع، از آزمایش‌های ---- و ---- می‌توان بهره برد.

الف) P.L.T و C.P.T ✓ ب) C.P.T و P.L.T

پ) P.L.T و S.P.T ت) P.L.T و S.P.T

- در یک سازند سنگی گمانه‌زنی انجام گرفته و در 1.5 متر مغزه‌برداری تنها سه تکه بزرگتر از 10cm با اندازه‌های 35، 20 و 15cm بدست آمده است. خواسته می‌شود R.Q.D جای مغزه برداری

$$R.Q.D = \frac{35+20+15}{150\ cm} \times 100 = 47\%$$

- آزمایش پرسی پره (V.S.T) برای بدست آوردن ---- بکار می‌رود.

الف) چسبندگی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده، نرم و لجنی ✓

ب) چسبندگی زهکشی شده ماسه

پ) چسبندگی زهکشی شده خاک‌های دانه‌ای ت) چسبندگی زهکشی شده رس‌ها

- برای بدست آوردن ج خاک‌های درشت‌دانه ---- و ج خاک‌های ریزدانه.... بهتر هستند.

الف) فشارسنجی (P.M.T) و P.L.T ب) S.P.T و C.P.T

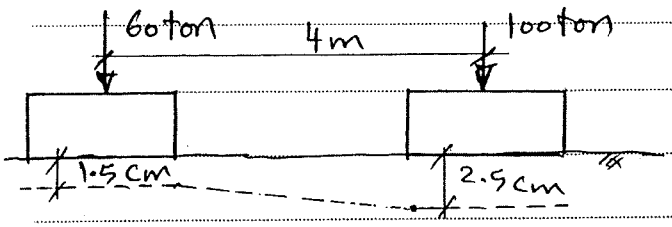
پ) P.L.T و فشارسنجی (P.M.T) ✓ ت) S.P.T و P.L.T

- یک پی مربعی 2×2 متر، 80 ton بار قائم را در میانه خود برمی‌تابد. اگر ضریب واکنش خاک زیر پی $k_s = 1 kg/cm^3$ باشد، خواسته می‌شود نشست الاستیک پی

الف) 1cm ب) 2cm پ) 3cm ت) 3.5cm

$$k_s = \frac{q}{\delta} \Rightarrow 1 = \frac{(80{,}000 \div (200\times200))}{\delta} \Rightarrow \delta = 2cm$$

- اگر $k_s = 1 kg/cm^3$ باشد، خواسته می‌شود شیب الاستیک میان دو پی مربعی 2×2 متر



الف) $\frac{1}{500}$ ب) $\frac{1}{200}$ پ) $\frac{1}{300}$ ت) $\frac{1}{400}$

$$\delta_1 = \frac{q_1}{k} = \frac{60{,}000/(200\times200)}{1} = 1.5cm$$

$$\delta_2 = \frac{q_2}{k} = \frac{100{,}000/(200\times200)}{1} = 2.5cm$$

$$\therefore i = \frac{2.5-1.5}{(4-1-1)\times100} = \frac{1}{200}$$

- برای نقطه‌ای سه ضربه‌های آزمایش S.P.T، 12، 13 و 18 برداشت شده است. اگر قطر گمانه 200mm باشد خواسته می‌شود N'

الف) 29 ب) 30 پ) 31 ت) 36 ✓

$N_{S.P.T} = 13+18 = 31$

گمانه قطور فشار سربار را در نقطه آزمایش کم می‌کند و بایستی $N_{S.P.T}$ بدست آمده را با ضرب کردن به ضریبی افزایش داد. $N' = 31\times1.15 \simeq 36$

- کدام گزینه درست است؟

الف) آزمایش برش پره (V.S.T) برای اندازه‌گیری تاب برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده بکار می‌رود. ✓

ب) آزمایش S.P.T، k_s (ضریب واکنش) خاک را می‌دهد.

پ) آزمایش C.P.T ضربه‌های بایسته (لازم) برای 30cm نفوذ محروط را می‌دهد.

ت) اگر آزمایش P.L.T در روی زمین انجام گیرد، بهره‌مندی از دست آوردهای آن برای پی‌های گسترده مطمئن‌تر از پی‌های تنها خواهد بود.

- دست آورد آزمایش C.B.R در جا برای خاکی ریز شده است. خاک باربری ... دارد.

الف) خوبی ب) خیلی خوبی پ) کمی ✓ ت) میانه

- در آزمایش C.P.T، تاب مخروط در برابر نفوذ، با کدام واحد اندازه‌گیری می‌شود؟ (ک۲)
الف) ضربه ب) kg/cm² پ) kpa ✓ ت) m/sec

- آزمایش S.P.T برای چگونه خاکی کاربرد بهتری دارد؟ (ک۲)
رس ریس و لای شن درشت ماسه ✓

- N_{SPT} ریس سفت و ماسه با تراکم نسبی متوسط، تقریباً چقدر است؟ (ک۲)
الف) 18، 18 ب) 15، 30 ✓ پ) 12، 43 ت) 3، 28

- آزمایش برش پره برای چگونه خاکی کاربرد بهتری دارد؟ (ک۲)
رس سیلتی ✓ ماسه سیلتی ب) رس و ماسه سیلتی ت) شن خشک

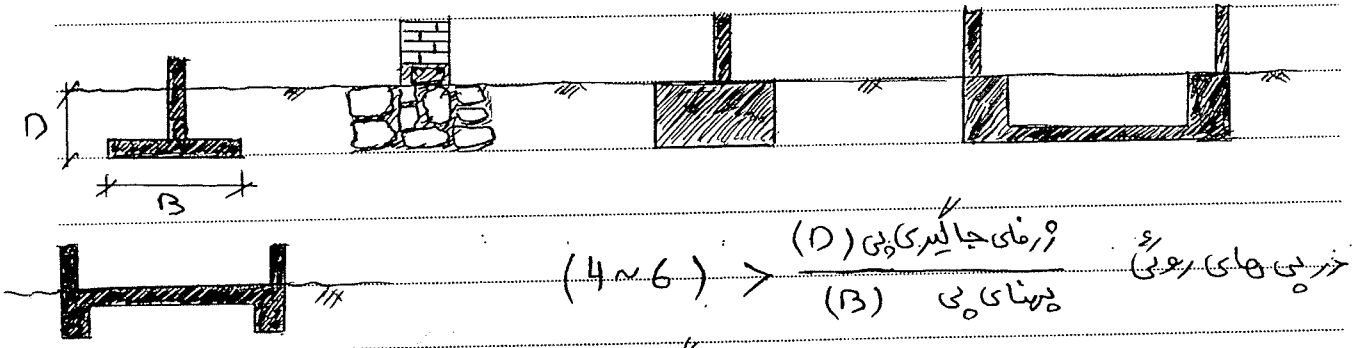
- در یک نمونه‌گیر استوانه‌ای قطر درونی 100mm و قطر بیرونی 105 mm است، اگر در پروژه‌ای L_r (نسبت مترجه‌گیری) این نمونه‌گیر 0.9 شده باشد: (ک۲)
الف) این نمونه‌گیر برای نمونه برداری دست خورده از خاک بهتر است.
ب) " " " " دست خورده " " " .
پ) " " " " " " خاک ریزدانه بهتر است. ✓
ت) " " " " " " از خاک درشت دانه بهتر است؟

$A_r = \frac{105^2 - 100^2}{100^2} \times 100 = 10.25 < \simeq 10 \rightarrow$ دست خوردگی کم

$L_r = 0.95 < 1 \rightarrow$ نمونه در اثر درگیری خاک با جدار درونی استوانه، اندکی در هم فشرده شده است. پس برای خاک ریزدانه‌تر بهتر است، چون درگیری کمی دارد.

پی های روئی

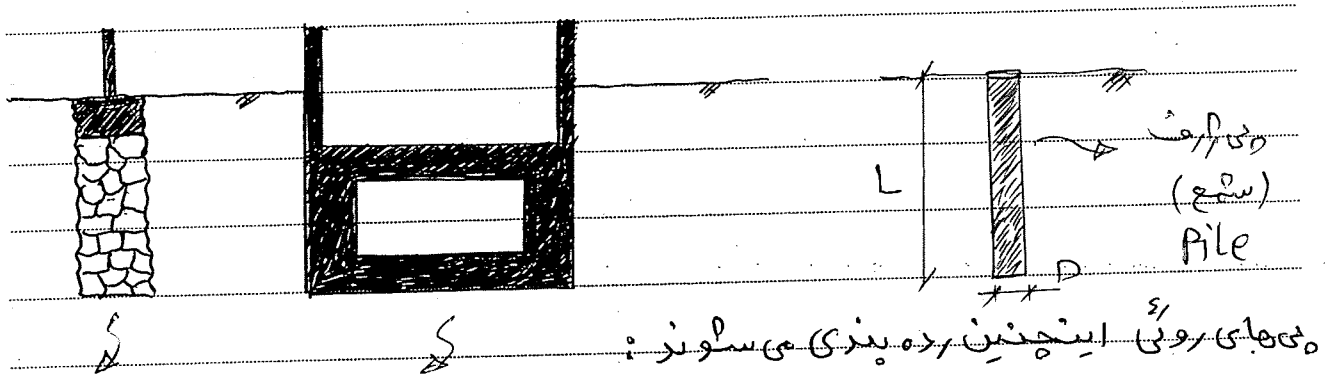
بر پایه مقررات ملی ساختمان ایران، به بخشی از سازه و خاک پیرامونش که بار سازه را به آنها به زمین می رسد، پی می گویند. پی های روئی (پی های سطحی) در ژرفای کمتری از روی زمین، جای می گیرند و اغلب با بتن آرمه به گونه تیر، دال و تیر و دال ساخته می شوند و در کارهای کم ارج با بتن یا سنگ و ملات نیز می توانند ساخته شوند.



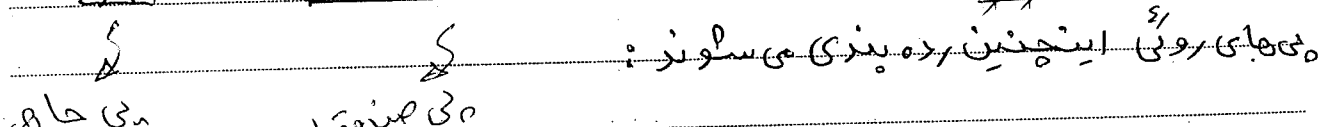
- در پی های روئی $\frac{\text{ژرفای جاگیری پی } (D)}{\text{پهنای پی } (B)} < (4 \sim 6)$

- در پی های ژرف (شمع) $\frac{\text{ژرفای جاگیری پی } (L)}{\text{قطر شمع } (D)} > 10$

برای پی های میان این دو، پی نیمه ژرف گفته می شود. (پی جاهی و پی صندوقه ای)



پی های روئی اینچنین رده بندی می شوند:



۱- پی تنها (پی تکی - پی منفرد) (Single or spread or Paddle footing)

این پی بار یک ستون را برمی‌تابد و پلانی مربعی، مستطیلی، دایره‌ای و ... می‌تواند داشته باشد. این پی نمی‌تواند باری را که برون از محور چشمگیری داشته باشد، برتابد و ازاین‌رو نمی‌توان آنرا برای ستون‌های گوشه و کرانه ساختمان بکار برد.

اگر زمین‌های پیرامون ساختمان بخشی از ملک ساختمان بوده باشد، می‌توان از این پی‌ها بهره برد و ستون گوشه یا کرانه ساختمان را در مرکز سطح پی تنها جای داد.

این پی‌ها بایستی با پیوندهنده‌ای که کلاف (شناژ یا Tie) نامیده می‌شود به هم پیوند داده شوند.

افزون بر پی‌های تنها، پی‌های غیرمسلح نیز نیاز به کلاف پیوندهنده دارند.

کلاف بایستی از بتن مسلح باشد.

پهنای کلاف: برابر پهنای دیوار بالایی (کمینه 25cm)

بلندای کلاف: $\frac{2}{3}$ پهنای دیوار بالایی (کمینه 25cm)

کمینه میلگرد درازا: چهار میلگرد 10mm آجدار (در هر گوشه یکی)

اگر پهنای کلاف بیشتر از 35cm شود، کمینه 6 میلگرد به گونه‌ای که میلگردها از هم بیشتر از 25cm فاصله نداشته باشند.

میلگردهای درازای شناژ، با تنگ‌های (خاموت‌های) با قطر کمینه 6mm و با بیشینه فاصله برابر با بلندای کلاف یا بیشینه 25cm به یکدیگر بسته می‌شوند.

پوشش میلگردهای کلاف پی 5cm پیشنهاد شده است.

میلگردهای کلاف در محل پی برش داده نمی‌شوند و به گونه سرتاسری پی‌ها را به هم پیوند می‌دهند.

بر پایه آیین‌نامه ایران، کلاف بایستی ۱۰٪ نیروی فشاری ستون را به گونه کششی برتابد.

$$A_s = \frac{0.10 P_{max}}{f_y}$$

در برآورد درازا و پهنای همه پی‌های روئی از بارهای بهره‌برداری (work load) و در برآورد بلندای پی و طراحی سازه‌ای آن از بارهای نهایی (Ultimate load) و آیین‌نامه بتن بهره برده می‌شود.

پلان پی‌های روئی (B و L) بایستی به گونه‌ای باشد که زیر اثر بارهای دهگانه زیر، فشار زیری از $q_{a(net)}$ بیشتر نشود و در زیر پی کشش پدید نیاید. در بسترهای سی $q_{a(net)}$ برای هر دو حالت کوتاه‌مدت و درازمدت محاسبه می‌شود.

بارهای همیشگی

D – بار مرده

L – بار زنده (بار برف در پشت بام)

W – بار باد

E – بار زمین‌لرزه

H – بار فشار رانشی خاک

T – بار ناشی از تغییرات دما، نشست نامساوی و ...

1) D

2) D+L

3) 0.75 (D+(W یا E))

4) 0.75 (D+L+(W یا E))

5) D+H

6) D+L+H

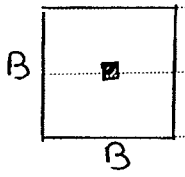
7) 0.75 (D+H+(W یا E))

8) 0.75 (D+L+H+(W یا E))

9) D+T

10) D+L+T

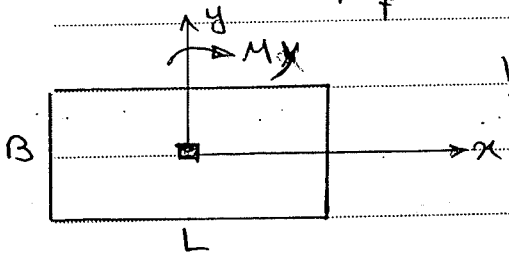
- پی مربعی یا پی دایره‌ای برای حالتی که بار گسترده و همراه ندارد و در مرکز سطح پی اثر می‌کند بهتر است.



$$A_f = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} \qquad A_f = B \times B \text{ یا } \frac{\pi D^2}{4}$$

به عبارتی: q: فشار زیر پی $= \frac{P_{work}}{A_f} \leq q_{a(net)}$

- پی مستطیلی برای حالتی که بار گسترده و همراه دارد یا در مرکز سطح پی اثر نمی‌کند بهتر است.



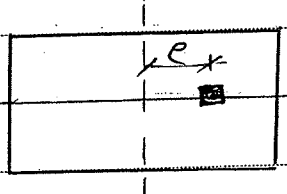
$$q_{max} = \frac{P}{A_f} + \frac{M \cdot c}{I} = \frac{P}{L \times B} + \frac{P \cdot e \times \frac{L}{2}}{\frac{B L^3}{12}} = \frac{P}{L \times B}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{A_f} - \frac{M \cdot c}{I} = \frac{P}{L \times B} - \frac{P \cdot e \times \frac{L}{2}}{\frac{B L^3}{12}} = \frac{P}{L \times B}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

بایستی:

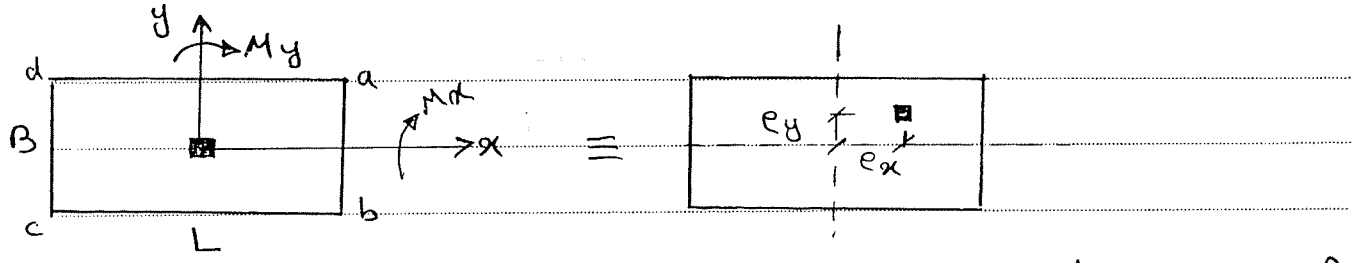
$q_{max} \leq q_{a(net)}$

$q_{min} \geq 0$ تا زیر پی کشش پدید نیاید



معادل شکل بالا

$q_{min} = 0 \longrightarrow e = \frac{L}{6}$ ۳-۳



$$q = \frac{P}{Af} + \frac{My \cdot x}{Iy} + \frac{Mx \cdot y}{Ix} = \frac{P}{L \times B} + \frac{P \cdot e_x x(\pm \frac{L}{2})}{\frac{BL^3}{12}} + \frac{P \cdot e_y(\pm \frac{B}{2})}{\frac{LB^3}{12}}$$

$$q_a = q_{max} = \frac{P}{L \times B}\left(1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B}\right) < q_{a(net)}$$

$$q_b = \frac{P}{L \times B}\left(1 + \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B}\right)$$

$$q_c = q_{min} = \frac{P}{L \times B}\left(1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B}\right) > 0$$

$$q_d = \frac{P}{L \times B}\left(1 - \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B}\right)$$

- در پی های تنها هنگامی می توان از پیوندهای $q = \frac{P_{work}}{L \times B}$ یا

$q = \frac{P_{work}}{L \times B} + \frac{M \cdot C}{I}$ برای برآورد فشار زیر پی بهره برد که پی صلب باشد.

$\frac{L}{B} < 2.25 \rightarrow$ پی صلب

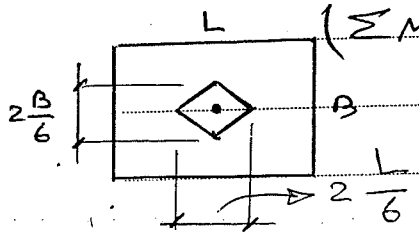
- در پی های شکل پذیر، پی به گونه تیر، دال یا شرودال جای گرفته بر روی بستر کشسان، تحلیل خواهد شد.

- هنگامی پخش فشار در زیر پی یکنواخت خواهد بود که:

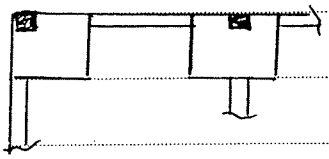
۱- پی صلب باشد.

۲- برآیند بارها منطبق بر مرکز سطح پی باشد.

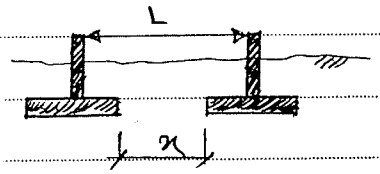
- در پی های مستطیلی اگر بار قائم بدون گشتاور در محدوده هسته مرکزی پی جای گیرد، زیر پی کشش پدید نمی آید. پدیده مدن کشش زیر بارهای بهره برداری پیشنهاد نیست ولی به هنگام تأثیر بارهای گذرا می توان آنرا پذیرفت به شرطی که پی تعادل استاتیکی خود را حفظ کند ($\Sigma M = 0$ ، $\Sigma F_y = 0$ ، $\Sigma F_x = 0$)



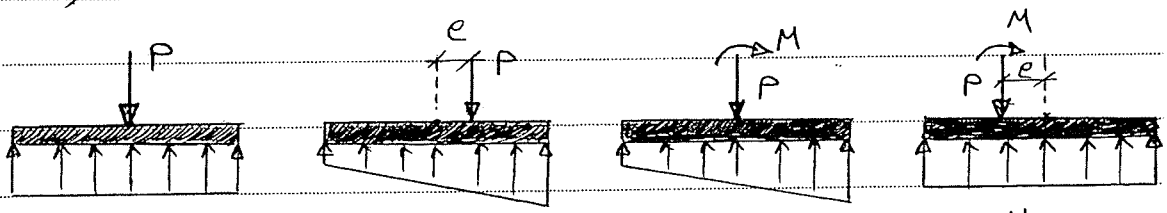
- در این دو پی گوشه و کرانه ساختمان، چون برون از مرکز بیشتر از $\frac{B}{6}$ است، پس در زیر آنها به جای فشار، کشش پدید می‌آید و پی از بستر خود بلند می‌شود. از این رو طرح اینها پسندیده نیست.



- اگر فاصله میان دو پی تنها کم باشد، برای حذف کلاف و کاهش هزینه قالب، بهتر است طرح آنها به پی دوتایی یا پی نواری دگرسان داده شود.

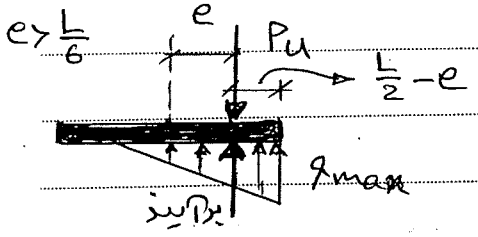


پی نواری یا پی دوتایی (زوجی) $\rightarrow x < \frac{L}{6}$



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

- پی تنها اگر زیر بار نهایی از روی بستر خود بلند شود:

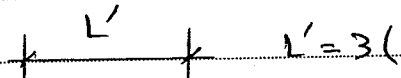


$\sum M = 0 \rightarrow L' = 3\left(\frac{L}{2} - e\right)$

$\sum F_y = 0$:

$P_u = \frac{1}{2} q_{max} \times L' \times B$

$P_u = \frac{1}{2} q_{max} \left[3\left(\frac{L}{2} - e\right)\right] B$



$L' = 3\left(\frac{L}{2} - e\right)$

$q_{max} = \frac{2P}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)L}$ (برای $e > \frac{B}{6}$) $\leftarrow$ $q_{max} = \frac{2P_{گذ}}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B} < q_{a\,net}$

- برای این که پی تنها باری بادرو برون از محور را تحمل کند و به هنگام تأثیر بارهای بهره‌برداری در زیر پی کشش پدید نیاید و از سوی دیگر مساحت پی بهینه باشد، از طرح بهینه بهره می‌گیریم:

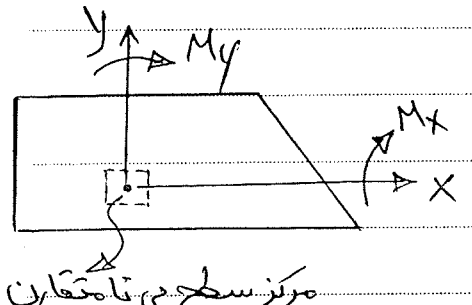
$L = 12e_x$ و $B = 12e_y$ $\rightarrow$ $q_{min} = 0$

$\rightarrow q_{max} = \frac{P_{work}}{L \times B}\left(1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B}\right)$

اگر q_{max} بیشتر از $q_{a(net)}$ باشد، بایستی اندک اندک به B و L افزود تا q_{max} کوچکتر یا مساوی $q_{a(net)}$ گردد. این پی‌ها زیر بارهای گذرا می‌توانند بلند شوند، به شرطی که تعادل آنها به هم نخورد.

 که باعث زمین لرزه

- در پی های تنهای نامتقارن، تغییرات فشار زیر پی خطی است و از رابطه زیر بدست می‌آید.



$$q = ax + by + c$$

$$a = \frac{My - Mx\frac{I_{xy}}{I_x}}{I_y\left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x \cdot I_y}\right)}$$

$$b = \frac{Mx - My\frac{I_{xy}}{I_y}}{I_x\left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x \cdot I_y}\right)}$$

$$c = \frac{P \rightarrow \text{نیروی قائم}}{A \rightarrow \text{مساحت پی نامتقارن}}$$

بخشی از نامه نوشته شده به یکی از مشاورات اسلام ایرانی (۸۶،۸،۳)

۱- جمهوری ارمنستان را برادرانه و محترمانه خطاب می‌کنید و از جمهوری آذربایجان با نام های ایران شمالی و آران یاد می‌کنید. آیا شما، ارمنستان را هم ایران شمالی می‌دانید؟ آیا شما به آذربایجان ترک حساسیت دارید یا هرات، قندهار را ایران شرقی، بحرین را ایران جنوبی و بغداد را هم ایران غربی می‌دانید؟

۲- در شماره ۲۳، بهتر بود به جای این نوشته که « در جنگ چالدران ۱۸ هزار سرباز شیعه ایران در برابر ۲۰۰ هزار سرباز ترک عثمانی جنگیدند» می‌نوشتید که: «سنی خانه ۱۸ هزار سرباز مسلمان ایران در برابر ۲۰۰ هزار سرباز مسلمان عثمانی جنگیدند، از این تفرقه شیعه و سنی، جهان غرب نفس راحتی کشید.

علل این تفرقه شعوبیه ایران و دونمه‌های عثمانی بودند و هردو آلت دست راستگاه و صهیونیست بودند. اگر اینچنین می‌نوشتید هم به هدف می‌زدید و هم منت ترک جلوه نمی‌کردید.

۳- در کنار ارج‌گذاری به مقدسات و شهداء و رزمندگان جنابعالی به موهومات شاهنامه و تاریخ سراسر ظلم و تبعیض سلاطین و خانمنسوز بها می‌دهید. آیا رزمندگان علی و حسین و عباس را الگوی خود قرار داده بودند یا کوروش، داریوش، رستم و سهراب را ... اینچنین که نامهای شعوبیه را تبلیغ می‌کنید از صراط مستقیم فاصله خواهید گرفت، خواهم گفت، حاجی این ره که تو می‌روی به ارمنستان است.

بقیه در صفحه ۳-۳۲

- کدام (شناژ) ...

الف) از جابجائی پی ها به هنگام زمین لرزه جلوگیری می کند. ✓

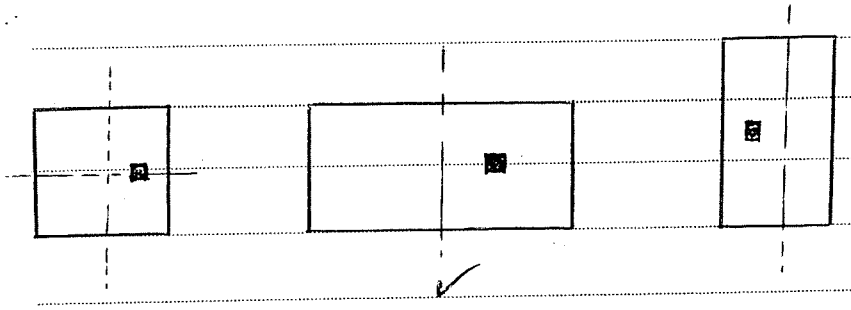
ب) گشتاور خمشی و نیروی برشی را از پی به پی دیگر منتقل می کند.

ج) از نشست های نابرابر جلوگیری می کند د) هر سه

- کدام گزینه بر برآورد مساحت پی، بیشترین تأثیر را دارد؟ ک

الف) $q_{a(net)}$ ✓ ب) نشست روا ج) برش پانچ د) الف و ب

- کدامیک پسندیده است؟



✓

- یک پی 3×3 متر تنها 150kn بار قائم را برمی تابد. بیشینه گشتاوری که می تواند همراه بار قائم باشد، چه اندازه می تواند باشد تا q_{max}، 2.5 برابر فشار پیشین شود.

الف) 112.5 ب) 105 ج) 100 د) 150 kn.m

✓

$$\frac{150}{3\times3}\left(1+\frac{6e}{3}\right)=2.5\frac{150}{3\times3} \rightarrow e=0.75 > \frac{L}{6}=\frac{3}{6}=0.5m$$

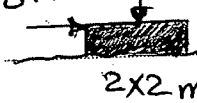
پس پی بلند می شود.

$$\frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2}-e\right)}=\frac{2\times150}{3\times3\left(\frac{3}{2}-e\right)}=2.5\frac{150}{3\times3} \rightarrow e=0.7\,m$$

$$M=150\times0.7=105\ kn.m$$

- بارروی راست به راده ها و نگاره، خواسته می شود ضریب اطمینان در برابر لغزش

الف) 1.6 ب) ✓2.3 ج) 2.6 د) 3



$c=60\ kn/m^2$

$\varphi=24^\circ$

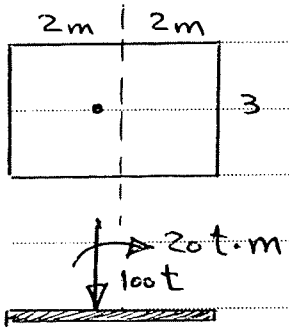
$\gamma=18\ kn/m^3$

نیروی پایداری کننده $= (1000\times\frac{2}{3}\tan 24^\circ)+(2\times2\times\frac{2}{3}\times60)$

در برابر لغزش $= 456.8\ kn$

$F_s=\frac{456.8}{198}=2.3$

کمینه
- خواسته می‌شود $q_{a(net)}$ برای خاک زیر این پی که

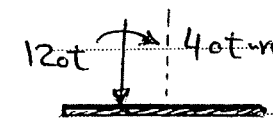


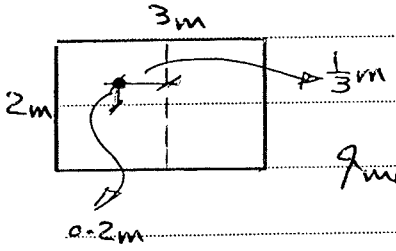
الف) 0.74 kg/cm² ب) 0.96 kg/cm² ✓
پ) 1.23 kg/cm² ت) 1.85 kg/cm²

$$e = \frac{20}{100} - 0.1 = 0.10m = 10cm$$

$$q_{max} = \frac{100{,}000}{400\times300}\left(1+\frac{6\times10}{400}\right) = 0.96\ kg/cm^2 \leq q_{a(net)}$$

- با روی راست به دانه‌ها و تکاره خواسته می‌شود $\frac{q_{max}}{q_{min}}$ کی





الف) 2
ب) 2.5
پ) 3.5
ت) 4 ✓

$$e_x = \frac{1}{3} - \frac{40}{120} = 0$$

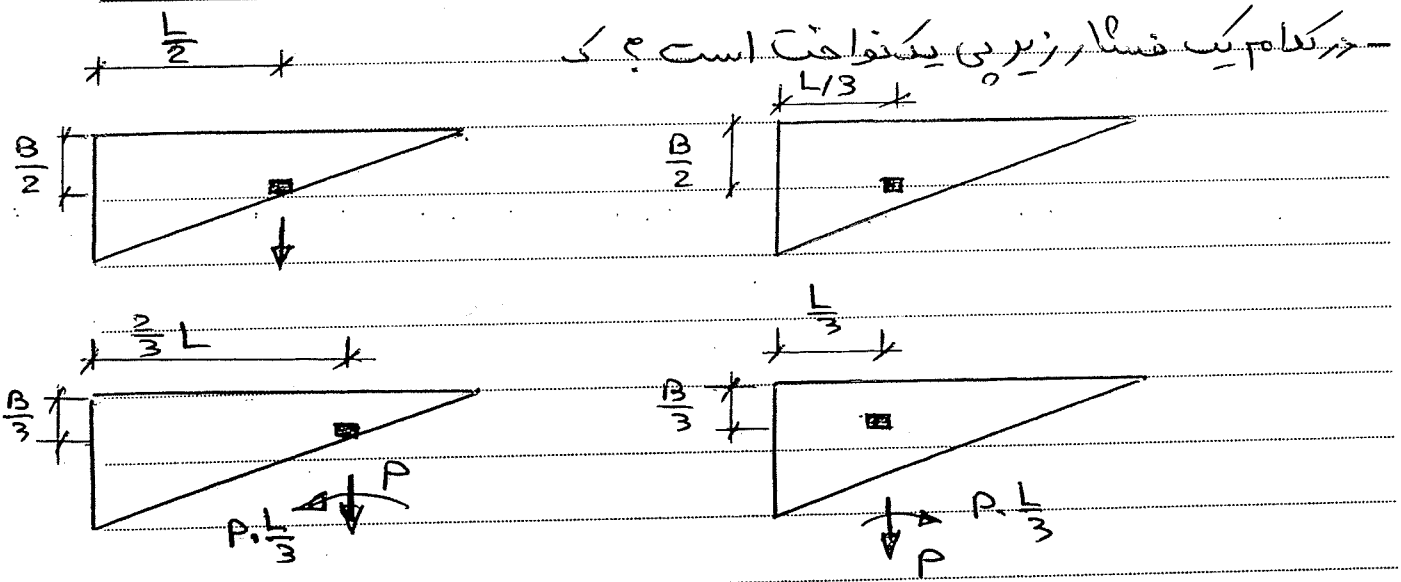
$$e_y = 0.2$$

$$q_{max} = \frac{120}{2\times3}\left(1+\frac{6\times0.2}{2}\right) = 32\ t/m^2$$

$$q_{min} = \frac{120}{2\times3}\left(1-\frac{6\times0.2}{2}\right) = 8\ t/m^2$$

$$\frac{32}{8} = 4$$

- در کدام یک فشار زیر پی یکنواخت است؟ ک



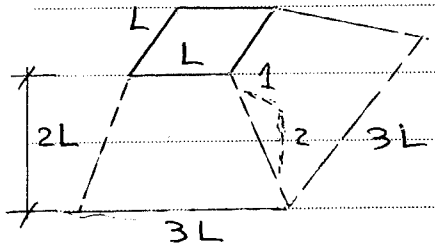
در پی صلب اگر برآیند نیروها در مرکز سطح پی گسترش نداشته باشد، ✓ فشار قائم زیر پی یکنواخت می‌شود. در این پی چون پهنای پی ثابت نیست، نمی‌توان گفت که نشست هم یکنواخت است.

- پی گسترده 20×28 m² در ارضای 8 متری ساخته خواهد شد، پی ... است.
الف) ارف ب) نیمه ارف پ) روی ✓ ت) ویژه

$$\frac{D}{B} = \frac{8}{20} = 0.4 < (4\sim6)$$

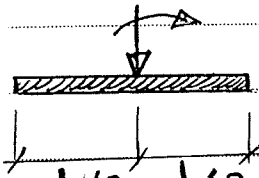
- در چه ارتفاعی از زیر یک پی مربعی $L \times L$، افزایش فشار قائم به ۱۰٪ فشار زیر پی می‌رسد. ک

الف) L ب) $1.5L$ ج) $2L$ ✓ د) $2.5L$



$$\Delta\sigma_{zA} = \frac{q \times L \times L}{3L \times 3L} = \frac{q}{9} \simeq \frac{q}{10}$$

- باروی راست به شکل و داده‌ها، خواسته می‌شود q_a زیر پی



$P_{work} = 600\,kN$

$M_{work} = 60\,kN.m$

$B = ?\,m$

$q_{a(net)} = 120\,kN/m^2$

$\frac{L}{B} = 1.5$

$$q_{max} = \frac{P}{B \times L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$120 = \frac{600}{B \times L}\left(1 + \frac{6 \times 0.1}{L}\right)$$

دو معادله دو مجهول

$\frac{L}{B} = 1.5$

$B = 2m$, $L = 3m$

- ستونی در میانه پی جای گرفته و به ترکیب بار $(D+L)$ بار $480\,kN$ و به ترکیب بار $0.75(D+L+W)$ بار $550\,kN$ و گشتاور $55\,kN.m$ به آن اثر می‌کند. خواسته می‌شود q_a زیر پی $q_{a(net)} = 120\,kN/m^2$

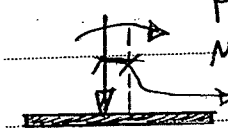
1) $A_f = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} = \frac{480}{120} = 4\,m^2$ ⟶ پی 2×2 متر

2) $q_{max} = \frac{550}{2 \times 2}\left(1 + \frac{6 \times 0.1}{2}\right) = 179\,kN/m^2 > q_{a(net)}$

نیاز به بازنگری: (سعی و خطا)

$B = 1.9\,m$, $L = 3\,m$

$$q_{max} = \frac{550}{1.9 \times 3}\left(1 + \frac{6 \times 0.1}{3}\right) = 116 \leq q_{a(net)}$$



$P_{work} = 600\,kN$

$M_{work} = 60\,kN.m$

$\Delta = 0.10\,m$

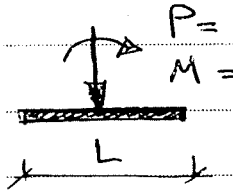
$q_{a(net)} = 120\,kN/m^2$

- خواسته می‌شود L و B

$$e = 0.10 - \frac{60}{600} = 0$$

$$A_f = \frac{600}{120} = 5\,m^2 \qquad L = B = 2.25\,m$$

- حداکثر ترکیب بارگذاری $0.75(D+L+W)$ را نشان می‌دهد. L چه اندازه باشد تا پی بلند نشود.



$$q_{min} = \frac{P}{2 \times B}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 0$$

$$1 - \frac{6 \times 0.4}{L} = 0 \rightarrow L = 2.4\,m$$

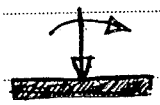
- اگر در پرسش بالا $L = 2\,m$ ، $B = 1.8\,m$ و $q_{a(net)} = 35\ kN/m^2$ باشد آیا پی پذیرفتنی خواهد بود.

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow q_{max} = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

$\frac{20}{50} > \frac{2}{6}$ پی بلند می‌شود.

$$q_{max} = \frac{2 \times 50}{3 \times 1.8 (1 - 0.4)} = 30.9\ kN/m^2 < q_{a(net)}$$ ✓

- این پی تنها در سنجش با پی‌های پیرامونی بیشترین نیروی فشاری را برمی‌تابد. آیا چهار میلگرد $\phi 14$ برای مسلح کردن کلاف (شناژ) بسنده است.



$P_u = 80\,t$

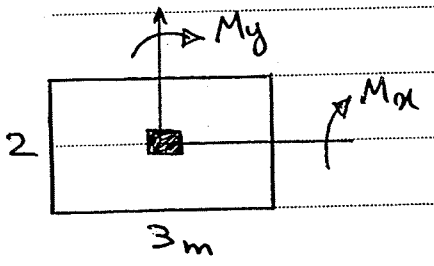
$M_u = 16\,t.m$

$f_y = 2400\ kg/cm^2$

A_s باشنده (موجود) $= 4 \times \frac{\pi \times 1.4^2}{4} = 6.15\ cm^2$

A_s نیاز $= \frac{0.1 \times 80000}{2400} = 3.4\ cm^2 < 6.15$ بسنده است.

- این پی در ترکیب بار $D+L$ بارهای داده شده را برخواهد تافت. آیا اندازه‌ها بسنده است.



$P = 700\ kN$

$M_y = 210\ kN.m \rightarrow e_x = \frac{210}{700} = 0.3\,m$

$M_x = 140\ kN.m \rightarrow e_y = \frac{140}{700} = 0.2\,m$

$$q_{min} = \frac{700}{2 \times 3}\left(1 - \frac{6 \times 0.3}{3} - \frac{6 \times 0.2}{2}\right) =$$ منفی $\rightarrow$ پی بلند می‌شود

و اندازه‌ها بسنده نیست.

اگر مثبت می‌شد بایستی:

$$q_{max} \leq q_{a(net)}$$

- خواسته می‌شود طرح پی جهت برای پرستش پیشین

$L = 12e_x = 12 \times 0.3 = 3.6\ m$

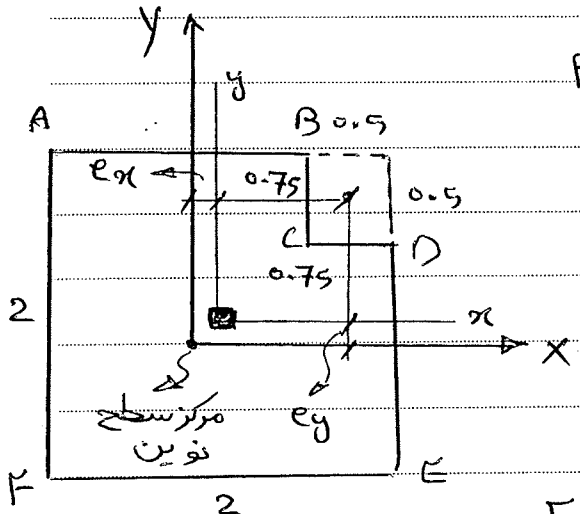
$B = 12e_y = 12 \times 0.2 = 2.4\ m$

$\rightarrow q_{min} = 0$

$q_{max} \leq q_{a(net)}$

باید بررسی شود.

- بخشی از پی مربعی ساخته نشده است، خواسته می‌شود فشار زیر پی در گوشه‌ها



$P_{work} = 400\ kN$

$0.5 \times 0.5 \times 0.75 = [(2 \times 2) - (0.5 \times 0.5)]\, e_x$

$e_x = e_y = 0.05\ m$

$M_x = M_y = 400 \times 0.05 = 20\ kN.m$

تمارین $\rightarrow$ $I_x = I_y = \left[\frac{2 \times 2^3}{12} + (2 \times 2 \times 0.05^2)\right] - \left[\frac{0.5 \times 0.5^3}{12} + (0.5 \times 0.5 \times 0.8^2)\right] = 1.178\ m^4$

$I_{xy} = [0 + (2 \times 2 \times 0.05 \times 0.05)] - [0 + (0.50 \times 0.50 \times 0.80 \times 0.80)] = -0.15$

تمارین $\rightarrow$ $a = b = \dfrac{20 - 20\left(\frac{-0.15}{1.178}\right)}{1.178\left(1 - \frac{(-0.15)^2}{1.178 \times 1.178}\right)} = 19.4\ \frac{kN}{m^3}$

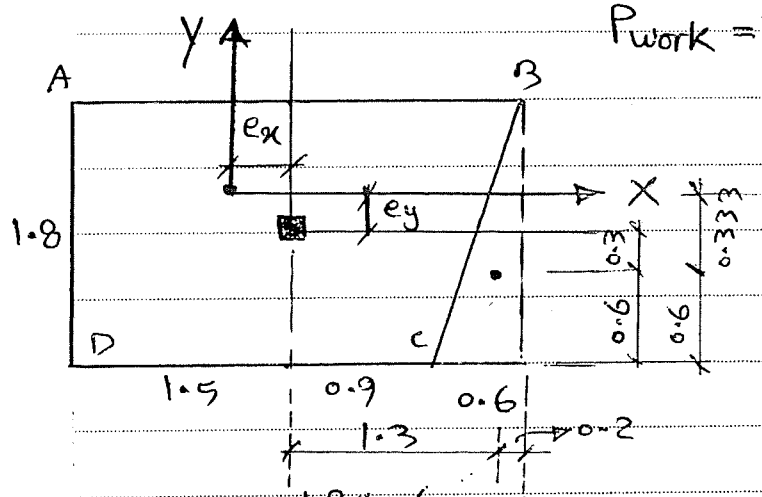
$c = \dfrac{P}{A} = \dfrac{400}{(2 \times 2) - (0.5 \times 0.5)} = 106.67\ \frac{kN}{m^2}$

معادله فشار زیر پی $\rightarrow$ $q = 19.4x + 19.4y + 106.67 \rightarrow q_{max} \leq q_{a(net)}$

نقطه	A	B	C	D	E	F
x	-0.95	0.55	0.55	1.05	1.05	-0.95
y	1.05	1.05	0.55	0.55	-0.95	-0.95
q	108.6	137.8	128	137.8	108.6	70

- بخش مثلثی پی ساخته نشده است. خواسته می‌شود، فشار زیر پی را

چهار گوشه آن $P_{work} = 700 kN$



برای مستطیل $I_{xy} = 0$

برای مثلث $I_{xy} = \frac{b^2h^2}{72}$

برای مستطیل $I_x = \frac{bh^3}{12}$

برای مثلث $I_x = \frac{bh^3}{36}$

$$e_x = \frac{\frac{1.8\times0.6}{2}\times1.3}{(1.8\times3)-(\frac{1.8\times0.60}{2})} = 0.144\ m$$

$$e_y = \frac{\frac{1.8\times0.6}{2}\times0.3}{(1.8\times3)-(\frac{1.8\times0.60}{2})} = 0.033\ m$$

$M_y = 700\times0.144 = 100.8\ kN.m$ ، $M_x = 700\times(-0.033) = -23.1$

$$I_x = \left[\frac{3\times1.8^3}{12} + (3\times1.8\times0.033^2)\right] - \left[\frac{0.6\times1.8^3}{36} + \left(\frac{1.8\times0.6}{2}\times(-0.333)^2\right)\right]$$

$I_x = 1.3068$

$$I_y = \left[\frac{1.8\times3^3}{12} + (3\times1.8\times0.144^2)\right] - \left[\frac{1.8\times0.6^3}{36} + \left(\frac{1.8\times0.6}{2}\times1.444^2\right)\right]$$

$I_y = 3.0252$

$$I_{xy} = \left[0 + 3\times1.8\times0.144\times(-0.033)\right] - \left[\frac{0.6^2\times1.8^2}{72} + \left(\frac{1.8\times0.6}{2}\times1.444\times(-0.333)\right)\right] = 0.2178$$

$$a = \frac{100.8 - \frac{-23.1\times0.2178}{1.3068}}{3.0252\left(1-\frac{0.2178^2}{1.3068\times3.0252}\right)} = 35.0129\ kN/m^3$$

$$b = \frac{-23.1 - \frac{100.8\times0.2178}{3.0252}}{1.3068\left(1-\frac{0.2178^2}{3.0252\times1.3068}\right)} = -23.5122\ kN/m^3$$

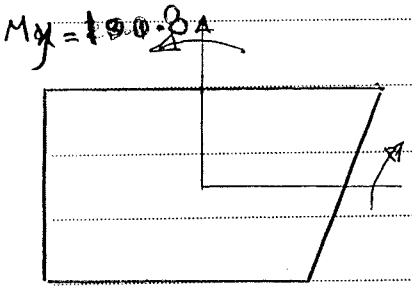
۴-۱۲

$$C = \frac{P}{A} = \frac{700}{(1.8\times3) - \left(\frac{1.8\times0.6}{2}\right)} = 144.0329$$

معادله صفحه $\rightarrow q = 35.0129X - 23.5122Y + 144.0329$

نقطه	A	B	C	D
X	-1.356	1.644	1.044	-1.356
Y	0.867	0.867	-0.933	-0.933
q	76.12	181.21	202.5	118.49

- اگر در پرسش پیشین همراه نیروی قائم گشتاورهای زیر نیز برستون اثر می کردند، فشار در گوشه های پی چه اندازه می شد.



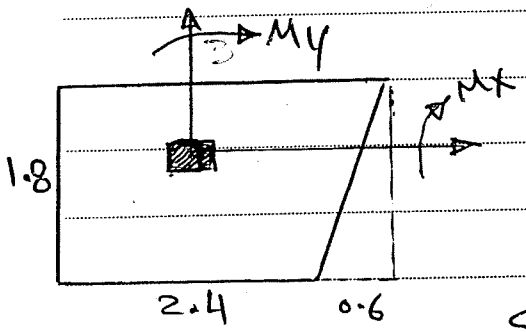
$$M_X = 23.1 + (700 \times (-0.033)) = 0$$

$$M_Y = -100.8 + (700 \times 0.144) = 0$$

$\rightarrow a=b=0$

$$q = 144.0329 \ \frac{kN}{m^2}$$

- ستون در مرکز سطح پی جا گرفته است. خواسته می شود فشار زیر پی، در زیر ستون



$P_{work} = 700kN$

$M_y = 140 kN.m$

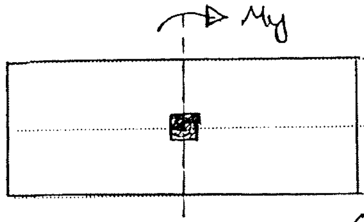
$M_x = 210 kN.m$

در مرکز سطح $\rightarrow = 0$

$$q = \frac{P}{A_f} + \frac{M.C}{I}$$

$$q = \frac{700}{(1.8\times3) - \left(\frac{1.8\times0.6}{2}\right)} = 144.0329 \ kN/m^2$$

- درازا و پهنای این پی را به گونه‌ای برگزینید که $q_{max}=12\,t/m^2$ و $q_{min}=\dfrac{q_{max}}{2}$ شود.



$P=70\,t$

$M_y=10.5\,m$ $\longrightarrow$ $e_x=\dfrac{10.5}{70}=0.15\,m$

$$12=\frac{70}{L\times B}\left(1+\frac{6\times0.15}{L}\right)$$

$$6=\frac{70}{L\times B}\left(1-\frac{6\times0.15}{L}\right)$$

$\longrightarrow B=2.9\,m \quad L=2.7\,m$

- تفاوت میان تیرقوی پی‌های باسکولی و شناژ پی‌های تنها، در چیست؟

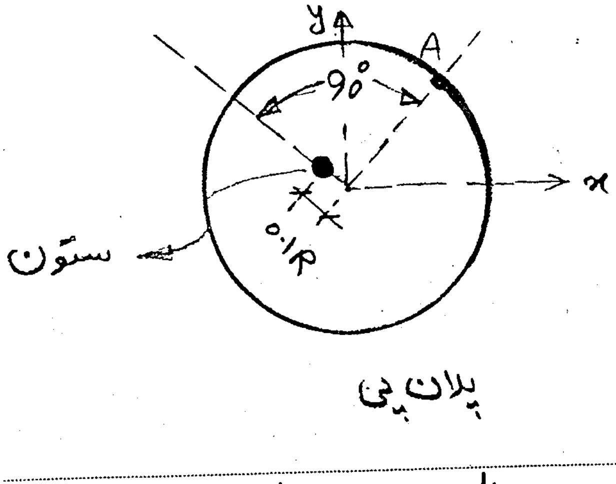
الف) تیرقوی یک قطعه خمشی برای متعادل نمودن بارها و شناژ یک قطعه با بار محوری برای جلوگیری از جابجایی عرضی پی‌هاست. ✓

ب) تیرقوی یک قطعه با بار محوری و شناژ یک قطعه خمشی است.

پ) تیرقوی برای تحمل دیوار میان دو پی و شناژ برای جلوگیری از نشست‌های متفاوت است

ت) هر دو یکی است و فرقی ندارند.

- با این پندار که پی صلب است، خواسته می‌شود فشار زیر پی در نقطه A



پلان پی

$P_u=400\,kN$

$R=2\,m$

$I_x=I_y=\dfrac{\pi D^4}{64}$

$\quad\text{"}\quad\text{"}\;=\dfrac{\pi R^4}{4}$

الف) $\dfrac{100}{\pi}$ ✓

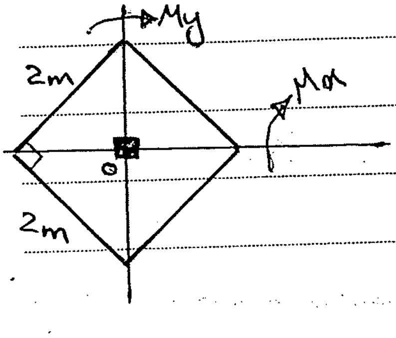
ب) صفر

ج) $\dfrac{50}{\pi}$

د) $\dfrac{75}{\pi}$

$$q=\frac{P}{A_f}+\frac{M.c}{I}=\frac{400}{\pi\times2^2}+\frac{M\times0}{I}=\frac{100}{\pi}$$

- خواسته می‌شود فشار زیر پی در نقطه o



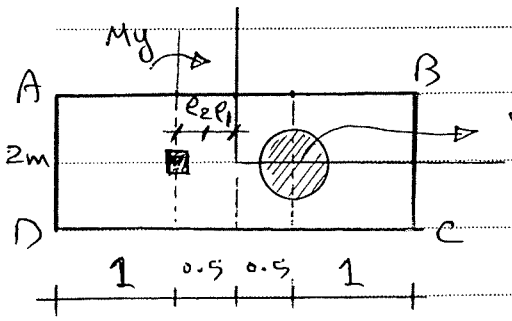
$P=800\,kN$

$M_y=120\,kN.m$

$M_x=150\,kN.m$

$$q_o=\frac{800}{2\times2}=200\,kN/m^2$$

خواسته می شود فشار در چهار گوشه پی



سوراخی با مساحت $0.54545\ m^2$

$P = 700\ kN$

$My = 315\ kN.m$

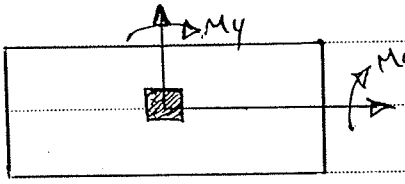
$$e_1 = \frac{0.54545 \times 0.5}{(3\times2) - 0.54545} = 0.05\ m$$

$e_2 = 0.50 - 0.05 = 0.45$

$e = \frac{315}{700} = 0.45$ ← بار بی گشتاور، منطبق بر مرکز سطح

$$q = \frac{700}{(3\times2) - 0.54544} = 128.33$$

- یک پی 2×3 متر، بار قائم 1200kN را در مرکز سطح خود پی می تابد. خواسته می شود بیشینه گشتاور خمشی همراه با بار تا هیچ گوشه پی بلند نگردد. ک



اگر هر دو گشتاور همزمان باشند:

$M_x = 1200 \times \frac{B}{12} = 200\ kN.m$

$M_y = 1200 \times \frac{L}{12} = 300$

الف) 200kN.m

ب) 800kN.m

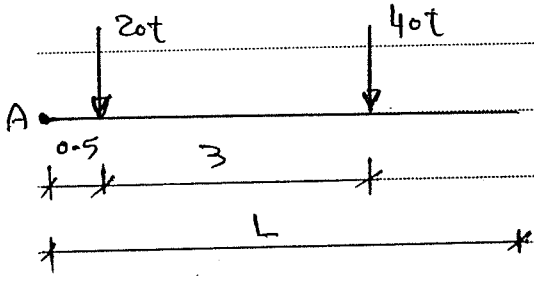
پ) 600kN.m ✓

ت) 500kN.m

اگر گشتاور همراه My باشد ← $M_y = P.e_x = 1200 \times \frac{3}{6} = 600\ kN.m$

اگر گشتاور همراه Mx باشد ← $M_x = P.e_y = 1200 \times \frac{2}{6} = 400\ kN.m$

- خواسته می شود عرض پی تا فشار در زیر آن یکنواخت شود. ک



الف) 6 متر

ب) 4.5 متر

پ) 4 متر

ت) 5 متر ✓

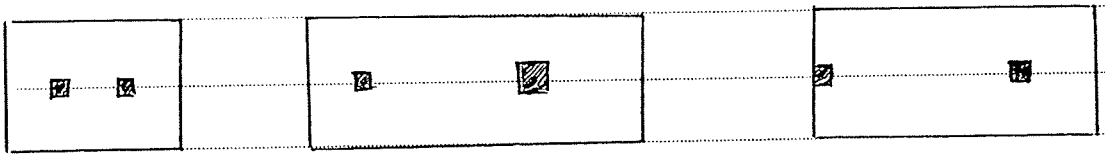
$\sum MA = 0$

$(20 \times 0.5) + (40 \times 3.5) = \frac{L}{2}(20+40)$

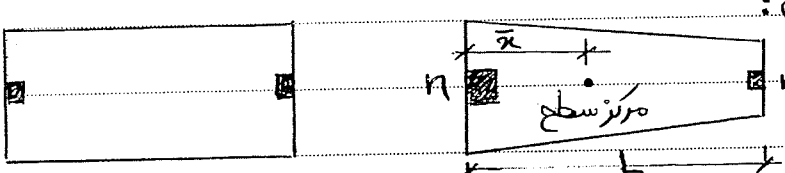
$L = 5$

۲- پی دوتائی (پی زوجی، پی مرکب، combined footing)

در این پی ها، یک پی مستطیلی، ذوزنقه‌ای، مربعی و ... بار دو ستون را برمی‌تابد.
این پی حالت ویژه‌ای از پی نواری است و هنگامی از آن بهره برده می‌شود که:
۱- پی های تنها به علت نزدیکی ستون ها یا کم بودن باربری خاک، خیلی به هم نزدیک شوند.
۲- بار یکی از ستون ها چشمگیر باشد.
۳- یک یا هر دو ستون در کرانه یا نزدیکی کرانه پی باشند.

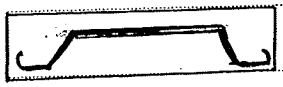


در پی های ذوزنقه‌ای متساوی الساقین:

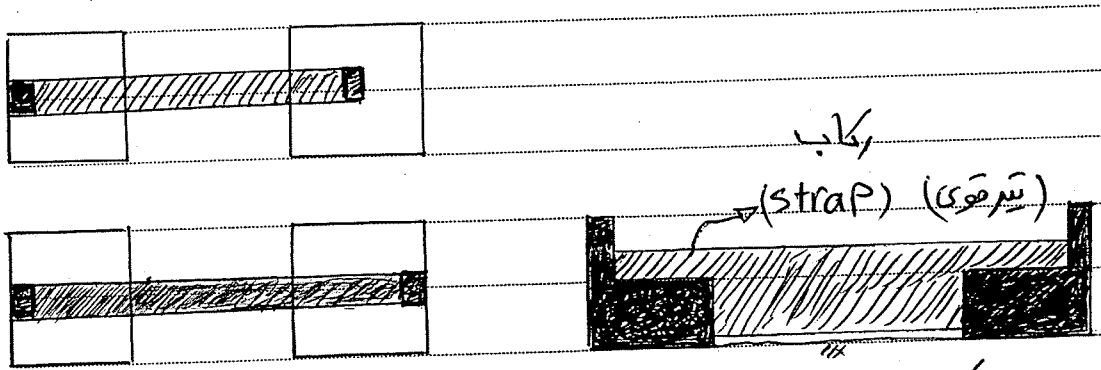


$$\bar{x} = \frac{2m+n}{m+n} \times \frac{L}{3}$$

اگر در طرح پی دوتائی محل برآیند بارهای دو ستون به مرکز سطح پی صلب منطبق شود، فشار زیر پی یکنواخت و نشست پی نیز یکنواخت خواهد شد.
- در پی های دوتائی، خمش پی در میان دو ستون منفی است (دیاگرام خمش رسم می‌شود) و از این رو میلگرد خمشی در بالای پی نیز بایسته است.



- پی دوتائی گاهی به گونه پی باسکولی (cantilever foundation) طراحی می‌گردد. در این پی، یک تیر قوی دو پی تنها را یکپارچه می‌کند و با توجه به صلبیتی که دارد، می‌تواند نیرو و گشتاور را از یکی به دیگری برساند. (strap footing)



پی باسکولی برای هنگامی که فاصله میان دو پی بیشتر است، بهتر می‌باشد. برای فاصله‌های کم بهتر است طرح به مستطیل یا ذوزنقه دگرگون داده شود.

- در پی باسکولی بایستی تیرقوی و برابر پی صلبیت داشته باشد تا بتواند گشتاور را منتقل کند. پی EI > تیر EI (با افزودن به بلندای تیر می‌توان به این هدف رسید) Bowles
- بهتر است تیرقوی با خاک زیرش تماس نداشته باشد. (3cm زیرش ماسه نرم ریخته می‌شود) تا سنگینی تیر به تعادل پی کمک کند و رسم دیاگرام خمش آسان گردد. از سنگینی تیر می‌توان در جهت اطمینان چشم پوشی کرد و اغلب اینچنین می‌شود.
- پهنای تیرقوی بایستی کمینه برابر پهنای ستون باشد و میلگردهای تیر در هردو پی درگیر شود. اگر پهنای تیر بیشتر از پهنای ستون باشد، بایستی پهنای ستون را تا تراز تیر افزود.
- پی باسکولی (با آزمون و خطا) به گونه‌ای طراحی می‌شود که پهنا و فشار زیر دو پی کناری تقریباً باهم برابر باشند، تا نشست دو پی یکسان گردد.

۳- پی نواری (strip foundation)

این پی پهنای کم و درازای چشمگیری دارد و بار چندین ستون یا یک دیوار دراز را می‌تواند برتابد. این پی ها شکل پذیری چشمگیری دارند و بایستی به سان تیری بر روی بستر کشسان (Beam on elastic foundation) تحلیل شوند.

اگر این پی ها، صلبیت بسنده‌ای داشته باشند و محل برآیند بارها منطبق بر مرکز سطح پی باشد، فشار زیر پی یکنواخت و نشست پی یکسان خواهد شد.

Heteny رابطه زیر را برای پی بردن به صلبیت این گونه پی ها پیشنهاد کرده است.

$$\lambda \cdot L = \sqrt[4]{\frac{k_s \cdot B \cdot L^4}{4 E_p \cdot I_p}}$$

B - پهنای پی نواری (m)

L - بزرگترین فاصله میان ستون ها (m)

k_s - ضریب واکنش خاک زیر پی kg/m^3

E_p - ضریب ارتجاعی بتن kg/m^2

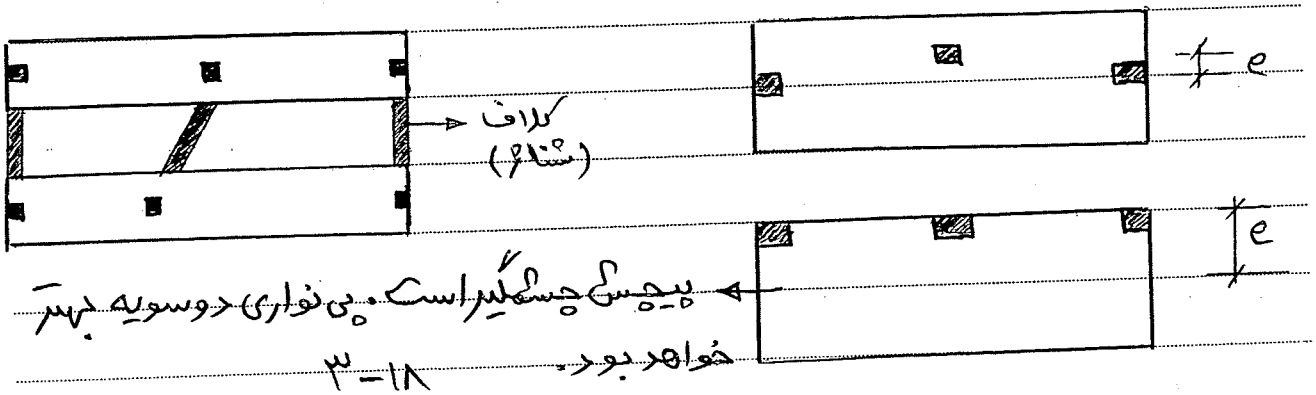
I - گشتاور اینرسی مقطع پی m^4

واحد λ: $\frac{1}{m}$ و $\lambda \cdot L$ (بی بعد)

اگر $\lambda \cdot L < \frac{\pi}{4}$ باشد می‌توان پی را صلب پنداشت.

- پی نواری، مساحت بستر بیشتری دارد و از سوی دیگر یکپارچه‌تر است. اگر زیر یک ساختمان چند پی نواری وجود داشته باشد، برای یکپارچگی آنها بایستی از کلاف بهره برده شود یا مجموعه پی های نواری به یک پی یکپارچه بنام پی نواری دوسویه (پی شبکه) دگرسان داده شود.

- ستون های روی یک نوار بهتر است در یک راستا باشند. اگر اینچنین نباشد در پی نواری پیچش پدید می‌آید که با بکار بردن میلگرد عرضی (خاموت) می‌توان در برابر آن پایداری پدید آورد.

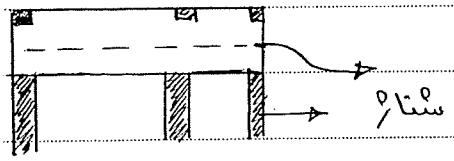


پیچش چشمگیر است. پی نواری دوسویه بهتر خواهد بود.

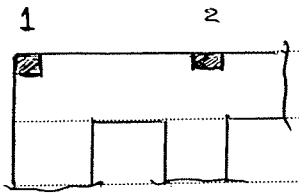
۴- پی نواری دوسویه (پی شبکه - Grid foundation)

این پی از دو دسته پی نواری عمود برهم پدید می آورد. این پی ها یکپارچه تر و پرمساحت تر از پی های نواری هستند و همگام با پدید آوردن نشست کمتر، در برابر نشست های ناهمسان پایدارتر ند. این پی ها نیز بابهره مندی از روش تیر برروی بستر کشسان تحلیل می شوند و همانند پی های نواری نیاز به میلگرد بالا، پایین و خاموت دارند.

برای حالتی که ستون های روی نوار در یک امتداد نباشند، پی شبکه بهتر است.



این نوار برای جلوگیری از پیچش به خاموت نیاز دارد ولی اگر شناژ ها به پی نواری دگرش داده شود، این نیاز از میان می رود.



بار ستون یکم در تحلیل دستی به نسبت سختی ها میان نوار افقی و قائم پخش می شود.

بار ستون دوم در تحلیل دستی به نسبت سختی ها با دو سوم برای نوار افقی و یک سوم نوار قائم پخش می شود.

۵- پی گسترده (رادیه - Mat foundation)

این پی دال بتن آرمه است که بر روی آن چند ردیف ستون جای می‌گیرد. برای افزودن به صلبیت این پی آنرا به صورت تیر و دال نیز می‌سازند. با افزایش صلبیت پی، فشار زیر آن یکنواخت‌تر و در نتیجه نشست آن نیز یکنواخت‌تر می‌گردد.

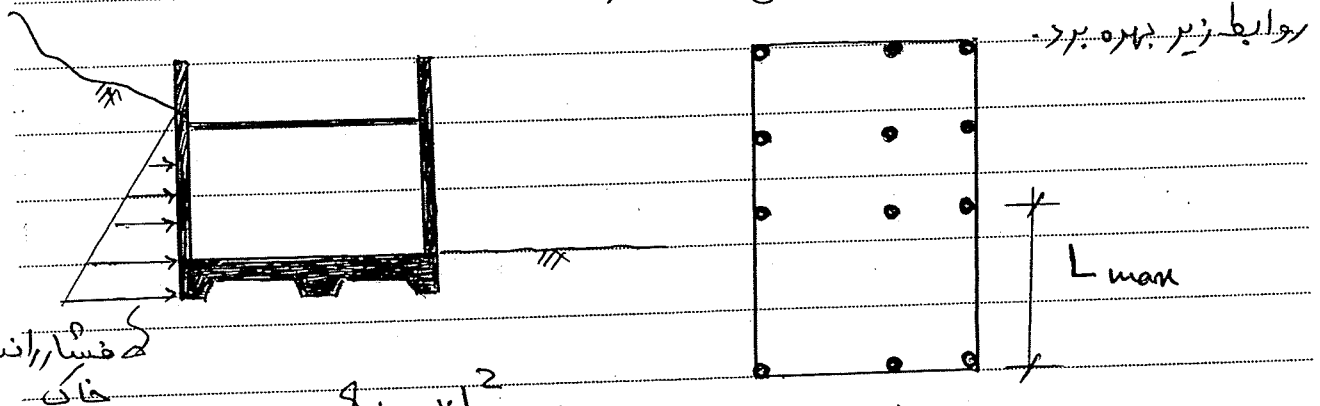
این پی‌ها یکپارچگی بیشتری دارند و نوسان ساختمان را به هنگام زمین لرزه کم می‌کنند. فشار زیر این پی‌ها کم است و از این رو برای خاک‌های با باربری کم بهتر هستند. این پی‌ها خاموت و قالب‌بندی چندانی نیاز ندارند.

پی گسترده نیز به سان دال یا تیر و دال جا گرفته بر روی بستر گسستان محاسبه می‌شود و اگر محل برآیند بارهای آن به مرکز سطح پی منطبق باشد، پخش فشار در زیر آن یکنواخت‌تر می‌شود. گاهی برای رسیدن به این حالت، پخش‌هایی از پی گسترده بتن ریزی می‌شود تا مرکز سطح پی جابه‌جا شود و به محل برآیند بارها منطبق گردد.

در مواردی پی گسترده به صورت سازه‌ای پی تنهای چسبیده به هم ساخته می‌شود، با این کار فشار زیر پی‌های تنها به علت افزایش مساحت پی کم می‌شود و نیاز به شناژ از میان می‌رود ولی مجموعه پی‌های تنها مانند رادیه یکپارچه نمی‌شوند و شکل‌پذیر هستند. با این کار مصرف میلگرد تقریباً نصف می‌شود.

برای افزودن به درگیری رادیه با خاک زیر سطح می‌توان آنرا به صورت تیر و دال ساخت

برای محاسبه سرانگشتی میلگرد مصرفی می‌توان از روابط زیر بهره برد.

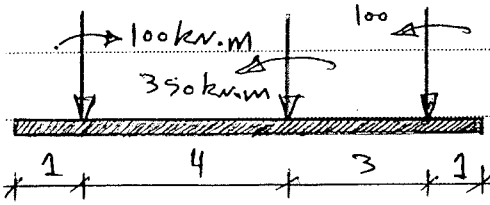


$$M_{u\,max\,(\text{طولی})} = \pm \frac{q_{uav} \times L^2}{10} \quad \frac{kN.m}{m}$$

$$M_{u\,max\,(\text{عرضی})} = \pm \frac{q_{uav} \times l^2}{8} \quad \frac{kN.m}{m}$$

$$q_{uav} = \frac{\sum P_{ui}}{A_f}$$

- در تکاره زیر پی صلب و پهنای آن 1.40 m و بارها نهایی هستند، خواسته می‌شود گشتاور خمشی نهایی مبنای طراحی در میان ستون چپ و میانی برای برآورد میلگردها. (Mmax)



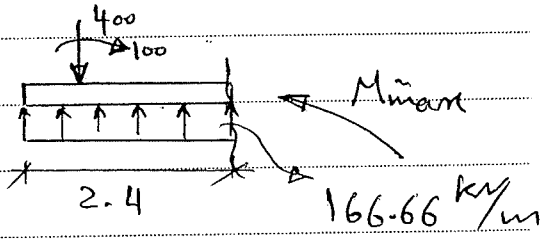
برآورد محل برآیند:

گشتاور به گوشه چپ: $(400\times1)+100+(700\times5)-350+(400\times8)-100=x\times1500$

برآیند منطبق بر مرکز سطح و فشار زیر پی یکنواخت $\rightarrow x=4.5$

$$\text{شدت عکس العمل}=\frac{400+700+400}{9}=\frac{1500}{9}=166.66\ kN/m$$

$$\text{محل برش صفر از چپ}=\frac{400}{166.66}=2.4\ m$$



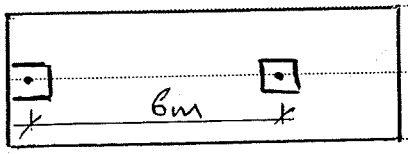
$$\circlearrowright \sum M=0$$

$$-M_{max}+\frac{166.66\times2.4^2}{2}+100-400(2.4-1)=0 \rightarrow M_{max}=20\ kN.m$$

- خواسته می‌شود L و B پی مرکب تا فشار زیر پی یکنواخت و برابر $q_{a(net)}=26.8\ t/m^2$ باشد. ک

ستون‌ها: 0.30×0.30

گشتاور به لبه چپ پی:

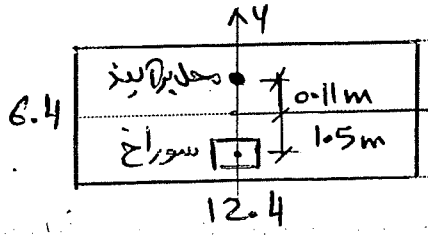


$P_{work}=70t$ $P_{work}=90t$

$$(70\times0.15)+(90\times6.15)=\frac{L}{2}(90+70) \rightarrow L=7.05\ m$$

$$A_f=\frac{P}{q_{a(net)}} \rightarrow 7.05\times B=\frac{70+90}{26.8} \rightarrow B=2.85\ m$$

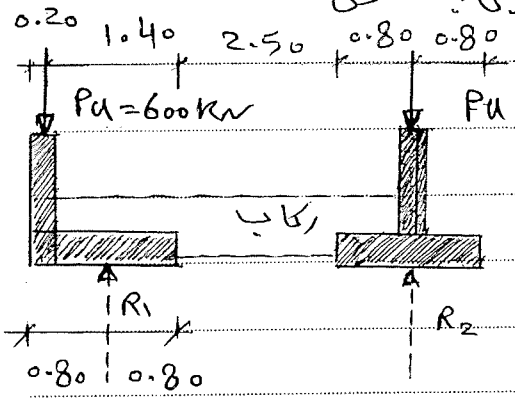
- در پی صلب و گسترده محل برآیند بارها معلوم شده است. ضلع سوراخ مربعی چه اندازه باشد تا پخش فشار یکنواخت شود.



$$B\times B\times1.5=(12.4\times6.4-B\times B)\times0.11$$

$$B=2.33\ m$$ ۳-۲۱

- خواسته می شود نیروی برشی رکاب (تیر هوی) پی باسکولی



طرح پی های باسکولی فشار زیر هر پی یکنواخت باشد. پس R_1 و R_2 میانه پی ها هستند.

گشتاور نسبت به مرکز پی راست: $(\Sigma M=0)$

$$600(1.4+2.5+0.8)=R_1(0.80+2.5+0.80)$$

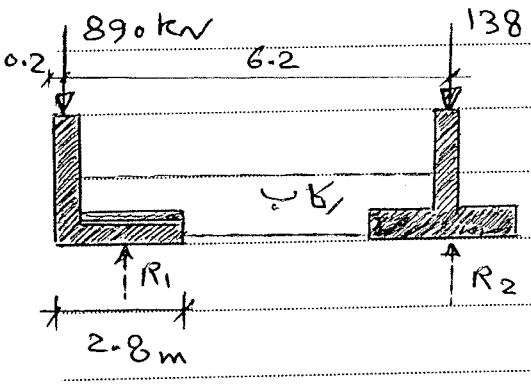
$$R_1=687.8 \longrightarrow \Sigma F_y=0 \longrightarrow R_2=512.2\ kN$$

$$T=687.8-600=87.8\ kN$$

- خواسته می شود:

۱- طرح هندسی پی باسکولی به گونه‌ای که پهنا و فشار زیر پی‌ها تقریباً برابر شوند. $q_{a(net)}=183.6$

۲- T و M تیر هوی (رکاب)



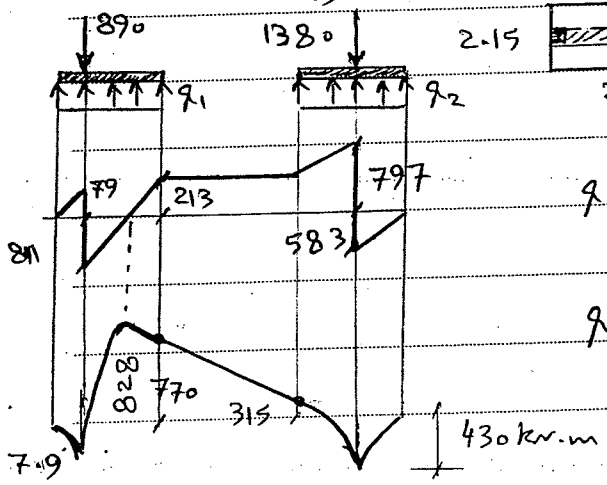
$$\Sigma M=0: \quad R_1\left(6.2+0.2-\frac{2.8}{2}\right)-890\times 6.2=0 \longrightarrow R_1=1103.6\ kN$$

$$\Sigma F_y=0: \quad R_2=890+1380-1103.6=1166.4\ kN$$

$$A_{f_1}=\frac{R_1}{q_{a(net)}} \longrightarrow 2.8\times B_1=\frac{1103.6}{183.6} \longrightarrow B_1=2.15\ m$$

$B_1=B_2$

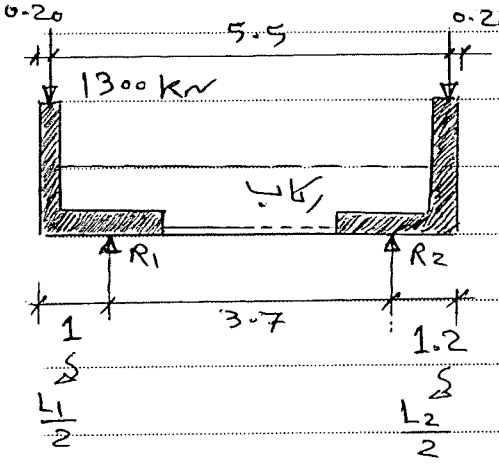
$$A_{f_2}=\frac{R_2}{q_{a(net)}} \longrightarrow L_2\times 2.15=\frac{1166.4}{183.6} \longrightarrow L_2=2.95$$



$$q_1=\frac{1103.6}{2.8}=394.11\ kN/m$$

$$q_2=\frac{1166.4}{2.95}=395.4\ kN/m$$

۳-۲۲



— تیروهای داده شده تیروهای نهره برداری هستند و $L_1=2$ و $L_2=2.4\,m$ پنداره‌های نخست برای حل مسئله هستند. $q_{a(net)}=300\,kN$

با یکسان گرفتن فشار زیر پی‌ها، پهنای پی‌ها را بیابید. در این حالت رکاب چه اندازه تیروی برشی منتقل می‌کند.

گشتاور نسبت به محل برآیند R_2:

$$\Sigma M=0 \rightarrow R_1\times 3.7+1500\times 1-(1300(5.5-1))=0 \rightarrow R_1=1175.6\ kN$$

$$\Sigma F_y=0 \rightarrow R_2=1300+1500-1175.6=1624.4\ kN$$

$$L_1\times B_1=\frac{R_1}{q_{a(net)}} \rightarrow 2\times B_1=\frac{1175.6}{300} \rightarrow B_1=1.96\simeq 2\,m$$

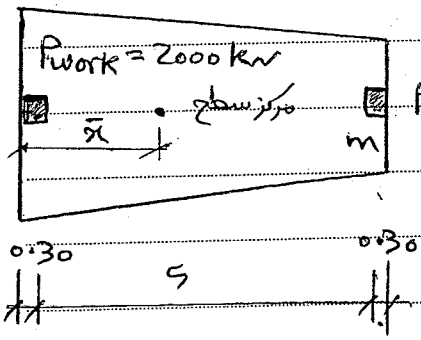
$$2.4\times B_2=\frac{1624.4}{300} \rightarrow B_2=2.25\,m$$

می‌توان با گرد کردن L_1 و L_2 پنداشته شده، B_1 و B_2 را نزدیک به هم کرد.

$$T=1300-1175.6=124.4\ kN$$

— خواسته می‌شود اندازه‌های پی مرکب برای این دو ستون کناری، به گونه‌ای که فشار زیر پی یکنواخت باشد.

چون بارها نابرابرند، برآیندشان در میان دو ستون نخواهد بود و پی مستطیلی نمی‌توان فشار زیر پی را یکنواخت کرد.



$q_{a(net)}=300\ kN/m^2$

گشتاور به کرانه چپ:

$$(2000\times 0.30)+(1500\times 5.3)=\bar{x}(2000+1500) \rightarrow \bar{x}=2.44\,m$$

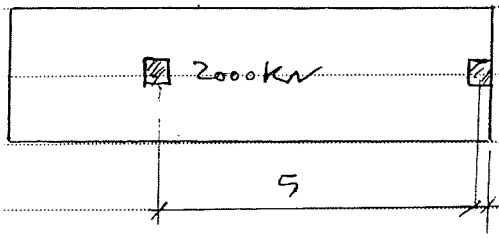
$$\bar{x}=\frac{2m+n}{m+n}\times\frac{L}{3} \rightarrow 2.44=\frac{2m+n}{m+n}\times\frac{5.6}{3}$$

$$A_f=\frac{P}{q_{a(net)}} \rightarrow \frac{m+n}{2}\times 5.6=\frac{2000+1500}{300}$$

$$m=1.3\,m \qquad n=2.9\,m$$

۳-۲۳

- اگر بر پشت پی‌های ستون کرانه چپ، میانی بوده باشد، خواسته می‌شود L و B پی مرکب مستطیلی



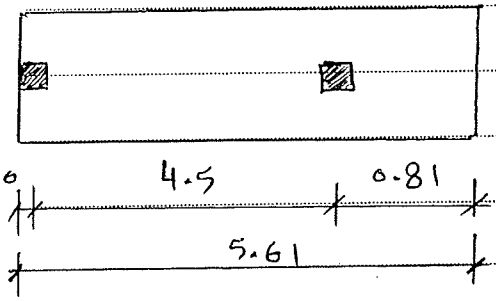
$q_{a(net)} = 300\ kN/m^2$

گشتاور به کرانه راست پی:

$$(1500 \times 0.3) + (2000 \times 5.3) = \frac{L}{2}(1500+2000) \rightarrow L = 6.30\ m$$

$$6.30 \times B = \frac{1500+2000}{300} \rightarrow B = 1.85\ m$$

- برای پی مرکب مستطیلی طلب زیر، خواسته می‌شود دیاگرام برش و خمش



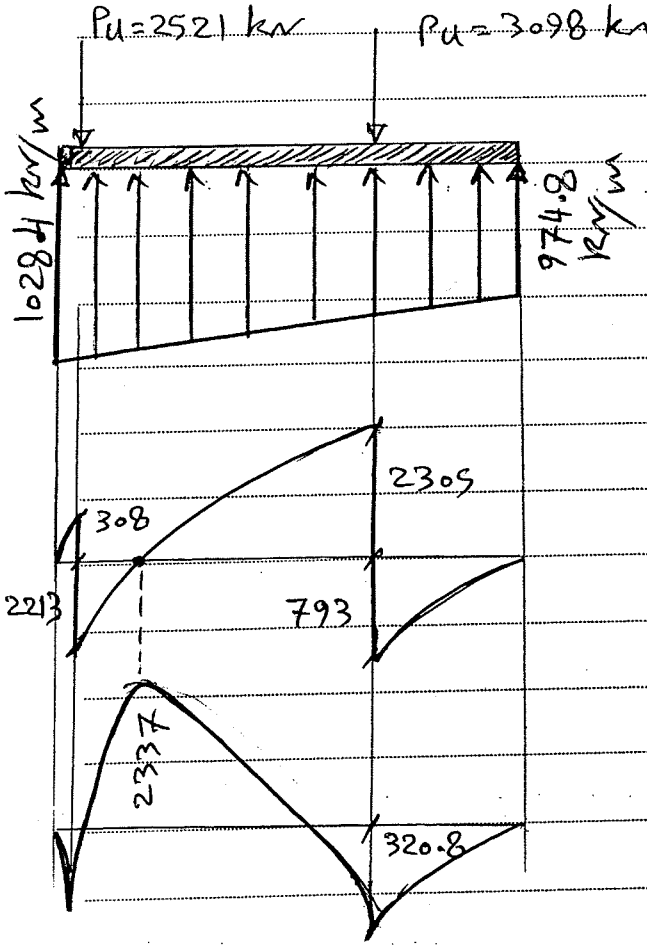
گشتاور به کرانه چپ:

$$(0.30 \times 2521) + (4.8 \times 3098) = \bar{x}(2521+3098)$$

$$\bar{x} = 2.78 < \frac{5.61}{2} \rightarrow e = 0.025\ m$$

شدت عکس‌العمل در دو سوی پی:

(با تقسیم شدت عکس‌العمل به عرض پی، فشار زیر پی بدست می‌آید)



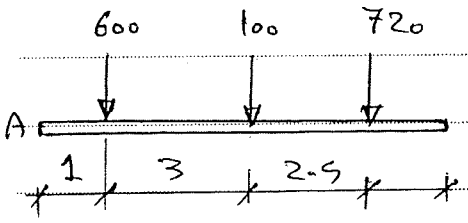
$$q_{max} = \frac{3098+2521}{5.61}\left(1+\frac{6 \times 0.025}{5.61}\right)$$

$$= 1028.4\ kN/m$$

$$q_{min} = \frac{3098+2521}{5.61}\left(1-\frac{6 \times 0.025}{5.61}\right)$$

$$= 974.8\ kN/m$$

- اگر این پی نواری را صلب بپنداریم، خواسته می‌شود L و B به گونه‌ای که فشار زیر پی یکنواخت شود. (بارهای بهره‌برداری)

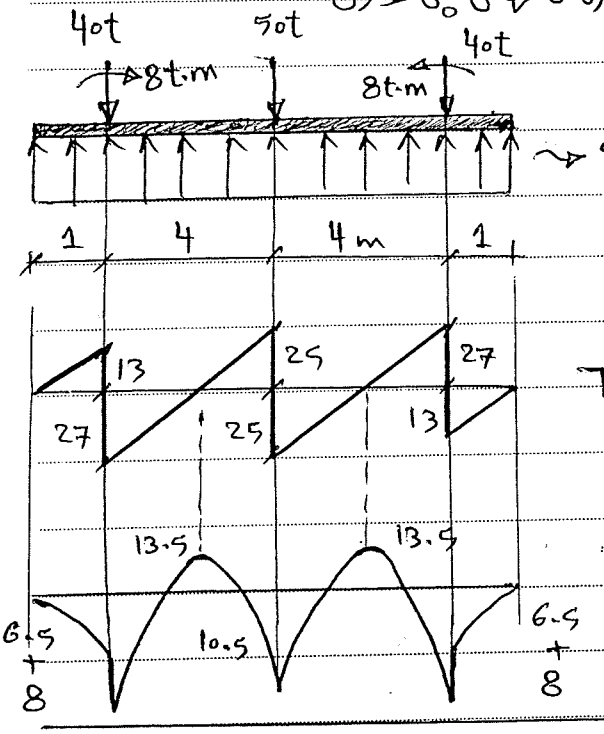


$q_{a(net)} = 90\ kN/m^2$

$\Sigma M_A = 0 : (600\times1) + (100\times4) + (720\times6.5) = \frac{L}{2}(600+100+720)$

$L = 8 \qquad 8\times B = \frac{600+100+720}{90} \rightarrow B = 2\ m$

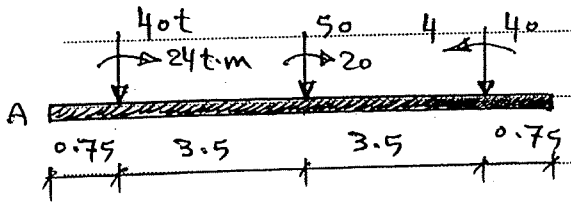
- خواسته می‌شود دیاگرام برش و خمش برای بارهای نهایی پی نواری



شدت عکس‌العمل $\rightarrow q = \frac{40+50+40}{10} = 13\ t/m$

T

- خواسته می‌شود q_{max} در زیر پی نواری صلب و پیرنهای پی



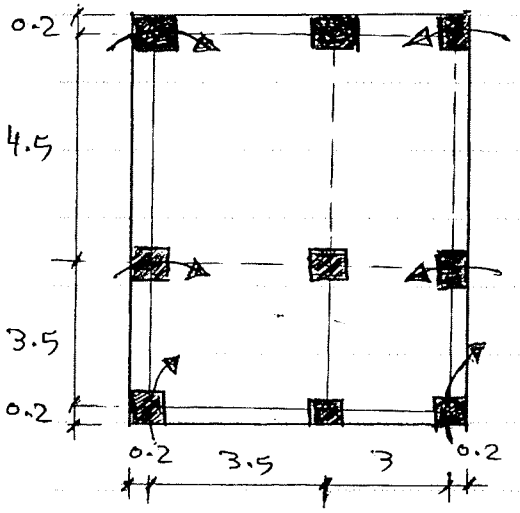
$q_{a(net)} = 15.5$

$\Sigma M_A = 0 : (40\times0.75) + 24 + (50\times4.25) + 20 + (40\times7.75) - 4 = \bar{x}\times(40+50+40) \rightarrow \bar{x} = 4.557 > \frac{L}{2} = \frac{8.5}{2} = 4.25$

$e = 0.307\ m$

$q_{max} = \frac{40+50+40}{8.5\times B}\left(1 + \frac{6\times0.307}{8.5}\right) \leq 15.5 \rightarrow B \geq 1.2\ m$

در این پی گسترده بار همه ستون‌ها 620kN و همه گشتاورها 186 kN.m است. خواسته می‌شود:



الف) فشار زیر پی

ب) اگر بخواهیم فشار زیر پی یکنواخت شود، چه باید کرد.

گشتاور به کرانه چپ:

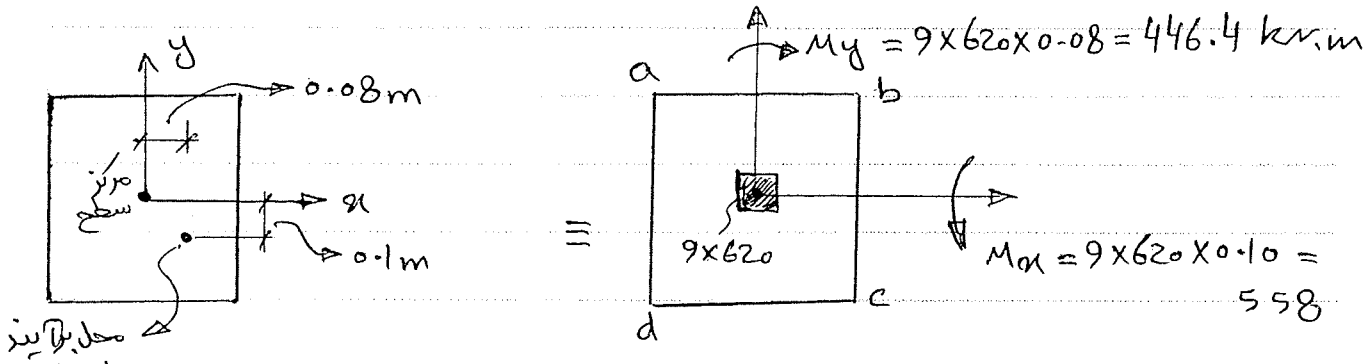
$$(3\times620\times0.2)+(3\times620\times3.7)+(3\times620\times6.7)+2\times186-2\times186=\bar{x}\times9\times620$$

$$\bar{x}=3.53>\frac{6.9}{2}\Rightarrow e_x=0.08\,m$$

گشتاور به کرانه پایین

$$(3\times620\times0.2)+(3\times620\times3.7)+(3\times620\times8.2)+2\times186=\bar{y}\times9\times620$$

$$\bar{y}=4.1<\frac{8.4}{2}\Rightarrow e_y=0.1\,m$$



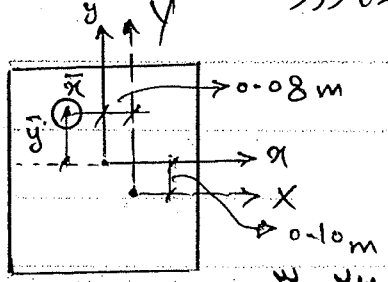
$$q_a=\frac{9\times620}{6.9\times8.4}+\frac{(-558)\times4.2}{\frac{6.9\times8.4^3}{12}}+\frac{446.4\times(-3.45)}{\frac{8.4\times6.9^3}{12}}=82.7\ \frac{kN}{m^2}$$

$$q_b=\text{〃}+\text{〃}+\frac{\text{〃}\times(3.45)}{\text{〃}}=96.1\ \text{〃}$$

$$q_c=\text{〃}+\frac{\text{〃}\times(-4.2)}{\text{〃}}+\text{〃}=109.85\ \text{〃}$$

$$q_d=\text{〃}+\text{〃}+\frac{\text{〃}\times(-3.45)}{\text{〃}}=96.45\ \text{〃}$$

برای یکنواخت شدن فشار باید حفره‌ای در ربع دوم رادیه پیدا کرد.



(مساحت حفره 2.5 مترمربع فرض شد)

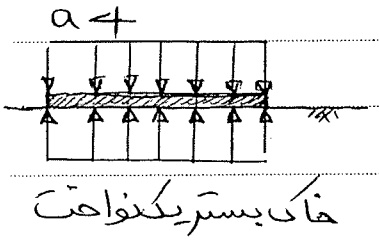
$$\bar{x}=\frac{[(8.4\times6.9)-2.5]\times0.08}{2.5}=1.81\ m$$

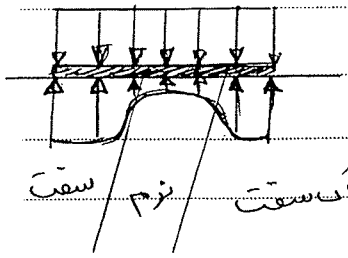
$$\bar{y}=\frac{[(8.4\times6.9)-2.5]\times0.10}{2.5}=2.26\ m$$

روش الاستیک طراحی پی ها

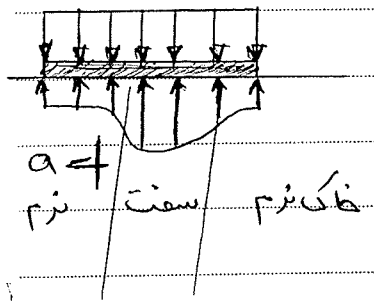
در این روش رفتار راستین پی و خاک زیر آن که همانا کشسان (الاستیک) بودن آنهاست، در نظر گرفته می شود.

پی گسترده استخری را صلب در نظر می گیریم:

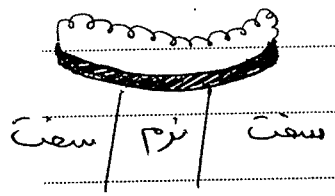




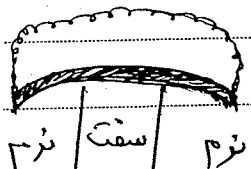
در هر سه حالت چون پی صلب است، نشست به ناچار یکنواخت خواهد بود و از آنجا که در برخی از حالت ها جنس زمین یکنواخت نیست، نشست یکنواخت نمی تواند فشار یکنواختی در زیر پی پدید آورد. پس گشتاور خمشی مقطع a-a (برای یک پی) با روی راست به شکل پذیری بستر متفاوت خواهد شد.



اگر پی نیز مانند بستر شکل پذیر باشد:



خمش مثبت در میانه ←



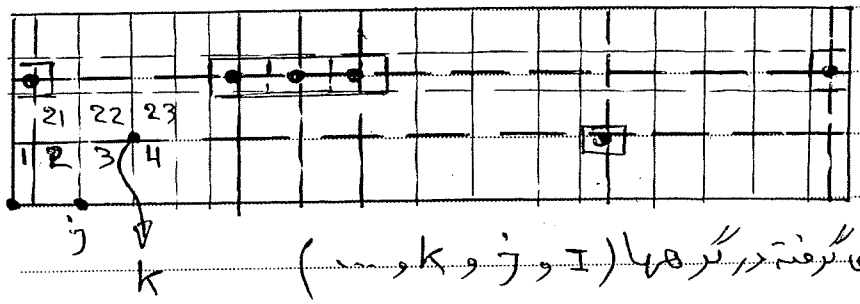
خمش منفی در میانه ←

این پنج شکل ساده نشانگر آن است که اگر رفتار راستین پی و خاک زیر پی را که همانا کشسان و شکل پذیر بودن آنهاست، در نظر بگیریم نیروهای داخلی سازه پی باروی راست به شکل پذیری پی و بستر شکل متفاوت خواهد بود.

به عنوان مثال اگر دو ساختمان هم طرح، هم اندازه و هم بار را یکی در اردبیل آذربایجان و دیگری را در زنگان آذربایجان بسازیم، به علت تفاوت در رفتار بستر، سازه آنها (بویژه پی) یکسان نخواهد بود، چه بسا در مقطعی خمش مثبت و برای همان مقطع در طرح دیگر خمش منفی باشد.

در روش الاستیک، پلان پی با خطوط اجباری عمود بر هم که از مرکز ستون‌ها گذرانده می‌شود و یا خطوط اختیاری دیگر به گونه‌ای قطعه‌بندی می‌شود که قطعه‌ها اندازه‌ای نزدیک به 50x50 cm داشته باشند.

زیر هر قطعه خاک بستر است که رفتاری همانند یک فنر گسترده (صفحه‌ای) دارد. پس زیر پی بی‌شمار فنر هست که با روداشت به تویری یا سستی خاک بستر پی، فنریت این فنرها (k_s) در نقاط مختلف بستر متفاوت است. از آنجا که این بی‌شمار فنر را نمی‌توان در تحلیل سازه پی دخالت داد، آنها را با شمار می‌کنیم.



بی‌شمار فنر را به یا شمار فنر جای گرفته در گره‌ها (I و j و k و ...) تبدیل می‌کنیم.

در گره I فنریتی برابر با $\frac{1}{4}$ فنریت خاک قطعه (1) در نظر گرفته می‌شود.

در گره j " " " " " قطعه‌های (1 و 2) " " "

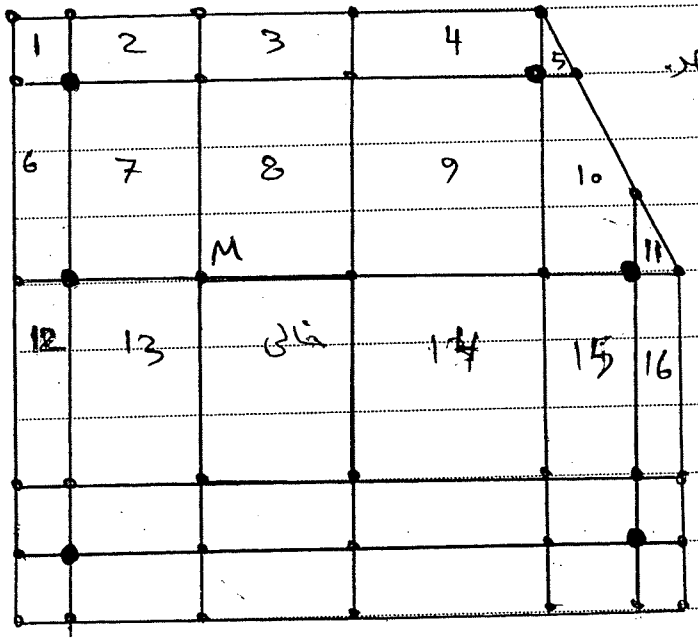
در گره k " " " " " " (3 و 4 و 22 و 23) در نظر گرفته می‌شود.

$$k_I = \frac{1}{4} S_1 k_s \quad , k_j = \frac{1}{4}(S_1 + S_2) k_s \quad , k_k = \frac{1}{4}(S_3 + S_4 + S_{22} + S_{23}) \times k_s$$

k_g/cm فنریت فنر در گره j ، cm^2 ، kg/cm^3

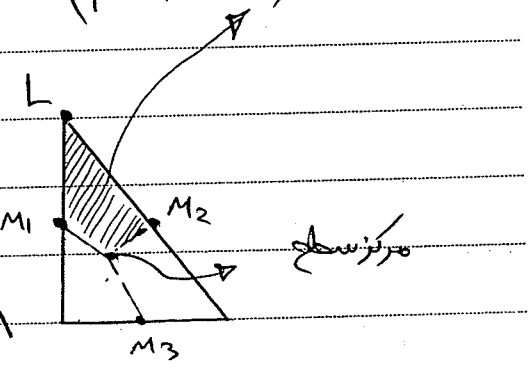
در این شکل برای جلوگیری از آشفته شدن شکل تنها خطوط اجباری رسم شده است.

نقاط پررنگ محل ستون‌ها را نشان می‌دهد.



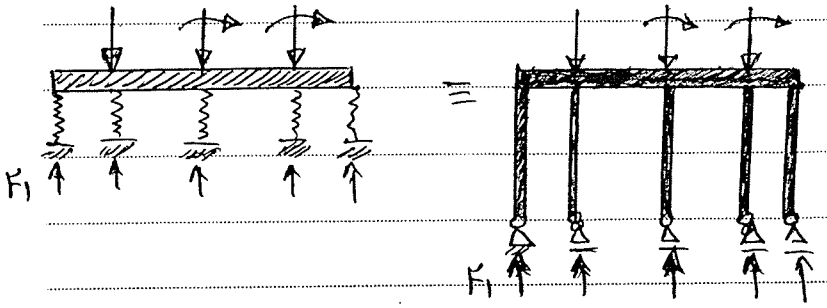
$$k_M = \frac{1}{4}(S_7 + S_8 + S_{13}) \times k_s$$

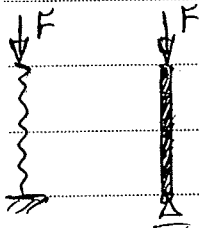
$$k_L = \left(\frac{1}{4} S_4 + S'\right) \times k_s$$



۳-۲۸

در این روش، پی به سان یک عنصر سازه‌ای برروی شماری فنر (که در گره‌ها هستند) جای می‌گیرد و تحلیل می‌گردد. می‌توان این فنرها را (که نیروی محوری فشاری تحمل می‌کنند) به ستون‌های هم تغییر شکل (که آنها هم نیروی محوری فشاری تحمل می‌کنند) معادل سازی کرد و با روش‌های تحلیل ماتریسی سازه‌ها پی را تحلیل کرد و با دستیابی به نیروهای داخلی (T و M) پی را به سان یک قطعه بتن آرمه طراحی نمود.

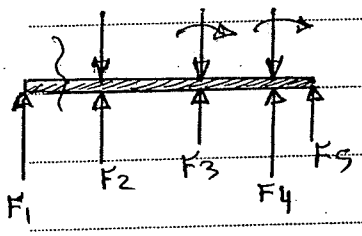




هم تغییر شکل (هم نشست) ← $\delta_{ستون} = \delta_{فنر}$

$$\frac{F}{k} = \frac{F \cdot L}{AE} \rightarrow \frac{EA}{L} = k$$

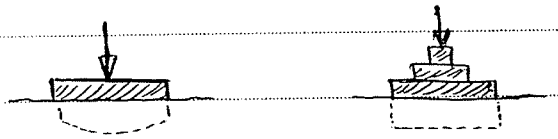
این ستون‌های پنداری، کمانش ندارند، چون وجود ندارند. با این حال اگر L را برابر واحد بپنداریم، EA ستون جایگزین در گره‌ی برابر k فنر پنداری آن گره است.
پس از تحلیل سازه نیروی محوری فشاری ستون‌ها بدست می‌آید و می‌توان با زدن برش‌های چند، نیروهای داخلی پی را در تقاطع متفاوت بدست آورد و براساس آنها و با بهره‌مندی از آیین نامه بتن، به طراحی بتن آرمه‌ی پی رسید.
اگر پس از تحلیل سازه در برخی از ستون‌ها (فنرها) نیروی کششی بدست آمد، بایستی با حذف آن ستون‌ها (یا فنرها) تحلیل را دوباره انجام داد. چون میان پی و خاک زیر آن نیروی کششی قابل تحمل نیست، مگر آنکه از وزن کششی بهره برده شود.
بخشی از
باید دانست کشش در زیر پی، در واقع پی از روی بستر بلند شده و در آن بخش پی تحت تأثیر وزن خود و نیروهای بالایی، در جا خمش منفی می‌گردد.



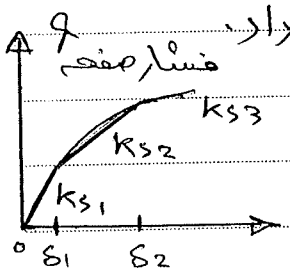
← T, M

نکاتی چند در پیوند با تحلیل پی‌های روی بستر کشسان

۱- در محاسبه k گره‌ها ، k_s قطعه‌های کناری دو برابر k_s پیشنهادی خاک در نظر گرفته می‌شود. علت این کار گود افتادن میانه صفحه فلزی آزمایش P.L.T به هنگام آزمایش است. به گفته دیگر آزمایش P.L.T نشان می‌دهد که فنریت خاک در مرکز پی ، کمتر از فنریت خاک در کرانه‌هاست. این خطا را می‌توان با ستبر کردن میانه صفحه از میان برد. (در نظر نگرفتن اصلاح این بند خطای چشمگیری پدید می‌آورد.)



۲- در این شیوه تحلیل می‌توان k_s خاک را به صورت تابعی از نشست وارد برنامه کامپیوتری کرد و با چند بار چرخه تحلیل ، تحلیل دقیق انجام داد.

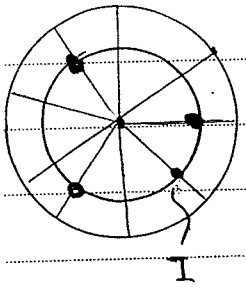


$$k_s = \frac{q}{\delta}$$

برای نشست‌های ۰ تا δ_1 ← k_{s1}

برای نشست‌های δ_2 تا δ_1 ← k_{s2}

!

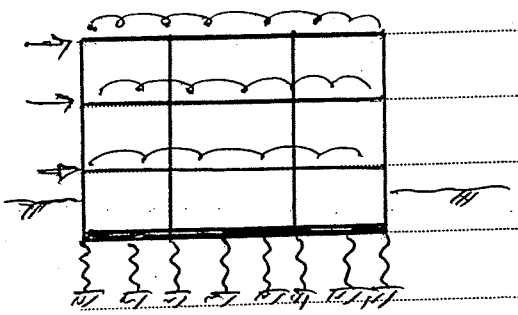


۳- قطعه‌ها (المان‌ها) برای پی‌های راپره‌ای می‌توانند خطایی باشند.

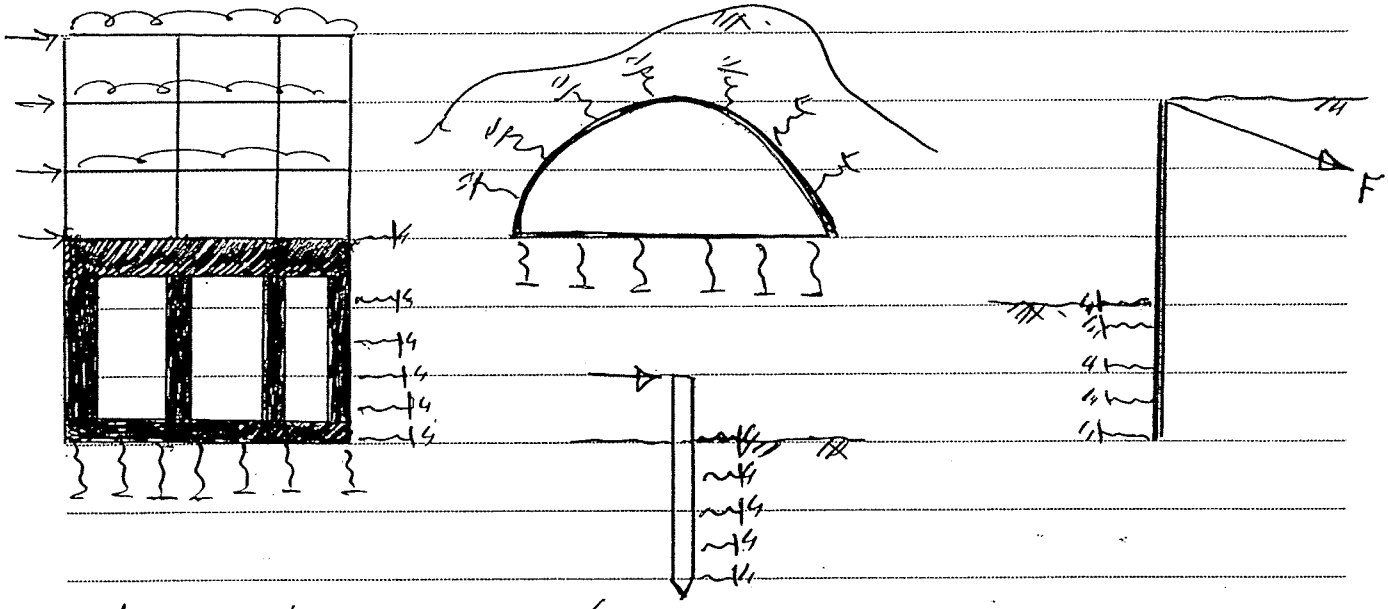
$k_I = k_s \times$ مساحتی که از چهار قطعه پیرامون به I می‌رسد

۴- بهتر است تحلیل سازه ساختمان همراه با تحلیل پی انجام گیرد.

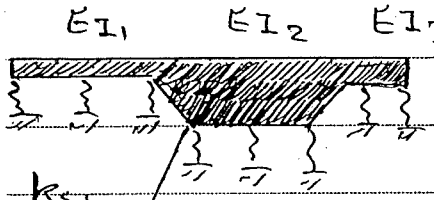
(سقف زیر روی سازه‌ی ستون و پی روی سازه‌ی ستون (فنر) فرضی)



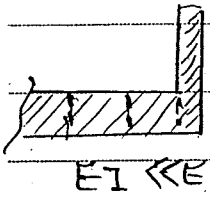
۵- در این روش می‌توان با بهره‌مندی از ضریب واکنش افقی خاک (k_s افقی) پی‌های صندوقه‌ای، جدار دَن، سپر و شمع‌های خمشی را نیز تحلیل کرد.



۶- در این شیوه می‌توان بستر پی و نوع خاک بستر را چندگانه در نظر گرفت.



۷- در این شیوه می‌توان EI المان‌های کناری زیر دیوار برشی یا دیوار نگهدارنده را با توجه به این که نصف بلندی دیوار با پی کار می‌کند، بیشتر در نظر گرفت. این کار صلبیت پی را بالا می‌افزاید و به پخش بهتر بار کمک می‌کند.



۸- از آنجا که در روش Plate زود تمام می‌شود، نشست رخ داده شامل نشست تحکیم نمی‌شود. اگر چنانکه برای پی افزون بر نشست آنی، نشست تحکیم هم متصور باشد بایستی k_s را اصلاح کرد.

$$k_s^* = \frac{k_s \cdot \Delta H_E}{\Delta H_E + \Delta H_c}$$

ΔH_E – نشست آنی

ΔH_c – نشست تحکیم

k_s^* اصلاح شده

۴- نسبت به شما، کسانی را که از هویت ترکی شمال غرب کشور حمایت می‌کنند و به فرهنگ و زبان خود می‌بالند، بیگانه گرا می‌نامید. راستی چرا مسلمانان ترک بیگانه محسوب می‌شوند؟ نکند عملکرد شعوبیه ایران این چنین ایجاب می‌کند؟ مسلمانان که برادران هم هستند.

۵- شما که اکبر اعلمی را بیگانه گرا و آسوبگر قومی می‌دانید، نظرتان در مورد یکی دیگر از بنیادگان تبریز که دریای خزر را همسو با شعوبیه خارج از کشور و در تضاد با سیاست رسمی جمهوری اسلامی، دریای مازندران می‌نامد، چیست؟ این در حالی که به خاطر داشتن عمامه مسلمانی بایستی مبلغ پیغام اسلامی، «عزیزترین سرمایه پرهیزگارترین شماست» باشد، چرا در روزنامه شما در باب اقوام غیر ایرانی قلم فرسائی می‌کنید. خود ایشان با پسوندی که جلوی اسمشان دارند، حتماً ایرانی نژاده هستند و با این قلم فرسائی به اتحاد مسلمین کمک می‌کنند.

۶- شما با چه انگیزه‌ای زبان ترکی ایران را گویش آذری ایرانی می‌نامید و بکار بردن چند اصطلاح ادبی ترکی را در برنامه‌های تلویزیون تبریز، ضربه به اتحاد ملی می‌دانید. مطمئن باشید اتحاد ملی که پایه‌های آن باستان گرائی کورش هخامنشی و سیاسی و موهومات فردوسی باشد، ضربه‌پذیر خواهد بود. اگر خواهان اتحاد هستید، نکات مشترک انسانی، اسلامی و سرزمینی اقوام ایرانی را تبلیغ کنید نه این که اقوام را انکار نمائید. انکارهای رژیم سلطنتی سودی نداشت و استخوان‌های پوسیده کوروش و داریوش و موهومات فردوسی معجزه نخواهد کرد.

۷- به حق به تشنج بهائیت و یهود در جمهوری آذربایجان حساس هستید ولی این را بدانید که یهود همیشه در دو طرف دعوا حضور دارد. در ایران هم شعوبیه و بهائیت یهود ساخته، همیشه با تبلیغ باستان گرائی، ایران را از دیگر مسلمانان ترک و عرب جدا ساخته اند. بهتر است بدانید که بهائیت ایران ضد ترک و بهائیت آذربایجان ضد ایران است و این دو مأموریت دارند تا در بین ملت های مسلمان نفرت ایجاد کنند و سیاست خود را پیش ببرند. مواظب باشید که بهائیت ایران از روزنامه شما رزمنده عزیز، سوء استفاده نکند و خواسته های خود را از زبان شما نگوید. بقیه در صفحه ۳۳

شمع (پی ژرف - Pile)

شمع یک عنصر سازه‌ای باریک از فلز یا بتن مسلح است که در موارد زیر بکار می‌رود.

۱- رساندن بار به لایه های پرتاب ژرفای زمین

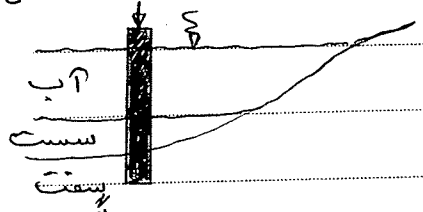
هنگامی که لایه‌های روئی سست، کم تاب و واریزه باشند، نشست چشمگیری برای پی‌های روئی پدید می‌آورند. در این موارد یا بهره مندی از شمع، بار ساختمان به ژرفای زمین رسانده می‌شود.

۲- احتمال آبشستگی لایه‌های روئی

در پی پل‌ها هرچند که خاک روئی پرتاب و در هم فشرده هم باشد، اگر احتمال آبشستگی در آن داده شود، بایستی بار به ژرفای زمین رسانده شود.

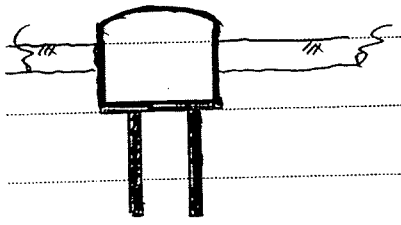
۳- رساندن بار به لایه های پرتاب بستر دریا و برکه

آب و نهشته های ریز دانه ته دریا نمی‌تواند نیرو تحمل کند. از این رو در کارهای دریائی بهره مندی از شمع بایسته است.



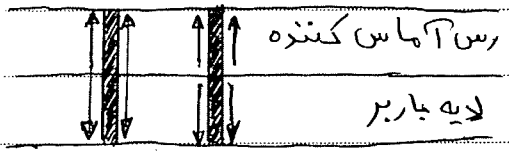
۴- کاستن از نیروی بالابرنده

در سازه های زیرزمینی که تراز بستر پی آنها پائین‌تر از تراز ایستابی است، اگر فشار بالابرنده (Uplift) آب بیشتر از فشار زیر پی باشد، پی بلند می‌شود و سازه آسیب می‌بیند. برای جلوگیری از این پدیده، از شمع می‌توان بهره برد. (شمع کششی)

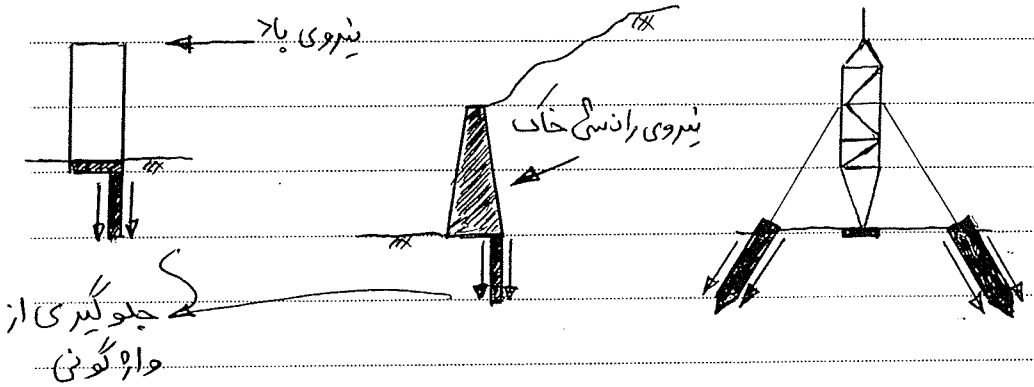


۵- کاستن از آماس (تورم) لایه رس

لایه های رس آب مکنده هستند و با مکیدن آب آماس می کنند. اگر در درون این لایه ها شمع جای گذاری گردد، آماس شان کاهش می یابد. (شمع کشسانی)



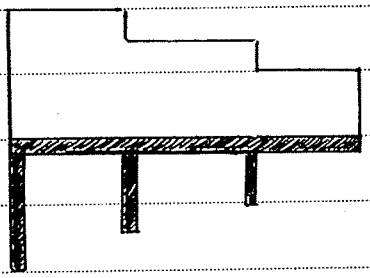
۶- انتقال نیروی کشسانی به خاک (شمع کشسانی)



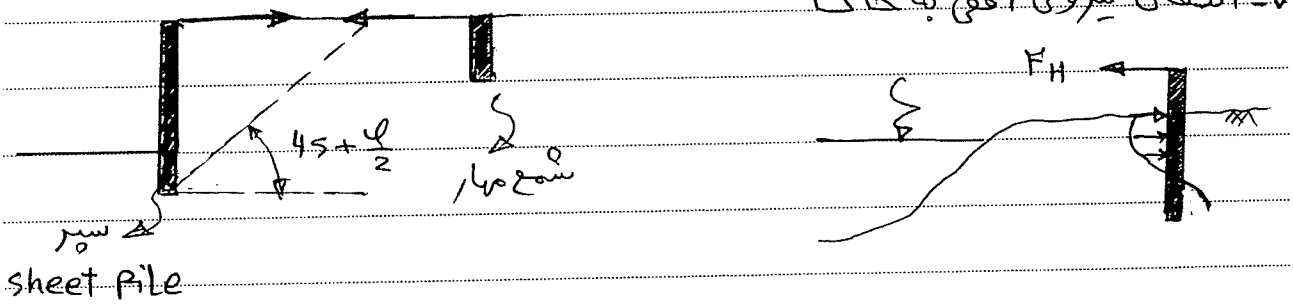
۷- درهم فشردن لایه های سست

با کوبیدن شمع به لایه سست، دانه های خاک به هم نزدیک می شوند و درگیری میان دانه ها افزایش می یابد و ویژگی های مکانیکی و فیزیکی لایه بهبود پیدا می کند.

۸- کاستن از نشست یا یکنواخت کردن نشست



۷- انتقال نیروی افقی به خاک



۸- دستکاری فرکانس طبیعی پی ماشین های لرزنده

اگر فرکانس ماشین و فرکانس طبیعی پی برابر هم باشند، مجموعه پی و ماشین به شدت می لرزد و دامنه نوسان بسیار بیشتر می گردد. با افزودن چند شمع به پی، می توان جلوی این پدیده را گرفت.

باربری شمع های فشاری

این شمع ها خاک زیر خود را می فشارند و برروی خاک پیرامون خود می لغزند و از این رو خاک زیر و پیرامونشان در برابر نشست این شمع ها، از خود پایداری نشان می دهد.

$$Q = Q_e + Q_s = Q_e + (Q_a + Q_f)$$

- Q باربری فشاری شمع
- Q_e باربری خاک زیر پای شمع (باربری نوک، باربری انتها)
- Q_s باربری خاک پیرامون شمع که از چسبیدن خاک به بدنه شمع و از درگیری میان دانه های خاک و بدنه شمع پدید می آید.
- Q_a بخشی از باربری پیرامون شمع که آن را هم چسبی خاک و بدنه شمع پدید می آورد.
- Q_f بخشی از باربری پیرامون شمع که آن را درگیری (اصطکاک) میان خاکدانه ها و بدنه شمع پدید می آورد.

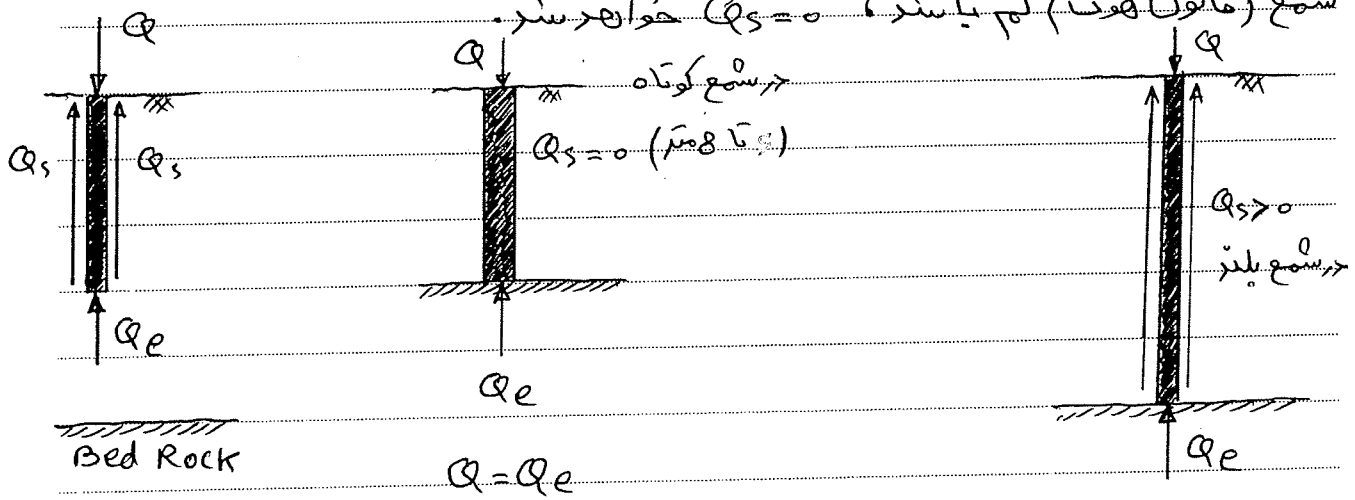
end

skin

adhesion

friction

خاک پیرامون شمع، هنگامی می تواند باربری پدید آورد که شمع در سنجش با خاک حرکت نسبی داشته باشد. اگر پای شمع برروی لایه استواری جای گیرد و کاهش درازای شمع (قانون هوک) کم باشد، $Q_s = 0$ خواهد شد.

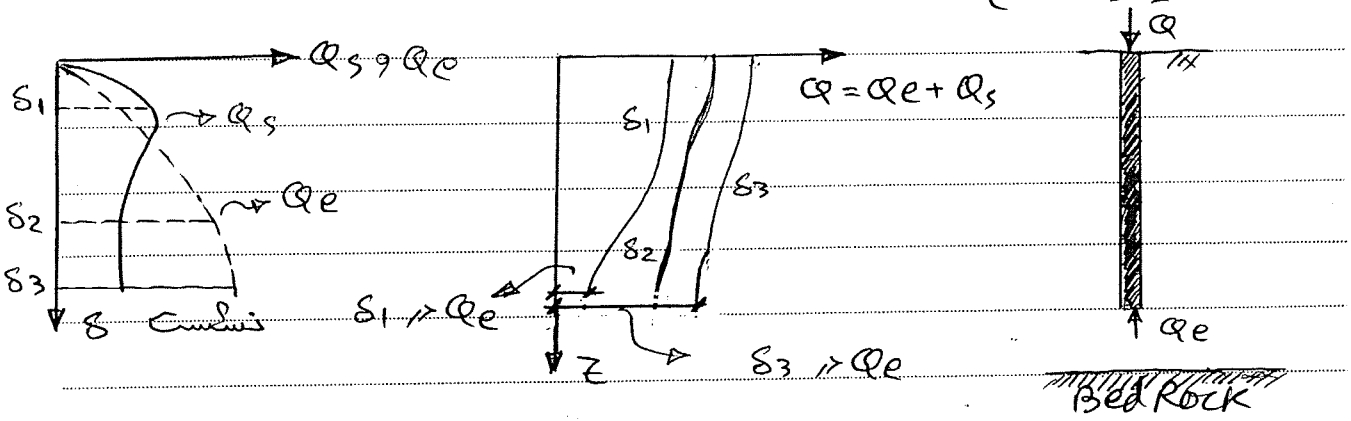


بار شمع (Q) را بایستی خاک پای شمع (Q_e) و خاک پیرامون شمع (Q_s) برتابند، بگونه ای که نشست، بیش از اندازه روا (2.5 cm) نگردد. افزون بر این بار Q را بایستی بدنه فلزی یا بتنی شمع نیز بی آنکه له شود، کمانه کند یا گسیخته گردد، برتابد.

تکیه‌گاه شمع

با آغاز بارگذاری شمع (به شرطی که خاک پای شمع نشست کند و Bed Rock نباشد) بخش چشمگیری از بار را خاک پیرامون شمع دریافت می‌کند (بویژه در بخش‌های بالای شمع) و بخش کمی از آن به پای شمع می‌رسد. (δ_1)

با افزایش بار شمع و افزایش نشست آن، Q_s تا رسیدن به حدی افزایش می‌یابد و پس از آن ثابت می‌ماند ولی Q_e به افزایش خود تا رسیدن به مرحله گسیختگی کلی خاک زیر پای شمع، ادامه می‌دهد.



نمودار و نوشته بالا نشانگر این است که، برای بسیج شدن همه باربری Q_e نشست بیشتری بایستی رخ دهد، در حالی که برای بسیج شدن Q_s نشست کمتری بایسته است. به گفته دیگر بیشینه باربری جدار شمع (Q_s) زودتر از بیشینه باربری پای شمع (نوک شمع) بسیج می‌شود و از این رو ضریب اطمینان این دو را متفاوت می‌گیرند.

$$Q_{all} = \frac{Q_e}{3.5} + \frac{Q_s}{1.5}$$ ✓

Q_{all} – باربری روای (مجاز) شمع
allowable

$$Q_{all} \simeq \frac{Q_e + Q_s}{2.5}$$

برای بدست آوردن Q_e می‌توان از پیشنهادهای مایرهوف، هانسن و وسیج بهره برد. بهتر است از پیشنهاد تزراقی بهره برده نشود، چون این پیشنهاد برای $D \geq B$ پیشنهاد شده است. (در شمع‌ها $D \leftarrow B$ ، $L \leftarrow D$)

$$Q_e = A_p \times q_{u(net)}$$

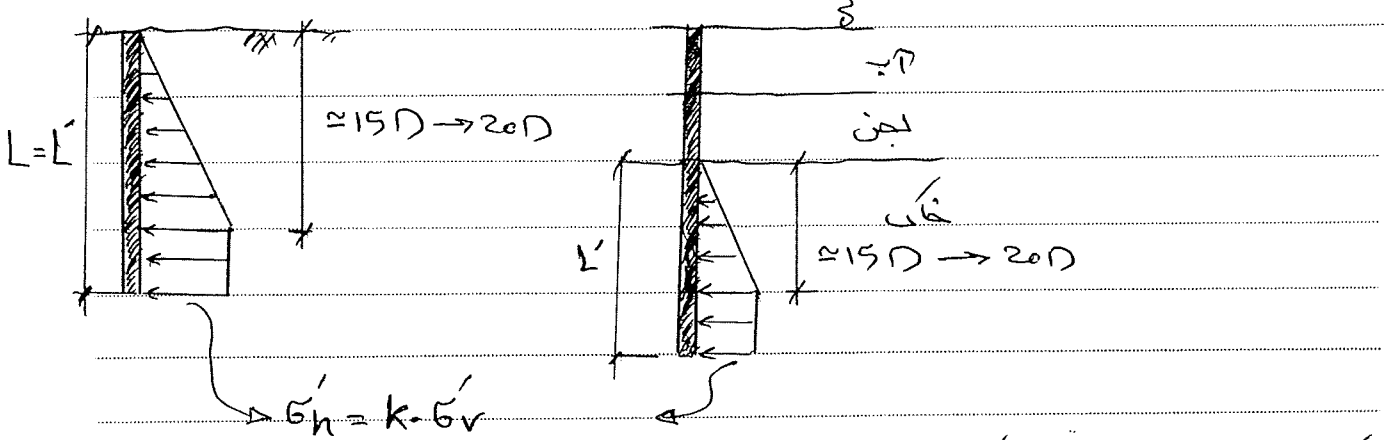
$$Q_e = \frac{\pi D^2}{4}\left(c.N_c \text{---} + \bar{\sigma}_v(N_q - 1) \text{---} + \text{جمله سوم چشم‌پوشی به علت کوچکی قطر شمع}\right)$$

A_p – مساحت پای شمع (نه سایه شمع) (برای شمع مربعی B^2)

σ'_v - تنش مؤثر در پای شمع

تنش مؤثر خاک پای شمع با افزایش در ازای (L') شمع افزوده می‌شود و برای شمع‌های با $L' > 15D$، پس از رهای $L' = 15D$ ثابت می‌ماند.

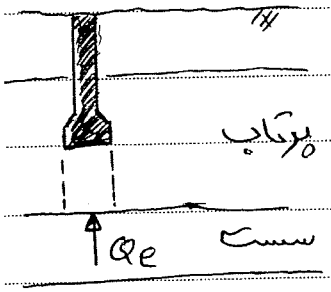
L' - بخشی از درازای شمع است که در درون خاک جای گرفته نه آب و لجن



σ'_h : فشار مؤثر (افقی) اثر کننده بر جدار شمع

چند نکته:

- افزایش L، باربری جدار را می‌افزاید. چون سطح جانبی شمع افزایش می‌یابد.
- افزایش L، باربری پای شمع را پس از $L' > 15D$ نمی‌افزاید.
- افزایش دادن قطر شمع، حفاری را پردردسر و پرریزش می‌کند. از این رو برای افزودن به باربری، L افزوده می‌شود. (D_{max} معمولاً ۱۰۰ تا ۱۲۰cm)
- Q_s با ۵ تا ۱۰mm نشست شمع (نسبت به خاک پیرامون) بسیج می‌شود.
- Q_e در شمع‌های کوبشی با $0.1D$ نشست خاک پای شمع و در شمع‌های درجا ریز با $0.3D$ نشست، بسیج می‌گردد.
- برای حالت $\phi = 0$ رس، در روش مایرهوف $N_c = 9$ ، $N_q = 1$ ، $N_\gamma = 0$ است.
- در حالتی که در رهای کمتر از $4D$ از پای شمع، لایه سستی وجود داشته باشد، نمی‌توان پای شمع را در لایه پرتاب پنداشت. در این حالت باید سستی اثر پانچ را نیز در نظر گرفت.



باربری خاک پیرامون شمع :

$$Q_s = Q_f + Q_a$$

برای تک لایه ←

$$Q_s = \int_0^L (k\sigma'_v \operatorname{tg}\delta)\, P \cdot dz + \int_0^L a \cdot c \cdot P \cdot dz$$

برای چند لایه ←

$$Q_s = \sum_{i=1}^{n} (k\sigma'_{v\,av} \operatorname{tg}\delta)\, P \cdot H_i + \sum_{i=1}^{n} (a_i c_i)\, P \cdot H_i$$

- P محیط شمع
- H_i بلندی شمع در لایه iام ($P \cdot H_i$ سطح جانبی شمع در لایه iام)
- $(k \cdot \sigma'_{v_{av}})$ فشار مؤثر افقی متوسط برای لایه iام (متوسط فشار مؤثر افقی در بالا و پایین لایه)
- δ زاویه اصطکاک میان شمع و خاک $0.4\varphi < \delta < 0.8\varphi$

$\delta = 20^\circ \rightarrow$ برای شمع فولادی

$\delta = \frac{3}{4}\varphi \rightarrow$ برای شمع بتنی

$\delta = \frac{2}{3}\varphi \rightarrow$ برای شمع چوبی

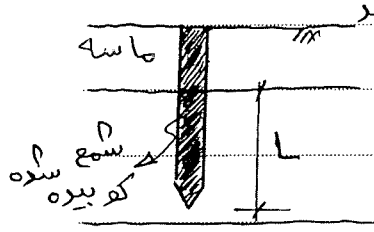
- f (نیروی اصطکاک در واحد سطح $f = k\sigma'_v \operatorname{tg}\delta$) پس از گرفتای ۱۰ تا 20 برابر ($\simeq 15D$) قطر شمع دیگر افزایش نمی یابد
- $f_{max} \simeq 1\ kg/cm^2$ برگزیده می شود.
- برای $D_r < 35\%$ ← $f_{av} = 0.10\ kg/cm^2$
- برای $35\% < D_r < 65\%$ ← $f_{av} = (0.10 \sim 0.25)$ "
- برای $65\% < D_r < 85\%$ ← $f_{av} = (0.25 \sim 0.70)$ "
- برای $D_r > 85\%$ ← $f_{av} = (0.70 \sim 1.1)$ "

- k برای شمع های درجا نیز برابر k_0 و برای شمع های کوبشی بزرگتر از k_0 است. ($k_0 < k < 1.75$) ، از $k = k_p$ بهره برده می شود، چون با گذر زمان حالت درهم فشرده دانه ها در حالت Passive در اثر release (رها شدن) کم می گردد.

برای برآورد Q_s ، سه روش که به روش های α و β و λ شناخته شده اند، پیشنهاد شده است.

روش α :

$$Q_s = \left(\alpha \cdot C + K\sigma'_{av} \tan\delta\right) \times P \times L$$

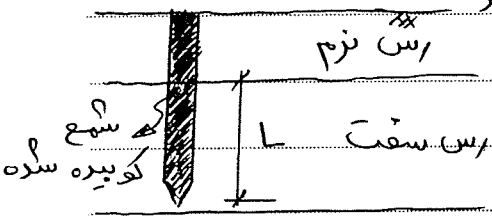


- با کوبیدن شمع، ماسه های میان شمع و رس جای می گیرند و پیوند میان شمع و رس را بیشتر می کنند. با افزایش L، اثر افزاینده ماسه ها از میان می رود.

$L < 10D \rightarrow \alpha \simeq 1$

$L = 20D \rightarrow \alpha = 0.75$

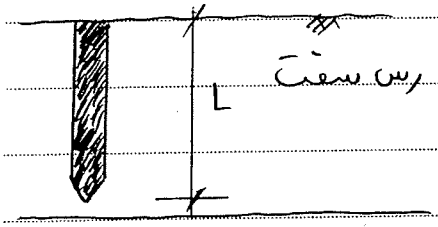
$L > 40D \rightarrow \alpha = 0.40$



- با جای گیری رس نرم در میان شمع و رس سفت، پیوند میان شمع و رس سفت کم می شود. با افزایش L از اثر لایه رس نرم و لیز کاسته می شود.

$L = 10B \rightarrow \alpha = 0.25$

$L = 20B \rightarrow \alpha = 0.60$



- با کوبیده شدن شمع، رس سفت خرد شده و همچسبی میان رس و شمع کم می شود.
هرچه رس سفت تر و L کمتر باشد، کاهش هم چسبی بیشتر می شود.

$L = 10B \rightarrow \alpha = 0.25$

$L = 20B \rightarrow \alpha = 0.60$

- شمع های درازی که بار بیشتری را برمی تابند، زیر بار، حرکات شلاق گونه از خود نشان می دهند و پوسته در بخش های بالای شمع رس را بیشتر می خرند. در این موارد α به ضریب کاهنده F نیز ضرب می شود.

$\alpha \rightarrow \alpha \cdot F$ $\quad \frac{L}{D} < 50 \rightarrow F = 1$ $\quad \frac{L}{D} > 120 \rightarrow F = 0.7$

- با افزایش نسبت چسبندگی لایه رس بر تنش مؤثر قائم $\left(\frac{C}{\sigma'_v}\right)$ α کاهش می یابد.

$\left(\frac{C}{\sigma'_v}\right) \uparrow \rightarrow \alpha \downarrow$

۴-۷

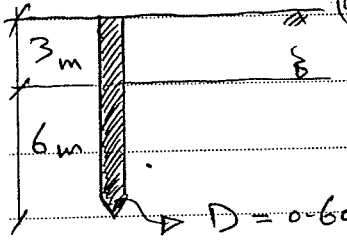
- اگر در خاک رس، پی آنکه لوله گوبی شود، حاره کنده شده و در آن بتن ریز ساخته شود، $\alpha = 0.45$ برگزیده می شود.

$$C_{uu} < (0.25\ kg/cm^2 = 25\ kPa) \longrightarrow \alpha = 1$$

$$25\ kPa < C_{uu} < 75\ kPa \longrightarrow \alpha = 1 - 0.5\left(\frac{C_{uu} - 25}{50}\right)$$

$$C_{uu} > 75\ kPa \longrightarrow \alpha = 0.5$$

- باروی راست به تکه رو داده ها، خواسته می شود $(\alpha \bar{\sigma}_v) Q_s$



$\gamma = 1700\ kg/m^3$
$C = 2500\ kg/m^2$
$\varphi = 30°$
$\delta = 25°$
$\gamma_{sat} = 2000\ kg/m^3$
$\alpha = 0.4$
$K = 0.8$

$$f_{av1} = (\alpha \cdot C + K \bar{\sigma}_{var} \tan\delta)$$

$$f_{av1} = [0.4 \times 2500 + 0.8 (1.5 \times 1700) \times \tan 25°]$$

$$f_{av1} = 1950\ kg/m^2$$

$$f_{av2} = \left(0.4 \times 2500 + 0.8\left((3 \times 1700) + (3 \times (2000 - 1000))\right) \tan 25°\right) = 4020\ kg/m^2$$

$$Q_s = 3.14 \times 0.60 (1950 \times 3 + 4020 \times 6) = 56463\ kg$$

روش β

این روش برای برآورد Q_s رس‌های عادی تحکیم یافته و زهکشی شده و خاک‌های دانه‌ای بکار برده می‌شود. این روش اصطکاک جانبی را پس از از میان رفتن اضافه فشار حفره‌ای آب نشان می‌دهد. $(C=0)$

$$f_{av} = k\,\bar{\sigma}_{v_{av}} \cdot \tan\delta = \beta \cdot \bar{\sigma}_{v_{av}} \qquad \beta = k \cdot \tan\delta$$

- در خاک‌های دانه‌ای ← $\beta = 0.18 + 0.0065 Dr\%$
- در رس‌ها ← $\beta < 0.5$

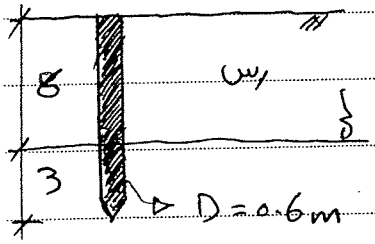
برای رس‌ها با O.C.R بالا β افزوده می‌شود

- در اثر کوبیدن شمع ϕ و c از میان رفته در نتیجه $c = 0$ ترفته می‌شود.
- اضافه فشار حفره‌ای آب در پیرامون شمع به تندی از میان می‌رود.

$$\beta = (1-\sin\delta)\tan\delta \qquad (\text{رس} < 1)$$

$$\beta = (1-\sin\delta)\sqrt{O.C.R}\,\tan\delta \qquad (\text{رس} > 1)$$

- باروی راست به نکاتی که داده‌ها خواسته می‌شود Q_s



رس

$\gamma = 1700 kG/m^3$

$\gamma_{sat} = 2000 kG/m^3$

رس سیلتی

$C_{uu} = 1 kG/cm^2$

$\delta = 20^\circ$

$\phi = 25^\circ$

$\beta = 0.25$

$f_{av_1} = \beta \cdot \bar{\sigma}_{v_{av}}$

$f_{av_1} = 0.25 \times (3 \times 1700)$

$f_{av_1} = 1275 \; kG/m^2$

$f_{av_2} = 0.25\left[(6 \times 1700) + (1.5(2000-1000))\right]$

$f_{av_2} = 2925 \; kG/m^2$

$$Q_s = 3.14 \times 0.6\,(6 \times 1275 + 3 \times 2925) = 30944 \; kG$$

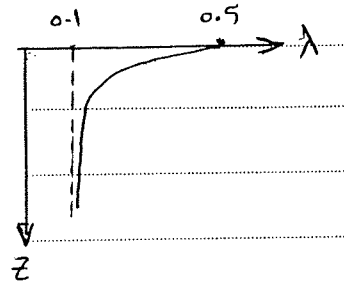
روش λ

این روش برای برآورد Q_s در خاک های رس سیرآب برای هر دو حالت زهکشی شده و زهکشی نشده بکار برده می شود. این روش برای شمع های کوبیده شده، بویژه شمع های دراز کوبیده شده در لایه یکنواخت رس بکار می رود.

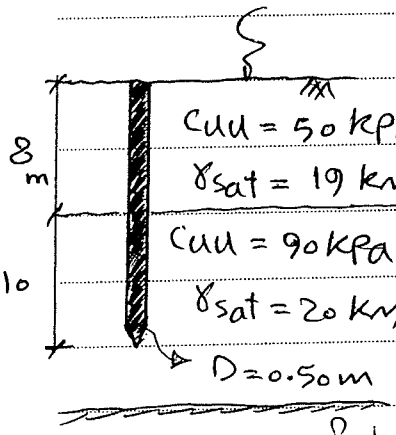
مقاومت متوسط در واحد سطح جانبی: $f_{av} = \lambda (\sigma'_{av} + 2c_{uu})$

$$Q_s = f_{av} \times P \times L$$

σ'_{av} : تنش مؤثر متوسط قائم، در بخشی از شمع که در درون خاک جای گرفته است.



- با بهره مندی از روش λ، Q_s را برآورد کنید.



$\lambda = 0.35$

$f_{av1} = 0.35 \left(4 \times (19-10) + 2 \times 50\right)$

$= 47.6$ kN/m²

$\lambda = 0.25$

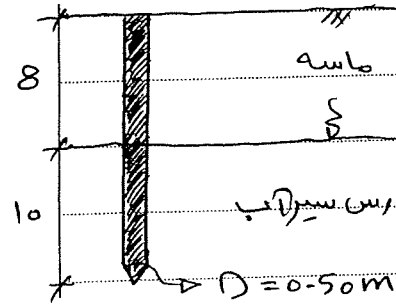
$f_{av2} = 0.25 \left[(8 \times (19-10) + 5(20-10)) + 2 \times 90\right]$

$f_{av2} = 75.5$ kN/m²

محیط شمع P

$$Q_s = 47.6 \times \frac{\pi \times 0.50}{1} \times 8 + 75.5 \times \frac{\pi \times 0.50}{1} \times 10 = 1783 \text{ kN}$$

- با بهره مندی از روش λ، Q_s را برآورد کنید.



$f_{av1} = 0.5 \times 4 \times 17 \times \tan 20°$

$= 12.37$ kN/m²

$f_{av2} = 0.3 \left[\left((8 \times 17) + 5(20-10)\right) + 2 \times 90\right] = 109.8$ kN/m²

$$Q_s = 12.37 \times \frac{\pi \times 0.5}{1} \times 8 + 109.8 \times \frac{\pi \times 0.5}{1} \times 10 = 1880 \text{ kN}$$

- در روش مایرهوف برای بدست آوردن Q_e ، N_c^* و N_q^* یا بهره مندی از کدام پارامتر حساب می شود. (ک)

الف) ϕ ب) ϕ و c

پ) c ت) ϕ ✓ ص 589 کتاب اُتُکنیک (جلد دوم طاحونی)

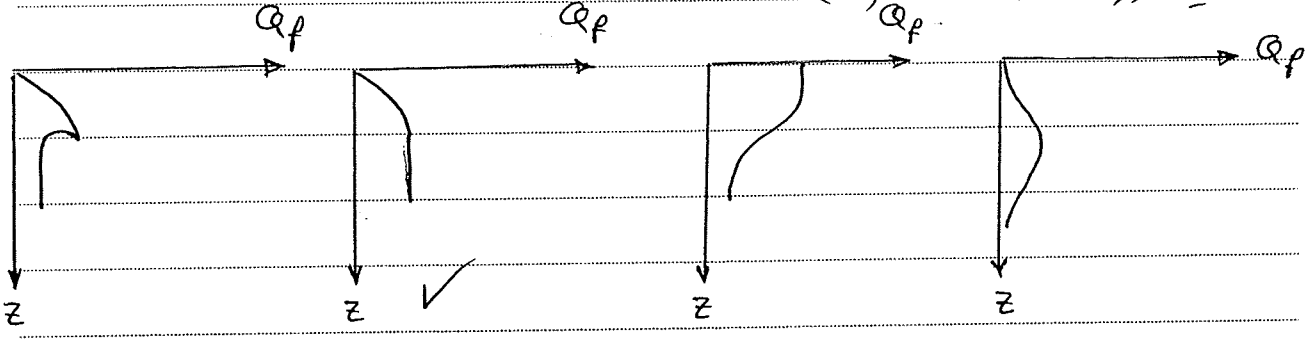
- از کدام گزینه در برآورد Q_e می توان چشم پوشی کرد؟ (ک)

الف) $c.N_c$ ب) $0.5\gamma B N_\gamma$ ✓

پ) $\bar{\sigma}_v . N_q$ ت) به بافت و ساختار خاک بستگی دارد.

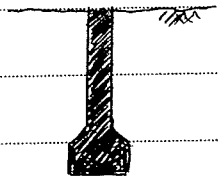
از آنجا که پهنا یا قطر شمع در سنجش با درازای آن کم است می توان از گزینه دوم چشم پوشی کرد.

- کدامیک درست است؟ (ک)



✓

- Q_s به کدامیک بستگی ندارد. (ک)



الف) پیرامون شمع ب) مساحت پای شمع ✓

پ) درازای شمع ت) درگیری میان شمع و خاک

- شمع کوبی، ...

الف) فشردگی خاک دانه ای و چسبندگی خاک ریزدانه را می کاهد.

ب) فشردگی خاک دانه ای را می افزاید و چسبندگی خاک های ریزدانه تحکیم یافته را می کاهد. ✓

پ) فشردگی خاک دانه ای و چسبندگی خاک ریزدانه را می افزاید.

ت) فشردگی خاک دانه ای را می کاهد و چسبندگی خاک ریزدانه را می افزاید.

شمع های پیش ساخته بتن مسلح، فلزی توپر، فلزی انتها بسته، همگام با کوبیدن جابجائی چشمگیری پدید می آورند و گزینه ب رخ می دهد. برای شمع های فلزی توخالی (○ و I) جابجائی کمتری رخ می دهد.

- شمع هائی که باربری آنها از Q_e و Q_s برآورد می گردد، ... (ک)

الف) در بارهای بهره برداری Q_e نقش چشمگیری دارد.

ب) در بارهای نهائی، Q_p نقش چشمگیری دارد.

پ) در بارهای بهره برداری و نهائی، باربری و نشست یکی است.

ت) در بارهای بهره برداری، Q_p نقش چشمگیری دارد ✓

ت، درست ترین چهار گزینه است و کاملاً درست نیست.

- در برآورد Q_e خاک پای شمع (بر پایه پیشنهاد مایرهوف) کدام گزینه درست است؟

الف) Q_e با افزایش L افزوده می شود.

ب) Q_e در ژرفائی به بیشترین اندازه خود می رسد و این ژرفا به D وابسته نیست.

پ) تنها در خاک های سیرآب، Q_e تا ژرفائی افزوده می شود و این ژرفا به D وابسته است.

ت) در شمع های جا گرفته در خاک های دانه ای، Q_e در ژرفائی از لایه باربر بیشتر نمی شود و این ژرفا به D وابسته است. ✓

بند چهارم در خاک های کاملاً چسبنده ($\phi = 0$) درست نیست. چون در این خاک ها قوس زنی خاک رخ نمی دهد.

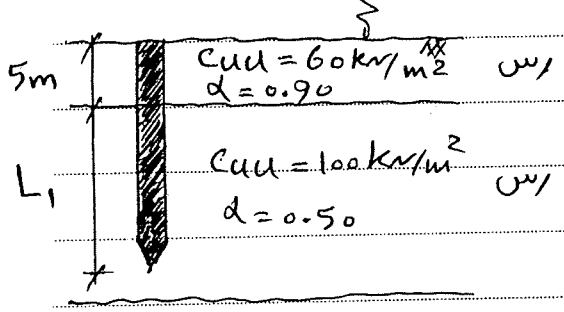
- شمع مربعی 30×30cm، چند متر در ازا داشته باشد تا باربری آن با ضریب اطمینان 3، 300kn شود.

الف) 13.25 m ✓

ب) 14.5 m

پ) 15.4 m

ت) 18 m



$Q_e = A_p(C_u N_c + \dots)$ (رابطه ۱)

$A_p = 0.30 \times 0.30 = 0.09 m^2 \rightarrow Q_e = 0.09(100 \times 9 + 0) = 81 kN$

$Q_e + Q_s = Q$

$81 + [0.30 \times 4(5 \times 0.9 \times 60 + L_1 \times 0.50 \times 100)] = 3 \times 300$

$L_1 = 8.25 m \rightarrow L = 8.25 + 5 = 13.25 m$

اگر چنانکه موافق با مرسوم شمع های شناور از Q_e چشم پوشی شود، گزینه ب درست خواهد بود.

- در برآورد Q_p (باربری شمع) کدام گزینه درست است؟ (ک)

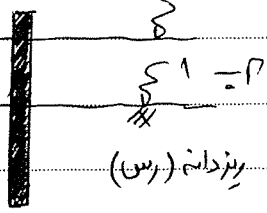
الف) در شمع‌های کوتاهی که پایشان بر روی لایه سخت جای گرفته، Q_e و Q_s اثرگذارند.

ب) در شمع‌های درازی که پایشان بر روی لایه سخت جای گرفته، تنها Q_p ارجدار است.

پ) در شمع‌های شناور دراز نمی‌توان از Q_e چشم پوشی کرد.

ت) Q_p، با جابجائی نسبی شمع نسبت به خاک، بوجود می‌آید. ✓

- اگر در زمین نگاره زیر آب از روی زمین بالاتر رود، ... (ک)



الف) با آماس خاک Q_s افزوده می‌شود.

ب) Q_p در درازمدت و کوتاه‌مدت کاهش می‌یابد.

پ) Q_p در کوتاه‌مدت ثابت می‌ماند و در درازمدت کاسته می‌شود.

ت) Q_p در کوتاه‌مدت و درازمدت ثابت می‌ماند. ✓

چون در این زمین، با بالارفتن آب، σ'_v و σ'_h در جای‌جای لایه رس دگرسان نمی‌یابد، پس Q_p نیز دگرسان نمی‌یابد.

- شمع بتنی با $D=0.35m$ و $L=15m$ به لایه رس سیراب کوبیده شده است. اگر $C_{uu}=60\,kPa$ باشد، خواسته می‌شود Q_e (ک)

الف) 250 kN (مایرهوف) $N_q=1$ $\longrightarrow N_c=9$ $\longleftarrow \phi=0$

ب) 500 kN

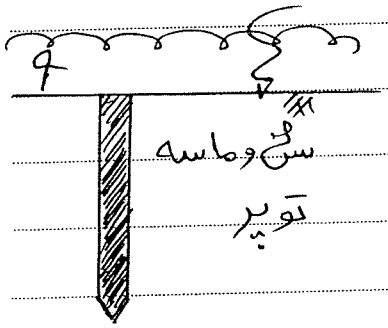
پ) ✓ 50 kN

ت) 750 kN

$$Q_e=\frac{\pi D^2}{4}\left(cN_c+\sigma'_v(N_q-1)\right)$$

$$Q_e=\frac{3.14\times 0.35^2}{4}(60\times 9)=52\,kN$$

- در زمین نگاره زیر شمع کوبی شده است. اگر بر روی زمین سربار q نیز اثر کند، ... (ک)



الف) Q_e و Q_s افزایش می‌یابد. ✓

ب) اصطکاک منفی باربری شمع را می‌کاهد.

پ) U افزایش و σ'_v کاهش می‌یابد و Q_p را می‌کاهد.

ت) تنها Q_e افزوده می‌شود.

- در شمع ها با افزایش L، ... (ک)

الف) Q_e همواره افزایش می یابد و Q_p ثابت می ماند.

ب) Q_e تا رسیدن به حدی افزوده می شود و پس از آن ثابت می ماند. ✓

پ) Q_s همواره افزوده می شود و Q_e ثابت می ماند.

ت) Q_s تا رسیدن به حدی افزایش می یابد و پس از آن ثابت می ماند.

درست تر: Q_s همواره افزوده می شود (به علت افزایش سطح جانبی یا افزایش L) و Q_e تا رسیدن به حدی افزوده می شود و پس از آن ثابت می ماند.

- در برآورد Q_s خاک های دانه ای، k ... است. (ک)

الف) k_o ب) k_a

پ) $k_a < k < k_o$ ت) $k_o < k < k_p$ ✓ در شمع های درجا $k = k_o$ است.

کدام گزینه در پیوند با k (ضریب فشار افقی خاک برای برآورد Q_p) درست است. (ک)

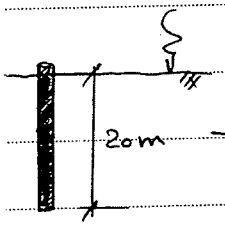
الف) در شمع های درجا k به k_p نزدیک است.

ب) در شمع های پیش ساخته (کوبشی) به k_p نزدیک است. ✓

پ) در همه شمع ها به k_p نزدیک است.

ت) در همه شمع ها به k_a نزدیک است.

- یک شمع بتنی به قطر 40cm در رس سیلتی که در آن $C_{uu} = 50\ kPa$ است، کوبیده شده است. اگر $\alpha = 0.3$ باشد، Q_s چه اندازه خواهد شد. (ک)



الف) 37.7 kN

ب) 188.5 kN

پ) 377 kN ✓

ت) 4189 kN

شمع شناور $\rightarrow Q_e = 0$

رس در حالت UU $\rightarrow Q_p = 0$

$Q_a = \alpha . C . P . L = 0.3 \times 50 \times 3.14 \times 0.40 \times 20 = 377\ kN$

- بسیج کامل Q_e نسبت به Q_s، به تغییر شکل ... نیاز مند است. از این رو در برآورد Q_a بهتر است ضریب اطمینان باربری نوک ... از باربری جدار در نظر گرفته شود. (ک) بیشتر - بزرگتر ✓

در شمع‌های شناور کدام روش برای افزودن به باربری شمع مناسب و اقتصادی است؟ (ک)

الف) افزودن به L ✓

ب) افزودن به D

پ) افزودن به ρ

ت) افزودن به f_c' و f_y

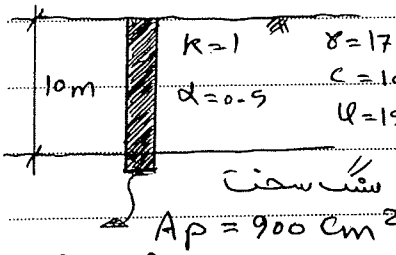
- شمع شناور یا شمع اصطکاکی شمعی است که پای آن به لایه باربر نرسیده و $Q_e \simeq 0$ است و باربری آن در پیوند با Q_s است.

- افزایش D هرچند که سطح جانبی را می افزاید ولی اجرای شمع را دشوار می کند (در مواردی هم این چنین نیست)

افزایش L ، پای شمع را به نقاط پرتاب می برد و افزایش D ، مساحت را خیلی می افزاید (D^2) و میلگرد مصرفی را افزایش می دهد.

- افزایش ρ و f_c'، f_y تاب فشاری ساقه شمع را می افزاید و اثر آن‌ها بر روی باربری شمع خیلی چشمگیر نیست.

برای شمع نگاره زیر Q_s چه اندازه است؟ (ک)



الف) صفر ✓

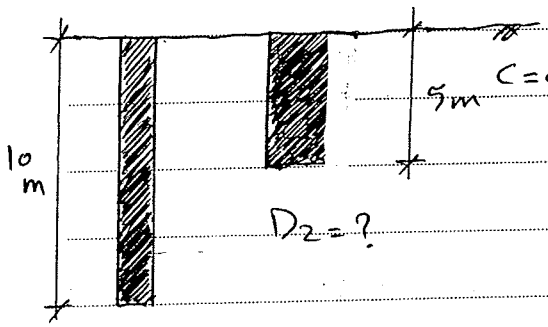
ب) 62.5 ton

پ) 36 ton

ت) 174 ton

باروی داشت به این که باربری سنگ سخت پای شمع چشمگیر است، ساقه شمع نشست نخواهد کرد و شمع نیز برای برآورد تغییر طول شمع داده نشده است، پس $Q_s = 0$ خواهد شد.

خواسته می شود D_2 تا $Q_{e1} = Q_{e2}$ شود. (ک)



الف) 0.707 m ✓

ب) 3 m

پ) 2 m

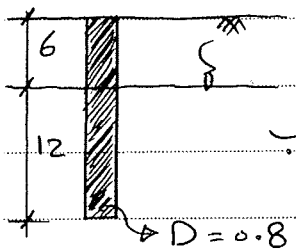
ت) 1 m

$D_1 = 0.5\,m \qquad Q_{e1} = Q_{e2}$

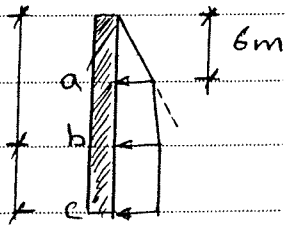
$$\frac{\pi \times 0.5^2}{4}\left(10 \times \gamma \times (K_q - 1)\right) = \frac{\pi \times D_2^2}{4}\left(5 \times \gamma \times (K_q - 1)\right)$$

$$0.25 \times 2 = D_2^2 \rightarrow D_2 = 0.707\,m$$

- با روی داشت به نگاره و داده ها ، خواسته می شود Q_p



$k = 0.4$
$\gamma = 1600\ kg/m^3$
$\gamma_{sat} = 1900\ kg/m^3$
$\varphi = 30^\circ$
$\delta = 20^\circ$



نمودار فشار افقی

$P_{ha} = 0.4\,(6 \times 1600) = 3840\ kg/m^2$

$P_{hb} = P_{hc} = 0.4\left[(6 \times 1600) + 6(1900 - 1000)\right] = 6000\ kg/m^2$

$$Q_p = \sum_{i=1}^{n} k\sigma'_{v_{av}} \times tg\delta \times P \times H_i = \text{مساحت نمودار فشار افقی} \times tg\delta \times P_i$$

$$= \left(\frac{3840 \times 6}{2} + \frac{3840 + 6000}{2} \times 6 + (6000 \times 6)\right) \times tg20 \times 3.14 \times 0.8 = 70437\ kg$$

- دو شمع هم قطر از لایه ای ساخته شده اند. اگر Q_e هر دو شمع برابر باشد، کدام گزینه درست است؟

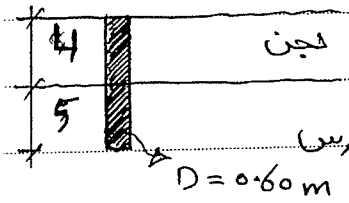
الف) سطح جانبی شمع ها برابر است

ب) مساحت پای هر دو شمع برابر است. ✓

پ) پرنای شمع ها برابر است

ت) هر سه

- با بهره مندی از روش مایرهوف ، خواسته می شود $(K_s = 2.5)\ Q_{a(net)}$



$C_{uu} = 8\ t/m^2 \rightarrow Q_{uu} = 0 \rightarrow Q_p = 0$

$\alpha = 0.8$

$$Q_e = 9\,C_{uu}\,A_p = 9 \times 8 \times \frac{\pi \times 0.60^2}{4} = 20.3\ ton$$

$$Q_s = Q_a = \alpha C_{uu} \times P \times L = 0.8 \times 8 \times 3.14 \times 0.60 \times 5 = 60.3\ ton$$

$$Q = 20.3 + 60.3 = 80.6$$

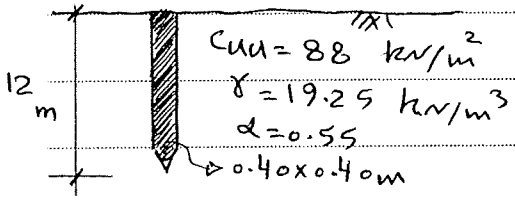
$$Q_{a(net)} = \frac{80.6}{2.5} = 32.24\ ton$$

(ک)

- باروی راست به نکات و داده‌ها، خواسته می‌شود باربری روای (Q_{all}) شمع

الف) 300kn ✓ ب) 250kn

پ) 200kn ت) 350kn



$Q_a=\alpha.C.P.L=0.55\times88\times4\times0.40\times12=929\ kn$ $\quad Q_f=0$

$Q_e=A_p.C.N_c=0.40^2\times88\times5.14=72\ kn$

$Q_{all}=\frac{72+929}{4}=250\ kn$

با $N_c=9$، $Q_{all}=263\ kn$ می‌شود.

با بهره مندی از پیشنهاد هانسن:

$$Q_e=A_p\left[C.N_c\left(1+\frac{N_q}{N_c}\right)d_c+\acute{\sigma}_v(N_q-1)(1+tg\varphi)d_q\right]$$

$\varphi=0 \rightarrow N_c=5.14 \quad , N_q=1$

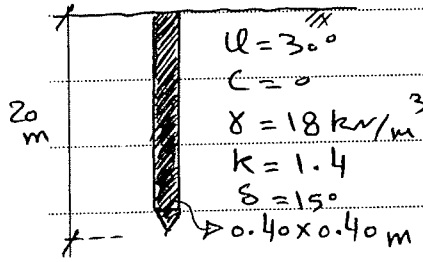
$$Q_e=0.40^2\left[88\times5.14\times\left(1+\frac{1}{5.14}\right)\left(1+0.4\,Arctg\frac{12}{0.40}\right)+0\right]=139\ kn$$

$$Q_{all}=\frac{929+139}{4}=267\ kn$$

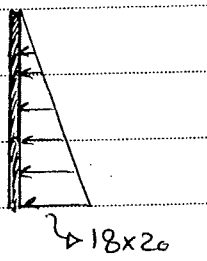
- باروی راست به نکات و داده‌ها، خواسته می‌شود Q_S (ک)

الف) 458 kn ت) 890 kn

ب) 1760 kn ✓ پ) 2160 kn



$Q_S=K\acute{\sigma}_{v(av)}\,tg\delta\times P\times L$

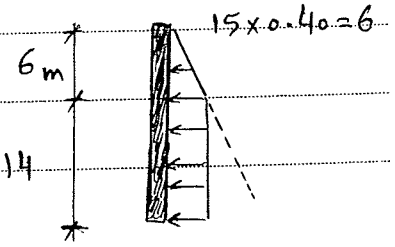


$$Q_S=1.4\left(\frac{(18\times20)+0}{2}\right)tg15^\circ\times(4\times0.40)\times20=2160\ kn$$

شمع‌های کوبیده شده معمولاً کمتر نشست می‌کنند. اگر خاک زیر پای شمع نشست کند، بخش فشار افقی خاک پس از رفتن $15D$، مستطیلی می‌گردد.

$$Q_S=1.4\left[6\times\frac{6\times18}{2}+14\times6\times18\right]\times tg15^\circ\times(4\times0.40)$$

$=1101\ KN$



باربری شمع های کششی

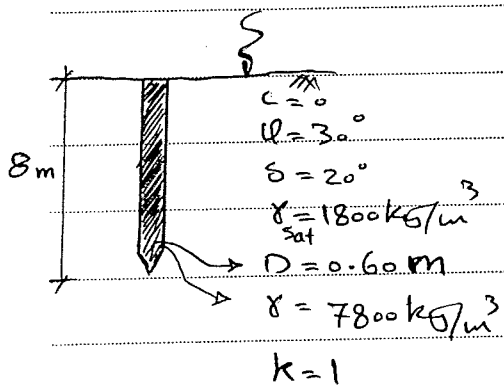
در این شمع ها باربری خاک زیر پای شمع اثری بر باربری کششی شمع ندارد و باربری کششی را سنگینی شمع و باربری خاک پیرامون شمع پدید می آورند. در برآورد سنگینی شمع بایستی نیروی بالابرنده گزر آب و نیروی سبک کننده ارشمیدس نیز در نظر گرفته شوند.

در شمع های کششی نیز اگر درازای شمع بیشتر از L_c (طول بحرانی) باشد، f (مقاومت اصطکاکی شمع و خاک) پس از رفتن ثابت می ماند.

در شمع هایی که پای شمع ستبرتر از ساقه شمع باشد، خاک بالای پای شمع نیز در برآورد باربری کششی در نظر گرفته می شود.

باربری جدار شمع (باربری خاک پیرامون شمع (Q_s)) در شمع های کششی کمتر از شمع های فشاری است و می گویند (علت) آن کاهش قطر شمع به هنگام اثر بارهای کششی است. (خاصیت پواسون)

باربری جدار شمع (Q_s) برای شمع های کششی نیز همانند شمع های فشاری، از روش های α، β، λ حساب می شود ولی به ضریب اطمینان بیشتری تقسیم می گردد.



- خواسته می شود باربری کششی شمع

$$Q_s = K\bar{\sigma}_{av} \tan\delta \times P \times L$$

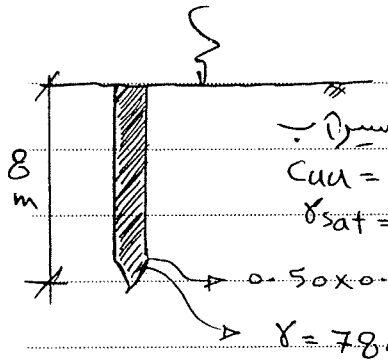
$$Q_s = 1\left(4(1800-1000)\right)\tan 20 \times \pi \times 0.60 \times 8$$

$$Q_s = 17550\ kG$$

$$W' = V_p \times \gamma' = \frac{\pi \times 0.60^2}{4} \times 8 \times (7800-1000) = 1537\ kG$$

$$T = Q_s + W' = 17550 + 1537 = 32920\ kG$$

- خواسته می شود باربری کششی شمع



$C_{uu} = 5000\ kg/m^2 \rightarrow \varphi_{uu} = 0 \rightarrow Q_p = 0$

$\gamma_{sat} = 1800\ kg/m^3$

0.50 × 0.50 (مربع)

$\gamma = 7800\ kg/m^3$

$\alpha = 0.45$

$Q_s = Q_a = \alpha \cdot C_{uu} \cdot P \cdot L$

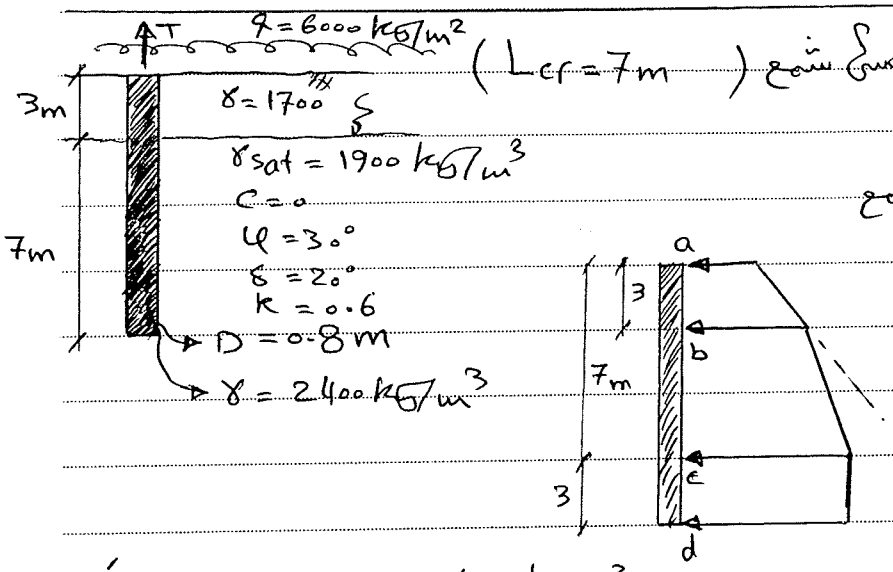
$Q_s = 0.45 \times 5000 \times 4 \times 0.50 \times 8$

$Q_s = 36000\ kg$

$W' = 0.50 \times 0.50 \times 8 \times (7800 - 1000) = 13600\ kg$

$T = Q_s + W' = 36000 + 13600 = 49600\ kg$

- خواسته می شود باربری کششی شمع ($L_{cr} = 7m$) موثر نمودار فشار افقی اثر کننده بر شمع



$\sigma'_{ha} = 6000 \times 0.6 = 3600\ kg/m^2$

$\sigma'_{hb} = (6000 + (3 \times 1700)) \times 0.6 = 6660\ kg/m^2$

$\sigma'_{hc} = \sigma'_{hd} = (6000 + (3 \times 1700) + (4(1900 - 1000))) \times 0.6 = 8820\ kg/m^2$

$$Q_s = \sum_{i=1}^{3} \sigma'_{hi} \cdot tg\delta \times P \times L_i = tg\delta \times P \sum_{i=1}^{3} \sigma'_{hav_i} \times L_i$$

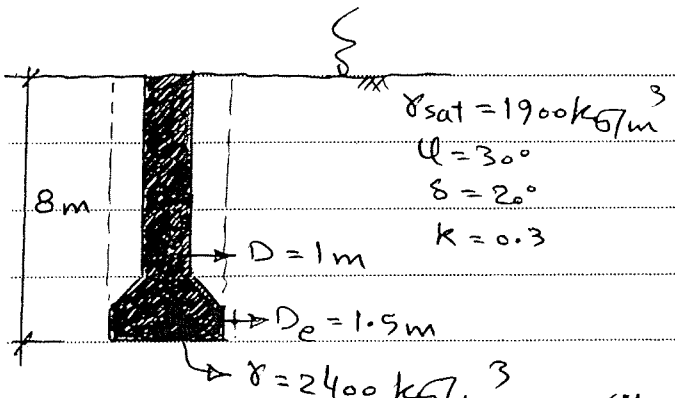
$$Q_s = tg20^\circ \times 3.14 \times 0.8 \left(\frac{3600 + 6660}{2} \times 3 + \frac{6660 + 8820}{2} \times 4 + 8820 \times 3 \right)$$

$Q_s = 66570\ kg$

$$W' = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} (3 \times 2400 + 7(2400 - 1000)) = 8540\ kg$$

$T = 66570 + 8540 = 75110\ kg$

خواسته می‌شود باربری کششی شمع



در این حالت وزن خاک پیرامون شمع، باربری کششی را می‌افزاید:

$$T > Q_s + W$$

که سامه با خاک پیرامون

$$T = Q_s^* + W^*$$

وزن شمع و خاک که خاک بالای شمع با خاک پیرامون

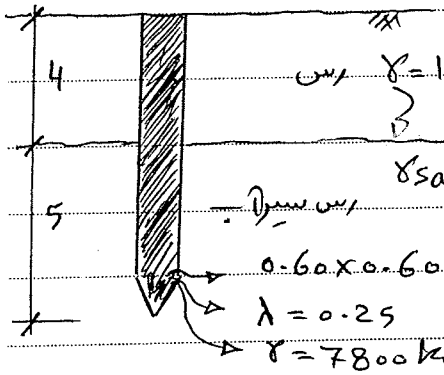
$$Q_s^* = k \cdot \sigma'_{av} \cdot \tan\varphi \cdot P_e \cdot L$$

$$Q_s^* = 0.3\left(4(1900-1000)\right)\tan 30^\circ \times \pi \times 1.5 \times 8 = 23490\ kg$$

$$W^* = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 8 \times (2400-1000) + \frac{\pi(1.5^2-1^2)}{4} \times 8 \times (1800-1000) = 15860\ kg$$

$$T = 23490 + 15860 = 39350\ kg$$

خواسته می‌شود باربری کششی شمع



$$f_{av} = \lambda\left(\sigma'_{av} + 2C_{uu}\right)$$

$$f_{av1} = 0.25\left(2\times1700 + 2\times5000\right) = 3350\ kg/m^2$$

$$f_{av2} = 0.25\left[\left(4\times1700 + 2.5(2000-1000)\right) + 2\times5000\right] = 3975\ kg/m^2$$

$$Q_s = \sum f_{av} \times P \times L = 4\times0.60\left(3350\times4 + 3975\times5\right) = 79860\ kg$$

$$W_{Pile} = 0.60\times0.60\left(4\times7800 + 5\times(7800-1000)\right)$$

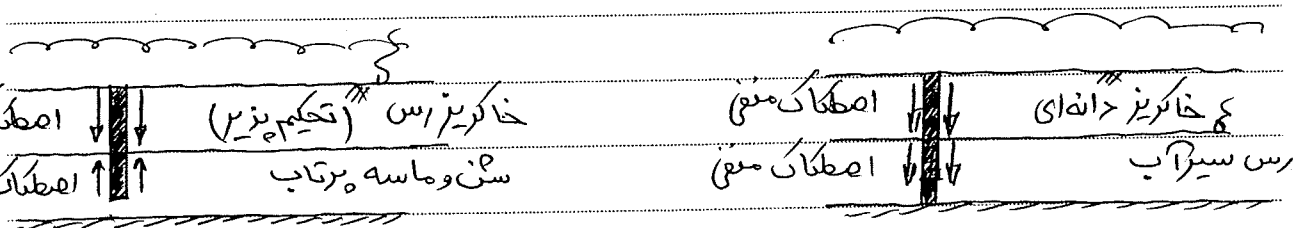
$$Q = 79860 + [illegible] = [illegible]\ kg$$

اصطکاک منفی

اگر شمع در بستر خاک پیرامونش ۵ تا ۱۰mm نشست نماید، خاک پیرامون شمع در برابر نشست شمع، پایداری نشان می دهد که به نیروی مقاوم اصطکاک یا اصطکاک مثبت شناخته شده است. این نیرو رو به بالاست و باربری شمع را می افزاید.
ولی اگر خاک پیرامون شمع بیشتر از شمع نشست کند، در این حالت شمع در اثر اصطکاک با خاک، رو به پایین فشرده می شود (که به آن اصطکاک منفی گفته می شود).
نیروی اصطکاک منفی بار شمع را می افزاید و چنانکه در شمع درست طرح نشده باشد، آنرا در اثر کمانش خمانی می کند. به گفته دیگر اصطکاک منفی بخشی از باربری ثقلی را به خود اختصاص می دهد و بهره مندی از شمع را کم بازده می کند.

شوند های (علت های) اصطکاک منفی:

- بارگذاری برروی لایه نشست پذیر یا تحکیم یابنده
- پایین رفتن آب زیر زمینی و افزایش تنش موثر و رخ دادن نشست.
- لرزش لایه های سست و پدید آمدن نشست
- سیر آب شدن لایه های سست و پدید آمدن نشست



مایرهوف برای محاسبه اصطکاک منفی، پیوند زیر را پیشنهاد کرده است.

f: مقاومت منفی در واحد سطح

$$f = \beta \cdot \bar{\sigma}_z A$$

$L < 15m \longrightarrow \beta = 0.3$

$L = 40m \longrightarrow \beta = 0.2$

$L = 60m \longrightarrow \beta = 0.1$

- در شمع هائی که در آنها احتمال پدید آمدن اصطکاک منفی است، هنگام باربرنظر گرفتن Q_s منفی نباید برروی اصطکاک مثبت پیش از پدید آمدن نشست حساب کرد. به گفته دیگر باید در برآورد Q، Q_s را به حساب آورد.
- برای کاستن از اثر اصطکاک منفی می توان اصطکاک شمع و خاک را با صاف کردن رویه شمع یا نمالیدن صمغ و قیر کم کرد.
- در برآورد باربری کششی شمع، هرچند که اصطکاک منفی باربری کششی را می افزاید، ولی آنرا در نظر نمی گیرند.

- کدامیک اصطکاک منفی پدید می‌آورد؟ (ک)

الف) بار بیشتر از اندازه شمع　　ب) کوتاه شدن شمع در اثر کرنش

پ) نشست لایه‌های پیرامون شمع ✓　　ت) اصطکاک منفی در شمع پدید نمی‌آید.

- اگر شمع 7cm و خاک پیرامون شمع 10cm نشست کند، (ک)

الف) باربری شمع افزوده می‌شود　　ب) باربری شمع کاسته می‌شود ✓

پ) باربری شمع ثابت می‌ماند.　　ت) شمع بدرد نخور می‌شود.

- کدام گزینه در پیوند با اصطکاک منفی درست است. (ک)

الف) باربری را می‌افزاید　　ب) نشست را می‌کاهد

پ) آماس پدید می‌آورد　　ت) نیروی فشاری شمع را می‌افزاید. ✓

- برای محاسبه Q_s ناشی از اصطکاک منفی، کدام روش سودمند است. (ک)

الف) α　　ب) β　　پ) وسترگارد　　ت) بوسینسک

α برای کوتاه‌مدت (زهکشی نشده)　　β برای درازمدت (زهکشی شده)

- کدام گزینه در پیوند با اصطکاک منفی درست است. (ک)

الف) باربری را می‌افزاید　　ب) در خاکهای پیرامون آماس پدید می‌آورد.

پ) نشست شمع را می‌افزاید　　ت) نشست و بار شمع را می‌افزاید. ✓

★: شمع‌هایی که به سنگ بستر تکیه کرده‌اند، نشست نمی‌کنند و تنها بارشان افزوده می‌شود.

- کدام گزینه درست است؟ ک

الف) اگر شمع در لایه‌های خاک واریزه یا رس تحکیم پذیر جای گیرد، اصطکاک منفی مهم است و در برآورد Q_s، Q_s اصطکاک مثبت به حساب آورده می‌شود.

ب) اگر شمع ——— به حساب آورده نمی‌شود. ✓

پ) اگر شمع در لایه خاکریز درهم فشرده جای گیرد، اصطکاک منفی مهم است و در برآورد Q_s، Q_s اصطکاک مثبت به حساب آورده می‌شود.

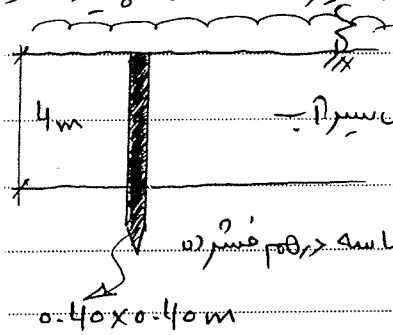
ت) اگر شمع ——— به حساب آورده نمی‌شود.

- اصطکاک منفی را... (ک)

الف) بار بیش از اندازه شمع پدید می‌آورد. ب) نشست لایه‌های پیرامون شمع پدید می‌آورد.

پ) تغییر شکل کشسان شمع پدید می‌آورد. ت) نشست خاک زیر پای شمع پدید می‌آورد.

- در اثر بارهای روی، لایه رس تحکیم می‌یابد، خواسته می‌شود نیروی محوری پدید آمده از اصطکاک منفی (روش β)



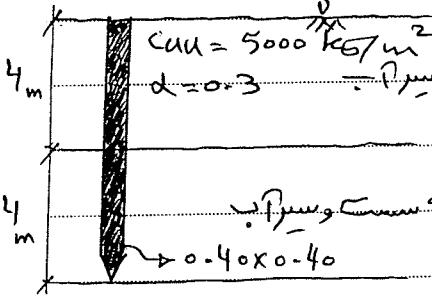
$f_{av} = \beta \cdot \bar{\sigma}_{vav} = k \cdot \bar{\sigma}_{vav} \cdot \tan\delta$

$f_{av} = 0.4\left(\frac{4}{2}(2000-1000)+5000\right)\tan 20^\circ$

$f_{av} = \frac{1310}{2}\ kG/m^2$

$Q_{an} = \frac{1310}{2} \times 4 \times 0.40 \times 4 = \frac{8380}{2}\ kG$

- در اثر لرزش ناگهانی لایه ماسه نشست می‌کند، خواسته می‌شود نیروی محوری پدید آمده از اصطکاک منفی در کوتاه‌مدت.



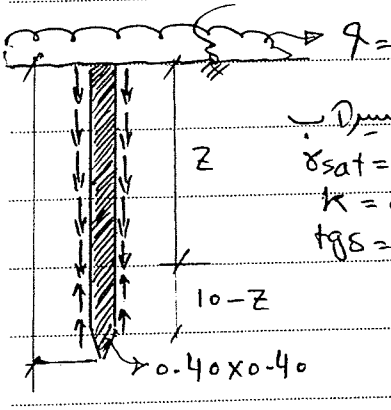
$f_{av_1} = \alpha C_{uu} = 0.3 \times 5000 = 1500\ kG/m^2$

$f_{av_2} = k \cdot \bar{\sigma}'_{av} \cdot \tan 20^\circ = 0.4\left[4(2000-1000)+2(1900-1000)\right]\tan 20^\circ$

$f_{av_2} = 844\ kG/m^2$

$Q_{an} = 4 \times 0.4\,(1500 \times 4 + 844 \times 4) = 15000\ kG$

- در شمع شناور زیر، پس از بارگذاری روی، شمع نشست می‌کند و به پایداری می‌رسد. خواسته می‌شود نیروی محوری پدید آمده از اصطکاک منفی



نیروی اصطکاک مثبت = نیروی اصطکاک منفی

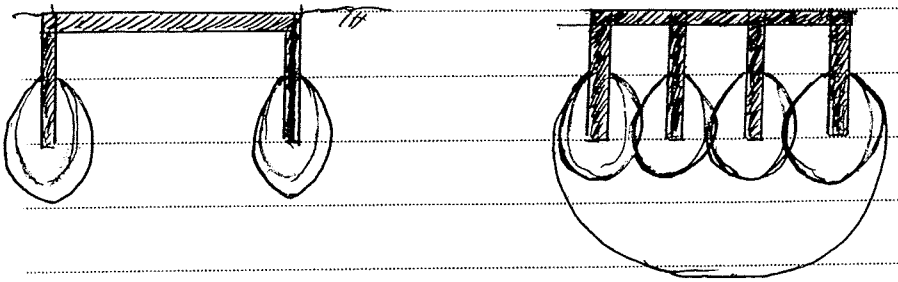
$k\bar{\sigma}'_{var_1} \tan\delta \times P \times Z = k\bar{\sigma}'_{var_2} \tan\delta \times P \times (10-Z)$

$\left(5000+\frac{Z}{2}(2000-1000)\right)Z = \left[5000 + Z(2000-1000) + \frac{10-Z}{2}(2000-1000)\right](10-Z)$

$Z \simeq 5.5\ m$

گروه شمع ها

در یک ساختمان از چندین شمع بهره برده می شود و سر شمع ها با یک کلاهک (Cap) مثل پی نواری، پی نواری دوسویه و پی گسترده یکپارچه می گردد.
اگر شمع ها فاصله چشمگیری از هم داشته باشند، حوزه تنش آنها در همدیگر تداخل نمی کند و از این رو باربری شمع ها جداگانه حساب می شود، ولی اگر شمع ها به هم نزدیک باشند، حوزه تنش آنها در همدیگر تداخل می کند. به چنین مجموعه‌ای از شمع ها گروه شمع گفته می شود.



- محدوده تأثیر (ارفای تأثیر و پرهنای تأثیر) یک گروه شمع، بزرگتر از مجموع محدوده های تأثیر شمع های تکی است.
- در شرایط مساوی، نشست گروه شمع بیشتر از نشست شمع های تکی است. (چون گروه ارفای بیشتری را تحت تأثیر قرار می دهد)
- باربری گروه شمع، اغلب کمتر از مجموع باربری تک تک شمع ها است. اگر شمع های گروه در خاک دانه‌ای سست کوبیده شوند، دانه ها را به هم نزدیک می کنند و ویژگی های خاک را بهبود می بخشند. در این حالت باربری گروه بیشتر از مجموع باربری تک تک شمع ها می شود.
- با افزایش فاصله شمع ها از هم، اثر گروهی شمع از میان می رود و باربری شمع ها افزایش می یابد.
- در شمع های اتکائی اگر فاصله محور به محور شمع ها به $2B$ ($2D$) کاسته شود، گروه تشکیل می شود. در شمع های شناور (اصطکاکی) این فاصله $3B$ ($3D$) است.
D قطر و B ضلع شمع
- هرچه لایه های پیرامونی شمع ها درهم فشرده و پرتاب باشند، گروه زود پدید می آید. به گفته دیگر کمینه فاصله میان شمع های گروه افزوده می شود.
- ضریب کارائی گروه (E_g)، اینچنین شناسانده شده است:
(بازده گروه شمع)

$$E_g = \frac{\text{باربری گروه شمع ها}}{\text{مجموع باربری تک تک شمع ها}}$$

- بازده یک گروه شمع اتکائی صد درصد است. اگر پای شمع ها بر روی لایه ای سنگی جای گیرد و فاصله مرکز تا مرکز شمع ها از $(2.5 \sim 1.7)D$ کمتر باشد، بازدهی می تواند بیشتر از صد درصد شود ولی از سر ملاحظه کاری روی آن حساب نمی کنند.

- در شمع های شناوری که در خاک های دانه ای کوبیده شده اند، اگر فاصله محور به محور شمع ها $(2 \sim 3)D$ باشد، به علت نزدیک شدن دانه ها به هم، $Eg > 1$ می شود.

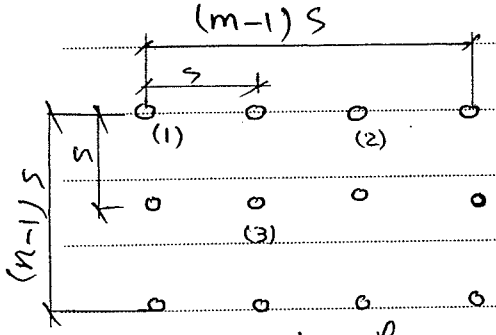
- در شمع های شناوری که در خاک های چسبنده کوبیده شده اند، برای برآورد Eg از بزرگی بلوکی گروه شمع بهره برده می شود.

$$Q = \gamma c \cdot c_{uu} \cdot L_g \times B_g + \alpha \cdot c_{uu} (2(L_g + B_g)) L$$

در این حالت اگر کلاهک گروه شمع با زمین تماس نداشته باشد، از بزرگی بلوکی پیرامون گروه و برش انتهایی تک تک پای شمع ها بهره برده خواهد شد.

$$Q = \gamma c \cdot c_{uu} \cdot (nAp) + \alpha c_{uu} (2(L_g + B_g)) L$$

- برای گروه شمع های شناور در خاک دانه ای:



$$P = 2[(m-1)S + (n-1)S] + 8\frac{D}{2}$$

$$P = 2(m+n-2)S + 4D$$

$$E_g = \frac{P \cdot L \cdot f_{av}}{m \cdot n \cdot \pi D L \cdot f_{av}} = \frac{P}{mn\pi D} = \frac{2(m+n-2)S + 4D}{mn\pi D}$$

اگر به جای E_g، یک جای گذاری شود:

برای فاصله های بزرگتر از S محدوده گروهی شمع از ← $S = \frac{1.57mnD - 2D}{m+n-2}$ میان می رود.

اگر شمع ها مقطع مربعی داشته باشند، در رابطه درون کادر، D به B و πD به $4B$ دگرگون می یابد.

- Feld بر پایه یک محاسبه ساده انگشتی پیشنهاد می کند که برای هر شمع موجود در گروه، $\frac{1}{16}$ باربری اش به ازای هر کدام از مجاورها کاسته شود.

مثلاً شمع (1) سه مجاور دارد و $\frac{3}{16}$ باربری اش کاهش می یابد.

شمع (2) پنج مجاور دارد و $\frac{5}{16}$ باربری اش کاهش می یابد

شمع (3) 8 مجاور دارد، $\frac{8}{16}$ باربری اش کاهش می یابد.

۲۵-۴

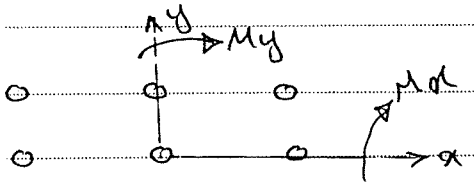
شناور

- برای شمع های با آرایش نامنظم، بازدهی گروه شمع برابر است با نسبت محیط گروه شمع به مجموع محیط شمع های تکی

- شمع کوبی در خاک دانه ای، خاک پیرامون شمع را تا شعاع سه برابر قطر شمع می فشارد.

- کوبیدن شمع های یک گروه، از میانه گروه آغاز می شود. در خاک سست می توان این کار را از پیرامون نیز آغاز کرد.

- اگر کلاهک گروه شمع صلب باشد، بار وارده به هر شمع از رابطه زیر برآورد می گردد.



$$q_i = \frac{P}{n A_p} + \frac{M_y \cdot x_i}{I_y} + \frac{M_x \cdot y_i}{I_x}$$

فشار

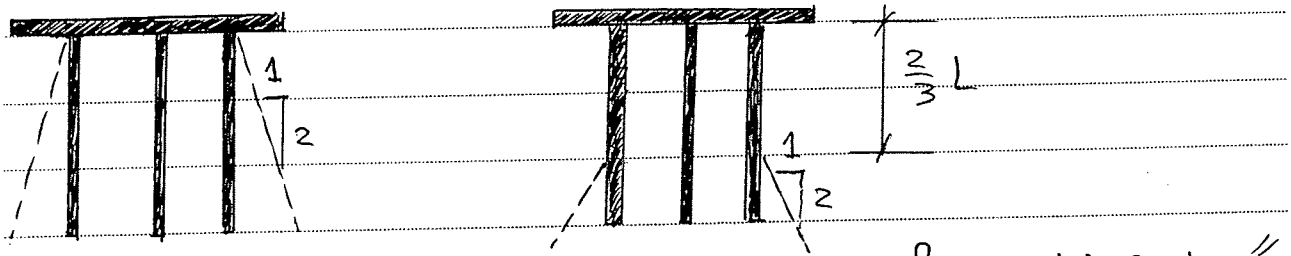
$$\begin{cases} I_y = I_{y_0} + A_p d_x^2 \\ I_x = I_{x_0} + A_p d_y^2 \\ I_{y_0},\ I_{x_0} \text{ ناچیز} \end{cases}$$

$$q_i = \frac{P}{n \cdot A_p} + \frac{M_y \cdot x_i}{A_p \sum d_{x_i}^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{A_p \sum d_{y_i}^2}$$

$$q_i \cdot A_p = P_i = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n} d_{x_i}^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n} d_{y_i}^2}$$

نیروی محوری شمع i ام

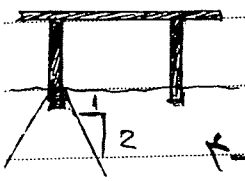
- دو شیوه برای پخش بار در شمع های اصطکاکی (پخش بار به لایه های پایین و برآورد نشست)



اگر نخستین لایه زیر شمع بسیار سست (لجن، آب و هوا) باشد، بدیهی است که پخش بار، با یکی از دو شیوه بالا از لایه دوم آغاز می گردد.

- در شمع های اتکائی، لایه پیرامون نقشی در پخش بار ندارد.

- نشست گروه شمع با نشست شمع تکی پیوند دارد.



۴-۲۶

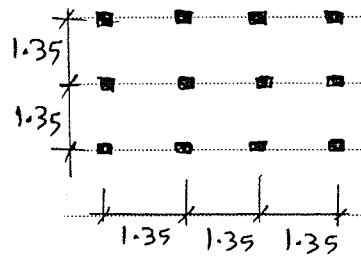
$$S_g = S_x \sqrt{B_g / D} \quad \text{(vesic)}$$

قطر شمع

پهنای گروه

نشست شمع تکی

- یک گروه شمع 12 تایی، در لایه‌ای رسی جای گرفته‌اند. باروی راست به تکاره و داده‌ها خواسته‌ی سئوال باربری گروه (ک) (کلاهک شمع‌ها بر روی خاک جای گرفته است)



$L=12m$

$0.45\times0.45\,m$ (شمع مربعی)

$C_{uu}=90\,kN/m^2$

$\alpha=0.6$, $K_s=2.5$

$uu \rightarrow \varphi=0 \rightarrow N_c=9$, $N_q=1$

الف) 5270 kN

ب) 10600 kN

پ) 6080 kN

✓ ت) 6388 kN

باربری 12 شمع تکی:

$$Q=12(Q_e+Q_s)$$

$$Q=12\left[N_c\cdot C_{uu}\cdot A_p+\alpha\cdot C_{uu}\cdot P\cdot L\right]$$

$$Q=12\left[9\times90\times0.45^2+0.6\times90\times4\times0.45\times12\right]=15964.8\,kN$$

باربری 12 شمع گروهی:

طول گروه: $L_g=(3\times1.35)+0.45=4.5\,m$

پهنای گروه: $B_g=(2\times1.35)+0.45=3.15\,m$

$$Q=N_c\cdot C_{uu}\cdot A_p+\alpha\cdot C_{uu}\cdot P\cdot L$$

$$Q=9\times90\times(4.5\times3.15)+0.6\times90\left[2(4.5+3.15)\right]\times12=21396\,kN$$

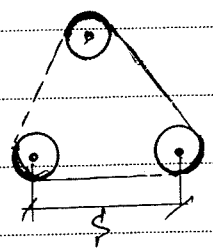
کمترین 21396 kN و 15964.8 kN باربری نهایی گروه خواهد بود.

$$Q_{all}=\frac{15964.8}{2.5}=6386\,kN \qquad E_g=\frac{21396}{15964.8}=1.3$$

- در پرسش بالا اگر شمع‌ها در لایه ماسه‌ای جای می‌گرفتند، E_g چه اندازه می‌شد.

$$E_g=\frac{2(m+n-2)\times S+4B}{mn4B}=\frac{2(4+3-2)\times1.35+4\times0.45}{4\times3\times4\times0.45}=0.7$$

- سه شمع شناور در سه گوشه یک مثلث متساوی الاضلاع جای گرفته‌اند. خواسته می‌شود E_g (ک)



الف) $\frac{3S+3\pi D}{3\pi D}$

ب) $\frac{3S+2\pi D}{3\pi D}$

پ) $\frac{3S+\pi D}{\pi D}$

✓ ت) $\frac{3S+\pi D}{3\pi D}$

پیرامون سه تا $\frac{1}{3}$ دایره

$$E_g=\frac{P}{3\pi D}=\frac{3S+\pi D}{3\pi D}$$

← ۲۷

- بارهای قائم یک ستون 700kN و بار افقی آن 1500kN است. برای انتقال بار از دو شیوه بهره برده می شود. کدام؟

۱- کلاهکی با 4 شمع قائم بتن آرمه هرکدام به قطر 80cm

۲- کلاهکی با 4 شمع قائم و 2 شمع مورب بتن آرمه هرکدام به قطر 50cm

پیوند سازه‌ای شمع ها و کلاهک چگونه بایستی باشد؟

الف) هردو مفصلی ب) هردو گیردار پ) گیردار و مفصلی ✓ ت) مفصلی و گیردار

- گروهی شمع پیش ساخته با قطر 80cm و با فاصله محوری 1.5 متر از هم، در یک لایه رس کوبیده شده اند. ضریب کارائی گروه (راندمان گروه) به ---- شمع ها بستگی دارد و ---- است. کدام؟

الف) Q_e - کمتر از یک ب) Q_g - کمتر از یک ✓

پ) Q_e - بیشتر از یک ت) Q_g - بیشتر از یک

راندمان گروه شمع در خاک های رسی، برای شمع های کوبیدنی می تواند بیشتر از یک شود. E_g در ماسه های شل خیلی بیشتر از یک و در ماسه های متراکم اندکی بیشتر از یک می تواند باشد. با افزایش فاصله شمع ها E_g ماسه ها به یک میل می کند.

- یک گروه شمع به گونه خوشه‌ای و با فاصله محوری به محور 2.4 متر در یک لایه ماسه‌ای اجرا شده اند. اگر قطر شمع ها 80cm باشد، راندمان گروه چه اندازه خواهد بود؟ کدام؟

الف) بزرگتر از 2 ب) 1 تا 1.5 ج) 0.8 تا 1

ت) 1.5 تا 2

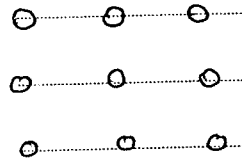
$2.4 \geq 0.8 \times 3$

$s \geq 3D$

برای شمع کوبیدنی ← 1 تا 1.5

برای شمع درجا ← 0.8 تا 1

- بر پایه روش Feld، خواسته می شود کارائی این گروه شمع



الف) 0.58

ب) 0.64

پ) 0.72 ✓

ت) 0.85

$4 \times \frac{3}{16} = \frac{12}{16}$

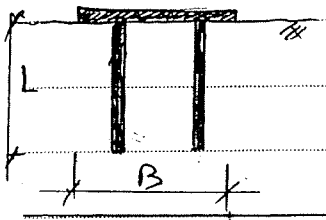
$4 \times \frac{5}{16} = \frac{20}{16}$

$1 \times \frac{8}{16} = \frac{8}{16}$

$\frac{40}{16} = 2.5$

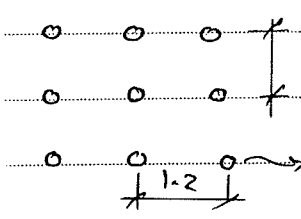
$E_g = \frac{9 - 2.5}{9} = 0.72$

- برای محاسبه نشست تحکیم (در رس) بار گروه شمع از چه عمقی بر خاک انتقال داده می‌شود؟ ک



الف) $\frac{L}{2}$ ب) $\frac{L}{3}$ پ) $\frac{B}{3}$ ت) $\frac{2L}{3}$

- این گروه شمع در لایه‌ای ماسه‌ای جای گرفته‌اند، خواسته می‌شود راندمان گروه؟ ک



$$E_g = \frac{2\phi(m+n-2)+4D}{\pi D m n}$$

$$E_g = \frac{2\times1.2(3+3-2)+4\times0.40}{3.14\times0.40\times3\times3}$$

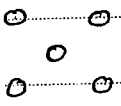
$$E_g = 0.99$$

الف) 50٪
پ) 90٪
ب) ✓ 99٪
ت) 60٪

- یک گروه شمع با کلاهکی به هم پیوسته‌اند و بار قائمی در مرکز سطح کلاهک به گروه اثر می‌کند. می‌توان گفت ... ک

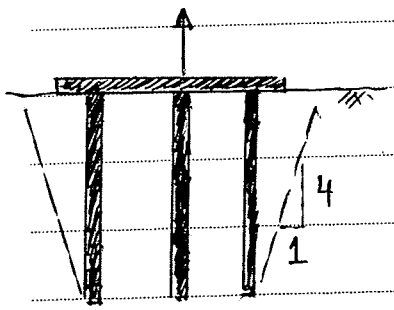
الف) ✓ بار شمع کناری بیشتر از شمع میانی است و با افزایش فاصله شمع‌ها کاهش می‌یابد.
ب) بار شمع میانی بیشتر از شمع کناری است و با کاهش فاصله کاهش می‌یابد.
پ) بار شمع میانی بیشتر از شمع کناری است و با افزایش فاصله کاهش می‌یابد.
ت) بار شمع کناری بیشتر از شمع میانی است و با کاهش فاصله کاهش می‌یابد.

بر پایه روش Poul بار شمع کناری $\frac{3}{16}$ و بار شمع میانی $\frac{4}{16}$ نسبت به شمع تکی کاسته می‌شود، پس بار شمع کناری بیشتر از شمع میانی خواهد بود و با افزایش فاصله شمع‌ها و به هم خوردن گروه بار شمع‌ها برابر خواهد شد و بار شمع کناری کاهش و بار شمع میانی افزایش می‌یابد.



- گروهی شمع در درون ماسه جای گرفته‌اند و با کلاهکی به هم پیوسته‌اند. اگر کلاهک با پی‌روی کشسانی کشیده شود، خاک پیرامون شمع‌ها چگونه جابجا می‌شود. ک

الف) شیب $\frac{1\,H}{1.5\,V}$ ب) شیب $\frac{1}{1}$



پ) شیب ✓ $\frac{1}{4}$ ت) گروه با خاک میان شمع‌ها جابجا می‌شود.

کدام گزینه نادرست است؟ ک

الف) یازده گروه شمع باروی راست به درهم فشردگی خاک و فاصله میان شمع‌ها، می‌تواند بزرگتر، برابر یا کوچکتر از یک باشد.

ب) معمولاً نشست گروه شمع بیشتر از نشست شمع تکی برای بار یکسان در هر شمع است.

پ) در گروه شمعی که بر پایه باربری جای شمع طراحی شده است، نشست می‌تواند برای یک پی پذیرای (مرضی) بارهای $\frac{2}{3}L$ محاسبه شود. ✓

ت) اصطکاک منفی شمع‌ها پدیده‌ای دراز مدت است و بایستی با Q_d و f_d محاسبه شود. (در پیوند با نشست آن لایه‌ی بالای لایه‌ی سست ماسه که ناگهان لرزیده یا سیمان شده است، درست نیست)

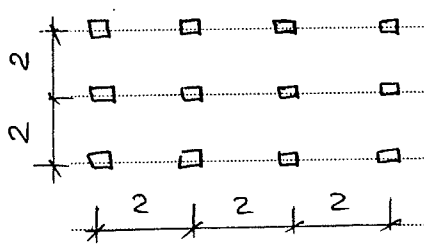
- 12 شمع مربعی ($B=50cm$) هرکدام به درازای 10 متر در یک لایه‌ی رس شناورند. (کلاهک در تماس با خاک) اگر $C_{uu}=100\ kN/m^2$ (مقاومت برشی زهکشی نشده) باشد، خواسته می‌شود باربری گروه شمع

الف) 14700 kN

ب) 31600 kN

پ) 10500 kN

ت) 4900 kN ✓



$K_s=3$

$d=0.5$

$n_c=9$

گسیختگی بلوکی (باربری 12 شمع گروهی)

$L_g=6.5\ m$

$B_g=4.5\ m$

$L=10\ m$

$Q_{sg}=0.5\times100\times(6.5+4.5)\times2\times10=11000\ kN$

$Q_{eg}=9\times100\times(6.5\times4.5)=26325\ kN$

$Q_g=11000+26325=37325\ kN$

از آنجا که ظرفیت باربری گروه شمع بایستی از مجموع توان باربری تک‌تک شمع‌ها بیشتر باشد، آن هم حساب می‌شود.

$Q=12(Q_e+Q_s)=12\left[9\times100(0.50\times0.50)+0.5\times100\times(4\times0.50)\times10\right]$

$=14700\ kN<37325$

$Q_{all}=\frac{14700}{3}=4900\ kN$

- باربری یک تک شمع 200kN است. اگر وتار این شمع گروهی با راندمان 0.8 و 9 پدید آورده باشند، باربری گروه چه اندازه خواهد بود؟

الف) 200kN ب) 1800kN ج) 2250 ت) 1440kN ✓

$Q_g = 0.8 \times 9 \times 200 = 1440 kN$

- یک گروه شمع L متری در لایه رس جای گرفته اند. نشست گروه شمع برابر ... است.

الف) نشست یک پی فرضی است که در ارفای $\frac{L}{2}$ لایه زیر بار گروه جای گرفته است.

ب) " " " " " " " " " $\frac{2L}{3}$ " " " " ✓

ج) نشست یک شمع تنها با سطح مقطع برابر با مجموع سطح مقطع شمع ها، است.

ت) نشست یک پی فرضی است که در ارفای $\frac{L}{3}$ لایه، زیر بار گروه جای گرفته است.

- نشست الاستیک گروه شمع ... است.

الف) با افزایش پهنای گروه کاهش می یابد.

ب) با افزایش یا کاهش پهنای گروه دگرسان نمی یابد.

ج) با افزایش پهنای گروه افزوده می شود. ✓

ت) پاروی داشت به خاک پیرامون و پای شمع، با افزایش یا کاهش پهنای گروه، می تواند افزایش یا کاهش داشته باشد.

پیشنهاد Vesic: $S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}$

۸- اگر شما غصب سرزمین های مسلمانان را در سال های ۱۹۰۵، ۱۹۱۸، ۱۹۱۸ و ۱۹۸۸ حق ارمنی ها می دانید، پس این حق را برای اسرائیل هم قائل شوید و از اسرائیل هم هاتز ارمنستان با لحن دوستانه یاد کنید و آنان را به عنوان متحد شعوبیه ایران تبلیغ کنید.

۹- لطفاً همگام با پی گیری تجارت انسان در آذربایجان، تجارت انسان در دنیا را هم پی گیری کنید.

۱۰- اگر واقعاً به مسیحی شدن مسلمانان حساس هستید، (روزنامه شماره ۲۴۰) و قایع ۹۵ سال پیش ایروان را هم در پاورقی روزنامه بنویسید تا رزمندگان و بسیجیان عزیز بدانند که چگونه شهری که ۷۸ درصدش مسلمان بود، با کشتار همه مسلمانان، الان فقط ارامنه عزیز در آن ساکنند و روزنامه میثاق هم موقعیت استراتژیک ارمنستان را برای منطقه مفید می داند و از کشتار مسلمانان (تاتولی، قفقاز، ارومیه) خوی و سلماس چشم می پوشد.

۱۱- در شماره ۲۴۰ از اندیشه منحط پان ترکیزم سخن گفته اید، لطفاً از اندیشه منحط پان فارسیزم و پان آریانیزم هم مطلب بنویسید که چگونه پس از اسلام، با پدید آوردن شعوبیه، صوفیه، اسماعیلیه، بکتاشیه، علیحیه، بابیه، بهائیه، همیشه آلت دست بیرحم بوده است و عملکرد تفرقه افکنانه در میان مسلمانان داشته و از پشت خنجر زده است.

۱۲- در شماره (۲۴۳) به نادرهای پوسیده (تخت جمشید) و موهومی (شاهنامه) بها داده اید. چرا به زبان ملی مردم ترک آذربایجان که نه موهومی است و نه پوسیده، بها نمی دهید. رزمنده و آزاده گرامی، این زبان میراثی از پیشینیان ماست و خیلی بیشتر از چند ستون پوسیده و چند سطر موهومات، ارزش تاریخی دارد. چرا زیبائی خودتان را نمی بینید و به رنگ دیگران خیره شده اید. بها دادن به زبان و فرهنگ مردم، اختلاف قومی پدید نمی آورد، بلکه همه قومها را متحد و متفق می کند.

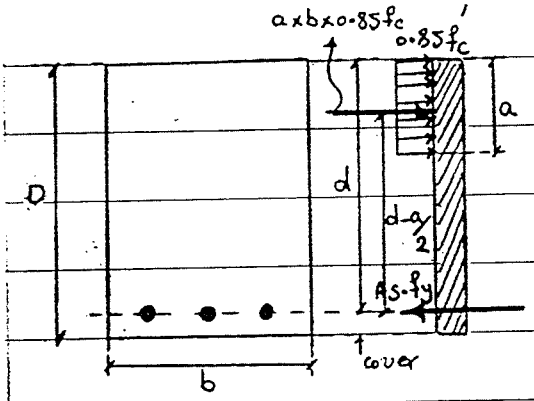
۱۳- در خرین شماره از قول نویسنده ای بی نام نوشته شده است، ۲۵۰ میلیون سال پیش، دریای خزر از دریای پارس جدا افتاد. انصاف کنید با این مرثیه سرائی دریای خزر، دریای مازندران می شود.

طراحی سازه‌ای

در طراحی سازه‌ای ما از روش‌های آئین‌نامه ACI بهره می‌گیریم.

مقاومت نهایی اسمی = φ_x × مقاومت نهایی طرح

نوع	φ
کشش محض	0.9
برش و پیچش	0.85
فشار همراه با خمش	0.7 ~ 0.9
فشار محاسباتی روی بتن	0.7
در ساختمان‌هایی با اهمیت کم، این ضرایب برای اعضای غیرمسلح هم ~ خمش در بتن غیرمسلح	0.65



شرط: $\sum F_x = 0$ ~ $A_s \cdot f_y = 0.85 f'_c \times a \times b$ ~

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2)$ ~ $M_u = \varphi \cdot M_n$ ~

$$M_u = 0.9 A_s \cdot f_y \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \times b \times 2}\right)$$

$$\frac{M_u}{0.9} = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \left(d - \frac{\rho b d f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c \times b}\right) \sim$$

$$\frac{M_u}{0.9bd^2} = \rho . f_y - \frac{\rho^2 . f_y^2}{2 \times 0.85 f_c'}$$

اگر: $\frac{M_u}{0.9bd^2} = R_n$ | $\frac{f_y}{0.85 f_c'} = m$

$$\rightsquigarrow R_n = \rho . f_y - \frac{\rho^2 . f_y . m}{2} \rightsquigarrow$$

$$\rho^2 . f_y . m - 2\rho f_y + 2R_n = 0 \rightsquigarrow$$

غیر قابل قبول

$$\rho = \frac{2f_y \ominus \sqrt{4f_y^2 - 8f_y . m . R_n}}{2f_y . m} \rightsquigarrow \rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \rightsquigarrow$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}\right) \quad , \quad \rho_{min} \le \rho \le \rho_{max}$$

سپس از مناسبی ρ باشد آن بود با ρ_{min} و ρ_{max} مقایسه قرار داد.

$(\rho_{max} = 0.75 \rho_b)$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \quad \leftarrow MPa : f_c' , f_y \quad (Pa: N/m^2)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{6000}{6000 + f_y} \quad \leftarrow kg/cm^2 : f_c' , f_y$$

یادآوری: $1MPa = 10^6 \, Pa = 10^6 \, (N/m^2) = 10^3 \, (KN/m^2)$

$$10^6 \, N/m^2 \simeq 10^5 \, (kg/m^2) = 10 \, kg/cm^2 \rightsquigarrow 1MPa = 10 \, kg/cm^2$$

اگر: $f_c' \le 28 \, MPa \, (280 \, kg/cm^2) \rightsquigarrow \beta = 0.85$

اگر: $28 < f_c' < 56 \, MPa \rightsquigarrow \beta = 0.85 - 0.05 \frac{f_c' - 28}{7}$ (f_c': MPa) $\quad \left(\beta = 0.85 - 0.05 \frac{f_c' - 280}{70}\right)$ (f_c': kg/cm^2)

اگر $f_c' \ge 56 \, MPa \, (560 \, kg/cm^2) \rightsquigarrow \beta = 0.65$

جدول ρ_{max} ←

f'_c MPa \ f_y MPa	275	345	400
21	0.028	0.021	0.016
24	0.032	0.024	0.019
28	0.037	0.028	0.021
35	0.044	0.032	0.025
42	0.049	0.036	0.028

بهره‌ی ρ_{min} کمتر از مقدار باید نباشد. در دال‌های گسترده و میلگردهای عرضی (برای جلوگیری از ترک‌های ناشی از انقباض و تغییرات دما) مقادیر زیر توصیه می‌شود:

$\rho_{min} = 0.002 \leftarrow f_y \leq 345$ MPa

$\rho_{min} = 0.0018 \leftarrow f_y \geq 400$ MPa

در مقادیر بین این دو مقدار، ρ_{min} را با درون‌یابی خطی محاسبه کنید.

در دال‌های یک‌طرفه، چون فقط در یک جهت خمش اصلی وجود دارد، فقط آرماتور اصلی (طولی) باید حداقل ρ_{min} را داشته باشد.

در دال‌های دوطرفه، آرماتور هر دو جهت باید حداقل ρ_{min} را داشته باشد.

حداقل آرماتور کششی در تیرها: $\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{14}{f_y}$ ← (kg/cm^2)

f_y بر حسب MPa

b: عرض جان تیر (یا عرض بال فشاری در تیرهای T)

d: ارتفاع مؤثر مقطع

$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$

در مقاطعی که ایجاد لنگر بزرگتر از لنگر ترک‌خوردگی نیاز نباشد، استفاده از ρ_{min} ترک‌های ریز را بسیار بیشتر می‌کند و دانه‌ها را به‌تدریج نمی‌باشد و بهتر است در این گونه موارد با استفاده از روابط دیگر آیین‌نامه ACI لنگر مقاومت مقطع را بررسی کرده و بر اساس آن محاسبه کنید.

اگر $\rho < \rho_{min}$ ⇐ (ترک‌های بیشتر)

ρ_{min} اجرایی $= 1.33\rho$

ρ_{min} اجرایی $< \rho_{min}$ محاسباتی ← (O.K.)

فصل هشتم: 80.7.30

ترجمه ← $f_t = 0.4\phi\sqrt{f'_c}$ ← مقاومت کششی نهایی بتن

مقاومت برشی بتن:

مقاومت برشی تیرهای بتنی مسلح از بتن و فولاد ساخته می شوند لذا آنچه که در طراحی برشی تیرها از مقاومت برشی بتن استفاده می شود با مقاومت برشی بتن متفاوت است. بتن نمونه ای است که به تنهایی قادر است مقاومت برشی خوبی از خود نشان دهد. اما وقتی که در تیرها به صورت مسلح به کار می رود، مقاومت برشی آن کاهش می یابد. اگر چنانکه تیرهای بتنی بدون آرماتور برشی طراحی شوند، مقاومت برشی آنها بسیار کم خواهد بود. به همین دلیل آیین نامه ها حداقل مقدار آرماتور برشی را برای تیرها الزامی می کنند.

مقاومت برشی بتن با استفاده از روابط زیر برای تیرهای بتنی:

$V_n = V_c + V_s$ ← گاهی حدف و هر تنش برشی تیر

V_c ← از مقاومت برشی مشترک طولی

V_s ← مشترک عرضی

$V_u = \phi . V_n = \phi . V_c = 0.85 V_c$

مقاومت برشی بتن با استفاده از روابط زیر برای تیرهای بتنی:

$V_u = 0.85 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0.14167\sqrt{f'_c}$ ← MPa (مقاومت برشی نهایی بتن)

MPa ←

$V_c = 0.55\sqrt{f'_c}$ ← kg/cm^2

kg/cm^2 ←

نظر برش در تیرها

نکته: طبق روابط مقاومت برشی بتن تنها که برش عرضی نیز موجود است نشان می دهد، اما وقتی برش بتن را طوری نیز رخ می دهد که برش پانچ (Punch) یا سوراخ شده موجود است.

مقاومت برشی Punch بتن تقریباً همگی مقاومت برشی عرضی است.

عرض ستون می باشد. b ←	$a/b \leq 2.0 \rightarrow V_u = 0.28333\sqrt{f'_c}$ (MPa) , $V_u = 1.06\sqrt{f'_c}$ (kg/cm^2)
a ← طول ستون می باشد (طول ستون)	$a/b \geq 2.0 \rightarrow V_u = (1+\frac{2b}{a}) \times 0.14167\sqrt{f'_c}$ (MPa) , $V_u = (1+\frac{2b}{a}) \times 0.55\sqrt{f'_c}$ (kg/cm^2)

طول مهاری کشش:

کوتاه‌ترین طول جاسازی میلگرد کششی است که میلگرد کششی حداکثر تنش تسلیم خود را در محل مهاری آن تأمین کند.

$$L_{db} = 0.019\, A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_{db} = 0.058\, d_b \cdot f_y$$

بزرگترین این دو رابطه ملاک عمل قرار می‌گیرد.

در رابطه‌ی فوق:

L_{db} : طول مهاری (mm)

A_b : مساحت مقطع میلگرد (mm^2)

d_b : قطر میلگرد (mm)

f'_c و f_y : واحد (MPa)

برای $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ رابطه به صورت فوق در می‌آید:

$$L_{db} = 0.06\, A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_{db} = 0.0058\, d_b \cdot f_y$$

بزرگترین این دو رابطه ملاک عمل قرار می‌گیرد.

L_{db} : cm

A_b : cm^2

d_b : cm

f'_c و f_y : $\frac{kg}{cm^2}$

$$L_{db} = 26\, f_y / \sqrt{f'_c}$$

(f_y: MPa)

در صورتی که: $\varphi \leq 36\ mm$

$$L_{db} = 43\, f_y / \sqrt{f'_c}$$

در صورتی که: $\varphi = 43\ mm$

$$L_{db} = 0.82\, f_y / \sqrt{f'_c}$$

(L_{db}: cm ، f_y: $\frac{kg}{cm^2}$)

۲۴-۵

۵۰

طول مهاری باید حسب مورد برابر با حداکثر از مقادیر جدول زیر در طول مهاری بدست آید.

شرح	ضریب
(مزون ی) ۱- مهار میلگردی بالایی در صورتی که بیشتر از 30^{cm} زیر آن بتن وجود داشته باشد.	1.3
2- مهار میلگردی با $f_y > 420^{MPa}$ ($4200\ kg/cm^2$).	$\frac{f_y}{420}$ MPa
3- در صورتی که فاصله‌ی مرکز به مرکز میلگرد حداقل $5d_b$ و پوشش جانبی آن $2.5d_b$ باشد.	0.8
4- مهار میلگردی بیش از حد نیاز	مساحت میلگرد لازم / مساحت میلگرد بکار رفته

طول مهار میلگردهای فشاری: حاصل ضرب طول مهاردر نسبت زیر نباید کمتر از 20^{cm} باشد.

میلگردهای فشاری فاقد قلاب میلگردهای زیر که بصورت دو لایه و یا بیشتر در یک صفحه‌ی عمودی یا مایل بتن حداقل طول پوشش بتن را داشته باشند.

$$L_d = 0.025\, d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_d = 0.044\, d_b \cdot f_y$$

بزرگترین این دو ملاک عمل می‌باشد.

در رابطه فوق:

L_d : mm

d_b : mm

f_y , f'_c : MPa

در رابطه فوق:

L_d , d_b : cm

f_y , f'_c : kg/cm^2

$$L_d = 0.076\, d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_d = 0.0044\, d_b \cdot f_y$$

بزرگترین این دو ملاک عمل می‌باشد.

۴-۶

اگر آرماتورهای بتن بیش از مقدار لازم به کار رفته سعی می‌توان با استفاده از ضریب اصلاح کاهنده، در طول مورد نظر را کاهش داد و بهتر است این کار را با انجام تنگ در هر حال طول مورد نظر پس از اصلاح نباید کمتر از 20^{cm} باشد.

$$\text{ضریب} = \frac{\text{مساحت میلگرد لازم}}{\text{مساحت میلگرد به کار رفته}} \geq 1$$

در صورت خاموت‌های سوپا در سوراخ‌های سپری گسسته تحمل می‌کنند حداقل ۴ سنگرد هم نظام مساحت کل آنها حداقل 0.005 مساحت تعطیع سون باشد لازم است.

طول مورد نظر را می‌توان با ضلاب با حجم کردن میلگرد (مثلاً خم ۹۰) ارائه داد، از این رو صحت می‌باشد از صحت طول مورد نظر بیشتر باشد.
با کاهش تعداد میلگرد، مقاومت و افزایش تعداد آنها می‌توان طول مورد نظر را کاهش داد.

کنترل لهیدگی:

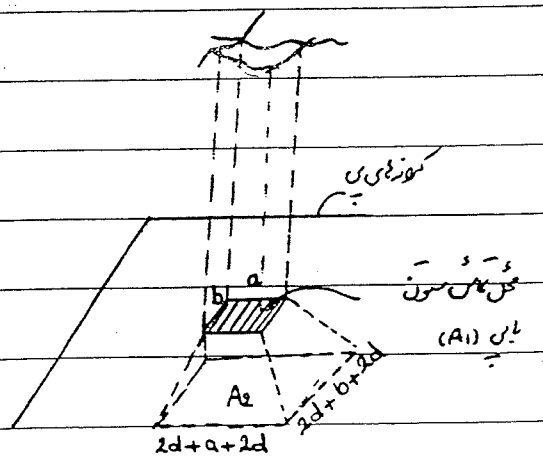
اگر بتن از بتن ستون کم مقاومت باشد باید بتن ستون لهیدگی می‌یابد تحمل کند در مورد صحت بار سوپا، خاموت‌ها هم باید صحت بتن را لهیده نکنند، در صورتی که مقاومت بتن ستون دون فل باشد کنترل لهیدگی لازم می‌باشد. (مقاومت رابطی به تعداد نمونه‌ای نداشته و ممکن است بتن با تعداد کمتر مقاومت بیشتر داشته باشد.) (از پیش درست دانید)

$$f_c = 0.85 \times \varphi \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

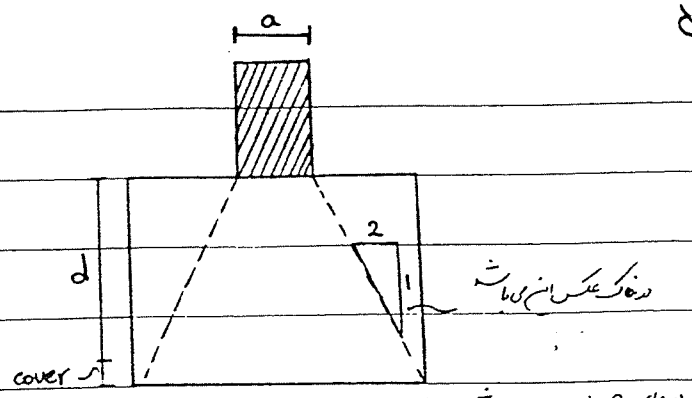
در رابطه فوق:

f_c: مقاومت لهیدگی بتن می‌باشد (f_c و f'_c هم واحد می‌باشند.)

φ: 0.7



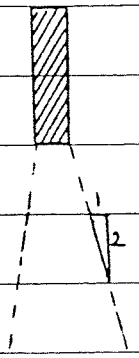
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ← $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$ می‌باشد.



در خاک عکس این می باشد

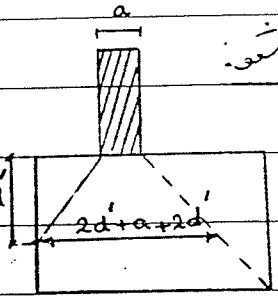
به جای 2 به 1 و 1 به 2 می باشد

و مقادیر بیشتر است ولی معمولاً بتن و فنگ را این صورت می باشد.



در خاک

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(a+4d)(b+4d)}{a \times b}} \leq 2.0$$

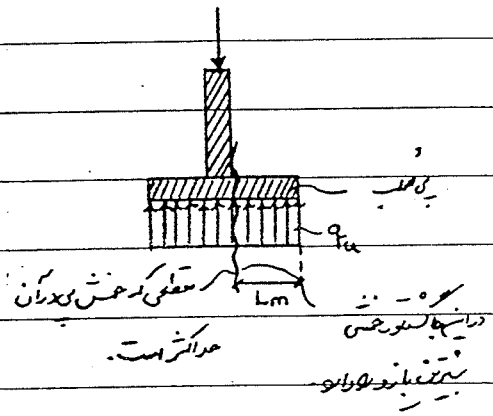


در ستون گوشه ای $A_1 = A_2$ در نظر گرفته می شود و در ستون کرانه ای A_2 روی سطح زیر می باشد.

d قابل می باشد.

تنش حداکثر در خاک زیر پی مقطع (یک ستون روی یک پی):

الف) ستون بدون سطح:



در پی صلب توزیع فشار زیر پی را می توان یکنواخت گرفت.) ← در حالتی که ستون در مرکز باشد.

$$q_u = \frac{P_u}{L \times B}$$

P_u ← بار روی پی

q_u ← فشار زیر پی

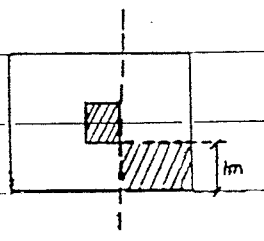
پی در تنها نقطه در تماس با ستون می خواهد در بالا مقطع خواهد.) ← چون در همان مقطع آن ستون تنش ثبت می باشد.

$$M_u = \frac{q_u \cdot L_m}{2}$$

واحد: $\frac{KN.m}{m}$

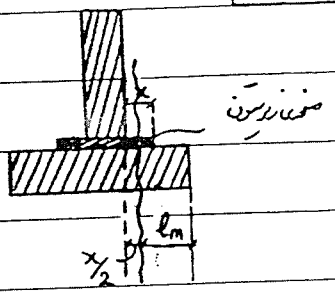
ستون مرکز طول.

$$M = \frac{q \cdot l \cdot l}{2}$$



Mu: گشتاور نهایی مربوط به یک متر عرض دیوار (اگر ضرب سقوط آزاد دیوار داخل است بقیه کل دیوار هم می‌توان انجام کرد.)

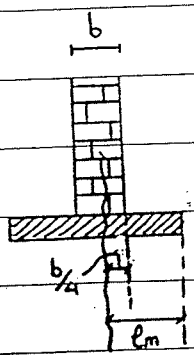
ب) ستون مثلثی:



دامنه خط lm از حالت قبلی به اندازه $x/2$ کمتر است.

$$Mu = \frac{qu \cdot lm^2}{2}$$

ج) ستون افقی (دیوار افقی):



$$Mu = \frac{qu \cdot lm^2}{2}$$

دامنه در حالت هم Mu گشتاور داخل می‌باشد.

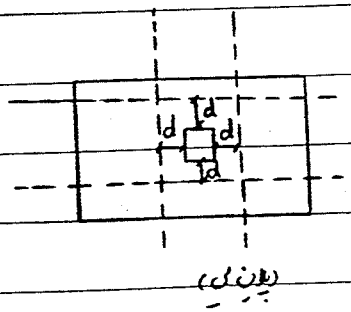
برش عرضی و برش Punch (در طرفه):

برش عرضی به فاصله d (D-cover) از تکیه‌گاه ستون رخ می‌دهد برش Punch به فاصله $d/2$ از تکیه‌گاه ستون.

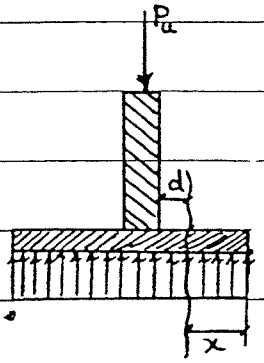
برش عرضی:

برش عرضی در هر دو مقطع کنترل می‌شود و هر کدام شرایط مقاومت را بدهد تعیین کننده می‌باشد.

عمل برش عرضی در یکی از این دو مقطع تعیین کننده بوده و ضخامت دیوار را تعیین خواهد کرد.



در حالتی که گشتاور و تنش برشی یکنواخت می‌باشد دیوار در هر طرف فاصله یک d است پس هر دو مقطع کاملاً مقطع بحرانی می‌شود.

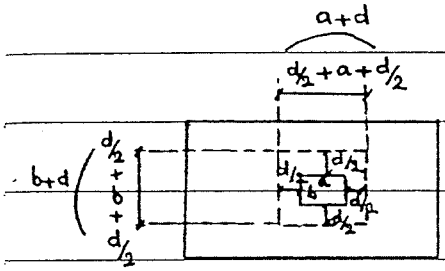


فاصله x با توجه به نحوه‌ی دستون قابل محاسبه می‌باشد.

$$x \cdot B \cdot q_u = \tau_u \cdot d \cdot B \quad (MPa)$$

q_u: نیروی برشی عرضی بتن — τ_u: مقاومت برشی عرضی بتن

برش Punch



مواصل نشان داده شده برای این توصیه ACI، $d/2$ می‌باشد.

$$P_u = [q_u \times \text{مساحت خط‌چینی}] + [\tau_u \times \text{ارتفاع } d \times \text{محیط خط‌چینی}]$$

P_u: بارهای ستون — τ_u: مقاومت برشی Punch

تنها مجهول این رابطه d (ضخامت پی) می‌باشد.

ضخامت پی باید آنقدر باشد تا توان برش عرضی و برش Punch را داشته باشد.

برش عرضی و برش Punch ضخامت پی را مشخص می‌کنند و عامل تعیین‌کننده‌ی سوم حاصل خواهد شد که به خاطر آن ضخامت پی را افزایش می‌دهند. چون می‌توان سه پی را همگی را کاهش داد.

جلسه‌ی نهم.

80.8.5

توصیه‌های ACI برای طراحی پی:

(۱) پی‌ها (منفرد) باید به وسیله‌ی کلاف بتنی مسلح (شناژ) به هم متصل شوند، کلاف‌ها باید نسبت به سایر پی‌ها نه تنها ستون بلکه به هنگام زلزله هر پی را با هم نگه می‌دارد و در یک راستا حرکت را هم می‌کنند، شناژها باید بتوانند کوچکترین نیروی فشاری بتنی ستون را به صورت کشش تحمل کنند.

آیین‌نامه ایران ۱۰

نیروی کوچک بتنی ستون $= 0.05 P_{max}$ ← نیروی کششی که شناژ باید تحمل کند

(ستونی که بار شبکه‌ترین است.)

۵۵

	ماکزیمم بار برشی ستون (نهایی) / f_y = مقدار میلگرد ستون (کل میلگرد در مجموع) A_s

در شناژ ماکزیمم حداقل 4 میلگرد احداث می‌شود. 12 به کار برده شود.

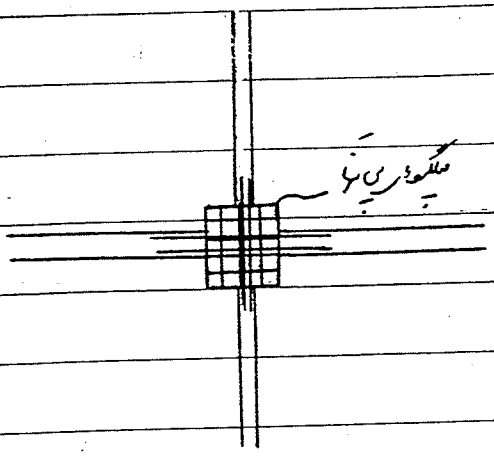
میلگردهای طولی شناژ (حداقل 4 ϕ12) به وسیله میلگردهای عرضی به قطر حداقل 6 mm به هم بسته می‌شوند، حداکثر فاصله‌ی میلگردهای عرضی کوچک ارتفاع شناژ یا 20 cm در نظر گرفته می‌شود (هرکدام کمتر شد).

حداکثر فاصله‌ی میلگردهای طولی شناژ 25 cm می‌باشد که با در نظر گرفتن 5 cm پوشش از هر سو (cover) این عرض به 35 cm افزوده می‌شود.

در صورتی که عرض شناژ بیش از 35 cm باشد (اگر دیوار عریض باشد.) ماکزیمم تعداد میلگردهای طولی به حداقل 6 تا افزوده شود (3 تا با 3 تا پایین)

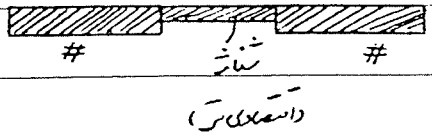
آرماتورهای طولی شناژ در محل بی‌ها قطع نمی‌شوند، بلکه سوسته و خمودی هم از کنار هم عبور می‌کنند.

توجه شود که آرماتورهای طولی شناژ در محل بی‌ها قطع نمی‌شوند.

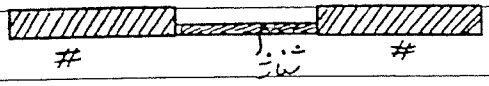


اگر ظرفیت باربری و فشار مقاومت باشد هم می‌تواند مورد استفاده باشد. به شرح شکل های زیر:

کاهش هزینه کم شدن حرمنی خاکبرداری و... بالای استقامتی تر است.



(استقامتی تر)

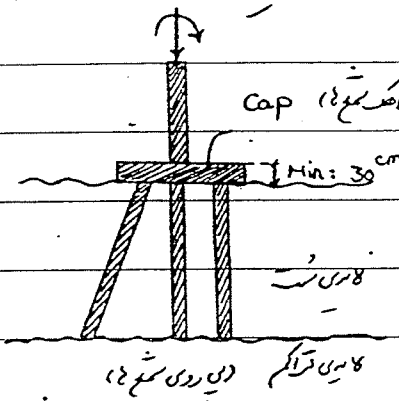


(2) اگر خاک روی زمین‌ها خورده باشد ضخامت پوشش 7.5 cm و در خاک غیرخورده 5 cm در نظر گرفته می‌شوند.

(3) فاصله میلگردهای سطح (عرضی و طولی) نباید از 45 cm یا 3 برابر عمق بیشتر باشد.

با کاهش دادن قطر میلگردها می‌توان فاصله‌ی میلگردها را کم کرد و به علت بتن را مسلح‌تر نمود.

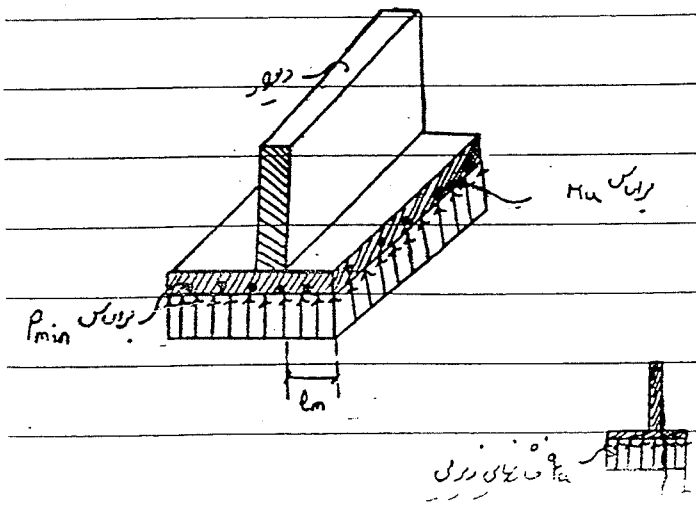
(4) ارتفاع پی از بالای میلگردها نباید از 15 cm کمتر شود! بعضی‌ها پی‌ها را بر روی سطح ساخته می‌شوند این فاصله 30 cm حداقل باید باشد.



شمع مایل یا اصطکاکی باعث می‌شود اطراف شمع از بلند شدن شمع‌ها جلوگیری می‌شود.

گسترده شن نداشته و میلگرد در بالا و خاموت می‌خواهد. در حالت

(5) دیوارهای با خمش یک طرفه (پی نواری زیر دیوارهای برشی) در نظر گرفته می‌شوند. میلگرد عرضی که برای خمش ناشی از فشار زیر پی محاسبه می‌شوند به طور میلگرد افت در طول پی پخش می‌گردند.

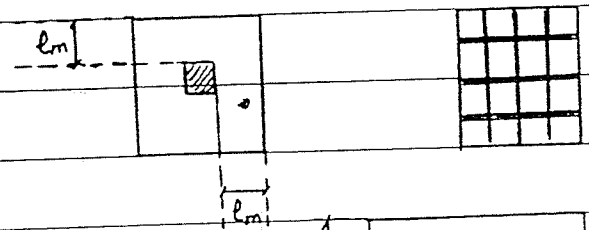


گشتاور خمش عرضی بر یک متر طولی پی

$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell_m^2}{2}$$

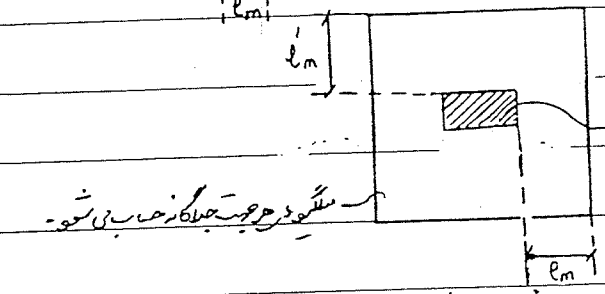
۶-۱۲

(۶) در پی‌های مرکب اگر ستون هم مرکزی باشد سنگفرش یک جهت می‌شود. در یک جهت دیگر یکنواخت می‌شود (بار ستون موازی است و گسترده یکنواخت می‌شود و ناصلاح هم یکنواخت می‌باشد.)



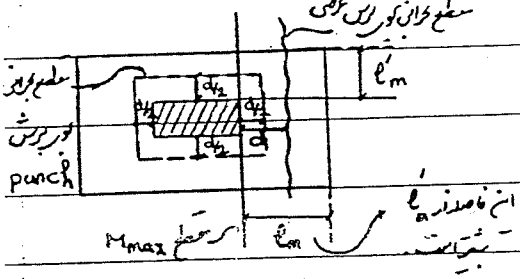
ولی اگر در پی مرکب ستون منصلی باشد سنگفرش متفاوت می‌باشد.

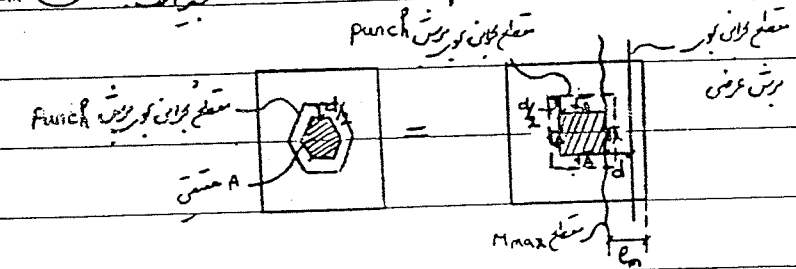
(هرکدام که l_m کمتری دارد سنگفرش بیشتر هم کمتر می‌شوند.)



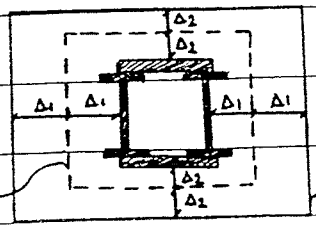
(7) برای تعیین مقاطع خمش، برش عرضی در برش punch مقطع ستونی دایره‌ای یا ستونی چندضلعی با ترسیم محاط شده در دایره‌ای که آن مقطع خمش ماکزیمم و برش عرضی در برش punch مشخص می‌شود (برای ستون فلزی با شروع از نقطه‌ای که مقطع محاط ستون در نقطه گرفته می‌شود در دو طرف آن ستون مقطعی که گشتاور خمشی آن ماکزیمم است یا مقطعی که در آن برش عرضی یا برش punch تعیین شده است تعیین می‌گردد.

(با تغییر در برش punch می‌توان فاصله‌ای یا برای $d/2$ برداشت ولی در مورد برش عرضی خمش معادل سازی با مستی صورت نگیرد.)





M_{max} برش عرضی در برش punch برای مقطع معادل ستون فلزی (خط اصلی خط خمش) موازی می‌سه قرار می‌گیرد.



$q_{a(net)}$

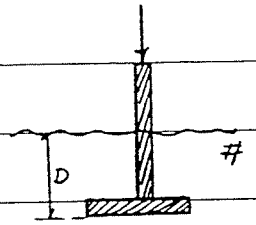
طراحی طول و عرض

۱۸ مناسب است با بارهای سرویس (work) و با توجه به توان باربری مجاز خالص خاک تعیین می‌شود ولی ضخامت می، میلگردی طولی و میلگردی عرضی بر اساس بارهای نهایی می‌باشد.

مثلاً	$P_u = 1.4D + 1.7L$ ، $P_{work} = D + L$
	$P_u = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$ ، $P_{work} = 0.75(D + L + E)$

مسأله:

با توجه به شکل و داده‌های خواسته می‌شود طرح یک پی مربعی.



D.L = 800 kN

L.L = 600 kN

$f_y = 250$ MPa

$f'_c = 24$ MPa

$q_{a(net)} = 200$ (kpa) ← در حل تمارین بعدی D را داریم ولی ضخامت می‌نویسیم و ارتفاع خاک را

ابعاد ستون $= 0.35^m \times 0.35^m$ هم نمی‌دانیم، از اینجا به بعد اطلاعات لازم برای ستون موجود نیست باید

میلگرد ستون : $\varphi 16$ دورگیر کنیم مثلاً: ضخامت پی 60^{cm} می‌باشد و سپس وصله

جلوی رویم.

در اینجا جایگذاری تمارین نیز در بار مرده و زنده و زلزله.

$P_{work} = 800 + 600 = 1400$ (KN)

$A_f = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} = \frac{1400}{200} = 7 m^2$ ← $B = \sqrt{A_f} = \sqrt{7} = 2.64^m$ ← USE: $B = 2.7^m$ (عدد زوج می‌باشد)

سطح مورد نیاز

$P_u = 1.4 \times 800 + 1.7 \times 600 = 2140$ (KN)

بارهای ستون

$q_u = \frac{2140 KN}{2.7 \times 2.7} = 293.55 \frac{KN}{m^2}$ (kpa) ← با q_u فشار خاک و... را حساب می‌کنیم

فشارهای زیری

(q_u نباید با $q_{a(net)}$ مقایسه شود ولی در صورت مقایسه این q_u باید با (q_u این روش و با روش) مقایسه شود که نباید به این کار نیز باشد.

۳۰-۵

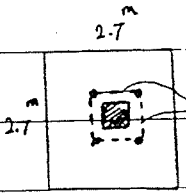
$a/b = 0.35/0.35 = 1 < 2$

کنترل برش Punch ←

$V_u = a\,0.28333\sqrt{f'_c} = 0.28333\sqrt{24} = 1.388\ (MPa) = 1388\ (kpa)$

مقاومت برش بتن

مقطع Punch



بحرانی‌ترین Punch :

نیروی عکس‌العمل زمین + نیروی مقاومت برشی = نیروی خارجی سوتن

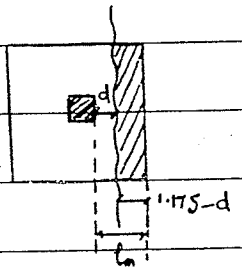
بسط رابطه ←

$2140 = [4(0.35+d) \times d \times 1388] + [(0.35+d)^2 \times 293.55]$ ←

$d = 0.44\ m = 44\ cm$

کنترل برش عرضی ←

$V_u = 0.41167\sqrt{f'_c} = 0.41167\sqrt{24} = 0.694\ (MPa) = 694\ (kpa)$



$l_m = \frac{2.7 - 0.35}{2} = 1.175\ m$

توجه ← دو حل مشابه برای راحتی در نظر گرفته شود.

مقاومت برشی بتن = نیروی برش عرضی

$2.7(1.175 - d) \times 293.55 = 2.7 \times d \times 694$ ←

$d = 0.35\ m = 35\ cm$

80.8.7

جلسه‌ی دهم

ادامه‌ی حل مسئله ←

بحرانی در مورد گسترش آنها شاهد بودیم، برش punch صدق کرده است و می توان برش عرضی را حساب نکرد.

طول مهاری

$$L_d = 0.24 d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_d = 0.24 \times 16 \times 250 / \sqrt{24} = 196 \text{ mm}$$

$$L_d = 0.044 d_b \cdot f_y = 0.044 \times 16 \times 250 = 176 \text{ mm}$$

کمترین این ۳ مقدار عمل می باشد و نباید از 20^{cm} کمتر باشد ← $(L_d = 20^{cm})$

حتی اینکه معمولا از $d = 44^{cm}$ کوچکتر است پس طول مهاری تامین است، باید توجه داشت که در صورت تامین نشدن طول مهاری می توان ضخامت پی را افزود و یا اگر توجه اقتصادی نداشته باشد می توان کاری می کرد که بولینگ اورد.

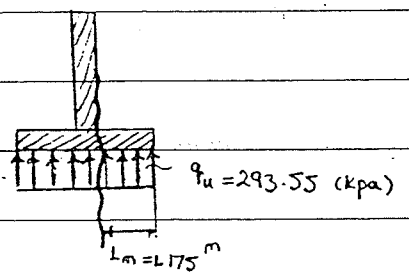
فرض اینکه ضخامت پی تحت خرپشته خواهد داشت ←

$$D = 44\text{cm} + 5\text{cm} = 49\text{cm} \quad :,$$

از نظر کلی قالب بندی باید این عدد زیاد باشد ← USE $D = 50^{cm}$

اگر پس از سخت شدن ضخامت پی، آن را بسنجیم صلبیت پی بیشتر می شود و صرف مقطع کمتر می شود؛ اگر مقطع در مقابل بتن گران باشد افزودن ضخامت به صلاح است.

d برای ادامه $= 50 - 5 = 45^{cm}$ (پی تحت از این پس $D = 60^{cm}$ هر گونه)



$$M_{u_{max}} = \frac{293.55 \times 1.175^2}{2} = 202.6 \quad \left(\frac{kN.m}{m}\right)$$

بود هر متر عمق سوم

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{250}{0.85 \times 24} = 12.25 \quad \text{(بدون واحد)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9bd^2} = \frac{202.6}{0.9\times1\times0.45^2} = 1111.66 \ \left(\frac{KN}{m2}\right)$$

← هر قدر عدد سوم (حتماً باشد) مقدار بالا چون نسبت به قدر عدد سوم کوچک است نشده است

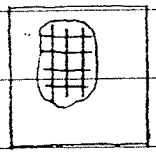
$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{12.25}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times12.25\times1111.66}{250\times1000}}\right) = 0.005$$

باید این از جدول به دست آمده است.

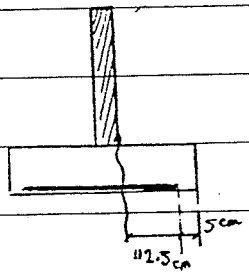
کنترل : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \longrightarrow 0.002 < 0.005 < 0.034$ ✓

حداکثر ذکر شده بود ناصدی سنگ و طول هم رعایت شده است.

$A_S = \rho \cdot B \cdot d = 0.005 \times 270cm \times 45cm = 60.75\ cm^2 \longrightarrow$ | 31 Φ16 | دو ردیف تو در تو → | 2×31 Φ16 |



کنترل طول مهاری در کشش :



$$l_{db} = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \longrightarrow$$

$$l_{db} = 0.019 \times \frac{\pi\times16^2}{4} \times 250/\sqrt{24} \longrightarrow l_{db} = 195mm$$

$$l_{db} = 0.058\, d_b \cdot f_y = 0.058\times16\times250 \longrightarrow l_{db} = 232\ mm$$

بنابراین این طول یعنی 23.2 cm طلاک تحمل حولهد بیو و چون کوچکتر از 112.5 cm است پس مشکلی وجود ندارد و نیازی به طلاب کردن کمی انکار برداری نمی باشد.

کنترل له شدگی بتن پی :

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ در صورتی بعدی آمده است.

$$f_c = 0.85\times0.70\times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.85\times0.7\times24\times2 = 28.56\ (MPa) = 28560\ (kpa)$$

تنش زیر ستون = نیروی ستون / سطح مقطع ستون = 2140/0.35×0.35 = 17469 (kpa) < 28560 (kpa) ✓

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(0.35+4\times0.45)\times(0.35+4\times0.45)}{0.35\times0.35}} = 6.14 \rightarrow \text{USE: 2}$$

مسأله:

یک ستون مربعی $45^{cm}\times45^{cm}$ با $8\,\Phi 26$ مسلح شده است

بارهای آن $P_{D.L} = 1021.5\ (KN)$ و $P_{L.L} = 794.5\ (KN)$ می‌باشد؛ اگر $f_y = 350^{(MPa)}$ و $f'_c = 28\ (MPa)$

و $q_{a(net)} = 215\ (KN/m^2)$ باشد، ضخامت شالوده را طراحی کنید.

ابتدا با روش مربع گرفتن تا سطح خود و حالت سطحی در یک جهت بازدید شکل‌پذیرتر بوده و کدام باید تنش مسلح محرض می‌شود.

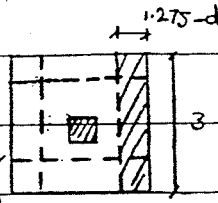
$$A_f = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} = \frac{1021.5+794.5}{215} = 8.45\ (m^2)$$

$$B = \sqrt{8.45} = 2.91 \qquad \text{USE: } B = 3^m$$

$$q_u = \frac{1021.5\times1.4 + 794.5\times1.7}{3\times3} \rightarrow \boxed{q_u = 309\ (KN/m^2)}$$

کنترل برش عرضی:

$$V_u = 0.141167\sqrt{28} = 0.750\ (MPa) = 750\ (kPa) \rightarrow (KN/m^2)$$



چون شالوده از هر طرف تکیه می‌باشد پس فقط در یک طرف باید برش عرضی کنترل گردد.

در حل مسائل برش یک‌طرفه واحد‌ها را توجه شود.

مقاومت برشی = نیروی برشی

$$(1.275-d)\times3\times309 = 3\times d\times750 \rightarrow \boxed{d = 0.37^m = 37^{cm}}$$

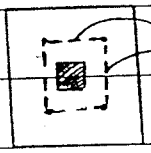
مرجع گزینه یک جواب می‌دهند.

- مقاومت برشی بتن واحد
- مساحت زیر مقطع مورد نظر

کنترل برش سوراخ:

$a_b = \frac{0.45}{0.45} = 1 < 2.0 \rightarrow$

$v_u = 0.28333\sqrt{28} = 1.5 (MPa) = 1500 (KPa)$



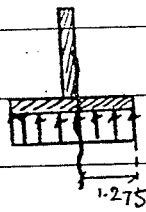
مقاومت بتن در برابر برش = نیروی برش سوراخ

$(1021.5 \times 1.4 + 794.5 \times 1.7 = 2780.75)$

$2780.75 = [4(0.45+d) \times d \times 1500] + [(0.45+d)^2 \times 309] \rightarrow$ $d = 0.46^{cm} = 46^{cm}$

$D = 46 + 5 = 51^{cm}$: USE $55^{cm} \rightarrow$ $d = 55^{cm} - 5^{cm} = 50^{cm}$

کنترل خمش طره:



$\frac{3 - 0.95}{2} = 1.275^{m}$

$Mu = \frac{309 \times 1.275^2}{2} = 251.16 \left(\frac{KN.m}{m}\right) \rightarrow$ لنگر خمشی

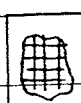
$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{350}{0.85 \times 28} = 14.71$ [•]

$Rn = \frac{251.16}{0.9 \times 1 \times 0.5^2} = 1116.27 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}}\right) \rightarrow \rho = \frac{1}{14.71}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1116.27 \times 14.71}{350 \times 1000}}\right)$

$\rho = 0.0033 \rightarrow$ $0.002 < 0.0033 < 0.028$ ✓

$A_S = 0.0033 \times 300 \times 50 = 50 cm^2 \rightarrow 25\phi 16 \rightarrow$ $2 \times 25\phi 16$



کنترل عوامل و روشهای کنترل و پیشگیری قبل از شروع عملیات انجام می گیرد.

الزامات ایمنی عمومی :

پی در سطحی حداکثر 5 m از سطح زمین پایین تر قرار دارد می تواند به صورت پی نواری یک سویه (چه به صورت یک پی کم عرض و طولانی) پایه گرفته باشد. (در عمل شیب تا پای سطحی مورد کار ما زیاد است.)

کلیه طرح های مورد عمل در پی گیری شده :

q_a یا $q_{a(net)}$

(1) توان باربری مجاز و فشار خالص : با توجه به نوع مصالح تحقیق و با توجه به آزمایش ها تعیین می شود.

(2) با عمل ساده، بارهای قائم، افقی و ممان های موجود از سوی ساختمان بر پی تعیین می شود.

(3) عمق تخت بندان تعیین می شود و کف پی باید تر از عمق تخت بندان قرار داده می شود مگر اینکه از ایجاد آب های بلند شود و یا دور آن نکند و یا مجاز بودن تخت نشست نکند.

عمق تخت بندان در اکثر نقاط کشور بین 100 cm تا 80 cm است ولی اگر ساختمان در ارتفاعات کوه و مناطق سردسیر باشد 1.5 m مابین انتخاب کنید. ← در عمل

(4) تعیین عمق استقرار پی با توجه به معماری ساختمان و استحکام لایه های زیرین محل و موقعیت آب زیرزمینی.

q_a یا $q_{a(net)}$

(5) تعیین طول و عرض استقرار پی به گونه ای که فشار زیر پی از تنش مجاز خالص کمتر باشد. (در این کتاب، با پی های مرکب سروکار داشته ایم و این روش استقرار نمی باشد.)

(6) تصمیم گیری در مورد موارد زیر :

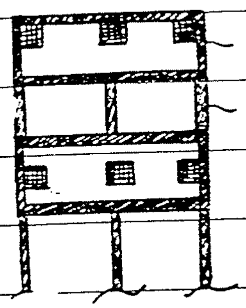
این تصمیم را با بررسی محدودیت های موجود و با توجه به هزینه های اجرایی در نظر گرفته شده و در نهایت به انتخاب پی های نواری و ... منجر می شود.

اگر اطراف ساختمان فلک داشته باشد، سطح گودبرداری (عمق) عموماً کمتر از فرکانس تعریف کمتر با طول (بسته به جهت) ای حوالی است و در این صورت همان پی های زیر دیوار بلند می شود و این کار به صرفه است (در این کشور انجام می شود.) از این رو در این ساختمان ها هزینه کمتر ملحوظ باشد مابین

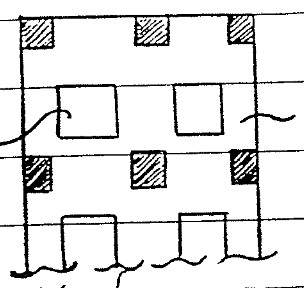
از پی نواری (همراه با شناژ) یا پی شبکه استفاده شود.

در مواردی که ساختمان متوسط محوطه ای ساخته شود، به عبارت دیگر زمین در اطراف ساختمان مربوط به ساختمان باشد

می توان در این ساختمان ها (در صورت خوب بودن مقاومت خاک) از پی تنها استفاده کرد.

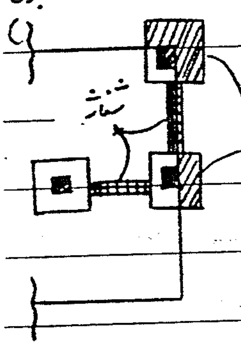


همانطور که از شکل نشان می دهد، پی های تنها را با هم ساخته و با شناژ به هم وصل می کنیم. (نوار)



پی شبکه مستحکم تر از پی نواری می باشد و برای ساختمان های سنگین تر به کار می رود.

برش صورت گرفته است.



پی در نقاط مختلف در ساختمان می خواهند و نیاز به نشست متفاوت ندارند ولی پی های نواری و شبکه تنها یک پی یکپارچه طراحی می شوند.

توجه: پی های تنها در ساختمان ها نیاز به شناژ دارند.

نسبت و درز پی ها — فونداسیون ها

(۲) کنترل نشست پی و مقایسه آن با نشست مجاز: با توجه به خاک زیر پی نشست پی در دست محاسبه می شود و با نشست مجاز کنترل می گردد. نشست مجاز برای پی در گروه (دلار) 5cm و برای سایر پی ها 2.5cm می باشد. اگر مقدار نشست پی از نشست محاسبه بیشتر باشد حتماً باید نشست مجاز را رعایت کرد ولی اگر کمتر از آن باشد می توان نشست بیشتری از نشست مجاز در نظر گرفت.

اگر نشست بیشتر باشد می توان با یکی از موارد زیر (راه حل ها) آن را کاهش داد:

الف) می توان ابعاد پی را افزایش داد. (فشار کم شده نشست کم)

ب) می توان می توده اعماق زمین منتقل کرد (D_f) در این صورت توان باربری و ضریب ارتجاعی افزوده می شود و نشست کم می شود.

ج) می توان خاک سطحی را با تزریق مواد سیمان تقویت کرد، یا با کوبیدن سنگ آن را متراکم کرد؛ از این روش ها در سدسازی استفاده می شود.

د) از پی های عمیق استفاده می شود (جمع: piles)

جلسه ی یازدهم: 80.8.12

(8) کنترل نشست نسبی:

اگر حتی نشست هر ستون کنار هم مجاز باشد باید نشست نسبی بین آنها کنترل شود؛ در صورتی که نشست نسبی بیشتر باشد دیوارها و ستون ترک می خورند.

$$\text{شیب نسبی ستون} = \frac{\text{اختلاف نشست دو ستون}}{\text{فاصله ی بین دو ستون}} \leq \frac{1}{300} \text{ یا } \frac{1}{500} \text{ یا } \frac{1}{750}$$

(شاخص از نشست نسبی)

$\frac{1}{750}$ ← پوشش دیوارهای داخلی مثل توری و...

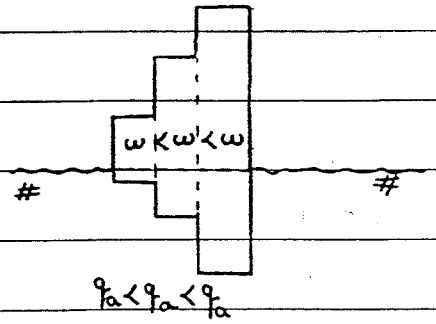
$\frac{1}{500}$ ← پوشش دیوارهای سیمانی که ترک در آنها اصلاً مجاز نیست (مخازن آب و...)

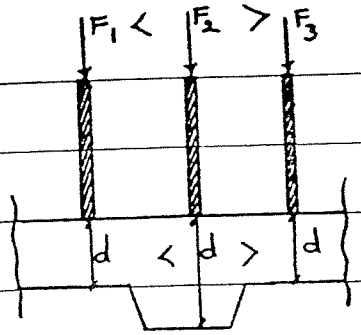
$\frac{1}{300}$ ← پوشش دیوارهای معمولی

نشست نسبی می تواند از تفاوت خاک زیر پی ها، تفاوت بار ستون ها، تفاوت زمان ساخت، تفاوت روش های حفاری و تفاوت ضریب ارتجاعی خاک زیر پی ها باشد. (تفاوت ضریب ارتجاعی حتی در یک خاک هم می باشد.)

با استفاده از روش های زیر می توان نشست نسبی را کاهش داد:

الف) تغییر در روش های پی.



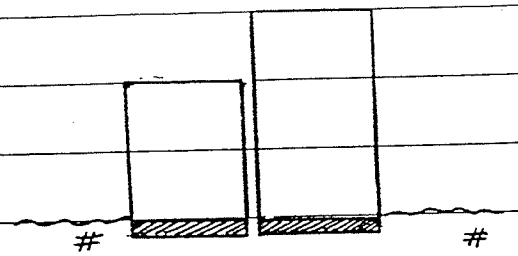


(ب) افزودن به ضخامت پی و صلب تر کردن آن سبب بارپخش شده و فشاری بر خاک می رسد.

(ج) ایجاد درزه (joint)

در این صورت با ایجاد درزه ای سازه ی سنگین را از سازه ی سبک جدا می کنند تا نشست آنها مستقل از هم باشد؛ در مواردی هم طراحان از درزه استفاده می کنند تا به علت تفاوت در بزرگی و شکل نشست ها مستقل سازند. (درزه حداقل 2^{cm} بوده و می تواند پر شده با خمیر باشد و یا خمیر نشده باشد.)

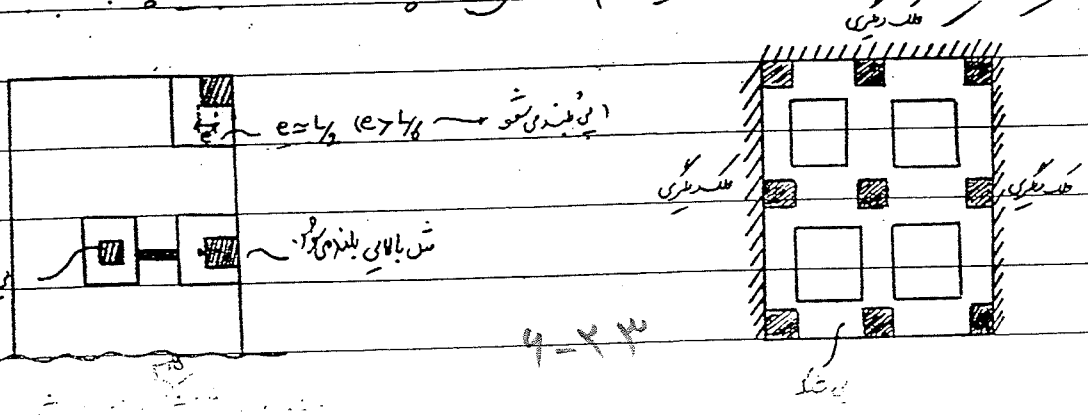
در این صورت لرزش به همسایه کمتر انتقال می یابد.



ورق پی یا دال پی:

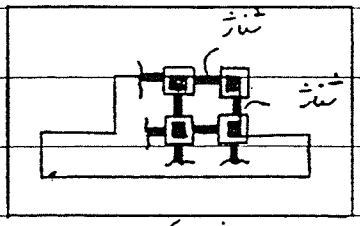
پی هایی که با یک سقف یکپارچه می کنند و بر روی زیر دیوارها یکی متقاطع می سازند، استفاده از دال پی در مواقعی است که محل اثر بار منطبق بر مرکز سطح پی خروج از مرکزیتی کمتر از $\frac{1}{6}$ یا $\frac{B}{6}$ داشته باشد (به این معنی که خروج از مرکزیت در جهت l یا B است.)

در این صورت پی یکی شده خواهد شد و در بخش از زمین باز هم تنش یکنواخت خواهد داشت، از آنجایی که در ساختمان های متقارن مرکز ثقل سقف ها بر روی دیوارها سقوط می کنند و از طرفی بروز دیوارها بر اساس مرکز ثقل مربوط به ساکنین دیگر است خروج از مرکزیت کمتر از مقادیر گفته شده خواهد بود و بلند خواهد گشت، از این رو در این ساختمان ها حتی اگر ساختمان یک طبقه هم باشد نمی توان از پی نوار استفاده کرد و باید از پی دال بهره گرفت.



۹-۲۳

در صورتی که اطراف ساختمان مربوط به مالک ساختمان باشد می‌توان سوخی گوشه و کناره را طوری طرح کرد که در وسط‌ای تور بگیرند در آن صورت پی‌ها مربوط شده و می‌توان از پی‌های نواری یا حتی پی‌های جداگانه (در زمین‌های خوب تا ۳ - ۴ طبقه) نیز استفاده کرد.

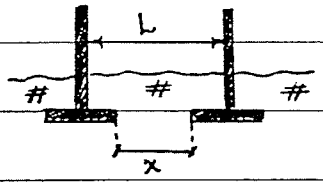


(مقدار جابجایی تا $0.05\ P_{max}$ طراحی می‌شود.)

← ترکیب پی‌های دارای شناژ (مکلف)

← این طرح بدون شناژ غیرمجاز می‌باشد.

معمولاً اگر فاصله بین پی‌ها کم باشد؛ از نظر هزینه‌ها در مقابل سختی بیشتر است طرح آنها به صورت نواری تبدیل شود.

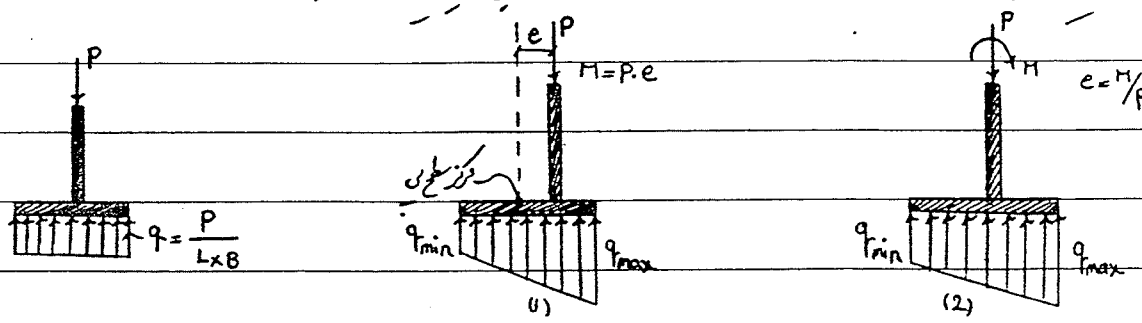


اگر: $x < L/2$ ← پی‌ها نواری می‌باشد.

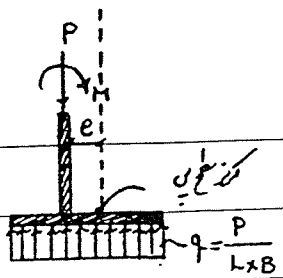
طول پی
$\frac{L}{B} \leq 2 \sim 2.25$
عرض پی

پی‌های تکی باشد، مانای صلب بودن کامل توزیع فشار زیر آن تکنواخت فرض شود؛ در صورتی پی‌های نواری و شبکه باشد، مانای صلب بودن بعداً لحاظ خواهد شد.

اگر بار تنها بر مرکز سطح پی وارد شود فشار زیر آن تکنواخت توزیع خواهد شد در صورتی که بار چند ستون مجاور هم باشد یا بار تنها در خارج از مرکزی اثر کند توزیع فشار زیر پی تکنواخت نمی‌باشد ولی می‌توان در صورت صلب بودن پی تغییرات آن را تکنواخت (خطی) در نظر گرفت.



ادامه‌ی M بودج زدگی بر روی پی‌ها.



توزیع فشار یکنواخت ← اگر: $e=M/P$

گسشاور همراه بار گسترده باعث خروج از مرکزیت (در امتداد ضلع) هم شده و اثر همدیگر را، شرط $e=M/P$ خنثی می‌کند.
(ولی اگر ستون در امتداد طول بر اثر گسشاورها با هم جمع می‌شد.)

در حالت (1) و (2) داریم ←

$$q=\frac{P}{L\times B}\ \underbrace{\pm}_{\text{جمع یا تفاضل}}\ \frac{M\cdot C}{I}$$

حاصل

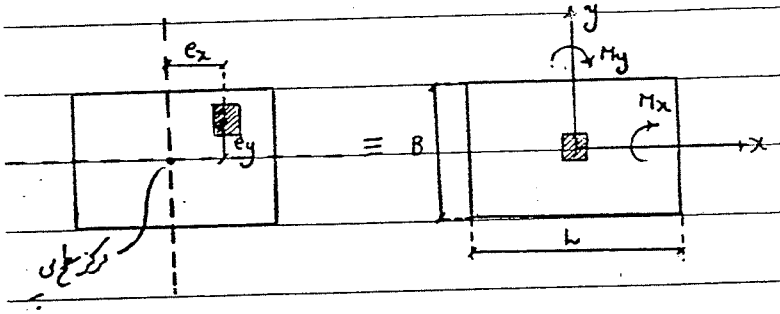
توجه: در حالتی که فقط در حالتی برگاری رخ دهد که x و y محورهای اصلی اینرسی باشند. (*)

$$q=\frac{P}{L\times B}+\frac{M_y\cdot x}{I_y}+\frac{M_x\cdot y}{I_x}$$

از شکل ↓

$M_y=P.e_x \rightsquigarrow e_x=M_y/P$

$M_x=P.e_y \rightsquigarrow e_y=M_x/P$



اگر M_y دارسته با بعد B در راستای یک دایره و اگر M_x دارسته با بعد B در راستای یک دایره.
(x از ابتدا در جهت L باشد.)

در رابطه بالا بیشترین مقدار x ؛ $\pm L/2$ و بیشترین مقدار y ؛ $\pm B/2$ می‌باشد.

$$q=\frac{P}{L\times B}+\frac{P.e_x\times(\pm L/2)}{\frac{BL^3}{12}}+\frac{P.e_y\times(\pm B/2)}{\frac{L.B^3}{12}}$$

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

توجه شود که این رابطه فقط در حالتی که فشار پوشش بی منفی می‌دهد درست است.
مواقعی که فشار از رابطه (*) استفاده کنید، اندازه‌ی (*) در حالتی که فشار پوشش بی تغییر جهت نداده باشد استفاده می‌شود.

$$q_{max}=\frac{P}{L\times B}\left(1+\frac{6e_x}{L}+\frac{6e_y}{B}\right)$$

و $q_{min} = \frac{P}{L \times B}\left(1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B}\right)$

همانطوری که قبلاً گفته شد برای محاسبات زلزله از بارهای بدون ضریب استفاده می‌شود؛ بار زلزله بدون ضریب می‌تواند شامل بار مرده و زنده و یا مرده و زلزله باشد.

برای خاک مربوط می‌تواند داشت.

شرط طراحی : D+L	$q_{max} \leq q_{a(net)}$
(با حذف بدون ضریب)	
	$q_{min} \geq 0$ (تا می از روی زمین بلند شود.)

$D+L+\frac{\omega}{1}$	
شرط طراحی : $D+\frac{L}{1}+E$	$q_{max} \leq q_{a(net)} \times 1.33$ *
(با گذاری بدون ضریب)	
	q_{min} (بهتر است منفی نباشد.) ← می‌تواند منفی باشد.

* تابه بومی Bowels اگر خاک اطمینان نداشته باشیم بهتر است $q_{a(net)}$ را افزایش بدهیم. (منظور 1.33)

q_{min} می‌تواند منفی باشد مشروط به اینکه حجم باقی مانده‌ی پی که از روی خاک بلند نشده، مقابل می‌تواند فشار بلند و فشار در زیر حجم فشاری از

$q_{a(net)} \times 1.33$

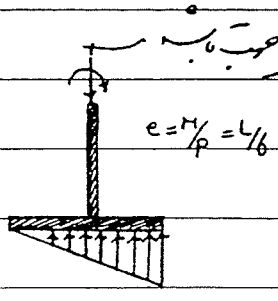
بیشتر نشود.

باستی توجه کنیم که در صورت منفی شدن q_{min} عملاً کشش در کار پی بوده و حجم فشاری تعدیل می‌شود؛ به عبارت دیگر در این حالت q_{max} ای که طبق بالایی تعیین می‌دهد در نتیجه فرمان باستی آن را تصحیح داد و بر اساس تعادل استاتیکی به دست آورد.

به عنوان مثال:

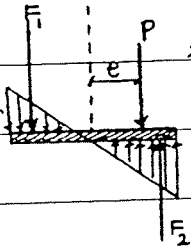
اگر خروج از مرکزیت در یک جهت باشد

$q_{min} = \frac{P}{L \times B}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 0 \rightarrow \boxed{e = L/6}$



V1

برآیند تنش‌های کششی و فشاری خارج از هسته



اگر : $e>L/6$ ← برآیند تنش‌های کششی و فشاری خارج از هسته (پی بلند شده است.)

برآیند تنش‌های کششی و فشاری خارج از هسته

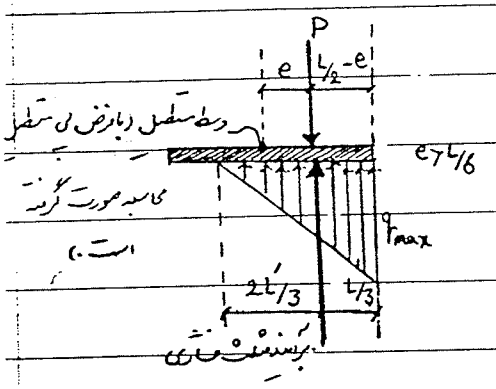
عکس‌العمل = عمل

عکس‌العمل بیشتر از عمل است که امکان ندارد

$P+F_1=F_2$ ← $P<F_2$ ←

F_1 وجود ندارد

بنابراین برای پایداری باید P را کوچک‌تر کنیم.



خط مستطیل (بارض یک مستطیل محاسبه صورت گرفته است.)

برآیند تنش‌های فشاری

هدف محاسبه ارتفاع مثلث فشاری است (L') ←

$L'/3=L/2-e$ ← اندازه گشتاور ← ($\sum M=0$ شرط تعادل استاتیکی)

$$L'=3(L/2-e)$$

عکس‌العمل ←

$\sum F_y=0$ ← عمل =

$P=\frac{1}{2}q_{max}\times L'\times B$ ← $P=\frac{1}{2}q_{max}\times 3(L/2-e)B$ ←

$$q_{max}=\frac{2P}{3(L/2-e)B}\leq q_{a(net)}\times 1.33$$

اگر رابطه فوق برقرار نباشد یا B را افزایش داد یا نسبت به آن رابطه باید ابعادی را افزایش داد.

توجه:

اگر خروج از مرکزیت در جهت B هم باشد، وضعیت به همین شکل می‌باشد.

80.8.14

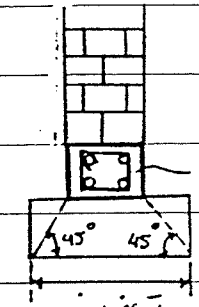
سه‌ی دوازدهم :

ی نواری زیر دیوارها :

ی نواری زیر دیوارها تمامی تلقی می شوند و می توانند غیر مسلح باشند ، در این غیر مسلح ضخامت پی باید بررسی عرضی و کشش ناشی از خمش بتواند جوابگو

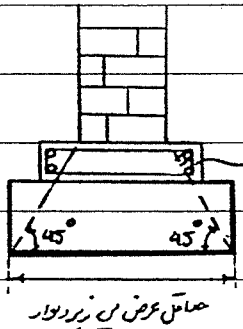
شد .

مسلح بودن پی زیر دیوارها ضرورت مسلح شدن شناژی زیر دیوارها را برطرف نمی کند .



شکل فوق حداقل عرض پی زیر دیوار را نشان می دهد ولی اگر کلاس خاک ضعیف باشد باید از این هم بزرگتر باشد .

در حالتی که شناژ قدری ضخیم تر از دیوار می باشد وضعیت برای تر است .



در پی نواری زیر دیوار برش punch (دوراخ کننده) مهمی خواهد داشت چون بار دیوار مثل ستون حالت تمرکز بار دارد ؛ پی زیر دیوارها اگر غیر مسلح باشند باید در روابط بتن مسلح $\phi = 0.65$ منظور شود .

در پی های غیر مسلح آئین نامه صراحت ندارد که P_{min} نیز به کار برده شود یا نه ، ولی با توجه به اینکه $\phi = 0.65$ انتخاب می شود باز هم مطمئن تر است P_{min} را برای حداقل عرض پی در نظر گرفت ، عرض های پی آنقدر نامرتب هستند که جائی برای خم شدن میلگرد حرارتی و انقباض کمتر نیاز داریم (به دوال ها)

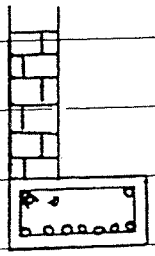
در صورت ملاحظه کاری می توان در پی های غیر مسلح $P_{min} = 0.002$ را به طور هرحال در نظر گرفت .

پی های زیر دیوار چه مسلح و یا غیر مسلح باشند در جهت طول خمیده نمی شوند پس میلگرد های طولی آنها برای اساس P_{min} انتخاب می شود ولی در جهت عرض خمیده می شوند و میلگرد های عرضی براساس کشش موجود باید محاسبه شوند . (اگر در دیوار مالابی نواری بازشو وجود داشته باشد در اطراف بازشو باید کشش در جهت طول مورد توجه قرار بگیرد .)

اگر دیوار مالابی پی نواری دیوار برشی باشد باید ضخامت پی نواری را به اندازه ای باشد که طول گیرایی میلگرد های طولی تأمین شود .

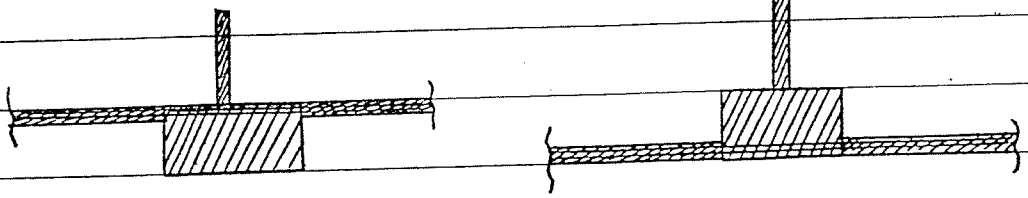
در پی های نواری بر مقابله با خمش عرضی میلگرد عرضی فاقد تمرکز میلگرد های طولی باشد ، در طرح شده می توان به جای میلگرد های عرضی از خاموت استفاده کرد بدین صورت که انتهای خاموت نقش میلگرد عرضی و قسمت های قائم خاموت نقش میلگرد برشی را خواهد داشت .

با توجه به اینکه تنش قائم خاک بخشی از نیروی لازم را تحمل می‌کند می‌توانیم ضخامت پی را با انتخاب بهتر و جوانب خاک کاهش دهیم که نوار در کوپر همین از خود باربری نشان دهد. (شکل ۱)

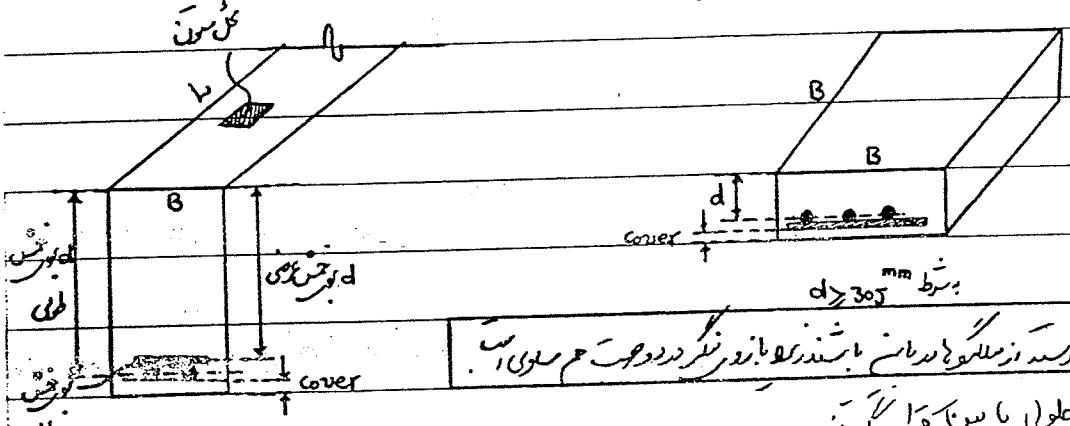


شکل (۱)

در پی‌های نواری می‌توان با توجه به وضعیتی که در زیر دیوار تنش سازه می‌تواند باشد با ارتفاع پی باشد و میلگرد آن را در محدوده‌ی پی نباید قطع شود.



اگر بتن زیر ستون امکان پهندگی داشته باشد می‌توان با افزایش میلگرد در ستون پهن را بتن ستون کم کرد یا مقطع ستون را افزود.

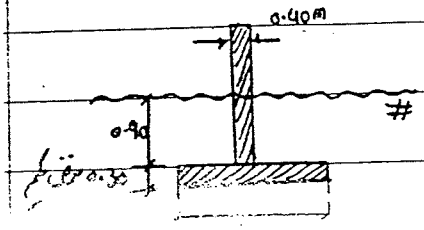


در پی‌های اجرایی نوارهای نباید کمتر از میلگردهای باشند زیرا بازدهی تنگر در دو جهت هم مساوی است.

ولی در پی‌های مستطیلی میلگردهای طولی باید بیشتر قرار گیرند.

مسأله:

یک دیوار بتنی باربری ($200\ (KN/m)$) و بار زنده‌ی ($140\ (KN/m)$) را تحمل می‌کند. با توجه به داده‌ها خواسته‌ی شکل طرح پی دیوار.



$\gamma_{خاک} = 16\ (KN/m^3)$ $\quad q_a = 215\ (kpa)$ $\quad f_y = 280\ (MPa)$

$\gamma_{بتن} = 24\ (KN/m^3)$ $\quad f_c = 21\ (MPa)$

۹-۲۹

$$q_{a(net)} = 215 - [(0.30\times24)+(0.90\times16)] = 193.4 \ (KN/m^2)$$

$$A_f = L\times B = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}}$$

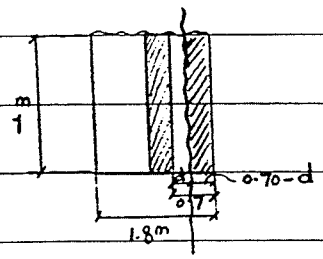
$(L=1^m)$

$1\times B = \frac{200+140}{193.4}$ برحسب واحد ← $B = 1.76^m$ ← USE: $B = 1.8^m$

در زیر هم بورسانه کتاب هم کوتاه حل شده. در هر کدام B بیشتر بدهد فلک عمل می‌باشد.

- کنترل برش عرضی ←

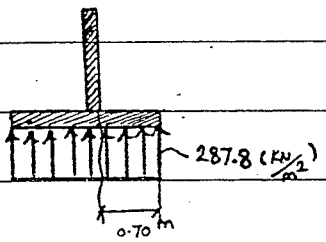
$$v_u = 0.14167\sqrt{21} = 0.650 \ (MPa) = 650 \ (kpa)$$



(*)
$(0.70-d)\times1\times287.8 = 1\times d\times650$ ← $d = 0.215^m$

$$* \ q_u = \frac{P_u}{L\times B} = \frac{1.4\times200+1.7\times140}{1\times1.80} = 287.8 \ (KN/m^2)$$

- کنترل خمش عرضی ←



(کنترل خمش طول صفر می‌باشد.)

$$M_u = \frac{287.8\times0.7^2}{2} = 70.51 \ (KN.m/m)$$ ← مقدار بعد از حل

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{280}{0.85\times21} = 15.69$$

$$R_n = \frac{70.51}{0.9\times1\times0.225^2} = 1547.54 \ (KN/m^2)$$

$D = 21.5^{cm} + 7.5^{cm} = 29^{cm}$: USE $= 30^{cm}$

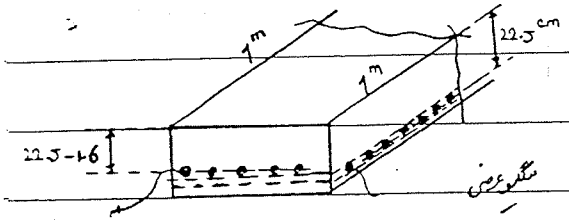
$d = 30 - 7.5 = 22.5^{cm} = 0.225^m$

$\rho = \frac{1}{15.69}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times15.69\times1547.54}{280000}}\right) \rightarrow \rho = 0.0058 \rightarrow 0.002 < 0.0058 < 0.028$ ✓

$A_{s_{\text{عرضی}}} = \rho bd = 0.0058 \times 100^{cm} \times 22.5^{cm} = 13 cm^2 \rightarrow$ بر هر متر از طول دیوار | $7\Phi16$

(توجه: برای محاسبه ی میلگرد در طول، مقدار d متناظر عرض $(d = d_{\text{عرضی}})$ -

نکته: میلگرد عرضی در طول قرار می گیرد و میلگرد طولی در عرض



ρ_{min} براساس — $7\Phi16$ — بر هر متر از طول پی

در عرض پی کوچکتر طولی

کرمفروست.

$A_{s_{\text{طولی}}} = 0.002 \times 180^{cm} \times (22.5 - 1.6_{cm}) = 7.5 (cm^2) \rightarrow$ | $10\Phi10$

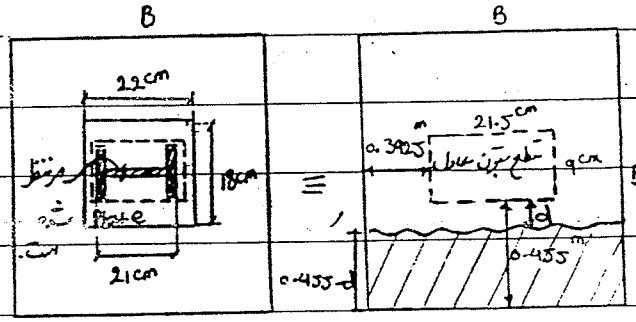
برجای $\Phi16$ از $\Phi12$ یا $\Phi10$ استفاده می شود تا فاصله ی میلگردها هم زیاد تر باشد.

(در اینجا مساله ضخامت پی همان 35^{cm} شده پس حدس اولیه درست است و در اینصورت نیازی به مساله دوم حل نکرد.)

مساله:

با توجه به شکل داده های خواسته می شود حجم بتن مسلح مورد نیاز.

$\frac{18 - t_{ستون}}{2}$ ← اگر ضخامت جان هم متفاوت باشد



(در مساله ضخامت جان هم متفاوت شده.)

$D = 100 (KN)$

$L = 90 (KN)$

$q_{a(net)} = 200 (kpa)$

$f'_c = 21 (MPa)$

$\frac{1-0.09}{2} = 0.455^m$ ، $\frac{1-0.215}{2} = 0.3925^m$

$A_f = B^2 = \frac{100+90}{200} \rightarrow B = 0.97^m$ | USE : $B = 1^m$

q_u بدون وزن $= \frac{100\times1.4 + 90\times1.7}{1\times1} = \frac{296}{1} = 296 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

کنترل برش عرضی ←

$$\frac{\varphi\sqrt{f'_c}}{6} = \frac{0.65\sqrt{21}}{6} = 0.496\ (MPa) = 496\ (kPa)$$

$$(0.455 - d) \times 1 \times 296 = 1 \times d \times 496 \rightarrow \boxed{d = 0.17^{m}}$$

توجه: دراین حالت اندکی تحریر حدس زده شد کنترل برش عرضی کنترل تری باشد و الگاما ستی مقطع دیگر هم کنترل می شد.

کنترل برش punch ←

$100 \times 1.4 + 90 \times 1.7 = 296$

$$296 = \left[2(0.215 + d + 0.09 + d) \times d \times 910\right] + \left[(0.215 + d)(0.09 + d) \times 296\right] \rightarrow$$

چند سطح پایین

$$\boxed{d = 0.20^{m}}$$

$$\beta = \frac{21.5\ cm}{9\ cm} \simeq 2.4 > 2 \rightarrow V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\frac{\varphi\sqrt{f'_c}}{6} = \left(1 + \frac{2}{2.4}\right) \times \frac{0.65\sqrt{21}}{6} = 0.91\ (MPa) = 910\ (kPa)$$

$$\rightarrow \boxed{V_c = 0.91\ (MPa) = 910\ (kPa)}$$

- کنترل ضخامت و خمش (چون پی نرمی سطح است، این کنترل لازم است.)

$$Mu_{max} = \frac{296 \times 0.455^2}{2} = 30.64\ \left(\frac{KN.m}{m}\right)$$

مقاومت کششی بتن $f_t = 0.4\,\phi\sqrt{f'_c} = 0.4 \times 0.65 \times \sqrt{21} = 1.19\ (MPa) = 1190\ (kPa)$

بتن نار و خمش خوب عمل می کند و در تنش کششی شکل دار در کشش عمل می کند.

$$\sigma = \frac{M}{\omega} \Rightarrow f_t = \frac{M}{\omega}$$

$$1190 = \frac{30.64}{\frac{1 \times d^2}{6}} \qquad \left(\frac{\frac{1 \times d^3}{12}}{d/2}\right)$$

ستاره بعد سوم واحد

$$d = 0.373^{m}\ ,\ \boxed{USE: d = 40^{cm}\ ,\ D = 45^{cm}}$$

توجه: اینکه مقاومت بتن را با $\phi = 0.65$ ضرب داریم و بتن نرمی سطح پی را ناشی خمک می باشد لازم است کرانش پی با P_{min} سطح شفته در صورتی که بزرگتر آن را با P_{min} سطح کمتر بتری باشد کرانش پی سطح در نظر بگیرم.

- کنترل نهیدگی (در مورد ضخامت فلنج پای ستون ها حائز اهمیت است.) مساحت در کنترل نهیدگی ابعاد plate سطح می باشد، نه ابعاد سطح ستون معادل)

اگر سطح بود $\varphi=0.7$

$$f_c = 0.85 \varphi f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.85 \times 0.65 \times 21 \times 2 = 23.2 \text{ (Mpa)} = 23200 \text{ (kpa)}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(22+4\times40)(18+4\times40)}{22\times18}} = 5 > 2 \quad : \boxed{USE = 2}$$

ابعاد Plate

$$\text{Plate زیر ستون} = \frac{296 \text{ KN}}{0.18 \times 0.2 \text{ m}^2} = 4745 \left(\frac{KN}{m^2}\right) << 23200 \left(\frac{KN}{m^2}\right) \checkmark$$

جلسه‌ی سیزدهم :

80.8.19

مثال : با توجه به داده‌های خواسته‌ی شده طرح کن.

L.L = 250 (KN)

D.L = 350 (KN)

ابعاد ستون : $0.50^m \times 0.50^m$

$L/B = 1.5$

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

$f_y = 400 \text{ (MPa)}$

$q_{a(net)} = 100 \text{ (kpa)}$ فرضا

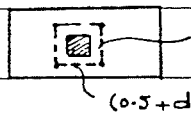
توجه : اگر ستون نسبت به پی متقارن باشد بهتر است سطح آن فرضی باشد و در فرض ابعاد به مصلحت معماری : مستطیل در نظر گرفته شده است

$$A_f = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}}$$

$A_f = L \times B = \frac{250+350}{100} = 6 \text{ m}^2$ ، $L/B = 1.5$ ← $L = 3^m$ ، $B = 2^m$

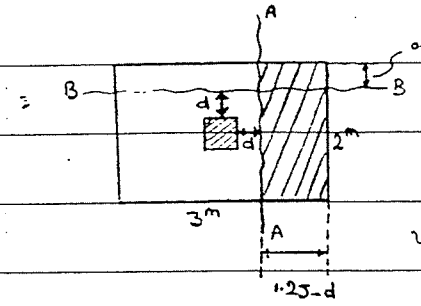
$$q_u = \frac{(1.4\times350) + (1.7\times250)}{3\times2} = 152.5 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$ ← q_u

$\frac{a}{b}=1.2 \rightarrow V_u = 0.28333\sqrt{f'c} = 0.28333\sqrt{21} = 1.298\ (Mpa) = 1300\ (kpa)$ ← حالت Punch



$[4(0.5+d)\times d\times 1300] + [(0.50+d)^2\times 152.5] = 915 \rightarrow$ $\boxed{d = 0.21^{(m)}}$

حالت برش عرضی ←



بحرانی‌ترین برش A-A و B-B در صورتی که مقاطع گفته شده است امتحان کنیم دیگر نیاز به کنترل برش A-A

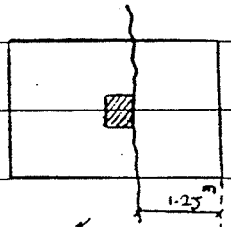
$V_u = 0.14167\sqrt{f'c} = 0.14167\sqrt{21} = 0.650\ (Mpa) = 650\ (kpa)$ ← تنش برشی مجاز بتن

$2(1.25-d)\times 152.5 = 2d\times 650 \rightarrow$ $\boxed{d = 0.24^{m}}$

$D = 24^{cm} + 5^{cm} = 29^{cm} \rightarrow$ USE: $D = 30^{cm}$

انتخاب ما: $\boxed{d = 30^{cm} - 5^{cm} = 25^{cm}}$

محاسبه میلگردهای طولی ←



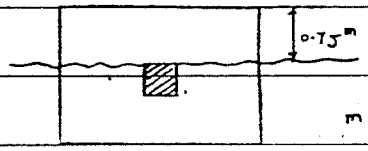
$M_{umax} = \frac{152.5\times 1.25^2}{2} = 119.14\ (\frac{KN.m}{m})$

$m = 22.41$ ، $R_n = 2118.04\ (\frac{KN}{m^2})$ ، $\rho = 0.0056$ ✓

A_s طول $= 0.0056\times 25\times 200^{cm} = 28\ (cm^2) \rightarrow$ $\boxed{14\Phi 16}$

میلگردهای طولی در عرض توزیع می‌شوند.

محاسبه میلگردهای عرضی

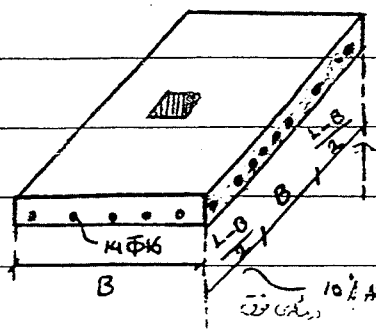


$M_{umax} = \frac{152.5\times 0.75^2}{2} = 42.89\ (\frac{KN.m}{m})$ ✓

$m = 22.41$ ، $R_n = \frac{42.89}{0.9\times 1\times (0.25-0.016)^2} = 870.3\ (\frac{KN}{m^2})$ ، $\rho = 0.0023$ ✓

$A_s = 0.0023\times (25-1.6^{cm})\times 300^{cm} = 16.15\ (cm^2) \rightarrow$ $\boxed{8\Phi 16}$

نکته ← آیین نامه توصیه می‌کند که در طرح پی‌های مستطیلی، شبکه میلگردهای عرضی به شرح شکل نیز در وسط‌های دو نیز سوق داده شود و بقیه‌ی آن‌ها در طرفین جای گیرند، اگر نسبت $\frac{L}{B}$ کمتر از ۲ باشد باید آن نوار ρ_{min} افزوده تا به خوبی بار کمک بکند و مانع از ترک‌های حرارتی و روش شود.



$\text{درصد آرماتور در جهت کوتاه} = \frac{2}{\frac{L}{B}+1}\times 100$

$10\%\ A_s \geq \rho_{min}\times (d\times \frac{L-B}{2})$

۴-۲۴

۴۰/۵

چون رفتن از ۵۰٪ استفاده می‌کنیم، ناصدی مثلثی‌ها بیشتر از حد مجاز می‌شود.

۴۰٪ مثلثی‌ها در ناصدی با عرض B قرار داشته، پس اینکه شرط فوق برای مساله صدق کند، باستی از ضابطه‌ی کوچکتر استفاده کنیم.

$\frac{2}{\frac{3}{2}+1} \times 100 = 80\%$ ←

مساله: با توجه به داده‌های خواسته می‌شود طرح کنید.

$D.L = 450\ (KN)$

$L.L = 350\ (KN)$

توجه: در حل مسائل مشابه در برخورد با تمرین مساحت باربری مربوط ضرب سردرگار دارم ولی بعضی مراحل باربری هر سطح سردرگار دارم.

$M_w = 96\ (KN.m)$

$q_{a(net)} = 200\ (kpa)$

$f'_c = 21\ (Mpa)$

$f_y = 400\ (Mpa)$

ابعاد ستون: $50\ cm \times 50\ cm$

طرح مساحت پی تابع بار هشتگ:

$A_f = \frac{450+350}{200} = 4\ (m^2)$ ← $B = \sqrt{4} = 2^m$

مرکز مساحت پی تابع بار گنبد:

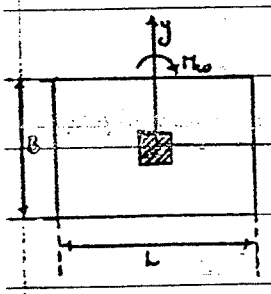
$P = 450 + 350 = 800\ (KN)$ ، $M_w = 96\ (KN.m)$ ← $e = M/P = 96/800$ ← $e = 0.12^m$

$q_{max} = \frac{P}{L \times B}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{800}{2\times 2}\left(1 + \frac{6\times 0.12}{2}\right) = 272 > 1.33 \times 200 = 266$ ✗

$q_{min} = \frac{800}{2\times 2}\left(1 - \frac{6\times 0.12}{2}\right) = 128 > 0$ ✓

چون q_{max} در زمین از تحمل خاک بیشتر است پس باستی ضلع افزودن به A_f، پی را در جهتی که گشتاور بر آن اثر می‌کند بزرگتر کنیم.

فرض کنیم ←



$L = 2.2^m$ ، $B = \frac{A_f}{2.2} = 1.85^m$ ← عدد رند

$q_{max} = \frac{800}{2.2\times 1.85}\left(1 + \frac{6\times 0.12}{2.2}\right) = 260.9 < 266$ ✓

$q_{min} = \frac{800}{2.2\times 1.85}\left(1 - \frac{6\times 0.12}{2.2}\right) = 138.2 > 0$ ✓

گشتاور با q_{min} مثبت می‌شد، می‌توانستم ابتدا بدانم که این طرح کار می‌کند، چون در باربری گنبد بلندشدن پی قابل قبول است مشروط به اینکه فشار زیر پی در تمام پی مانده از تحمل مجاز باربری خاک زیاد نشود، اگر در مساله q_{min} مثبت می‌شد می‌باستی از رابطه‌ی زیر قابل قبول بودن ابعاد پی را کنترل می‌کردیم:

F1-a

۸۰

$$q_{max} = \frac{2P}{3B(\frac{L}{2}-e)} \leq 1.33\, q_{a(net)}$$ *

بین فشارهای زیر پی بار مرده و زنده:

$$q_u = \frac{(450\times1.4)+(350\times1.7)}{2.2\times1.85} = \frac{122.5}{2.2\times1.85} = 301\ (kpa)$$

بین فشارهای زیر پی بار مرده و گنبد:

$$P_u = 0.75\,(1.4D + 1.7L + 1.7\omega)$$

$$P_u \text{ بارگذاری} = 0.75\,(1.4\times450 + 1.7\times350) = 918.75\ (KN)$$

$$M_u = 0.75\times(1.7\times96) = 122.4\ (KN.m)$$

$$e = M_u/P_u = 122.4/918.75 = 0.133\ (m)$$

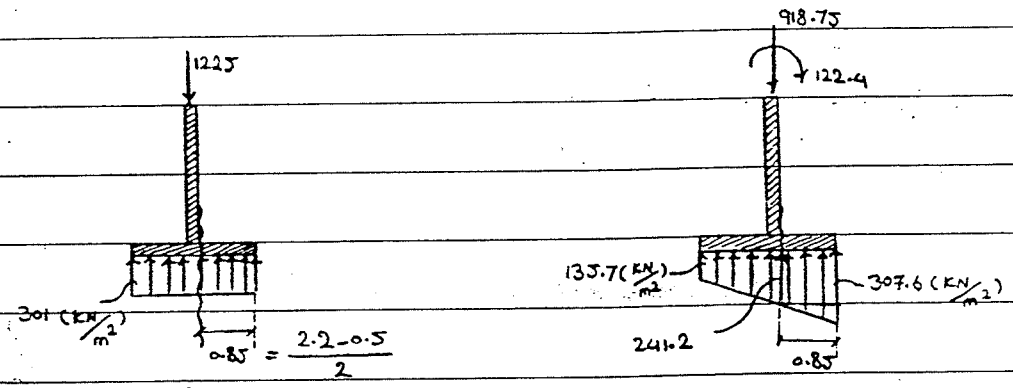
$$q_{umax} = \frac{918.75}{2.2\times1.85}\left(1+\frac{6\times0.133}{2.2}\right) = 307.6\ (KN/m^2)$$

$$q_{umin} = \frac{918.75}{2.2\times1.85}\left(1-\frac{6\times0.133}{2.2}\right) = 135.7\ (KN/m^2)$$

$(307.6-135.7)/2.2 = 78.14$

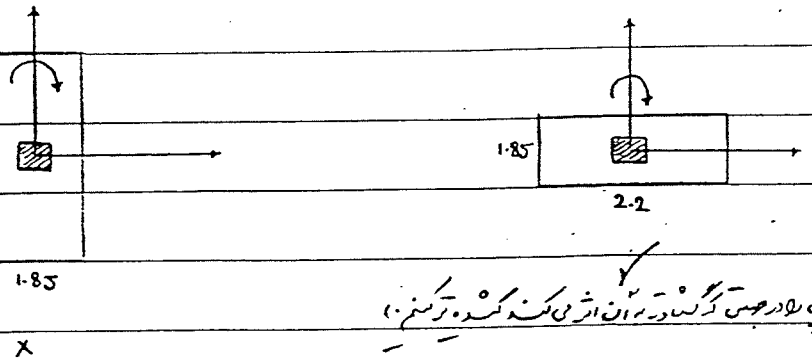
$78.14\times0.85 = 66.42$

$307.6 - 66.42 = 241.2\ (KN/m^2)$



بار مرده و زنده — بار مرده و گنبد

(بعد از محاسبه گشتاور حول x به صفر می رسد.)



(با مشتق گیری از گشتاور به آن اثر می کنند و گشتاور ترکیبی.)

۶-۳۶

کنترل پانچ بوسیله بار دای هشتگی :

$\beta_c = 1 < 2 \rightarrow v_u = 0.2833\sqrt{f'_c} = 0.2833\sqrt{21} = 1300\ (kpa)$

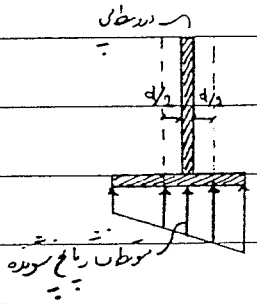
$[4(0.50+d)\times d\times 1300] + [(0.5+d)^2 \times 301] = 1225 \rightarrow$ **$d = 0.27^m$**

کنترل برش عرضی بوسیله باردای هشتگی : (کنترل در مقطع بحرانی تر صورت گرفته است.)

$v_u = 0.14167\sqrt{f'_c} = 0.14167\sqrt{21} = 650\ (kpa)$

$1.85\times d\times 650 = (0.85-d)\times 1.85\times 301 \rightarrow$ **$d = 0.27^m$**

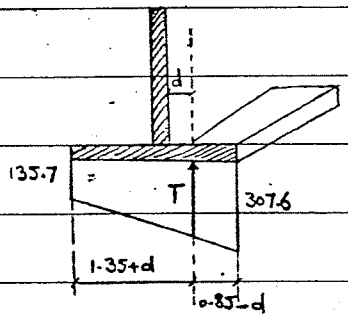
کنترل پانچ بوسیله باردای گنبدی :



متوسط فشار پانچ شونده $= \frac{135.7+307.6}{2} = 221.65\ (KN/m^2)$

$[4(0.5+d)\times d\times 1300] + [(0.5+d)^2 \times 221.65] = 918.75 \rightarrow$ **$d = 0.215^{(m)}$**

کنترل برش عرضی بوسیله باردای گنبدی : (کنترل بوسیله مقطع بحرانی صورت گرفته است.)



توجه $\rightarrow T = 307.6 - 78.136(0.85-d)$

$(0.85-d)\times 1.85\left(\frac{307.6+T}{2}\right) = 1.85\times d\times 650 \rightarrow$ **$d = 0.269^m$**

$D = 27^{cm} + 5^{cm} = 32^{cm}$, **USE : $D = 35^{cm}$**

ضخامت پای : $d = 35^{cm} - 5^{cm} = 30^{cm}$

گشتاور طراحی باردای هشتگی :

$Mu_{max} = \frac{301\times 0.85^2}{2} = 108.74\ (KN.m/m)$

گشتاور طراحی باردای گنبدی :

$Mu_{max} = \frac{241.2\times 0.85^2}{2} + \frac{(307.6-241.2)\times 0.85}{2}\times\frac{2}{3}\times 0.85 = 103.12\ (KN.m/m)$

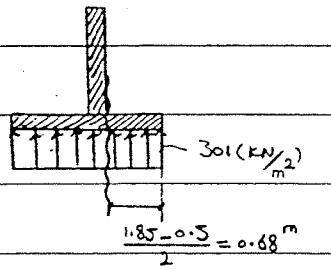
با توجه به اینکه گشتاور طراحی باردای هشتگی بیشتر است ، مقطعی طراحی براساس آن محاسبه می شوند .

$m = 22.41$, $Rn = \frac{108.74}{0.9\times 1\times 0.30^2} = 1342.5\ (KN/m^2)$

$\rho = 0.0035$ و $A_s = 0.0035 \times 185^{cm} \times 30^{cm} = 19.425$ ⟶ 10Φ16

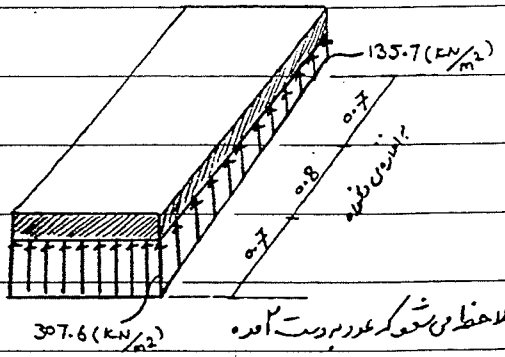
بوی تقسیم ساده عرض نوار به جنس ترک باید عمل شود.

- ساده عرض کوب باریکی جنس:



$M_a = \frac{301 \times 0.68^2}{2} = 69.6 \quad (KN.m/m)$

ساده عرض کوب باریکی گذشته:



$M_u = \frac{307.6 \times 0.68^2}{2} = 71.1 \quad (KN.m/m)$

بوی جنس موادی ساده عرض نوار می توانم برای بس فشار بیشتر حساب کنم و دلاحظه می شود که عدد به دست آمده متناسبی از 69.6 بیشتر است و جنس شکسته است، از این رو در این مسأله استفاده از فشار زمینی نم ماتریس متوسط می نم و فاکتور لم کمی توانند طراح نوا استفاده کند لازم نمی باشد. در مسائل مشابه این امکان وجود دارد که مقدار عرض مربوط به فشار فاکتور لم بیشتر باشد و به کار بردن آن در همه جای بی اقتصادی نشود، در جنس خالص می توان طول بی نوار به چند قطعه (در این شکل 70cm و 80cm و 70cm) تقسیم کرد و جنس عرض هر کدام را جداگانه بررسی کرد.

$m = 22.41$

$R_n = \frac{71.1}{0.9 \times 1 \times (0.30 - 0.016)^2} = 979.5 \quad (\frac{KN}{m^2})$

$\rho = 0.0025 > \rho_{min} = 0.002$ ⟶ $A_s = 0.0025 \times 220^{cm} \times (30^{cm} - 1.6^{cm}) = 15.62 \ (cm^2)$

⟶ 8Φ16 بیشتر میلگردها در وسط و اطراف میلگرد گیری قرار می گیرد.

جلسه ی چهاردهم: 80.8.21

۶-۳۸

مسأله: یک پی مستطیل 2×3 بار 80 ton و گشتاور 60 ton.m وارد می شود. خواسته می شود بررسی کفایت طول و عرض پی.

$$b = \frac{-23.1 - 100.8 \times \frac{0.2178}{3.0252}}{1.3068\left(1 - \frac{0.2178^2}{1.3068 \times 3.0252}\right)} = -23.5122 \left(\frac{KN}{m^3}\right)$$

$$c = \frac{P}{A} = \frac{700}{(1.8 \times 3) - \left(\frac{1.8 \times 0.6}{2}\right)} = 144.0329 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

معادله خط تنش‌ها : $q = 35.0129\,x - 23.5122\,y + 144.0329$

سقف به هنگ 700 بار عرضی بار مانند این q می‌تواند تنش‌های باشد .

نقطه	x	y	q
A	-1.356	0.867	76.12 $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$
B	1.644	0.867	181.21
C	1.044	-0.933	202.5
D	-1.356	-0.933	118.49

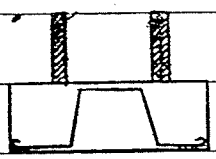
جلسه‌ی شانزدهم : 80.8.26

پی‌های دوجی :

پی دوجی بار هر ستون را تحمل می‌کند و حالت خاصی از پی نواری است و وقتی از آن نوار می‌گیرد که یکی از ستون‌ها خروج از مرکز بسیار زیاد داشته باشد و طول کنسولی مربوط به بار دارد هنگ نباشد .

اگر پی دوجی صلب باشد و تقسیم بار هر ستون را به برآیند سطح زیر منحنی تنش در نظر بگیریم دچار خطا خواهیم شد .

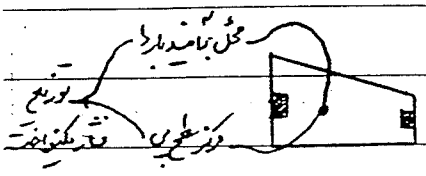
پی دوجی در وسط هر ستون بی‌دار خمش ساده است و ماکسیمم منفی‌گشتاور در بالای بی‌دار گرفته‌اند در زیر ستون‌ها گشتاور خمشی مثبت است و منفی‌گشتاور در میانه بی‌دار می‌گیرند، از این رو تعدادی از میلگردها را می‌توان خم کرد و به صورت آودکا در آورد .



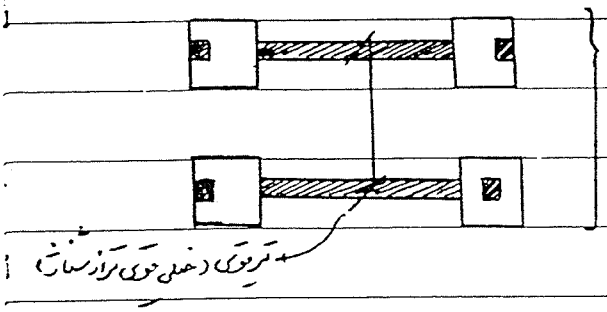
(آودکا)

گشتاور ناشی از خروج از مرکزیت ستون چپ به بخش دیگر منتقل می‌شود .

گشتاور ناشی از خروج از مرکزیت هر ستون عمدتاً خمش می‌کند .



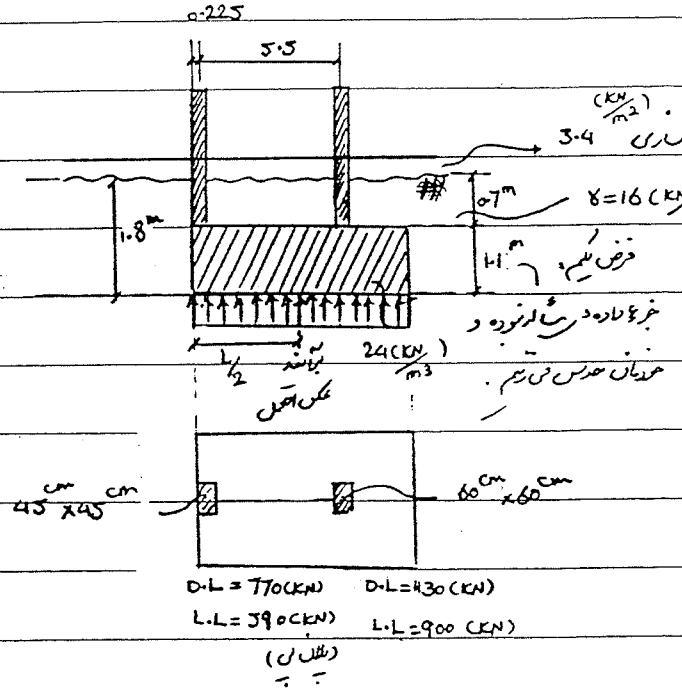
بار ستون چپ بزرگ است و محل برآمدن بار به چپ نزدیک است و در نتیجه فاصله‌ی آن تا مرکز سطح به چپ نزدیک است .



ایران

پی ماشکولی به کارهای رده‌ی سنگین گرانتر از سنگ‌ی باشد ولی ماشکولی سنگین بیشتر از سنگ به کار می‌رود.
ترمیان ماشین حساب باشد و توانند گشتاور منتقل کنند، ارتفاع این تیرها از ارتفاع پی کم‌تر است.

مسأله:



توجه به شکل و داده‌ها خواسته‌ی سؤال طرح می‌شود.

$q_a = 300\ (KN/m^2)$

$f'_c = 21\ (MPa)$

$f_y = 420\ (MPa)$

$$q_{a\,(net)} = 300 - [3.4 + (0.70 \times 16) + (1.1 \times 24)] = 259 \quad (KN/m^2)$$

تعیین محل برآیند بارها: (چون هدف مانتج ساحت است بارها بدون ضریب می‌باشند.)

گشتاور نسبت به محور عمود: $[(770+590)\times 0.225] + [(1130+900)(5.5+0.225)] = L/2\ (770+590+1130+900)$ ←

$$L = 7.04m$$

زیرا شکل پی متقارن باشد برآیند در مرکز سطح و در وسط مستطیل می‌باشد. (زیرا فاصله‌ی تا خط امکان تا زیری یکسان باشد.)

اگر عدد بدست آمده برای L را مرکز برآیند در مرکز سطح می‌افتد و گشتاور ناشی از آن فاصله توزیع فشار زیری را یکنواخت می‌کند.

$B \times L = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} \rightarrow B \times 7.04 = \frac{770+590+1130+900}{259} \rightarrow B = 1.86^{m} \rightarrow$ USE: $B = 2^{m}$

این عدد را می‌توان گرد کرد چون ربطی به توزیع یکنواخت فشار در زیر پی ندارد.

$P_{u_1} = 1.4 \times 770 + 1.7 \times 590 = 2081\ (KN)$ | $770/590 = 1.31$

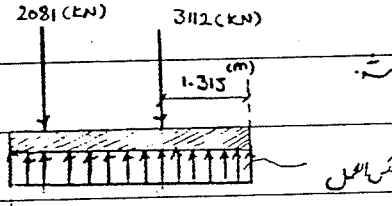
$P_{u_2} = 1.4 \times 1130 + 1.7 \times 900 = 3112\ (KN)$ | $1130/900 = 1.26$

- تعیین محل برآیند بارهای پی: (در صورتی که زمین بارگیری به صورت خطی باشد برآیند بارها در این صورت محل برآیند بارهای خطی منطبق بر محل برآیند بارها می‌باشد.)

توجه داشته باشید که برخلاف اینکه مابقی توزیع فشار ناشی از بارهای یکنواخت باشد هیچ اجباری نداریم که توزیع فشار ناشی از بارهای خطی هم یکنواخت باشد.

$(2081 \times 0.225) + (3112 \times 5.725) = x(2081 + 3112) \rightarrow$ $x = 3.52 \simeq L/2$

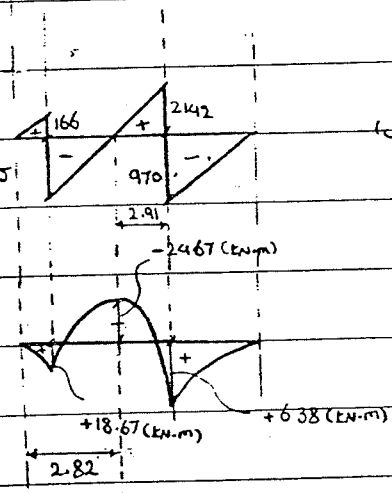
نتیجه می‌شود که محل برآیند بارهای خطی هم با مرکز سطحی منطبق است و فشارهای در زیر پی یکنواخت می‌باشد، در صورتی که برآیند بارهای خطی با مرکز سطح منطبق نباشد فشار زیر پی در کناره‌ای Max و در کناره‌ای دیگر Min می‌شود.



فرض می‌کنیم که توزیع فشار زیر پی یکنواخت می‌باشد.

(در عمل این فرض با دقت بسیار خوبی کار ما را راه می‌برد.)

بار خطی $= q = \frac{2081+3112}{7.04} = 737.6\ (KN/m)$



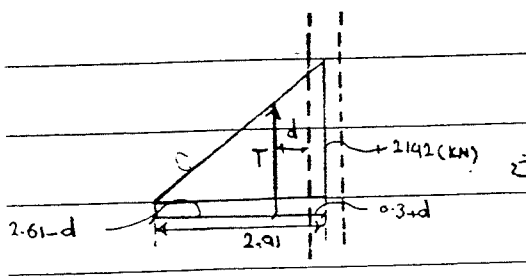
(دیاگرام برش)

توجه: (شیب این سه خط یکسان و برابر q است چون q یکنواخت است. این شیب یا مثبت یا منفی باشد.)

(دیاگرام لنگر خمشی)

کنترل برش عرضی پی:

با توجه به خطوط دیاگرام نیروی برش معلوم می‌شود که برش عرضی در حد سوم نیست تغییر نکرده است.



مقاومت برشی = نیروی برشی (T)

$\frac{2142\,(2.61-d)}{2.91} = 2 \times d \times 650 \rightarrow$ $d = 0.94^{m}$

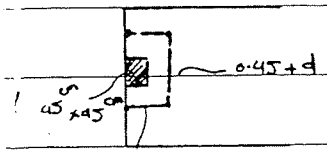
(۴-۴۱)

۴۸-a

۹۴

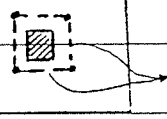
برش Punch : رابطه برش Punch هرچه ستون نسبت تعداد به ستون کوچکتر باشد سطح بزرگتری داده و ستون کوچکتر است سالم است ،

$v_u = 0.2833\sqrt{f'c} = 0.2833\sqrt{21} = 1300\ (kpa)$ ← q_u



$\left[2(0.45+\frac{d}{2})+(0.45+d)\right] \times d \times 1300 + \left[(0.45+\frac{d}{2}) \times (0.45+d) \times \frac{2081+3112}{7.04 \times 2}\right] = 2081$

با سعی و خطا ← $d = 0.53\ (m)$



$\left[4(0.60+d) \times d \times 1300\right] + \left[(0.60+d)^2 \times \frac{2081+3112}{7.04 \times 2}\right] = 3112$ ←

$d = 0.48\ (m)$

← $D = 94^{cm} + 7.5^{cm} = 101.5^{cm}$ ← USE : $D = 110^{cm}$ (سنگدانه ریز)

cover

اگر سنگدانه ریز نبود ارتفاع D دیوار حدود ۱۲ سانتیمتر حل می شود.

d موثر $= 110 - 7.5 = 102.5^{cm}$

- محاسبه میلگرد طولی بالای پی :

$m = \frac{420}{0.85 \times 21} = 23.529$

$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$

$R_n = \frac{2467}{0.9 \times 2 \times 1.025^2} = 1304.514\ (\frac{KN}{m^2})$

$\rho = 0.00323 < \rho_{min}$ $(\rho_{min} < \rho < \rho_{max})$

$A_s = 0.00333 \times 200 \times 102.5 = 67.65\ (cm^2)$ ← 22Φ20 دو ردیف

- محاسبه میلگرد طولی زیر ستون :

$m = 23.529$

$R_n = \frac{638}{0.9 \times 2 \times 1.025^2} = 337.365\ (\frac{KN}{m^2})$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{23.529}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23.529 \times 337.365}{420000}}\right) = 0.00081 < \rho_{min}$

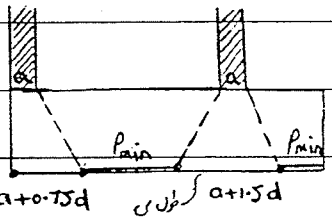
۴-۴۲

$\rho = 0.00081 < \rho_{min}$

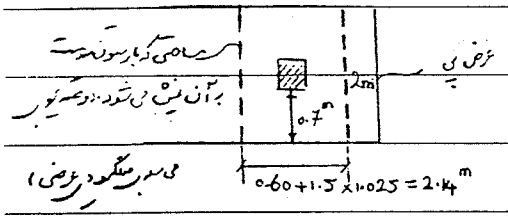
$A_{s\,min} = 0.0033 \times 200 \times 102.5 = 67.65\ (cm^2) \rightarrow$ **22Φ20**

- تاسیس میلگرد عرضی ستون نوست : ← میلگردی عرضی در تمامی قوس گرفته.

در طرح انسی بای میلگرد عرضی کوچک در هر ستون، بصورت جداگانه حساب می شود و مقدار آنس نامه ای در تمام سطح میلگرد عرضی متعادل با ρ_{min} بکار برده می شود.
در مواردی که نیاز به نیروی بالاری نداشته می توانیم بخشی از نیروی برش وارد، خاوت دادیم بدانیم صورت نمی گیرد و تمام نیروی برش توسط بتن تحمل می شود بکاری روند دنبش آنس تامین خاوت می توانند تمن میلگرد عرضی نداشته باشد. (انس طرح در حالات کلی نیاز به خاوت نداریم ولی میگردیم که تحمل داشته باشیم.)



گسترش



عرض بی

$\frac{2-0.6}{2} = 0.7^m$

$\text{تنش زیر ستون نوست} = \frac{3112}{2.14 \times 2} = 727.1\ (KN/m^2)$

می سمت میلگرد عرضی)

$0.60 + 1.5 \times 1.025 = 2.14^m$

$M_u = \frac{727.1 \times 0.7^2}{2} = 178.14\ (\frac{KN.m}{m})$

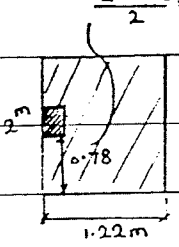
$m = 23.529$

$R_n = \frac{178.14}{0.9 \times 1 \times 1.005^2} = 192.125\ (KN/m^2)$

← قطر میلگرد طولی (20Φ)
از d کاسته می شود

$\rho = 0.00046 < \rho_{min} = 0.0018$

محاسبه ضخامت عرضی ستون صلب:



$0.95 + (0.75 \times 1.025) = 1.22\ m$

تنش زیر ستون صلب $= \frac{2081}{1.22 \times 2} = 852.9\ (KN/m^2)$

$Mu = \frac{852.9 \times 0.78^2}{2} = 208.95\ (KN.m/m)$

$m = 23.529$

$Rn = \frac{208.95}{0.9 \times 1 \times 1.005^2} = 230\ (KN/m^2)$

$\rho = 0.00055 < \rho_{min} = 0.0018$

$As = 0.0018 \times 704 \times 100.5 = 127.35\ cm^2$ ← 41Φ20

مبحث سی و هفتم:

80-9-3

D = Cover نوای ی در نواری و در وجوه	بالا + قطر میلگرد بالا / 2 + d انتخاب نوای	قطر میلگرد پائین / 2 +	پائین + cover	
5 cm دانوای ی نباشد که T cm گرفته شود.			5 ~ Tcm	

در نواری صلب دری در وجوه (در مجموعه ازدی نواری صلب) کوچکتر از ضخامت صلب باشد و بار در آن جریان پیدا کند (یکنواخت یا غیر یکنواخت فرق) بهتر است که خاموت به کار برده شود تا مقاومت افزوده شود و صلب شود.

نیز کار بافت می شود که هر جزئی حرکاری در نصف خاموت هم از نیز کرد.

در مرجع نی در نواری $\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y\ MPa}$ (در دری در وجوه) در نظر گرفته می شود، چون ضخامت نی دا بر ماشه است. البته حتی که بیش از این حد

نشده درصورتی که می توان ρ کمتر از ρ_{min} شود می توان 33٪ آن را افزایش داد و سپس به جای ρ_{min} به کار برد. در دری در نواری از آنجایی که خاک

در زیر دلی ستونها به دلیل تأثیر سختی ستون برآورده تر از خاک اطراف است ناحیه ستونها است ناحیه میلگرد عرضی در زیر ستونها حداکثر نصف شود.

ناحیه زیر ستونها میلگرد عرضی برابر ρ_{min} حرارت و جمع شدگی $(\rho_{min} = 0.0018)$ محاسبه می گردد.

سطح انی دی در دو سو میلگرد دارند (بالا و پائین) پائین در هر دو سو cover در نظر گرفته شود.

در مورد $(As)_{min}$ آیین نامه ACI به کار بردن تمام ضخامت را توصیه می کند: مساحت دری در نظر گرفته در وجوه نواری

$(As)_{min} = 0.0018 \times D \times L$

D : D نوای می باشد.

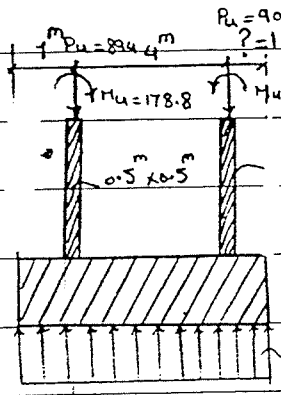
۴-۴۴

ولی برخی از مهندسین استفاده از d را توصیه می‌کنند و توصیه ACI نیز ملاحظه کاراتر می‌داند. (مانند Bowels).

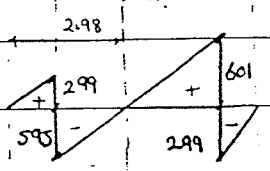
مثال:

با توجه به شکل و داده‌ها خواسته می‌شود طرح این روش.

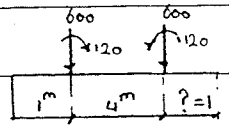
D=420 (KN)	D=400 (KN)	$q_{a(net)}=150\ (KN/m^2)$
L=180 (KN)	L=200 (KN)	$f'_c=21$ (MPa)
$M_D=84$ (KN.m)	$M_D=80$ (KN.m)	$f_y=400$ (MPa)
$\frac{894+900}{6}=299\ (KN/m)$ $M_L=36$ (KN.m)	$M_L=40$ (KN.m)	

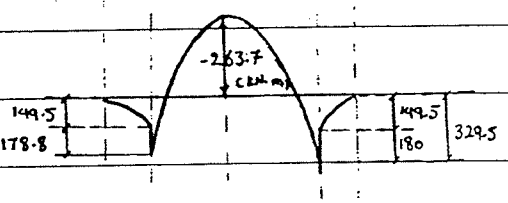


برش نمر



طرح براساس بارهای بدون ضریب:





اولین انگشت در زیر کلمه فوت نشود اندازه‌ی مجهول باشد 1^m گردد.

$$L\times B=\frac{P_{work}}{q_{a(net)}} \rightsquigarrow 6\times B=\frac{600+600}{150} \rightsquigarrow B=1.33^m \rightsquigarrow \boxed{USE: B=1.5^m}$$

$$q=\frac{P}{L\times B}\pm\frac{MC}{I}$$

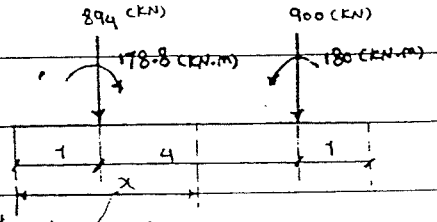
در اینجا برآیند 1200 در مرکز منطبق می‌باشد و در آنجایی برآیند هم نباشد ضرورت دارد از این رابطه استفاده می‌شود ولی از نرم‌افزار هم باشد:

$P_{u1}=420\times1.4+180\times1.7=894$ (KN)

$M_{u1}=84\times1.4+36\times1.7=178.8$ (KN.m)

$P_{u2}=400\times1.4+200\times1.7=900$ (KN)

$M_{u2}=80\times1.4+40\times1.7=180$ (KN.m)

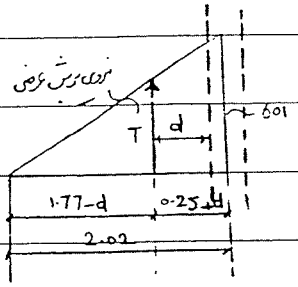


ناصلی محل برآیند بارها از گذار حساب

$(894\times1)+178.8+(900\times5)-180=x(894+900)$ ← $x=3.006\simeq3=6/2$

ملاحظه می شود که محل برآیند تقریباً بر مرکز سطح پی منطبق است پس توزیع فشارهای زیر پی یکنواخت می باشد.

برش عرضی:



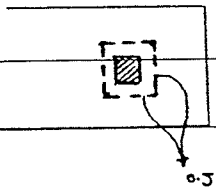
ت در لبه ستون راست تعیین گشته است.

مقاومت برشی جانبی پی = نیروی برش T

$\frac{601}{2.02}\times(1.77-d)=1.5\times d\times650$ ← $d=0.41^m$

برش Punch:

در برش Punch گسترده داخلی ندارند و فقط نیروی دخالت دارند، لذا در جا Punch در سمت راست تعیین گشته است، چون برش بیشتر است.



فشار زمین

$\left[4(0.5+d)\times d\times1300\right]+\left[(0.50+d)^2\times\frac{894+900}{1.5\times6}\right]=900$

$d=0.22^m$

$d_{\text{انتخاب نهایی}}=0.425^m$ ← با در نظر گرفتن cover و ... و ایمنی

ضخامت نهایی پی توسط این عوامل انتخاب شده است.

تنش در طول بالای پی:

$m=22.409$

$R_n=\frac{263.7}{0.9\times1.5\times0.425^2}=1081.43\ (KN/m^2)$

$\rho=0.0028$

$\rho_{min}=\frac{1.4}{400}=0.0035$

Mpa

$(A_S)_{min} = 0.0035 \times 150 \times 42.5 = 22.31\ (cm^2)$ ⟶ **۱۱Φ16**

- میلگرد طولی زیرستون :

$m = 22.409$

$$R_n = \frac{329.5}{0.9 \times 1.5 \times 0.425^2} = 135.13\ \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

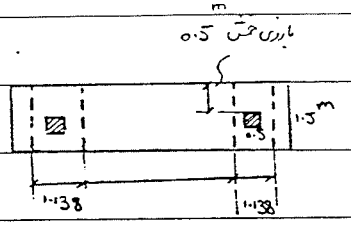
$$\rho = 0.0035 = \rho_{min}$$

$A_S = 0.0035 \times 150 \times 42.5 = 22.31\ (cm^2)$ ⟶ **۱۱Φ16**

می‌توان ۱۱Φ16 بالای را به صورت اورکام خم کرده

و بالای کُنو.

- تعیین میلگرد عرضی:

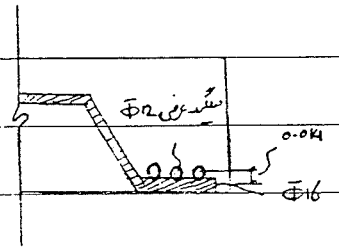


$\frac{1.5 - 0.5}{2} = 0.5\ m$

$0.50 + (1.5 \times 0.425) = 1.138\ (m)$

عرض زیر ستون (894 و 900) برای تردکننده کوچکی می‌شود که (900) مساحت توجه شود که ساعد در توزیع کوبیده.

σ زیر ستون راست $= \frac{900}{1.138 \times 1.5} = 527.5\ \left(\frac{KN}{m^2}\right)$



$$M_u = \frac{527.5 \times 0.5^2}{2} = 65.9\ \left(\frac{KN.m}{m}\right)$$

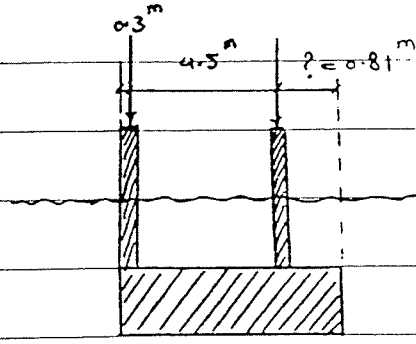
$m = 22.409$

$$R_n = \frac{65.9}{0.9 \times 1 \times (0.425 - 0.04)^2} = 435.85\ \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

$\rho = 0.0011 < \rho_{min} = 0.0018$

$A_{S\,min} = 0.0018 \times 600 \times (42.5 - 1.4) = 44\ (cm^2)$ ⟶ **40Φ12**

سؤال :



ستون‌ها به شکل داده شده هستند طراحی شود.

#		
	D = 720 (KN)	D = 1120 (KN)
	L = 890 (KN)	L = 900 (KN)

$q_{a(net)} = 250\ (KPa)$

$f'_c = 21\ (MPa)$

$f_y = 400\ (MPa)$

ابعاد ستون $= 0.6^m \times 0.6^m$

تعیین ابعاد پی $(L \times B)$ مابدی بدون ضریب :

طول پی متناسب به گونه‌ای انتخاب کنیم که محل برآیند بار بر مرکز سطح پی (وسط مستطیل) منطبق شود.

گشتاور به گوشه‌ی چپ :

$$0.30(720+890) + 4.8(1120+900) = x(720+890+1120+900) \rightarrow$$

$$x = 2.804^m = L/2 \rightarrow \boxed{L = 5.61\ (m)}$$

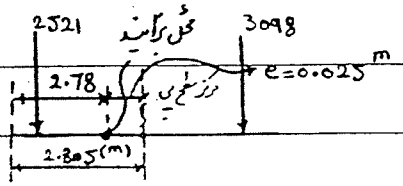
برای سادگی اجرا فونداسیون مستطیلی در نظر گرفته شود و اگر عمل گذار شود فرق زیادی نمی‌کند.

$$L \times B = \frac{P_{work}}{q_{a(net)}} = \frac{720+890+1120+900}{250} \rightarrow B = 2.56^m \qquad \boxed{USE: B = 2.6\ (m)}$$

در این نوع B را می‌توان کوچک در نظر گرفت چرا که در آن حالت B را هم می‌توان کوچک گرفت چون مایل عرض ستون مرکز سطح پی شود.

$$P_{u1} = (720 \times 1.4) + (890 \times 1.7) = 2521\ (KN)$$

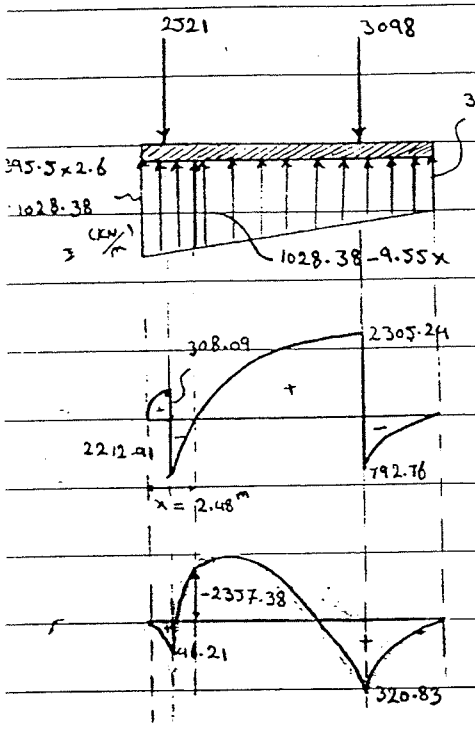
$$P_{u2} = (1120 \times 1.4) + (900 \times 1.7) = 3098\ (KN)$$



گشتاور به گوشه‌ی چپ پی : $(0.30 \times 2521) + (4.8 \times 3098) = x'(2521+3098) \rightarrow \boxed{x' = 2.78\ (m)}$

علت خروج از برزنت ش ۲ آمده (هرچند در این مسأله کوچک می‌باشد.) توزیع فشارهای زیر پی غیریکنواخت می‌باشد دیاگرام نیروی برشی سهمی درجه ۲ (2)

دیاگرام گشتاور خمشی سهمی درجه ۳ (3) می‌باشد.



$$q_{max} = \frac{3098+2521}{5.61\times2.6}\left(1+\frac{6\times0.025}{5.61}\right) = 395.55 \ (KN/m^2)$$

$$q_{min} = \frac{3098+2521}{5.61\times2.6}\left(1-\frac{6\times0.025}{5.61}\right) = 374.93 \ (KN/m^2)$$

ایستل برش صفر : $\frac{1028.38+1028.38-9.55x}{2}\times x = 2521 \rightarrow$

$(1028.38-4.775x)x = 2521 \rightarrow -4.775x^2+1028.38x-2521=0$

$\rightarrow \boxed{x=2.48^m}$

ملاحظه می‌شود که در حالت غیریکنواخت شدن فشارهای زیری دیاگرام مثل این شکل حالت‌های از هیچ‌یک از حالت‌های روش ذوزنقه‌ای موسوم است و طرح پی با روش ذوزنقه‌ای شکل استفاده نمی‌کرد.

برای رفتن کمی از همان اول مساحت می‌تواند به بار حدی برسد این شکل منظور نباشد از خط زیر بهره نبرد

$$L\times B = \frac{\Sigma P_u}{q_{u\,\text{واقعی}\,(net)}} \qquad \text{و} \qquad q_{u\,\text{واقعی}\,(net)} = \left(\frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{work}}\right)\times q_{a\,(net)}$$

← تقریباً 1.55 (متوسط 1.4 و 1.7)

اگر مساحت پی براساس q_u واقعی از رابطه‌های فوق تعیین شده باشد در هنگام تأثیر بارهای بهره‌برداری تقریباً کمتر $q_{a(net)}$ خواهد شد. (زیرا قبل تقریباً کمتر $q_{a(net)}$ می‌شد.)

جلسه‌ی هجدهم :

80-9-5

مثل بارهای قراردادی: (در این قرارداد تقریباً از بار زنده نمی‌توان صرفنظر استفاده می‌شود.)

گشتاور برگشتی حول ۰ : $(2521\times0.3)+(3098\times4.8)=x(2521+3098)$ ⟶ $x=2.78^{m}$

که فاصله‌ی محل برآیند بارها از نقطه‌ی ۰ است.

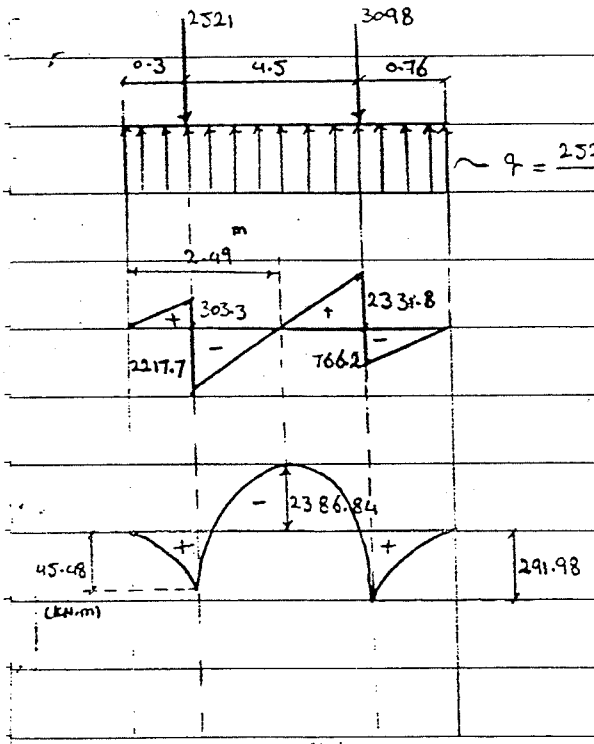
$x=2.78^{m}=L/2$ ⟶ $L=5.56\,m$

برای توزیع یکنواخت فشار زمین

$q_{u(net)}=\frac{\Sigma P_u}{\Sigma P}\times q_{a(net)}$ ⟶ $q_{u(net)}=\frac{3098+2521}{2020+1610}\times250=387\ (KN/m^2)$

(1120+900 ، 720+890)

$A_f=L\times B=\frac{P_u}{q_{u(net)}}$ ⟶ $5.56\times B=\frac{3098+2521}{387}$ ⟶ $B=2.61$ ، USE: $B=2.7^{m}$

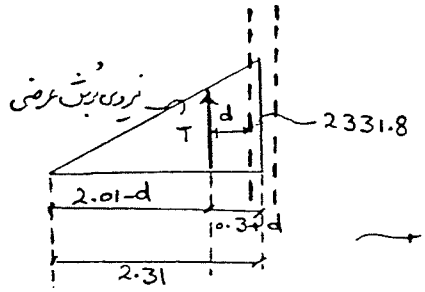


برای کنترل punch ، برای کنترل برش عرضی و برای کنترل خمش در ستون به ترتیب 3098 (KN) ، 2331.8 (KN) و 291.98 (KN.m) ملگوی ماشین شد.

برای کنترل خمش در پی به ترتیب 2386.84 (KN.m) ملگوی ماشین شد.

ی در روش دوم تقریبی:

ی در روش تقریبی صورت کلی ترین توان مورد استفاده قرار داد، در این صورت ماتریس محل گرانش بارها ترجیحاً بر مرکز سطح فونداسیون منطبق نباشد تا

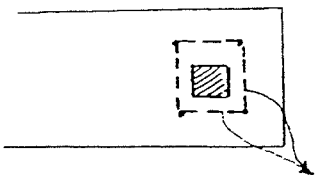


برش عرضی ←

$$\text{نیروی برش } T = \text{مقاومت برشی بتن}$$

$$\frac{2334.8}{2.31}(2.01-d) = 2.7\times d\times 650 \rightarrow \boxed{d = 0.73^{m}}$$

برش punch ←



$$\left[4(0.6+d)\times d\times 1300\right] + \left[(0.6+d)^2 \times \frac{2521+3098}{2.7\times 5.56}\right] = 3098 \rightarrow$$

$$\boxed{d = 0.48^{m}}$$

$$\boxed{\text{ضخامت پی } d = 0.73^{m}}$$

مسلگود طولی بالا ←

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \rightarrow m = \frac{400}{0.85\times 21} \rightarrow m = 22.409$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9bd^2} \rightarrow R_n = \frac{2386.84}{0.9\times 2.7\times 0.73^2} = 1843.2 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) \rightarrow \rho = \frac{1}{22.409}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 22.409\times 1843.2}{400\,000}}\right) = 0.0049$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$(A_s)_{req} = 0.0049\times 270\times 73 = 96.58\ (cm^2) \rightarrow \boxed{31\,\Phi 20}$$

مسلگود طولی زیر ستون ←

$$m = 22.409$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9bd^2} = \frac{291.98}{0.9\times 2.7\times 0.73^2} = 225.48\ \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) \rightarrow \rho = \frac{1}{22.409}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 22.409\times 225.48}{400000}}\right) = 0.00057$$

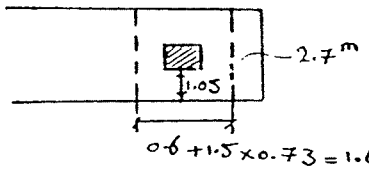
$$\rho_{min} = 0.0035 \rightarrow \rho < \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} = 1.33\,\rho_{req} = 1.33\times 0.00057 = 0.00076$$

$$\rho_{min} = 0.00076$$

$$A_s = 0.00076\times 270\times 73 = 14.98\ (cm^2) \rightarrow \boxed{14\,\Phi 12}$$

- محاسبه میلگرد عرضی ستون وسط ←

$\frac{2.7-0.6}{2} = 1.05^{m}$



تنش عرضی زیر ستون راست $= \frac{3098}{2.7 \times 1.695} = 676.94 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

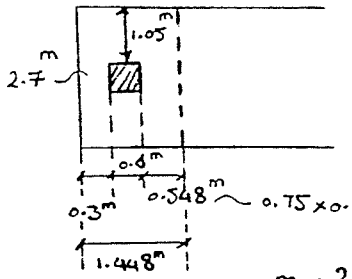
$M_u = \frac{676.94 \times 1.05^2}{2} = 373.16 \left(\frac{KN.m}{m}\right)$

$m = 22.409$ ، $R_n = \frac{373.16}{0.9 \times 1 \times (0.73-0.012)^2} = 804.27 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

$\rho = 0.0021 > \rho_{min} = 0.0018$ ✓

$(A_s)_{\text{کم}} = 0.0021 \times 169.5 \times (73-1.2) = 25.56 \ (cm^2)$ ← 23Φ12

- محاسبه میلگرد عرضی ستون چپ ←



تنش عرضی زیر ستون چپ $= \frac{2521}{2.7 \times 1.448} = 644.82 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

$M_u = \frac{644.82 \times 1.05^2}{2} = 355.46 \left(\frac{KN.m}{m}\right)$

$m = 22.409$ ، $R_n = \frac{355.46}{0.9 \times 1 \times (0.73-0.012)^2} = 766.12 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

$\rho = 0.002 > \rho_{min} = 0.0018$

$(A_s)_{\text{کم}} = 0.002 \times 144.8 \times (73-1.2) = 20.79 \ (cm^2)$ ← 19Φ12

- محاسبه میلگرد عرضی در بقیه‌ی ←

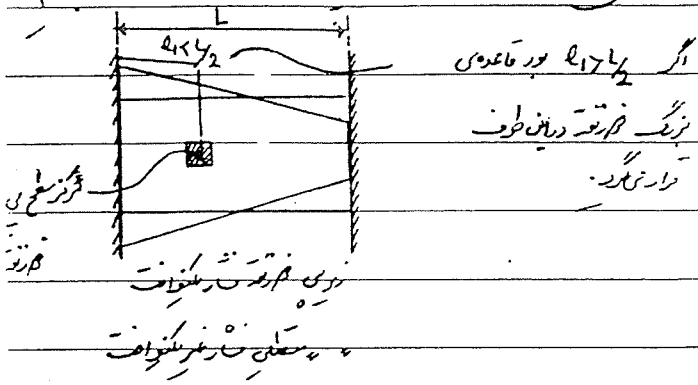
$\rho_{min} = 0.0018$ ←

$(A_s)_{min} = 0.0018 \times (556 - 169.5 - 144.8) \times (73-1.2) = 31.24 (cm^2)$

← 28Φ12

توزیع فشار در زیر پی بلنوا فت گرانو .

در حالتی مثل شکل فوق که نا گزیر ستون در مرکزی مستطیل قرار نمی گیرد بهتر است پی را طوری انتخاب کنیم تا بار ستون در مرکز سطح پی قرار گیرد و لنگر نداشته باشیم .



اگر $e_1 > \frac{L}{2}$ بود قاعده‌ی بزرگ فشار به این طرف قرار می گیرد.

توجه شود که : $q_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{L \times B}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$ توانین پی مستطیل

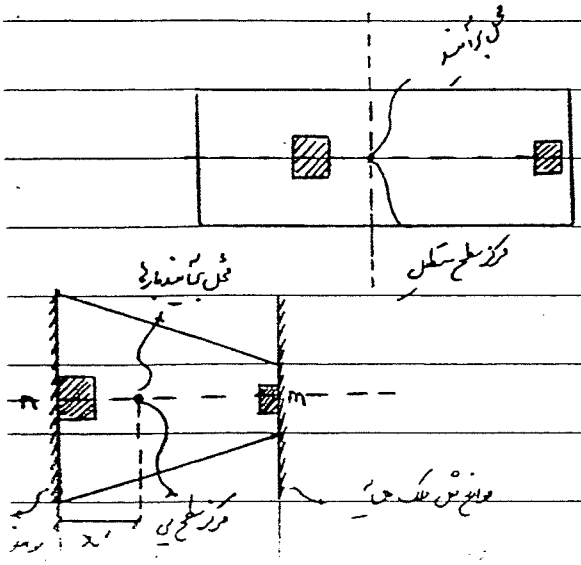
$q = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot C}{I}$ ← ممان اینرسی مقطع I

↓ سطح مقطع A

ولی عموماً استفاده‌ی این فرمول برای پی روصلی می باشد.

اگر مانع ستون به اندازه‌ی چشمگیری از بار ستون دیگر بیشتر باشد می توان با افزودن به طول پی روصلی به گونه‌ای عمل کرد که پی مستطیلی باشد و محل برآیند بار به مرکز سطح منطبق گردد.

در بعضی موارد اگر محدودیت طول وجود داشته باشد یا به عبارت دیگر کنسولی پی به سمت خارج (در شکل بالا) می توان با انتخاب پی ذوزنقه‌ای روصلی به گونه‌ای عمل کرد که مرکز سطح ذوزنقه محل برآیند بار منطبق شود در این صورت توزیع فشار زیر پی بلنوا فت شده دست نخورده باقی می ماند.



می توان ابعاد ذوزنقه را طوری تعیین کرد که محل برآیند بار با مرکز سطح ذوزنقه منطبق باشد.

۵۴-a

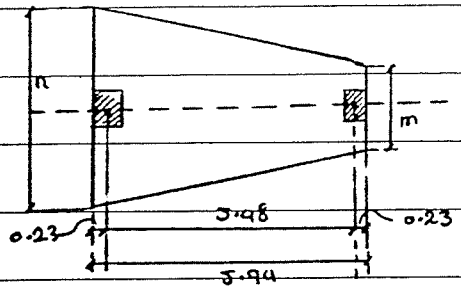
$$\bar{x} = \frac{2m+n}{m+n} \times L/3$$

$\bar{x}$: فاصله مرکز سطح ذوزنقه‌ی بزرگ از قاعده‌ی بزرگ ذوزنقه مساوی است.

اگر $m = 0$ ← ذوزنقه تبدیل به مثلث می‌شود و مرکز سطح مثلث هم در $L/3$ از قاعده می‌باشد.

مثال:

با توجه به شکل داده‌ها محاسبه می‌شود طول‌های ذوزنقه.



$D = 1200$ (KN) $\quad D = 900$ $\quad q_{a(net)} = 190 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

$L = 816$ (KN) $\quad L = 660$

ابعاد ستون : $0.40^m \times 0.40^m$

$f'_c = 21$ (MPa) $\quad f_y = 400$ (MPa)

$P_1 = 1200 + 816 = 2016$ (KN)

$P_2 = 900 + 660 = 1560$ (KN)

$$P = 2016 + 1560 = 3576 \text{ (KN)}$$

$P_{u1} = (1.4 \times 1200) + (1.7 \times 816) = 3067.2$ (KN)

$P_{u2} = (1.4 \times 900) + (1.7 \times 660) = 2382$ (KN)

$$P_u = 3067.2 + 2382 = 5449.2 \text{ (KN)}$$

روش ترابطی ←

$$q_{u(net)} = \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P} \times q_{a(net)} \rightsquigarrow q_{u(net)} = \frac{5449.2}{3576} \times 190 = 289.5 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

اگر اندازه‌ی پی را به گونه‌ای تعیین کنیم که فشار زیر پی در اثر بارهای بهره‌برداری از ($289.5\ \frac{KN}{m^2}$) افزوده شود، فشار خواهد بود که در بارهای بدون ضریب کمی کمتر و بیشتر از $q_{a(net)}$ می‌باشد.

$\sum M_{O'}$ گشتاور به گوشه‌ی پی (دوران عکس عقربه‌های ساعت مثبت گرفته شده) : $(3067.2\times 0.23)+\left[2382(0.23+5.48)\right] = \bar{x}\,(5449.2)$ ←

فاصله‌ی محل برآیند بارها از گوشه‌ی پی که می‌خواهیم با $\bar{x}$ نمایش دهیم.

$$\bar{x}=\frac{2m+n}{m+n}\times\frac{L}{3} \quad \text{←} \quad x=2.625\ (m)$$

$$2.625=\frac{2m+n}{m+n}\times\frac{5.94}{3} \qquad (1)$$

$$A_f=\frac{m+n}{2}\times L=\frac{\sum P_u}{q_{u(net)}} \quad \text{←} \quad \frac{m+n}{2}\times 5.94=\frac{5449.2}{289.5} \qquad (2)$$

(1) , (2) ←

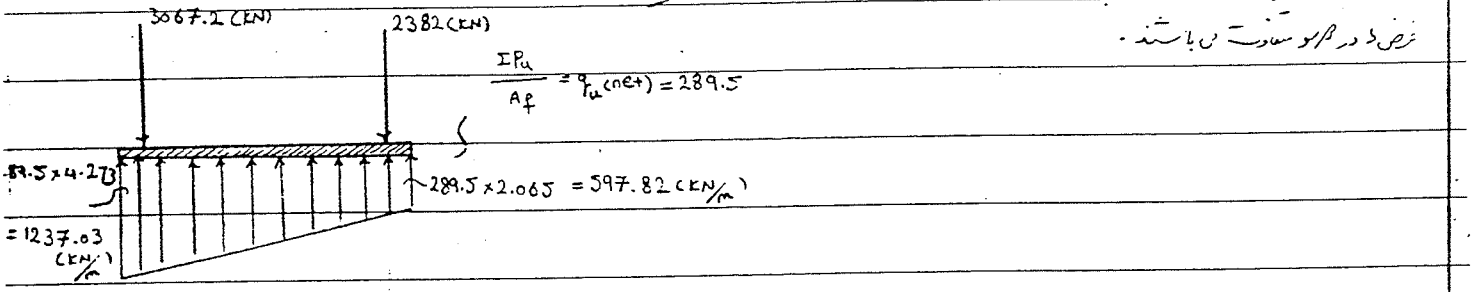
$m = 2.065\ (m)$

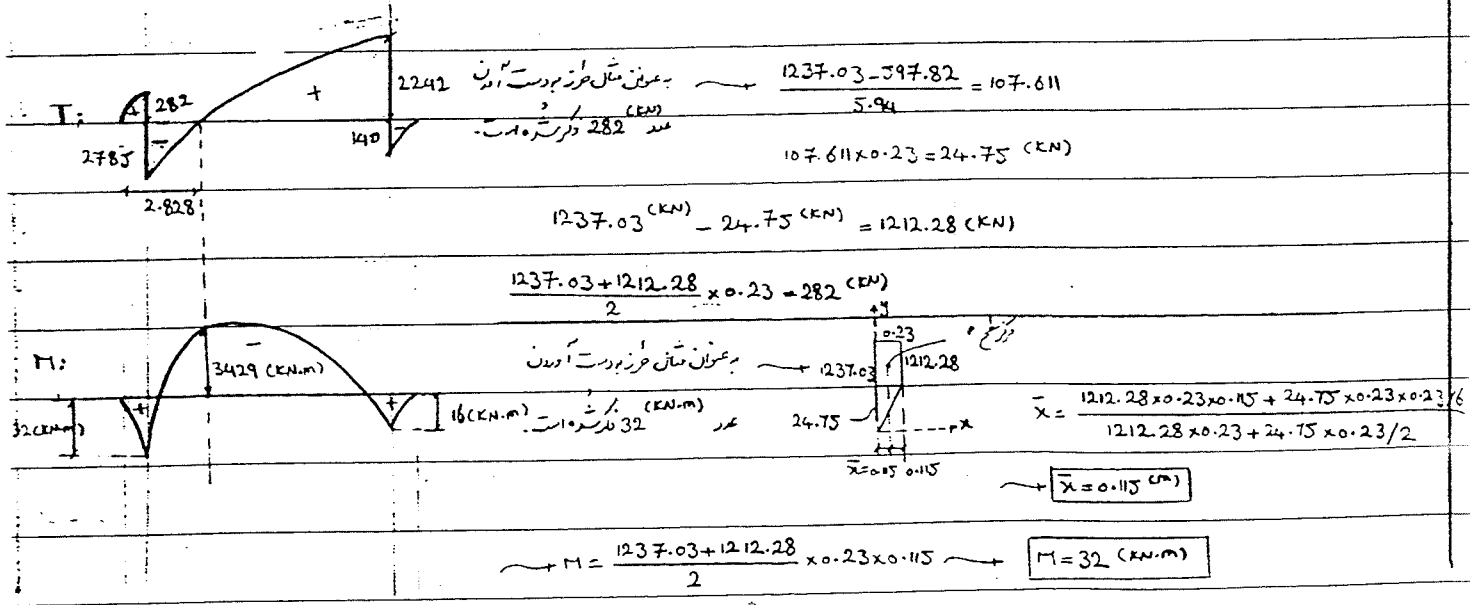
$n = 4.273\ (m)$

اشکال اعلام شده تا حد خوبی برطرف شده ولی هنوز مشکل دارد. در هنگام اجرا با اندازه‌ی معمول می‌توان این عدد را به سمت راست تغییر داد.

دیاگرام شالوده‌ی یکنواخت بوده و برآیند بارها نیز یکنواخت می‌باشد ولی شدت بار یکنواخت نمی‌باشد زیرا

فرض شد در گام سعادت می‌باشند.





به عنوان مثال طرف بودست آوردن $\frac{1237.03-597.82}{5.94}=107.611$

عدد 282 (KN) نگرشته است.

$107.611\times 0.23 = 24.75\ (KN)$

$1237.03\ (KN) - 24.75\ (KN) = 1212.28\ (KN)$

$\frac{1237.03+1212.28}{2}\times 0.23 = 282\ (KN)$

به عنوان مثال طرف بودست آوردن 1237.03 — 1212.28 — 24.75 — 0.23 — x — $\bar{x}$

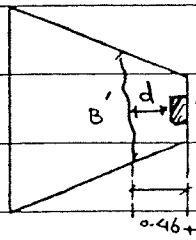
عدد 32 (KN.m) نگرشته است.

$$\bar{x}=\frac{1212.28\times 0.23\times 0.115+24.75\times 0.23\times 0.23/6}{1212.28\times 0.23+24.75\times 0.23/2}$$

$\bar{x}=0.115\ (m)$

$M=\frac{1237.03+1212.28}{2}\times 0.23\times 0.115$ ← $M=32\ (KN.m)$

۵۴-a



برش برش ترض ←

با دور شدن نیروی برشی در پی ستون سمت چپ شیب بیشتر است برش عرض کل ستون ماست کنترل شده زیرا ضخامت جان در این جا بیشتر بوده رفتار کشنده‌تری دارد. (اگر ضخامت بال تر بود ضخامت جان هم کنترل می‌شد.)

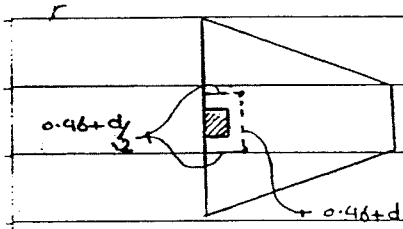
$$B' = 2.065 + (0.46+d) \times \frac{4.273 - 2.065}{5.94}$$

مقاومت برشی = نیروی برشی

$$2382 - \left[\frac{B' + 2.065}{2} \times (0.46+d) \times 289.5\right] = B' \times d \times 650$$

با سعی و خطا ← $d = 0.88^{(m)}$

کنترل Punch ←



ضخامت در ستون چپ تقریباً کنترل می‌باشد.

مقاومت Punch = نیروی برشی

$$3067.2 = \left[2(0.46+\tfrac{d}{2}) + (0.46+d)\right] \times d \times 1300 + \left[(0.46+\tfrac{d}{2})(0.46+d) \times 289.5\right]$$

$d = 0.73^{(m)}$ ←

$d_{\text{فرض}} = 0.88^{(m)}$

میلگرد فرض $\Phi 20$ — میلگرد فرض $\Phi 20$

$D = 5_{cm} + \text{نصف قطر میلگرد پایینی} + 88^{cm} + \text{نصف قطر میلگرد بالا} + 7^{cm} \simeq 102^{(cm)}$

USE: $D = 105^{(cm)}$

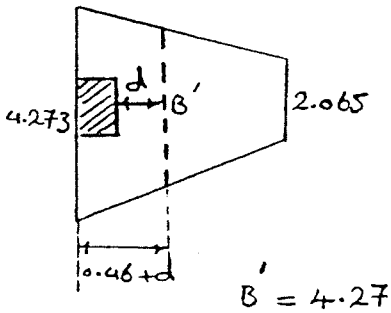
بنابراین: $d = 88 + (105 - 102) = 91\ (cm)$

برای سایر دهانه‌ها هم شناور خمشی و شکل بلان ها می‌توان در مقاطعی متفاوت محاسبه کرد (عرض ها در مقاطع مختلف متفاوت می‌باشد.)

۵۶-۴

پیوست ۵۴

کنترل برش عرض بر ستون جدید



$$B' = 4.273 - (0.46+d) \times \frac{4.273-2.065}{5.94}$$

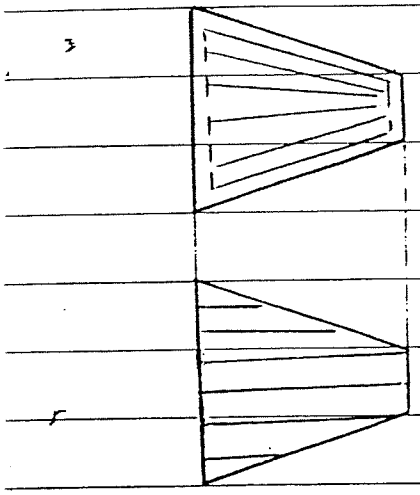
مقاومت برشی ← = نیروی برشی

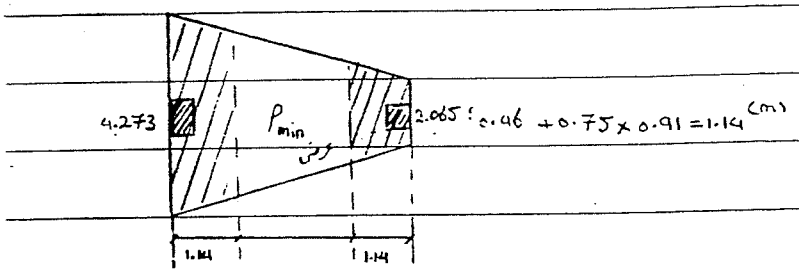
$$3067.2 - \left[\frac{4.273+B'}{2} \times (0.46+d) \times 289.5\right] = B' \times d \times 650$$

با سعی و خطا ← $\boxed{d = 0.69^{m}}$

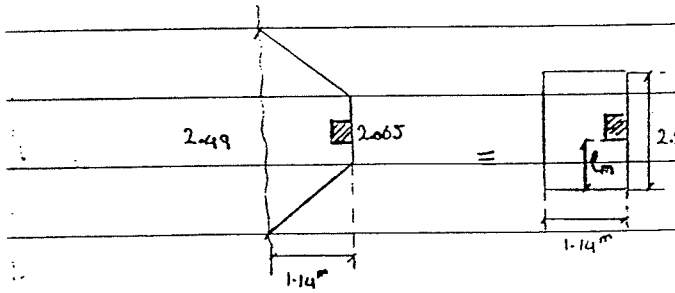
بعنوان ساده ترین شیب دهی مناسب میلگردهای حداقل از حساب کف دیوار با ضخامت پی برابر با ۲ ارتفاع دارد و می میلگردها به صورت اورگاز در آمده.

آرایش میلگردها عمولی می طریقه ای می تواند بیش از صورت تنها دیوار ضعیف دراستی می خاموت به کاربرده می شود تا مخافت آن شترشده وضعیت زیاد شود ولی میلگردهای عرضی در زیر ستون به شکلی که قبلاً گفته شده می سوبشده و در فاصله میان ستون میلگرد عرضی بار بس (در این مثال $\rho_{min}=0.0018$) وارد داده می شود.





محاسبه میلگردهای عرضی زیر ستون راست:



$\frac{2.49+2.065}{2} = 2.28$ (m)

$2.065 + (1.14 \times \frac{4.273-2.065}{5.94}) = 2.49$ m

$\ell_m = \frac{2.28-0.46}{2} = 0.91$ m

فشار عرضی زیر ستون راست $= \frac{2382}{2.28 \times 1.14} = 916.43$ (kN/m^2)

عرض زیر ستون راست $M_u = \frac{916.43 \times 0.91^2}{2} = 379.45$ $(kN\,m/m)$

$m = 22.409$

$$R_n = \frac{379.45}{0.9 \times 1 \times 0.9^2} = 509.13 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \rightarrow \rho = \frac{1}{22.409}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 22.409 \times 509.13}{400000}}\right) = 0.0013 < \rho_{min} = 0.0018$$

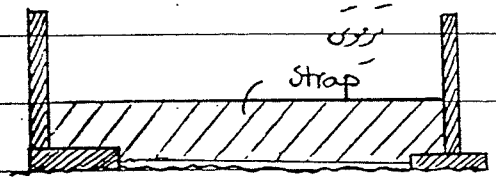
جلسه‌ی نوزدهم : 80.9.10

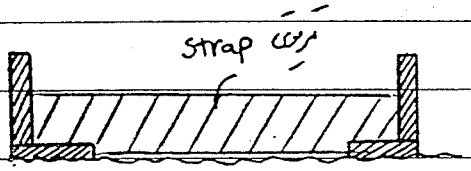
پی باسکولی :

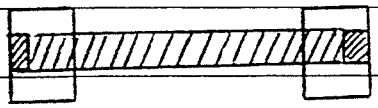
در اتصالی که ستون میانی به وسیله‌ی یک تیر روی یک پی منفرد مستقل می‌شود، دلیل استفاده از پی باسکولی می‌تواند خروج از مرکزیت پی کناری یا خروج از مرکزیت ستون نزدیک هم باشد.

در طراحی این پی‌ها می‌توان با انتقال گشتاور ناشی از خروج از مرکزیت شاه‌تیر پی‌ها را در نظر گرفت و در طراحی این پی‌ها باید به گونه‌ای عمل کرد که شاه‌تیر هرچه کوتاه‌تر باشد بهتر است و آن هم تقریباً کوچک شود.

اگر فاصله‌ی ستون‌ها کم باشد، بهتر است پی باسکولی به یک پی روی خاک مستطیلی یا خرپشته‌ای مستقل گردد.







(پلان)

EI

در پی باسکولی باید تیر روی حداقل ۳ کوپری صلب داشته باشد تا بتواند شاه‌تیر را مستقل نماید (این ارتفاع بیشتر از ارتفاع پی می‌شود.)

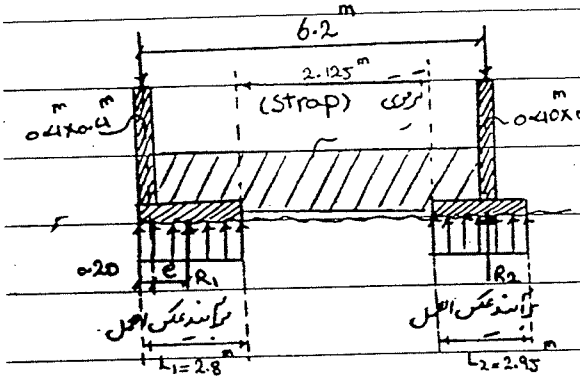
در طرح این پی ها بهتر است بر بالای خاک زیرش تماس نداشته باشد تا فیبر سوم توان عکس العمل حساب کنیم (معمولا 3^{cm} ماسه ای نرم در زیر تیر ریخته می شود.)

از وزن ترموی در جهت اطمینان می توان صرف نظر کرد، عرض ترموی باید حداقل کوچکتر عرض ستون باشد و بلندی آن باید در هر جهتی کمتر از آن باشد در غیر اینصورت از آنجا که این ترها بلند نیستند توصیه ACI در مورد تیرهای بلند در طرح آنها به کار نمی رود. (این ترها عمق متوسط حدود ۱ متر دارند.)

نکته مهم ← اگر خواستیم عرض ترموق بیشتر از عرض ستون باشد باید عرض ستون را هم در راستای پایین تا ترموق افزایش داد تا تیر به آن تکیه کند.

مثال:

با توجه به شکل و داده های خواسته شده طرح پی را بکنید.



در شرایط عادی توزیع فشار خاک زیر پی ها یکنواخت نمی باشد و بیشتر به طرف گرفته گرانیتر توزیع فشار یکنواخت فرض شده و تا حد امکان عرض را هم یکی می گیریم.

$D = 320\ (KN)$ $\quad D = 500\ (KN)$ $\quad P_1 = 320 + 260 = 580\ (KN)$

$L = 260\ (KN)$ $\quad L = 400\ (KN)$ $\quad P_2 = 500 + 400 = 900\ (KN)$

$P = P_1 + P_2 = 580 + 900 = 1480\ (KN)$

$q_{a(net)} = 120\ (KN/m^2)$

$P_{u1} = (320 \times 1.4) + (260 \times 1.7) = 890\ (KN)$

$P_{u2} = (500 \times 1.4) + (400 \times 1.7) = 1380\ (KN)$

$P_u = 890 + 1380 = 2270\ (KN)$

$q_{u(net)} = \frac{P_u}{P} \times q_{a(net)} \rightsquigarrow q_{u(net)} = \frac{2270}{1480} \times 120 = 183.6\ (KN/m^2) \rightsquigarrow$ $\boxed{q_{u(net)} = 183.6\ (KN/m^2)}$

فرض می شود: $e = 1.2\ m$

$\frac{L_1}{2} = 1.20 + 0.20 \rightsquigarrow \boxed{L_1 = 2.8\ (m)}$

گشتاور نسبت به مرکز ستون راست تا R_2 را بنویسید: $R_1(6.2 - 1.2) - 890 \times 6.2 = 0 \rightsquigarrow \boxed{R_1 = 1103.6\ (KN)}$

$+\uparrow \Sigma F_y = 0 \rightsquigarrow R_2 = 890 + 1380 - 1103.6 = 1166.4\ (KN) \rightsquigarrow \boxed{R_2 = 1166.4\ (KN)}$

$A_{f_1} = \frac{R_1}{q_{u(net)}}$ — در این مرحله R_1 از P_u یا P_{work} استفاده می‌شود زیرا خاک بایستی R_1 را تحمل کند.

$\rightsquigarrow L_1 \times B_1 = \frac{R_1}{q_{u(net)}} \rightsquigarrow 2.8 \times B_1 = \frac{1103.6}{183.6} \rightsquigarrow$

$B_1 = 2.147\ (m)$ $\rightsquigarrow$	USE: $B = 2.15\ (m)$	تا سانتی متر بالا گرد می‌کنیم.

۳ $A_{f_2} = \frac{R_2}{q_{u(net)}}$

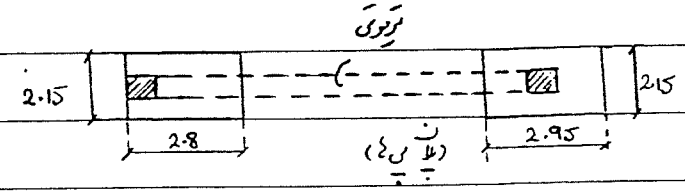
پی نواری را با عمق عدم وجود شناور می‌توان مربعی گرفت که $2.5^m \times 2.5^m$

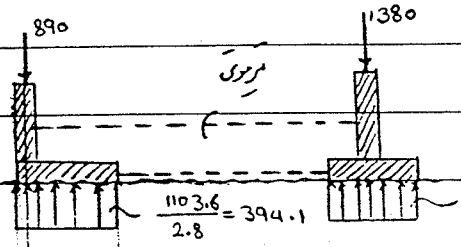
می‌توان سعی می‌شود که پی‌ها هم عرض باشند پس دهانه حاصل پی مستطیلی می‌کنیم.

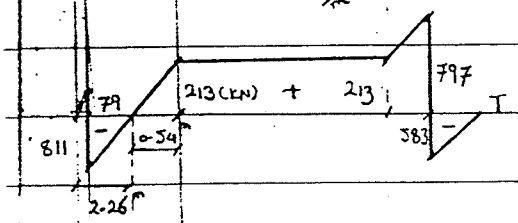
$B_2 . L_2 = \frac{R_2}{q_{u(net)}} \rightsquigarrow$

$2.15 \times L_2 = \frac{1166.4}{183.6} \rightsquigarrow$ $L_2 = 2.95\ (m)$ $\rightsquigarrow$ این عدد هم وجه مناسبی گرد شود.

که باید هم عرض شوند.

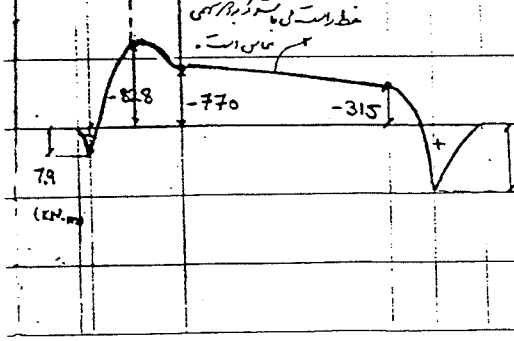






$\text{تنش زیر پی (1)} = \frac{1103}{2.8 \times 2.15} = 183\ (KN/m^2)$

$\text{تنش زیر پی (2)} = \frac{1166.4}{2.95 \times 2.15} = 183.90\ (KN/m^2)$



شالوده نوار با لنگر خمشی حول یک محور متقارن مستطیل شکل باید حول محور مختصر $e = 1.2^m$ خمش خواهد داشت و بایستی با پی مستطیلی حل شده و جواب مختصر بود.

این بار و با خروج از مرکزیت e می‌توان حل کرد.

۵۶ پیوست ب

خواص مکانیکی مصالح مورد استفاده:

$\beta_1 = 0.85$, $f'_c = 210 (kg/cm^2)$, $f_y = 4000 (kg/cm^2)$

$(1\ kg = 10N)$

$M_u = 770 (KN.m) = 77000 (kg.m) = 77 \times 10^5 (kg.cm)$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{6000}{6000+f_y}\right) = \frac{0.85\times0.85\times210}{4000}\left(\frac{6000}{6000+4000}\right) = 0.023$$

$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.017$, $\rho_{min} = 14/f_y = 0.0035$

انتخاب: $\rho = 0.5\rho_b = 0.0115$, $R_n = \rho . f_y \left(1 - 0.5\frac{\rho f_y}{0.85 f'_c}\right)$ ←

$$R_n = 0.0115\times4000\left(1 - 0.5\frac{0.0115\times4000}{0.85\times210}\right) = 40.07 (kg/cm^2)$$

$$bd^2 (\rho^{-1}) = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{77\times10^5}{0.9\times40.07} = 213516 (cm^3)$$

$d \simeq 1.5b \rightarrow 2.25b^3 = 213516 \rightarrow b = 45^{cm}$

$d = 1.5b = 67.5^{cm} \rightarrow h = 67.5^{cm} + 6.5^{cm} = 74^{cm}$

انتخاب ها:

$b = 45^{cm}$

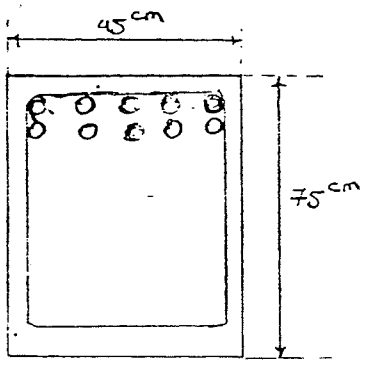
$h = 75^{cm} \rightarrow d = 75^{cm} - 6.5^{cm}$

$\rightarrow d = 68.5^{cm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{77\times10^5}{0.9\times45\times(68.5)^2} = 40.52 (kg/cm^2)$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right) = \frac{0.85\times210}{4000}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times40.52}{0.85\times210}}\right) = 0.0117$$

$A_s = \rho bd = 0.0117\times45\times68.5 = 36.06 (cm^2)$ ← $10\ \Phi 22$



طرح برش:

تیر طره تیر عمیق می باشد. $l_n = 212.5^{(cm)}$ ، $d = 68.5^{(cm)}$ ← $\frac{l_n}{d} = 3.1 < 5$ ←

$V_u = 213 (KN) = 21300 (kg)$ ، $V_{n\,(لازم)} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{21300}{0.85} = 25059 (kg)$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.53 \sqrt{210} \times 45 \times 68.5 = 23675 (kg)$

$2 < \frac{l_n}{d} = 3.1 < 5$ ← $V_{n\,(لازم)} \leq 0.177 (10 + \frac{l_n}{d}) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.177 (10+3.1) \sqrt{210} \times 45 \times 68.5$

← $V_{n\,(لازم)} \leq 103576 (kg)$ ← $25059 < 103576$ ✓

$V_u = 21300 (kg)$ ، $\phi V_c = 0.85 \times 23675 = 20123 (kg)$

$V_u > \phi V_c$ ← نیاز به آرماتور برشی داریم.

$(\frac{A_v}{s})_{min} = 0.0015 b_w = 0.0015 \times 45 = 0.0675$

$(\frac{A_{vh}}{s_2})_{min} = 0.0025 b_w = 0.0025 \times 45 = 0.1125$

$S_2 \leq d/3 , 45^{cm}$ ← $S_2 \leq 23^{cm}$ ← $S_2 = 22^{cm}$ ← $A_{vh} = 2.475^{(cm^2)}$ ←

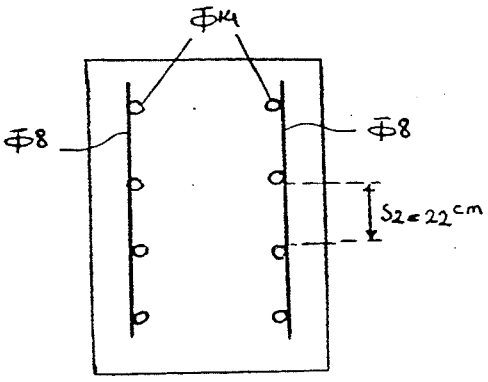
فولاد برشی افقی در هر ردیف = $2\Phi 14$

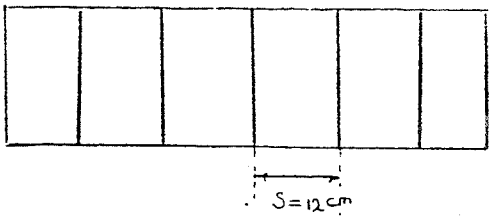
$S \leq d/5 , 45^{cm}$ ← $S \leq 13.7^{cm}$ ← $S = 12^{cm}$ ← $A_v = 0.81 (cm^2)$ ←

فولاد برشی قائم در هر ردیف = $2\Phi 8$

انتخاب نهایی: فولاد برشی افقی در هر ردیف = $2\Phi 14$ ، $S_2 = 22^{cm}$

فولاد برشی قائم در هر ردیف = $2\Phi 8$ ، $S = 12^{cm}$



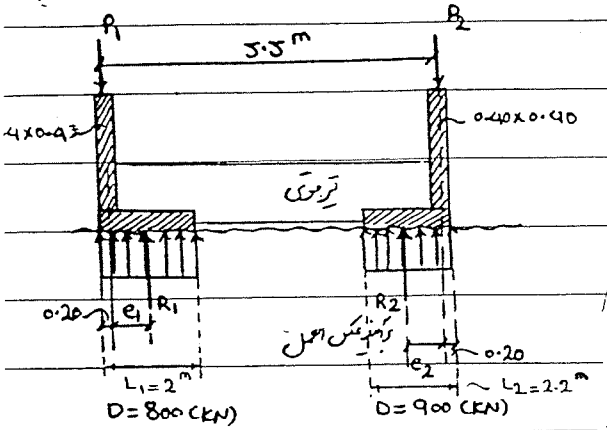


تیرهای میان طرحی با سختی نسبی زیاد (213 KN) و گشتاور خمشی (770 KN.m) را تحمل کند و مهم است که سنگینی برخی تیرهای با سختی در بالای آن قرار نگیرند. (همچنین خمش تیرهای متقی می باشد.)

مثال:

با توجه به شکل داده های خواسته می شود طرح پی با بتکی.

نکته: در حل این تمرین مثل مثال پی با سختی زیر هر کدام کفایت با شد ولی لزومی ندارد که شاع های هر با شند اگر کوچک بودند بهتر است و کافی است این شاع ها هم تزدیک با شند.



$q_{a(net)} = 300 (KN/m^2)$

$P_1 = 800 + 300 = 1300 (KN)$

$P_2 = 900 + 600 = 1500 (KN)$

$P = 1300 + 1500 = 2800 (KN)$

$P_{u_1} = (1.4 \times 800) + (1.7 \times 300) = 1970 (KN)$ ← ستون ها با این اعداد طراحی می شوند.

$P_{u_2} = (1.4 \times 900) + (1.7 \times 600) = 2280 (KN)$

$P_u = 1970 + 2280 = 4250 (KN)$

$q_{u(net)} = \frac{4250}{2800} \times 300 = 455.4 (KN/m^2)$: فرض اولیه

فرض کنیم: $c_1 = 0.8^m$, $e_2 = 0.9^m$

با تغییر دادن فرض ها می توان عرض پی ها را هم تزدیک کرد و تنش شاع زیر پی ها را هم تزدیک کرد.

گشتاور را حول ستون چپ: $(\Sigma M = 0)$: $R_1 \times 0.8 + R_2 (5.5 - 0.9) - 2280 \times 5.5 = 0$

$+\uparrow \Sigma F_y = 0$: $R_1 + R_2 = 1970 + 2280$

$R_1 = 1844.7 (KN)$

$R_2 = 2405 (KN)$

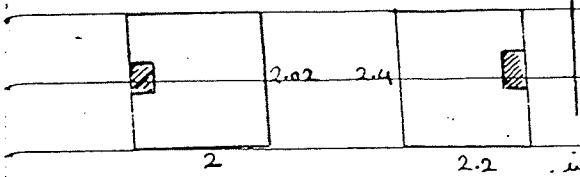
توجه: اینکه توزیع شاع زیر پی ها یکنواخت باشد، R_1 و R_2 باید تقریبا این مقادیر باشند.

$L_1 \times B_1 = \frac{R_1}{q_{u(net)}}$ → $((0.20 + 0.80) \times 2) \times B_1 = \frac{1844.7}{455.4}$ → $B_1 = 2.02^m$

$L_2 \times B_2 = \frac{R_2}{q_{u(net)}}$ → $((0.20 + 0.90) \times 2) \times B_2 = \frac{2405}{455.4}$ → $B_2 = 2.4^m$

(1) تنش زیری $= \frac{1844.7}{2 \times 2.02} = 456.6 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

(2) تنش زیری $= \frac{2405}{2.2 \times 2.4} = 455.49 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$

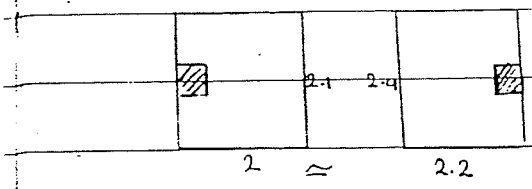


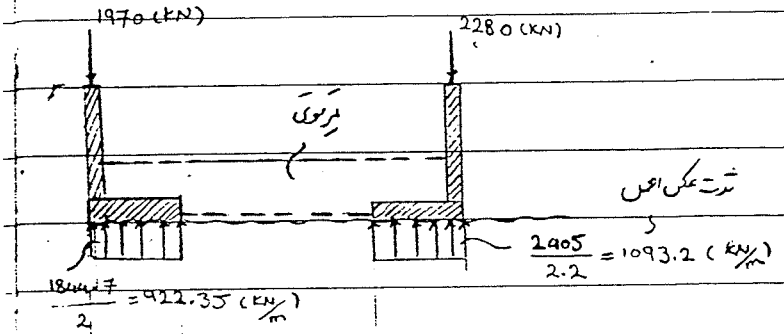
توجه شود که 2 و 2.2 تقریباً می‌توان گرد کرد تا نمودار متقارن باشد. $\Sigma M = 0$ می‌باشد.

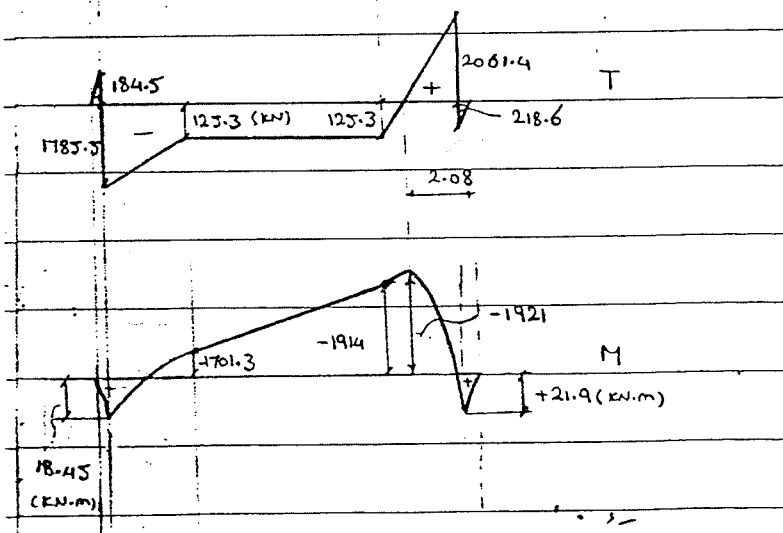
اگر ساختار دارای مانند شکل بالا انتهای شود تیر دیگر دارای گوشه هم می‌باشد ولی چنانچه در سمت عرض دارای گوشه هم نیست

اگر در e_1 و e_2 ی فرق بکم تغییرات کوچکی ایجاد شود می‌توانم تا حدی عرض این دو را با هم نزدیک کنم و باید توجه داشت که در چنین حالتی نمی‌توان فشار عرض را دقیقاً یکنواخت گرفت.

در ادامه مثال با اشاره به زیر حل خواهد شد:







نیروی برشی این تیر ثابت نیروی برشی 125.3 (KN) و گشتاور خمشی 1914 (KN.m) - کل می‌باشد.

نکته‌ی مهم:

در پی‌های نواری ← $A_f = \frac{R}{q_{u(net)}}$ ← مقاومت خاک

۴-۴۵

برش وارد :	$e_1 = 0.65\ (m)$
+	$e_2 = 0.92\ (m)$

$\curvearrowleft \Sigma M = 0 \rightarrow R_1 \times 0.65 + R_2 (3.5 - 0.92) - 2280 \times 3.5 = 0$ $\rightarrow$ $R_1 = 1762.09\ (KN)$

$+\uparrow \Sigma F_y = 0 \rightarrow R_1 + R_2 = 1970 + 2280$ $\rightarrow$ $R_2 = 2487.91\ (KN)$

$L_1 \times B_1 = \dfrac{R_1}{q_{u(net)}} \rightarrow ((0.2+0.65)\times 2) \times B_1 = \dfrac{1762.09}{455.4} \rightarrow$ $B_1 = 2.28\ (m)$

تنش زیر (1) $= \dfrac{1762.09}{1.7 \times 2.28} = 454.62\ \left(\dfrac{KN}{m^2}\right)$

$L_2 \times B_2 = \dfrac{R_2}{q_{u(net)}} \rightarrow ((0.2+0.92)\times 2) \times B_2 = \dfrac{2487.91}{455.4} \rightarrow$ $B_2 = 2.44\ (m)$

تنش زیر (2) $= \dfrac{2487.91}{2.24 \times 2.44} = 455.19\ \left(\dfrac{KN}{m^2}\right)$

با تغییر دادن برش در e_1 و e_2 می‌توان به مدل عرض‌ها به هم نزدیک شد.

هندسی بسم :

80.9.12

پی‌های نواری :

(مستطیلی)

اینها پی‌های کم عرض و طول زیادی دارند و برای آنها بار چند ستون اثر می‌کند، اگر پی نواری صلبیت کافی داشته باشد می‌توان پیش فرض را در آن نادیده گرفت و در نظر گرفت که محل برآیند بار بر مرکز سطح منطبق باشد می‌توان توزیع را به صورت خطی در نظر گرفت و اگر شکل مذبور باشد توزیع مستطیلی یا خطی هر یک از حالت‌ها می‌باشد و اما صورت کلی تحلیل بستگی آن دارد به صورت تری زیادی سترا اری‌ای تحمل کند.

به عبارت دیگر در زیر هر مجموعه‌ای از ترک‌ها قرار دارد که بیانگر قرائت خاک می‌باشند.

هرچه عرض و ارتفاع پی بیشتر و فاصله ستون‌ها کمتر باشد پی رفتار صلبی خواهد داشت ؛ افزون بر این به شکل پی، وزن (E) و وزن خاک نیز هم در رفتار صلب بی دخالت دارد. مجموع تأثیر این عوامل در رابطه‌ای Heteryi مورد توجه می‌باشد.

$$\lambda \cdot L = \sqrt[4]{\frac{k'_S \cdot L^4}{4 E_f \cdot I_f}}$$

$$k'_S = k_S \cdot B$$