مهندسی پی Foundation Engineering

۱_ مقدمه

۲_ شناسایی های ژئوتکنیکی (Ground) Site investigation

۳_ پی های سطحی (ظرفیت باربری _ نشست پی های سطحی _ اجزای پی سطحی)

۴_ پی های عمیق (شمع) Deep foundation

ظرفیت باربری _ نشست پی های عمیق _ انواع پی های عمیق

۵_ فشار جانبی خاک Lateral Earth Pressure

۶_ طراحی دیوارهای حائل Earth Retaining Walls

۷_ دیوارهای صلب Rigid Walls

۸_ دیوارهای انعطاف پذیر Flexible Walls

۹_ مسائل خاص در پی سازی

www.ttnar.ir

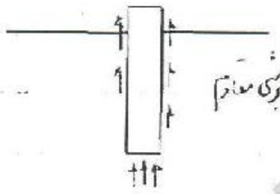
$\frac{D}{B} < 2.5 \sim 3.5$ .... پی سطحی

$\frac{D}{B} > 6$ پی عمیق

★ محدوده های ذکر شده تقریبی هستند ، چون بسته به جنس خاک ممکن است پی عمیق یا سطحی در نظر گرفته شود .

$2.5 \sim 3.5 < \frac{D}{B} < 6$ .... Pier , Caissons .... (شمع های ابزاری)

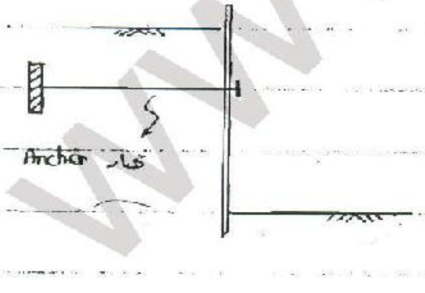
★ در پی های سطحی از اصطکاک جانبی صرف نظر می کنیم ولی در پی های عمیق هم اصطکاک بدنه در نظر گرفته می شود و هم ظرفیت باربری ، به خصوص شمع های اصطکاکی .



ناشی از اصطکاک بدنه → مقاومت برشی

★ مهارها (Archers) جزء نوعی پی هستند که تحت کشش می باشند

(در دسته پی های عمیق قرار می گیرند)



★ چون مهارها نیروی سازه را به خاک منتقل می کنند ، بنابراین نوعی پی هستند .

★ پی های پوسته ای ، دیوارهای تسمه ای نیز جزء انواع پی هستند .

◄ در طراحی پی یک سری نیازمندی های مربوط به کارایی پی وجود دارد .

Performance Requiements

مبحث هفتم : مقررات ملی ساختمان ایران

تعریف پی : مجموعه بخش هایی از سازه و خاک دربرگیرنده آن که انتقال بارهای سازه و زمین از طریق آن صورت می پذیرد، پی نام دارد.

پی	Foundation
شالوده	Footing

✓ خاک دربرگیرنده با شالوده

✓ بخش هایی از سازه

★ در ژئوتکنیک و پی سازی هم از تجربه استفاده می کنیم و هم از تئوری.

✓ چون روابط بحث مسائل ناشناخته اند بنابراین از ضریب اطمینان استفاده می کنیم

- تجربه
- تئوری

} ← ضریب اطمینان SF (به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت ها)

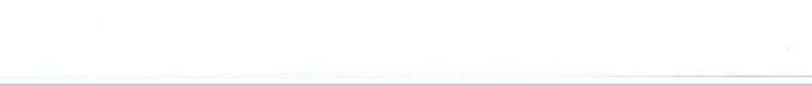
◄ انواع پی

۱ـ پی های سطحی Shallow foundation

۲ـ پی های عمیق Deep foundation

ـ پی های سطحی ─ Spred footing < پی های نواری

Mat foundation < پی های تکی



D : عمق پی   B : عرض پی

• نیازمندی های مربوط به کارآئی پی

۱ــ مقاومت کافی جهت تحمل بارها (عدم گسیختگی)

۲ ــ خدمت دهی Serviceability ← نشست

• نشست متعادل ← تاسیسات (کابل برق، تلفن، لوله های آب ...) را خراب می‌کند

• نشست نامتعادل ← از لحاظ احساسی امنیت مشکل ایجاد می‌کند.

۳ ــ اقتصادی بودن

۴ ــ دوام ← باید در طول عمر سازه، کارایی لازم را داشته باشد

خطر حمله سولفات ها و عوامل خورنده در خاک باید در نظر گرفته شوند

مصالح پی { خاک ← طراحی پی
سنگ ← طراحی محافظه کارانه

پی سازی در سنگ راحت تر است چون مقاومت آن زیاد است و مشکلات مربوط به نشست و ظرفیت باربری در مورد آن مطرح نیست. (ضریب اطمینان در سنگ بالا است).

طراحی ما در سنگ محافظه کارانه است.

پی سازی در خاک باید دقیق باشد

خاک مصالح دانه ای است که از فرسایش سنگ ها در طبیعت تشکیل شده است.

اگر ذرات خاک، مشخصات اولیه سنگ مادر را حفظ کرده باشند به آنها خاک های دانه ای گفته می‌شود و واکنش های شیمیایی در آنها صورت نگرفته است.

خاک ها { رسی
دانه ای

خاک، مصالح سه فازه است.

www.ttmar.ir

- نمایش خاک های اشباع ← خاک دانه + مایع آب (محیط دوفازه)

+ در بحث نشست، طراحی برای خاک های اشباع محافظه کارانه تر است و حتماً برای خاک های غیراشباع نیز طراحی جواب می دهد.

- روابط وزنی - حجمی

- خاک های غیراشباع $e = \frac{w G_s}{S}$, $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$

$\gamma = 14 \sim 20$, $\gamma_d = 9 \sim 19$, $e = 0.1 \sim 1.5$

- خاک های دانه ای

$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$ دانسیته نسبی (relative density)

- دانه بندی خاک ها

تخته سنگ	Boulder	> 12 in (350 mm)
قلوه سنگ	Cobble	3 ~ 12 in (75 - 350 mm)
شن	Gravel	$3 \sim \frac{3}{4}$ in (19 - 75 mm)
ماسه درشت		$\frac{3}{4}$ in - #4 (4.75 - 19 mm)
ماسه متوسط		#4 - #10 (2 - 4.75 mm)
ماسه ریز		#40 - #200 (0.075 - 0.425 mm)
ریزدانه		< 0.075 mm

+ در جدول صفحه 56 انواع تقسیم بندی خاک ها ذکر شده است.

با توجه به درصد رطوبت خاک، حالت های جامد، نیمه جامد، خمیری و روانی برای آن تعریف می شود. این حالت ها با استفاده از حدود خمیری خاک (حدود اتربرگ) مشخص می شوند.

حد خمیری Plasticity limit , حد انقباض Shrinkage Limit

www.ttmar.ir

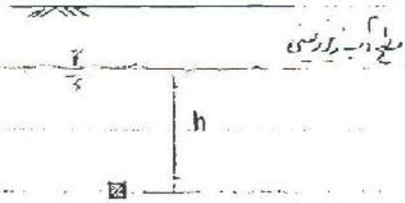
شاخص خمیری $PI = LL - PL$ ، حد روانی liquid limit (LL)

○ آب زیرزمینی

* از پارامترهای اساسی که بر روی طراحی پی‌ها تأثیر می‌گذارد، وجود آب زیرزمینی است.

از پارامترهای مؤثر در تنش، فشار آب

به صورت هیدرواستاتیک است.



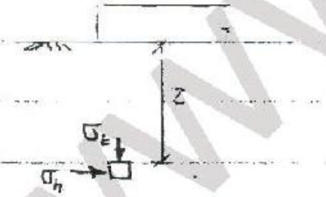
$U_h = \gamma_w . h$

* دو نوع فشار آب داریم: ۱ـ هیدرواستاتیک (U_h)

۲ـ فشار آب حفره‌ای اضافی (U_e)

$$\boxed{U = U_e + U_h}$$

تنش ژئواستاتیک ناشی از وزن خاک است. (دلیل بارگذاری)



تنش ژئواستاتیک : $\sigma = \gamma . z$

$$\sigma_z = \gamma z + \Delta\sigma_z$$

در بحث فشار جانبی خاک با σ_h سروکار داریم.

ضریب فشار جانبی خاک $K = \dfrac{\sigma_h}{\sigma_z}$

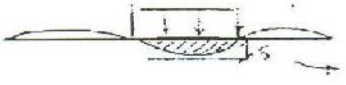
در حالت سکون $K_0 = \dfrac{\sigma_h}{\sigma_z}$ ، $\boxed{K_0 = (1 - \sin\varphi')\ OCR^{\sin\varphi'}}$

K بستگی به اصطکاک داخلی و ضریب پیش تحکیمی خاک دارد.

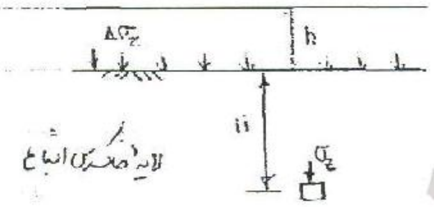
تراکم پذیری و نشست خاک :

- نشست تحکیمی (دانه‌های خاک بهم نزدیک می‌شوند)
- نشست ثانویه (ناشی از خزش)
- نشست آنی (دانه‌های خاک عمود بر جهت بارگذاری حرکت می‌کنند

در این حالت حجم خاک تغییری نمی‌کند و تحت تأثیر ضریب پواسون است)



نشست آنی (الاستیک)

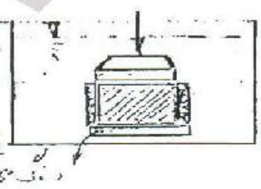


اگر خاک ، تحکیم یافته‌ای را با سربار گسترده‌ای به ارتفاع h بر روی آن اجرا کنیم ، می‌توانیم نشست تحکیمی را محاسبه کنیم :

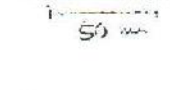
قبل از تحکیم $\begin{cases} \sigma_z = \gamma . H \\ u = 0 \end{cases}$ ابتدای تحکیم $\begin{cases} \sigma_z = \gamma . H + \Delta\sigma_z \\ u = \Delta\sigma_z \end{cases}$

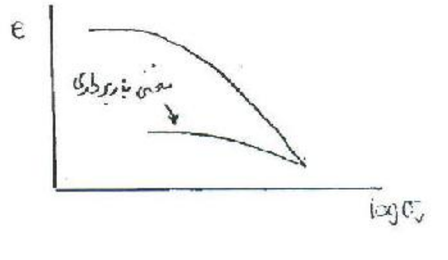
در پایان تحکیم $t \to \infty$ $\begin{cases} \sigma'_z = \gamma . H + \Delta\sigma_z \\ u = 0 \end{cases}$

مقدار نشست را می‌توان با استفاده از آزمایش ادومتر بدست آورد .

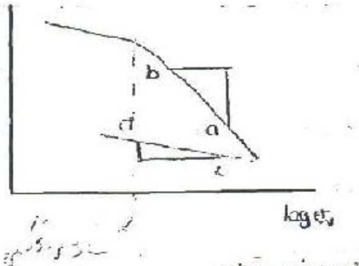


تحکیم یک بعدی جهت آزمایش ادومتر





می‌توانیم منحنی آزمایش ادومتر را با دو خط تقریب بزنیم.



تنش پیش تحکیمی (σ'_1)

$$C_c = \frac{e_b - e_a}{\log\sigma'_b - \log\sigma'_a}$$

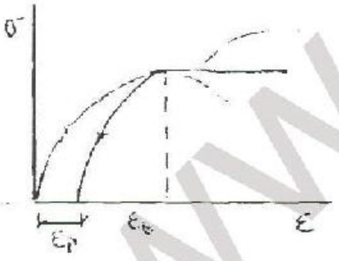
$$C_r = \frac{e_d - e_c}{\log\sigma'_d - \log\sigma'_c}$$

(ضریب باربرداری یا ضریب تورم)

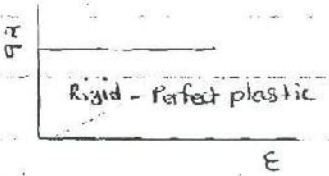
$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_a}{\log\sigma'_b - \log\sigma'_a} \quad , \quad \frac{C_r}{1+e_0} = \frac{\varepsilon_d - \varepsilon_c}{\log\sigma'_d - \log\sigma'_c}$$

ضریب پیش تحکیمی $OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_1}$

مقاومت برشی Shear Strength



* خاک، مدل‌های رفتاری مختلفی دارد. در مکانیک خاک فرض می‌شود بیشتر رفتار خاک صلب - خمیری کامل است.



در مباحث پایداری معمولاً رفتار خاک صلب - خمیری کامل فرض می‌شود ولی در مباحث نشست مدل‌های رفتاری متفاوتی در نظر گرفته می‌شود.

* معیار گسیختگی در مکانیک خاک، مدل گسیختگی موهر - کولمب می‌باشد.
مدل رفتاری با معیار گسیختگی خمیری دارد. معیار موهر - کولمب، دو پارامتری (c,φ) است.

$$\boxed{\tau = c + \mathrm{tg}\varphi \cdot \sigma}$$

c: چسبندگی φ: اصطکاک داخلی

+ در مصالح خاکی با نوعی مصالح اصطکاکی سروکار داریم.

+ منشأ مقاومت برشی دو چیز است: ۱) اصطکاک داخلی ۲) چسبندگی

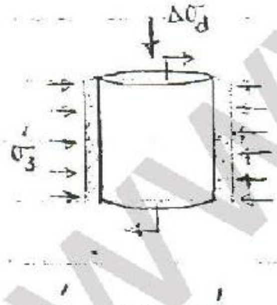
چسبندگی {
- چسبندگی داخلی: ناشی از سمانتاسیون: پیوندهای شیمیایی و الکتریکی
- چسبندگی ظاهری: ناشی از فشار آب حفره‌ای منفی

+ تحلیل مقاومت برشی یک بحث مهمی است. مثلاً باید بدانیم آنالیز ما براساس تنش کل است یا تنش مؤثر.

رفتار خاک اشباع <
- زهکشی شده Drained
- زهکشی نشده Undrained

* وقتی باری به خاک وارد می‌شود برحسب نوع خاک ممکن است خاک به صورت زهکشی شده یا زهکشی نشده بار را تحمل کند.

+ حالت زهکشی شده برای خاک‌های با نفوذپذیری بالا رخ می‌دهد که معمولاً خاک‌های دانه‌ای هستند.



* اگر شیرهای زهکشی بسته باشند، بار بر روی آب قرار می‌گیرد ولی اگر شیرهای زهکش را باز کنیم و خاک دانه‌ای باشد، آب به سرعت خارج شده و بار بر روی دانه‌های خاک قرار می‌گیرد و شرایط زهکشی شده است.

$\sigma'_1 = \Delta\sigma + \sigma'_3$ ← آنالیز براساس تنش مؤثر صورت می‌گیرد.

$u_e = 0$ (در حین آزمایش) (c', φ')

+ حالت زهکشی نشده برای خاک‌ها با نفوذپذیری پایین رخ می‌دهد که خاک‌های ریزدانه هستند.

ابتدا (قبل از بارگذاری)	بارگذاری $\Delta\sigma$	
$\sigma = \sigma'_3$ ، $u_e = 0$	$(\sigma_1)_T = \Delta\sigma + \sigma'_3$	$\begin{cases}\sigma'_1 = \sigma_3 \\ u_e = \Delta\sigma\end{cases}$

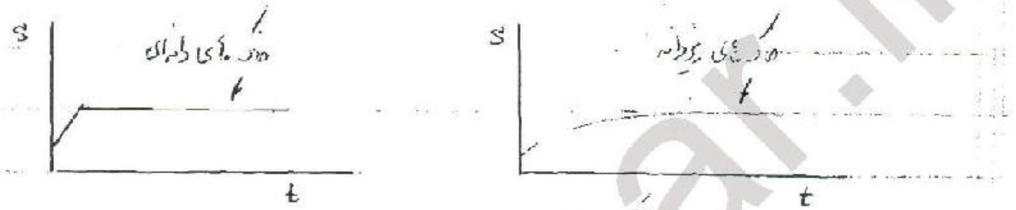
www.ttmar.ir

- پارامترهای c و φ برای تنش کل کمتر از تنش مؤثر بدست می‌آید.

* در حالت تنش مؤثر پس از بارگذاری تنش‌ها افزایش می‌یابند ولی برای تنش کل تغییری صورت نمی‌گیرد.

$$S = C_T + \sigma \operatorname{tg} \varphi_T$$

- در حالت زهکشی نشده آنالیز براساس تنش کل صورت می‌گیرد.



در این زمان رسیدن به مقاومت برشی نهایی زیاد است.

◀ پس یک سری پارامترهای مربوط به مقاومت کوتاه مدت (زهکشی نشده) و مقاومت بلند مدت (زهکشی شده) داریم.

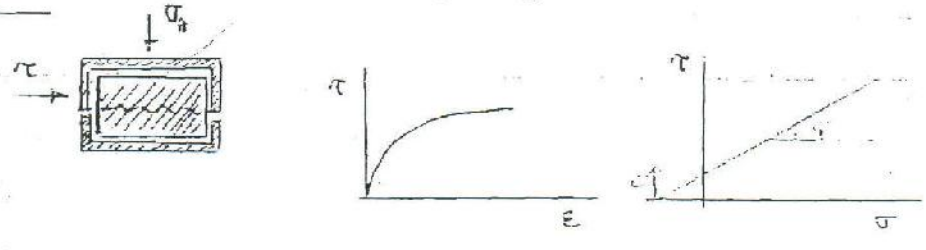
- در جدول صفحه 69 پارامترهای c و φ برای خاک‌های مختلف ذکر شده است.

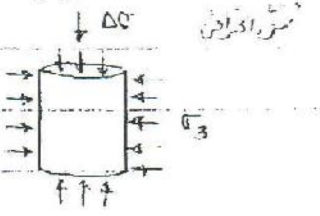
(Cu) (Su) : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده

روش‌های تعیین پارامترهای مقاومت برشی {
- روش‌های آزمایشگاهی
- روش‌های درجا

• روش‌های آزمایشگاهی {
- برش مستقیم D.S.T
- آزمایش سه محوری T.T

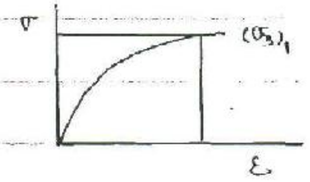
برش مستقیم

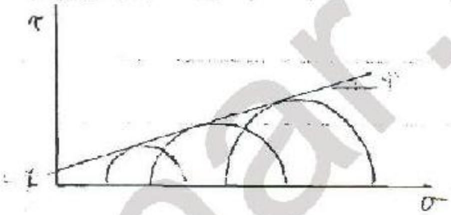




* آزمایش سه محوری بر روی یک نمونه استوانه‌ای با نسبت قطر به ارتفاع 1 به 2 صورت می‌گیرد.

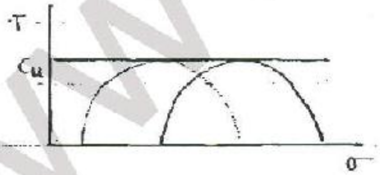
UU ← تحکیم نیافته زهکشی نشده
CU ← تحکیم یافته زهکشی نشده
CD ← تحکیم یافته زهکشی شده





* با استفاده از آزمایش سه محوری می‌توانیم رفتار خاک را در حین بارگذاری ببینیم و مسیر تنش را ترسیم کنیم چون فشار آب حفره‌ای را می‌توان در حین آزمایش اندازه‌گیری کرد.

* آزمایش تک محوری بر روی خاک‌هایی انجام می‌شود که چسبندگی کافی داشته باشند.
(فشار جانبی صفر است)



* از این آزمایش فقط می‌توان C_u (S_u) را بدست آورد.

فصل دوم - شناسایی های ژئوتکنیکی Site Exploration and Charactrization

* در مصالحی مانند فولاد و بتن ، ما طراحی را براساس استانداردها انجام می دهیم و آزمایش ها را به منظور کنترل انجام می دهیم . اما در مسائل ژئوتکنیکی اینگونه نیست چون ما با مصالح متغیری سروکار داریم . پس باید به سراغ شناسایی ژئوتکنیکی برویم .

+ برحسب نوع سازه ، شناسایی های ژئوتکنیکی می تواند مختصر یا مفصل باشد .

▶ در مباحث ژئوتکنیکی در زمینه تئوری و ابزاری پیشرفت های زیادی صورت گرفته و ابزارهای زیادی به وجود آمده اما ما نیاز به یک سری داده های ورودی داریم که باید آن را از شناسایی های ژئوتکنیکی بدست آوریم . بنابراین داده های ورودی خیلی دقیق نیستند و این هم به علت متغیر و متفاوت بودن رفتار خاک ها می باشد . پس با اینکه روش های عددی دقیق هستند اما به علت تقریبی بودن ورودی ، داده های خروجی نیز دقیق نیستند .

اهداف شناسایی های ژئوتکنیکی :

۱) تهیه اطلاعات جهت بررسی امکان پذیری انجام پروژه و انتخاب محل پروژه
۲) طراحی پی و کارهای خاکی
۳) اثر پروژه بر روی سازه و ساختمان و سازه های مجاور
۴) بررسی و پایش پروژه موجود
۵) بررسی و ارائه روش های ترمیم سازه های نیازمند ترمیم .

روش های شناسایی :

- مطالعات و بررسی های محلی (صحرایی)	Site investigation
- آزمایش های آزمایشگاهی	Lab. Inv.
- آزمون های برجا	In-situ Testing

www.ttnar.ir

• مطالعات و بررسی های محلی ...

اهداف: تعیین محل و ضخامت لایه های خاک و سنگ (جنس لایه ها نیز مشخص می شود)

- تعیین سطح آب زیرزمینی و تغییرات آن
- تهیه نمونه خاک و سنگ جهت انجام آزمایش
- تعیین مشکلات بالقوه و پتانسیل های خطرزا
- امکان انجام آزمون های برجا (صحرائی)

★ در ساختمان های ژئوتکنیکی، مطالعات و بررسی های محلی از اهمیت زیادی برخوردارند و حتی ممکن است نیازی به انجام آزمایش های آزمایشگاهی و برجا نباشد.

مراحل: ۱- مطالعات دفتری
۲- بازدید محلی
۳- برنامه ریزی و انجام عملیات صحرائی

* در مراحل اول و دوم تا جایی که ممکن است اطلاعات را جمع آوری می کنیم تا مرحله سوم به دقت انجام شود. چون این دو مرحله کم هزینه تر هستند.

+ مطالعات دفتری

- بررسی تاریخچه زمین شناسی محل
- شناسایی لایه های خاک و سنگ
- گسل ها و دیگر موارد زمین شناسی

} ← مطالعات زمین شناسی

- جمع آوری اطلاعات مربوط به گمانه های انجام شده در مورد آزمون ها و مطالعات قبلی در سازه های مجاور
- بررسی نقشه های خاک شناسی در صورت وجود.
(متولی آن سازمان منابع طبیعی است.)
- بررسی نقشه های هوایی

www.ttmat.ir

- بررسی لوگ چاه های آب و سطح آب های زیرزمینی (لیست های هیدروژئولوژی موجود)
- تعیین محل لوله های نفت، آب، گاز، برق و ... در نزدیک محل
- تعیین محل فونداسیون های موجود در نزدیکی محل پروژه

۴. بعد از مطالعات دفتری باید بازدید محلی صورت گیرد که توسط متخصص آن انجام می شود.
اطلاعات زیر را می توان از بازدید محل بدست آورد :

- توپوگرافی محل
- استفاده های قبلی از زمین
- دلایل خرابی های محل ([illegible] ...)
- زمین لغزه و هر نوع گسیختگی در محل
- وضعیت سازه های موجود از نظر [illegible] و وضعیت [illegible] آن
- شرایط زهکشی آب سطحی و آب زیرزمینی
- رخنمون های سنگ و نوع آنها (شناسایی [illegible])
- شرایط دسترسی به محل ([illegible])
- بررسی اثرات پروژه بر محیط اطراف
- بررسی پتانسیل های خطرزا (مثل زلزله، [illegible] ...)

پس از این مرحله یک گزارش اولیه ارائه خواهد شد که وضعیت پروژه، جنس خاک، آب زیرزمینی ... مشخص می شود و می توان وارد عملیات صحرائی شد.

۵. شناسایی های ژئوفیزیکی

در شناسایی های ژئوتکنیکی ما با مسئله به صورت فیزیکی برخورد می کنیم. یک سری شناسایی های ژئوفیزیکی هم داریم (یا لرزه ای) که بدون حفاری و با استفاده از امواج، مطالعات انجام می شود. عمق سنگ بستر، نوع سنگ، جنس خاک و ... را می توان تعیین نمود. در بدست آوردن اطلاعات ژئوتکنیکی سنگ ها می توان از این روش استفاده نمود.

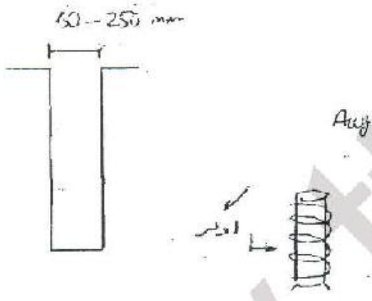
www.ttnar.ir

روش های ژئوفیزیکی اطلاعات را به صورت کیفی ارائه می دهند و معمولاً در پروژه های بزرگ قبل از شناسایی های ژئوتکنیکی انجام می گیرد. چون این آزمون ها کم هزینه تر هستند و یک دید کلی برای شناسایی های ژئوتکنیکی به ما می دهند.

◦ عملیات صحرایی

با استفاده از ابزار و تجهیزات به اعماق خاک نفوذ می کنیم و نمونه برداری انجام می دهیم و آزمایش های لازم صورت می گیرد.

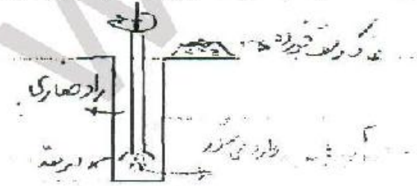
* [illegible]



روش های حفاری در خاک عبارتند از:

- روش حفاری اوگر Augering

اوگر پیچ و لوله ای داریم که اوگر را به طور کامل حفاری را انجام می دهد و باید به انتهای چاه ببریم و نمونه برداری انجام دهیم. ولی اگر خاک رسی باشد از اوگر توخالی استفاده می کنیم تا نمونه برداری را از خاک داخل اوگر انجام دهیم.
مشکل اوگر این است که نمی توانیم تا عمق زیادی با آن حفاری انجام دهیم (30m) و فقط در خاک می توان از آن استفاده نمود. (آبرفت هایی که سخت نیستند)



- روش آبشویی - دورانی

Rotary - wash boring

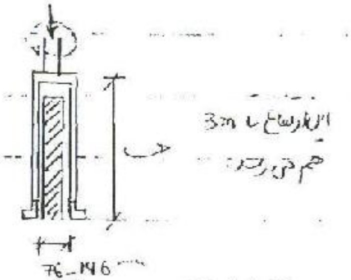
اساس این روش استفاده از راد حفاری و فشار آب برای حفاری می باشد.

* از خاکی که بیرون می آید نمی توانیم استفاده کنیم چون خاک به دلیل وجود آب دست خورده می شود. ولی در روش دیگر می توان از این خاک استفاده نمود.

www.ttnar.ir

— روش مغزه گیری دورانی Rotary - Coring

+ از این روش در مصالح سخت مانند سنگ استفاده می‌شود. در مصالح خیلی سخت، از سرمته های الماسی استفاده می‌شود. در مصالحی که سختی خیلی زیاد نباشد، از سرمته های سخت‌تر استفاده می‌شود که دانه های ریز الماس در بدنه آن وجود دارد.



+ با استفاده از این روش می‌توان عمق های زیاد حفاری انجام داد.

+ در این روش باید حتماً آب هم وجود داشته باشد. در غیر این صورت سرمته می‌سوزد.

+ Test pit

+ این آزمایش ها ارزان هستند و هزینه زیادی ندارند. (ارزان ترین روش) یک مقنی معمولاً تا عمق 20 m حفاری می‌کند. البته برای ساختمان های معمولی مناسب است. مشکل حفاری دستی این است که در خاک های ریزدانه و در جاهایی که آب زیرزمینی عمق زیادی ندارد نمی‌توان از این روش استفاده نمود. البته 1-2 m در زیر آب زیرزمینی می‌توان حفاری انجام داد.

+ برای جلوگیری از ریزش خاک در حفاری می‌توان از گل بنتونیت استفاده نمود. ولی در برخی موارد استفاده از آن مجاز نیست. چون نمونه‌گیری خاک مختل می‌شود.

+ روش دیگر، استفاده از casing یا لوله جدار می‌باشد.

+ عملیات حفاری علاوه بر هزینه زیادی که در بر دارد، زمان زیادی هم نیاز دارد. بنابراین باید عمق و تعداد گمانه ها را به حداقل برسانیم.

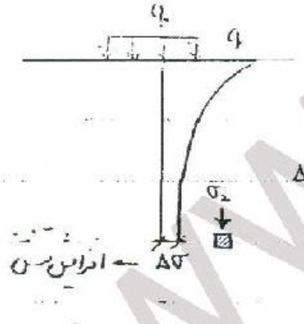
* عوامل مؤثر در عمق و تعداد گمانه ها عبارتند از: — بزرگی ساختمان
— نوع سازه

- نوع مصالح و شرایط قابل انتظار
- وضعیت تغییرات زمین و جنس لایه‌های آن
- اهمیت سازه
- میزان بارهای وارده
- دسترسی به محل گمانه

★ هرچه بار وارده به سازه بیشتر باشد، تا عمق بیشتری نفوذ می‌کند پس مطالعات را باید تا عمق زیادی انجام دهیم.

- حجم عملیات صحرایی می‌تواند خیلی متغیر باشد.
- در جدول صفحه 106 با توجه به نوع خاک، تعداد گمانه‌های لازم برای سازه‌های مختلف ذکر شده است.

★ برای تعیین عمق گمانه فرمول‌های استانداردها وجود دارد.
مثلاً برای ساختمانها می‌توان از افزایش تنش استفاده کرد.



$\Delta\sigma < \frac{1}{10}\sigma_z$ → گمانه را تا این عمق حفر می‌کنیم

مطالعات صحرایی ← نمونه‌گیری Sampling

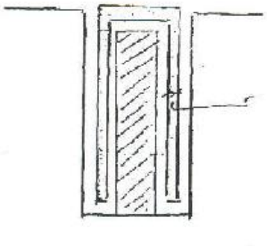
★ برای انجام آزمایش‌ها، نیاز به نمونه داریم که با توجه به نوع آزمایش، کیفیت آن می‌تواند تغییر کند.

- نمونه دست خورده Disturbed
- نمونه دست نخورده Undisturbed

- برای نمونه دست خورده هیچ گونه محدودیتی نیاز نیست. ولی برای برخی از آزمایش‌ها مانند مقاومت برشی، نمونه باید دست نخورده باشد.

www.ttmar.ir

• روش معمولی نمونه‌گیری در خاک :



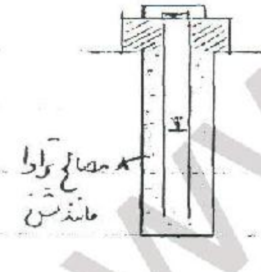
* یک جدار استوانه‌ای دوتایی را داخل خاک فرو می‌بریم و بعد از پر شدن ، آن را بالا می‌کشیم.

با هم تراز این ها می‌توانیم دست خوردگی را کاهش دهیم.

+ با صیقلی کردن دیواره استوانه‌ای نیز می‌توان دست خوردگی را کاهش داد چون اصطکاک باعث خراب شدن نمونه می‌شود.

+ بسته به نوع خاک و جنس آن ممکن است اشکال نمونه‌گیری دست نخورده وجود داشته باشد . در خاک‌های ماسه‌ای تمیز تقریباً نمی‌شود نمونه دست نخورده گرفت .

+ معمولاً در گمانه‌هایی که می‌زنیم چون به آب زیرزمینی می‌رسیم ، سعی می‌کنیم سطح آب زیرزمینی را در زمان‌های مختلف اندازه‌گیری کنیم .



* نحوه اندازه‌گیری سطح آب زیرزمینی

* لوگ گمانه : جدول‌هایی هستند که مشخصات و خصوصیات گمانه‌ها را ثبت می‌کنند.

اطلاعات			
	نمونه	لایه‌های زمین	عمق

← فرم گمانه

متغیرهای ژئوتکنیکی : از طریق آزمون های آزمایشگاهی و آزمون های برجا (محلی) اندازه گیری می شوند.

* آزمایش های آزمایشگاهی : ۱- آزمایش های رده بندی

- آزمایش های مربوط به روابط وزنی و حجمی.
- آزمایش اندکس (شاخص)

← درصد رطوبت، حدود اتربرگ، دانسیته ها و ...

- آزمایش دانه بندی

۲- آزمایش های مقاومتی ← C و φ

- برش مستقیم - آزمایش سه محوری - آزمایش تک محوری
- آزمایش پره (Vane) ← Cu

۳- آزمایش تحکیم

۴- آزمایش تراکم ← در طراحی ها و سدهای خاکی و ... استفاده می شود.

* برخی پارامترها مانند سولفات ها، نمک ها، مقاومت الکتریکی خاک، PH آب و خاک و ... هستند که باید توسط آزمایش های خاک و آب تعیین شوند.

* نام آزمایش های مهم و رایج و هزینه انجام آنها در تعرفه خدمات ژئوتکنیک و مقاومت مصالح آمده است.

* آزمایش های برجا، آزمایش هایی هستند که در محل پروژه و گمانه های واقعی انجام می شوند و دست خوردگی نمونه حذف می شود.

← مزایا : - ارزان قیمت - نتایج آزمایش سریعاً قابل دسترسی هستند.

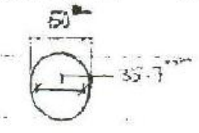
- با پیشرفت تکنولوژی، وسایل و ابزارآلات آزمایش ها در دسترس تر شده اند.

www.ttmar.ir

معایب : - در اغلب موارد نمونه را از دست می‌دهند .
- هیچ کنترلی بر روی وضعیت تنش و زهکشی نداریم .

+ این آزمایش‌ها ، پارامترهای ژئوتکنیکی را به طور دقیق تعیین نمی‌کنند بلکه عددی به ما می‌دهند که در تخمین پارامترها به صورت تجربی و از روی گراف‌ها به ما کمک می‌کند .

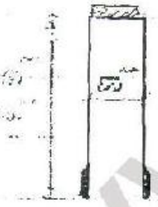
۲- آزمایش نفوذ استاندارد Standard Penetration Test (SPT)



Spilt Spoon Sample

* نمونه‌گیر ، یک لوله دوتکه‌ای است که مشخصات آن در شکل 117 آمده است .

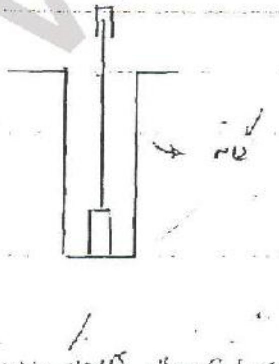
این نمونه‌گیر را در انتهای گمانه قرار داده و ضرباتی به آن می‌کوبند تا در خاک فرو رود . این کار توسط وزنه 63.5 کیلوگرمی که از ارتفاع 760 mm رها می‌شود به صورت ضربه صورت می‌گیرد و به آن ضربه SPT گفته می‌شود .



تعداد ضربات لازم برای فرورفتن نمونه‌گیر به اندازه 15cm را بدست می‌آوریم .

عدد SPT ، تعداد ضربات لازم برای 15cm دوم و سوم می‌باشد . (N_{SPT})

+ ممکن است 15cm اول خاک ، دست خورده باشد به همین دلیل در عدد SPT منظور نمی‌شود .



+ این آزمایش تحت تأثیر پارامترهای محلی است .
بنابراین استانداردهای محلی برای آن ذکر شده است
ولی هنوز هم تکرارپذیری این آزمایش مطرح است .

+ نکته مهم در این آزمایش ، این است که پس از انجام آزمایش ،
یک نمونه دست خورده از خاک هم به ما می‌دهد . (برآوردی از جنس لایه‌های خاک بدست می‌آید)

◄ علل تکرارپذیر نبودن آزمایش SPT :

۱- روش حفاری گمانه (روش‌های مختلف حفاری بر روی نتایج آزمایش تاثیر می‌گذارد
بنابراین در استانداردها ذکر شده که از روش آبشویی برای حفاری استفاده شود.)

۲- وجود خاک دست خورده در کف گمانه و پاک نکردن آن خاک
(ممکن است میزان دست خوردگی در کف گمانه بیش از 15cm باشد که در این صورت
آزمایش بر روی یک نمونه دست خورده انجام شده است.)
(وجود یا عدم وجود گل حفاری)

۳- قطر گمانه

۴- محل قرارگیری چکش و نوع آن (مربوط به سیستم نحوه اعمال بار)

۵- تعداد چرخش‌های طناب روی قرقره

۶- ارتفاع واقعی پرتاب چکش

۷- جرم کلاهک

۸- اصطکاک بین طناب و قرقره

۹- شکل و پوشش نوک نمونه‌گیر

۱۰- مستقیم بودن لوله‌های حفاری

۱۱- وجود یا عدم وجود liner

۱۲- سرعت اعمال ضربات

* معمولاً از آزمایش SPT یک عدد خام Nspt بدست می‌آوریم و بعد اصلاحاتی بر روی آن انجام می‌دهیم.
+ اگر راندمان استاندارد 60 درصد باشد:

$$N_{60} = \frac{E_m}{0.6} N_{spt} \left(C_B . C_s . C_R\right)$$

E_m : راندمان واقعی چکش در سیستم‌های مختلف

C_B : تصحیح مربوط به قطر گمانه (هرچه قطر گمانه بیشتر باشد، عدد SPT کوچکتر است چون چکش راحت‌تر فرو می‌رود)

C_s : تصحیح مربوط به نوع نمونه‌گیر

C_R : تصحیح مربوط به طول Rod حفاری

www.ttmar.ir

* هرچه طول راد حفاری بیشتر باشد، انرژی بیشتری را بر روی نمونه اعمال می‌کند، در نتیجه Nspt کمتر خواهد شد.

* اگر آزمایش را در عمق‌های مختلف انجام دهیم، اعداد متفاوتی بدست خواهیم آورد. هرچه عمق افزایش یابد، میزان سربار افزایش یافته و تنش‌ها زیادتر می‌شوند. پس نمونه‌گیر کمتر در خاک فرو می‌رود.

* تصحیح نسبت به سربار: سربار استاندارد 100 KPa در نظر گرفته می‌شود و تصحیح نسبت به آن صورت می‌گیرد.

$$(N_1)_{60} = N_{60}\sqrt{\frac{100\ KPa}{\sigma'_z}}$$

+ معمولاً از آزمایش SPT دو پارامتر مهم را می‌توان بدست آورد:

۱- دانسیته نسبی خاک (D_r)　　۲- زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)

* نتایج این آزمایش در خاک‌های رسی قابل اعتماد نیست ولی در خاک‌های ماسه‌ای نتایج قابل قبول است.

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_P C_A C_{OCR}}} \times 100\%$$

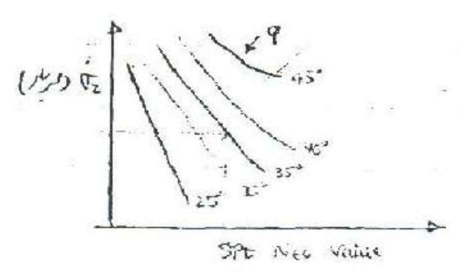
C_P: ضریب تصحیح در رابطه با دانه‌بندی خاک

C_A: " " " " به عمر

C_{OCR}: " " " به پیش تحکیم یافتگی

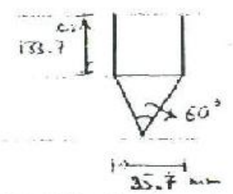
$$C_P = 60 + 25\log D_{50}$$

$$C_A = 1.2 + 0.05\log\left(\frac{t}{100}\right) \quad , \quad C_{OCR} = (OCR)^{0.18}$$



- از گراف روبه‌رو برای بدست آوردن φ می‌توان استفاده نمود.

آزمایش نفوذ مخروط (مخروط هلندی) Cone Penetration Test (CPT)



سطح مقطع = 10 cm²

* این مخروط را در خاک فرو می‌بریم و دو پارامتر را اندازه گیری می کنیم : مقاومت نوک و مقاومت کل

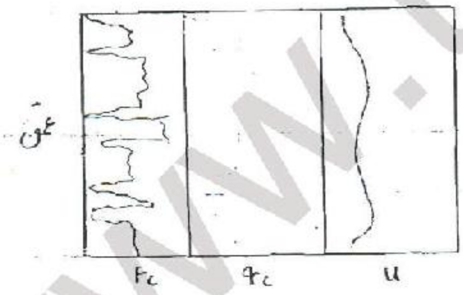
مقاومت نوک ـ مقاومت کل = مقاومت جدار

q_c : مقاومت نوک مخروط به ازای واحد سطح .

f_c : مقاومت جدار مخروط به ازای واحد سطح

* در مخروط های جدید در نوک مخروط یک سنسور فشار آب حفره ای قرار داده شده (Piezo Cone) که می توان در نقاط مختلف فشار آب حفره ای را اندازه گیری کرد .

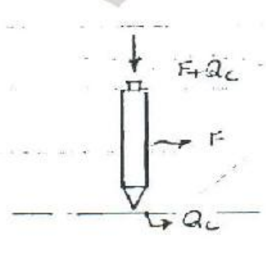
+ آزمایش مخروط ، یک پروفیل کامل از خاک به ما می دهد .



• کاربردها : ـ تشخیص جنس لایه های خاک $R_F = \frac{f_{cs}}{q_c}\%$

ـ دانسیته نسبی خاک D_r

ـ زاویه اصطکاک داخلی φ



$$q_c = \frac{Q_c}{10\,cm^2} \quad , \quad f_{cs} = \frac{F_c}{150\,cm^2}$$

+ از مزیت های این آزمایش تکرارپذیری مناسب است یعنی نتایج آزمایش در مکان های مختلف تقریباً مشابه است و تحت تأثیر عوامل مختلف نیست.

www.ttnar.ir

* از معایب این آزمایش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد :

۱ـ نمونه خاک نمی‌دهد .

۲ـ برای خاک‌های با درصد زیاد درشت دانه (مانند شن) مناسب نیست .

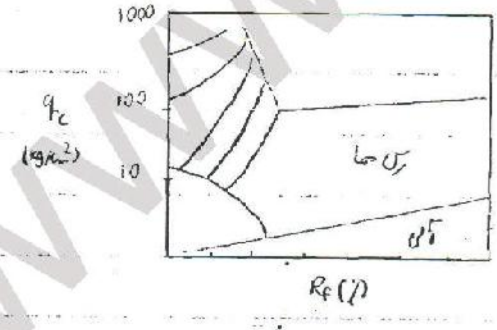
+ این آزمایش برای خاک‌های ماسه‌ای بسیار مناسب است . امروزه برای خاک‌های رسی هم جواب‌های خوبی می‌دهد . (با استفاده از Piezo Cone) .

۳ـ نیاز به تجهیزات زیاد دارد و گران قیمت است .

+ از آزمایش CPT می‌توان در کارهای دریایی نیز استفاده کرد و تا عمق 80m هم نفوذ می‌کند .

ـ q_c در خاک‌های دانه‌ای عدد بالایی است . (بالاتر از $10-15 \frac{kg}{cm^2}$)
ولی در خاک‌های رسی عدد پایینی است .

+ R_f در خاک‌های رسی معمولاً بیشتر از R_f خاک‌های دانه‌ای است .



* با استفاده از این گراف می‌توانیم تخمینی از جنس خاک بزنیم .

کاربردهای آزمایش : ۱ـ تعیین طبقه‌بندی خاک
۲ـ تعیین دانسیته نسبی D_r

ـ معمولاً D_r برای خاک‌های ماسه‌ای مشخص می‌شود و در رس‌ها محاسبه نمی‌شود .

خاک‌های ماسه‌ای $D_r = \sqrt{\frac{q_c}{315\, Q_c\, (OCR)^{0.18}}} \cdot \underbrace{\sqrt{\frac{100\,kPa}{\sigma'_v}}}_{\text{تصحیح سربار}}$

www.tinar.ir

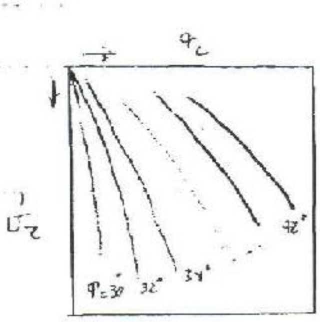
Q_c : فاکتور تراکم پذیری

$Q_c = 0.91$ ماسه‌های تراکم پذیر

$Q_c = 1.00$ خاک‌های با تراکم پذیری متوسط

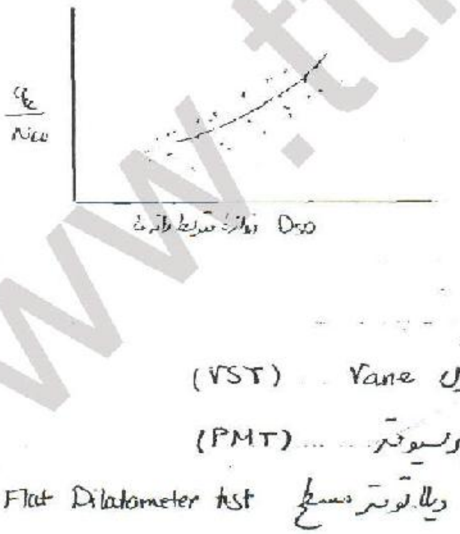
$Q_c = 1.09$ خاک‌های کم تراکم پذیر

۳- تعیین زاویه اصطکاک داخلی φ



- با استفاده از این گراف و نتایج آزمایش CPT می‌توان φ را تعیین نمود.

- در صفحه 130 روابطی برای نتایج CPT و SPT آمده است.

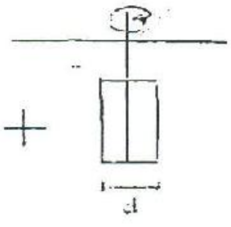


- کاربرد مهم دیگر آزمایش CPT در طراحی شمع‌هاست. یعنی با استفاده از نتایج آزمایش، شمع‌ها را طراحی می‌کنیم.

- آزمایش برش Vane (VST)
- آزمایش پرسیومتر (PMT)
- آزمایش دیلاتومتر مسطح Flat Dilatometer test

۴- آزمایش برش پره‌ای در رس‌ها انجام می‌شود و مقاومت برشی زهکشی نشده S_u (c_u) را می‌توان بدست آورد.

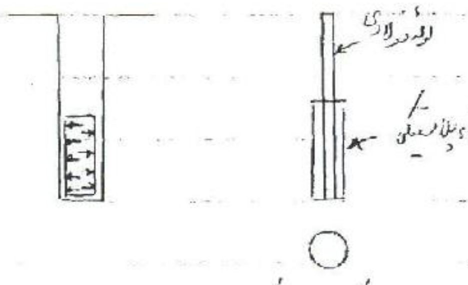
- مقدار گشتاور لازم برای برش خاک اندازه گیری می‌شود



$$S_u = \left(\frac{6\,T_F}{7\pi d^3}\right)\lambda$$

λ : ضریب کاهش که کمتر از ۱ است که با توجه به نوع خاک و پلاستیسیته آن، مقدارهای مختلفی دارد.

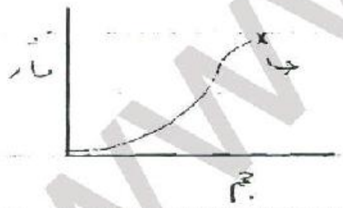
۳ـ آزمایش پرسیومتر در داخل گمانه باید انجام شود. ولی برخی از انواع آن نیز حفاری هم انجام می‌دهند.



درون لوله فولادی و غشاء پلاستیکی
هوا یا آب را با فشار وارد می‌کنند
غشاء تحت فشار قرار می‌گیرد،
و فشار داخلی را به گمانه وارد می‌کند
بنابراین گمانه تغییر شکل داده و
با استفاده از سنسورهای این تغییر شکل را اندازه‌گیری می‌کنند.

این تغییر شکل را می‌توان با استفاده از حجم سیال ورودی هم اندازه‌گیری کرد.

← با استفاده از نتایج این آزمایش سختی خاک (E) و ضریب فشار جانبی خاک (K₀)، پارامترهای مقاومتی خاک را می‌توان بدست آورد.

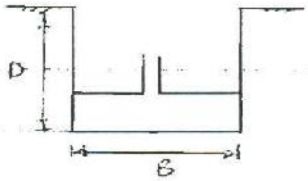


اگر تا این حد گسیختگی پیش ببریم می‌توانیم
پارامترهای مقاومتی را اندازه‌گیری کنیم.

۴ـ آزمایش دیلاتومتر همان آزمایش پرسیومتر است ولی در سنگ انجام می‌شود.

← در جدول صفحه 137 مقایسه‌ای بین نتایج آزمایش‌های مختلف انجام شده است.

فصل سوم - پی های سطحی Shallow Foundation



$\frac{D}{B} < 2.5 \sim 3.5$

- مکانیزم گسیختگی در پی های سطحی و عمیق متفاوت است.

Shallow Foundation { Spread footing / Mat Foundation پی گسترده

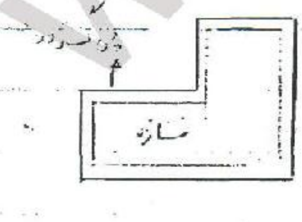
Spread footing : شالوده هایی هستند که بار یک ستون، دیوار و یا چند ستون را روی خاک گسترش می کنند. (بار روی خاک سطحی پخش می شود.)

- پی منفرد : بار یک ستون را تحمل می کند ولی پی نواری بار چند ستون یا دیوار را تحمل می کند و نسبت طول به عرض آن زیاد است.

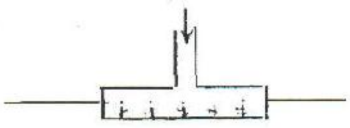
Single footing شالوده منفرد (تکی)

Cont. Sp. footing شالوده نواری

Mat foundation : اگر پی تصویر کل سازه بر روی زمین را در بر بگیرد، به آن پی گسترده گفته می شود. این پی بار تمام سازه را تحمل می کند.



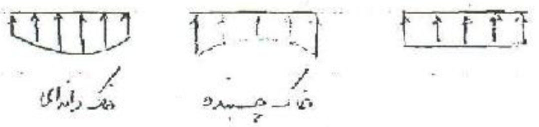
+ در طراحی پی، فرض می شود که پی با طول بینهایت است. و در حالت های خاص از ضرایب استفاده می شود.



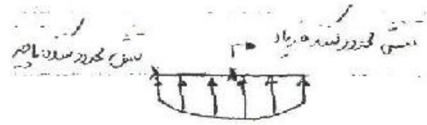
- نحوه توزیع بار بر روی خاک متاثر از صلبیت پی می باشد و هم چنین جنس خاک.

www.ttmar.ir

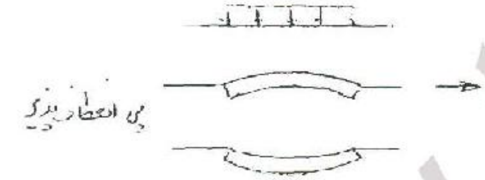
- پی صلب


خاک دانه‌ای
خاک چسبنده

* در خاک‌های دانه‌ای، مقاومت خاک به تنش محدود کننده بستگی دارد. هرچه تنش محدود کننده بیشتر شده، مقاومت یا سختی خاک افزایش می‌یابد.

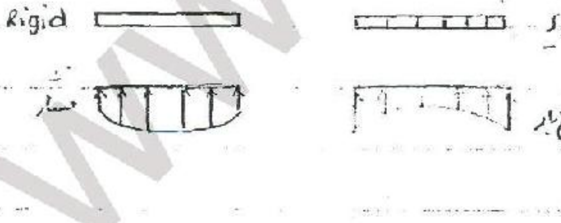

تنش محدود کننده ناچیز
تنش محدود کننده زیاد

← در وسط، چون تنش محدود کننده زیاد است سختی خاک بیشتر بوده پس بار بیشتری می‌گیرد. و وضعیت تنش به صورت روبه‌رو خواهد بود.

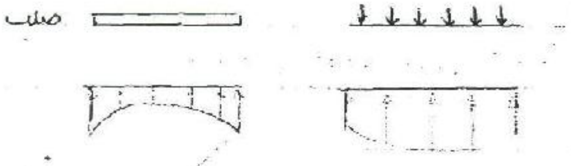

پی انعطاف‌پذیر

← شکل توزیع تغییرمکان در خاک‌های دانه‌ای در پی انعطاف‌پذیر.

توزیع فشار زیر پی‌ها


Rigid
انعطاف‌پذیر
فشار
توزیع بار

(دانه‌ای)



(مصالح کاملاً ارتجاعی) انعطاف‌پذیر

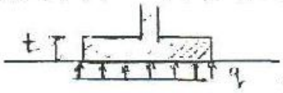
پی (مصالح کاملاً ارتجاعی)

← پی‌های سطحی (پی‌های نواری و ...) را می‌توان پی کاملاً صلب فرض کرد چون نسبت $\frac{B}{t}$ عدد کوچکی است.

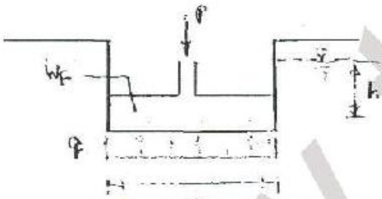
– اما در پی‌های گسترده چون $\frac{B}{t}$ عدد بزرگی است. پی را انعطاف‌پذیر با درجه‌های مختلف فرض می‌کنیم

فرض ۱) پی را صلب در نظر می‌گیریم (⇐ تغییر شکل مقدار ثابتی است)

فرض ۲. توزیع تنش در زیر پی را یکنواخت فرض می‌کنیم.

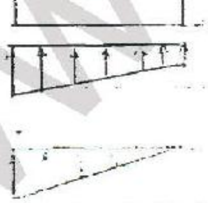


→ توزیع یکنواخت



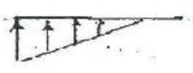
$$q = \frac{P + W_f}{B} - u_D$$

$$u_D = \gamma_w h$$



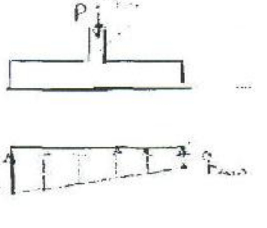
اگر در پی‌ها خروج از مرکزیت داشته باشیم باید ابتدا مقدار آن را محاسبه کنیم:

$$e = \frac{P e_1}{P + W_f}$$



خروج از مرکزیت باید به حدی برسد که کشش از پی بار نبرد.

$$\boxed{e \leq \frac{B}{6}}$$



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

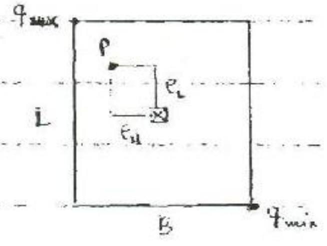
www.ttnar.ir

$$q_{min} = \left(\frac{P+W_F}{A} - u_D\right)\left(1 - 6\cdot\frac{e}{B}\right)$$

$$q_{max} = \left(\frac{P+W_F}{A} - u_D\right)\left(1 + 6\cdot\frac{e}{B}\right)$$

* ظرفیت باربری پی را براساس q_{max} بدست می‌آوریم. یعنی طراحی را برای این مقدار انجام می‌دهیم.

• خروج از مرکزیت دوطرفه

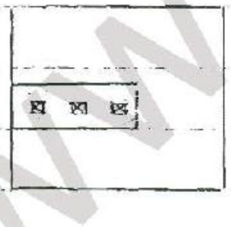


$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} \le 1.0$$

$$q = \left(\frac{P+W_F}{A} - u_D\right)\left(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L}\right)$$

این رابطه تقریبی است ولی جواب های قابل قبولی می‌دهد

+ ارضای این شروط در طراحی پی مشکل است بنابراین در طراحی پی، شکل پی را به گونه‌ای تغییر می‌دهند که پی برای خروج از مرکزیت جواب دهد.



می‌توان برای حل مسئلهٔ خروج از مرکزیت، از پی‌های ترکیب استفاده کرد، که در آن، بار چند ستون را بر روی یک پی قرار می‌دهند به طوریکه بار به صورت مرکزی بر پی وارد شود.

* در طراحی پی به چند موضوع باید توجه کرد:

۱) پی باید از لحاظ ظرفیت باربری جواب دهد.

۲) خاک زیر پی گسیخته نشود.

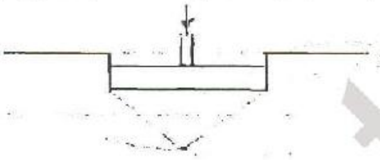
۳) پی قابلیت نشست پذیری یا نشست کم داشته باشد.

◄ ظرفیت باربری پی سطحی Bearing Capacity

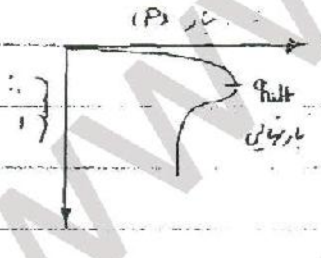
Vesic در سال 1973 آزمایش های زیادی را برروی خاک های مختلف انجام داده است (خاک های ماسه ای، رسی، متراکم و شل) و سه مکانیزم گسیختگی (شکل گسیختگی) در خاک ها مشاهده کرده است:

1) گسیختگی برشی کلی General Shear
2) گسیختگی برشی محلی Local Shear Failure
3) گسیختگی سوراخ کننده Punching Shear Failure

• گسیختگی برشی کلی



← در این نوع گسیختگی در ابتدای بارگذاری، یک گوه خاک تشکیل شده و با افزایش بار گسیختگی به صورت روبه رو در خواهد آمد و خاک از یک طرف بالا می آید.

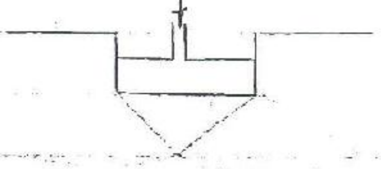


سعی ما براین است پی را طوری طراحی کنیم که این نوع گسیختگی برسیم چون تا زمان گسیختگی تغییرشکل ها کوچک هستند.

◄ ویژگی های این گسیختگی عبارتند از:

1) نشست های کوچک تا رسیدن به بار نهایی
2) صفحه گسیختگی تا سطح زمین ادامه می یابد.
3) در خاک های ماسه ای متراکم و رس های سخت به وقوع می پیوندد.

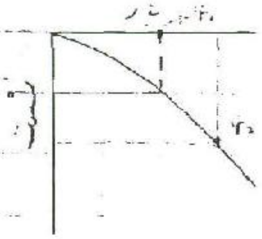
۰ گسیختگی برشی محلی



که علاوه بر تشکیل یک گوه کوچک،
یک صفحه برش نیز تشکیل می‌شود
که به سطح زمین نمی‌رسد.
یعنی منحنی گسیختگی ایجاد نمی‌شود.

zone های برشی تشکیل می‌شوند اما به سطح زمین نرسیده و در خاک فرو می‌روند.

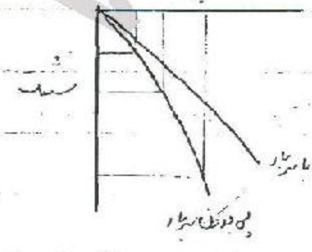
+ ویژگی ها ۱) منحنی گسیختگی به سطح زمین نمی‌رسد.
۲) نشست های نسبتاً بزرگ قبل از رسیدن
به بار گسیختگی اتفاق می‌افتد
(بارهای قابل تشخیص نیست)
۳) در خاک های ماسه ای با تراکم متوسط
و با رس های متوسط رخ می‌دهد.



۰ برش سوراخ کننده

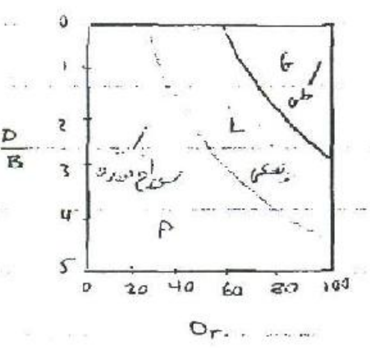
به ازای بارهای کم، نشست های زیادی داریم
و بارهای قابل تشخیص نیست.
منحنی گسیختگی به سطح زمین نمی‌رسد.

+ معمولاً در ماسه های سست برش های [illegible]
دیده می‌شود.



— هرچه پی عمیق تر باشد و هرچه بار بیشتری داشته
باشیم، تغییر شکل ها کمتر خواهد بود.

★ نوع گسیختگی در خاک ها بستگی به تراکم خاک و نسبت عمق به عرض پی دارد.



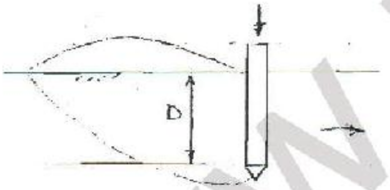
+ تراکم خاک در ماسه ها با دانسیته نسبی (D_r) مشخص می شود.

D_r — دانسیته نسبی

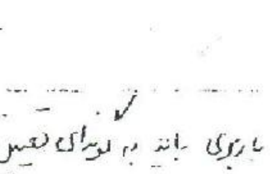
$\frac{D}{B}$ — عمق نسبی

★ در شمع ها، مکانیزم گسیختگی از نوع سوراخ شونده است.

+ پارامتر عمق پی در مکانیزم گسیختگی خیلی مهم است. ($\frac{D}{B}$ باید عدد کوچکی باشد تا گسیختگی به صورت کلی باشد)



رخ دادن چنین گسیختگی در این عمق ممکن نیست. چون تکان دادن چنین جرم زیادی به نیروی زیادی نیازمند است.



$\delta < 0.4 L 0.1 B$

▲ در خاک های با تراکم زیاد و $\frac{D}{B}$ کم، بار حدی در نشست های کم اتفاق می افتد.

در مکانیزم گسیختگی محلی و سوراخ شونده:

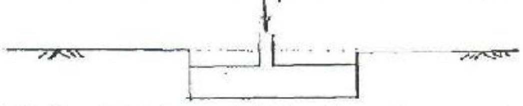
$\delta < (15 - 25 \%) B$

تحلیل ظرفیت باربری:

فرض براین است که گسیختگی کلی خواهد بود. ظرفیت باربری باید به گونه ای تعیین شود که گسیختگی دورگی رخ ندهد.

www.ttmar.ir

www.ttnar.ir



+ حل مسائل پایداری :

- شیروانی‌ها
- دیوارهای حائل
- ظرفیت باربری پی

+ عموماً از دو روش استفاده می‌شود :

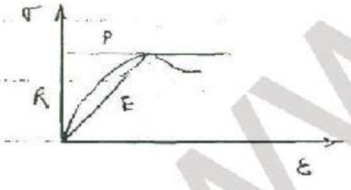
۱) تعادل حدی　Limit Equ.

۲) آنالیز حدی　Limit Analysis

در روش تعادل حدی برای حل مسائل پایداری از یک سری فرضیات استفاده می‌کنیم. معادلات می‌توانند در حالت حدی باشند و یا در حالتی که گسیختگی به طور ناگهانی رخ دهد (معادلات در تعادل به صورت حدی)

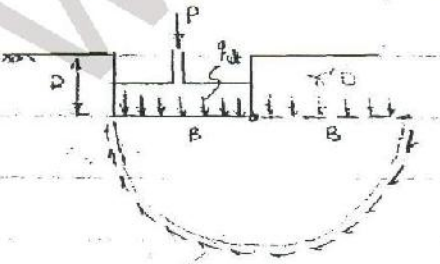
+ معیار گسیختگی مصالح : معیار موهر - کولمب　$\tau = \sigma \, tg\varphi' + c'$

+ معیار رفتار مصالح : Rigid - plastic , Elastic - plastic



در مسائل مکانیک خاک، رفتار مصالح به صورت صلب - خمیری (R-P) در نظر گرفته می‌شود.

+ مکانیزم گسیختگی فرض می‌شود.



فرض ۱) خاک رسی $\varphi = 0$, c'

معیار موهر کولمب

فرض ۲) رفتار خاک صلب - خمیری

فرض ۳) مکانیزم گسیختگی

$q_{ult} = \frac{P_{ult}}{B}$

لنگرهای مقاوم : $c' \pi \times B \times B + \gamma' D \times B \times \frac{B}{2}$

لنگرهای محرک : $q_{ult} \times B \times \frac{B}{2}$

برقراری تعادل $\Rightarrow$ $q_{ult} \times \frac{B^2}{2} = c'\pi \times B^2 + \gamma' D \frac{B^2}{2}$

$$\Rightarrow \boxed{q_{ult} = 2\pi c' + \sigma'_z}$$

* اولین کسی که معادله‌ای برای ظرفیت باربری ارائه داده است، ترزاقی در سال 1943

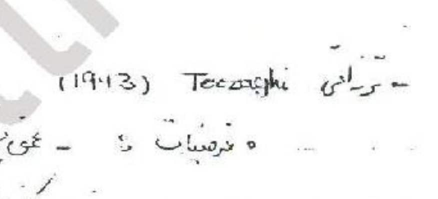
ضریب c' : N_c ، ضریب σ'_z : N_q

$$\boxed{q_{ult} = c' N_c + \sigma'_z N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma}$$

N_c , N_q , N_γ ← ضرایب ظرفیت باربری که تابعی از φ هستند.

- ترزاقی Terzaghi (1943)

∘ فرضیات: - عمق پی کم $D \leq B$
- کف شالوده زبر و لغزش اتفاق نمی‌افتد
- خاک همگن
- مقاومت برشی $S_\tau = c' + \sigma' \tan\varphi'$
- مکانیزم گسیختگی: برش کلی
- هیچ گونه تحکیم یا نشست قبل از گسیختگی اتفاق نمی‌افتد
- شالوده صلب است.
- عمق پی فقط به صورت سربار عمل می‌کند و از مقاومت برشی آن صرف‌نظر می‌شود
- بار عمودی و مرکزی



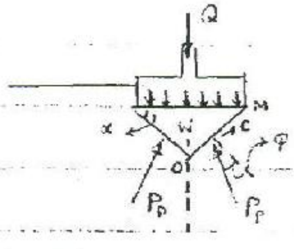
(I): این گوه در حالت تعادل قرار دارد و هرچه بار به آن وارد شود به حالت خمیری نمی‌رسد و همراه با پی حرکت می‌کند.

www.ttmar.ir

گوه (II) به حالت خمیری می‌رسد و شکل منحنی اسپیرال لگاریتمی تخمین زده می‌شود.

گوه (III) در حالت تعادل خمیری است و منحنی آن به صورت خط مستقیم است.

هر دو گوه در حالت مقاوم passive هستند.



$L = \overline{OM}$

- ابتدا مقدار نیروی مقاوم (P_p) محاسبه می‌شود و سپس تعادل نیروهای محوری نوشته می‌شود.

با استفاده از تئوری فشارهای جانبی در خاک‌ها، مقدار P_p محاسبه شده است:

$$P_p = \underbrace{K_{p\gamma}\cdot\frac{\gamma L^2}{2}}_{\text{ناشی از وزن}} + \underbrace{K_{pq}\cdot\gamma D L}_{\text{ناشی از سربار}} + \underbrace{K_{pc}\cdot c L}_{\text{ناشی از چسبندگی}}$$

+ مقادیر $K_{p\gamma}$ ، K_{pq} و K_{pc} از تئوری فشار رانش جانبی خاک قابل محاسبه است.

$$\text{برقراری تعادل} \Rightarrow Q + W = 2P_p \cos(\alpha-\phi) + 2c\sin\alpha$$

$$q_{ult} = \frac{Q}{B\times 1} \Rightarrow q_{ult} = \frac{\gamma B}{2}\underbrace{\left(\frac{K_{p\gamma}\cdot\cos(\alpha-\phi)}{2\cos^2\alpha} - \frac{tg\alpha}{2}\right)}_{N_\gamma}$$

$$+\gamma D\underbrace{\left(\frac{K_{pq}\cos(\alpha-\phi)}{\cos\alpha}\right)}_{N_q} + c\underbrace{\left(\frac{K_{pc}\cos(\alpha-\phi)}{\cos\alpha} + tg\alpha\right)}_{N_c}$$

$$\Rightarrow \boxed{q_{ult} = cN_c + \gamma D\cdot N_q + \frac{\gamma' B}{2}\cdot N_\gamma}$$

- ضرایب ظرفیت باربری تابعی از ϕ هستند بنابراین به ازای ϕهای مختلف می‌توان مقدار N_c ، N_q و N_γ را به دست آورد.

+ ترزاقی فرض کرده است که $\alpha=\phi$ باشد. سه رابطه برای پی با طول بی‌نهایت بدست آمده است بنابراین برای شکل‌های دیگر باید تصحیح انجام دهیم.

مربعی : $q_{ult} = 1.3\,c'N_c + \sigma'_{zD}\,.\,N_q + 0.4\,.\,\gamma B N_\gamma$

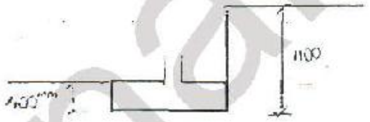
دایره‌ای : $q_{ult} = \underbrace{1.2}\,c'N_c + \sigma'_{zD}\,.\,N_q + 0.4\,.\,\gamma B N_\gamma$

ضریب شکل ها

مثال صفحه 181) تک پی نواری ، بار دیواری را حمل می‌کند . وضعیت خاک رس ترسیم شده است و سطح آب زیرزمینی نیز زیر پی است . مقدار ظرفیت باربری را محاسبه کنید .

$\varphi = 0 \quad , \quad S_u = 120\ \text{kPa}\ \ (C_T)$

$q_{ult} = c\,.\,N_c + \frac{\gamma B}{2}\,.\,N_\gamma + \sigma'_{zD}\,.\,N_q$



$\varphi = 0 \implies N_c = 5.7$

$N_q = 1 \quad , \quad N_\gamma = 0$

$\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$

$\implies q_{ult} = 120 \times 5.7 + \frac{1}{2}\gamma B \times 0 + \underbrace{18 \times 0.4}_{\sigma'_{zD}} \times 1 = \underline{691\ \text{kPa}}$

وقتی در بالای سطح آب زیرزمینی هستیم ، خاک خشک است $\Leftarrow \gamma = \gamma'$

چون در طرف چپ ، سربار کمتری داریم . گسیختگی از آن طرف رخ می‌دهد $\Leftarrow \sigma'_{zD} = 18 \times 0.4$

← سهم سربار در q_{ult} کم است . در خاک های رسی ، سهم چسبندگی زیاد است .

- وسیک Vesic

فرمول ترزاقی را تصحیح کرد . یک ضریب شکل Shape factor وارد فرمول شده است .

در صفحه 184 ضرایب شکل داده شده است .

$S_c = 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad , \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\operatorname{tg}\varphi'$

$S_\gamma = 1 - 0.4\,(B/L)$

B : عرض پی   L : طول پی   (پی مستطیلی)

تصحیحی برای عمق نیز اعمال شده است . (ضریب عمق Depth factor)

www.ttmar.ir

$d_c = 1 + 0.4K$, $d_q = 1 + 2K\, tg\varphi' (1 - \sin\varphi')$

$d_\gamma = 1$

$$\begin{cases} D/B \leq 1 \Rightarrow K = \frac{D}{B} \\ D/B > 1 \Rightarrow K = tg^{-1}(D/B) \end{cases}$$

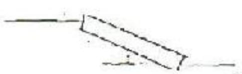
فرمول‌های قبلی فقط برای بار عمودی بود بنابراین یک ضریب برای بار مایل هم اعمال شده است (Load Inlination Factor).

$i_c = 1 - \frac{mV}{AC' N_c}$, $i_q = \left[1 - \frac{V}{P + AC'/tg\varphi'}\right]^m \geq 0$

$i_\gamma = \left[1 - \frac{V}{P + AC'/tg\varphi'}\right]^{m+1}$

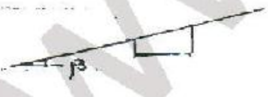
$$\begin{cases} m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} & \text{حالت بار در جهت B} \\ m = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} & \text{حالت بار در جهت L} \end{cases}$$

P : مولفه عمودی بار ، V : مولفه افقی بار



اگر مقدار بار افقی زیاد باشد، کف پی را زاویه‌دار می‌سازند. بنابراین یک ضریب تصحیح مربوط به زاویه‌دار بودن کف پی اعمال شده است.

$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147°}$, $b_q = b_\gamma = (1 - \frac{\alpha\, tg\varphi'}{57°})^2$



اگر شیب‌دار بودن زمین هم به صورت ضریب اعمال شده است.

$g_c = 1 - \frac{\beta}{147°}$, $g_q = g_\gamma = (1 - tg\beta)^2$

عرض : B

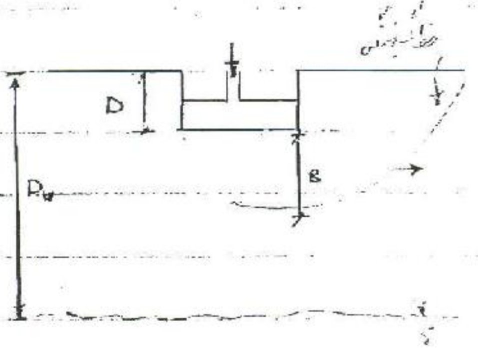
$q_{ult} = S_c d_c i_c b_c g_c\, C N_c + S_q d_q i_q b_q g_q\, \sigma'_{ZD} N_q + S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \frac{\gamma B}{2} N_\gamma$

$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\varphi'}$, $N_q = e^{\pi\, tg\varphi'} \cdot tg(45 + \frac{\varphi'}{2})$

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\, tg\varphi'$ (ضرایب ظرفیت باربری نیز تصحیح شده‌اند)

اثر آب زیرزمینی :

وقتی خاک ، آب جذب می کند ، اثر چسبندگی خاک کاهش می یابد .



عمق گوه گسیختگی بیش از B نمی شود .

D_w : سطح آب زیرزمینی

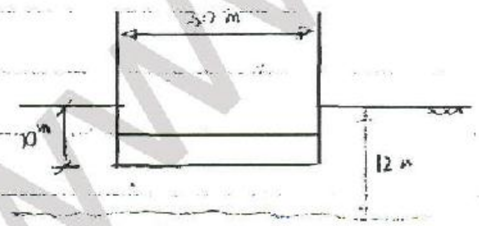
$D_w > D + B$ اثری روی ظرفیت باربری پی ندارد

$D_w < D \rightarrow \gamma' = \gamma - \gamma_w$ (گوه گسیختگی به طور کامل در آب فرو می رود)

$(\sigma'_{zD} = \gamma' . D)$

$D < D_w < D + B \Rightarrow \gamma' = \gamma - \gamma_w \left(1 - \left(\frac{D_w - D}{B}\right)\right)$

مثال صفحه 189) ظرفیت باربری پی را محاسبه کنید .



$D < D_w < D + B$

$10 < 12 < 10 + 30$

$c' = 0 \ , \ \varphi' = 30° \ , \ \gamma = 18.5 \ kN/m^3$

$\gamma' = \gamma - \gamma_w \left(1 - \left(\frac{D_w - D}{B}\right)\right)$

$\gamma' = 18.5 - 9.8 \left(\frac{12 - 10}{30}\right) = 9.4 \ kN/m^3$

$q_{ult} = S_c d_c i_c g_c b_c \ c N_c + \sigma'_{zD} N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$

ضریب شکل 30×50 m : S

ضریب عمق : d

از این دو ضریب استفاده می کنیم .

$$\begin{cases} S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) tg\varphi' \implies S_q = 1.35 \\ S_\gamma = \left(1 - 0.4\, B/L\right) \rightarrow S_\gamma = 0.76 \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2K\, tg\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 = 1.1 \quad \left(K = \frac{D}{B} = \frac{10}{30} = 0.33\right) \\ d_\gamma = 1. \end{cases}$$

$$\sigma'_{z0} = \gamma . D - u = 18.5 \times 10 = 185 \quad kN/m^2$$

$$q_{ult} = 0 + 18.5 \times 18.4 \times (1.35 \times 1.1) + \frac{1}{2} \times 30 \times \underset{\downarrow}{\underline{9.4}} \times 22.4 \times 7.6 \times 1$$

در محاسبه مربوط به وزن باید γ' را قرار دهیم .

$$q_{ult} = 7455 \ \ KPa$$

* در پی های سطحی که عرض پی زیاد شود (پی های گسترده) ظرفیت باربری عدد بزرگی خواهد بود .
* در طراحی پی های گسترده ، نشست عامل اصلی خواهد بود .

◄ در طراحی سازه های خاکی و به طور کلی در جاهایی که با مسائل ژئوتکنیکی سروکار داریم نمی توانیم به q_{ult} (ظرفیت باربری نهایی) اطمینان ۱۰۰٪ داشته باشیم . بنابراین طراحی ها را براساس تنش های مجاز انجام می دهیم . یعنی ظرفیت باربری را بر یک ضریب اطمینان تقسیم می کنیم .

ASD روش طراحی براساس تنش های مجاز : $q_a = \frac{q_{ult}}{FS}$

$$\underset{\text{باربری مجاز}}{\underset{\swarrow}{q_a}} = \frac{q_{ult}}{\underset{\searrow\ FS>1}{FS}}$$

* آیین نامه ها براساس صدها پروژه انجام شده ، اعدادی را برای ضریب اطمینان تخمین زده اند . ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری پی 2.5-3.5 است .

- از عوامل مؤثر در تعیین ضریب اطمینان ، نوع خاک است .

برای مثال برای بدست آوردن φ در ماسه ها ، دقت بالا است ولی تعیین Cu ، Su

در رس ها بسیار کم تأثیر دقیق خوردگی می باشد بنابراین ضریب اطمینان بالاتر خواهد رفت.

→ اگر کیفیت پارامترها بالا باشد، ضریب اطمینان بزرگتری در نظر می گیریم.

→ نوع سازه، اهمیت سازه و میزان تغییر در پارامترهای خاک و نوع پی نیز از دیگر عوامل مؤثر در انتخاب ضریب اطمینان هستند.

→ پی هایی که بارهای وارده زودتر گسیخته می شوند پس ضریب اطمینان بالاتری مورد نیاز است.

$$\boxed{FS = 3.0}$$

پارامترهای مقاومت برشی در محاسبه ظرفیت باربری ؟

→ از آزمایش UU و CD که انجام شده بر روی رس، نتایج زیر بدست آمده است. کدام یک از این پارامترها را باید در محاسبات مورد استفاده قرار داد ؟

$$\text{رس ها}\begin{cases} UU \rightarrow C_u , S_u \\ CD \rightarrow c' , \varphi' \end{cases}$$

* معمولاً طراحی ما در رس ها اگر بخواهیم محافظه کارانه باشد از نتایج آزمایش UU استفاده می کنیم. به طور مثال زمین بستر دریایی، وقتی بار سکو یکباره وارد می شود خاک دیگر وقت زهکشی شدن را ندارد بنابراین از پارامترهای زهکشی شده نمی توان استفاده نمود.

رس ها → پارامترهای تنش کل - زهکشی - کوتاه مدت

* در ماسه ها برای طراحی از پارامترهای زهکشی شده (c', φ') استفاده می کنیم.

→ اگر خاک مخلوطی از ماسه و رس باشد، استفاده از پارامترهای تنش کل مناسب تر است.

اگر بار دفعتاً وارد شود، باید حتماً از پارامترهای زهکشی نشده استفاده کنیم.

+ گاهی در خاک های ترکیبی (ماسه و رس) طراحی یک بار با پارامترهای تنش کل صورت می گیرد و یک بار با پارامترهای تنش موثر و بعد یک قضاوتی در مورد نتایج انجام می دهند.

مکانیزم گسیختگی پی های سطحی :

+ اگر مکانیزم گسیختگی به صورت موضعی و یا سوراخ کننده باشد باید ببینیم از چه پارامترهایی در محاسبات استفاده کنیم.

یک سری فرمول های ساده کننده داده شده است و می توان از حالت فرمول های ظرفیت باربری مربوط به گسیختگی کلی استفاده نمود فقط باید این نکته را رعایت کرد که آن تصحیح c و φ است.

$$\text{ترزاقی}\begin{cases} c'_{ad} = 0.67\,c' \\ \varphi'_{ad} = tg^{-1}(0.67 \times tg\varphi') \end{cases}$$

$$\text{وسیک} : \varphi'_{ad} = tg^{-1}\left((0.67 + D_r - 0.75\,D_r^2)\ tg\varphi' \right)$$

+ برای تعیین نوع گسیختگی می توان از گراف ها استفاده نمود. در رس های خیلی نرم $(C_u < 25\ KPa)$ با نسبت عمق به عرض (D/B) کم، گسیختگی به سمت موضعی و سوراخ کننده می رود.

* یک سری آزمایش ها صورت گرفته و مشخص شده که ظرفیت باربری محاسباتی و مشاهداتی در حدود 10 - 15 % با هم تفاوت دارند. و این اطمینان به مهندسین داده شده که می توان از فرمول های ارائه شده برای طراحی استفاده نمود.

* با اینکه این فرمول ها قابل اطمینان هستند ولی ما به علت پارامترها از ضریب اطمینان نیز استفاده می کنیم. (برای مثال حالت کاهش c و φ)

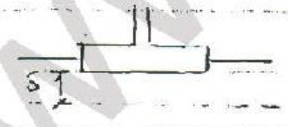
* برای مثال خطای 15 درصدی در تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک باعث خطای 60-70 درصدی در ظرفیت باربری خواهد شد.

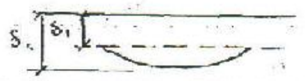
بنابراین برای پوشاندن این خطاها از ضریب اطمینان استفاده می‌کنیم.

- ظرفیت باربری باید درحدی باشد که خاک زیر پی گسیخته نشود.
- عامل دیگر در طراحی نشست است که نباید از حد مجاز بیشتر باشد.

◄ نشست‌ها Settlement

- نشست‌ها به دلایل مختلفی صورت می‌گیرد ولی در اینجا ما با نشست ناشی از بارگذاری بر روی پی سروکار داریم. عوامل نشست عبارتند از:
  - نشست ناشی از بارگذاری‌های جدید
  - کاهش سطح آب زیرزمینی
  - ناشی از حفاری‌های زیرزمینی و حفاری تونل
  - فرونشست
  - نشست ناشی از [illegible]





δ_a ...... نشست مجاز

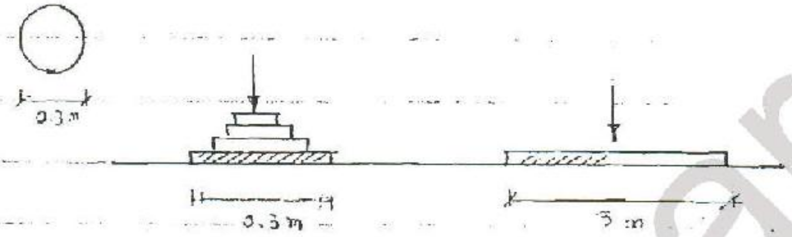
* معمولاً در طراحی پی، نشست را محاسبه می‌کنیم و با نشست‌های مجاز مقایسه می‌کنیم.

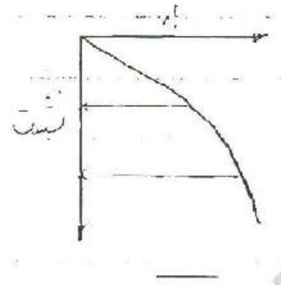
* بسته به نوع سازه، نوع پی و اهمیت سازه مقدار نشست‌های مجاز در آیین‌نامه‌ها و کدهای ساختمانی آمده است.

$\delta < \delta_a$

روش های تحلیل (محاسبه) نشست :

- محاسبه نشست با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه (Plate load Testing)
- محاسبه نشست با استفاده از نتایج آزمایش های درجا و آزمایشگاهی





از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه
→ نشست ها برای پی با ابعاد بزرگتر،
استفاده می شده است.
(ضرایب مربوط به اثر افزایش ابعاد هم اعمال می شود)

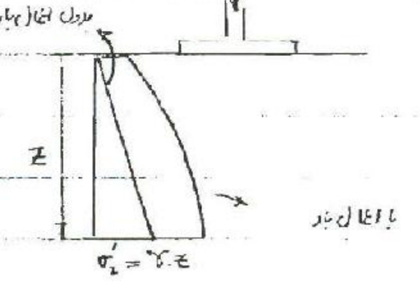
★ مشکل اصلی استفاده از این روش، این است که عمقی در کف صفحه بارگذاری قرار می گیرد در این آزمایش خیلی کمتر از پی اصلی با ابعاد بزرگتر است. ممکن است در اعماق بیشتر، پارامترهای خاک تغییر کند و نشست متفاوت باشد.

← فقط در مواردی که سطح بارگذاری کوچک است می توان از این روش برای محاسبه نشست استفاده نمود.

• محاسبه نشست با استفاده از نتایج آزمایش های آزمایشگاهی و آزمون های درجا

← آزمایش های آزمایشگاهی ← نشست تحکیمی ← خاک های رسی
← آزمون های درجا ← بر اساس نتایج آزمایش CPT ، SPT ... خاک های ماسه ای

www.ttnar.ir



★ عامل نشست در زمین: بار وارد شده بر پی است.
با اعمال بار، توزیع تنش در زمین افزایش می یابد.

افزایش تنش ناشی از بارگذاری ($\Delta\sigma_z$) را می توان با استفاده از روش های زیر محاسبه نمود:

- بوسینسک ← نیومارک
- وسترگارد

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma (q - \sigma'_{zD})$$

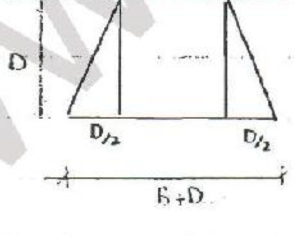
σ'_{zD}: تنش عمودی موثر در عمق D زیر سطح زمین

q: بار وارده ناشی از سازه در کف پی

I_σ: ضریب تأثیر تنش

÷ اگر در جایی خاک ها لایه لایه باشند، فرمول وسترگارد جواب بهتری خواهد داد.

← در روش بوسینسک چون رفتار خاک الاستیک در نظر گرفته می شود، مقدار نشست عدد بزرگی خواهد بود.

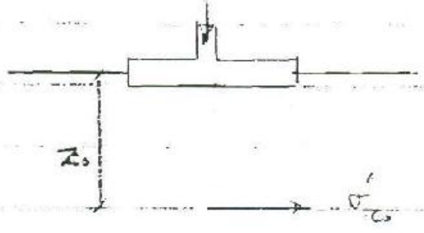


یک روش هم داریم که توزیع تنش را 2 به 1 در نظر می گیرد.

نشست براساس آزمایش های آزمایشگاهی:
← آزمایش تحکیم

در صفحهٔ 25 روش سادهٔ شدهٔ بوسینسک برای پی های دایره ای، مستطیلی و نواری داده شده است.

www.ttmar.ir

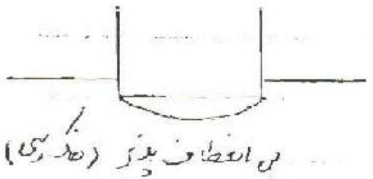


$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z$$

حالت اولیه ← σ'_{z0} ، بارگذاری ← $\Delta\sigma_z$

$$\sigma'_{z0} = \gamma z_0$$

* در روش کلی ما ابتدا وضعیت تنش در نقطهٔ مورد نظر را بدست می آوریم.



- در پی های نواری و پی های تکی (مرکب) نسبت عمق به عرض خود بزرگ است بنابراین آنها را کاملاً صلب فرض می کنیم.

پی انعطاف پذیر (ظرفی)

- پی های گسترده نه کاملاً صلب هستند و نه کاملاً انعطاف پذیر. بنابراین برای دقیق شدن محاسبات از یک ضریب صلبیت در محاسبات نشست استفاده می کنیم:

r : ضریب صلبیت

* برای بدست آوردن δ در وسط پی از ضرایب زیر استفاده می شود:

کاملاً انعطاف پذیر : $r=1$

کاملاً صلب : $r=0.85$

- در نقطه های ... این ضریب استفاده نمی شود.

* در صورتیکه مقادیر σ_z داده شده است با استفاده از این فرمول های کلیم می توان نشست را محاسبه کرد. (فقط از ضریب صلبیت نیز استفاده می شود.)

$$S_c = r \cdot \sum \underbrace{\frac{C_c}{1+e_0}}_{\text{}} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \qquad (\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z)$$

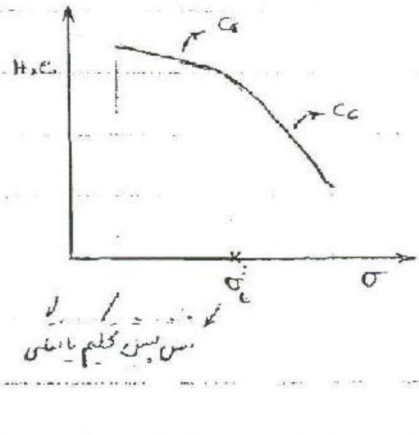
σ'_{zf} ← تنش نهایی بعد از بارگذاری

C_c ← ضریب تغییر شکل پذیری

e_0 ← تخلخل اولیه

σ'_{z0} ← تنش اولیه خاک

; $\sigma'_{z0} > \sigma'_c$

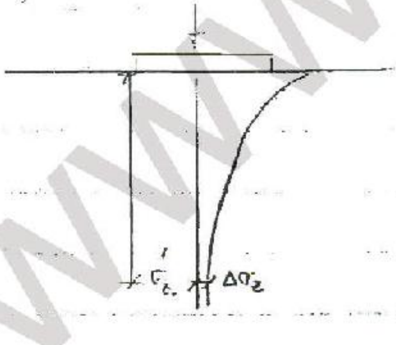


- اگر $\sigma'_{zf} > \sigma'_{c}$ باشد بر روی قسمت دوم نمودار قرار داریم و ضریب C_c وارد محاسبات می‌شود. و اگر $\sigma'_{zf} < \sigma'_c$ باشد بر روی قسمت اول نمودار قرار داریم، از ضریب C_r استفاده می‌کنیم، بنابراین مقدار نشست کاهش خواهد یافت. $(C_r < C_c)$.

$$S_c = r \sum \frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \quad : \quad \sigma'_{zf} < \sigma'_c$$

$$S_c = r \sum \left[\frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_c}\right) \right]$$

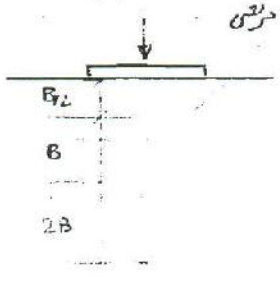
چون C_r و C_c از نتایج آزمایش تحکیم بدست می‌آیند بنابراین به این روش، نشست براساس آزمایش تحکیم گفته می‌شود.



- باید ببینیم تا کجا باید نشست‌ها را محاسبه کنیم.

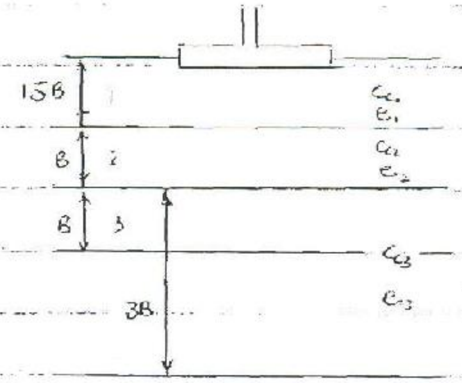
$$\Delta\sigma_z < 0.1\, \sigma'_{z0}$$

تا جایی توزیع تنش را بررسی می‌کنیم که میزان افزایش تنش کمتر از ۱۰٪ تنش اولیه باشد.



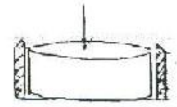
- روش دیگری هم داریم که در آن سه لایه با ضخامت‌های $\frac{B}{2}$، B و $2B$ در نظر می‌گیریم و σ'_{z0} و $\Delta\sigma_0$ را در هر لایه بدست می‌آوریم و توزیع تنش در هر لایه را خطی فرض می‌کنیم.

* برای پی های نواری معمولاً لایه ها به ضخامت های B ، 2B و 4B در نظر می گیریم



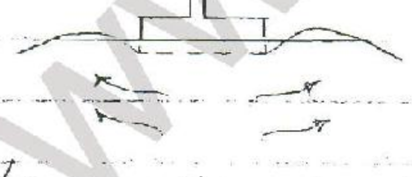
- برای پی های دایره ای تا 3.5B و برای پی های نواری تا 4B تنش را بررسی می کنیم و مقدار نشست را بدست می آوریم و از بقیه صرف نظر می کنیم

◄ عدم دقت در این روش به این دلیل است که در آزمایش تحکیم، تحکیم یک بعدی صورت می گیرد



(تحکیم یک بعدی)

فقط در برخی موارد خاص فرض تحکیم یک بعدی صحیح است. ولی در بیشتر حالت های دیگر این فرض قابل قبول نخواهد بود.



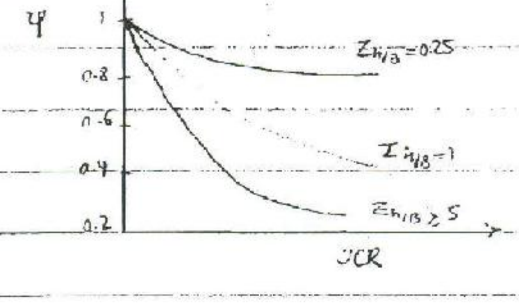
Distortion Sett.

Immediate Sett. نشست آنی

- نشست کلی $\delta = \delta_d + \delta_c$ می باشد. یعنی باید اثر نشست آنی را در نظر بگیریم

- اسکمپتون - بیروم ضریب φ برای تصحیح مربوط به سه بعدی بودن تحکیم را وارد معادله کرده اند:

$$\boxed{\delta = \delta_d + \varphi\,\delta_c}$$ اسکمپتون - بیروم



- وقتی تحکیم را یک‌بعدی در نظر بگیریم نشست کمتر خواهد شد. $(\psi<1)$

چون بخشی از نشست در جهت افقی رخ می‌دهد ولی ما در تحکیم یک بعدی همه را در جهت قائم فرض می‌کنیم

$$S_d = \frac{(q-\sigma'_{z0})B}{E_u} I_1 I_2$$ نشست آنی

- ضرایب تاثیر I_1 و I_2 ناشی از شکل پی و عمق پی هستند.

- σ'_{z0} مربوط به گودبرداری است. بنابراین اگر $q<\sigma'_{z0}$ باشد، نشست‌ها قبلاً رخ داده. و دیگر نشست اتفاق نمی‌افتد.

شکل پی $L/B \rightarrow I_2$

عمق پی $D/B \rightarrow I_1$

E_u: مدول زهکشی نشده خاک رس

★ بدست آوردن E_u بسیار مشکل است و هم چنین هزینه‌بر. چون حساسیت رس به دست خوردگی زیاد است

- معمولاً رابطه تنش کرنش در خاک‌های رسی غیرخطی است. بنابراین در هر مرحله بارگذاری مقدار E_u متفاوت خواهد بود. پس تعیین E_u مشکل خواهد بود.

$E \ll E_{واقعی}$

$100 S_u < E_u < 1500 S_u$ در خاک‌های رسی نرم سمت $100S_u$ می‌رویم

و در خاک‌های رسی سخت‌تر سمت $1500S_u$ می‌رویم.

برای خاک های رسی معمولی :

$$\boxed{E_u = 300 S_u}$$

* نمونه‌گیری در خاک های ماسه‌ای مشکل است.

$$\delta = \frac{(q - \sigma_{z0})}{E_s} . B (I, C_1, C_2, \dots) . \alpha$$

روش اشمرتمن :

* پارامتر اصلی در محاسبه نشست E_s است .

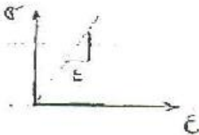
M : مدول محدود شده ← هیچ گونه کرنش افقی اتفاق نمی‌افتد

با محدود کردن خاک و به دست آوردن منحنی تنش - کرنش

مدول محدود شده را محاسبه می‌کنند.

E_e : مدول الاستیسیته ← منحنی تنش - کرنش غیرمحصور ___

E_s : مدول معادل خاک حقیقی



$$\boxed{E_e < E_s < M}$$

* با استفاده از آزمون های درجا (SPT ، CPT ، دیلاتومتر و پرسیومتر) ، E_s را به طور مستقیم یا غیرمستقیم به دست می‌آوریم ....

* تخمین E_s از روی آزمایش CPT تقریباً دقیق است .

q_c : مقاومت نوک مخروط

* در جدول صفحه 232 با توجه به نوع خاک و نسبت پیش تحکیم یافتگی مقادیری برای $\frac{E_s}{q_c}$ داده شده است .

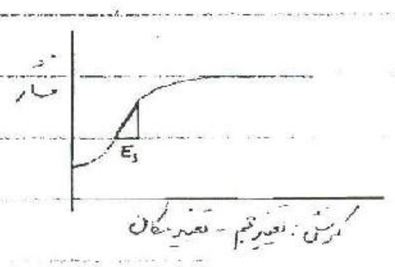
با استفاده از این روابط تجربی می‌توان تخمینی برای E_s زد .

← با استفاده از آزمایش SPT :

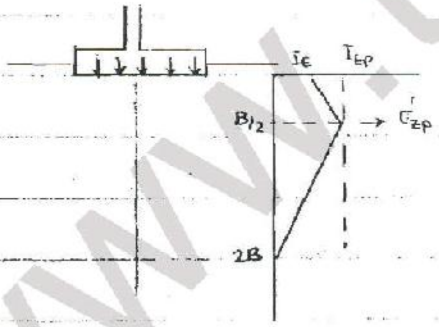
$$\boxed{E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 \cdot N_{60}}$$

β_0 و β_1 ضرایبی هستند که مقادیر آنها در جداول 4-7 و 5-7 داده شده است.

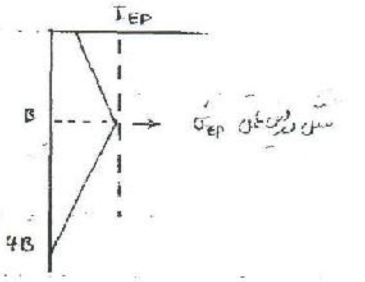
◄ با استفاده از آزمایش های پرسیومتر و دیلاتومتر می توان E_s را به طور مستقیم تخمین زد.



* اشمرتمن پس از انجام آزمایش های مختلف بر روی خاک های ماسه ای به این نتیجه رسید که بسته به نوع پی، در یک عمق کرنش به max مقدار خود می رسد.


I_ε
$I_{\varepsilon p}$
B/2
σ'_{zp}
2B

پی مربعی و دایره‌ای


$I_{\varepsilon p}$
B
$\sigma'_{\varepsilon p}$ تنش در این عمق
4B

پی نواری

$$I_{\varepsilon p} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{q - \sigma'_{\varepsilon p}}{\sigma'_{\varepsilon p}}}$$

I_ε : ضریب تاثیر کرنش

پی دایره‌ای یا مربعی : $0 < z_f < B/2$

$$I_\varepsilon = 0.1 + (z_f/B)(2 I_{\varepsilon p} - 0.2)$$

$B/2 < z_f < 2B$: $I_\varepsilon = 0.667\, I_{\varepsilon p}\,(2 - z_f/B)$

www.ttmar.ir

پی مستطیلی $I_E = I_{ES} + 0.111\,(I_{EC} - I_{ES})\,(L/B - 1)$

مربعی ها نواری

عیب مهم در روش اشمرتمن این است که باید ضریب تاثیر کرنش را محاسبه کند.

* اشمرتمن یک سری ضرایب را برای تصحیحات لازم، اعمال می کند.

C_1 : ضریب تصحیح عمق

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{\sigma'_{zD}}{q - \sigma'_{zD}}\right)$$

C_2 : ضریب تصحیح خزش (در خاک های چسبنده این اصلاح است و بسته به سالهایی که از ساخت پی می گذرد، C_2 تغییر می کند.)

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(t/0.1\right)$$

t : زمان

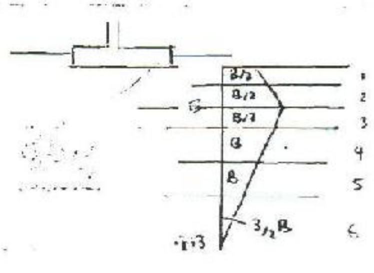
C_3 : ضریب شکل پی

$$C_3 = 1.03 - 0.03\,(L/B) \geq 0.73$$

← اگر عدد C_3 کوچکتر از 0.73 بدست آید، همان مقدار 0.73 را در نظر می گیریم.

نشست : $\delta = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (q - \sigma'_{zD}) \sum \frac{I_E \cdot H}{E_S}$

مزیت : در روش های بجز روش اشمرتمن فرض می شود که کل خاک، یک E_S دارد در صورتی که در این روش برای لایه های مختلف می توان E_S همان لایه را قرار داد. (معمولاً با افزایش عمق، E_S افزایش می یابد)



* در این روش مقدار نشست کل بدست می آید یعنی نشست آنی نیز محاسبه می شود.

E_s ثابت : پی دایره‌ای یا مربعی

$$\hookrightarrow \quad \delta = \frac{1}{E_s} C_1 . C_2 . C_3 (q - \sigma'_{zD}) (I_{\varepsilon p} + 0.025) . B$$

پی نواری : $\delta = \frac{1}{E_s} C_1 . C_2 . C_3 (q - \sigma'_{zD}) . (2 I_{\varepsilon p} + 0.1) B$

◄ برای محاسبه نشست در خاک‌های رسی ، روش اسکمپتون - بیرم روش نسبتاً دقیقی است و در خاک‌های ماسه‌ای ، روش اشمرتمن .

◄ نکته‌ای که در پی‌های گسترده هست این است که پی‌های گسترده عرض (B) زیادی دارند و برای محاسبه نشست از روش‌های ذکر شده باید تا عمق زیادی خاک را بررسی کرد بنابراین در پی‌های گسترده باید E_s به طور دقیق محاسبه شود (با آزمایش‌های زیاد) و سپس از این روش‌ها برای محاسبه نشست می‌توان استفاده نمود .

◄ برای محاسبه نشست در خاک‌های لایه لایه می‌توان نشست را برای هر لایه از روش مناسب به دست آورد و مجموع این نشست‌ها را به عنوان نشست کل خاک در نظر گرفت . در صفحه ۲۹۷ تخمینی از C_c ، C_r و E_s برای لایه‌های مختلف داده است

نشست مطلق $\delta < \delta_a \rightarrow (25 \text{ mm})$

* نشست نامتقارن Diff. Settlement

برای بارگذاری‌های نامتقارن و یا اینکه جنس خاک در دو طرف پی متفاوت باشد ، این نشست رخ می‌دهد .

در صفحه ۲۹۷ با توجه به نوع پی و نوع خاک ، مقادیری را برای $\frac{\delta_D}{\delta}$ ذکر کرده است .

* باید مقادیر این نشست زیر از مقادیر جدول کمتر باشد و باید حتماً آن را کنترل کرد .

پی انعطاف‌پذیر	صلب	نوع خاک
0.8	0.5	خاک رس طبیعی

* نکته دیگر در مورد محاسبه نشست ، سرعت نشست می باشد

در خاک های رسی اشباع ، نشست تحکیمی داریم که در طول زمان تغییر می کند ولی با استفاده از روش برگشتی می توان با توجه به زمان گذشته از ساخت پی ، مقدار نشست را تخمین زد و نشست نهایی و زمان رخ دادن آن را به دست آورد.

* باید اثر خزش را در نشست در نظر گرفت چون تاثیر زیادی دارد و با زمان تغییر می کند.

* با انجام آزمایش های مختلف ، مقدار نشست در حالت واقعی محاسبه شده و در 90 درصد موارد نتایج نشان داده که نسبت $\frac{\text{نشست محاسباتی}}{\text{نشست واقعی}}$ بزرگتر از یک بوده است یعنی طراحی ما محافظه کارانه است.

* آزمایش SPT خطای زیادی دارد و در بیشتر موارد نسبت نشست محاسباتی به واقعی حدود 4.5-5 بوده است . بنابراین نوع آزمایش نیز در نتایج تاثیرگذار است .
(آزمایش CPT دقیق تر است)

◄ اگر مقدار نشست از حد مجاز بیشتر شود می توان از روش های زیر استفاده نمود :

۱- افزایش ابعاد پی

۲- تغییر دادن سیستم پی

(مقدار نشست مجاز در پی های گسترده خیلی بیشتر از پی های منفرد است.)

۳- استفاده از پی های عمیق

۴- متصل کردن پی های تکی به هم برای جلوگیری از نشست های نامتعادل

۵- انطباق دادن سیستم سازه ای با نشست
(استفاده از اتصالات و دیوارهای انعطاف پذیر)

* در برخی ساختمان ها اگر نشست نامتعادل رخ دهد با استفاده از جک ساختمان را به حالت اولیه انتقال داده و آن قسمت را با مواد پرکننده ، پر می کنند.

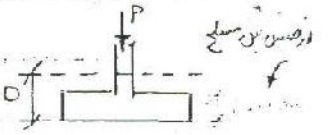
www.ttmar.ir

◄ طراحی پی
- طراحی ژئوتکنیکی پی ← سعی می‌کنیم خاک زیر پی گسیخته نشود (محاسبه ظرفیت باربری)
- طراحی سازه‌ای پی ← سازه تحمل بارهای وارده را داشته باشد و بارها را به طور ایمن از سازه به زمین منتقل کند

★ طراحی سازه‌ای پی مشابه طراحی یک دال دو طرفه است.

★ نکته‌های مهم در طراحی ژئوتکنیکی پی عبارتند از:

① عمق پی ← حداقل عمق پی باید به اندازه‌ای مناسب بوده باشد.

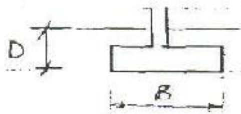


- به لحاظ استفاده‌ای که از سطح خاک داریم می‌خواهیم چند طبقه زیرزمین داشته باشیم بنابراین عمق پی افزایش خواهد یافت.
- در صورت لایه‌های سطحی سست و ضعیف
- عمق یخبندان (در مناطقی که زمستان سرد احتمال یخ‌زدگی در زیر پی وجود دارد پس باید عمق را افزایش دهیم تا احتمال یخ‌زدگی کاهش یابد. این عمق با توجه به شرایط آب و هوایی تعیین می‌شود ← 1-1.5 m)
- وجود خاک‌های متورم شونده (نسبت به آب حساس هستند و متورم شده و ممکن است پی را بلند کنند. با زیاد کردن عمق، احتمال نفوذ آب به آن لایه‌ها کمتر است.)
- احتمال آب‌شستگی (ممکن است در جاهایی احتمال شستن خاک از اطراف پی وجود داشته باشد بنابراین عمق را زیاد می‌کنند تا خاک زیر پی شسته نشود.)
- جاهایی که پی نزدیک شیروانی است
(با زیاد کردن عمق، احتمال آنکه پی تحت گسیختگی‌های سطحی قرار گیرد کمتر می‌شود.)

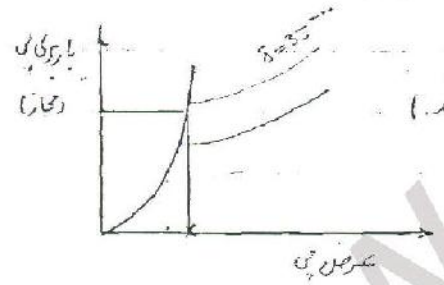
- وجود حفرات زیرزمینی (ممکن است با عمیق کردن پی، [illegible] است به این حفرات زیرزمینی رسیده و ایجاد مشکل نماید.)

- وجود لایه‌های نرم زیر لایه‌های سخت (باید عمق پی را زیاد کرد تا جواب تنش به لایه نرم نرسد. چون در آن صورت مشکلات ظرفیت باربری پیش خواهد آمد.)
- وجود آب زیرزمینی (بحث‌های آب‌کشی به وجود خواهد آمد.)
- هزینه زیاد پی‌کنی در اعماق زیاد

۲) عرض و طول پی



معمولاً طول پی خیلی مشکل ایجاد نمی‌کند.
برای یک بارگذاری مشخص شده و عمق و طول مشخص
با سعی و خطا به عرض مناسب می‌رسیم. (نشست باید ارضا شود)



۴- یک روش استفاده از چارت‌های طراحی است
(با توجه به نوع خاک مانند بار کل شیب منحنی تغییر می‌کند.)
با مشخص بودن ظرفیت باربری پی، عرض آن
را بدست می‌آوریم. اما علاوه بر ظرفیت باربری
باید نشست نیز ارضا شود.

→ فرمول نشست تابعی از q و B است. پس با یک نشست مشخص می‌توانیم ترکیبات مختلف ظرفیت باربری و عرض را بدست آوریم.
(از این طریق می‌توان باربری ستون‌های مختلف را مشخص کرد.)

۳) بار خارج از مرکز

$$e_B < \frac{B}{6} \rightarrow B' = B - 2e_B$$

$$e_L < L/6 \rightarrow L' = L - 2e_L$$

۵- بارگذاری زلزله و باد → دینامیکی

→ معمولاً برای طراحی این نوع سازه‌ها از روش‌های شبه استاتیکی استفاده می‌کنند. ضریب بار دینامیکی به بار استاتیکی افزوده می‌شود و از همان روش‌های استاتیکی استفاده می‌شود.

www.ttnar.ir

◄ ظرفیت باربری مجاز برای بارهای دینامیکی به علت آنکه احتمال آنها کم است ، افزایش می یابد .

بار استاتیکی → $\frac{q_{ult}}{3} = q_a$ باربری مجاز

بار استاتیکی + بار دینامیکی → $q_a =$ باربری مجاز $\times 1.33$

طبق آیین نامه ACI تا $\frac{1}{3}$ ظرفیت باربری افزایش می یابد .

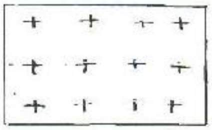
(نشست های مجاز را نیز می توان افزایش داد .)

* خاک نسبت به بارهای سریع ، سختی بیشتری از خود نشان می دهد . بنابراین در بارهای دینامیکی نیز خاک رفتار سخت تری نشان خواهد داد در نتیجه می توان ظرفیت باربری را افزایش داد .

→ مشخصات باربری (سختی) و پارامترهای مقاومت برشی خاک نسبت به سرعت بارگذاری حساس است .

◄ پی های گسترده Mat Foundation

* تمام سطح سازه را می پوشانند .



پی گسترده (رادیه ژنرال)

دلایل استفاده از پی های گسترده عبارتند از :

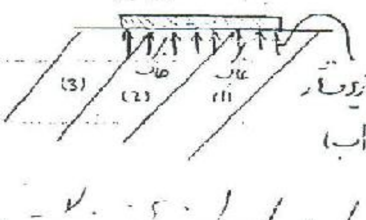
- وجود بارهای سازه ای بزرگ

(اگر سطح پی بیشتر از $\frac{1}{3}$ زمین شود بهتر است به جای پی های نواری از پی گسترده استفاده شود .)

- شرایط خاک نامناسب (ممکن است ظرفیت باربری جواب ندهد .)

→ ظرفیت باربری نسبت به عرض حساس است پس با زیاد شدن عرض ، ظرفیت باربری به طور کلی به شدت افزایش خواهد یافت .

- توزیع غیر یکنواخت بارها (امکان نشست نامتقارن وجود دارد .)
- وجود لایه های متفاوت خاک در سطح زمین زیرین (امکان نشست نامتقارن)
- وجود بارهای افقی بزرگ
- وجود بارهای زیر فشار
- وجود سطح آب زیرزمینی بالاتر از سطح پی . (امکان نفوذ آب به داخل سازه)



اگر نشست جواب ندهد از شمع استفاده می شود برای بناهای بلند اغلب از پی گسترده استفاده می شود

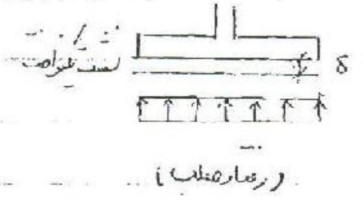
طراحی پی گسترده :

* ممکن است رفتار صلب یا انعطاف‌پذیر باشد. در پی‌های تکی فرض می‌شود که رفتار

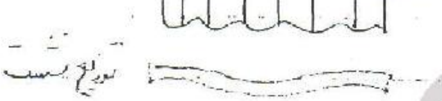
پی صلب است. در این پی‌ها نسبت عرض به ضخامت

2-3 است. اما در پی گسترده حدود 15 می‌باشد

بنابراین فرض پی صلب برای آن نادرست است.



(رفتار صلب)

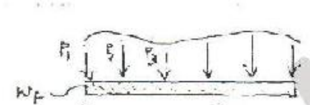


• رفتار انعطاف‌پذیر ← روش‌های Non_rigid

با توجه به شکل بارگذاری، توزیع نشست و بار در زیر پی تغییر خواهد کرد.

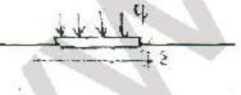
(کمی تیر روی بستر ارتجاعی مطرح شده است) ← این بستر ارتجاعی را با یک سری فنرها

مدل می‌کنند.

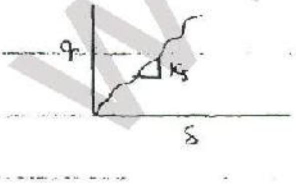


ضریب عکس‌العمل خاک ← (Coef. of Subgrade Reaction)

(نشان دهنده سختی خاک)



$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad (kN/m^3)$$



$$\sum P + W_f = \int q\, dA = \int K_s \cdot \delta \cdot dA$$

توزیع تنش‌ها در زیر هر نقطه مشخص می‌شود.

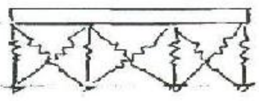
* این روش توسط Winkler ارائه شده و فرضیات آن به صورت زیر است :

- فنرها خطی هستند.
- بار گسترده یکنواخت موجب نشست یکنواخت می‌شود.
- فنرها به طور جداگانه عمل می‌کنند.
- فنرها K_s ثابتی دارند.

www.ttmar.ir

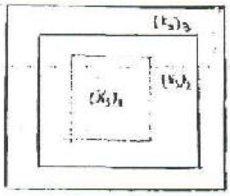
* ایرادهایی که بر این روش وارد می‌شوند عبارتند از :

- فنرها خطی هستند و سختی‌های مساوی دارند.
- بارگذاری یکنواخت روی پی‌های انعطاف‌پذیر موجب نشست یکنواخت می‌شود.
- فنرها مستقل عمل می‌کنند و نشست هر فنر بر فنرهای دیگر اثری ندارد.



- برای حل این مشکل سعی شود از فنرهای دوطرفه استفاده شود.

(بستر فنرها) Bed of Springs



- پیشنهاد ACI این بوده است که هر ناحیه سختی مختلفی داشته باشد و سختی‌های خارجی از سختی‌های داخلی بیشتر است.

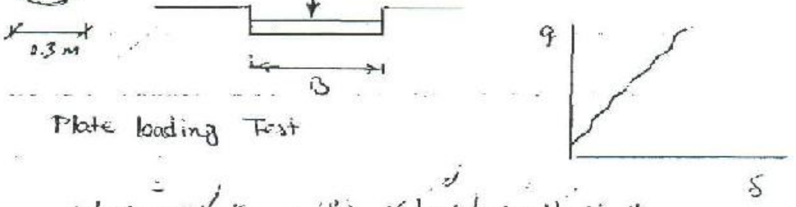
$(K_s)_3 = 2(K_s)_1$

- تغییر مکان‌ها نسبت به روش وینکلر 18.75% افزایش می‌یابد.

- برای حل پی‌های گسترده از روش اجزاء محدود نیز استفاده می‌شود. اگر بخواهیم پی را سه‌بعدی حل کنیم، تعداد المان‌ها زیاد خواهد بود بنابراین زمان زیادی می‌برد.

K_s : ضریب عکس‌العمل خاک

- این پارامترها ذاتی نیست و با تغییر شرایط تغییر می‌کند. K_s به پارامترهای زیادی بستگی دارد. عرض بارگذاری از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر K_s است.



* با افزایش سطح بارگذاری (B)، K_s کاهش می‌یابد.

$$(K_s)_B = (K_s)_{0.3} \times \frac{0.3}{B}$$

در عمل برحسب B ها ks را می‌توان با استفاده از آزمایش -

بارگذاری صفحه بدست آورد. ks را نیز می‌توان از این آزمایش تعیین کرد ولی به دلیل کم بودن عرض بارگذاری صفحه تنش تا عمق زیادی را تحت تأثیر قرار نخواهد داد. بنابراین با استفاده از این روش، ks به طور دقیق محاسبه نخواهد شد.

* پارامتر دیگر مؤثر بر ks، شکل بارگذاری می‌باشد. پارامتر دیگر عمق بارگذاری است.

• عوامل مؤثر بر ks:
- عرض بارگذاری
- شکل بارگذاری
- عمق بارگذاری
- محل تعیین ks در پی

به خصوص در پی‌های گسترده تأثیرگذار است، چون ks در کناره‌ها بیشتر از وسط می‌باشد.

- زمان → تحکیم - creep

$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

با استفاده از فنرها می‌توان توزیع تنش، توزیع تغییر شکل را بدست آورد.

* از این روش، توزیع نشست یا اختلاف نشست بدست می‌آید نه نشست کلی. →

(تفاوت نشست نقاط مختلف)

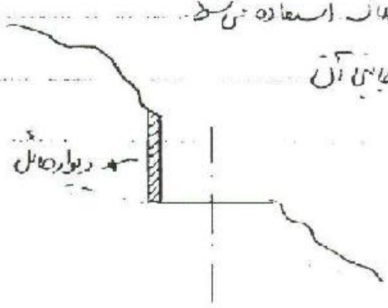
* در ساختمان‌های نسبتاً صلب و پی‌های گسترده معمولاً ظرفیت باربری جواب می‌دهد و مشکل نداریم. (ضریب اطمینان بالا است) فقط ممکن است نشست‌ها مشکل‌ساز باشند.

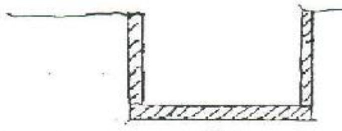
فصل چهارم – دیوارهای حائل ، تئوری فشارهای خاک

Earth Retaining Structures

* معمولاً در پروژه‌های عمرانی نیاز داریم که خط پروژه نسبت به خط زمین شیب زیادی داشته باشد یعنی احتیاج به تغییر سطح داریم . این گودبرداری‌ها ممکن است موجب ناپایداری خاک شود پس از دیوارهای حائل برای پایداری خاک استفاده می‌شود.

بنابراین برای جلوگیری از حرکت افقی خاک و فشارهای آن از دیوار حائل استفاده می‌شود.





انواع دیوارهای حائل :

به لحاظ مکانیزم عملکرد دو نوع دیوار حائل داریم :

1) دیوارهای با پایداری خارجی

2) دیوارهای با پایداری داخلی

Internally Stabilized System

• دیوارهای با پایداری خارجی :

دیوارهایی هستند که پایداریشان ناشی خود دیوار است . یعنی عامل پایداری خارج از خاک است . که پایداری می‌تواند ناشی از وزن دیوار یا مقاومت خمشی خود دیوار باشد .

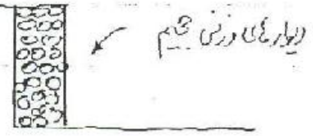
• دیوارهای با پایداری داخلی :

پایداری آنها ناشی از پایدارکردن خاک است .

▸ دیوارهای با پایداری خارجی {
دیوارهای وزنی Gravity Walls { وزنی حجیم / وزنی طره‌ای } → دیوارهای صلب
دیوارهای درجا Insitu Walls → دیوارهای انعطاف‌پذیر

← دیوارهای وزنی دیوارهایی هستند که پایداریشان ناشی از وزن دیوار است .

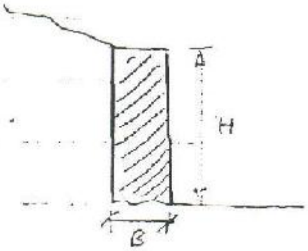
www.ttnair.ir



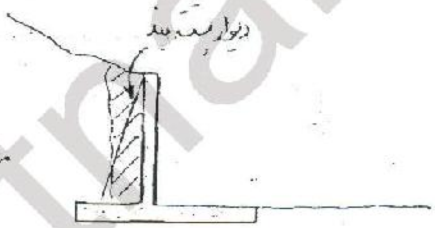
* چون در ایران سنگ زیاد است استفاده از این دیوارها مقرون به صرفه است.

مصالح ← قطعات سنگ، بتن سنگ، مصالح بنایی

این دیوارها معمولاً مسلح نیستند.



دیوارهای وزنی حجیم → $B \sim 0.6 - 0.7 H$



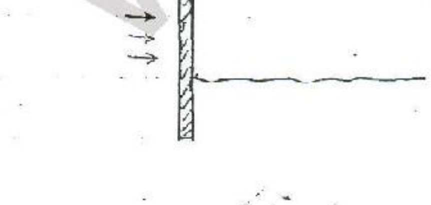
مصالح ← بتن مسلح، مصالح بنایی مسلح شده

که پایداری ناشی از وزن دیوار و خاک روی دیواره می‌باشد.

از دیوار پشت بند نیز می‌توان برای پایداری استفاده نمود.

گابیون‌ها نیز نوعی از این دیوارها هستند

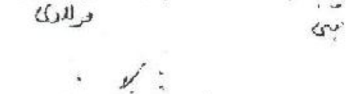
* دیوارهای پرده‌ای دیوارهایی هستند که تأمین پایداریشان عمدتاً بر اساس مقاومت خمشی دیوار است. المان‌های طولی نسبتاً نازکی هستند که اختلاف سطح لازم را ایجاد می‌کنند. به دیوارهای انعطاف‌پذیر معروفند.



سپری — Sheet Pile

که جنس آنها فولادی یا بتنی است.

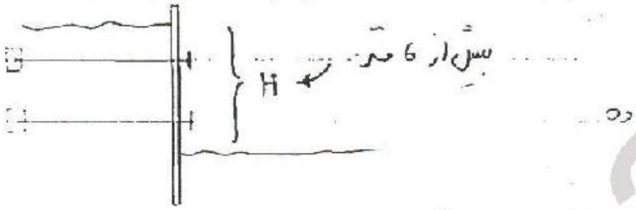
نوع مقطع



دیوار شمع نگهبان — Soldier Pile wall

تا ارتفاع 5 - 6m می‌توان دیوارها را به صورت طره‌ای اجرا کرد. ولی از این ارتفاع بیشتر، اقتصادی نیست. بنابراین از نوع مهار شده آن استفاده می‌شود.

- Anchored Sheet Pile Wall دیوارهای سپری مهار شده



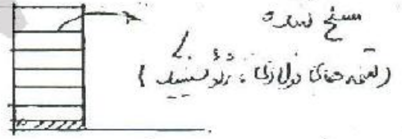
+ این دیوارها در بنادر زیاد استفاده می‌شده‌اند.

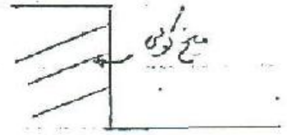
* نوع جدید دیوارهای حایل، دیوارهای با پایداری داخلی است.

در این دیوارها، خود خاک را پایدار می‌کنیم یعنی مشخصات آن را تغییر می‌دهیم و خاک را پایدار می‌کنیم. خاک عموماً مقاومت فشاری مناسبی دارد ولی مقاومت کششی و برشی آن ضعیف است. پس با تقویت مقاومت برشی می‌توان آن را پایدار کرد.

◄ دیوارهای با پایداری داخلی
- Reinforced Soil ← خاک مسلح
- In-Situ Reinforcement ← میخ کوبی خاک Soil Nailing

★ در Reinforced Soil با استفاده از مسلح کننده‌هایی خاک را پایدار می‌کنیم.





این دیوارها عملکردهای مناسبی در برابر زلزله هستند. دیوارهای وزنی در برابر تغییر شکل‌ها بسیار حساس هستند و به دلیل جرم بیشتر در زلزله خراب می‌شوند.

◄ فشار جانبی خاک   Lateral Earth Pressure

σ_V
σ_H

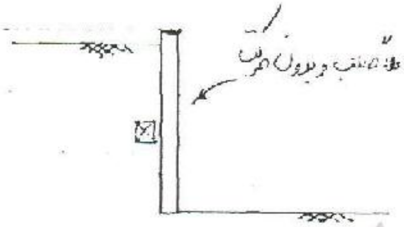
فشار هیدرواستاتیک ← در آب

$$\sigma_H = \sigma_V \rightarrow \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = 1$$

σ'_x
σ'_z

در خاک ← $\sigma'_H \neq \sigma'_V$

ضریب فشار جانبی خاک $K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z}$



دیوار کاملاً صلب و بدون حرکت

K_0 : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (At rest)

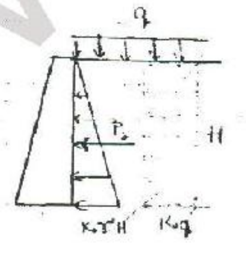
← مقدار K_0 از آزمایش پرسیومتر در محل قابل تعیین می‌گردد.

$$K_0 = (1-\sin\varphi')\,OCR^{\sin\varphi'}$$

★ فرض کاملاً صلب بودن دیوار عملی درست نیست پس باید این ضریب را در حال حرکت دیوار نیز تعیین کرد.

← برای ماسه از فرمول Jacky استفاده می‌شود : $K_0 = 1-\sin\varphi'$

دیوار حائل



q
P_0
H
$K_0\gamma'H$
K_0q

$$P_0 = \frac{1}{2}K_0\gamma'H^2 + K_0 q H$$

★ اگر خاک دارای حرکت باشد در حالت کلی دو حالت برای فشار خاک داریم:

www.ttnar.ir