



دانشگاه صنعتی شریف  
دانشکده‌ی مهندسی عمران

مهندسی پی  
**(Foundation Engineering)**

دکتر علی پاک

(1398-1399)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## فهرست مطالب

د ..... پیش‌گفتار

## فصل اول: کلیات و یادآوری مکانیک خاک

1	..... مقدمه
2	..... روابط وزنی و حجمی در خاک‌ها
5	..... آزمایشات معمول مکانیک خاک
8	..... حرکت آب در خاک
9	..... آزمایش تحکیم
12	..... مقاومت برشی
13	..... مراجع برای مطالعه بیشتر

## فصل دوم: عملیات صحرائی و نمونه‌برداری

14	..... برنامه‌ریزی برای یک عملیات ژئوتکنیک صحرائی
16	..... روش‌های حفاری
17	..... نمونه‌گیری از خاک
19	..... آزمایشات صحرائی
29	..... مراجع برای مطالعه بیشتر

## فصل سوم: ظرفیت باربری پی‌ها

30	..... مقدمه
31	..... تعیین ظرفیت باربری به روش ترزاقی
32	..... تعیین ظرفیت باربری به روش میرهوف
33	..... تعیین ظرفیت باربری به روش هانسن
34	..... تعیین ظرفیت باربری به روش وسیک
37	..... مشاهدات کلی در مورد معادلات ظرفیت باربری
40	..... محاسبه‌ی ظرفیت باربری خاک زیر پی در حالت زهکشی نشده
40	..... ظرفیت باربری پی‌ها با بار خارج از مرکز
43	..... تأثیر سطح سفره‌ی آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری
45	..... ظرفیت باربری پی‌ها بر روی خاک‌های لایه‌ای
46	..... ظرفیت باربری پی‌های واقع بر روی شیب
48	..... تعیین ظرفیت باربری بر اساس نتایج آزمایش SPT
48	..... تعیین ظرفیت باربری بر اساس نتایج آزمایش CPT
49	..... ضریب اطمینان در تعیین ظرفیت باربری
49	..... مراجع برای مطالعه بیشتر

**فصل چهارم: نشست شالوده‌ها**

50	.....انواع نشست در شالوده‌ها
51	.....گسترش تنش در خاک در اثر فشار پی
57	.....محاسبه نشست آبی
59	.....موارد اصلاح نشست آبی (الاستیک)
63	.....استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در تخمین میزان نشست آبی
64	.....محاسبه‌ی نشست تحکیمی
66	.....نشست ناشی از تحکیم یا تراکم ثانویه
67	.....تعیین ابعاد پی برای یک نشست داده شده یا نشست‌های مساوی
70	.....موارد آئین‌نامه‌ای
71	.....مراجع برای مطالعه بیشتر

**فصل پنجم: عوامل مؤثر در طرح پی‌ها با توجه به وضعیت خاک زیر پی**

72	.....پی‌سازی روی خاک‌های مختلف
75	.....مشخصات عمومی پی‌ها
75	.....ساخت پی در مجاورت پی همسایه
76	.....فشار خالص و ناخالص
76	.....مروری بر روش‌های اصلاح و بهبود خواص مکانیکی خاک (بهسازی خاک)
83	.....مراجع برای مطالعه بیشتر

**فصل ششم: طرح پی‌های منفرد**

84	.....مقدمه
85	.....یادآوری طرح بتن بر اساس آئین‌نامه‌ی ACI
90	.....توزیع تنش خاک زیر پی
91	.....مراحل طرح پی منفرد
100	.....شالوده‌های مستطیلی
109	.....طرح ستونچه (Pedestal)
110	.....طرح پی‌های منفرد با بار خارج از محور
118	.....پی منفرد تحت اثر همزمان لنگر در دو جهت
120	.....شالوده‌ی زیر دیوارهای آجری و سنگ‌چین
121	.....شناژها
121	.....مراجع برای مطالعه بیشتر

**فصل هفتم: طرح پی‌های مرکب و نواری**

122	.....مقدمه
123	.....طراحی پی‌های یکسره
135	.....طراحی پی‌های با تیر کلاف
140	.....مراجع برای مطالعه بیشتر



## فصل هشتم: طرح پی‌های گسترده

141	.....	مقدمه
142	.....	طرح پی‌های گسترده
147	.....	طراحی پی‌گسترده به روش انعطاف‌پذیر
147	.....	مراجع برای مطالعه بیشتر

## فصل نهم: فشار جانبی خاک و طرح دیوارهای حائل

148	.....	مقدمه
151	.....	تئوری فشار خاک کولمب
155	.....	تئوری فشار خاک رانکین
157	.....	فشار جانبی ناشی از سربار
160	.....	فشار جانبی خاک ناشی از زلزله
161	.....	طرح دیوارهای حائل
164	.....	مراحل طرح دیوارهای حائل
179	.....	ترک‌های کششی در پشت دیوار حائل
181	.....	مراجع برای مطالعه بیشتر

## فصل دهم: طرح پی‌های عمیق (شمع‌ها)

182	.....	مقدمه
183	.....	موارد کاربرد شمع‌ها
183	.....	انواع شمع‌ها از نظر روش ساخت
185	.....	انواع شمع‌ها به لحاظ نوع مصالح
189	.....	تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها به روش استاتیکی
199	.....	طراحی شمع در خاک‌های چسبنده-اصطکاکی
200	.....	طراحی شمع در خاک‌هایی که از لایه‌های متناوب چسبنده و اصطکاکی تشکیل شده‌اند
200	.....	ضریب اطمینان در تعیین بار مجاز
200	.....	محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع به روش دینامیکی
202	.....	اصطکاک منفی در شمع‌ها
205	.....	گروه شمع‌ها
206	.....	شمع‌های مایل در گروه شمع
207	.....	ظرفیت باربری گروه شمع
209	.....	نشست گروه شمع
211	.....	توزیع بار بین شمع‌ها در یک گروه شمع
214	.....	مراجع برای مطالعه بیشتر
215	.....	پیوست

## پیش گفتار:

درس «مهندسی پی» که در دوره‌ی کارشناسی رشته‌ی مهندسی عمران ارائه می‌شود، یک درس طراحی است که دانشجویان بر اساس دانشی که از دروس زمین‌شناسی مهندسی و مکانیک خاک (1) در خصوص ویژگی‌های مهندسی خاک‌ها و رفتار آن‌ها تحت اثر بارهای وارده کسب کرده است، به طراحی شالوده‌های سطحی و عمیق برای سازه‌ها و نیز طراحی دیوارهای حائل (نگهبان) می‌پردازد. از آنجا که شالوده‌ی اغلب سازه‌های سنگین، از جنس بتن مسلح می‌باشد، احاطه بر طراحی بتن نیز برای مهندس طراح پی اهمیت خاصی دارد.

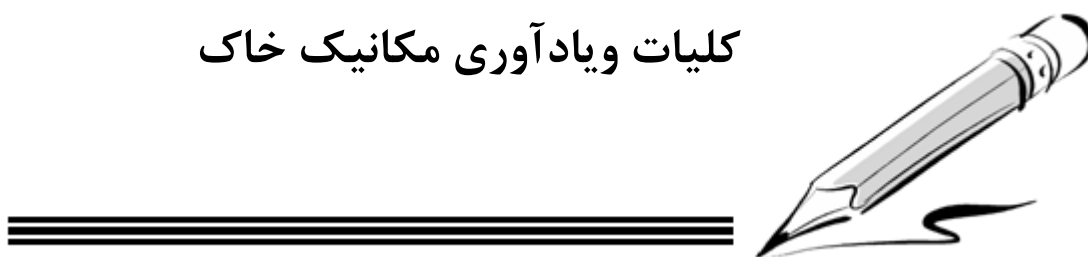
«مهندسی پی» و «مکانیک خاک» (و نیز آزمایشگاه مکانیک خاک) تقریباً همه‌ی آن چیزی است که به دانشجویان رشته‌ی مهندسی عمران در دوره‌ی کارشناسی در زمینه‌ی مهندسی ژئوتکنیک ارائه می‌شود که در قیاس با گستردگی و تنوع موضوعاتی که در این شاخه از مهندسی وجود دارد، اندک به نظر می‌رسد. مباحثی نظیر پلاستیسیته در خاک، مکانیک سنگ، ژئوتکنیک صحرایی، دینامیک خاک، ژئوتکنیک لرزه‌ای، سدهای خاکی، ژئوتکنیک زیست‌محیطی، تونل‌سازی و... از مواردی هستند که مجالی برای اشاره به آن‌ها در دوره‌ی کارشناسی نیست و ناگزیر بحث در مورد آن‌ها به دوره‌های بالاتر تحصیلی محوّل می‌گردد.

متن حاضر، نت‌های تکمیلی درس «مهندسی پی» در دوره‌ی کارشناسی مهندسی عمران را تشکیل می‌دهد تا در کنار مباحث عنوان شده در کلاس، مطالب موردنیاز دانشجویان درس را پوشش دهد. در انتهای متن، مراجع مفیدی معرفی شده است تا افراد علاقه‌مند بتوانند دامنه‌ی اطلاعات خود را در آن زمینه گسترده‌تر نمایند.

تهیه‌ی متن حاضر عمدتاً با کوشش آقای مهندس محسن عمادی میسر شد. آقایان مهندس امیر علی بزمونه و مهندس صادق دشت‌آرا نیز در تهیه و اصلاح متن حاضر همکاری داشته‌اند که بدین وسیله از زحمات آن‌ها صمیمانه قدردانی می‌شود. به روزرسانی طراحی بتن با آیین نامه جدید ACI و اصلاح مجدد شکل‌ها توسط آقای مهندس حامد شریف انجام شد که از زحمات ایشان تشکر به عمل می‌آید. تذکر مواردی که نیاز به اصلاح دارد موجب خرسندی نگارنده خواهد بود.

## فصل اول

### کلیات و یادآوری مکانیک خاک



#### مقدمه:

پی یا شالوده المانی است که بارهای روسازه (superstructure) را به صورت مطمئنی به خاک یا سنگ (زمین) منتقل می کند.

این المانها به طور کلی عبارتند از:

1- shallow foundations: پی های سطحی (مثل شالوده های منفرد، نواری و یا گسترده) با معیار:  $D \leq 1.5B$

که  $D$  عمق پی و  $B$  عرض پی می باشد.

2- deep foundations: پی های عمیق (مثل شمع ها یا کیسون ها) با معیار  $D \geq 4B$  تا  $4B$

3- retaining structures: المان های حائل (مثل دیوارها، سپرها و...) که بار جانبی خاک، غلات، زغال سنگ و غیره را تحمل می کند.

4- special foundations: پی های خاص (دیافراگم ها، بارت ها، پی های نیمه عمیق، پی های حلقوی و...)

پی سازی یا مهندسی پی بر دو پایه استوار است: مکانیک خاک و زمین شناسی مهندسی. یک مهندس پی باید به طراحی سازه نیز آشنایی کامل داشته باشد.

در بین مصالح مهندسی، خاک بیشترین عدم اطمینان را دارد. تاکنون خرابی بسیاری از ساختمان ها، کج شدن سازه ها، واژگون شدن سیلوها، ترک خوردن سدها و ریزش تونل ها ناشی از عدم درک صحیح از مسائل مهندسی پی بوده است، لذا به طور کلی ضریب اطمینان اعمال شده در طراحی پی ها در مقایسه با ضرایب اطمینان به کار رفته در طراحی فولاد یا بتن بیشتر است.

جدول (1-1): نوع شالوده موردنیاز برای کاربردهای مختلف

نوع شالوده	کاربرد	شرایط لازم برای خاک
پی‌های منفرد و نواری	زیر ستون‌های مجزا، زیر دیوارها، زیر پایه پل‌ها	ظرفیت باربری خاک کافی باشد. نشست کنترل شود.
پی‌های گسترده	زیر ستون‌ها، دیوارها، پایه پل‌ها همچنین وقتی بار ستون‌ها زیاد باشد یا نیاز به کاهش نشست باشد.	ظرفیت باربری و نشست کنترل شود
شمع‌ها	به صورت گروه (حداقل 2 عدد) در زیر پی‌ها برای بارهای سنگین و زیر دیوارها و پایه پل‌ها	تا عمق 8 متر لایه خاک باربر وجود ندارد (ممکن است تا 50 متری نیز وجود نداشته باشد).
دیوارهای حائل	سازه‌های حائل دائمی، کوله پل‌ها، سیلوها	تقریباً هر نوع خاک

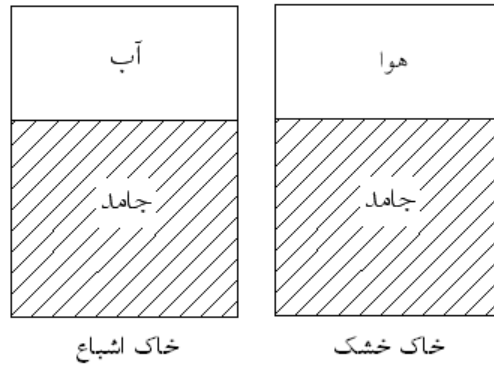
برای طرح پی‌ها به دانستن خواص چندی از خاک نیاز داریم. این خواص با آزمایشهای صحرایی یا آزمایشگاهی روی خاک محل تعیین می‌گردد. پارامترهای مهم عبارتند از:

- پارامترهای وزنی و حجمی (وزن مخصوص  $\gamma$ ، درصد رطوبت  $w$ ، توده‌ی ویژه  $G_s$ ، درجه‌ی اشباع  $S$ ) برای محاسبه فشار خاک (قائم و افقی) و تراکم می باشد.
- پارامترهای مقاومتی خاک (مدول الاستیسیته  $E$ ، ضریب پواسون  $\nu$ ، زاویه‌ی اصطکاک داخلی  $\phi$ ، ضریب چسبندگی خاک  $C$ ) جهت تعیین ظرفیت باربری خاک، تعیین الگوی توزیع تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در زیر پی می باشد.
- نشانه‌های تراکم‌پذیری (ضریب تغییر حجم  $m_v$ ، شاخص فشردگی  $C_c$ ، تخلخل اولیه خاک  $e_0$ ) جهت محاسبه تغییر شکل و نشست خاک تحت اثر بار می باشد.
- نفوذ پذیری یا آبگذرانی (ضریب نفوذپذیری یا هدایت هیدرولیکی  $k$ ) برای بررسی میزان فشار آب منفذی و محاسبه کمیت خروج آب می باشد.

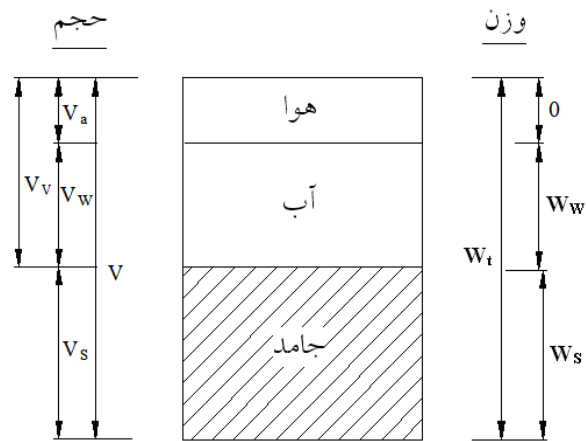
در این فصل مختصری از مباحث مکانیک خاک که در این درس کاربرد دارند، یادآوری می‌شود.

### روابط وزنی و حجمی در خاک‌ها:

خاک در طبیعت می‌تواند به صورت دوفازی یا سه فازی وجود داشته باشد.



شکل (1-1): سیستم‌های دو فازي خاک



شکل (2-1): سیستم سه فازي خاک

خاک در وضعیت طبیعی بیشتر سیستم سه فازي دارد، برای خاک‌های زیر تراز ایستابی (Water Table) سیستم به صورت اشباع مشاهده می‌شود. خاک کاملاً خشک در طبیعت کمتر یافت می‌شود. اگر حجم و جرم فازهای مختلف خاک را به صورت شکل (2-1) نامگذاری نمائیم، مشخصات ظاهري خاک به صورت زیر قابل تعریف خواهد بود.

نسبت تخلخل (void ratio)  $e = \frac{V_v}{V_s}$

پوکی  $n = \frac{V_v}{V_t}$

درصد رطوبت  $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100$

جرم واحد حجم خاک  $\rho = \text{چگالی خاک}$

وزن واحد حجم خاک  $\gamma = \frac{W_t}{V_t}$

درجه اشباع به درصد  $S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$

توده ویژه  $G_s = \frac{W_s / V_s}{W_w / V_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

(توده ویژه: وزن واحد حجم قسمت جامد خاک به وزن واحد حجم آب مقطر 4 درجه)

هفت تعریف اساسی فوق برای به دست آوردن روابط وزنی و حجمی در مکانیک خاک کافی است. با استفاده از این تعاریف روابط بین کمیت‌های مختلف را می‌توان به دست آورد. برای مثال:

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_t}{V_s}} = \frac{e}{\frac{V_v + V_s}{V_s}} = \frac{e}{\frac{V_v}{V_s} + 1} = \frac{e}{e + 1}$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$W_t = W_w + W_s \quad \longrightarrow \quad W_t = \omega \cdot W_s + W_s \quad \longrightarrow \quad W_s = \frac{W_t}{1 + \omega}$$

$$\longrightarrow \quad \gamma_{dry} = \frac{W_s}{V_t} = \frac{W_t / V_t}{1 + \omega} \quad \longrightarrow \quad \gamma_{dry} = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$

$$e = \frac{\omega}{S} G_s$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w \cdot G_s}{1 + e} = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_{wet} = \frac{G_s \cdot \gamma_w (1 + \omega)}{1 + e} \quad \text{مرطوب یا معمولی}$$

**مثال (1-1):** از آزمایشات انجام شده بر روی یک نمونه خاک چسبنده  $\omega = 22.5\%$  ,  $G_s = 2.6$  بدست آمده اند؛ برای تعیین وزن واحد حجم خاک از نمونه‌ای به وزن 224 گرم در ظرفی به حجم 500 سانتی‌متر مکعب استفاده شده است. آب لازم برای پرکردن ظرف 382 سانتی‌متر مکعب می‌باشد. مطلوبست:

1- وزن واحد مرطوب، 2- وزن واحد خشک، 3- نسبت تخلخل و پوکی، 4- درجه اشباع، 5- توده ویژه خشک.

حل:

$$V_t = 500 - 382 = 118 \text{ cm}^3 = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma_{wet} = \frac{W_t}{V_t} = \frac{224}{118} = 1.898 \text{ gr / cm}^3 = 1.898(9.807) = 18.61 \text{ KN / m}^3$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1 + \omega} = \frac{18.61}{1 + \frac{22.5}{100}} = 15.19 \text{ KN / m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{W_s}{V_t} \quad \longrightarrow \quad W_s = 15.19 \frac{500 - 382}{10^6} = 15.19 \times \frac{118}{10^6} = 0.0018 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{.0018}{2.6 \times 9.807} = 7.03 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$V_v = V_t - V_s = 118 \times 10^{-6} - 7.03 \times 10^{-5} = 4.77 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{4.77 \times 10^{-5}}{7.03 \times 10^{-5}} = 0.68$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.68}{1+0.68} = 0.405$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$W_w = (18.61 \times 1.18 \times 10^{-4}) - (15.19 \times 1.18 \times 10^{-4}) = 4.04 \times 10^{-4} \text{ kN}$$

$$V_w = W_w / \gamma_w = \frac{4.04 \times 10^{-4}}{9.807} = 4.12 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$S = \frac{4.12 \times 10^{-5}}{4.77 \times 10^{-5}} \times 100 = 86.4\%$$

$$G_s = \frac{\gamma_{dry}}{\gamma_w} = \frac{15.19}{9.807} = 1.549$$

### آزمایشات معمول مکانیک خاک:

#### 1- آزمایش حدود اتربرگ

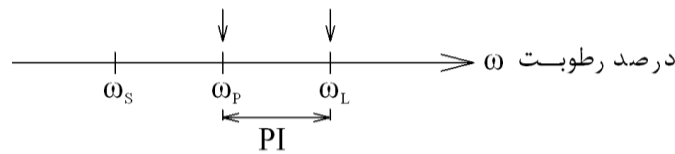
آزمایش تعیین حدود اتربرگ بر روی خاک‌های چسبنده‌ی ریزدانه (عبوری از الک #40) انجام می‌شود. این آزمایش جهت تعیین میزان رطوبت یا درصد آبی به کار می‌رود که خاک به صورت سیال غلیظ، خمیر و یا جسم جامد عمل می‌کند.

- حد روانی، درصد رطوبتی است که اگر رطوبت در خاک از آن بیشتر شود خاک به حالت سیال در خواهد آمد. ( $\omega_L$  یا LL)
- حد خمیری، درصد رطوبتی است که اگر رطوبت در خاک از آن کمتر شود خاک به صورت جامد در می‌آید. ( $\omega_P$  یا PL)
- حد انقباض، درصد رطوبتی است که اگر رطوبت در خاک از آن کمتر شود دیگر تغییر حجمی در خاک رخ نمی‌دهد. ( $\omega_S$  یا SL)

با بدست آوردن LL و PL و مقایسه آن‌ها با رطوبت طبیعی خاک در وضعیت فعلی می‌توان رفتار کلی خاک را پیش‌بینی نمود. از این حدود در طبقه‌بندی خاک نیز استفاده شایانی می‌شود. تفاضل حد روانی (LL) و حد خمیری (PL) را دامنه‌ی خمیری (PI) می‌نامند.

$$PI = LL - PL$$

نرم سفت



(1949) Burmister نشانه خمیری را به روش کیفی به صورت زیر دسته بندی کرد:

جدول (2-1) حدود دامنه‌ی خمیری به شکل کیفی

شرح	PI
غیر خمیری	0
کمی خمیری	1-5

خاصیت خمیری کم	5-10
خاصیت خمیری متوسط	10-20
خاصیت خمیری زیاد	20-40
خاصیت خمیری بسیار زیاد	>40

2- آزمایش تعیین توده ویژه خاک ( $G_s$ )  
محدوده تغییرات  $G_s$  زیاد نیست (بین 2.75 تا 2.62). معمولاً برای خاک‌های دانه‌ای  $G_s = 2.67$  و برای خاک‌های چسبنده  $G_s = 2.68 \sim 2.73$  در نظر گرفته می‌شود. از  $G_s$  در محاسبه تخلخل ( $e$ ) خاک هنگام تحکیم و نیز در محاسبه وزن واحد حجم خاک ( $\gamma$ ) استفاده می‌شود.

3- آزمایش تعیین وزن واحد حجم ( $\gamma$ )  
تعیین  $\gamma$  در حالت طبیعی برای خاک غالباً با کمی تقریب همراه است، چون نتایج بر آزمایشات صحرایی متکی است.

جدول (3-1): محدوده‌ی وزن مخصوص خاک‌های طبیعی

خاک‌های چسبنده	خاک‌های دانه‌ای
خیلی نرم یا نرم (Very soft & Soft) 16~19 kN/m <sup>3</sup>	خیلی سست (Very loose) 11~12 kN/m <sup>3</sup>
متوسط یا سفت (Medium & Stiff) 17~20 kN/m <sup>3</sup>	سست (Loose) 12~14 kN/m <sup>3</sup>
خیلی سفت یا سخت (Very Stiff & Hard) 19~22 kN/m <sup>3</sup>	متوسط (Medium) 14~18 kN/m <sup>3</sup>
	متراکم (Dense) 17~22 kN/m <sup>3</sup>
	خیلی متراکم (Very dense) 20~23 kN/m <sup>3</sup>

4- تعیین دانسیته یا چگالی نسبی ( $D_r$ )  
این پارامتر جهت توصیف حالت خاک‌های دانه‌ای به کار می‌رود. از  $D_r$  برای تعیین پتانسیل روانگونی خاک تحت اثر زلزله نیز استفاده می‌شود.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}}$$

فرمول فوق را می‌توان به صورت زیر نیز نوشت:

$$D_r = \frac{\gamma_n - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_n}$$

هر چه  $D_r$  به صفر نزدیک‌تر باشد ساختمان خاک دارای فضا‌های خالی بیشتری است. خاک‌های دانه‌ای که  $D_r$  پائینی دارند در صورت اشباع شدن دارای پتانسیل روانگونی خواهند بود.



جدول (4-1): رابطه‌ی چگالی نسبی و تراکم خاک

Dr	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1
تراکم خاک	-	سست	متوسط	نیمه متراکم	متراکم	-

5- دانه‌بندی

دانه‌بندی درشت‌دانه‌ها با سری الک‌ها و دانه‌بندی ریزدانه‌ها (بخش عبور کرده از الک No200) با روش هیدرومتری انجام می‌شود.

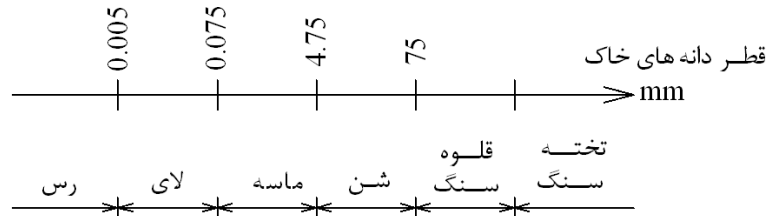
الف: طرز تشخیص شن از ماسه: با چشم و با توجه به ابعاد امکان‌پذیر است.

ب: طرز تشخیص ماسه از لای: مخلوط آن‌ها را در استوانه‌ای از آب ریخته و تکان می‌دهیم، ماسه در 1.5 دقیقه و کمتر ته‌نشین می‌شود و لای در 5 دقیقه و بیشتر.

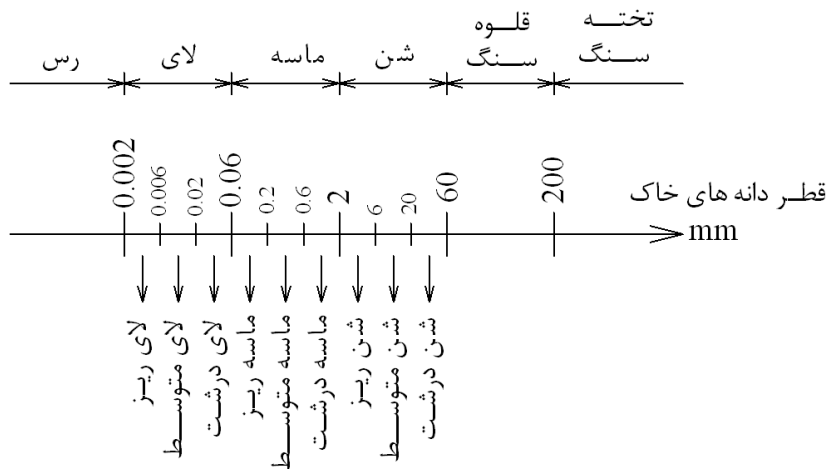
ج: طرز تشخیص لای از رس: مخلوط آن‌ها را در استوانه‌ای از آب ریخته و تکان می‌دهیم، لای در کمتر از 10 دقیقه ته‌نشین می‌شود و رس طی ساعت‌های متمادی.

یکی از کاربردهای اصلی آزمایش دانه‌بندی طبقه‌بندی خاک است. روش معمول در طبقه‌بندی خاک‌ها روش Unified(USCS) می‌باشد. روش‌های دیگری نیز جهت طبقه‌بندی خاک‌ها استاندارد شده‌اند که از آن جمله می‌توان به طبقه‌بندی AASHTO، AREA و B.S اشاره کرد.

سیستم USCS و ASTM:



سیستم B.S. و MIT:



## 6- حرکت آب در خاک

در هر محل در عمق معینی، یک منطقه از جریان آب زیرزمینی وجود دارد که به آن سطح سفره آب (Water Table) یا سطح ایستابی گفته می‌شود. خاک در زیر این سطح اشباع بوده و آب اطراف دانه‌های خاک تحت اثر گرادیان هیدرولیکی (از زیاد به کم) حرکت می‌کند.

در بالای سطح ایستابی، یک منطقه کاپیلاره وجود دارد که درجه اشباع آن نزدیک 100٪ می‌باشد. آب در این ناحیه تحت اثر کشش سطحی در اطراف دانه‌ها جمع شده ولی در اثر اختلاف هد کل بین دو نقطه می‌تواند جابجا شود. (باید توجه داشت که در منطقه کاپیلاره، فقط وزن مخصوص خاک افزایش می‌یابد ولی دانه‌ها در آب مستغرق نیستند و در زیر سطح سفره آب، نیروی شناوری بر خاک مستغرق اثر می‌کند.)

سهولت جریان آب از میان توده خاک نفوذپذیری نامیده می‌شود. ضریب نفوذپذیری عامل اصلی در بررسی وضعیت زهکشی خاک، آبدهی چاه‌ها و سیستم‌های تخلیه آب می‌باشد. جریان آب از میان توده خاک معمولاً یک جریان آشفته (turbulent) نبوده و سرعت جریان بر اساس قانون داریسی قابل بیان می‌باشد.

$$V = K \cdot i$$

$$i = \frac{h}{L}$$

$$q = K \cdot i \cdot A$$

که در این روابط

$K$ : ضریب نفوذپذیری

$A$ : سطح مقطع جریان

$h$ : اختلاف هد کل بین دو نقطه

$L$ : طول خط جریان بین آن دو نقطه

می‌باشد.

برای تعیین  $K$  در آزمایشگاه از آزمایش نفوذپذیری با هد ثابت (برای انواع خاک‌ها) و با هد افتان (فقط برای خاک‌های دانه‌ای) استفاده می‌شود.

جدول (1-5): محدوده‌ی ضریب نفوذپذیری برای خاک‌های مختلف

K (m/s)		
0.01	<	شن تمیز (GP, GW)
10 <sup>-4</sup>	<	مخلوط شن و ماسه (GW, GP, SP, SW, GM)
10 <sup>-8</sup>	<	مخلوط رس و سیلت (SM, SC)
10 <sup>-10</sup>	<	رس‌ها (CH, CL)

جریان آب در خاک تحت یک انرژی پتانسیل ثابت را می‌توان به صورت معادله لاپلاس بیان کرد.

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

$K_x$  و  $K_y$  ضریب نفوذپذیری در جهت محورهای  $x$  و  $y$ ، و  $h$  هد کل می‌باشد.

حل معادله با مشتقات جزئی فوق به دو سری منحنی‌های متعامد منجر می‌شود که شبکه جریان (flow net) را تشکیل می‌دهند. اگر  $K_x = K_y$  باشد شبکه جریان مربعی و اگر  $K_x \neq K_y$  باشد شبکه مستطیلی خواهد بود.

مقدار تراوش (Seepage) نیز بر اساس شبکه جریان از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$Q = K.H.\frac{n_f}{n_d}.W.t$$

(تراوش) حجم نشت

که در این رابطه

$t$ : مبنای زمان (یک ساعت، یک روز)

$W$ : عرض جریان نشت

$n_d$ : تعداد افت‌های پتانسیل در شبکه جریان

$n_f$ : تعداد کانال‌های جریان در شبکه

$H$ : افت هد کل

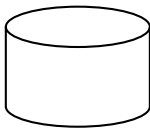
$$K = \sqrt{K_x \cdot K_y}$$

می‌باشد.

### آزمایش تحکیم:

تئوری تحکیم عموماً برای تعیین میزان نشست تحکیمی خاک‌های رسی اشباع بکار می‌رود. نمونه‌های لازم برای آزمایش تحکیم باید دست نخورده باشند.

ابعاد نمونه استوانه ای :



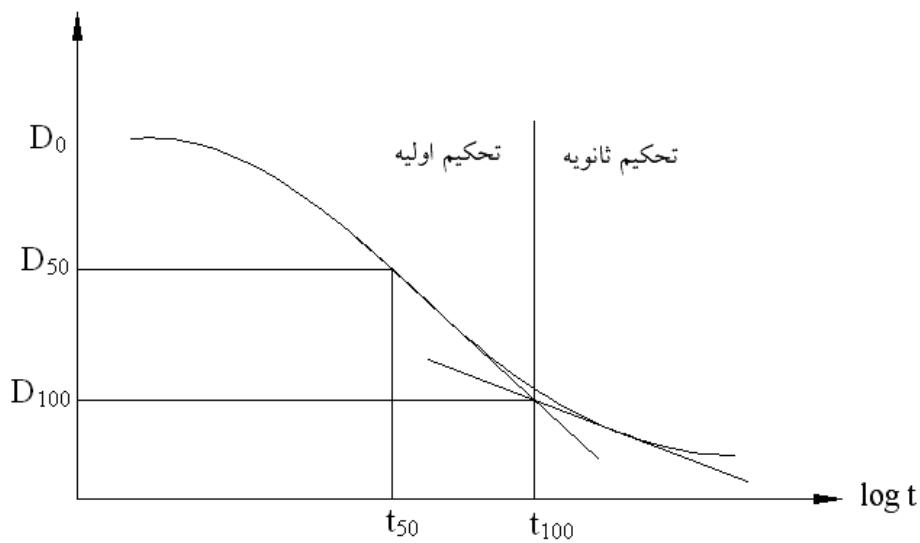
ارتفاع = 20mm یا 25mm

قطر = 64mm

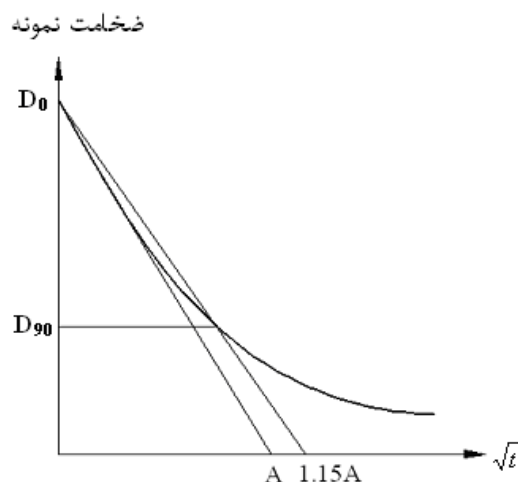
شکل (1-3): شکل شماتیکی از نمونه‌ی استوانه‌ای

نتایج هر آزمایش تحکیم را به یکی از دو صورت زیر نمایش می‌دهند. هدف از این کار تعیین زمان لازم برای رسیدن به درصد تحکیم معینی می‌باشد.

ضخامت نمونه



نمودار (1-1): تغییرات ارتفاع نمونه بر حسب لگاریتم زمان در آزمایش تحکیم



نمودار (2-1): تغییرات ارتفاع نمونه بر حسب جذر زمان در آزمایش تحکیم

$$\text{ضریب تحکیم (Coefficient of consolidation)} C_v = \frac{T_i \cdot H^2}{t_i} \xrightarrow{\text{for 50\% consolidation}} C_v = \frac{0.197H^2}{t_{50}}$$

که در این رابطه

H: طولانی‌ترین مسیر زهکشی

$t_i$ : زمان لازم برای  $i\%$  تحکیم

$T_i$ : فاکتور زمان متناظر با  $i\%$  تحکیم

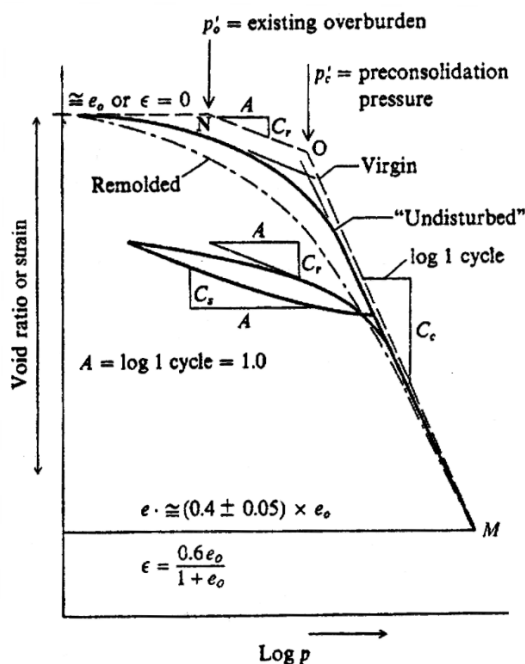
می‌باشد.

برای تعیین نشست ناشی از تحکیم اولیه (که به تدریج در اثر از بین رفتن فشار آب منفذی و انتقال تنش‌ها به دانه‌های خاک صورت می‌گیرد) معمول آن است که منحنی تغییرات  $e$  را بر حسب  $\log P$  رسم می‌کنند و از شیب قسمت خطی منحنی ( $C_c$ ) در محاسبه نشست استفاده می‌کنند. از روی منحنی  $e - \log P$  می‌توان فشار پیش تحکیمی را نیز تعیین کرد. اگر تنش مؤثر در عمقی که نمونه خاک از آن جا برداشته شده،  $P_0$  و فشار پیش تحکیمی حاصله از آزمایش  $P_c$  باشد، 3 حالت می‌تواند اتفاق بیفتد:

$$P_0 \approx P_c (\pm 10\%) \leftarrow \text{خاک با تحکیم عادی است.}$$

$$P_0 > P_c \leftarrow \text{نمونه دست خورده شده است.}$$

$$P_0 < P_c \leftarrow \text{خاک پیش تحکیم یافته است (OCR = } P_c / P_0 \text{)}$$



نمودار (3-1): تغییرات درجه‌ی تخلخل بر حسب لگاریتم تنش وارده

(Compression index)  $C_C = \frac{\Delta e}{\log \frac{p_2}{p_1}}$

• مفهوم ضریب تراکم پذیری مشابه  $C_C$  است، در صورتی که محور  $P$  در نمودار (3-1) لگاریتمی نباشد.

(Coefficient of compressibility)  $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$

(Coefficient of volume change)  $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\epsilon}{\Delta p}$

• نشست ناشی از تحکیم در خاک‌های با تحکیم عادی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta H = \frac{C_C \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

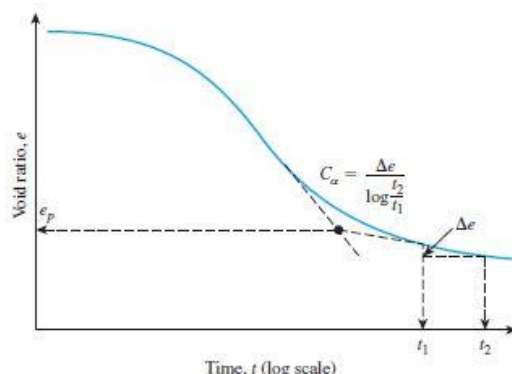
• نشست در خاک‌های رسی پیش‌تحکیم یافته کمتر از خاک‌های رسی با تحکیم عادی است، چون در خاک‌های رسی پیش‌تحکیم یافته شیب منحنی یعنی  $C_C$  باید با مقدار کمتر  $C_s$  جایگزین شود.

$$\Delta H = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_c}$$

• نشست ناشی از تحکیم ثانویه (Creep) برای خاک‌های رسی آلی قابل توجه است ولی برای خاک‌های رسی غیر آلی قابل صرف‌نظر کردن می‌باشد.  $\Delta H$  در رابطه‌ی بالا فقط نشست ناشی از تحکیم اولیه را نشان می‌دهد.

$$\Delta H = C'_\alpha H \log \frac{t_2}{t_1}$$

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$



نمودار (1-4): تغییرات  $e$  نسبت به  $\log t$  برای یک نمونه بار معین و تعریف نشانه تحکیم ثانویه

### مقاومت برشی:

بحث مقاومت برشی، بحث حداکثر مقاومت خاک قبل از شروع گسیختگی است و رفتار خاک را قبل از گسیختگی تعیین نمی‌کند. کلاً تغییر شکل و گسیختگی در خاک ترکیبی از چرخش و لغزش دانه‌ها بر روی یکدیگر می‌باشد. کولمب نخستین کسی بود که مفاهیم چسبندگی و اصطکاک در تعیین مقاومت برشی خاک را از هم جدا نمود و فرمول زیر را ارائه کرد:

$$S = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

که در این رابطه

$S$ : مقاومت برشی خاک

$C$ : چسبندگی

$\sigma$ : تنش قائم روی صفحه برش

$\phi$ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

می‌باشد.

Terzaghi اظهار داشت مقاومت برشی خاک تابعی از تنش موثر است، لذا در خاک‌های اشباع لازم است از پارامترهای حالت تنش موثر استفاده شود.

$$S = C' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

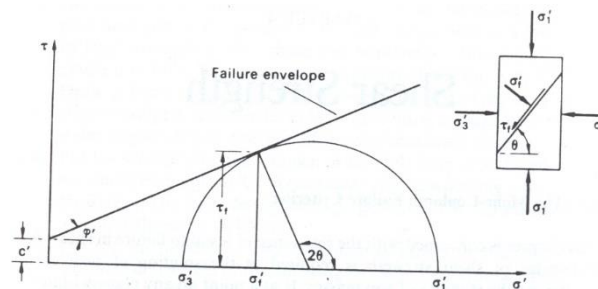
میزان مقاومت برشی در خاک‌های اشباع به روش انجام آزمایش بستگی تام دارد که در درس مکانیک خاک توضیح داده شده است. مقاومت برشی خاک‌های دانه ای معمولاً با آزمایش برش مستقیم و مقاومت برشی خاک‌های چسبنده معمولاً با آزمایش تک محوری یا آزمایش سه محوری تعیین میشود. مزیت آزمایش سه محوری نسبت به دو آزمایش دیگر امکان کنترل شرایط زهکشی خاک در حین آزمایش است. شرایط زهکشی در آزمایش برش مستقیم و آزمایش تک محوری قابل کنترل نیست. بر اساس شرایط زهکشی، آزمایش سه محوری را میتوان به سه صورت زیر انجام داد:

UU : unconsolidated-undrained

CU : consolidated-undrained

CD : consolidated-drained

در حالتی که نمونه خاک خشک یا مرطوب است نتایج بدست آمده از سه آزمایش فوق یکسان است. در آزمایش سه محوری با رسم دایره موهر میتوان زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک را بدست آورد و براساس آن مقاومت برشی خاک را تعیین نمود. لازم به ذکر است که مقادیر یکسانی برای زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی در آزمایشهای CD، CU، UU بدست نمی آید. از مقادیر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک بدست آمده از آزمایش UU برای تحلیل پایداری سازه های خاکی در کوتاه مدت، و از مقادیر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک بدست آمده از آزمایش CD برای تحلیل سازه های خاکی در دراز مدت استفاده میشود.



نمودار (5-1) معیار مقاومت برشی کولمب در فضای تنش های پیشنهادی موهر

- معمولاً زاویه  $\phi$  بدست آمده از آزمایش برش مستقیم 1~4 درجه بیشتر از آزمایش سه محوری (یا 10% بیشتر) است.
- تنش و تغییر شکل در خاک قبل از وقوع تسلیم (گسیختگی) بر اساس فرض رفتار الاستیک و با استفاده از پارامترهای الاستیک E و  $\nu$  به دست می آید.

### مراجع برای مطالعه بیشتر

- [1] Soil Mechanics, Craig R.F., 5<sup>th</sup> edition, 1992, Chapman & Hall.
- [2] Physical and Geotechnical Properties of Soils and their Measurement, Bowles J.E., 1984, McGraw-Hill.
- [3] An Introduction to Geotechnical Engineering, Holtz & Kovacs, 1981, Prentice-Hall.
- [4] The Mechanics of Soils and Foundations, Atkinson J.H., 1993, McGraw-Hill.

## فصل دوم

### عملیات ژئوتکنیک صحرائی



برای ارائه یک طرح پی مناسب به لحاظ فنی و اقتصادی، بررسی شرایط تحت الارضی و اندازه‌گیری پارامترهای ژئوتکنیکی لایه‌های زمین ضروری است. هزینه عملیات ژئوتکنیک صحرائی را بین 0/5 تا 1 درصد کل هزینه‌های اجرایی پروژه برآورد می‌کنند. امروزه پروژه‌های بزرگ و نسبتاً بزرگ عمرانی بدون انجام عملیات ژئوتکنیک صحرائی به مرحله اجرا در نمی‌آید.

#### برنامه‌ریزی برای یک عملیات ژئوتکنیک صحرائی:

"برنامه‌ریزی" برای یک عملیات ژئوتکنیک صحرائی تعدادی یا همه مراحل زیر را می‌تواند در برداشته باشد:

1. جمع‌آوری اطلاعات و گزارش‌های موجود
2. شناسایی عمومی محل موردنظر (Reconnaissance)
3. عملیات صحرائی مقدماتی (Preliminary Site Investigation)
4. عملیات صحرائی اصلی (Site investigation)



**1) جمع آوری اطلاعات و گزارش های موجود:**

اطلاعات مورد نیاز عبارتند از نقشه های بنای موردنظر (ابعاد بنا، فاصله ستون ها، نوع سازه، مسائل خاص سازه ای یا معماری و...)، آئین نامه ها، ضوابط ملی و منطقه ای در طراحی پی ها و همچنین گزارش های آزمایشات صحرائی انجام شده در حوالی سایت مورد نظر.

**2) شناسایی عمومی محل موردنظر:**

این مرحله شامل تهیه و بررسی نقشه های توپوگرافی، زمین شناسی، ژئومورفولوژی، آب های زیرزمینی، عکس های هوایی، تصاویر ماهواره ای و سایر مدارک فنی موجود می باشد. همچنین بازدید از محل در این مرحله ضروری است. هنگام بازدید از محل بایستی به نشست یا ترک خوردگی احتمالی ساختمان های مجاور، ترانشه ها یا گودال های موجود در منطقه که لایه بندی خاک را نشان می دهند، رخنمون های سنگی، چگونگی فرسایش خاک و وضعیت آب های سطحی و زیرزمینی توجه نمود و در این موارد با کارشناسان و افراد محلی گفتگو کرد.

**3) عملیات صحرائی مقدماتی:**

در این مرحله چند چاه گمانه (Borehole) یا گودال دستی (test pit) حفاری می شود تا ایده ای کلی از وضعیت خاک بدست دهد. طبیعی است در صورتی که با خاک های گوناگون یا مسأله دار مواجه شویم بایستی در برنامه ریزی برای عملیات صحرائی اصلی، دقت بیشتری به خرج داده شود. حداقل یکی از گمانه ها یا گودال ها بایستی تا آنجا حفر شود که به سنگ بستر یا لایه خاک برابر برسد. این مقدار از عملیات صحرائی ممکن است برای پروژه های کوچک کافی باشد. گاهی آزمایش های ژئوفیزیک نظیر Geo-electric و Geo-seismic در این مرحله انجام می شود. این نوع آزمایش ها معمولاً جهت ارزیابی (کیفی) لایه های تحت الارضی در سایت های بزرگ ضرورت می یابد. در فاز شناخت (feasibility study) معمولاً عملیات صحرائی انجام نمی شود و یا به عملیات صحرائی مقدماتی بسنده می گردد.

**4) عملیات صحرائی اصلی:**

براساس کلیه اطلاعات بدست آمده تا این مرحله، عملیات صحرائی اصلی برنامه ریزی می شود. محل گمانه ها، عمق گمانه ها، تعداد آن ها و الگوی قرارگیری آن ها با توجه به اهمیت پروژه و وضعیت خاک در این مرحله تعیین می گردد. همچنین تعداد نمونه های دست خورده یا دست نخورده ای که لازم است در حین حفاری گمانه ها از لایه های مختلف گرفته شود مشخص می گردد. آزمایشات صحرائی (In situ test) مورد نیاز نیز بایستی مشخص شده و طی دستور کاری به پیمانکار (مشاور) ژئوتکنیک ابلاغ گردد. برنامه ریزی برای عملیات صحرائی اصلی بایستی به نحوی صورت گیرد که کلیه ابهامات و سؤالات موجود در مورد وضعیت خاک قابل پاسخگویی باشد، همچنین کلیه پارامترهای لازم جهت طراحی پی ها، شمع ها، دیوارها، شیب ها و غیره براساس نتایج آزمایش های درجا و آزمون های آزمایشگاهی قابل تعیین باشند.

مشاور عملیات ژئوتکنیک پس از انجام عملیات صحرائی و نمونه برداری و آزمایش بر روی نمونه های اخذ شده و تحلیل نتایج به دست آمده یک گزارش ژئوتکنیک تهیه خواهد کرد. یک گزارش ژئوتکنیک معمولی باید دارای اطلاعات زیر باشد:

- تعیین نوع و ضخامت لایه های تحت الارضی در محدوده اراضی مذکور.
- برآورد خصوصیات فیزیکی (دانه بندی، درصد رطوبت،  $e$ ,  $LL$ ,  $PL$  و  $\gamma$  در حالت های مختلف) و مکانیکی خاک ( $C$ ,  $\phi$ ,  $\nu$ ,  $E$ ,  $S_u$  و  $C_c$ ).
- برآورد ظرفیت باربری مجاز و نشست شالوده ها با توجه به نوع نهشته های محلی

- برآورد ضرایب فشارهای جانبی خاک
- تعیین نفوذپذیری خاک
- تعیین نوع سیمان مصرفی
- ارائه ضرایب زلزله و برآورد پدیده روانگرایی
- برآورد شیب مجاز خاک برداری
- ارائه توصیه‌ها و پیشنهادات کلی مرتبط با عملیات اجرایی

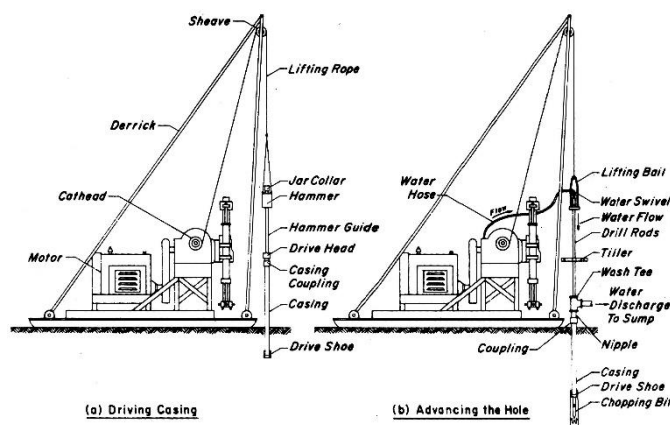
### روش‌های حفاری خاک:

#### 1- گودال‌ها یا چاهک‌های دستی (Test pits):

معمولاً با دست و به وسیله کنگ کنگ می‌شوند. عمق این نوع گودال‌ها معمولاً حدود 8 تا 10 متر است.

#### 2- حفاری شستشویی (Wash Boring):

این روش بسیار معمول است و براساس فهرست بها ارزان‌ترین روش حفاری محسوب می‌شود. در این روش، آب به داخل لوله حفاری پمپ شده و از سوراخ‌های سر لوله با سرعت زیاد خارج شده و خاک را می‌شوید و باعث می‌شود که لوله حفاری بتواند پیشروی نماید. خاک شسته شده به همراه آب از فضای بین لوله‌ی جداره (casing) و لوله حفاری خارج می‌شود که می‌توان آن را در محلی تخلیه کرد و پس از ته‌نشینی آب آن را مجدداً استفاده نمود.

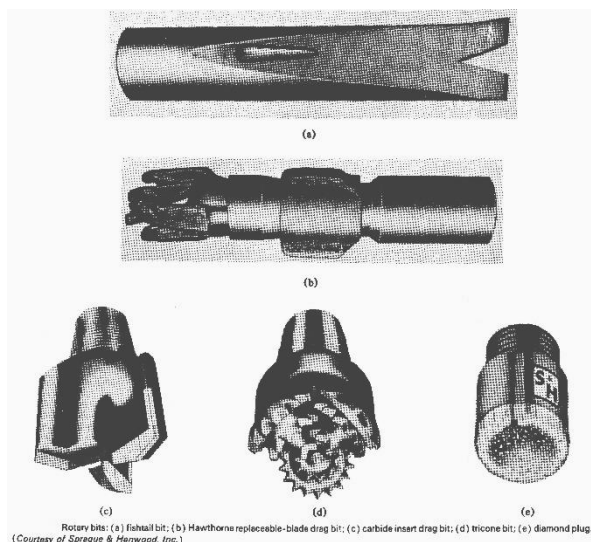


شکل (2-1): شکل شماتیکی از حفاری شستشویی

#### 3- حفاری دورانی (Rotary Drilling):

در این روش چرخش سرمتی در انتهای لوله حفاری همراه با فشار از بالا موجب پیشروی می‌گردد. در غالب سنگ‌ها (غیر از سنگ‌های نرم یا سنگ‌های شدیداً هوازده (heavily fissured)) این روش تنها روش حفاری محسوب می‌گردد. سرمتی‌های مختلفی جهت حفاری دورانی وجود دارد که سرمتی اوگری (Auger)، سرمتی آسیاب (grinding) برای حفاری در خاک یا سنگ و سرمتی مغزه‌گیری (coring) برای نمونه برداری از سنگ، بتن و یا آسفالت، از آن جمله هستند.

گاهی جهت به کار بردن حفاری دورانی در خاک نیاز است که از آب یا گل حفاری (مخلوط آب + بنتونیت) جهت جلوگیری از ریزش خاک اطراف گمانه استفاده گردد.



شکل (2-2): سرته‌های آسیابی مختلف

#### 4- حفاری ضربه‌ای (Percussion):

در این روش سرتمه را متناوباً بالا آورده و به انتهای گمانه رها می‌کنند یعنی به انتهای گمانه ضربه می‌زنند. از آب نیز جهت بالا آوردن خاک‌های حفاری شده (مانند روش شستشویی ولی نه با فشار یا جت آب) استفاده می‌گردد.

#### نمونه‌گیری از خاک:

مهمترین خواص مهندسی خاک در طراحی پی‌ها مقاومت (strength)، قابلیت فشرده‌گی یا تغییر حجم (compressibility) و نفوذپذیری (permeability) هستند. این پارامترها را می‌توان از آزمایشات صحرایی درجا (In-Situ) تخمین زد، ولی مقادیر دقیق‌تر آن‌ها براساس آزمون‌های آزمایشگاهی تعیین می‌گردد. برای انجام این آزمون‌ها نیاز به نمونه‌گیری از لایه‌های مختلف خاک می‌باشد. در این نمونه‌گیری‌ها باید سعی شود که حتی‌المقدور وضعیت اصلی خاک حفظ شود و نمونه‌ی دست نخورده (Undisturbed) تهیه شود.

لازم به ذکر است که تهیه نمونه دست نخورده کامل به دلایل زیر ممکن نیست:

1- وارد شدن لوله نمونه‌گیر در داخل خاک باعث مقدار نامعلومی دست‌خوردگی می‌شود. هر چه ضخامت و

حجم لوله نمونه‌گیر کمتر باشد میزان دست‌خوردگی کمتر خواهد بود.

2- اصطکاک خاک با جداره‌ی لوله‌ی نمونه‌گیر موجب مقداری دست‌خوردگی می‌شود.

3- باربرداری از روی نمونه به علت حذف فشارهای محصورکننده‌ی درجا (In-Situ Confining Pressures) موجب مقدار نامعلومی افزایش حجم در خاک (Expansion) می‌گردد.

4- اگر نمونه‌ی خاک از زیر تراز ایستایی گرفته می‌شود مقداری تغییر در درصد آب خاک داده می‌شود.

5- حذف فشار آب هیدرواستاتیکی ممکن است باعث ایجاد حباب‌های هوا در داخل نمونه گردد.

6- نحوه نمونه‌گیری، انتقال نمونه‌ها به آزمایشگاه و نحوه آماده‌سازی نمونه‌برای آزمایش موردنظر و عوامل

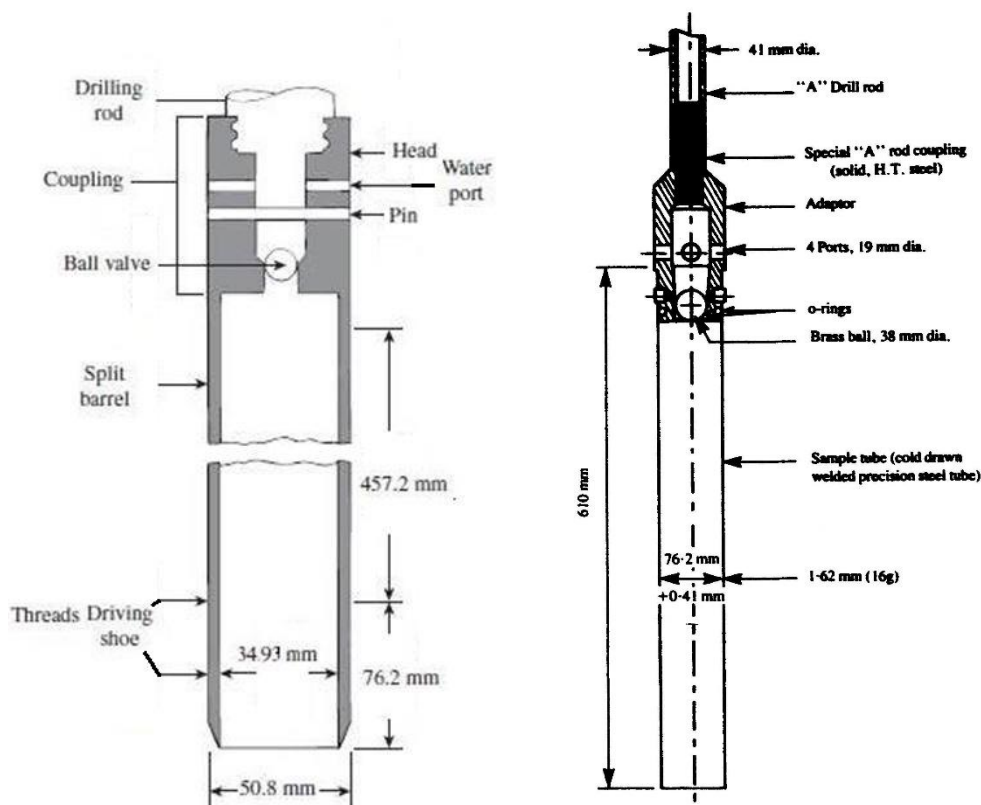
انسانی دخیل در آن‌ها، در کیفیت نمونه تأثیر دارد.

با عنایت به مسائل فوق در بحث مربوط به نمونه‌گیری منظور از نمونه دست‌نخورده آن است که حداکثر تمهیدات و احتیاط‌های لازم برای به حداقل رساندن موارد فوق‌الذکر در تهیه نمونه به عمل آمده باشد.

نمونه‌گیری دست‌نخورده از خاک‌های رسی به علت طبیعت چسبیده و یکپارچه آن‌ها آسانتر است. برای نمونه‌گیری دست‌نخورده از خاک‌های رسی نرم و متوسط از نمونه‌گیرهای جدار نازک U4 یا Shelby استفاده می‌شود. نمونه‌گیری

دست‌نخورده از ماسه‌ها به علت ساختار دانه‌ای و ناپیوسته آن‌ها مشکل است. گاهی تهیه‌ی نمونه از ماسه سست با کیفیت قابل قبول با استفاده از نمونه‌گیر پیستونی جدار نازک (Thin-walled piston sampler) که مقداری مکش در داخل نمونه‌گیر ایجاد می‌کند، قابل تهیه است. تهیه‌ی نمونه‌ی دست‌نخورده از خاک‌های شنی خیلی مشکل می‌باشد. گاهی برای تهیه نمونه دست‌نخورده از خاک‌های ماسه‌ای و شنی، از تکنیک یخ‌زدگی خاک (Soil Freezing) که تکنیک پرهزینه‌ای است استفاده می‌گردد. نمونه‌های دست‌نخورده از ماسه جهت به‌دست‌آوردن وزن مخصوص، تخلخل و چگالی نسبی در محل تهیه می‌شوند که در ارزیابی مسائلی نظیر روانگونی از اهمیت خاصی برخوردار هستند. از آنجا که نمونه‌گیری دست‌نخورده در مورد خاک‌های غیر چسبیده مشکل است، تکیه در این نوع خاک‌ها بر روی پارامترهایی است که از آزمایشات صحرایی درجا حاصل می‌شود.

دو نوع نمونه‌گیر معمول در شکل‌های (2-3) و (2-4) نشان داده شده‌اند.



شکل (2-4): نمونه‌گیر Standard Split Spoon

Thin Walled Samplers—Shelby Tube

شکل (2-3): نمونه‌گیر جدار نازک شلبی

نمونه‌گیرهای فوق در طول به دو نیم می‌شوند و نمونه‌ی خاک از آن‌ها خارج می‌شود. حجم خاک داخل این نمونه‌گیرها به اندازه‌ای هست که مواد لازم جهت آزمایشات حدود اتربرگ و درصد رطوبت و آزمایش فشار تک‌محوری و سه‌محوری و تحکیم را فراهم نماید. نمونه‌های حاصل از نمونه‌گیر جدار ضخیم به‌خاطر ضخامت زیاد جداره‌ی استوانه‌ی نمونه‌گیر معمولاً دست‌خورده محسوب می‌شوند.

معیار دست‌خوردگی در نمونه‌گیرها بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$A_r = \frac{D_0^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

که در این رابطه:

$D_0$ : قطر خارجی استوانه‌ی نمونه‌گیر

$D_i$ : قطر داخلی لبه‌ی نمونه‌گیر

می باشد.

نمونه‌گیرهایی که خوب طراحی شده باشند بایستی دارای  $A_r$  کمتر از 10 تا 15 درصد باشند.

نامیده می‌شود:  $L_r$  (Recovery ratio) معیار دیگری که جهت تخمین دست‌خوردگی به کار می‌رود

$$L_r = \frac{\text{طول واقعی نمونه‌ی خارج شده از نمونه‌گیر (Actual Length of Recovered Sample)}}{\text{طول تئوریک نمونه (Theoretical Length of Sample)}}$$

در خصوص معیار فوق،  $L_r=1$  یعنی نمونه در اثر اصطکاک با جداره‌ی نمونه‌گیر اصلاً فشرده نشده است. هر چه  $L_r$  به واحد نزدیک‌تر باشد کیفیت نمونه‌ی به دست آمده بهتر است.

از نمونه‌گیرهای Denison و Pitcher برای نمونه‌گیری دست‌نخورده از خاک‌های چسبنده سفت یا سخت به کار می‌رود.

نمونه‌گیر Core barrel (یک جداره و دوجداره) برای نمونه‌گیری از سنگ استفاده می‌شود.

## آزمایشات صحرائی:

آزمایش‌های صحرائی معمول عبارتند از:

1. آزمایش نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test (SPT))
2. آزمایش برش پره‌ای (Vane Shear Test)
3. آزمایش بارگذاری صفحه (Plate Load Test)
4. آزمایش نفوذ مخروط (Cone Penetration Test (CPT))
5. آزمایش لوژن در سنگ‌ها و آزمایش لوفران در آبرفت‌ها جهت تعیین نفوذپذیری خاک
6. آزمایش پرسیومتر (Pressure meter)
7. آزمایش دیلاتومتر (Dilatometer)

### 1) آزمایش نفوذ استاندارد (SPT):

این آزمایش معمولی‌ترین و کم‌هزینه‌ترین آزمایش درجا محسوب می‌شود. روش کار در این آزمایش بدین صورت است که نمونه‌گیر Split-spoon استاندارد را در دو مرحله 15 و 30 سانتیمتر در داخل خاک فرو می‌برند. برای این کار از وزنه‌ای 63.5 کیلوپی که از ارتفاع 76 سانتیمتری سقوط می‌کند، استفاده می‌نمایند. تعداد ضربه‌های لازم برای فروبردن نمونه‌گیر در مرحله دوم (30 سانتیمتری) را  $N$  یا عدد SPT می‌نامند. تعداد ضربه‌های لازم برای فروبردن نمونه‌گیر در 15 سانتیمتر اول ثبت می‌شود ولی به علت دست‌خوردگی به حساب آورده نمی‌شود.

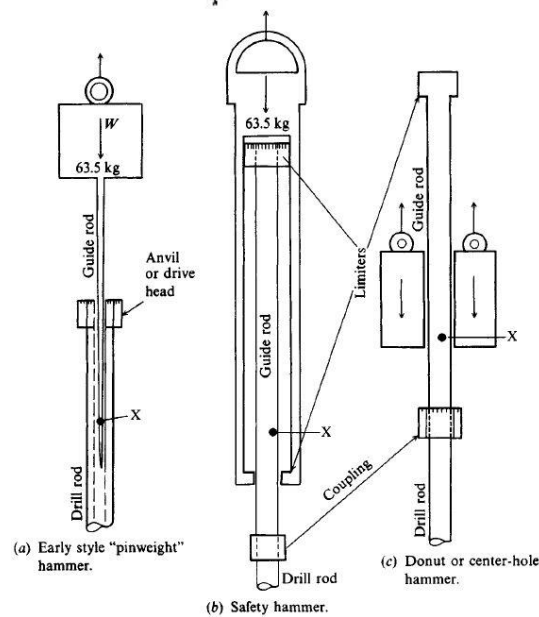
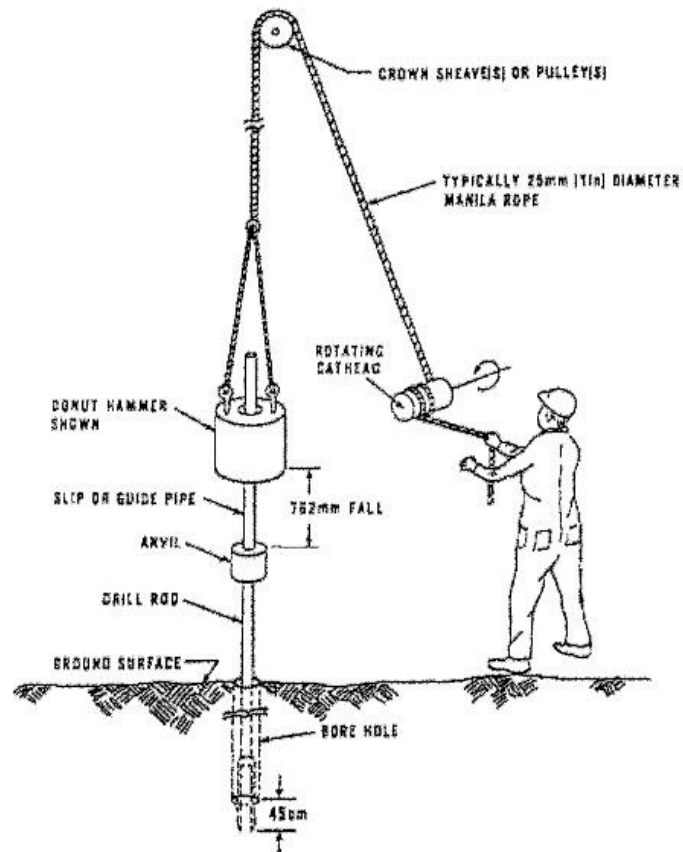
آزمایش SPT، مورد بررسی و تحلیل‌های زیادی قرار گرفته است و پیشنهادهای جهت اصلاح عدد  $N$  در شرایط مختلف ارائه شده است. گرچه اساساً آزمایش SPT برای خاک‌های دانه‌ای پیشنهاد شده بود ولی امروزه برای هر نوع خاکی بکار می‌رود. هنگام حفر گمانه‌ها در خاک‌های درشت‌دانه در هر 1/5 متر و در خاک‌های ریزدانه در هر 2/0 متر معمولاً آزمایش SPT انجام می‌شود.

جدول (1-2): رابطه‌ی عدد  $N$  با دانسیته‌ی نسبی و  $\phi'$  برای خاک‌های دانه‌ای

	Very loose	loose	Medium	Dense	Very dense
$N$	5 ~ 10	8 ~ 15	10 ~ 40	20 ~ 70	>35
$D_r$	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
$\phi'$	27° ~ 32°	30° ~ 35°	35° ~ 40°	38° ~ 43°	

جدول (2-2): رابطه‌ی عدد N با  $q_u$  (ظرفیت باربری خاک) برای خاک‌های چسبنده

	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
N	0 ~ 2	3 ~ 5	6 ~ 9	10 ~ 16	17 ~ 30	>30
$q_u$ (kPa)	<25	25 ~ 50	50 ~ 100	100 ~ 200	200 ~ 400	>400



شکل (2-5): نحوه‌ی انجام آزمایش SPT (بالا) و چند نوع چکش (پائین)

انرژی منتقله به خاک در هر ضربه، از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$E_{In} = \left(\frac{1}{2}\right) \times m v^2 = \frac{W}{g} (2gh) = W h = 63.5 \times 9.807 \times 0.762 = 474.5 \approx 475 \text{ j}$$

Kovacs و Salmon (1982) اظهار کردند که انرژی کوبشی ورودی واقعی  $E_a$  منتقل شده به نمونه گیر جهت نفوذ در خاک، از 30 تا 90 درصد متغیر است. که این اختلاف ناشی از تجهیزات مختلف، شکل چکش کوبش، سیستم مورد استفاده برای بالابردن چکش (به عنوان مثال قرقره و طناب)، طول میله حفاری و غیره می باشد.

اگر بخواهیم عدد  $N$  را بر اساس مقدار انرژی کوبشی ورودی و هدر رفت آن در خاک اصلاح کنیم و بر اساس توصیه Seed و همکاران (1985) و Skempton (1986) متوسط انرژی وارده را، 60٪ حداکثر انرژی 475 ژول در نظر بگیریم می توان نوشت:

$$N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

$N_{60}$  = عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای شرایط صحرایی

$N$  = عدد نفوذ استاندارد اندازه گیری شده

$\eta_H$  = ضریب کارایی چکش (٪)

$\eta_B$  = ضریب تصحیح قطر گمانه

$\eta_S$  = ضریب تصحیح نمونه گیر

$\eta_R$  = ضریب تصحیح طول میله

مقادیر ضرایب اصلاحی در رابطه فوق را میتوان از جداول زیر بدست آورد:

جدول (2-3): مقادیر ضرایب اصلاحی برای چکش های مختلف

1. Variation of $\eta_H$			
Country	Hammer type	Hammer release	$\eta_H$ (%)
Japan	Donut	Free fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
United States	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free fall	60
	Donut	Rope and pulley	50

2. Variation of $\eta_B$		
Diameter		
mm	in.	$\eta_B$
60-120	2.4-4.7	1
150	6	1.05
200	8	1.15

3. Variation of $\eta_S$	
Variable	$\eta_S$
Standard sampler	1.0
With liner for dense sand and clay	0.8
With liner for loose sand	0.9

4. Variation of $\eta_R$	
Rod length (m)	$\eta_R$
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

اگر عدد  $N$  را بر مبنای تنش مؤثر قائم سربار اولیه اصلاح کنیم، عدد  $N_1$  بدست می آید. در سال 1986 اسکمپتون (Skempton) اصلاح  $N$  را بر اساس رابطه‌ی زیر پیشنهاد کرده است:

$$N_1 = C_N \cdot N$$

که در این رابطه  $C_N$  ضریب تصحیح عدد  $N$  می‌باشد و به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_0}{p_a}} \quad \text{برای ماسه‌های ریز عادی تحکیم یافته با دانسیته متوسط} :$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_0}{p_a}} \quad \text{برای ماسه عادی تحکیم یافته متراکم} :$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \frac{\sigma'_0}{p_a}} \quad \text{برای ماسه پیش تحکیم یافته} :$$

در این روابط  $\sigma'_0$  (KPa) تنش مؤثر قائم اولیه در تراز است که آزمایش SPT در آن انجام می‌شود. و  $p_a$  فشار جو یعنی حدوداً 100KPa می‌باشد.

رابطه‌ی دیگری که برای اصلاح عدد  $N$  برای اثر سربار مطرح شده است، رابطه‌ای است که توسط Liao & Whitman در سال 1980 ارائه شده است. این رابطه به صورت زیر می‌باشد:

$$N_1 = N \times \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma'_0}{p_a}}}$$

محدوده‌ی تغییرات ضریب اصلاحی به صورت زیر می‌باشد.

$$0.5 < \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma'_0}{p_a}}} < 2.0$$

اگر اصلاح هدر رفت انرژی کوبشی  $N_{60}$  و اصلاح فشار سربار  $N_1$  را توأم اعمال کنیم،  $(N_1)_{60}$  بدست می‌آید.

## 2) آزمایش برش پره‌ای:

از این آزمایش جهت تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک‌های رسی نرم یا ماسه‌ای سست استفاده می‌شود. این آزمایش در خاک‌های با مقاومت کمتر از  $1.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  کاربرد دارد. هنگام حفر گمانه در خاک‌های ریزدانه معمولاً در هر

2/0 متر (حد فاصل آزمایشات SPT) نمونه‌برداری دست‌نخورده همراه با آزمایش برش پره صورت می‌گیرد.

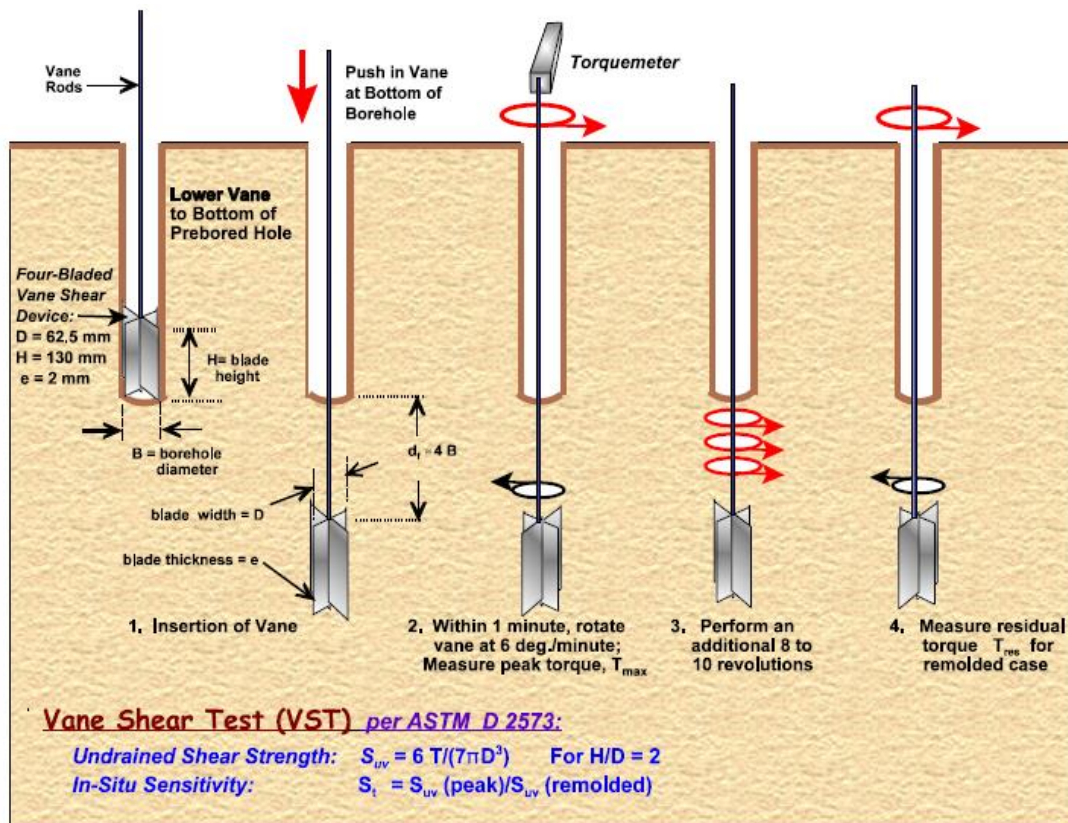
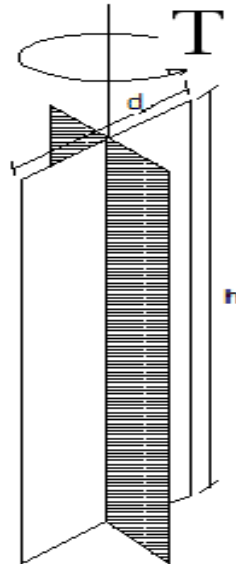
برای انجام این آزمایش ابتدا گمانه تا عمق موردنظر حفر می‌شود، سپس پره (تیغه‌ی چهارسو) به آرامیبه داخل خاک رانده می‌شود و سپس لنگر پیچشی لازم (T) جهت چرخاندن پره در داخل خاک به وسیله پیچش‌سنج (Torque meter) در سر گمانه در سطح زمین اندازه‌گیری می‌شود.

تیغه (پره) مورد استفاده در این آزمایش در شکل (2-6) نشان داده شده است. این پره در سه اندازه‌ی مختلف موجود می‌باشد (جدول (2-4)).



جدول (2-4): مشخصات انواع پره‌های آزمایش برش پره‌ای

غلایف	قطر (mm)	ارتفاع (mm)	ضخامت تیغه (mm)
AX	38/1	76/2	1/6
BX	50/8	101/6	1/6
NX	63/5	137/0	3/2



شکل (2-6): پره مورد استفاده در آزمایش برش پره‌ای

با توجه به مکانیسم انجام آزمایش می‌توان نوشت:

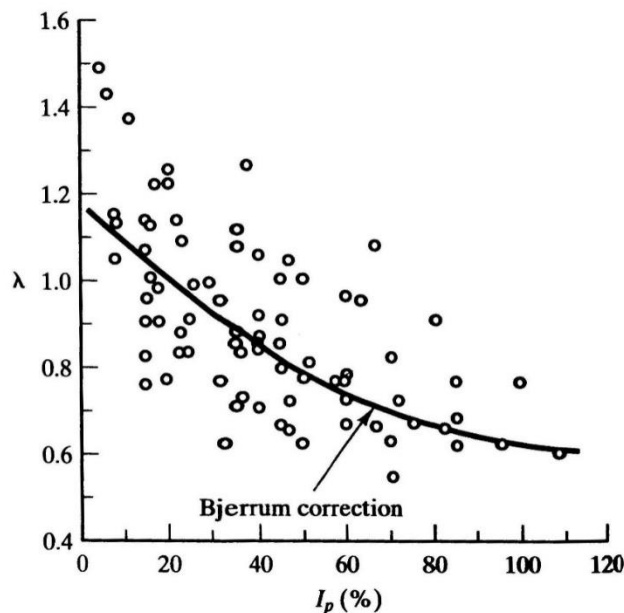
$$T = \left[ (d \cdot \pi \cdot h) \times \frac{d}{2} \times S_u \right] + \left[ \frac{\pi d^2}{4} \times (a \times d) \times S_u \right]$$

$$T = S_u \cdot \pi \left( \frac{d^2 h}{2} + \frac{ad^3}{4} \right)$$

برای برش انتهایی یکنواخت  $a = \frac{2}{3}$

از رابطه فوق  $S_u$  بدست می‌آید. در اینکه  $S_u$  مقاومت برشی خاک در حالت تحکیم نشده UU (برابر چسبندگی زهکشی نشده،  $C_U$ ) یا حالت تحکیم شده CU است، بین صاحب‌نظران اختلاف نظر وجود دارد.

به‌هرحال تحلیل برگشتی (Back analysis) تعدادی از ناپایداری‌ها و خرابی شیب‌های خاکی نشان داده است که  $S_u$  به‌دست‌آمده مقداری دست‌بالاست و بایستی کاهش داده شود. بیروم (Bjerrum, 1972) و لاد (Ladd, 1977) پیشنهاد کردند که برای کارهای عملی نتیجه به دست آمده از این آزمایش با ضریب اصلاحی  $\lambda$  که از نمودار (1-2) قابل استخراج است اصلاح گردد.

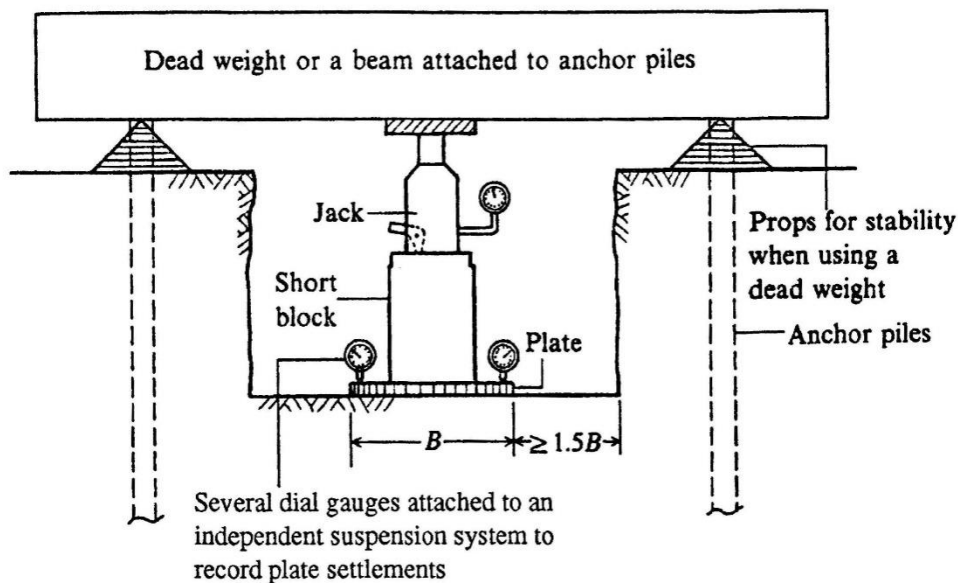


نمودار (1-2): ضرایب اصلاحی  $\lambda$  برای تصحیح نتایج آزمایش برش پره‌ای ( $I_p$  نشانه ی خمیری، Plasticity Index، می‌باشد)

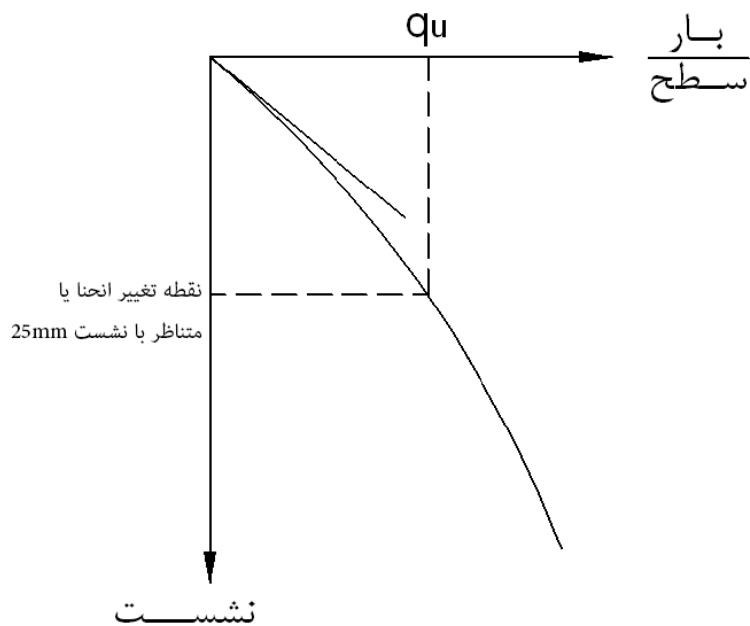
### (3) آزمایش بارگذاری صفحه:

از این آزمایش صحرائی می‌توان ظرفیت باربری نهایی یا ظرفیت باربری مجاز خاک را برای میزان نشست معینی به دست آورد. شمای کلی آزمایش در شکل (2-7) نشان داده شده است.

روش انجام آزمایش بدین صورت است که باربری نهایی محتمل خاک را بر 4 یا 5 تقسیم کرده و هر بار  $\frac{1}{4}$  یا  $\frac{1}{5}$  بار را به وسیله جک هیدرولیکی بر صفحه وارد می‌کنند (به فواصل زمانی حداقل یک ساعت) و میزان نشست صفحه را در پایان ساعت اندازه‌گیری می‌کنند.  $q_u$  تنش گسیختگی خاک، محل تغییر شیب منحنی یا تنش متناظر با 25 mm نشست می‌باشد که به ظرفیت باربری خاک موسوم است.



شکل (2-7): شمای کلی آزمایش بارگذاری صفحه



نمودار (2-2): تغییرات نشست بر حسب تنش وارده

اگر  $(q_U)_F$  و  $(q_U)_P$  ظرفیت باربری خاک در زیر صفحه و زیر پی واقعی باشد و  $S_F$  و  $S_P$  نیز نشست صفحه و نشست پی واقعی را نشان دهند و اگر  $B_F$  و  $B_P$  نیز به ترتیب عرض صفحه و عرض پی باشند، آنگاه بین ظرفیت باربری صفحه و پی واقعی و همچنین بین نشست صفحه و نشست پی واقعی در حد گسیختگی، روابط زیر برقرار است:

$$\left. \begin{aligned} (q_U)_F &= (q_U)_P \\ S_F &= S_P \cdot \frac{B_F}{B_P} \end{aligned} \right\} \text{خاک‌های رسی (چسبنده) clayey soil}$$

$$\left. \begin{aligned} (q_U)_F &= (q_U)_p \cdot \frac{B_F}{B_p} \\ S_F &= S_p \cdot \left( \frac{B_F}{B_p} \right)^2 \left( \frac{3.28B_p + 1}{3.28B_F + 1} \right)^2 \end{aligned} \right\} \text{Sandy soil (دانه‌ای) خاک‌های ماسه‌ای}$$

از این آزمایش E اولیه‌ی خاک (که در حقیقت Constrained Modulus است) تعیین می‌شود. همان‌طور که در نمودار (2-2) نمایان است رفتار خاک خطی نیست.

#### 4) آزمایش نفوذ مخروط (CPT):

مزیت اصلی آزمایش نفوذ مخروط بر آزمایش نفوذ استاندارد آن است که این آزمایش برخلاف آزمایش نفوذ استاندارد یک آزمایش ناپیوسته نیست بلکه یک نمودار (لوگ) پیوسته از وضعیت لایه‌های خاک تحت‌الارضی را به دست می‌دهد. در این آزمایش اساساً یک مخروط و بدنه آن در خاک فرو برده می‌شود و میزان مقاومت خاک در مقابل فرورفتن سر مخروط و بدنه آن اندازه‌گیری و ثبت می‌شود.

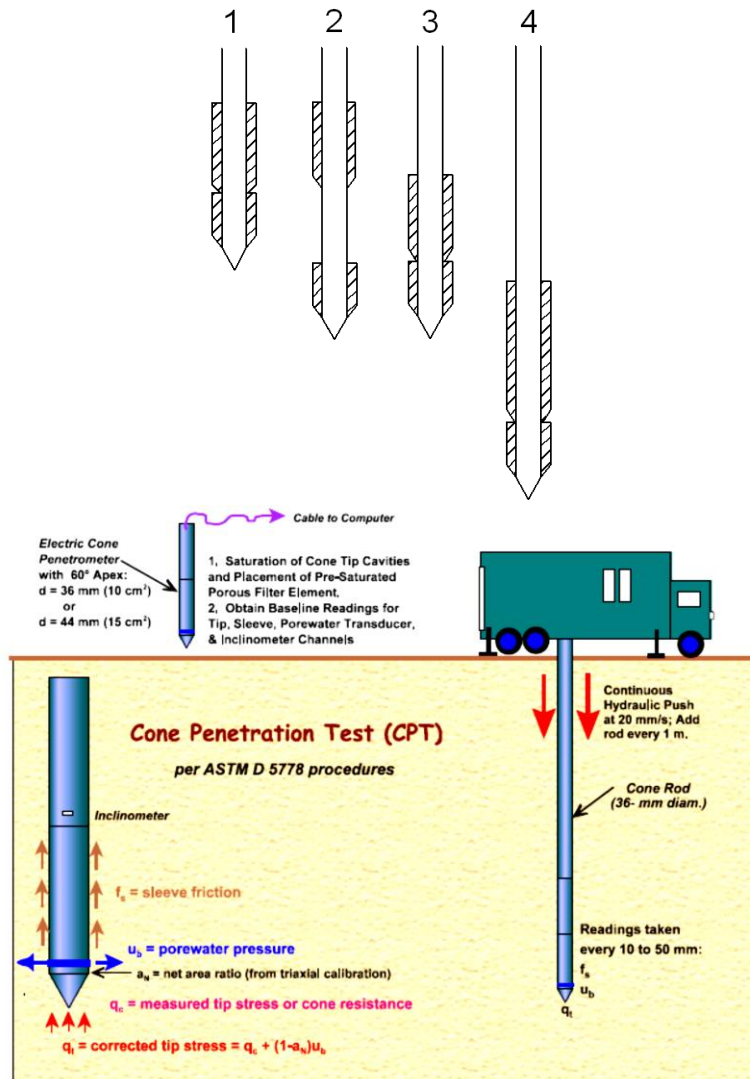
CPT ها به دو دسته مکانیکی و الکتریکی تقسیم بندی می‌شوند. CPT های مکانیکی که به آنها مخروط هلندی (Dutch Cone) نیز گفته می‌شود مقاومت خاک در مقابل فرورفتن سر مخروط و بدنه آن را جداگانه اندازه‌گیری می‌کنند. معمول این است که ابتدا مقاومت نوک مخروط را به تنهایی و سپس مقاومت فرورفتن بدنه را به همراه نوک اندازه‌گیری می‌نمایند. مقاومت اصطکاکی نیز به آسانی با کم کردن مقاومت نوک از مجموع "مقاومت نوک + مقاومت اصطکاک بدنه" قابل محاسبه می‌باشد.

مراحل کار به صورت شماتیک در شکل (2-8) نشان داده شده است.

در CPT های الکتریکی با استفاده از سنسورهای مستقل در نوک مخروط و بدنه آن، این دو مقاومت را به طور همزمان ثبت می‌نمایند. مقاومت نوک مخروط ( $q_c$ ) شاخصی از مقاومت خاک در آن عمق است. اگر خاک اشباع باشد مقاومت نوک مخروط ( $q_c$ ) مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک ( $q_{cv}$ ) را نشان می‌دهد. چون در هنگام نفوذ مخروط با سرعت  $2 \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$  فرصت کافی برای خاک جهت زهکشی شدن وجود ندارد.

در نمودارهای مقاومت نوک مخروط بر اساس عمق و یا ضریب اصطکاک بر اساس عمق، افت درجا و پلکانی شدن نمودار نشان دهنده ی تغییر نوع خاک می‌باشد (نمودار (2-3-a)) و در نمودار مقاومت نوک مخروط بر اساس ضریب اصطکاک نیز تغییرات نوع خاک قابل مشاهده می‌باشد (نمودار (2-3-b)).

مراحل انجام آزمایش مخروط هلندی (Dutch cone) در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (2-8): مراحل آزمایش مخروط هلندی (بالا) و شماتیک مراحل انجام آزمایش CPT (پایین)

نتایج حاصل را معمولاً به صورت تغییرات مقاومت نوک ( $q_c$ ) در عمق و همچنین تغییرات ضریب اصطکاک ( $F_R$ ) در عمق نشان می‌دهند. ضریب اصطکاک  $F_R$  به صورت زیر بدست می‌آید.

$$F_R = \frac{\text{friction resistance}}{\text{cone resistance}} = \frac{q_{total} - q_c}{q_c} = \frac{q_f}{q_c}$$

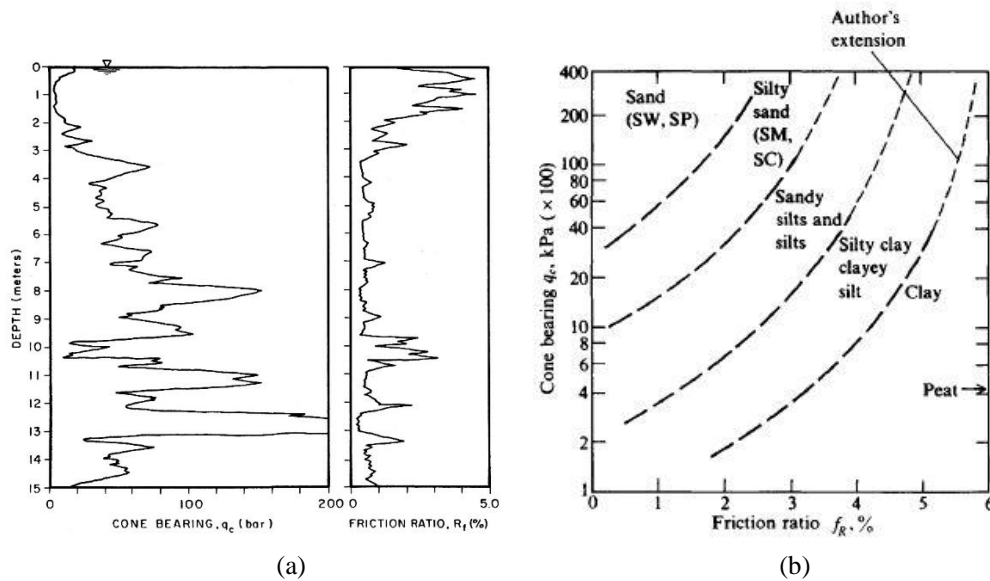
از اطلاعات بدست آمده از آزمایش CPT جهت تعیین نوع خاک می‌توان استفاده کرد. همچنین برخی از مشخصات خاک، مانند زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  برای خاک های ماسه ای و مقاومت برشی زهکشی شده  $S_u$  برای خاک های رسی ، براساس نتایج آزمایش CPT قابل تخمین است.

جدول (2-5): رابطه زاویه اصطکاک داخلی خاک با مقاومت نوک مخروط

$q_c$ (MPa)	<5	5-10	10-15	15-20	>20
$\phi$	<30	30-32	32-35	35-38	>38

$$S_U = \frac{1}{N_k} (q_c - \sigma_v) \approx \frac{1}{20} (q_c - \sigma_v)$$

$\sigma_v$  فشار کل خاک در تراز آزمایش (جایی که  $q_c$  اندازه گرفته شده) است.



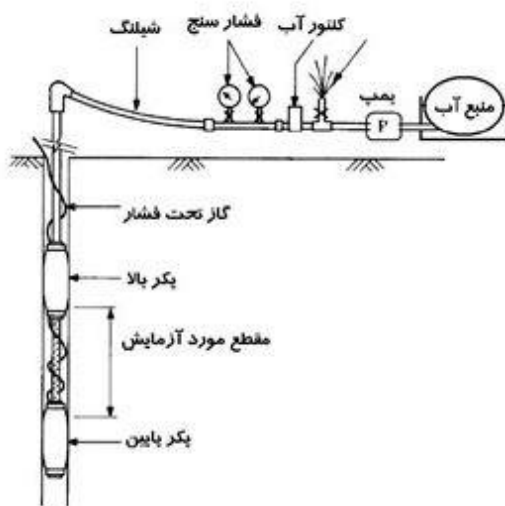
نمودار (2-3): (a): تغییرات  $q_c$  و FR بر حسب عمق (b): نمودار  $q_c$  - FR

نوعی از CPT وجود دارد که در نوک و یا بدنه آن سنگ متخلخلی تعبیه شده و از آن طریق فشار آب منفذی نیز اندازه‌گیری می‌شود. به این دستگاه CPTU می‌گویند. برخی از CPTها قابلیت ارسال امواج را دارند که با ثبت انعکاس امواج می‌توان سرعت حرکت موج برشی و از آنجا نوع خاک را به دست آورد. به این دستگاه‌ها SCPT می‌گویند. برخی از CPTهای جدید قابلیت نمونه‌گیری از خاک را نیز دارند.

نوع دیگری از آزمایش نفوذ مخروط، آزمایش CPT دینامیکی است که در آن نوک مخروط با ضربات چکش به داخل خاک فرو برده می‌شود. این آزمایش در مقایسه با آزمایش CPT استاندارد کاربرد کمتری دارد.

## 5- آزمایش های صحرائی نفوذ پذیری خاک و سنگ:

- آزمایش لوژان  
با این آزمایش در داخل گمانه حفر شده در سنگ می توان میزان آبخوری یا نفوذ پذیری سنگ را اندازه گرفت. در این آزمایش آب در 7 مرحله با فشار 2/5 تا 10 اتمسفر به داخل گمانه تزریق می شود و میزان آب نفوذ کرده به سنگ در هر مرحله اندازه گیری می شود. تزریق با استفاده از Packer در طول مشخصی از گمانه انجام می شود. سپس با استفاده از رابطه  $L_u = \frac{10Q}{P_e L}$  میزان نفوذ پذیری بر حسب عدد لوژان  $L_u$  بدست می آید. در این رابطه، Q میزان آب جذب شده توسط سنگ بر حسب lit/min، L طولی از گمانه که آزمایش در آن انجام می شود بر حسب متر،  $P_e$  فشار موثر تزریق آب در وسط طول گمانه تزریق است.
- آزمایش لوفران  
این آزمایش در خاک های آبرفتی میزان نفوذ پذیری را اندازه گیری می کند به این شکل که ابتدا در محل مورد نظر گمانه ای حفر شده و داخل گمانه پر از آب میشود و تغییرات تراز آب در داخل گمانه در طول زمان مشخصی اندازه گیری می شود. در این آزمایش تزریق آب تحت فشار صورت نمی گیرد و روش کار مشابه آزمایش هد ثابت یا هد افتان در آزمایشگاه مکانیک خاک است. با انجام این آزمایش ضریب نفوذ پذیری خاک در عمق مورد آزمایش بر حسب متر بر ثانیه یا سانتیمتر بر ثانیه محاسبه می شود.



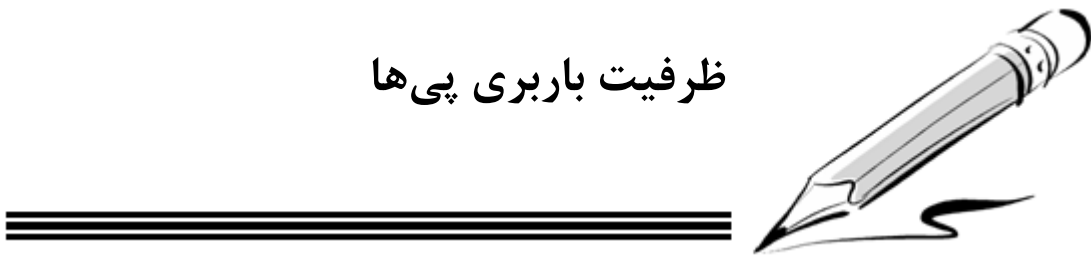
شکل (2-9): نحوه ی انجام آزمایش لوژان

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- [1] Geotechnical Engineering Investigation Manual, Hunt R.E., 1984, McGraw-Hill.
- [2] Foundation Engineering Handbook, Fang H.Y., 1991, Chapman & Hall.
- [3] Geology and Engineering, Leggett R.F., 1962, McGraw-Hill.
- [4] Site Investigation, Clayton et al., 1982, Halstead.

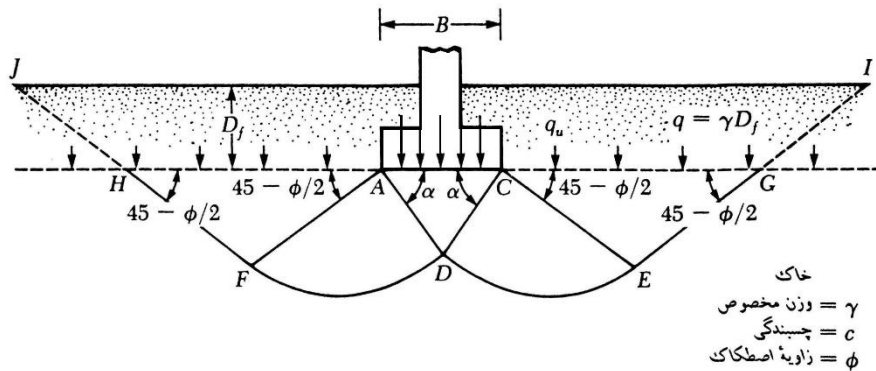
## فصل سوم

## ظرفیت باربری پی ها



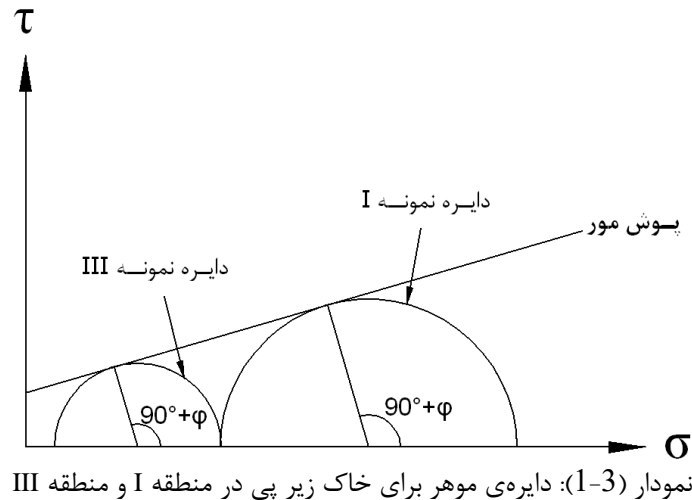
## مقدمه:

یک پی باید قادر باشد که بارهای وارده از طرف هر سازه مهندسی را بدون آن که شکست برشی در خاک رخ دهد، به خاک منتقل نماید. همچنین نشست‌های ایجاد شده در سیستم پی باید برای سازه قابل تحمل باشد. در این فصل در مورد ظرفیت باربری نهایی خاک ( $q_{ult}$ ) گفتگو خواهد شد. در بیشتر موارد، ابعاد پی بر اساس ظرفیت باربری مجاز خاک که بر اساس  $q_{ult}$  تعیین می‌شود محاسبه می‌گردد. در برخی موارد، معیار نشست است که ابعاد پی را تعیین می‌نماید.



شکل (3-1): مکانیسم گسیختگی کلی خاک زیر پی





وضعیت عمومی گسیختگی خاک در زیر پی به صورت نشان داده شده در نمودار (1-3) است، آزمایشات انجام شده نیز صحت این مکانیسم را نشان داده‌اند. قسمت‌های I و III دو مثلث متساوی الساقین با زوایای  $45 + \frac{\phi}{2}$  و  $45 - \frac{\phi}{2}$  هستند، قسمت II وصل کننده‌ی قسمت‌های I و III به هم می‌باشد. منحنی تحتانی قسمت II در خاک‌های رسی اشباع، دایره و در سایر خاک‌ها نزدیک به پیچ لگاریتمی است.

نخستین بار Terzaghi معادله‌ی ظرفیت باربری یک پی نواری نامحدود را که Prandtl در حدود سال 1920 براساس تئوری پلاستیسیته ارائه کرده بود، اصلاح کرد. بعدها میرهوف (Meyerhof) و هانسن (Hansen) و وسیک (Vesic) فرمول‌هایی در همین روال ارائه کردند. گرچه فرمول‌های پیشنهادی Terzaghi هنوز به طور وسیعی مورد استفاده قرار می‌گیرند، ولی بیش از حد محافظه‌کارانه بودن آن از یک طرف و قابلیت بیشتر روش‌های میرهوف و هانسن در اعمال اثراتی نظیر خارج از محور بودن بار، شیب زمین، شکل پی و... از طرف دیگر باعث شده است که امروزه سایر روش‌ها بیشتر مورد استفاده قرار گیرد.

### تعیین ظرفیت باربری به روش Terzaghi:

Terzaghi روابط زیر را برای ظرفیت باربری انواع پی‌ها ارائه نموده است:

$$q_{ult} = CN_c + \bar{q}N_q + \overbrace{0.5\gamma BN_\gamma}^{\text{width}}$$

$$q_{ult} = 1.3CN_c + \bar{q}N_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{پی مربعی}$$

$$q_{ult} = 1.3CN_c + \bar{q}N_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{پی دایره‌ای}$$

$\bar{q}$  تنش قائم در زیر سطح پی می باشد

ضرایب  $N$  از فرمول‌های زیر بدست می‌آیند:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \frac{\phi}{2})} \quad a = e^{(0.75\pi - \frac{\phi}{2}) \tan \phi}$$

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

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

$K_{p\gamma}$  از جدول (1-3) قابل استخراج می‌باشد.

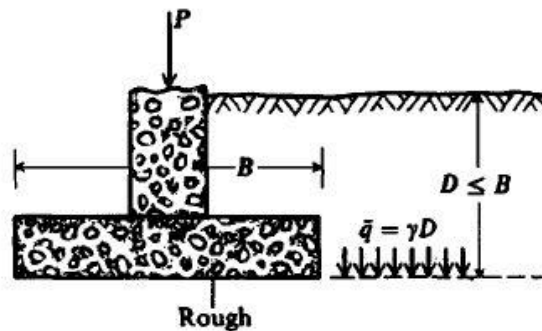
جدول (1-3): مقادیر  $K_{p\gamma}$  بر حسب  $\phi$ 

$\phi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

به جای محاسبه ضرایب  $N$  از فرمول های فوق، می توان از منحنی ها و یا جداول\* که سهولت بیشتری دارند استفاده کرد.

ضرایب  $N$  فوق با این فرض ارائه شده اند که گسیختگی کلی (General Failure) در خاک زیر پی اتفاق بیفتد. در صورتی که گسیختگی جزئی (Partial Failure) یا گسیختگی از نوع سوراخ شدگی (Punching Failure) موردنظر باشد آنگاه ضرایب  $N$  باید اصلاح شود.

لازم به ذکر است در روش Terzaghi هیچگونه پیش بینی جهت کاهش ظرفیت باربری خاک در اثر مایل بودن بار وارد بر پی یا شیب دار بودن زمین و نظایر آن انجام نشده است.



شکل (2-3): علائم استفاده شده در فرمول های ظرفیت باربری

#### تعیین ظرفیت باربری به روش میرهوف (Meyerhof):

در این روش تفکیکی بین ظرفیت باربری پی در زیر بارهای قائم و در زیر بارهای مایل به عمل آمده است.

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c + \bar{q} N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad \text{برای بارهای قائم}$$

$$q_{ult} = CN_c i_c d_c + \bar{q} N_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad \text{برای بارهای مایل}$$

ضرایب  $N$  از فرمول های زیر بدست می آیند (و یا از جداول تعیین می گردند):

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

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

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

سایر ضرائب به شرح زیرند:

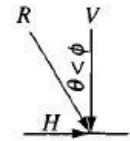
\* نمونه ای از این جداول و نمودارها در پیوست آمده است و در کتاب های مرجع نیز موجود می باشد.

جدول (2-3): ضرایب شکل، عمق و مایل بودن بار در فرمول میرهوف

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any $\phi$
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any $\phi$
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any $\phi$
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$

Where  $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$  as in Fig. 4-2

$\theta$  = angle of resultant  $R$  measured from vertical without a sign; if  $\theta = 0$  all  $i_i = 1.0$ .



در روابط فوق  $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$  و  $\theta$  زاویه ی نیروهای وارد بر پی نسبت به امتداد قائم می باشد.

در صورتی که  $\phi$  به دست آمده براساس آزمایش سه محوری است می توان  $\phi_{PS}$  را بصورت زیر محاسبه نموده و در

فرمول ها بکار برد:

$$\phi_{PS} = (1.1 - 0.1 \frac{B}{L}) \phi_{tr}$$

در حالت کلی، بارگذاری روی پی های دایره ای و مربعی شکل، بیشتر به حالت آزمایش سه محوری نزدیک است.

تعدیل  $\phi_{tr}$  به  $\phi_{PS}$  تنها در پی های مستطیلی با نسبت طول به عرض  $\frac{L}{B} > 2$  پیشنهاد می شود.

نکته: باید توجه داشت که ضرایب شکل (S) shape factor و ضرایب مایل بودن بار (i) inclination factor توأمأً به کار برده نمی شوند.

#### تعیین ظرفیت باربری به روش هانسن (Hansen):

در این روش روابط ارائه شده برای ظرفیت باربری به صورت زیر هستند:

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

ظرفیت باربری خاک های رسی اشباع در حالت زهکشی نشده از رابطه ی زیر به دست می آید:

$$q_{ult} = 5.14 S_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$$

ضرایب  $N$  در این روش از فرمول های زیر محاسبه می شوند:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

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

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

$$\phi_{PS} = 1.1 \phi_{tr}$$

Nها را می توان از جداول پیوست نیز به دست آورد.

S ها ضرایب شکل ، d ها ضرایب عمق ، i ها ضرایب مایل بودن بار وارد بر پی نسبت به راستای قائم ، g ها ضرایب شیب زمینی که پی بر روی آن قرار گرفته می باشد (اگر زمین افقی باشد تمامی g ها 1.0 قرار داده می شوند) ، b ها ضرایب مایل بودن خود پی نسبت به راستای افقی می باشد. این ضرایب در ادامه توضیح داده می شوند.

### تعیین ظرفیت باربری به روش Vesic :

در این روش از همان معادلات هانسن استفاده میشود ولی ضرایب زیر مورد استفاده قرار میگیرد:

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

Nها را می توان از جداول پیوست نیز به دست آورد. سایر ضرایب در ادامه توضیح داده می شوند.

### پی تحت اثر بار مایل :

بارهای مایل زمانی ایجاد می شوند که شالوده به صورت همزمان تحت اثر بارهای قائم V و بارهای افقی H<sub>i</sub> قرار گیرد. بار افقی ممکن است در جهت طول پی یا در جهت عرض پی یا هر دو وارد شود. ضرایب مایل بودن بار Hansen در جدول (3-4) با توان  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  بدست می آیند. Bowles پیشنهاد کرده است که برای  $\alpha_1$  از 2 تا 3 و برای  $\alpha_2$  از 3 تا 4 استفاده شود. اما به نظر Vesic  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  باید تا حدودی به نسبت طول و عرض پی وابسته باشند و رابطه ای را برای این توان ها در نظر گرفته که در جدول (3-5) مشخص است.

در حالت کلی بارگذاری مایل ، مولفه های افقی موازی با هر بعد پی وجود دارد که به شکل زیر تعریف می شود.  
 $H = H_B$  موازی با بعد B پی (زمانی که  $H_B$  صفر باشد تمامی  $i_{c,B}$  و  $i_{q,B}$  و  $i_{\gamma,B}$  همگی یک هستند).  
 $H = H_L$  موازی با بعد L پی (زمانی که  $H_L$  صفر باشد تمامی  $i_{c,L}$  و  $i_{q,L}$  و  $i_{\gamma,L}$  همگی یک هستند).  
 با استفاده از مقدار  $H_i$  و جدول 3-4 ضرایب میل بار Hansen را بدست می آوریم سپس با استفاده از ضرایب میل بدست آمده ضرایب شکل Hansen را به صورت زیر محاسبه می شود.

$$\begin{aligned} s'_{c,B} &= 0.2Bi_{c,B}/L & s'_{c,L} &= 0.2Li_{c,L}/B & (\phi = 0 \text{ case}) \\ s_{c,B} &= 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'i_{c,B}}{L'} & s_{c,L} &= 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L'i_{c,L}}{B'} \\ s_{q,B} &= 1 + \sin \phi \cdot B'i_{q,B}/L' & s_{q,L} &= 1 + \sin \phi \cdot L'i_{q,L}/B' \end{aligned}$$

سپس کوچک ترین مقدار دو رابطه زیر به عنوان ظرفیت باربری پی در نظر گرفته می شود.

$$q_{ult} = CN_C S_{C,B} d_{C,B} i_{C,B} g_C b_C + \bar{q} N_q S_{q,B} d_{q,B} i_{q,B} g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_{\gamma,B} d_{\gamma,B} i_{\gamma,B} g_\gamma b_\gamma$$

$$q_{ult} = CN_C S_{C,L} d_{C,L} i_{C,L} g_C b_C + \bar{q} N_q S_{q,L} d_{q,L} i_{q,L} g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_{\gamma,L} d_{\gamma,L} i_{\gamma,L} g_\gamma b_\gamma$$

در معادله Vesic برای ظرفیت باربری در حالت بارهای مایل، جهت بار افقی (H<sub>L</sub> و H<sub>B</sub>) در محاسبه ی توان های m برای ضرایب مایل بودن بار در نظر گرفته می شود و از ضرایب i در محاسبه S استفاده نمی شود.

جدول (3-3): ضرایب شکل و عمق برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری Hansen و Vesic (زمانی که φ=0 است از c' و s' تنها برای معادلات Hansen استفاده کنید) اندیس های H و V به ترتیب نشانگر روشهای Hansen و Vesic می باشد.

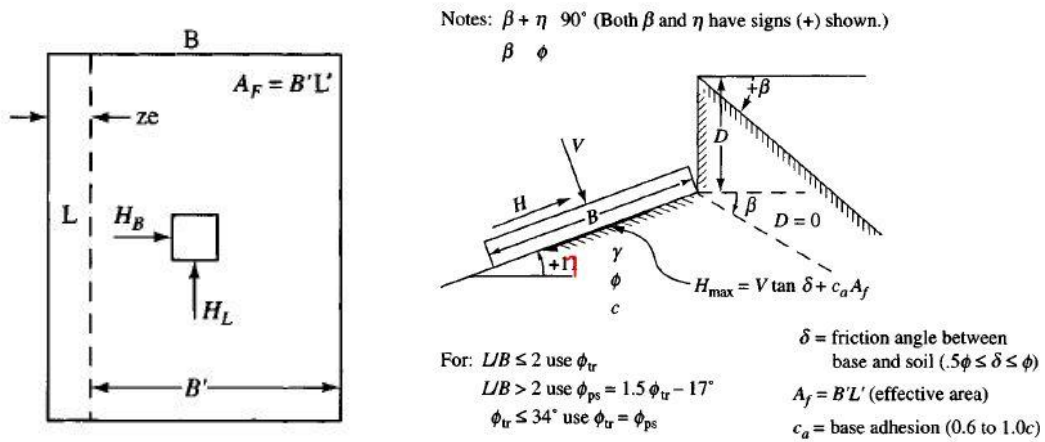
ضرایب عمق	ضرایب شکل
$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B$ برای $D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ برای $D/B > 1$ برحسب رادیان	$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$ $s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ $s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ برای نواری $s_c = 1.0$
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ در بالا تعریف شد	$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$ برای تمامی $\phi$ ها
$d_\gamma = 1.00$ برای تمامی $\phi$ ها	$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$

ابعاد موثر پی B' و L' فقط برای ضرایب شکل هانسن استفاده می شود.

جدول (3-4): ضرایب مایل بودن بار و ضرایب شیب دار بودن زمین و خود پی برای معادلات Hansen

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

$C_a$  برابر 0.6 تا 1 برابر چسبندگی خاک زیر پی در نظر گرفته می شود.  $D$  عمق قرارگیری پی نسبت به سطح زمین، و  $A_f$  سطح موثر پلان پی میباشد. سایر پارامتر همانند  $\eta$  و  $\beta$  در شکل زیر مشخص می باشند.



شکل (3-3): نمایش پارامترها در روابط Vesic و Hansen

جدول (3-5): شیب دار بودن زمین و خود پی برای معادلات Vesic

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q, \text{ and } m \text{ defined below}$	$i_q \text{ defined with } i_c$
$i_q = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
<b>Base factors (tilted base)</b>	
$i_\gamma = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

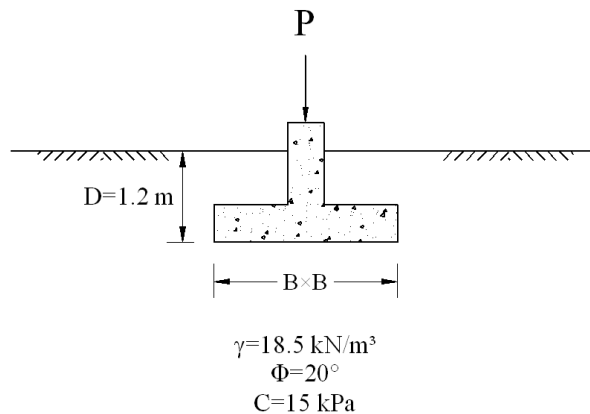
- When  $\phi = 0$  (and  $\beta \neq 0$ ) use  $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$  in  $N_\gamma$  term.
- Compute  $m = m_B$  when  $H_i = H_B$  ( $H$  parallel to  $B$ ) and  $m = m_L$  when  $H_i = H_L$  ( $H$  parallel to  $L$ ). If you have both  $H_B$  and  $H_L$  use  $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$ . Note use of  $B$  and  $L$ , not  $B', L'$ .

**نکات کلی در مورد معادلات ظرفیت باربری:**

در مورد معادلات ظرفیت باربری می توان نکات کلی زیر بیان کرد:

1. عبارت مربوط به چسبندگی ( $C.N_c$ ) در خاک های چسبنده مهمترین نقش را دارد.
2. عبارت مربوط به عمق ( $qN_q$ ) در خاک های دانه ای مهمترین نقش را دارد.
3. عبارت مربوط به عرض پی ( $0.5\gamma BN_\gamma$ ) در هر دو نوع خاک چسبنده و دانه ای باعث افزایش نسبی ظرفیت باربری می شود، ولی در حالتی که B کمتر از 3 متر باشد میزان این افزایش چندان قابل توجه نیست.
4. قرار دادن پی روی سطح زمین در خاک های دانه ای (غیر چسبنده) توصیه نمی شود.
5. قرار دادن پی روی خاک دانه ای سست که  $D_r$  آن کمتر از 0/45 باشد صلاح نیست و توصیه می شود که در این قبیل موارد قبلاً بستر را تا رسیدن به  $D_r$  حداقل 0/75 متر اکم کرد.
6. برای اینکه بتوانیم بار بیشتری به خاک وارد کنیم بهتر است هیجگاه پی را روی سطح زمین نسازیم. به عبارت دیگر برای ساخت پی همواره باید پی کنی انجام شود و پی در کف گود ساخته شود.

**مثال 3-1:** ظرفیت باربری مجاز خاک را در زیر پی زیر با روش Terzaghi بدست آورید. ضریب اطمینان را 3 در نظر بگیرید. اگر اطلاعات داده شده بر مبنای یک سری آزمایش سه محوری UU بدست آمده باشد آیا این خاک اشباع است؟



شکل (3-4): شکل مثال 3-1

حل:

خاک اشباع نیست چون آزمایش UU در خاک چسبنده با  $C=15 \text{ kPa}$  انجام شده ولی  $\phi \neq 0$  بدست آمده است.

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \frac{180}{2}) \tan 20^\circ}}{2 \cos^2(45 + \frac{20}{2})} = 7.4$$

$$N_c = (7.4 - 1) \cot 20 = 17.6$$

$$N_\gamma = \frac{\tan 20}{2} \left( \frac{25}{\cos^2 20} - 1 \right) = 4.97$$

$$q_{ult} = (1.3 \times 15 \text{ kPa} \times 17.6) + (1.2 \text{ m} \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 7.4) + (0.4 \times 18.5 \times B \times 4.97)$$

$$q_{ult} = 507.48 + 36.78B$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{3} = 169.16 + 12.2B$$

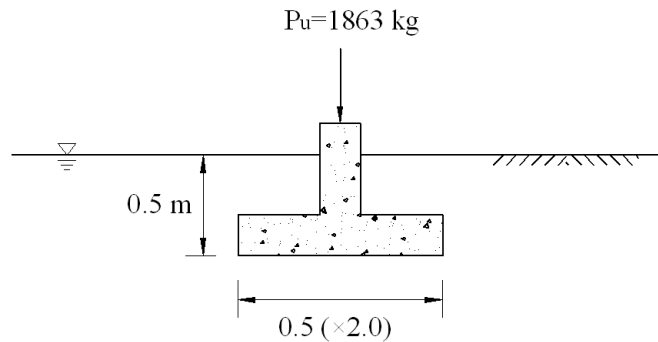
دیده می شود که هرچه عرض پی بیشتر باشد ظرفیت باربری کمی افزایش می یابد برای مثال اگر

$$B = 2.4 \text{ m} \longrightarrow q_a = 198.4 \text{ kPa} \approx 20 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

**مثال 2-3:** ظرفیت باربری نهایی خاک را در زیر پی زیر با سه روش ترازقی، میرهوف وهانسن بدست آورده و نتایج را با مقادیر اندازه گیری شده مقایسه کنید.

$$P_{ult} = 1863 \text{ kN}$$

$$q_{ult} = \frac{1863}{0.5 \times 2} = 1863 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



$$\phi_{tr} = 42.7^\circ$$

$$C = 0$$

$$\gamma = 19.31 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{ب}} = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

شکل (3-5): شکل مثال 2-3

حل:

1- روش Terzaghi:

$$q_{ult} = CN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \frac{42.7 \times \pi}{2 \times 180}) \cdot \tan 42.7}}{2 \cos^2(45 + \frac{42.7}{2})} = \frac{38.896}{0.322} = 120.77$$

$$N_c = (N_q - a) \cot \phi = (120.7 - 1) \cot 42.7 = 129.8$$

$$N_\gamma = \frac{\tan 42.7}{2} \left( \frac{225.7}{\cos^2 42.7} - 1 \right) = 192.3$$

$$\rightarrow q_{ult.} = 0 + (0.5 \times 9.31 \times 120.77) + (0.5 \times 9.31 \times 0.5 \times 192.3) = 562.2 + 447.5 = 1009.7$$

دقت شود که به علت اشباع بودن خاک زیر پی از  $\gamma'$  باید استفاده کنیم.



2- روش میرهوف:

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c + \bar{q} N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$\phi_{PS} = (1.1 - 0.1 \frac{0.5}{2.0}) 42.7^\circ = 46^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_q = 157 \\ N_c = 150.7 \\ N_\gamma = 325.6 \end{cases}$$

$$k_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45 + \frac{46}{2}) = 6.12$$

$$\begin{cases} S_c = 1 + 0.2 \times 6.12 \frac{0.5}{2} = 1.3 \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \times 6.12 \times \frac{0.5}{2} = 1.15 \end{cases} \quad \begin{cases} d_c = 1 + 0.2 \sqrt{6.12} \frac{0.5}{0.5} = 1.5 \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{6.12} \frac{0.5}{0.5} = 1.25 \end{cases}$$

$$q_{ult} = 0 + 0.5 \times 9.31 \times 157 \times 1.15 \times 1.25 + 0.5 \times 9.31 \times 0.5 \times 325.6 \times 1.15 \times 1.25$$

$$q_{ult} = 2140 \text{ kN/m}^2$$

3- روش هانسن:

$$q_{ult} = 0 + \bar{q} N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$\phi_{PS} = 1.1 \phi_{tr} = 1.1 \times 42.7^\circ = 47^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_q = 187 \\ N_\gamma = 299 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_q = 1 + \sin \phi \frac{B}{L} = 1.27 \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{B}{L} = 0.9 \end{cases} \quad \begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} = 1.15 \\ d_\gamma = 0.1 \end{cases}$$

بقیهی ضرایب مساوی واحد هستند.

$$q_{ult} = 0.5 \times 9.31 \times 187 \times 1.27 \times 1.15 + 0.5 \times 9.31 \times 0.5 \times 299 \times 0.9 \times 1 = 1897 \text{ kN/m}^2$$

با مقایسهی نتایج سه روش با مقدار اندازه‌گیری شده، ملاحظه می‌شود که در این مسئله جواب روش هانسن نزدیک‌تر

به واقعیت است. به هر حال از هر روشی که استفاده شود، مبنای طراحی پی  $\frac{q_{ult.}}{F.S.}$  خواهد بود که اگر ضریب اطمینان

(F.S.) 2 یا 3 در نظر گرفته شود q مجاز به دست آمده با تنش واقعی که باعث گسیختگی خاک زیر پی می‌شود فاصله‌ی کافی خواهد داشت.

$$q_{ult} = \begin{cases} 1009.7 \\ 2140 \\ 1897 \end{cases} \longleftrightarrow 1863 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

## محاسبه ظرفیت باربری خاک زیر پی در حالت زهکشی نشده:

در حالتی که خاک زیر پی هنگام بارگذاری رفتار زهکشی نشده (Undrained) از خود نشان دهد (یعنی خاک اشباع در زیر پی، بعد از ساخته شدن سازه هنوز تحکیم نشده باشد)، زاویه اصطکاک داخلی خاک بروز نکرده و  $\phi_U = 0$  خواهد بود. در این حالت خاص، ضرایب ظرفیت باربری خاک به صورت زیر است:

$$N_\gamma = 0.0 \quad , \quad N_q = 1.0 \quad , \quad N_c = 5.7 \quad \text{روش ترزاقی:}$$

$$N_\gamma = 0.0 \quad , \quad N_q = 1.0 \quad , \quad N_c = 5.14 \quad \text{سایر روش‌ها:}$$

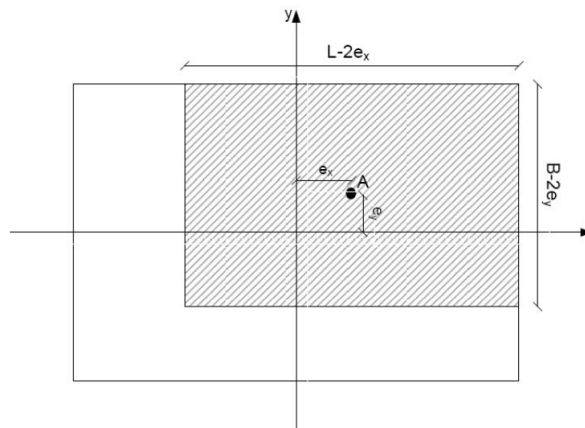
## ظرفیت باربری پی‌ها با بار خارج از مرکز:

ممکن است بار وارده بر روی پی خارج از مرکز باشد و یا ستون علاوه بر بار محوری، لنگر نیز حول محور x یا y داشته باشد. در اینصورت ابعاد مؤثر پی به صورت زیر خواهد بود:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

و سطح مؤثر پی  $A' = B' \cdot L'$  در نظر گرفته می‌شود. سطح مؤثر، یعنی سطحی که محل وارد آمدن بار خارج از محور در مرکز آن قرار دارد.



شکل (3-6): بار برون محور روی یک پی مستطیلی

برای این نوع پی‌ها، در محاسبه‌ی ظرفیت باربری در معادلات میرهوف وهانسن باید در عبارت  $0.5\gamma BN_\gamma$  به جای B از  $B'$  استفاده کرد. همچنین در محاسبات ضرایب شکل (Shape factors) نیز باید از  $B'$  استفاده شود.  $q_{ult}$  به دست آمده باید در سطح  $A'$  ضرب شود تا بار نهایی  $P_{ult}$  به دست آید.

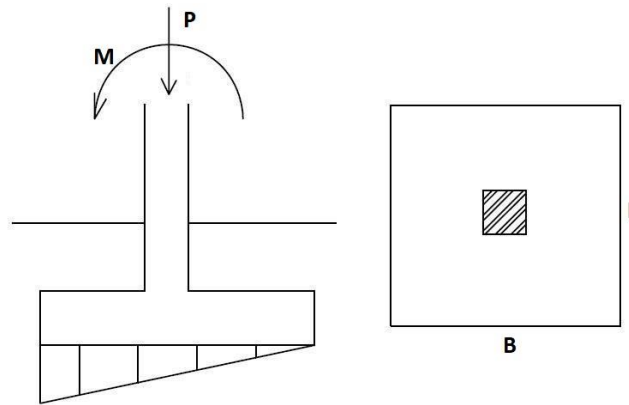
$$P_{ult.} = q_{ult.} \cdot A'$$

روش دیگری که توسط میرهوف پیشنهاد شده استفاده از ضریب اصلاحی  $R_e$  می‌باشد. در این روش ابتدا  $q_{ult}$  برای بار محوری مشابه یکی از روش‌های اصلی بدست می‌آید. سپس نتیجه، در ضریب کاهش دهنده‌ای مانند  $R_e$  ضرب می‌شود.

$$q_{ult.} = q_{ult.} \cdot R_e$$

$$\begin{cases} R_e = 1 - 2\left(\frac{e}{B}\right) & \text{برای خاک‌های چسبنده} \\ R_e = 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{1/2} & \text{برای خاک‌های دانه‌ای} \quad (0 < \frac{e}{B} < 0.3) \end{cases}$$

$\frac{e}{B}$  ندرتاً از 0/2 بیشتر می‌شود چون در تعیین ابعاد پی سعی بر آن است که بار از هسته‌ی مرکزی پی خارج نشود.



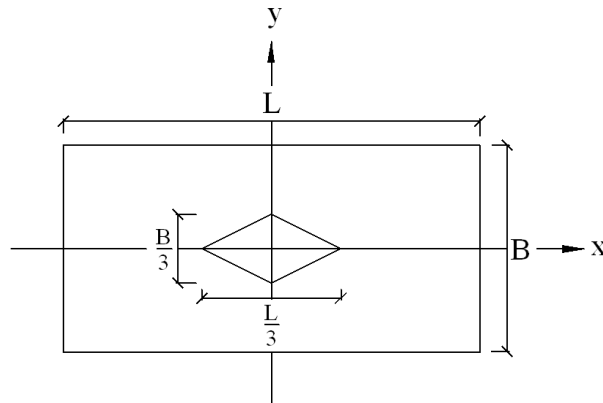
شکل (7-3): پی منفرد همراه با بار محوری و لنگر در حالت حدی که تنش فشاری وارد بر پی توسط خاک زیر پی، در سمت مورد کشش در اثر وجود لنگر، صفر شود

خاک توانایی تحمل کشش ندارد و نباید قسمتی از پی از روی خاک بلند شود بنابراین طبق شکل (7-3) برای پلان پی که تحت نیروی محوری و لنگر می باشد، داریم: (محور x موازی B و محور y موازی L می باشد)

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \rightarrow \text{at } x = \frac{B}{2} \rightarrow q = \frac{P}{LB} - \frac{M \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} L B^3} \text{ and } M = P e_y \Rightarrow q = \frac{P}{LB} \left( 1 - \frac{6e_y}{B} \right) \geq 0$$

$$\Rightarrow e_y \leq \frac{B}{6}$$

برای لنگر حول محور x و برون محوری در راستای طولی پی نیز به همین ترتیب همین معادله حاصل می شود.



پلان پی

شکل (8-3): محدوده‌ی هسته‌ی مرکزی پی در پلان

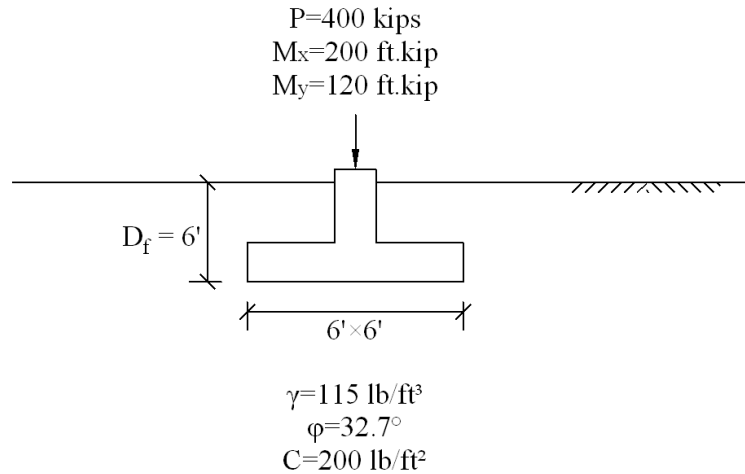
$$e_y \leq \frac{B}{6} \longrightarrow \frac{e_y}{B} \leq 0.16$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \longrightarrow \frac{e_x}{L} \leq 0.16$$

اگر خارج از محوری در دو جهت x و y به صورت همزمان وجود داشته باشد، در آن صورت اعمال دو ضریب اصلاحی  $R_e$  لازم است.

$$q_{ult.} = q_{ult.} \cdot R_{ex} \cdot R_{ey}$$

**مثال 3-3:** اگر ضریب اطمینان را 3 در نظر بگیریم ظرفیت باربری مجاز خاک زیر پی چقدر است؟ از روش هانسن استفاده شود.



شکل (9-3): شکل مثال 3-3

حل:

در این مسأله از سیستم آحاد انگلیسی استفاده می شود.

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{120}{400} = 0.3 \quad \longrightarrow \quad \frac{e_x}{L} = 0.05$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{200}{400} = 0.5 \quad \longrightarrow \quad \frac{e_y}{B} = 0.08$$

$$\begin{cases} L' = 6 - 2 \times 0.3 = 5.4 \text{ ft} \\ B' = 6 - 2 \times 0.5 = 5.0 \text{ ft} \end{cases}$$

لازم به ذکر است که  $L'$  و  $B'$  فقط برای محاسبه ضرایب شکل (Shape Factor) به کار برده می شوند.

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan 32.7} \tan^2 \left( 45 + \frac{32.7}{2} \right) = 25 \\ N_c = (25 - 1) \cot 32.7 = 37 \\ N_\gamma = 1.5(25 - 1) \tan 32.7 = 23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_c = 1 + N_q \frac{B'}{N_c L'} = 1 + \frac{25 \times 5}{37 \times 5.4} = 1.62 \\ S_q = 1 + \tan \phi \frac{B'}{L'} = 1 + \tan 32.7 \frac{5}{5.4} = 1.6 \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4 \times \frac{5}{5.4} = 0.63 \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} = 1 + 0.4 \frac{6}{6} = 1.4 \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} = 1.27 \\ d_\gamma = 1.00 \end{cases}$$

بار مایل نیست  $\longrightarrow i = 1$

پی در کنار شیب نیست  $\longrightarrow g = 1$

بستر پی افقی است  $\longrightarrow b = 1$

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c + \bar{q} N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$q_{ult} = 200 \times 37 \times 1.62 \times 1.4 + 6 \times 115 \times 25 \times 1.6 \times 1.27 + 0.5 \times 115 \times 5 \times 23 \times 0.63 \times 1$$

$$q_{ult} = 16783.2 + 35052 + 4165.9$$

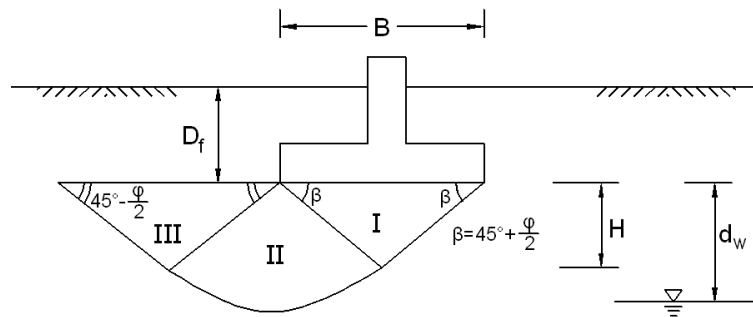
$$q_{ult} = 56000 \text{ lb/ft}^2 = 56 \text{ kip/ft}^2$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{\text{F.S.}} = \frac{56}{3} = 18.67 \text{ kip/ft}^2$$

$$P_a = 18.67 \times 5 \times 5.4 = 504 \text{ kips} > 400 \text{ kip} \longrightarrow \text{O.K.}$$

تأثیر سطح سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری:

هنگامی که سطح سفره آب زیرزمینی پائین تر از ناحیه I در شکل زیر، یعنی پائین تر از عمق  $0.5B \tan(45 + \frac{\phi}{2})$  قرار دارد (یا از این حد بالاتر نمی آید) می توان از اثر سطح سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری پی صرف نظر کرد.



شکل (10-3): گسیختگی خاک زیر پی تحت اثر آب زیرزمینی

اگر آب بالاتر از این حد قرار گیرد در جمله ی  $0.5 \gamma B N_\gamma$  باید از  $\gamma_e$  (وزن مخصوص مؤثر خاک) استفاده کرد. برای محاسبه  $\gamma_e$  می توان از فرمول زیر استفاده کرد:

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

که در این رابطه:

$$H = 0.5B \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

$d_w$ : فاصله ی سطح سفره ی آب زیرزمینی تا زیر پی

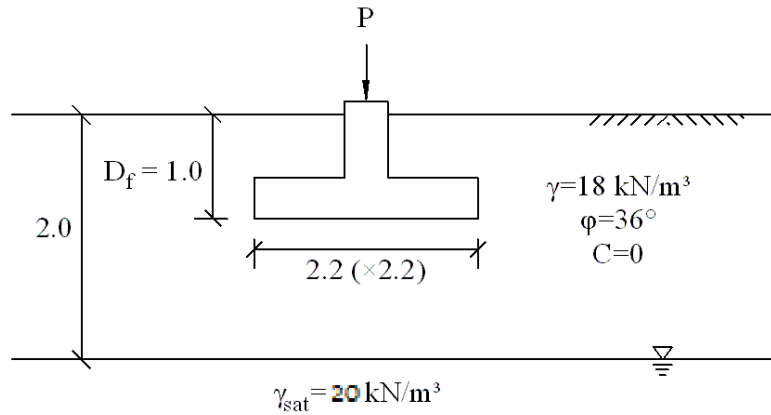
$\gamma_{wet}$ : وزن مخصوص مرطوب خاک

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ : وزن مخصوص مستغرق خاک

می باشد.

آب ندرتاً از تراز کف پی بالاتر می آید ولی اگر سطح آب زیرزمینی از کف پی بالاتر باشد باید در عبارت  $\bar{q} N_q$  نیز از وزن مخصوص مؤثر خاک استفاده شود. وزن مخصوص مؤثر خاک در یک لایه خاک اشباع  $\gamma'$  می باشد.

**مثال 3-4:** برای پی زیر در صورتی که ضریب اطمینان 3 باشد ظرفیت باربری مجاز پی را پیدا کنید. از روش هانسن استفاده نمایید.



شکل (3-11): شکل مثال 4-3

حل:

$$H = \frac{B}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2.2}{2} \tan\left(45 + \frac{36}{2}\right) = 2.15 \text{ m}$$

$$2.15 \text{ m} > 2.0 - 1.0 = 1.0 \text{ m}$$

بنابراین آب در میزان ظرفیت باربری نقش دارد.

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \cdot \gamma_{\text{wet}} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

$$\gamma_e = (2 \times 2.15 - 1.0) \frac{1}{(2.15)^2} \times 18 + \frac{20 - 9.81}{(2.15)^2} (2.15 - 1.0)^2 = 15.77 \text{ kN/m}^3$$

از آنجا که پی مربعی است و بارگذاری به حالت تقارن محوری (axisymmetric) یعنی آزمایش سه محوری شباهت دارد، لذا نیازی به اصلاح  $\phi_{tr}$  نیست.

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \cdot \tan 36^\circ} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{36}{2}\right) = 37 \\ N_c = 0 \text{ چون } C = 0 \text{ تسا، محاسبه لازم آن نیست} \\ N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 1.5(37 - 1) \tan 36^\circ = 39 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_c = \text{لازم نیست} \\ S_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi = 1 + \frac{2.2}{2.2} \sin 36^\circ = 1.59 \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \left(\frac{2.2}{2.2}\right) = 0.6 \end{cases}$$

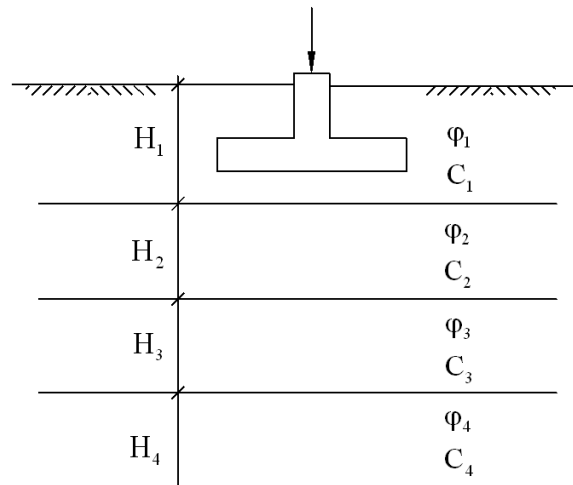
$$\begin{cases} d_c = \text{لازم نیست} \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} = 1 + 2 \tan 36^\circ (1 - \sin 36^\circ)^2 \frac{1}{2.2} = 1.1 \\ i = g = b = 1.00 \end{cases}$$

$$q_{\text{ult.}} = \bar{q} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

$$= (1 \times 18 \times 37 \times 1.59 \times 1.1) + (0.5 \times 15.77 \times 2.2 \times 39 \times 0.6 \times 1.0) = 1570.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{1570.75}{3.0} = 523.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ظرفیت باربری پی ها بر روی خاک های چند لایه:



شکل (3-12): وضعیت قرارگیری پی روی خاک های لایه ای

در صورتی که لایه های نازک خاک در زیر پی موجود باشند به نحوی که منحنی گسیختگی از همه ی آن ها عبور کند، یک راه حل ممکن آن است که مقادیر متوسط وزنی  $\phi$  و  $C$  را به شرح زیر در محاسبات دخالت دهیم:

$$C_{av} = \frac{C_1 H_1 + C_2 H_2 + \dots + C_n H_n}{\sum H_i}$$

$$\phi_{av} = \text{Arctan} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i}$$

$\phi$  یا  $C$  در هر یک از لایه ها می توانند صفر باشند. در طبیعت چنین وضعی معمولاً رخ نمی دهد، لذا این راه حل، تقریبی بوده و میزان دقت نیز در آن مشخص نیست. بنابراین انجام مراحل زیر توصیه می شود:

1- در صورتی که از کف پی تا فاصله  $(45 + \frac{\phi}{2}) 0.5B$  را لایه ی خاک فوقانی تشکیل دهد می توان با

تقریب فرض کرد که لایه ی خاک تحتانی وجود ندارد.

2- اگر فاصله کف پی تا لایه تحتانی از  $0.5B$  کمتر باشد می توان فرض کرد که پی مستقیماً روی لایه تحتانی قرار دارد.

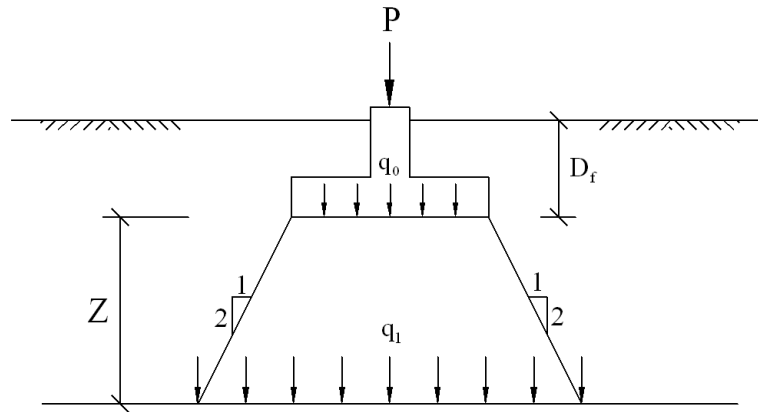
3- در صورتی که یکی از بندهای 1 یا 2 برقرار نباشد در تعیین ظرفیت باربری با دو لایه خاک مواجه خواهیم

بود. فشار وارد بر خاک زیر پی  $q_0 = \frac{P}{B \times L}$  و فشار وارد بر لایه خاک دوم یعنی  $q_1$  با فرض توزیع تنش

با شیب 1H:2V محاسبه می شود (شکل 3-10).

حال ظرفیت باربری لایه تحتانی با پی فرضی به ابعاد  $(B + Z) \times (L + Z)$  محاسبه می شود. باید توجه داشت که در محاسبه ی ظرفیت باربری لایه تحتانی، وزن خاک لایه فوقانی به ضخامت  $D + Z$  باید در عبارت  $\bar{q} N_q$  منظور شود.

بارورده  $q_1$  از ظرفیت باربری به دست آمده به ازای لایه‌ی تحتانی (با توجه به ضریب اطمینان لازم) باید کمتر باشد.  $q_0$  هم باید از ظرفیت باربری لایه‌ی فوقانی کمتر باشد، از این دو هر کدام کمتر باشد ملاک طراحی پی خواهد بود. در تحلیل فوق، از مقاومت برش پانچ لایه‌ی فوقانی در جهت اطمینان صرف نظر شده است. در صورتی که لایه‌ی خاک سومی نیز در گسیختگی خاک زیر پی مؤثر باشد، می‌توان همین روند را ادامه داد و  $q_2$  وارد بر لایه‌ی سوم را محاسبه کرد. سپس بحرانی‌ترین  $q$  حاصله را در طراحی پی مورد استفاده قرار داد.



$$q_1 = \frac{p}{(B + Z)(L + Z)}$$

شکل (3-13): توزیع تنش در عمق  $Z$  خاک (روش شیب 2:1)

### ظرفیت باربری پی‌های واقع بر روی شیب:

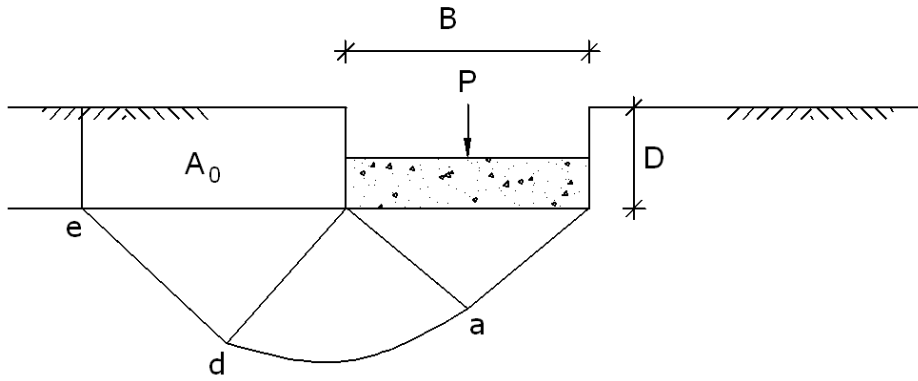
هنگامی که پی روی شیب و یا در مجاورت یک شیب قرار دارد، به علت کاهش وزن خاک جانبی، عبارت  $\bar{q}N_q$  کاهش یافته و ظرفیت باربری خاک زیر پی کم می‌شود. به این مسأله در روش ترزاقی توجهی نشده است ولی در روش هانسن اثر آن با ضرایب  $g$  اعمال شده است. در روش میرهوف به این صورت عمل می‌شود که ضرایب  $N$  با توجه به شکل‌های (3-11) تا (3-13) اصلاح می‌شوند.

$$N_c^* = N_c \frac{adE}{ade}$$

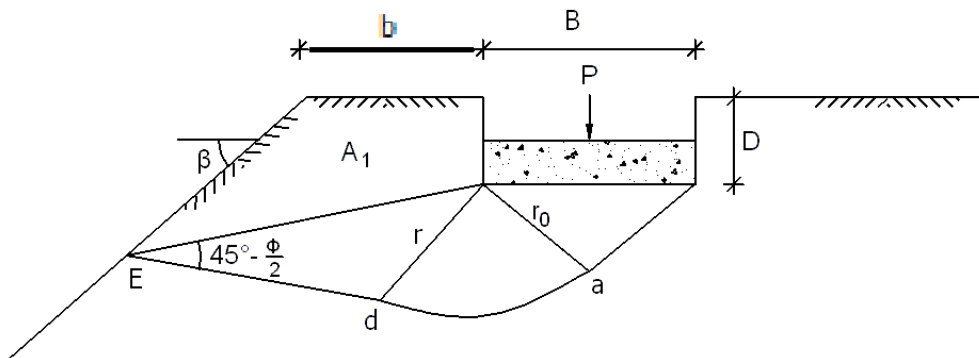
$$N_q^* = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

از اصلاح  $N_\gamma$  نیز صرف نظر می‌شود.

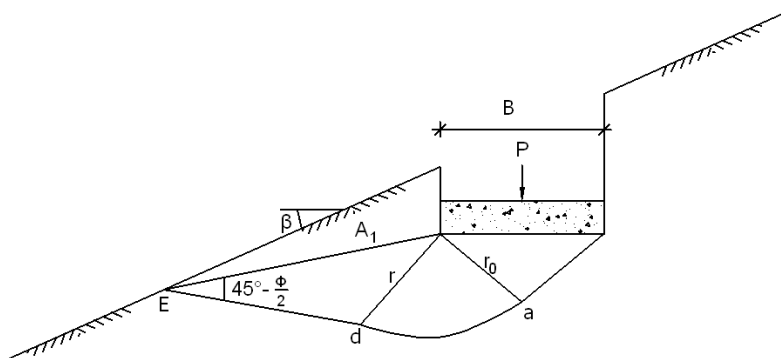




شکل (3-14): مکانیسم گسیختگی خاک زیر پی در زمین های بدون شیب



شکل (3-15): مکانیسم گسیختگی خاک زیر پی در زمین های شیب دار



شکل (3-16): مکانیسم گسیختگی خاک زیر پی در زمین های شیب دار

به جای ترسیم نمودارها و محاسبات فوق می توان از جداول پیوست استفاده نمود. در این جدول براساس  $\beta$  و  $\phi$  و ... می توان  $N_c^*$  و  $N_q^*$  را بدست آورد. فرمول محاسبه ظرفیت باربری در این حالت به شرح زیر می باشد:

$$q_{ult} = CN_c^* S_c i_c + \bar{q} N_q^* S_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

چند نکته:

1. اثر عمق در  $N_c^*$  و  $N_q^*$  ملحوظ شده است، لذا ضرایب  $d$  در دو ترم اول ظاهر نمی شود.

2. به علت اثر شیب، اصلاح  $\phi_{tr}$  به  $\phi_{ps}$  لازم نیست.

3. بررسی پایداری عمومی شیب تحت اثر بارهای وارده نباید فراموش شود.

## تعیین ظرفیت باربری براساس نتایج آزمایش SPT:

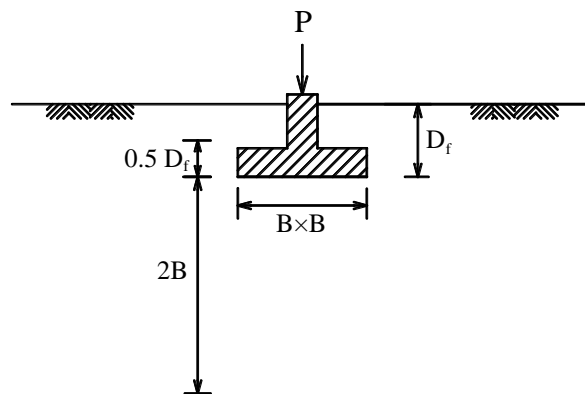
از آنجا که SPT آزمایشی است که به طور وسیع جهت تعیین مشخصات مکانیکی خاک استفاده می‌شود، جداول و نمودارهای زیادی وجود دارد که براساس نتیجه این آزمایش  $\phi$  و یا C خاک را مشخص می‌کنند و یا مستقیماً ظرفیت باربری خاک را تعیین می‌کنند. Bowles براساس فرمول‌های میرهوف (با 50٪ افزایش) و برای 2/5 سانتیمتر نشست فرمول‌های تجربی زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$\begin{cases} q_a = \frac{N}{0.05} k_d & : B \leq 1.2m \\ q_a = \frac{N}{0.05} \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 k_d & : B > 1.2m \\ q_a = \frac{N}{0.08} k_d & : B = \text{LARGE (mat foundation)} \end{cases}$$

$$k_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$$

$N_{55}$  در روابط فوق مقدار متوسط آماری مقادیر به دست آمده از آزمایش SPT با انرژی 55 درصد در حدفاصل نشان داده شده در شکل (3-17) است.  $q_a$  نیز فشار باربری مجاز خاک برای 2/5 سانتیمتر نشست برحسب کیلوپاسکال می‌باشد. اگر نشست بیشتری مجاز باشد، می‌توان به همان نسبت  $q_a$  را بیشتر در نظر گرفت:

$$q_{a(s)} = \frac{S}{2.5} \times q_a$$



شکل (3-17): محدوده‌ی موردنظر در تعیین متوسط عدد N

## تعیین ظرفیت باربری از آزمایش CPT:

مشابه با بند قبل، با توجه به متداول شدن آزمایش CPT در عملیات صحرایی، روابطی برای تخمین ظرفیت باربری مجاز ( $q_a$ ) بر حسب همان واحد  $q_c$  گذاشته شده یا ظرفیت باربری نهایی ( $q_{ult}$ ) بر اساس مقاومت لازم جهت فرورفتن نوک مخروط ( $q_c$ ) در آزمایش CPT ارائه شده است که در اینجا به ذکر دو سری رابطه که استفاده از آن‌ها معمول‌تر است اکتفا می‌شود.

روابط پیشنهادی (1965) Meyerhof جهت تخمین ظرفیت باربری مجاز برای 2/5 سانتیمتر نشست:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{پی عرض } B \leq 1.2 \text{ m} \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{10 \sim 60} \\ \text{پی عرض } B > 1.2 \text{ m} \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{50} \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \\ \text{اگر } B \text{ خیلی بزرگ باشد} \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{25} \end{array} \right.$$

روابط پیشنهادی (Schmertman (1978) برای تخمین ظرفیت باربری نهایی:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{خاک‌های دانه‌ای} \left\{ \begin{array}{l} \text{پی نواری} \longrightarrow q_{ult.} = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \text{ kg/cm}^2 \\ \text{پی مربعی} \longrightarrow q_{ult.} = 48 - 0.009(300 - q_c)^{1.5} \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{خاک‌های چسبنده} \left\{ \begin{array}{l} \text{پی نواری} \longrightarrow q_{ult.} = 2.0 + 0.28 q_c \text{ kg/cm}^2 \\ \text{پی مربعی} \longrightarrow q_{ult.} = 5.0 + 0.34 q_c \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### ضریب اطمینان در تعیین ظرفیت باربری:

در تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک زیر پی، لازم است ظرفیت باربری نهایی بر ضریب اطمینان (S.F) تقسیم شود. آئین‌نامه‌ها برای ضریب اطمینان مقادیر مختلفی را پیشنهاد نموده‌اند. مقادیر ضریب اطمینان برای پروژه‌های مختلف در محدوده‌ی جدول (6-3) قرار دارد.

جدول (6-3): مقادیر ضریب اطمینان برای پروژه‌های مختلف

ضریب اطمینان	پروژه	
1.2 ~ 1.6	کارهای خاکی (سدهای خاکی / خاکریز و...)	
1.5 ~ 2.0	دیوارهای حائل	سازه‌های حائل
1.2 ~ 1.6	سپرها و (Coffer Dam)	
2 ~ 3	منفرد	پی‌ها
1.7 ~ 2.5	گسترده	
1.7 ~ 2.5	تحت کشش	

در مواقعی که تعیین ابعاد پی، بر اساس ظرفیت باربری خاک مورد نظر است، گاهی لازم می باشد که از روش آزمون و خطا استفاده کنیم زیرا در اکثر روابط ظرفیت باربری نیاز به داشتن ابعاد پی می باشد. بنابراین ابتدا باید طول و عرض مناسبی برای پی فرض کرد و محاسبات ظرفیت باربری را انجام داد و سپس درستی فرض انجام شده را کنترل نمود.

مراجعه برای مطالعه بیشتر:

- [5] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
- [6] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.
- [7] Geotechnical Engineering: Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
- [8] Design Aids in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kaniraj S.R., 1988, TATA McGraw-Hill.

## فصل چهارم نشست شالوده ها



### انواع نشست در شالوده ها:

نشست شالوده ها به سه دسته ی کلی تقسیم بندی می شود:

1. نشست آنی (نشست کوتاه مدت، نشست الاستیک)
2. نشست تحکیمی (نشست دراز مدت)
3. نشست ناشی از تحکیم ثانویه

#### نشست آنی:

این نشست از زمان وارد آمدن بار روی پی تا حداکثر 7 یا 10 روز بعد ایجاد می شود. از آن جا که محاسبات نشست آنی برای انواع خاک های معمولی (که غالباً غیر اشباع هستند) صورت می گیرد، به کاربردن لفظ نشست الاستیک چندان مناسب نیست چون این نشست با حذف بار لزوماً از بین نمی رود، ولی از آن جا که در محاسبات مربوط به نشست آنی از پارامترهای الاستیک خاک استفاده می شود، به آن نشست الاستیک نیز گفته می شود. محاسبات نشست آنی یا کوتاه مدت در مورد خاک های دانه ای و نیز خاک های چسبنده با درجه اشباع کمتر از 80٪ کاربرد دارد. نشست تحکیمی و فرمول های مربوط به آن در مورد خاک های رسی اشباع به کار می رود که ضریب نفوذپذیری آن ها کوچکتر یا مساوی  $k=10^{-6}$  m/sec باشد. (در خاک های درشت دانه که ضریب نفوذپذیری آن ها زیاد است در اثر بار سریعاً عمل خروج آب انجام شده و نشست آنی خواهد بود).

#### نشست تحکیمی:

این نشست، ناشی از تحکیم اولیه ی لایه های خاک می باشد. این نشست، زمانمند (time dependent) بوده و به مرور زمان رخ می دهد.

**تحکیم ثانویه:**

این پدیده در خاک‌های رسی نرم و حساس یا خاک‌های آلی رخ می‌دهد. نشست ناشی از تحکیم ثانویه در خاک‌های رسی متوسط و سفت ناچیز است و قابل صرف‌نظر می‌باشد.

نشست یا تغییر شکل خاک در زیر پی تابعی از نوع خاک و بار (تنش) وارده می‌باشد، به همین دلیل قبل از تشریح محاسبات نشست لازم است که در خصوص چگونگی گسترش تنش در خاک صحبت شود.

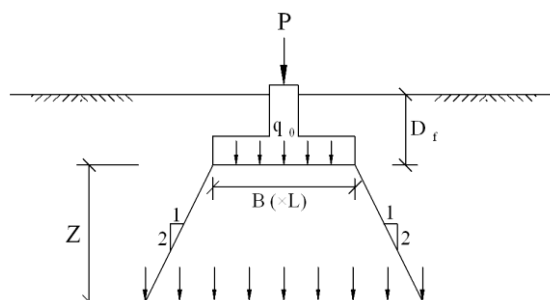
(نوع خاک و بار وارده)  $f =$  نشست

**گسترش تنش در خاک در اثر فشار پی:**

در ابتدا به بررسی چند روش جهت محاسبه تنش در خاک زیر پی می‌پردازیم.

**الف) روش شیب 1H:2V**

ساده‌ترین روش محاسبه تنش در خاک زیر پی، فرض توزیع تنش در خاک با شیب 1H:2V (یک افقی:دو قائم) می‌باشد. گرچه برخی توزیع تنش را با زاویه 30 درجه و یا 45 درجه ترجیح می‌دهند، ولی توزیع تنش با شیب 1:2 در جهت اطمینان بوده و نتایج حاصل از آن نیز در فاصله B تا 4B (B: عرض شالوده) در عمق از دقت نسبی خوبی برخوردار است.



شکل (1-4): توزیع تنش در خاک با شیب 2:1

افزایش تنش در خاک در اثر بار P در عمق Z زیر پی، بر اساس این روش از فرمول زیر به دست می‌آید:

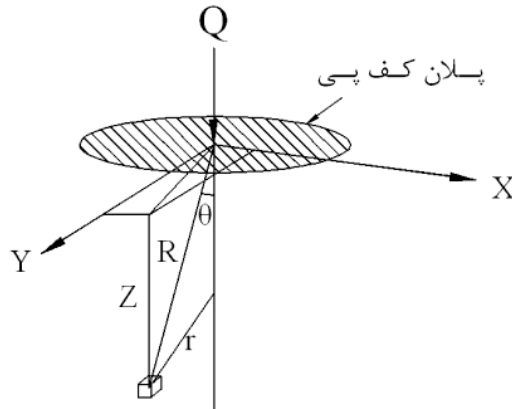
$$\Delta q = \frac{P}{(B+Z)(L+Z)} \quad \text{برای پی مستطیلی با ابعاد } B \times L$$

$$\Delta q = \frac{P}{(B+Z)^2} \quad \text{برای پی مربعی با ضلع } B$$

**ب) روش بوزینسک:**

در این روش خاک یک نیم فضای نامحدود الاستیک، ایزوتروپ، همگن و بدون وزن در نظر گرفته می‌شود. تنش قائم  $q_v$  در اثر بار نقطه‌ای Q بر سطح زمین از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

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



شکل (2-4): توزیع تنش به روش بوزینسک

تنش افقی در هر نقطه نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

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

$\mu$  ضریب پواسون خاک می‌باشد که مقدار آن از جدول (1-4) قابل تعیین است.

جدول (1-4): ضریب پواسون برای انواع خاک

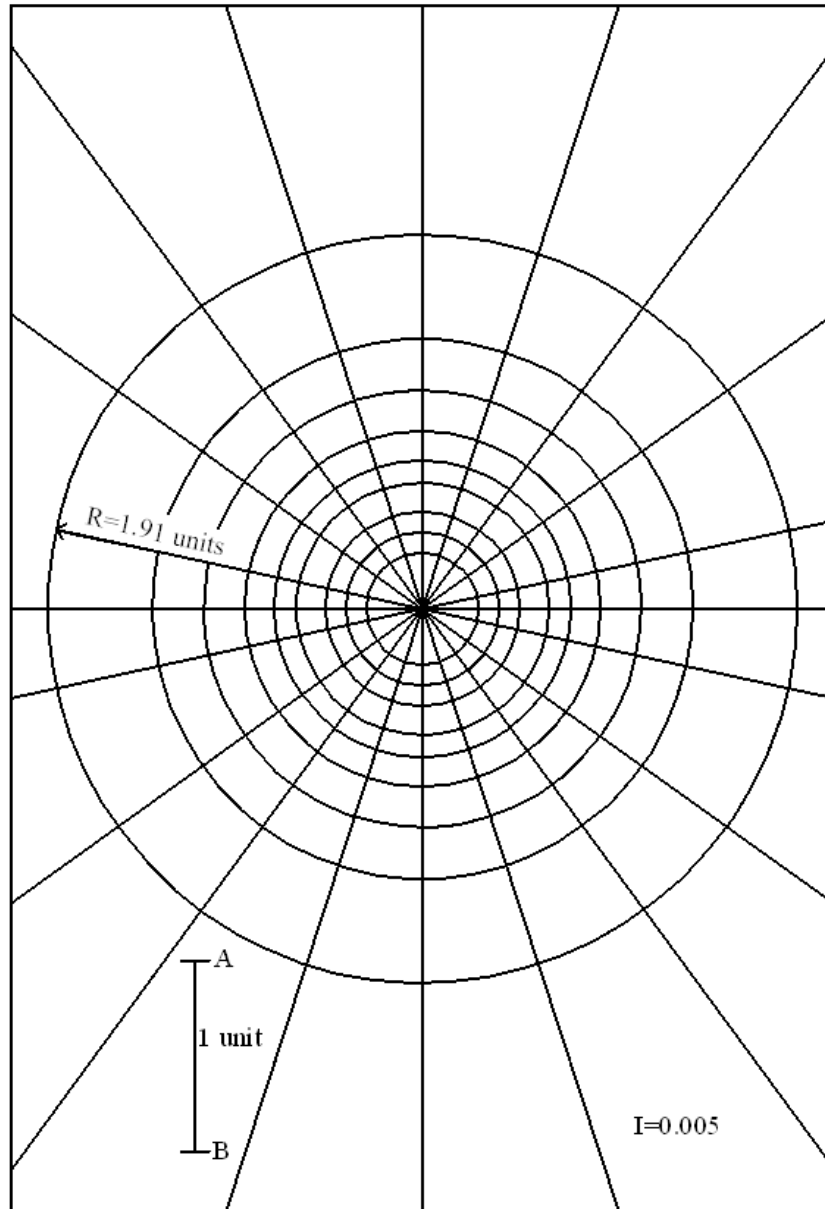
نوع خاک	$\mu$
رس اشباع	0.4-0.5
رس غیر اشباع	0.1-0.3
رس ماسه‌دار	0.2-0.3
سیلت (لای)	0.3-0.35
ماسه (متراکم)	0.2-0.4
خاک Loess	0.1-0.3
بتن	0.15

همانطور که دیده می‌شود در این روش E خاک در مقدار تنش قائم و افقی تأثیری ندارد. نقطه‌ی ضعف این روش آن است که بار وارده از طرف پی یک بار نقطه‌ای نمی‌باشد (خصوصاً در مورد پی‌های بزرگ). نیومارک (Newmark) براساس نتایج بدست آمده از روش بوزینسک شکلی بنام نمودار تأثیر (influence chart) ارائه کرد. از این نمودار در محاسبه فشار خاک در زیر یک پی در هر عمقی می‌توان استفاده کرد. برای استفاده از این نمودار باید پلان پی را با مقیاس معادل  $Z=AB$  رسم کرد. Z عمقی است که تنش در آن موردنظر است و AB واحد نمودار می‌باشد. سپس پلان رسم شده را روی نمودار قرار می‌دهند به نحوی که نقطه‌ای که تنش در زیر آن مورد نظر است در مرکز نمودار قرار گیرد. حال تعداد قسمت‌هایی از نمودار که در داخل پلان پی محاط شده‌اند را شمرده و براساس فرمول زیر اضافه تنش را در عمق Z از نقطه موردنظر به دست می‌آوریم.

$$\Delta q = q.M.I$$

که در این رابطه:

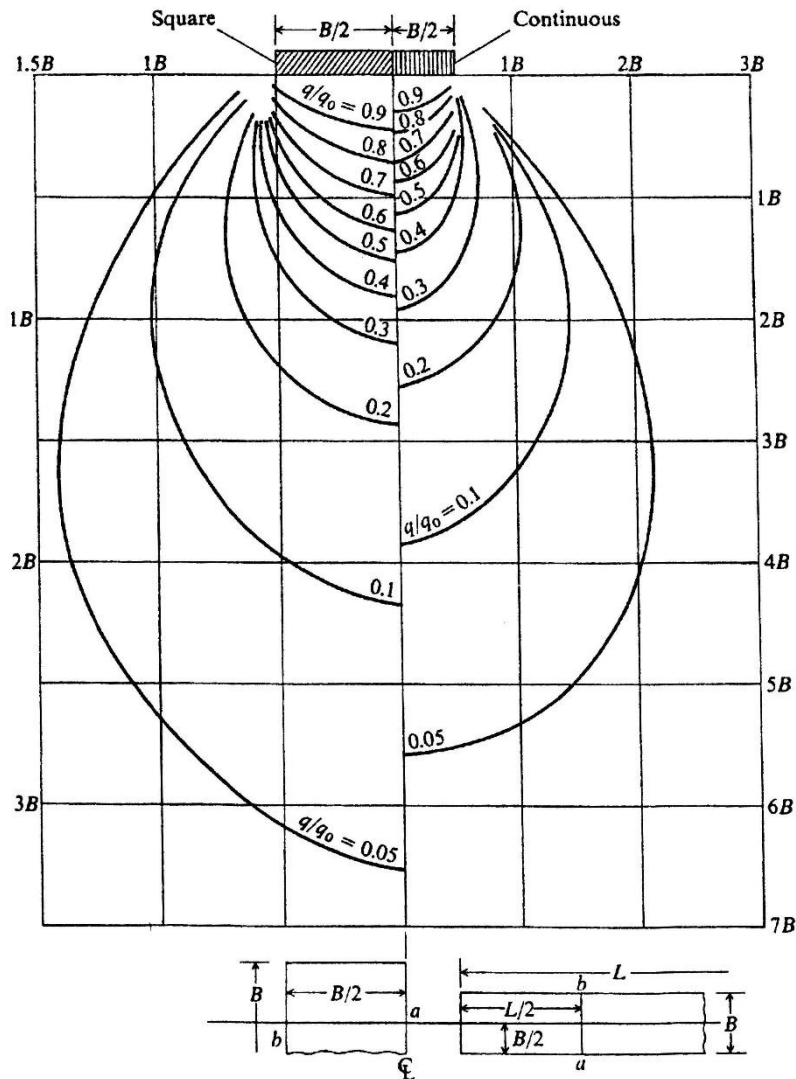
- $\Delta q$ : اضافه تنش در عمق Z
- I: ضریب تأثیر نمودار
- M: تعداد قسمت‌های محاط شده‌ی نمودار
- q: فشار وارد از پی به زمین می‌باشد.



شکل (3-4): نمودار تأثیر نیومارک برای به دست آوردن اضافه تنش در عمق دلخواه Z

چند نکته:

- برای نقاط داخل پی یا نقاط خارج پی نیز می توان از این نمودار استفاده کرد.
- براساس نتایج به دست آمده می توان مفهوم حباب های تنش (pressure bulbs) در زیر پی را بیان نمود.
- دیده می شود که در مورد پی های مربعی تنش از عرض  $1.5B$  و از عمق  $3.5B$  فراتر نمی رود. در مورد پی های نواری تنش از عرض  $2.5B$  و از عمق  $6B$  فراتر نمی رود (می توان از این ارقام هنگام مدل سازی رفتار پی با نرم افزار استفاده کرد).



شکل (4-4): حباب های تنش بر اساس روابط بوزینسک (Bowles 1996)

از روش بوزینسک در محاسبه تنش در همه نوع خاک استفاده می شود. نتایج اندازه گیری شده صحت جواب های تنش قائم در این روش را نشان داده اند.

### ج - روش وسترگارد:

در خاک های لایه ای تشکیل شده از مواد درشت دانه و ریزدانه (لایه های رسوبی (آبرفت ها)) یا در خاک های غیرایزوتروپ استفاده از روش وسترگارد نسبت به روش بوزینسک نتایج بهتری می دهد. در این روش  $q_v$  با ضریب پواسون نیز ارتباط دارد.



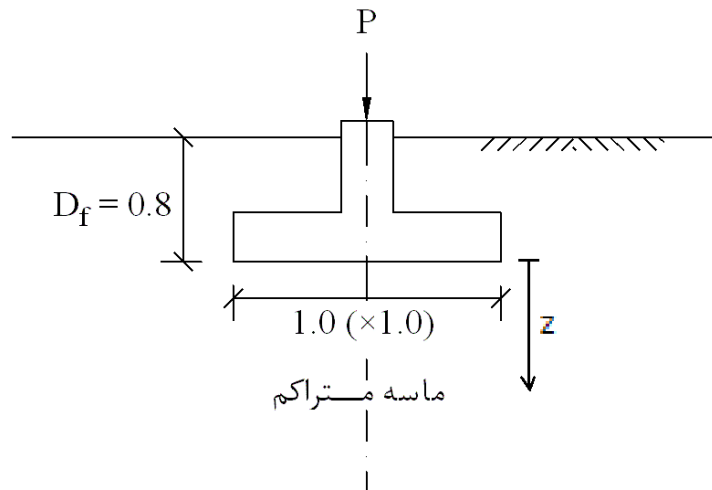
$$q_v = \frac{Q}{2\pi Z^2} \frac{\sqrt{(1-2\mu)(2-2\mu)}}{\left[ \frac{1-2\mu}{2-2\mu} + \left(\frac{r}{Z}\right)^2 \right]^{3/2}}$$

$$\text{if } \mu = 0 \longrightarrow \frac{Q}{\pi Z^2} \times \frac{1}{\left[ 1 + 2\left(\frac{r}{Z}\right)^2 \right]^{3/2}}$$

نیومارک مشابه روش بوزینسک، روش وسترگارد را نیز به نمودار تبدیل (influence chart) تبدیل نموده است. براساس نتایج بدست آمده از روش وسترگارد می‌توان حباب‌های تنش را نیز در زیر پی رسم نمود. با مقایسه این حباب‌ها با حباب‌های روش بوزینسک می‌توان گفت:

- در نقاط نزدیک زیر محور پی که نسبت  $\frac{r}{Z}$  کوچک است معادله‌ی بوزینسک شدت تنش بیشتری را نشان می‌دهد.
- در حدود  $\frac{r}{Z} = 1.8$  هر دو روش نتایج یکسانی می‌دهند.
- در  $\frac{r}{Z} > 1.8$  معادله وسترگارد تنش‌های بزرگتری را نتیجه می‌دهد.

**مثال (1-4):** تنش قائم را در مرکز پی مربعی شکل (4-5) تا عمق  $3/5B$  به سه روش بوزینسک، وسترگارد و شیب 1:2 محاسبه کنید. خاک زیر پی ماسه متراکم می‌باشد.



شکل (4-5): مشخصات پی مثال (1-4)

حل:

ابتدا به روش بوزینسک تنش‌ها را محاسبه می‌کنیم. بدین منظور از رابطه‌ی زیر استفاده می‌شود:

$$q_v = \frac{3QZ^3}{2\pi R^5} \xrightarrow{\text{under center of foundation}} q_v = \frac{3Q}{2\pi Z^2}$$

Z (m)	$q_v$ (T/m <sup>2</sup> )
0.5	47.45
1.0	11.94
1.5	5.30
2.0	2.98
2.5	1.91
3.0	1.33
3.5	0.97

حال اگر بخواهیم همین تنش ها را از روش وسترگارد به دست آوریم، می توانیم از رابطه ی زیر استفاده کنیم:

$$q_v = \frac{Q}{2\pi Z^2} \frac{\sqrt{(1-2\mu)(2-2\mu)}}{\left[ \frac{1-2\mu}{2-2\mu} + \left(\frac{r}{Z}\right)^2 \right]^{3/2}} \xrightarrow{\text{under center of foundation } r=0} q_v = \frac{Q}{2\pi Z^2} \times \frac{8}{3}$$

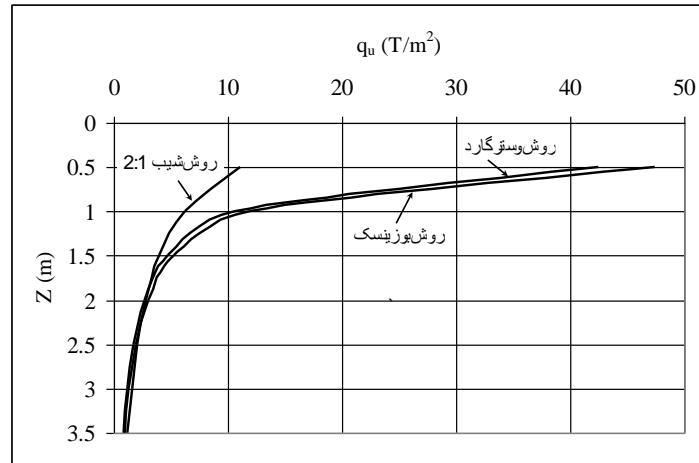
Z (m)	$q_v$ (T/m <sup>2</sup> )
0.5	42.44
1.0	10.61
1.5	4.72
2.0	2.65
2.5	1.69
3.0	1.18
3.5	0.87

برای به دست آوردن همین تنش ها در روش شیب 1:2 نیز می توان از رابطه ی زیر استفاده کرد:

$$\Delta q = \frac{Q}{(B+Z)^2}$$

Z (m)	$q_v$ (T/m <sup>2</sup> )
0.5	11.11
1.0	6.25
1.5	4.0
2.0	2.78
2.5	2.04
3.0	1.56
3.5	1.23

حال با داشتن این تنش ها می توان نمودار تغییرات تنش را نسبت به عمق به روش های مختلف رسم کرد و تفاوت آن ها را مورد بررسی قرار داد. این نمودار برای این مثال به صورت زیر رسم شده است:



نمودار (1-4): مقایسه‌ی تغییرات تنش در عمق بر اساس روش‌های مختلف محاسباتی

لزوما معلوم نیست کدام یک از جواب‌ها درست می‌باشد. فرضیات الاستیسیته در واقعیت وجود ندارد اگر تنش را دقیقاً در زیر پی  $z=0$  حساب کنیم از رابطه‌ی بوزینسک و وسترگارد جواب بی‌نهایت بدست می‌آید در حالی که جواب روش 2 به 1 منطقی‌تر به نظر می‌رسد. در نتیجه باید به فرضیات روش مورد استفاده بسیار دقت شود.

#### محاسبه نشست آنی:

در محاسبه نشست آنی فرض می‌شود که رفتار خاک الاستیک است. نشست آنی بر اساس فرمول‌های تئوری الاستیسیته در خصوص تغییرشکل یک نیم‌فضای الاستیک در اثر بار وارده قابل محاسبه است.

$$\Delta H = q \cdot B \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_w$$

نشست آنی

که در این رابطه:

$q$ : شدت بار پی بر خاک (هم واحد با  $E_s$ )

$B$ : حداقل بُعد پی (عرض)

$\mu$ : ضریب پواسون خاک

$E_s$ : مدول ارتجاعی خاک

$I_w$ : ضریب تاثیر

می‌باشد.

$\mu$  را می‌توان از جدول (1-4) یا جداول آورده شده در پیوست به دست آورد.

برای تعیین  $E_s$  نیز می‌توان از جدول (2-4) استفاده نمود. جدول (3-4) نیز مقادیر  $E_s$  را بر اساس نتایج آزمایش‌های SPT و یا CPT به دست می‌دهد.

جدول (2-4): مدول ارتجاعی (الاستیسیته) خاک

Soil	$E_s$	
	ksf	Mpa
Clay		
Very soft	50-250	2-15
Soft	100-500	5-25
Medium	300-1000	15-50
Hard	1000-2000	50-100
Sandy	500-5000	25-250
Glacial till		
Loose	200-3200	10-153
Dense	3000-15 000	144-720
Very dense	10 000-30 000	478-1440
Loess	300-1200	14-57
Sand		
Silty	150-450	7-21
Loose	200-500	10-24
Dense	1000-1700	48-81
Sand and gravel		
Loose	1000-3000	48-144
Dense	2000-4000	96-192
Shale	3000-300 000	144-14 400
Silt	40-400	2-20

جدول (3-4): تعیین مقدار  $E_s$  بر اساس نتایج آزمایش‌های SPT و یا CPT

	SPT	CPT
Sand	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s^\ddagger = 18\ 000 + 750N$ $E_s = (15\ 200 \text{ to } 22\ 000) \ln N$	$E_s^* = 2 \text{ to } 4q_c$ $E_s^\ddagger = 2(1 + D_r^2)q_c$
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = 3 \text{ to } 6q_c$
Silty sand	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = 1 \text{ to } 2q_c$
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
Soft clay		$E_s = 6 \text{ to } 8q_c$
Using the undrained shear strength $s_u$ in unit of $s_u$		
Clay	$I_p > 30$ , or organic $I_p < 30$ , or stiff $1 < \text{OCR} < 2$ $\text{OCR} > 2$	$E_s = 100 \text{ to } 500s_u$ $E_s = 500 \text{ to } 1500s_u$ $E_s = 800 \text{ to } 1200s_u$ $E_s = 1500 \text{ to } 2000s_u$

\* Schmertmann (1970) used  $2q_c$ ; in 1974 used 2.5 to 3.5 $q_c$  [Mitchell and Gardner (1975)].

† Vesic (1970).

‡ From D'Appolonia et al. (1970) (author's equation from Fig. 44).

Iw یا ضریب تأثیر به شکل پی و صلبیت آن بستگی دارد و مقدار آن رامی‌توان از جدول (4-4) بدست آورد:

جدول (4-4): ضرایب تأثیر برای نشست آنی

شکل پی	پی انعطاف پذیر			پی صلب	
	مرکز	گوشه	متوسط		
دایره	1.00	0.64	0.85	0.88	
مربع	1.12	0.56	0.95	0.82	
مستطیل	L/B=1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
	L/B=2.0	1.53	0.77	1.30	1.20
	L/B=5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
	L/B=10	2.54	1.27	2.25	2.10
	L/B=100	4.01	2.00	3.69	3.40

همانگونه که ذکر شد فرمول فوق در محاسبه‌ی نشست آنی در خاک‌های دانه‌ای (اشباع یا غیراشباع) و همچنین سیلت‌ها و رس‌ها بکار می‌رود. در مورد رس‌های اشباع معمولاً نشست تحکیمی نقش عمده را دارد.

#### موارد اصلاح نشست آنی (الاستیک):

نشست آنی (الاستیک) به دست آمده در صورت لزوم باید با توجه به موارد (الف) و (ب) زیر اصلاح شود:  
 الف) فرمول فوق برای تغییر مکان یک پی انعطاف پذیر واقع بر سطح زمین با فرض نیم‌فضای نامحدود ارائه شده است. اگر این نیم فضا نامحدود نباشد مثلاً ضخامت لایه خاک تا رسیدن به بستر سنگی محدود باشد (H)، باید فرمول را بصورت زیر اصلاح نمود.

$$\Delta H = q \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

در این رابطه ضرایب اصلاحی  $I_1$  و  $I_2$  به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

$$M = \frac{L'}{B'}$$

$$N = \frac{H}{B'}$$

باید توجه داشت که  $I_1$  و  $I_2$  ضرایب محاسبه نشست در گوشه یک پی مستطیلی هستند بنابراین برای محاسبه‌ی نشست در مرکز پی به جای  $B'$ ،  $\frac{B}{2}$  و به جای  $L'$ ،  $\frac{L}{2}$  قرار می‌دهیم و نتیجه  $\Delta H$  حاصله را ۴ برابر می‌نمائیم. برای محاسبه‌ی نشست در گوشه‌ی پی به جای  $B'$ ،  $B$  و بجای  $L'$ ،  $L$  قرار می‌دهیم. (می‌توان مقادیر  $I_1$  و  $I_2$  را از جدول پ-4-3 پیوست نیز بدست آورد).

ب) تقریباً در همه‌ی موارد توصیه می‌شود که شالوده روی سطح زمین ساخته نشود و در عمق مناسبی (Df) در خاک قرار گیرد. این مسأله در نشست پی نیز اثر کاهش دهنده خواهد داشت. نخستین بار Fox برای در نظر گرفتن این مسأله فرمول زیر را ارائه کرد:

$$\Delta H_f = \Delta H_e \cdot I_3$$

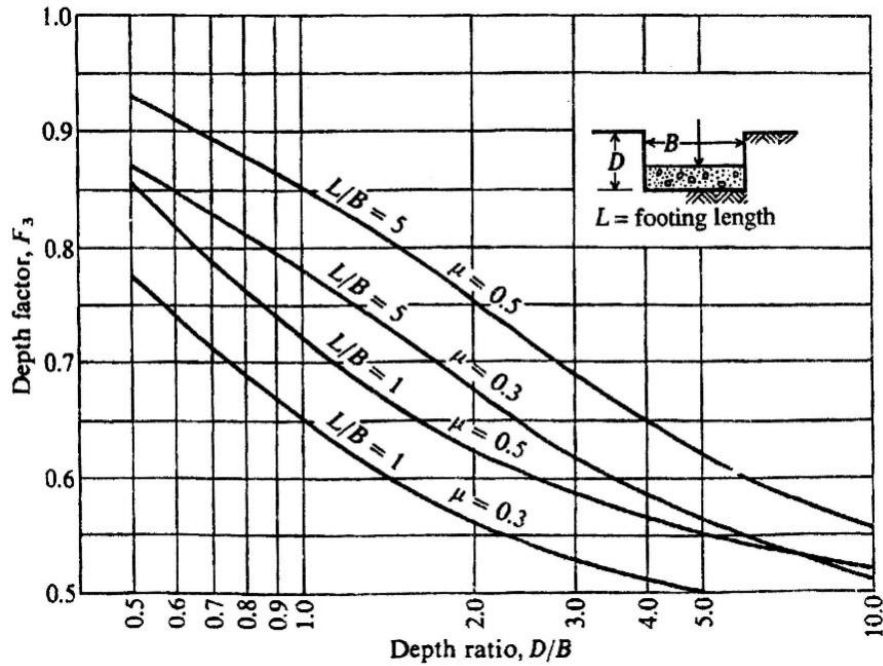
نشست واقعی

که در این رابطه:

$\Delta H_e$ : نشست است که از روابط قبل به دست می آید

$I_3$ : ضریب کاهش دهنده است که بر اساس  $\frac{D}{B}$  و  $\frac{L}{B}$  و  $\mu$  از نمودار (2-4) به دست می آید

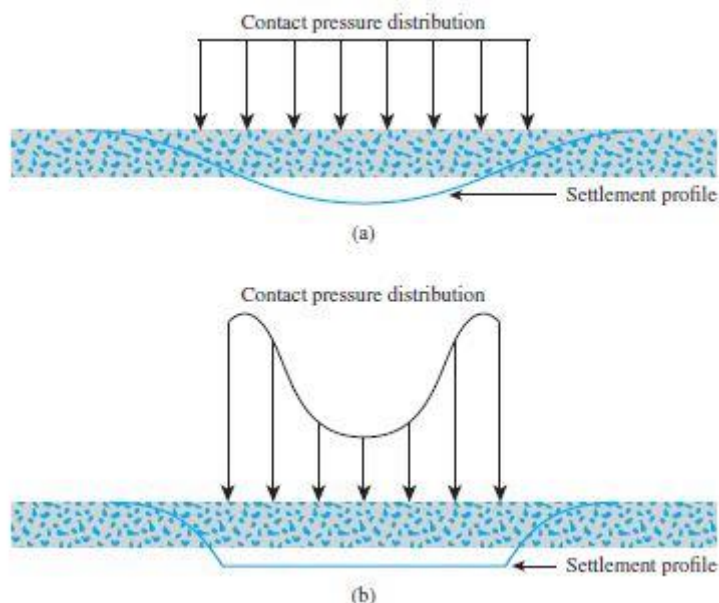
می باشد.



نمودار (2-4): مقادیر  $I_3$  برای محاسبه نشست واقعی

نشست آنی یا الاستیک پی ها به انعطاف پذیری پی نیز بستگی دارد. نشست پی های صلب معمولاً یکنواخت است ولی نشست پی های انعطاف پذیر معمولاً یکنواخت نیست چون پی به شکل کاسه در می آید. صلبیت یا انعطاف پذیری پی به ضخامت آن بستگی دارد. هرچه ضخامت پی بیشتر شود صلبیت آن بیشتر می شود. نشست پی صلب را می توان به صورت زیر تخمین زد.

$$\Delta H_{\text{آنی پی صلب}} = 0.93 \Delta H_{\text{آنی در مرکز پی انعطاف پذیر}}$$



شکل (4-6): نیم رخ نشست آن پی و تغییرات فشار تماسی خاک رس (a) پی انعطاف پذیر (b) پی صلب

به دلیل ماهیت ناهمگن نهشته های خاک ، مقدار  $E_s$  ممکن است همراه با عمق تغییر کند. به همین دلیل Bowls (1987) پیشنهاد کرد که در معادله نشست آنی از مقدار میانگین وزنی  $E_s$  به صورت زیر استفاده شود:

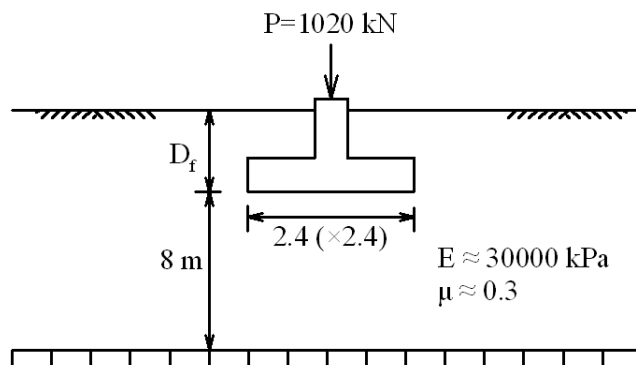
$$E_s = \frac{\sum E_s(t) \Delta z}{\bar{z}}$$

$E_s(t)$  مدول الاستیسیته خاک در محدوده ی عمق تاثیر تنش در زیر پی  
 $\bar{z} = \min\{H, 5B\}$

$H$  کل ارتفاع خاک زیر تراز سطح پی

از میانگین گیری وزنی برای محاسبه نشست الاستیک در خاکهای چند لایه هم می توان استفاده کرد.

**مثال (4-2):** در پی زیر الف) نشست آنی را با فرض  $D_f=0$  بدون در نظر گرفتن لایه سنگی بدست آورید. ب) اگر  $D_f$  مساوی 1/5 متر با در نظر گرفتن لایه سنگی نشست آنی در وسط پی چقدر می شود؟ ج)  $\Delta H$  را برای یک گوشه پی حساب کنید.



شکل (4-7): مشخصات پی و خاک برای مثال (4-2)

حل:

پی را انعطاف پذیر در نظر می‌گیریم، لذا:

(الف)

$$I_w = 0.95$$

$$\Delta H = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I_w$$

$$\longrightarrow \Delta H = \frac{1020}{2.4 \times 2.4} \times 2.4 \times \frac{1 - (0.3)^2}{30000} \times 0.95 = 0.0122 \text{ m} = 12.2 \text{ mm}$$

(ب)

$$B' = \frac{B}{2} = \frac{2.4}{2} = 1.2$$

$$L' = \frac{L}{2} = \frac{2.4}{2} = 1.2$$

$$H = 8 \text{ m} \longrightarrow M = \frac{L'}{B'} = 1, \quad N = \frac{H}{B'} = 6.7$$

$$\longrightarrow I_1 = 0.19, \quad I_2 = 0.023$$

$$\Delta H = q \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

$$\longrightarrow \Delta H = \frac{1020}{2.4 \times 2.4} \times 1.2 \times \frac{1 - 0.3^2}{30000} \left( 0.19 + \frac{1 - 2 \times 0.3}{1 - 0.3} \times 0.023 \right) = 0.0013 \text{ m} \times 4$$

$$\frac{D}{B} = \frac{1.5}{2.4} = 0.625, \quad \frac{L}{B} = 1, \quad \mu = 0.3 \longrightarrow I_3 = 0.74$$

$$\longrightarrow \Delta H_f = 0.74 \times (0.0013 \times 4) = 0.0038 \text{ m} = 3.8 \text{ mm}$$

(ج)

$$B' = B = 2.4$$

$$L' = L = 2.4$$

$$H = 8 \text{ m} \longrightarrow M = 1, \quad N = 3.33 \longrightarrow I_1 = 0.158, \quad I_2 = 0.044$$

$$\Delta H = \frac{1020}{2.4 \times 2.4} \times 2.4 \times \frac{1 - 0.3^2}{30000} \left( 0.158 + \frac{1 - 2 \times 0.3}{1 - 0.3} \times 0.044 \right) = 0.0024 \text{ m}$$

$$I_3 = 0.74 \longrightarrow \Delta H_f = 0.74 \times 0.0024 = 0.0018 \text{ m} = 1.8 \text{ mm}$$

رابطه‌ی دیگری که استفاده از آن در محاسبه‌ی نشست آنی (الاستیک) معمول است، رابطه‌ی Schmertmann می‌باشد. این رابطه برای پی‌های واقع بر روی رس اشباع پیشنهاد شده است.

$$\Delta H = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{q \cdot B}{E_s}$$

که در این رابطه:

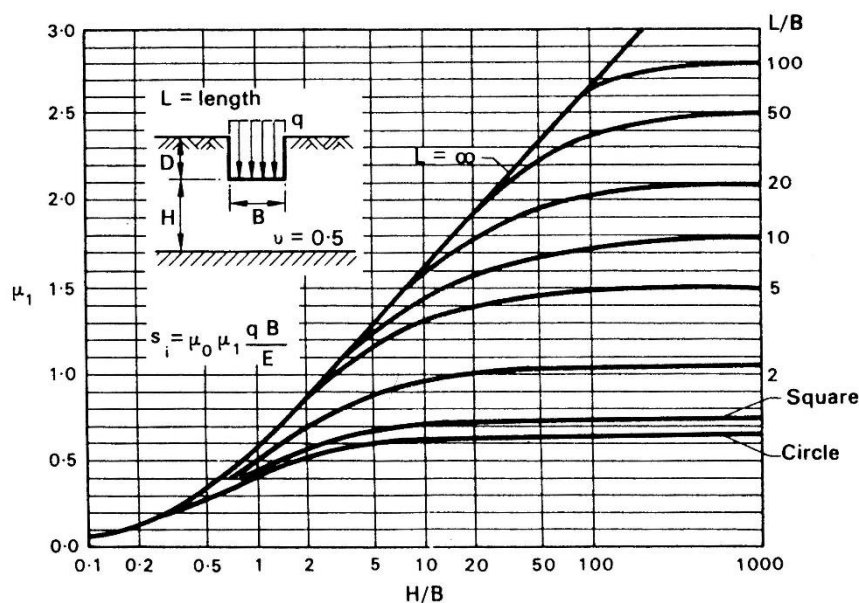
 $\Delta H$ : نشست متوسط در زیر پی انعطاف‌پذیر ( $q$  یکنواخت) $\mu_0$ : ضریب مربوط به عمق قرارگیری پی از سطح زمین $\mu_1$ : ضریب مربوط به شکل پی و عمق بستر سنگی $q$ : فشار یکنواخت در زیر پی $B$ : عرض حداقل پی



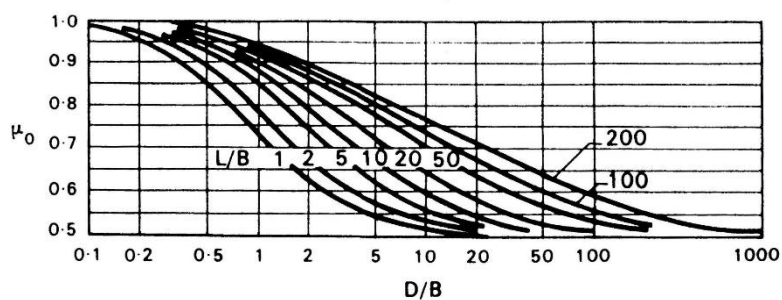
$E_s$ : مدول الاستیسیته‌ی خاک

می‌باشد.

مقادیر  $\mu_0$  و  $\mu_1$  را می‌توان با استفاده از نمودارهای (3-4) و (4-4) به دست آورد.



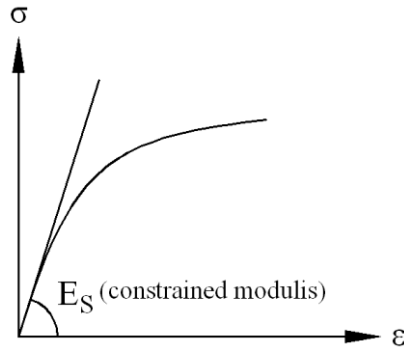
نمودار (3-4): مقادیر  $\mu_1$  به کار رفته در فرمول Schmertmann



نمودار (4-4): مقادیر  $\mu_0$  به کار رفته در فرمول Schmertmann

استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در تخمین میزان نشست آنی:

یکی از آزمایش‌های متداولی که جهت تعیین رفتار خاک تحت اثر بار پی و ترسیم منحنی تنش-کرنش خاک به کار می‌رود آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (Plate Load Test) می‌باشد که در فصل دوم به آن اشاره شد. از این آزمایش می‌توان در تخمین میزان نشست آنی خاک تحت اثر بار پی استفاده کرد.



نمودار (5-4): منحنی رفتار خاک در آزمایش بارگذاری صفحه‌ای

$$\frac{\Delta H_a / B_a}{\Delta H_p / B_p} = \left( \frac{B_a}{B_p} \right)^n$$

که در این رابطه:

$\Delta H_a$ : نشست پی اصلی

$\Delta H_p$ : نشست صفحه (اندازه‌گیری شده)

$B_a$ : عرض پی اصلی

$B_p$ : عرض صفحه آزمایش

می‌باشد.

با چند آزمایش به وسیله‌ی صفحات با ابعاد مختلف می‌توان رابطه‌ی فوق را نوشت و دستگاه چند معادله و چند مجهول را حل کرده و  $n$  را برای خاک محل بدست آورد. اگر آزمایش فقط یکبار انجام شده می‌توان  $n$  را از جدول (5-4) تعیین نمود.

جدول (5-4): مقادیر  $n$ 

نوع خاک	$n$
رس	0.03 ~ 0.05
رس ماسه‌ای	0.08 ~ 0.1
ماسه متراکم	0.4 ~ 0.5
ماسه متوسط	0.25 ~ 0.35
ماسه سست	0.2 ~ 0.25

### محاسبه‌ی نشست تحکیمی:

نشست لایه‌های خاک چسبنده اشباع با تحکیم عادی ( $OCR=1$ ) که یک نشست وابسته به زمان می‌باشد، از فرمول زیر حساب می‌شود.

$$\Delta H = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

در این رابطه:

$\Delta H$ : نشست لایه‌ی خاک چسبنده به ضخامت  $H$

$C_c$ : نشان فشردگی خاک که شیب قسمت مستقیم‌الخط منحنی  $e-\log p$  بوده و از آزمایش تحکیم به دست می‌آید. همچنین می‌توان این پارامتر را از روابط تجربی مانند رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$C_C = 0.009 (\omega_L - 10) \quad \text{برای رس های دست نخورده}$$

$$C_C = 0.007 (\omega_L - 10) \quad \text{برای رس های دست خورده}$$

$e_0$ : درجهی تخلخل خاک در حالت طبیعی

$P_0$ : فشار روبار مؤثر (در وسط لایه‌ی موردنظر) در حالت طبیعی

$\Delta p$ : اضافه بار اعمال شده از طرف پی که به کمک یکی از روش‌های گفته شده (روش شیب 1:2، روش بوزینسک یا روش وسترگارد) به دست می‌آید ( $\Delta p$  در وسط لایه‌ی موردنظر محاسبه می‌شود) می‌باشد.

از این فرمول هم برای خاک‌های رسی با تحکیم عادی و هم برای خاک‌های رسی پیش تحکیم یافته می‌توان استفاده کرد. ولی در خاک‌های پیش تحکیم یافته ضریب  $C_C$  به  $C_S$  تبدیل می‌شود ( $C_S$  شیب منحنی  $e$ -log  $p$  در حالت باربرداری-بارگذاری مجدد می‌باشد).

وقتی که ضخامت لایه رسی از حدود 4 متر بیشتر باشد، معمولاً آن را به چند لایه نازک‌تر به ضخامت 1/5 تا 2 متر تقسیم کرده و برای هر یک از لایه‌ها مقدار نشست را بدست آورده و در انتها با هم جمع می‌کنند. در صورتی که میزان تنش در اعماق مختلف لایه‌ی رسی مشخص باشد می‌توان افزایش متوسط تنش در لایه رسی را از فرمول زیر حساب کرده و در فرمول نشست به کار برد.

$$H \cdot \Delta p = H' \left( \frac{p_0 + p_n}{2} + p_2 + p_3 + \dots + p_{n-1} \right)$$

$$H' = \frac{H}{n}$$

در این حالت دیگر نیازی به تقسیم لایه‌های رسی به لایه‌های کوچکتر نیست.

اگر لایه خاک رسی زیر پی، پیش تحکیم یافته باشد یعنی فشار سربار مؤثر بر خاک در حال حاضر کمتر از فشاری باشد که خاک در گذشته تجربه کرده است، حداکثر فشار مؤثر تجربه شده توسط خاک در گذشته را فشار پیش تحکیمی  $P_c$  می‌نامند و مقدار آنرا از نمودار  $e$ -log  $P$  در آزمایش تحکیم یا ادمتری بر روی نمونه‌ی خاک دست نخورده در آزمایشگاه بدست می‌آورند.

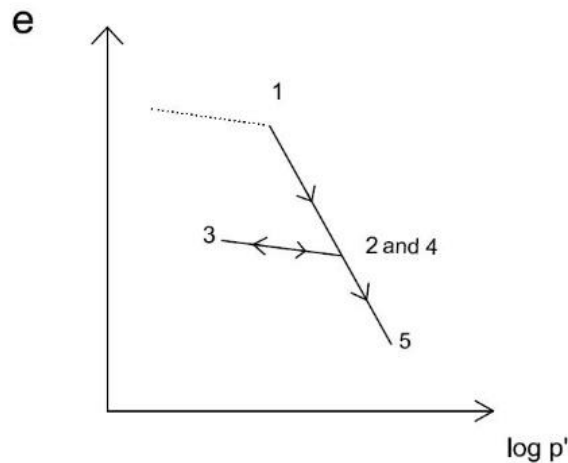
نسبت پیش تحکیمی OCR به این شکل قابل تعریف است.

$$OCR = \frac{P_c}{P}$$

$P_c$  = فشار قائم مؤثر پیش تحکیمی نمونه

$P$  = فشار قائم مؤثر بر نمونه در حال حاضر

نمودار بارگذاری و بار برداری در آزمایش تحکیم در محورهای  $e$ -log  $p$  به این شکل است:



نمودار (4-6): بارگذاری نمونه از نقطه ی 1 به 2 و بار برداری تا نقطه ی 3 و بارگذاری مجدد به نقطه ی 4 و 5

با توجه به نمودار (4-6)، قبل از فشار پیش تحکیمی تغییرات تخلخل که نشست را ایجاد می کند با شیب کمتر یعنی  $C_s$  انجام می گیرد و بعد از فشار پیش تحکیمی با شیب بیشتر  $C_c$  انجام میشود. این شاخص را " شاخص فشردگی " می نامند. برای توضیح بیشتر به کتاب های مکانیک خاک رجوع کنید.

#### نشست ناشی از تحکیم یا تراکم ثانویه:

$$\Delta H_s = H_f \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{t_2}{t_1}$$

$H_f$  ضخامت لایه رسی نرم در پایان تحکیم اولیه =

$C_\alpha$  شیب منحنی تحکیم ثانویه ( از آزمایش ادمتری هنگامی که تغییرات تخلخل در طول زمان رسم می شود ) =

$t_1$  زمان در انتهای تحکیم اولیه (معادل با  $T 90$ ) =

$t_2$  زمان مورد نظر برای محاسبه نشست ثانویه =

بنابراین بطور کلی برای محاسبه نشست در زیر پی داریم:

$$\Delta H = \Delta H_i + \Delta H_c + \Delta H_s$$

$\Delta H$  کل در زیر پی، مجموع  $\Delta H$  های لایه های تحت الارضی در زیر پی است. در رابطه ی فوق  $\Delta H_i$ ،  $\Delta H_c$  و  $\Delta H_s$  به ترتیب نشست انی، نشست تحکیمی و نشست ثانویه هستند که همه ی آنها در یک لایه رخ نمی دهند. در لایه های درشت دانه  $\Delta H_i$ ، در لایه های ریزدانه ی اشباع  $\Delta H_c$  و در لایه های رس حساس یا آلی  $\Delta H_s$  بر حسب مورد باید محاسبه شوند.

**نکته 1:** خاک های درشت دانه چون نفوذ پذیری بالایی دارند در حالت اشباع یا غیر اشباع فقط نشست کوتاه مدت دارند. در خاک های رسی ریزدانه، نشست کوتاه مدت و نشست درازمدت هر دو محتمل است. گرچه عمده نشست در این خاکها نشست درازمدت می باشد. در خاکهای رسی بار وارده برای بیرون راندن آب منفذی باید بر نیرو های الکترواستاتیکی بین آب و ذرات لای و رس غلبه کند که پروسه ی طولانی تری است و نشست تحکیمی یا دراز مدت

نامیده می شود. دقت شود که یک طرفه یا دو طرفه بودن زهکشی لایه ی رسی فقط در زمان تحکیم تاثیر دارد و در میزان نشست تاثیری ندارد.

**نکته 2:** لازم به یادآوری است که در رابطه ی نشست الاستیک در خاک های دانه ای (  $\Delta H = q \cdot B \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_w$  )،  $q$  شدت بار وارده بر بالای لایه ی ماسه ای می باشد، ولی در رابطه ی نشست تحکیمی در خاک های چسبنده (  $\Delta H = \frac{C_c \cdot H}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$  )،  $p_0$  فشار روبار مؤثر وارده در وسط لایه ی رسی می باشد که همان وزن موثر لایه های فوقانی است.  $\Delta p$  هم اضافه بار در وسط هر لایه ی رسی می باشد.

### تعیین ابعاد پی برای یک نشست داده شده یا نشست های مساوی:

در خاک های دانه ای که نشست آنی (الاستیک)، قسمت عمده ی نشست را تشکیل می دهد، می توان عرض پی را طوری تعیین کرد که  $\Delta H$  به حد معینی محدود شود.

اگر بخواهیم دو پی با ابعاد مختلف در روی این خاک ها دارای نشست الاستیک یکسان باشند، داریم:

$$\Delta H_1 = q_1 \cdot B_1 \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_{w1}$$

$$\Delta H_2 = q_2 \cdot B_2 \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_{w2}$$

$$\longrightarrow \frac{\Delta H_1}{\Delta H_2} = \frac{q_1 \cdot B_1 \cdot I_{w1}}{q_2 \cdot B_2 \cdot I_{w2}}$$

در صورتی که بخواهیم  $\Delta H_1 = \Delta H_2$  باشد، خواهیم داشت:

$$q_1 \cdot B_1 \cdot I_{w1} = q_2 \cdot B_2 \cdot I_{w2}$$

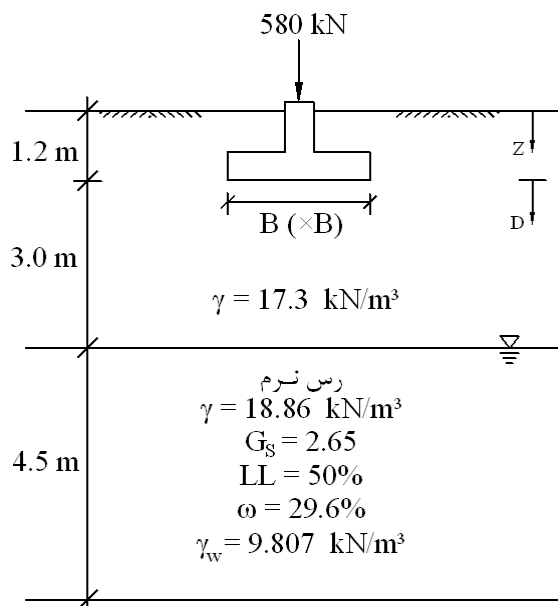
و یا با تقریب می توان نوشت:

$$q_1 \cdot B_1 = q_2 \cdot B_2$$

بدین ترتیب می توان با توجه به تنش های  $q_1$  و  $q_2$  نسبت عرض پی ها ( $B_1$  و  $B_2$ ) را طوری تعیین نمود که نشست های آنی یکسان شود.

برای تعیین ابعاد پی در خاک های چسبنده جهت محدود کردن نشست به مقدار معلوم، بهتر است از روش آزمون و خطا (همانند مثال 3-4) استفاده کرد.

مثال (3-4): ابعاد شالوده زیر را طوری تعیین نمائید که نشست تحکیمی به میزان 40 میلیمتر محدود شود.



شکل (8-4): مشخصات پی و خاک مثال (3-4)

حل:

با فرض اینکه وزن بتن با وزن خاک جابه‌جا شده تقریباً برابر باشد، می‌توان  $p_0$  را در وسط لایه‌ی رسی به صورت زیر محاسبه نمود.

$$\Delta H = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

$$p_0 = (3 + 1.2) \times 17.3 + \frac{4.5}{2} \times (18.86 - 9.807) = 93 \text{ kPa}$$

$$C_c = 0.009(\omega_L - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$e_0 = \frac{\omega}{S} \cdot G_s \xrightarrow{\text{saturated} \rightarrow S=1} e_0 = \frac{29.6}{100} \times 2.65 = 0.784$$

می‌توان لایه‌ی رسی 4/5 متری را به سه لایه‌ی 1.5 متری تبدیل کرد و  $\Delta H$  را برای هر لایه حساب کرد یا می‌توان به صورت زیر افزایش تنش متوسط در لایه رسی را بدست آورد و به جای  $\Delta p$  در رابطه‌ی نشست تحکیمی به کار برد.

چون عرض پی معلوم نیست چند فرضی در نظر گرفته و حل مسأله را ادامه می‌دهیم. برای محاسبه‌ی تنش در خاک از نمودار حباب‌های تنش روش بوزینسک استفاده می‌کنیم:

فرض اول:  $B = 2.4 \text{ m}$

D (m)	D/B	q/q <sub>0</sub>
-3.0	1.25	0.25
-4.5	1.87	0.13
-6.0	2.5	0.08
-7.5	3.12	0.06

$$4.5 \times \Delta p = 1.5 \left( \frac{0.25 + 0.06}{2} + 0.13 + 0.08 \right) q_0$$

$$\longrightarrow \Delta p = 0.12 q_0 = 0.12 \times \frac{580}{(2.4)^2} = 12.08 \text{ kN/m}^2$$

فرض دوم:  $B = 4.8 \text{ m}$ 

D (m)	D/B	q/q <sub>0</sub>
-3.0	0.62	0.6
-4.5	0.94	0.4
-6.0	1.25	0.25
-7.5	1.56	0.17

$$4.5 \times \Delta p = 1.5 \left( \frac{0.6 + 0.17}{2} + 0.4 + 0.25 \right) q_0$$

$$\longrightarrow \Delta p = 0.35 q_0 = 0.35 \frac{580}{(4.8)^2} = 8.81 \text{ kN/m}$$

فرض سوم:  $B = 7.2 \text{ m}$ 

D (m)	D/B	q/q <sub>0</sub>
-3.0	0.42	0.77
-4.5	0.62	0.6
-6.0	0.83	0.4
-7.5	1.04	0.34

$$4.5 \times \Delta p = 1.5 \left( \frac{0.77 + 0.34}{2} + 0.6 + 0.4 \right) q_0$$

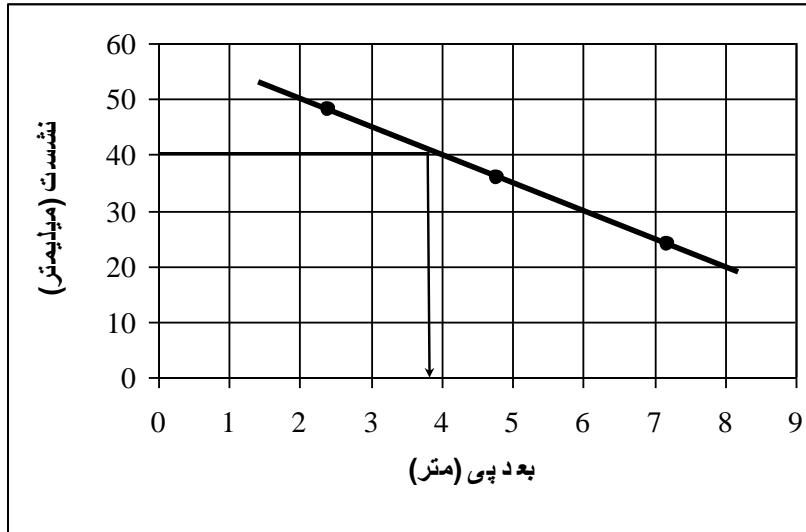
$$\longrightarrow \Delta p = 0.52 q_0 = 0.52 \frac{580}{(7.2)^2} = 5.82 \text{ kN/m}$$

$$B = 2.4 \text{ m} \longrightarrow \Delta H = \frac{0.36(4.5 \text{ m})}{1 + 0.784} \log \frac{93 + 12.08}{93} = 0.048 \text{ m} = 48 \text{ mm}$$

$$B = 4.8 \text{ m} \longrightarrow \Delta H = \frac{0.36(4.5 \text{ m})}{1 + 0.784} \log \frac{93 + 8.81}{93} = 0.0357 \text{ m} = 35.7 \text{ mm}$$

$$B = 7.2 \text{ m} \longrightarrow \Delta H = \frac{0.36(4.5 \text{ m})}{1 + 0.784} \log \frac{93 + 5.82}{93} = 0.0239 \text{ m} = 23.9 \text{ mm}$$

حال نتایج را روی یک نمودار رسم کرده و  $B$  مربوط به نشست 40 میلیمتر را از نمودار استخراج می‌کنیم. بر اساس نمودار (7-4) می‌توان  $B = 3.7 \text{ m}$  را به عنوان عرض نظیر 40 میلیمتر نشست، بیان نمود.



نمودار (4-7): نمودار مقادیر نشست بر حسب عرض پی

**موارد آئین نامه ای:**

غالباً نشست یک پی به تنهایی زیاد مسأله ساز نیست ولی اختلاف نشست بین پی های مجاور همواره موجب ایجاد اشکالات سازه ای می شود. بازنشدن درها و پنجره ها، ترک خوردن دیوارها و پیچیدن و ترک خوردگی سقف همگی در اثر نشست ناهمگون پی ها ایجاد می شوند. به همین دلیل آئین نامه ها ضابطه هایی در خصوص نشست پی منفرد و اختلاف نشست بین پی های مجاور برقرار می کنند.

جدول (4-6): ملاحظات آئین نامه ای برای نشست پی ها

شالوده های گسترده	شالوده های منفرد	حداکثر نشست هر پی (mm)	
76~127 (63~101)	76 (63)*	رس ها	
51~76 (38~63)	51 (38)	ماسه ها	
44 (38)		رس ها	بزرگترین اختلاف نشست بین پی ها (mm)
32 (25)		ماسه ها	
1/300		پیچش زاویه ای (شیب)	

\*مقادیر داخل پرانتز برای طراحی توصیه می شوند ولی اعداد دیگر دارای اطمینان کافی هستند.

عدد دیگری که بخاطر سپردن آن سهولت بیشتری دارد آن است که حداکثر اختلاف نشست مجاز بین دو شالوده مجاور در اسکلت های فلزی و بتنی 0.001~0.0015 فاصله بین محور تا محور ستون هاست. جدول (4-7) در آئین نامه ها برای پیشینه ی تغییر شکل شالوده ها بیان شده است.



جدول (4-7): محدودیت روی شیب

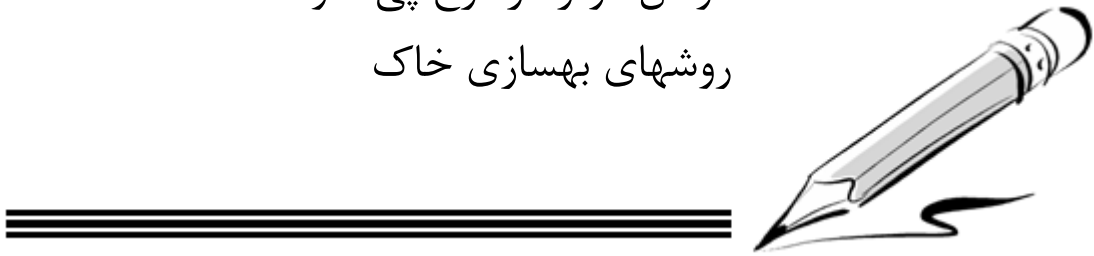
بیشینه ی شیب	نوع سازه
0/001 تا 0/005	دیوارهای آجری طویل با ارتفاع زیاد
0/003	ساختمان های آجری
0/001	تیغه های پوششی آجری بین ستون ها
0/0025 تا 0/004	قاب های سازه ای بتن آرمه
0/003	دیوار آب بند بتن آرمه
0/002	قاب های فلزی پیوسته
0/005	قاب های فلزی با اتصالات ساده

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- [9] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
- [10] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.
- [11] Geotechnical Engineering: Principles and Practices, Coduto D.P., 1999, Prentice-Hall.
- [12] Design Aids in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kaniraj S.R., 1988, TATA McGraw-Hill.

## فصل پنجم

### عوامل مؤثر در طرح پی ها و روشهای بهسازی خاک



#### 1- پی سازی روی خاکهای مختلف:

##### 1. پی سازی روی سنگ:

در احداث پی یا شالوده بر روی سنگ معمولاً با مشکل ظرفیت باربری مواجه نیستیم، ولی از نظر تغییرشکل یا نشست، اگر سنگ خرد شده و هوازده باشد احتمال مشکل وجود دارد. معیار ارزیابی خردشدگی و هوازدهی در سنگ،  $RQD^*$  می باشد. اگر  $RQD$  از 90٪ بیشتر باشد جنس سنگ خوب است در غیر این صورت ممکن است تغییرشکل، از حد مجاز بیشتر باشد.

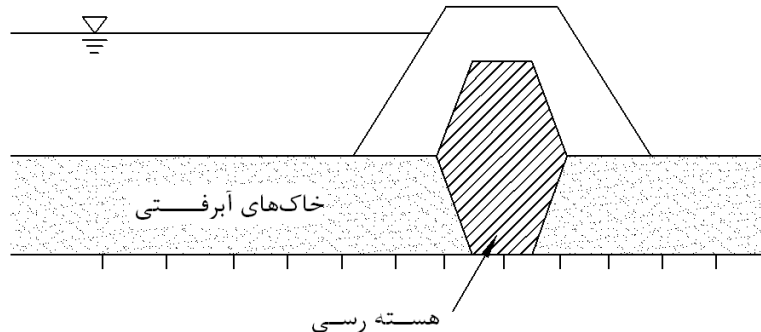
اگر پی را در معنای وسیعتری در نظر بگیریم مثل شالوده‌ی سدها، در آن صورت غیر از ظرفیت باربری و تغییرشکل، باید آبگذرانی را نیز در نظر داشت. برای کاهش ظرفیت آبگذرانی در پی یک پرده آب بند با تزریق در سنگ ایجاد می نمایند.

##### 2. پی سازی بر روی خاک مخلوط درشتدانه:

گر چه ظرفیت باربری در خاکهای درشتدانه معمولاً بالاست ولی لازم است کنترل شود. نشست در این خاکها عمدتاً کوتاه مدت یا آنی است. در خاکهای درشتدانه الزاماً پی باید در عمق مناسب در داخل خاک قرار گیرد. پارامتر  $D_r$  در این خاکها از اهمیت زیادی برخوردار است. اگر  $D_r \leq 0.65$  باشد، بهتر است خاک قبل از پی کنی با روشهای مناسب متراکم گردد.

$RQD$  (Rock Quality Designation): مجموع طول قطعات بزرگتر از 10 سانتیمتر در هر متر طول از مغزه سنگ مورد نظر می باشد که از حفاری دورانی (Coring) در سنگ به دست می آید.

خاکهای درشتدانه در زیر پی سدها که اغلب آبرفتی هستند از نظر نفوذپذیری معمولاً مشکلاتی را برای سد ایجاد نمی‌نمایند. هنگامی که ضخامت آبرفت کم است هسته‌ی رسی را تا رسیدن به سنگ بستر ادامه می‌دهند. اگر ضخامت آبرفت زیاد باشد از پرده تزریق (Grout curtain) جهت آببندی شالوده‌ی سد استفاده می‌شود.



شکل (5-1): شکل شماتیک از آببندی شالوده سد با هسته‌ی رسی

### 3. پی‌سازی بر روی ماسه:

همانطور که قبلاً گفته شد قراردادن پی بر روی سطح لایه‌ی ماسه‌ای به علت کم‌شدن ظرفیت باربری توصیه نمی‌شود. برای کنترل نشست پی در خاکهای ماسه‌ای باید ماسه را متراکم کرد تا  $D_r$  آن کمتر از 65٪ نباشد. رفتار ماسه‌های درشتدانه غالباً زهکشی شده است، به همین دلیل نشست در این خاکها آنی (الاستیک) است. با این حال در خاکهای ماسه‌ای "اشباع" بایستی به احتمال وقوع روانگرایی هنگام وقوع زلزله توجه داشت چون در هنگام روانگرایی ماسه‌ی اشباع رفتار زهکشی نشده از خود نشان می‌دهد.

### 4. پی‌سازی بر روی خاک ریزدانه (سیلت و رس):

رس‌ها و سیلت‌ها از خیلی نرم و نرم (با تحکیم عادی) تا خیلی سفت و سخت (فوق تحکیم) یافت می‌شوند. مشکل پی‌سازی روی این نوع خاکها بیشتر در حالت نرم و خیلی نرم بروز می‌کند. سیلت‌ها معمولاً به تنهایی یافت نمی‌شوند و غالباً با ماسه یا رس همراهند. سیلت‌های فاقد رس و مواد نباتی رفتاری شبیه ماسه دارند ولی سیلت با حتی 5٪ رس دارای چسبندگی می‌شود. وجود 10٪ تا 25٪ رس در سیلت رفتار سیلت را کاملاً مشابه رس می‌نماید. در پی‌سازی روی این نوع خاکها باید در مورد ظرفیت باربری آنها به اطمینان کافی دست یافت، لذا اخذ نمونه‌ی دست نخورده و انجام آزمایشات مقاومت برشی در آزمایشگاه ضروری است. اگر خاک رس یا سیلت حساس است توصیه می‌شود از آزمایش برش پره‌ای (Vane) یا نفوذ مخروط (C.P.T) در محل استفاده نمود. همچنین جهت اطمینان در مورد میزان نشست درازمدت پی بر روی این خاکها، انجام آزمایش تحکیم ضروری است.

### 5. پی‌سازی بر روی خاک لس (Loess):

لس خاک ریزدانه یکنواختی است که ذرات آن معمولاً توسط باد حمل شده و در جایی جمع می‌شود (خاکهای بادرفتی). ضخامت لایه‌های این خاک بین 1 تا 50 متر متغیر است ولی لایه‌های به ضخامت 2 تا 3 متر به وفور در طبیعت دیده می‌شود.

از نظر دانه‌بندی در این خاک ماسه و شن وجود ندارد. 90٪ دانه‌های آن از الک شماره‌ی 200 عبور می‌کند و بین صفر تا 15٪ آن نیز رس و دارای قطر کمتر از 0/005 می‌باشد، بنابراین لس عمدتاً سیلت (لای) است. مشکل اصلی این خاک آن است که ظرفیت باربری آن به شدت تابع میزان آب و درجه‌ی اشباع می‌باشد و مقاومت خاک رس اشباع

حدود 0.2 خاک رس خشک می‌باشد. نفوذپذیری این خاک کم است به نحوی که در اثر بارش باران حداکثر تا عمق 1 تا 1/5 متری آن خیس می‌شود.

برای پی‌سازی روی این خاک باید آن را متراکم کرد تا وزن مخصوص خشک آن حداقل به  $15.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  برسد، راه‌حل دیگر مخلوط کردن این خاک با آهک، خاکستر و یا سیمان می‌باشد. در صورتی که نتوان خاک را به یکی از روش‌های فوق بهسازی کرد به کار بردن پی عمیق (شمع) برای جلوگیری از نشست زیاد سازه در این نوع خاک‌ها الزامی است.

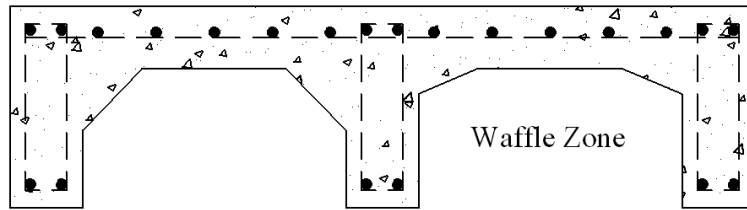
### 6. پی‌سازی بر روی خاک‌های منبسط شونده (Expansive Clays):

خاک‌های منبسط شونده خاک‌هایی هستند که در اثر خیس شدن یا خشک شدن، تغییرات حجم قابل توجهی از خود نشان می‌دهند. قسمت اعظم این نوع خاک‌ها از کانی‌های رسی تشکیل شده است. تعیین دقیق میزان افزایش حجم خاک مشکل است زیرا این مسأله به نوع کانی‌ها، ساختار دانه‌ها، فشار روبار خاک و درصد آب محل بستگی دارد.

برای پی‌سازی بر روی این نوع خاک‌ها راه‌حل‌های مختلفی وجود دارد:

(أ) افزودن آهک یا سیمان یا مواد شیمیائی مناسب به خاک جهت حذف یا کاهش میزان انبساط.

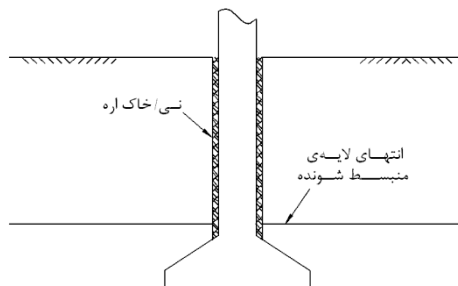
(ب) کنترل جهت انبساط خاک در زیر پی با ایجاد پی‌های خاص مثل Waffle.



شکل (5-2): پی‌سازی از نوع Waffle (مقطع پی)

(ج) کنترل آب: خاکبرداری تا عمقی که وزن خاک مانع آماس کردن (heave) می‌شود انجام شده و سپس در این عمق یک لایه پلیمری آب بند قرار داده و خاک کنده شده را دوباره به جای اول بر می‌گردانند. رطوبتی که در اثر بارش‌های جوی در خاک بالای لایه‌ی پلاستیک وارد می‌شود، ایجاد انبساط می‌کند که با وزن روسازی (Pavement) مهار می‌شود.

(د) قرار دادن پی در عمقی پائین‌تر از عمق لایه‌ی خاک منبسط‌شونده و ایجاد فضای خالی بین سازه و سطح زمین، تا انبساط خاک مشکلی برای سازه ایجاد ننماید. گاهی برای کم کردن تنش کششی ناشی از انبساط خاک در شمع‌ها، در اطراف شمع نی، خاک اره و امثالهم می‌ریزند.



شکل (5-3): قرار دادن پی در تراز پائین‌تر از لایه‌ی خاک منبسط‌شونده

ه) بارگذاری بر روی خاک به نحوی که با فشار ناشی از انبساط، توازن برقرار نماید. این روش بیشتر در ساختمان‌های چندین طبقه با پی گسترده امکان‌پذیر است.

#### مشخصات عمومی پی‌ها:

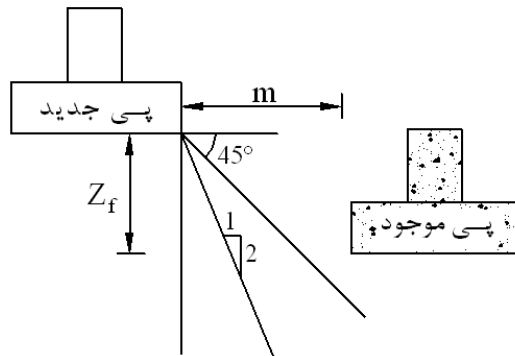
ابعاد پی‌ها همواره بر مبنای ظرفیت باربری خاک زیر پی تعیین شده و سپس نشست آن کنترل می‌شود. در صورتی که ابعاد پی جوابگوی ضابطه‌ی نشست نباشد، ابعاد پی باید اصلاح شود. برای ساخت پی همواره باید پی‌کنی نمود. به عبارت دیگر همواره باید پی را در تراز پائین‌تر از سطح زمین قرار داد. عمق پی‌کنی بر مبنای معیارهای زیر تعیین می‌گردد.

- بیشتر از عمق یخ‌زدگی خاک با توجه به اقلیم منطقه
- بیشتر از عمق لایه‌ی خاک نباتی یا آلی
- بیشتر از عمق لایه‌ی خاک دستی (Fill) یا عمق لایه‌ی نخاله‌ی ساختمانی
- بیشتر از عمق لایه‌ی خاک با تغییرات حجمی زیاد در اثر رطوبت

توصیه می‌شود که جز در شرایط استثنایی، همه‌ی پی‌های ساختمان در یک تراز قرار داده شوند. جنس بتن پی‌ها باید به نحوی طراحی شده باشد که از حمله‌ی سولفات‌ها یا سایر مواد مضر در خاک یا آب زیرزمینی در امان باشد تا به لحاظ مصالح، دوام لازم را داشته باشد.

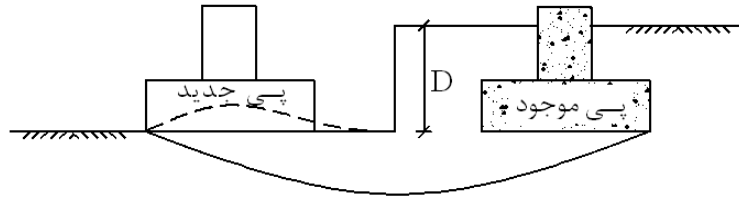
#### نکته 1- ساخت پی در مجاورت پی همسایه:

در ساخت پی در مجاورت پی همسایه یکی از دو حالت زیر ممکن است رخ دهد:  
1- اگر پی جدید بالاتر از پی موجود همسایه قرار می‌گیرد برای جلوگیری از افزایش تنش در خاک زیر پی همسایه و نشست احتمالی آن توصیه می‌شود  $m > Z_f$  باشد.

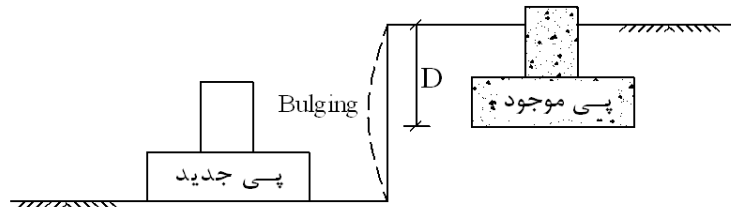


شکل (4-5): موقعیت پی جدید نسبت به پی همسایه

2- اگر پی جدید هم‌سطح یا پائین‌تر از پی موجود همسایه است، احتمال گسیختگی خاک زیر پی (به علت کاهش  $\bar{q}$ ) و یا تورم خاک (bulging) وجود دارد. در چنین حالتی باید به جنس خاک توجه داشت اگر خاک چسبنده باشد احتمال گسیختگی کمتر است ولی اگر خاک دانه‌ای باشد، باید احتمال مسأله‌ی گسیختگی خاک در زیر پی را دقیقاً بررسی کرد چنان‌که در پاره‌ای از مواقع کوبیدن شیت پایل در پیرامون زمین قبل از شروع پی لازم است.



شکل (5-5): گسیختگی خاک زیر پی جدید در اثر وجود پی همسایه



شکل (6-5): تورم خاک در اثر وجود پی همسایه

## نکته 2- فشار خالص و ناخالص (Net & Gross Pressure):

هنگامی که مشاور ژئوتکنیک ظرفیت باربری مجاز خاک را تعیین می‌کند و یک رابطه یا نمودار جهت تعیین  $q_a$  برحسب  $B$  ارائه می‌کند، مهندس سازه با این سؤال روبرو می‌شود که آیا این تنش مجاز، یک تنش خالص است یا ناخالص؟ یعنی فشاری است که علاوه بر فشار روبرار موجود می‌توان بر خاک زیرپی وارد کرد؟ یا اینکه  $q_a$  مشخص شده یک فشار ناخالص است یعنی کل فشاری است که خاک زیر پی توان تحمل آن را دارد؟ در جواب این سؤال باید گفت اگر  $q_a$  براساس معادلات تعیین ظرفیت باربری خاک (روش ترازقی، میرهوف، هانسن یا...) به دست آمده است، یک فشار ناخالص است ولی اگر  $q_a$  براساس نشست معینی تعیین شده است یک فشار خالص می‌باشد زیرا ماهیت نشست اینگونه است که به علت اضافه تنش موثر بین دانه های خاک ایجاد می‌شود.

## 2- مروری بر روش‌های اصلاح و بهبود خواص مکانیکی خاک (بهسازی خاک):

گاهی جنس زمین یا نوع خاک برای پی‌سازی مناسب نیست، در این موارد یکی از کارهای زیر قابل انجام است:

- تغییر محل سازه یا بنا
- تغییر سیستم پی
- تعویض خاک محل تا عمق مناسب
- بهسازی خاک محل

سه روش اول همواره امکان‌پذیر نیست یا با صرف هزینه‌های زیاد همراه است، ولی بهسازی خاک برای بالا بردن ظرفیت باربری خاک و کاهش میزان نشست می‌تواند گزینه‌ای مناسب و اقتصادی باشد. روش‌های معمول در بهسازی خاک ذیلاً توضیح داده می‌شود.

### 1- تراکم (Compaction):

تراکم، ارزانترین روش مقاوم کردن خاک است. این روش بیشتر برای خاکهای دانه ای یا مخلوط درشت دانه و ریزدانه بکار میرود. در این روش ابتدا درصد آب بهینهی خاک در آزمایشگاه تعیین می شود. سپس ضخامتی از خاک محل برداشته شده و بعد از آن مجدداً لایه لایه خاک ریخته شده و با درصد آب بهینه مخلوط و بعد کوبیده می شوند تا در اثر تراکم، وزن مخصوص خاک افزایش یافته و میزان تخلخل در آن کم شود. خاکهای چسبنده با غلتکهای پاچه بزی یا چرخ لاستیکی و خاکهای دانه ای با غلتکهای چرخ آهنی کوبیده می شوند. این نوع غلتکها معمولاً همزمان با کوبیدن قادرند ارتعاش نیز در خاک ایجاد نمایند (غلتک وایبره). ضخامت معمول در پخش و کوبیدن لایه های خاک دانه ای و چسبنده 15 تا 20 سانتیمتر می باشد. در ساختمانها و محل های محدود مثل اطراف پی ها که امکان استفاده از غلتکهای بزرگ وجود ندارد از غلتکهای دستی (compactor) استفاده می کنند. ضخامت لایه های خاک در این حالت از 7/5 تا 10 سانتیمتر تجاوز نمی نماید. پس از انجام عملیات تراکم، درصد تراکم را محاسبه و با استانداردهایی نظیر آشتو یا آشتوی اصلاح شده مقایسه می نمایند.

## 2- روشهای ایجاد ارتعاش در خاک:

گفته شد ساختن پی بر روی ماسه سست به دلیل کم بودن ظرفیت باربری و همچنین نشست زیاد در حالت استاتیکی (تحت اثر بار سازه) و در حالت دینامیکی (وقوع زلزله) توصیه نمی شود. به علاوه در هنگام زلزله خصوصاً هنگامیکه سطح آب زیرزمینی بالاست پدیده روانگرایی (liquefaction) در ماسه های سست ایجاد می شود. لذا معمولاً آیین نامه ها توصیه می کنند که دانسیته نسبی  $D_r$  خاکهای دانه ای برای پی سازی از حد معینی کمتر نباشد.

جدول (5-1): حداقل دانسیته نسبی خاک در هنگام زلزله

شتاب زلزله	حداقل $D_r$ مجاز
0.1g	54%
0.15g	73%
0.2g	85%
0.25g	92%

ایجاد ارتعاش یکی از روشهای تراکم خاکهای دانه ای و افزایش  $D_r$  می باشد. منظور از خاکهای دانه ای شن، ماسه یا مخلوط آنها است که میزان سیلت در آن از 20٪ و یا میزان رس در آن از 10٪ تجاوز ننماید. معمولاً عمل ارتعاش با کوبیدن و بیرون کشیدن یک شمع با چکش ضربه ای یا چکش وایبره انجام می شود. این کار در تمام عمق لایه ی ماسه ای انجام می شود.

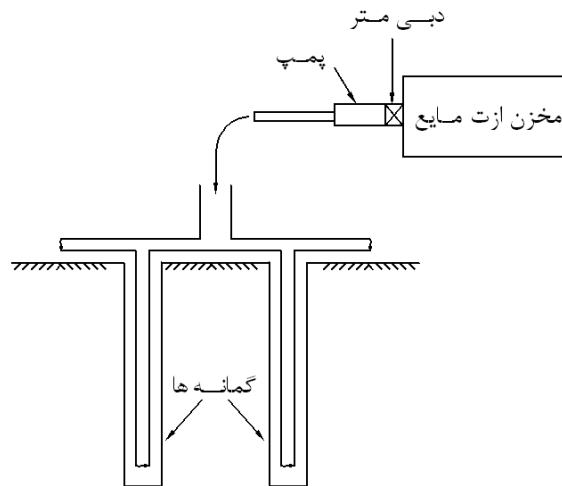
روش دیگر ایجاد ارتعاش، Vibro-floatation نام دارد. در این روش یک استوانه ی فلزی که به وسیله ی یک وزنه خارج از محور در داخل خود می تواند لرزش ایجاد کند در محل مورد نظر روی زمین قرار گرفته، از محل تعبیه شده در نوک استوانه فلزی، آب با فشار زیاد خارج می شود به نحوی که آب تزریق شده به سرعت از داخل خاک قابل زهکشی و تخلیه نبوده لذا یک حالت سیلان موضعی در خاک ایجاد شده که باعث می شود استوانه تحت اثر وزن خود و حرکات ارتعاشی تا عمق دلخواه در زمین فرو رود و موجب تراکم خاک گردد. از Vibro-floatation می توان در ایجاد ستونهای ماسه ای یا شنی در خاکهای ماسه ای سست یا خاکهای رسی نرم نیز استفاده نمود. ایجاد ستونهای ماسه ای در یک شبکه منظم 0/5 تا یک متری و در سطحی 2 تا 3 متر بزرگتر از پلان شالوده (خصوصاً شالوده های گسترده و شالوده ی مخازن ذخیره مایعات) می تواند مقاومت برشی خاک را افزایش و نشست پی را کاهش دهد.

**3- تراکم دینامیکی (Dynamic Compaction):**

این روش در سال 1965 توسط Menard در فرانسه ابداع شد. در این روش زمین را در یک شبکه مشخص در پلان، با رهاکردن وزنه‌ی سنگینی می‌کوبند. وزن کوبه‌ها از 5 تا 50 تن متغیر است. کوبه‌ها معمولاً مکعب یا استوانه‌ای و از جنس بتن است. گاهی نیز کوبه از جداری فلزی تشکیل می‌شود که داخل آن را با مصالح دانه‌ای پر می‌کنند. ارتفاع سقوط متداول کوبه‌ها در تراکم دینامیکی بین 10 تا 15 متر است ولی تا 40 متر نیز می‌توان وزنه‌ها را بالا برد و از آن ارتفاع رها نمود. انرژی‌ای که به این صورت به خاک منتقل می‌شود می‌تواند 200 تا 2000 تن‌متر باشد. عمق نفوذ امواج فشاری حداکثر تا 10 الی 15 متری خاک می‌رسد. در صورتی که خاک اشباع باشد باید همزمان با انجام عمل تراکم، سیستم زهکشی قائم نیز ایجاد شود، چون در غیر این صورت بیشتر انرژی ضربه به آب حفره‌ای منتقل می‌شود و خاک متراکم نمی‌گردد.

**4- انجماد (Freezing):**

انجماد، یکی دیگر از روش‌های تثبیت و بهسازی خاک است که عموماً بعنوان یک تکنیک موقت در خاکهای دانه ای اشباع کاربرد دارد و هدف از آن ایجاد یخ‌زدگی خاک در منطقه‌ی مشخصی می‌باشد. برای ایجاد انجماد در زمین، ابتدا گمانه‌هایی با فواصل مشخص (حدود یک تا دو متر) و تا عمق موردنظر جهت بهسازی حفر می‌شود. اعماق متداول برای انجماد بین 10 تا 20 متر است. هر گمانه قادر است زمین اطراف خود را به قطر حدود 3 متر منجمد نماید. در گمانه‌های حفر شده لوله‌هایی مسی قرار می‌دهند و سرلوله‌ها را در سطح زمین به هم متصل می‌نمایند. ازت مایع با تانکر به محل پروژه حمل می‌شود. دمای ازت مایع در مخزن  $-196^{\circ}\text{C}$  بوده و فشار آن 5 اتمسفر می‌باشد. ازت داخل لوله‌ها جریان پیدا کرده، دمای محیط را جذب کرده و درجه حرارت خاک را به شدت پائین می‌آورد به نحوی که خاک در یک دوره زمانی خاص (چند ساعت تا چندین ماه) به صورت یخ‌زده در می‌آید. با گذشت زمان ازت به تدریج گرم شده و تبخیر می‌شود. این روش پرهزینه است و در کارهای عمرانی کوچک کاربرد ندارد.



شکل (5-7): تکنیک انجماد خاک

**5- پائین بردن سطح آب زیرزمینی:**

پائین بردن سطح آب زیرزمینی باعث افزایش مقاومت برشی خاک می‌شود. گاهی پائین بردن سطح آب زیرزمینی برای ایجاد شرایط مناسب کار در کف گودبرداری‌ها لازم است. البته این روش را همیشه نمی‌توان بکار بست و استفاده از آن نیز در بسیاری مواقع جنبه موقتی دارد.



با پائین بردن سطح آب زیرزمینی، اثر نیروی شناوری آب از بین رفته، وزن مخصوص مؤثر خاک افزایش یافته و تنش مؤثر در خاک بیشتر می شود. باید توجه داشت با افزایش تنش مؤثر، نشست خاک نیز محتمل خواهد بود لذا اثر پائین بردن سطح آب زیرزمینی بر ساختمان های اطراف و احتمال نشست آنها مسأله ای مهمی است که باید مورد ارزیابی قرار گیرد.

#### 6- پایدار کردن خاک به کمک مواد شیمیایی (chemical stabilization):

موادی که معمولاً جهت پایدار کردن خاکها اعم از درشت دانه و ریزدانه بکار می روند عبارتند از آهک، سیمان، خاکستر (کوره های بلند) یا مخلوطی از آنها. البته از برخی مواد شیمیایی دیگر نیز استفاده می شود. پایدار کردن خاک با مخلوط کردن آن با مواد شیمیایی در راهسازی مورد استفاده فراوان دارد ولی در ساختمان سازی نیز می توان از آن استفاده کرد. آهک موجب کم شدن پلاستیسیته رس ها شده و تغییرات حجم در آنها را کاهش می دهد. سیمان یا مخلوط سیمان با خاکستر موجب افزایش ظرفیت باربری خاک می شود. درصد کاربرد این مواد را با توجه به خصوصیات مکانیکی مورد نیاز و نوع خاک موجود باید در آزمایشگاه تعیین نمود، ولی در محدوده ای 5 تا 10٪ متداول تر است. این نوع بهسازی خاک را بهسازی کم عمق (Shallow treatment) می نامند.

#### 7- پیش بارگذاری (Preloading):

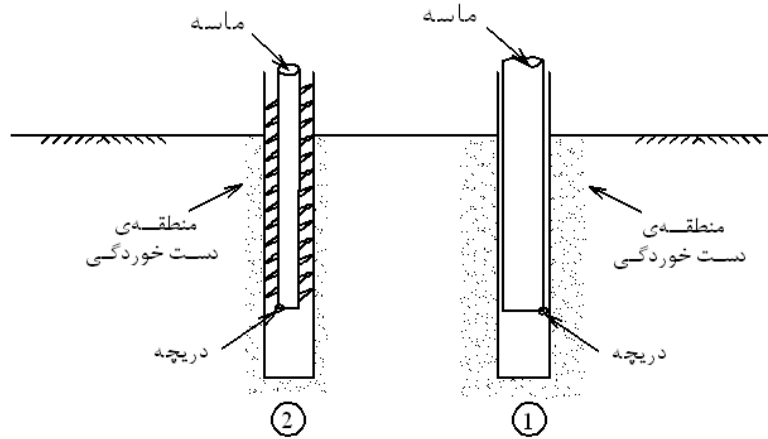
پیش بارگذاری یک روش نسبتاً ارزان است که بر روی خاک های ریزدانه ای نرم مانند رسها انجام می شود. در این روش قبل از احداث سازه ای اصلی، روی سطح زمین بارگذاری انجام می شود. بارگذاری معمولاً به وسیله انباشت خاک و یا سنگ در سطح زمین انجام می شود. با انجام پیش بارگذاری اولاً نشست هایی که قرار بود بعد از احداث سازه ای اصلی رخ دهد حذف می شود، ثانیاً در اثر افزایش دانسیته و کاهش فضای خالی در خاک، میزان مقاومت برشی خاک افزایش می یابد و به علت پیش تحکیم یافته شدن خاک نشست خاک در اثر بار سازه که به تدریج با انجام مراحل ساخت از طریق پی ها به خاک اعمال می شود ابتدا با شیب کمتر  $C_s$  نشانه ی تورم خاک و سپس با شیب  $C_c$  نشانه ی فشرده گی خاک انجام می گیرد به نمودار (4-9) رجوع شود. این روش بهسازی در مورد سیلت ها و رس های با تحکیم معمولی و خاک های آلی بیشترین تأثیر را دارد. در صورتی که ضخامت لایه ریزدانه زیاد باشد جهت کاهش زمان زهکش شدن آب باید هم زمان با پیش بارگذاری زهکش های افقی و قائم نیز در خاک تعبیه شوند. لازم است قبل و بعد از «پیش بارگذاری»، مقاومت برشی خاک اندازه گیری شده و تأثیر روند بهسازی مورد ارزیابی قرار گیرد. بهتر است برای این کار از آزمایشات تک محوری و یا سه محوری بر روی نمونه های دست نخورده استفاده شود.

#### 8- زهکشی (Drainage):

زهکشی غیر از ترکیب با پیش بارگذاری، به عنوان یک روش مستقل نیز باعث افزایش ظرفیت باربری خاک می گردد. از آنجا که نفوذپذیری شن و ماسه بیشتر از رس می باشد، میتوان از زهکش های افقی یا قائم ماسه ای استفاده کرد. برای کم کردن طول مسیر زهکشی در هنگام تحکیم لایه های ضخیم رسی از یک لایه افقی ماسه (لحاف ماسه ای) استفاده می شود. این لایه قبل از خاکریزی یا پیش بارگذاری روی زمین اجرا می شود. مشابه زهکش های افقی می توان زهکش های قائم نیز به کمک ستون های شن و ماسه ای در یک شبکه منظم و طرح ریزی شده در داخل خاک ایجاد نمود. ستون های ماسه ای موجب زهکشی خاک به صورت افقی (شعاعی) می شوند و چون ضریب  $k$  در جهت افقی همواره بیشتر از جهت قائم است، لذا عمل خروج آب با سرعت زیادتری انجام خواهد شد. قطر ستون های ماسه ای بسته به روش اجرای آنها بین 150 تا 750 میلیمتر متغیر است.

ایجاد ستونهای ماسه‌ای به دو روش کلی صورت می‌گیرد:

- روش کوبیدن لوله (Mandrel) و ریختن ماسه در هنگام بیرون کشیدن لوله (همراه فشار هوا)
- روش اوگری (Auger) و ریختن ماسه در لوله وسط هنگام خارج کردن اوگر



شکل (5-8): دو روش در ساخت ستونهای ماسه‌ای  
1- روش کوبیدن. 2- روش حفاری با اوگر.

### 8- تزریق (Grouting):

یکی از روش‌های نسبتاً پرهزینه در بهسازی خاک است که معمولاً برای بهسازی در اعماق زیاد به کار می‌رود. در این روش یک عامل شیمیایی با فشار در داخل خلل و فرج خاک تزریق می‌شود به طوری که ماده‌ی تزریق شده، دانه‌های خاک را به هم چسبانده و یک توده‌ی توپر و مقاوم تشکیل دهد. معمول‌ترین ماده‌ی شیمیایی جهت تزریق، دوغاب سیمان می‌باشد. از تزریق هم برای بهبود خواص مهندسی خاک، (نظیر افزایش وزن مخصوص و مقاومت باربری خاک) و هم جهت آب‌بند کردن خاک در پی سدها مورد استفاده می‌شود. عمل تزریق در زمین‌هایی امکان‌پذیر است که ضریب نفوذپذیری آن‌ها بیشتر از  $10^{-5}$  m/Sec باشد. در خاک‌های ناتراوا تزریق به فشارهای خیلی زیادی نیاز دارد که غالباً اقتصادی نبوده و در برخی حالات به لحاظ اجرایی امکان‌ناپذیر است. در نوعی از عملیات تزریق که به تزریق پرفشار یا Jet Grouting موسوم است ماده شیمیایی را با فشار بسیار بالا (حدود 50 مگاپاسکال) و بصورت دورانی در اعماق خاک تزریق میکنند. این نوع عملیات بعلت فشار تزریق خیلی زیاد محدودیتی از نظر نفوذپذیری خاک ندارد و تقریباً در همه انواع خاکها قابل انجام است.

### 9- شمع‌های خرده سنگی کوبشی (Stone Columns):

این روش جهت پی‌سازی در زمین‌های نرم که دارای ظرفیت باربری کم و نشست‌پذیری زیاد هستند بکار می‌رود. شمع‌های خرده سنگی روش ارزانی است که افزایش نسبتاً خوبی در ظرفیت باربری ایجاد کرده و کاهش نشست‌پذیری قابل توجهی در خاک ایجاد می‌نماید و همزمان با آن عمل زهکشی در خاک را تشدید کرده و مقاومت زمین را در مقابل پدیده روانگونی افزایش می‌دهد. برای ایجاد این شمع‌ها یا چاه‌هایی با دست حفر می‌شود و یا با یکی از روش‌های گفته شده قبلی نظیر Auger و... حفره‌ای در زمین ایجاد شده سپس داخل آن در چند لایه با شن یا سنگریزه پر شده و هر لایه با وزنه‌ای کوبیده می‌شود. معمولاً از یک تا چهار شمع خرده سنگی کوبشی در زیر هر پی سطحی استفاده می‌شود.

### 10- اختلاط عمیق خاک (Deep Soil Mixing)

اختلاط عمیق خاک که DSM نامیده میشود با استفاده از دستگاههای خاصی صورت میگیرد. این دستگاهها دارای میله های حفاری هستند که در طول آنها زائده های فلزی به میله جوش شده است. با چرخاندن این میله ها در داخل خاک و همزمان اضافه کردن دوغاب سیمان، خاک تدریجاً با دوغاب سیمان مخلوط شده و می توان یک ستون خاک-سیمان با قطر 80 سانتیمتر تا حدود دو متر تا اعماق مورد نظر در خاک ایجاد کرد. ستونهای خاک-سیمان بعد از گرفتن و سخت شدن سیمان در داخل خاک، ظرفیت باربری خاک را افزایش داده و باعث کاهش نشست خاک در اثر بارهای وارده می شوند.

### 11- استفاده از ژئوسنتتیکها (Geosynthetics):

ژئوسنتتیکها محصولات پارچه ماندی هستند که از موادی پلیمری نظیر پلی استر، نایلون، پلی اتیلن و پلی پروپیلن ساخته می شوند. این مواد می توانند مدت زیادی در داخل خاک دوام بیاورند. ژئوسنتتیکها موارد استفاده گوناگون دارند: افزایش ظرفیت باربری خاک در زیر پی، آب بند کردن قسمتی از خاک، جلوگیری و یا کنترل فرسایش خاک، پوشش لایه های زهکش افقی و قائم، مسلح کردن خاک و... معروف ترین عضو خانواده ژئوسنتتیکها، ژئوتکستایل نام دارد. ژئوتکستایل به دو صورت بافته (Woven) و نبافته (Unwoven) ساخته می شوند و در نوارهایی به عرض 0/5 تا 3 متر روی زمین پهن میشوند. از ژئوتکستایل در افزایش ظرفیت باربری خاک در زیر پی های سطحی نیز می توان استفاده کرد. از ژئوگریدها در مسلح کردن خاک استفاده می شود. کاربرد ژئوممبرینها جلوگیری از نفوذ آب و سایر سیالات است. ژئونت ها برای زهکشی کردن خاک ها استفاده می شود. هر گاه از دو یا چند نوع ژئوسنتتیک در یک محصول استفاده شود، Geo composite نامیده می شود.

### 12- میخ کوبی خاک (Soil Nailing):

میخ کوبی خاک، نوعی مسلح کردن زمین است که در پایدارسازی زمین های ناپایدار مثل شیبها و ترانشه ها و گودهای حفاری شده بکار می رود. در میخ کوبی خاک، سطح شیب یا گود، بتن پاشی (shotcrete) شده و میلگردها یا پروفیل های فلزی سبک، با دستگاه مستقیماً در خاک فرو برده می شود. در زمین های سفت ابتدا سوراخ در راستای مورد نظر در زمین حفاری می شود و پس از قرار دادن میلگرد در سوراخ، اطراف میلگرد با دوغاب سیمان پر می شود. در میخ کوبی خاک برخلاف سیستم های مهاری (anchor) که در لایه های سنگی خرد شده استفاده می شود میلگرد تنیده نمی شود.

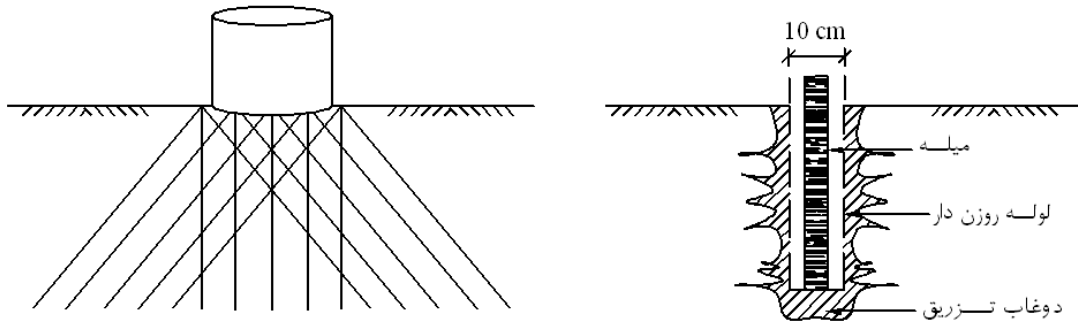


شکل (5-9): مسلح کردن شیب های خاکی و سنگی با میل مهارهای فلزی

میخ کوبی خاک در سازه های حائل (نگهبان) عموماً به صورت افقی اجرا می شوند تا بتوانند در کشش کار کنند، اما وقتی از این روش در پایدارسازی شیروانی های خاکریز یا دامنه ها استفاده می شود میله ها معمولاً قائم بر سطح شکست نصب می گردند. در چنین حالتی نیروهای عمده ای که توسط میله ها تحمل می شود از نوع برشی و خمشی است.

**13- ریزشمع ها (Mini Piles):**

استفاده از شمع‌های کوچک در یک شبکه‌ی منظم طرح ریزی شده به فواصل نسبتاً کم را Mini-Pile یا Micro-Pile می‌نامند. روش‌های اجرای ریزشمع‌ها متعدد است که همه‌ی آنها به قراردادن میله یا لوله‌ای به قطر چند سانتیمتر که به وسیله‌ی دوغاب تزریق در زمین گیردار می‌شود، منتهی می‌گردد. قطر نهایی ریزشمع‌ها حدود 10 تا 15 سانتیمتر و طول معمول آن‌ها 3 تا 10 متر است. علت اصلی کاربرد ریزشمع‌ها بهبود ظرفیت باربری خاک‌ها در دو جهت افقی یا عمودی است. اندرکنش خاک و ریزشمع‌ها اساساً اصطکاکی است، زیرا مقاومت نوک شمع به علت قطر کوچک آن قابل صرف نظر کردن می‌باشد.

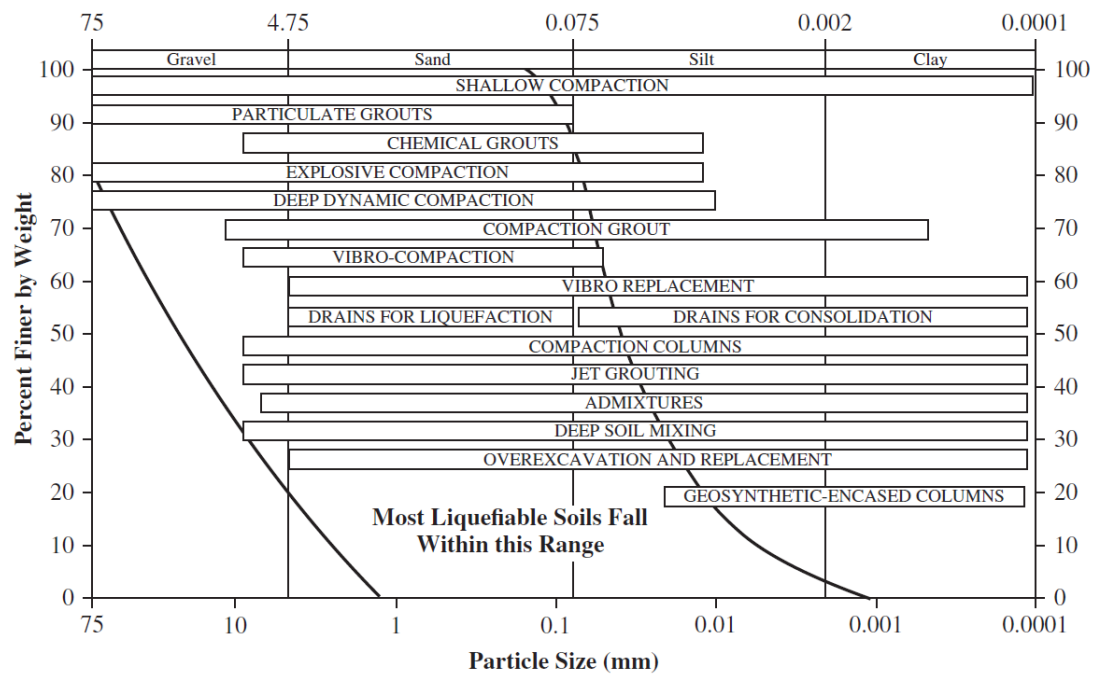


شکل (5-10): ریزشمع‌ها

**14- الکترواسمز (Electro-Osmosis):**

ایجاد میدان الکتریکی در خاک به منظور تحکیم سریع‌تر خاک را الکترواسمز می‌گویند. این تکنیک اساساً برای سرعت بخشیدن به تحکیم لایه‌های رسی با نفوذپذیری کمتر از  $10^{-6} \text{ cm/s}$  بکار می‌رود. نخستین بار از این روش در جریان ساختن راه‌آهن زیرزمینی شهر برلین استفاده شد. تحکیم خاک باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست خاک می‌گردد.

محدوده کاربرد برخی از روشهای بهسازی خاک بر اساس اندازه دانه‌ها در نمودار صفحه‌ی بعد نشان داده شده است.



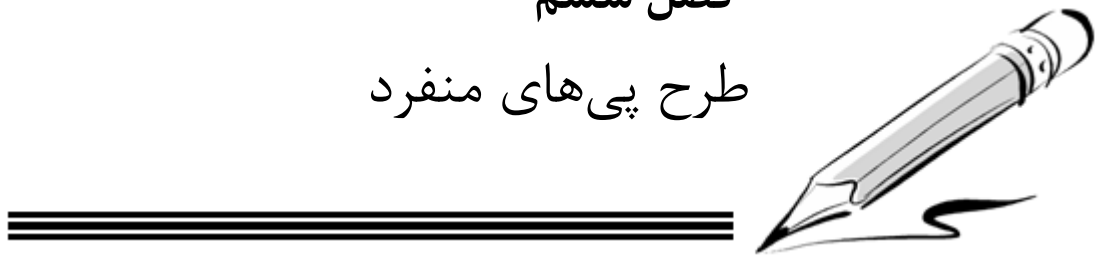
نمودار (1-5) محدوده کاربرد روشهای بهسازی خاک  
(Schaefer et al 2012)

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- [13] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
- [14] Foundation Engineering, Peck, Hanson, Thornburn, 1974, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley
- [15] Geotechnical Engineering: Analysis and Evaluation, Hunt R.E., 1986, McGraw-Hill.
- [16] Foundation Design and Construction, Tomlinson, Boorman R., 2001, Longman.
- [17] Foundation Engineering, Leonards G.A., 1962, McGraw-Hill.
- [18] Soil Improvement and Ground Modification Methods, P.G. Nicholson, 2014, B-H Publishers

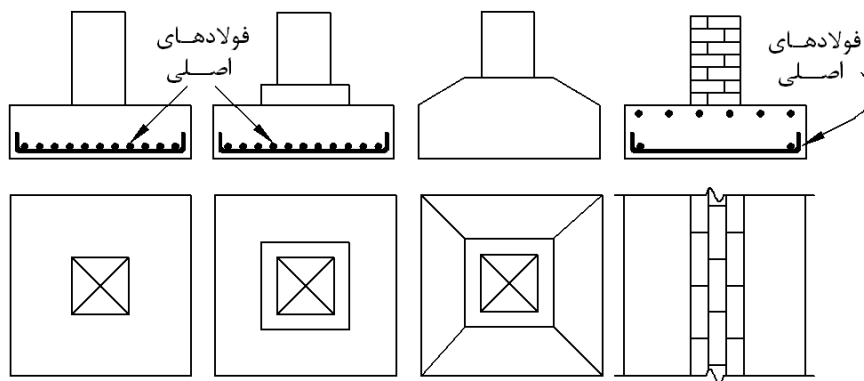
## فصل ششم

### طرح پی های منفرد



#### مقدمه:

هر گاه پی تنها بار یک ستون را به زمین منتقل سازد، پی منفرد یا مجزا (Spread Footing) نامیده می شود. شالوده زیر دیوارها نیز مشابه پی منفرد تحلیل می گردد. امروزه تقریباً در همه جا از بتن در ساخت پی ها استفاده می شود ولی سابقاً پی های شفته آهکی (آهک + خاک + قلوه سنگ) در ایران رواج زیادی داشت. گاهی نیز در تحمل بارهای سبک از پی های آجری (آجرچینی + ملات) استفاده می شد.



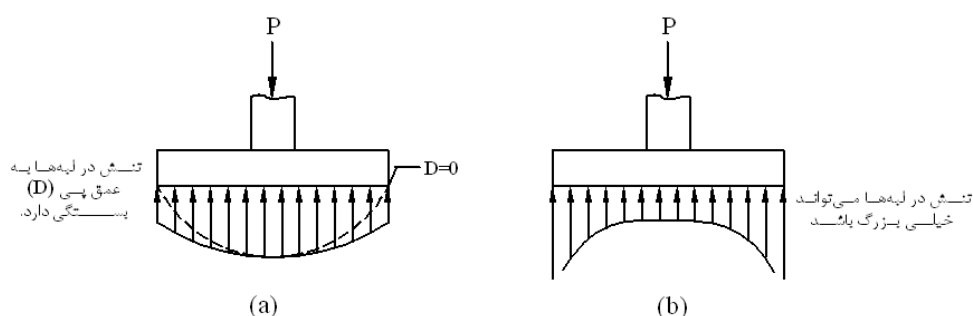
شکل (6-1): حالت های مختلف پی منفرد

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

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

تنش نهایی که یک خاک می‌تواند تا حد گسیختگی تحمل کند یعنی  $q_{ult}$ ، به روش‌های مختلف و از جمله آزمایش بارگذاری صفحه‌ای تعیین می‌شود.

ضریب اطمینان در رابطه‌ی فوق برای خاک‌های دانه‌ای بین 2 تا 5 و برای خاک‌های چسبنده بین 3 تا 6 در نظر گرفته می‌شود. آزمایشات نشان داده‌اند که توزیع تنش در زیر پی‌های منفرد یکنواخت نیست و به جنس خاک و انعطاف‌پذیری پی بستگی دارد.



شکل (6-2): توزیع تنش در زیر پی‌های صلب (a) خاک‌های دانه‌ای، (b) خاک‌های چسبنده

ولی در کلیه آئین‌نامه‌های پی‌سازی فرض یکنواخت بودن تنش خاک در زیر پی در طراحی سازه‌ای پی پذیرفته شده است.

### یادآوری طرح بتن براساس آئین‌نامه ACI 318-14:

ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت برای طراحی بتن به روش مقاومت نهایی بر اساس آئین‌نامه ACI به شرح زیر است:

جدول (6-1): ترکیبات بارگذاری بر اساس ACI 318-14

ترکیبات بارگذاری
1.4D
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_R \text{ or } S \text{ or } R)$
$1.2(D+F+T)+1.6(L_R \text{ or } S \text{ or } R)+(1L \text{ or } \pm 0.5 W)$
$1.2D \pm 1W + 1L + 0.5(L_R \text{ or } S \text{ or } R)$
$1.2D \pm 1E + 1L + 0.2S$
$0.9D \pm 1W$
$0.9D \pm 1E$

D = بارهای مرده و یالنگر ها و نیروهای داخلی مربوط

F = بارهای ناشی از وزن و یا فشارهای مرتبط با سیالات با چگالی مشخص و با حداکثر ارتفاع قابل کنترل، و یا لنگر

ها و نیروهای داخلی مربوط

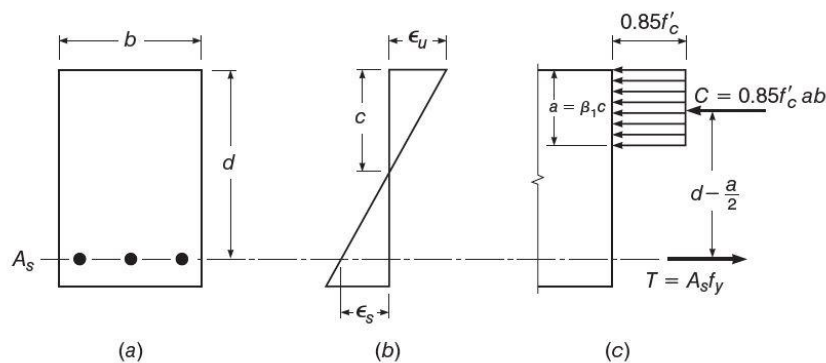
T = اثرانقباض وانبساط ناشی از درجه حرارت، خزش، افت، و نشست نامساوی

L = بارهای زنده و یالنگر ها و نیرو های داخلی مربوطه  
 H = بارهای ناشی از وزن یا فشار خاک  
 LR = بار زنده ی بام و یا لنگر ها و نیرو های داخلی مربوطه  
 S = بار برف و یا لنگر ها و نیرو های داخلی مربوطه  
 W = بار باد و یا لنگر ها و نیرو های داخلی مربوطه  
 E = تاثیرات بار نیرو های زلزله و یا لنگر ها و نیرو های داخلی مربوطه

جدول (2-6): ضرایب کاهش مقاومت بر اساس ACI318-14

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	$\phi$
لنگر خمشی ، نیروی محوری ، ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری	0.9
(1) مقاطع کشش-کنترل	0.65
(2) مقاطع فشار-کنترل (اعضای با خاموت یا تنگ بسته)	0.65-0.9
(3) مقاطع در ناحیه ی انتقال	0.75
برش	0.75
پیچش	0.75
مقاومت اتکائی (لهیدگی)	0.65

در ادامه روش طراحی تیر بتنی مسلح به فولاد کششی ( بدون فولاد فشاری) بر اساس آیین نامه ی ACI 318-14 یادآوری می شود.



شکل (3-6): (a) مقطع یک تیر بتن آرمه با فولاد اصلی (b) دیاگرام کرنش ایجاد شده به علت لنگر اعمال شده به تیر (c) تنش های فشاری اعمال شده به بتن و تنش کششی اعمال شده به فولاد ها و نیرو های کششی و فشاری بدست آمده

با توجه به شکل (3-6) داریم:

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow C = T \Rightarrow 0.85f'_c a b = A_s f_y \Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (1)$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow T \left( d - \frac{a}{2} \right) = M_n \text{ and } M_u \leq \phi M_n \Rightarrow A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad (2)$$



وضعیت متوازن در فولادگذاری یک مقطع مستطیلی:

اگر مقدار فولاد کششی مقطع ( $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ) برابر با میزان فولاد متوازن  $\rho_b$  باشد، درست در لحظه ی گسیختگی، هم بتن در ناحیه فشاری به حد گسیختگی یعنی حد کرنش ( $\epsilon_u = 0.003$ ) خواهد رسید و هم فولاد های کششی تسلیم میشوند ( $\epsilon_y = \frac{f_y}{E}$ ). مقدار فولاد متوازن از رابطه زیر بدست می آید:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{0.003}{0.003 + \left(\frac{f_y}{E}\right)}$$

حال اگر  $\rho > \rho_b$  باشد فولاد های کششی در لحظه گسیختگی بتن به تسلیم نمی رسند و مقطع، فوق مسلح (پر فولاد) نامیده میشود. برعکس اگر  $\rho < \rho_b$  باشد مقطع، تحت مسلح (کم فولاد) محسوب میگردد. براساس ACI 318-14 مقدار ضریب کاهش مقاومت  $\phi$  براساس میزان کرنش در فولاد های کششی یعنی  $\epsilon_t$ ، تعیین می شود. اگر کرنش در دور ترین تار کششی به  $0.005$  محدود شود، از مقدار  $0.9$  برای  $\phi$  استفاده می شود لذا طبق رابطه بالا داریم:

$$\rho_{0.005} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + 0.005} = 0.85 \times \frac{3}{8} \beta_1 \frac{f'_c}{f_y}$$

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

بنابراین درصد فولاد در مقطع باید از  $\rho_{0.005}$  کمتر باشد. در روابط فوق فرض شده که بتن در ناحیه کششی ترک می خورد و در حد مقاومت، تنها فولاد ها در کشش عمل می کنند بنابراین، مقاومت خمشی اسمی مقطع  $M_n$  نباید از مقدار  $M_{crack}$  بتن کمتر باشد. مقدار  $M_{crack}$  لنگر خمشی است که در دورترین تار کششی، بتن ترک می خورد. حداقل درصد فولاد در تیرهای خمشی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

برای پی های منفرد که مانند دال ها عملکرد صفحه ای دارند و به شکل کاسه تغییر شکل می دهند، طرح کردن فولاد های خمشی مشابه طرح تیرها دست بالاست. لذا حداقل فولاد در پی ها  $\rho_{min} = 0.002$  در نظر گرفته میشود.

$$\frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left( 1 - \rho \frac{f_y}{2 * 0.85 f'_c} \right)$$

با فرض  $M_u = \phi M_n$  و  $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2}$  و  $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$  یک معادله درجه 2 حاصل میشود که با حل آن میتوان  $\rho$  را بدست آورد:

$$\rho^2 - \frac{2}{m} \rho + \frac{2R_n}{mf_y} = 0$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\} \quad \checkmark$$

جدول (3-6): جدول طراحی برای انتخاب میلگرد های خمشی بر اساس میزان  $A_s$  مورد نیاز در عرض مقطع واحد

Area of Equally Spaced Standard Bars ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )

Bar Size (mm)	Center-to-Center Spacing (mm)											
	75	100	125	150	175	200	225	250	300	350	400	450
8	670	503	402	335	287	251	223	201	168	144	126	112
10	1,047	785	628	524	449	393	349	314	262	224	196	175
12	1,508	1,131	905	754	646	565	503	452	377	323	283	251
14	2,053	1,539	1,232	1,026	880	770	684	616	513	440	385	342
16	2,681	2,011	1,608	1,340	1,149	1,005	894	804	670	574	503	447
18	3,393	2,545	2,036	1,696	1,454	1,272	1,131	1,018	848	727	636	565
20	4,189	3,142	2,513	2,094	1,795	1,571	1,396	1,257	1,047	898	785	698
22	5,068	3,801	3,041	2,534	2,172	1,901	1,689	1,521	1,267	1,086	950	845
25	6,545	4,909	3,927	3,272	2,805	2,454	2,182	1,963	1,636	1,402	1,227	1,091

طول مهاري:

رابطه کلی جهت محاسبه طول مهاري برای میلگرد تحت کشش بصورت زیر است:

$$l_d = \left\{ \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right\} \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \text{ and } f'_c < 70 \text{ MPa}$$

$\psi_t$ : ضریب موقعیت قرارگیری میلگرد است که برای میگرد هایی که در هنگام اجرا 300 میلیمتر بتن تازه در زیر آن ریخته می شود 1.3 و برای سایر میلگرد ها 1.0 می باشد.

$\psi_e$ : ضریب پوشش میلگرد است که برای میلگرد های با روکش اپوکسی با توجه به شرایط آن 1.5 و یا 1.2 و برای میگرد های بدون روکش اپوکسی 1.0 در نظر گرفته میشود.

$\psi_s$ : ضریب اندازه ی میلگرد است که برای میلگرد های  $\phi=19$  و کوچکتر 0.8 و برای میگرد های  $\phi=22$  و بزرگتر 1.0 می باشد.

$\lambda$ : ضریب بتن که برای بتن با وزن مخصوص معمولی 1.0 می باشد.

$C_b$ : مقدار کوچکتر از دو مقدار ، کوچکترین فاصله ی مرکز میلگرد تا سطح خارجی بتن و نصف فاصله ی مرکز تا مرکز میلگرد های مجاور آن ، می باشد.

$K_{tr}$ : شاخص فولاد های عرضی، ضریبی است که تاثیر فولاد های عرضی به صورت تنگ یا خاموت بسته را در نظر می گیرد که در پی ها چون از خاموت استفاده نمی شود، برابر صفر می باشد.

$d_b$ : قطر یک عدد میلگرد است

طول مهاري در کشش در پی ها  $L_d$ ، برای قطر های مختلف میلگرد از روابط زیر محاسبه می شود:

$$\phi \leq 34 \text{ mm} \longrightarrow L_d = 0.019 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ or } L_d = 0.058 d_b \cdot f_y$$

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

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

برای فولادهای فوقانی (که در زیر آنها حداقل 30 سانتیمتر بتن باشد) مقادیر بدست آمده فوق باید در ضریب 1.4 ضرب شوند. اگر فاصله میله‌گردها  $5d_b$  یا بیشتر بوده و پوشش جانبی فولاد حداقل  $2.5d_b$  باشد می‌توان مقادیر بدست آمده را در ضریب کاهش 0.8 ضرب کرد.  
در روابط فوق:

$A_b$ : سطح مقطع هر میله‌گرد (میلیمتر مربع)

$d_b$ : قطر هر میله‌گرد (میلیمتر)

$f_y$ : تنش تسلیم میله‌گرد (مگاپاسکال)

$L_d$ : طول مهار (میلیمتر)

طول مهار در فشار، بر اساس بزرگترین مقدار روابط زیر تعیین میشود:  
[ACI 318-02, 12.3]

$$(L_d)_c = \max \begin{cases} 0.24 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.043 f_y \cdot d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

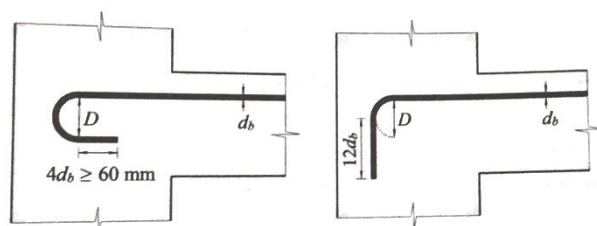
روابط فوق با اعمال  $\lambda=1$  و  $\psi_r=1$  (ضریب میله‌گرد های محصور کننده، خاموت ها) بدست آمده اند.

اگر بعثت محدودیت ابعاد پی، تامین طول مهار در کشش ممکن نباشد می‌توان از قلاب استاندارد استفاده کرد. دقت شود که ACI 318-14 قید می‌کند که نباید قلاب‌ها را در مهار کردن میله‌گرد های تحت فشار موثر دانست. شرایط قلاب استاندارد برای میله‌گرد های طولی تحت کشش به یکی از صورتهای زیر است:

1- خم 180 درجه به علاوه طول مستقیم بعد از خم به اندازه ی  $4d_b$  ولی نه کمتر از 60 میلیمتر، در انتهای آزاد میله‌گرد؛

2- خم 90 درجه به علاوه ی طول مستقیم بعد از خم به اندازه ی  $12d_b$  در انتهای آزاد میله‌گرد.

حداقل قطر خم برای میله‌گرد های  $\phi 10$  تا  $\phi 25$  برابر  $6d_b$ ، و برای میله‌گرد های  $\phi 25$  تا  $\phi 36$  برابر  $8d_b$ ، و برای میله‌گردهای  $\phi 36$  تا  $\phi 57$  برابر  $10d_b$  می‌باشد.



$$10 \text{ mm} \leq d_b \leq 25 \text{ mm} \rightarrow \min D = 6d_b$$

$$25 \text{ mm} < d_b \leq 36 \text{ mm} \rightarrow \min D = 8d_b$$

$$36 \text{ mm} < d_b \leq 57 \text{ mm} \rightarrow \min D = 10d_b$$

شکل (4-6): شرایط قلاب استاندارد

## توزیع تنش خاک در زیر پی:

کنترل تنش خاک در زیر پی، بر این اساس صورت می گیرد که تنش حداکثر ایجاد شده در زیر پی یعنی  $q_{max}$  تحت بارهای اعمالی بدون ضریب (بارهای سرویس)، از ظرفیت باربری مجاز خاک یعنی  $q_u$  بیشتر نباشد و تنش حداقل خاک زیر پی یعنی  $q_{min}$  بزرگتر از صفر باشد. در صورت در نظر گرفتن بارهای جانبیمانند باد و زلزله در ترکیب بار سرویس می توان تنش مجاز خاک یعنی  $q_u$  را به میزان 33 درصد افزایش داد.

تنش خاک زیر پی با توجه به یکی از شرایط زیر بدست می آید:

(1) تنش ناشی از بار محوری خالص

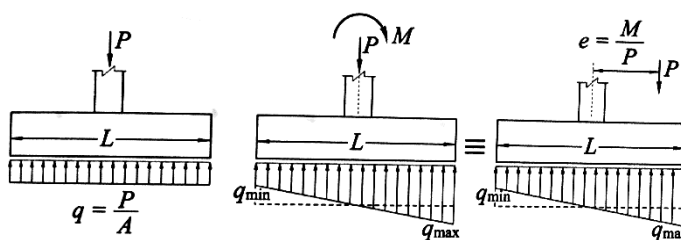
تنش یکنواختی در زیر پی ایجاد می شود که همان تنش حداکثر ایجاد شده می باشد.

$$q_{max} = \frac{P}{A}$$

(2) تنش ناشی از ترکیب بار محوری و لنگر خمشی حول یک محور طولی یا عرضی پی ( $e \leq \frac{L}{6}$  or  $\frac{B}{6}$ )  
در این حالت، تنش فشاری حداقل و حداکثر در زیر پی یعنی  $q_{min}$  و  $q_{max}$ ، بر اساس یک توزیع تنش خطی به صورت زیر تعیین می شود: (c فاصله ی موقعیت محاسبه ی تنش از تار خنثی است).

$$q_{max,min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{P}{LB} \pm \frac{M \times (\frac{L}{2} \text{ or } \frac{B}{2})}{\frac{BL^3}{12} \text{ or } \frac{LB^3}{12}} \therefore q_{max} = \frac{P}{LB} (1 + (\frac{6e}{L} \text{ or } \frac{6e}{B}))$$

اگر لنگر وارده حول طول پی (L) باشد  $e \leq \frac{L}{6}$  و در رابطه فوق از  $\frac{6e}{L}$  استفاده می شود. در این حالت، توزیع تنش در طول پی به شکل خطی تغییر می کند ولی در عرض پی یکنواخت می باشد. اگر لنگر وارده حول عرض پی (B) باشد، در رابطه فوق از  $\frac{6e}{B}$  استفاده می شود و توزیع تنش در عرض پی به شکل خطی تغییر می کند ولی در طول پی یکنواخت می باشد.

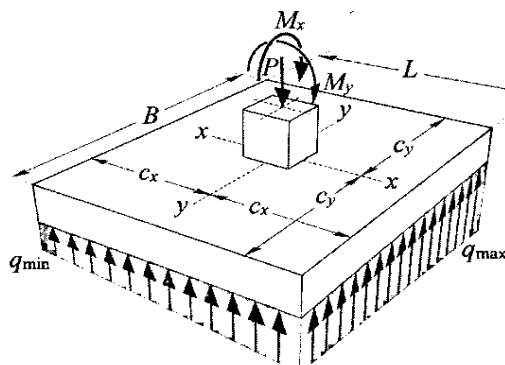


شکل (5-6): تنش خاک زیر پی در حالات مختلف بارگذاری روی پی

(3) تنش ناشی از بار محوری و لنگر خمشی حول هر دو جهت پی به صورت همزمان  
در این حالت، در صورتی که تمام پی روی خاک باشد و قسمتی از آن از روی خاک بلند نشود، مشابه حالت قبل بدست می آید. در این حالت، توزیع تنش هم در راستای طول و هم در راستای عرض پی به شکل خطی می باشد.

$$\text{if: } e_x = \frac{M_y}{P} \leq \frac{L}{6} \text{ and } e_y = \frac{M_x}{P} \leq \frac{B}{6}$$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y c_x}{I_y} \pm \frac{M_x c_y}{I_x} = \frac{P}{LB} (1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B})$$



شکل (6-6): تنش خاک زیر پی با لنگر در هر دو جهت روی آن

نکته: در فصل 4 (ظرفیت باربری پی ها) گفته شد که نباید خروج از مرکزیت پی ها بیشتر از مقداری باشد که بار از هسته مرکزی پی خارج شود و قسمتی از پی از روی خاک بلند شود. اگر در محاسبه تنش خاک زیر پی با استفاده از روابط فوق، مقدار تنش حداقل، منفی بدست بیاید بیانگر این است که آن قسمت از پی از روی خاک بلند شده است زیرا خاک قادر به تحمل کشش نمی باشد. بنابراین به علت بلند شدن قسمتی از پی، مقدار ممان اینرسی  $I_x$  و  $I_y$  در پلان پی تغییر می یابد و محل تار خنثی نیز عوض می شود. لذا مقادیر تنش در زیر پی باید بر اساس شکل پلان موثر پی که روی خاک است محاسبه شود.

### مراحل طرح پی های منفرد:

1. ابعاد پی در پلان در حالتی که ستون روی پی فقط بار محوری را به پی منتقل نماید، بر اساس فرمول زیر تعیین می شود.

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

مستطیلی:  $B \times L$

مربعی:  $B^2$

دایره ای:  $\pi \times R^2$

(در حالت پی مستطیلی جوابهای مختلفی می تواند وجود داشته باشد ولی در پی های مربعی یا دایره ای تنها یک جواب به دست می آید).

در حالت کلی که ستون بار محوری و لنگر را به پی انتقال می دهد اگر فشار خاک زیر پی را بر مبنای روابط گفته شده و بارهای سرویس (نیرو محوری و لنگر بدون ضریب) بدست آوریم؛ ابعاد پی باید به گونه ای باشد که حداکثر تنش از  $q_a$  بزرگتر نباشد و حداقل تنش از صفر کمتر نشود.

لازم به ذکر است که در تعیین ابعاد پی، بار  $P$  در حد سرویس (بدون ضریب) است ولی برای طراحی سازه ای پی، باید بارها را به حد نهایی (ضریب دار) ببریم.

2. عمق پی در خاک به گونه ای باشد که پی پایین تر از عمق یخ زدگی خاک، لایه ی خاک نباتی و آلی و یا خاک دستی باشد.

3. ضخامت پی را برای برش کنترل می کنیم. برای حدس اولیه در مورد ضخامت می توان از فرمول های تقریبی زیر (در حالت تنش یکنواخت زیر پی) بر اساس برش پانچ استفاده کرد.

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

برای ستون های مستطیلی و مربعی

$$d^2 + ad = \frac{BLq}{\pi \cdot v_{ap}} \quad \text{برای ستون های دایره ای}$$

در این روابط:

b و c: ابعاد مقطع ستون

d: ضخامت مؤثر پی

a: قطر ستون دایره ای

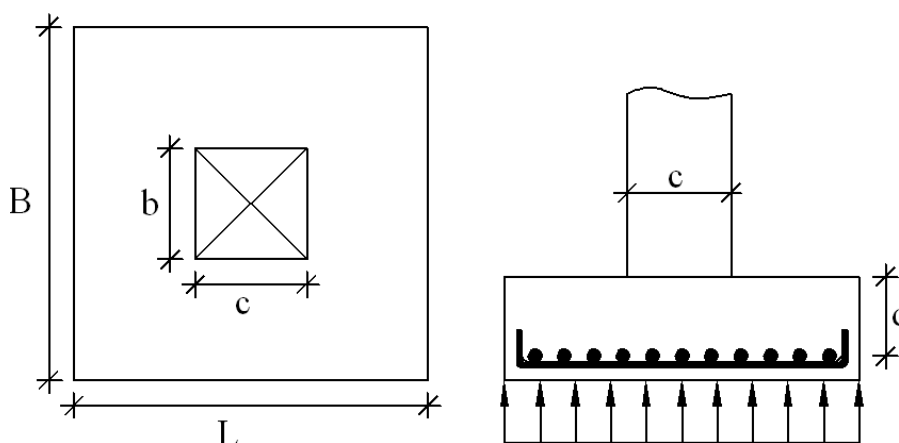
B: عرض پی در پلان

L: طول پی در پلان

q: تنش وارده به خاک در زیر پی

v<sub>ap</sub>: تنش برش پانچ مجاز بر اساس آئین نامه

می باشد. این پارامترها در شکل زیر نشان داده شده اند.



شکل (6-7): پارامترهای معرفی یک پی

v<sub>a</sub> تنش برشی مجاز در پی ها از روابط زیر بدست می آید:

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

برش معمولی (یک طرفه) [ACI 318-14]

برش پانچ (دو طرفه) [ACI 318-14]:

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

$$\phi = 0.75$$

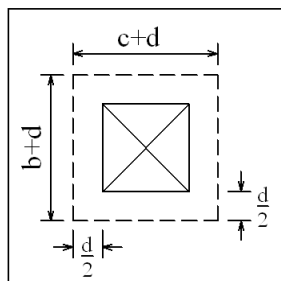
(v<sub>ap</sub>) تنش برشی مجاز در حالت پانچ می باشد. در پی های مستطیلی معمولاً برش معمولی از برش پانچ بحرانی تر

است. در این مورد می توان از آزمون و خطا استفاده کرد.

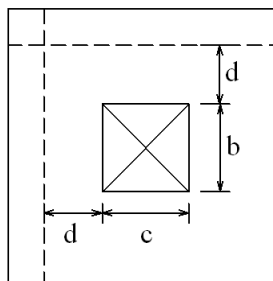
برای حدس اولیه براساس برش پانچ فرمول دقیق تر (در حالت تنش یکنواخت در زیر پی) به این صورت است:

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

4. مقاطع بحرانی جهت محاسبه برش در پی های منفرد بصورت شکل (8-6) است:



مقطع بحرانی در برش پانچ  
(Diagonal Tension)



مقطع بحرانی در برش معمولی  
(Wide Beam Shear)

شکل (8-6): مقاطع بحرانی برای برش. [ACI 318-14]

5. کنترل برش در پی ها:

برای محاسبه ی تنش برشی در پی ها می توان از رابطه ی زیر استفاده کرد.

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

$V_u$  حداکثر نیروی برشی معمولی محاسبه شده در مقطع بحرانی در شکل (9-6) می باشد. در صورتی که تنش برشی از  $V_u$  تا  $V_a$  (تنش برشی مجاز در برش معمولی یا یک طرفه) بزرگتر باشد معمول بر آن است که ضخامت پی ( $d$ ) را افزایش می دهند، زیرا بکار بردن خاموت در پی ها از نظر اجرایی مشکل بوده و به صرفه نمی باشد. از طرف دیگر افزایش ضخامت پی علاوه بر تأمین مقاومت برشی، موجب صلبیت بیشتر پی می شود که در یکنواختی تغییرشکل پی کمک می نماید.

6. محاسبه میزان برش یک طرفه و برش پانچ در پی و ملاحظات مربوط به آنها:

فرمول های ارائه شده فوق برای محاسبه ی عمق پی بر مبنای برش پانچ در حالت ایجاد تنش یکنواخت در زیر پی است. در حالت کلی که به علت وجود لنگر در پای ستون (یا خروج از مرکزیت ستون نسبت به مرکز پلان پی)، توزیع تنش در زیر پی در یک یا در هر دو جهت متعامد غیر یکنواخت (خطی) می شود. محاسبه میزان برش دو طرفه (پانچ) و برش یک طرفه (معمولی) در پی ها که به شکل یک یا چند ستون بر روی یک دال بتنی مسلح واقع می باشد، به شرح زیر است:

1-6- برش معمولی (یک طرفه):

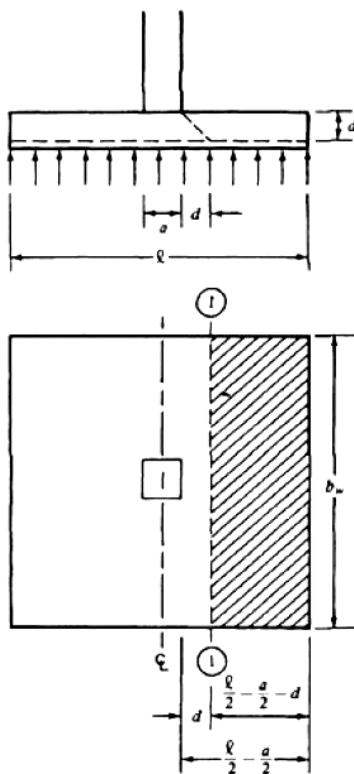
در بررسی نیروهای داخلی در پی، فرض می شود که پی مانند تیری عمل می کند که از پایین تحت فشار خاک قرار گرفته است و ستون (های) متصل به پی، مشابه تکیه گاه عمل می کند. بدین ترتیب مثلاً یک پی منفرد، مانند یک تیر کنسولی تحت بارگذاری گسترده از پایین به بالا عمل می کند. برش یک طرفه بحرانی در پی به فاصله  $d$  از بر ستون کنترل می شود (شکل 9-6)؛ که  $d$  عمق موثر پی بوده و به پوشش بتن و قطر میلگرد خمشی مورد استفاده بستگی دارد. اگر پوشش بتنی میلگردها 75 میلیمتر در نظر گرفته شود مقدار  $d$  برای شبکه آرماتور فوقانی که عمق موثر کمتری دارد و بحرانی تر است به این شکل بدست می آید:

$$d = h - 75 \text{ mm} - \Phi_{bot \text{ bar}} - 0.5\Phi_{top \text{ bar}}$$

با توجه به شکل (9-6) برای محاسبه ی نیروی برشی یک طرفه برای هر مقطع بحرانی پی منفرد به این شکل عمل می کنیم:

$$\text{for } a - a : \sum F = 0 \rightarrow V_u = F_{soil}$$

$$= \int q dA \quad \text{روی ناحیه هاشور زده شکل (9-6)}$$

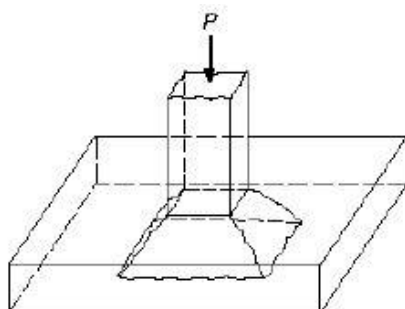


شکل (9-6): محاسبه برش معمولی در پی منفرد

- دقت شود که برش معمولی برای هر دو جهت پی باید چک شود.

## 2-6- برش پانچ (دو طرفه):

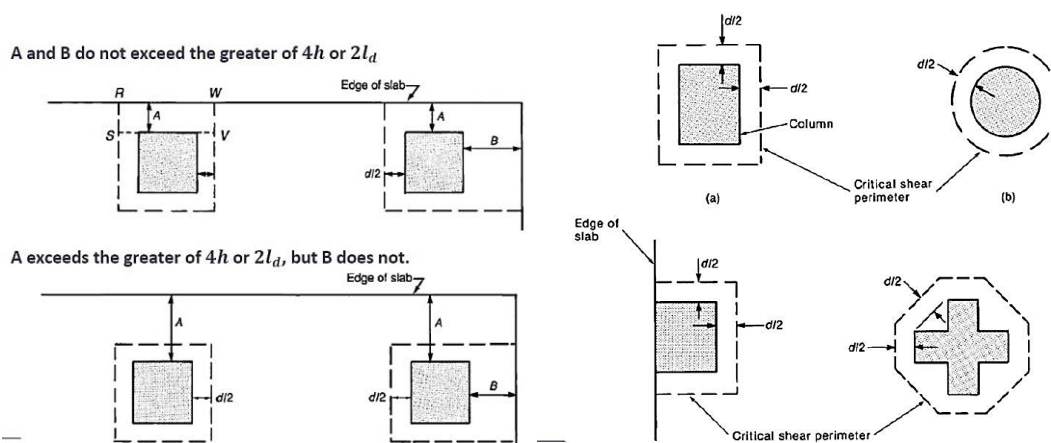
مکانیزم واقعی سوراخ شدن پی توسط ستون به شکل زیر است. از آنجا که محاسبه سطح جانبی هرم ناقصی که در اثر برش پانچ در زیر ستون ایجاد میشود مشکل است، آیین نامه ACI اجازه می دهد که تنش برشی ناشی از نیروی پانچ ستون را بر سطح جانبی مکعب مستطیل محاسبه نماییم. به عبارت دیگر، مقطع بحرانی برش دو طرفه به فاصله  $0.5d$  از بر ستون است که در شکل (8-6) نشان داده شده بود.



شکل (10-6) مکانیزم سوراخ شدن پی توسط ستون



نیروی بحرانی برش پانچ یعنی  $V_u$  نیرویی است که عامل ایجاد آن نیروی متمرکز ستون روی یک دال بتنی می باشد که در نتیجه ی آن تنش برشی رو به بالایی از طرف خاک بر روی مساحت جانبی مقطع بحرانی برش پانچ ایجاد می شود که مقدار این تنش برشی نباید از ظرفیت تنش برشی پانچ بتن پی بیشتر باشد. مقطع بحرانی برش پانچ برای ستون های لبه پی و یا در گوشه پی (برای پی های گسترده و نواری) می تواند دارای دو وجه یا سه وجه باشد (شکل 6-11). در این شکل، مقطع بحرانی برای ستونهای دایره ای و صلیبی شکل هم نمایش داده شده است.

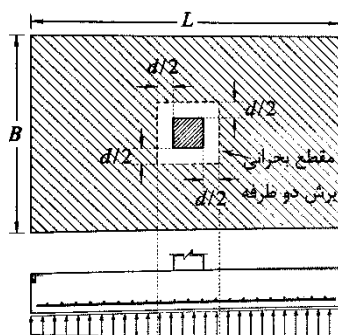


شکل (6-11): سطح بحرانی برش پانچ در حالات دیگر

برای بدست آوردن نیروی برش پانچ لازم به ذکر است که اگر علاوه بر بار محوری، لنگر خمشی نیز توسط ستون به پی انتقال یابد، در بررسی برش پانچ در پی باید اثرات انتقال لنگر بین ستون و پی نیز در نظر گرفته شود؛ بدین منظور لازم است تنش برشی حداکثر ناشی از انتقال بخشی از لنگر که با عملکرد برشی منتقل می شود، به تنش برشی ناشی از انتقال نیروی برشی پانچ اضافه شود.

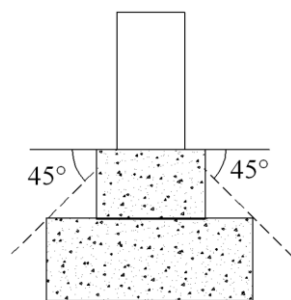
برای محاسبه  $V_u$  با توجه به شکل زیر داریم:

$$V_u = P - \int q dA \text{ on critical section for punching}$$



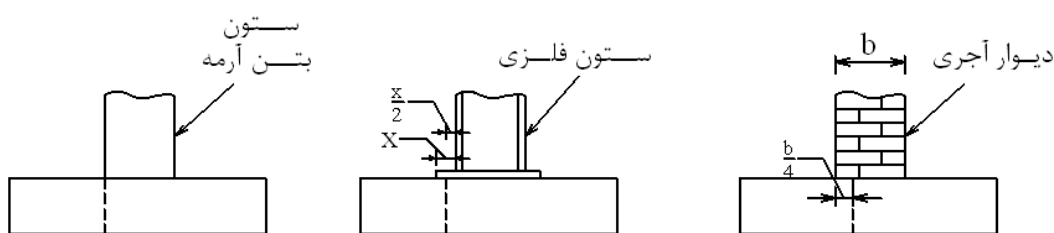
شکل (6-12): مقطع برش پانچ و نحوه ی محاسبه ی نیروی برش پانچ

7. در صورتی که ابعاد پی به نحوی باشد که در داخل محدوده توزیع تنش با زاویه 45 درجه (دستک فشاری) باشد، در این منطقه خمشی ایجاد نشده و نیازی به فولاد خمشی نمی باشد و فولاد افت و حرارت (فولاد حداقل) کافی است.



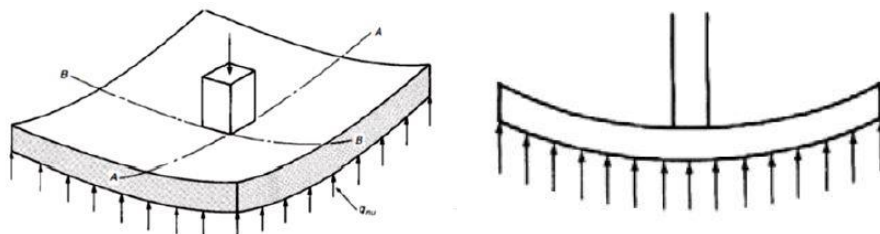
شکل (6-13): پی در محدوده‌ی تنش با زاویه‌ی 45°

8. در پی‌های مسلح، مقاطع بحرانی برای محاسبه لنگر خمشی براساس شکل (6-14) به دست می‌آید.



شکل (6-14): مقاطع بحرانی برای خمش [ACI 318-14]

همانطور که قبلاً گفته شد طراحی فولاد های خمشی بر مبنای در نظر گرفتن پی به شکل تیر کنسولی است که تکیه گاه آن ستون می باشد و از پایین توسط فشار خاک بارگذاری می شود.



شکل (6-15): تغییر شکل پی منفرد زیر بار محوری ستون

با توجه به شکل (6-15) مشخص می باشد که تار های پایینی پی تحت کشش قرار می گیرند و در نتیجه شبکه میلگرد های طولی و عرضی در پی های منفرد همواره در پایین پی قرار می گیرند. لنگر خمشی در مقطع بحرانی پی برای خمش از رابطه زیر بدست می آید:

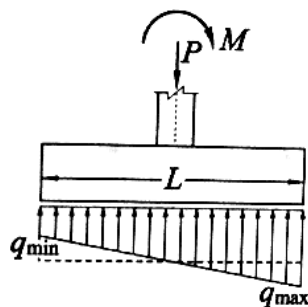
$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

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

در روابط فوق  $b$  عرض دلخواهی است که برای تیر کنسولی فرضی در نظر می گیریم. گاهی در محاسبات،  $b$  را برابر واحد در نظر می گیرند و فولاد ها را برای واحد محاسبه می کنند و در انتها تعداد فولادهای لازم را در عرض پی ضرب میکنند.  $q_u$  در رابطه فوق در حالتی است که فقط بار محوری از طرف ستون به پی منتقل شود. اگر ستون علاوه بر بار محوری، لنگر نیز به پی منتقل نماید، لازم است بر مبنای روابط گفته شده برای محاسبه فشار خاک زیر

پی و بارهای ضریب دار باید تنشهای  $q_{min}$  و  $q_{max}$  حساب شود و مقدار لنگر خمشی در پی در مقطع بحرانی برای تیر فرضی محاسبه شود.

لازم به ذکر است در حالتی که لنگر در پای ستون وجود دارد به علت تغییر جهت لنگر در بارهای جانبی رفت و برگشتی مانند باد یا زلزله، توزیع خطی تنش زیر پی می تواند در جهت عکس خطی شود. در نتیجه برای طراحی فولاد های خمشی همواره باید تنش هایی که حالت بحرانی تری ایجاد می کنند در نظر گرفته شود.



شکل (6-16): در صورت تغییر جهت لنگر شیب توزیع خطی تنش نیز قرینه می شود.

- در طراحی پی های سطحی (منفرد، مرکب، نواری، گسترده) از وزن خاکی که روی پی ریخته شده و متراکم می شود صرف نظر می شود؛ فشار این خاک لنگر و برش را در پی مقداری کاهش می دهد.

در فولادگذاری پی ها طبق ACI 318-14 باید به نکات زیر توجه کرد:

- فاصله بر تا بر میلگردها باید از قطر فولاد به کار رفته، یا یک اینچ (2/5 سانتیمتر)، یا 1/33 برابر قطر بزرگ ترین دانه ی شن بزرگتر باشد (معمولاً این حداقل در پی ها کمتر از 5 سانتیمتر نیست). حداکثر فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی به مقدار 45 سانتیمتر محدود می شود. اگر لنگر خمشی در یک راستا از پی وجود نداشته باشد، سطح مقطع مجموع میلگرد های تعبیه شده در پایین و بالای آن راستا نباید کمتر از فولاد افت و حرارت باشد؛ در این حالت حداکثر فاصله مرکز تا مرکز فولاد های افت و حرارت به مقدار 45 سانتیمتر محدود می شود.
- حداقل ضخامت در نظر گرفته شده برای پی های سطحی، 25 سانتی متر باید باشد.
- قطع فولاد های خمشی در پی های منفرد مجاز نمی باشد.
- توزیع فولاد های خمشی برای پی های مربعی منفرد در جهت طوی یا عرضی به شکل یکنواخت می باشد.
- پوشش فولادها در بتن پی، چون در تماس با خاک است، 7/5 سانتیمتر در نظر گرفته می شود.
- حداقل فولاد بکار رفته در پی ها، برای هر نوع فولاد، نباید از فولاد افت و حرارت  $\rho_{sh,T} = 0.002$  کمتر باشد.

$$\rho_{sh,T} = \frac{A_s}{bh}$$

- حداکثر تنش کششی در بتن در پی های غیر مسلح نباید از مقدار زیر تجاوز نماید.

$$f_t \leq 5\Phi\sqrt{f_c}$$

در این رابطه  $\Phi = 0.65$  می باشد.

- فولادهای انتظار در پی ها (dowels) با توجه به نحوه ی گیرداری ستون به پی و مقدار نیرو و ممان وارده به آن تعیین می شود.

## تنش فشاری روی بتن پی و فولاد های انتظار:

در اتصالات ساده ستون به پی، آئین نامه توصیه می کند که تنش فشاری روی بتن پی با مقدار مجاز ( $f_c$ ) کنترل شود:

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

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

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

در روابط بالا،  $\phi$  برابر 0/65 بوده و  $A_1$  و  $A_2$  در شکل (6-18) نشان داده شده است.

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

حداقل فولاد انتظار را آئین نامه به صورت زیر تعیین می کند [ACI 318-14]. لازم است حداقل 4 میلگرد انتظار در چهار گوشه ستون گذاشته شود.

$$A_s \geq 0.005 A_g$$

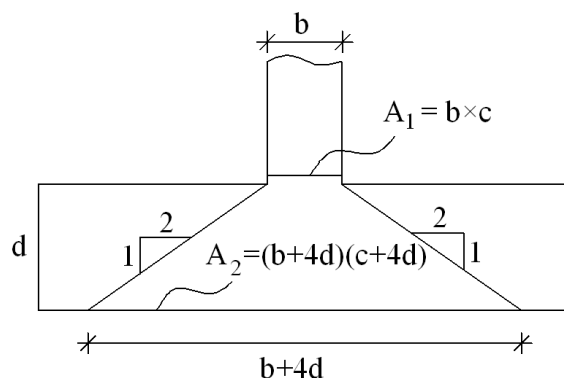
که در این رابطه

$A_s$ : سطح مقطع فولادهای انتظار

$A_g$ : سطح مقطع کل ستون بتن آرمه می باشد.

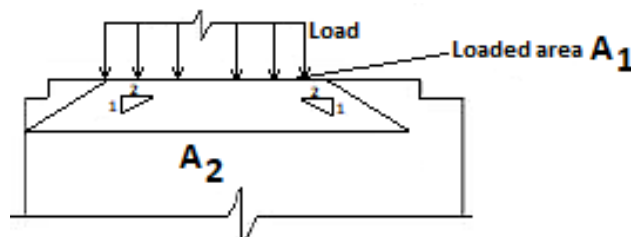
اگر عضو انتقال دهنده نیرو، دیوار بتنی با سطح کل  $A_g$  باشد، در آن صورت:

$$A_s \geq 0.0015 A_g$$



شکل (6-17): تعریف پارامترها

نکته: اگر هنگامی که برای محاسبه  $A_2$  با شیب 1 به 2 به سمت پایین می رویم قبل از ارتفاع  $d$  به یک وجه خارجی بتن پی رسیدیم  $A_2$  روی آن سطح محاسبه می شود (شکل 6-18).



شکل (6-18): محاسبه  $A_2$  در شرایط رسیدن به وجه بتن پی قبل از ارتفاع  $d$

میزان حداقل فولاد انتظار که در بخش قبل گفته شد برای این منظور است که فولاد های اصلی ستون به فولاد های انتظار که در داخل پی قرار داده شده اند وصله می شوند. روش های گوناگونی برای اتصال میلگردها وجود دارد مانند وصله پوششی، وصله جوشی و وصله مکانیکی که در اینجا به اختصار روابط "وصله پوششی" گفته می شود. میلگرد های انتظار در حقیقت یک نوع وصله ی پوششی در پای ستون تأمین می کنند.

در اتصال گیردار ستون به پی که علاوه بر بار محوری ستون، لنگر خمشی هم به پی منتقل میشود دو حالت ممکن است رخ دهد:

1- خروج از مرکزیت بار یا میزان لنگر در پای ستون در حدی است که کل مقطع ستون به فشار کار میکند؛ در این حالت باید  $f_{Ult} \leq f_c$  باشد. اگر این شرط برقرار نباشد اضافه ی بار باید توسط میلگرد های انتظار تحمل شود که مقدار آن به این شکل محاسبه می شود:

$$A_{sd} = \frac{P_u / \phi - 0.85 \Psi f'_c A_g}{f_y}$$

2- اگر خروج از مرکزیت و یا لنگر ستون به گونه ای باشد که قسمتی از میلگرد ها به کشش کار کند؛ میلگرد های انتظار همان میلگرد های ستون و یا با سطح مقطعی معادل میلگرد های ستون در پی باید تعبیه شود. توصیه میشود فولاد های انتظار در پی، مشابه فولاد های ستون کار گذاشته شود. فولادهای انتظار باید حداقل برابر طول وصله کششی در ستون امتداد داشته باشد.

طول مهاری میلگرد های انتظار، هم در پی، و هم در ستون باید به طور مناسب تأمین شود. در حالت 1 که در بالا گفته شد؛ لازم است طول مهاری میلگرد های تحت فشار  $L_{dc}$ ، به صورت مستقیم برای میلگرد های انتظار در پی و طول وصله فشاری برای طرف دیگر میلگرد ها در داخل ستون تأمین شود. توجه شود که قلاب برای میلگرد های انتظار تحت فشار بکار نمیروند و قلاب شدن، فقط جنبه ی راحتی نصب و سهولت اجرا را دارد. برای حالت 2، یعنی انتقال لنگر از ستون به پی، به علت تغییر جهت لنگر در اثر باد یا زلزله لازم است فولاد های انتظار در پی طول مستقیمی حداقل برابر با مقدار بزرگتر از دو مقدار "طول مهاری تحت فشار" و "طول مهاری مستقیم با قلاب استاندارد تحت کشش" را داشته باشد و در ستون به میزان بزرگتر از طول مهاری میلگرد های تحت کشش  $L_d$  و طول وصله پوششی فشاری و کششی در ستون باید امتداد داشته باشند.

ACI318-14 قید می کند که قطر میلگرد های انتظار نباید از  $\phi 36$  بزرگتر در نظر گرفته شوند ولی تحت شرایطی وصله میلگرد های بزرگتر از  $\phi 36$  در ستون را به میلگرد های  $\phi 36$  در پی برای انتقال نیروی فشاری را اجازه می دهد. بحث طول مهاری برای فولادهای انتظار را می توان به شکل زیر دسته بندی کرد:

الف- اگر ستون فقط دارای بار محوری و یا با خروج از مرکزیت و لنگر ناچیزی باشد:

1- طول مهاری در فشار در داخل پی تأمین شود.

2- طول وصله فشاری در ستون تأمین شود.

ب- اگر ستون علاوه بر بار محوری خروج از مرکزیت و یا لنگر قابل توجه داشته باشد:

1- ترجیحا از همان فولاد های ستون که از طراحی سازه بدست آمده یا معادل فولاد های ستون برای فولاد انتظار استفاده شود.

2- طول مهاری به میزان بزرگتر از دو مقدار طول مستقیم مهاری با قلاب استاندارد تحت کشش و طول مهاری فشاری در پی امتداد داده شده باشد.

3- طول مهاری به میزان بزرگتر از طول وصله ی فشاری و طول وصله کششی در ستون (بالای سطح پی) تأمین شود.

- طول وصله پوششی کششی،  $l_{st}$  برابر با طول مهاري در کشش،  $d$  می باشد و از 30 سانتیمتر نباید کمتر باشد.
- طول وصله پوششی فشاری،  $l_{sc}$  را از روابط زیر می توان حساب کرد:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa} \rightarrow l_{sc} = 0.073 f_y d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$f_y > 420 \text{ MPa} \rightarrow l_{sc} = (0.13 f_y - 24) d_b \geq 300 \text{ mm}$$

9. مرحله ی آخر در طراحی پی، رسم کروکی پی و تهیه جدول آماده سازی میلگردها (لیستوفر) می باشد.

### شالوده های مستطیلی:

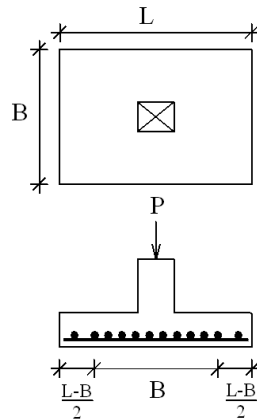
روش طرح شالوده های مستطیلی کاملاً مشابه شالوده های مربعی است. از پی های مستطیلی زمانی استفاده می کنیم که محدودیت زمین از یک سمت وجود داشته باشد یا لنگر خمشی از طرف ستون در یک جهت به پی وارد شود. در پی های مستطیلی بهتر است نسبت طول به عرض پی حداکثر به  $2/5$  یا حداکثر 3 محدود شود. در طرح فولاد برای پی های مستطیلی باید توجه داشت که چون فولادهای طولی برای لنگر بزرگتری طرح می شوند، لذا بهتر است در پائین پی قرار داده شوند و فولادهای عرضی در روی آنها قرار گیرند. هر یک از فولادهای طولی یا عرضی با ضخامت مؤثر ( $d$ ) مقطع خودشان طرح می گردند.

از آنجا که در زیر ستون، کارایی پی بیشتر است، توصیه می شود درصد بیشتری از فولاد عرضی به دست آمده را در

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

زیر ستون قرار داده شود.

E: درصد فولاد در منطقه B در طول پی



شکل (6-19): تجمع فولادگذاری عرضی در زیر ستون

باقیمانده فولادها در دو طرف منطقه B به طور مساوی قرار داده می شوند. در جهت طولی پی، فولادها به طور یکنواخت توزیع می گردند (شکل 6-19).

**مثال (6-1):** ستونی به ابعاد مقطع  $40 \times 40$  سانتیمتر، بار مرده ی 40 تن و بار زنده ی 50 تن را به یک شالوده مربع شکل بتن آرمه منتقل می کند. با فرض مشخصات زیر برای فولاد، بتن و خاک، پی مناسبی را برای این ستون طرح کنید.

$$q_a = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2 = 350 \text{ MPa}$$

حل:

ابتدا ابعاد پی را تعیین می کنیم. همان طور که گفته شد برای تعیین ابعاد پی، از بارهای سرویس (بدون ضریب) استفاده می کنیم.

$$A = \frac{P}{q_a} = \frac{50 + 40}{20} = 4.5 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow B = \sqrt{A} = \sqrt{4.5} = 2.12 \text{ m} \longrightarrow \text{use } 2.2 \times 2.2 \text{ متر}$$

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

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(40) + 1.6(50) = 128 \text{ ton}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{128}{2.2^2} = 26.45 \text{ ton/m}^2 = 0.265 \text{ MPa}$$

در گام بعدی باید ضخامت پی را تعیین کنیم. برای محاسبه  $v_a$  از آن جا که پی ما مربعی است از فرمول برش پانچ استفاده می کنیم.

$$\beta = \frac{b}{c} = \frac{40}{40} = 1$$

$$v_a = (0.17 + \frac{0.34}{\beta})\phi\sqrt{f'c} \leq 0.34\phi\sqrt{f'c}$$

$$\longrightarrow v_a = 0.34 \times 0.75\sqrt{21} = 1.168 \text{ MPa}$$

از فرمول تقریبی برش پانچ داریم:

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

$$4d^2 + 2(0.4 + 0.4)d = \frac{2.2 \times 2.2 \times 0.265}{1.168}$$

$$\longrightarrow 4d^2 + 1.6d - 1.09 = 0$$

با حل این معادله دو جواب برای  $d$  (برای شبکه میلگرد های فوقانی) به دست می آید که فقط یکی از آن ها قابل قبول است (جواب دوم منفی است).

$$\longrightarrow d = 0.361 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

می خواهیم ببینیم که آیا فرمول تقریبی برش پانچ مقداری دسته بالا بوده یا خیر برای اثبات این ادعا نیروی برش پانچ را به طور دقیق از روی مقطع بحرانی برش پانچ بدست آورده و سپس مقدار  $d$  را محاسبه می کنیم.

$$V_u = P_u - q_u(0.4 + d)^2 = 128 \times 10^4 \text{ N} - 26.45 \times 10^4 (400 + d(\text{mm}))^2 \times 10^{-6}$$

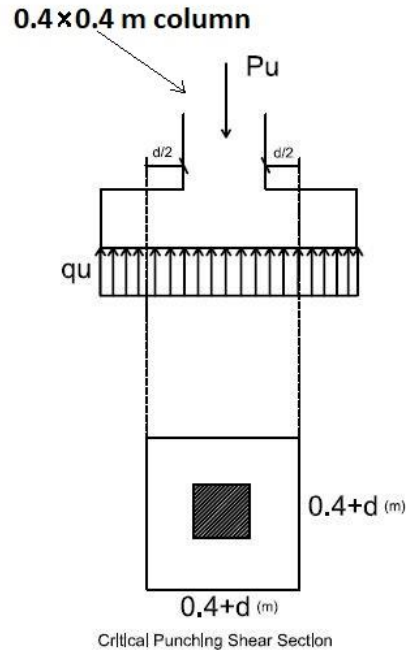
$$\phi V_c = 0.75 \times 0.34 \times \sqrt{21} A_c = 1.168(4(0.4 + d)d)$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow (400 + d)(22.8 + 1.057d) \geq 27.4 \times 10^4$$

با حل نامعادله ی بالا داریم:

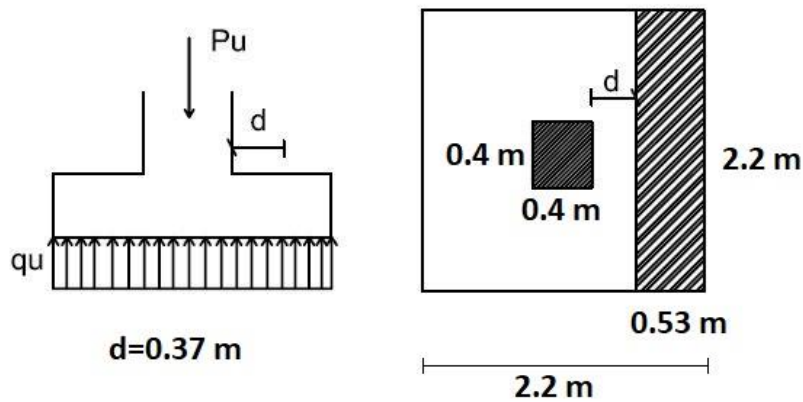
$$d \geq 332.4 \text{ mm}$$

دیده میشود که نتیجه روابط تقریبی برای برش پانچ در حالت یکنواخت بودن تنش زیر پی، قابل قبول و تاحدی محافظه کارانه است لذا نیازی به کنترل آن برای حالت دقیق نیست.



شکل (6-20): مقطع بحرانی برش پانچ

با در نظر گرفتن  $d = 37 \text{ cm}$  برش پانچ در حد مجاز است. حال برش معمولی را کنترل می کنیم.



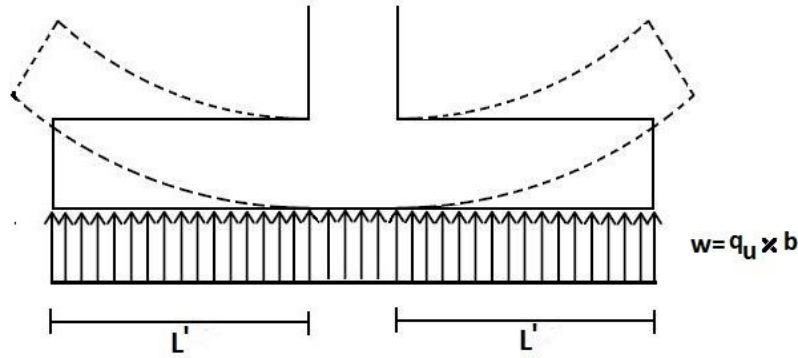
شکل (6-21): تعیین میزان عرض برش معمولی برای پی

$$V_u = q_u \times 2.2 \left( \frac{2.2 - 0.4}{2} - 0.37 \right) = 0.31 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{21} \times 2200 \times 370 = 0.47 \times 10^6 \text{ N} \geq V_u \therefore O.K$$

بعد از تعیین ابعاد پی و تعیین ضخامت پی براساس برش، حال باید فولادهای پی را برای تحمل خمش طرح کنیم.





شکل (6-22): تیرهای فرضی و تغییر شکل آنها ( $L'$  و سایر پارامترهای شکل در ادامه بدست آید)

عرض تیر فرضی که فولاد های خمشی آن طرح می شود  $b$ ، برابر  $2/2$  متر می باشد پس طول تیر کنسول فرضی برابر است با:

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

$$M_u = \frac{q_u \cdot b \cdot L'^2}{2} = \frac{0.265 \times 10^6 \times 2.2 \times (0.9^2)}{2} = 236115$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{350}{0.85 \times 21} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{236115 \text{ N.m}}{0.9 \times 2.2 \times 0.37^2} = 871074 \text{ Pa} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.87}{350}} \right\} = 0.0025 \geq \rho_{min} = 0.002 \quad O.K.$$

$$\rho_{0.005} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{21}{350} \times \frac{3}{8} = 0.016 \geq 0.0025 \quad O.K$$

$$A_s \left( \frac{mm^2}{m} \right) = \rho \cdot b \cdot d = 0.0025 \times 1000 \times 370 = 925 \frac{mm^2}{m} \xrightarrow{\text{جدول}} \text{use } \Phi 22 @ 400 \text{ mm}$$

$$s = 400 \text{ mm} \rightarrow s_{min}, s_{max} \quad O.K$$

پس از طرح فولادها، کفایت طول مهارى در کشش را کنترل می کنیم:

$$\Phi = 22 \text{ mm} < 34 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} L_d = 0.019 A_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.019 \times 380 \text{ mm}^2 \times 350}{\sqrt{21}} = 551.4 \text{ mm} \\ L_d = 0.058 \cdot d_b \cdot f_y = 0.058 \times 22 \times 350 = 406.6 \text{ mm} \end{cases}$$

پس حداکثر طول مهارى لازم بر اساس رابطه ی بالا 55 سانتیمتر خواهد بود. اگر 7/5 سانتیمتر از بتن برای پوشش آرماتورها در نظر گرفته شود، طول مهارى موجود به صورت زیر خواهد بود.

$$L' - 75 \text{ mm} = 900 - 75 \geq 551.4 \text{ mm} \quad O.K$$

چون پی مربعی بوده و تنش در زیر پی در جهت دیگر نیز  $26.45 t/m^2$  است، بنابراین فولادهای جهت دیگر نیز مشابه مقادیر بدست آمده می باشد (برای شبکه آرماتور تحتانی  $d$  مقداری بیشتر است که محافظه کارانه می باشد). حال تنش روی بتن را در محل اتصال ستون به پی کنترل می کنیم.

$$f_{actual} = \frac{P_u}{A} = \frac{128}{0.4 \times 0.4} = 800 T/m^2 = 8 MPa$$

$$f_c = \psi \times 0.85 \phi_c f'_c = \psi \times 0.85 \times 0.65 \times 21 = 23.2 MPa > 8 MPa \rightarrow O.K.$$

$$2d \leq L' \Rightarrow \psi = \sqrt{\frac{(40 + 4 \times 37)^2}{40^2}} \leq 2 \Rightarrow \psi = 2$$

بنابراین حداقل فولاد انتظار را در نقطه ی اتصال ستون به پی قرار می دهیم.

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

حال طول مهاري فشاري را محاسبه می کنیم.

$$L_{dc} = \max \begin{cases} 0.24 \times 350 \times 18 / \sqrt{21} = 330 mm \\ 0.044 \times 350 \times 18 = 277 mm \\ 200 mm \end{cases} \rightarrow 33 cm$$

$$D = d + 1.5\Phi + 7.5 = 37 + 1.5(2.2) + 7.5 = 47.8 cm \approx 50 cm$$

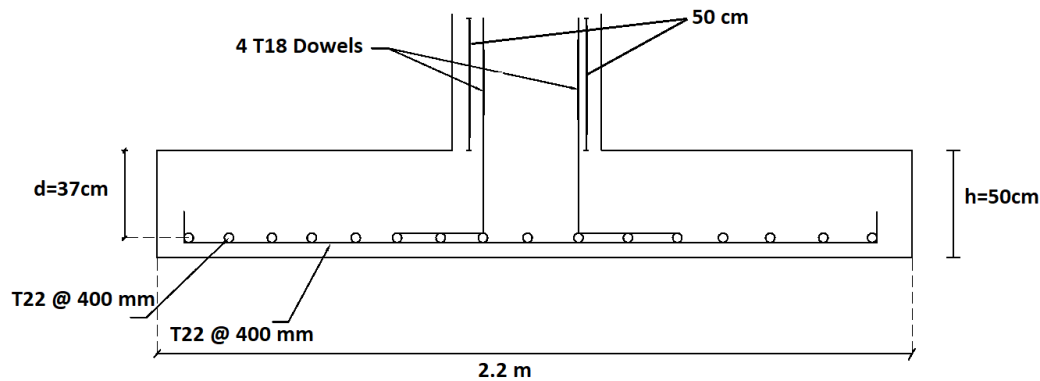
با توجه به مقدار  $d$  می توان 33 سانتیمتر طول مهاري را تأمین نمود.

با توجه به اینکه در محل تقاطع ستون به پی از فولاد بیشتر از حد لازم استفاده کرده ایم، آیین نامه اجازه می دهد که به همان نسبت طول مهاري را کاهش دهیم.

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

به میزان طول وصله فشاري در بالای پی (در ستون) نیز باید برای آرماتور انتظار تأمین شود؛ در نتیجه:

$$L_{SC} = 0.043 \times 350 \times 18 = 459.9 \approx 46 cm$$



شکل (6-23): کروکی پی طراحی شده

**مثال (6-2):** ستونی بتنی بار مرده ی 1110 کیلونیوتن و بار زنده ی 1022 کیلونیوتن را به یک پی بتنی مستطیلی منتقل می کند. اگر این ستون دارای ابعاد  $450 \times 450$  میلیمتر و شامل  $8\Phi 25$  با مقاومت  $f_y = 415 MPa$  باشد، پی مناسب برای این ستون را طرح نمائید. مقاومت بتن ستون  $(f'_c)_c = 35 MPa$  و مقاومت بتن پی  $(f'_c)_f = 21 MPa$  می باشد. فولاد به کار رفته در پی هم جنس فولاد ستون بوده و مقاومت نهایی خاک  $q_a = 240 kPa$  می باشد. عرض پی را  $B = 2.2 m$  در نظر بگیرید.

حل:

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

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

$$B \times L = A_f \rightarrow 2.2 \times L = 8.88 \rightarrow L = 4.04 \rightarrow L = 4.1 \text{ m}$$

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

$$P_u = 1.2(1110) + 1.6(1022) = 2967.2 \text{ KN}$$

$$q_{ult} = \frac{P_u}{B \times L} \rightarrow q_{ult} = \frac{2967.2}{2.2 \times 4.1} = 328.9 \text{ KN / m}^2 (\text{KPa}) = 0.33 \text{ MPa}$$

ب) تعیین ضخامت پی:

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

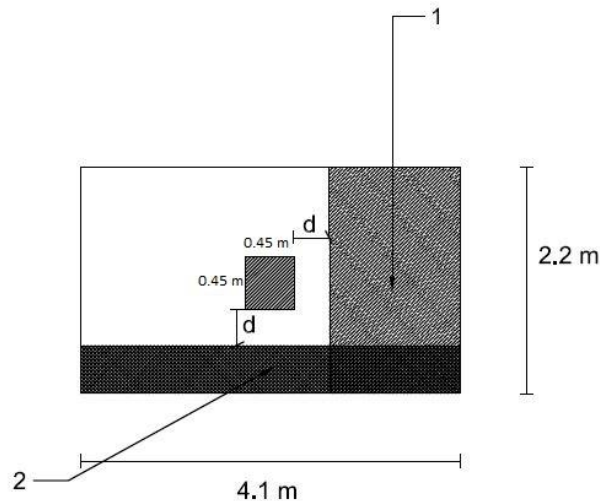
$$v_{ap} = \left(0.17 + \frac{0.34}{1.0}\right) 0.75(\sqrt{21}) = (0.34)0.75(\sqrt{21}) = 1.168 \text{ MPa}$$

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

$$d^2(4 \times 1.168 + 0.33) + d(2 \times 1.168 + 0.33)(0.45 + 0.45) = (2.2 \times 4.1 - 0.45 \times 0.45) \times 0.33$$

$$d = 0.559 \text{ m}$$

اگر نیروی برش پانچ را با مجهول گرفتن  $d$  مانند مثال قبل و توضیحات بخش ششم درس حساب کرده و با تشکیل معادله  $\phi V_c \geq V_u$ ،  $d$  را بدست آورده مقدار  $0.558 \text{ m}$  بدست می‌آید؛ در نتیجه فرمول تقریبی ارائه شده در حالت یکنواخت بودن تنش زیر پی کاملاً قابل قبول می‌باشد.



شکل (6-24): عرض برش معمولی در پی

حال برش معمولی را در مقطع بحرانی (به فاصله  $d$  از بر ستون بتن آرمه) کنترل می‌کنیم. چون پی مستطیلی می‌باشد باید مشخص شود که کدام مقطع برش معمولی بحرانی تر است. بنابراین داریم:

$$A_1 = 2.2 \left( \frac{4.1 - 0.45}{2} - 0.56 \right) = 2.783 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4.1 \left( \frac{2.2 - 0.45}{2} - 0.56 \right) = 1.29 \text{ m}^2$$

بنابراین مقطع 1 بحرانی تر می باشد.

$$\phi V_c = 0.75(0.17\sqrt{21}) \times 560 \times 2200 = 0.719 \times 10^6 N$$

$$V_u = q_u \times 2.783 = 0.33 \times 10^6 \times 2.783 = 0.918 \times 10^6 N \geq \phi V_c \quad NG$$

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

$$V_u = 0.33 \times 2.2 \left( \frac{4.1 - 0.45}{2} - d(mm) \times 10^{-3} \right) \times 10^6$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17\sqrt{21} \times 2200 \times d = 1285.41d$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow 1285.41d \geq (1.324 - 7.26 \times 10^{-4}d) \times 10^6$$

$$\rightarrow d \geq 658.24 \text{ mm} \therefore \text{use } d = 660 \text{ mm}$$

ج) تعیین فولادهای طولی پی:

شبکه فولاد های طولی در زیر فولاد های عرضی قرار میگیرد.

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

$$b = 2.2 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q.b.L^2}{2} = \frac{0.33 \times 10^6 \times 2.2 \times 1.825^2}{2} = 1209.017 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{415}{0.85 \times 21} = 23.25$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1209017 \text{ N.m}}{0.9 \times 2.2 \times 0.66^2} = 1.402 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{23.25} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23.25 \times 1.402}{415}} \right\} = 0.0035 \geq \rho_{\min} = 0.002 \quad O.K.$$

$$\rho_{\epsilon_t=0.005} = 0.85^2 \frac{21}{415} \times \frac{3}{8} = 0.0137 > 0.0035 \quad OK$$

$$A_s \left( \frac{mm^2}{m} \right) = \rho . b . d = 0.0035 \times 1000 \times 660 = 2310 \frac{mm^2}{m} \text{ use } \Phi 25 @ 200 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm} \rightarrow s_{\min}, s_{\max} \text{ O.K}$$

$$L_d = 0.019 A_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.019 \times 491 mm^2 \times \frac{415}{\sqrt{21}} = 184.36 \text{ mm} < \frac{L-0.45}{2} - 0.075 \rightarrow 0.8m \text{ O.K}$$

رابطه دوم طول مهاری کنترل کننده نمی باشد.

d) تعیین فولادهای عرضی پی:

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

$$b = 4.1m$$

$$M_u = \frac{q \cdot b \cdot B'^2}{2} = \frac{0.33 \times 10^6 \times 4.1 \times 0.875^2}{2} = 517.945 \text{ KN/m}$$

d در جهت عرضی را به اندازه‌ی 22 میلیمتر (قطر فولاد) کمتر می‌نمائیم.

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{415}{0.85 \times 21} = 23.25$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \xrightarrow{\text{(assume } \phi=0.9\text{)}} = \frac{517945 \text{ N.m}}{0.9 \times 4.1 \times (0.66 - 0.022)^2} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{23.25} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23.25 \times 0.34}{415}} \right\} = 0.0007 \leq \rho_{min}$$

$$\rho = \rho_{min} = 0.002 \rightarrow A_s = 0.002 \times 4100 \times (660 - 22) = 5231.6 \text{ mm}^2$$

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

$$0.7A_{s \text{ total}} = 3662.12 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\div 2.2 \text{ m}} 1664.6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \text{ B در ناحیه به عرض } \rightarrow \text{use } \Phi 22 @ 200 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm} \rightarrow s_{min}, s_{max} \text{ O.K}$$

$$0.3A_{s \text{ total}} = 1569.48 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\div (4.1-2.2) \text{ m}} 826.04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \text{ در نواحی مجاور } \rightarrow \text{use } \Phi 22 @ 450 \text{ mm}$$

$$s = 450 \text{ mm} \rightarrow s_{min}, s_{max} \text{ O.K}$$

$$L_d = 0.019A_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.019 \times 380 \text{ mm}^2 \times \frac{415}{\sqrt{21}} = 142.68 \text{ mm} < \frac{B - 0.45}{2} - 0.075 = 0.8 \text{ m} \rightarrow \text{O.K}$$

رابطه دوم طول مهارتی کنترل کننده نمی باشد.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 0.45^2 = 0.2025 \\ A_2 = (0.45 + 4 \times 0.66)^2 \end{array} \right. \quad 2d < B' \text{ and } L' \rightarrow \psi = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2 \rightarrow \psi = 2.0$$

$$f_c = \psi \times 0.85 \times \phi \times f'_c = 2 \times 0.85 \times 0.65 \times 21 = 23.2 \text{ MPa}$$

$$f_{actual} = \frac{P_u}{A_1} = \frac{2967.2}{0.2025} = 14653 \text{ KPa} = 14.65 \text{ MPa} < 23.2 \text{ O.K}$$

بنابراین خود بتن قادر به تحمل تنش فشاری در این محل بوده و نیازی به فولاد تقویتی نمی‌باشد، لذا حداقل فولاد آئین‌نامه را قرار می‌دهیم. چون در محل اتصال ستون به پی لنگری وجود ندارد، لذا لازم نیست که از همان فولاد های ستون استفاده شود.

$$A_s = 0.005 A_g = 0.005 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^4 = 10.12 \text{ cm}^2$$

→ use 4Φ18 ( $A_s = 10.17 \text{ cm}^2$ )

$$L_{dc} = \max \begin{cases} 0.24 \times 415 \times 18 / \sqrt{21} = 391 \text{ mm} \\ 0.043 \times 415 \times 18 = 327 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow L_{dc} = 400 \text{ mm}$$

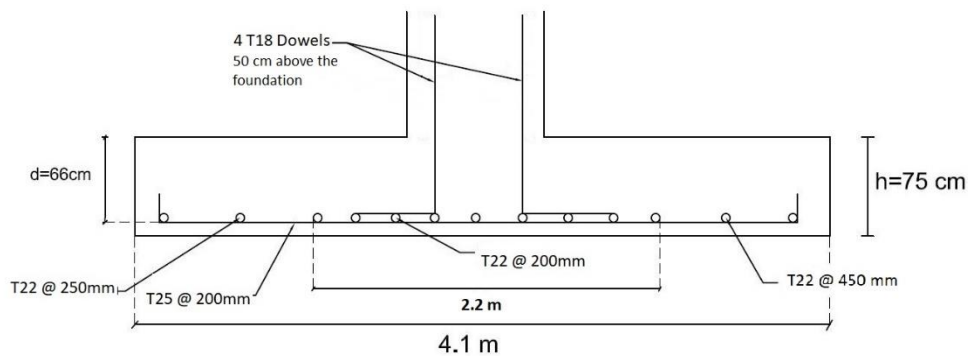
پس طول آرماتورهای انتظار را 40 سانتیمتر همراه با خم 90 درجه‌ی استاندارد به اندازه 12Db در نظر می‌گیریم. پوشش فولادها 75 میلیمتر باید در نظر گرفته شود. پس ضخامت کلی پی (D) را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد.

$$D = 66 + \frac{2.5}{2} + 7.5 = 74.75 \text{ cm} \longrightarrow D = 75 \text{ cm}$$

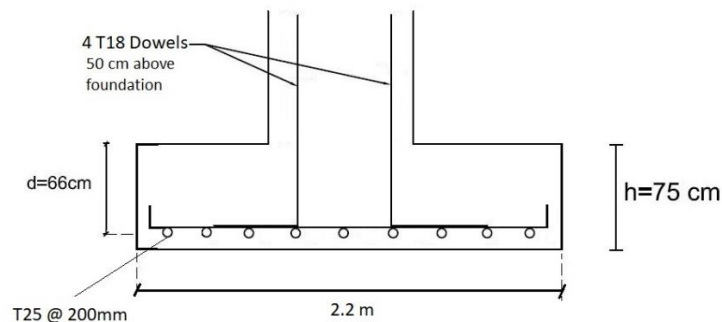
به میزان طول وصله فشاری در بالای پی (در ستون) نیز باید برای آرماتور انتظار تأمین شود؛ در نتیجه:

$$L_{SC} = 0.073 \times 35 \times 1.8 \text{ (cm)} = 45.99 \cong 50 \text{ cm} \text{ گذاشته باید شود}$$

(و) کروکی فولادگذاری در پی:



شکل (6-25): آرماتور گذاری غیریکنواخت در مقطع طولی (آرماتور های عرضی)



شکل (6-26): آرماتور گذاری یکنواخت در مقطع عرضی (آرماتور های طولی)

**طرح ستونچه (Pedestal):**

ستونچه‌ها را به دو علت به کار می‌برند:

1. در زیر ستون‌های فلزی جهت انتقال بار ستون به پی و جلوگیری از خوردگی فلز.
  2. زمانی که لازم است پی‌ها در عمق بیشتری در زمین قرار گیرند تا به لایه‌های مقاوم‌تری برسیم.
- ستونچه‌ها اصولاً به صورت ستون کوتاه تحت اثر بار محوری تنها، یا تحت اثر بار محوری و لنگر طراحی می‌شوند. در صورتی که طول ستونچه بلند باشد  $\frac{L}{r} > 60$  (طول آزاد ستونچه و شعاع ژیراسیون حداقل مقطع ستونچه) باید الزاماً اطراف ستونچه‌ها خاکریزی شده و متراکم شود، به نحوی که خاک بتواند به صورت تکیه‌گاه جانبی برای ستونچه عمل نماید. ACI نسبت طول آزاد ستونچه را به حداقل عرض مقطع آن 3 توصیه کرده است.

$$\frac{L_u}{h} \leq 3$$

آئین‌نامه‌ی ACI در صورتی که در محل اتصال ستون به پی لنگر وجود نداشته باشد طرح ستونچه را به صورت مسلح و غیرمسلح هر دو مجاز می‌داند. معمولاً در جهت اطمینان مقطع ستونچه را به صورت غیرمسلح طرح کرده و در آن 1٪ فولاد حداقل قرار می‌دهند. Bowles توصیه می‌کند که حداقل  $4\Phi 20$  در داخل ستونچه بکار رود. مقطع ستونچه بدون فولاد از رابطه زیر محاسبه می‌شود [ACI 318-02, 22.5.5]:

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

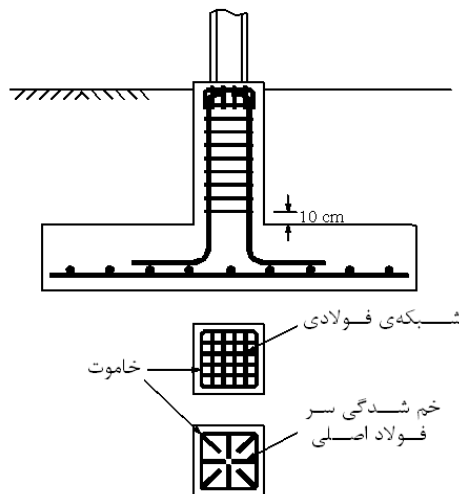
در طرح ستونچه مسلح می‌توان اثر فولاد را نیز در نظر گرفت:

$$P_u = \phi \cdot \phi' \cdot (0.85f'_c \cdot A_c + A_s f_y)$$

$$\phi = 0.7$$

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

برای جلوگیری از ترک خوردگی و بازشدگی (Spalling) در سر ستونچه یک شبکه‌ی فولادی به صورت شکل (6-6) در بالای ستونچه قرار می‌دهند.



شکل (6-27): خم‌شدگی سر فولادهای اصلی، استفاده از شبکه‌ی فولادی در سر ستونچه

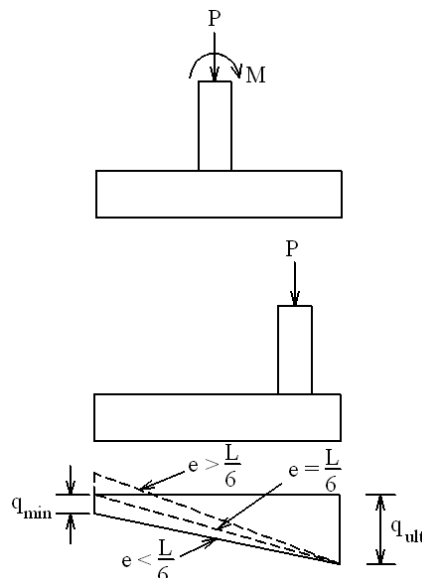
ستونچه‌ها معمولاً به میزان قابل ملاحظه‌ای دست بالا طرح می‌شوند، چون حجم مصالح مصرفی در آنها نسبتاً کم است ولی در مقابل تقویت کردن آنها در آینده مشکل است. اگر ستون دارای لنگر باشد؛ ستون چه نیز باید به شکل یک ستون کوتاه بتن آرمه (عدم کمانش) که دارای لنگر و نیرو محوری است طرح شود.

### طرح پی‌های منفرد با بار خارج از محور:

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

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

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



شکل (6-28): توزیع تنش زیر پی با بار خارج از مرکز

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

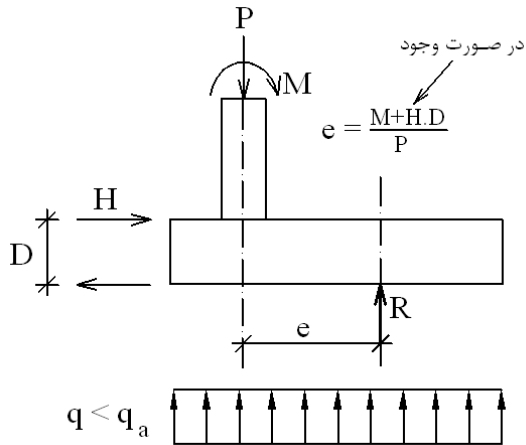
در صورتی که مقدار خارج از محوری  $e$  زیاد باشد به نحوی که بار از هسته مرکزی پی (لوزی به قطر بزرگ  $\frac{L}{3}$  و قطر

کوچک  $\frac{B}{3}$ ) خارج شود در آن صورت  $q_{min}$  به دست آمده از فرمول  $q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$  منفی خواهد شد که نشان

دهنده‌ی تنش کششی بین پی و خاک است. مقاومت کششی در خاک‌های دانه‌ای صفر و در خاک‌های چسبنده ناچیز است، لذا هنگامی که  $q$  منفی از فرمول فوق به دست می‌آید از آن صرف‌نظر کرده و قسمتی از پی که تحت تنش کششی قرار دارد را فاقد ظرفیت باربری (برای این حالت بارگذاری) در نظر می‌گیرند.

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

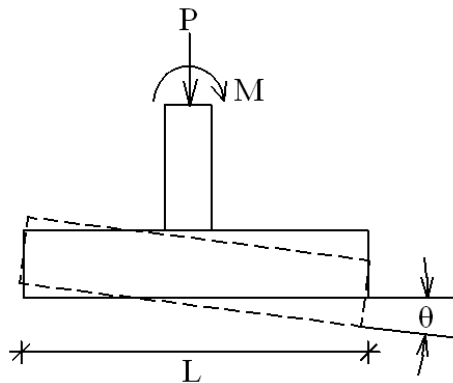




R: برآیند بارها و لنگرها در کف پی  
ابعاد پی باید طوری در نظر گرفته شود که R  
در مرکز پی قرار گیرد تا توزیع تنش یکنواخت شود.

شکل (6-29): یکنواخت کردن توزیع تنش زیر پی با بار محوری و لنگر خمشی

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



شکل (6-30): تغییر شکل پی تحت اثر وارد شدن لنگر

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

که در این رابطه:

B: عرض پی

L: طول پی

$E_s$ : مدول ارتجاعی خاک

$\mu$ : ضریب پواسون خاک

$I_m$ : ضریبی است که از جدول (4-6) به دست می‌آید

جدول (6-4): مقادیر  $I_m$  برای پی های مختلف

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

بر اساس درس تحلیل سازه، دوران یک تکیه‌گاه گیردار به اندازه  $\theta$  موجب ایجاد لنگرهای زیر در دو طرف تیر یا ستون می‌شود.

شکل (6-31): لنگرهای گیرداری یک عضو در اثر دوران به اندازه  $\theta$ 

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

**مثال (6-3):** ستونی بار  $1600\text{ kN}$  و لنگر خمشی  $800\text{ kN.m}$  را به یک شالوده منتقل می‌کند. شالوده‌ی مناسبی را برای بارهای وارده از طرف این ستون طرح کنید. تنش مجاز فشاری خاک را  $200\text{ kPa}$  در نظر بگیرید.

حل: الف) شالوده مربعی:

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

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

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

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

حدس اول:

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

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

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

حدس دوم:

$$B = 3.8$$

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

بنابراین ابعاد شالوده مربعی  $3/8^m \times 3/8^m$  برای این بارگذاری مناسب است.

ب) شالوده مستطیلی:

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

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

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

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

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

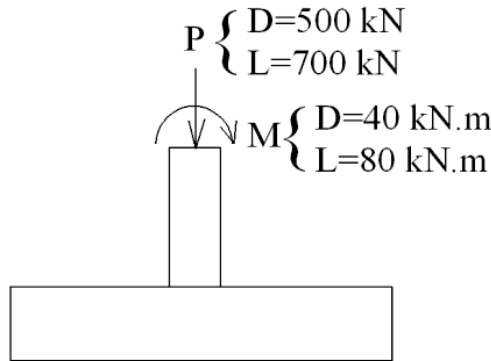
حالت انتخابی ←

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

$$(A_f)_{\text{square}} = 3.8 \times 3.8 = 14.44 \text{ m}^2$$

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

**مثال (4-6):** ستون بتنی مربع شکلی به ضلع 40 سانتیمتر بار مردهی 500kN و بار زندهی 700 kN و همچنین لنگر مردهی 40 kN.m و لنگر زندهی 80 kN.m را به یک پی بتنی منتقل می کند. اگر مقاومت بتن  $f'_c = 21 \text{ MPa}$  ، مقاومت فولاد  $f_y = 415 \text{ MPa}$  و مقاومت فشاری مجاز خاک  $q_a = 240 \text{ kPa}$  باشد، پی موردنظر را طراحی کنید.



شکل (6-32): شکل پی مربوط به مثال (4-6)

حل:

الف) تعیین ابعاد پی:

$$A_f = \frac{P}{q_a} = \frac{500 + 700}{240} = 5 \text{ m}^2$$

$$B \times L = 5 \text{ m}^2 \quad \xrightarrow{\text{if } B=L} \quad B = \sqrt{5} = 2.24 \text{ m}$$

$$\longrightarrow B = L = 2.5 \text{ m}$$

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

$$e = \frac{M}{P} = \frac{40 + 80}{500 + 700} = 0.1 \text{ m}$$

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

اگر یکی از دو ضابطه‌ی فوق برقرار نباشد باید ابعاد پی را بزرگتر نمائیم.

می توان به جای پی مربعی، پی را مستطیلی در نظر گرفت. در اینحالت بعد بزرگتر باید در جهت لنگر باشد. پس از تعیین ابعاد پی مراحل محاسبات مشابه است.

ب) تعیین تنش و نیروها در حد نهایی:

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(500) + 1.6(700) = 1720 \text{ kN}$$

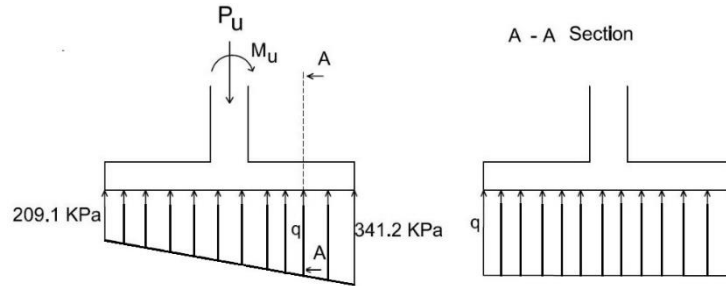
$$M_u = 1.2(40) + 1.6(80) = 176 \text{ kN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{P_u} = \frac{176}{1720} \approx 0.1 \text{ m}$$

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

$$\longrightarrow q_u = \frac{1720}{2.5^2} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.1}{2.5} \right) \longrightarrow \begin{cases} (q_u)_{\max} = 341.2 \text{ kN/m}^2 \\ (q_u)_{\min} = 209.1 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

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



شکل (6-33): توزیع تنش نهایی در زیر پی

ج) تعیین ضخامت مؤثر پی براساس برش پانچ:

اگر از فرمول تقریبی برش پانچ استفاده کنیم، (با دانستن این موضوع که تنش زیر پی یکنواخت نمی باشد و اثر لنگر ستون در افزایش تنش برشی سطوح بحرانی برش پانچ لحاظ نشده است).

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

$$v_{ap} = 0.75(0.34\sqrt{21}) = 1.168 \text{ MPa}$$

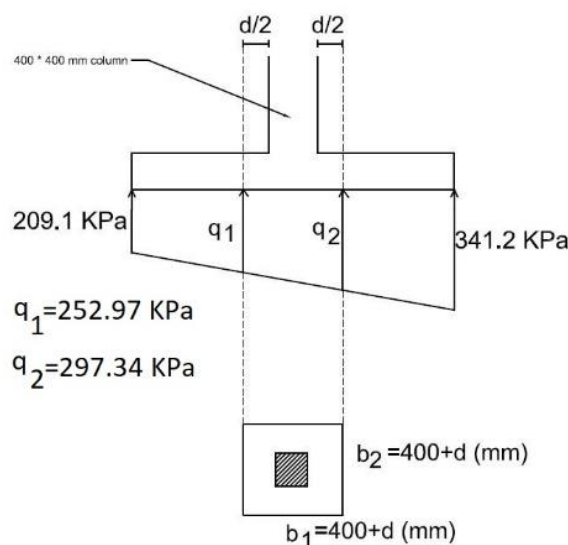
$$q = \bar{q} = \frac{209.1 + 341.2}{2} = 275 \text{ KPa}$$

• دقت شود که q در رابطه ی بالا ارتباطی با q در شکل (6-33) نداشته و فقط میانگین تنش زیر پی است.

$$4d^2 + 2(0.4+0.4)d = \frac{2.5^2 \times 0.275}{1.168} \Rightarrow d = 0.438 \text{ m Take } d = 440 \text{ mm}$$

d برای شبکه آرماتور فوقانی می باشد.

حال اگر تنش برشی پانچ دقیق ایجاد شده با در نظر گرفتن اثر خطی بودن تنش در زیر پی را حساب کنیم؛ داریم:



شکل (6-34): مقطع بحرانی برش پانچ (تنش های  $q_1$  و  $q_2$  در ادامه بدست آورده شده اند)

با توجه به شکل (6-34) داریم:

$$q_1 = 209.1 + \frac{341.2 - 209.1}{2.5} \times \left( \frac{2.5 - 0.4}{2} - \frac{d}{2} \right) \xrightarrow{d=0.44 m} q_1 = 252.95 \text{ KPa}$$

$$q_2 = 341.2 - \frac{341.2 - 209.1}{2.5} \times \left( \frac{2.5 - 0.4}{2} - \frac{d}{2} \right) \xrightarrow{d=0.44 m} q_1 = 297.34 \text{ KPa}$$

با توجه به تعادل برای مقطع بحرانی برش پانچ داریم:

$$V_u = P - \int q \, dA \text{ on critical section for punching}$$

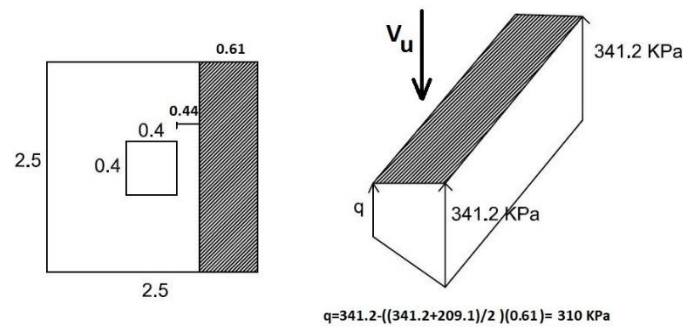
$$V_u = 1720 \text{ KN} - \left( \frac{q_1 + q_2}{2} \times (0.4 + d)^2 \right) = 1720 - \left( \frac{252.95 + 297.34}{2} \times 0.84^2 \right) = 1525.85 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{B \times d} = \frac{1525.85}{(0.4 + 0.44) \times 4 \times 0.44} = 1032.1 \text{ KPa}$$

$$v_{ap} = 0.34 \times 0.75 \times \sqrt{21} = 1.168 \text{ MPa}$$

$$v_{ap} > v_u \therefore O.K$$

(د) کنترل برش معمولی:



شکل (6-35): عرض محاسباتی برای برش معمولی

از تعادل سطح بحرانی برش یک طرفه خواهیم داشت:

$$V_u = \frac{q + 341.2}{2} \times 0.61 \times 2.5 = 496.54 \text{ KN}$$

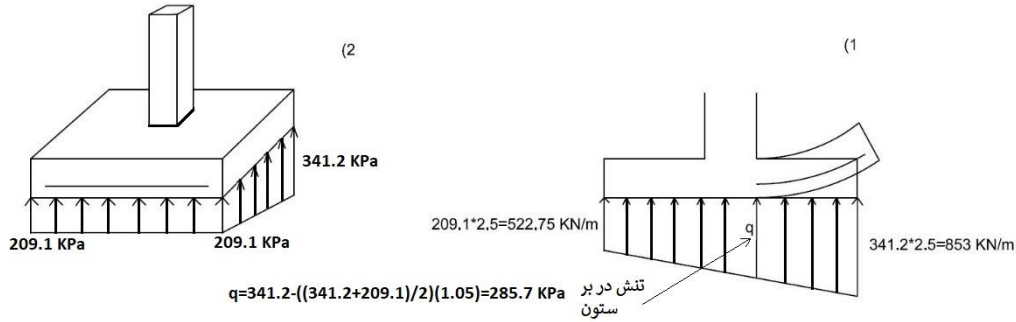
$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{496.54}{2.5 \times 0.44} = 451.4 \text{ KPa}$$

$$v_c = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{21} = 0.584 \text{ MPa}$$

$$v_c > v_u \therefore O.K$$

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

(ه) طراحی فولاد طولی:



شکل (6-36): تغییر شکل و بارهای موجود بر روی تیرهای فرضی در نظر گرفته شده برای طراحی فولادهای جهت 1 (بار در جهت طولی میلگرد، خطی تغییر می کند) و 2 (بار در جهت طولی میلگرد ثابت و در جهت عرضی آن خطی تغییر می کند)

طبق شکل (6-36) مشخص می باشد که اگر فولادهایی که برای جهت شکل 1 طرح می شود برای 2 نیز گذاشته شود؛ قابل قبول و محافظه کارانه می باشد.  $q$  نیز به شکل زیر بدست می آید:

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{415}{0.85 \times 21} = 23.25$$

$$q_{ave} = \frac{285.7 + 341.2}{2} = 313.45$$

$$M_U = \frac{(q.L)B'^2}{2} = \frac{(313.45 \times 2.5)(1.05)^2}{2} = 432 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_U}{\phi b d^2} = \frac{432}{0.9 \times 2.5 \times (0.44)^2} = 991.7 \text{ kPa} = 0.992 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{23.25} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23.25 \times 0.992}{415}} \right] = 0.0025$$

$$\rho = 0.0025 \begin{cases} > \rho_{min} = 0.002 \\ < \rho_{max} = 0.0035 \end{cases} \rightarrow OK$$

$$A_s \left( \frac{mm^2}{m} \right) = \rho \cdot b \cdot d = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1100 \frac{mm^2}{m} \xrightarrow{\text{جدول 6-3}} \text{use } \Phi 16 @ 150$$

فولادگذاری برای هر دو جهت پی

$$s = 150 \text{ mm} \rightarrow s_{min}, s_{max} \quad O.K$$

کنترل طول مهاری:

$$L_d = 0.019 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \text{ or } 0.058 \times d_b \times f_y$$

$$= 0.019 \times 200.96^{mm^2} \times 415 / \sqrt{21} = 385 \text{ mm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$< 1.05 \text{ m} \quad O.K.$$

حال ضخامت کلی پی در حالتی که پوشش بتن روی فولاد 7/5 سانتیمتر در نظر گرفته شود، قابل محاسبه است:

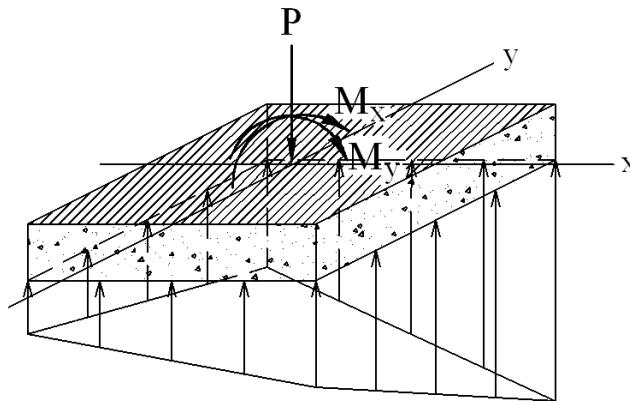
$$D = 0.44 + 1.5 \times 0.016 + 0.075 = 0.539 \text{ m} \therefore \text{USE } D = 0.54 \text{ m}$$

ادامه‌ی کار طراحی پی به شرح زیر باید دنبال شود:

- کنترل تنش فشاری در محل اتصال ستون به پی و طرح فولادهای انتظار بر اساس لنگر M در پای ستون (ترجیحاً از همان فولاد های ستون که از طراحی سازه بدست می آید استفاده می شود).
- کنترل طول مهاری برای فولادهای انتظار در پی و در ستون و طول وصله ی مورد نیاز در ستون.
- رسم کروکی پی به همراه مشخص کردن تعداد، قطر و فاصله‌ی فولادها.

### پی منفرد تحت اثر همزمان لنگر در دو جهت:

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



شکل (6-37): توزیع شماتیک تنش در زیر پی با لنگر در دو جهت

همان‌طور که قبلاً اشاره شد در صورتی که مقدار  $M_x$  و  $M_y$  زیاد باشد ممکن است  $q$  در زیر پی صفر و یا منفی شود و چون خاک نمی‌تواند به وسیله‌ی ایجاد تنش کششی پی را بر روی خود نگه دارد لذا پی از روی خاک بلند می‌شود. همواره توصیه می‌شود که پی به نحوی طرح نشود که از روی خاک بلند شود یعنی بهتر است ابعاد پی بزرگتر در نظر گرفته شود تا  $q$  به دست آمده صفر یا مثبت شود. این توصیه در مورد پی‌هایی که تحت اثر لنگر همزمان در دو جهت هستند قوی‌تر است. با این وجود اگر به علت بعضی محدودیت‌ها ناگزیر به طرح یک پی هستیم که خط تنش صفر در

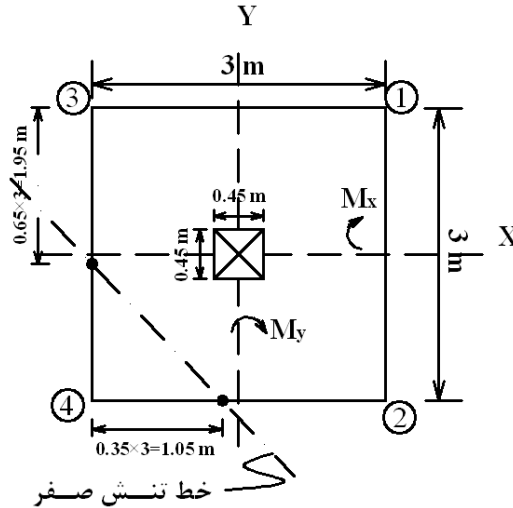
داخل آن قرار می‌گیرد، از آن‌جا که  $I_x$  و  $I_y$  در فرمول  $q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x}$  دیگر  $\frac{BL^3}{12}$  و  $\frac{LB^3}{12}$  نبوده و

به محل خط تنش صفر بستگی دارند و محل خط تنش صفر نیز با تغییرات  $I_x$  و  $I_y$  (بلند شدن پی از روی زمین)



تغییر می‌کند لذا حل مسأله نامعین بوده و معمولاً با سعی و خطا حل می‌شود. برای حل این مشکل می‌توان از نمودارهای پیوست استفاده نمود که نتایج آنها با مقداری تقریب قابل استفاده است. این نمودارها برحسب ابعاد پی (L و B) و خروج از مرکزیت‌ها ( $e_x$  و  $e_y$ ) محل خط تنش صفر در پی را مشخص کرده و  $q_{max}$  را نیز به دست می‌دهند. استفاده از این نمودارها در مثال (5-6) توضیح داده می‌شود.

**مثال (5-6):** یک شالوده تحت اثر بار محوری 60 تن و لنگرهای  $M_x = M_y = 20 \text{ ton.m}$  قرار دارد. تنش‌ها در زیر این شالوده را برای تحمل این بارها به دست آورید.



شکل (6-38): شکل مثال (5-6)

حل:

الف) تعیین وضعیت تنش در زیر پی:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### شالوده‌ی زیر دیوارهای آجری و سنگ‌چین:

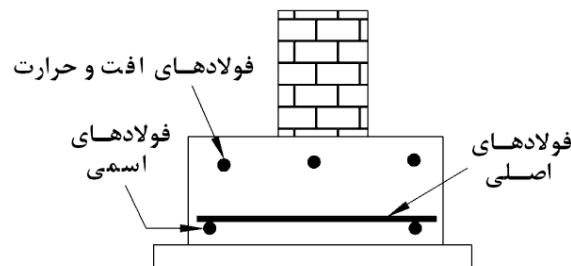
دیوارهای آجری و سنگ‌چین بر دو نوع هستند. دیوارهای باربر (حمال) که بار قسمتی از سقف به آن‌ها منتقل می‌شود، و دیوارهای غیرباربر (معمولی) که تنها وزن خود دیوار روی پی اثر می‌کند.

در زیر دیوارهای آجری و سنگ‌چین، یک پی نواری ممتد (با طولی مساوی طول دیوار) ساخته می‌شود. عرض پی براساس ظرفیت باربری خاک (به ازای طول واحد دیوار) تعیین می‌شود. این عرض باید حداقل 10 تا 20 سانتیمتر از عرض دیوار بیشتر باشد.

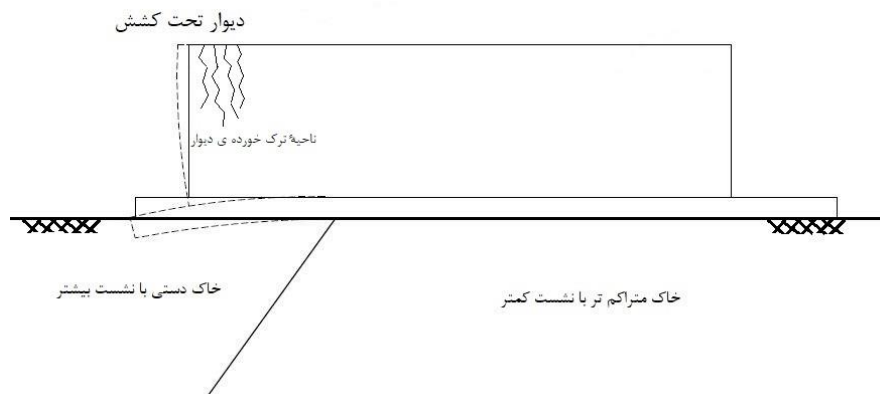
ضخامت پی براساس برش معمولی (wide beam) تعیین می‌شود. این ضخامت از 15 سانتیمتر برای دیوار معمولی و از 20 سانتیمتر برای دیوار زیرزمین نباید کمتر باشد.

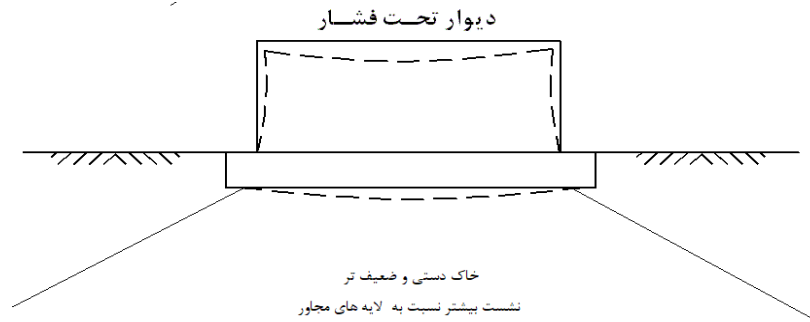
فولادهای اصلی در این پی‌ها به صورت عرضی قرار گرفته و به صورت معمول طراحی می‌شود (پی به صورت یک تیر طره به عرض واحد از محل مقطع بحرانی در خمش در نظر گرفته می‌شود).

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



شکل (6-39): فولادگذاری در مقطع پی زیر دیوار





شکل (6-40): نمای دیوار در حالت کشش و فشار

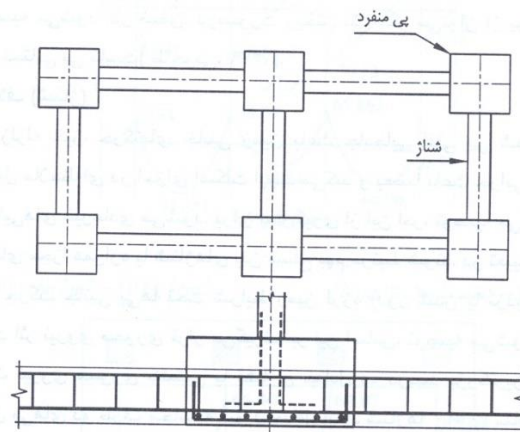
سایر ضوابط گفته شده در مورد پی ها باید در مورد پی دیوارها نیز مراعات شود.

#### شناژها:

پی های منفرد را همواره با شناژ به هم متصل می کنند. هر پی باید حداقل در دو جهت به سایر پی ها متصل شده باشد. شناژها به صورت قطعات کششی طرح می شوند که بین 5 تا 10٪ بزرگترین نیروی قائم وارد بر شالوده های طرفین خود را بتوانند تحمل نمایند یا برای تحمل مؤلفه ی افقی نیروی بادبندها طرح می شوند.

$$A_s = \frac{T}{0.9f_y}$$

حداقل ابعاد مقطع شناژ براساس آئین نامه ها حدود 30×30 سانتیمتر و حداقل فولاد آن 4Φ14 و حداقل خاموت در آن Φ8 @ 25<sup>cm</sup> تعیین شده است. فولاد شناژها باید حداقل به اندازه ی طول مهارى در کشش L<sub>h</sub> در داخل پی ادامه داشته باشد. اتصال شناژها به پی های دو طرف می تواند در تراز بالا، کف یا وسط پی قرار داشته باشد.



شکل (6-41): نمایی از اتصال پی های منفرد به وسیله ی شناژ در پلان و مقطع

مراجعه برای مطالعه بیشتر:

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

## فصل هفتم

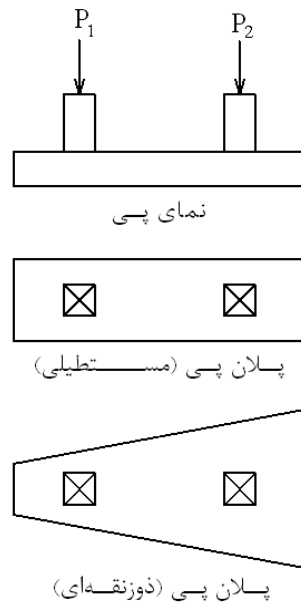
### طرح پی های مرکب و نواری



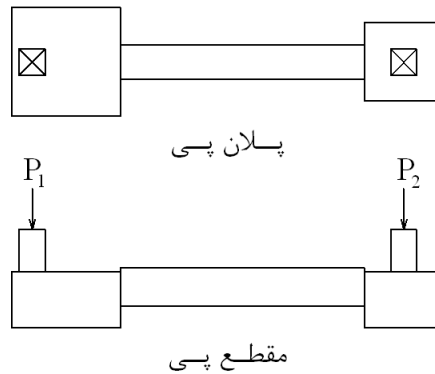
#### مقدمه:

پی‌هایی که بار دو یا چند ستون هم‌زمان بر آن‌ها وارد می‌شود شالوده‌های مرکب یا نواری نامیده می‌شوند. در موارد زیر می‌توان از شالوده‌های نواری استفاده کرد:

1. حدود زمین ابعاد پی را محدود نماید.
2. یکی از ستون‌ها الزاماً در کنار پی قرار می‌گیرد و توزیع تنش در خاک زیر پی را غیریکنواخت سازد.
3. وقتی اختلاف بار بین دو ستون مجاور زیاد باشد به نحوی که احتمال اختلاف نشست قابل توجهی وجود داشته باشد.
4. اگر ابعاد پی‌های منفرد مربوط به دو ستون مجاور بزرگ باشند به نحوی که طول شناژ بین آن‌ها کم باشد. پی‌های مرکب به دو دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی می‌شوند: پی‌های یکسره و پی‌های با تیرکلاف. در شکل‌های (1-7) و (2-7) نمونه‌هایی از این پی‌ها نشان داده شده است.



شکل (1-7): پی یکسره (مستطیلی یا دوزنقه‌ای در پلان)



شکل (2-7): پی با تیر کلاف یا تیر بتن مسلح

### 1- طراحی پی‌های یکسره یا نواری:

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

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

#### الف) روش پی صلب:

در روش پی صلب باید ابتدا محل برآیند نیروها و لنگرهای ستون‌ها را بدست آورد و بر این اساس طول و سپس عرض پی را تعیین نمود. حتی‌المقدور طول پی را طوری بدست می‌آوریم که برآیند بارها (و لنگرها در صورت وجود) از مرکز پی عبور نماید (تا تنش زیر پی یکنواخت شود). با تعیین ابعاد پی آن را به صورت یک تیر که روی دو یا چند تکیه‌گاه قرار دارد در نظر گرفته و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی را برای آن رسم می‌نمائیم. ضخامت پی براساس برش

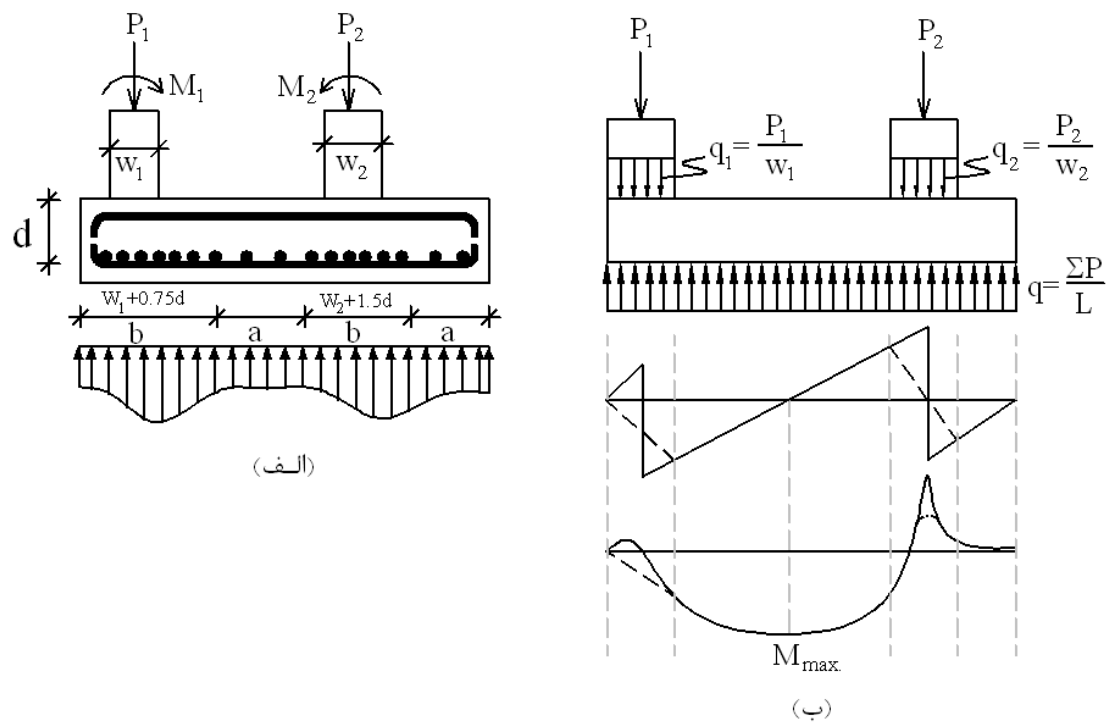
معمولی در تیرها و یا برش پانچ به دست می آید. محل مقاطع بحرانی، مشابه موارد ذکر شده در مورد پی های منفرد می باشد. مشابه پی های منفرد، از به کار بردن فولادهای برشی (خاموت) در پی نواری صرف نظر می شود و مقاومت برشی با مقطع بتنی پی تأمین می گردد. در مقابل برخلاف پی های منفرد، در پی های نواری قطع و خم فولادهای خمشی در طول پی مجاز است. کاربرد فولاد فشاری در پی های نواری اقتصادی نیست، لذا در صورتی که به فولاد فشاری نیاز باشد ارجح است ارتفاع پی افزایش داده شود.

از آنجا که رفتار پی های یکسره، با رفتار یک تیر بتن آرمه تقریب زده می شود، لذا باید توجه داشت که ضوابط طراحی تیرها در ACI در مورد آن ها اعمال می شود؛ برای مثال حداقل درصد فولاد در این پی ها از رابطه زیر تعیین می شود [ACI 318-14]:

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \quad (MPa \text{ بر حسب } f_y, f'_c)$$

از آنجا که توزیع تنش در زیر پی نواری در واقع یکنواخت نیست و مقدار تنش در زیر ستون ها بیشتر است، لذا در فولادگذاری پی در جهت عرضی باید به این مسئله توجه شود. برای این کار فولاد خمشی در جهت عرضی برای تیری به عرض  $b$  در زیر ستون ها محاسبه شده و در همان فاصله توزیع می شود. در قسمت های  $a$  حداقل فولاد خمشی مجاز

آئین نامه یعنی  $\frac{1.4}{f_y}$  قرار داده می شود (توزیع فولادهای طولی همواره به صورت یکنواخت صورت می گیرد).

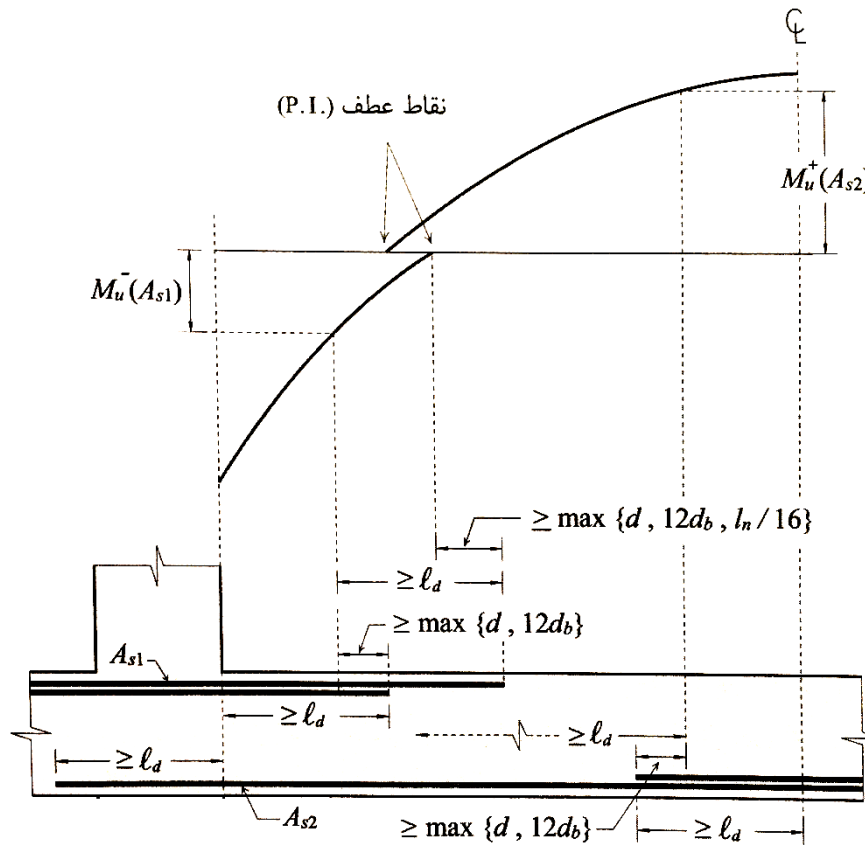


شکل (3-7): (الف) توزیع تنش واقعی در زیر پی و آرماتورگذاری در زیر ستون ها (ب) فرض توزیع تنش یکنواخت در زیر پی و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی

نکته 1: برای امکان کنترل محاسبات و اطمینان از بسته شدن نمودارهای برش و ممان در طول حل مسأله بهتر است هیچ گونه گرد کردن ابعاد انجام نشود و گرد کردن ابعاد پی در انتهای مسأله صورت گیرد.  
 نکته 2: انتقال نیرو از ستون به پی در واقع به صورت بار نقطه ای نبوده و در عرض ستون به صورت گسترده انجام می شود، ولی از آنجا که با اعمال این دقت، در محل مقاطع بحرانی خمش و برش، تفاوتی در مقادیر خمش و برش ایجاد نمی شود، لذا می توانیم بار ستون ها را به صورت نقطه ای در نظر بگیریم تا حجم محاسبات کاهش یابد.

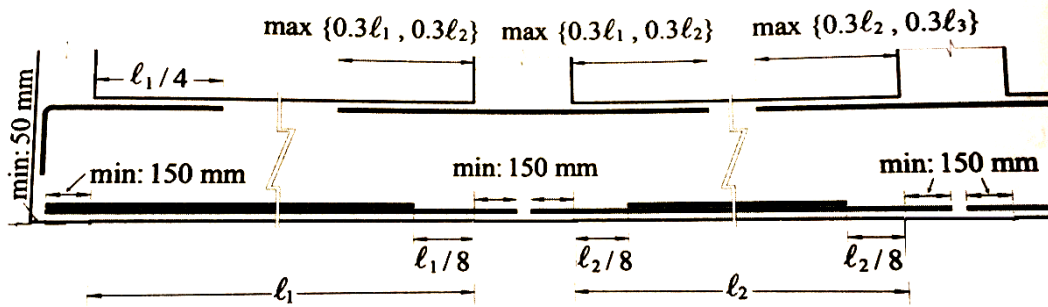
## ضوابط قطع فولاد ها در پی های نواری:

به جهت جبران تغییرات احتمالی محدودی که ممکن است در بار های قائم یا جانبی رخ دهد و نمودار لنگر خمشی در طول تیر را با تغییراتی همراه کند، ACI 318 قید می کند که لازم است میلگرد ها به اندازه ی بزرگتر از دو مقدار  $d$  و  $12d_b$  پس از نقطه ای که از لحاظ تئوری به مقاومت خمشی آن نیاز نیست، ادامه داده شود. طول مهاری میلگردهای خمشی باید از محل مقطع بحرانی آنها مورد توجه قرار گیرد و تأمین شود. بنابراین لازم است کلیه ی میلگردها از محل لنگر حداکثر مثبت و منفی، و یا محل خم یا قطع تئوریک میلگرد های مجاورشان به میزان  $l_d$  امتداد داشته باشند. همچنین لازم است میلگرد ها بعد از نقطه ای که به مقاومت خمشی آن ها نیاز نمی باشد به میزان بزرگتر از دو مقدار  $d$  و  $12d_b$  ادامه داده شوند.



شکل (4-7): نمودار لنگر خمشی و مهاری میلگرد های خمشی از محل مقطع بحرانی

لازم به ذکر است به جهت حفظ یک پارچگی در کل عضو سازه ای آیین نامه لازم می داند که حداقل یک ششم فولاد کششی مورد نیاز برای لنگر منفی در تکیه گاه (حداقل دو عدد میلگرد)، و نیز حداقل یک چهارم فولاد های لنگر خمشی مثبت (حداقل دو عدد میلگرد) امتداد یابند.



شکل (5-7) محل قطع تقریبی میلگرد های خمشی مثبت (میلگرد های پایین) و منفی (میلگرد های بالا)

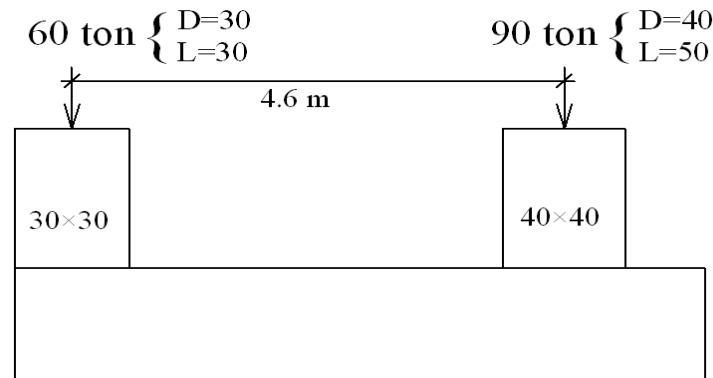
نکته 3: در پی ها چون جهت بارگذاری توسط خاک از پایین به بالاست و تکیه گاه ها نیز ستون ها می باشند که در بالا قرار دارند؛ ضوابط میلگرد های خمشی مثبت برای میلگرد های بالای پی و ضوابط میلگرد های خمشی منفی برای میلگرد های پایین پی اعمال میگردد.

مثال (7-1): یک پی نواری با روش صلب با مشخصات زیر طرح نمائید.

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2 = 350 \text{ MPa}$$



شکل (6-7): مشخصات پی و بارگذاری آن برای مثال (7-1)

حل:

طول پی را طوری به دست می آوریم که برآیند بارها (و لنگرها در صورت وجود) از مرکز پی عبور نماید. لذا نسبت به نقطه ای اثر یکی از نیروهای محوری ستون ها، لنگر می گیریم (از همان روابط  $\sum F = 0$  و  $\sum M = 0$  استاتیکی برای سیستم پی بدست می آید).

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

$$L = \left(2.76 + \frac{0.3}{2}\right) \times 2 = 5.82$$

$$B = \frac{R}{L \cdot q_a} = \frac{60 + 90}{5.82 \times 10} = 2.58$$

چون نمودارهای برش و لنگر برای تعیین فولادها بر اساس  $q_u$  کشیده می شوند لذا  $q_u$  یعنی تنش در حد نهایی در زیر پی باید یکنواخت باشد لذا باید بارها را به حد نهایی برده و بر اساس آن ها تنش با توزیع یکنواخت را در زیر پی



محاسبه نمائیم. به عبارت دیگر در مورد این پی‌ها می‌توان بارها را از ابتدای مسأله به حد نهایی برد. در هر دو صورت ابعاد حاصله برای پی تفاوت قابل ملاحظه‌ای نخواهد داشت.

استفاده از بارهای سرویس در تعیین ابعاد پی به طوریکه نیروی معادل خاک زیر پی، در مرکز هندسی پی قرار گیرد تا تنش زیر پی یکنواخت شود؛ مشکلات جزئی را ایجاد خواهد کرد زیرا هنگامی که با بارهای ضریب دار نمودارهای لنگر و برش را رسم کنیم به علت قرار نگرفتن نیروی معادل خاک زیر پی در مرکز هندسی پی تنش زیر پی یکنواخت نمی‌باشد و با یکنواخت گرفتن آن خطا در مقادیر برش و لنگر ایجاد می‌شود بنابراین بهتر است از همان ابتدا با استفاده از بارهای ضریب دار، ابعاد پی به گونه‌ای بدست آید تا تنش زیر پی یکنواخت شود. در نهایت با توجه به ابعاد بدست آمده باید تحت بارهای سرویس ابعاد پی به گونه‌ای باشد که تنش زیر پی از مقدار مجاز آن بیشتر نشده باشد برای این منظور نیز می‌توان مقدار تنش مجاز خاک را در ضریب افزایش بار وارده به پی پس از ضریب دار شدن بار ستون‌ها ضرب کرد و ابعاد پی در حالت بارهای ضریب دار را بر مبنای این مقدار بدست آورد. ابعاد بدست آمده را نیز در انتها رُند می‌کنیم تا مشکلی برای بسته شدن نمودارهای لنگر و برش پیش نیاید.

$$P_{U1} = 1.2(30) + 1.6(30) = 84 \text{ ton}$$

$$P_{U2} = 1.2(40) + 1.6(50) = 128 \text{ ton}$$

$$\sum F = 0 \rightarrow R_u = 84 + 128 = 212 \text{ ton}$$

$$\sum_{\text{center line of edge column}} M = 0 \rightarrow R_u \cdot \bar{x} = 128 \times 4.6 \rightarrow \bar{x} = 2.78 \text{ m}$$

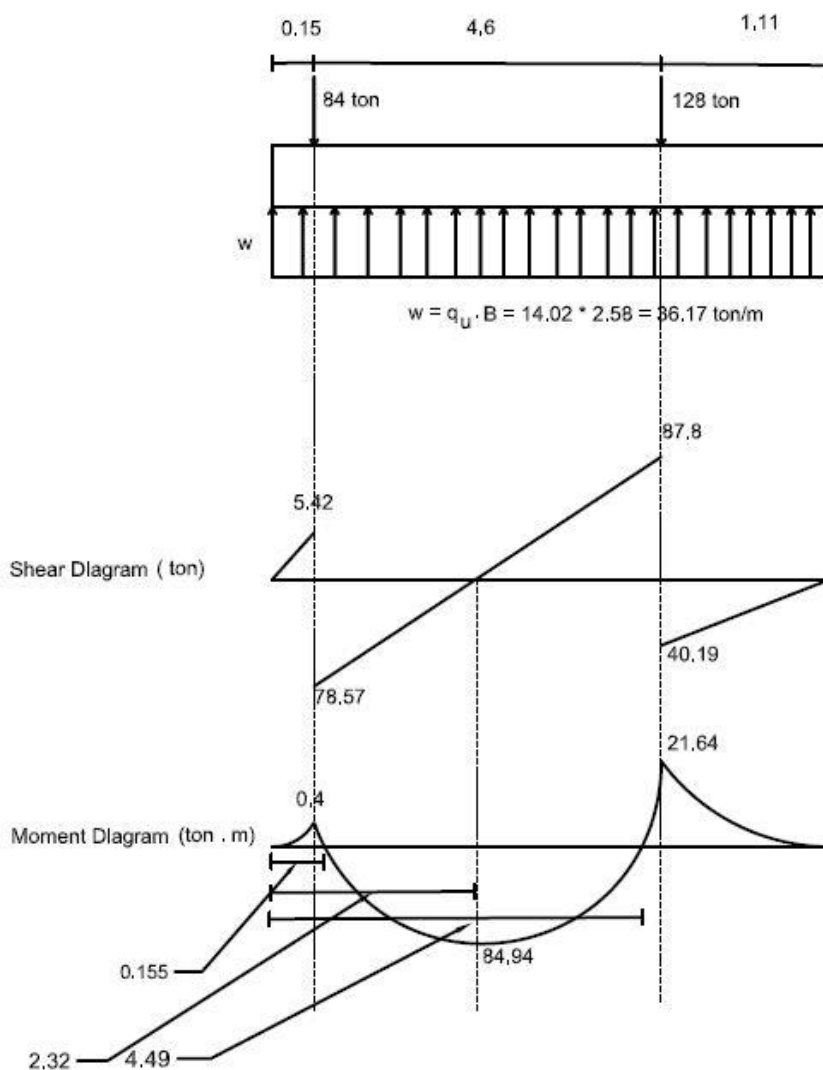
$$\rightarrow L = 2(\bar{x} + 0.15) = 5.86 \text{ m}$$

حال  $q$  را با اعمال ضرایب به حد نهائی می‌بریم:

$$q_a \times (\text{Coefficient of ultimate load}) = 10 \times \frac{84 + 128}{60 + 90} = 14.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = \frac{R_u}{B \times L} = \frac{212}{2.58 \times 5.86} = 14.02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 14.1 \text{ O.K}$$

با تعیین ابعاد پی، نمودارهای برش و لنگر را برای این پی همانند شکل (5-7) رسم می‌کنیم. پس از ترسیم نمودارهای برش و لنگر، ابتدا ضخامت پی را بر اساس برش معمولی تیر و برش پانچ به دست آورده و سپس فولادهای خمشی را در مقاطع بحرانی در خمش، از روی نمودار لنگر طرح می‌نماییم.



شکل (7-7): نمودار برش و خمش (ابعاد پی به متر)

با توجه به اینکه برش معمولی ماکزیمم برای طراحی در فاصله‌ی  $d$  از بر تکیه‌گاه اتفاق می‌افتد، که  $d+0.4(m)$  از محل ستون میانی با توجه به نمودار برش بیشترین نیروی برشی را خواهد داشت بنابراین داریم:

$$V_u = 87.8 - \frac{87.8 + 78.57}{4.6} (d + 0.4) = 73.33 - 36.17d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \sqrt{21} \times 2.58 \times 10^3 \times d(m) \times 10^3 \times 10^{-4} \text{ ton} = 150.74 d$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow d \geq 0.392 \therefore \text{use } d = 0.4 \text{ m}$$

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

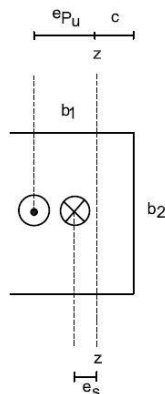


شکل (8-7): پلان پی و محل‌های بحرانی برای برش پانچ

برای ستون میانی بر روی مقطع بحرانی برش پانچ، لنگری اعمال نمی شود و نیروی محوری ستون و نیروی معادل فشار خاک زیر پی برون محوری ای نسبت به محور مرکزی برش پانچ (Z-Z) ندارند بنابراین داریم:

$$V_u = P_{U2} - q_u(0.4 + 0.4)^2 = 128 - 14.02(0.8^2) = 119 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75(0.34\sqrt{21})(4 \times (0.4 + d)d) \times 10^6 \times 10^{-4} \text{ ton} = 149.57 \text{ ton} > V_u \therefore O.K$$



شکل (7-9): برون محوری بار محوری ستون کناری و نیروی معادل فشار خاک در روی مقطع بحرانی برش پانچ (دید از زیر پی)

برای ستون کناری نیروی محوری ستون و نیروی معادل فشار خاک نسبت به محور مرکزی مقطع بحرانی برش پانچ برون محوری دارند که باعث ایجاد لنگر نامتعادل نسبت به محور مرکزی برش پانچ می شود که تنش های برشی بر روی یکی از وجوه مقطع بحرانی را افزایش می دهد. در صورتی که از اثر لنگر نامتعادل صرف نظر شود داریم:

$$V_u = P_{U1} - q_u(0.3 + 0.4)(0.3 + 0.2) = 84 - 14.02(0.7)(0.5) = 79.1 \text{ Ton}$$

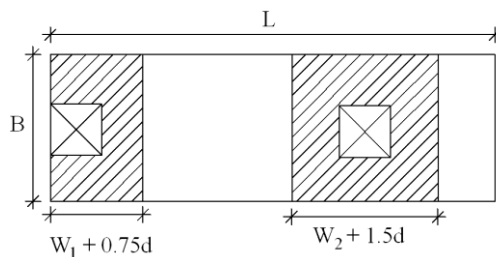
$$\phi V_c = 0.75(0.34\sqrt{21})[(0.5 + 0.7 + 0.5) \times 0.4] \times 10^6 = 794618.6 \text{ N} \approx 81.0 \text{ Ton}$$

با توجه به نزدیکی اعداد فوق، احتمال دارد که اگر اثر لنگر نامتعادل اضافه شود، ظرفیت برشی موجود پاسخگوی برش پانچ در ستون کناری نباشد. لذا در این حالت بهتر است اثر لنگر نامتعادل هم در محاسبات لحاظ شود و یا ضخامت مقطع پی افزایش پیدا کند. در اینجا در جهت اطمینان  $d=600 \text{ mm}$  در نظر گرفته می شود.

لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی نمودار لنگر، محاسبه شده و بر اساس آن فولادهای طولی پی بدست آمده و طول مهاری کنترل می شود. قطع فولادها نیز طبق ضوابط گفته شده انجام میشود. فولادهای عرضی برای پی های فرضی منفرد که در شکل (7-7) نشان داده شده اند، طراحی می شوند.

$Q_1$  و  $Q_2$  در زیر هر یک از پی ها به طور مستقل حساب شده و بر اساس آن لنگر  $M = \frac{q \cdot b \cdot L'^2}{2}$  در هر یک از

پی ها بدست می آید.



شکل (7-10): موقعیت پی ها برای تعیین فولادهای عرضی

$$q_1 = \frac{84 \text{ ton}}{B(W_1 + 0.75d)}$$

$$q_2 = \frac{128 \text{ ton}}{B(W_2 + 1.5d)}$$

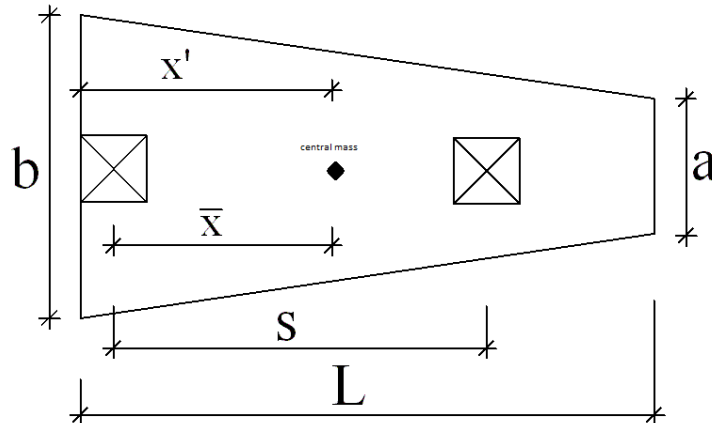
برای محاسبه‌ی فولادهای عرضی باید توجه داشت که  $d$  در تیر باید به اندازه‌ی قطر فولادهای طولی کمتر در نظر گرفته شود، پس از طرح فولادهای عرضی باید کفایت طول مهارى در آن‌ها کنترل شود. در حد فاصل پی‌های فرضی فوق، حداقل فولاد آیین‌نامه در تیرها یعنی  $\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$  قرار داده می‌شود. در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

### پی‌های دوزنقه‌ای:

علل کاربرد پی‌های دوزنقه‌ای را می‌توان به شرح زیر برشمرد:

1. محدود و مشخص بودن طول پی به نحوی که نتوان برآیند نیروها را در وسط پی قرار داد.
2. اختلاف بار زیاد بین ستون‌ها (که می‌تواند موجب اختلاف نشست پی‌ها گردد).

از آنجا که بریدن و کار گذاشتن آرماتورهای طولی و عرضی در این نوع پی‌ها مشکل است، لذا ترجیح دارد در مواقعی که می‌توان از پی‌های نواری مستطیلی استفاده کرد از طرح پی‌های دوزنقه‌ای صرف نظر شود. با داشتن مقدار  $\bar{X}$  و  $L$  و تعیین  $A_F$  براساس تنش مجاز خاک می‌توان از فرمول‌های هندسی زیر برای تعیین  $d$  و  $b$  استفاده نمود.  $\bar{X}$  با لنگرگیری حول محور یکی از ستون‌ها قابل تعیین است.

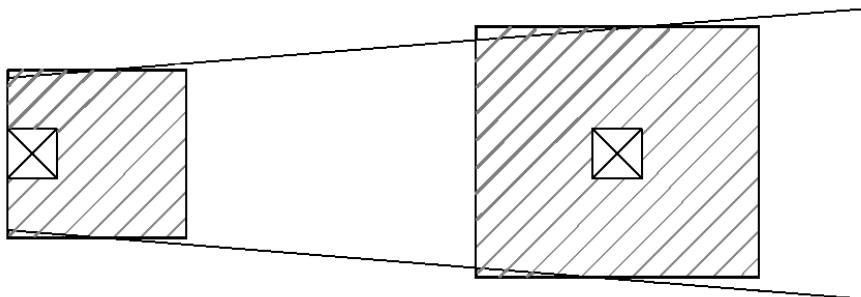


شکل (11-7): ابعاد پی دوزنقه‌ای در پلان

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

$a$  در کنار ستون با بار کمتر و  $b$  در کنار ستون با بار بزرگتر می‌باشد.  $X'$  هم همواره از  $b$  سنجیده می‌شود. هنگامیکه ابعاد پی دوزنقه‌ای تعیین شد روش تحلیل آن مشابه پی‌های مستطیلی خواهد بود و رفتار آن مشابه رفتار یک تیر که روی دو یا چند تکیه‌گاه (ستون‌ها) قرار دارد در نظر گرفته می‌شود. تنها تفاوت آن است که تنش در زیر پی به علت تغییر در عرض پی یکنواخت نبوده و همواره به صورت خطی تغییر می‌کند. در نتیجه منحنی برش درجه

2 و منحنی لنگر درجه 3 خواهد بود. با رسم نمودارها می توان تغییرات برش و لنگر را در طول پی تعیین نموده و ضخامت پی (d) و فولادهای خمشی طولی را محاسبه کرد. برای محاسبه ی فولادهای عرضی، از همان پی های منفرد فرضی گفته شده در حالت قبل استفاده می کنیم.



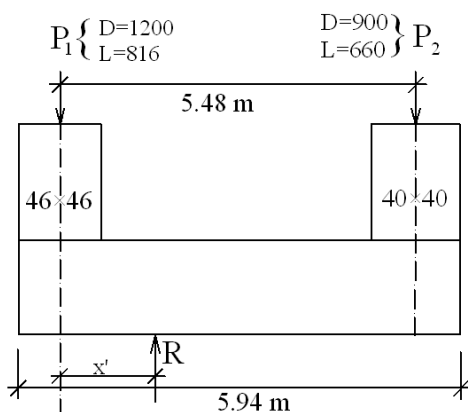
شکل (7-12): پی های فرضی برای طراحی فولادهای عرضی پی دوزنقه ای

**مثال (7-2):** یک پی نواری برای وضعیت بار و ستون های زیر حساب کنید طول پی به بر خارجی ستون ها باید محدود شود.

$$q_a = 190 \text{ kPa}$$

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

$$f_y = 415 \text{ MPa}$$



شکل (7-13) وضعیت بار و ستون های پی مثال (7-2)

حل:

ابتدا بار ستون ها را به حد نهایی می بریم.

$$P_{U1} = 1.2(1200) + 1.6(816) = 2745.6 \text{ KN}$$

$$P_{U2} = 1.2(900) + 1.6(660) = 2136 \text{ KN}$$

ضریب بار نهایی عبارت است از:

$$\text{ave. coef. of ultimate load} = \frac{2745.6 + 2136}{(1200 + 816) + (900 + 660)} = 1.389$$

$$\longrightarrow q_u = 190 \times 1.389 = 263.8 \text{ KPa}$$

$$\bar{X} = \frac{2136 \times 5.48}{(2745.6 + 2136)} = 2.4 \text{ m}$$

$$X' = 2.4 + \frac{0.46}{2} = 2.63 \text{ m}$$

چون  $2.63 \text{ m} \times 2 = 5.26 \text{ m} < 5.94$ ، پس طول پی به نحوی است که به ستون (2) نمی‌رسد لذا در این حالت می‌توان پی را به شکل دوزنقه‌ای طرح نمود.

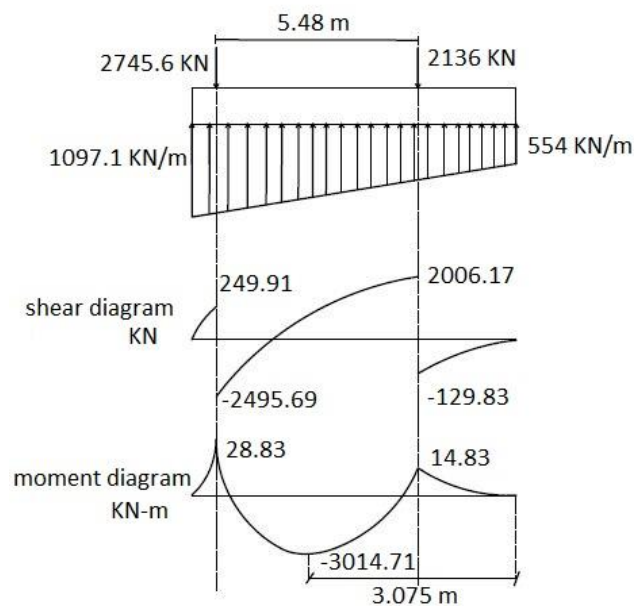
$$A = \frac{R_U}{q_U} = \frac{(2745.6 + 2136)}{263.8} = 18.5 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A_F = \frac{a+b}{2} \cdot L \\ X' = \frac{L}{3} \cdot \frac{2a+b}{a+b} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 18.5 = \frac{a+b}{2} \times 5.94 \\ 2.63 = \frac{5.94}{3} \times \frac{2a+b}{a+b} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} a = 2.097 \text{ m} \\ b = 4.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_1 = q_u \times b = 263.8 \times 4.16 = 1097.41 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = q_u \times a = 263.8 \times 2.097 = 553.98 \sim 554 \text{ KN/m}$$

در روابط بالا برای بدست آوردن A مورد نیاز از تنش مجاز ضریب دار و بارهای ضریب دار استفاده شده است. پس از ترسیم نمودارهای برش و لنگر (شکل (7-14))، می‌توان d یعنی ضخامت پی را به دست آورد. d معمولاً بر اساس برش در مقطع بحرانی (از روی نمودار برش) بدست می‌آید. این d در انتهای کوچک‌تر پی بحرانی‌تر است. همچنین d بر اساس برش پانچ در انتهای بزرگتر پی باید کنترل شود. اگر بحرانی بودن برش برای محاسبه d با توجه به تغییر عرض در پی‌های دوزنقه‌ای کاملاً مشخص نیست باید برش در فاصله d از هر دو ستون کنترل شود.

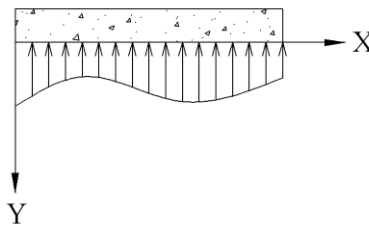


شکل (7-14): توزیع تنش زیر پی دوزنقه‌ای طراحی شده برای مثال (7-2) و نمودار برش و لنگر

بقیه‌ی حل مسئله مشابه پی‌های یکسره مستطیلی می‌باشد اما در تعیین فولادهای طولی از آنجا که مقطع پی به تدریج کوچکتر می‌شود باید در چند مقطع مثلاً در  $0/2L$ ،  $0/4L$ ،  $0/6L$ ،  $0/8L$  و  $1/0L$  مقدار ممان را از روی نمودار لنگر به دست آورده و فولاد لازم را در مقطع مختلف در طول پی به دست آورد. برای فولادهای عرضی مشابه پی‌های مستطیلی عمل می‌شود (هر یک از پی‌های فرضی به صورت پی منفرد در نظر گرفته می‌شوند). با توجه به مشابهت ادامه‌ی کار به مثال‌های قبلی، طراحی سازه‌ای پی به دانشجویان محول می‌شود.

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

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



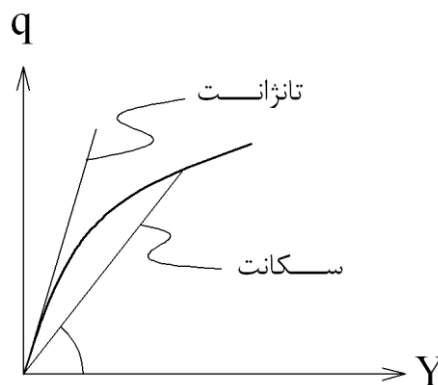
شکل (7-15): توزیع تنش زیر پی انعطاف پذیر

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

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

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

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



شکل (7-16): مدول تغییر شکل خاک بستر

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

$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

که در این رابطه:

$E_s$ : مدول الاستیک خاک

$\mu$ : ضریب پواسون خاک

$B$ : عرض پی

می‌باشد.

Bowles نیز رابطه‌ی تجربی زیر را پیشنهاد می‌کند.

$$K_s = 40F \times q_a$$

که در این رابطه:

$q_a$ : ظرفیت باربری خاک ( $\text{kN/m}^2$ )

$F$ : ضریب اطمینان در محاسبه‌ی  $q_a$

می‌باشد.

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

تغییرات  $K_s$  بر حسب نوع خاک به شرح جدول (1-7) است.

جدول (1-7): مقادیر  $K_s$  بر حسب نوع خاک

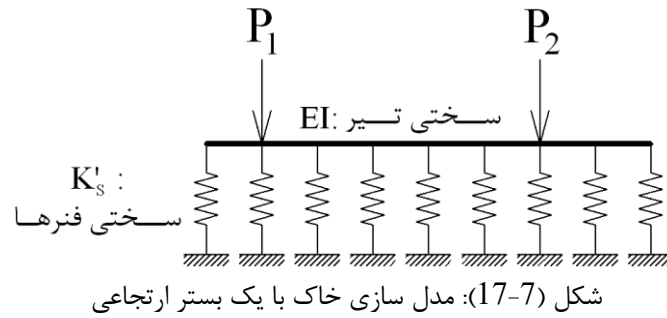
نوع خاک	$K_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
ماسه سست	4800 ~ 16000
ماسه‌ی نیمه متراکم	9600 ~ 80000
ماسه‌ی متراکم	64000 ~ 128000
ماسه‌ی نیمه متراکم رسی	32000 ~ 80000
ماسه‌ی نیمه متراکم سیلتی	24000 ~ 48000
خاک رسی	
$q_u < 200 \text{ kPa}$	12000 ~ 24000
$200 < q_u < 400$	24000 ~ 48000
$q_u > 800 \text{ kPa}$	> 48000

از آنجا که  $K_s$  باید برای یک بارنقطه‌ای (سختی فنر خطی) تعریف شود ما با یک پی نواری با عرض قابل توجه سروکار داریم، لذا با ضرب  $K_s$  در عرض پی ( $B$ )، آن را به  $K'_s$  تبدیل می‌نمائیم.

$$K'_s = K_s \cdot B$$

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



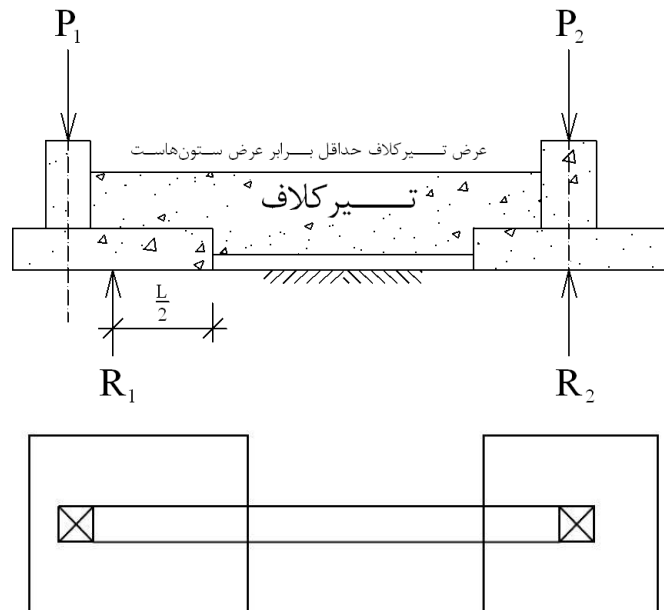


حال لازم است آنالیز این تیر با کامپیوتر انجام گیرد و نمودارهای برش و لنگر از طریق رسم مقادیر آنها در گره‌ها حاصل شده و سپس تیر طراحی و فولادگذاری گردد.

## 2- طراحی پی‌ها با تیر کلاف (پی باسکولی):

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

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



شکل (7-18): پی با تیر کلاف

در طرح پی با تیر کلاف باید به نکات زیر توجه داشت:

1. تیر کلاف باید صلب باشد تا مانع چرخش پی‌های خارجی در اثر خروج از محوریت شود. برای تأمین این

$$\text{صلبیت باید } > 2 \frac{I_{\text{تیر کلاف}}}{I_{\text{مقطع پی}}} \text{ باشد.}$$

2. به تیر کلاف نباید فشاری از طرف خاک وارد شود چون این مسأله موجب افزایش لنگر خمشی در تیر خواهد شد. لذا بهتر است زیر تیر با زمین کمی فاصله داشته باشد.
3. از آنجا که وزن تیر اثر کاهش دهنده‌ای بر لنگرهای وارده دارد لذا معمول است که وزن تیر در محاسبات در نظر گرفته نمی‌شود.
4. پی‌های دو طرف تیر کلاف باید حتی‌المقدور به نحوی طراحی شوند که فشار خاک در زیر هر دو پی تقریباً یکسان بوده (همان فشار به خاک وارد شده که باعث نشست می‌شود) و از اختلاف نشست بین پی‌ها جلوگیری شود زیرا اختلاف نشست موجب ایجاد لنگرهای زیادی در تیر کلاف خواهد شد.
5. با وجود به کار بردن خاموت به میزان حداقل لازم در داخل تیر کلاف، بهتر است ارتفاع تیر زیاد باشد تا به فولاد برشی نیازی نباشد، زیاد کردن ارتفاع تیر موجب افزایش صلبیت آن نیز خواهد شد.
6. تیر کلاف باید به صورت کامل به ستون و پی در دو طرف خود متصل شود به صورتی که سیستم پی به صورت یکپارچه عمل نماید. برای این کار باید فولادهای انتظار به طول کافی و همچنین فولادهای دوخت به اندازه لازم تعبیه شوند.
7. در صورتی که ارتفاع تیر کلاف زیاد باشد به نحوی که بر اساس آیین نامه، تیر عمیق (deep beam) محسوب شود لازم است معیارهای تعیین شده توسط آیین نامه در خصوص تیرهای عمیق در مورد آنها رعایت شود. لازم به ذکر است که فرض برنولی (تغییرات خطی کرنش در مقطع تیر) برای تیرهای عمیق برقرار نیست، لذا طراحی فولاد های خمشی در آنها نیاز به تحلیل دقیق تری دارد؛ با این حال، حداقل فولاد تیر ها که در قبل اشاره شد باید برای آنها لحاظ شود.

#### طراحی فولاد های خمشی و برشی در تیر کلاف:

ضوابط طراحی فولاد های طولی تیر کلاف برای خمش مانند فصل قبل می باشد و در صورت نیاز به فولاد فشاری، افزایش دادن ارتفاع تیر کلاف توصیه می شود.  
ظرفیت برش در تیر کلاف:

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \sqrt{f'_c} \times b_w d$$

حداقل و حداکثر فولاد برشی (خاموت) به شکل زیر تعیین می شود:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = \max \begin{cases} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{max} = \frac{2 \sqrt{f'_c}}{3 f_{yt}} b_w \quad \text{چون } V_s \leq 2V_c$$

که در این روابط

$A_v$ : مساحت مقطع فولاد های برشی در یک مقطع از تیر

$s$ : فاصله فولاد های برشی یا خاموت ها

$f_{yt}$ : تنش تسلیم فولاد های برشی

$b_w$ : عرض جان تیر

$f'_c$ : مقاومت فشاری بتن

$V_s$ : ظرفیت برشی ای که فولاد های برشی ایجاد کرده اند.

می باشد.

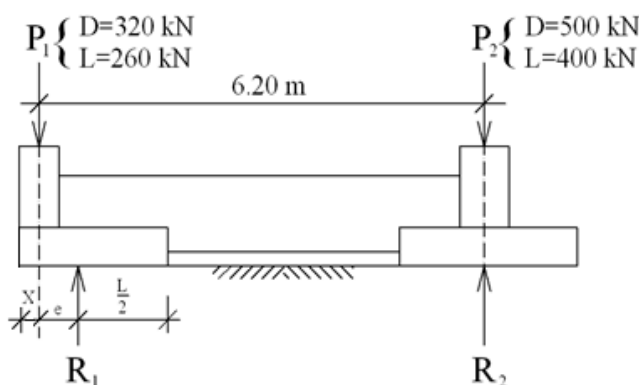
زمانی که  $V_u > \phi V_c$  باشد طراحی خاموت ها به اینگونه انجام می شود:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_u - V_c}{\phi f_y d}$$

حداقل و حداکثر فولاد برشی در مقطع باید کنترل شود. در تمام مکان هایی در طول تیر که  $V_u > 0.5\phi V_c$  می باشد  $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$  باید فراهم شده باشد. تعداد شاخه های فولاد های عرضی در هر مقطع، باید در  $A_v$  در نظر گرفته شود.

**مثال (3-7):** یک سیستم پی با تیر بتن مسلح برای ستون های زیر طرح کنید. ابعاد ستون ها  $40 \times 40$  سانتیمتر و  $q_a = 120 \text{ kPa}$  می باشد.



شکل (7-19): مشخصات ستون ها و پی های مثال (3-7)

حل:

ابتدا بارها را در حد نهایی حساب می کنیم.

$$P_{U1} = 1.2(320) + 1.6(260) = 800 \text{ kN}$$

$$P_{U2} = 1.2(500) + 1.6(400) = 1240 \text{ kN}$$

$R_1$  و  $R_2$  با توجه به شکل (7-19) هرکدام باید در مرکز سطح پی ها قرار داشته باشند تا تنش زیر هر پی یکنواخت شود. حال چون پی ستون سمت راست از طرفین محدودیت ابعادی ندارد، ستون آن بدون خروج از مرکزیت قرار گرفته و در نتیجه  $R_2$  در راستای محور ستون آن می باشد. برای پی سمت چپ چون ستون خروج از مرکزیت دارد، محل آن به اندازه همان برون محوری ستون با محور ستون فاصله داشته تا در مرکز سطح پی قرار گیرد.

حال می خواهیم تحت بارهای نهایی (ضریب دار) در زیر پی ها تنش یکنواخت ایجاد شود، بنابراین از تنش مجاز ضریب دار در تعیین ابعاد پی ها استفاده می کنیم. از طرفی می خواهیم اختلاف نشست بین دو پی ناچیز باشد تا

لنگر اضافی در تیر کلاف ایجاد نشود در نتیجه میتوانیم تنش زیر هر دو پی را مساوی تنش مجاز ضریب دار در نظر گرفته و ابعاد پی ها را بدست آوریم. هرچه ابعاد پی ها به یکدیگر نزدیک تر باشد بهتر است زیرا نیروی کلی که به خاک زیر هر دو پی وارد می شود نیز به یکدیگر نزدیک شده و باعث کاهش نشست های نامتقارن می شود.

$$q_u = q_a \times \text{Ave. Coeff. of ultimate load} = 120 \times \frac{800 + 1240}{320 + 260 + 500 + 400} = 165.4 \text{ KPa}$$

حدس اول:  $e=1.1 \text{ m}$

$$S = 6.2 - 1.1 = 5.1 \text{ m}$$

$$R1 = \frac{800 \times 6.2}{5.1} = 972.5 \text{ kN}$$

$$R2 = (P1U + P2U) - R1 = (800 + 1240) - 972.5 = 1067.5 \text{ kN}$$

حال بر اساس  $q_u$  ابعاد پی ها را تعیین میکنیم. در طرح پی ها بارهای  $R1$  و  $R2$  ملاک تعیین ابعاد پی هستند:

$$L1 = 2(e + x) = 2(1.1 + 0.2) = 2.6 \text{ m}$$

$$B1 = \frac{R1}{L1 \times q_u} = \frac{972.5}{2.6 \times 165.4} = 2.26 \text{ m}$$

ابعاد پی 1:  $2.26 \text{ m} \times 2.6 \text{ m}$

برای پی 2 که بار بصورت محوری وارد میشود میتوان یک شالوده مربع یا مستطیل طرح کرد. برای پی مربعی داریم:

$$R2 = B2 \cdot L2 \cdot q_u \rightarrow R2 = (B2)(B2) \cdot q_u$$

$$B2 = \sqrt{\frac{1067.5}{165.4}} = 2.54 \text{ m}$$

ابعاد پی 2:  $2.54 \text{ m} \times 2.54 \text{ m}$

دیده میشود که تنش در زیر هر دو پی تقریباً یکسان بوده و عرض دو پی نیز تفاوت زیادی با هم ندارد. با اینحال اگر  $e$  را کمتر بگیریم  $L1$  کمتر شده و لذا  $B1$  بزرگتر شده و به  $B2$  نزدیکتر میشود و احتمال نشست نامتقارن کمتر میگردد.

حدس دوم:  $e=1.0 \text{ m}$

$$S = 6.2 - 1.0 = 5.2 \text{ m}$$

$$R1 = \frac{800 \times 6.2}{5.2} = 953.8 \text{ kN}$$

$$R2 = (800 + 1240) - 953.8 = 1086.2 \text{ kN}$$

ابعاد پی ها با فرض  $e=1.0 \text{ m}$ :

$$L1 = 2(1.0 + 0.2) = 2.4 \text{ m}$$

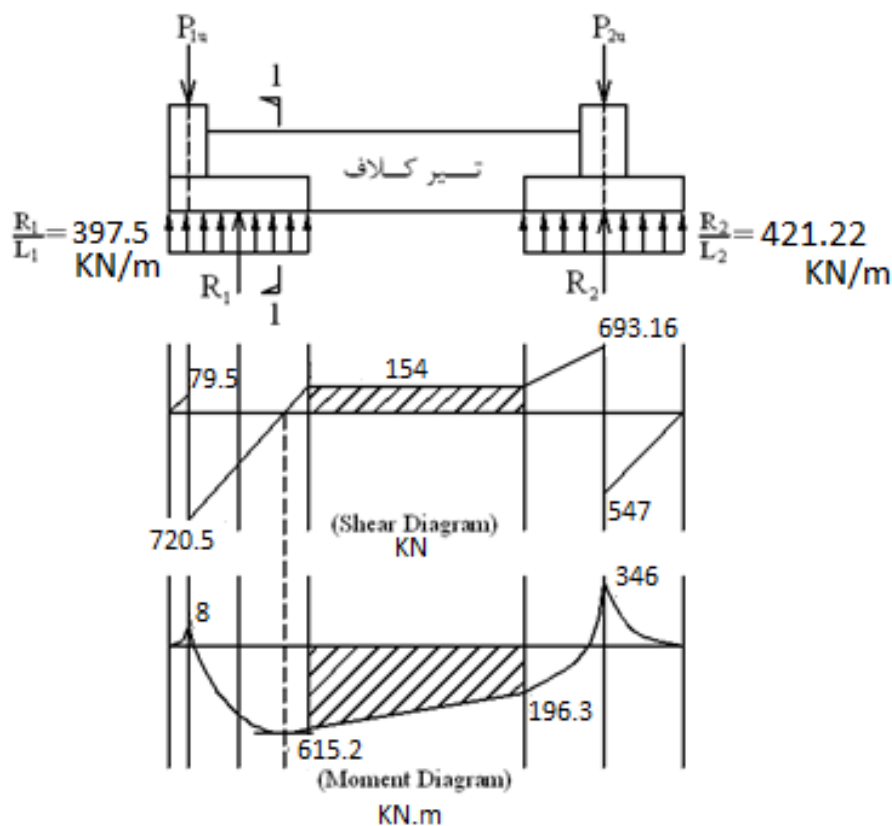
$$B1 = \frac{953.8}{2.4 \times 165.4} = 2.4 \text{ m}$$

ابعاد 1 :  $2.4 \text{ m} \times 2.4 \text{ m}$

$$B2 = \sqrt{\frac{1086.2}{165.4}} = 2.56 \text{ m}$$

ابعاد 2 :  $2.56 \text{ m} \times 2.56 \text{ m}$

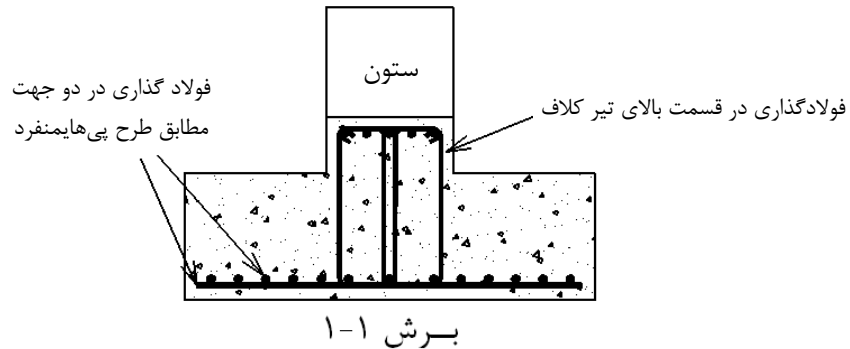
نمودارهای لنگر و برش در سیستم پی به شرح زیر است:



شکل (7-20): وضعیت تنش زیر پی و نمودارهای برش و خمش برای پی با تیرکلاف مثال (7-3)

فولادهای خمشی هر یک از پی‌ها کاملاً مشابه یک شالوده‌ی منفرد طرح شده و در دو جهت بر اساس فشار خاک  $q_{II}$  فولادگذاری می‌شوند. این فولادها سپس برای تحمل برش و لنگر کنترل می‌شوند. تیرکلاف کاملاً به صورت یک تیر بتن‌آرمه برای لنگر  $615.2 \text{ KN.m}$  و برش  $154 \text{ KN}$  طرح شده و فولادگذاری می‌شود، باید توجه داشت که تیرکلاف در تمام طول خود تحت اثر لنگر منفی بوده و فولادهای کششی در بالای مقطع قرار می‌گیرند.

با توجه به دیاگرام لنگر دیده می شود که قسمت اعظم پی (1) که بار خارج از محور دارد نیز تحت اثر لنگر منفی است و باید در بالای پی فولادگذاری شود، ولی باید توجه داشت که در این قسمت پی به صورت یک تیر T معکوس عمل می کند که بال های فشاری بزرگ آن مانع از ایجاد تنش های کششی زیادی در بالای پی می شود لذا بهتر است همان فولادهای بالای تیر کلاف در داخل پی نیز تا رسیدن به ستون ادامه داده شوند و در آنجا مهار شوند. تنش فشاری بتن در پای ستون ها باید کنترل شود و فولاد های انتظار نیز برای هر یک از ستون ها طبق مطالب گفته شده طرح می شود.



شکل (21-7): برشی از پی طراحی شده ی مثال (3-7)

مراجع برای مطالعه بیشتر:

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

## فصل هشتم

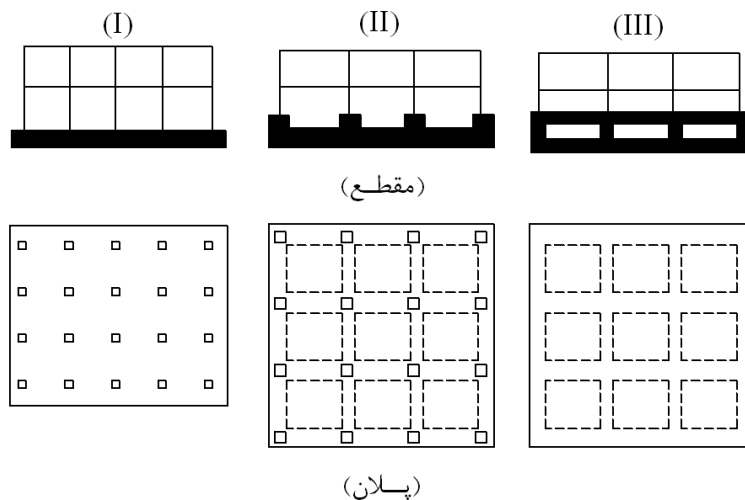
### پی های گسترده



#### مقدمه:

از شالوده گسترده معمولاً زمانی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری خاک کم و یا بارهای ستون‌ها زیاد باشد به نحوی که بیش از 50٪ محوطه پوشیده از پی‌های منفرد یا نواری گردد. از آنجا که یک پی گسترده، یک دال بتن‌آرمه بزرگ است لذا مانند دال‌ها به فولادهای خمشی مثبت و فولادهای خمشی منفی توأم نیاز دارد و تناژ فولاد مصرفی بیشتر از پی‌های منفرد خواهد بود. حجم بتن‌ریزی نیز در شالوده‌های گسترده بیشتر است، در مقابل با ساخت پی گسترده در هزینه قالب بندی و دستمزد کارگر صرفه‌جویی شده و سرعت کار پی‌سازی نیز غالباً بیشتر است لذا انتخاب پی گسترده باید با مقایسه اقتصادی همراه باشد.

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



شکل (8-1): نمونه‌ای از پی‌های گسترده

حالت I معمول ترین نوع پی گسترده است. یک دال بتن آرمه به ضخامت 75 سانتیمتر تا 2 متر همراه با یک شبکه‌ی فولاد فوقانی و یک شبکه فولاد تحتانی. حالت II یک پی گسترده را نشان می‌دهد که پای ستون‌ها با تیرهای طولی و عرضی بهم بسته شده و دال پی در بالا یا پایین این تیرهای کلاف قرار می‌گیرد. بدین ترتیب می‌توان ضخامت دال پی را کاهش داد. در حالت III دیوارها و سقف زیرزمین نیز بتن آرمه ساخته شده به نحوی که با دال کف تماماً یک پی بسیار صلب را در زیر ساختمان تشکیل می‌دهند.

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

1. به علت بزرگ شدن ابعاد پی، تنش روی خاک کمتر می‌شود.
  2. وزن خاک جابجا شده به علت گودبرداری، اثر شناوری (Floating Effect) ایجاد می‌کند. از نظر تئوریک هنگامی که وزن خاکبرداری با وزن «سازه+ پی» معادل باشد، هیچگونه اضافه تنش بر خاک زیر پی وارد نشده و نشست حاصله صفر خواهد بود. این حالت به اثر شناوری معروف است.
  3. صلیبیت شالوده زیاد است و این مسأله مانع نشست‌های ناهمگون می‌شود.
- استفاده از اثر شناوری در طراحی پی گسترده می‌تواند حداکثر نشست در این پی‌ها را به 50 تا 80 میلیمتر محدود سازد. در پی‌های گسترده حداکثر نشست می‌تواند به  $2^{in}$  (50 میلیمتر) برسد.
- محاسبه ظرفیت باربری خاک در زیر پی‌های گسترده مشابه روش‌های گفته شده در فصل سوم می‌باشد.

### طرح پی‌های گسترده:

پی‌های گسترده به دو روش کلی طراحی می‌شوند:

1. صلب
  2. انعطاف پذیر
- طرح پی‌های گسترده به صورت کلاسیک با روش پی صلب انجام می‌شود. برای توجیه استفاده از روش پی صلب شرایط زیر باید برقرار باشد:
- ستون‌ها در دو جهت روی محورهای مشخصی قرار داشته باشند.
  - فاصله‌ی بین ستون‌های مجاور بیشتر از 20 درصد با هم اختلاف نداشته باشند.
  - بار ستون‌های مجاور نیز بیشتر از 20 درصد با هم اختلاف نداشته باشند.
  - فاصله بین ستون‌ها از  $\frac{1.75}{\lambda}$  کمتر باشد (  $\lambda = 4 \sqrt{\frac{K'_S}{4EI}}$  که  $K'_S$  مدول عکس‌العمل خاک بستر در عرض پی و  $EI$  سختی خمشی متوسط ستون‌ها می‌باشد).
- در صورتی که شرایط فوق برقرار نباشد بهتر است از روش پی انعطاف‌پذیر استفاده شود. آنالیز و طراحی پی گسترده به صورت یک صفحه انعطاف‌پذیر بر روی خاک (Plate on Elastic Foundation) خواهد بود که مناسب‌ترین روش برای این کار استفاده از برنامه‌های کامپیوتری بر اساس روش المان محدود نظیر SAP2000 و MATS می‌باشد.

### الف- طراحی به روش صلب:

مراحل کار در روش صلب به این ترتیب است:

1. مقدار و محل برآیند کلیه بارها و لنگرهای وارده بر روی پی مشخص می‌شود.
2. از فرمول زیر مقدار تنش در نقاط مختلف پی تعیین می‌شود.



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

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

که در این روابط:

$R$ : مجموع کلیه بارهای قائم وارد بر پی گسترده

$A$ : سطح پلان پی

$I_x$ : لنگر ماند سطح پلان پی حول محور  $x$

$I_y$ : لنگر ماند سطح پلان پی حول محور  $y$

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

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

می باشد.

3. ضخامت پی بر اساس برش معمولی یا برش پانچ برای بحرانی ترین ستون (با بار بیشتر و در اطراف پی) بدست می آید. مشابه سایر پی ها ضخامت پی گسترده را به نحوی در نظر می گیرند که به فولاد برشی در پی نیازی نباشد.
4. پی گسترده را در دو جهت به نوارهایی تقسیم بندی می کنند. هر نوار معمولاً بار چندین ستون را تحمل می کند.
5. هر یک از نوارها را به صورت یک پی نواری مستقل با روش پی صلب آنالیز کرده و فولادهای مثبت و منفی را در دو جهت به دست می آورند. قبل از تحلیل هر یک از پی های نواری باید کنترل کرد که تعادل استاتیکی بین بارهای ستون ها و تنش زیر پی برقرار باشد.

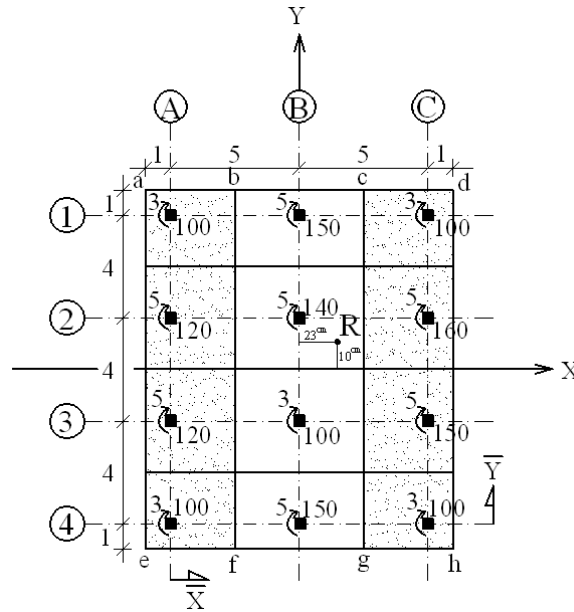
**مثال (8-1):** یک پی گسترده برای بارهای ستون های زیر طرح کنید. ابعاد ستون ها  $40 \times 40$  سانتیمتر می باشد. بارها بر حسب ton و لنگرها بر حسب ton.m و در حد نهایی هستند

$$q_a = 100 \text{ kPa}$$

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

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

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



شکل (8-2): وضعیت بارگذاری پی مثال (8-1)

حل:

با لنگرگیری حول محور 4 داریم:

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

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

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

همچنین با لنگرگیری حول محور A خواهیم داشت:

$$1490 \times \bar{x} = (150 \times 5) + (140 \times 5) + (100 \times 5) + (150 \times 5) \\ + (100 \times 10) + (160 \times 10) + (150 \times 10) + (100 \times 10) = 7800$$

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

$\bar{x}$  و  $\bar{y}$  محل نقطه‌ی اثر برآیند R را نسبت به محورهای 4 و A نشان می‌دهند. حال با محاسبه‌ی خروج از مرکزیت‌ها می‌توان معادله‌ی تنش را در زیر پی به دست آورد.

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

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

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

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

پی گسترده را در جهت x به 4 نوار طولی و در جهت y به 3 نوار عرضی مطابق شکل (8-2) تقسیم بندی کرده و در چهار گوشه هر نوار مقادیر تنش را پیدا می کنیم. ابتدا نوارهای A و B و C را در نظر گرفته و با قرار دادن مختصات x و y هر یک از نقاط a, b, c, d در بالا و e, f, g, h در پائین مقادیر تنش ها را در چهار گوشه ی هر یک از پی های نوار A, B و C پیدا می کنیم.

$$q_a = 8.87 - 0.17(6) + 0.054(7) = 8.23 \text{ T/m}^2$$

$$q_b = 8.87 - 0.17(2.5) + 0.054(7) = 8.83 \text{ T/m}^2$$

$$q_c = 8.87 + 0.17(2.5) + 0.054(7) = 9.67 \text{ T/m}^2$$

$$q_d = 8.87 + 0.17(6) + 0.054(7) = 10.27 \text{ T/m}^2$$

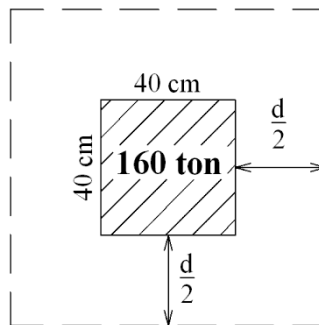
$$q_e = 7.47 \text{ T/m}^2$$

$$q_f = 8.07 \text{ T/m}^2$$

$$q_g = 8.91 \text{ T/m}^2$$

$$q_h = 9.51 \text{ T/m}^2$$

حال ضخامت پی را بر اساس برش پانچ تعیین می کنیم. ستون با بار 160 بحرانی ترین حالت را دارد.



شکل (8-3): وضعیت برش پانچ برای ستون ها

ظرفیت برش پانچ و برش معمولی بر مبنای آیین نامه ی ACI 318-14 به شکل زیر بدست می آوریم:

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \longrightarrow \begin{cases} v_a = 0.584 \text{ MPa} \\ v_{ap} = 1.168 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$4(0.4 + d) \cdot d \times 1.168 = (160 - (0.4 + d)^2 \times 9.83) \times \frac{1}{10^2}$$

1.168 MPa تنش مجاز در برش و 9.83 T/m<sup>2</sup> مقدار تنش خاک زیر پی در محل ستون با بار 160 تنی است.

$$4.768d^2 + 1.95d - 1.555 = 0$$

$$\rightarrow d = 0.402 \text{ m} \quad \therefore \text{USE } d = 0.5 \text{ m}$$

حال هر یک از نوارهای A و B و C را به صورت یک پی نواری آنالیز کرده و برای برش و خمش طرح می نمایم. قبل از تحلیل، برقراری تعادل استاتیکی را در مجموعه کنترل کرده و احتمال جدا شدن نوارها از یکدیگر را بررسی می نمایم.

$$\sum F_y = 0$$

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

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

$$\text{نوار C: } q = \frac{9.67 + 10.27 + 8.91 + 9.51}{4} = 9.59$$

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

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

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

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

$$\text{در پی نواری A } 399.3 - 440 = -40.7 \text{ ton}$$

$$\text{در پی نواری B } 620 - 540 = +80.9 \text{ ton}$$

$$\text{در پی نواری C } 469.9 - 510 = -40.1 \text{ ton}$$

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

مقاومت برشی مقطع پی در A و C:

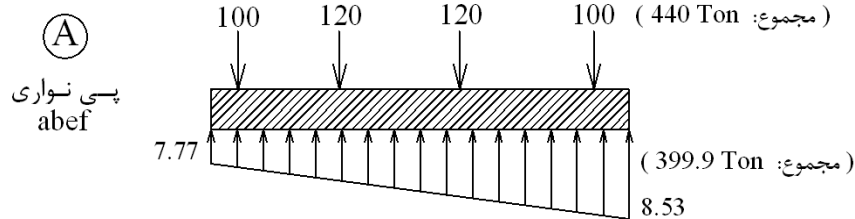
$$V_c = (0.584 \times 14 \times 0.5) = 4.09 \text{ MN} = 417 \text{ ton} > 40.7 \text{ O.K}$$

مقاومت برشی مقطع پی در B:

$$V_c = (0.584 \times 14 \times 0.5) \times 2 = 8.17 \text{ MN} = 833.7 \text{ ton} > 80.9 \text{ O.K}$$

$$d=50 \text{ cm} \rightarrow D=60 \text{ cm}$$

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



شکل (8-4): بارها و تنشهای وارده بر پی نواری A

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

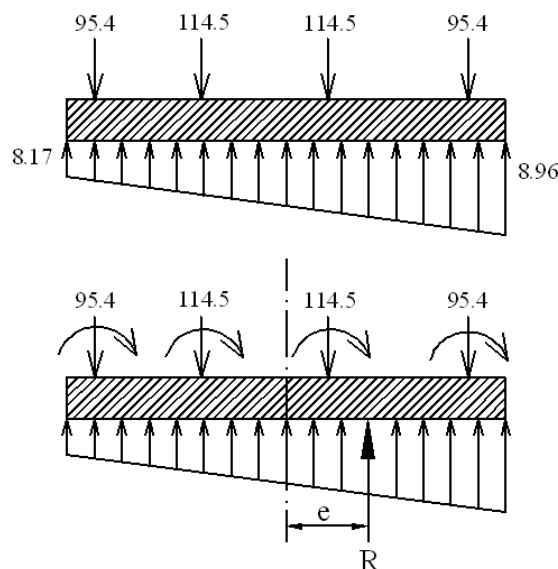
$$\text{mean load} = \frac{440 + 399.3}{2} = 419.65$$

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

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

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

بنابراین بارهای وارد بر پی نواری A به صورت شکل (8-5) تغییر می یابد.



شکل (8-5): بارهای اصلاح شده جهت طراحی پی نواری A

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

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

#### ب- طراحی پی گسترده به روش انعطاف پذیر:

در صورتی که شرایط ذکر شده در مورد طراحی پی به روش صلب صادق نباشد، لازم است پی گسترده به روش انعطاف پذیر طراحی گردد. همانطور که در فصل قبل عنوان شد در طراحی پی به روش انعطاف پذیر، خاک زیر پی به صورت یک بستر ارتجاعی در نظر گرفته می شود. در این حالت بهتر است که جهت تعیین نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در پی های گسترده از نرم افزارهای کامپیوتری مناسب استفاده شود. جهت طراحی پی گسترده با روش انعطاف پذیر می توان از برنامه های کامپیوتری مانند MATS و SAP که پی را به صورت یک صفحه خمشی روی بستر ارتجاعی (Plate on Elastic Foundation) مدل سازی می کنند، استفاده کرد و نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در پی را به دست آورد و بر اساس آنها فولادگذاری پی را طراحی کرد.

مراجع برای مطالعه بیشتر:

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

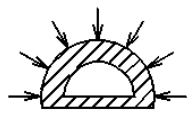
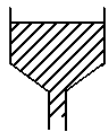
## فصل نهم

فشار جانبی خاک  
و طراحی دیوارهای حائل

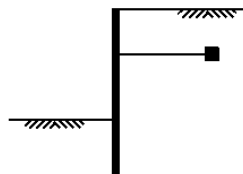
## مقدمه:

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

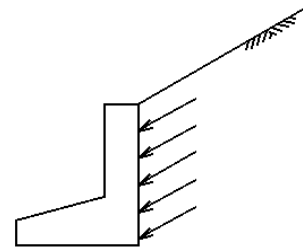
1. دیوارهای حائل (نگهبان) (Retaining Walls)
2. سپرها (مهار شده و طره‌ای) (Sheet Piles)
3. سیلوها و انبارهای ذخیره مواد دانه‌ای (غلات یا مصالح) (Silo)
4. پوشش تونل‌ها و سازه‌های زیر زمینی (Underground Excavation)
5. شمع‌ها (Piles)

Underground  
Excavation

Silo



Sheet Piles



Retaining Wall

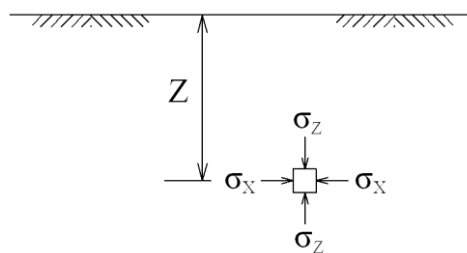
شکل (9-1): فشار جانبی خاک در سازه‌های مختلف

در موارد فوق جهت طراحی دیوارهای حائل، سپر، پوشش تونل و نظایر آن باید مقدار فشار جانبی یا رانش خاک مشخص باشد. در این فصل ابتدا تئوری‌های مختلف جهت تخمین فشار جانبی یا رانش خاک ارائه خواهد شد و در بخش دوم بر اساس روش‌های گفته شده، طراحی دیوارهای حائل (نگهبان) مورد بحث قرار خواهد گرفت. لازم به ذکر است که در حالت سکون در خاک (at rest condition) که تغییرشکلی در خاک رخ نداده است، تنش‌های قائم در هر عمق  $Z$  معمولاً مساوی وزن خاک در تراز بالای آن نقطه یعنی  $\gamma \cdot Z$  می‌باشد. تنش افقی در هر عمق  $Z$  همواره ضریبی از تنش قائم است می‌باشد. این ضریب  $K_0$  نامیده شده و ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون نامیده می‌شود.

$$\sigma_z = \gamma \cdot Z$$

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z = K_0 \cdot \gamma \cdot Z$$

( $K_0$  = Coeff. of Lateral Stress at Rest)



شکل (9-2): تنش‌های وارده بر خاک در عمق  $Z$  (در حالت سکون)

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

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

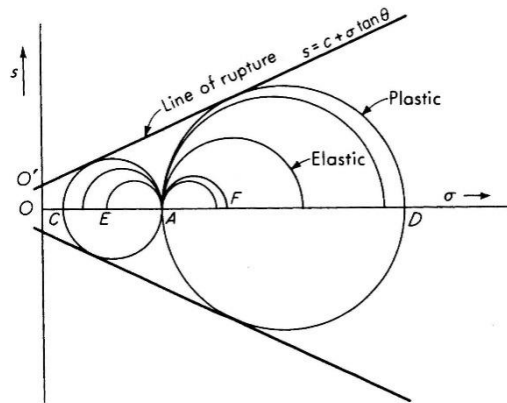
که  $\nu$  ضریب پواسون خاک می‌باشد. ولی از آن‌جا که رفتار خاک الاستیک خطی نیست می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$\text{برای ماسه‌ها با سطح افقی:} \quad K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$\text{برای ماسه‌ها با سطح مایل به شیب } \beta: \quad K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 - \sin \beta}$$

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

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

شکل (9-3): دایره‌ی موهر برای به دست آوردن  $K_0$ 

اگر تنش  $\sigma_3$  تدریجاً کاهش یافته و به مقدار OC برسد دایره تنش بر پوش گسیختگی مماس شده و نمونه در

صفحه‌ای با زاویه‌ی  $\alpha$  گسیخته خواهد شد. از شکل (9-3) داریم:  $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

اگر تنش  $\sigma_3$  تدریجاً افزایش یافته و به مقدار  $\sigma_1$  برسد، دایره‌ی موهر تبدیل به یک نقطه (نقطه A) می‌شود. اگر تنش  $\sigma_3$  از مقدار  $\sigma_1$  بیشتر شود جای تنش ماکزیمم و مینیمم عوض شده و دایره موهر تدریجاً بزرگتر می‌گردد. هنگامیکه دایره به قطر AD برسد به پوش گسیختگی مماس شده و گسیختگی در نمونه رخ خواهد داد. زاویه‌ی

صفحه‌ی گسیختگی در این حالت  $\alpha = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$  و یا مکمل آن  $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$  می‌باشد.

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

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

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

خاک دانه‌ای متراکم:  $(0/001 \sim 0/002)H$

خاک دانه‌ای سست:  $(0/002 \sim 0/004)H$

خاک رس سفت:  $(0/01 \sim 0/02)H$

خاک رس نرم:  $(0/02 \sim 0/05)H$

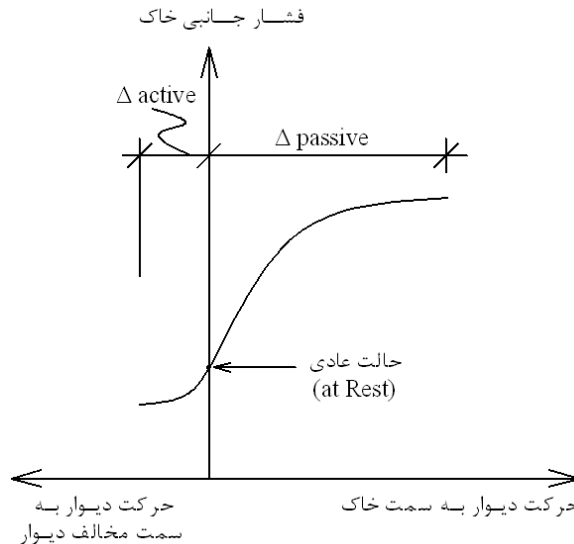
در حالتی که تنش جانبی  $\sigma_3$  را تدریجاً افزایش می‌دهیم تا به مقدار OD (حداکثر مقدار ممکن قبل از گسیختگی یعنی فشار مقاوم یا پاسیو) برسد وضعیت، مشابه وقتی است که دیوار به سمت خاک فشار داده شود. ایجاد این حالت از تنش مجدداً مستلزم ایجاد تغییر شکل لازم در خاک است. واضح است که ایجاد این تغییر شکل به علت مقاومت خاک در مقابل جابجا شدن به تنشی چندین برابر حالت محرک نیاز دارد. مقدار فشار خاک اکتیو و فشار خاک پاسیو بر اساس فرمول‌های زیر که مربوط به درس مکانیک خاک است، به دست می‌آید:



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

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

برای مقایسه‌ی فشار جانبی خاک در حالت‌های مختلف و مقدار تغییرمکان نسبی لازم برای هر حالت شکل (4-9) را می‌توان مورد بررسی قرار داد.



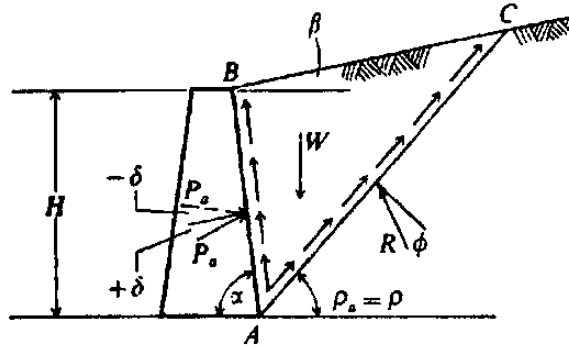
شکل (4-9): مقایسه‌ی تغییرمکان لازم دیوار جهت ایجاد فشار جانبی خاک در حالات محرک و مقاوم

همانطور که در شکل (4-9) دیده می‌شود میزان جابجایی لازم جهت رسیدن به حالت مقاوم چندین برابر میزان جابجایی لازم برای رسیدن به حالت محرک است. همچنین تنش جانبی در حالت مقاوم خیلی بیشتر از تنش جانبی در حالت محرک می‌باشد.

### تئوری فشار خاک کولمب:

فرضیات کولمب در این تئوری عبارتند از:

1. خاک همگن و ایزوتروپ است.
  2. سطح گسیختگی مستوی است، سطح خاکریز پشت دیوار نیز مستوی می‌باشد.
  3. توزیع نیروهای اصطکاکی در طول سطح گسیختگی یکنواخت و ضرایب اصطکاک  $f = \tan \phi$  فرض می‌شود.
  4. گوه گسیختگی یک جسم صلب فرض می‌شود.
  5. هنگام حرکت گوه خاک، بین خاک و دیوار اصطکاک ایجاد می‌شود.
  6. مسأله به صورت دو بعدی با فرض کرنش مسطح (Plane strain) بررسی می‌شود.
- لازم به ذکر است که سطح گسیختگی در واقع مستوی نبوده و دارای انحنا می‌باشد. کولمب با علم به این موضوع جهت سهولت زیادی که مستوی فرض کردن آن در حل مسأله ایجاد می‌کند آن را مستوی در نظر گرفته است.



شکل (5-9): وضعیت نیروهای وارده به گوهی گسیختگی در روش کولمب

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

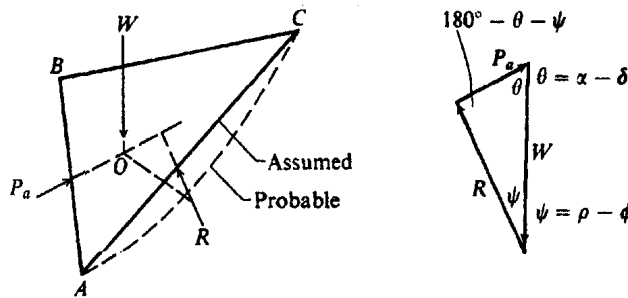
$$\overline{AB} = \frac{H}{\sin \alpha} \longrightarrow \overline{BD} = \overline{AB} \cdot \sin(180 - \alpha - \rho) = \overline{AB} \cdot \sin(\alpha + \rho) = H \frac{\sin(\alpha + \rho)}{\sin \alpha}$$

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

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

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

برای محاسبه‌ی فشار خاک وارد بر دیوار یعنی  $P_a$ ، باید در حد گسیختگی تعادل بین کلیه‌ی نیروهای وارد بر گوه خاک یعنی  $W$ ،  $P_a$  و  $R$  برقرار باشد. باید توجه داشت که  $P_a$  و  $R$  هر دو به علت وجود مؤلفه‌ی اصطکاک، عمود بر سطح نبوده و به صورت مایل وارد می‌شوند. از آنجا که سطح گسیختگی فرضی است لذا فی‌الواقع امتداد نیروها از یک نقطه عبور نمی‌کنند و معادله  $\sum M = 0$  برقرار نیست. به عبارت دیگر برای ایجاد تعادل باید مثلث نیروها مطابق شکل (9-6) بسته شود.



شکل (6-9): وضعیت نیروهای وارده بر گوه در حد گسیختگی

در این مثلث بر اساس رابطه سینوس‌ها می‌توان نوشت:

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

با جایگذاری  $W$  در رابطه‌ی فوق، خواهیم داشت:

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

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

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

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

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

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

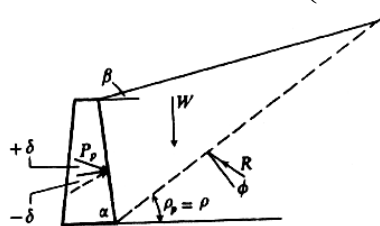
$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

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

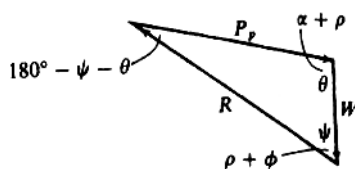
$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

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

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



(الف)



(ب)

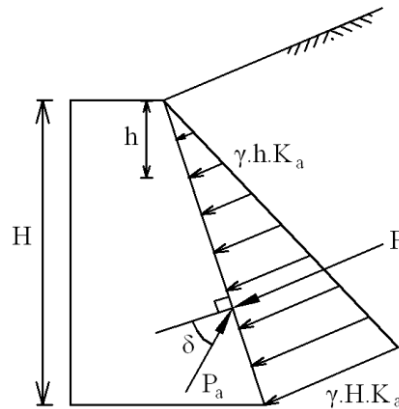
شکل (7-9): نیروهای وارد بر گوه‌ی خاک در حد گسیختگی در حالت مقاوم (پسیو)

\* این جدول در پیوست آمده است.

**نکته 1:** فشار جانبی خاک بر مبنای تنش‌های مؤثر باید محاسبه شود. اگر سطح ایستایی در پشت دیوار وجود دارد باید فشار جانبی خاک زیر سطح ایستایی با  $\gamma'$  محاسبه شده و سپس با فشار آب جمع گردد.

**نکته 2:** کولمب در مقاله‌ی خود صحبتی از چگونگی توزیع تنش (فشار خاک) بر دیوار به عمل نیاورده است و فقط با نوشتن معادلات تعادل، مقدار نیروی وارده از طرف خاک بر دیوار را محاسبه کرده است ولی همانطور که ملاحظه می‌شود توزیع فشار جانبی خاک بر روی دیوار را می‌توان یک توزیع مثلثی فرض کرد که به صورت  $\gamma \cdot H \cdot K_a$  و یا  $\gamma \cdot H \cdot K_p$  با افزایش عمق خاک اضافه می‌شود. با این فرض نیروی حاصل از فشار جانبی خاک که بر دیوار وارد می‌شود از مساحت مثلث فشار خاک به دست می‌آید.

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

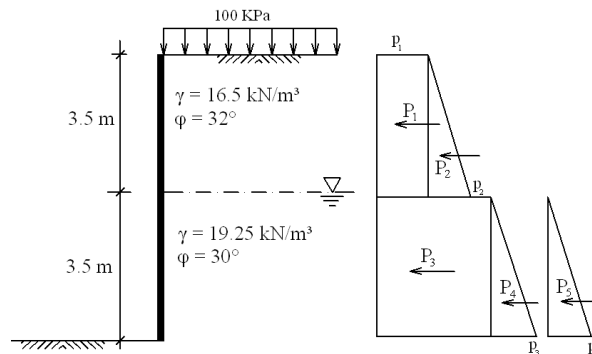


شکل (8-9): توزیع فشار جانبی خاک (موازی با شیب لایه خاک) در پشت دیوار

**نکته 3:** در حالتی که خاک در حالت سکون (at rest) است، فشار خاک ( $\gamma \cdot H \cdot K_0$ ) مشابه فشار آب، همواره عمود بر سطح دیوار می‌باشد، ولی در حالت اکتیو یا پاسیو که دیوار نسبت به خاک حرکت کرده و تنش‌های اصطکاکی در سطح مشترک (Interface) خاک و دیوار ایجاد می‌شود فشار خاک با زاویه‌ی  $\delta$  به دیوار اثر می‌کند.  $\delta$  زاویه اصطکاک بین سطح دیوار و خاک می‌باشد.

**نکته 4:**  $P_p$  و  $P_a$  برای طول واحد دیوار محاسبه میشوند.

**مثال (1-9):** مقدار و محل برآیند نیروهای محرک (active) جانبی را بر هر متر طول دیوار زیر بدست آورید. دیوار صیقلی فرض می‌شود.



شکل (9-9): وضعیت دیوار و خاک پشت آن در مثال (1-9)

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

$$\varphi_1 = 32^\circ \longrightarrow K_{a1} = 0.307$$

$$\varphi_2 = 30^\circ \longrightarrow K_{a2} = 0.333$$

حال می توان تنش ها را به صورت زیر محاسبه نمود.

$$p_1 = q \cdot K_{a1} = 100 \times 0.307 = 30.7 \text{ kPa}$$

$$p_2 = p_1 + \gamma \cdot h \cdot K_{a1} = 30.7 + 16.5 \times 0.307 \times 3.5 = 48.4 \text{ kPa}$$

$$p'_2 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_{a2} = (100 + 16.5 \times 3.5) \times 0.333 = 52.5 \text{ kPa}$$

$$p_3 = p'_2 + \gamma' \cdot h \cdot K_{a2} = 52.5 + \left( \overbrace{19.25 - 9.81}^{\gamma'} \right) 3.5 \times 0.333 = 63.8 \text{ kPa}$$

$$p_4 = \gamma_w \cdot h = 9.81 \times 3.5 = 34.3 \text{ kPa}$$

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

$$P_1 = 30.7 \times 3.5 = 107.5 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1/2 \times 3.5 \times 17.7 = 31 \text{ kN}$$

$$P_3 = 52.5 \times 3.5 = 183.8 \text{ kN}$$

$$P_4 = 11.3 \times 3.5/2 = 19.77 \text{ kN}$$

$$P_5 = 34.3 \times 3.5/2 = 65 \text{ kN}$$

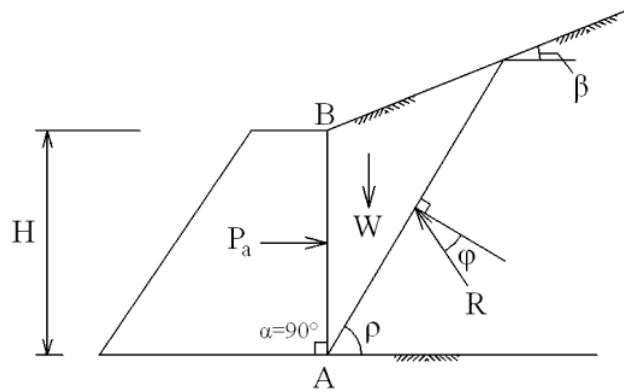
$$R = \sum P = 407.07 \text{ kN}$$

$$\bar{Y} = \frac{107.5(3.5 + 3.5/2) + 31(3.5 + 3.5/3) + 183.8 \times 3.5/2 + (65 + 19.77)3.5/3}{407.07} = 2.77 \text{ m}$$

**نکته:** اگر پشت دیوار، خاک چسبنده ی اشباع زهکشی نشده داشته باشیم ( $\varphi=0$ ) اثر فشار جانبی آب نباید جدا حساب شود و باید از  $\gamma_{sat}$  استفاده شود. همچنین، ضرایب فشار محرک و مقاوم بر مبنای  $\varphi=0$  بدست می آیند.

### تئوری فشار خاک رانکین:

حدود صد سال پس از کولمب، رانکین مسأله ی فشار خاک را براساس تئوری پلاستیسیته مورد بررسی قرار داد. در تئوری رانکین جدار دیوار قائم ( $\alpha = 90^\circ$ ) و بدون اصطکاک ( $\delta = 0$ ) فرض شده است. همچنین وی از چسبندگی خاک در پشت دیوار صرف نظر کرده است. در تئوری رانکین تمامی المان های خاک در پشت دیوار به طور هم زمان در حالت گسیختگی برشی در نظر گرفته می شود.



شکل (9-10): نمودار نیروهای وارده بر گوهی گسیختگی در روش رانکین

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

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

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

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

عبارت مشابه  $K_a$  را که تنها به زوایای  $\beta$  و  $\varphi$  بستگی دارد  $K_p$  نامیده و از رابطه‌ی فوق یا جدول\* تعیین می‌کنند.

**نکته 1:** با توجه به آنکه در تئوری رانکین دیوار بدون اصطکاک در نظر گرفته می‌شود، می‌توان ثابت کرد که  $P_a$  در این حالت به موازات شیب خاکریز بر دیوار تاثیر می‌نماید.

**نکته 2:** در صورتی که خاکریز پشت دیوار چسبندگی (C) قابل توجهی داشته باشد، بل (Bell) توصیه می‌کند که اثر چسبندگی به صورت زیر در فشار جانبی خاک دخالت داده شود.

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

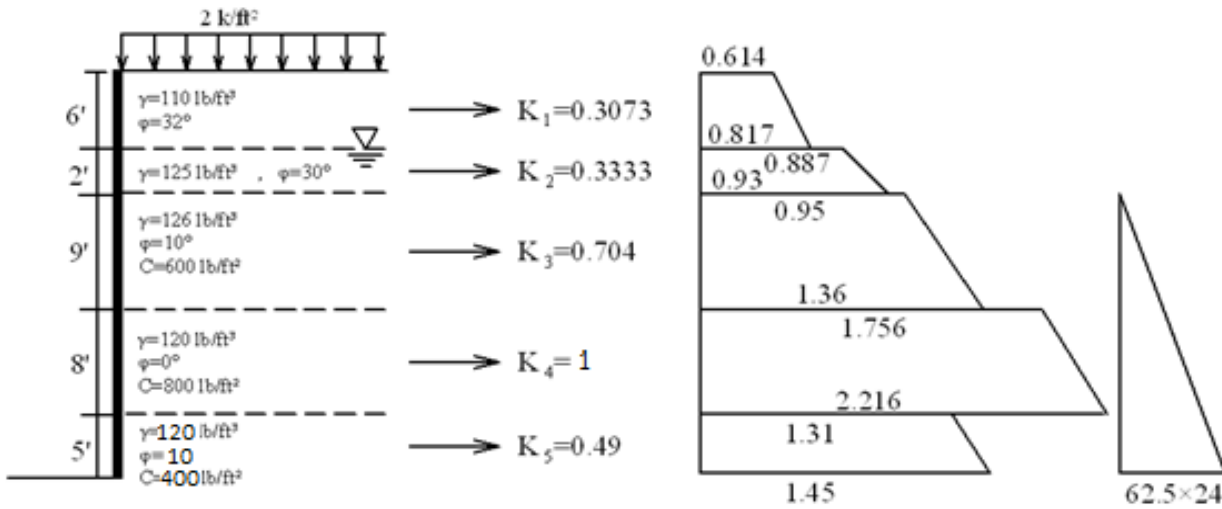
$$p_p = \gamma \cdot h \cdot K_p + 2C\sqrt{K_p}$$

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

\* این جدول در پیوست آمده است.

\* این جدول در پیوست آمده است.

مثال (9-2): نمودار فشار جانبی خاک را بر دیوار زیر در حالت محرک رسم نمایید. تئوری رانکین را مورد استفاده قرار دهید.



شکل (9-11): مشخصات لایه‌های خاک مثال (9-2)

حل:

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

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

$$h = 6' + dh \longrightarrow p'_1 = (2 + 110 / 10^3 \times 6) 0.3333 = 0.887$$

$$h = 8' \longrightarrow p_2 = p'_1 + \gamma \cdot h \cdot k_a = 0.887 + \frac{125 - \overbrace{62.5}^{\text{WATER}}}{1000} \times 2 \times 0.3333 = 0.93$$

$$h = 8' + dh \rightarrow p'_2 = \left( 2 + \frac{110}{10^3} \times 6 + \frac{125 - 62.5}{10^3} \times 2 \right) 0.704 - \left( 2 \times \frac{600}{10^3} \times \sqrt{0.704} \right) = 0.95$$

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

$$h = 17' + dh \longrightarrow p'_3 = 1.756$$

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

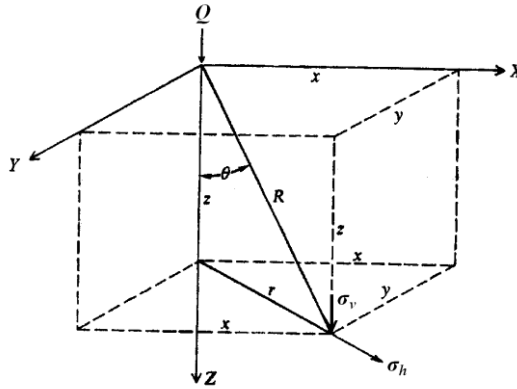
$$h = 25' + dh \longrightarrow p'_4 = 1.31$$

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

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

### فشار جانبی ناشی از سربار:

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



شکل (9-12): تنش قائم  $\sigma_v$  و تنش افقی  $\sigma_h$  در عمق  $Z$  ناشی از بار متمرکز  $Q$

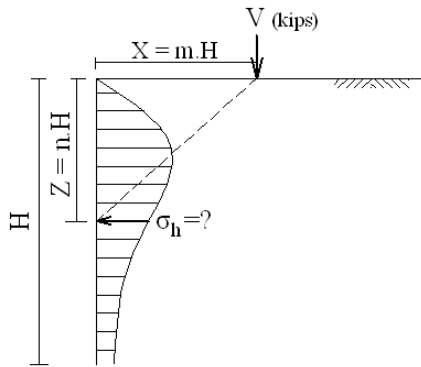
$$q_v = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5 \theta$$

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

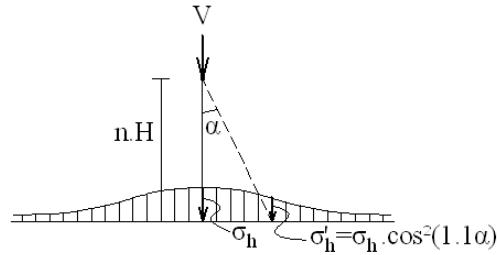
برای تعیین فشار جانبی وارده بر یک دیوار حائل، ناشی از سربار می‌توان از تئوری استفاده نمود ولی از آنجا که مسأله در خصوص دیوار حائل باید به صورت کرنش مسطح (Plane strain) تحلیل گردد، لذا باید فرمول‌های فوق به نحوی اصلاح شود، لذا برای حالت‌های مختلف اعمال سربار روابط و فرمول‌های مختلف به شرح زیر ارائه شده است.

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

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



نمودار تغییرات فشار ناشی از سربار در عمق



نمودار تغییرات فشار جانبی ناشی از سربار در پلان

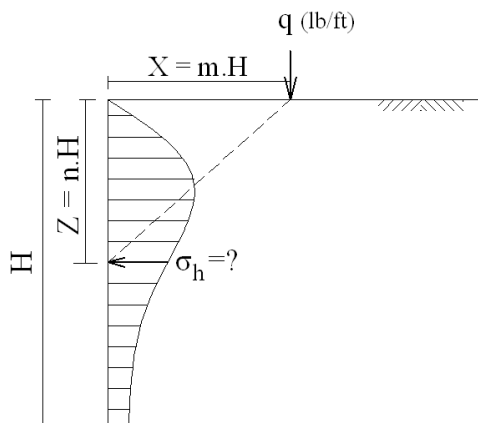
شکل (9-13): نمودار تغییرات فشار جانبی (رانس) خاک در پشت دیوار حائل ناشی از سربار متمرکز  $V$



2. سربار به صورت بار خطی:

یک دیوار طولیل آجری، یک نرده یا حصار طولیل یا یک لوله حامل آب یا نفت می‌توانند سربار خطی محسوب شوند. اگر عرض سربار خطی زیاد باشد، تبدیل به سربار نواری شده و فشار جانبی ناشی از آن از حالت (3) به دست می‌آید.

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

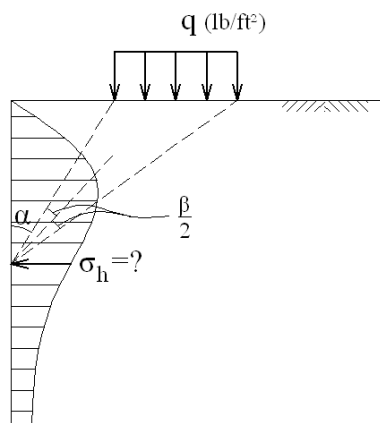


شکل (9-14): فشار جانبی (رانش) خاک ناشی از سربار خطی q

3. سربار به صورت بار نواری:

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

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



شکل (9-15): فشار جانبی (رانش) خاک ناشی از سربار نواری q

4. سربار با شکل پلان دلخواه:

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

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

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

که در این رابطه:

$q$ : شدت بار وارده بر خاک

$M$ : تعداد خانه‌های شمارش شده

$I$ : ضریب نمودار نیومارک

می‌باشد.

#### فشار جانبی خاک ناشی از زلزله:

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

برای در نظر گرفتن اثر زلزله در فشار خاک پشت دیوار حائل با ارتفاع معمول، ساده‌ترین روش آن است که آنرا حدود 10٪ فشار خاک محرک وارده در نظر گرفت. براساس آیین‌نامه مقدار این افزایش به اندازه‌ی ضریب زلزله می‌باشد.

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

نقطه اثر نیروی زلزله  $0/6H$  از پایین دیوار در نظر گرفته می‌شود. ترکیب رانش جانبی خاک و رانش ناشی از نیروی زلزله را می‌توان در  $0/5H$  از پائین دیوار در نظر گرفت.

ضریب اطمینان در طراحی دیوار در هنگام زلزله به  $1/1$  یا  $1$  کاهش داده می‌شود.



شکل (9-16): رانش جانبی ناشی از زلزله به روش اوکابه و مونونوبه

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

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

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

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

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

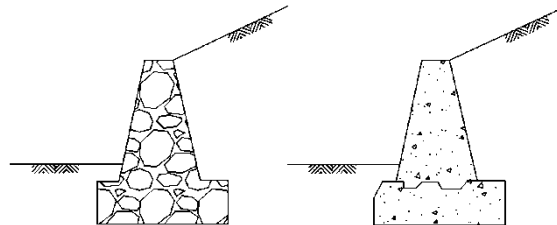
### طرح دیوارهای حائل:

دیوارهای حائل یا نگهبان صلب را می‌توان به چند دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی کرد:

1. دیوارهای ثقلی
2. دیوارهای طره‌ای
3. کوله‌ی پل‌ها
4. دیوارهای حائل خاص

#### 1- دیوارهای ثقلی:

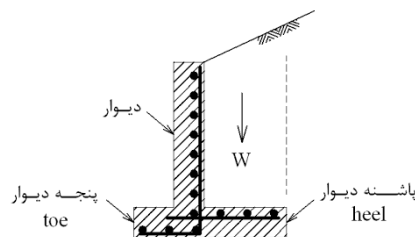
عامل عمده در پایداری این دیوارها وزن زیاد آنها می‌باشد. دیوارهای ثقلی را می‌توان به صورت سنگی یا بتونی یا ترکیبی از آنها ساخت. در دیوارهای ثقلی معمولاً فولادگذاری نمی‌شود. دیوارهای ثقلی برای نگهداری خاکریزها با ارتفاع کم و متوسط مورد استفاده قرار می‌گیرند.



شکل (9-17): دیوارهای حائل ثقلی

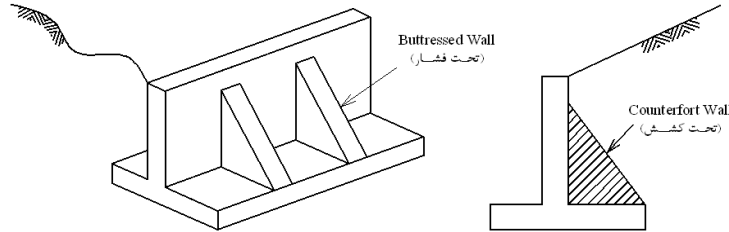
#### 2- دیوارهای طره‌ای:

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



شکل (9-18): دیوارهای حائل طره‌ای

در صورتی که ارتفاع دیوار از 8 متر تجاوز نماید می‌توان به وسیله‌ی پره‌هایی در جلو یا عقب، دیوار طره‌ای را در تحمل خمش وارده تقویت نمود.

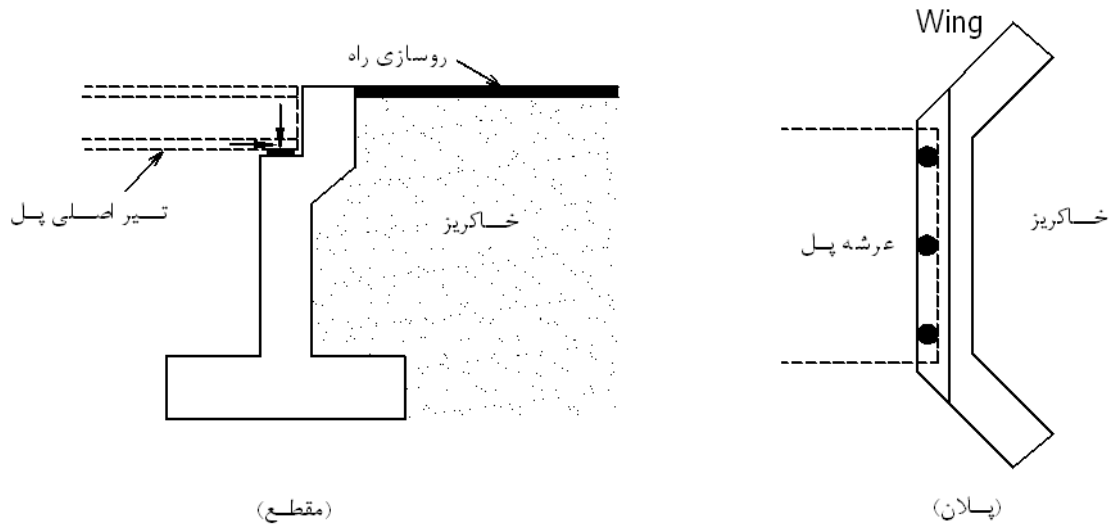


شکل (9-19): تقویت دیوارهای حائل طره‌ای

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

### 3- کوله‌ی پل‌ها:

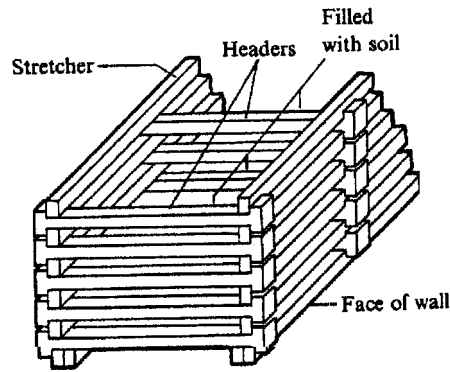
تکیه‌گاه‌های کناری پل‌ها دیوارهای حائلی هستند که علاوه بر تحمل بار شاه‌تیر پل، رانش جانبی خاکریزهای کناری پل‌ها را تحمل کرده و از ریزش آنها جلوگیری می‌کنند. شکل کوله‌ها در مقطع و پلان به صورت شکل (9-20) است.



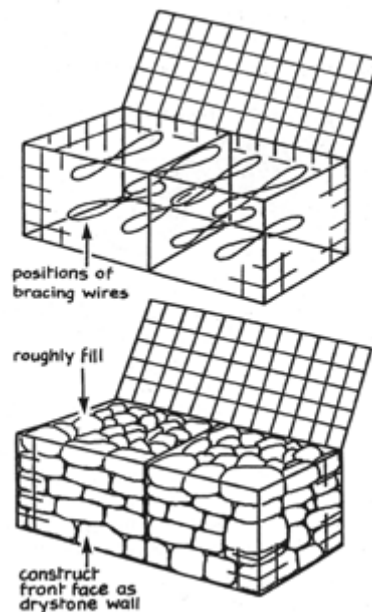
شکل (9-20): وضعیت پلان و مقطع کوله‌ی یک پل

### 4- دیوارهای حائل خاص:

1-4- *Crib wall*: نوعی دیوار حائل است که با اسکلتی از چوب ساخته شده و داخل آن با قلوه‌سنگ پر می‌شود.  
 2-4- گابیون یا تورسنگ (*Gabion*): نوعی دیوار حائل است که از توری‌های فلزی ضخیم به فرم مکعبی که داخل آنها با قلوه سنگ پر شده است ساخته می‌شود. از این نوع دیوارها در کنار رودخانه‌ها و مسیل‌ها جهت جلوگیری از فرسایش و تثبیت سواحل آن ساخته می‌شود.



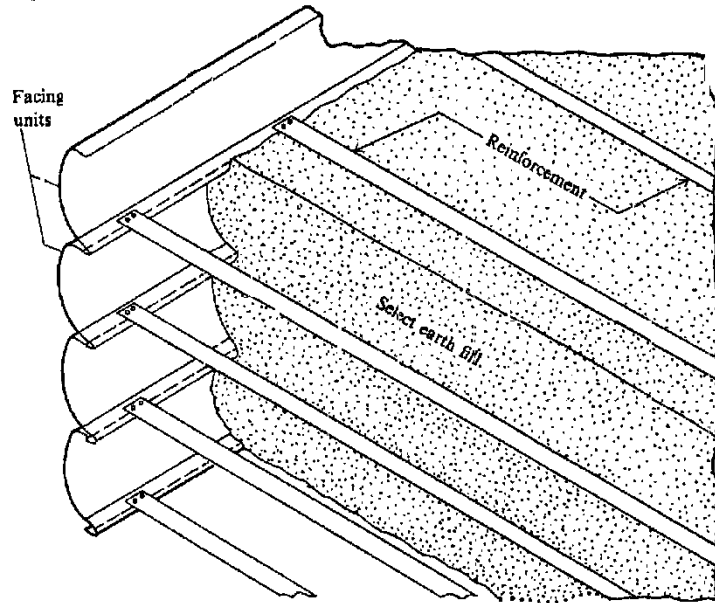
شکل (9-21): نمونه‌ای از دیوار Crib wall



شکل (9-22): نمونه‌ای از دیوار حائل Gabion

3-4- دیوار با خاک مسلح (Reinforced soil wall): این تکنیک در ساخت دیوار حائل یا کوله که نخستین بار در فرانسه ابداع شد از همان ایده‌ی بتن مسلح در خاک استفاده می‌نماید. در این روش از تسمه‌های فلزی در بین لایه‌های خاک استفاده می‌شود. رانش خاک پشت دیوار به تسمه‌های فلزی منتقل می‌گردد. ابعاد مقطع تسمه‌های فلزی و فاصله بین تسمه‌ها در طول دیوار با طراحی تعیین می‌شود. اگر عرض دیوار زیاد باشد کافی است تسمه‌ها را به اندازه‌ی طول مهارتی در کشش در خاک ادامه داده و سپس قطع نمود.

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



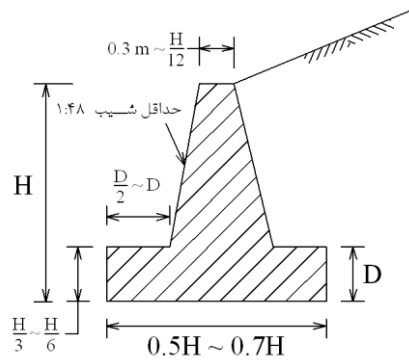
شکل (9-23): دیوارهای با خاک مسلح با تسمه های فلزی

#### مراحل طرح دیوارهای حائل:

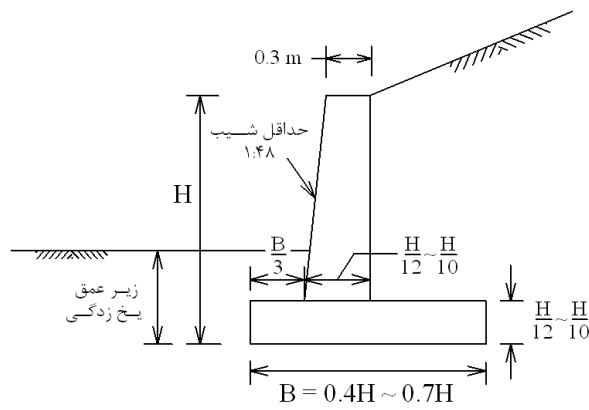
1. طرح مقدماتی و تعیین ابعاد کلی دیوار
  2. تعیین نیروهای وارد بر دیوار (وزن دیوار، فشار جانبی خاک، فشار آب، سربار، زلزله و...)
  3. کنترل پایداری دیوار
  - الف) کنترل ظرفیت باربری خاک در زیر پی دیوار
  - ب) کنترل لغزش دیوار
  - ج) کنترل واژگونی دیوار
  4. طرح سازه‌ای دیوار (کنترل ابعاد دیوار در مقاطع بحرانی و فولادگذاری دیوار)
  5. طرح جزئیات اجرایی دیوار (آبروهای طولی و عرضی، مشخصات فنی خاکریز پشت دیوار، درزهای انبساط و درزهای اجرایی و...)
  6. ترسیم کروکی‌ها جهت نقشه‌کشی
- مراحل شش گانه‌ی فوق ذیلاً توضیح داده می‌شود.

#### 1- طرح مقدماتی و تعیین ابعاد کلی دیوار:

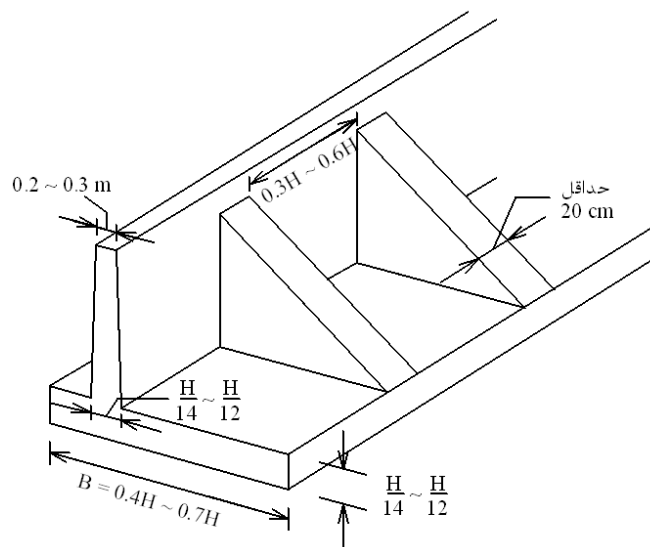
ابعاد اولیه برای طرح دیوارهای ثقلی، طره‌ای و طره‌ای پره‌دار در شکل (9-24) نشان داده شده است.



(الف) دیوار ثقلی



(ب) دیوار طره‌ای



(ج) دیوار پره‌دار

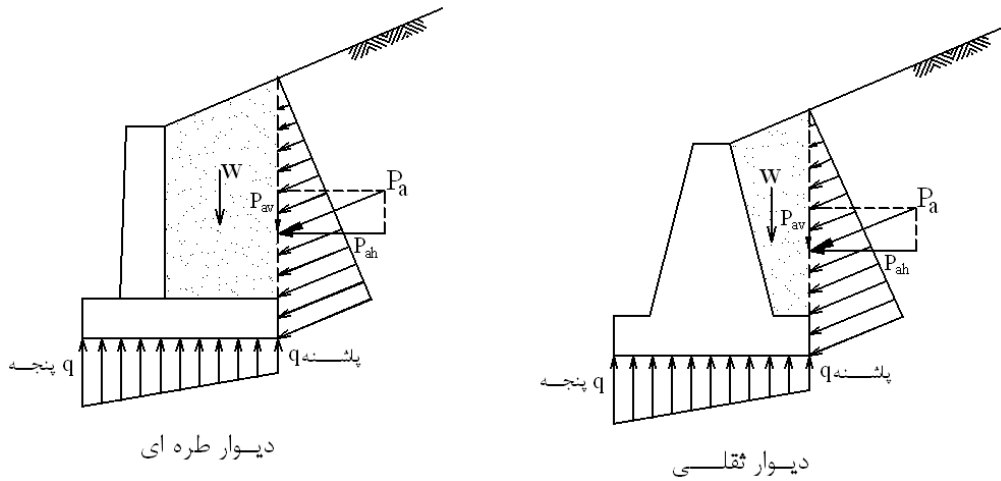
شکل (9-24): ابعاد مناسب برای دیوارهای حائل

## 2- تعیین نیروهای وارد بر دیوار:

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

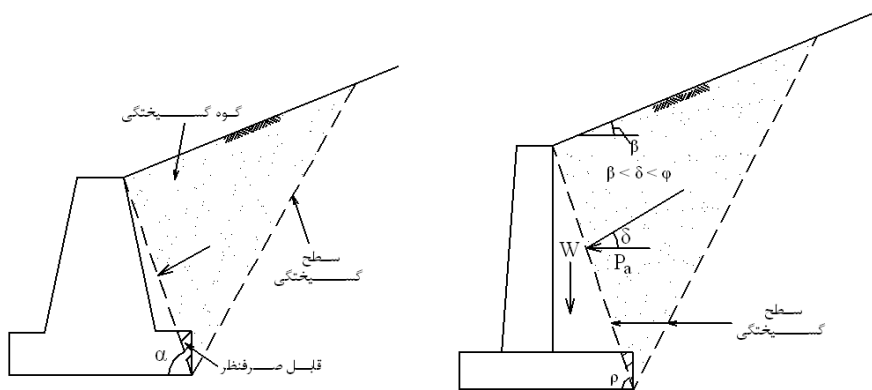
فشار جانبی خاک جهت طراحی دیوارهای حائل که امکان جابه‌جا شدن برای آنها فراهم است، فشار خاک فعال ( $P_a$ ) می‌باشد. برای دیوارهای حائل که امکان جابه‌جا شدن برای آنها محدود است یا اصولاً امکان جابه‌جایی و تغییر شکل برای آنها فراهم نیست از فشار جانبی خاک در حالت سکون ( $P_0$ ) برای طراحی دیوارها استفاده می‌شود. رابطه‌ی رانکین اصطکاکی برای دیوار در نظر نمی‌گیرد ( $\delta = 0$ ) به همین دلیل نسبت به رابطه کولمب مقادیر نسبتاً زیادتری را برای  $P_a$  نتیجه می‌دهد که در جهت اطمینان است، لذا غالباً ترجیح داده می‌شود که از تئوری رانکین استفاده شود، خصوصاً زمانی که خاک پشت دیوار دانه‌ای باشد.

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



شکل (9-25): فشار جانبی خاک بر سطح فرضی عبور کرده از پاشنه‌ی دیوار

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



شکل (9-26): رانش جانبی خاک بر روی گوه‌های گسیختگی



**نکته 1:** عموماً محاسبه‌ی فشار جانبی خاک بر مبنای رابطه رانکین در دیوارها تا ارتفاع 5 متر، ساده‌تر و در جهت اطمینان بیشتری است ولی اگر ارتفاع دیوار از 6 متر تجاوز نماید استفاده از رابطه کولمب موجب می‌گردد که طرح اقتصادی‌تر شود.

### نکته 2:

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

### 3- کنترل پایداری دیوار:

الف) کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی دیوار:

$$\text{تنش در زیر پی دیوار از رابطه } q = \frac{R}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I} \text{ به دست می‌آید.}$$

$R$  برآیند نیروهای قائم و  $e$  خارج از مرکزی  $R$  نسبت به مرکز پی دیوار می‌باشد. باید توجه داشت که اگر عرض پی دیوار  $B$  باشد لازم است  $e \leq \frac{B}{6}$  بوده و در غیر اینصورت باید ابعاد پی دیوار به نحوی اصلاح شود که محل برآیند  $R$  از هسته مرکزی پی خارج نگردد.  $c$  دورترین فاصله نسبت به مرکز سطح پی و  $I$  لنگر ماند سطح پی در پلان می‌باشد.

$q_{\max}$  به دست آمده از رابطه‌ی فوق باید از  $\frac{q_{ult}}{F.S.}$  بزرگتر نباشد.  $q_{ult}$  از یکی از روابط ترازقی، میرهوف، هانسن، یا وسیک محاسبه می‌شود.  $F.S.$  برای خاک‌های دانه‌ای در زیر پی معمولاً 2/0 و برای خاک‌های چسبنده 3/0 در نظر گرفته می‌شود.

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

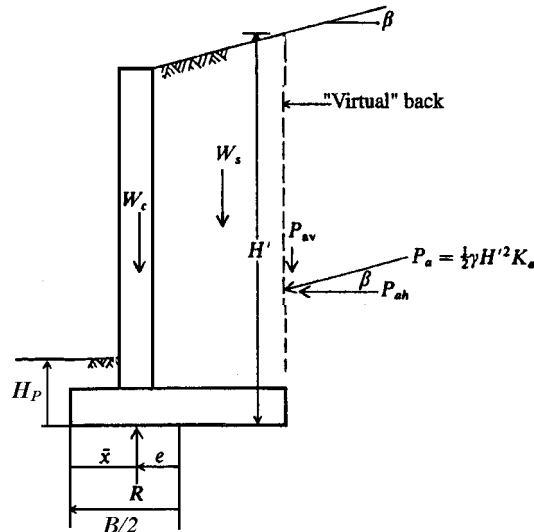
ب) کنترل لغزش:

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

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

در آئین‌نامه‌ها ضریب اطمینان فوق در حالتی که دیوار، نگهبان یک خاکریز دانه‌ای است حداقل 1/5 و در حالتی که دیوار، نگهبان یک خاک چسبنده است حداقل 2/0 توصیه می‌شود.

در دیوار شکل (9-27) نیروی محرک جهت لغزش دیوار  $P_{ah}$  یعنی مؤلفه‌ی افقی رانش محرک خاک می‌باشد.

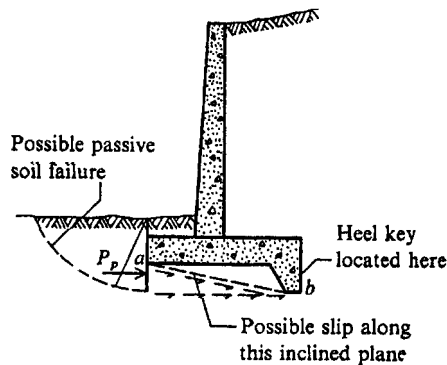


شکل (9-27): مؤلفه‌های مؤثر در لغزش دیوار

نیروهای مقاوم در مقابل لغزش چند عامل می‌توانند داشته باشند. عامل اول فشار خاک پاسیو در سمت دیگر دیوار است که مقدار آن  $P_p = 1/2 \cdot \gamma \cdot H_p^2 \cdot K_p$  می‌باشد. لازم به ذکر است که در صورتی که امکان فرسایش و یا خاکبرداری این لایه در آینده وجود داشته باشد بهتر است از اثر آن صرف‌نظر شود. عامل دوم اصطکاک خاک زیر پیاست که مقدار آن  $R \cdot f$  می‌باشد.  $R$  برآیند نیروهای قائم وارد بر دیوار می‌باشد.  $f$  را می‌توان برابر  $\tan \delta$  یا  $\frac{2}{3} \tan \phi$  در نظر گرفت. عامل سوم چسبندگی (adhesion) خاک زیر پی که مقدار آن  $C \cdot B$  می‌باشد.  $B$  عرض پی دیوار است.  $C$  را به علت دست‌خوردگی 0/5 تا 0/75 چسبندگی خاک در نظر می‌گیرند. با توجه به موارد فوق می‌توان نوشت:

$$F.S. \text{ لغزش} = \frac{P_p + R \tan \delta + C \cdot B \times 1}{P_{ah}} \geq 1.5 \text{ or } 2.0$$

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



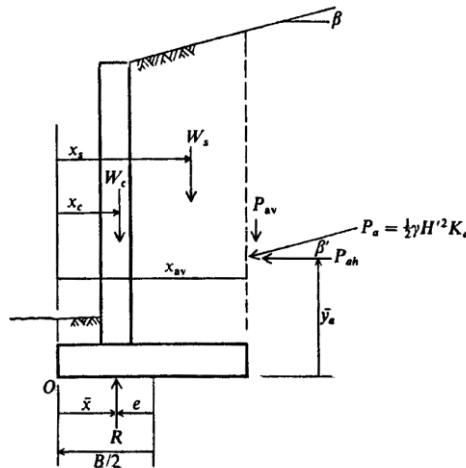
شکل (9-28): ایجاد زائده برای بالابردن ضریب اطمینان در برابر لغزش

(ج) کنترل واژگونی:

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

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

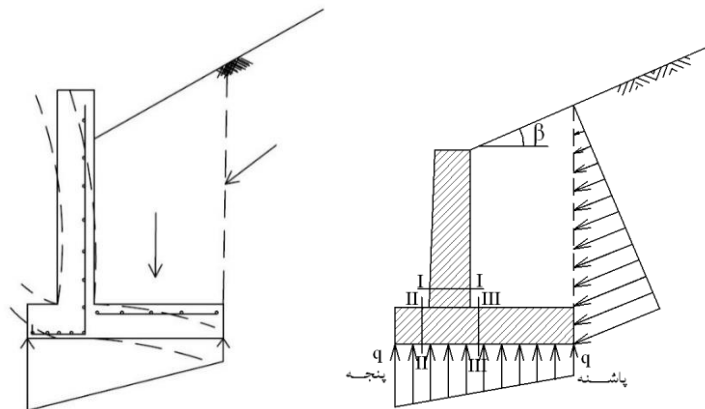
مشابه حالت قبل ضریب اطمینان برای خاک‌های دانه‌ای 1/5 و برای خاک‌های چسبنده 2/0 توصیه می‌شود. در این رابطه دیگر R نباید وارد شود زیرا نیروهای وارده آن را بوجود آورده اند و با مقداری بلند شدن پی دیوار از روی خاک، دیگر وجود ندارد.



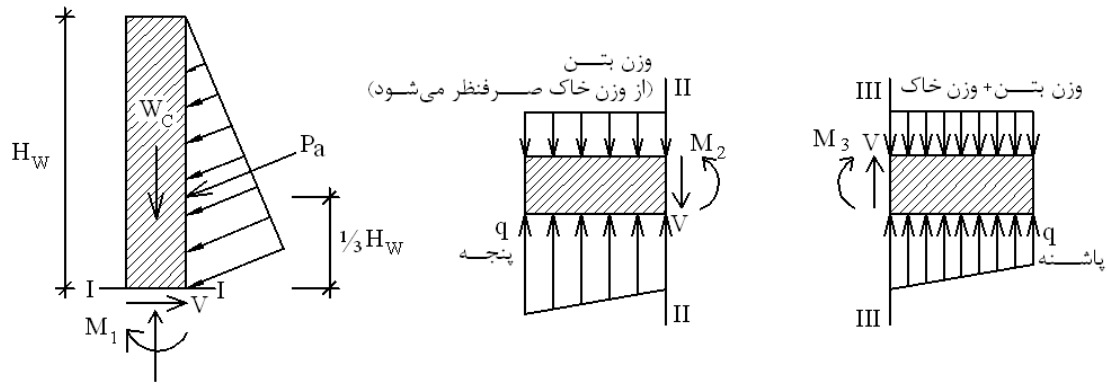
شکل (9-29): مؤلفه‌های مؤثر در واژگونی دیوار

#### 4- طرح سازه‌ای دیوار

بر اساس نیروهای وارد بر دیوار، ابعاد فولاد لازم در دیوار در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود. در طرح سازه‌ای دیوارهای طره‌ای، مقطع I-I در پای دیوار، مقطع II-II در انتهای پنجه و مقطع III-III در انتهای پاشنه جهت طراحی بحرانی‌تر است. ضخامت این سه مقطع براساس حداکثر برش V، و فولادهای موردنیاز براساس حداکثر لنگر خمشی M در این مقاطع، طراحی می‌شوند. ضوابط ACI 318-14 (فصل 11)، باید برای دیوارهای حائل طره‌ای (بتن آرمه) رعایت شود. فولادها در راستای طول دیوار (عمود بر صفحه تصویر) فولاد افت و حرارت بوده و برای پیوستگی طولی دیوار می‌باشد



(الف)



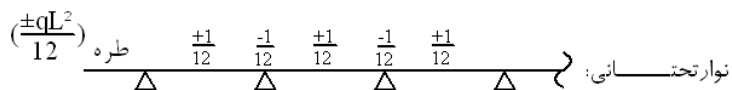
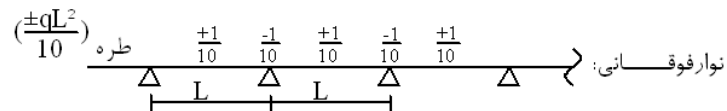
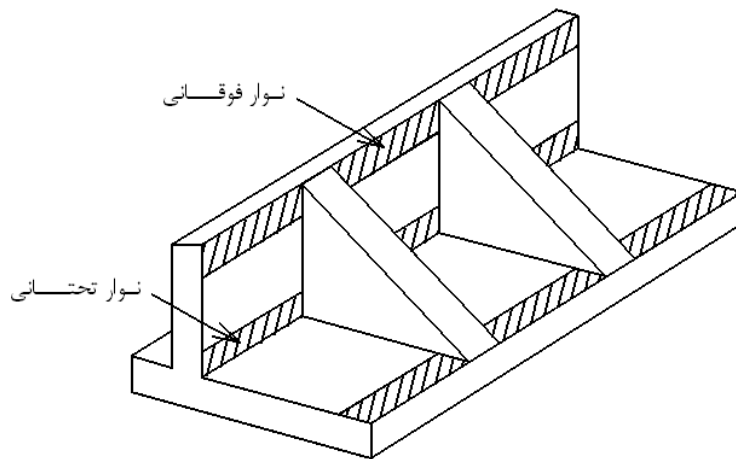
$$M_1 + M_2 + M_3 \approx 0$$

(ب)

شکل (9-30): مقاطع بحرانی در طراحی دیوارهای طره‌ای

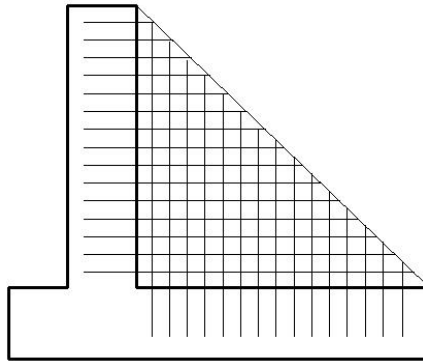
نکاتی در مورد طراحی دیوارهای پره‌دار (Buttress و Counter fort):

این دیوارها را می‌توان با استفاده از تئوری صفحات به صورت دال‌های سه طرف گیردار و یک طرف آزاد طراحی نمود. روش دیگر که ساده‌تر بوده ولی نتایج حاصل دست بالا است، تبدیل دیوار و پپی به یک سری تیرهای معادل با عرض واحد است. در این روش در ارتفاع دیوار، یک تیر یکسره (نوار) فوقانی و یک تیر یکسره (نوار) تحتانی و دو تا سه تیر میانی در نظر گرفته شده و فشار خاک متوسط وارد بر هر یک تعیین می‌گردد. با طراحی و فولادگذاری این تیرها فولادگذاری از بالا تا پائین دیوار تنظیم می‌شود. به عبارت دیگر در این روش هر یک از تیرهای فرضی به صورت یک تیر سرتاسری آنالیز و طراحی می‌گردد. استفاده از ضرایب لنگر زیر نیز معمول است (اگر  $K=0/41$  در نظر گرفته شود، ضریب لنگر خمشی در محل طره مساوی سایر ضرایب خواهد بود).



شکل (9-31): آنالیز سازه‌ای دیوارهای پره‌دار

پاشنه‌ی دیوار نیز به نوارهای مشابهی به عرض واحد تبدیل می‌شود. در مورد این نوارها از ضریب لنگر  $\pm \frac{1}{10}$  استفاده می‌شود. پنجه‌ی دیوار مشابه دیوارهای معمولی به صورت تیر طره طراحی می‌گردد. پره‌ها به صورت قطعات کششی (یا فشاری) طرح شده و دو شبکه فولاد قائم و افقی در دو طرف، آنها را به دیوار و پی متصل می‌نمایند.



شکل (9-32): الگوی فولادگذاری در داخل پره‌ها

### 5- جزئیات اجرایی دیوار:

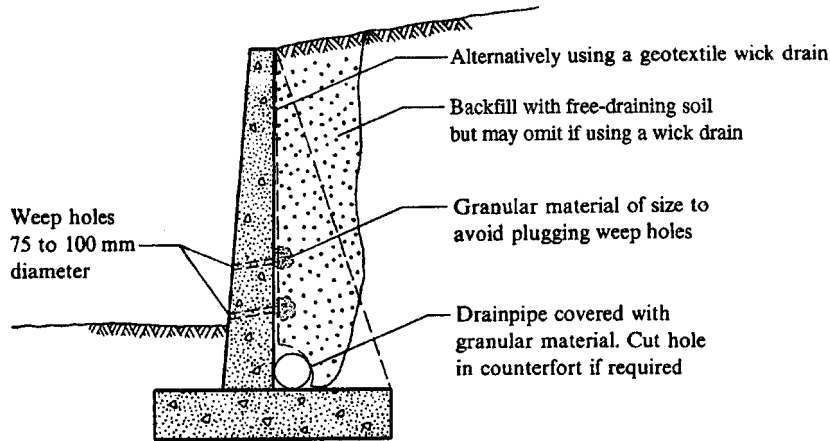
الف) جنس خاکریز پشت دیوار:

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

1. خاک چسبنده آب را از خود عبور نمی‌دهد لذا فشار جانبی در پشت دیوار در اثر فشار هیدرواستاتیک آب افزایش زیادی می‌یابد.
2. اگر خاک رس از نوع منبسط‌شونده باشد در اثر خیس شدن و انبساط یافتن فشارهای اضافی خیلی زیادی بر دیوار وارد می‌نماید.
3. عدم تخلیه آب از خاکریز پشت دیوار و احتمال یخ‌زدن آب حفره‌ای در فصل سرما تولید فشار ناشی از یخ در پشت دیوار می‌نماید.
4. همانطور که در طرح دیوارهای حائل گفته شد ضریب اطمینان لازم در طرح دیوار با وجود خاکریز چسبنده افزایش می‌یابد.

ب) تعبیه‌ی مسیرهای زهکشی در پشت دیوار:

برای زهکشی خاک پشت دیوار به دو سری لوله‌های طولی و عرضی نیاز است. اطراف لوله‌ها باید فیلتر شن و ماسه قرار گیرد تا سوراخ لوله‌های زهکش پر نشود. لوله‌های زهکش عرضی در هر 2 تا 3 متر در طول دیوار تعبیه می‌شود. لوله‌ی زهکش طولی یک لوله‌ی مجوّف (سوراخدار) می‌باشد که در تمام دیوار ادامه دارد. این لوله در جهت طولی باید طوری نصب شود که شیب کمی جهت خروج آب داشته باشد.



شکل (9-33): زهکشی خاکریز

ج) انواع درزها در دیوار حائل:

سه نوع درز در دیوارهای حائل وجود دارد که محل آنها در شکل (9-34) آمده است. درزهای اجرایی مربوط به حالتی است که ابعاد دیوار بزرگ بوده و بتن ریزی آن در یک مرحله امکان پذیر نیست. درزهای انبساط جهت ایجاد فضای لازم برای انبساط و انقباض در دیوارها با طول زیاد لازم است. داخل درز انبساط که عرض شکاف آن حدود 3 تا 5 سانتیمتر است با آسفالت یا یونولیت پر می شود. عرض شکاف برای درز انبساط از رابطه زیر به دست می آید:

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

که در این رابطه:

S: عرض شکاف

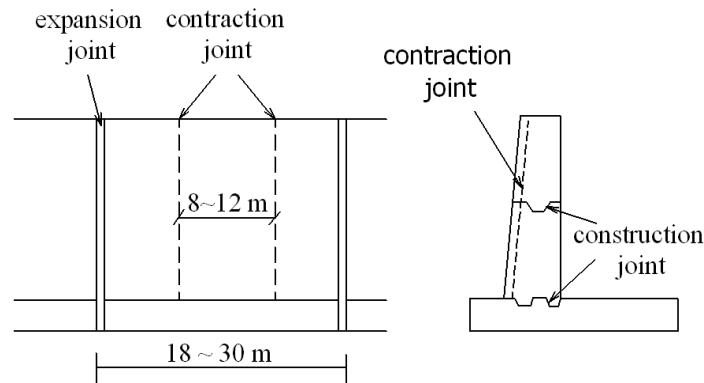
$\alpha$ : ضریب انبساط حرارتی بتن (  $0/000017/^\circ C$  )

T: حداکثر اختلاف درجه حرارت محل

L: فاصله ی درزهای انبساط از یکدیگر

می باشد.

درز انقباض (Contraction Joint) شیارهایی در سطح نمای دیوار است که تعبیه ی آنها باعث می شود ترک های انقباضی ناشی از آبرفتگی و کاهش حجم در سطح بتن ظاهر نگردد.



شکل (9-34): انواع درزهای موجود در دیوارهای حائل

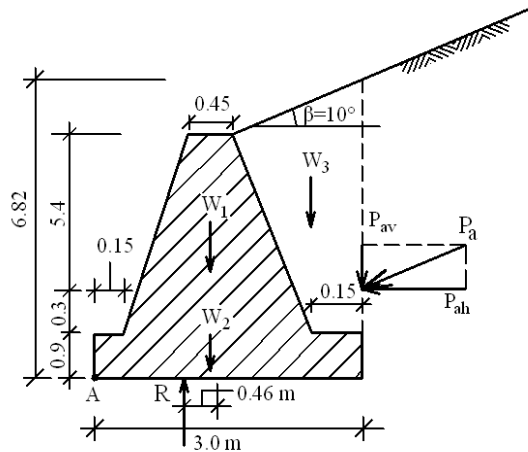
مثال (3-9): مطلوب است طرح یک دیوار حائل ثقلی با مشخصات زیر:

$$q_a = 25 \text{ ton/m}^2$$

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

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

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



شکل (35-9): مشخصات دیوار ثقلی مثال (3-9)

حل:

با توجه به مشخص بودن ابعاد دیوار از مرحله‌ی (2) یعنی تعیین نیروهای وارد بر دیوار شروع می‌کنیم. از رابطه‌ی رانکین استفاده کرده و فشار جانبی خاک را بر روی سطح قائم فرضی که از پاشنه‌ی دیوار می‌گذرد حساب می‌کنیم.

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

$$H = 0.9 + 0.3 + 5.4 + (1.275 \tan 10^\circ) = 6.82 \text{ m}$$

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

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

این نیرو به موازات شیب زمین تأثیر می‌کند پس:

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

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

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

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

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

حال باید مرحله‌ی سوم یا کنترل پایداری دیوار انجام شود.

الف) کنترل ظرفیت باربری خاک

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

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

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

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

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

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

(ب) کنترل لغزش

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

در محاسبه‌ی  $P_p$  از مشخصات خاک زیر پی استفاده می‌شود.

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

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

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

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

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

(ج) کنترل واژگونی

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

لنگرها حول نقطه A در جلوی پنجه محاسبه می‌شوند.

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

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

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

مرحله‌ی چهارم طرح سازه‌ای دیوار است.

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \times 1.7 \times (5.7 + 0.22)^2 \times 0.32 = 9.56 \text{ ton}$$

$$\longrightarrow P_{ah} = 9.56 \cos 10^\circ = 9.42$$

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

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



$$\sigma = \frac{M.c}{I} = \frac{21.13 \times 1.35}{\frac{1(2.7)^3}{12}} = 17.4 \frac{T}{m^2} = \pm 1.74 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma < 70 \frac{kg}{cm^2} & \text{تنش مجاز فشاری بتن غیر مسلح} \rightarrow O.K. \\ \sigma < 7 \frac{kg}{cm^2} & \text{تنش مجاز کششی بتن غیر مسلح} \rightarrow O.K. \end{cases}$$

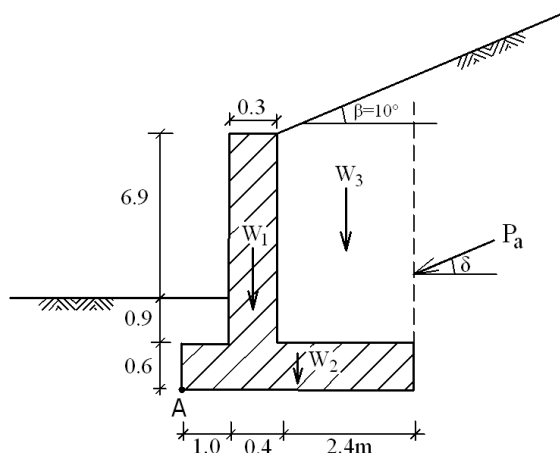
این مقدار تنش فشاری یا کششی کاملاً به وسیله‌ی بتن غیرمسلح قابل تحمل است و دیوار حائل وزنی نیاز به فولادگذاری ندارد.

**مثال (9-4):** مطلوب است طرح یک دیوار طره‌ای با مشخصات ذیل:

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

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

$f'_c = 21 MPa$  ,  $f_y = 350 MPa$



شکل (9-36): مشخصات دیوار طره‌ای مثال (9-4)

وزن مخصوص بتن مسلح  $2/5 T/m^3$  می‌باشد. دیوار را برای زلزله‌ای با ضریب زلزله 0/1 کنترل کنید.

حل:

با توجه به مشخص بودن ابعاد دیوار از مرحله‌ی (2) یعنی تعیین نیروهای وارد بر دیوار شروع می‌کنیم. چون ارتفاع خاکریز زیاد است برای آن که طرح اقتصادی‌تر شود می‌توان از تئوری کولمب استفاده کرد. فشار جانبی خاک را بر روی سطح قائم فرضی که از پاشنه می‌گذرد، حساب می‌کنیم.

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

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

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

این نیرو با زاویه‌ی بین  $\beta = 10^\circ$  تا  $\beta + \delta = 34^\circ$  نسبت به افق تأثیر می‌کند، می‌توانیم این زاویه را همان  $34^\circ$  (یعنی اصطکاک سطوح خاک با خاک) در نظر بگیریم ولی زوایای کمتر در جهت اطمینان است. اگر این زاویه را  $20^\circ$  فرض

کنیم، خواهیم داشت (در صورت استفاده از روش رانکین باید همان  $10^\circ$  که زاویه ی شیب خاکریز می باشد را در نظر گرفت).

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

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

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

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

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

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

نقطه اثر این نیرو 0/6 ارتفاع دیوار است

مرحله ی سوم کنترل پایداری دیوار است. در این مرحله باید 3 کنترل انجام گیرد.

الف) کنترل ظرفیت باربری خاک

محل برآیند نیروها در زیر پی و نقطه اثر آنرا تعیین می کنیم.

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

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

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

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

تنش در زیر پی را در حالت وقوع زلزله نیز کنترل می کنیم. باید توجه داشت که در این حالت می توان  $q_a$  را در 1/33 ضرب نمود.

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

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

$$\sigma = \frac{R}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{54.94}{3.8} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.57}{3.8} \right) \longrightarrow \begin{cases} q_{\max} = 27.47 < 1.33q_a \longrightarrow \text{O.K.} \\ q_{\min} = 1.4 > 0.0 \longrightarrow \text{O.K.} \end{cases}$$

ب) کنترل لغزش

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

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

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

در حالت وقوع زلزله نیز خواهیم داشت:

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

اگر احتمال برداشتن خاک جلوی دیوار وجود داشته باشد، در آنصورت فشار غیرفعال نباید در محاسبات در نظر گرفته شود مگر آنکه در پاشنه دیوار زایده تعبیه گردد.

ج) کنترل واژگونی

لنگرها حول نقطه A در جلوی پنجه محاسبه می‌شوند.

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

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

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

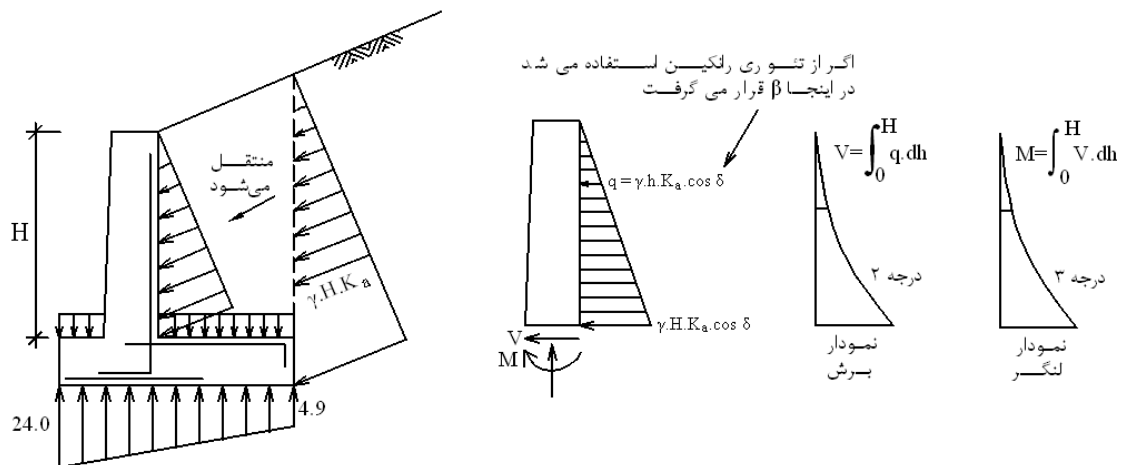
در حالت وقوع زلزله نیز داریم:

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

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

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

با توجه به موارد فوق نتیجه می‌گیریم که ابعاد دیوار مناسب طرح شده است. مرحله‌ی چهارم طرح سازه‌ای دیوار است:



شکل (9-37): طرح سازه‌ای دیوار طره

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

$$V = (1.84 \times 7.8 \times 0.287 \times \cos 20^\circ) \times \frac{7.8}{2} = 15.1 \text{ ton}$$

ضریب افزایش بار برای فشار جانبی خاک در آیین نامه ی ACI 318-14 برابر 1.6 می باشد؛ بنابراین داریم:

$$V_u = 1.6 \times 15.1 = 24.16 \text{ ton}$$

تنش مجاز برش معمولی به شکل زیر بدست می‌آید:

$$v_a = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{21} = 0.584 \text{ MPa}$$

عرض دیوار 0.3 متر داده شده است بنابراین داریم:

$$d = 30 - 7.5 - \frac{\phi}{2} \xrightarrow{\text{assume } \phi 25 \text{ is used}} d \approx 20 \text{ cm}$$

چون میلگرد های دیوار در مجاورت خاک می باشند کاور 7.5 سانتی متری باید در نظر گرفته شود.

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{24.16 \times 10^3}{100 \times 20} = 12.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_a = 5.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \longrightarrow N.G$$

چون ضخامت دیوار پاسخگوی برش نمی باشد باید افزایش داده شود. از آنجا که وزن دیوار اندکی افزایش یافته است لذا ضریب اطمینان در مقابل لغزش و واژگونی افزایش می یابد ولی تنش در زیر پی کمی بیشتر می شود که می توان از اضافه تنش احتمالی صرف نظر کرد.

Take  $d = 50 \text{ cm}$

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{24.16 \times 10^3}{100 \times 50} = 4.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_a = 5.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \longrightarrow O.K$$

در نتیجه ضخامت دیوار باید برابر 0.6 متر باشد.

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

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

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

$$M_u = 1.6 \times 39.25 = 62.8 \text{ T.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{350}{17.85} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{62.8 \times 10^7 \text{ N.mm}}{0.9 \times 1000 \times 500^2} = 2.791 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\} = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 2.791}{350}} \right) = 0.0087$$

برای طراحی دقیق تر و رعایت جزئیات بیشتر راجع به محدودیت های درصد میلگرد مجاز و حداقل، در دیوار ها خواننده می تواند به بخش 11 آیین نامه ACI 318-14 و جداول 11.5.4.6 و 11.6.1 مراجعه کند.  
طبق توضیحات فصل ششم داریم:

$$\rho_{0.005} = 0.85 \times \beta \times \frac{3}{8} \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.0162$$

درصد آرماتور بدست آماده از درصد آرماتور معادل با کرنش 0.005 در دور ترین تار کششی کمتر بوده و لذا دیوار شکل پذیری خوبی خواهد داشت و مقدار ضریب کاهش مقاومت نیز 0.9 می باشد بنابراین داریم:

$$A_s \left( \frac{\text{mm}^2}{m} \right) = \rho \cdot b \cdot d = 0.0087 \times 1000 \times 500 = 4350 \frac{\text{mm}^2}{m} \xrightarrow{\text{جدول 6-3}} \text{use } \Phi 25 @ 100 \text{ mm}$$

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

محاسبات مربوط به طراحی پاشنه دیوار:

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

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

$$d = 60 - 7.5 - \frac{\phi}{2} \xrightarrow{\text{assume } \phi 25 \text{ is used}} d \approx 50 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow v = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12.7 \times 1.6 \times 10^3}{100 \times 50} = 4.06 \frac{kg}{cm^2} < v_a = 6.73 \longrightarrow O.K.$$

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

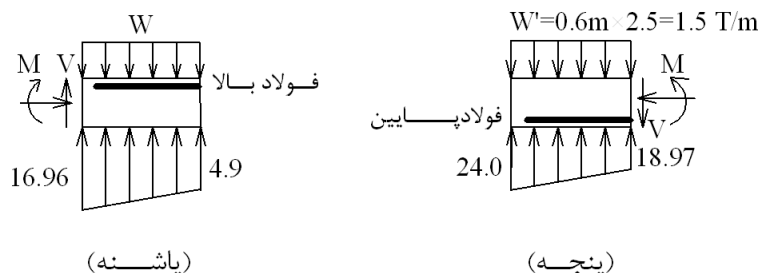
$$M_u = 21.08 \times 1.6 = 33.73 T.m$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{350}{17.85} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{33.73 \times 10^7 N.mm}{0.9 \times 1000 \times 500^2} = 1.5 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right\} = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 1.5}{350}} \right) = 0.0045$$

$$A_s \left( \frac{mm^2}{m} \right) = \rho \cdot b \cdot d = 0.0045 \times 1000 \times 500 = 2250 \frac{mm^2}{m} \xrightarrow{\text{جدول 6-3}} use \Phi 25 @ 200 mm$$



شکل (9-38): طراحی فولاد در پنجه و پاشنه دیوار

فولاد پنجه دیوار نیز برای بارهای نشان داده شده در شکل (9-38) طراحی می‌شود. طول مهاریه فولادها نیز باید کنترل شوند.

### ترک‌های کششی در پشت دیوار حائل:

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

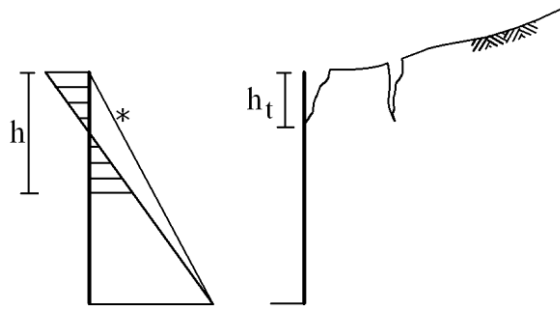
$$p_a = \gamma \cdot h \cdot k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

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

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

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

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



شکل (9-39): ترک‌های کششی در خاکریز پشت دیوار

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

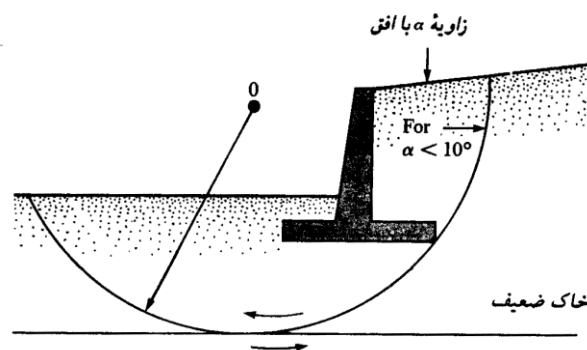
$$\longrightarrow h_t = \frac{2C}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

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

$$h = \frac{4C}{\gamma\sqrt{k_a} \times \frac{F.S.}{2.67 \sim 3.00}}$$

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

**نکته:** در صورتی که در فاصله‌ی کمیدر زیر پی دیوار (مثلاً در عمق  $1/5H$  تا  $2H$ ) لایه‌ی خاک سستی وجود داشته باشد (نظیر رس نرم، لای یا پیت) احتمال گسیختگی کلی دیوار همراه با خاکریز آن وجود دارد.



شکل (9-40): مکانیزم گسیختگی کلی دیوار حائل

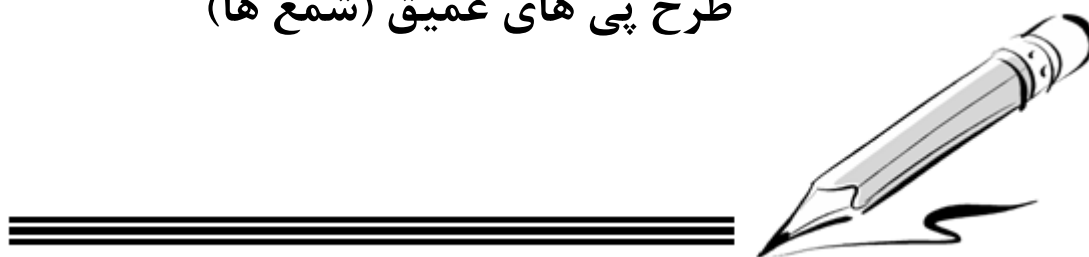
بررسی این مسأله با در نظر گرفتن مرکز دوران و شعاع دلخواهی که از نوک پاشنه و لایه‌ی خاک سست عبور کند انجام می‌شود. روش تحلیل، مشابه مسأله‌ی پایداری شیب‌ها در مکانیک خاک است که از روش‌های نواری فلینوس یا بیشاب قابل تحلیل می‌باشد (وزن دیوار به صورت سر‌بار به وزن یک یا دو نوار خاک زیر آن اضافه می‌شود). ضریب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

مراجع برای مطالعه بیشتر:

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

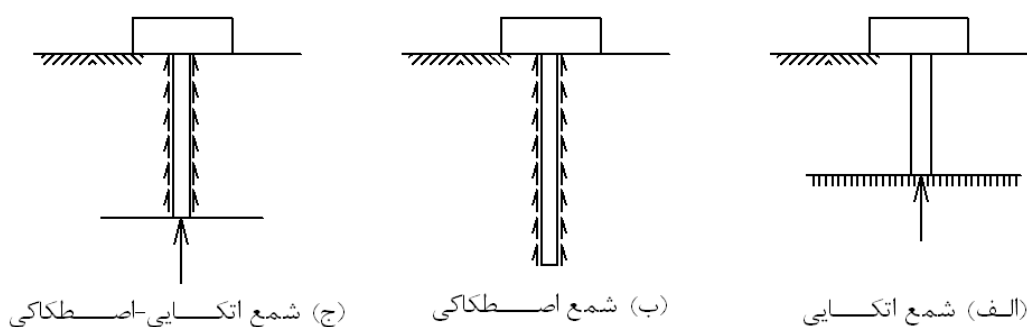
## فصل دهم

### طرح پی های عمیق (شمع ها)



#### مقدمه:

شمع ها اعضای سازه ای از جنس چوب، بتن، فولاد یا ترکیبی از آنها هستند که اساساً جهت انتقال دادن بارها از سطح زمین به لایه های عمیق خاک بکار می روند.



شکل (10-1): مکانیزم های انتقال بار در شمع ها

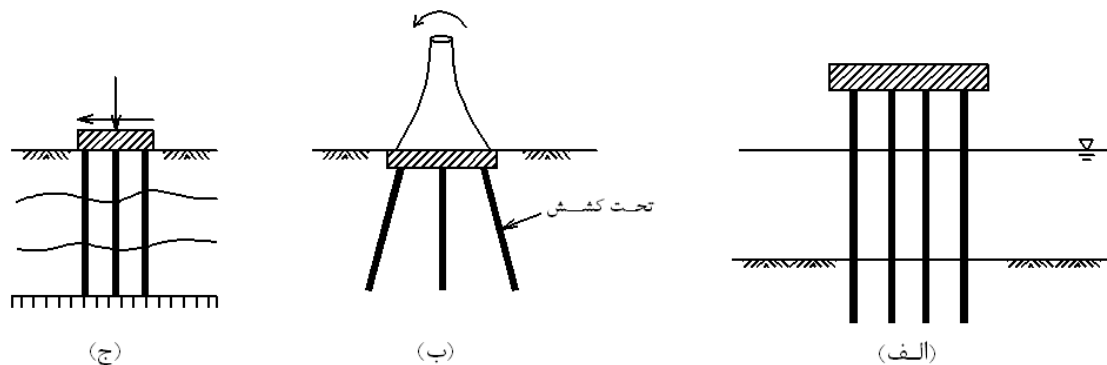
انتقال بار به خاک یا از طریق اعمال مستقیم بار از نوک شمع به لایه باربر در عمق زمین صورت می گیرد که در این صورت شمع را ته باربر (End Bearing) یا اتکایی می نامند (شکل 10-1 الف)) و یا از طریق تنش های اصطکاکی در جداره یا پوسته ی جانبی شمع انجام می شود که در این صورت شمع را اصطکاکی (Friction Bearing) می گویند (شکل 10-1 ب)). در عمل اگر شمع در عمق نسبتاً کمبیه لایه ی سخت یا باربری برسد چون تغییر مکان شمع در خاک ناچیز است لذا تنش های برشی (اصطکاکی) قابل توجهی در جداره شمع ایجاد نمی شود و می توان از اصطکاک جانبی صرف نظر نمود و شمع را اتکایی در نظر گرفت. اگر عمق لایه ی سخت خیلی زیاد باشد به طوری که اصولاً متکی کردن شمع به لایه باربر ممکن و یا اقتصادی نباشد در آن صورت انتقال بار از طریق ته شمع ناچیز بوده و شمع با



کمیفرو رفتن در خاک و ایجاد تنش های اصطکاکی بار وارده را تحمل می نماید. شمع در اینحالت اصطکاکی عمل می نماید. در شمع های نسبتاً بلند که انتهای آنها بر روی لایه سختی متکی می شود هر دو سازوکار فوق در باربری شمع مؤثر هستند (شکل (10-1-ج)).

### موارد کاربرد شمع ها:

- شمع ها کاربردهای زیادی دارند که مهمترین آنها را می توان به صورت زیر نام برد:
1. انتقال بار روسازه به لایه های تحتانی خاک (بار می تواند قائم یا افقی و یا مورب باشد).
  2. تحمل بارهای کششی یا واژگونی که به پی سطحی وارد می شود.
  3. برای کاهش نشست پی هنگامیکه پی های سطحی روی لایه های خاک نرم قرار دارند.
  4. قرار گرفتن در زیر پی یا کوله ی پل ها خصوصاً زمانی که خطر آب شستگی خاک های اطراف پی توسط جریان آب وجود دارد.
  5. در سازه های دریایی مثل اسکله ها و سکوهای دور از ساحل جهت انتقال بار از بالای سطح آب به خاک بستر دریا.
  6. برای ایجاد ارتعاش و متراکم کردن خاک های دانه ای در بهسازی زمین. این نوع شمع ها را در پایان کار از زمین بیرون می کشند.



شکل (10-2): برخی از انواع کاربرد پی عمیق (شمع ها)

الف) کاربرد شمع در سازه های دریایی

ب) کاربرد شمع به عنوان عضو تحت کشش

ج) کاربرد شمع در انتقال بار به لایه های تحت الارضی

### انواع شمع ها از نظر روش ساخت:

شمع ها به طور کلی به دو روش ساخته می شوند:

1. **کوبشی:** در این روش شمع های آماده شده چوبی، فلزی یا بتن آرمه با چکش های مخصوص (شمع کوب) با ضربات متوالی که بر سر شمع وارد می شود در خاک کوبیده می شوند. برای جلوگیری از خرد شدن سر شمع در اثر ضربات شمع کوب کلاهک های فلزی در سر شمع تعبیه می نمایند. سر و صدا و ارتعاش در شمع کوبی زیاد است لذا برای محیط های شهری مناسب نیست. گاهی برای حل این مشکل از شمع کوب های لرزشی استفاده می کنند که سرو صدای آن کمتر از شمع کوب های معمولی است. شمع کوب های لرزشی در خاک های دانه ای کاربرد خوبی دارند.

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

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

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

لازم به ذکر است که شمع هیچگاه به تنهایی بکار نمی‌رود. آیین نامه‌ها حداقل تعداد شمع در یک "گروه شمع" را 2 و یا 3 شمع عنوان کرده اند.

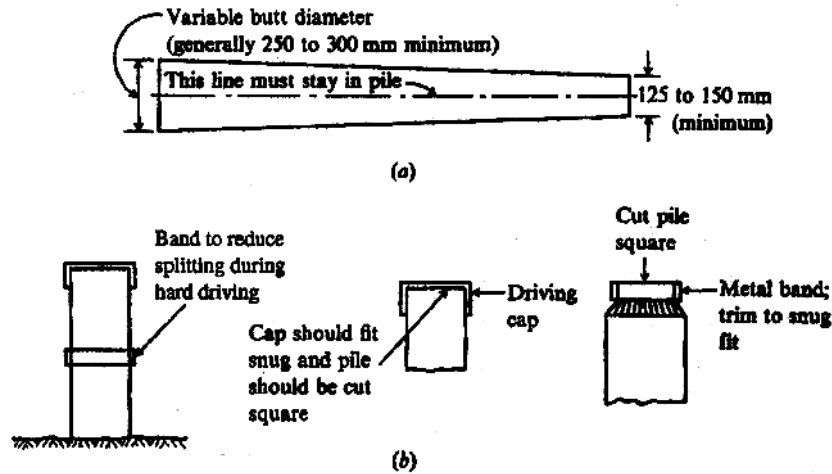
جدول (1-10): جدول مقایسه شمع‌ها

نوع شمع					
بتن در لوله فولادی کوبیده شده	بتن مسلح درجا	بتن مسلح پیش ساخته	فولادی	چوبی	
نامحدود	36	30 (پیش تنیده=60)	نامحدود	35	حداکثر طول (m)
12-36	8-12	12-15 (18-30)	12-50	9-20	طول معمول (m)
200-900	300-500	300-600	-	300-500	قطر معمول (mm)
ACI	ACI	ACI	ASTM-A36	ASTM-D25	آیین نامه مصالح
1800	1300	900 (8500)	سطح مقطع*تنش مجاز	270	حداکثر بار (kN)
700-1100	350-900	350 (3500)	350-1050	130-225	بار معمول (kN)
✓ گران ✓ دست خوردگی خاک با لوله ته بسته	✓ کیفیت بتن چندان خوب نیست	✓ حمل و نقل مشکل ✓ وصله مشکل ✓ دست خوردگی زیاد خاک	✓ آسیب پذیر در مقابل خوردگی ✓ آسیب پذیر در برخورد با سنگ	✓ وصله مشکل ✓ آسیب پذیر در زمین‌های سفت ✓ آسیب پذیر در برابر شرایط محیطی	معایب
✓ سهولت وصله کردن ✓ ظرفیت زیاد ✓ قابل کنترل در حین نصب	✓ نسبتاً ارزان ✓ مناسب در هر دو حالت اتکایی و اصطکاکی	✓ مقاوم در برابر عوامل خورنده ✓ قابل کوبیدن در زمین‌های سخت	✓ سهولت در وصله کردن ✓ ظرفیت زیاد ✓ دست خوردگی کم	✓ نسبتاً ارزان ✓ بادوام در زیر سطح آب ✓ مناسب در خاک‌های دانه‌ای	مزایا

انواع شمع ها به لحاظ نوع مصالح:

1. شمع های چوبی:

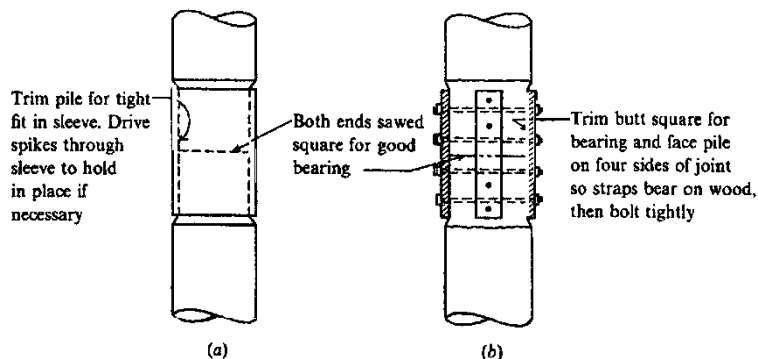
این شمع ها معمولاً از تنه ی درختان صاف که شاخه های آنها به دقت هرس شده ساخته می شوند. شمع های چوبی معمولاً از سر باریک تر در داخل زمین کوبیده می شوند. برای جلوگیری از خرابی نوک شمع در برخورد با قلوه سنگ یا زمین سخت یک کفشک فلزی در نوک شمع قرار می دهند.



شکل (10-3): شماتیکی از یک شمع چوبی

مشخصات لازم برای شمع های چوبی در ASTM D25 آمده است. اگر شمع چوبی به طور دائم زیر سطح سفره آب قرار گیرد عمر آن زیاد است ولی اگر همین شمع در معرض خیس شدن و خشک شدن پیاپی قرار گیرد عمر آن شدیداً کاهش خواهد یافت. قسمتی از شمع های چوبی که در خارج از خاک قرار می گیرند در معرض فساد و پوسیدگی ناشی از حمله ی حشرات چوب خوار (borers) مانند موربانه می باشند. برای جلوگیری از کاهش عمر شمع های چوبی آنها را به طرق صنعتی عمل آوری می کنند. شمع های چوبی را در روغن های خاص قرار داده و حرارت می دهند و جدار شمع ها را با مشتقات نفتی نفوذ ناپذیر می کنند.

لازم به ذکر است در صورتی که زمین سفت یا قلوه سنگی باشد امکان شکستن شمع های چوبی در حین شمع کوبی وجود دارد. بهتر است شمع های چوبی یک پارچه باشند و باید از وصله کردن آنها حتی المقدور خودداری نمود ولی در صورت لزوم می توان آنها را مطابق شکل (10-4) وصله کرد.



شکل (10-4): نحوه ی وصله کردن شمع های چوبی (Bowles 1998)

(a) وصله با ورق فلزی، (b) وصله با تسمه های فلزی

حداکثر باری که شمع چوبی به لحاظ مصالح می تواند تحمل نماید عبارت است از:

$$P_a = A_p \cdot f_a$$

که در این رابطه:

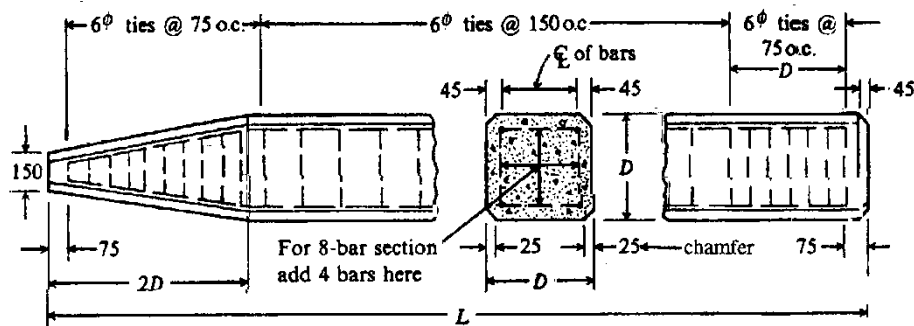
$A_p$ : سطح مقطع شمع

$f_a$ : تنش مجاز فشاری چوب بر طبق آئین نامه

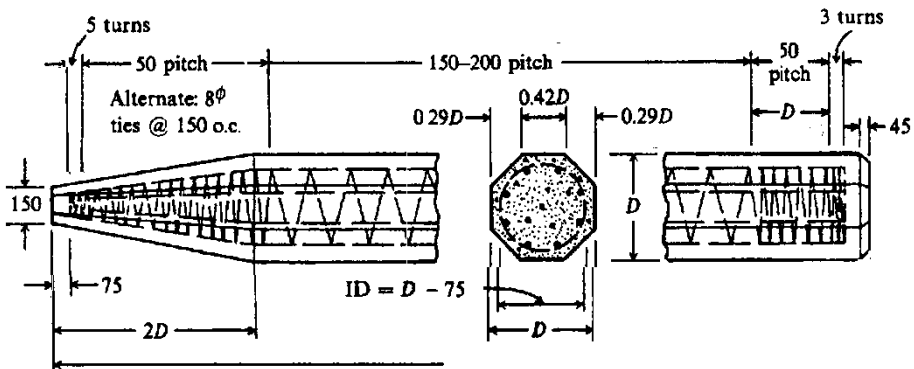
می باشد.

## 2. شمع های بتنی:

الف) پیش ساخته: این شمع ها ابتدا در کارگاه ساخته شده و سپس به محل شمع کوبی حمل می شوند. برای ساخت شمع به تعداد زیاد لازم است از قالب های فلزی استفاده شود. شمع ها پس از بتن ریزی در قالب باید به مدت کافی در استخر آب به صورت غرقاب باقی بمانند. مقطع تیپ شمع های بتنی در شکل (5-10) نشان داده شده است.



Square piles



شکل (5-10): شمع های بتنی پیش ساخته

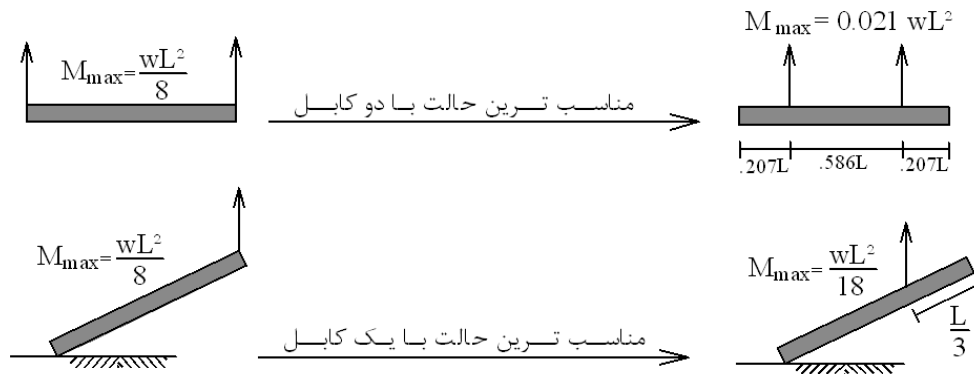
شمع های بتنی پیش ساخته را می توان به صورت پیش تنیده ساخت. گاهی شمع های بتنی با مقاطع مجوف (سوراخ دار در وسط) نیز به کار می روند.

فولادهای اصلی در شمع های بتنی بر اساس معیارهای زیر طراحی می شوند:

- حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در شمع در حین حمل و نقل
- حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در شمع در حین کوبش
- حداکثر بار محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در اثر اعمال بارهای سازه
- حداقل فولاد توصیه شده توسط آئین نامه

لازم است که بیشترین درصد فولاد که بر اساس معیارهای مذکور به دست می آید در شمع به کار برده شود.

نکته‌ی مهم در مورد شمع‌های بتنی آن است که در حالت سرویس این شمع‌ها غالباً تحت اثر نیروی محوری قرار دارند. در این حالت حداکثر لنگر خمشی در این شمع‌ها معمولاً هنگام بلندکردن و حمل و نقل شمع در آنها ایجاد می‌شود، لذا فولادهای اصلی باید با توجه به این لنگر کنترل شوند. برای کاهش لنگر حمل و نقل، محل‌هایی را در روی شمع علامت‌گذاری کرده و شمع‌ها را منحصراً از این نقاط بلند می‌کنند.



شکل (10-6): مناسب‌ترین حالت بلندکردن شمع‌های بتنی

شمع‌های بتنی باید دارای عمر زیادی باشند لذا باید اثرات زیان‌آور خاک‌های سولفاته، آب‌های زیرزمینی شور، تر و خشک شدن پی‌ایی (مثلاً در سازه‌های دریایی) و یخ‌زدن و آب‌شدن مداوم را در آنها به حداقل ممکن کاهش داد. برای این کار آئین‌نامه‌ها توصیه‌های خاصی را معمول می‌دارند برای مثال در برخی شمع‌های بتنی عیار سیمان در بتن تا 500 کیلوگرم در مترمکعب بتن بوده و پوشش بتن روی فولاد 75 میلیمتر می‌باشد. کاهش نسبت وزنی آب به سیمان، ساخت بتن با حباب هوا و استفاده از افزودنی‌های شیمیایی خاص از دیگر تمهیداتی است که برای ساخت شمع‌های بتنی به کار می‌رود.

ب) درجا: شمع‌های بتنی درجا به دو صورت کلی ساخته می‌شوند: با لوله جدار (casing) و بدون لوله جدار. در حالت اول یک لوله‌ی فلزی در خاک کوبیده شده و پس از خارج کردن خاک داخل لوله (با اوگر یا mandrel) بتن در لوله ریخته می‌شود. در حالت دوم چاه مستقیماً در زمین حفاری شده، شبکه‌ی فولاد در داخل چاه نصب شده و بتن در داخل چاه ریخته می‌شود. در خاک‌های دانه‌ای گاهی برای پایدار کردن جداره‌ی چاه حفر شده از گل حفاری یا بنتونیت استفاده می‌کنند؛ و بتن‌ریزی با استفاده از لوله‌ی Teremi از پایین به بالا انجام می‌شود. حداکثر بار مجازی که شمع بتنی به لحاظ مصالح می‌تواند تحمل نماید از فرمول زیر بدست می‌آید.

$$P_a = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s$$

که در این رابطه:

$A_c$ : سطح مقطع بتن در مقطع شمع

$A_s$ : سطح مقطع فولاد در مقطع شمع

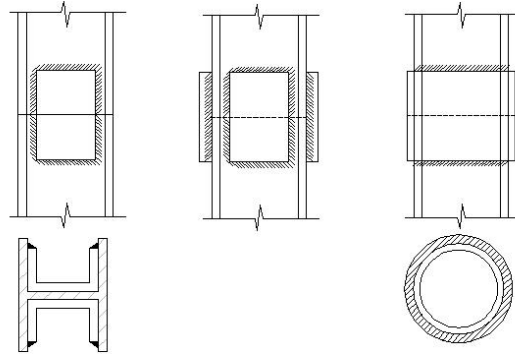
$f_c$ : تنش مجاز فشاری بتن

$f_s$ : تنش مجاز فشاری فولاد

می‌باشد.

## 3. شمع های فلزی:

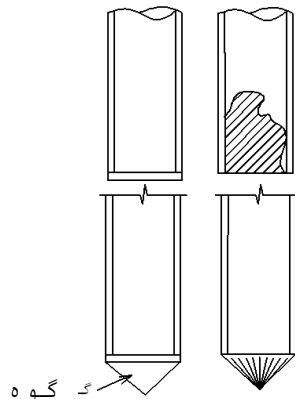
کاربرد مقاطع H، I و لوله در مورد شمع های فلزی معمول تر هستند. مقطع لوله را به دو صورت ته باز و ته بسته می توان کوبید. مقاطع فلزی H و I حداقل جابجایی و دست خوردگی در خاک را ایجاد می نماید. وصله کردن شمع های فلزی مشابه وصله کردن ستون های فلزی است.



شکل (10-7): نمونه هایی از وصله کردن شمع های فلزی

برای جلوگیری از آسیب دیدگی و نیز برای تسلیح نوک شمع در خرد کردن سنگ های کوچک هنگام فرورفتن در زمین های سخت، از کفشک های فلزی استفاده می کند. گاهی نیز در محل کارگاه نوک شمع را تقویت می کنند.

**نکته:** مقاومت شمع لوله ای ته باز در خاک های سفت و متراکم مشابه شمع لوله ای ته بسته است چرا که پس از چند متر کوبیدن، خاک وارد انتهای لوله ای ته باز شده و به علت اصطکاک جداره همان جا حبس می شود. همچنین مقاومت شمع نوک تیز با شمع تخت تفاوت زیادی ندارد زیرا در زیر شمع تخت یک گوه خاکی ایجاد می شود.



شکل (10-8): مقایسه ی کوبش شمع های لوله ای ته باز و ته بسته

حداکثر بار مجازی که شمع فلزی به لحاظ مصالح می تواند تحمل نماید از رابطه ی زیر به دست می آید:

$$P_a = A_p \cdot f_s$$

که در این رابطه:

$A_p$ : سطح مقطع مؤثر شمع فلزی

$f_s$ : تنش مجاز فولاد

می باشد.

در صورتی که شمع فلزی در معرض آب دریا یا آب های زیرزمینی شور و یا خاک های نباتی یا خورنده قرار دارد که pH آنها کمتر از 5/0 یا بالاتر از 9/0 است باید الزاماً شمع را با یک سیستم رنگ مناسب (نظیر اپوکسی) پوشانید و یا

یک غلاف محافظ بتنی در اطراف شمع قرار داد. اضافه کردن ضخامت فولاد یعنی اعمال رواداری خوردگی (corrosion allowance) و یا استفاده از سیستم حفاظت کاتدیک روش های دیگر حفاظت شمع های فولادی در مقابل خوردگی می باشد.

### تعیین ظرفیت باربری شمع به روش استاتیکی:

در این قسمت در مورد طراحی شمع ها تحت اثر نیروی محوری گفتگو می شود. فرض بر آن است که توزیع بارها به نحوی صورت می گیرد که در شمع ها فقط نیروهای فشاری یا کششی ایجاد می شود. (طراحی شمع ها تحت اثر بار جانبی و لنگر به درس مهندسی پی پیشرفته مربوط می شود).  
ظرفیت باربری نهایی شمع ها را می توان از فرمول های زیر تعیین کرد.

$$P_U = P_b + \sum P_S - W \longrightarrow P_a = \frac{P_U}{FS} = \frac{P_b}{F_b} + \frac{\sum P_S}{F_S}$$

$$T_U = \sum P_S + W \longrightarrow T_a = \frac{T_U}{FS}$$

که در روابط بالا:

- $P_U$ : ظرفیت باربری نهایی شمع در فشار
  - $T_U$ : ظرفیت باربری نهایی شمع در کشش
  - $P_a$ : ظرفیت باربری مجاز در فشار
  - $T_a$ : ظرفیت باربری مجاز در کشش
  - $P_b$ : مقاومت انتهایی (نوک) شمع
  - $P_S$ : مقاومت اصطکاکی جداره ی شمع
  - $W$ : وزن خود شمع (که معمولاً از آن صرف نظر می شود)
  - $FS$ : ضریب اطمینان کلی در طراحی شمع
  - $F_b$ : ضریب اطمینان مربوط به باربری نوک
  - $F_S$ : ضریب اطمینان مربوط به مقاومت اصطکاکی
- می باشد.

#### 1- مقاومت انتهایی (نوک) شمع:

ظرفیت باربری نوک شمع از فرمول زیر بدست می آید.

$$P_b = A_b (C_b N_c + P_d N_q)$$

در این رابطه:

- $A_b$ : سطح مقطع نوک شمع
- $C_b$ : چسبندگی خاک در انتهای شمع
- $P_d$ : فشار روبار مؤثر در تراز نوک شمع

می باشد.

ضرایب  $N_c$  و  $N_q$  را می توان از جداول Terzaghi بدست آورد ولی از آنجا که این ضرایب برای پی های سطحی پیشنهاد شده اند استفاده از آنها برای پی های عمیق محافظه کارانه است.

میرهوف پیشنهاد می کند که  $N_c$  برای شمع ها در خاک چسبنده عدد ثابت 9/0 در نظر گرفته شود مشروط بر آنکه طولی معادل 5B از شمع در داخل لایه ی خاک برابر وارد شده باشد. در مورد  $N_q$  در شمع های کوبشی نیز میرهوف

منحنی خاصی را پیشنهاد می کند\* که مقادیر بیشتری را نسبت به روابط Terzaghi بدست می دهد. ولی بررسی ها نشان داده اند شمع هایی که بر اساس منحنی پیشنهادی میرهوف طرح می شوند تحت اثر بار سرویس نشست زیادی خواهند داشت.

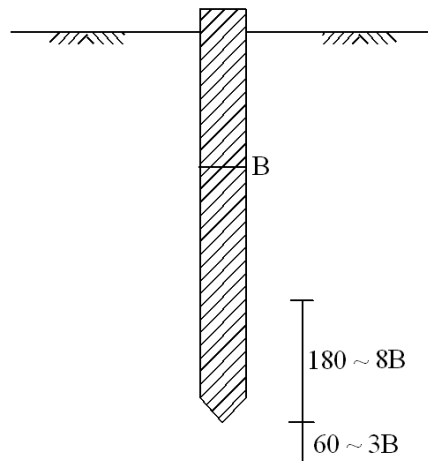
برزانتسف (Berezantsev) برای محاسبه ی  $N_q$  در شمع ها منحنی هایی\* را بر اساس  $\phi$  و نسبت  $\frac{D}{B}$  پیشنهاد کرده است.  $D$  عمق قرارگیری شمع در لایه ی انتهایی (لایه ی باربر) و  $B$  قطر شمع می باشد. نسبت  $\frac{D}{B}$  حداکثر 20 در نظر گرفته می شود.

**نکته:** بنا به پیشنهاد تاملینسون (Tomlinson) حاصل ضرب  $P_d \cdot N_q$  باید به  $\frac{10}{7} \frac{MN}{m^2}$  محدود شود.

غیر از استفاده از رابطه ی  $P_b$  بر اساس نتیجه آزمایش SPT یا CPT نیز می توان ظرفیت باربری نهایی نوک شمع را بدست آورد.

$$\text{SPT} \longrightarrow P_b = A_b (40N) \frac{L_b}{B} \leq A_b (380N)$$

$$\text{CPT} \longrightarrow P_b = A_b \cdot q_c$$



شکل (9-10): محدوده ی مؤثر در انتخاب  $N$  و  $q_c$

$N$  و  $q_c$  به ترتیب متوسط آماری عدد SPT و متوسط آماری مقاومت انتهای مخروط در ناحیه  $3B$  تا  $8B$  در شکل (9-10) هستند.  $\frac{L_b}{B}$  متوسط  $\frac{L}{B}$  در لایه های مختلف خاک در محدوده ی نوک شمع می باشد. هنگامی که شمع در خاک لایه ای کوبیده می شود.

\* این منحنی در بخش پیوست آمده است.



## 2- اصطکاک جداره شمع:

اصطکاک جداره شمع از فرمول های زیر بدست می آید.

$$P_s = \frac{1}{2} k_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s$$

در خاک دانه ای

$$P_s = \begin{cases} \alpha \cdot \overline{C_U} \cdot A_s \\ \beta \cdot \overline{q} \cdot A_s \\ \lambda \cdot (\overline{p}_o + 2\overline{C_U}) \cdot A_s \end{cases}$$

در خاک چسبنده

رابطه ی سطر اول مقاومت اصطکاک جداره ی شمع در خاک های دانه ای را نشان می دهد و رابطه های سطر دوم مقاومت اصطکاک جداره شمع در خاک های چسبنده را نشان می دهد. باید توجه داشت با توجه به غالب بودن  $\phi$  یا  $C$  در یک لایه خاک، در هر لایه ی خاک، در جهت اطمینان یکی از روابط فوق به کار برده می شود.

در رابطه ی اول برای خاک های دانه ای،  $P_d$  فشار مؤثر روباره در انتهای شمع،  $K_s$  ضریب فشار جانبی خاک،  $\delta$  زاویه ی اصطکاک بین خاک و شمع و  $A_s$  سطح جانبی شمع در تماس با خاک می باشد.  $K_s$  و  $\delta$  را از جدول (10-2) تعیین می کنند.

جدول (10-2): مقادیر  $K_s$  و  $\delta$ 

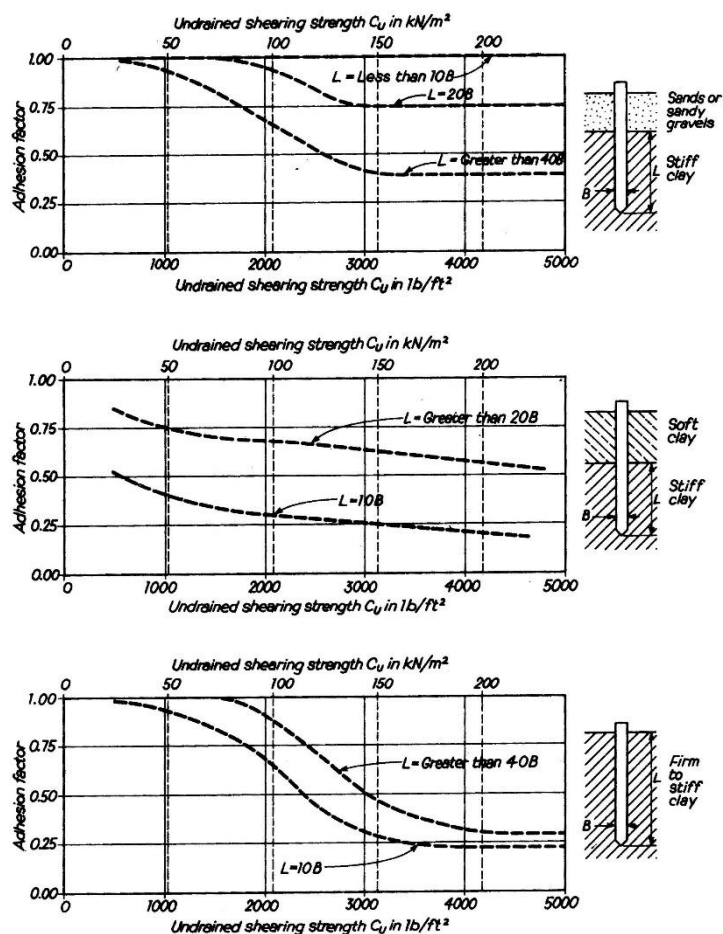
نوع شمع	$\delta$	$K_s$	
		تراکم پایین	تراکم بالا
فلزی	$20^\circ$	0.5	1.0
بتنی	$\frac{3}{4}\phi$	1.0	2.0
چوبی	$\frac{2}{3}\phi$	1.5	4.0

در شمع های بتنی در جاریز می توان  $K_s$  را معادل  $K_0$ ، یعنی ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون که از رابطه ی  $K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR}$  به دست می آید در نظر گرفت ولی در شمع های کوبشی  $K_s$  معمولاً از  $K_0$  بزرگتر است.

در محاسبه ی اصطکاک جداره ی شمع با خاک چسبنده در حال حاضر سه روش کلی وجود دارد که به روش های  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\lambda$  موسومند.

روش  $\alpha$  پیشنهاد تاملینسون (Tomlinson) می باشد. در این رابطه  $\alpha$  ضریب چسبناکی (adhesion)،  $\overline{C_U}$  چسبندگی زهکشی نشده متوسط در اطراف شمع و  $A_s$  سطح جانبی شمع در تماس با خاک می باشد. حدود صحت نتایج این روش که به وسیله ی تاملینسون گزارش شده است  $\pm 25\%$  می باشد. از روش  $\alpha$  برای محاسبه ی اصطکاک جانبی شمع در خاک های چسبنده که رفتار زهکشی نشده دارند، استفاده می شود. ضریب  $\alpha$  از نمودار (10-1) به دست می آید.

در روش  $\beta$ ،  $\overline{q}$  تنش قائم مؤثر در وسط ارتفاع شمع می باشد و ضریب  $\beta$  نیز  $\beta = K \cdot \tan \delta$  می باشد که  $K$  در آن عددی مابین  $K_0$  و حداکثر  $1/75$  می باشد و  $\delta$  نیز زاویه ی اصطکاک بین جداره ی شمع و خاک است. تفاوت روش  $\beta$  با روش های  $\alpha$  و  $\lambda$  این است که در این روش  $\overline{q}$  تنش قائم مؤثر می باشد بنابراین وضعیت خاک در حالت زهکشی شده (Drained) مورد نظر است و میزان اصطکاک جانبی در خاک های چسبنده را پس از زهکشی شدن آب منفذی اضافی نشان می دهد.



نمودار (1-10): نمودارهای تعیین ضریب  $\alpha$  (Tomlinson 1981)

**نکته:** اگر روی سطح خاک سرپار داشته باشیم رابطه  $\beta$  را می توان با در نظر گرفتن اثر سرپار  $q_s$  به شرح زیر اصلاح کرد:

$$P_s = \beta(\bar{q} + q_s) \cdot A_s$$

روش  $\lambda$  پیشنهاد Vijayvergiya و Focht می باشد. در این فرمول  $\lambda$  ضریب ورجیا و  $p_0$  تنش موثر قائم متوسط بین سطح زمین و انتها (نوک) شمع می باشد (یعنی  $p_0$  در وسط شمع محاسبه می گردد).  $C_U$  چسبندگی زهکشی نشده متوسط در اطراف شمع است. ضریب  $\lambda$  از منحنی پیشنهادی افراد فوق بر حسب عمق نفوذ شمع در خاک تعیین می شود. اگر عمق نفوذ شمع در خاک در ابتدای حل مسأله معلوم نباشد باید مسأله را با آزمون و خطا حل نمود. حدود صحت نتایج روش  $\pm 10\%$  گزارش شده است. از روش  $\lambda$  در خاک های چسبنده و اشباع در حالت زهکشی شده و زهکشی نشده استفاده می شود. روش  $\lambda$  خصوصاً در شمع های بلند کوبیده شده در خاک رس یکنواخت مناسب است. ضریب  $\lambda$  از نمودار (2-10) به دست می آید.

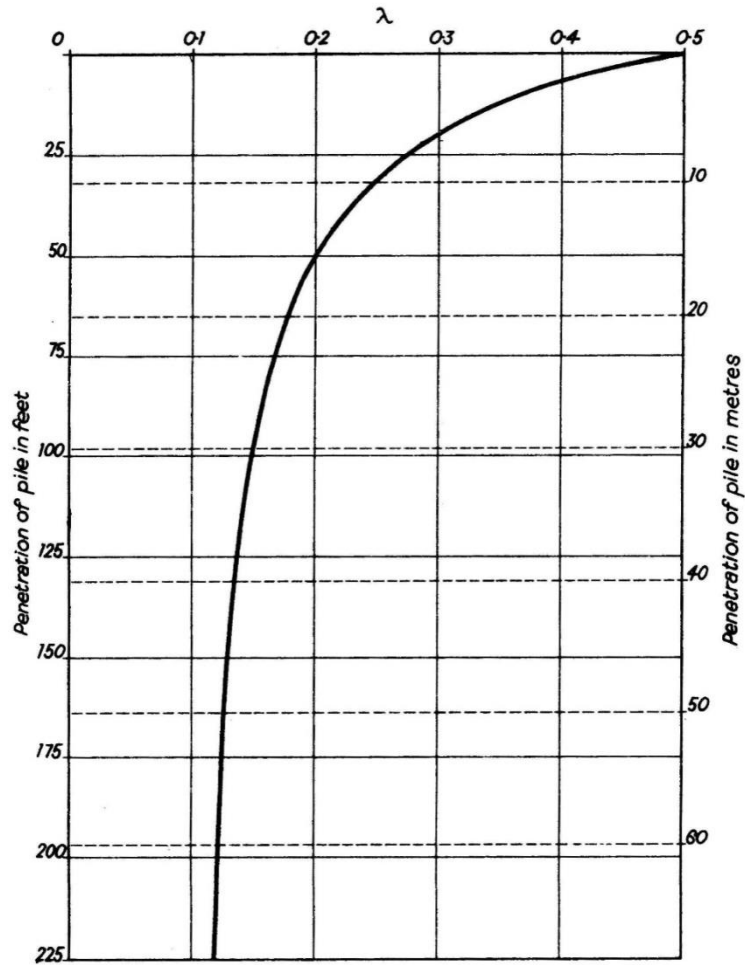
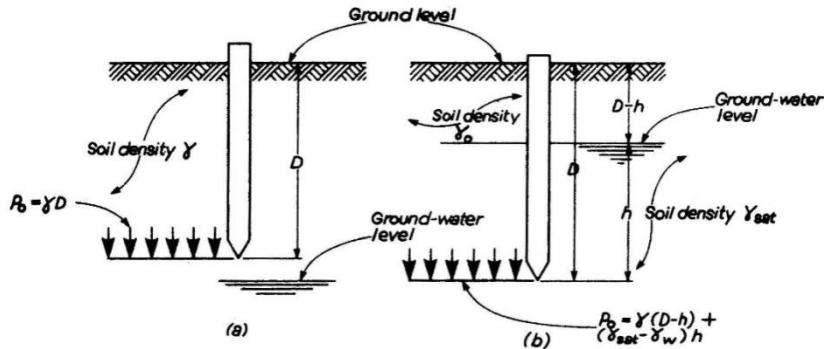


Fig. 4.10 Value of coefficient  $\lambda$  for various penetration depths (after Vijayvergiya and Focht<sup>(4.2)</sup>)



Determination of effective overburden pressure  
 (a) Ground-water level below pile toe (b) Ground-water level above pile toe

نمودار (10-2): نمودارهای تعیین ضریب  $\lambda$  (Tomlinson 1981)

نکته: در مقاطع فولادی H شکل، در فضاهای خالی بین بالهای پروفیل، خاک گیر کرده در نتیجه  $A_s$  با فرض محیط مستطیل محاط بر مقطع پروفیل محاسبه میشود.

**شمع در خاک اشباع:** شمعکوبی در خاکهای رسی نرم و حساس، معمولاً موجب کاهش چسبندگی خاک شده و ظرفیت باربری شمع‌های کوبیده شده در این نوع خاکها در ابتدا ناچیز است. به مرور زمان، چسبندگی از دست رفته بصورت ایجاد چسبناکی (adhesion) بین خاک رس و جداره شمع جبران شده و ظرفیت باربری شمع تدریجاً افزایش می‌یابد.

بارگذاری بر روی گروه شمع‌های مستقر بر خاکهای رس اشباع، بعلت کم بودن ضریب نفوذپذیری در این خاکها باعث پاسخ خاک بصورت زهکشی نشده (undrained) می‌شود. در نتیجه فشار آب منفذی در لایه رسی اشباع بالا می‌رود. بنابراین ظرفیت باربری شمع‌ها در کوتاه مدت باید براساس پارامترهای حالت زهکشی نشده خاک انجام شود. فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر پدیده تحکیم تدریجاً زائل شده و وضعیت خاک بصورت زهکشی شده (drained) در می‌آید. بنابراین ظرفیت باربری شمع‌ها در دراز مدت باید براساس پارامترهای زهکشی شده (پارامترهای تنش موثر  $\phi'$  و  $c'$ ) صورت گیرد. بعبارت دیگر هنگام طراحی شمع‌ها لازم است که باربری شمع در هر دو حالت زهکشی نشده و زهکشی شده کنترل شود.

بارگذاری بر روی گروه شمع‌های مستقر در خاکهای درشت دانه اشباع بعلت بالا بودن ضریب نفوذپذیری در این نوع خاکها موجب افزایش فشار منفذی و ایجاد شرایط undrained نمی‌شود (مگر آنکه درصد رس یا سیلت در این خاکها زیاد باشد) بهمین دلیل برای طراحی شمع‌ها در خاکهای ماسه‌ای اشباع معمولاً در نظر گرفتن حالت زهکشی شده و پارامترهای مربوط به آن کفایت می‌کند.

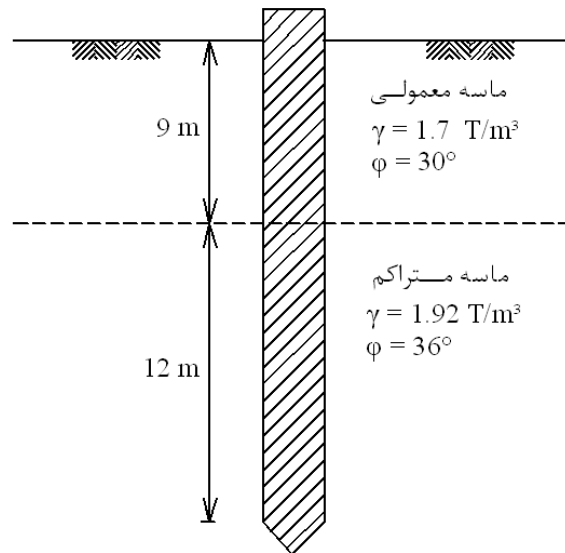
**اثر نوع ساخت شمع بر پارامترهای خاک:** در انتخاب پارامترهای مقاومتی خاک برای طراحی شمع، باید به نوع ساخت شمع (کوبشی یا درجا ریز) توجه داشت. کوبیدن شمع در خاک موجب می‌شود که خاک در محدوده 3 تا 5 برابر قطر شمع در پیرامون آن بشدت دست خورده شود بهمین دلیل استفاده از پارامترهای  $\phi$  و  $c$  خاک براساس آزمایش بر روی نمونه‌های دست نخورده در آزمایشگاه صحیح نیست. در استفاده از پارامترهای خاک در حالت دست خورده (remolded) قضاوت مهندسی می‌تواند نقش مهمی را ایفا کند. بعلت عدم اطمینانی که بر روی پارامترهای مقاومتی خاک در شمع‌های کوبشی وجود دارد در عمل غالباً از آزمایش بارگذاری بر روی شمع‌ها استفاده می‌شود تا ظرفیت باربری واقعی شمع‌ها در سایت بر روی چند شمع آزمایشی اندازه‌گیری شود. در صورتی که شمع بصورت درجاریز و در سوراخ حفاری شده ساخته می‌شود در صورتی که بتن مستقیماً با خاک اطراف سوراخ در تماس است می‌توان از پارامترهای دست نخورده خاک استفاده کرد. در صورتی که در حفاری سوراخ چاه برای حفظ پایداری جداره چاه از گل حفاری (بنتونیت) استفاده شود احتمال دارد که وجود گل حفاری در دیواره چاه موجب کاهش تنشهای اصطکاکی بین شمع و خاک دیواره چاه گردد. در صورتی که از لوله جدار (casing) برای پایداری سوراخ چاه در حین حفاری استفاده شود و هنگام بتن‌ریزی در چاه، لوله جدار تدریجاً بیرون کشیده شود تنشهای اصطکاکی بین شمع و خاک پیرامون چاه کاهش نمی‌یابد.

**نکته 1:** در شمع‌های نسبتاً بلند که بر روی لایه مقاومتی اتکا کرده‌اند و مقاومت انتهایی  $p_b$  و مقاومت اصطکاکی  $p_s$  هر دو در تعیین باربری آنها در نظر گرفته می‌شوند باید بخاطر داشت که حداکثر  $p_b$  و حداکثر  $p_s$  الزاماً توأمأ ایجاد نمی‌شوند. برای ایجاد حداکثر اصطکاک جانبی شمع باید شمع در اثر بار وارده 5 تا 10 میلیمتر در خاک جابجا شود. این جابجایی که برای بسیج شدن تنشهای اصطکاکی در جداره شمع لازم است مستقل از قطر شمع و عمق فرورفتگی شمع در خاک است. لازم به ذکر است که اصطکاک جانبی به محیط مقطع (سطح جانبی شمع) بستگی دارد.

در شمعهایی که بر لایه سختی استقرار ندارند، برای ایجاد مقاومت انتهایی حداکثر  $(p_b)$ ، لازم است شمع به اندازه B/10 تغییر مکان داشته باشد. بهمین دلیل در این شمعها تحت بارهای سرویس، اصطکاک جانبی نقش اصلی را در باربری شمع ایفا می‌کند.

**نکته 2:** در شمع های کوبشی به علت دستخوردگی زیاد خاک، از تاثیر طولی از شمع به اندازه 14B از انتهای آن در محاسبه باربری شمع صرف نظر میشود.

**مثال (10-1):** شمعی به قطر 40 سانتیمتر از جنس بتن آرمه در یک خاک دو لایه مطابق شکل کوبیده شده است. حداکثر بار مجازی که با ضریب اطمینان 3 می توان به شمع وارد کرد چقدر است؟



شکل (10-10): مشخصات خاک و شمع در مثال (10-1)

حل:

$$P_U = P_b + P_s - W$$

$$P_b = A_b (C_b N_c + P_d N_q)$$

$$\phi = 36^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_q = 49 & \text{Terzaghi} \\ N_q = 280 & \text{Meyerhof} \\ N_q = 55 \left( \frac{D}{B} = \frac{12}{0.4} = 30 \right) & \text{Brezantsev} \end{cases}$$

$$P_b = \frac{\pi(0.4)^2}{4} [0 + (9 \times 1.7 + 12 \times 1.92) 55] = 265 \text{ ton}$$

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot k_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{3}{4} \phi \\ K_s = \begin{cases} 1.0 & \text{لایه فوقانی} \\ 2.0 & \text{لایه تحتانی} \end{cases} \end{cases}$$

$$P_s = \frac{1}{2} \times 1.0 \times (9 \times 1.7) \times \tan(3/4 \times 30^\circ) \times (0.4 \times \pi \times 9) \\ + (9 \times 1.7 + 1/2 \times 12 \times 1.92) \times 2.0 \times \tan(3/4 \times 36^\circ) \times (0.4 \times \pi \times 12) \\ = 448 \text{ ton}$$

$$P_U = 265 + 448 = 713$$

$$P_a = \frac{713}{3} = 238 \text{ ton}$$

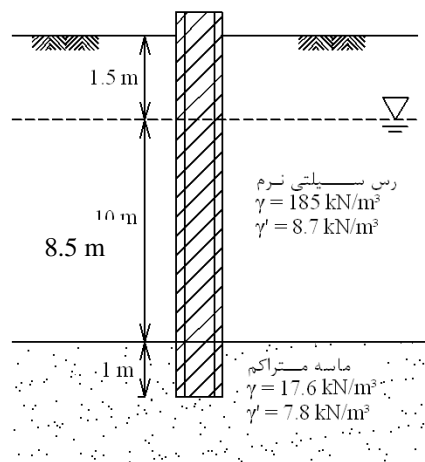
این بار باید از حداکثر باری که شمع بتنی به لحاظ مصالح می تواند تحمل نماید کمتر باشد. اگر فرض کنیم که  $2/2$  سطح مقطع شمع فولادگذاری می شود، مقدار این بار خواهد بود:

$$\begin{cases} f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s = 0.6 \times 3500 \end{cases} \text{ تنشهای مجاز بتن و فولاد}$$

$$P_a = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s = \frac{0.98 \times \pi(0.4)^2}{4} \times 90 + 0.02 \times \frac{\pi(0.4)^2}{4} \times 2100/10^3 = 166.7 \text{ ton}$$

بنابراین حداکثر بار مجاز این شمع  $166/7$  تن می باشد. در چنین شرایطی که بار مجاز شمع به لحاظ مصالح از  $P_a$  کمتر می شود باید درصد فولاد در مقطع شمع را بیشتر کرد یا از بتن مرغوب تری استفاده نمود و یا قطر شمع را افزایش داد.

**مثال (10-2):** یک شمع فلزی IPB350 به طول 11 متر در زمین کوبیده شده است. 10 متر از طول شمع در داخل رس سیلتی نرم و یک متر از آن در داخل یک لایه ماسه متراکم فرو رفته است. سفره ی آب زیر زمینی به فاصله ی  $1/5$  متری از سطح زمین قرار دارد. آزمایشات صحرایی نشان داده اند که عدد SPT در لایه ی رسی بین 3 تا 10 و در لایه ی ماسه متراکم بین 40 تا 60 بوده است. ظرفیت باربری نهایی شمع را تعیین کنید.



شکل (10-11): مشخصات خاک برای مثال (10-2)

حل:

الف) مقاومت انتهایی شمع

$$P_b = A_b (C_b N_c + P_d N_q)$$

با فرض اینکه خاک بین بال های تیر آهن را پر می کند، می توان نوشت:

$$A_b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

با استفاده از نمودار برزانتسف (Brezantsev) نیز می توان نوشت:

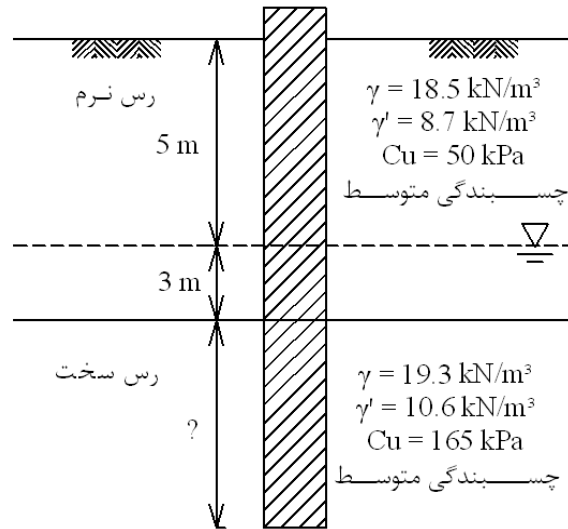
$$N = 40 \sim 60 \longrightarrow \phi \approx 40^\circ \xrightarrow{\frac{D}{B} = \frac{1}{0.36} = 3} N_q = 180$$

$$P_b = 0.1225 [0 + (1.5 \times 18.5 + 8.5 \times 8.7 + 1 \times 7.8) \times 180]$$

$$P_b = 2414 \text{ kN}$$

با توجه به کوتاه بودن طول شمع و وجود رس نرم که چسبندگی زیادی ندارد بهتر است از اصطکاک جانبی شمع صرف نظر شود (اصولاً به کار بردن شمع های پروفیل فلزی به صورت صرفاً اصطکاکی توصیه نمی شود).

**مثال (3-10):** طول لازم برای شمع به قطر 500 میلیمتر را برای تحمل بار مجاز  $P_a = 300 \text{ kN}$  با ضریب اطمینان 4 در وضعیت خاک مطابق شکل (12-10) بدست آورید.



شکل (12-10): مشخصات لایه های خاک در مثال (3-10)

حل:

$$P_U = P_a \times F.S. = 300 \times 4 = 1200 \text{ kN}$$

چون طول شمع معلوم نیست پس باید از آزمون و خطا استفاده شود.

$$\text{حدس اول: } L = 12.00 \text{ m}$$

$$P_U = P_b + P_s$$

$$P_b = A_b (C_b N_c + P_d N_q)$$

$$\phi = 0^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_c = 9.0 \\ N_q = 1.0 \end{cases}$$

$$P_b = \frac{\pi(0.5)^2}{4} [165 \times 9 + (5 \times 18.5 + 3 \times 8.7 + 4 \times 10.6) \times 1.0]$$

$$= \frac{\pi(0.5)^2}{4} (1485 + 158.4) = 291.6 \text{ kN}$$

$$P_s = \frac{1}{2} k_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s + \lambda (\bar{P}_0 + 2\bar{C}_U) A_s$$

از آنجا که در روش  $\lambda$  خاک یک لایه فرض می شود و بنابراین  $S_U$  متوسط دو لایه ی خاک چسبنده را حساب می کنیم تا بتوان از این روش استفاده نمود. جمله ی اول رابطه ی  $P_s$  صفر می باشد زیرا تمام لایه ها ریز دانه و چسبنده هستند.

توجه: متوسط گیری بین یک لایه ی خاک چسبنده و یک لایه ی خاک دانه ای مجاز نیست.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{S}_U = \bar{C}_U = \frac{50(8) + 165(4)}{12} = 88.3 \text{ kpa} \\ \lambda = 0.22 \text{ (برای } L = 12 \text{ m)} \\ \bar{P}_0 = \frac{1}{2} [0 + (18.5 \times 5 + 8.7 \times 3 + 10.6 \times 4)] = 80.5 \end{array} \right.$$

$$P_s = 0.22(80.5 + 2 \times 88.3) \times (\pi \times 0.5 \times 12) = 1066 \text{ kN}$$

$$P_U = 291.6 + 1066 = 1357.8 > 1200$$

مشاهده می شود فرض انجام شده اندکی غیراقتصادی است. بنابراین فرض دوم را با اندکی کاهش در نظر می گیریم.

حدس دوم:  $L = 11.0 \text{ m}$

$$P_b = 291.6 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{S}_U = \frac{50(8) + 165(3)}{11} = 81.3 \\ \lambda = 0.24 \\ \bar{P}_0 = \frac{1}{2} [0 + (18.5 \times 5 + 8.7 \times 3 + 10.6 \times 3)] = 75.2 \end{array} \right.$$

$$P_s = 0.24(75.2 + 2 \times 81.3) \times (\pi \times 0.5 \times 11) = 986.1 \text{ kN}$$

$$P_U = 291.6 + 986.1 = 1277.7 > 1200 \text{ O.K.} \Rightarrow L = 11.0 \text{ m}$$

→ use  $L = 11.0 \text{ m}$

حل به روش  $\alpha$ :

$$P_s = \frac{1}{2} K_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s + \alpha \cdot \bar{C}_U \cdot A_s = \alpha \cdot \bar{C}_U \cdot A_s$$

حدس اول:  $L = 12 \text{ m}$

$$\rightarrow (\alpha \text{ نمودار}) L = 4 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{B} = \frac{4}{0.5} = 8 \xrightarrow{\bar{C}_U = 88.3} \alpha = 0.32$$

$$P_s = 0.32 \times 88.3 \times (\pi \times 0.5 \times 12) = 532 \text{ kN}$$

$$P_U = 291.6 + 532 = 824.2 \text{ kN} < 1200$$

حدس دوم:  $L = 16 \text{ m}$

$$\rightarrow (\alpha \text{ نمودار}) L = 8 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{B} = \frac{8}{0.5} = 16 \xrightarrow{\bar{C}_U = 107.5} \alpha = 0.4$$

$$\bar{C}_U = \frac{50(8) + 165(8)}{16} = 107.5$$

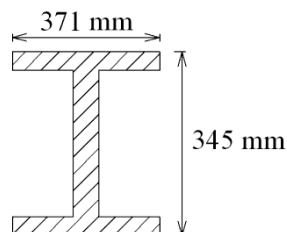
$$P_s = 0.4 \times 107.5 \times (\pi \times 0.5 \times 16) = 1080.7 \text{ kN}$$



$$P_U = 291.6 + 1080.7 = 1373.3 \text{ kN} > 1200 \longrightarrow \text{O.K.}$$

→ use  $L = 15.0 \text{ m}$

مثال (10-4): مثال (10-3) را با به کار بردن شمع فلزی H حل کنید.



شکل (10-13): پروفیل مورد استفاده به عنوان شمع در مثال (10-4)

حل:

با توجه به مشخصات داده شده در شکل (10-13) برای پروفیل HP360×109 می توان نوشت:

$$\text{محیط} = 2(345 + 371) = 1432 \text{ mm} = 1.43 \text{ m}$$

$$\text{مساحت} = 0.345 \times 0.371 = 0.128 \text{ m}^2$$

چون مساحت و محیط شمع نسبت به حالت قبل کاهش یافته طول آن را بیشتر در نظر می گیریم.

حدس اول:  $L = 13 \text{ m}$

$$P_b = 0.128 [165 \times 9 + (5 \times 18.5 + 3 \times 8.7 + 4 \times 10.6) \times 1] = 210.4 \text{ kN}$$

$$\bar{C}_U = \frac{50 \times 8 + 165 \times 5}{13} = 94.23$$

$$\lambda = 0.21$$

$$\bar{P}_0 = \frac{1}{2} (18.5 \times 5 + 8.7 \times 3 + 10.6 \times 5) = 85.8$$

$$P_s = 0.21(85.5 + 2 \times 94.23)(1.43 \times 13) = 1070.7$$

$$P_U = 210.4 + 1070.7 = 1281.1 \text{ kN}$$

حدس دوم:  $L = 12.5 \text{ m}$

$$P_b = 190.1 \text{ kN}$$

$$\bar{C}_U = \frac{50 \times 8 + 165 \times 4.5}{12.5} = 91.4$$

$$\lambda = 0.215$$

$$\bar{P}_0 = \frac{1}{2} (18.5 \times 5 + 8.7 \times 3 + 10.6 \times 4.5) = 83.15$$

$$P_s = 0.215 \times (81.9 + 2 \times 91.4)(1.43 \times 12.5) = 1022$$

$$P_U = 210.4 + 1022 = 1232.4 \text{ kN}$$

→ use  $L = 12.5 \text{ m}$

طراحی شمع در خاکهای چسبنده-اصطکاکی:

اگر شمع در خاکهای رسی ماسه دار که ویژگی چسبندگی در آنها غالب است قرار دارد، معمولاً از مؤلفه‌ی زاویه اصطکاکی ( $\phi$ ) در محاسبه ظرفیت باربری شمع صرف نظر می شود. به همین ترتیب در ماسه‌های رس دار که ویژگی چسبندگی در آنها کم است معمولاً محاسبات باربری شمع با فرض  $C = 0$  صورت می گیرد.

با این حال در رس‌های ماسه‌دار، سیلت‌های ماسه‌دار و نیز ماسه‌های رسی و سیلته‌ای که هر دو ویژگی چسبندگی و اصطکاک در آنها قابل توجه است (خاک‌های  $(\phi - C)$ ) در محاسبه‌ی باربری نوک و جداره می‌توان مؤلفه‌های  $\phi$  و  $C$  را توأمأ در نظر گرفت.

### طراحی شمع در خاک‌هایی که از لایه‌های متناوب چسبنده و اصطکاکی تشکیل شده‌اند:

باید دانست که شمع‌هایی که در خاک چسبنده قرار دارند دارای اصطکاک جانبی نسبتاً بالایی بوده و مقاومت اتکایی آنها پائین است ولی در خاک‌های دانه‌ای هر دو مکانیزم مقاومت اتکائی و اصطکاک جانبی می‌توانند اهمیت داشته باشند. بنابراین وقتی که شمع در لایه‌های متناوب چسبنده و دانه‌ای قرار می‌گیرد محل نوک شمع از اهمیت زیادی برخوردار است. اگر مقاومت انتهایی بالایی موردنیاز است باید انتهای شمع روی یک لایه‌ی خاک درشت‌دانه متراکم قرار داده شود. برای این کار باید تصویر دقیق و روشنی از تغییرات جنس و ضخامت لایه‌های خاک زیر سطحی داشته باشیم. این تصویر به کمک آزمایشات صحرایی نظیر SPT یا CPT در گمانه‌ها به دست می‌آید.

باید توجه داشت اگر ضخامت لایه‌ها کم باشد این امکان وجود دارد که نوک شمع روی لایه‌ی متراکم قرار نگرفته و وارد لایه‌ی سست بعدی شود و ظرفیت باربری شمع یک‌باره کاهش پیدا کند. در این نوع زمین‌ها می‌توان فرض کرد که همواره نوک شمع بر روی لایه‌ی سست قرار می‌گیرد. البته این فرض در زمین‌هایی که دارای لایه‌های دانه‌ای متراکم با ضخامت قابل توجه هستند، غیر اقتصادی است.

تحقیقات نشان می‌دهد که مقاومت اصطکاکی شمع‌ها در خاک‌های کربناته با منشاء آلی (Calcareous) در مقایسه با ماسه‌های سیلیسی بسیار کمتر است و از حدود 20 KPa فراتر نمی‌رود. لذا برای شمه‌های لوله‌ای کوبشی که ته باز بوده و ایجاد انسداد (Plug) در داخل شمع هبه سختی اتفاق می‌افتد، چون قسمت عمده باربری شمع از مقاومت اصطکاکی جداره آن تأمین می‌شود باید به Calcareous و دن خاک اطراف شمع و محدودیت اصطکاک آن توجه داشت. در این خاک‌ها لازم است که شمع‌های ته بسته استفاده شود و یا از انسداد مصنوعی (Artificial Plugging) در داخل لوله استفاده گردد تا شمع پس از کوبیده شدن تا عمق دلخواه به صورت ته بسته عمل کند.

### ضریب اطمینان در تعیین بار مجاز:

آزمایشات انجام شده با مقیاس واقعی بر روی شمع‌ها نشان داده است که به کار بردن ضریب اطمینانی حداقل به اندازه‌ی 2/5 در تعیین بار مجاز فشاری لازم است.

$$P_a = \frac{P_U}{2.5}$$

در بعضی از آیین‌نامه‌ها بر روی مقاومت انتهایی شمع ضریب اطمینان 3 و بر روی اصطکاک جانبی ضریب اطمینان 2 اعمال می‌کنند. در مورد شمع‌های تحت بار کششی ضریب اطمینان 2/5 یا 3 روی  $T_U$  اعمال می‌شود.

### محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها به روش دینامیکی:

با توجه به عدم اطمینان‌های موجود در تعیین پارامترها در روابط ذکر شده در مورد باربری نوک و اصطکاک جانبی شمع معمول بر آن است که هنگام کوبیدن شمع‌ها با توجه به مشخصات شمع و شمع‌کوب، باربری تعدادی از شمع‌ها در محل نیز تعیین می‌شود. اساس فرمول‌های این روش مقدار فرورفتن شمع تحت اثر انرژی ضربه و ممنتوم مشخصی است که از طرف چکش شمع‌کوب به شمع انتقال می‌یابد. به روابط محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها هنگام کوبش روش دینامیکی می‌گویند. ذیلاً به تعدادی از این فرمول‌های اشاره می‌شود (Bowles 1996):

**Several dynamic pile formulas (use any consistent set of units)**

Many (of the more progressive) building codes no longer specify the pile-driving equation(s) to use to estimate pile capacity. A suitable equation is left to the designer (who may have to justify it to the local building official). Several other dynamic formulae are given in Young (1981).

Canadian National Building Code (use SF = 3) as used in Table 17-5 but  $C_3$  simplified to that shown here

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2 C_3} \quad C_1 = \frac{W_r + n^2(0.5W_p)}{W_r + W_p}$$

$$C_2 = \frac{3P_u}{2A} \quad C_3 = \frac{L}{E} + C_4$$

$$C_4 = 0.0001 \text{ in.}^3/\text{k (Fps)}$$

$$= 3.7 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{kN (SI)}$$

Note that product of  $C_2 C_3$  gives units of  $s$ .

Danish formula [Olson and Flaate (1967)] (use SF = 3 to 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + C_1} \quad C_1 = \sqrt{\frac{e_h E_h L}{2AE}} \quad (\text{units of } s)$$

Eytelwein formula (use SF = 6) [Chellis (1961)]

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + C(W_p/W_r)} \quad C = 2.5 \text{ mm} = 0.1 \text{ in.}$$

Gates formula [Gates (1957)] (use SF = 3)

$$P_u = a \sqrt{e_h E_h} (b - \log s)$$

$$P_u = \text{kips or kN} \quad E_h = \text{kips} \cdot \text{ft or kN} \cdot \text{m}$$

		$s$	$b$
Fps	in.	27	1.0
SI	mm	104.5	2.4

$$e_h = 0.75 \text{ for drop and } 0.85 \text{ for all other hammers}$$

Janbu [see Olson and Flaate (1967), Mansur and Hunter (1970)] (use SF = 3 to 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s} \quad C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W_r}$$

$$K_u = C_d \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) \quad \lambda = \frac{e_h E_h L}{AEs^2}$$

Use consistent units to compute  $P_u$ . There is some disagreement of using  $e_h$  since it appears to be in  $C_d$ ; however, a better statistical fit tends to be obtained by using  $e_h$  as shown.

Modified ENR [ENR (1965)] formula (use SF = 6)

$$P_u = \left[ \frac{1.25 e_h E_h}{s + C} \right] \left[ \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right] \quad C = 2.5 \text{ mm} = 0.1 \text{ in.}$$

Navy-McKay formula (use SF = 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s(1 + 0.3C_1)} \quad C_1 = \frac{W_p}{W_r}$$

Pacific Coast Uniform Building Code (PCUBC) (from Uniform Building Code,<sup>2</sup> Chap. 28) (use SF = 4)

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2} \quad C_1 = \frac{W_r + kW_p}{W_r + W_p}$$

$$k = 0.25 \text{ for steel piles}$$

$$= 0.10 \text{ for all other piles}$$

$$C_2 = \frac{P_u L}{AE} \quad (\text{units of } s)$$

In general start with  $C_2 = 0.0$  and compute value of  $P_u$ ; reduce value by 25 percent; compute  $C_2$  and a new value of  $P_u$ . Use this value of  $P_u$  to compute a new  $C_2$ , etc. until  $P_u$  used  $\approx P_u$  computed.

در فرمول های فوق:

$P_a$ : بار مجاز شمع

$h$ : ارتفاع سقوط چکش

$W_r$ : وزن چکش

$W_p$ : وزن شمع و بالشتک

$e_h$ : راندمان شمع کوب

$E_h$ : انرژی منتقل شده از طرف شمع کوب ( $W_r \cdot h =$ )

$S$ : مقدار فرورفتگی شمع به ازای هر ضربه

$A$ : سطح مقطع شمع

$L$ : طول شمع

$E$ : مدول ارتجاعی شمع

$n$ : ضریبی است بسته به جنس شمع که از جدول (3-10) تعیین می شود

می باشد.

جدول (3-10): تعیین مقدار  $n$  بر اساس مصالح

مصالح	$n$
شمع چوبی	0/25
شمع فلزی	0/32
شمع فلزی یا بتنی با کلاهدک چوبی فلزی	0/50
شمع بتنی بدون کلاهدک	0/40

مقادیر  $E_h$  و  $e_h$  از مشخصات دستگاه تعیین می شود. برای شمع کوب با شرایط کاری نسبتاً خوب می توان ضرایب کارآیی زیر را در نظر گرفت:

جدول (4-10): تعیین مقدار  $e_h$  بر اساس نوع شمع کوب

نوع شمع کوب	$e_h$
چکش های وزنی	0/75 – 1/00
چکش های تک ضربه ای	0/75 – 0/85
چکش های دوضربه ای	0/85
چکش های دیزلی	0/85 – 1/00

#### اصطکاک منفی در شمع ها (Negative skin friction):

گاهی شمع در لایه ای از خاک دپو شده (fill) یا خاک دستی کوبیده می شود و یا شمع در لایه ای از خاک رسی قرار می گیرد که تحکیم کامل پیدا نکرده است و در حال تحکیم و نشست می باشد. در این موارد، خاکریز دستی یا خاک رسی تحت اثر وزن خود نشست کرده و نشست خاک نسبت به شمع موجب ایجاد تنش های اصطکاکی رو به پائین در جداره ی شمع می شود که به آن اصطکاک منفی می گویند. اصطکاک منفی موجب افزایش نیروی محوری در شمع می شود. آزمایشات نشان داده اند که مقدار این افزایش قابل توجه بوده و گاهی نیروی محوری ایجاد شده در شمع

بیشتر از مقاومت نهایی شمع به لحاظ مصالح آن خواهد بود. در تحلیل ظرفیت باربری شمع‌هایی که تحت اصطکاک منفی هستند نکات زیر حائز اهمیت هستند.

1- در صورتی که شمع در خاکریز دستی یا لایه‌ی رس تراکم‌پذیر کوبیده می‌شود نباید در برآورد ظرفیت باربری، بر روی اصطکاک جانبی شمع حساب کرد.

2- گرچه اصطکاک منفی می‌تواند موجب افزایش ظرفیت باربری شمع‌های کششی گردد ولی در محاسبه‌ی شمع‌های کششی اثر آن در نظر گرفته نمی‌شود.

محاسبه‌ی مقدار اصطکاک منفی به صورت دقیق مشکل است زیرا به موارد زیر بستگی دارد.

- حرکت نسبی بین شمع و خاکریز
- حرکت نسبی بین شمع و لایه‌های تراکم‌پذیر تحتانی
- تغییر شکل الاستیک شمع تحت بار سرویس
- سرعت تحکیم لایه‌های رسی تراکم‌پذیر

مواردی که در آن‌ها اصطکاک منفی ایجاد می‌شوند را می‌توان به صورت زیر نام برد:

الف) اگر خاکریز رسی اشباع در اطراف شمعی ریخته شود که قبلاً در خاک ماسه‌ای کوبیده شده است، خاکریز رسی اشباع تحکیم می‌یابد و نشست می‌کند به همین دلیل اصطکاک منفی در قسمتی از جداره‌ی شمع که در داخل خاک رسی قرار دارد ایجاد می‌شود. تنش اصطکاک منفی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f_n = K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

$$Q_n = \int_0^{H_f} (K_0 \cdot \gamma'_f \cdot Z \cdot \tan \delta) P \cdot dZ = \frac{P \cdot K_0 \cdot \gamma'_f \cdot H_f^2 \cdot \tan \delta}{2}$$

که در این روابط:

$K_0$ : ضریب فشار در حالت سکون ( $K_0 = 1 - \sin \phi_f$ )

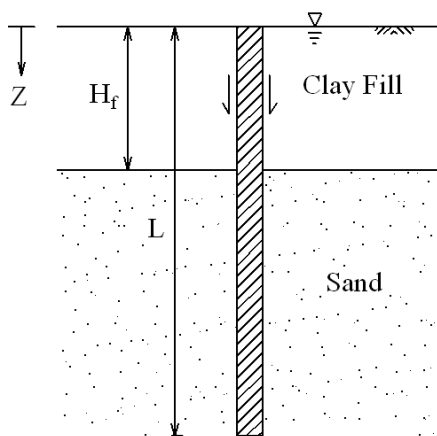
$\sigma'_v$ : تنش قائم مؤثر در عمق  $Z$  ( $\sigma'_v = \gamma'_f \cdot Z$ )

$\delta$ : زاویه‌ی اصطکاک بین شمع و خاک ( $\delta_f = (0.5 - 0.7)\phi_f$ )

$P$ : محیط شمع

می‌باشد.

اگر خاکریز در بالای سطح آب زیرزمینی باشد، به جای  $\gamma'_f$  باید  $\gamma_f$  مرطوب به کار رود (زیرنویس  $f$  مربوط به Fill می‌باشد).



شکل (10-14): خاکریز رسی اشباع در اطراف شمعی که در ماسه کوبیده شده باشد

ب) اگر خاکریزی روی یک لایه‌ی رس نرم ریخته شود، وزن خاکریز موجب تحکیم و پائین رفتن لایه‌ی رسی می‌شود، لذا در قسمتی از بدنه‌ی شمع که در تماس با خاک رسی قرار دارد اصطکاک منفی ایجاد می‌شود. (در اینجا از اصطکاک منفی در اثر نشست خاکریز ماسه‌ای صرف نظر شده است ولی می‌توان اثر آن را نیز در محاسبات در نظر گرفت).

شواهد کافی وجود دارد که تأثیر اصطکاک منفی بر جداره‌ی شمع از عمق  $Z = 0$  تا عمق  $Z = L_1$  رخ می‌دهد که به عمق  $L_1$ ، عمق خنثی (Neutral Depth) می‌گویند. عمق خنثی را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه کرد (Bowles 1996):

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left( \frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'}$$

که در این رابطه:

$\gamma'_f$ : وزن مخصوص مؤثر Fill (لایه‌ی بالایی)

$\gamma'$ : وزن مخصوص مؤثر لایه‌ی تحتانی

می‌باشد.

مقدار  $L_1$  با سعی و خطا از رابطه‌ی فوق به دست می‌آید.

آنگاه خواهیم داشت:

$$f_n = K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

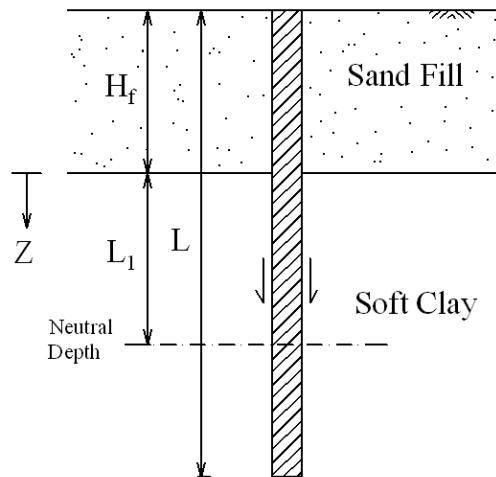
$$K_0 = 1 - \sin \phi_c$$

$$\sigma'_v = \gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot Z$$

$$\delta = (0.5 - 0.7)\phi_c$$

$$Q_n = \int_0^{L_1} P \cdot f_n \cdot dZ = \int_0^{L_1} P \times K_0 (\gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot Z) \times \tan \delta \cdot dZ$$

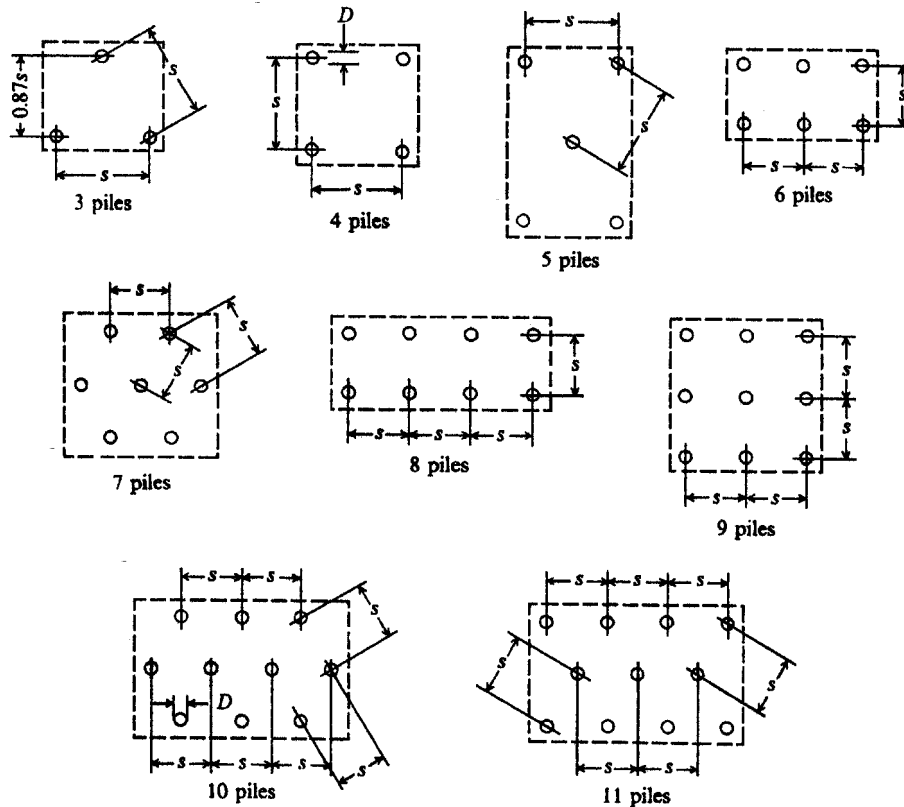
$$= (P \cdot K_0 \cdot \gamma'_f \cdot H_f \cdot \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 \cdot P \cdot K_0 \cdot \gamma' \cdot \tan \delta}{2}$$



شکل (10-15): خاکریز ماسه‌ای بر روی رس نرم

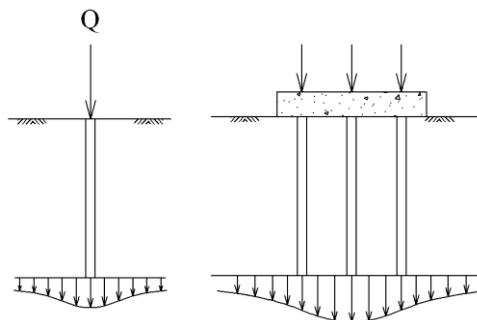
## گروه شمع‌ها:

همانطور که گفته شد شمع‌ها جز در حالات خاص تقریباً همواره به صورت گروهی به کار برده می‌شوند و آیین‌نامه‌ها حداقل تعداد شمع‌ها را 2 یا 3 شمع ذکر می‌کنند. سرشمع‌ها معمولاً با یک دال بتنی (Pile Cap) به هم متصل می‌شود. به کار بردن شمع‌ها در گروه موجب گسترش تنش در اعماق بیشتری از خاک شده و تنش‌ها در نقاط مختلف خاک افزایش می‌یابند، لذا ظرفیت باربری نهایی گروه شمع معمولاً کمتر از مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع‌هاست (مگر آن که کوبیدن تعداد زیاد شمع موجب تراکم خاک گردد که در آن صورت ظرفیت باربری گروه شمع بیشتر می‌شود).

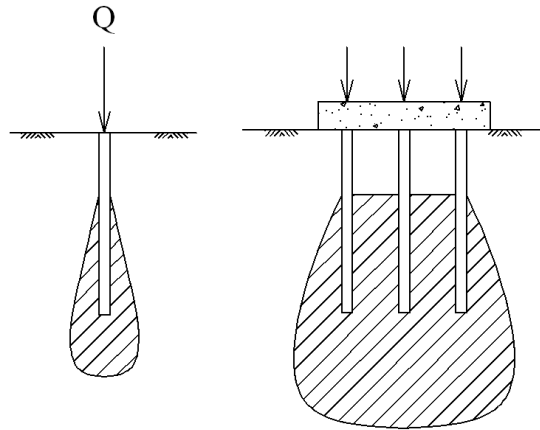


شکل (10-16): کاربرد شمع‌ها به صورت گروهی در پلان

هر چه فاصله‌ی شمع‌ها از هم بیشتر باشد اثر گروه کمتر ظاهر می‌شود. در برخی آیین‌نامه‌ها آمده است که اگر فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها ( $S$ ) از 8 برابر قطر شمع‌ها بیشتر باشد اندرکنش شمع‌ها بر روی هم در نظر گرفته نمی‌شود.



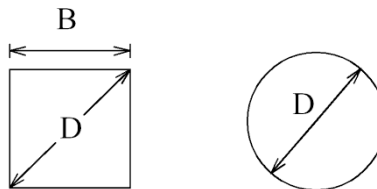
(الف) شمع‌های اتکایی



(ب) شمع‌های اصطکاکی

شکل (10-17): گسترش تنش در خاک در حالت تک شمع و گروه شمع

افزایش تنش در لایه‌های خاک ناشی از تداخل حباب‌های تنش تک تک شمع‌ها می‌تواند موجب نشست بیشتر گروه شمع شود. با توجه به موارد فوق و همچنین با عنایت به مشکلات اجرایی، معمولاً در مورد فاصله‌ی شمع‌ها (فاصله  $S$  در شکل 10-16) ضوابط خاصی رعایت می‌شود.

شکل (10-18): ابعاد  $D$  و  $B$  در مقطع شمع

آئین‌نامه‌ی CP2004 (انگلیسی):

$S > 3D$	حد اقل 1000 میلیمتر	شمع در خاک چسبنده
$S > \pi D$ یا $4B$		شمع در خاک دانه‌ای
$S > 2D$		شمع متکی بر سنگ بستر

آئین‌نامه‌ی NBC (آمریکا):

$S \geq 2D$	شمع فرورفته در خاک
$S \geq 760 \text{ mm}$	
$S > D + 300 \text{ mm}$	شمع بر بستر سنگی

بعضی آئین‌نامه‌های پل‌سازی حداکثر فاصله‌ی محور تا محور شمع‌ها را به  $8D$  محدود می‌کنند، زیرا با زیاد شدن بیش از حد فاصله شمع‌ها، ابعاد دال بتنی سر شمع‌ها زیاد شده و طرح غیراقتصادی می‌شود. ولی این ضابطه در موارد دیگر مثل اسکله‌ها رعایت نمی‌شود. لازم به ذکر است که هر چه فاصله‌ی شمع‌ها نسبت به هم بیشتر باشد اثرات اندرکنشی شمع‌ها در خاک کمتر می‌گردد.

#### شمع‌های مایل در گروه شمع:

در سازه‌ها غالباً علاوه بر بار قائم، بار افقی و لنگر خمشی نیز به گروه شمع وارد می‌شود (یا بار به صورت مورب وارد می‌شود). هنگامی که مقدار مؤلفه‌ی بار افقی قابل توجه باشد معمولاً تعدادی شمع مایل نیز در گروه شمع به کار می‌رود.



آئین نامه ها توصیه می کنند اگر بار با زاویه 15 درجه و یا بیشتر نسبت به قائم وارد می شود از شمع های مایل در گروه استفاده شود. شیب شمع های مایل از  $\frac{1}{12}$  تا  $\frac{5}{12}$  تغییر می کند. هر چه شیب شمع بیشتر باشد هزینه ی کوبیدن آن بیشتر است.

گاهی شمع های مایل را برای تحمل تمامی بار افقی که به گروه وارد می شود طراحی می کنند، ولی امروزه با استفاده از برنامه های کامپیوتری، محاسبه ی سهم هر یک از شمع های قائم یا مایل از بار کل قابل تعیین است.

### ظرفیت باربری گروه شمع:

هنگامی که دال سرشمع روی زمین و در تماس با خاک قرار دارد، غالب محققین توصیه می کنند که ظرفیت باربری گروه شمع با فرض یک پی بلوکی بزرگ انجام شود. برای این پی بلوکی بزرگ که همه شمع ها و خاک بین آنها را شامل می شود باید مقاومت انتهایی و اصطکاک جانبی بلوک جداگانه محاسبه شده و با هم جمع شود. هنگامی که دال سرشمع بالاتر از سطح زمین قرار دارد (مانند حالتی که در سازه های دریایی نظیر اسکله ها و سکوها وجود دارد) ظرفیت باربری گروه شمع را می توان از یکی از روش های الف یا ب زیر محاسبه نمود و در جهت اطمینان، کمترین مقدار را لحاظ کرد:

الف- استفاده از ضریب کارایی گروه شمع ( $E_g$  Group Efficiency)

ب- استفاده از فرض پی بلوکی مشابه حالتی که دال سرشمع روی زمین قرار دارد.

**نکته:** فرض پی بلوکی بزرگ در حالتی که خاک چسبنده بوده و فاصله بین شمعها (S) کم باشد به واقعیت نزدیک است ولی در خاکهای دانه ای خصوصاً هنگامی که فاصله بین شمعها زیاد است، فرض رفتار یکپارچه بلوکی برای شمعها و خاک دانه ای بین آنها ممکن است چندان به واقعیت نزدیک نباشد. بهمین علت برخی محققین محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در خاکهای دانه ای را با روش الف توصیه می کنند. با اینحال از آنجا که در عمل عوامل زیادی هستند که موجب می شوند مرزبندی مشخصی بین رفتار بلوکی و رفتار منفرد شمعها قابل شناسایی نباشد بهتر است همواره هر دو روش را مدنظر قرار داد.

ذیلاً هر دو روش الف و ب توضیح داده می شود.

الف) ظرفیت باربری نهایی تک شمع با توجه به جنس لایه های مختلف خاک محاسبه شده و در تعداد شمع ها ضرب می شود و سپس ظرفیت باربری گروه شمع با تأثیر یک ضریب به نام ضریب کارایی ( $E_g$ ) در این حاصل ضرب به دست می آید. برای محاسبه ی ضریب کارایی روابط مختلفی عنوان شده است.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S})$$

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi S m n} \left[ m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1) \right]$$

در این روابط:

$n$ : تعداد ردیف های شمع

$m$ : تعداد شمع ها در هر ردیف

$D$ : قطر شمع

$S$ : فاصله ی محور تا محور شمع ها

می باشد.

ضریب کارایی  $E_g$  در واقع نسبت مقاومت اصطکاک جداره ی گروه شمع به مجموع مقاومت اصطکاک جداره ی تک تک شمع ها را نشان می دهد.

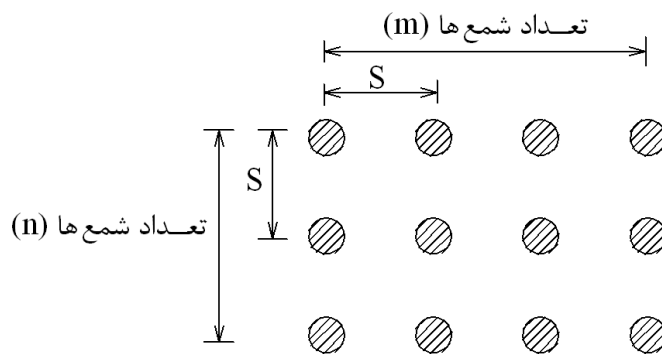
آزمایشات انجام شده نشان می دهد که در خاک چسبنده ضریب  $E_g$  از 0/7 (برای نسبت  $\frac{S}{D}$  کوچک) تا 0/9 (برای نسبت  $\frac{S}{D}$  بزرگ) تغییر می کند. ضریب  $E_g$  در خاک های دانه ای از 0/8 (برای ماسه ی متراکم و نسبت  $\frac{S}{D}$  کوچک) تا عددی بزرگتر از یک (برای ماسه ی سست و نسبت  $\frac{S}{D}$  بزرگ) تغییر می کند. در رابطه دوم از روابط فوق  $S$  در دو جهت باید مساوی باشد. اگر این شرط صادق نباشد باید مقداری را ملحوظ کرد که  $E_g$  کمتری به دست دهد. رابطه ی دیگری که جهت تعیین  $E_g$  برای یک گروه شمع مستطیلی (در پلان) مطابق شکل زیر کاربرد دارد، عبارت است از:

$$E_g = \frac{2(m+n-2)S + 4D}{m.n.\pi.D}$$

با فرض آن که به صورت تئوریک بخواهیم ضریب کارایی 100٪ درصد داشته باشیم، آنگاه فاصله ی محور تا محور شمع ها ( $S$ ) از رابطه ی زیر حاصل می شود:

$$E_g = 1.0$$

$$S = \frac{1.57D.m.n - 2D}{m+n-2}$$



شکل (10-19): آرایش شمع ها در پلان

فلد (Feld)، یک قانون ساده ی سرانگشتی برای تعیین ظرفیت باربری گروه شمع پیشنهاد کرده است و آن کاهش ظرفیت باربری هر شمع به اندازه ی  $\frac{1}{n}$ ، به ازای هر شمع که در مجاورت آن قرار دارد می باشد. (ب) ظرفیت باربری گروه شمع بر اساس فرض عملکرد گروه شمع و خاک محصور بین شمع ها به صورت یک پی بلوکی یک پارچه تعیین می شود. این روش وقتی بکار می رود که انتهای یا نوک شمع ها بر روی لایه ی خاک باربر قرار نگرفته باشد. کاربرد این روش در خاکهای رسی نرم معمولتر است.

$$Q_g = \underbrace{S.L.P}_{\text{اصطکاک جانبی بلوک}} + \underbrace{q_{ult}.A}_{\text{مقاومت انتهایی بلوک}} - \underbrace{\gamma.L.A}_{\text{وزن بلوک}}$$

در این رابطه:

$Q_g$ : ظرفیت باربری گروه شمع است که از مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع ها نباید بیشتر باشد  
 $S$ : مقاومت برشی متوسط خاک در عمق شمع (بلوک) است که در خاک های چسبنده برابر چسبندگی خاک بوده و در خاک های دانه ای برابر حاصل ضرب فشار جانبی خاک در حالت سکون در  $\tan \phi$  می باشد  
 $L$ : طول شمع واقع در خاک  
 $P$ : محیط بلوک  
 $q_{ult}$ : ظرفیت باربری نهایی خاک در انتهای شمع

A: سطح مقطع بلوک

$\gamma$ : وزن مخصوص خاک

می باشد.

تاملینسون (Tomlinson) توصیه کرده است که هنگام محاسبه ی ظرفیت باربری گروه شمع با فرض عملکرد بلوکی، لازم است گسیختگی کلی گروه شمع نیز ارزیابی گردد. اگر گروه شمع کلاً در داخل خاک دانه ای مناسب یا رس سفت واقع شود و اگر هر شمع به تنهایی دارای یک ضریب اطمینان مناسب در مقابل گسیختگی تحت اثر بارهای قائم باشد وقوع گسیختگی کلی گروه شمع در این خاک غیر محتمل است، ولی اگر قرارگیری گروه شمع در داخل رس نرم که حالت مناسبی نمی باشد الزامی باشد باید ضریب اطمینان در موارد گسیختگی کلی پی بلوکی یک پارچه محاسبه گردد. ظرفیت باربری نهایی پی بلوکی در رس نرم از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$Q = 2D(B + L)\bar{C} + 1.3C_b \cdot F_s \cdot N_c \cdot B \cdot L$$

در این رابطه

Q: ظرفیت باربری نهایی پی بلوکی (با گروه شمع)

D: عمق فرورفتگی شمع (ضخامت بلوک)

L: طول کلی بلوک در پلان

B: عرض کلی بلوک در پلان

$\bar{C}$ : چسبندگی متوسط رس در طول شمع

$C_b$ : چسبندگی رس در انتهای شمع

$F_s$ : ضریب شکل

$N_c$ : ضریب ظرفیت باربری

می باشد.

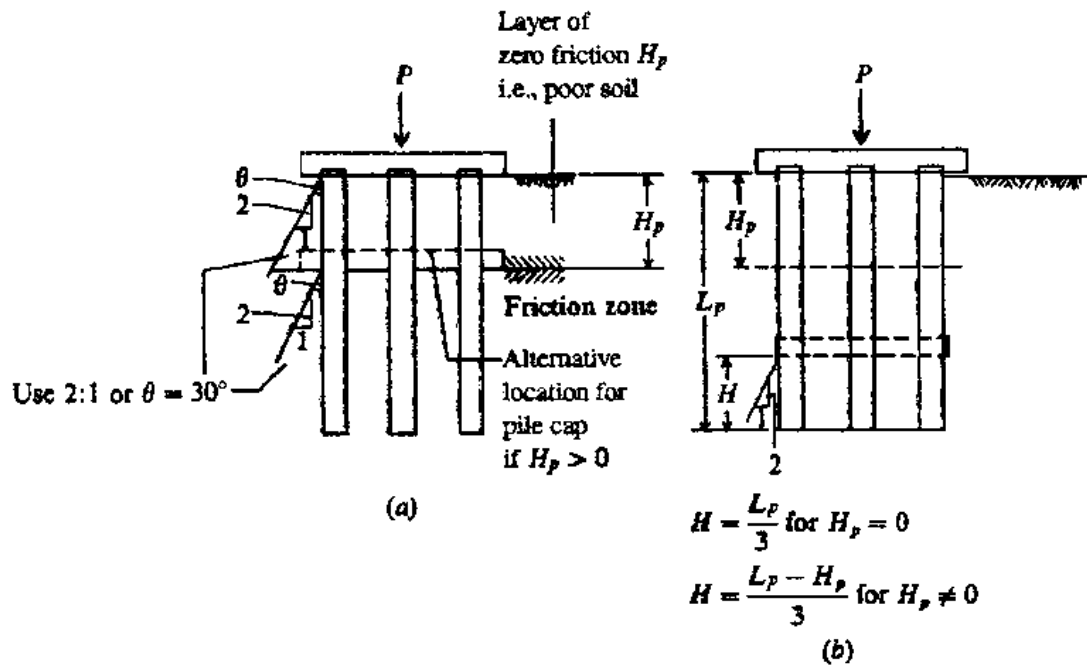
اگر تمامی بار سرویس پس از مدت کوتاهی از اجرای گروه شمع به آن وارد گردد خاک رس که به علت دست خوردگی، مقاومت برشی خود را تا حد زیادی از دست داده هنوز فرصت به دست آوردن مجدد چسبندگی قبلی را ندارد و لذا باید به جای  $\bar{C}$  مقاومت برشی دست خورده را قرار داد، ولی اگر تا چندین ماه بعد از اجرای گروه شمع، بار سرویس بر روی آن قرار داده نشود می توان از مقادیر بیشتری جهت  $\bar{C}$  استفاده نمود. در مورد  $C_b$  در اغلب موارد، چسبندگی دست نخورده را می توان منظور نمود.

### نشست گروه شمع:

برای تعیین نشست گروه شمع باید ارزیابی صحیحی در مورد چگونگی توزیع تنش ناشی از بار وارد بر گروه شمع در لایه های خاک تحت الارضی وجود داشته باشد، اما محاسبه ی تنش در لایه های خاک تحت الارضی به چند دلیل ساده نیست:

- اثر دال سر شمع (Pile Cap) که معمولاً روی سطح زمین قرار می گیرد بر توزیع تنش در خاک.
- اثر الگوی توزیع تنش های اصطکاکی در طول شمع.
- اثر همپوشانی (overlapping) حباب های تنش در شمع های مجاور.
- اثر کوبیدن شمع بر توزیع تنش در لایه های خاک.
- اثرات درازمدت نظیر تحکیم و Thixotropy در لایه های رسی.
- اثر تغییرات تراز سفره ی آب زیرزمینی.

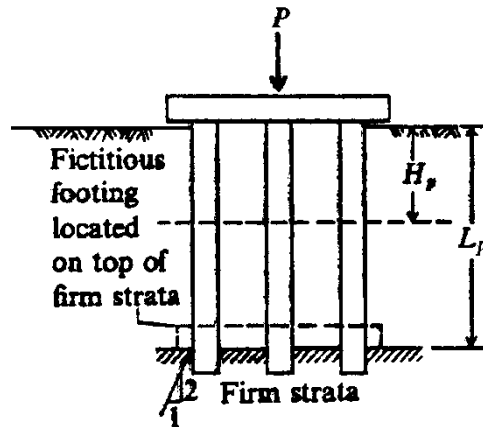
به همین دلیل از فرضیات ساده کننده‌ای جهت محاسبه نشست گروه شمع استفاده می‌کنند. معمولاً نشست گروه شمع برای یک پی فرضی محاسبه می‌شود که محل قرارگیری آن ذیلاً توضیح داده شده است. نحوه محاسبه نشست این پی فرضی مشابه مباحث فصل چهارم کتاب در خصوص نشست پی‌های سطحی می‌باشد. این نشست در لایه‌های خاک دانه‌ای بصورت نشیست آنی (الاستیک) و در لایه‌های خاک چسبنده بصورت نشست تحکیمی است.



شکل (10-20): گسترش فرضی تنش در خاک جهت محاسبه‌ی نشست گروه شمع اصطکاکی

در شمع‌های اصطکاکی ابتدا فرض می‌شود که دال سرشمع روی لایه‌ی خاک که موجد اصطکاک جانبی شمع است قرار گرفته و بارهای وارده بر آن با شیب  $1H : 2V$  در اعماق خاک گسترش می‌یابند. در حالت دوم فرض می‌شود که دال سرشمع در عمق  $H$  از نوک (انتهای) شمع قرار گرفته و بارهای وارده بر آن از این تراز با شیب  $1H : 2V$  در اعماق خاک گسترش می‌یابند. از دو روش فوق هر کدام که تنش بزرگتری را در لایه‌های خاک زیرین بدهند و حالت بحرانی‌تری را از نظر نشست ایجاد نمایند ملاک عمل قرار خواهند گرفت.  $H_p$  ضخامتی از خاک دستی را نشان می‌دهد که در باربری شمع تأثیر ندارد.

در شمع‌های اتکایی معمولاً نشست گروه شمع با فرض قرارگیری دال سرشمع روی لایه خاک باربر محاسبه می‌شود. در این حالت وجود یا عدم وجود خاک دستی ( $H_p$ ) تأثیری در محل فرضی دال سرشمع ندارد.



شکل (10-21): گسترش فرصی تنش در خاک جهت محاسبه‌ی نشست گروه شمع اتکایی

در شمع‌های اتکایی مقدار نشست معمولاً کوچک است و عمده‌ی نشست ناشی از تغییرشکل الاستیک خود شمع‌ها می‌باشد. در شمع‌های اصطکاکی مقدار نشست (یعنی فرورفتن نوک شمع در خاک) بیشتر است. اگر شمع‌های اصطکاکی در خاک‌های دانه‌ای قرار دارند عمده‌ی نشست بلافاصله پس از وارد آمدن بار رخ می‌دهد. اگر شمع‌های اصطکاکی در خاک‌های چسبنده قرار دارند در آن صورت هر دو نشست الاستیک و تحکیمی به وقوع می‌پیوندد.

#### توزیع بار بین شمع‌ها در یک گروه شمع:

زمانی که بارگذاری بر روی گروه شمع، از بارهای قائم بدون خروج از محوری (یا با خروج از محوری حداکثر  $0/67S$ ) تشکیل شده باشد و دال سرشمع کاملاً صلب و در تماس با خاک بوده و کلیه شمع‌ها قائم و گروه شمع متقارن باشد می‌توان با دقت کافی نیروی داخلی هر یک از شمع‌ها را از رابطه زیر به دست آورد.

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

در این رابطه:

$P$ : نیروی محوری هر شمع

$Q$ : بار قائم کل وارد بر گروه شمع

$M_x$ : لنگرهای وارده بر مرکز ثقل گروه شمع حول محور  $X$

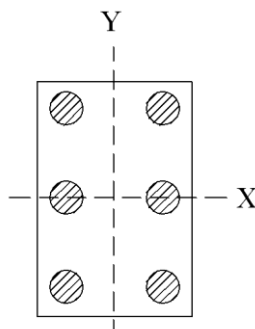
$M_y$ : لنگرهای وارده بر مرکز ثقل گروه شمع حول محور  $Y$

$n$ : تعداد کل شمع‌ها

$X$ : فاصله‌ی شمع موردنظر تا مرکز گروه شمع حول محور  $X$

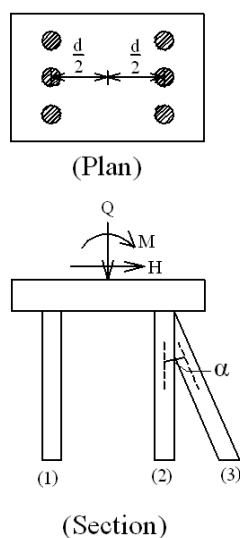
$Y$ : فاصله‌ی شمع موردنظر تا مرکز گروه شمع حول محور  $Y$

می‌باشد.



شکل (10-22): پلان یک گروه شمع جهت محاسبه‌ی سهم بار هر یک از شمع‌ها

مبنای فرمول فوق آن است که اتصال شمع‌ها به دال سرشمع مفصلی بوده لذا شمع‌ها تنها تحت اثر بار محوری بوده و لنگری به آنها منتقل نمی‌شود. اگر میزان وارد شدن شمع‌ها به داخل دال سرشمع از 150 میلیمتر کمتر باشد، می‌توان اتصال شمع‌ها به دال سرشمع را مفصلی فرض کرد. کولمان (Culmann) در حالتی که ردیف شمع‌ها تنها از دو شمع قائم و یک شمع مورب تشکیل شده باشد، بر اساس معادلات تعادل که برای شمع‌ها تحت اثر بار محوری نوشته شده است فرمول‌های ساده‌ی زیر را ارائه نمود:



شکل (10-23): توزیع بار بین شمع‌ها با دو سری شمع قائم و یک سری شمع مورب

$$N_{(1)} = \frac{Q}{2} - \frac{M}{d}$$

$$N_{(2)} = \frac{Q}{2} + \frac{M}{d} - H \cdot \cot \alpha$$

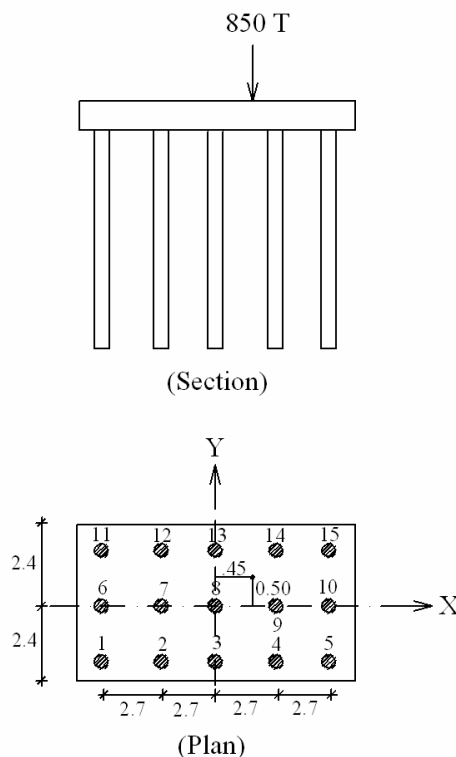
$$N_{(3)} = \frac{H}{\sin \alpha}$$

زاویه‌ی  $\alpha$  مثبت در نظر گرفته می‌شود اگر حرکت شمع مورب به سمت قائم، در جهت حرکت عقربه‌های ساعت باشد.

باید توجه داشت که در این قبیل روش‌های کلاسیک، توزیع بار بین شمع‌ها در جهت عرضی (یعنی عمود بر صفحه‌ی تصویر) یکنواخت فرض می‌شود و مسئله از حالت سه‌بعدی به دوبعدی ساده می‌شود، به عبارت دیگر فرض بر آن است که ردیف‌های موازی شمع سهم یکسانی از کل  $Q$ ،  $H$  و  $M$  وارده به سیستم شمع را تحمل می‌کنند.

علیرغم سهولت روش های فوق نمی توان تقریبی بودن آن ها را از نظر دور داشت. فرض مفصلی بودن اتصال شمع ها به سر شمع غالباً صادق نیست و لنگر خمشی از طریق سرشمع به شمع ها منتقل می شود. توزیع بار یکنواخت بین ردیف های شمع در جهت عرضی نیز فرضی است که صحت آن معلوم نیست. اگر بار قائم وارد بر گروه شمع، خروج از محوری زیادی داشته باشد یا لنگرهای خمشی و نیروهای افقی بزرگی به گروه شمع وارد شود و یا شمع های قائم و مایل (در جهات مختلف) با هم به کار رفته باشند، با توجه به تقریب هایی که در فرضیات روش های ساده موجود است نمی توان نیروی داخلی شمع ها را با دقت خوبی از این روش ها تعیین کرد. برای دستیابی به راه حل های دقیق تر از تحلیل های سه بعدی ماتریسی در قالب نرم افزارهای کامپیوتری استفاده می کنند که با توجه به مشخصات شمع ها نیرو، برش و ممان را در سر هر شمع مشخص می سازند.

**مثال (10-5):** یک گروه شمع به شکل زیر باری معادل 850 تن با خروج از مرکزیت 0/5 متر نسبت به محور Y و 0/45 متر نسبت به محور X را تحمل می کند. سهم بار هریک از شمع ها را تعیین کنید.



شکل (10-24): مشخصات گروه شمع مثال (10-5)

حل: خروج از مرکزیت در دو جهت X و Y از 0.67S کوچکتر است.

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

$$Q = 850 \text{ T}$$

$$n = 3 \times 5 = 15$$

$$\sum y^2 = 2 \times 5 \times (2.4)^2 = 57.6 \text{ m}^4$$

$$\sum x^2 = 2 \times 3 \times (2.7)^2 + 2 \times 3 \times (5.4)^2 = 218.7 \text{ m}^4$$

$$M_x = 850 \times 0.5 = 425 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 850 \times 0.45 = 382.5 \text{ ton.m}$$

بنابراین برای محاسبه ی بار هر شمع خواهیم داشت:

$$\longrightarrow P_1 = \frac{850}{15} + \frac{425(-2.4)}{57.6} + \frac{382.5(-5.4)}{218.7} = 29.5 \text{ ton}$$

$$\longrightarrow P_2 = \frac{850}{15} + \frac{425(-2.4)}{57.6} + \frac{382.5(-2.7)}{218.7} = 34.2 \text{ ton}$$

$$\longrightarrow P_6 = \frac{850}{15} + 0 + \frac{382.5(-5.4)}{218.7} = 47.2 \text{ ton}$$

$$\longrightarrow P_8 = \frac{850}{15} + 0 + 0 = 56.7 \text{ ton}$$

$$\longrightarrow P_{15} = \frac{850}{15} + \frac{425(+2.4)}{57.6} + \frac{382.5(+5.4)}{218.7} = 83.8 \text{ ton}$$

این بارها در حد سرویس هستند که برای طراحی مقطع شمع و تعیین ظرفیت باربری هر یک باید این بارها به حد نهایی برده شوند.

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- [36] Pile Design and Construction Practice, Tomlinson M.J., 1981, Viewpoint Publication.
- [37] Foundation Engineering Handbook, Fung H.Y., 1991, Chapman & Hall.
- [38] Foundation Analysis and Design, Bowles J.E., 1996, McGraw-Hill.
- [39] Principle of Foundation Engineering, Das B.M., 1990, PWS-KENT.



## پیوست



(در این بخش جداول، نمودارها و اشکالی که به پیوست رجوع داده شده‌اند به تفکیک فصل آمده است.)

## لیست پیوست‌های فصل دوم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
217	پ-2-1	نمونه‌ای از گزارش نمونه‌برداری
218	پ-2-2	شکل آزمایش CPT دینامیکی

## لیست پیوست‌های فصل سوم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
218	پ-3-1	نمودار ضرایب ظرفیت باربری ترازقی
219	پ-3-2	نمودار ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده‌ی ترازقی-وسیک
220	پ-3-3	جدول ضرایب ظرفیت باربری وسیک
221	پ-3-4	جدول ضرایب ظرفیت باربری ترازقی
221	پ-3-5	جدول ضرایب ظرفیت باربری میرهوف، هانسن و وسیک
222	پ-3-6	فرمول ضرایب ظرفیت باربری به روش هانسن و وسیک
223	پ-3-7	جدول ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده‌هایی روی شیب
224	پ-3-8	خرابی فونداسیون یک سیلو بر اثر شکست ظرفیت باربری
224	پ-3-9	الگوی شکست برشی کلی در زیر یک پی مستطیلی
224	پ-3-10	الگوی شکست برشی محلی در زیر یک پی مستطیلی
225	پ-3-11	الگوی شکست برش پانچ در پی مستطیلی بر خاک ماسه‌ای شل
225	پ-3-12	شکست برش پانچ در زیر پی مستطیلی بر خاک ماسه‌ای متراکم
226	پ-3-13	شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی عمیق

## لیست پیوست‌های فصل چهارم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
227	پ-4-1	جدول پارامترهای الاستیک خاک‌های مختلف
227	پ-4-2	جدول مقادیر ضریب پواسون برای انواع مختلف خاک
228-229	پ-4-3	مقادیر $I_1$ و $I_2$ برای محاسبه ی نشست آنی یا الاستیک بر اساس مقادیر $M$ و $N$

## لیست پیوست‌های فصل ششم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
230	پ-6-1	نمودار تعیین خط تنش صفر در پی‌های تحت لنگر دوجانبه

## لیست پیوست‌های فصل نهم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
231	پ-9-1	جدول مقادیر ضریب فشار محرک کولمب
232	پ-9-2	جدول مقادیر ضرایب فشار مقاوم کولمب
233	پ-9-3	جدول ضرایب فشار محرک زمین در روش رانکین
233	پ-9-4	جدول ضرایب فشار مقاوم زمین در روش رانکین
233	پ-9-5	جدول مقادیر زاویه‌ی اصطکاک

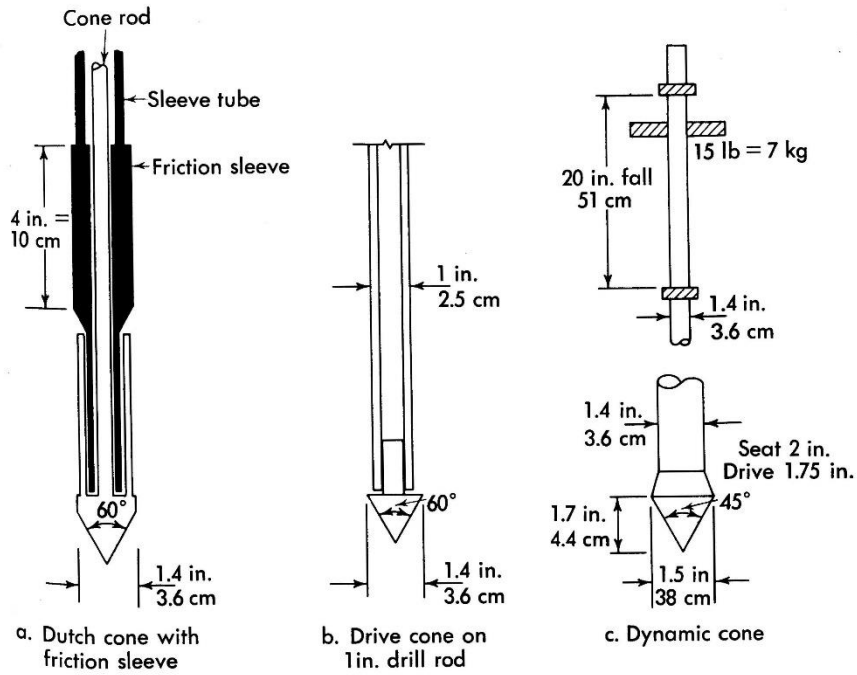
## لیست پیوست‌های فصل دهم

صفحه	عنوان پیوست	شرح
234	پ-10-1	مقادیر ضریب ظرفیت باربری در شمع‌ها

Date Drilled: 6/17/96		Water Depth: >21.0						
Drilled By: Geo Sec		Date Measured: 06/17/96						
Drilling Method: HSA 6"		Reference Elevation: 783.0						
Logged By: Mike Laney		Datum: MSL						
Depth (feet)	Sample Type	Sample Number	Blow Counts (blows/foot)	Graphic Log	SOIL DESCRIPTION AND CLASSIFICATION	Dry Density (pcf)	Moisture Content (%)	Additional Tests
-780	1	10			SILTY SAND (SM): brown, moist, fine sand, trace coarse sand and fine gravel medium dense			
5	2	21			SAND (SP): brown, moist, medium dense, fine to medium sand	110	5.2	
-775								
10	3	42			olive-brown, dense, fine to coarse sand, some fine gravel			
-770								
15	4	50/5*			SANDY GRAVEL (GP): gray, moist, very dense, fine to coarse sand, fine to coarse gravel to 3 inches			
-765								
20	5	90			SAND with GRAVEL (SP): olive-brown, moist, very dense, fine to coarse sand, fine to coarse gravel to 2 inches			
					Boring terminated at 21.0 feet Groundwater not encountered Hole backfilled and tamped using soil from cuttings			
PROJECT NO.					LOG OF BORING B-39			PLATE A-40

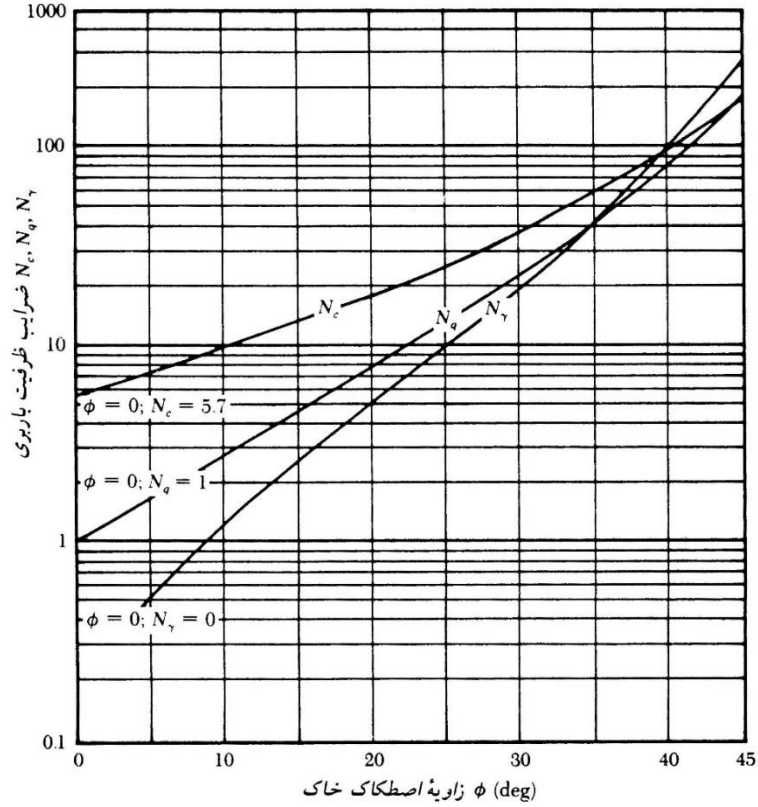
Figure 3.14 A boring log. Samples 2 and 4 were obtained using a heavy-wall sampler, and the corresponding blow counts are the number of hammer blows required to drive the sampler. Samples 1, 3, and 5 are standard penetration tests, and the corresponding blow counts are the  $N_{60}$  values, as discussed later in this chapter. (Kleinfelder, Inc.)

شکل (پ-2-1): نمونه‌های از گزارش نمونه‌برداری

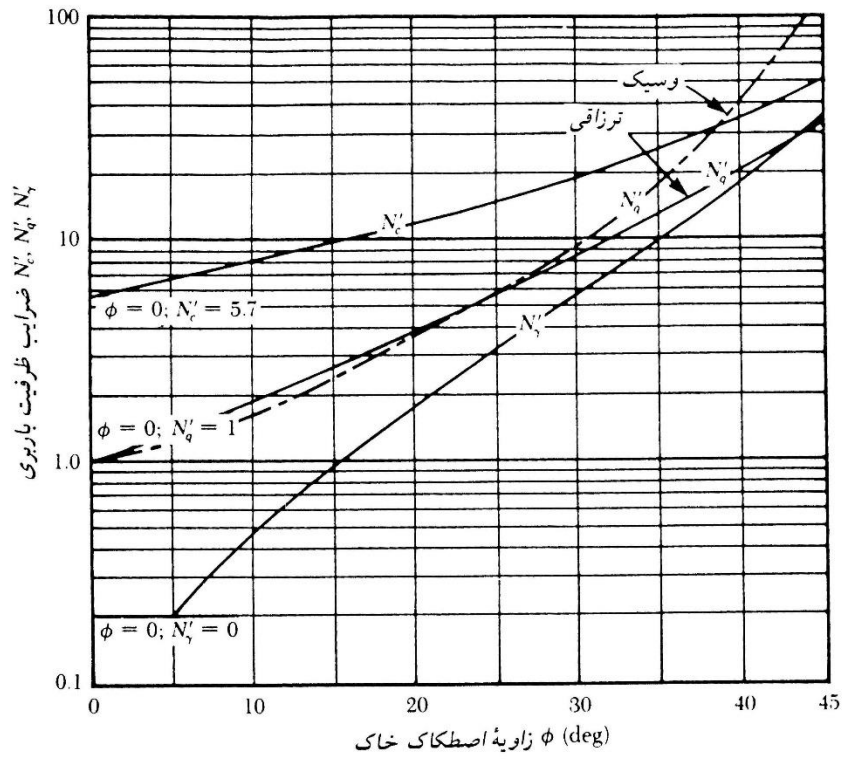


Penetrometers.

شکل (پ-2-2): آزمایش CPT دینامیکی



نمودار (پ-3-1): ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی کلی



نمودار (پ-3-2): ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده‌ی ترزاقی-وسیک برای گسیختگی برشی موضعی

جدول (پ-3-3): ضرایب ظرفیت باربری (وسیک 1973)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

جدول (پ-3-4): جدول ضرایب ظرفیت باربری ترازقی

**the Terzaghi equations**

Values of  $N_\gamma$  for  $\phi$  of 34 and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute  $K_{\gamma\gamma}$  for forward computations of  $N_\gamma$  by author

$\phi$ , deg	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$K_{\gamma\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

جدول (پ-3-5): ضرایب ظرفیت باربری میرهوف، هانسن و وسیک

**Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations**

Note that  $N_c$  and  $N_q$  are the same for all three methods; subscripts identify author for  $N_\gamma$

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	$N_q/N_c$	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

\* =  $\pi + 2$  as limit when  $\phi \rightarrow 0^\circ$ .

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point.

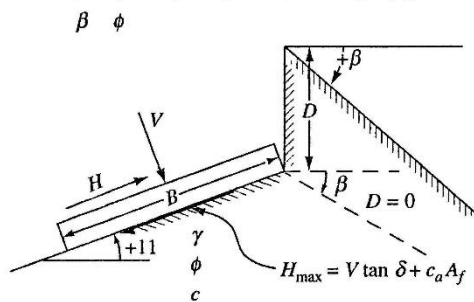
جدول (پ-3-6): فرمول ضرایب ظرفیت باربری به روش هانسن و وسیک (به شکل دقیق تر در فصل 3 صفحه ی 41 و 42 آمده است.)

Shape factors		Depth factors		Inclination factors		Ground factors (base on slope)	
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L}$ ( $\phi = 0^\circ$ )		$d'_c = 0.4k$ ( $\phi = 0^\circ$ )		$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$		$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L}$		$d_c = 1.0 + 0.4k$		$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$		$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$		$k = D/B$ for $D/B \leq 1$		$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{0.2}$		$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\delta$	
$s_c = 1.0$ for strip		$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$		$2 \leq \alpha_1 \leq 5$			
		$k$ in radians					
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L} \sin \phi$		$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$					
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$		$k$ defined above					
for all $\phi$							
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L} \geq 0.6$		$d_\gamma = 1.00$ for all $\phi$		$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{0.2}$		$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ ( $\phi = 0$ )	
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$				$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{0.2}$		$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ ( $\phi > 0$ )	
				$2 \leq \alpha_2 \leq 5$		$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$	
						$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$	
						$\eta$ in radians	

- Notes:
- Note use of "effective" base dimensions  $B'$ ,  $L'$  by Hansen but not by Vesic.
  - The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load  $H_B$ .
  - With a vertical load and a load  $H_i$  (and either  $H_B = 0$  or  $H_B > 0$ ) you may have to compute two sets of shape  $s_i$  and  $d_i$  as  $s_{i,B}$ ,  $s_{i,L}$  and  $d_{i,B}$ ,  $d_{i,L}$ . For  $i, L$  subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio  $L/B'$  or  $D/L'$ .

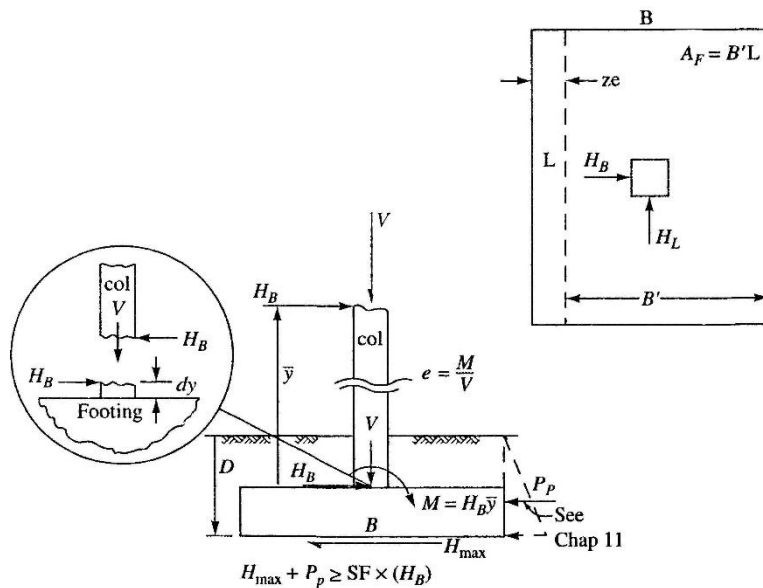
- Notes:
- Use  $H_i$  as either  $H_B$  or  $H_L$ , or both if  $H_L > 0$ .
  - Hansen (1970) did not give an  $i_c$  for  $\phi > 0$ . The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
  - Variable  $c_a$  = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0  $\times$  base cohesion.
  - Refer to sketch for identification of angles  $\eta$  and  $\beta$ , footing depth  $D$ , location of  $H_i$  (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note  $V$  = force normal to base and is not the resultant  $R$  from combining  $V$  and  $H_i$ .

Notes:  $\beta + \eta = 90^\circ$  (Both  $\beta$  and  $\eta$  have signs (+) shown.)



For:  $L/B \leq 2$  use  $\phi_{tr}$   
 $L/B > 2$  use  $\phi_{ps} = 1.5 \phi_{tr} - 17^\circ$   
 $\phi_{tr} \leq 34^\circ$  use  $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

$\delta$  = friction angle between base and soil ( $.5\phi \leq \delta \leq \phi$ )  
 $A_f = B'L'$  (effective area)  
 $c_a$  = base adhesion (0.6 to 1.0c)



$H_{max} + P_p \geq SF \times (H_B)$



جدول (پ-3-7): ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده‌هایی که بر روی شیب قرار دارند

**Bearing capacity  $N'_c, N'_q$  for footings on or adjacent to a slope**

Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ( $\beta = 0$ ) may be used when length or area ratios  $> 1$  or when  $b/B > 1.5$  to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

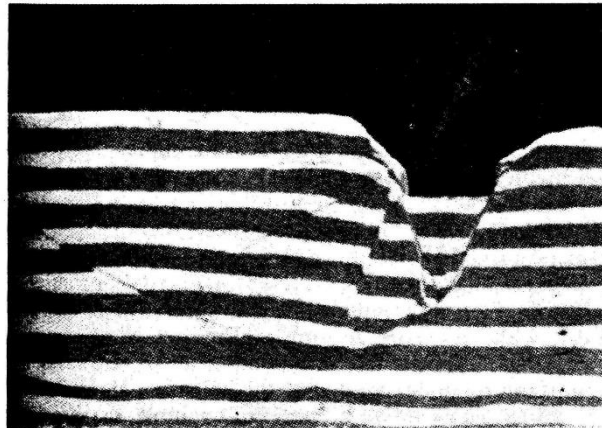
$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0$				
	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
$0^\circ$	$N'_c = 5.14$	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
	$N'_q = 1.03$	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
$10^\circ$	4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
$20^\circ$	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
$25^\circ$	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
$30^\circ$	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
$60^\circ$	3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0.75$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0.75$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0.75$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
$10^\circ$	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
$20^\circ$	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
$25^\circ$	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
$30^\circ$	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
$60^\circ$	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 1.50$					$D/B = 0.75$ $b/B = 1.50$					$D/B = 1.50$ $b/B = 1.50$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
$10^\circ$	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
$20^\circ$	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
$25^\circ$	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
$30^\circ$	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
$60^\circ$	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17



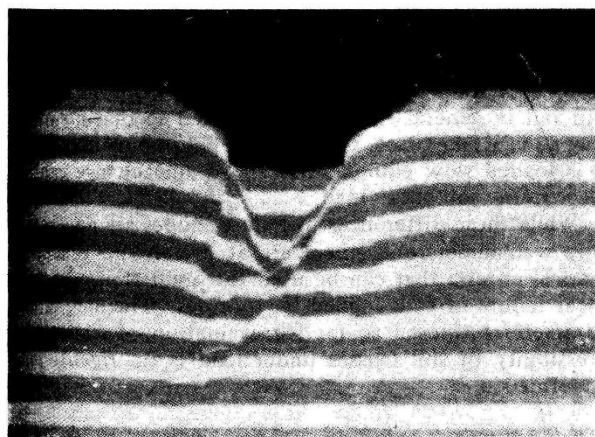
Bearing capacity failure of a silo foundation. (From Tschebotarioff, 1951.)

شکل (پ-3-8): خرابی فونداسیون یک سیلو بر اثر شکست ظرفیت باربری



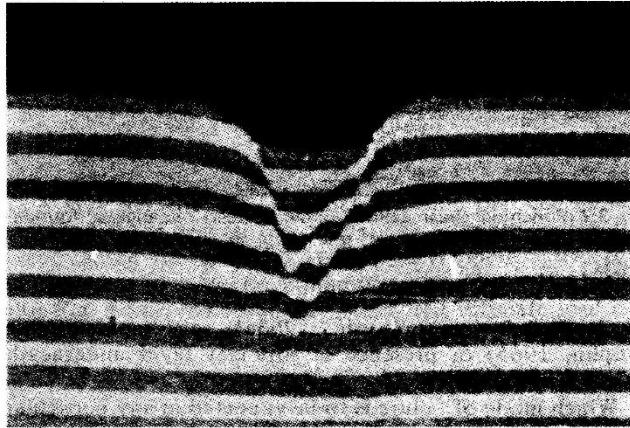
General shear failure pattern under a rectangular footing on dense sand ( $D_r = 100\%$ ). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-3-9): الگوی شکست برشی کلی در زیر یک پی مستطیلی



Local shear failure pattern under a rectangular footing on medium dense sand ( $D_r = 47\%$ ). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-3-10): الگوی شکست برشی محلی در زیر یک پی مستطیلی



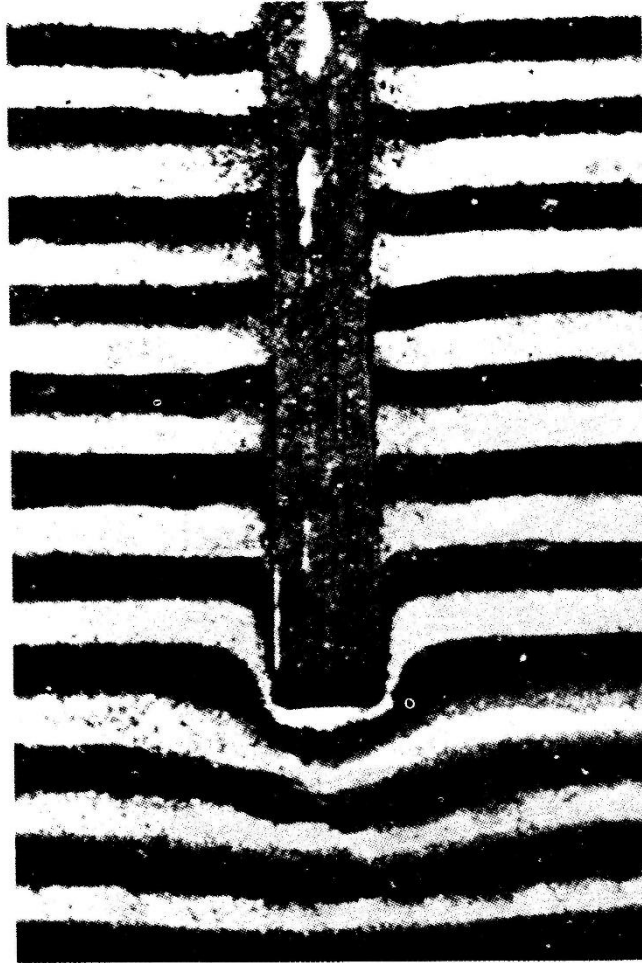
Punching shear failure pattern under a rectangular foundation on the surface of loose sand ( $D_r = 15\%$ ). (From De Beer and Vesić, 1958.)

شکل (پ-3-11): الگوی شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی و بر روی سطح ماسه‌ای شل



Punching shear failure of a rectangular footing on dense sand underlain by soft clay. (From Vesić, 1970.)

شکل (پ-3-12): الگوی شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی و بر روی سطح ماسه‌ای متراکم



Punching shear failure under a deep rectangular foundation in dense sand ( $D_r = 90\%$ ,  $B = 1.5$  in,  $D = 15$  in). (From Vesić, 1963a.)

شکل (پ-3-13): شکست برش پانچ در زیر یک پی مستطیلی عمیق

جدول (پ-4-1): پارامترهای الاستیک خاک‌های مختلف

نوع خاک	$E_s$ ضریب الاستیسیته		$\mu$ نسبت پواسون
	$MN/m^2$	$lb/in.^2$	
ماسه شل Loose sand	10.35– 24.15	1,500– 3,500	0.20–0.40
ماسه با تراکم متوسط Medium dense sand	17.25– 27.60	2,500– 4,000	0.25–0.40
ماسه متراکم Dense sand	34.50– 55.20	5,000– 8,000	0.30–0.45
ماسه لای‌دار Silty sand	10.35– 17.25	1,500– 2,500	0.20–0.40
ماسه و شن Sand and gravel	69.00–172.50	10,000–25,000	0.15–0.35
رس نرم Soft clay	2.07– 5.18	300– 750	
رس متوسط Medium clay	5.18– 10.35	750– 1,500	0.20–0.50
رس سفت Stiff clay	10.35– 24.15	1,500– 3,500	

جدول (پ-4-2): مقادیر ضریب پواسون برای انواع مختلف خاک

#### Values or value ranges for Poisson's ratio $\mu$

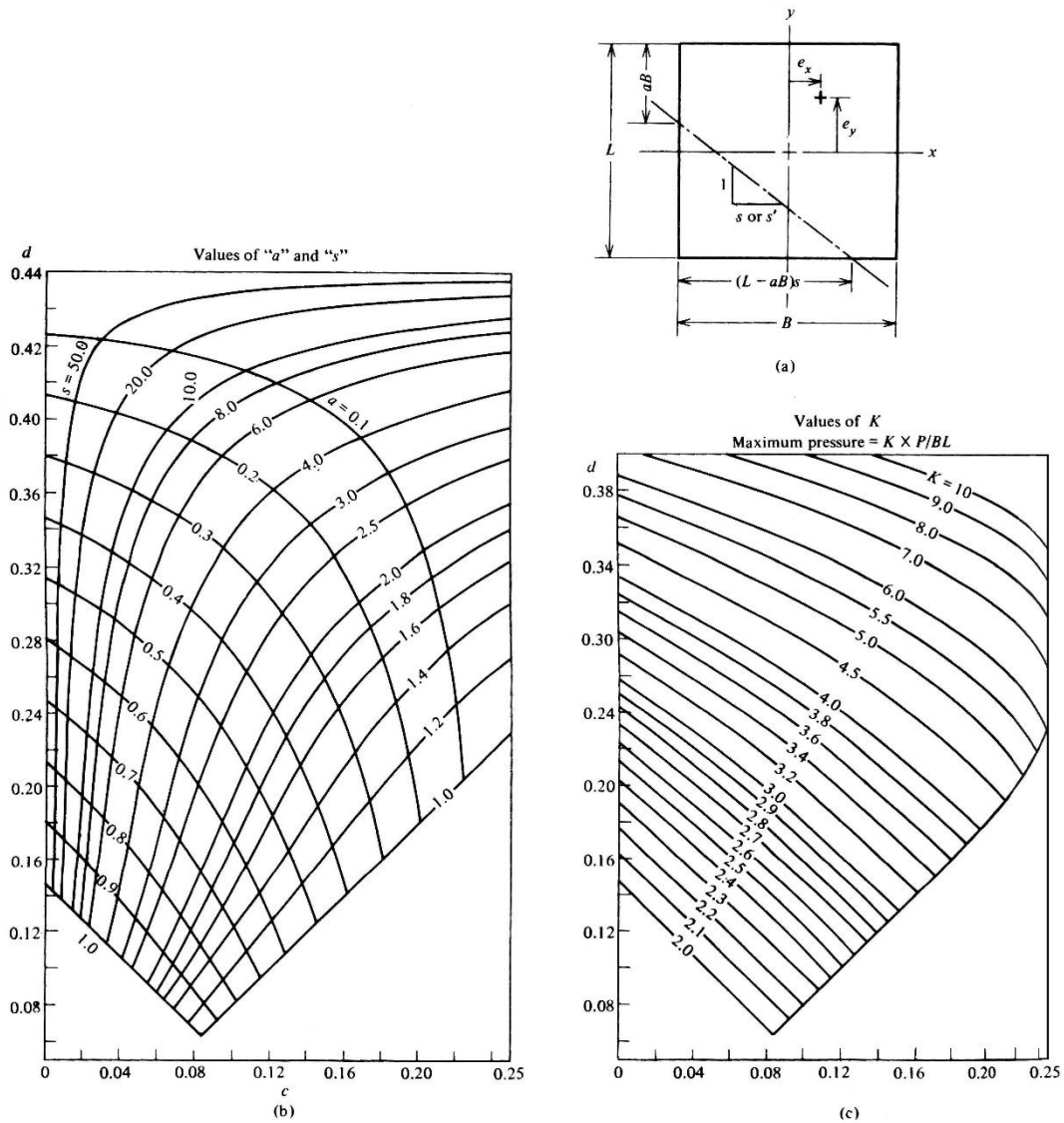
Type of soil	$\mu$
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

جدول (پ-4-3): مقادیر  $I_1$  و  $I_2$  برای محاسبه ی نشست آنی یا الاستیک بر اساس مقادیر  $M$  و  $N$

$N$	$M = 1.0$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	$I_1 = 0.009$ $I_2 = 0.041$	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
0.4	0.033 0.066	0.032 0.068	0.031 0.069	0.030 0.070	0.029 0.070	0.028 0.071	0.028 0.071	0.027 0.072	0.027 0.072	0.027 0.073	0.027 0.073
0.6	0.066 0.079	0.064 0.081	0.063 0.083	0.061 0.085	0.060 0.087	0.059 0.088	0.058 0.089	0.057 0.090	0.056 0.091	0.056 0.091	0.055 0.092
0.8	0.104 0.083	0.102 0.087	0.100 0.090	0.098 0.093	0.096 0.095	0.095 0.097	0.093 0.098	0.092 0.100	0.091 0.101	0.090 0.102	0.089 0.103
1.0	0.142 0.083	0.140 0.088	0.138 0.091	0.136 0.095	0.134 0.098	0.132 0.100	0.130 0.102	0.129 0.104	0.127 0.106	0.126 0.108	0.125 0.109
1.5	0.224 0.075	0.224 0.080	0.224 0.084	0.223 0.089	0.222 0.093	0.220 0.096	0.219 0.099	0.217 0.102	0.216 0.105	0.214 0.108	0.213 0.110
2.0	0.285 0.064	0.288 0.069	0.290 0.074	0.292 0.078	0.292 0.083	0.292 0.086	0.292 0.090	0.292 0.094	0.291 0.097	0.290 0.100	0.289 0.102
3.0	0.363 0.048	0.372 0.052	0.379 0.056	0.384 0.060	0.389 0.064	0.393 0.068	0.396 0.071	0.398 0.075	0.400 0.078	0.401 0.081	0.402 0.084
4.0	0.408 0.037	0.421 0.041	0.431 0.044	0.440 0.048	0.448 0.051	0.455 0.054	0.460 0.057	0.465 0.060	0.469 0.063	0.473 0.066	0.476 0.069
5.0	0.437 0.031	0.452 0.034	0.465 0.036	0.477 0.039	0.487 0.042	0.496 0.045	0.503 0.048	0.510 0.050	0.516 0.053	0.522 0.055	0.526 0.058
6.0	0.457 0.026	0.474 0.028	0.489 0.031	0.502 0.033	0.514 0.036	0.524 0.038	0.534 0.040	0.542 0.043	0.550 0.045	0.557 0.047	0.563 0.050
7.0	0.471 0.022	0.490 0.024	0.506 0.027	0.520 0.029	0.533 0.031	0.545 0.033	0.556 0.035	0.566 0.037	0.575 0.039	0.583 0.041	0.590 0.043
8.0	0.482 0.020	0.502 0.022	0.519 0.023	0.534 0.025	0.549 0.027	0.561 0.029	0.573 0.031	0.584 0.033	0.594 0.035	0.602 0.036	0.611 0.038
9.0	0.491 0.017	0.511 0.019	0.529 0.021	0.545 0.023	0.560 0.024	0.574 0.026	0.587 0.028	0.598 0.029	0.609 0.031	0.618 0.033	0.627 0.034
10.0	0.498 0.016	0.519 0.017	0.537 0.019	0.554 0.020	0.570 0.022	0.584 0.023	0.597 0.025	0.610 0.027	0.621 0.028	0.631 0.030	0.641 0.031
20.0	0.529 0.008	0.553 0.009	0.575 0.010	0.595 0.010	0.614 0.011	0.631 0.012	0.647 0.013	0.662 0.013	0.677 0.014	0.690 0.015	0.702 0.016
500.0	<b>0.560</b> <b>0.000</b>	0.587 0.000	0.612 0.000	0.635 0.000	0.656 0.000	0.677 0.000	0.696 0.001	0.714 0.001	0.731 0.001	0.748 0.001	0.763 0.001

<i>N</i>	<i>M</i> = 2.5	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.2	$I_1 = 0.007$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
	$I_2 = 0.043$	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
0.4	0.026	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	0.074	0.075	0.075	0.075	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.053	0.051	0.050	0.050	0.050	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
	0.094	0.097	0.097	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098
0.8	0.086	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
	0.107	0.111	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.114	0.114
1.0	0.121	0.115	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
	0.114	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.5	0.207	0.197	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
	0.118	0.130	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
2.0	0.284	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
	0.114	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
3.0	0.402	0.392	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
	0.097	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
4.0	0.484	0.484	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
	0.082	0.110	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5.0	0.553	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
	0.070	0.098	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
6.0	0.585	0.609	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
	0.060	0.087	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
7.0	0.618	0.653	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
	0.053	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8.0	0.643	0.688	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
	0.047	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9.0	0.663	0.716	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
	0.042	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10.0	0.679	0.740	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
	0.038	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.0	0.756	0.856	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
	0.020	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
500.0	0.832	0.977	1.046	1.102	1.150	1.191	1.227	1.259	1.532	1.721	1.879
	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.008	0.016	0.031





Method of finding line of zero pressure beneath eccentrically loaded rigid footings. (a) Identification of terms; (b) curves to find line of zero pressure; (c) curves to find maximum soil pressure. (Courtesy Prof. H. J. Plock.)

Notes:

$$c = \frac{e_x}{B} \quad d = \frac{e_y}{L}$$

To use charts interchange  $c$  and  $d$  if  $c > d$  for rectangle  $s' = (B/L)$

If not certain of location of a  $B$  compute approximate line of zero pressure using Eq. 16.7—actual line is somewhat closer to resultant loads.

Maximum soil pressure =  $Kq_{av}$ ;  $q_{av} = P/A_{total}$

شکل (پ-6-1): نمودار تعیین خط تنش صفر در پی‌های تحت لنگر دوجانبه



جدول (پ-9-1): مقادیر ضریب فشار محرک کولمب

**Coulomb active earth pressure coefficients  $K_a$** 

		ALPHA = 90				BETA = -10				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.354	0.328	0.304	0.281	0.259	0.239	0.220	0.201	0.184
16		0.311	0.290	0.270	0.252	0.234	0.216	0.200	0.184	0.170
17		0.309	0.289	0.269	0.251	0.233	0.216	0.200	0.184	0.169
20		0.306	0.286	0.267	0.249	0.231	0.214	0.198	0.183	0.169
22		0.304	0.285	0.266	0.248	0.230	0.214	0.198	0.183	0.168

		ALPHA = 90				BETA = -5				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.371	0.343	0.318	0.293	0.270	0.249	0.228	0.209	0.191
16		0.328	0.306	0.284	0.264	0.245	0.226	0.209	0.192	0.176
17		0.327	0.305	0.283	0.263	0.244	0.226	0.208	0.192	0.176
20		0.324	0.302	0.281	0.261	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175
22		0.322	0.301	0.280	0.260	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175

		ALPHA = 90				BETA = 0				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198
16		0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184
17		0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183
20		0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183
22		0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183

		ALPHA = 90				BETA = 5				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.414	0.382	0.352	0.323	0.297	0.272	0.249	0.227	0.206
16		0.373	0.345	0.319	0.295	0.272	0.250	0.229	0.210	0.192
17		0.372	0.344	0.318	0.294	0.271	0.249	0.229	0.210	0.192
20		0.370	0.342	0.316	0.292	0.270	0.248	0.228	0.209	0.191
22		0.369	0.341	0.316	0.292	0.269	0.248	0.228	0.209	0.191

		ALPHA = 90				BETA = 10				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.443	0.407	0.374	0.343	0.314	0.286	0.261	0.238	0.216
16		0.404	0.372	0.342	0.315	0.289	0.265	0.242	0.221	0.201
17		0.404	0.371	0.342	0.314	0.288	0.264	0.242	0.221	0.201
20		0.402	0.370	0.340	0.313	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201
22		0.401	0.369	0.340	0.312	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201

		ALPHA = 90				BETA = 15				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		0.482	0.440	0.402	0.367	0.334	0.304	0.276	0.251	0.227
16		0.447	0.408	0.372	0.340	0.310	0.283	0.258	0.234	0.213
17		0.447	0.407	0.372	0.339	0.310	0.282	0.257	0.234	0.212
20		0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212
22		0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212

جدول (پ-9-2): مقادیر ضرایب فشار مقاوم کولمب

**Coulomb passive earth pressure coefficients  $K_p$**

		ALPHA = 90				BETA = -10				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		1.914	2.053	2.204	2.369	2.547	2.743	2.957	3.193	3.452
16		2.693	2.956	3.247	3.571	3.934	4.344	4.807	5.335	5.940
17		2.760	3.034	3.339	3.679	4.062	4.493	4.983	5.543	6.187
20		2.980	3.294	3.645	4.041	4.488	4.997	5.581	6.255	7.039
22		3.145	3.490	3.878	4.317	4.816	5.389	6.050	6.819	7.720

		ALPHA = 90				BETA = -5				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		2.223	2.392	2.577	2.781	3.004	3.250	3.523	3.826	4.163
16		3.367	3.709	4.094	4.529	5.024	5.591	6.243	7.000	7.883
17		3.469	3.828	4.234	4.694	5.218	5.820	6.516	7.326	8.277
20		3.806	4.226	4.704	5.250	5.879	6.609	7.462	8.468	9.665
22		4.064	4.532	5.067	5.684	6.399	7.236	8.222	9.397	10.809

		ALPHA = 90				BETA = 0				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16		4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17		4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20		4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22		5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726

		ALPHA = 90				BETA = 5				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		2.943	3.203	3.492	3.815	4.177	4.585	5.046	5.572	6.173
16		5.250	5.878	6.609	7.464	8.474	9.678	11.128	12.894	15.076
17		5.475	6.146	6.929	7.850	8.942	10.251	11.836	13.781	16.201
20		6.249	7.074	8.049	9.212	10.613	12.321	14.433	17.083	20.468
22		6.864	7.820	8.960	10.334	12.011	14.083	16.685	20.011	24.352

		ALPHA = 90				BETA = 10				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		3.385	3.712	4.080	4.496	4.968	5.507	6.125	6.840	7.673
16		6.652	7.545	8.605	9.876	11.417	13.309	15.665	18.647	22.497
17		6.992	7.956	9.105	10.492	12.183	14.274	16.899	20.254	24.633
20		8.186	9.414	10.903	12.733	15.014	17.903	21.636	26.569	33.270
22		9.164	10.625	12.421	14.659	17.497	21.164	26.012	32.601	41.863

		ALPHA = 90				BETA = 15				
$\delta$	$\phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0		3.913	4.331	4.807	5.352	5.980	6.710	7.563	8.570	9.768
16		8.611	9.936	11.555	13.557	16.073	19.291	23.494	29.123	36.894
17		9.139	10.590	12.373	14.595	17.413	21.054	25.867	32.409	41.603
20		11.049	12.986	15.422	18.541	22.617	28.080	35.629	46.458	62.759
22		12.676	15.067	18.130	22.136	27.506	34.930	45.584	61.626	87.354

جدول (پ-9-3): ضرایب فشار محرک زمین در روش رانکین

### Rankine active earth pressure coefficients $K_a$

$\beta$	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504	0.2262
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30	—	—	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35	—	—	—	—	—	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40	—	—	—	—	—	—	—	0.7660	0.4668

جدول (پ-9-4): ضرایب فشار مقاوم زمین در روش رانکین

### Rankine passive earth pressure coefficients $K_p$

$\beta$	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161	4.7437
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766	4.3827
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30	—	—	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35	—	—	—	—	—	1.1239	1.4347	1.7177	2.0088
40	—	—	—	—	—	—	—	0.7660	1.2570

جدول (پ-9-5): مقادیر زاویه‌ی اصطکاک بین مواد تشکیل دهنده‌ی پی و خاک یا سنگ

### Friction angles $\delta$ between various foundation materials and soil or rock\*

Interface materials	Friction angle, $\delta$ , degrees†
Mass concrete or masonry on the following:	
Clean sound rock	35°
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	$\phi$
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	$\phi$
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	$\phi$
Fine sandy silt, nonplastic silt	$\phi$
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	$\phi$
Medium stiff and stiff clay and silty clay	$\phi$
Steel sheet piles against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22°
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
Formed concrete or concrete sheetpiling against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22–26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17–22
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14
Various structural materials	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock	35°
Dressed hard rock on dressed soft rock	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	29
Masonry on wood (cross grain)	26
Steel on steel at sheet-pile interlocks	17
Wood on soil	14–16‡

\*May be stress-dependent (see text) for sand.

†Single values  $\pm 2^\circ$ . Alternate for concrete poured on soil is  $\delta = \phi$ .

‡May be higher in dense sand or if sand penetrates wood.

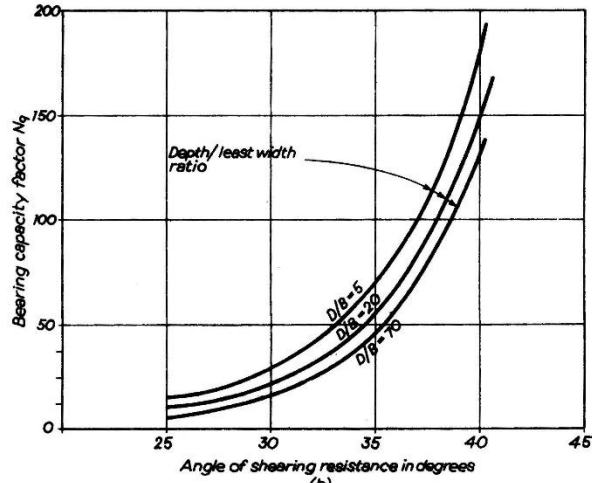
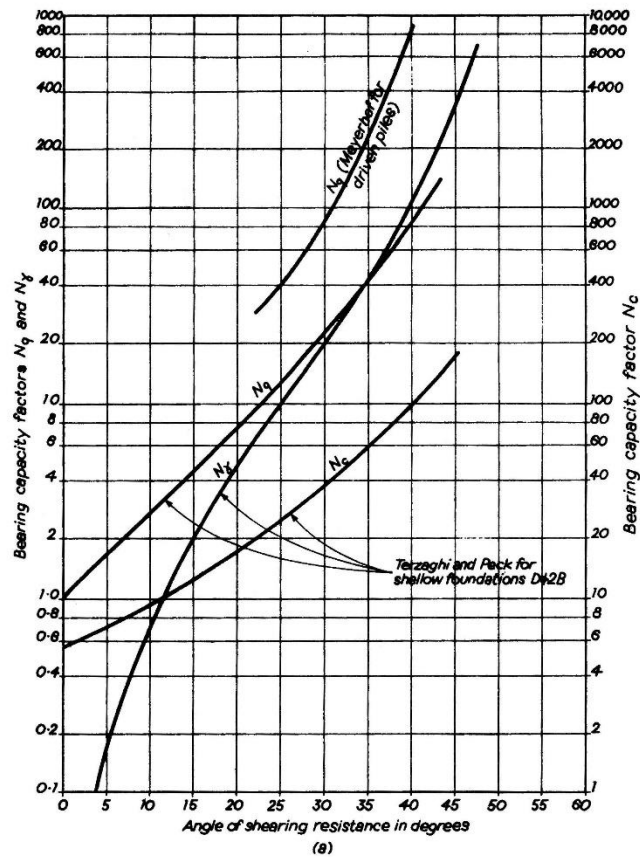


Fig. 4.14 Bearing capacity factors  
 (a) Values of  $N_q$ ,  $N_c$  and  $N_y$  (after Meyerhof<sup>(4.1)</sup> and Terzaghi and Peck<sup>(4.11)</sup>) (b) Berezantsev's values of  $N_q$ <sup>(4.18)</sup>

نمودار (پ-10-1): مقادیر ضریب ظرفیت باربری در شمع‌ها

یادداشت ✍️:

A series of horizontal dotted lines for writing notes.