



دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

جزوه درس :

مهندسی پی

استاد :

جناب آقای دکتر امام

نگارش:

حمید کاظم

(کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(کارشناس ارشد عمران گرایش سازه دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(دانشجوی دکترا گرایش سازه North Carolina State University)

پائیز ۱۳۹۱

حمید کاظم

پی سازی

دکتر امام

حمید کاظم

میان ترم اول

حمید کاظم



روزگار

و...

و...

حمید کاظمی

## بخش اول - مقدمات و تعاریف

1

### مهندسی پی و کاربرد آن، علوم مرتبط با مهندسی پی

- مهندسی پی دانش و هنر است که در آن با بکارگیری اصول مهندسی خاک و سازه و با استفاده از قضاوت مهندسی مسائل مطرح شده را حل می کنند.
- مهندس پی باید اعضای از ساختمان را که انتقال بار به زمین را انجام می دهند بگونه ای طراحی کند که پایداری خاک و تغییر شکل های ایجاد شده در آن قابل قبول باشند.
- بنابراین مهندس پی باید هم رفتار خاک را بشناسد (ژئوتکنیک) و هم رفتار اعضای منتقل کننده بار به زمین (سازه).

2



## انواع پی ها و کاربرد آنها

انواع پی ها از نظر عمق: انواع پی ها از نظر عمق چیست؟

- ۱ • پی های سطحی (Shallow Foundations) که در آنها:  $D_f \leq B$
- ۲ • پی های عمیق (Deep Foundations) یا شمع ها (Piles or Piers) که در آنها:  $D_f \geq 4 - 5B$
- ۳ • پی های نیمه عمیق که در آنها:  $B < D_f < 4 - 5B$

رفتار و نحوه طراحی انواع پی های فوق کاملا با یکدیگر تفاوت دارد

## الف) پی های سطحی (Shallow Foundations)

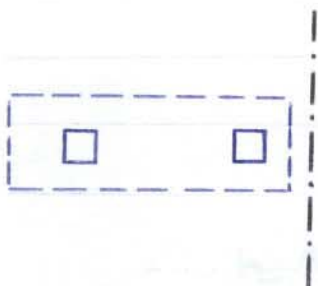
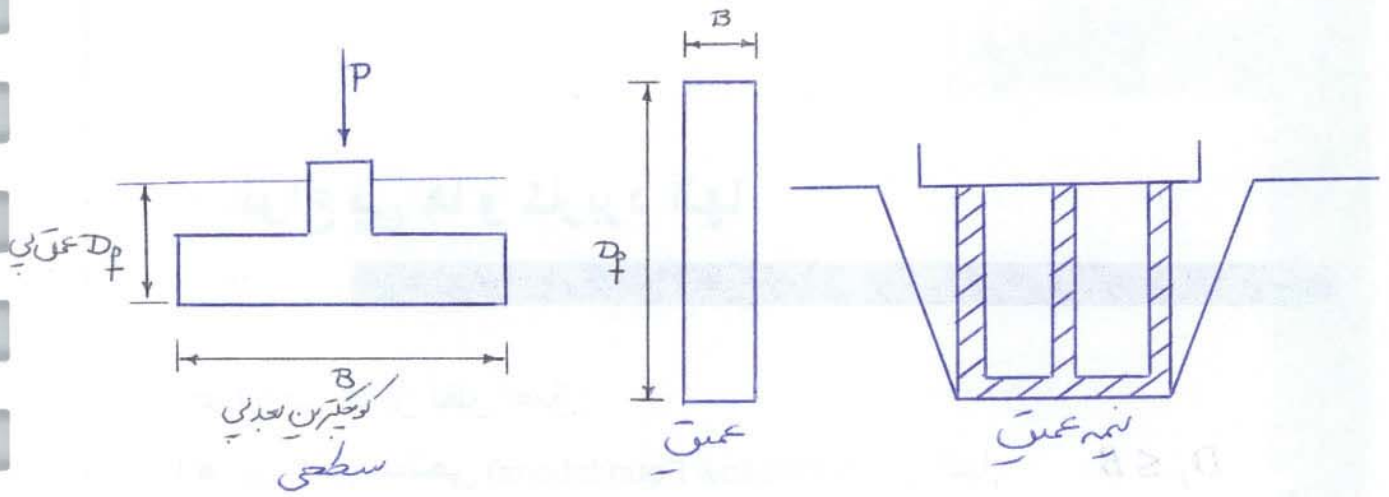
- ۱ • پی های منفرد (Single Footing) که بار یک ستون را تحمل می کنند
- ۲ • پی های نواری یا دیواری (Strip Footing) که بارخطی مانند بار دیوار را تحمل می کنند و در آنها:  $\frac{L}{B} \geq 5 - 10$  (L طول پی)
- ۳ • پی های مرکب (Combined Footing) که بار دو (یا چند) ستون را تحمل می کنند و شامل:

- پی های مستطیلی (Rectangular Footing)
- پی های ذوزنقه ای (Trapezoidal Footing)
- پی های کلاف دار یا باسکولی (Strap Footing)

- ۴ • پی های رادیه (Mat Foundation)

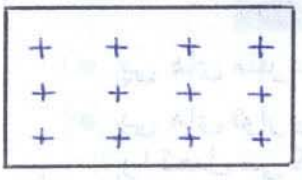
گاهی نیز بسته به نیاز پی های سطحی را به شکل های دیگری مانند دایره ای، حلقه ای، و غیره نیز می سازند





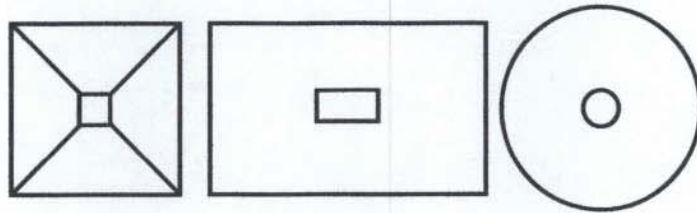
\* اگر ستون مجاور چسبیده به مرکزین زمین ماز زمین صمیه باشد (به این ستون لم، ستون لمی خارجی می گویند) آن را به ستون گذاری بابی مرکب می نندند.

\* بی مرکب فقط برای کبی ردیف ستون است، ولی بی رادیه می گویند صید ردیف ستون را پوشش دهد.



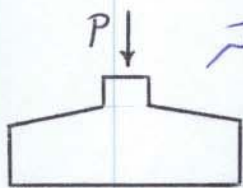
حمید کاظمی

## Single (Isolated) footings پی های منفرد (تکی)



بار یک ستون را تحمل می کنند و ممکن است به شکل مربع، مستطیل و یا دایره ساخته شوند

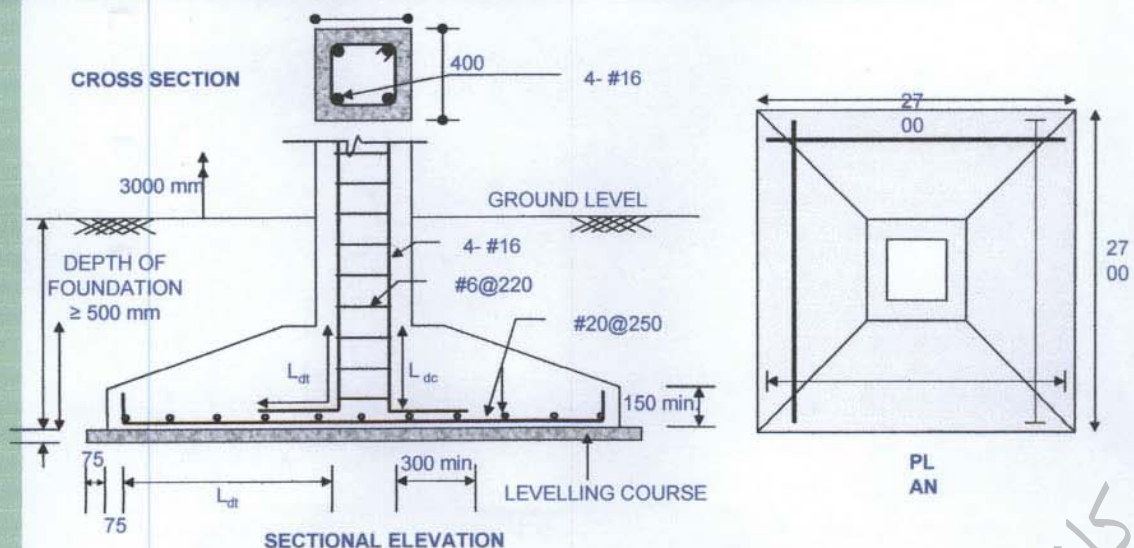
5



پی منفرد را به صورت معادل حجمی توان اجرا کرد. البته به علت مشکلات اجرایی در کمتر پروژه اجرایی شود. علت اینکه بهتر عمل می کند نسبت به جوشن خمس و این در اثر دلیلی حمل ستون بیشتر است، ضعیف تر مقاومت بهتری را نشان می دهد.

## Square footing

## پی منفرد مربعی



6

Single (isolated) footing (برسخت) شافنده بولك روي

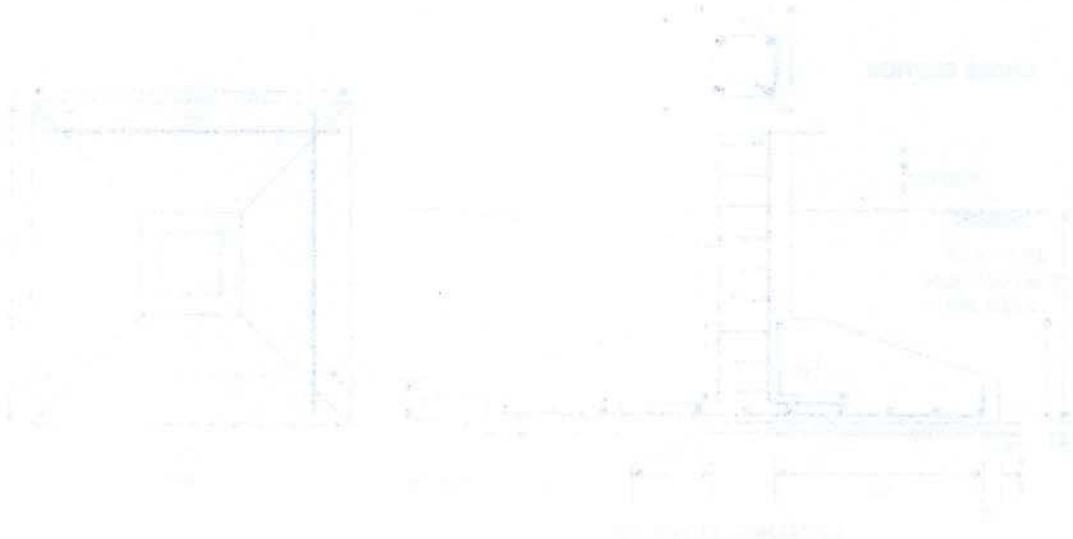


رانش خرد شفا بولك روي و شافنده بولك روي شفا بولك روي  
 شافنده بولك روي و شافنده بولك روي



برسخت شافنده بولك روي

Square footing

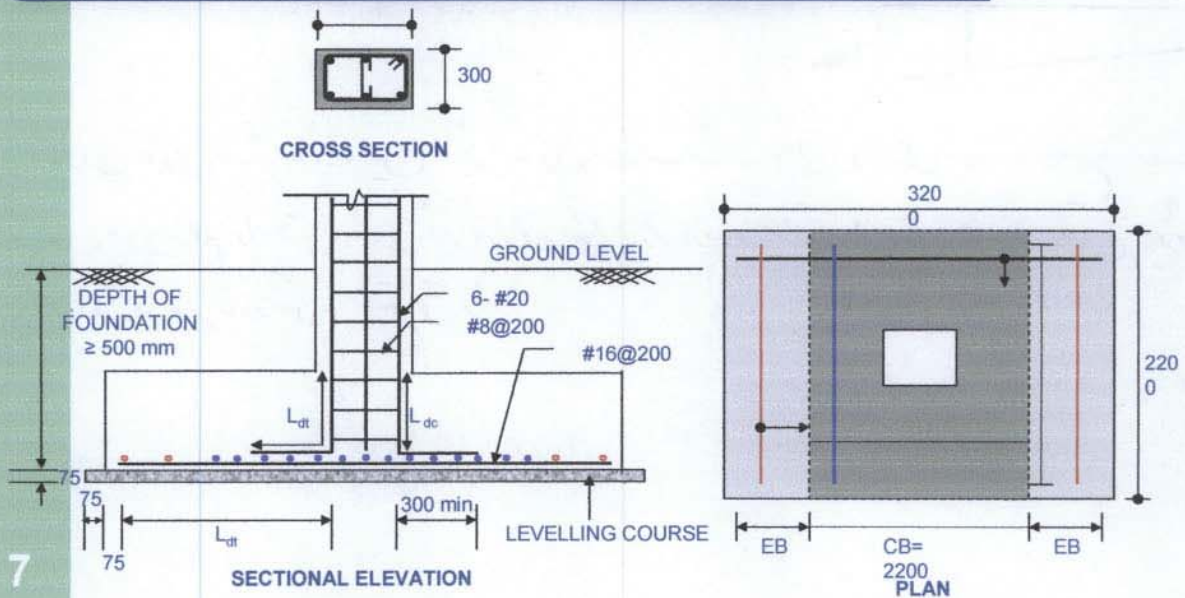


حميد  
 راجه كاظمه



## Rectangular footing

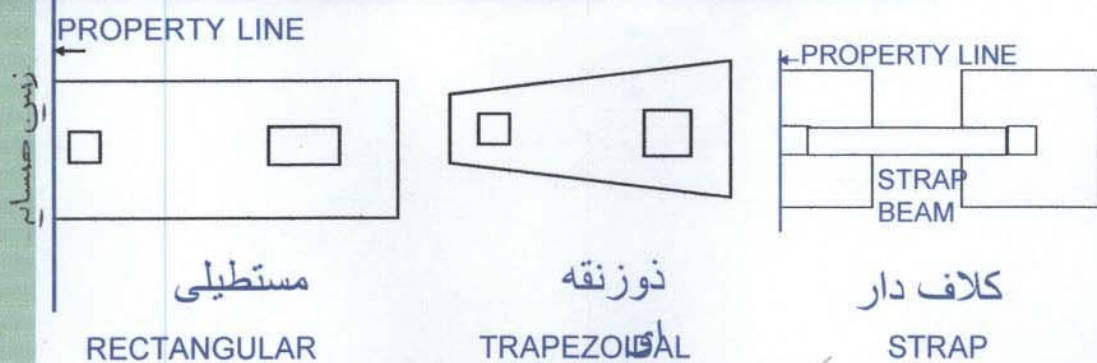
## پی منفرد مستطیلی



7

## Combined footings

## پی های مرکب



مستطیلی

RECTANGULAR

نوزنقه

TRAPEZOIDAL

کلاف دار

STRAP

صحت استفاده از پی های مرکب چیست؟ انواع آن چیست؟

(پی های مرکب معمولاً بار دو ستون با نیروی نامتقارن و یا با محل اثر خارج از مرکز را تحمل می کنند.)

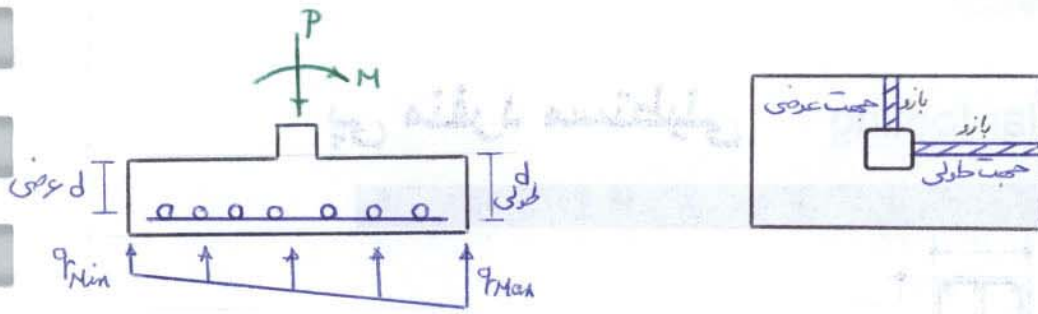
8

حمید

کاظمه



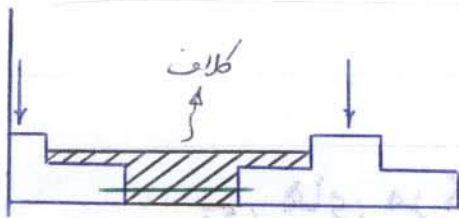
وقتی بی به صورت عصبی اجزای شود به این معنات که در جهت کمتر بیشتر از جهت دیگر می باشد.

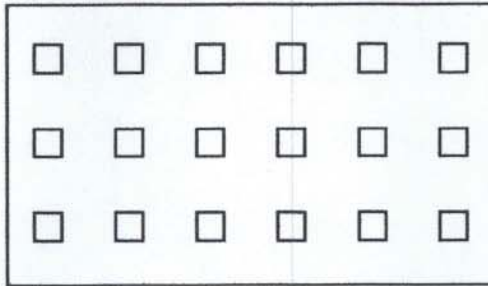


چون بازوی طولی بیشتر است پس کمتر بستری از طرف خاک بر بی وارد می شود بنابراین مقاومت آنرا در پای طولی هم تر است. حال اگر ارتفاع طولی از ارتفاع عرضی باشد به علت ارتجاع موثر بستری که دارد کمتر مقاومتش بیشتر می گردد.

$$d \text{ عرضی} > d \text{ طولی}$$

کلاف در مقطع ه  
از تیر را یکی طرح کنیم ف از زیادی در خاک اعمال می کند.  
بی بی سرب معمولاً بار دو ستون با بندوی نامتقارن در  
یا با جمل آن ص فرج از کم تر را تحمل می کنند.





حالت استفاده از پی رادیه چیست؟

• (زمانی استفاده میشود که بار ستونها زیاد و یا مقاومت زمین کم

باشد.)

صورتی مشخص استفاده از پی رادیه را شرح دهید.

• (معمولا اگر مجموع سطوح مورد نیاز برای پی های تکی از

نصف سطح زیر بنا بیشتر باشد استفاده از پی رادیه اقتصادی تر

است.)

9

(سطح زیر بنا)  $\frac{1}{2} >$  مجموع سطح مورد نیاز برای پی های تکی

**(ب) پی های عمیق (شمع ها) Piles, Piers or Caissons**

کاربرد پی های عمیق چیست؟

• (کاربردهای زیادی دارند از جمله: زمانی که مقاومت خاک در

عمق های کم کافی نباشد و در عمقهای زیاد بیشتر است، برای

مقاومت در برابر نیروهای کششی، بارهای جانبی زیاد، و نظایر آن.)

• (شمع ها ممکن است در جای دیگر ساخته شده و سپس به محل

استفاده آورده شده و در زمین کوبیده شوند (piles))، یا آنکه در

محل با حفر گودال و قرار دادن آرماتور در آن و سپس بتن ریزی

در گودال اجرا شوند (piers)) و گاهی نیز بصورت صندوقه های

توخالی با استفاده از قالب بندی و بتن ریزی در محل اجرا می شوند

(caissons) اینگونه پی ها معمولا در عمق نسبتا کم اجرا می

شوند.)

10

1) Piles 2) Piers 3) Caissons

شمع ها

حمید کاظمی





## رفتار کلی پی ها تحت بارهای وارده

- (در پی های سطحی اگر پی صلب باشد و یا صلب فرض شود، تغییرات فشار خاک زیر پی خطی خواهد بود)
- (اگر پی انعطاف پذیر باشد، فشار خاک در محل اعمال بار (در محل ستونها) بیشتر و در جاهای دیگر کمتر بوده و تغییرات آن غیر خطی خواهد بود)
- در طراحی پی ها، معمولاً آنها را صلب فرض می کنند
- برای طراحی پی های انعطاف پذیر، می توان از روابط تحلیلی (که معمولاً طولانی و وقت گیر هستند) یا روشهای عددی استفاده کرد.
- در مقایسه با روش های مبتنی بر فرض صلب بودن پی، طراحی با فرض انعطاف پذیر بودن پی وقت گیرتر و پیچیده ترند.



محمد کاظم

## بخش دوم - شناسائی زمین (Site Investigation)



Figure 2-2: Rehabilitation Project Including: (a) Highway Slope Failure Involving Loss of Life; (b) Roadway Landslide; (c) Sinkhole in Orlando, Florida; and (d) Slope Stabilization

1

## سرفصل مطالب

- 1-2 کلیات
- 2-2 گمانه زنی و نمونه برداری
- 3-2 نمونه های خاک و سنگ
- 4-2 آزمایشات در محل برای شناسائی خاکها

2

محمد کاظم

# زمین ریسائٹ - پیمائش (Site Investigation)

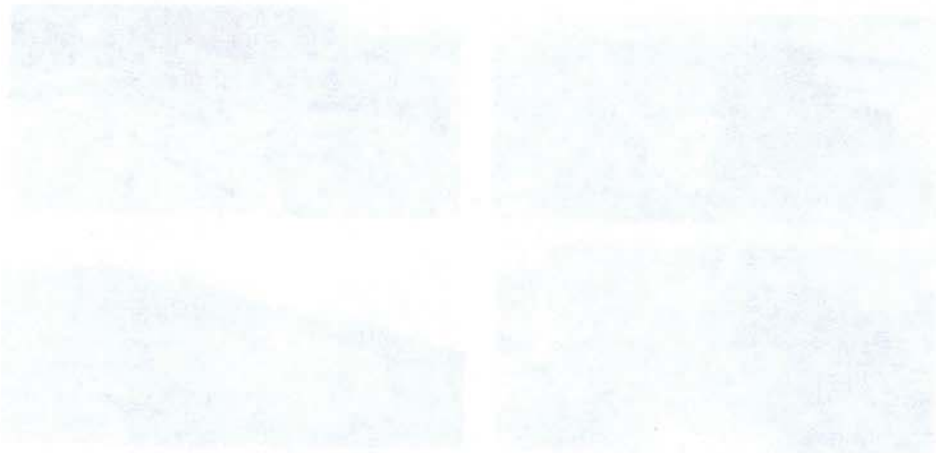


Figure 1: Results of soil investigation at various locations. The images show soil samples and test results.

## بہانہ ریسائٹ

- 1-2 تیلہ
- 3-5 پیمائش و پیمائش
- 3-5 پیمائش و پیمائش
- 4-5 پیمائش و پیمائش

حمید کاظمہ



## 2-1 کلیات

### نیاز به شناسائی زمین در مهندسی پی و اهداف شناسائی ها

اهداف شناسائی ها به اهداف پروژه بستگی دارد ولی معمولاً شناسائی ها برای بدست آوردن اطلاعات محلی و آزمایشگاهی برای تعیین موارد زیر است:

- ۱ • تعیین فشار مجاز خاک
- ۲ • پیش بینی (برآورد) نشست
- ۳ • تعیین سطح آب زیر زمینی
- ۴ • تعیین و حل مسائل مربوط به حفاری مانند استفاده از سپر، خشک کردن آب و غیره
- ۵ • شناخت مسائل ایجاد شده برای ساختمانها و زمین های مجاور مانند ترک، نشست و غیره
- ۶ • شناخت مسائل محیطی و راه حل آنها مانند مجاورت با مناطق مسکونی، سروصدا، آلودگی و نظایر آن
- ۷ • تعیین نوع پی مناسب (سطحی، عمیق و غیره)

3

پی های مربعی و مستطیل ( $L < 2B$ )  
پی های نواری ( $L > 5B$ )  
در این معادله تنش اضافی به حدود 10٪ تنش اضافی ناشی از بار پی در سطح خاک می رسد.

### عمق و محدوده شناسائی ها

عمق شناسائی ها برای پی های مربع و مستطیل ( $L < 2B$ ) معمولاً حدود دو برابر و در پی های نواری ( $L > 5B$ ) حدود چهار برابر عرض پی است (در این عمق ها تنش اضافی به حدود 10٪ تنش اضافی ناشی از بار پی در سطح خاک می رسد). همچنین:

- \* در صورتیکه در عمقی کمتر از عمق فوق به سنگ بستر برسیم، می توانیم مقداری در سنگ بستر پیش برویم تا از پیوستگی آن مطمئن شویم و سپس شناسائی را قطع کنیم. علت پیش روی در سنگ بستر به اندازه 2 تا 1 متر است که ممکن است به فله سنگ رسیده باشیم.
- \* اگر لایه ای از خاک خیلی تراکم پذیر در عمق بیش از دو برابر عرض پی داشته باشیم ممکن است لازم باشد شناسائی را تا عمق بیشتر ادامه دهیم (پی مربع و مستطیل).
- \* برای بررسی روانگونی خاکها باید صرف نظر از عرض پی، شناسائی را حداقل تا پانزده متر عمق ادامه دهیم.

(برای پی های سطحی معمولاً برای هر 5000 فوت مربع یک گمانه لازم است (یعنی گمانه ها حداکثر حدود 20 متر از هم فاصله داشته باشند).)

4



## تالیق 2-5

له ریانسنتی مانتیقا و ریوز ریانسنتیوه ریو ریانسنتی مانتیقا

- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا
- ریانسنتی مانتیقا که ریانسنتی ریو ریانسنتی مانتیقا

$2B = \text{عمق شناسایی} \rightarrow (L < 2B)$  بی سربج و متعین

$4B = \text{عمق شناسایی} \rightarrow (L > 5B)$  بی نواری

\* با فرض عرض یکسان در پی سربج و نواری، در حالت بیشتر بودن طول بی نواری خطوط هم فرکانس بیشتر در خاک پی نیس می روند. روانی نلی و وقتی خاک کمی دارای آب زیاد می باشند و فرکانس زیاد باشد، در هر جلدی می رسم که فشار بین ذرات صغیر می گردد. این وضعیت که مقاومت برشی خاک را بسیار کم می کند با زلزله همگس می گردد.

حمید کاظمی

## 2-2 گمانه زنی و نمونه برداری

شناسائی‌ها معمولاً شامل انجام کارهای شناسائی در محل (In Situ) و همچنین نمونه برداری برای انجام کارهای آزمایشگاهی است. کارهای شناسائی در محل میتواند شامل:

- ۱ • حفر چاهکهای شناسائی (Test pits) و یا ترانشه های شناسائی (Test trench)
- ۲ • حفر گمانه های شناسائی (Test holes)
- ۳ • انجام آزمایشات در محل (In-situ tests) مانند آزمایشات PLT, SPT, CPT, FVT, لرزه نگاری (Seismicity) و مقاومت سنجی (Resistivity)
- ۴ • نمونه برداری (Sampling) از خاک و سنگ

کارهای شناسائی در محل

5

## چاهکها و ترانشه های شناسائی (Test pits and Test Trenches)

مزایا و معایب چاهکها و ترانشه های شناسائی  
چاهکها و ترانشه های شناسائی معمولاً بیشترین و بهترین اطلاعات را از لایه های زیرین سطح زمین میدهند ولی حفر آنها وقت گیرتر و پرهزینه تر و عمق شناسائی بوسیله آنها محدود است.

• چاهکهای شناسائی ممکن است بوسیله بیل مکانیکی یا مقنی با مقطع دایره، مربع و یا مربع مستطیل حفر شوند. عرض مقطع آنها معمولاً 1/5 تا 3 متر و عمق حداکثر آنها معمولاً 8 متر است) 8 < عمق < 3 عرض < 1.5

• ترانشه های شناسائی معمولاً بوسیله بیل مکانیکی حفر شوند. عرض مقطع آنها معمولاً 1 تا 2 متر، طول آنها دلخواه، و عمق حداکثر آنها معمولاً از چاهکهای شناسائی کمتر است. (مزیت آنها نسبت به چاهکهای شناسائی اینست که اطلاعات پیوسته از لایه بندی خاک می دهند.)

عمق چاهکها < 8 عمق < 2 عرض < 1

ترانشه اطلاعات پیوسته از لایه بندی خاک می دهند.

6

## تعمیراتی ٹیسٹس اور ان کی اہمیت

تعمیراتی ٹیسٹس (In situ) کے ذریعے کنکریٹ کے مختلف حصوں کی حالت کو جاننا اور ان کی تعمیراتی صلاحیتوں کو جاننا ضروری ہے۔ یہ ٹیسٹس کنکریٹ کی کمزوریوں کو پہچاننے اور ان کی ترمیم کے لیے مددگار ہیں۔

تعمیراتی ٹیسٹس کے مختلف اقسام ہیں، جن میں سے کچھ درج ذیل ہیں:

• (Test holes) کنکریٹ کے مختلف حصوں کی جانچ

• (P.T. SPT, CPT, Gunita test) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ

• (Resistance) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ

• (Penetration) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ

## تعمیراتی ٹیسٹس اور ان کی اہمیت

### (Test pits and Test Trenches)

تعمیراتی ٹیسٹس کے ذریعے کنکریٹ کی مختلف حصوں کی حالت کو جاننا اور ان کی تعمیراتی صلاحیتوں کو جاننا ضروری ہے۔ یہ ٹیسٹس کنکریٹ کی کمزوریوں کو پہچاننے اور ان کی ترمیم کے لیے مددگار ہیں۔

تعمیراتی ٹیسٹس کے مختلف اقسام ہیں، جن میں سے کچھ درج ذیل ہیں:

- (Test pits) کنکریٹ کے مختلف حصوں کی جانچ
- (Test trenches) کنکریٹ کے مختلف حصوں کی جانچ
- (P.T. SPT, CPT, Gunita test) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ
- (Resistance) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ
- (Penetration) کنکریٹ کی مضبوطی کی جانچ

حمید کاظمی



## گمانه های شناسائی (Test Holes)

(گمانه های شناسائی معمولاً سوراخ هایی با قطر کم هستند که ممکن است با استفاده از وسائل حفاری یا نیروی انسان در زمین حفر شوند) معمولترین روشهای حفر گمانه های شناسائی عبارتند از:

- ۱ حفاری با استفاده از آگرهای حلزونی (Augering)
- ۲ حفاری دورانی (Rotary drilling)
- ۳ حفاری ضربه ای (Percussion drilling)
- ۴ حفاری با استفاده از چکش (Hammer drilling)

روش های حفاری گمانه

7

## ۱) حفاری با استفاده از آگرهای حلزونی

انواع آگرهای حلزونی:

- آگرهای دستی (Hand Augers)
- آگرهای ماشینی (Engine Powered Augers)

8

## رہائشیت روح عالمہ

(Test Hoies)

تیسرا حصہ ہے جس میں عالمہ روح اور اس کے اثرات پر بحث کی گئی ہے۔ اس حصے میں عالمہ روح کی تعریف اور اس کے اثرات پر بحث کی گئی ہے۔

- (Auguring) (جوتیہ روح) یا عالمہ روح کی علامت
- (Frotary drilling) (جوتیہ روح) کی علامت
- (Percussion drilling) (جوتیہ روح) کی علامت
- (Hammer drilling) (جوتیہ روح) کی علامت

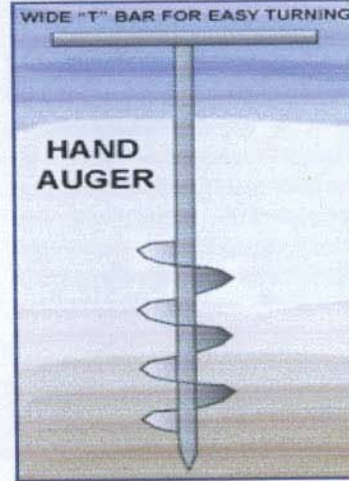
## رہائشیت روح عالمہ

رہائشیت روح عالمہ

- (Percussion Augers) (جوتیہ روح) کی علامت
- (Hammer Augers) (جوتیہ روح) کی علامت



## آگرهای دستی و ماشینی



9

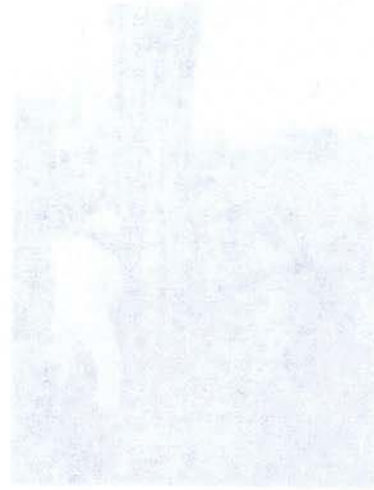
## آگرهای ماشینی توخالی با قطر بیشتر



10

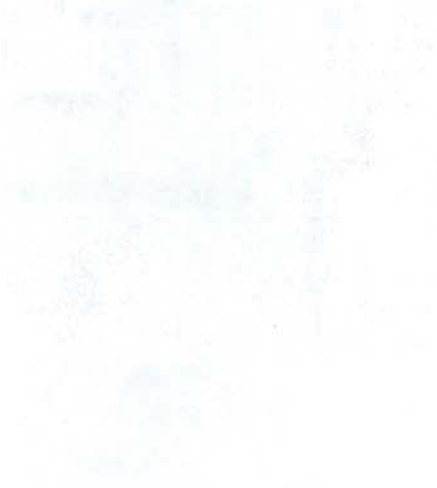
پیشہ ورانہ تعلیم و تربیت

پیشہ ورانہ تعلیم و تربیت کے فوائد



پیشہ ورانہ تعلیم و تربیت کے فوائد

پیشہ ورانہ تعلیم و تربیت کے فوائد



محمد کاظم



## الف) آگرهای دستی (Hand Augers)

فهرستی از آگرهای دستی

- ۱ • با چرخاندن دسته بوسیله دست بدخل زمین فرستاده میشوند
- ۲ • در خاکهای دانه ای معمولا در بالای سطح آب زیرزمینی بکار میروند
- ۳ • عمق حداکثر حفاری بستگی به نوع خاک دارد ولی در شرایط مساعد تا عمق حدود ده متر میتوان آنها را بکار برد
- ۴ • میتوان بوسیله آنها نمونه های دست خورده تهیه کرد

11

## ب) آگرهای ماشینی (Engine Powered Augers)

فهرستی از آگرهای ماشینی

۱ • ممکن است توپر (Solid Stem) و یا توخالی (Hollow Stem) باشند

۲ • تا عمق های 30 متر و یا بیشتر قابل استفاده هستند

۳ • برای حفاری و نمونه گیری از تمام خاکها بجز خاکهای دانه ای

زیر سطح آب زیرزمینی قابل استفاده اند

۴ • با آگرهای توپر میتوان نمونه های دست خورده و با آگرهای

توخالی میتوان نمونه های دست نخورده نیز تهیه کرد

۵ • آگرهای توپر ممکن است پره ای (قطر 2 تا 48 اینچ) و یا

سطلی (قطر 12 تا 96 اینچ) باشند

12

محمد کاظمی



\* اگر دستی را با دست بر عروق می برند، نمونه دست خورده بدست می آید. البته اگر خازر کلوپلوت باشد مشطلی نیست.  
نویس سر اگر برای دستی مانند آنچه در شکل نشان داده شده می باشد، یک سر دیگر فقط در قسمت انتهایی  
یک سمت دارد که نمونه را بالای برد.

\* اگر به آب زیز زینتی رسیدیم و خاک دانهای بود یا سیمان سون (چسبندگی) داشت دوباره زیزین  
می کند (خاک دانها را، غیر قابل تراکم در زیر سطح آب زیز زینتی است بدین ترتیب حالت که باعث نابیناری است.)  
\* عروق صدائیه علاوه بر نوع خاک به قدرت و نفوذی اعمال شده نیز بستگی دارد. اگر خازر نرم در زیزانه باشد تا  
10cm می توانس رفت و اگر سخت باشد ممکن است نوز غیر ممکن باشد.

شامپینه

روایه (باز) با واحد ریگالی به کوهسار و خاک ریگالی است به  
عنوانی دیگر  
به روایه خاک ریگالی و خاک ریگالی است به کوهسار و خاک ریگالی است به  
عنوانی دیگر  
به کوهسار و خاک ریگالی است به کوهسار و خاک ریگالی است به  
عنوانی دیگر

\* نسبت به مقاومت خاک و نوع آئر، اگر بار ناشنی تا 50، 60 متر حجم یاسین می روند.  
\* چون اگر از بالا تا یاسین وجود دارد خود اگر خاکش زیزین را کم می کند.  
\* نمونه دست خورده روی پره را جمع می شود ولی معلوم نیست خاک این پره مربوط به چه عمقی می باشد.  
این موضوع باید می آید کرد. البته خازرهای با تجربه آن را میدان می نه تشخیص می دهند.

Hollow Stem (مستقیم) یا (Hollow Stem) بیله شکار گندم

بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم  
بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم  
بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم  
بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم  
بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم  
بیله شکار گندم (Hollow Stem) بیله شکار گندم

حمید کاظمی

## آگرهای توپر (Solid Stem Augers)

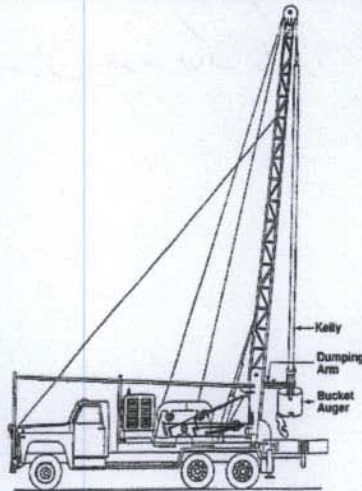


Figure 3-6: Setup of Bucket Auger & Rig (from ASTM D 4700)



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3-1: Solid Stem Continuous Flight Auger Drilling System: (a) In use on drill rig, (b) Finger and fish tail bits, (c) Sizes of solid stem auger flights, (d) Different assemblies of bin and auger flights. (All pictures in the above format are courtesy of DeJong and Boulanger, 2000)

13

## آگرهای توخالی (Hollow Stem Augers)

- آگرهای توخالی دارای سیلندرهائی در میان محورشان هستند که آنها را میتوان در هر مرحله از حفاری خارج کرده و نمونه را خارج کرد
- \* حفاری با این آگرها را میتوان در خاکهای نرم و در زیر سطح آب زیرزمینی هم انجام داد
- در ضمن حفاری قطعات آگر را از بالا اضافه کرده و عمق حفاری را زیاد می کنند

آگرهای توخالی  
در زیر سطح آب  
زیرزمینی هم انجام  
میتواند

14

محمد کاظمی



Buckling Auger

آرگی سطلی ( Buckling Auger ) به یک محور است که در جهت افقی می تواند مانند یک درسم افقی تیارگی تیزی وجود دارد که در دوران نمونه خاک را وارد افق می کند.

(Hollow Stem Augers) راجع به حفره ای

- در حفره ای که در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند
- در حفره ای که در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند
- در حفره ای که در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند
- در حفره ای که در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند
- در حفره ای که در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند و در آنجا خاک را می بردند

حمید کاظمی



## آگرهای توخالی (Hollow Stem Augers)

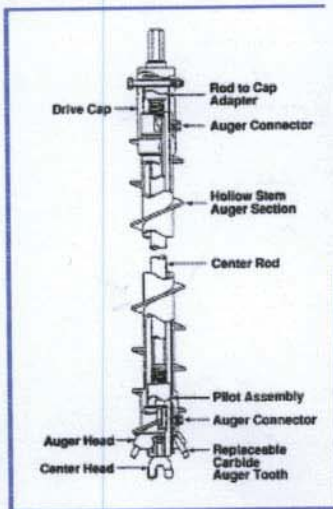


Figure 3-2. Hollow Stem Auger Components (ASTM D 4700).



(f)

15

## ۲ حفاری دورانی (Rotary Drilling)

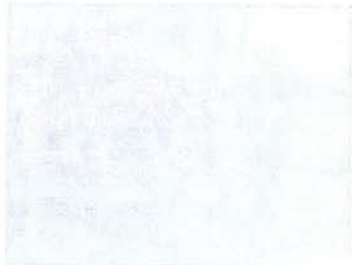
- ۱ با چرخاندن یک محور توخالی که به نوک آن سرمته متصل است انجام میشود
- ۲ معمولاً از مایع حفاری استفاده میشود که برای خنک کردن <sup>①</sup> سرمته و یا انتقال مواد بریده شده به بالا بکار رود. این نوع حفاری به (wash boring) معروف است
- ۳ سرمته ممکن است از نوع نمونه گیر (Coring bit) و یا برنده (Cutting bit) باشد
- ۴ (سرمته نمونه گیر خاک را در اطراف بریده و خاک یا سنگ وسط حفره بحالت اولیه خود باقی مانده و نمونه گیری میشود)

ویژگی حفاری دورانی

16

سرمته نمونه گیر چگونه است؟

(Hollow Stem Algae) ریاضیاتی پودوں کی ایک



\* والیج حصار و آب، آب صحراہ با نیوٹنیک (کلریں با بلاسٹیک بالاء) ، مواد شیمیائی و افزودنی سنٹیک (Santetic) .

\* درخار لمی مقاوم دھتی در رنگ قابل استقامت است . تا عمق لمی زیاد می توان با آن لمی نمود - برداری کرد . ( این موضوع بر تکیان نسبت به اگر لمی باشد )

\* در این صفاری ( دورانی ) از آب بر کسری می توان مواد و خاز را تشخیص داد .



## حفاری دورانی - روش حفاری



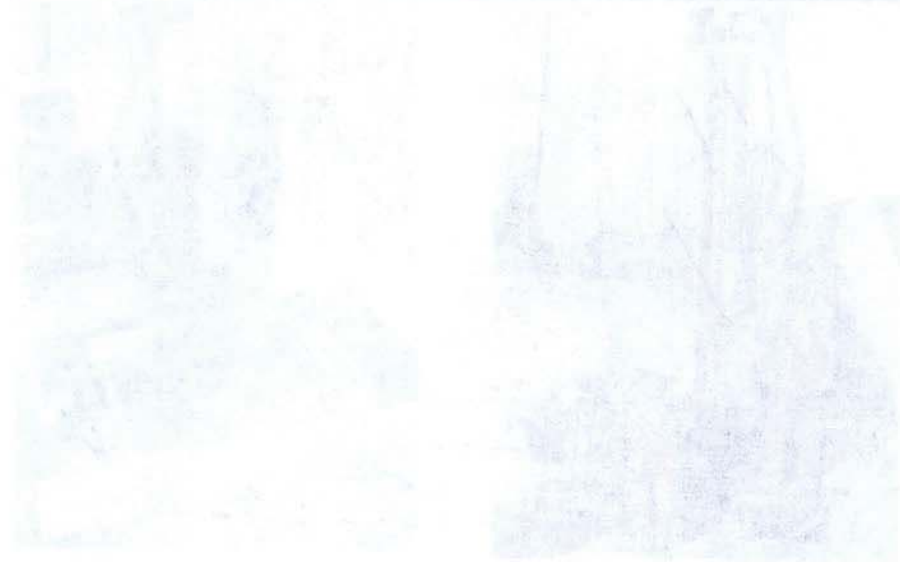
17

## حفاری دورانی - مایع حفاری و مواد برگشتی

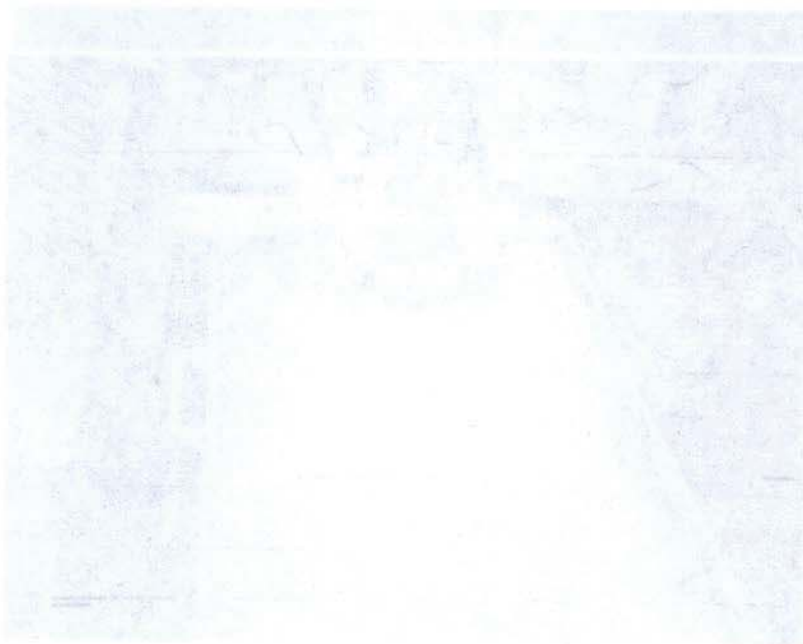


18

روح لفظ ریشوں - ریشاں سے روح لفظ



ریشاں سے ماہمہ و روح لفظ ریشاں - ریشاں سے روح لفظ



حمید کاظمہ



## حفاری دورانی - سر مته نمونه گیر (Coring bit)



19

\* استفاده از فنر نمونه گیری برای این است که نمونه وارد شده بایست به شدن فنر دیگر خارج نشود.

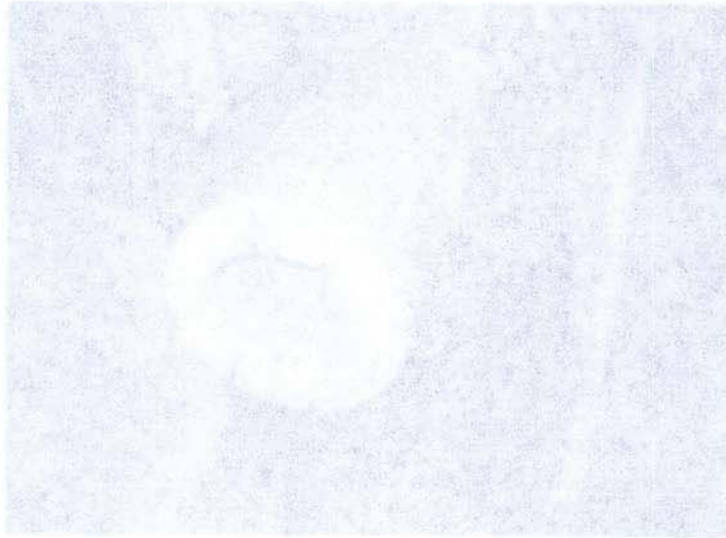
## حفاری دورانی - فنر نمونه گیری



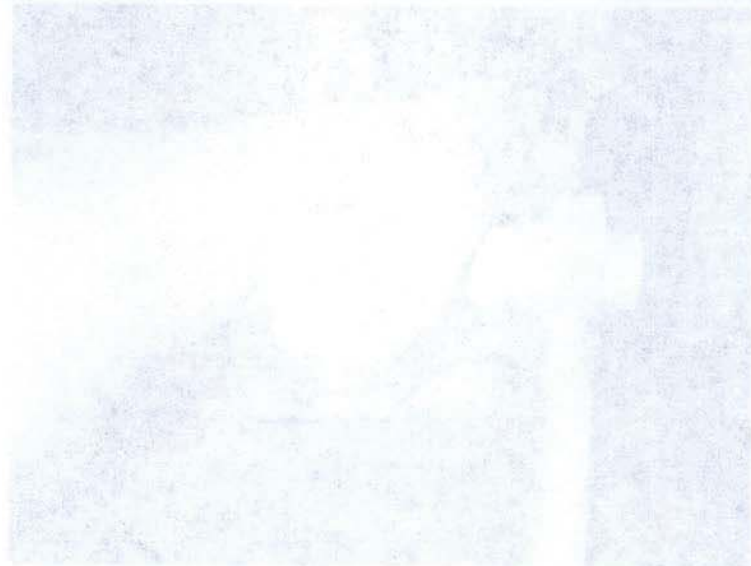
20



پہلے کھانسی سے پہلے - پہلے سے پہلے  
(Gong bit)



پہلے کھانسی سے پہلے - پہلے سے پہلے



محمد  
کاظم

## حفاری دورانی - لوله های برش و نمونه گیری



21

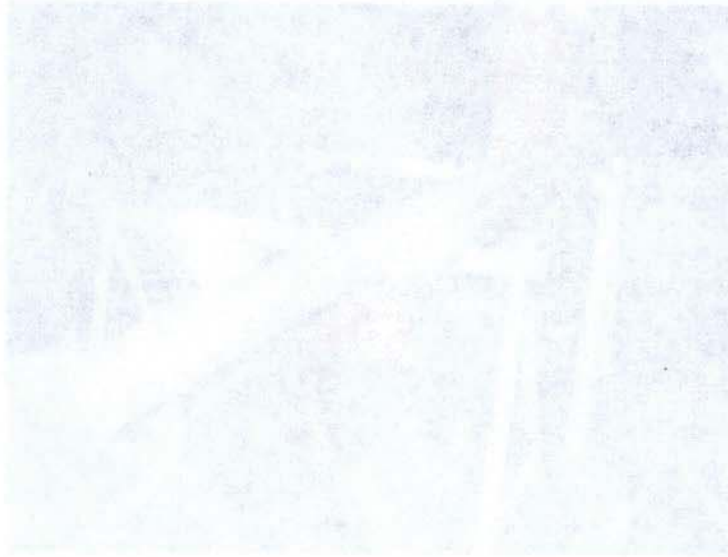
سرعت مناسب برای عمق های زیاد استفاده می گردد.

## حفاری دورانی - سر مته برنده (Cutting bit)

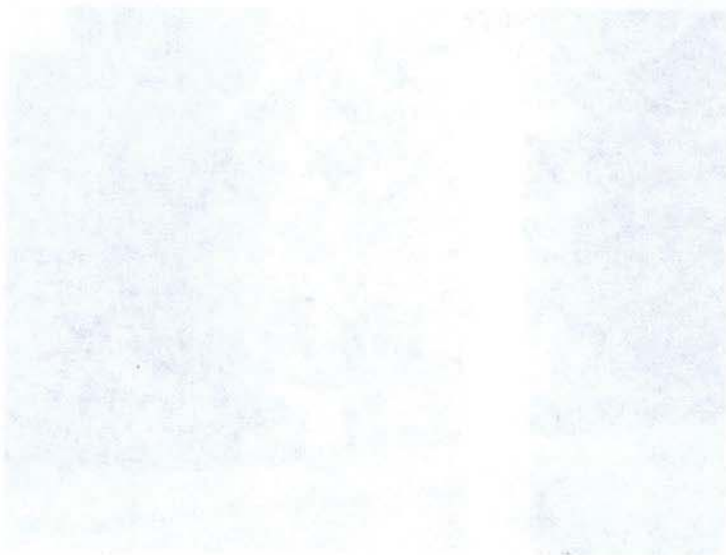


22

رہنما و رہنما کے ساتھ - رہنما و رہنما



Cutting (bit) - رہنما و رہنما - رہنما و رہنما



حمید کاظمی



## حفاری دورانی - اتصال سر مته برنده به لوله حفاری



23

## حفاری دورانی - لوله های نمونه گیری

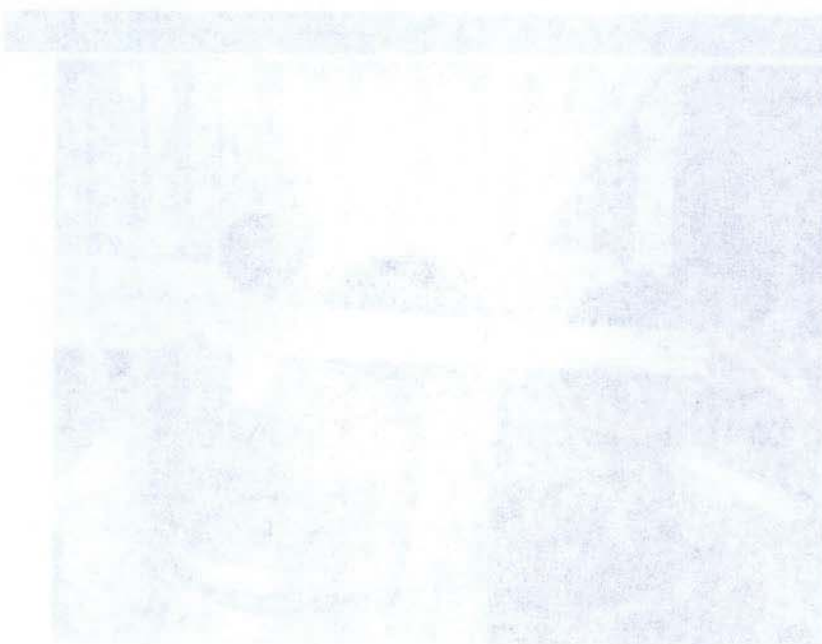


24

رحمہ لفظ ماہیا در سناریہ شدہ بہہ رحما - رحاۃ رح لفظ



رحیہ رحما رح لہ ماہیا - رحاۃ رح لفظ



حمید کاظمہ



## حفاری دورانی - نمونه های حاصل





رابطہ روح خنیمہ - روحانیت روح و قلب

حمید کاظمی

## حفاری دورانی - نمونه های حاصل



۲۶

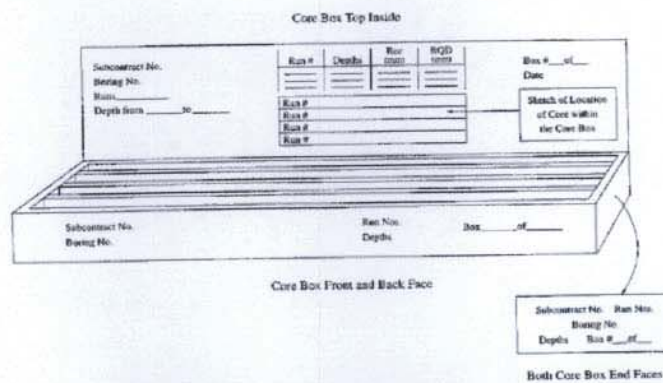
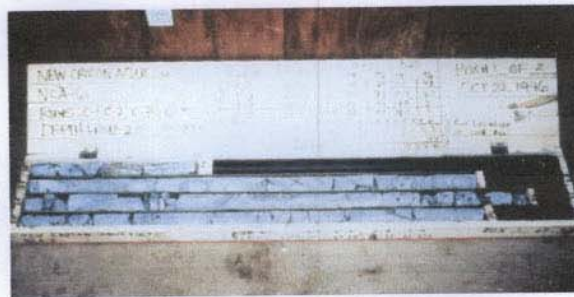


Figure 3-22: Core Box for Storage of Recovered Rock and Labeling .

۲۷

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header.

Main body of handwritten text in the upper section, consisting of several lines of script.

Handwritten text in the middle section, possibly a separate paragraph or note.

Handwritten text in the lower section, possibly a conclusion or signature area.

Handwritten signature or name in the bottom right corner, written vertically.



### ۳) حفاری ضربه ای (Percussion drilling)

- ۱ روش ویژه و موثری برای حفاری در خاکهایی که شامل شن و ماسه و قلوه سنگ هستند می باشد.
- ۲ سرمته (دندانه دار) با زدن ضربه به درون زمین فرو میرود
- ۳ گاهی لازم است از پوشش (casing) برای پایدار کردن دیواره گمانه استفاده شود
- ۴ (از مایع حفاری یا هوای فشرده برای خارج کردن قطعات حفاری استفاده می شود.)

حفاری ضربه ای

\* اول پوشش را در زمین به حفاری کم فرومی کشند و بعد عمل ضربه زدن را انجام می دهند. سپس همراه با ادامه ضربه زدن پوشش را قرار می دهند.  
\* دیواره ای که امروزه به دیواره ای پنج لایه معروف هستند، ضربه ای نامند.

### ۴) حفاری چکشی (Hammer drilling)

- ۱ این روش بیشتر برای حفر چاههای آب استفاده میشود
- ۲ (برای قطرهای بالا (بیش از چهار اینچ) مناسب است)
- ۳ (وزنه سنگینی را متناوبا بالا آورده و رها میکنند تا قطعات زیرین را خورد کرده و در حضور آب به گل تبدیل کند)
- ۴ آب لازم یا از آب زیرزمینی و یا از ریختن آب بداخل چاه تامین می شود
- ۵ در زمانهای مناسب گل حاصل را خارج می کنند
- ۶ خاک کاملا دست خورده میشود
- ۷ (حسن اصلی آن قابلیت استفاده تقریبا برای هر نوع خاکی است)

حفاری چکشی

(Percussion drilling) در آفرینش حفاری

- در روش رانندگی حفاری، انرژی مکانیکی از طریق یک چکش (Hammer) به یک نوک حفاری (Bit) منتقل می‌شود.
- این روش برای حفاری در سنگ‌های سخت و همچنین در حفاری‌های عمیق بسیار مناسب است.
- در این روش، نوک حفاری با یک چکش (Hammer) در تماس است و انرژی مکانیکی از طریق نوک حفاری به سنگ منتقل می‌شود.
- این روش در حفاری‌های عمیق و در سنگ‌های سخت بسیار مناسب است.
- در این روش، نوک حفاری با یک چکش (Hammer) در تماس است و انرژی مکانیکی از طریق نوک حفاری به سنگ منتقل می‌شود.

\* گاهی ممکن است قهقهه‌های المپی نتوانند عملیات حفاری را ایجاب دهند. در این صورت از روش حفاری چکشی استفاده می‌شود.

\* در حفاری ضربه‌ای، ضربه در یک دستگاه و بصورت مستمر ایجاب می‌کند ولی در حفاری چکشی، یک‌بار در صورت چکشی عمل کرده و در حفاری مجدد ضربه وارد کند.

- در این روش، نوک حفاری با یک چکش (Hammer) در تماس است و انرژی مکانیکی از طریق نوک حفاری به سنگ منتقل می‌شود.
- این روش در حفاری‌های عمیق و در سنگ‌های سخت بسیار مناسب است.
- در این روش، نوک حفاری با یک چکش (Hammer) در تماس است و انرژی مکانیکی از طریق نوک حفاری به سنگ منتقل می‌شود.
- این روش در حفاری‌های عمیق و در سنگ‌های سخت بسیار مناسب است.
- در این روش، نوک حفاری با یک چکش (Hammer) در تماس است و انرژی مکانیکی از طریق نوک حفاری به سنگ منتقل می‌شود.
- این روش در حفاری‌های عمیق و در سنگ‌های سخت بسیار مناسب است.



## نمونه های خاک و سنگ (Soil and Rock Samples)

- نمونه های خاک با توجه به میزان بهم خوردگی و تغییر ساختار و خصوصیات خاک در ضمن نمونه گیری به دو دسته تقسیم میشوند:
- نمونه های دست خورده (Disturbed samples) که برای آزمایشهایی مانند: طبقه بندی نظری خاک، تعیین درصد رطوبت، دانه بندی، تعیین حدود اتربرگ، وزن مخصوص، تراکم و نظایر آن استفاده میشوند
  - نمونه های دست نخورده (Undisturbed samples) که برای آزمایش هایی مانند برش (سه محوری، تک محوری، برش مستقیم و نظایر آن)، تحکیم، نفوذپذیری، تغییر شکل پذیری و نظایر آن استفاده میشوند. گاهی این آزمایشها بر روی نمونه های بازسازی شده (Reconstituted samples) انجام میشوند (

از معیارهای دست نخورده نمونه ← ضخامت دیواره لوله نمونه کمتر ← معیار نسبت سطح

## نمونه های خاک و سنگ (Soil and Rock Samples)

یکی از معیارهای دست خوردگی نمونه ضخامت دیواره لوله نمونه گیری است. این معیار با استفاده از تعریف زیر برای نسبت سطح (Area Ratio) بکار می رود:

$$AR(\%) = \frac{\overline{OD}^2 - \overline{ID}^2}{\overline{ID}^2} \times 100$$

نسبت سطح

که در آن  $\overline{OD}$  و  $\overline{ID}$  بترتیب قطرهای خارجی و داخلی نمونه گیر هستند.

- بر اساس یک قاعده کلی، در نمونه های دست نخورده باید نسبت سطح کمتر از 13% و بهتر است کمتر از 10% باشد.

$AR < 13\%$  نمونه دست نخورده

OD & Outer Diameter      ID & Inner Diameter



## (Soil and Rock Samples) نمونه های خاک و سنگ

نمونه های خاک و سنگ در آزمایشگاه خاکشناسی و زمین شناسی برای بررسی خواص فیزیکی و شیمیایی آنها استفاده می شود. این نمونه ها به روش های مختلفی جمع آوری می شوند و شامل نمونه های درجا (In-situ) و نمونه های آزمایشگاهی (Laboratory) می باشند. همچنین نمونه های سنگ برای بررسی خواص مکانیکی و شیمیایی آنها استفاده می شود.

نمونه های خاک (Soil Samples) به روش های مختلفی جمع آوری می شوند و شامل نمونه های درجا (In-situ) و نمونه های آزمایشگاهی (Laboratory) می باشند. همچنین نمونه های سنگ (Rock Samples) برای بررسی خواص مکانیکی و شیمیایی آنها استفاده می شود.

هر چه ضخامت نمونه کمتر باشد دقت خوردگی نمونه بیشتر است.

## (Soil and Rock Samples) نمونه های خاک و سنگ

نمونه های خاک و سنگ در آزمایشگاه خاکشناسی و زمین شناسی برای بررسی خواص فیزیکی و شیمیایی آنها استفاده می شود. این نمونه ها به روش های مختلفی جمع آوری می شوند و شامل نمونه های درجا (In-situ) و نمونه های آزمایشگاهی (Laboratory) می باشند.

$$AR = \frac{A}{100} \times 100$$

نمونه های خاک و سنگ در آزمایشگاه خاکشناسی و زمین شناسی برای بررسی خواص فیزیکی و شیمیایی آنها استفاده می شود. این نمونه ها به روش های مختلفی جمع آوری می شوند و شامل نمونه های درجا (In-situ) و نمونه های آزمایشگاهی (Laboratory) می باشند.

حمید کاظمی

## وسایل و روشهای نمونه گیری (Sampling Methods and equipment)

### COMMON SAMPLING METHODS

Sampler	Disturbed / Undisturbed	Appropriate Soil Types	Method of Penetration	% Use in Practice
Split-Barrel (Split Spoon)	Disturbed دست خورده	Sands, silts, clays	Hammer driven	85
Thin-Walled Shelby Tube	Undisturbed	Clays, silts, fine-grained soils, clayey sands	Mechanically Pushed	6
Continuous Push	Partially Undisturbed	Sands, silts, & clays	Hydraulic push with plastic lining	4
Piston	Undisturbed	Silts and clays	Hydraulic Push	1
Pitcher	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand, partially weather rock, and frozen or resin impregnated granular soil	Rotation and hydraulic pressure	<1
Denison	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand and partially weather rock	Rotation and hydraulic pressure	<1
Modified California	Disturbed	Sands, silts, clays, and gravels	Hammer driven (large split spoon)	<1
Continuous Auger	Disturbed	Cohesive soils	Drilling w/ Hollow Stem Augers	<1
Bulk	Disturbed	Gravels, Sands, Silts, Clays	Hand tools, bucket augering	<1
Block	Undisturbed	Cohesive soils and frozen or resin impregnated granular soil	Hand tools	<1

۳۳

## وسایل و روشهای نمونه گیری ۱- نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)

- ۱ در این روش نمونه دست خورده تهیه میشود.
- ۲ همانگونه که در جدول دیده میشود استفاده از نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler) که یکی از انواع آن نمونه گیر استاندارد (Standard sampler) است به مراتب بیش از سایر انواع نمونه گیرها است.
- ۳ علت اصلی کاربرد زیاد آن اینست که این نمونه گیر در آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد SPT بکار میرود.
- نمونه گیرهای دو تکه به قطرهای ۱/۵ تا ۳/۵ اینچ و طولهای ۲۴ و ۳۰ اینچ ساخته میشوند ولی نمونه گیر استاندارد دارای قطر ۱/۵ اینچ است.

نمونه گیر دو تکه

حمید کاظمی

۳۳

\* بعضی مواقع خاکریزی دانشی را نمی توانست بالا بیاوردند (مجموعه‌های ریزش) بر حجم سنگ دانه یا  
در آن به resin تزریق می کنند و یا آن سنگ را freeze می کنند.

\* Modified California & نمونه‌ها را Undisturbed در دست می آورند.

\* Bulk Sampler & در جاهایی که نمونه دست نخورده با حجم زیاد لازم داشته باشیم. حجم زیاد برای آزمایش  
تراکم لازم است. مقدار زیاد برای نمونه داشته باشیم.

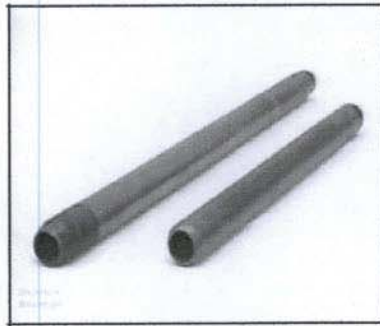
رسد این صیغ به این است.

\* Block Sampler & نمونه را قند در یک لایه صورت یکدیگر می بینیم و آن سنگ را به نوبت  
می کنیم در آن آزمایشگاه می بریم.

حمید کاظمی



## وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)



(a)



(b)

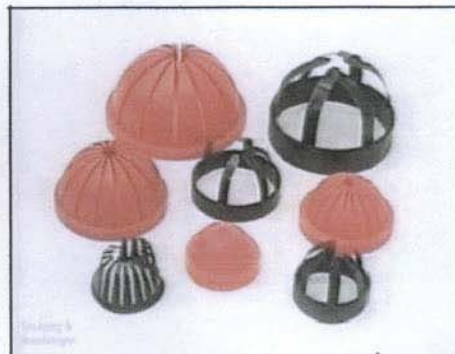
Figure 3-7: Split-Barrel Samplers: (a) Lengths of 457 mm (18 in) and 610 mm (24 in); (b) Inside diameters from 38.1 mm (1.5 in) to 89 mm (3.5 in).

معمول ترین نمونه بردار استفاده می باشد  
در روش SPT استفاده می شود

## وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)



(a)

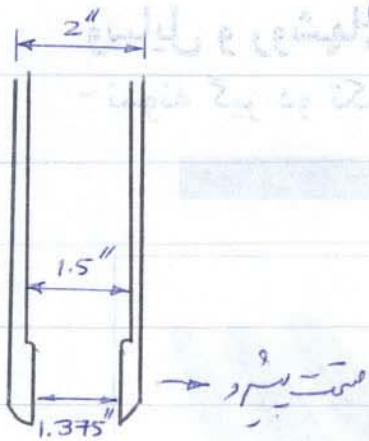


(b)

غیر باریک حوضتی

Figure 3-9: Split Barrel Sampler. (a) Stainless steel and brass retainer rings (b) Sample catchers.

\* FAR مربوط به اینج رسید ۱۱۲ می باشد. موارد استفاده اش نامه، لای درین است.  
 ممکن است قطر نمونه برآیند با خاک مورد نظر انتخاب کنیم.  
 نحوه نودش با جلیس است

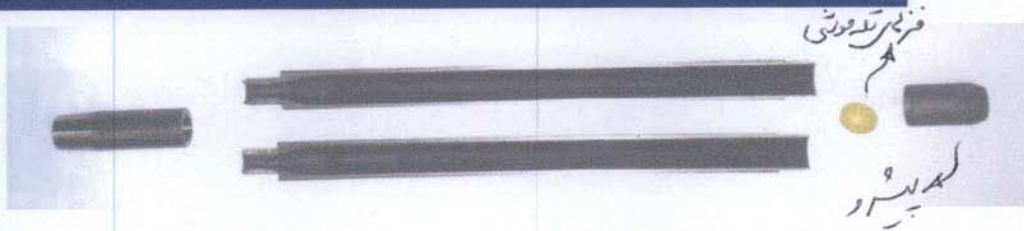


نمونه نودش و راندن  
 (Split barrel sampler) در ۱۱۲ می باشد

حمید  
 کاظمی



## وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر استاندارد (Standard Sampler)



\* در نمونه گیر دو تکه استاندارد:

$$\overline{OD} = 2.0in$$

$$\overline{ID} = 1.5in$$

قطر داخلی انتهای برنده:  $\overline{ID} = 1.375in$

بنابراین نسبت سطح:  $AR = 112\%$

که باعث دست خوردگی زیاد نمونه میشود

$$AR = \frac{2^2 - 1.375^2}{1.375^2} \times 100 = 112\%$$

۳۶

## وسایل و روشهای نمونه گیری ۲- نمونه گیر جدار نازک شلبی (Thin Wall Shelby Tube)

۱ • معمولترین نمونه گیر برای تهیه نمونه های نسبتا دست نخورده از خاکهای ریز دانه است.

۲ • این نمونه گیر معمولا دارای ابعاد زیر است:

$$\overline{OD} = 76mm$$

$$\overline{ID} = 73mm$$

$$AR = 9\%$$

و بنابراین نسبت سطح:

۳ • قطر خارجی این نمونه گیرها بین ۲ تا ۳ اینچ (۵۱ تا ۷۶ میلیمتر) و طول آنها بین ۷۰۰ تا ۹۰۰ میلیمتر تغییر می کند.

۴ • (برای جلوگیری از تغییر رطوبت و دست خوردگی نمونه، ابتدا و انتهای نمونه گیر را با موم یا دريچه دارای اورینگ آب بندی می کنند.)

O-ring

۳۷



رنگ بیره نمونه روشنی و رانسیه  
(Standard Sampler) استاندارد بیره نمونه -

رنگ بیره نمونه روشنی

در استاندارد

$$OD = 2.00$$

$$ID = 1.50$$

رنگ بیره نمونه روشنی

در استاندارد

$$ID = 1.50$$



رنگ بیره نمونه روشنی و رانسیه  
(Thin Wall Shelby Tube) استاندارد بیره نمونه -

از استاندارد تست استاندارد روشنی بیره نمونه روشنی

در استاندارد

$$OD = 70mm$$

$$ID = 70mm$$

$$ID = 60mm$$

در استاندارد

در استاندارد

در استاندارد

## وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر جدار نازک شلبی (Thin Wall Shelby Tube)

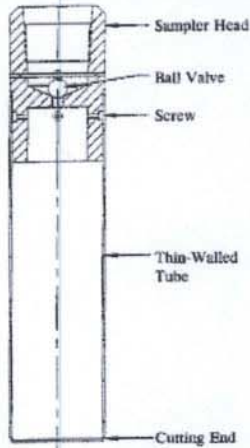


Figure 3-10: Schematic of Thin-Walled Shelby Tube (After ASTM D 4700).



Figure 3-11: Selected Sizes and Types of Thin-Walled Shelby Tubes.

3-14

۳۸

## وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر جدار نازک شلبی (Thin Wall Shelby Tube)



(a)



(b)

Figure 3-12: Shelby Tube Sealing Methods. (a) Microcrystalline wax (b) O-ring packer.

۳۹

حمید کاظمی

در پیچ نمونه رانوشی و رانوسه

(Thin Wall Shearly Tube) رانوسه در پیچ رانوسه - نمونه



Figure 10.10: Thin-walled shear tube under torsion.



Figure 10.11: Thin-walled shear tube under torsion.

در پیچ نمونه رانوشی و رانوسه

(Thin Wall Shearly Tube) رانوسه در پیچ رانوسه - نمونه



Figure 10.12: Thin-walled shear tube under torsion.

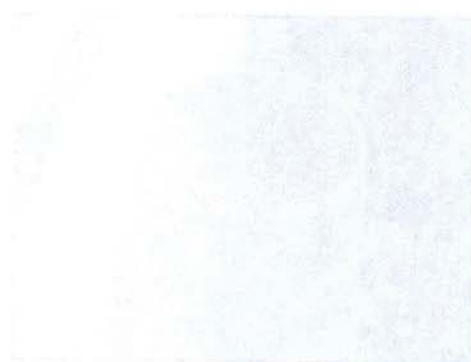


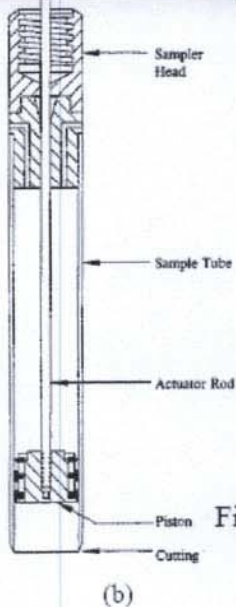
Figure 10.13: Thin-walled shear tube under torsion.

حمید  
سختکار



## وسایل و روشهای نمونه گیری - انواع دیگر نمونه گیرها

### ۳- نمونه گیر پیستونی (Piston Sampler)



(a)

Figure 3-13: Piston Sampler. (a) Picture with thin-walled tube cut-out to show piston. (b) Schematic (After ASTM D 4700).

برای نمونه‌گیری از خاک نرم قابل استفاده است.

## وسایل و روشهای نمونه گیری - انواع دیگر نمونه گیرها

### ۴- نمونه گیر پیچر (Pitcher Sampler)

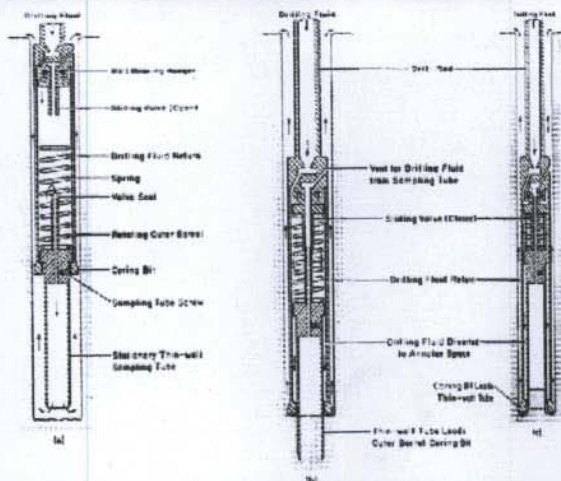


Figure 3-15: Pitcher Sampler. (a) Sampler Being Lowered into Drill Hole. (b) Sampler During Sampling of Soft Soils. (c) Sampler During Sampling of Stiff or Dense Soils. (Courtesy of Mobile Drilling, Inc.)



Figure 3-14: Pitcher Tube Sampler.

حمید کاظمی

رنگ آمیزی روشنی و لایه  
 - لایه رنگ آمیزی

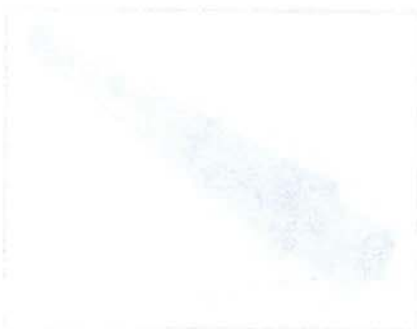
(Piston Oil) رنگ آمیزی



رنگ آمیزی روشنی و لایه (Piston Oil) رنگ آمیزی

رنگ آمیزی روشنی و لایه  
 - لایه رنگ آمیزی

(Piston Sampling) رنگ آمیزی



محمد کاظم

وسایل و روشهای نمونه گیری  
- حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

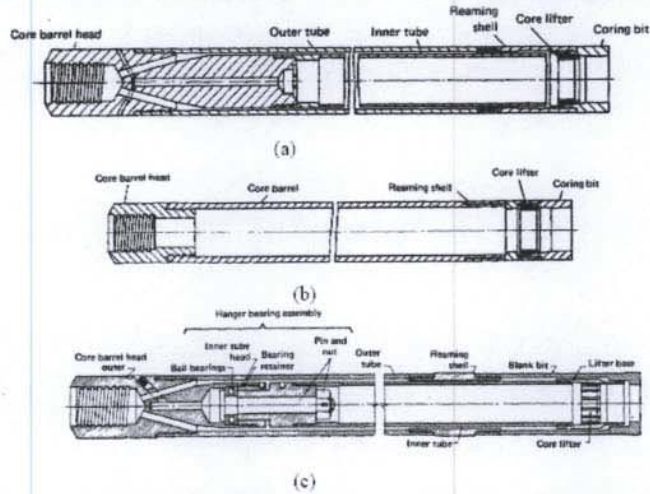


Figure 3-17: (a) Single Tube Core Barrel; (b) Rigid Type Double Tube Core Barrel; (c) Swivel Type Double Tube Core Barrel, Series "M" with Ball Bearings. (Courtesy of Sprague & Henwood, Inc.)

۵- نمونه گیرهای تک  
جداره و دو جداره  
(Single Tube and  
Double Tube core  
barrels)

وسایل و روشهای نمونه گیری  
- حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

۶- نمونه گیر دو جداره (Double Tube core barrel)

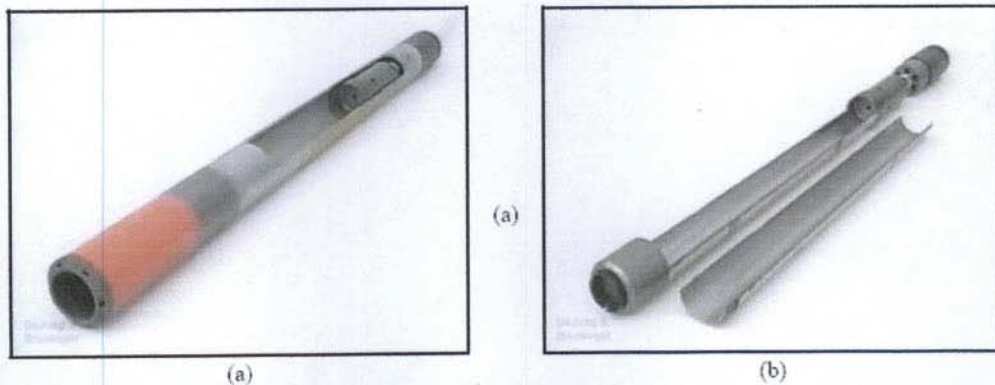


Figure 3-18: Double Tube Core Barrel. (a) Outer barrel assembly (b) Inner barrel assembly.



# روش‌های نمونه‌گیری و حفاظت

(Rock Coring and Sampling) روش‌های نمونه‌گیری و حفاظت

نمونه‌گیری از سنگ

روش‌های مختلف

(Single Tube end

Double Tube core  
Parallels)



Figure 1. Single tube and double tube core sampling methods. The diagrams illustrate the different ways in which a core is drilled from a rock mass. In the single tube method, a single drill bit is used to create a single cylindrical core. In the double tube method, two parallel drill bits are used to create two cylindrical cores from the same rock mass.

# روش‌های نمونه‌گیری و حفاظت

(Rock Coring and Sampling) روش‌های نمونه‌گیری و حفاظت

نمونه‌گیری از سنگ (Double Tube Core Sampling)



Figure 2. Double tube core sampling method. The diagrams illustrate the different ways in which a core is drilled from a rock mass. In the double tube method, two parallel drill bits are used to create two cylindrical cores from the same rock mass.

حمید کاظمی

$RQD = \frac{\text{مجموع طول قطعات سنگ سالم با طولی بقی از 10 cm}}{\text{کل طول حفاری}}$ 
 $L_r = \frac{\text{طول نمونه بدست آمده از حفاری}}{\text{کل طول حفاری}}$

## وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

### طبقه بندی توده های سنگی از نظر کیفیت (Rock Quality Designation, RQD)

• (نسبت مجموع طول قطعات سنگ سالم با طول بیش از ۱۰ سانتیمتر بدست آمده از حفاری به کل طول حفاری را بصورت درصد بیان کرده و آنرا **RQD** خوانده و بعنوان شاخصی برای تعیین کیفیت سنگ بکار می برند.) جدول زیر نحوه تعیین کیفیت را با این روش نشان می دهد

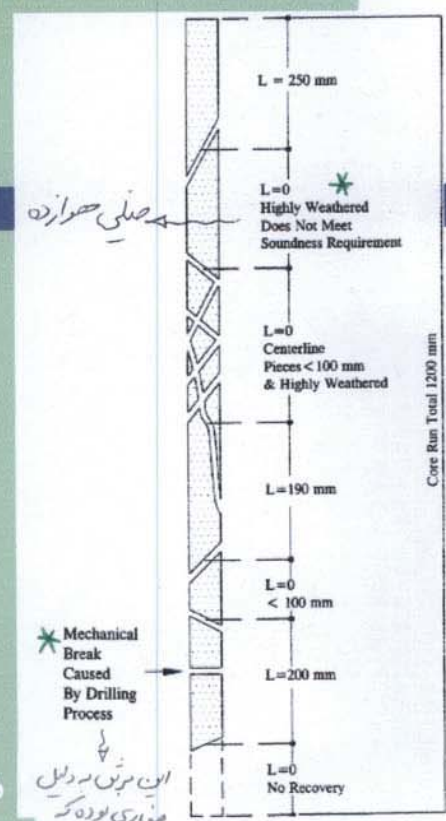
RQD (Rock Quality Designation)	Description of Rock Quality
0 - 25%	Very Poor
25 - 50%	Poor
50 - 75%	Fair
75 - 90%	Good
90 - 100%	Excellent

• همچنین نسبت طول نمونه بدست آمده از حفاری به کل طول حفاری را بصورت درصد بیان کرده و بازیابی (Recovery) می خوانند و با  $L_r$  نشان می دهند (طول نمونه را از طول بدست آمده می آوریم که نمونه را از حجم قرار داده و طول را صیقل می دهیم این طول کمتر از طول حفاری است)

۴۴

به علت شکنندگی با آب یا کیفیت بد چسبندگی حاصل و فرج است

## وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)



Sound = سالم

### مثالی از تعیین RQD

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of Sound } > 100 \text{ mm Core Pieces}}{\text{Total Core Run Length}}$$

$$RQD = \frac{250 + 190 + 200}{1200} \times 100\%$$

$$RQD = 53\% \text{ (Fair)}$$

این تپش در دلیل حفاری بوده که در نظر گرفته نمی شود.

\* در صورت حفاری و طول کمتر از 10 cm  $L=0$

۴۵

حمید کاظمی

ریزیخته نمونه برداری و روشها  
 متن به روش نمونه برداری و روشها -  
 (Block Counting and Sampling)

Block Counting and Sampling (ریزیخته نمونه برداری و روشها) طبقه بندی

در این روش، نمونه برداری از یک بلوک انجام می‌گیرد و سپس آن را به چندین قسمت تقسیم می‌کنند. این روش برای نمونه برداری از مواد جامد استفاده می‌شود. این روش شامل موارد زیر است:

• نمونه برداری از یک بلوک انجام می‌گیرد.  
 • نمونه برداری از یک بلوک انجام می‌گیرد.  
 • نمونه برداری از یک بلوک انجام می‌گیرد.  
 • نمونه برداری از یک بلوک انجام می‌گیرد.

Block Counting	Block Counting
1- 20%	1- 20%
2- 30%	2- 30%
3- 40%	3- 40%
4- 50%	4- 50%
5- 60%	5- 60%
6- 70%	6- 70%
7- 80%	7- 80%
8- 90%	8- 90%
9- 100%	9- 100%

ریزیخته نمونه برداری و روشها  
 متن به روش نمونه برداری و روشها -  
 (Block Counting and Sampling)

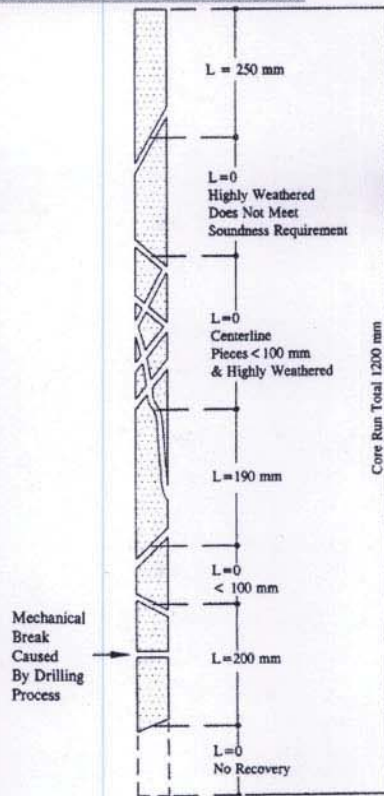
Block Counting and Sampling (ریزیخته نمونه برداری و روشها) طبقه بندی



حمید کاظمی



## وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)



### مثالی از تعیین RQD

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of Sound } > 100 \text{ mm Core Pieces}}{\text{Total Core Run Length}}$$

$$RQD = \frac{250 + 190 + 200}{1200} \times 100\%$$

$$RQD = 53\% \text{ (Fair)}$$

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- نوع آزمایشات در محل چیست؟
- ۱) خاک را در محل مورد آزمایش قرار میدهند و بنابراین دست خوردگی خاک به حداقل می رسد
  - ۲) دارای انواع زیاد و کاربردهای متفاوتی هستند
  - ۳) بعضی از آنها (مانند PMT) در کشورهای مشخصی بیشتر بکار میروند و بعضی دیگر (مانند SPT، PLT و اخیراً CPT) تقریباً در تمام کشورهای بکار میروند.
  - ۴) معمولترین آنها SPT، CPT، FVT یا VST، DMT، PMT و PLT می باشند (۱) (۲) (۳) (۴) (۵) (۶)
  - ۵) در اینجا ما بدلیل کاربرد بیشتر، با آزمایشهای SPT، CPT، FVT و PLT آشنا می شویم

- \* آزمونهای درجه‌بندی می‌کنند. مثل آنگین دست خوردگی به جدول می‌رسد.
- \* نتیجه آنگین می‌باشد یا آنگین را می‌خوانیم آزمونهای بار درجه‌بندی را می‌نامیم می‌دهند. ولی درجه‌بندی می‌دهند یا نوع آنگین را می‌نامیم می‌دهند.

\* pressure metre test که در زمانه پیش داشتند و در آن یک سنج استفاده می‌شود. (PMT)

\* Standant penetration test ضربه دینوژ است استاندارد است.

\* نتایج که از آزمونهای FVT بدست می‌آید را می‌توانیم بوسیله SPT بدست آوریم.

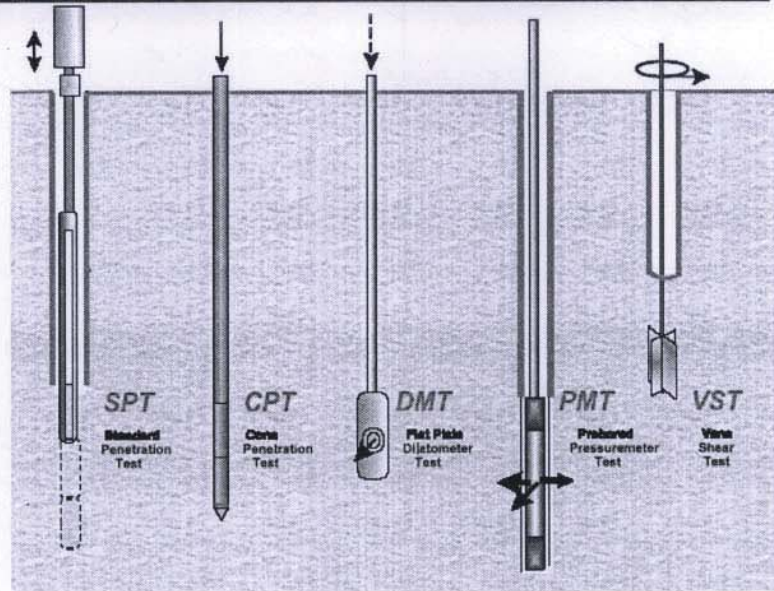
CPT \* Cone penetration test آزمون مخروط

FVT \* Filled vaim test

PLT \* plate Load test آزمون بارگذاری صفحه‌ای



## آزمایشات در محل (In-Situ tests)



۴۷

وزنه = 63.5 kg

ارتفاع = 0.76m

قطر خارجی نمونه گیر استاندارد = 2 in

میزان فرو رفتگی = 45cm = 3x15cm

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۱- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

۱) در این آزمایش با استفاده از سقوط مکرر وزنه ای 140 پوندی (63.5 kg) از ارتفاع 30 اینچ (0.76 m)، نمونه گیر استاندارد (با قطر خارجی 2 اینچ) را به مقدار 18 اینچ (45 سانتیمتر) بدون خاک فرو می برند.

۲) تعداد ضربات لازم برای نفوذ هر 6 اینچ (15 سانتیمتر) جداگانه معین می شود و مجموع تعداد ضربات لازم برای 12 اینچ (30 سانتیمتر) آخر را با عدد نفوذ استاندارد (N) نشان میدهند.

۳) از نظر تئوریک، انرژی منتقل شده به نمونه گیر با هر ضربه عبارتست از:

$$E = 63.5 \text{ kg} \times 9.807 \text{ m/s}^2 \times 0.762 \text{ m} = 474.5 (N-m)$$

ولی در عمل، انرژی واقعی منتقل شده بطور متوسط حدود 60% انرژی تئوریک است

۴) آزمایش در کف گمانه ای که معمولاً با استفاده از آگر حفر شده است انجام می شود

۴۸

$$\left. \begin{array}{l} OD = 2 \text{ in} \\ ID = 1.5 \text{ in} \text{ , } 1.375 \text{ in} \\ AR = 112 \end{array} \right\} \text{نمونه گیر استاندارد}$$

نمونه بردار آبرده  
نمونه خورده است.

حمید



**SPT** 8 نمونه سیر استناد دارد توسط وزنها که بر آن ضربه وارد می کنند به خاک فرو می رود. حجم تعبیری از مقاومت خاک بدست می آید و هم گونه آتیه می گردد.  
 چون  $AR = 112$  می باشد پس نمونه دست نخورده است.

**CPT** 8 نمونه بسیار معمول شده است. مخروطی در داخل خاک فرو می رود. قسمت انتهایی در صورت جدا  
 است. مقاومت خاک توسط این مخروط که به سبی شکل متصل است اندازه گیری می شود. دایره لوله هم در کنار  
 با خاک تنبلی برشی را اندازه می گیرد. یک بخش کوچکی هم بالاتر مخروط وجود دارد که فاکتور همی توان اندازه گیری  
 کند.

غیر از این که نمونه بود مخروطی هم اضافه می کنند.

**DMT** (آزمایش اشباع) 8 دهی در عمق مورد نظر مردم با فشار آب می توانیم خاک را پس زنیتم (متصل کنیم  
 و توسط این مقاومت خاک را می نه کنیم. از فاکتور لازم برای گذر زدن خاک می توانیم مخصوصیات خاک را  
 اندازه گیری کنیم. (صفحه است که قسمت دایره ای اش بازمی شود در اجزای فاکتور می دهد)

**PMT** (آزمایش فشار سنجی) 8 سینه DMT است. در جابجایی سینه است که در سه جهت زیادی شود.

**VST** 8 برای خاک های رس اشباع با مقاومت کم قابل استفاده است و هیچ وسیله دیگری در این بخش مقاومت  
 برشی رس کمتر اشباع را در جابجایی دهد. (مقاومت برشی رس اشباع است بسیار دارد)

**آزمایش SPT 8**

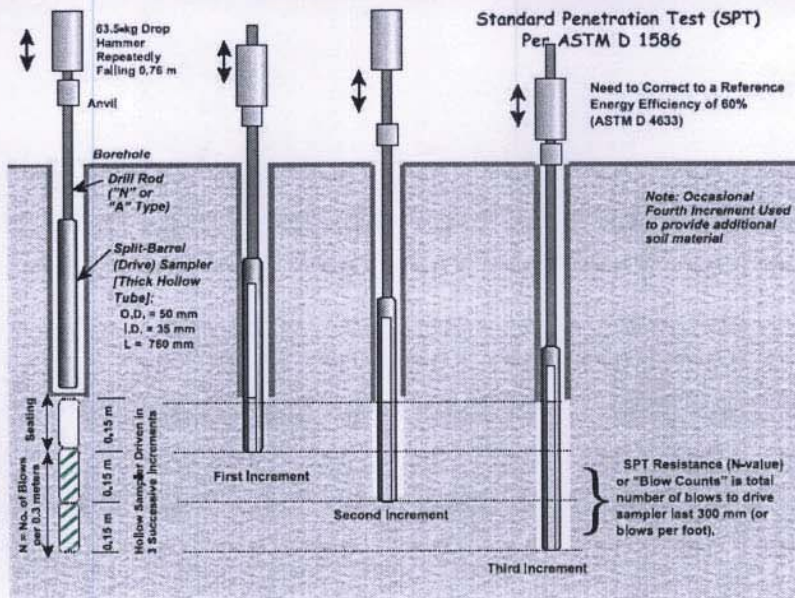
برای هر  $15\text{cm}$  تعداد ضربه بدست می آید. دو  $15\text{cm}$  آخر را با هم جمع می کنند و عدد برنا  $N$  بدست می آید.  
 \* این آزمون، آزمون پیوسته است

حمید کاظمی



## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)



● مراحل انجام  
آزمایش SPT

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)



Safety Hammer



Donut Hammer

عکس در دست

حمید

کاظمی

\* ارتفاع سقوط وزنه اگر کم و زیاد شود صحت آزمون می یابد.

این آزمون برای خاک کمی داندار (عالمه از رشتن و عالمه ای) انجام می شود.

\* چون خاک کف گمانه است خورده است و ممکن است از دو نواره رنگه شده باشد بنابراین خاک محلی نیست  
پس دوتا 15<sup>cm</sup> رقم دستم حساب اندازه گیری N است.

\* وزنه را با سم بالایی بریم و اگر از می کنیم تا به صدمه برخورد کند. (Safety Hammer)





## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

مزایای آزمایش SPT چیست؟

### مزایا و معایب آزمایش SPT

- **مزایا:** ۱) انجام آن آسان بوده و تکنولوژی بالائی نمی خواهد
- ۲) در ضمن آزمایش نمونه هم از خاک تهیه می شود
- ۳) در بسیاری خاکها و حتی در سنگ نرم قابل انجام است.
- ۴) وسایل انجام آن در بسیاری نقاط جهان در دسترس است
- ۵) \* تعداد زیادی جدول، نمودار و غیره برای تفسیر نتایج آن وجود دارد

ی - در درجه اول و دوم می خورد

- **معایب:** ۱) در رسهای نرم، لای و خاکهای شنی و قلوه سنگی نتایج آن مناسب نیست
- نتیجه آزمایش معیاری خیلی تقریبی از خصوصیات خاک است
- تکرار پذیری آن خوب نیست و خطاهای مختلفی در انجام آن پیش می آید

۵۱

معایب آزمایش SPT چیست؟

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

### معمولترین خطاها در انجام آزمایش SPT

معمولترین خطاها در انجام آزمایش SPT چیست؟

- ۱) تغییرات میزان سقوط وزنه
- ۲) قرار گرفتن سنگ یا قلوه سنگ در جلو پیشرو
- ۳) قرار ندادن نمونه گیر در تماس مناسب با کف گمانه
- ۴) استفاده از پیشروهای صدمه دیده
- ۵) تمیز نکردن مواد سست کف گمانه
- ۶) روانگونی ناحیه اطراف محل آزمایش و اثر آب
- ۷) تداخل سقوط وزنه با طناب ها یا شیلنگهای اطراف

SPT

معمولترین خطاها

۵۲

حمید کاظمی

\* حتی در خاک لای صورت هم قابل استفاده است.

\* چون قدیمی تر از آجر است درجه اول است و برایش محدودیت زیادی دارد.  
در همین اندازه که قابلیت استفاده زیادی دارد وقت آن هم کم است.

\* مصالحی که N آجر است می باید یعنی قله نشد دارم. قله نشد هیچ گاه در آجر است مقاومت خاک  
نیگند. چون آجر از خاک بریده می شود.



## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

### تصحیحات آزمایش SPT

برای استاندارد کردن آزمایش SPT، ضرایب تصحیحی را در عدد  $N_m$  که از آزمایش بدست می آید ضرب می کنند. این ضرایب اثرات زیر را در نظر میگیرند:

- سربار ناشی از لایه های فوقانی خاک ( $C_N$ )
- انرژی منتقل شده به نمونه گیر ( $C_E$ )
- قطر گمانه ( $C_B$ )
- طول میله متصل به نمونه گیر ( $C_R$ )
- نوع نمونه گیر ( $C_S$ )

تصحیح برای اثر سربار و انرژی معمولاً بیشتر از بقیه اعمال می شود. ( $C_N$  و  $C_E$ )

۵۳

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

### تصحیحات آزمایش SPT

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

- تصحیح برای سربار:

که در آن  $P_a$  فشار اتمسفریک (100 kPa) و  $\sigma'_{v0}$  تنش موثر عمودی در محل آزمایش است

- انرژی منتقل شده به نمونه گیر را می توان با استفاده از نسبت انرژی  $E_r$  (Energy ratio) که نسبت انرژی واقعی منتقل شده به نمونه گیر به انرژی

تئوریک است (بصورت درصد) نشان داد. در صورتیکه  $N_1$  و  $E_{r1}$  مربوط به یک آزمایش و  $N_2$  و  $E_{r2}$  مربوط به آزمایش دیگری در همان محل باشد باید داریم:

$$E_{r1} \times N_1 = E_{r2} \times N_2$$

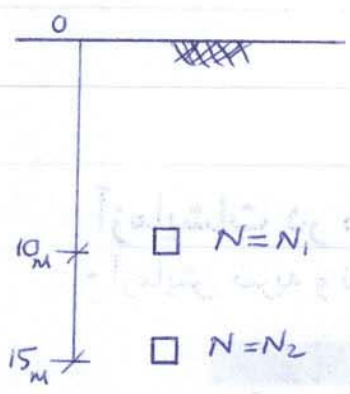
$$N_2 = \frac{E_{r1}}{E_{r2}} \times N_1$$

پنابراین:

$$E_r = 60\%$$

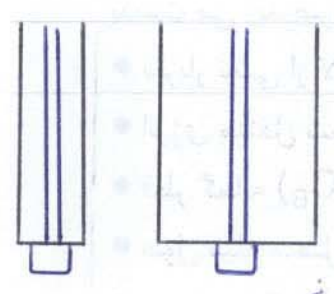
۵۴





\* اوردن سینه خاک در عمق بیشتر، تغییر می کنند و کم می شوند باقی می ماند  
 با افزایش عمق N بیشتر می شود. چون تنش با افزایش عمق بیشتر می گردد.

\* عدد N استاندارد مربوط به هر بار 100 kpa است.



\* فرض کنیم آزمایش SPT را در دو حالت با سندان و پروانجام انجام دهیم، درمی یابیم با قطر بیشتر، آزاد شدن تنش محاسباتی (Release stress) بیشتر صورت گرفته است و بر این اساس N کمتری می رود.

\* کم دریا در شان طول مدیه حجم اوردارد. طول مدیه با دریا 10m تا 30m باشد.

\* CN نباید از 1.7 بیشتر شود. اگر بیشتر شد 1.7 را انتخاب می کنیم.

\*  $1 \text{ atm} = 100 \text{ kpa} = 0.7 \text{ psi} = 2000 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} = 10 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$   
 $1 \text{ atm} = 1.0133 \times 10^5 \text{ pa}$        $1 \text{ atm} = 1.0133 \text{ bar}$

حمید کاظمی

$C_E$  (Safety hammer) >  $C_E$  (Donut hammer)

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

**TABLE 2. Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)**

Factor	Equipment variable	Term	Correction	
سربار انرژی	Overburden pressure	$C_N = \begin{cases} (P_o/\sigma'_{vo})^{0.5} \\ C_N \leq 1.7 \end{cases}$	$C_N$	
	Overburden pressure			
	Energy ratio	Donut hammer	$C_E$	0.5-1.0
	Energy ratio	Safety hammer	$C_E$	0.7-1.2
	Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	$C_E$	0.8-1.3
قطر گمانه	Borehole diameter	65-115 mm	$C_B$	1.0
	Borehole diameter	150 mm	$C_B$	1.05
	Borehole diameter	200 mm	$C_B$	1.15
	Rod length	< 3 m	$C_R$	0.75
	Rod length	3-4 m	$C_R$	0.8
	Rod length	4-6 m	$C_R$	0.85
	Rod length	6-10 m	$C_R$	0.95
طول میل نوع نمونه گیر	Rod length	10-30 m	$C_R$	1.0
	Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
	Sampling method	Sampler without liners	$C_S$	1.1-1.3

### تصحیحات SPT

$(N_1)_{60}^*$

$N$  اصلاح شده برای سربار یک آتمسفر و انرژی 60% تئوریک

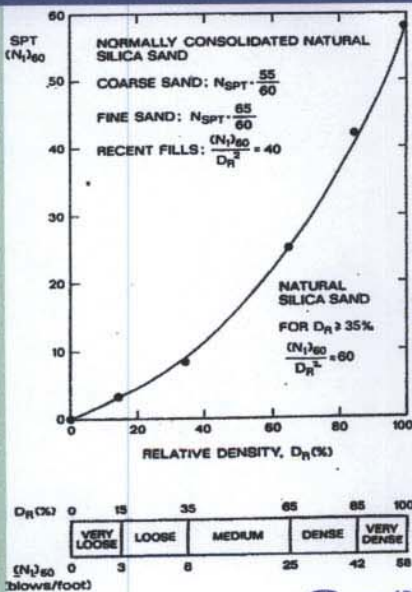
$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8)$$

\* در خاک چسبیده چون  $c$  اهمیت زیادی دارد  $(c + \sigma_n \tan \phi)$ ، برای  $N$  اصلاحی به تصحیح نسبت

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

### تفسیر نتایج آزمایش



DENSITY OF GRANULAR SOILS		
Description	SPT $N^{(60)}$	SPT $(N_1)_{60}$
Very Loose	0-4	0-3
Loose	4-10	3-8
Compact	10-30	8-25
Dense	30-50	25-42
Very Dense	> 50	> 42

CONSISTENCY OF COHESIVE SOILS			
Description	$S_u^{(7)}$		SPT $N^{(60)}$
	(kPa) <sup>(7)</sup>	(ksf) <sup>(6)</sup>	
Very Soft	< 12	< 0.25	< 2
Soft	12-25	0.25-0.5	2-4
Firm	25-50	0.5-1	4-8
Stiff	50-100	1-2	8-15
Very Stiff	100-200	2-4	15-30
Hard	> 200	> 4	> 30

دانشگاه  
سنبله

$$DR = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

ضریب متراکم  $DR = 100$   
ضریب متراکم  $DR = 0$

مقاومت برشی زحکشی نشده  $S_u$   
 $ksf \rightarrow \frac{kelb}{ft^2}$

تصحیح نشده

حمید کاظمی





$(N_1)_{60}$  to a projected  
 adjustment reshapes the  
 consistency with CRR  
 wave velocity pro-  
 d the original curve  
 data to constrain the  
 ter fit to the present  
 of the base curve as

h (personal commu-  
 and base curve plot-

$$\frac{1}{(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (4)$$

$(N_1)_{60} \geq 30$ , clean  
 are classed as non-  
 n spreadsheets and  
 the clean-sand base

l. (1985) noted an  
 sed fines content.  
 ease of liquefaction  
 stance is not clear.

**TABLE 2.** Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	$C_E$	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	$C_E$	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	$C_E$	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	$C_B$	1.0
Borehole diameter	150 mm	$C_B$	1.05
Borehole diameter	200 mm	$C_B$	1.15
Rod length	<3 m	$C_R$	0.75
Rod length	3–4 m	$C_R$	0.8
Rod length	4–6 m	$C_R$	0.85
Rod length	6–10 m	$C_R$	0.95
Rod length	10–30 m	$C_R$	1.0
Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
Sampling method	Sampler without liners	$C_S$	1.1–1.3

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8)$$

where  $N_m$  = measured standard penetration resistance;  $C_N$  = factor to normalize  $N_m$  to a common reference effective overburden stress;  $C_E$  = correction for hammer energy ratio (ER);  $C_B$  = correction factor for borehole diameter;  $C_R$  = correction factor for rod length; and  $C_S$  = correction for samplers with or without liners.

DENSITY OF GRANULAR SOILS		
Description	SPT N <sup>(5)</sup>	SPT (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> <sup>(6)</sup>
Very Loose	0 - 4	0 - 3
Loose	4 - 10	3 - 8
Compact	10 - 30	8 - 25
Dense	30 - 50	25 - 42
Very Dense	> 50	> 42

CONSISTENCY OF COHESIVE SOILS			
Description	$S_u$ <sup>(7)</sup>		SPT N <sup>(9)</sup>
	(kPa) <sup>(3)</sup>	(ksf) <sup>(8)</sup>	
Very Soft	< 12	< 0.25	< 2
Soft	12 - 25	0.25 - 0.5	2 - 4
Firm	25 - 50	0.5 - 1	4 - 8
Stiff	50 - 100	1 - 2	8 - 15
Very Stiff	100 - 200	2 - 4	15 - 30
Hard	> 200	> 4	> 30

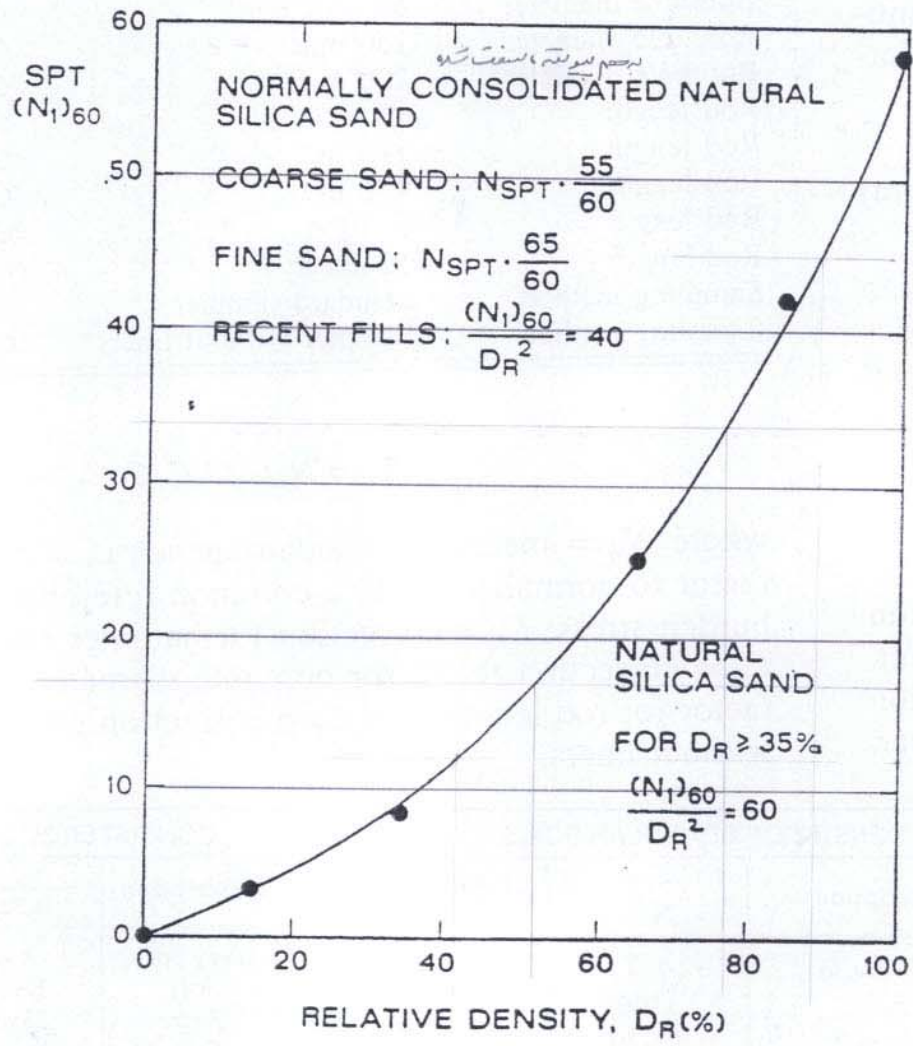
- (1) Only selected examples of the possible variations or combinations of the basic symbols are illustrated.
- (2) Example: SAND, silty, trace of gravel = sand with 20% to 35% silt and up to 10% gravel, by weight.
- (3) Approximate metric conversion.
- (4) Fines are classified as silt or clay on the basis of Atterberg limits (refer to Plasticity Chart).
- (5) Standard Penetration Test (SPT) blow count (uncorrected), after Terzaghi and Peck, 1948.
- (6) Standard Penetration Test blow count, based on above N value corrected to 60% hammer efficiency and 96 kPa (1.0 ton/ft<sup>2</sup>) effective overburden pressure, after Skempton, 1986.
- (7) Undrained shear strength can be estimated by vane (gives  $S_u$ ), pocket penetrometer (gives unconfined compressive strength, i.e.,  $2 S_u$ ), or unconfined compression test (gives  $2 S_u$ ).
- (8) ksf = 1000 pounds per square foot = 0.5 tsf (ton/ft<sup>2</sup>) = approximately 0.5 kg/cm<sup>2</sup>.
- (9) Very approximate correlation with Standard Penetration Test blow counts, after Terzaghi and Peck, 1948.



Gravel = شن  
 Sand = ماس  
 Silt = لای  
 Clay = رس

fine = ریز  
 Coarse = درشت

9.81  $\frac{KN}{M^3}$   
 1  $\frac{ton}{M^3}$   
 = 1  $\frac{gr}{cm^3}$   
 وزن مخصوص آب



$D_R$ (%)	0	15	35	65	85	100
	VERY LOOSE	LOOSE	MEDIUM	DENSE	VERY DENSE	
$(N_1)_{60}$ (blows/foot)	0	3	8	25	42	58

FIG.5: Proposed SPT Relative Density correlation for normally consolidated natural silica sands (Adapted from Skempton, 1986)

حمید کاظمی

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش - خاکهای دانه ای

TABLE 3-4

Empirical values for  $\phi$ ,  $D_r$ , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately,  $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$ ]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density $D_r$	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT $N_{70}$ : fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medium	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
coarse	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
$\phi$ : fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medium	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
coarse	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_{wet}$ , kN/m <sup>3</sup>	11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

\* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m<sup>3</sup> and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m<sup>3</sup>. No existing soil has a  $D_r = 0.00$  nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

۵۷

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش - خاکهای چسبنده

TABLE 3-5

Consistency of saturated cohesive soils\*

Consistency		$N_{70}$	$q_u$ , kPa	Remarks
Very soft	NC Young clay	0-2	< 25	Squishes between fingers when squeezed
Soft		3-5	25- 50	Very easily deformed by squeezing
Medium	Increasing OCR Aged/ cemented	6-9	50- 100	??
Stiff		10-16	100- 200	Hard to deform by hand squeezing
Very stiff		17-30	200- 400	Very hard to deform by hand squeezing
Hard		>30	>400	Nearly impossible to deform by hand

\* Blow counts and OCR division are for a guide—in clay "exceptions to the rule" are very common.

می توان نوشت:  $q_u = kN$

که در آن برای مقاومت تک محوری بر حسب kPa می توان از  $k$  در حدود 10 استفاده کرد

NC - عیار یکم رانده  
OC - عیار یکم کهنه

۵۸

حمید کاظمی



(In-Situ tests) (تلاش‌های در محل)

(Standard Penetration Test) (تلاش استاندارد) (SPT) - روشی برای تعیین ضریب ضربه و تعیین نوع خاک

TABLE 2.4  
Empirical values for  $N_{60}$  and unit weight of granular soils based on the SPT at depth and normally consolidated (approximate)

Depth (m)	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	$N_{60}$ (blows/30cm)	Soil type
0-1	18-20	10-15	Very loose sand
1-2	19-21	15-20	Loose sand
2-3	20-22	20-25	Medium sand
3-4	21-23	25-30	Dense sand
4-5	22-24	30-35	Very dense sand
5-6	23-25	35-40	Extremely dense sand
6-7	24-26	40-45	Very dense sand
7-8	25-27	45-50	Extremely dense sand
8-9	26-28	50-55	Very dense sand
9-10	27-29	55-60	Extremely dense sand

\* Values are approximate and should be used as a guide only. The actual values of  $N_{60}$  and unit weight depend on the soil type and the depth of the test.

(In-Situ tests) (تلاش‌های در محل)

(Standard Penetration Test) (تلاش استاندارد) (SPT) - روشی برای تعیین ضریب ضربه و تعیین نوع خاک

TABLE 2.5  
Empirical values for  $N_{60}$  and unit weight of granular soils based on the SPT at depth and normally consolidated (approximate)

Depth (m)	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	$N_{60}$ (blows/30cm)	Soil type
0-1	18-20	10-15	Very loose sand
1-2	19-21	15-20	Loose sand
2-3	20-22	20-25	Medium sand
3-4	21-23	25-30	Dense sand
4-5	22-24	30-35	Very dense sand
5-6	23-25	35-40	Extremely dense sand
6-7	24-26	40-45	Very dense sand
7-8	25-27	45-50	Extremely dense sand
8-9	26-28	50-55	Very dense sand
9-10	27-29	55-60	Extremely dense sand

\* Values are approximate and should be used as a guide only. The actual values of  $N_{60}$  and unit weight depend on the soil type and the depth of the test.

این روش برای تعیین ضریب ضربه و تعیین نوع خاک استفاده می‌شود.

حمید کاظمی

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۲- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

نحوه انجام آزمایش

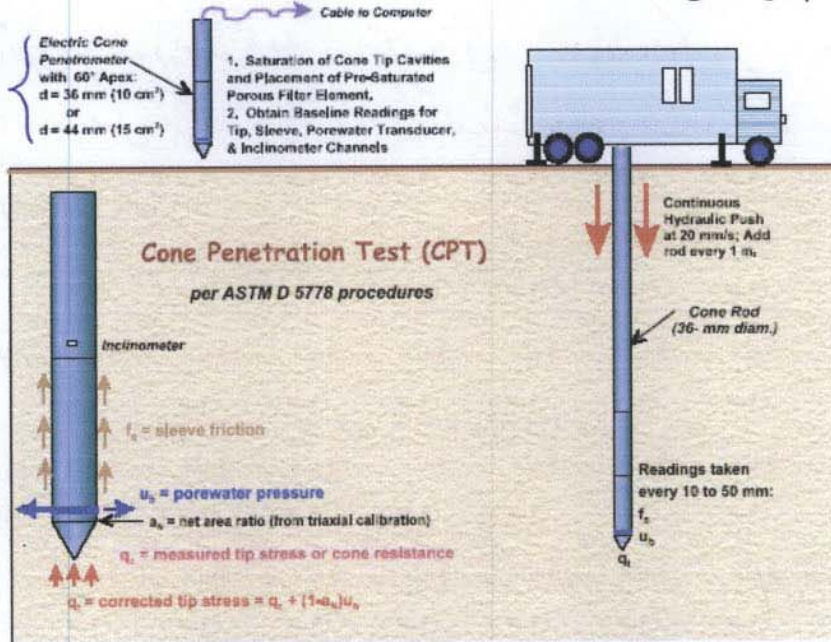


Figure 5-7: Procedures and Components of the Cone Penetration Test.

$f_s$  = اصطکاک جانبی  
 $u$  = فشار آب منفذ

$q_t$  = تنش اندازه گیری شده تصحیح یافته

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

نحوه انجام آزمایش

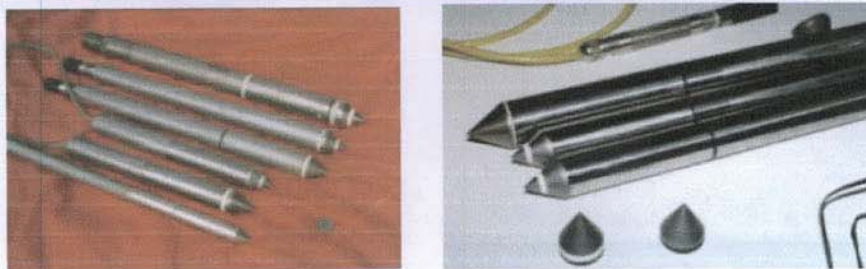


Figure 5-5. Various Cone Penetrometers Including Electric Friction and Piezocone Types.



حمید کاظمی



\* آزمایش CPT اطلاعات بیشتری را نسبت به SPT می دهد.

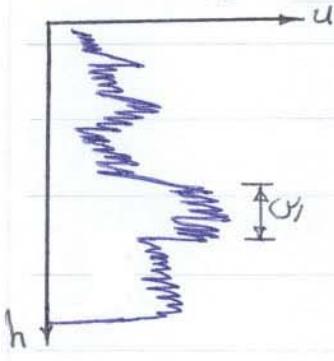
\* مخروطی که داخل خاک می شود دارای سطح مقطع  $100 \text{ cm}^2$  است.

\* زاویه تور مخروط تقابلیت و سرعت  $20 \text{ mm/s}$  می باشد. اگر سرعت را عوض کنیم فشار آب نیز عوض می گردد.

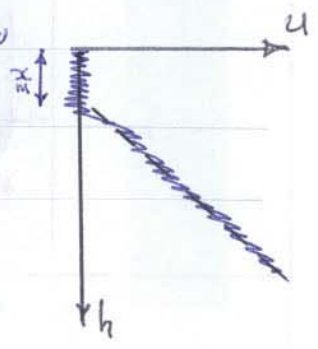
فشار آب اندازه گیری شده دو مولفه دارد (۱) استاتیک (۲) دینامیکی. وقتی با سرعت وارد خاک می شویم فشار دینامیکی بر آب وارد می شود. با گذشت زمان فشار متخلخل می گردد و فشار دینامیکی

به حدی رو استاتیک تبدیل می شود.

چون در پس فشار آب در متخلخل می شود پس فشار اندازه گیری شده زیادشان داده می شود.



یعنی در عمق  $x$  قریب آب نیز زنی وجود دارد.



\* سه متغیر اندازه گیری کرده

- ۱)  $q_c$  تنش اندازه گیری شده که بوسیله تصحیح انجام می دهند. ( $q_t$ )
- ۲)  $F_s$  اصطکاک جانبی
- ۳)  $u$  فشار آب

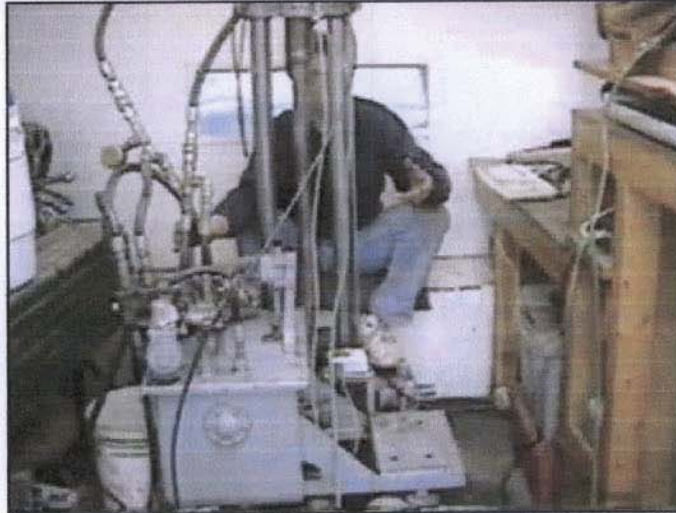
عملت تصحیح این است که  $q_c$  تفاوت فشار خاک و فشار آب بوسیله است. فقط فشار خاک را

$$q_t = q_c + (1-\alpha) u_2$$

نسبت به صافه فشار آب بر مبنای



آزمایشات در محل (In-Situ tests)  
- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
نحوه انجام آزمایش



Cpt ram

۶۱

آزمایشات در محل (In-Situ tests)  
- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
نحوه انجام آزمایش



cone press

۶۲

چوبی است در محل انجام آزمایشات نفوذ مخروط

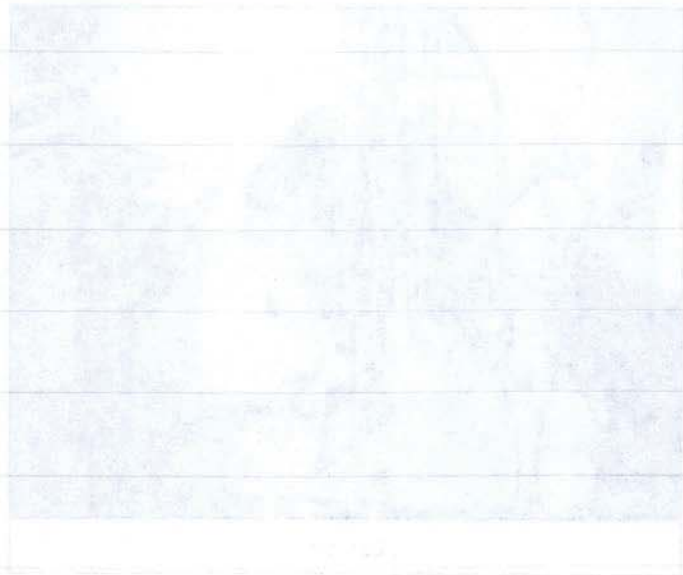
حمید کاظمی

\* زیر اینجاک از حالت نخ داض اناگ کن در نگاه نشسته و توسط کامپیوتر کار انجام می برد.

(In-Situ tests) - محلول در حالت نشسته

(Cone Penetration Test) CPT - محلول در حالت نشسته

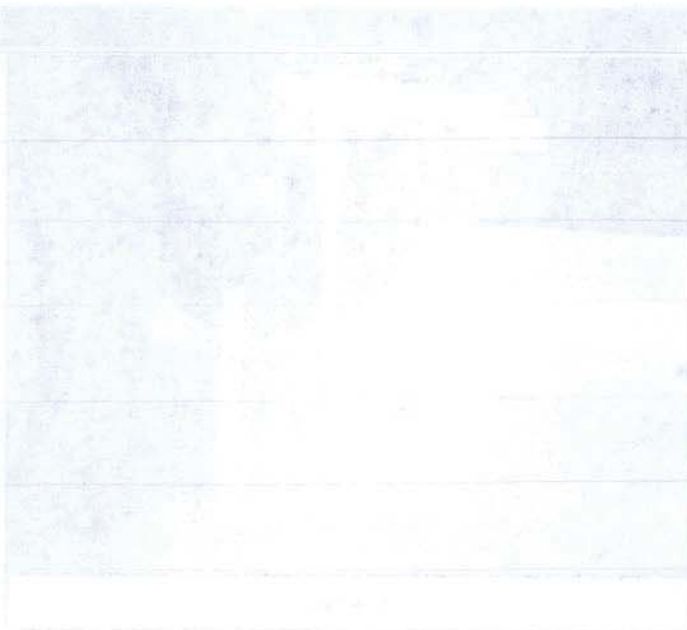
محلول در حالت نشسته



(In-Situ tests) - محلول در حالت نشسته

(Cone Penetration Test) CPT - محلول در حالت نشسته

محلول در حالت نشسته



محمد کاظمی



## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش نفوذ مخروط: مخروط (Cone Penetration Test) CPT مزایا و معایب آزمایش CPT

- مزایا:**
- ۱) پروفیل پیوسته ای از خاک میدهد
  - ۲) اجرای آن سریعتر و اقتصادی تر است
  - ۳) دقت و تکرار پذیری آن خوب است
  - ۴) تفسیر و ارائه نتایج آن می تواند بصورت اتوماتیک انجام شود
  - ۵) بویژه برای خاکهای نرم نتایج خوبی میدهد
  - ۶) امکان افزودن حسگرهای مختلف به آن وجود دارد
- معایب:**
- ۱) نمونه معمولا تهیه نمیشود
  - ۲) در خاکهای خیلی مقاوم و قلوه سنگی امکان نفوذ ندارد
  - ۳) نیاز به تخصص بیشتر در انجام آزمایش و تفسیر نتایج دارد
  - ۴) به سرمایه گذاری اولیه بیشتری نیاز دارد

۶۳

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش نفوذ مخروط: مخروط (Cone Penetration Test) CPT تفسیر نتایج آزمایش

- مقاومت انتهائی اندازه گیری شده را با  $q_c$  و اصطکاک جانبی را با  $f_s$  نشان می دهند. برای تصحیح خطای ناشی از فشار آب پشت مخروط انتهائی، از رابطه زیر استفاده کرده و مقاومت انتهائی تصحیح شده را با  $q_t$  نشان می دهند.

The tip correction is:  $q_t = q_c + (1-a) \cdot u_2$

where:  $q_t$  is the corrected tip resistance

$q_c$  is the recorded tip resistance

$u_2$  is the recorded dynamic pore pressure behind the tip ( $u_2$  position)

→  $a$  is the Net Area Ratio for the cone (typically 0.85 for Gregg In Situ cones)

- نسبت اصطکاک (Friction Ratio) یا  $R_f$  با استفاده از رابطه زیر تعریف می شود:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100$$

نسبت اصطکاک

۶۴

\* نسبت اصطکاک جانبی در مقایسه با مقاومت انتهائی  
 نشان می دهد در خاک های دانه ای  $q_c > 20 \text{ bar}$   
 و  $f_s$  آنرا کم است.  
 $1 \text{ atm} = 1.0133 \text{ bar}$

حمید کاظمی

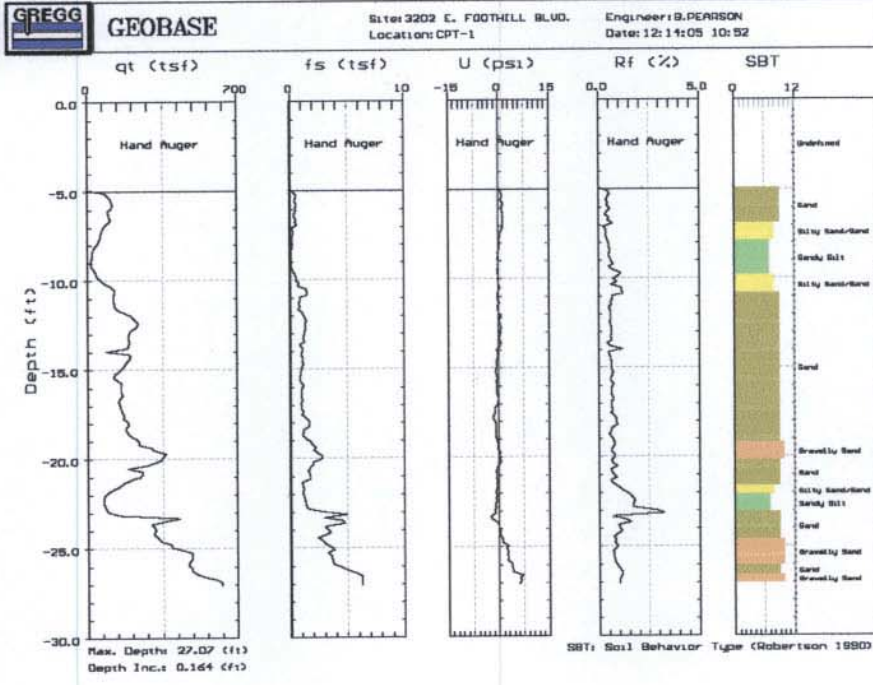




## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

### نمونه ای از نتایج آزمایش



۶۵

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

### تفسیر نتایج آزمایش - تعیین نوع خاک

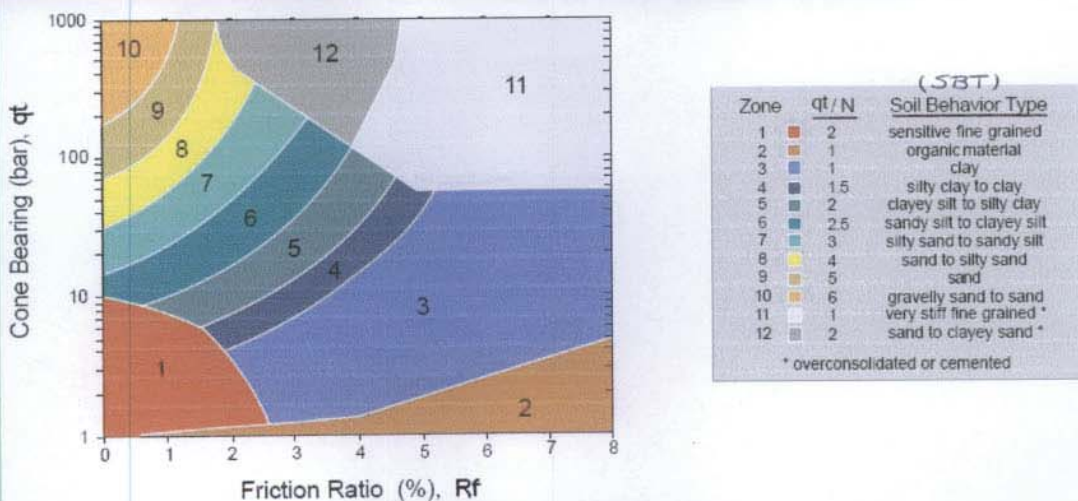


Figure 1 Non-Normalized Behavior Type Classification Chart

\* مقادیر مقاومت انحصاری اندازه گیری شده تصحیح یافته بر حسب نسبت اصطکاک

۶۶

حمید کاظمی

\* اگر خاک رطوبت داشته باشد در صورت اشیاع بوزنش فشار آب در عمق

عمود این که نوع رفتار خاک را نشان می دهد.  $STBT \rightarrow$  Soil Behaviour Type

\* این عمود برای مقادیر مختلف و در هر دو سطح فرق دارد.

رطوبت و ولتاژ را در نظر

(in situ) (2000) (2000) (2000)  
Core Penetration Test (CPT) (2000) (2000) (2000)  
مقاومت در برابر تنش - فشار و ولتاژ

محمد کاظمی





## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش

- نتایج آزمایش CPT به بسیاری از خصوصیات خاک ارتباط داده شده است. از جمله:
  - ۱- نوع خاک
  - ۲- زاویه اصطکاک داخلی خاکهای دانه ای
  - دانسیته نسبی خاکهای دانه ای
  - مدول الاستیسیته خاکهای دانه ای
- مقاومت انتهائی اندازه گیری شده را با  $q_c$  و اصطکاک جانبی را با  $f_s$  نشان می دهند. برای تصحیح خطای ناشی از فشار آب پشت مخروط انتهائی، از رابطه زیر استفاده کرده و مقاومت انتهائی تصحیح شده را با  $q_t$  نشان می دهند.

خصوصیات حاصل از CPT

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش

- نتایج آزمایش CPT به بسیاری از خصوصیات خاک ارتباط داده شده است. از جمله:

- ۱- نوع خاک
- ۲- زاویه اصطکاک داخلی،  $(\phi)$  دانسیته نسبی،  $(D_r)$  وزن حجمی و مدول الاستیسیته  $(E)$  خاکهای دانه ای
- ۳- مقاومت برشی زهکشی نشده،  $(C_u)$  نسبت پیش تحکیمی،  $(OCR)$  مدول الاستیسیته  $(E)$  و ضریب فشار جانبی  $(k_0)$  خاکهای چسبنده

خصوصیات حاصل از CPT

محمد کاظمی

\* اگر خاک دندان باشد کبیری یا رفته و اگر خاک صیغه باشد یا رفته کبر کبیری داریم.

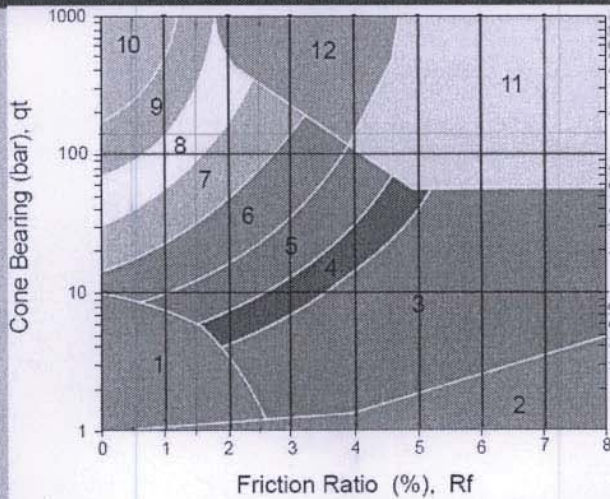
حمید کاظمی



## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

### (۱) تفسیر نتایج آزمایش - تعیین نوع خاک



برای تعیین نوع خاک معمولاً از نمودار زیر استفاده میشود

Zone	qt / N	Soil Behavior Type
1	2	sensitive fine grained
2	1	organic material
3	1	clay
4	1.5	silty clay to clay
5	2	clayey silt to silty clay
6	2.5	sandy silt to clayey silt
7	3	silty sand to sandy silt
8	4	sand to silty sand
9	5	sand
10	6	gravelly sand to sand
11	1	very stiff fine grained *
12	2	sand to clayey sand *

\* overconsolidated or cemented

معمولاً:

- در رسها  $q_t$  کم و  $R_f$  زیاد است
- در رسها  $q_t$  کم و  $R_f$  زیاد است

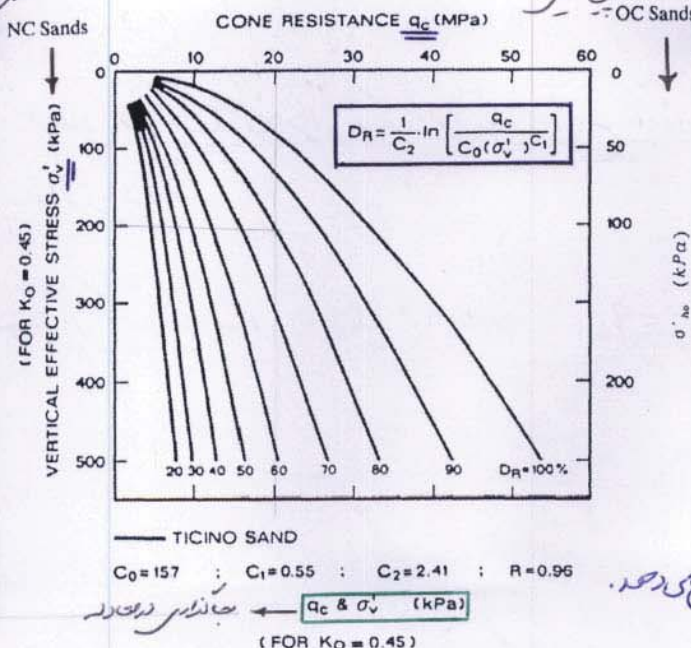
Figure 1 Non-Normalized Behavior Type Classification Chart

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100$$

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

### تفسیر نتایج آزمایش



### (۲) خاک های درشت دانه

- دانسیته نسبی ( $D_r$ )

با استفاده از رابطه روبرو پیشنهادی Baldi (1986) میتوان  $D_r$  را برای ماسه با تراکم پذیری متوسط، با تحکیم عادی، غیر سیمانته و عمدتاً گوارتری برآورد کرد

500 kPa در 25 م (محدوداً بزرگ) ضعیف رند

$q_c = 20 \times 10^3 \text{ kPa}$

$C_0 = 157$



$R_f = 2$  ,  $q_e = 100$   $\rightarrow$  <sup>نصه 7</sup>  
 نصه 10 دلار  $q_e$  بالا و  $R_f$  کم است  $\rightarrow$  مربوط به بیش می باشد.

\* در خاک های درخت دانه دانسیته و زاویه اصطکاک داخلی  
 \* در خاک های ریز دانه  $C_u$  و  $OCR$  رفتار پس تنگ می است.  
 \* دانسیته نسبی را از نمودار رابطه می توان استفاده نمود.

<sup>157</sup>  
 $C_0 = 15$       $C_1 = 0.55$       $C_2 = 2.41$

$\sigma'_v \rightarrow$  تنش عمود محوری

\*  $q_e$  و  $q_c$  به حجم ضعیف تر دکلند مگر برای خاک های رسی اینج با مقادیر کم. چون نسبت فشار آب بر مقاومت بسیار زیاد است.

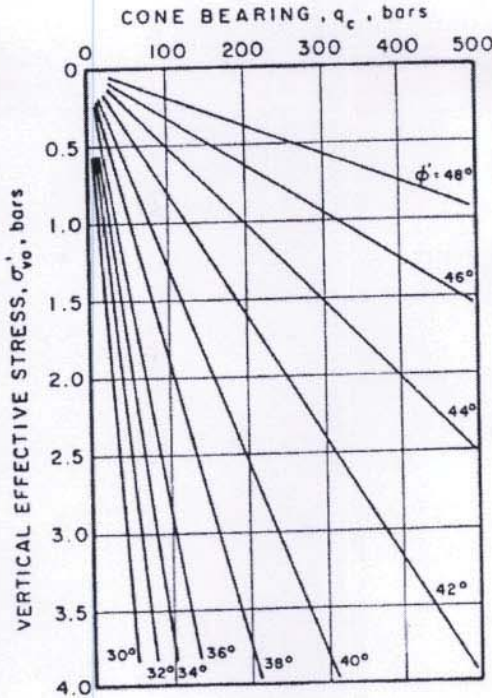
\* اگر خاک دانه ریز باشد  $u = 0$  می شود  $q_c = q_e$  می رود.

حمید کاظمی

1 bar = 1 atm = 100 kpa.

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش



### ۳) خاک های درشت دانه

• زاویه اصطکاک ( $\phi$ )

با استفاده از رابطه زیر پیشنهادی  
Robertson and Campanella (1983)

میتوان  $\phi$  را برای ماسه با تراکم پذیر متوسط، با تحکیم عادی، غیر سیمانته و عمدتاً کوارتزی برآورد کرد:

$$\tan \phi = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0.29 \right]$$

$\sigma'_{v0}$ : تنش موثر قائم

$\sigma_{v0}$ : تنش کل قائم  
← خاک در ریزانه اشباع می شود

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
تفسیر نتایج آزمایش

### خاک های ریز دانه

۴) مقاومت برشی زهکشی نشده ( $c_u$ )  
 $c_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$   $N_{kt=15}$

که در آن  $N_{kt}$  بین 10 و 20 است (متوسط 15) و با افزایش پلاستیسیته خاک کم می شود (مخصوصاً P.I. بالا باشد  $N_{kt}$  کم می شود)

۵) نسبت پیش تحکیمی (OCR)  
 $OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$   $K=0.3$

که در آن  $k$  بین 0.2 و 0.5 است (متوسط 0.3) و با افزایش پیش تحکیمی خاک زیاد می شود

۶) ضریب فشار جانبی خاک ( $K_0$ )  
 $K_0 = 0.1 \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$

نتایج حاصل از این رابطه پراکندگی زیادی داشته و باید با احتیاط بکار روند

حمید کاظمی



## ical Parameters

### ive density ( $D_r$ )

ore recommended a formula to estimate relative  
 sity density from  $q_c$ . A modified version of this  
 soil formula, to obtain  $D_r$  from  $q_{c1}$  is as follows:

$$D_r = \left( \frac{1}{C_2} \right) \ln \left( \frac{q_{c1}}{C_0} \right)$$

where:

$C_0$  and  $C_2$  are soil constants

$\sigma'_{vo}$  = effective vertical stress in kPa

$q_{c1} = (q_c / p_a) / (\sigma'_{vo} / p_a)^{0.5}$   
 = normalized CPT resistance, corrected  
 for overburden pressure

$p_a$  = reference pressure of 100 kPa, in the  
 same units as  $q_c$  and  $\sigma'_{vo}$

$q_c$  = cone penetration resistance, in kPa

For moderately compressible, normally  
 consolidated, unaged and uncemented,  
 predominantly quartz sands the constants  
 are:  $C_0 = 15.7$  and  $C_2 = 2.41$ .

Kulhawy and Mayne (1990) suggested a  
 simpler formula for estimating relative  
 density:

$$D_r^2 = \frac{q_{c1}}{305 Q_C Q_{OCR} Q_A}$$

where:

$q_{c1}$  and  $p_a$  are as defined above

$Q_C$  = Compressibility factor; ranges from  
 0.91 (low compress.) to 1.09 (high compress.)

$Q_{OCR}$  = Overconsolidation factor =  $OCR^{0.18}$

$Q_A$  = Aging factor =  $1.2 + 0.05 \log(t/100)$

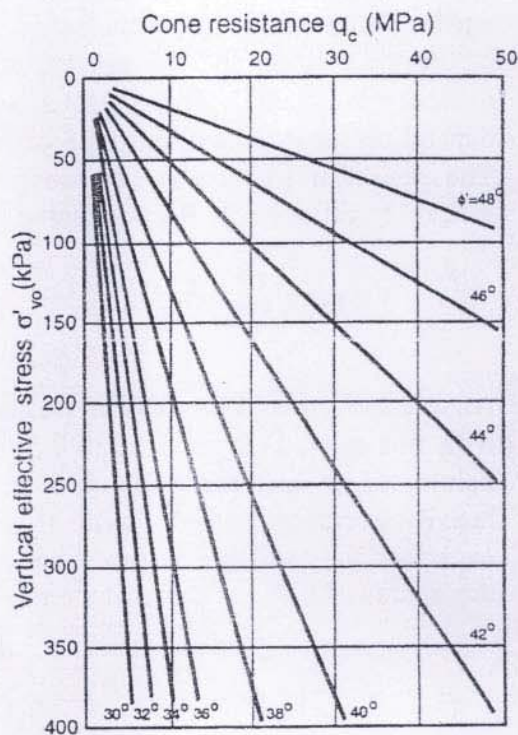
Note that the correction factors,  $Q_C$ ,  $Q_{OCR}$   
 and  $Q_A$  are approximate.

### References

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and  
 Pasqualini, E. 1986. Interpretation of CPTs and CPTUs; 2<sup>nd</sup>  
 part: drained penetration of sands, Proceedings of the 4<sup>th</sup>  
 International Geotechnical Seminar, Singapore, 143-156.  
 Kulhawy, F.H. and Mayne, P.H. 1990. Manual on estimating soil  
 properties for foundation design, Electric Power Research  
 Institute, EPRI, August 1990.

proposed by Robertson and Campanella  
 (1983) is shown in Figure 6.

For sands of high compressibility, the chart  
 will tend to predict low friction angles.



Note: 0.1MPa = 100 kPa = 1 bar  $\approx$  1 tsf  $\approx$  1 kg/cm<sup>2</sup>

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Figure 6. Friction angle,  $\phi'$ , from CPT in  
 uncemented silica sand (after Robertson and  
 Campanella, 1983).

### References

Lunne, T. and Christophersen, H.P. 1983. Interpretation of cone  
 penetrometer data for offshore sands, Proceedings of the  
 Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper No.  
 4464  
 Robertson, P.K. and Campanella, R.G. 1983. Interpretation of  
 cone penetrometer test: Part I: sand, Canadian Geotechnical  
 Journal, 20(4): 718-33.  
 Yu, H.S. and Mitchell, J.K. 1988. Analysis of cone resistance:  
 review of methods, J. of Geotechnical and Geoenvironmental  
 Engineering, ASCE, 124(2): 140-149.



## Geotechnical Parameters

### Estimation of OCR and $K_0$ - cohesive soils

Overconsolidation ratio (OCR) is defined as the ratio of the maximum past effective consolidation stress and the present effective overburden stress:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

For mechanically overconsolidated soils where the only change has been the removal of overburden stress, this definition is appropriate. However, for cemented and/or aged soils the OCR may represent the ratio of the yield stress and the present effective overburden stress. The yield stress will depend on the direction and type of loading. The easiest and generally the most reliable method to estimate OCR in cohesive soils is:

$$OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

An average value of  $k = 0.3$  can be assumed, with an expected range of 0.2 to 0.5. Higher values of  $k$  are recommended in aged, heavily overconsolidated clays. If previous experience is available in the same deposit, the values of  $k$  should be adjusted to reflect

this experience and to provide a more reliable profile of OCR.

For larger, moderate to high-risk projects, where additional high quality field and laboratory data may be available, site-specific correlations should be developed based on consistent and relevant values of OCR. The estimated OCR is influenced by soil sensitivity, preconsolidation mechanism, soil type and local heterogeneity.

There is no reliable method to determine  $K_0$  from CPT. However, an estimate can be made based on an estimate of OCR, as shown in Figure 5 (Lunne et al., 1997; Andersen et al., 1979). Kulhawy and Mayne (1990) suggested a similar approach, using:

$$K_0 = 0.1 \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

These approaches are generally limited to mechanically overconsolidated soils. Considerable scatter exists in the database used for these correlations and therefore they must be considered only as a guide.

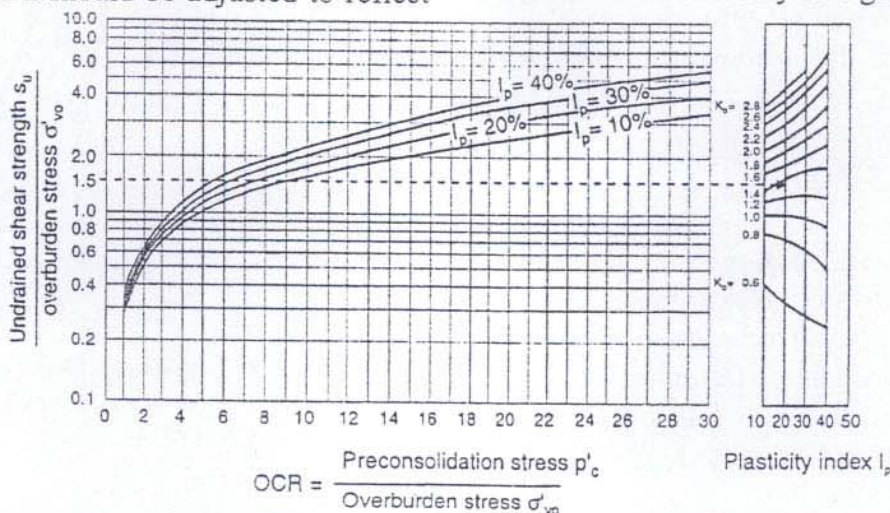
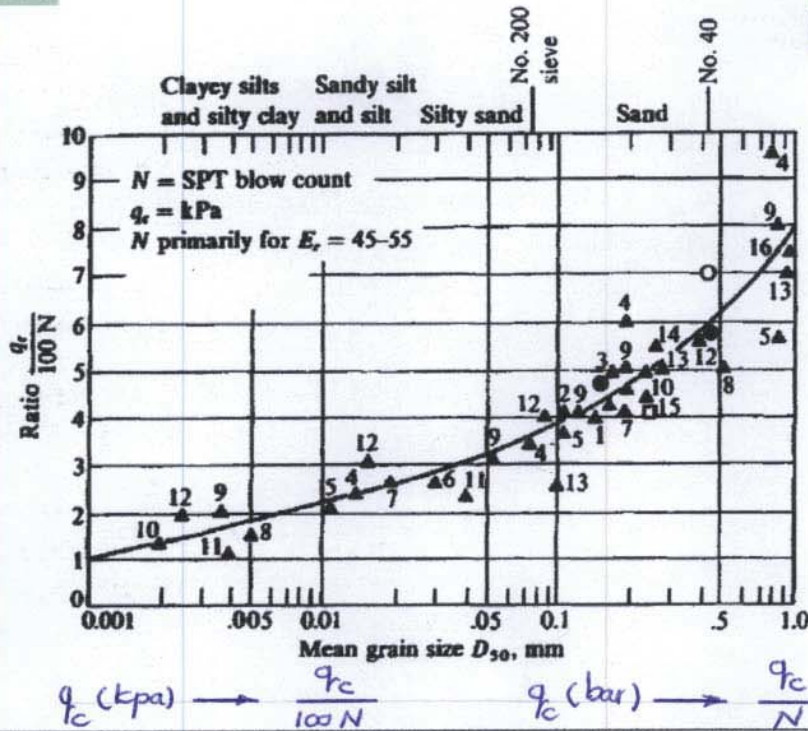


Figure 5. OCR and  $K_0$  from  $s_u/\sigma'_{vo}$  and  $I_p$  (after Andersen et al., 1979 and Booker and Ireland, 1965)



## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test) تفسیر نتایج آزمایش



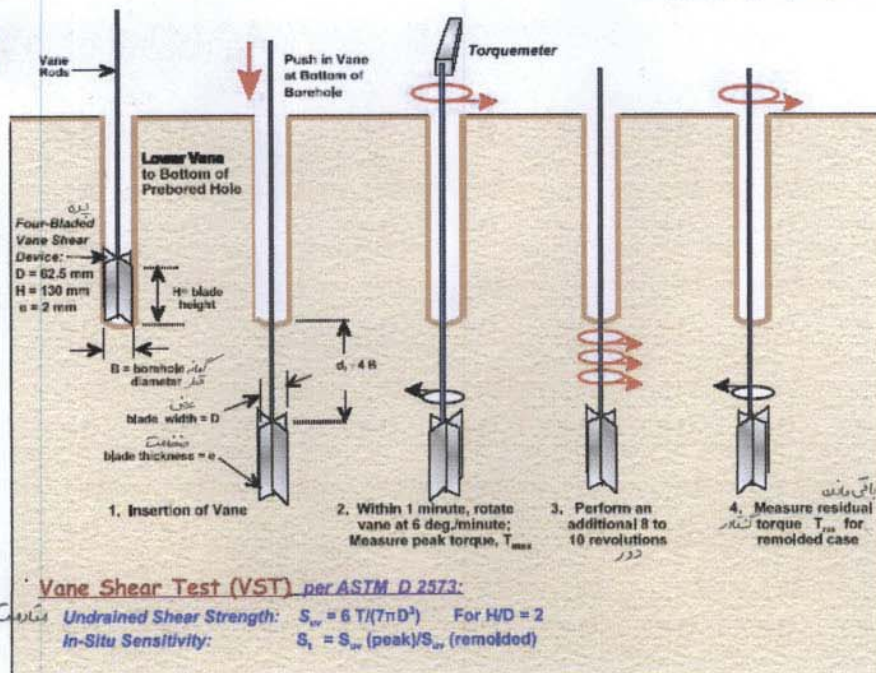
### عدد N معادل $q_c$

در مواردی لازم است نتایج آزمایش نفوذ مخروط را برای بدست آوردن عدد N معادل استفاده کرد. نمودار روبرو که این رابطه را برای اندازه های مختلف دانه خاک میدهد کاربرد زیادی پیدا کرد

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### ۳ - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

### نحوه انجام آزمایش



حمید کاظمی

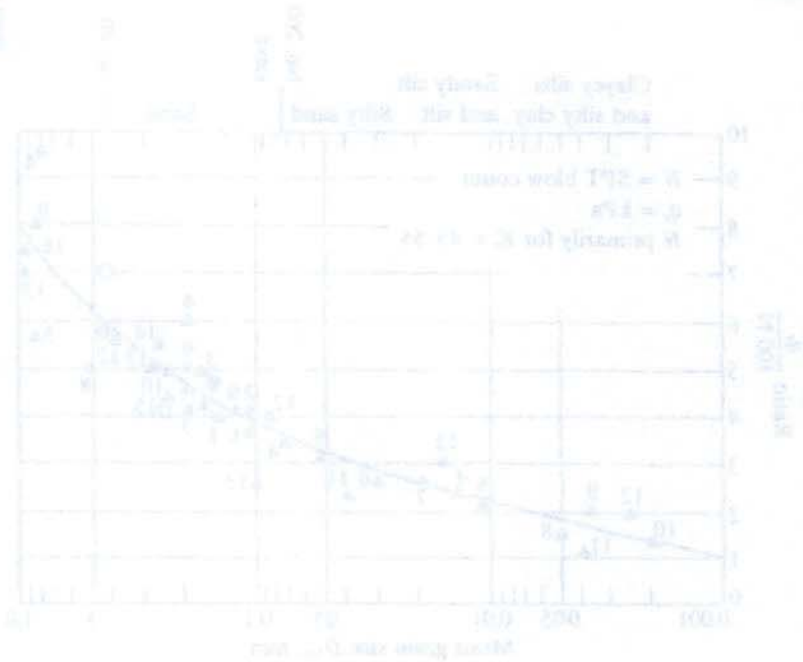


(In-Situ tests) نحوه تشریح آ

(Cone Penetration Test) مخروطی ششولم آ -  
تشریح آ و نتایج آن

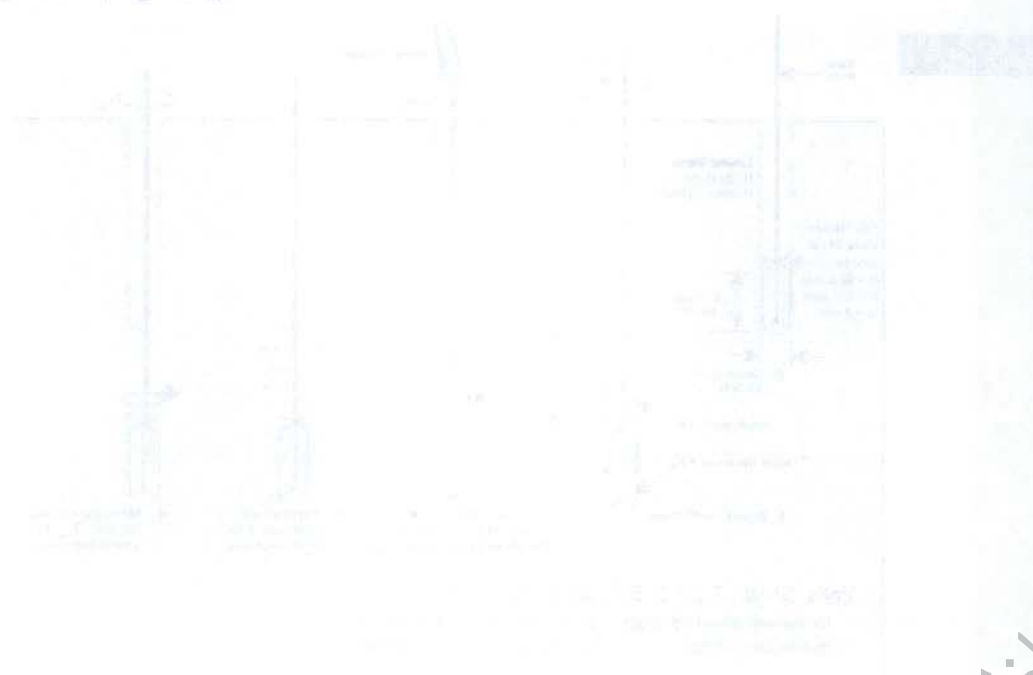
در رابطه با

چگونگی تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن  
در رابطه با نحوه تشریح آ و نحوه تشریح آن



(In-Situ tests) نحوه تشریح آ

(Vane Shear Test) ششولم آ -  
نحوه تشریح آ و نتایج آن



حمید کاظمی

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) نحوه انجام آزمایش

مراحل انجام آزمایش:

- ۱● حفر گمانه تا عمق مورد نظر
- ۲● پایین بردن پره به زیر کف گمانه و تا عمق حداقل چهار برابر قطر گمانه
- ۳● پیش از گذشت یک دقیقه از پایان مرحله قبل، پره را با سرعت شش درجه در دقیقه چرخانده و لنگر پیچشی حداکثر ( $T_{max}$ ) را اندازه گیری می کنند
- ۴● پره را هشت تا ده بار دیگر چرخانده و لنگر پیچشی باقیمانده ( $T_{res}$ ) را برای خاک دست خورده (remolded) اندازه گیری می کنند

مراحل آزمایش VST

(برای پره های معمول با ارتفاع دو برابر قطر، مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ( $S_{uv}$ ) و حساسیت آن ( $S_t$ ) از روابط نشان داده شده در شکل بدست می آیند)

$$H = 2D$$

$T$  ایجاد شده در برابر آزمایش Max است.

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) نحوه انجام آزمایش



وسایل انجام آزمایش





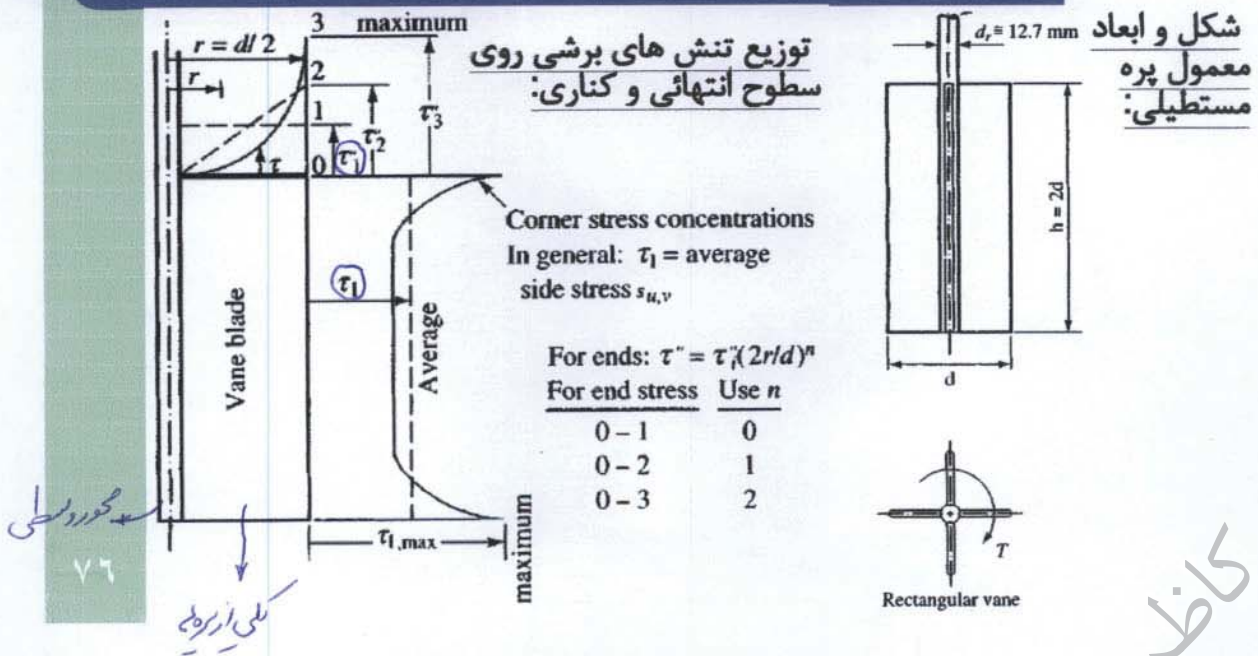
## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) مزایا و معایب آزمایش

- مزایا:**
- ۱ مقاومت برشی زهکشی نشده را مستقیماً اندازه گیری می کند
  - ۲ وسایل و استفاده از آنها ساده است
  - ۳ میتوان حساسیت خاک را نیز مستقیماً اندازه گیری کرد
  - ۴ داده های زیادی از آن در طول زمان زیاد استفاده بدست آمده است

- معایب:**
- ۱ در رس های با مقاومت بالا کاربرد آن محدود است
  - ۲ استفاده از آن زمان بر و کند است
  - ۳ مقاومت برشی بدست آمده تقریبی است و نیاز به تصحیح دارد (اثر پلاستیسیته خاک، زمان، غیر ایزوتروپیک بودن خاک، غیر یکنواخت بودن توزیع تنش روی پره ها و تفاوت در نحوه برش خاک بالا و پایین پره ها و محیط استوانه)
  - ۴ عواملی مانند وجود ماسه، لای، درز و ترک در رس و امثال آن بر نتایج تاثیر می گذارند

۷۵

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده



محمد کاظمی



در این آزمایش در اثر اعمال گندیشی برهه‌های راسی جریانیم و مقاومت خاک را بدست می‌آوریم.

گندیش برش در اطراف و محیط برهه‌های داریم و برش‌های در بالا و پایین استوانه داریم که این دو با هم تفاوت دارند.

\* علت‌های تقریبی بودن مقاومت برش بدست آمده از VST :

- (۱) اثر پلاستیسیته خاک
- (۲) زمان
- (۳) غیر انزو و ترکیب بودن خاک
- (۴) غیر یکپارچه بودن تنش‌های عمودی برهه‌ها
- (۵) تفاوت در نحوه برش خاک در بالا و پایین برهه‌ها و محیط استوانه.

با توجه به توزیع تنش‌های برشی می‌خواهیم به رابطه‌ای با گندیشی برسیم. (T و  $S_u$ )  
توزیع تنش‌های برشی را صورت متوسط در طول استوانه در نظر می‌گیریم.

اگر برش انزو و ترکیب نباشد برش افقی و عمودی در این تفاوت دارد. در اینجاست که محدودیتی  
متوسطی است از تمام این تغییرات است.

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده

- مقاومت پره درون خاک در برابر چرخش ناشی از دو مولفه است:
- مقاومت برشی خاک بریده شده در امتداد محیط جانبی پره ها  $(s_{u,vv})$  قائم
- مقاومت برشی خاک بریده شده در سطوح بالا و پایین پره ها  $(s_{u,vh})$  افقی

در صورتیکه لنگرهای مقاوم ناشی از تنش های برشی فوق را بترتیب با  $T_v$  و  $T_h$  نشان دهیم، این لنگرها را می توانیم از روابط زیر بدست آوریم:

$$T_v = s_{u,vv} \times \pi D \times \frac{D}{2} \times H = \frac{\pi}{2} s_{u,vv} D^2 H$$

$$T_h = 2s_{u,vh} \int_0^{D/2} 2\pi r^2 dr$$

۷۷

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده

با انتگرال گیری از رابطه اخیر خواهیم داشت:

$$T_h = 4\pi s_{u,vh} \times \frac{r^3}{3} \Big|_0^{D/2}$$

$$= 4\pi s_{u,vh} \times \frac{D^3}{3 \times 8} = \frac{\pi}{6} s_{u,vh} D^3$$

در صورتیکه  $D = \frac{H}{2}$  و  $s_{u,vh} = s_{u,vv}$  باشد خواهیم داشت:

$$T = T_h + T_v = \frac{\pi}{6} s_{u,vh} D^3 + \frac{\pi}{2} s_{u,vv} D^2 H = \frac{7\pi}{6} s_{u,v} D^3$$

و بنابراین با داشتن لنگر اندازه گیری شده  $T$  و قطر پره  $D$  مقاومت برشی را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$s_{u,v} = \frac{6T}{7\pi D^3} = 0.2728 \frac{T}{D^3}$$

مقاومت برش چتر شده  $s_{u,v} = 0.2728 \frac{T}{D^3}$

در این رابطه  $T$  می توانست  $s$  را بدست آورد.

حمید



$(S_u, v_v)$  : Vain Vertical

$(S_u, v_h)$  : Vain Horizontal

(Van Shear Test) VST  
روش تجربی از استقامت خاک در شرایط تنش عمود بر سطح شکست

تعداد مختلف می باشد که در هر مقاومتی را در یک سطح شکست نشان داده است. برای هر سطح شکست  $S.F. = 1$  می باشد. با اینجه نسبت لغزیدن مقاومت بر اثر بدست آمده دسته بالا است و باید تصحیح گردد.

$$I = \frac{S_u}{P} \times \frac{1}{2} = 11 \times \frac{1}{2} = 5.5$$

$$I = 5.5 \times 2 = 11$$

Back calculate

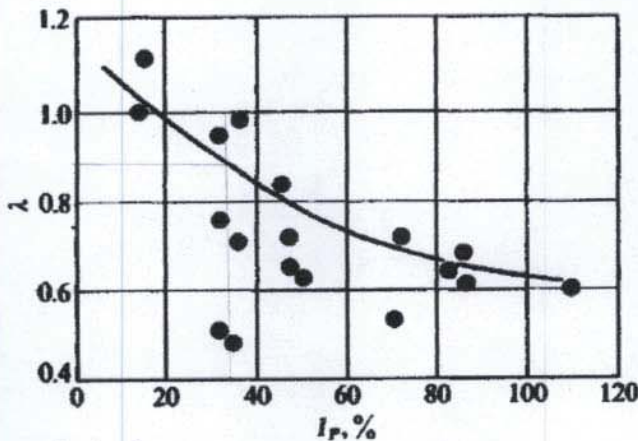
تعداد مختلف می باشد که در هر مقاومتی را در یک سطح شکست نشان داده است. برای هر سطح شکست  $S.F. = 1$  می باشد. با اینجه نسبت لغزیدن مقاومت بر اثر بدست آمده دسته بالا است و باید تصحیح گردد.

I.P. را داریم  $\frac{S_u}{P}$  را هم بدست می آوریم. از این دو نقطه ای در نمودار بالا بدست می آید. در اینجا OC یا NC بودن خاک معلوم می گردد. حال در نمودار پایین بوی منحنی مورد نظر (OC یا NC) با داشتن  $\frac{S_u}{P}$  ،  $\lambda$  را بدست می آوریم.

حمید کاظمی

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برشی

● تجربه نشان داده است که نتایج بدست آمده از آزمایش برای طراحی بزرگ بوده و باید حتما پیش از استفاده برای تحلیل های پایداری تصحیح شوند.



● تصحیح زیر که بوسیله Bjerrum, 1972 برحسب نشانه خمیری خاک پیشنهاد شد در عمل کاربرد زیاد پیدا کرد. ضریب  $\lambda$  با استفاده از شکل روبرو تعیین میشود.

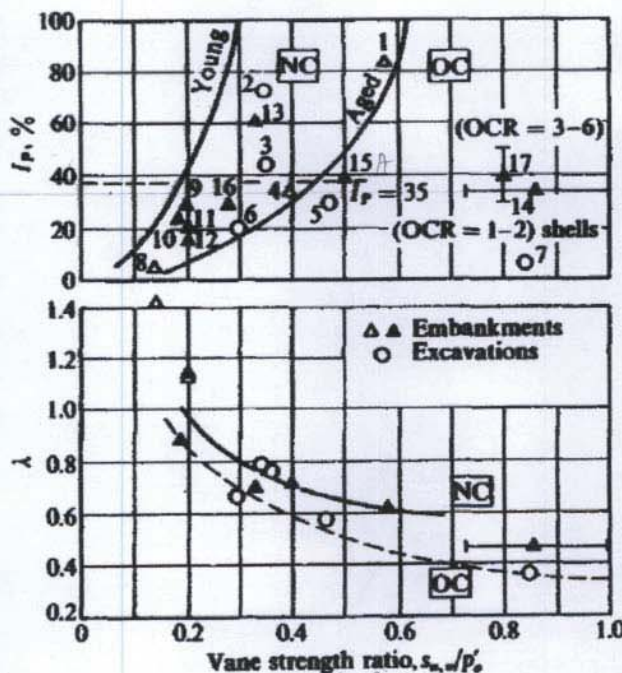
$$s_{u,design} = \lambda s_{u,v}$$

Index of plasticity (I.P.)

$$I.P. = L.L. - P.L.$$

بکیشال در Bowels حل شده.

## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برش



● نتایج تصحیح شده با توجه به اندکس خمیری پراکندگی زیادی نشان میدهد و بنابراین (Aas, 1986) ضریب تصحیح  $\lambda$  را به نسبت پیش تحکیمی و سن خاک بشکل روبرو مرتبط نمود.

در کنار محل پس Young است.

پس برای قدیمی تر نسبت به جوانان نسبت هم می شوند.

NC →

پس با تحکیم عادی

OC →

پس با تحکیم با فشار

در کنار Bowels شکل است



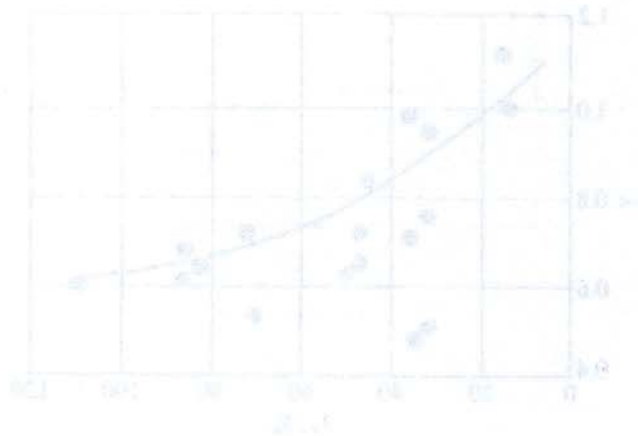
(In-Situ tests) روش‌ها در تالش‌ها

(Vane Shear Test) روش‌ها در تالش‌ها -  
روش‌ها در تالش‌ها

روش‌ها در تالش‌ها

روش‌ها در تالش‌ها

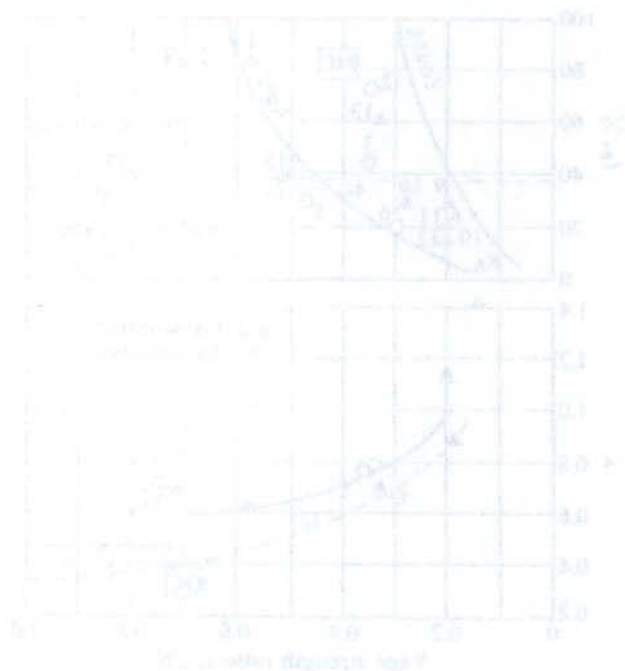
$$s_u = \frac{1}{2} \tau_v$$



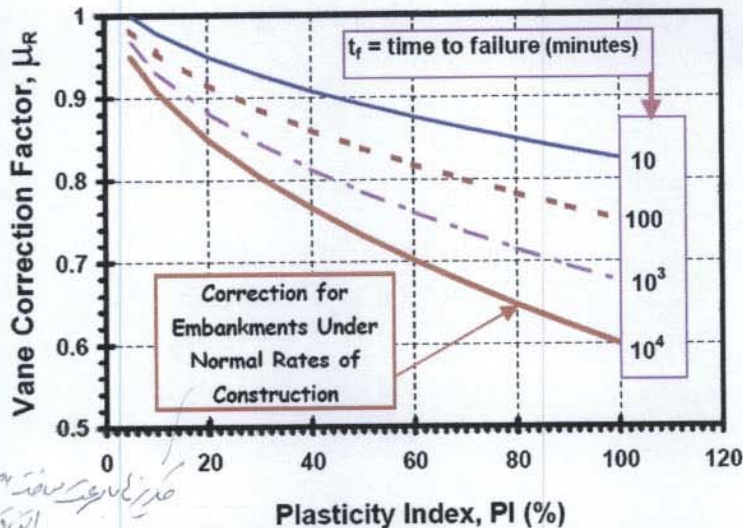
(In-Situ tests) روش‌ها در تالش‌ها

(Vane Shear Test) روش‌ها در تالش‌ها -  
روش‌ها در تالش‌ها

روش‌ها در تالش‌ها



## آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برشی



● پس از بررسی جامعی از گسیختگی شیب های واقعی (Chandler, 1988) تصحیحاتی بشکل زیر برحسب پلاستیسیته خاک و زمان تا گسیختگی پیشنهاد کرد:

$$\tau_{mobilized} = \mu_R s_{uv}$$

که در آن:

$$\mu_R = 1.05 - b (PI)^{0.5}$$

$$b = 0.015 + 0.0075 \log t_f$$

صورتی که در آن صورتی که در آن

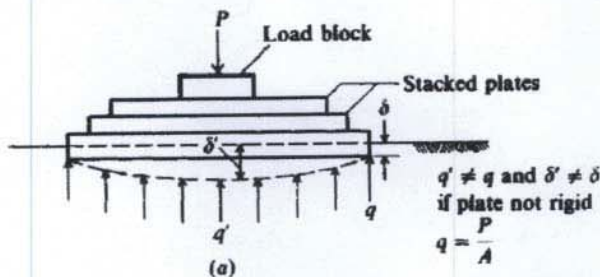
مثلا برای بررسی پایداری ساخت خاکریز بر روی رس نرم، بدلیل زمان ساخت خاکریز، باید از منحنی مربوط به زمان  $10^4$  دقیقه استفاده کرد.

۱۰۱  
۱۰۲

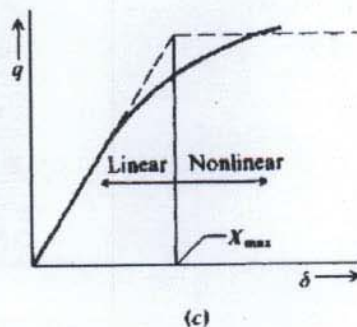
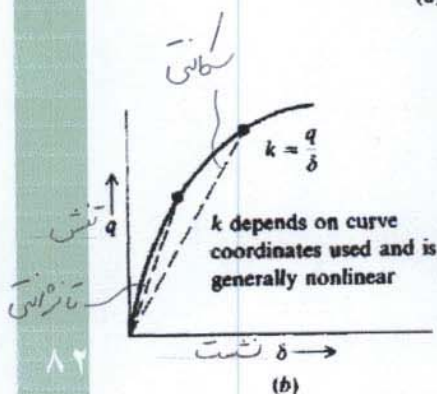
## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### ۴- آزمایش بارگذاری صفحه ای: PLT (Plate Load Test)

#### نحوه انجام آزمایش



$q' \neq q$  and  $\delta' \neq \delta$   
if plate not rigid  
 $q = \frac{P}{A}$



● در این آزمایش، صفحه ای معمولا بقطر یک فوت (30 cm) را بارگذاری کرده و تغییرات تنش را برحسب نشست صفحه اندازه گیری و رسم می کنند.

● یکی از نتایج مهم این آزمایش تعیین مدول عکس العمل خاک (Modulus of subgrade reaction,  $k$ ) می باشد.

۸۱

حمید ناظم



مدک یعنی مقاومت برشی زحلتر شده  
 از حرارت گنجلی بعد از 100 دقیقه اتفاق بیفتد باید از همز مربوطه این استفاده کند

(Vane Shear Test) (برای برش در رسوبات)

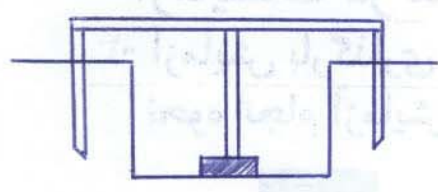
این تست برای سنجش مقاومت برشی در رسوبات نرم و نیمه جامد استفاده می شود. در این تست یک تیغه (vane) در رسوب فروخته می شود و با چرخش آن، تنش برشی اعمال می شود تا رسوب تسلیم شود.



Figure 10.10 (a) Applied Torque (Nm)

در این تست، یک تیغه در رسوب فروخته می شود و با چرخش آن، تنش برشی اعمال می شود تا رسوب تسلیم شود. این تست برای سنجش مقاومت برشی در رسوبات نرم و نیمه جامد استفاده می شود.

\* در این افزایش مدول سکانتی و ماژرنانی در روش برابر تعیین مدول لمی باشند. البته مدول سکانتی کاربرد بیشتری دارد.



\* از هیدرولیک افزایش انبساط که نیاز به جکس التحمل نموده داریم. بار کاهنده زیاد می شود که از شمع کوبی استفاده می گردد.

این تست برای سنجش مقاومت برشی در رسوبات نرم و نیمه جامد استفاده می شود. در این تست یک تیغه (vane) در رسوب فروخته می شود و با چرخش آن، تنش برشی اعمال می شود تا رسوب تسلیم شود.



حمید کاظمی

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش بارگذاری صفحه ای: PLT (Plate Load Test)

#### نحوه انجام آزمایش

- مدول عکس العمل خاک عبارتست از شیب خط تنش-نشست، که بشکل زیر تعیین میشود:

$$k = \frac{q}{\delta} \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right)$$

مدول عکس العمل خاک

واحد آن نیرو بر مکعب طول است (مثلا کیلو نیوتن بر متر مکعب).

- این مدول میتواند بصورت سکانتی یا تانژانتی تعیین شود. در عمل معمولاً مدول سکانتی بیشتر استفاده می شود.
- در صورتیکه قطر صفحه بارگذاری یک فوت باشد، مدول بدست آمده را با  $K_1$  نشان میدهند (گاهی ممکن است از صفحه دو فوتی نیز استفاده شود).

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

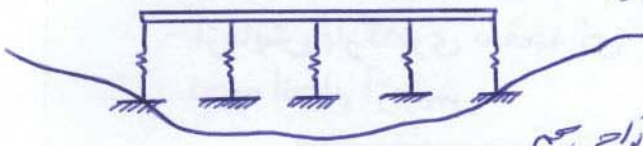
#### مزایا و معایب آزمایش PLT

- مزایا:**
- ۱) نشست و تغییر شکل پذیری را مستقیماً روی خاک دست نخورده تعیین میکند
  - ۲) نتایج آن در تحلیلهای زیادی بکار میرود
  - ۳) بویژه برای خاکهای دانه ای که نمونه گیری و آزمایش دست نخورده آنها مشکل است مناسب است

- معایب:**
- ۱) انجام آزمایش وقت گیر و پرهزینه است
  - ۲) نیاز به نیروی عکس العمل زیادی دارد و گاهی نیاز به شمع کوبی نیز پیدا میشود
  - ۳) خصوصیات خاک در عمق زیاد را نشان نمیدهد و گاهی لازم است آنرا در عمق انجام داد که در آنصورت هزینه زیاد میشود
  - ۴) آنالیز با استفاده از  $K_s$  اثر خاک مجاور را در نظر نگرفته و ممکن است نیروهای کششی نیز برای فنرهای معادل خاک در نظر بگیرد



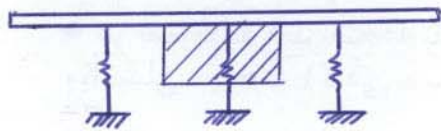
عیب ۵ از جانب آزمایش نشست در تأثیر ضربه مجاور نشان نمی دهد. در این آزمایش ضربه فاصله تیر با تکیه گاه از یکجای تحلیل می شود.



\* فاصله تیر نشست را در محدوده آن در خارج از تیر است برداشته آوریم، درصورتی که در واقعیت در این ناحیه هم نشست داریم.

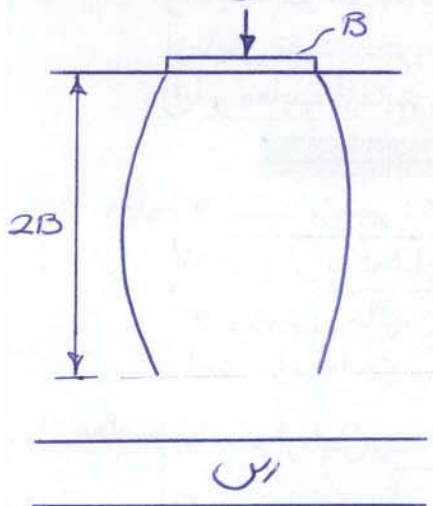
\* از طرفی این تیر که از یکدیگر تأثیر می نبرند. در صورتی که در واقعیت در این تیر در برخی ضربه مجاور از هم تأثیر می نبرند.

\* در روش تحلیل در صورت تیر دلیله به از یکجای نشست در زیر تکیه گاه بیشتر است در صحنه با واقعیت تطابق ندارد.



\* صرف فرغ ضربه ضربه خود است، این ضربه فاصله تیر را بیشتر در نظر بگیریم، به تناسب کمتر از هم اثرات می یابند.

دوین ۵ در ضربه دست نخورده دیگر نیاز به نمونه تیر در دست این به از یکجای نشست. عیب ۵ از جمله معایب نزدیک این آزمایش این است که مشخصات در عین زیاد نشان نمی دهد.



از طرفی  $B$  باشد عمق تأثیر ندارد  $2B$  است که در مشخصات  $q-s$  تأثیر می ندارد. همچنین بیشتر از این عمق ضربه داشته باشیم، حتی توی آن صورت نمی نبرد. برای آنکه از جانب را برای عمق کم بیشتر صورت دهیم دو روش داریم.

(۱)  $B$  را آخر این دهیم. بنابراین نیاز به بارگذاری نزدیک داریم. البته امکان این هست که صفحه خمیده شود.

(۲) انجام تیر بود در این انجام آزمایش در لف گود بردار. این کار هزینه را آخر این می دهد.

\*

حمید

ملاحظه

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
 تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

(مدول عکس العمل تابع ابعاد سطح بارگذاری شده است. روشهای زیر برای تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها پیشنهاد شده است:

۱ • ترزاقی (1955) روابط زیر را برای تصحیح  $k_1$  بدست آمده از آزمایش جهت کاربرد در طراحی پی ها پیشنهاد کرد:

مدول بدست آمده از آزمایش

$$\left. \begin{array}{l} \frac{B}{B_1} < 3 \Rightarrow \\ \text{مدول مورد استفاده} \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_s = k_1 \frac{B_1}{B} \rightarrow \\ k_s = k_1 \left( \frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \rightarrow \end{array}$$

$B_1$ : عرض صفحه در آزمایش بارگذاری صفحه ای  
 $B$ : عرض پی واقعی

برای رس ها:

برای ماسه ها:

در روابط فوق  $k_s$  و  $k_1$  بترتیب مدول عکس العمل بدست آمده از آزمایش، و مورد استفاده برای طراحی پی است.  $B$  و  $B_1$  نیز بترتیب عرض صفحه در آزمایش بارگذاری صفحه ای و عرض پی واقعی است که باید بر حسب واحد یکسانی در روابط فوق بکار روند. البته در واقع روابط فوق برای زمانی که  $B/B_1 > 3$  است چندان دقیق نیستند

۸۵

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)  
 تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

۲ • وسیک (1961) رابطه زیر را برای مدول عکس العمل خاک با استفاده از مدول الاستیسیته خاک و پی پیشنهاد کرد:

$$k'_s = k_s B = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

که در آن:

$E_f$  و  $E_s$  بترتیب مدولهای الاستیسیته خاک و پی

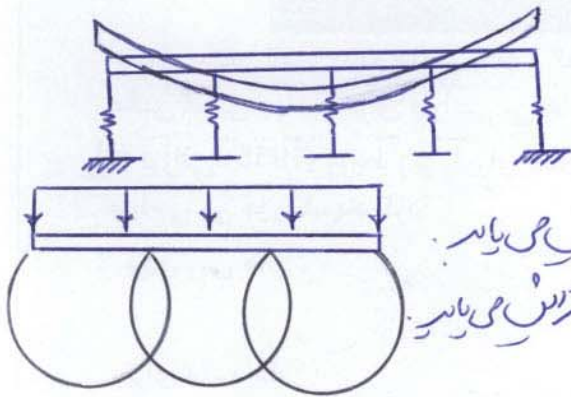
$I_f$  و  $B$  بترتیب ممان اینرسی و عرض پی

$\mu$  نسبت پواسون خاک

۸۶



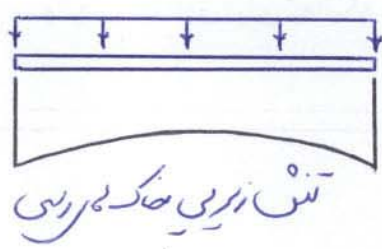
صاف شکل زیر، فنر که در کنار به کشش می افتند، در صورتی که رفتار خاک در کشش به نوزاد است که مقاومت کشش صفر (دانه های) و با سارکم (برابر خاک لیمو چینه) می باشد. اگر فنر که خواصند رفتار واقعی را نشان بدهند در هنگام کشش باید باره شوند و لذا از حذف استخراجه فنر که با برکتگی مجدد صورت دهم.



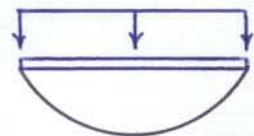
\* اگر بار وارده در یک صفحه ثابت باشد ولی عرض

را افزایش دهم، با افزایش عرض من آن نسبت افزایش می یابد.  
\* تنش که در قسمت میانی شدید شده و نیز آن نسبت افزایش می یابد.

صاف تنش در خاک (مانند در بتن با سازه دهم)

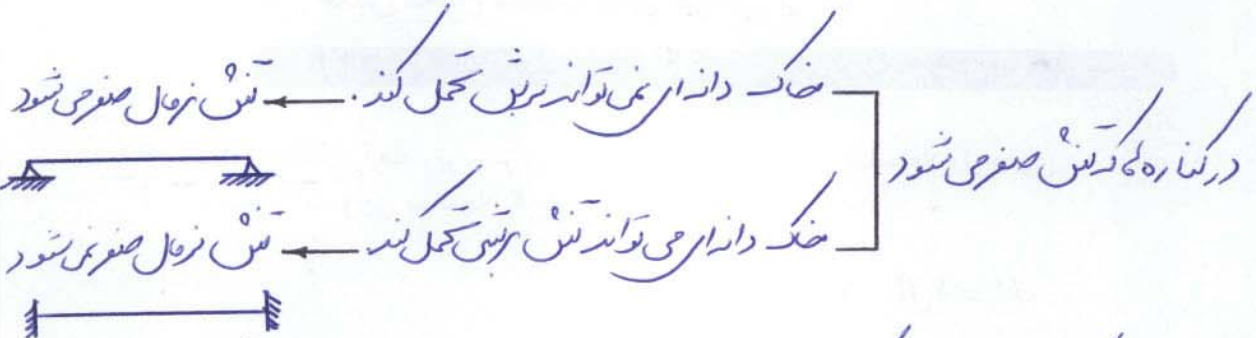


تنش در برشی خاک در برشی



تنش در برشی خاک در دانه ای

\* تنش در برشی و زخم در ارتباط با یکدیگر هستند.



\* از آن جایی که فنر آن تنش در دانه های خاک برسی زیادتر است، تنش میانی استخراجه خواصد بود.

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### آزمایش نفوذ مخروط: مخروطی (Cone Penetration Test) CPT

#### تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

چون حاصلضرب دو عبارت اول حدوداً برابر یک است، برای موارد عملی می توان از رابطه زیر برای تخمین مدول عکس العمل استفاده کرد:

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

در صورتی که نسبت برابری مدول الاستیک خاک  $E_s$  مدول الاستیک پی  $E_p$  باشد

همچنین می توان از نتایج آزمایش SPT برای تخمین  $k_1$  بصورت زیر استفاده کرد (N عدد اصلاح شده است):

$$k_1 = 1.8N \quad (MN/m^3)$$

در صورتیکه ظرفیت باربری خاک برای نشست حداکثر مشخص معلوم باشد، می توان از آن نیز برای برآورد  $k_s$  استفاده کرد:

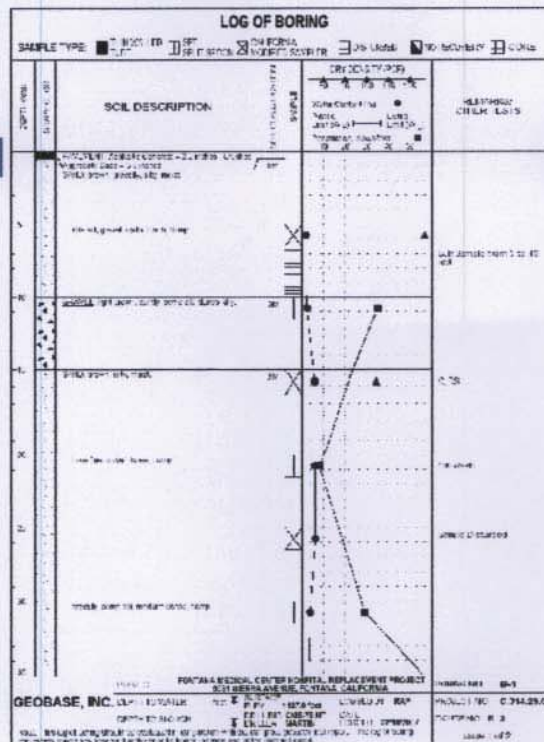
$$k_s = \frac{q_a}{\delta_a}$$

ظرفیت باربر خاک  $q_a$   
نشست حداکثر  $\delta_a$

مقادیر معمول برای مدول عکس العمل خاک های مختلف در صفحه 505 کتاب آمده است

## آزمایشات در محل (In-Situ tests)

### ارائه نتایج



نتایج مطالعات صحرایی و بعضی آزمایشهای آزمایشگاهی معمولاً بر روی نموداری که میتواند بشکل روبرو باشد ارائه شود. این نحوه ارائه میتواند اطلاعات نسبتاً زیادی را براحتی و بشکل قابل استفاده تری در دسترس قرار دهد



تجزیه و تحلیل آماری (Statistical Analysis)

این بخش شامل روش‌های آماری برای تحلیل داده‌ها است.

در اینجا به روش‌های مختلف برای تحلیل داده‌ها اشاره می‌شود.

این روش‌ها شامل آزمون‌های پارامتریک و غیرپارامتریک است.

این بخش شامل روش‌های آماری برای تحلیل داده‌ها است.

$$F = \frac{S_B}{S_W}$$

این فرمول برای محاسبه ضریب همبستگی استفاده می‌شود.

این روش‌ها شامل آزمون‌های پارامتریک و غیرپارامتریک است.

این بخش شامل روش‌های آماری برای تحلیل داده‌ها است.

تجزیه و تحلیل آماری (Statistical Analysis)

این بخش شامل روش‌های آماری برای تحلیل داده‌ها است.

در اینجا به روش‌های مختلف برای تحلیل داده‌ها اشاره می‌شود.

Source	SS	df	MS	F	p-value
Between	10.00	2	5.00	1.50	0.25
Within	12.00	10	1.20		
Total	22.00	12			

حمید کاظمی

بخش سوم

## پی های سطحی تکی (Single Footings)



Fig. 3.2. Preparation of soil for use in foundation work.

## سرفصل مطالب

- ۱-۳ مقدمه و تعاریف
- ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی
- ۳-۳ تعیین ظرفیت باربری پی ها با استفاده از آزمایشهای صحرائی
- ۴-۳ نشست و دوران پی ها
- ۵-۳ طراحی سازه ای پی های سطحی



ظرفیت باربری 8  
1) نسبت از حد مجاز بسم نشود

2) گنجی در خاک از حد مجاز احوال نیاید

\* سبوی و معمولاً اوی بی رمی را در سینه می شوند و بصورت بی رمی کنواصت به شکل مربع مستطیل

صند.

گرفتن صفحه ای از فانی القاص می افند که گزین در یک اعداد نسبت به دو اعداد در مقابل هر قطر کردن باشد. در بی رمی نواری که طول نسبت به عرض و ارتفاع (عمق) زیاد است می توانس زمین کرد در طول گزینی نداریم و گزین صفحه ای باشد.

حمید کاظمی

### ۳-۱ مقدمه و تعاریف

#### - تقسیم بندی پی ها از نظر عمق

تعریف: پی سطحی به پی گفته میشود که عمق آن کمتر یا مساوی عرض آن باشد. یعنی:

$$D_f \leq B$$

طبق یک تعریف دیگر پی ها را بر حسب عمق چنین تقسیم بندی کرده اند:

● پی سطحی که در آن:  $D_f / B \leq 4$

● پی نیمه عمیق (چاه) که در آن:  $4 < D_f / B \leq 10$

● پی عمیق (شمع) که در آن:  $D_f / B > 10$

روش طراحی دو نوع اول پی مشابه ولی نوع سوم متفاوت است.

(پی های نواری دارای طول حداقل ده برابر عرض می باشند (گاهی پی های با طول بیش از پنج برابر عرض نیز پی نواری گفته میشود))

### ۳-۱ مقدمه و تعاریف

#### - ملاحظات طراحی پی های سطحی

در طراحی پی های سطحی باید موارد زیر مد نظر باشد:

● ۱ عمق کافی باشد

● ۲ نشست پی قابل قبول باشد

● ۳ پی در برابر گسیختگی از ایمنی مناسبی برخوردار باشد

(تامین عمق کافی پی معمولا برای آنست که پی تحت تاثیر تغییرات حجمی

خاک و یخبندان قرار نگیرد) عمق یخبندان بستگی به هوای منطقه دارد و

میتواند به ۱/۵ متر برسد. حداقل عمق قرارگیری پی را می توان حدود ۰/۵

متر در نظر گرفت. در بعضی آئین نامه های ساختمانی مانند UBC عمق

حداقل یک فوت (۳۰ سانتیمتر) پیشنهاد شده است.



- \* اگر عمق بارندگی افراتش باید مکانیزم تقشیری کند. پس شمع و بی سطحی مکانیزم متفاوتی دارند.
- \* امینی مناسب بی در برابر سختی به ضربت احمیان بستگی دارد.
- \* برابر تأمین امینی باید فاجاز خاطر را احسانه کرد و در ضربت احمیان (معمولاً 3) لغتیم کرد و اجازه اعمال فزارین اندر اسخ را ندارد.

## ۱-۳ مقدمه و تعاریف

### - ملاحظات طراحی پی های سطحی

عمل محدود کردن نشست پی را نام برید؟

نشست پی ها اعم از نشست یکنواخت یا کل (Total settlement) و یا نشست نامتقارن (Differential settlement) باید محدود شود زیرا:

۱ • نشست یکنواخت زیاد میتواند مشکلاتی برای تاسیسات متصل به ساختمان ایجاد کند و بخشی از آن نیز بصورت نشست نامتقارن اتفاق بیفتد.

۲ • نشست نامتقارن باعث ایجاد نیروهای داخلی اضافی در اعضای ساختمان میشود.

نشست ممکن است آنی و یا زماندار باشد. نحوه محاسبه نشست و مقادیر مجاز نشست در ادامه این بخش مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

## ۱-۳ مقدمه و تعاریف

### - ملاحظات طراحی پی های سطحی

کنش پی مربوط به دو عامل است؟ نام برید.

• (گسیختگی پی ممکن است مربوط به ظرفیت باربری خاک<sup>(۱)</sup> و یا باربری<sup>(۲)</sup> سازه ای پی باشد.)

- تعیین ظرفیت باربری پی های سطحی برای تامین ضریب اطمینان مناسب در برابر گسیختگی خاک در ادامه این بخش بحث خواهد شد
- طراحی پی برای تامین پایداری سازه ای پی در انتهای این بخش مطرح خواهد شد



(۱) تفاوت بارندگی (بارندگی نامفهوم)

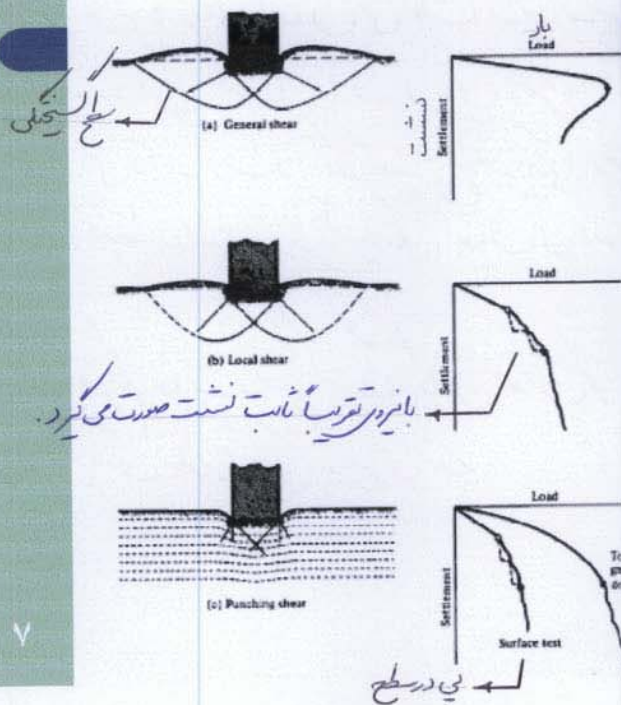
(۲) تفاوت حسن خاک

عدت نشت نامفهوم

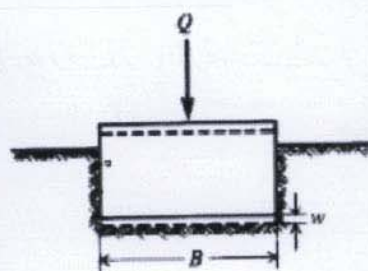
\* معمولاً نشت نامفهوم را بصورت کسر الکتر تصف نشت مفاهیم در نظری می گویند.

\* حوض نشت کل مجازی بهر باشد نشت نامفهوم هم بهتری گردد.

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی



در صورتیکه بار وارد بر پی شکل زیر را افزایش دهیم ممکن است یکی از حالات نشان داده شده در شکل روبرو بوجود بیاید



پی در سطح      پی در عمق

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

- (a) گسیختگی کلی برشی (General shear failure): این نوع گسیختگی ممکن است همراه با چرخیدن و گج شدن ساختمان (پی) بوده و عواقب ناگواری دارد و ممکن است زمین اطراف ساختمان باد کند (bulging). در اینحال سطوح گسیختگی در زیر پی بطور کامل بوجود آمده و تا سطح خاک ادامه می یابند و بدین ترتیب مکانیزم گسیختگی تشکیل می شود.
- (b) گسیختگی برشی موضعی (Local shear failure): ساختمان (پی) مستقیم باقی می ماند ولی در زمین فرو میرود. گاهی نشست های سریع و کوتاه دارد و بخشی از مکانیزم گسیختگی تشکیل میشود.
- (c) گسیختگی برش پانچ (Punching shear failure): ساختمان (پی) تنها در محل خود نشست می کند و سطوح برش ممکن است تنها در کناره های پی بوجود آید ولی هیچگونه مکانیزمی تشکیل نمیشود.



\* در صحت کسر کسختگی از لغت مقاومت بعد از مقاومت کازیمم را داشتیم، خاک ماقترالم است و مقاومت خوبی دارد. اگر بعد از مقاومت کازیمم شید کم شد یعنی خاک کمتر مفرالم است. و اگر خاک غیر مفرالم باشد بدو سه اضافه کردن نیز کسختگی نیست پس می بود.

کسختگی طی ریشه زمانی اتفاق می افتد که خاک مفرالم باشد و خاک اطراف آن بالا آمده باشد. در صحت از موارد این کسختگی با دوران بی همراه است. از خاک مفرالم نبات کسختگی بطور کامل ناسطح خاک نمی تواند برسد، بلکه بر سطح کسختگی موجود می آید که ناسطح خاک می آید و از خاک سبب باشد فقط در ریشه کسختگی اتفاق می افتد.

\* از خاک مفرالم نبات سطح کسختگی حاصل اتفاق نمی افتد و باز یادش این بار نیست کمتر می شود.  
\* بعد از کسختگی با ریزی خاک کمتر می شود.

نست → لا

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت‌های گسیختگی پی های سطحی

کدام عوامل در ایجاد نوع گسیختگی دلیل هستند؟  
(اینکه کدامیک از گسیختگی ها در یک مورد بخصوص اتفاق می افتد بستگی به تراکم خاک، عمق پی، شکل پی و عوامل دیگر دارد ولی بیشتر به تراکم خاک و عمق پی بستگی دارد.)

- ۱ • در خاکهای متراکم و پی با عمق کم معمولاً گسیختگی نوع اول اتفاق می افتد
- ۲ • در خاکهای خیلی غیر متراکم و عمق کم و یا در خاکهای متراکم و عمق خیلی زیاد معمولاً گسیختگی نوع سوم اتفاق می افتد
- ۳ • در خاکهای با تراکم متوسط و عمق کم و یا خاکهای متراکم و عمق متوسط معمولاً گسیختگی نوع دوم اتفاق می افتد

۹

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت‌های گسیختگی پی های سطحی

سطوح گسیختگی در خاک زیر پی در  
حالات مختلف گسیختگی

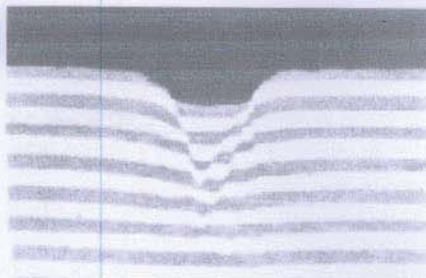


Fig. 3.6 Punching shear failure pattern under a rectangular foundation on the surface of loose sand ( $D_r = 15\%$ ). (From De Beer and Vesic, 1958.)



Fig. 3.5 Local shear failure pattern under a rectangular footing on medium dense sand ( $D_r = 47\%$ ). (From De Beer and Vesic, 1958.)

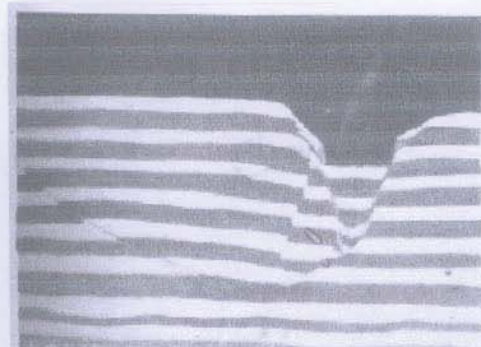


Fig. 3.4 General shear failure pattern under a rectangular footing in dense sand ( $D_r = 100\%$ ). (From De Beer and Vesic, 1958.)

گسیختگی برشی کلی

حمید کاظمی



بسم الله الرحمن الرحيم  
الحمد لله رب العالمين

الحمد لله رب العالمين  
والصلاة والسلام على  
سيدنا محمد وآله الطيبين  
الطاهرين

بسم الله الرحمن الرحيم  
الحمد لله رب العالمين

والصلاة والسلام على  
سيدنا محمد وآله الطيبين  
الطاهرين

محمد كاظم

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

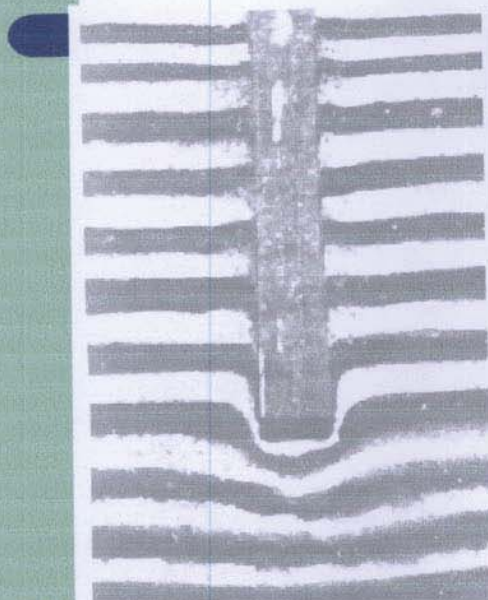


Fig. 3.7 Punching shear failure under a steel rectangular footing on dense sand ( $D_r = 90\%$ ,  $B = 1.5$  in.,  $D = 15$  in.). (From Vesic, 1963a.)

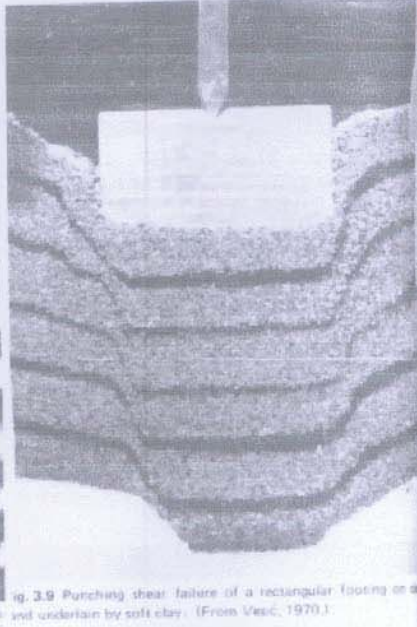
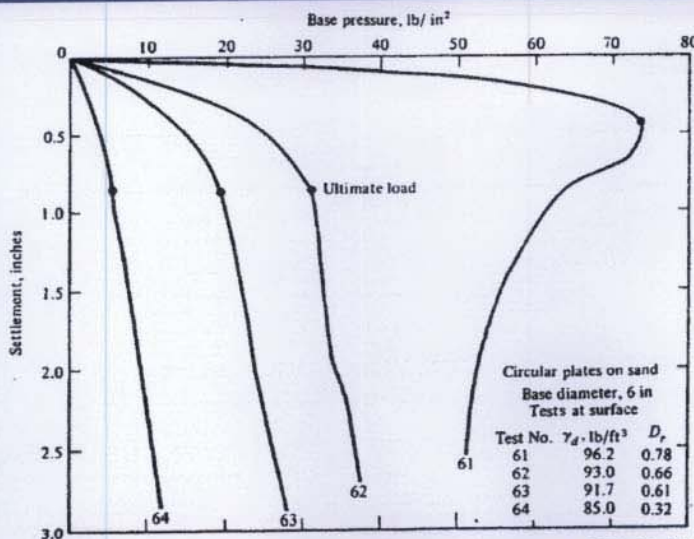


Fig. 3.9 Punching shear failure of a rectangular footing on soft clay and underlain by soft clay. (From Vesic, 1970.)

سطوح گسیختگی در  
برش پانچ پی های  
سطحی و عمیق

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی



1 Ultimate load criterion based on minimum slope of load-settlement curve. (After Vesic, 1963a.)

آزمایش های وسیک برای  
بررسی حالت های  
گسیختگی پی ها



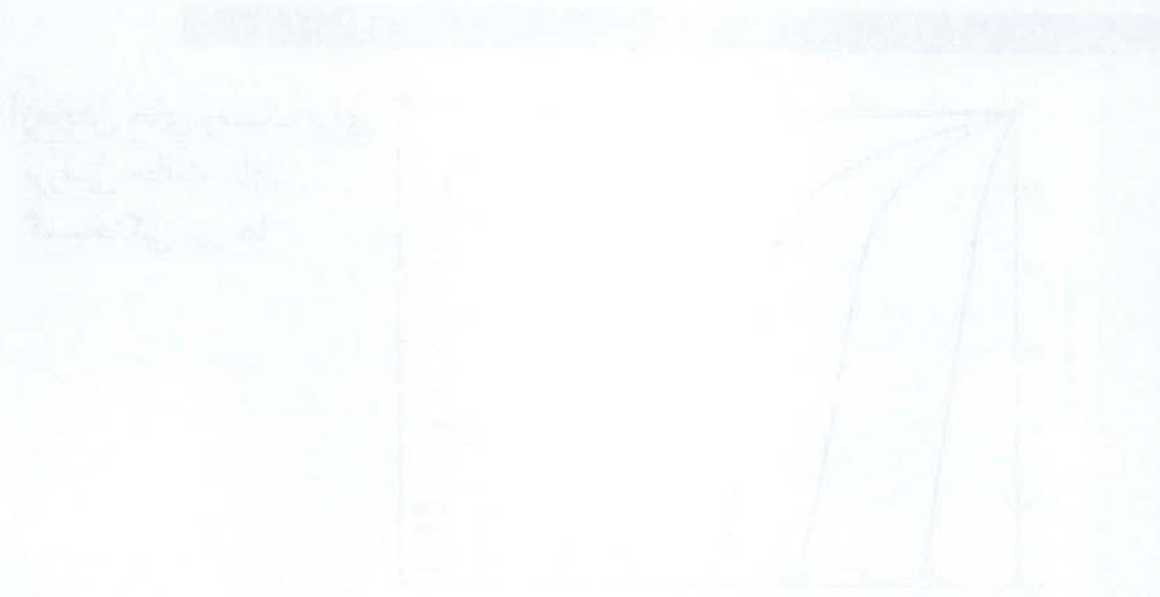
در حالت اوله در این حالت تغییرات ۲-۲

در حالت دومه در این حالت تغییرات ۲-۲



در حالت اوله در این حالت تغییرات ۲-۲

در حالت دومه در این حالت تغییرات ۲-۲



محمد  
مخبر کاظمی





ناصره ۱۵ سطحی است که مثل کوه صلب عمل می کند. کت و زن در خاک بالایی کمی به سمت یابن فرود می شود. این ناصره را می توانست ناصره ابر یا خاک فعال در نظر گرفت، زیرا دارد کتده نیز در وفات است.

ناصره ۲۵ ف را از ناصره ۱ به ناصره ۳ انتقال می دهد و باعث تغییر جهت دادن می گردد.  
ناصره ۳۵ اثر الطوع غیر فعال است و ف را به آس می آورد. بر این اساس نسخه می شود.

\* از نظر تئوری صحیح است فرقی بین ناصره راست و چپ بی درستی و موجود ندارد ولی در عمل در طرف بی کلیان است، بازنندار و نکو است نسبت به طرف بی مدعی آن است. بی بی از آن طرف نسخه شده، در آس می باید.

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### - روابط ظرفیت باربری پی ها

معمول ترین روابط ظرفیت باربری عبارتند از روابط:

• ترزاقی (Terzaghi, 1943)

• میرهوف (Meyerhof, 1963)

• هانسن (Hansen, 1970)

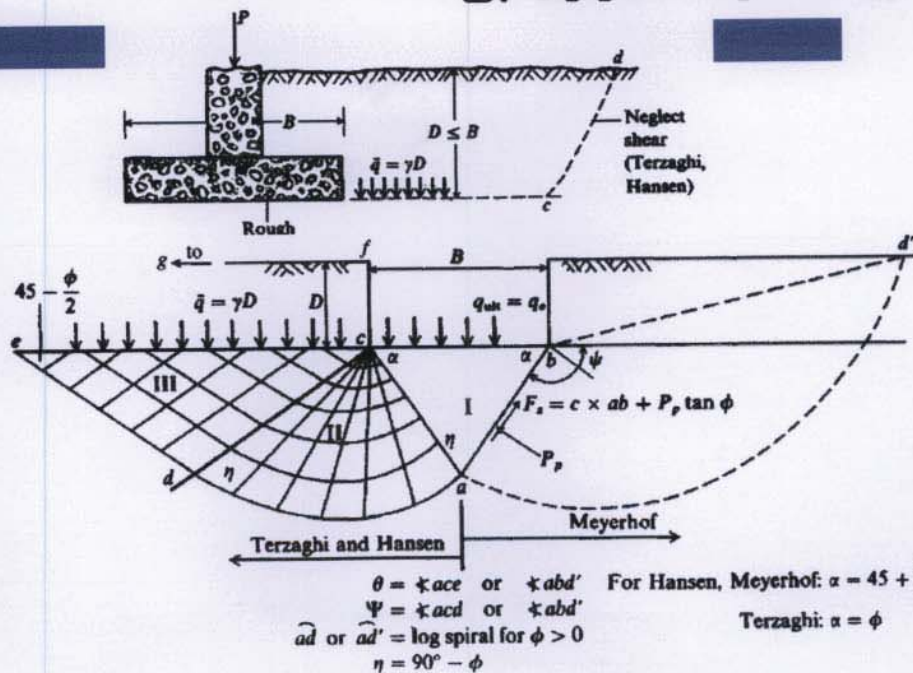
• وسیک (Vesic, 1973-1975)

روابط فوق از بالا به پایین کاملتر بوده و میتوانند حالت‌های بیشتری را در تعیین ظرفیت باربری در نظر بگیرند. دو رابطه آخر از نظر کامل بودن مشابه هستند.

۱۵

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### - روابط ظرفیت باربری پی ها



۱۶

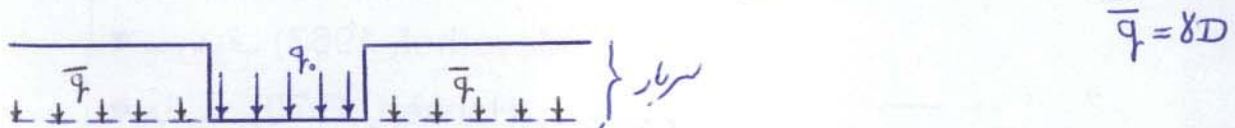
حمید کاظمی



\* رابطه ترافقی می تواند بارهای عامل و سطح خاک سیدار (بی مربع مستطیل) را در نظر بگیرد  
 اگر بار عامل باشد رابطه هر هدف و اگر سطح سیدار باشد رابطه حالتیست جواب می دهد.

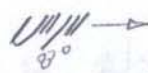
\* رابطه حالتی دو سگد توپا گلیان هستند.  
 \* قبل از اینکه رابطه ای برای ظرفیت باهری بدانیم باید بدانیم که شکل گنجلی را بدانیم. فرض بر اینست  
 که خاک به بر روی خاک نسبتاً تراکم هستند در روابط هم فرض بر گنجلی طی برش است.

\* فشار بالابر ترافی در گنجلی روی آن ایجاد می شود در صورت سربار در نظر گرفته می شود.



\* تفاوت روش های ظرفیت با دربر متفاوت بودن شکل گنجلی است. کبی رابطه این شکل را  
 خطی در نظر می نبرد (ترافقی)، کبی رابطه دایره و کبی رابطه گلابتر. شکل گلابتری گنجلی (مویز  
 است.

\* از عواملی که در روابط ظرفیت باهبر تفاوت ایجاد می کند زوایای  $\theta$  و  $\phi$  است.  
 ترافقی  $\alpha = \phi$  در نظر گرفته است.



## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

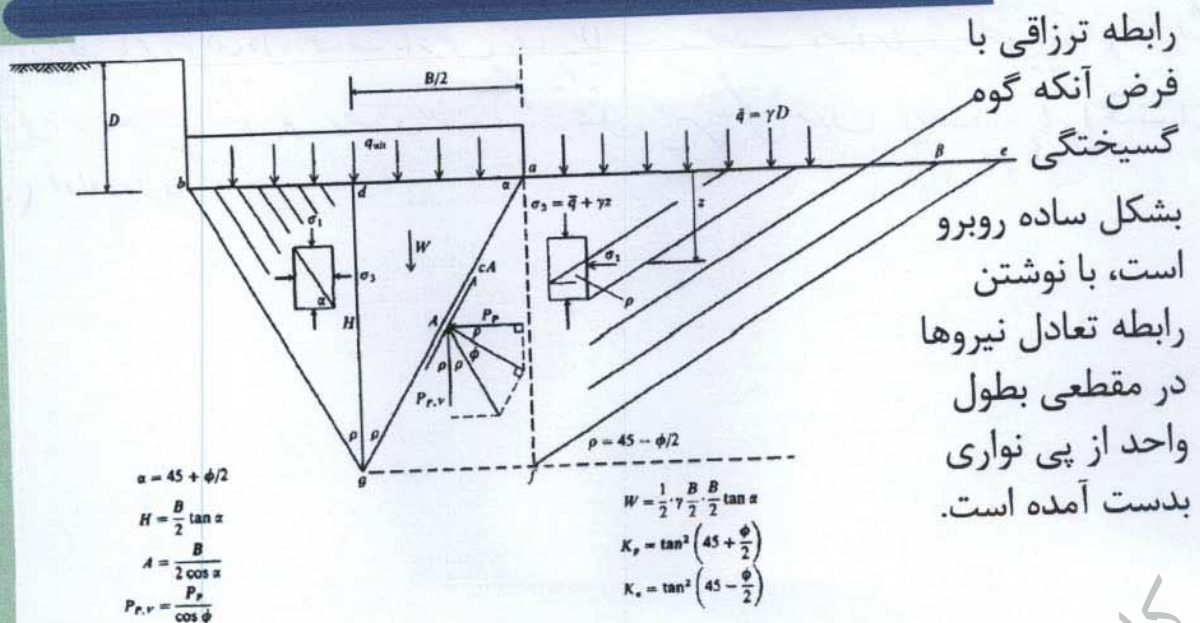
### - روابط ظرفیت باربری پی ها

در مورد روابط ظرفیت باربری باید توجه داشت:

- این روابط با بررسی تعادل خاک با فرض آنکه خاک دارای رفتار پلاستیک صلب (Rigid Plastic) می باشد بدست آمده اند
- (سربار ناشی از  $\gamma D_f$  میتواند تاثیر زیادی بر افزایش ظرفیت باربری داشته باشد ولی در بعضی روابط (ترزاقی-هانسن) از مقاومت برشی آن صرفنظر میشود)
- (در پی های نواری گسیختگی بصورت استوانه بوده و شرایط کرنش صفحه ای (plane strain) دارد. زاویه اصطکاک در این حالت بیشتر از سه محوری است. در پی های دایره ای یا مستطیلی این گوه شکل مخروطی یا هرمی دارد.)
- (اکثر اختلافهای روابط از تفاوت در فرض شکل گوه گسیختگی ناشی میشود)

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### ۱- روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی



حمید کاظمی



\* دربی که نوار کشیدگی بصورت استوانه است و می توان فرض کرد در صحن سطحی در حقیقت کرنش داریم و در صفحه عمود بر آن تغییر شکلی نداریم.

\* دربی که نوازی افغانی که شرایط، شرایط کرنش صفحه ای است زاویه اصطکاک داخلی بیشتر است. همچنین صورت مقاومت خاک نیز افزایش می یابد. از دربی نوار زاویه اصطکاک داخلی ۲۰ محوری را با ما دادند باید روی آن سطحی احسان در حجم

\* ترزاقی که لیسنگ از مقاومت برش کمتر از خاک که آن را بصورت سربار اعمال کرده اند صرف نظر می کنند.

\* ترزاقی ناصیه کشیدگی را بصورت که خط در نظر می گیرد.

\* این روابط با برابری تقادل خاک با فرض رفتار پلاستیک صلب وجود دارند. یعنی تا قبل از اینکه کشیدگی برسد تغییر شکل می دهد و بعد از کشیدگی تغییر شکل بدون زیاد شدن بار (تحت بار ثابت) ادامه دارد.

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### - روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی

رابطه ترزاقی بشکل زیر است:

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for  $K_{py}$  values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cN_c s_c \text{ چسبندگی} \\ \bar{q}N_q \text{ اثر عمق پی} \\ 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \text{ اثر عرض پی} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \\ a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi} \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \end{array} \right.$$

ضرایب ظرفیت باربری

For:	strip	round	square
$s_c$	1.0	1.3	1.3
$s_\gamma$	1.0	0.6	0.8

• ضرایب شکل S برای منظور کردن اثر شکل پی برای پی های غیر نواری است.

• ضرایب N در جدول 4-2 کتاب Bowles, 1996 آمده است

۱۹

چسبندگی خاک c

ضریب فرم  $K_{py}$  در حضور خاک

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### - روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی

رابطه ترزاقی (وسایر روابط) از سه جمله تشکیل شده است که هر یک از آنها اثر یکی از عوامل تامین ظرفیت باربری را منظور میکند:

- عبارت مربوط به چسبندگی در خاکهای چسبنده بزرگتر است.
- عبارت  $\bar{q}N_q$  اثر عمق پی را منظور میکند و در خاکهای اصطکاکی عمده است.
- عبارت  $0.5\gamma BN_\gamma$  اثر عرض پی را منظور میکند و در پی های با عرض کم کوچک است.

• پی نباید روی سطح زمین بدون چسبندگی قرار داده شود

• (پی نباید روی خاک با دانسیته نسبی کم (کمتر از ۵۰٪) قرار داده شود)

۲۰



(۱)  $N_c$  ،  $N_q$  ،  $N_\gamma$  به زاویه اصطکاک داخلی خاک بستگی دارد.

(۲)  $S_c$  و  $S_\gamma$  مربوط به اثر شکل هستند. در مورد دبی که در نواری مقدارشان یک می باشد.

\* برای بی‌بندی سرب و مصالح بادیسیبی نواری در هر نوع تیر - برنیم در رابطه ترازهای برای استخراج مستقیماً محاسب می‌گردد.

\* اثر بی‌بندی سطح خاک غیر چسبیده قرار در حجم عرضی تیر با برهه خاک بسیار کم می‌شود همین  $cN_c S_c$  ،  $qN_q$  هر دو صفر هستند و اثر عرض بی‌بندی هم کم است.

\* زمانی که دانسته نشود خاک کم باشد در وی آن بی‌بندی قرار در حجم شستی رخ می‌دهد که نمی‌توان آن را در روابط دید. گسستگی هم در حالت کلی برشی نیست.

برای  $N$  جدول در رابطه داریم.  $N_\gamma$  برابر حرارتی فوق می‌گردد ولی  $N_c$  و  $N_q$  در صورت کلی است.

ضرایب  $N$  برای رابطه ترازهای (Table 4-2)

$\phi$ (deg)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$Kp_8$
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

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

Meyerhof (1963). \* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

بار قائم Vertical load:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q} N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma}$$

بار مایل Inclined load:

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma}$$

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

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

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

Hansen (1970). \* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General: †

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

when

$$\phi = 0$$

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

use / *تفاوت بیشتر عرضی*

$N_q$  = same as Meyerhof above

$N_c$  = same as Meyerhof above

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

Vesic (1973, 1975). \* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

Use Hansen's equations above.

*روابط خاصیت استفاده نشود.*

$N_q$  = same as Meyerhof above

$N_c$  = same as Meyerhof above

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

روابط مربوط به *مشارکت در جدول 4-3 مشاهده شود*

روابط خاصیت *جدول 4-5a, 4-5b*

روابط و شکل *جدول 4-5a و 4-5c*

\* ضرایب برایم در هر دو شرط  $\phi = 0$  است

- در این سه رابط عرض پی باید با آزمون و خطا تعیین شود زیرا ضرایب ظرفیت باربری خود به عرض پی بستگی دارند



رابطه کماتسن در ظرفیت باربری

در اینجا دو رابطه می بینیم، یکی مربوط به شرطی که  $\phi$  و  $c$  و دیگری مربوط به

$\phi = 0$  و  $c \neq 0$  داریم.

\* زمانی را در اصطلاحات داخلی میگویند که در صورت چینه اشباع و در شرایط

زهکشی نبوده باشد. به این معنا که باری که بر آن وارد می شود برای مدت اثر

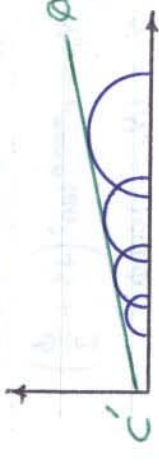
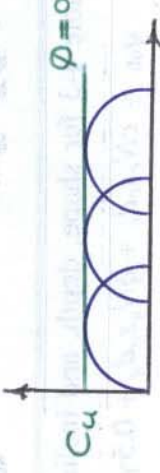
کمی نبوده، آب فرصت خروج نداشته باشد.

\* گاهی می توان برای بارندگی که مدت آن

تسلیم می باشد، شرایط را زهکشی نشده.

نظر گرفت.

مربوطی بایجاد نیروی مدت  $\phi = 0$



مربوطی بایجاد نیروی مدت  $\phi$  و  $c$

\* برای عمل کردن بی باید بایجاد نیروی مدت و بلند مدت را در نظر گرفت.

\* در خاک دراز صدم می توان شرایط زهکشی شده داشته باشیم. اثر صفتی بوی

خاک کمی دراز اشباع داشته باشیم و دراز رخ دهد، خاک در عمل می خواصده تا به

شرایط زهکشی برسد، پس به دلیل زمان کوتاه زلزله شرایط زهکشی شده رخ

می دهد. مدلولاتی منافی از این حالت است.

\* اثر بی بصورت افقی روی خاک زمین قرار نداشته باشد اثر این نیز را توسط

b در روابط نشان می دهند.

حمید کاظمی

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

در روابط مذکور، علاوه بر ضرایب  $N$  که تنها به زاویه اصطکاک داخلی بستگی دارند، از ضرایب زیر نیز استفاده شده است:

- ضرایب شکل  $s$  یا (shape factors)
- ضرایب عمق  $d$  یا (depth factors)
- ضرایب مایل بودن بار  $i$  یا (Inclination factors)
- ضرایب مربوط به سطح زمین  $g$  یا (ground factor)
- ضرایب مربوط به نحوه قرارگیری پی بر زمین  $b$  یا (base factor)

۲۲

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

Note that  $N_c$  and  $N_q$  are the same for all three methods; subscripts identify author for  $N_\gamma$

$\phi$	$N_c$	$N_q$	هانسن $N_{\gamma(H)}$	میرصوف $N_{\gamma(M)}$	ویسک $N_{\gamma(V)}$	$N_q/N_c$	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
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  $\phi \rightarrow 0^\circ$ .

5.14 =  $\pi + 2$

۲۳

ضرایب  
N برای  
روابط:  
میرصوف  
-هانسن  
و ویسک

حمید کاظمی



درمیان روز در برابر تغییرات 7-7

میان روز - که روز در برابر تغییرات می باشد -

- (change factor) ل. تغییرات
- (depth factor) ل. عمق
- (inclination factor) ل. انحراف
- (ground factor) ل. زمین
- (base factor) ل. پایه

درمیان روز در برابر تغییرات 7-7

میان روز - که روز در برابر تغییرات می باشد -

تغییرات  
درمیان روز

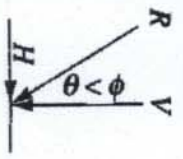
تغییرات	میان روز	تغییرات	میان روز	تغییرات	میان روز	تغییرات	میان روز
1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
1001	1001	1001	1001	1001	1001	1001	1001
1002	1002	1002	1002	1002	1002	1002	1002
1003	1003	1003	1003	1003	1003	1003	1003
1004	1004	1004	1004	1004	1004	1004	1004
1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005
1006	1006	1006	1006	1006	1006	1006	1006
1007	1007	1007	1007	1007	1007	1007	1007
1008	1008	1008	1008	1008	1008	1008	1008
1009	1009	1009	1009	1009	1009	1009	1009
1010	1010	1010	1010	1010	1010	1010	1010
1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011
1012	1012	1012	1012	1012	1012	1012	1012
1013	1013	1013	1013	1013	1013	1013	1013
1014	1014	1014	1014	1014	1014	1014	1014
1015	1015	1015	1015	1015	1015	1015	1015
1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
1017	1017	1017	1017	1017	1017	1017	1017
1018	1018	1018	1018	1018	1018	1018	1018
1019	1019	1019	1019	1019	1019	1019	1019
1020	1020	1020	1020	1020	1020	1020	1020

حمید کاظمی

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه میر هوف

**TABLE 4-3**  
Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any $\phi$
	$s_q = s_r = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_r = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any $\phi$
	$d_q = d_r = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_r = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any $\phi$
	$i_r = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_r = 0$ 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  $i_r = 1.0$ .

### ضرایب رابطه میر هوف

- در این رابطه ضرایب شکل، عمق، و مایل بودن بار در هریک از سه جمله رابطه ظرفیت باربری وجود دارد.
- مقادیر بعضی از این ضرایب برای زوایای اصطکاک داخلی صفر و غیر صفر بوسیله روابط متفاوتی تعریف شده است

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$



محلولة في كل من  $\theta = 0$  و  $\theta = \pi$  حيث  $\theta = 0$  و  $\theta = \pi$  هما نقطتا التوقف للحبال -

مشتق  $\frac{dV}{d\theta}$  هو

في  $\theta = 0$  و  $\theta = \pi$  يكون  $\frac{dV}{d\theta} = 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  على التوالي

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

في  $\theta = 0$  يكون  $\frac{d^2V}{d\theta^2} > 0$  و  $\frac{d^2V}{d\theta^2} < 0$  في  $\theta = \pi$

محمد  
كاظمه

TABLE 4-3

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations (Eq. 4-1)

Factor	Depth	Inclination
Shape	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
Depth	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
Inclination	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi}$



TABLE 4-3 (continued) Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations (Eq. 4-1)

# ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

## - روابط هانسن و وسیک

$s_{c(H)}$  → ضریب شکل هانسن  
 $s_{c(V)}$  → ضریب شکل وسیک

مجموعه

**TABLE 4-5a**  
 Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use  $s'_i, d'_i$  when  $\phi = 0$  only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$ $s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ $s'_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1.0$ for strip (صیغه اول)	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B$ for $D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$ (کام رادان)
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$ for all $\phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ $k$ defined above
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'}$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all $\phi$

(صیغه دوم)  
 (صیغه سوم)

**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  $H_L$  (and either  $H_B = 0$  or  $H_B > 0$ ) you may have to compute two sets of shape  $s_i$  and  $d_i$  as  $s_{i,H}, s_{i,L}$  and  $d_{i,H}, d_{i,L}$ . For  $i, L$  subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio  $L'/B'$  or  $D/L'$ .

## ضرایب شکل و عمق

### برای روابط هانسن و وسیک

- (در ضرایب هانسن از ابعاد اصلاح شده استفاده شده در صورتیکه در ضرایب وسیک ابعاد واقعی بکار رفته است.)
- ضرایب عمق در دو رابطه یکی است ولی ضرایب شکل مقداری باهم تفاوت دارند

\* برای رابطه هانسن (فقط هانسن و وسیک) از طول  $L'$  و  $B'$  استفاده می کنیم  
 \* روابط بالاسم برای بار قائم و هم بری بار قائم همراه بار افقی  $(H_B)$  صحت دارد



7-7 ظفر خفگی با ریزش ناخن  
 - (تاریخچه و علل)

TABLE 4-1. The  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , and  $\delta$  of the following equations are listed in Table 4-1. The  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , and  $\delta$  of the following equations are listed in Table 4-1. The  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , and  $\delta$  of the following equations are listed in Table 4-1.

Equation	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
1. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = 0$	1	0	0	0
2. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F \cos \omega t$	1	0	0	0
3. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F \sin \omega t$	1	0	0	0
4. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F e^{i\omega t}$	1	0	0	0
5. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F e^{-i\omega t}$	1	0	0	0
6. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F \cos(\omega t + \phi)$	1	0	0	0
7. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F \sin(\omega t + \phi)$	1	0	0	0
8. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F e^{i(\omega t + \phi)}$	1	0	0	0
9. $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = F e^{-i(\omega t + \phi)}$	1	0	0	0

تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان  
 تفاوت در زمان و مکان

محمد کاظم

## ۳-۲ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط هانسن و وسیک

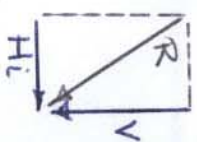
**TABLE 4.5b**  
Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$H_i = H_L \text{ or } H_B$ $i_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$ $i_q = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_r = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_r = g_r = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$
$i_r = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $i_r = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	<b>Base factors (tilted base)</b> $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$ $b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_r = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$ $\eta$ in radians

$C_a = (0.6 \text{ to } 1.0) C$

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 X 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  $H_i$ .



## ضرایب مایل بودن بار، شیب زمین، و شیب قرارگیری پی برای رابطه هانسن

● ضرایبی که پرایم دارند مربوط به زاویه اصطکاک داخلی صفر هستند

● هانسن در رابطه خود توانهای  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  را برابر 5 پیشنهاد کرده است ولی Bowles معتقد است این مقدار بزرگ است و بهتر است این ضرایب در محدوده های زیر انتخاب شوند:

$\alpha_1 = 2.5 \rightarrow 3$  : بین 2 تا 3

$\alpha_2 = 3.5 \rightarrow 4$  : بین 3 تا 4

\*  $\beta$  و  $\eta$  درصفتی که مناسب داده شده اند.



# داده های آماری و آمار

## آمار توصیفی و استنباطی

### آمار توصیفی

در این بخش به بررسی ویژگی‌های کلی داده‌ها می‌پردازیم.

این بخش شامل محاسبه شاخص‌های مرکزی و پراکنش است.

در ادامه به بررسی روش‌های گردآوری داده‌ها می‌پردازیم.

روش‌های گردآوری داده‌ها شامل روش‌های سرشماری و پرسشنامه است.

در این بخش به بررسی روش‌های تجزیه و تحلیل داده‌ها می‌پردازیم.

روش‌های تجزیه و تحلیل داده‌ها شامل روش‌های آماری است.

در ادامه به بررسی روش‌های گردآوری داده‌ها می‌پردازیم.

جدول 4-1

جدول 4-1: فرمول‌های محاسبه شاخص‌های مرکزی و پراکنش

نوع داده	فرمول محاسبه
داده‌های خام	$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$
داده‌های طبقه‌بندی شده	$\bar{x} = \frac{\sum f_i x_i}{\sum f_i}$
داده‌های گسسته	$\bar{x} = \sum p_i x_i$
داده‌های پیوسته	$\bar{x} = \sum h_i x_i$
داده‌های خام	$s^2 = \frac{\sum x_i^2}{n} - (\bar{x})^2$
داده‌های طبقه‌بندی شده	$s^2 = \frac{\sum f_i x_i^2}{\sum f_i} - (\bar{x})^2$
داده‌های گسسته	$s^2 = \sum p_i x_i^2 - (\bar{x})^2$
داده‌های پیوسته	$s^2 = \sum h_i x_i^2 - (\bar{x})^2$

محمد کاظمی

\* B و H براساس افتداد قرار گیری می باشد.

# ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

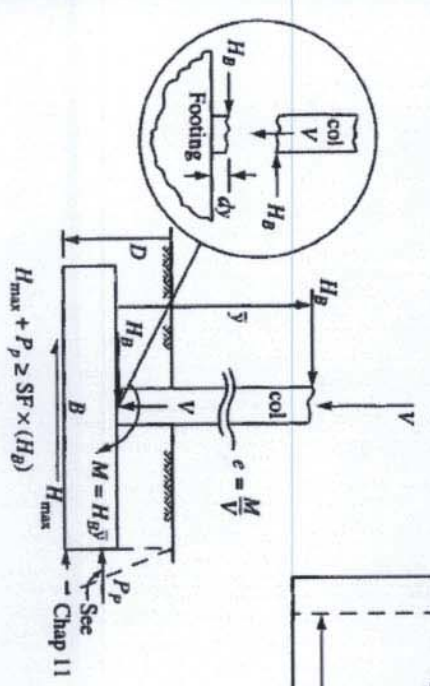
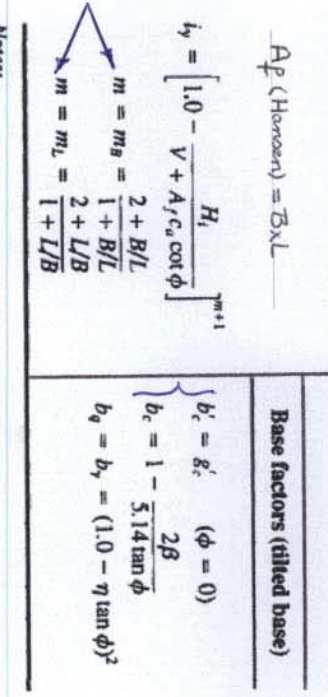
مجموعه

## روابط هانسن و وسیک: ضرایب مایل بودن بار، شیب زمین، و شیب قرار گیری پی برای رابطه وسیک

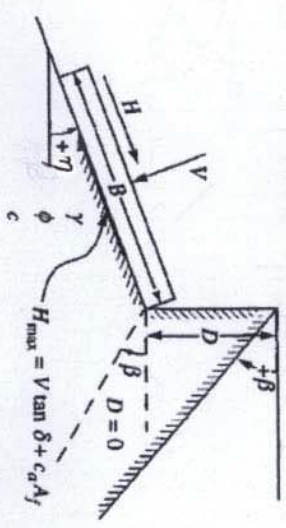
TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

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



Notes:  $\beta + \eta < 90^\circ$  (Both  $\beta$  and  $\eta$  have signs (+) shown.)



For:  $L/B \leq 2$  use  $\phi_u$   
 $L/B > 2$  use  $\phi_{ps} = 1.5 \phi_u - 17^\circ$   
 $\phi_u \leq 34^\circ$  use  $\phi_u = \phi_{ps}$

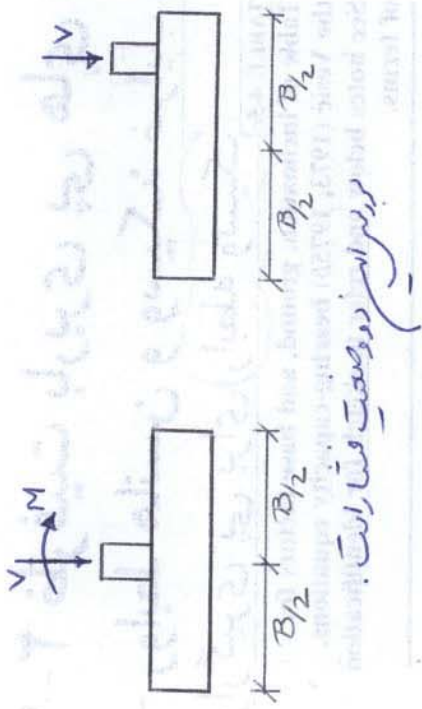
$\delta$  = friction angle between base and soil ( $5\phi \leq \delta \leq \phi$ )  
 $A_f = B \cdot L'$  (effective area)  
 $c_u$  = base adhesion (0.6 to 1.0c)

از  $B < B$  و  $B > B$  استفاده می کنیم تا از ضرایب  $i_\gamma$  و  $i_q$  استفاده کنیم

Notes:

- When  $\phi = 0$  (and  $\beta \neq 0$ ) use  $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$  in  $N_\gamma$  term.
- Compute  $m = m_g$  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  $m = \sqrt{m_g^2 + m_L^2}$ . Note use of B and L, not  $B', L'$ .
- Refer to Table sketch and Tables 4-5a, b for term identification.
- Terms  $N_c, N_q,$  and  $N_\gamma$  are identified in Table 4-1.
- Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses  $B'$  in the  $N_\gamma$  term even when  $H_i = H_L$ ).
- $H_i$  term  $\leq 1.0$  for computing  $i_q, i_\gamma$  (always).





مردود این دو وضعیت فشار است.

(Stress at top and bottom fibers)

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{top} = -\frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$\sigma_{bottom} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{top} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{bottom} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{neutral} = 0$$

$$C_{max} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{min} = -\frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{avg} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{total} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{net} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{gross} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

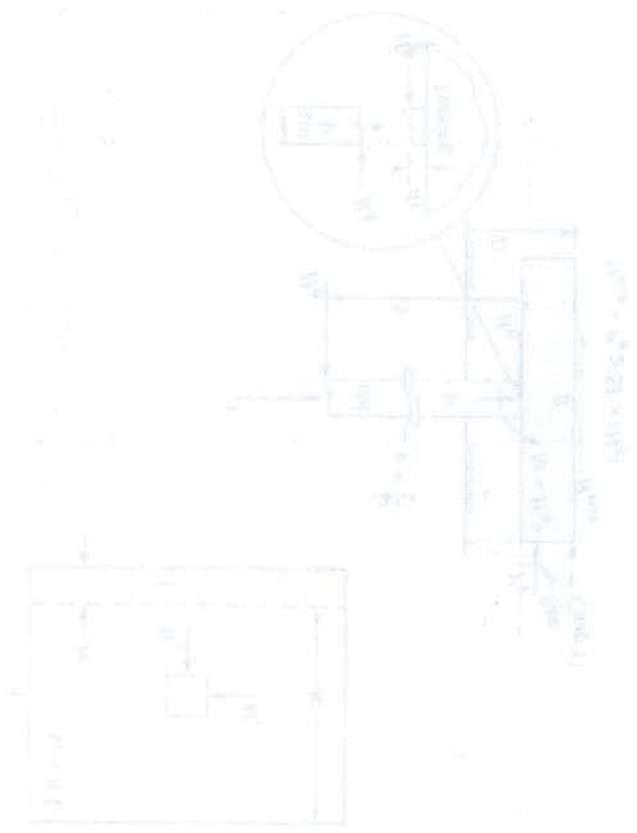
$$C_{net} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{gross} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{net} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

$$C_{gross} = \frac{M}{I} \frac{B}{2}$$

نکته  
 (۱) در رابطه وسکه وقتی  $\phi = 0$  و  $P \neq 0$  ،  $N_x = -2.5 \sin(\pm B)$   
 (۲) وقتی  $H_i = H_B$  می باشد ( موازی B درستی عرض است ) باید  $M = M_B$  را می بیند و وقتی  $H = H_L$  موازی L در راست طول است ، باید  $M = M_L$  را می بیند و اگر هم  $H_B$  و  $H_L$  را داشته باشد ، از  $M = \sqrt{M_B^2 + M_L^2}$  استفاده کند .  
 \* در این روابط (وسکه) باید از B و L استفاده کرد ، نه از B' و L' .



حمید کاظمی

TABLE 4-5a

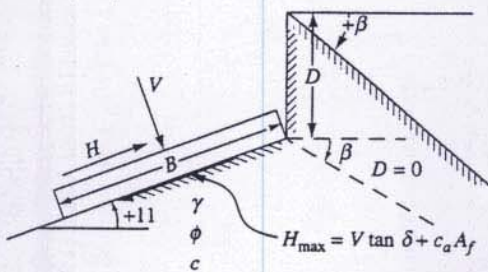
Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use  $s'_c, d'_c$  when  $\phi = 0$  only for Hansen equations. Subscripts  $H, V$  for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s'_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	$k$ in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$k$ defined above
for all $\phi$	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all $\phi$
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	

Notes:

1. Note use of "effective" base dimensions  $B', L'$  by Hansen but not by Vesic.
2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load  $H_B$ .
3. With a vertical load and a load  $H_L$  (and either  $H_B = 0$  or  $H_B > 0$ ) you may have to compute two sets of shape  $s_i$  and  $d_i$  as  $s_{i,B}, s_{i,L}$  and  $d_{i,B}, d_{i,L}$ . For  $i, L$  subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio  $L'/B'$  or  $D/L'$ .

Notes:  $\beta + \eta = 90^\circ$  (Both  $\beta$  and  $\eta$  have signs (+) shown.)  
 $\beta \quad \phi$



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)

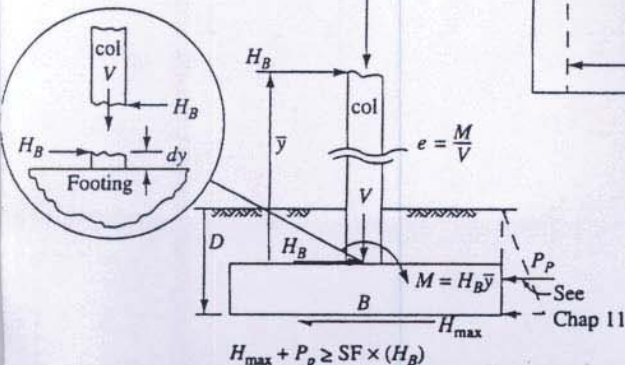
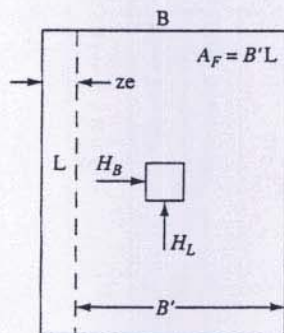


TABLE 4-5b

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	<b>Base factors (tilted base)</b>
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	$\eta$ in radians

Notes:

1. Use  $H_i$  as either  $H_B$  or  $H_L$ , or both if  $H_L > 0$ .
2. Hansen (1970) did not give an  $i_c$  for  $\phi > 0$ . The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
3. Variable  $c_a =$  base adhesion, on the order of 0.6 to  $1.0 \times$  base cohesion.
4. 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  $H_i$ .

TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{m H_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta$ in radians
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q$ , and $m$ defined below	$i_q$ 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:

1. When  $\phi = 0$  (and  $\beta \neq 0$ ) use  $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$  in  $N_\gamma$  term.
2. 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  $B', L'$ .
3. Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
4. Terms  $N_c, N_q$ , and  $N_\gamma$  are identified in Table 4-1.
5. Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses  $B'$  in the  $N_\gamma$  term even when  $H_i = H_L$ ).
6.  $H_i$  term  $\leq 1.0$  for computing  $i_q, i_\gamma$  (always).



TABLE 4-5

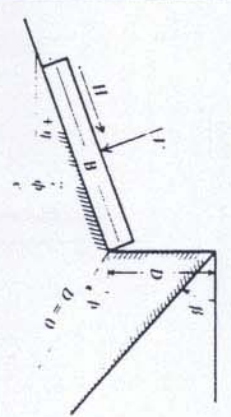
Shape, depth, inclination, ground and base factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973) bearing-capacity equations of Table 4-1. Factors apply to either method unless subscripted with (H) or (V). Use primed factors when  $\phi = 0$

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$d'_c = 0.4k$	$i'_{qm} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_u}}$	$g'_c = \frac{\beta'}{147^\circ}$
$s'_e = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	$d'_e = 1 + 0.4k$	$i'_{qv} = 1 - \frac{mH}{A_f c_u N_c}$	for Vesic use $N_q = -2 \sin \beta$ for $\phi = 0$
$s'_s = 1$ for strip	$d'_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$	$i'_s = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen and Vesic)	$g'_e = 1 - \frac{\beta'}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$		$i'_{qm} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^5$	$g_{qm} = g_{vm} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$s_y = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d_y = 1.00$ for all $\phi$	$i'_{qv} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^m$	$g_{qv} = g_{rv} = (1 - \tan \beta)^2$
	$k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$		<b>Base factors (tilted base)</b>
	$k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		$h'_c = \frac{\eta'}{147^\circ}$
			$h'_e = 1 - \frac{\eta'}{147^\circ}$
			$h_{qm} = \exp(-2\eta \tan \phi)$
			$h_{vm} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
			$h_{qv} = h_{rv} = (1 - \eta \tan \phi)^2$
			Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$

Where  $A_f$  = effective footing area  $B' \times L'$  (see Fig. 4-4)  
 $c_u$  = adhesion to base = cohesion (used with  $B$  and not  $B'$ )  
 $D$  = depth of footing in ground (used with  $B$  and not  $B'$ )  
 $e_u, e_v$  = eccentricity of load with respect to center of footing area  
 $H$  = horizontal component of footing load with  $H \leq V \tan \delta + c_u A_f$   
 $V$  = total vertical load on footing  
 $\beta$  = slope of ground away from base with downward = (+)  
 $\delta$  = friction angle between base and soil usually  $\delta = \phi$  for concrete on soil  
 $\eta$  = tilt angle of base from horizontal with (+) upward as usual case

General:

- Do not use  $s_i$  in combination with  $i_i$ .
- Can use  $s_i$  in combination with  $d_i, b_i,$  and  $h_i$ .
- For  $L/B \leq 2$  use  $\phi_u$   
 For  $L/B > 2$  use  $\phi_{m1} = 1.5\phi_u$  17  
 For  $\phi \leq 34$  use  $\phi_m = \phi_u$





### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پارامترهای اصلاح شده ترزاقی برای مقاومت برشی خاکهای سست

- (ترزاقی پیشنهاد کرد که در صورتیکه دانسیته نسبی خاک کم باشد، امکان گسیختگی برشی موضعی وجود دارد. در اینحال روابط ظرفیت باربری مبتنی بر گسیختگی کلی برشی باید پس از اعمال تصحیح بر پارامترهای مقاومت برشی خاک مورد استفاده قرار گیرند
- تصحیح لازم بر پارامترهای مقاومت برشی خاک با استفاده از روابط زیر انجام میشود:

$$\begin{cases} c' = \frac{2}{3}c \\ \phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \end{cases}$$

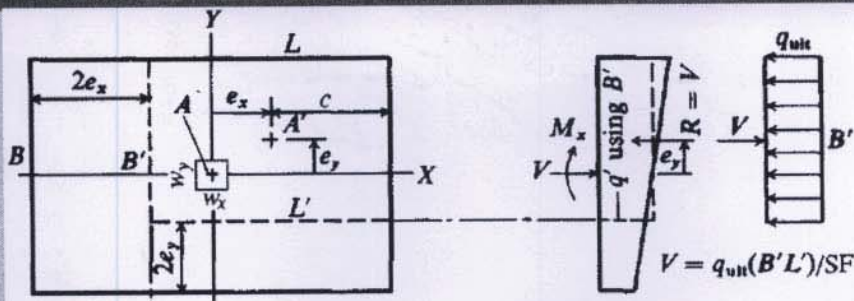
- ضرایب ظرفیت باربری با منظور کردن پارامترهای فوق تعیین میشوند

\* عاملی که مقاومت برشی را تعیین می کند  $c$  و  $\tan\phi$  است  $(\tau = \sigma_n \tan\phi + c)$ . اگر خواهم  $c$  را به  $\frac{2}{3}c$  تغییر دهم باید  $\phi$  را به  $\frac{2}{3}\phi$  تغییر دهم

۲۸

\* لند در بعد، لندی است که در آن بعد در معادله مقاومت می کند. مثلا در اینجا بعد  $L$  در مقابل لندی  $M_y$  (لندی محود  $L$ ) مقاومت می کند. این باید از بعد  $L$  در برابر خروج از مرکزیت ناشی از  $M_y$  را کمتر کنیم

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز



در صورتیکه بارگذاری دارای خروج از مرکزی باشد، می توان ابعاد واقعی پی را کاهش داده و از ابعاد معادل که طبق شکل تعیین میشوند در روابط ظرفیت باربری میرهوف یا هانسن استفاده کرد:

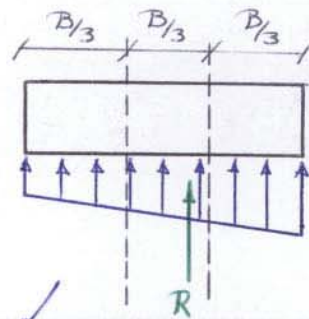
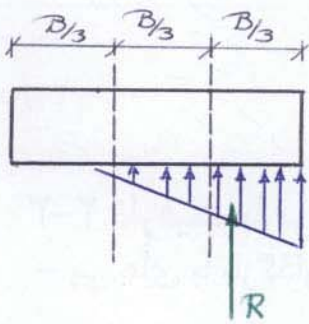
$$e_x = \frac{M_y}{V} \quad e_y = \frac{M_x}{V}$$

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

که مرکز سطح (محل بار)

۲۹





اگر  $R$  بیرون از  $1/3$  میانی باشد  
 باعث می گردد که خاک به کشش  
 بپیوندد که اصلاً خوب نیست

حمید کاظمی

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز

در اینصورت ابعاد معادل عبارت خواهند بود از:

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

مساحت معادل پی نیز از رابطه زیر تعیین میشود:

$$\rightarrow A_f = B'L'$$

در صورتیکه فشار نهائی با استفاده از ابعاد معادل را با  $q'_{ult}$  نشان دهیم، بار نهائی پی عبارت خواهد بود از:

$$P_{ult} = q'_{ult} (B'L')$$

• فشارهای حداکثر و حداقل وارد شده از پی به خاک را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_{\max, \min} = \frac{V}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{B} \pm \frac{6e_x}{L} \right)$$

اگر اصلاح لازم نباشد  $P_{ult} = q_{ult} (BL)$

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز

روش ضرایب کاهش بار برای بارهای خارج از مرکز

• **میرهوف (1953)** ضرایبی کاهش بنام  $R_e$  پیشنهاد کرد که با استفاده از آنها ظرفیت باربری محاسبه شده برای بار مرکزی  $q_{ult, comp}$  به ظرفیت باربری طراحی برای بار خارج از مرکز  $q_{ult, des}$  با استفاده از رابطه زیر تبدیل می شود:

$$q_{ult, des} = q_{ult, comp} \times R_e \quad \text{بار مرکزی}$$

• این ضرایب طبق روابط زیر برای خاکهای چسبنده و دانه ای تعریف شده اند و تنها همراه با رابطه میرهوف قابل استفاده اند:

$$R_e = 1 - 2e/B \quad (\text{cohesive soil})$$

$$R_e = 1 - \sqrt{e/B} \quad (\text{cohesionless soil and for } 0 < e/B < 0.3)$$

• در صورتیکه خروج از مرکزی در دو جهت باشد ظرفیت باربری از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$\rightarrow q_{ult, des} = q_{ult, comp} \times R_{ex} \times R_{ey}$$

\* کاهش ضرایب کاهش مخصوص رابطه میرهوف است.  $\rightarrow$  بار طراحی  $\rightarrow$  بار مرکزی

حمید



بسم الله الرحمن الرحيم  
الحمد لله رب العالمين

موضوع: توضیح بر روی نمودار

در این نمودار، محور عمودی نشان دهنده  $y$  و محور افقی نشان دهنده  $x$  است. این نمودار یک تابع را نشان می‌دهد که در این بخش به آن پرداخته می‌شود.

این نمودار در یک صفحه قرار دارد.

بسم الله الرحمن الرحيم  
الحمد لله رب العالمين

موضوع: توضیح بر روی نمودار

در این نمودار، محور عمودی نشان دهنده  $y$  و محور افقی نشان دهنده  $x$  است. این نمودار یک تابع را نشان می‌دهد که در این بخش به آن پرداخته می‌شود.

حمید کاظمی

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - اثر سطح آب زیرزمینی

- بسته به محل سطح آب زیرزمینی، تاثیر آن بر ظرفیت باربری پی متفاوت است:
- اگر سطح آب زیرزمینی همتراز و یا بالاتر از سطح زمین باشد، از وزن حجمی شناور در جملات دوم و سوم رابطه ظرفیت باربری استفاده میشود
  - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از سطح زمین ولی بالاتر از تراز کف پی باشد، باید از وزن حجمی شناور در جمله سوم استفاده کرد و تنش موثر را با منظور کردن سطح آب در تعیین سربار در جمله دوم منظور کرد
  - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از تراز کف پی ولی درون گوه گسیختگی باشد، در جمله دوم از وزن حجمی مرطوب و در جمله سوم میانگین مناسبی از وزن حجمی مرطوب و شناور استفاده می شود
  - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از گوه گسیختگی باشد، در جملات دوم و سوم از وزن حجمی مرطوب استفاده می شود

۳۲

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - اثر سطح آب زیرزمینی

برای حالتیکه سطح آب زیرزمینی درون گوه گسیختگی باشد میانگین وزن حجمی مورد استفاده در جمله سوم را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

\* این رابطه میانگین وزن حجمی مرطوب بالای سطح آب زیرزمینی و میانگین وزن حجمی مرطوب زیر سطح آب است.

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

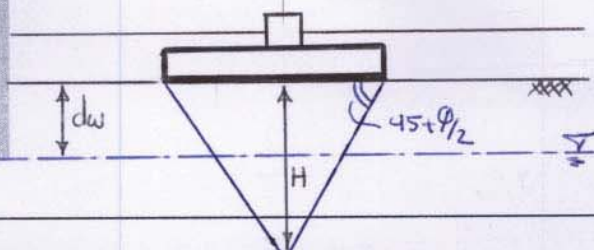
که در آن:

$$H = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

$d_w$  = depth to water table below base of footing

$\gamma_{wet}$  = wet unit weight of soil in depth  $d_w$

$\gamma'$  = submerged unit weight below water table =  $\gamma_{sat} - \gamma_w$

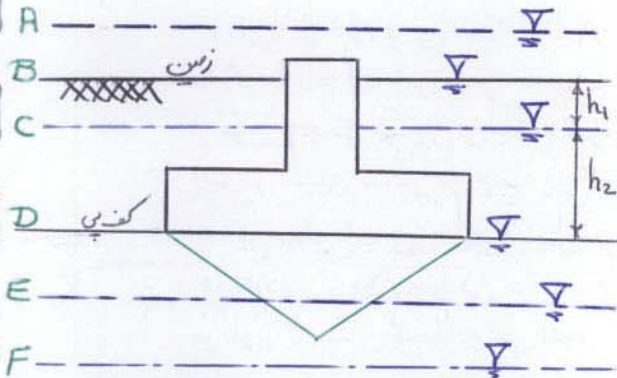


9.81  $\frac{kN}{m^3}$

حمید کاظمی



- \* وقتی سطح آب پایین تر باشد  $\bar{q} Nq$  بیشتر می شود، زیرا آنتن موثر بیشتر می گردد.
- \* ظرفیت باربری از A به D بیشتر می گردد.



$$q_{ult} = CN_c S_c + \bar{q} Nq + \frac{1}{2} \gamma B N \gamma S \gamma$$

$$\rightarrow q_{ult} = CN_c S_c + \gamma D_f Nq + \frac{1}{2} \gamma B N \gamma S \gamma$$

$$\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_b \cdot D_f Nq + \frac{1}{2} \gamma_b \cdot B N \gamma S \gamma \quad \text{حالت A, B}$$

$$q_{ult} = CN_c S_c + (\gamma_{wet} h_1 + \gamma_b \cdot h_2) Nq + \frac{1}{2} \gamma_b \cdot B N \gamma S \gamma \quad \text{حالت C}$$

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_{wet} D_f Nq + \frac{1}{2} \gamma_e \cdot B N \gamma S \gamma \quad \text{حالت D, E}$$

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_{wet} D_f Nq + \frac{1}{2} \gamma_{wet} B N \gamma S \gamma \quad \text{حالت F}$$

$$h_1 = D_f \quad h_2 = 0$$

- $\gamma_{wet}$  وزن مخصوص مرطوب
- $\gamma_{sat}$  وزن مخصوص اشباع
- $\gamma_w$  وزن مخصوص آب
- $\gamma_b$  وزن مخصوص شاد

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - ظرفیت باربری پی بر روی خاکهای چند لایه

● در صورتیکه خاک زیر پی از دو یا چند لایه با اختلاف مقاومت زیاد تشکیل شده باشد، باید مکانیزم گسیختگی بصورت موردی بررسی شده و ظرفیت باربری برای آن مورد خاص تعیین شود. در مرجع شماره ۳ درس چند حالت در این زمینه بررسی شده است.

- (در غیر اینصورت می توان ظرفیت باربری را بطور خیلی تقریبی با متوسط گیری وزنی از پارامترهای مقاومت برشی خاک در محدوده گوه گسیختگی تعیین کرد.)
- (باید توجه داشت که روش های فوق زمانی قابل استفاده اند که ظرفیت باربری را خواهیم با توجه به معیار گسیختگی تعیین کنیم. در صورتیکه معیار نشست باشد، عمق موثر و نحوه تعیین ظرفیت باربری با روش فوق متفاوت خواهند بود)

۳۴

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - ظرفیت باربری پی بر روی خاکهای چند لایه

● متوسط گیری از پارامترهای مقاومت برشی بصورت زیر انجام میشود:

$$\begin{cases} c_{av} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i} \\ \phi_{av} = \tan^{-1} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sum_{i=1}^n H_i = H = 0.5B \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

در روابط فوق شماره ها نشان دهنده شماره لایه خاک می باشند

۳۵



\* روابط حاصلین اصلاح شده هستند. روابط دیگر را برای خروج از کمزورتی استفاده نمی کنند. روابط با کسر  
یا مبر حروف برابر خروج از کمزورتی استفاده می شود.

\* اگر لایه نعل دارای عمق 8cm تا 10cm باشد و لایه بعدی خاک نوع دیگری باشد، ظرفیت باربری به  
خاک لایه بعدی وابسته است.

\* اگر سطح آب زیر زمینی زیر پره سنگینی باشد ولی نزدیک به آن باشد و وجود آب محکم است تا ۹۶ سانتی متر باشد  
(البته برخلاف نتیجه اگر در زمینم). از معیار فاشست باشد این موضوع سنگینی به نوع خاک وصل حاصل نمی  
گردد دارد.

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - کلیاتی در مورد استفاده از روابط ظرفیت باربری

\* ● روابط ظرفیت باربری فشار نهائی  $q_{ult}$  را که منجر به گسیختگی خاک می شوند برآورد می کنند. فشار مجاز  $q_a$  از تقسیم فشار فوق به ضریب اطمینان بدست می آید. ضریب اطمینان را برای گسیختگی پی معمولا حداقل برابر 3 در نظر میگیرند

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad FS = 3$$

● (بطور کلی غیر از تفاوت در موارد استفاده، روابط ظرفیت باربری ترجیح چندانی نسبت بهم ندارند و می توان از ساده ترین رابطه که قابل استفاده برای مسئله مورد نظر ماست استفاده کرد. از رابطه ترزاقی بدلیل سادگی و قدیمی بودن استفاده زیادی شده است. از روابط میرهوف و هانسن نیز استفاده نسبتا زیادی شده است. رابطه وسیک کمتر از بقیه بکار رفته و خیلی نزدیک به رابطه هانسن است.)

● (بهتر است در عمل حداقل از دو رابطه استفاده شود و اگر بین نتایج اختلاف زیاد بود رابطه سومی نیز برای مقایسه بکار رود.)

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی الف- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

● از این روش استفاده زیادی برای تعیین ظرفیت باربری شده است. اولین روابط را ترزاقی و پک در سال ۱۹۶۷ ارائه کردند که بسیار مورد استفاده قرار گرفتند ولی نتایج بعدی نشان داد که این روابط خیلی محافظه کارانه هستند.

● **میرهوف** (۱۹۵۶، ۱۹۷۴) نیز روابطی بر مبنای نشست مجاز ۲۵ میلیمتر پیشنهاد کرد که آنها نیز محافظه کارانه اند. **Bowles** با توجه به نتایج منتشر شده و نظرات اعلام شده، روابط میرهوف را حدودا ۵۰٪ افزایش داده و روابط جدیدی ارائه کرد که آنها نیز بر مبنای نشست مجاز یک اینچ می باشند. این روابط مانند روابط ترزاقی و پک بصورت نمودارهای طراحی نیز در آمده اند



7-7

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

حمید کاظم

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد

• روابط میرهوف که بوسیله Bowles اصلاح شده اند در زیر آمده اند:

$$\begin{cases} q_a = \frac{N}{F_1} K_d & B \leq F_4 \\ q_a = \frac{N}{F_2} \left( \frac{B + F_3}{B} \right)^2 K_d & B > F_4 \end{cases}$$

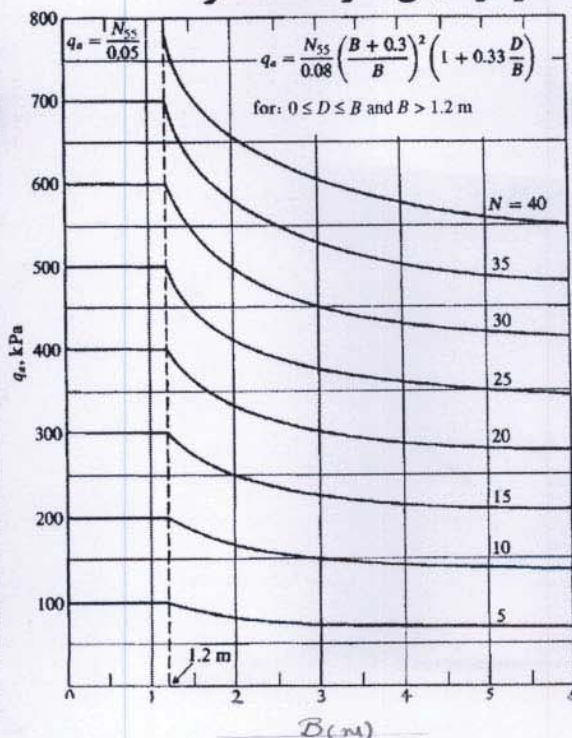
$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$$

	$N_{55}$	
	SI	Fps
$F_1$	0.05	2.5
$F_2$	0.08	4
$F_3$	0.3	1
$F_4$	1.2	4

$q_a$  = allowable bearing pressure for  $\Delta H_o = 25$ -mm or 1-in. settlement, kPa or ksf  
 $K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$  [as suggested by Meyerhof (1965)]

• دیده میشود که ضرایب مورد استفاده در روابط فوق برای عدد نفوذ استاندارد بدست آمده با ۵۵٪ انرژی تئوریک است. ( $N_{55}$ )

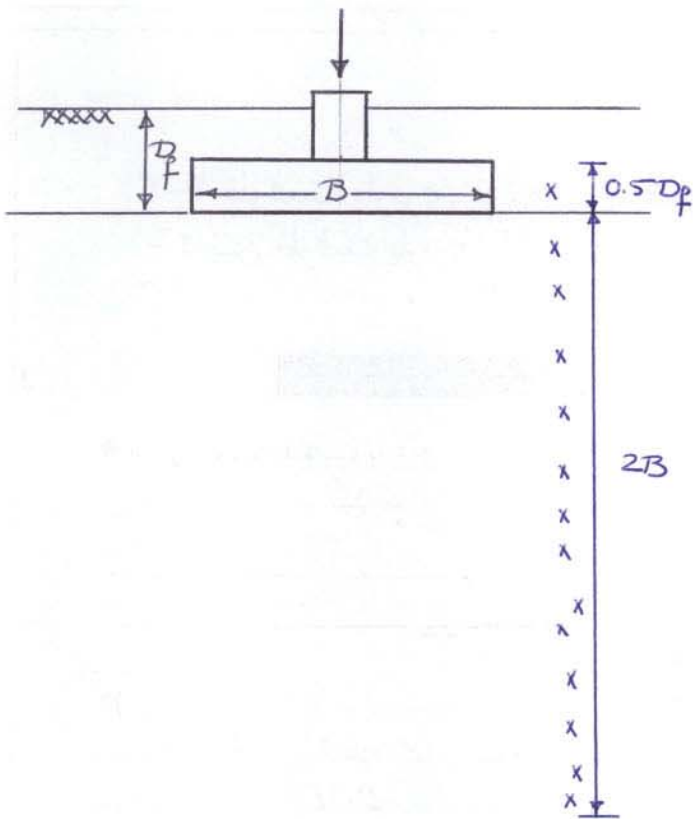
### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد



• شکل روبرو ظرفیت باربری را برای پی در سطح خاک میدهد. برای منظور کردن اثر عمق قرارگیری پی باید مقدار بدست آمده از نمودار را در  $K_d$  ضرب کرد.

• (در تعیین عدد  $N$  برای نمودار، معمولاً از عددهای اندازه گیری شده بین عمق های  $0.5Df$  و  $2B$  متوسط گیری می کنند)





حمید کاظمی  
 سولہ کاظمی

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد

- فشارهای مجاز ( $q_a$ ) بدست آمده برای نشست یک اینچ ( $\Delta H_0$ ) را میتوان با فرض یک رابطه خطی بین فشار مجاز و نشست، برای تعیین فشار مجاز ( $q'_a$ ) مربوط به نشست های مجاز دیگر ( $\Delta H_j$ ) نیز بکار برد:

$$q'_a = \frac{\Delta H_j}{\Delta H_0} q_a \rightarrow \text{فشار نشست یک اینچ}$$

نسبت یک اینچ

- روابط ساده تری نیز بین فشار مجاز و عدد نفوذ استاندارد پیشنهاد شده است. از جمله آنها رابطه Parry (1977) برای خاکهای دانه ای است که بشکل زیر است:

$$q_a = 30N_{55} \text{ (kPa)} \quad (D \leq B) \leftarrow \text{بار خاک دانه ای}$$

در رابطه فوق عدد نفوذ استاندارد در عمق  $0.75B$  تعیین می شود.

عمق  $0.75B$

Parry Equation

## ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

### ب- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط (CPT)

- برای خاکهای دانه ای رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$q_f = K_\phi q_c \text{ (av)}$$

where:

$q_c \text{ (av)}$  = average CPT penetration resistance  
below depth of footing,  $z = B$

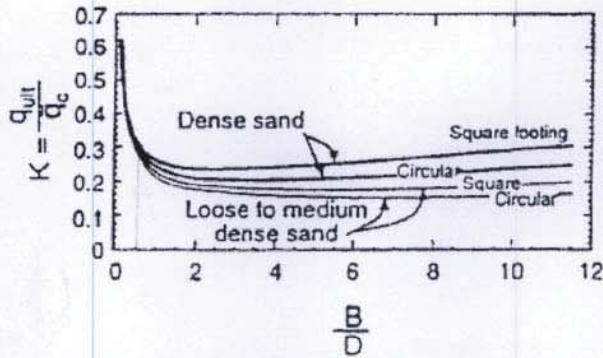
میرهوف (۱۹۵۶) پیشنهاد کرد:  $K_\phi = 0.3$  در نظر گرفته شود.

همچنین دیده شده است که این ضریب بسته به شکل و نسبت عرض به عمق پی، و تراکم خاک میتواند بین ۰/۱۶ و ۰/۳ تغییر کند و استفاده از ضریب کوچکتر در جهت اطمینان بیشتر است. با اینهمه، معمولاً نشست کنترل کننده ظرفیت باربری است.



حمید کاظمی

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط



● شکل روبرو تغییرات ضریب  $K_\phi$  را برحسب نسبت عرض به عمق، شکل پی، و تراکم خاک نشان میدهد

$$q = K_\phi \cdot q_c \text{ (avg)}$$

Figure 9. Correlation between bearing capacity of footing on cohesionless soils and average cone resistance (Eslaamizaad and Robertson, 1996).

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط

● برای خاکهای چسبنده رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$q_f = K_{su} q_c \text{ (av)} + \gamma D$$

$K_{su} = 0.30$  to  $0.60$  depending on footing  $B/D$  and shape and soil OCR and sensitivity.

بطور کلی می توان برای رسها  $K_{su} = 0.3$  در نظر گرفت.

حمید کاظمی



حمید کاظم

### ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

#### ج - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه ای (PLT)

همانگونه که در گذشته ذکر شد استفاده از نتایج این آزمایش برای تخمین نشست و ظرفیت باربری همراه با خطای زیادی است. در اینجا تنها روش های تقریبی برای تعیین ظرفیت باربری با استفاده از این آزمایش ذکر میشود.

• برای خاکهای چسبنده با توجه به رابطه بین مدول عکس العمل خاک و عرض پی که در گذشته ذکر شد، در صورتیکه نشست صفحه و پی مساوی فرض شود، می توان با داشتن بار وارد بر صفحه به عرض  $B_1$  بار مجاز پی به عرض  $B_2$  را از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_{a2} = q_{a1} \frac{B_1}{B_2}$$

• و برای خاکهای دانه ای با توجه به روابط قبل برای آزمایش بارگذاری صفحه ای خواهیم داشت:

$$q_{a2} = q_{a1} \left( \frac{B_1 + B_2}{2B_2} \right)^2$$

### نشست خاکها

- حالات نشست خاکها و موارد پدید آمدن آنها

بسته به نوع خاک نشست خاکها ممکن است بصورت یکی یا ترکیبی از حالت های زیر اتفاق بیفتد:

- |   |  |
|---|--|
| $\left. \begin{array}{l} \text{خاک درشت دانه} \\ \text{خاک ریزدانه} \end{array} \right\}$ | • ۱ نشست آنی (Immediate settlement)          |
|   | • ۲ نشست زماندار (Time-dependent settlement) |
| $\left. \begin{array}{l} \text{خاک ریزدانه} \\ \text{خاک درشت دانه} \end{array} \right\}$ | • ۳ نشست تحکیم (Consolidation settlement)    |
|   | • ۴ نشست ناشی از خزش (Creep settlement)      |

(دو نوع اول در خاکهای درشت دانه و دو نوع دوم در خاکهای ریزدانه مولفه اصلی نشست را تشکیل میدهند)

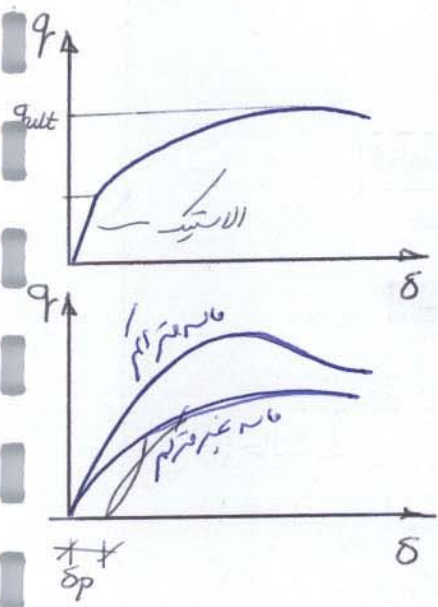


\* در ارتعاش بارگذار صغیر ای تصحیح انجام می‌دهیم. چون عرض بی‌صغیر تفاوت دارند. در تصحیح عرضیت باربری هم اثر عرض باید منظور شود.  
 $q_a \rightarrow q_{allowable}$

\* صلبی موقوع فشار مجاز برای نشست مجاز است (مهندس سازه نشست مجاز را تعیین می‌کند). بعد از این اگر حالتی بارگذاری صغیر ای را انجام می‌دهیم تا به فشاری که به نشست مجاز می‌رسد برسیم. فشار مجاز بدست آمده برای صغیر ای در عرض 30cm است. حال فشار را تصحیح می‌کنیم اگر بی 5 برابر باشد فشار مجاز 5/1 می‌شود (ضاک صغیره)

$$q_{a2} = q_{a1} \cdot \frac{B_1}{B_2}$$

\* فشار مجاز برای ضاک دانه‌ای بی از تصحیح در شرایط یکسان با ضاک صغیره کمتر است.



\* نشست فقط نشست کنواخت نیست. نواسه هم وجود دارد. روابط موجود در نشست از حالت الاستیک خطی پیروی می‌کند.  
 \* در نشست آبی عرض است که با بارگذاری نشست صورت می‌گیرد و با برداشتن بار از بین می‌رود (ضاک کمی دانه‌ای مگر است)

\* در نشست زغندار منظور نشست زغندار ضاک کمی دانه‌ای است. بعد از بارگذاری با گذشت زمان نشست ادامه دارد و متوقف نمی‌شود (صغیر برای ضاک کمی دانه‌ای) البته نسبت به رس کمتر است.

\* نشست تحت بار ثابت را خزش می‌گویند.  
 \* در نشست یکجیم اول یکجیم تمام می‌شود و بعد خزش صورت می‌گیرد.  
 \* خزش برای ضاک کمی زغندار است.

\* در ضاک کمی دانه‌ای نشست زغندار از نشست آبی کمتر است (بعد از 50 سال نشست 1.5 برابر است)

حمید کاظمی



## نشست خاکها

(1) - نشست آنی (Immediate settlement)

روابط مختلفی برای آن داده شده که یکی از کاملترین آنها رابطه زیر است که توسط (Timoshenko and Goodier, 1951) ارائه شده است:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

که در آن:

- $q_0$  : تنش اضافی در محل تماس خاک و پی بر حسب واحد  $E_s$
- $B'$  : کوچکترین بعد ناحیه شرکت کننده در ایجاد نشست (واحد  $\Delta H$ )
- $I_i$  : ضرایب تاثیر که بستگی به نسبت طول به عرض ناحیه بارگذاری شده  $L'/B'$ ، ضخامت لایه نشست پذیر  $H$  نسبت پواسون  $\mu$  و عمق پی  $D$  دارد
- $E_s, \mu$  : پارامترهای الاستیک خاک (ضریب پواسون، ضریب الاستیسیته)

$$I_i \rightarrow I_1, I_2, I_F$$

## نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)

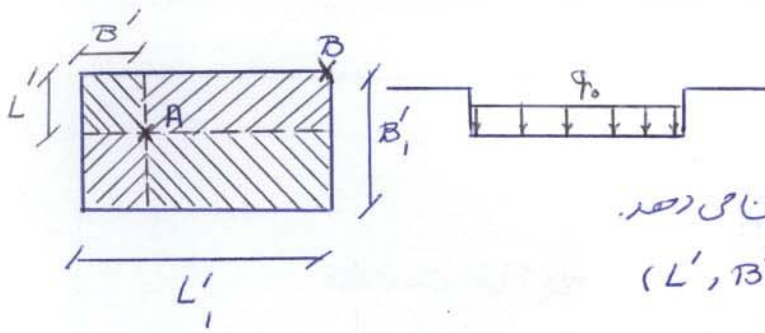
ضرایب تاثیر از روابط زیر (Steinbrenner 1934) بدست می آیند:

$$\begin{cases} I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \\ I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left( \frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ in radians}) \end{cases}$$

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

- ضرایب  $I_1$  و  $I_2$  در جدول 5-2 کتاب Bowles (1996) داده شده اند
- \* برای بدست آوردن نشست در یک نقطه درون سطح بارگذاری شده باید سطح را به سطوح کوچکتر تقسیم کرده و از اصل جمع اثرات استفاده کنیم

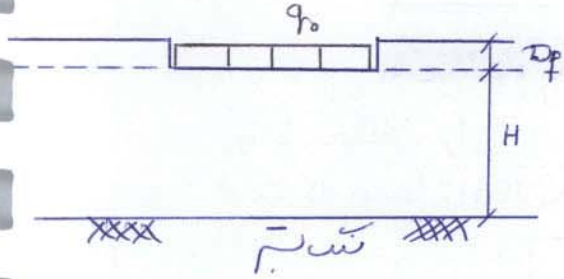




حرا  $B'$  را کوچکترین بعد در نظر می گیریم ؟  
 عدت اینت که در رابطه نسبت را در دست نشانی دهه  
 برابر تقصه  $A$  از بعد بریزیم استفاده می شه (  $L'$  و  $B'$  )

\* برای تقصه  $B$  (  $L'$  و  $B'$  ) داریم

$q_0$  در سطح کل سازه بر ستونش و در آخر بر بی اینت



\* برابر  $H$  می بشیم و می گوییم حجم  $H$  می شه که تغییر ضرایب  
 نداره

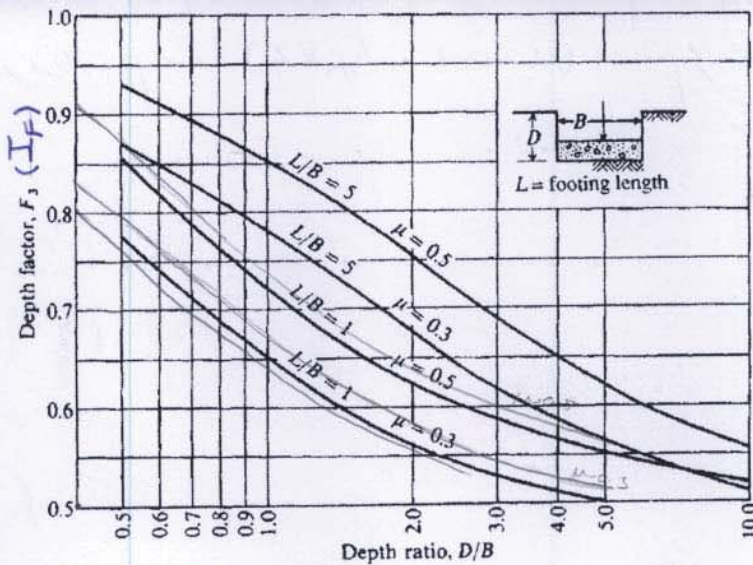
\*\* هر دو عدد برای  $E$  است برابر  $q_0$  هم انتخاب کنیم

\*  $I_1$  و  $I_2$  بدون بعد هستند

حمید کاظمی

## نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)



- ضریب  $I_F$  نیز مربوط به اثر عمق است که از شکل روبرو بدست می آید (در شکل روبرو  $F_3$  همان  $I_F$  است).
- برای بدست آوردن  $I_F$  ممکن است به درون یابی نیاز داشته باشیم

## نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)

بخشی از جدول 5-2 در زیر آمده است ← (کتاب Bowles ص 304, 305)

TABLE 5-2  
Values of  $I_1$  and  $I_2$  to compute the Steinbrenner influence factor  $I_s$  for use in Eq. (5-16a) for several  $N = H/B'$  and  $M = L/B'$  ratios

$N$	$M \rightarrow$	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	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
	$I_2$	0.041	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
0.4	$I_1$	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
	$I_2$	0.066	0.068	0.069	0.070	0.070	0.071	0.071	0.072	0.072	0.073	0.073
0.6	$I_1$	0.066	0.064	0.063	0.061	0.060	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
	$I_2$	0.079	0.081	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089	0.090	0.091	0.091	0.092
0.8	$I_1$	0.104	0.102	0.100	0.098	0.096	0.095	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089
	$I_2$	0.083	0.087	0.090	0.093	0.095	0.097	0.098	0.100	0.101	0.102	0.103
1.0	$I_1$	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
	$I_2$	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.100	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109

$$N = \frac{H}{B'} \quad M = \frac{L'}{B'}$$



\* از لحاظ رفتار، بتن در عین برابر با فولاد است. اما از لحاظ اقتصاد در خوب نیست.

\*  $I_F$  یا  $F_3$  (  $I_F = F_3$  ) ضریب تاثیر است که در عین قرارگیری در اثر نسبت بتن می دهد.

\* نحوه درون یابی:

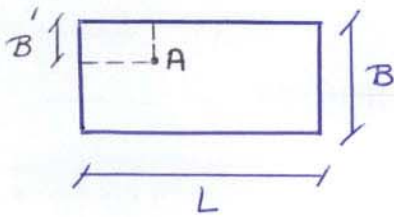
برای  $L/B = 2$  و  $\mu = 0.4$

در ابتدا  $(L/B = 5, \mu = 0.4)$  و  $(L/B = 1, \mu = 0.4)$  رسم می کنیم  
 حال بین دو نمودار رسم شده  $(L/B = 2, \mu = 0.4)$  را رسم می کنیم.

برای مقادیر  $N$ ،  $I_1$  و  $I_2$  تغییر صدانی ندارد.

\* اگر نقطه A در وسطی باشد  $B = B'$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \frac{H}{B'} \\ M = \frac{L}{B'} \end{array} \right.$$



## نشست و دوران پی ها - نشست آنی (Immediate settlement)

۱ • اگر سطح بارگذاری شده به سطوح کوچکتر تقسیم شده باشد باید از ابعاد سطوح کوچکتر استفاده شود مانند آنچه در گسترش تنش در خاک داشتیم. بطور مثال برای محاسبه نشست در گوشه و مرکز پی داریم:

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

$$B' = \frac{B}{2} \text{ for center; } = B \text{ for corner } I_i$$

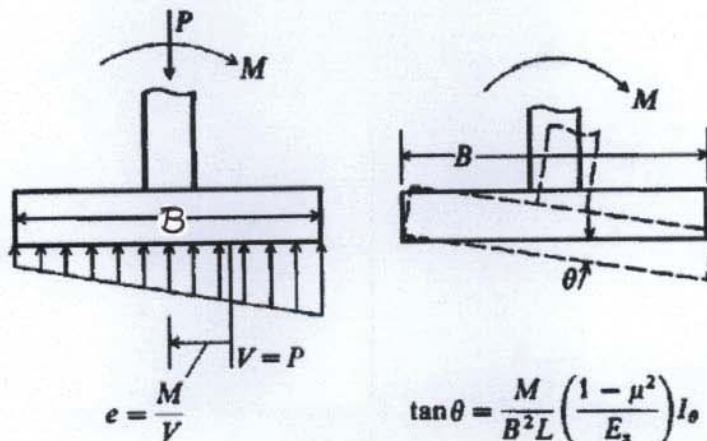
$$L' = L/2 \text{ for center; } = L \text{ for corner } I_i$$

۲ • اگر چند لایه خاک در زیر پی در محدوده عمق موثر داشته باشیم می توان از متوسط وزنی بشکل زیر برای بدست آوردن مدول الاستیسیته متوسط استفاده کرد ولی این روش میتواند نتایج غیر دقیقی بدهد (عمق موثر حدودا پنج برابر عرض پی، و یا برابر با عمق لایه سخت با مدول الاستیسیته حدود ده برابر لایه مجاور است).

$$E_{s,av} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + \dots + H_n E_{sn}}{H} \quad H = \sum_i^n H_i$$

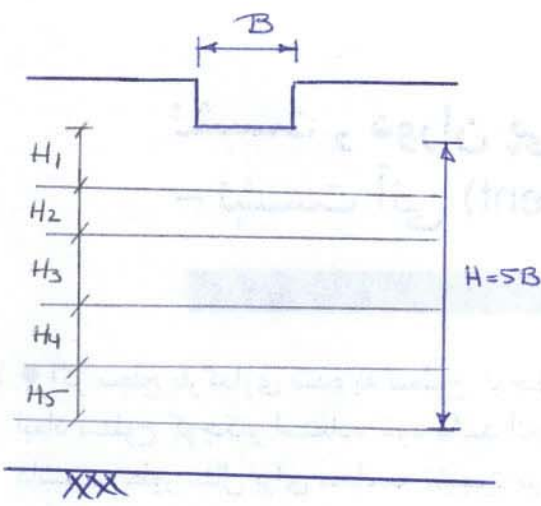
## نشست و دوران پی ها \* - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

• دوران پی تحت بار خارج از مرکز یا لنگر بشکل زیر صورت میگیرد



$$\tan \theta = \frac{M}{B^2 L} \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_0$$





(immediate settlement)

$$H = 5B$$

$$\frac{H}{B} = 5$$

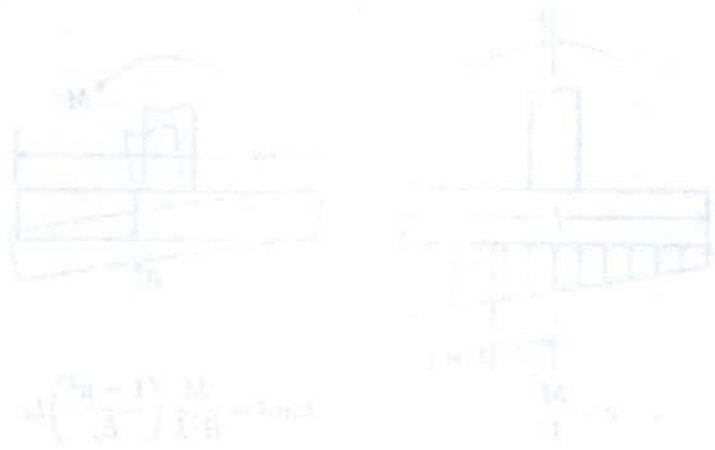
$$\frac{B}{L} = \frac{1}{2}$$

$$I = 1/2 \text{ for } c = 1 \text{ for } c = 1$$

Handwritten notes in Persian script, likely describing the conditions for immediate settlement and the relationship between notch dimensions and soil properties.

$$I = \frac{H_1 B_1 + H_2 B_2 + \dots + H_n B_n}{\sum B_i}$$

Time-dependent settlement (T) (Time-dependent settlement) - Handwritten notes in Persian script.



$$d \left( \frac{H_1 - 1}{B} \right) \frac{M}{I} = \dots$$

Handwritten signature or name in Persian script, oriented vertically.

## نشست و دوران پی ها - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

• دوران پی با فرض رفتار الاستیک از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\tan \theta = \frac{1 - \mu^2}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

در رابطه فوق متغیرها مانند آنچه در شکل نشان داده شده است می باشند.  $B$  بعدی از پی است که در برابر لنگر مقاومت می کند و  $I_\theta$  ضریب تاثیر است که مقدار آن برای پی های صلب و منعطف در جدول بعد داده شده است.  $E_s$  و  $\mu$  نیز مدول الاستیسیته و نسبت پواسون خاک می باشند.

\* لزومی ندارد  $B$  کوچکتر از  $L$  باشد. چهارراه تخمین مقاومت کردن در برابر لنگر می باشد.

۵۲

## نشست و دوران پی ها - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

جدول فاکتورهای تاثیر برای پی های صلب و منعطف

Influence factors  $I_\theta$  to compute rotation of a footing

$L/B$	منعطف Flexible	صلب Rigid†
0.1	1.045	1.59
0.2	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
$B=L$ 1.00 (circle)	3.15 (3.00)*	4.17 (5.53)*
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06 = $16/\pi$

For rigid:  
 $I_\theta = 16/[\pi(1 + 0.22B/L)]$

\*For circle  $B$  = diameter.

†There are several "rigid" values; these are from equations given by Taylor (1967, Fig. 9, p. 227). They compare reasonably well with those given by Poulos and Davis (1974, p. 169, Table 7.3).

۵۳



که روز ناز و شرمندگی

(Time-dependent self-referent) که روز ناز و شرمندگی -

**تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی**

تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی

$$\frac{1}{1 + \frac{1}{x}} = \frac{x}{1+x}$$

تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی

تفاوت بین ناز و شرمندگی

که روز ناز و شرمندگی

(Time-dependent self-referent) که روز ناز و شرمندگی -

**تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی**

تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی

Time	Value	Value
0	1.00	1.00
1	0.50	0.50
2	0.33	0.33
3	0.25	0.25
4	0.20	0.20
5	0.17	0.17
6	0.15	0.15
7	0.14	0.14
8	0.13	0.13
9	0.12	0.12
10	0.11	0.11
11	0.11	0.11
12	0.10	0.10
13	0.10	0.10
14	0.09	0.09
15	0.09	0.09
16	0.08	0.08
17	0.08	0.08
18	0.08	0.08
19	0.07	0.07
20	0.07	0.07
21	0.07	0.07
22	0.06	0.06
23	0.06	0.06
24	0.06	0.06
25	0.05	0.05
26	0.05	0.05
27	0.05	0.05
28	0.05	0.05
29	0.04	0.04
30	0.04	0.04
31	0.04	0.04
32	0.04	0.04
33	0.04	0.04
34	0.03	0.03
35	0.03	0.03
36	0.03	0.03
37	0.03	0.03
38	0.03	0.03
39	0.03	0.03
40	0.02	0.02
41	0.02	0.02
42	0.02	0.02
43	0.02	0.02
44	0.02	0.02
45	0.02	0.02
46	0.02	0.02
47	0.02	0.02
48	0.02	0.02
49	0.01	0.01
50	0.01	0.01

تفاوت بین ناز و شرمندگی و ناز و شرمندگی

حمید کاظمی

## نشست و دوران پی ها

۲- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

- نشست خاکهای دانه ای هم معمولاً با گذشت زمان افزایش می یابد.
- معروفترین رابطه برای منظور کردن اثر زمان بر نشست خاکهای دانه ای رابطه Schmertmann (1970, 1978) است.
- این رابطه برای تعیین نشست پی ها بر روی خاکهای دانه ای با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط <sup>(CPT)</sup> پیشنهاد شده است ولی می توان آنرا برای موارد دیگر نیز با داشتن مدول الاستیسیته خاک بکار برد.

پی مربعی  $B/2$   
 پی نواری  $B$   
 عمق بیشترین کرنش عمودی در مرکز سطح بارگذاری (پی با عرض  $B$ )

## نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

این روش مبتنی بر فرضیات زیر است:

- (بیشترین کرنش عمودی در مرکز سطح بارگذاری شده با عرض  $B$  در پی های مربعی در عمق  $B/2$  و در پی های نواری در عمق  $B$  زیر سطح پی اتفاق می افتد).

- (تنش اضافی ناشی از بارگذاری در سطح خاک برای پی مربعی در عمق  $z=2B$  و در پی نواری در عمق  $z=4B$  قابل صرفنظر کردن است)

\* در این روش از فاکتورهای تاثیر کرنش  $(I_z)$  که با عمق تغییر می کنند استفاده میشود. خاک به تعدادی (مثلاً  $n$ ) لایه تقسیم شده و ضریب تاثیر و مدول الاستیسیته مربوط به هر لایه جداگانه تعیین و در محاسبات بکار میرود

عمق صرفنظر کردن تنش اضافی (پی با عرض  $B$ )  

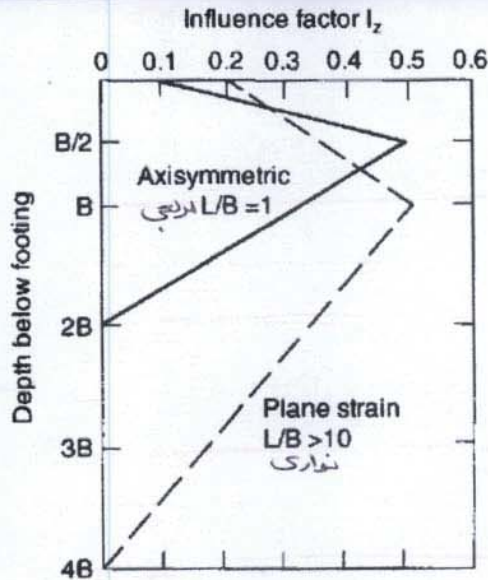
$$= \begin{cases} z=2B & \text{پی مربعی} \\ z=4B & \text{پی نواری} \end{cases}$$





## نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)



فاکتورهای تاثیر با استفاده از شکل روبرو بدست می آید:

۵۶

## نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

نشست خاک با استفاده از رابطه روبرو بدست

می آید:

که در آن:

نشست زماندار

$$\rho = C_1 C_2 \Delta p \sum_1^n \frac{I_z}{x q_c} \Delta z_1$$

$x$  : ضریبی است که برای پی مربعی برابر 2.5 و برای پی نواری برابر 3.5 است  
 $I_z$  : فاکتور تاثیر کرنش که مقدار آن در مرکز هر لایه با استفاده از شکل نشان داده شده تعیین میشود. تغییرات این ضریب برای پی مربعی و پی نواری باهم تفاوت دارد

$C_1$  : ضریبی که تاثیر عمق قرارگیری پی را منظور میکند و برابر است با:

$$C_1 = 1.0 - 0.5 \frac{\sigma'_v}{\Delta p} \quad (=1.0 \text{ for a surface footing})$$

$C_2$  : ضریبی که تاثیر زمان را منظور میکند و با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} 10t \quad (t \text{ زمان بر حسب سال است})$$

۵۷

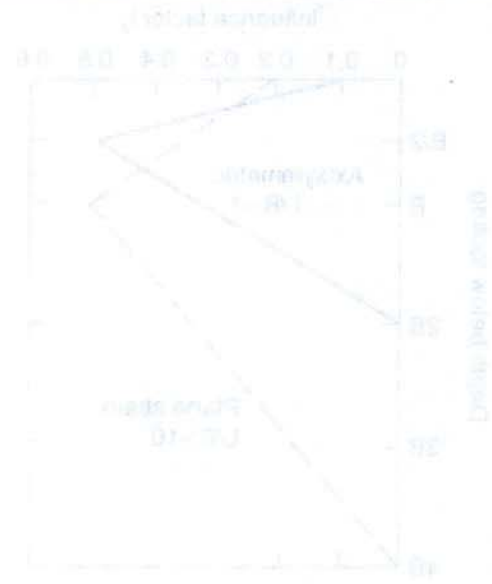


که چون اوج و تنظیم

(Time-dependent settlement) برآورد و تحلیل با جدول تنظیم

جدول تنظیم برای تحلیل و برآورد

با استفاده از جدول زیر می توان  
برآورد تنظیم را انجام داد



که چون اوج و تنظیم

(Time-dependent settlement) برآورد و تحلیل با جدول تنظیم

جدول تنظیم برای تحلیل و برآورد

برای تحلیل و برآورد تنظیم  
از جدول زیر استفاده کنید

$$\sum_{i=1}^n C_i \Delta p_i = 0$$

این معادله را می توان برای تحلیل و برآورد تنظیم  
در شرایط مختلف استفاده کرد

برای تحلیل و برآورد تنظیم

$$10 - 0.2 \frac{\sum C_i \Delta p_i}{\gamma H}$$

این معادله را می توان برای تحلیل و برآورد تنظیم  
در شرایط مختلف استفاده کرد

حمید کاظمی

## نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

$q_c$ : مقاومت نوک مخروط. ضریب  $X$  در مخروط کسر در واقع برای تبدیل مقاومت نوک مخروط به مدول الاستیسیته خاک بکار رفته است (بجای استفاده از این حاصلضرب در مخروط کسر می توان مدول الاستیسیته خاک را قرار داد).

$$Xq_c = E_s$$

$\Delta p = p - p_0$ : تنش افزوده در تراز پی (تفاوت تنش موجود قبلی با تنش کل جدید)

$p_0 = \gamma D_f$ : تنش موجود قبل از قرار دادن پی

$n$ : تعداد لایه ها

$\Delta z$ : ضخامت لایه

(برای استفاده از این رابطه معمولا خاک را به لایه های کوچکتر تقسیم کرده و برای هر لایه فاکتور تاثیر، مدول الاستیسیته و ضخامت مربوط به آن را تعیین کرده و در عبارت مجموع قرار میدهند.)

$$\Delta p = p - p_0 \rightarrow C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_v}{p - p_0}$$

$\Delta p$  و  $p_0$

$\sigma'_v$  مربوط به عمق  $D_f$  برابر

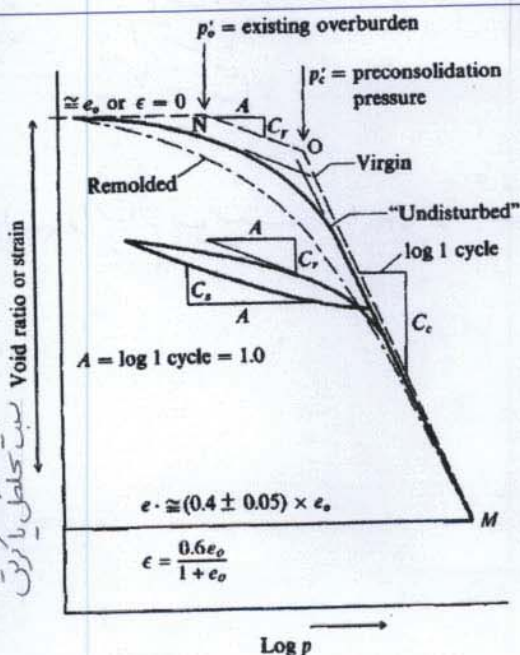
$p$  و تنش خود پی در تراز سطح زیرین پی

$$(p_0 = \sigma'_v)$$

۵۸

## نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)



• (در خاکهای ریزدانه اشباع اتفاق می افتد و معمولا کامل شدن آن به زمان زیادی نیاز دارد.)

• (در خاکهای با تحکیم عادی، تغییرات نسبت تخلخل  $e$  (یا کرنش حجمی یا حجم ویژه) با لگاریتم تنش عمودی، دارای یک شیب مربوط به بارگذاری اولیه  $(C_e)$  می باشد. در اینحالت تنش موجود در محل  $p'_0$  با تنش پیش تحکیمی  $p'_c$  برابر است.)

• (در خاکهای پیش تحکیم یافته  $p'_c > p'_0$  و منحنی دارای شیب های  $C_c$  و  $C_r$  (یا  $C_s$ ) برای بارگذاری مجدد یا تورم می باشد.)

۵۹

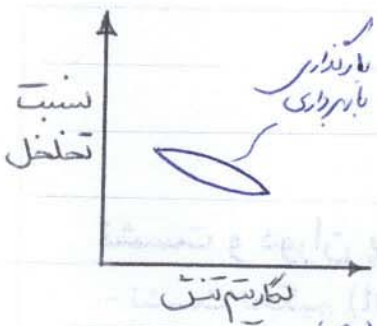


Time-dependent settlement

(Time-dependent settlement) یا خاک و لایہ کے باہر دینے سے

Time-dependent settlement is the settlement that occurs over a long period of time. It is caused by the gradual compression of soil particles and the consolidation of soil. The rate of settlement is slow and continues for a long time. It is a function of time and is not directly related to the load applied. The settlement is caused by the gradual compression of soil particles and the consolidation of soil. The rate of settlement is slow and continues for a long time. It is a function of time and is not directly related to the load applied.

Time-dependent settlement is the settlement that occurs over a long period of time. It is caused by the gradual compression of soil particles and the consolidation of soil. The rate of settlement is slow and continues for a long time. It is a function of time and is not directly related to the load applied.



$C_s \rightarrow$  Coefficient of Swelling

$P_c \rightarrow$  تنس پیں کلیم

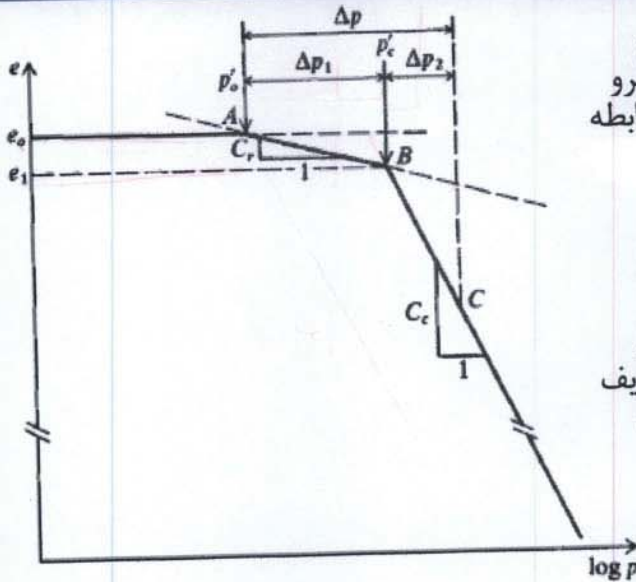
- \* اگر خاک دار پیں کلیم باشد  $C_s = C_c$  و  $C_c$  نیز داریم
- \* خالی نہ دیت خوردنی دارد خوردنی کی عفت می آید
- \* اگر خالصت خاک کلیم یافته زیاد باشد کمتر بت خاک را به حید لایہ تقسیم نموده، در مہ لایہ نسبت را صی لہ کنیم

\* اگر پیں کلیم داریم نسبت را با  $C_c$  و نسبت بعدی را با  $C_c$  نسبت می آوریم

حمید کاظمہ

## نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)



خاک عادی تحکیم یافته 8

• در صورتیکه خاک دارای تحکیم عادی باشد بخش AB در شکل روبرو وجود نداشته و نشست تحکیم از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0}$$

در رابطه بالا  $\Delta H$  نشست تحکیم خاک بوده و بقیه متغیرها دارای تعریف های گفته شده در قبل و نشان داده شده در شکل می باشند.

8 H ضخامت لایه رس

بعد از نشست اولیه ممکن است نشست ثانویه هم داشته باشیم.

## نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)

خاک پیش تحکیمی 8

• در صورتیکه خاک پیش تحکیم یافته بوده و تنش افزوده از فشار پیش تحکیمی بیشتر باشد از روابط زیر برای تعیین نشست کل استفاده میشود:

$$\begin{cases} \Delta H_1 = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} & (p'_0 + \Delta p_1 \leq p'_c) \\ \Delta H_2 = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p'_c + \Delta p_2}{p'_c} & (\Delta p_2 = \Delta p - p'_c > 0) \end{cases} \quad C_r = C_s$$

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 \quad \Delta H_p = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad \Delta H_p = \text{نشست اولیه (Primary)}$$

• در صورتیکه خاک پیش تحکیم یافته بوده ولی تنش افزوده از فشار پیش تحکیمی کمتر باشد، نشست تحکیم تنها دارای یک بخش بوده و از رابطه اول برای تعیین نشست تحکیم  $\Delta H_1$  استفاده میشود.

• نشست های محاسبه شده نشست اولیه (primary consolidation) کل می باشند. نحوه تغییر نشست با گذشت زمان را در مکانیک خاک دیده اید. اگر ضخامت لایه زیاد باشد بهتر آنرا به چند لایه کوچکتر تقسیم کنیم.

\* تنش عمودی P هم تنشی عمودی اعمالی بر لایه رس هستند.

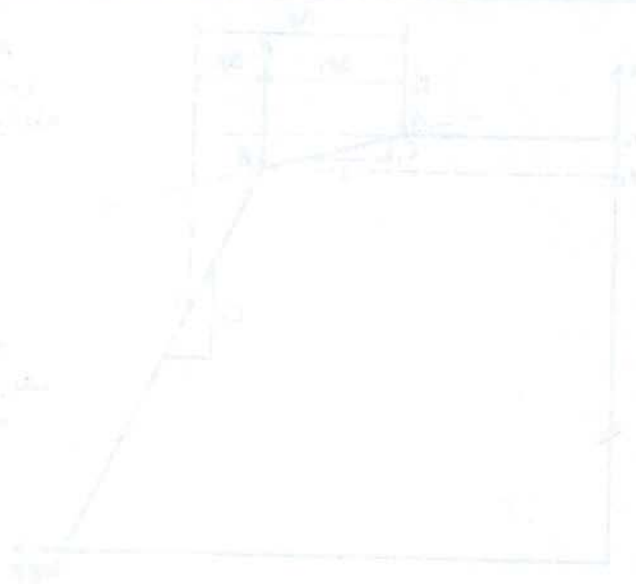


له روز ناز و نه تمشنا  
(Consolidation settlement) میله خست

پس از آنکه در زمان  $t_1$  و  $t_2$  در خاک  
در عمق  $z_1$  و  $z_2$  در زمان  $t_1$  و  $t_2$   
در عمق  $z_1$  و  $z_2$  در زمان  $t_1$  و  $t_2$

$$U = \frac{C_v t}{d^2} = \frac{C_v t}{d^2} = \frac{C_v t}{d^2}$$

در عمق  $z_1$  و  $z_2$  در زمان  $t_1$  و  $t_2$   
در عمق  $z_1$  و  $z_2$  در زمان  $t_1$  و  $t_2$   
در عمق  $z_1$  و  $z_2$  در زمان  $t_1$  و  $t_2$



\* موجود در محل با افزایش عمق زیاد می شود و تنش اضافی ناشی از بار بنادر با افزایش عمق کاهش

می باید.  
\* اگر خاک رس تکم یافته باشد نسبت کمتری از حالت خاک با تکم عادی خواصم داشت. اگر خواصم  
در محل کاری کنیم در نسبت کمتری داشته باشیم بهترین زمینها دارا از خاک رس تکم یافته باشد  
در  $P_e' < P_e' + \Delta P_e'$  باشد.

\* هر چه بیشتر در عمق برویم تنش موجود بیشتر است و قابلیت اعمال بار بیشتری هست (نزای)  
استفاده می (در عمق)

\* خزش: نسبت تحت بار ثابت با تغییر زمان نسبت ثانویه

حمید کاظمی

## نشست و دوران پی ها

### - نشست تحکیم (Consolidation settlement)

● پس از پایان تحکیم اولیه (primary consolidation) ممکن است خاک تحکیم ثانویه (secondary consolidation) یا خزش (creep) خود را آغاز کند

● نشست ناشی از خزش از رابطه زیر قابل تعیین است:

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

در رابطه فوق:

$H_f$ : ضخامت لایه نشست پذیر پس از پایان تحکیم اولیه،  
 $C_\alpha$ : ضریب تحکیم ثانویه

$t_1$  و  $t_2$ : زمانهای نشست اولیه و ثانویه (سال)

می باشند. نشست کل خاک رسی  $\Delta H_{total}$  برابر با مجموع نشست های اولیه  $\Delta H_p$  و ثانویه  $\Delta H_s$  آن می باشد. یعنی داریم:

$$\Delta H_{total} = \Delta H_p + \Delta H_s$$

۲۲

$w_L$  → درصد رطوبت صدروانی  
 $w_p$  → درصد رطوبت صدخیزی  
 $w_N$  → درصد رطوبت طبیعی کل

## نشست و دوران پی ها

### - نشست تحکیم

روابط تجربی برای برآورد ضرایب تحکیم

TABLE 2-5  
Correlation equations for soil compressibility/consolidation

Compression index, $C_c$	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$	Clays of moderate $S_r$	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}}\right)^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_p$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_p + 0.0133I_p(1.192 + C_p/I_p)]$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppula (1986)
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Khafaji and Andersland (1992)
<b>Recompression index, <math>C_r</math></b>		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1C_c$	Best for $I_p < 50\%$ In desperation	Nakase et al. (1988)
<b>Secondary compression index, <math>C_\alpha</math></b>		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_p$ $= 0.0001w_N$		Nakase et al. (1988)
$C_\alpha = 0.032C_c$	$0.025 < C_c < 0.1$	NAFAC DM7.1 p. 7.1-237 Mesri and Godlewski (1977)
$C_\alpha = 0.06 \text{ to } 0.07C_c$	Peats and organic soil	Mesri (1986)
$C_\alpha = 0.015 \text{ to } 0.03C_c$	Sandy clays	Mesri et al. (1990)

۲۳

محمد کاظمی



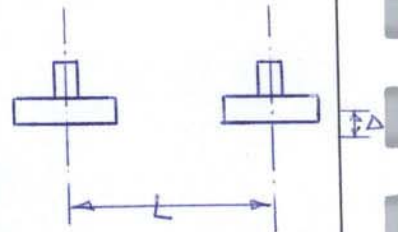


## نشست و دوران پی ها - نشست و دوران مجاز پی ها

MacDonald and Skempton (1955) مقادیر پیشنهادی

**TABLE 5-7**  
**Tolerable differential settlement of buildings, mm\***  
Recommended maximum values in parentheses

Criterion	Isolated foundations منفرد	Rafts رادب
Angular distortion (cracking)		$1/300 = \frac{\Delta}{L}$
Greatest differential settlement		
Clays		45 (35)
Sands		32 (25)
Maximum settlement		
Clays	75	75-125 (65-100)
Sands	50	50-75 (35-65)



اعداد داخل براکت برای طراحی توصیه می شوند. لقبه مجدوده نشست پیداشده برای عملکرد رضایت بخش سازه است.

۶۴

نشست - Bowles, هندرسون

## نشست و دوران پی ها - نشست و دوران مجاز پی ها

**TABLE 5-8**  
**Permissible differential building slopes by the USSR code on both unfrozen and frozen ground**

All values to be multiplied by  $L$  = length between two adjacent points under consideration.  $H$  = height of wall above foundation.\*

Structure	On sand or hard clay	On plastic clay	Average max. settlement, mm
Crane runway	0.003	0.003	
Steel and concrete frames	0.002	0.002	100
End rows of brick-clad frame	0.0007	0.001	150
Where strain does not occur	0.005	0.005	
Multistory brick wall			25 $L/H \geq 2.5$
$L/H$ to 3	0.0003	0.0004	100 $L/H \leq 1.5$
Multistory brick wall			
$L/H$ over 5	0.0005	0.0007	
One-story mill buildings	0.001	0.001	
Smokestacks, water towers, ring foundations	0.004	0.004	300
<b>Structures on permafrost</b>			
Reinforced concrete	0.002-0.0015		150 at 40 mm/year†
Masonry, precast concrete	0.003-0.002		200 at 60 mm/year
Steel frames	0.004-0.0025		250 at 80 mm/year
Timber	0.007-0.005		400 at 129 mm/year

مقادیر پیشنهادی  
این نامه روسیه

۶۵

حمید کاظمی



له یون ناپوه و تمشه  
له یون ناپوه و تمشه -

Stal-Evans and Pridgen (1952) -  
په یون ناپوه و تمشه

TABLE 2.7  
Tolerable differential settlement of buildings, mm  
تولرېدلې ناپوهې د بڼو په برخو کې

Foundation	Building	Settlement
Rigid	Type	10-15 (25-35)
		20-25 (45-55)
Flexible	Type	15-20 (35-45)
		25-30 (55-65)

له یون ناپوه و تمشه  
له یون ناپوه و تمشه -

په یون ناپوه و تمشه

TABLE 2.8  
Tolerable differential settlement of buildings, mm  
تولرېدلې ناپوهې د بڼو په برخو کې

Foundation	Building	Settlement
Rigid	Type	10-15 (25-35)
		20-25 (45-55)
Flexible	Type	15-20 (35-45)
		25-30 (55-65)

حمید  
په یون ناپوه و تمشه

# پی سازی

دکتر امام

حمید کاظم

میان ترم دوم



رحمہ اللہ علیہ

ولہذا

وہذا

وہذا

محمد کاظم

محمد کاظم

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

### ترکیبات بارگذاری برای حالت حد نهائی

$$S_e = S(1.25D + 1.5L)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_u = S [D + 1.2L + 1.2 (E یا W)] \\ S_u = S [0.85D + 1.2 (E یا W)] \\ S_u = S [1.25D + 1.5L + 1.5 H] \\ S_u = S [0.85D + 1.5 H] \\ S_u = S [D + 1.2L + T] \\ S_u = S [1.25D + 1.5 T] \end{array} \right.$$

ترکیب مینا: ←

ترکیبات اتفاقی:

D بار دائمی (مرده)

L سربارهای بهره برداری (بار زنده)

E بار زلزله

W بار باد

H رانش خاک

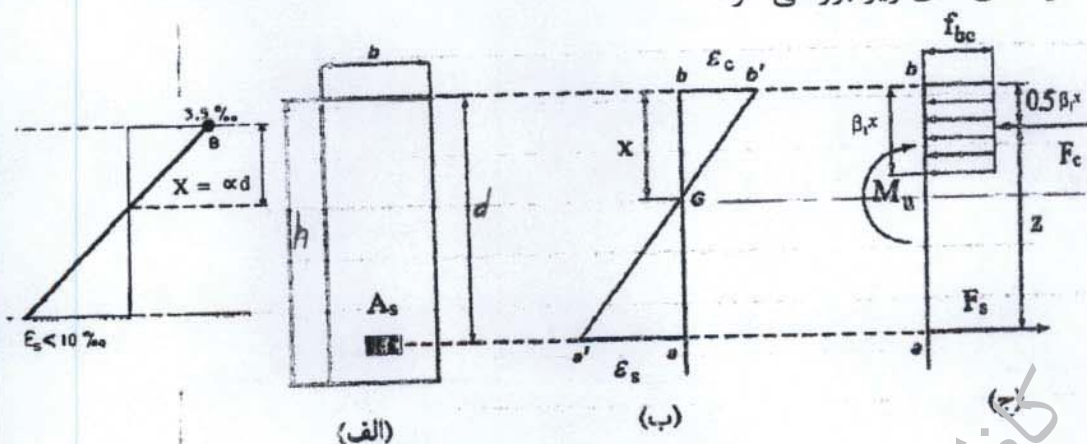
F فشار آب

T اثرات حرارتی، جمع شدگی و وارفتگی

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

### طراحی خمشی مقطع بتن مسلح بدون آرما تور فشاری

برای یک مقطع بتن مسلح تحت خمش تعادل نیروها و لنگرها را می توان با استفاده از شکل های زیر بررسی کرد



محمد کاظم



روزانه روزی روزانه روزانه  
 ولسه زنگه ولسه زنگه زنگه زنگه

روزانه روزانه روزانه روزانه

روزانه روزانه روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه

روزانه روزانه روزانه روزانه

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

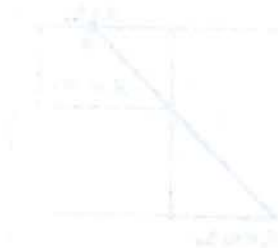
$$2 \times 100 + 100 \times 2 = 400$$

روزانه روزانه روزانه روزانه  
 ولسه زنگه ولسه زنگه زنگه زنگه

روزانه روزانه روزانه روزانه

روزانه روزانه روزانه روزانه

روزانه روزانه روزانه روزانه



حمید کاظمی

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

در اینجا از این علامت های اختصاری استفاده شده است:

$h, b$	- عرض و ارتفاع کل مقطع
$d$	- ارتفاع موثر مقطع (فاصله مرکز ثقل فولاد کششی تا دورترین تار فشاری)
$A_s$	- سطح مقطع فولادهای کششی
$x$	- فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری
$\epsilon_c = 0.003$	- کرنش حدی بتن
$\epsilon_s$	- کرنش فولادهای کششی
$f_{cd} = \phi_c f_c$	- مقاومت محاسباتی بتن
$f_{yd} = \phi_s f_y$	- مقاومت محاسباتی فولاد
$\phi_s = 0.85$ و $\phi_c = 0.6$	- ضریب ایمنی جزیی بتن و فولاد
$F_y$	- نیروی کششی در فولاد
$F_c$	- نیروی فشاری در بتن
$z$	- بازوی نیروهای داخلی مقطع

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

فولاد کششی مورد نیاز با اعمال تعادل نیروها و لنگرها در مقطع محاسبه میشود:  
① رابطه تعادل نیروها، کشش فولاد،  $F_y$  و  $F_c$  می باشد

$$F_y - F_c = 0 \rightarrow A_s f_y - b f_{bc} \beta_1 x = 0$$

$$\beta_1 x = \frac{A_s f_y}{b f_{bc}}$$

② رابطه تعادل لنگرها (با توجه به نیروی کششی فولاد) در مقطع

$$M_u - F_y z = 0$$

$$M_u = A_s f_y \left( d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$M_u = A_s \phi_s f_y \left[ d - \frac{1}{2} \times \frac{A_s \phi_s f_y}{b \times f_{bc}} \right]$$

با جایگزینی جمله  $\beta_1 x$  می توان نوشت:

از معادله درجه دوم، مقدار فولاد کششی مورد نیاز مطابق رابطه زیر حاصل می شود.

$$\rightarrow A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$





## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• درصد فولاد موجود در مقطع را معمولاً با نسبت  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  نشان میدهند. درصد فولادی که در آن بتن و فولاد بطور همزمان به کرنش حدی خود می رسند درصد فولاد تعادل (balance) نامیده و با  $\rho_b$  نشان میدهند.

• برای آنکه گسیختگی خمشی از ناحیه بتن اتفاق نیفتاده و از نوع ترد نباشد، آئین نامه ایران حداکثر فولاد خمشی را به فولاد حالت تعادل محدود می کند یعنی:

$$\rho_{\max} = \rho_b$$

• همچنین برای آنکه در ناحیه کششی گسیختگی از ناحیه بتن اتفاق نیفتد، باید فولاد حداقل در مقطع طوری تعیین شود که مقاومت مقطع از مقاومت ترک خوردگی آن کمتر نشود. این ضابطه نیز بصورت زیر اعمال میشود:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• حداقل فولاد حرارتی و جمع شدگی نیز برای فولادهای مصرفی معمول عبارتند از:

←	$S_{300}, S_{270}$	فولاد ۰/۰۰۲ مقطع کل
←	$S_{240}$	فولاد ۰/۰۰۱۸ مقطع کل $bh$
←	$S_{200}$	فولاد ۰/۰۰۱۵ مقطع کل

لازم بذکر است که در صورتیکه فولاد مورد استفاده در مقطع از 1.33 برابر فولاد محاسباتی مورد نیاز مقطع بیشتر باشد نیازی به تامین فولاد حداقل نخواهد بود.



رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

**رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ**

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

$$P = 0.5$$

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

$$P = 0.5$$

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

**رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ**

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ

رنگ زرد رو به زرد زرد رنگ  
 و طعم زرد و تلخ رو به زرد زرد رنگ -

حمید کاظمی

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• برای پی ها و ستونهای متصل به آنها نیز ضوابط زیر باید رعایت شود:

۱- حداقل ضخامت مؤثر برای پی های سطحی ۲۵۰ میلی متر و برای پاشنه های متکی بر گروه شمع معادل ۳۰۰ میلی متر است.

$$d_{\min} = 250 \text{ mm} \text{ (پی سطحی)}$$

۲- حداقل قطر میلگرد مصرفی ۱۰ میلی متر و حداقل فاصله آن ۱۰۰ میلی متر می باشد.  $\phi_{\min} = 10 \text{ mm}$

۳- برای ستونهای بتنی درجا، سطح مقطع میلگردهای انتظار پی نباید از ۰.۰۵ سطح مقطع عضو کمتر باشد.

$$A_s \text{ انتظاری} \rightarrow 0.005 A$$

۴- در محل اتصال ستون به پی، مقدار فولاد برش اصطکاکی از رابطه زیر قابل تعیین است.

$$V_r = \phi_s A_v f_y \mu$$

$\mu = \begin{cases} 1.25 & \text{بتن درجا و تکی روی زمین} \\ 0.9 & \text{بتن درجا در تکی نشسته} \end{cases}$

ضریب  $\mu$  برای بتن یکپارچه درجا معادل ۱/۲۵ و برای بتنی که در مجاورت یک بتن سخت شده با سطح زیر ریخته می شود معادل ۰/۹ اخذ می گردد.

## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

### طراحی برشی مقطع بتن مسلح

در مقطع بتن مسلح باید بطور کلی مقدار نیروی برشی محاسباتی ناشی از بار نهائی  $V_u$  از مقاومت برشی مقطع  $V_r$  کمتر باشد، یعنی باید داشته باشیم:

$$V_u \leq V_r$$

• برای کنترل **برش تیری** مقطع بحرانی بفاصله  $d$  از مقطع بحرانی لنگر تعیین میشود. مقاومت برشی مقطع  $V_r$  در حالت کلی برابر مجموع مقاومت ناشی از بتن  $V_c$  و فولاد  $V_s$  می باشد:

$$V_r = V_c + V_s \quad \rightarrow \quad = 1000 \text{ mm}$$

در صورتیکه برش تنها بوسیله بتن تحمل شود خواهیم داشت:

$$\begin{cases} V_r = V_c = v_c b_w d \\ v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

که در آن:





## طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

### طراحی برشی مقطع بتن مسلح

۲ • برای کنترل **برش پانچ** مقطع بحرانی فاصله  $d/2$  از محیط اثر بار تعیین میشود. مقاومت برشی مقطع در برش پانچ  $V_{cp}$  کمترین مقادیر زیر است:

$$V_{cp} = \min \begin{cases} (1 + \frac{2}{\beta_c})(0.2\phi_c \sqrt{f'_c})b_0d \\ 0.4\phi_c \sqrt{f'_c}b_0d \end{cases}$$

$$\beta_c = \frac{\text{طول ستون}}{\text{عرض ستون}} \quad \text{محیط موثر برش پانچ } b_0$$

که در آن  $\beta_c$  نسبت طول به عرض مقطع ستون، و  $b_0$  محیط موثر در برش پانچ است.

در اینحال باید داشته باشیم:

$$V_{up} \leq V_{cp}$$

مقاومت برش پانچ  $\rightarrow$   $V_{cp}$   
 برش پانچ  $\leftarrow$   $V_{up}$   
 در مقطع بحرانی

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۱- بدست آوردن طول و عرض پی با استفاده از معیار تنش مجاز خاک  $s$   
 $BL = \frac{P}{q_a}$   $q_a = \frac{P}{BL} + \frac{MY}{I}$   $\leftarrow$   $\frac{P}{BL}$   $\leftarrow$   $\frac{MY}{I}$   $\leftarrow$   $\frac{P}{BL}$   $\leftarrow$   $\frac{MY}{I}$   
 در رابطه فوق  $P$  بار فاکتور نشده است. در صورتیکه یک بعد پی معلوم بوده و یا فرض شود، بعد دیگر از رابطه فوق بدست می آید.

۲- بدست آوردن ضخامت پی با استفاده از معیار برش پانچ یا برش تیری.

• در پی های مربعی معمولاً معیار **برش پانچ** کنترل کننده است  
 • در پی های مستطیلی با نسبت  $L/B > 1.2^{(1)}$  و یا دارای خروج از مرکزی بار یا لانگر ممکن است **برش تیری** کنترل کننده باشد

$$P = \text{بار بدون ضریب} = \text{بار فاکتور نشده}$$

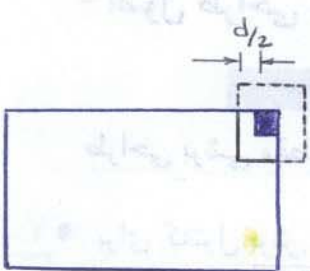


\* تعبیر تعیین ضخامت بی برش است.

\* اول  $d$  را فرض می کنیم و سپس کنترل می کنیم. راه دیگر اینست که همه روابط را بر حسب  $d$  بنویسیم و  $d$  را از محل روابط پیدا کنیم.

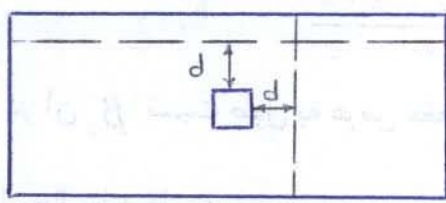
برش بی برش باید کنترل کنیم ۱۱۵ یا پنج

۱۲ تری



\* برابر بی برش می شود در اکثر مواقع برش یا پنج کنترل شده است.

\* در ابتدای د بعد از آن برش تری تعیین شده است.



\* ضعیف مواضع اثر محدودیت نداشتیم بی برش است.

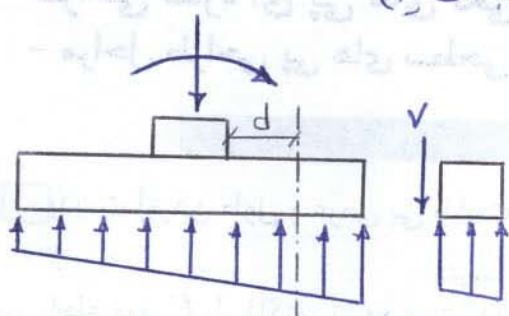
اطلاعات موجود برای طراحی بی برش سطحی ه

(۳) فشار خاک  $(q_a)$

(۲) مشخصات بتن و فولاد

(۱) بار متحرک

(۴) تکیه از دو بعد (مثلاً وجود محدودیت در عرض بی برش و وجود صومعه)



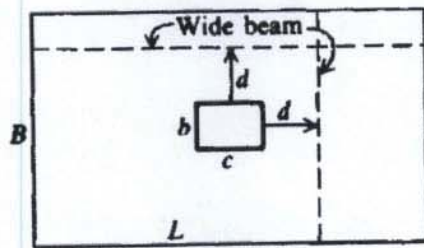
\* دانستن آنرا بصورت معادل برش تری را ایجاد می کند.

\* برش یا پنج را برش دو طرفه هم می گویند (Two-way action block)

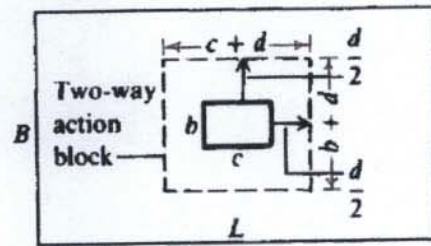
حمید کاظمی

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

مقاطع بحرانی برای برش تیری و برش پانچ با توجه به شکل‌های زیر تعیین می شوند:



برش تیری



برش پانچ

در اینجا  $P_u = BLq_u$  بارهای فاکتور شده (با ضریب) حسند

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

با توجه به شکل زیر برای بدست آوردن ضخامت پی با استفاده از معیار برش پانچ می توان نوشت:

$$P_u = 2dv_c(b + d) + 2dv_c(c + d) + (c + d)(b + d)q_u$$

با جایگزینی رابطه  $P_u = BLq_u$  در سمت چپ رابطه فوق و مرتب کردن آن خواهیم داشت:

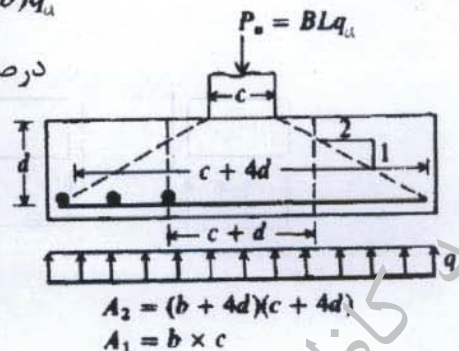
$$d^2(4v_c + q_u) + d(2v_c + q_u)(b + c) = (BL - cb)q_u$$

در صورتیکه ستون مربعی باشد،  $c = b = w$  و بنابراین:

$$d^2\left(v_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)w = (BL - w^2)\frac{q_u}{4}$$

و برای ستون دایره ای بقطر  $a$  خواهیم داشت:

$$d^2\left(v_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)a = (BL - A_{col})\frac{q_u}{\pi}$$



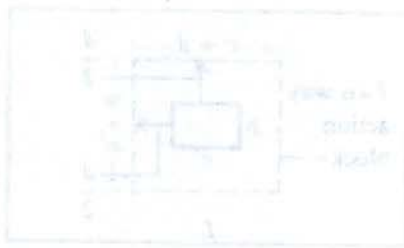
رابطه کلی

ستون مربعی

ستون دایره ای



در صورتی که بارهای وارده بر ستون از طرفین یکسان باشد  
 در صورتی که بارهای وارده بر ستون از طرفین نامساوی باشد

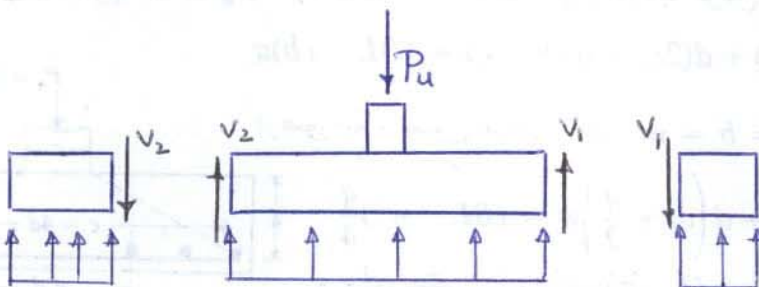


صفحه معاینه نیروی برشی در مقطع بحرانی در اثر بار ممتد با مقاومت بتن در مقطع بحرانی  
 $q_u$  بارهای بدون ضربه حتمه (مجاز)  $q_u$  بارهای ضربه دارند (مجاز)

$$\Rightarrow q_u > q_a$$

\* علت است که اجزای مختلف پی را بر استفاده از فولاد در پی بر سطح می دهیم نسبت به از پی توخالی  
 رفتار صلب داریم.

\*  $P_u = BLq_u$  که توسط بارهای ضربه در بدست می آید توسط آیین نامه به آیین پی داده  
 می شود. با داشتن  $P_u$  از آیین نامه و بدست آوردن  $B$  و  $L$  از روابط ضریب باربری  
 $q_u$  بدست می آید.

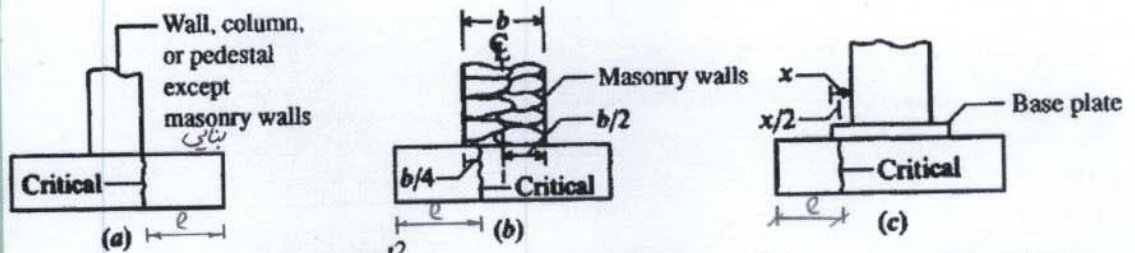


دو مدار آزاد پی

حمید کاظمی

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۳- بدست آوردن فولادهای خمشی | مقطع بحرانی برای خمش بستگی به نحوه انتقال بار به پی دارد و در شکل نشان داده شده است:



- برای واحد عرض پی، لنگر در مقطع بحرانی از رابطه  $M_u = \frac{q_u l^2}{2}$  محاسبه میشود
- در پی های مربعی با بارگذاری مرکزی، فولاد خمشی در یک جهت تعیین شده و در هر دو جهت همان مقدار بکار میرود

\* آرماتور خمشی بدست آمده باید با آرماتور حداقل و حرارتی مقایسه شود

۷۸

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۴- باربری بتن در محل اتصال ستون به پی کنترل شود (کنترل لهیدگی بتن) و در صورت نیاز آرماتورهای فشاری بصورت آرماتور انتظار برای ستون در نظر گرفته شود.

- در صورتیکه تنش فشاری در محل اتصال ستون به پی از مقدار زیر بیشتر باشد از آرماتور انتظار لازم تعیین شود:

$$q_{brg} = 0.85\phi f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \phi = 0.6$$

در رابطه فوق  $A_2/A_1 \leq 2$  در غیر اینصورت بجای نسبت مساحت ها عدد 2 را در رابطه قرار می دهند. در اینصورت:

$$q_{brg} = 2 \times 0.85\phi f'_c$$

- در صورت نیاز به آرماتور انتظار مقدار آنرا چنین تعیین می کنند:

$$p_d = A_{col} (q_{act} - q_{brg}) \quad A_d = \frac{p_d}{f_y} \geq 0.005 A_{col}$$

(design)

۷۹

محمد کاظم



برای دیوار، ستون، یا بی ستون (توسخه) در جز دیوارهای نبشی مقطع خرابی به شکل a است.  
 برای دیوارهای نبشی مقطع خرابی 4/4 در بست داخل است. (شکل b)  
 از صفحه از ستون داشته باشیم مقطع خرابی به فاصله 2/2 از ستون است (شکل c)



\* اگر تنش فوری اعمالی از ستون به بی زیاد باشد (بسی از تنش مجاز) باید ارتفاع تورس برین  
 ارتفاع تورس را در حجم.  
 اگر هم این اتفاق نیفتاد باید حد اقلی برابر ارتفاع تورس در نظر گرفت  
 $Min(A_d) = 0.005 A_c$   
 تنش در محل اتصال  $A_2, A_1$   $\rightarrow$  bearing

اگر بند داشته باشیم باید ستون را کت خمس کرب جراحی کرده، محدودیت کاری را در  
 آنجا اعمال کنیم.

حمید کاظمی

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

### پی های مستطیلی

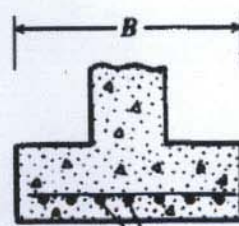
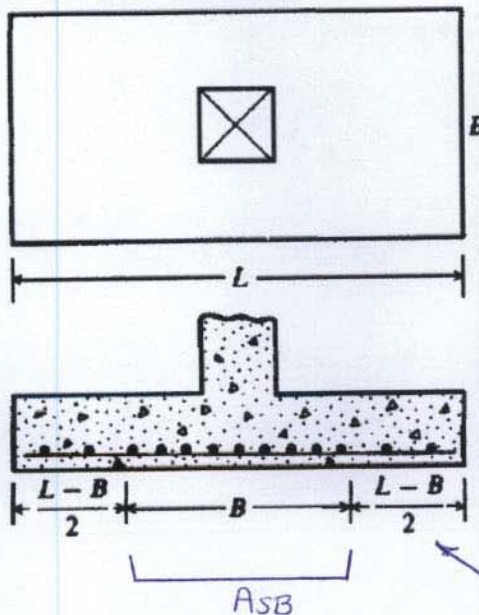
- ۱ • این پی ها زمانیکه محدودیت فضا داریم و یا لنگر بر پی وارد شود ممکن است بکار روند
- ۲ • طراحی آنها کاملا شبیه پی های مربعی است تنها موقعیکه نسبت طول به عرض خیلی بزرگتر از یک بوده و یا بر پی لنگر هم وارد شود ممکن است برش تیری بجای پانچ کنترل کننده ضخامت پی باشد.
- ۳ • در این پی ها معمولا آرماتورهای طولی زیر آرماتورهای عرضی قرار داده میشوند و عمق موثر در هر جهت تا مرکز سطح آرماتورهای آن جهت در نظر گرفته میشود.
- (چون سطح اطراف ستون در گرفتن لنگر موثرتر است در این ناحیه آرماتور عرضی بیشتری قرار میدهند. در صورتیکه کل آرماتور مورد نیاز در جهت عرضی  $A_{sT}$  باشد، در ناحیه اطراف ستون نسبت  $A_{sB} = \frac{2}{(L/B + 1)} A_{sT}$  از آنها را قرار داده و در خارج این ناحیه باقیمانده آرماتورهای عرضی یعنی  $A_{sT} - A_{sB}$  را به فاصله مساوی توزیع می کنند.

۸۰

## طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

### پی های مستطیلی

ناحیه اطراف ستون و دو ناحیه خارج آن در شکل نشان داده شده اند.



آرماتورهای طولی به فاصله مساوی از هم قرار داده میشوند

فولاد عرضی کمتر

۸۱





مستطیلاً

## بخش چهارم - پی های مرکب (Combined Footings)

### پی های مرکب، تعریف و انواع آنها

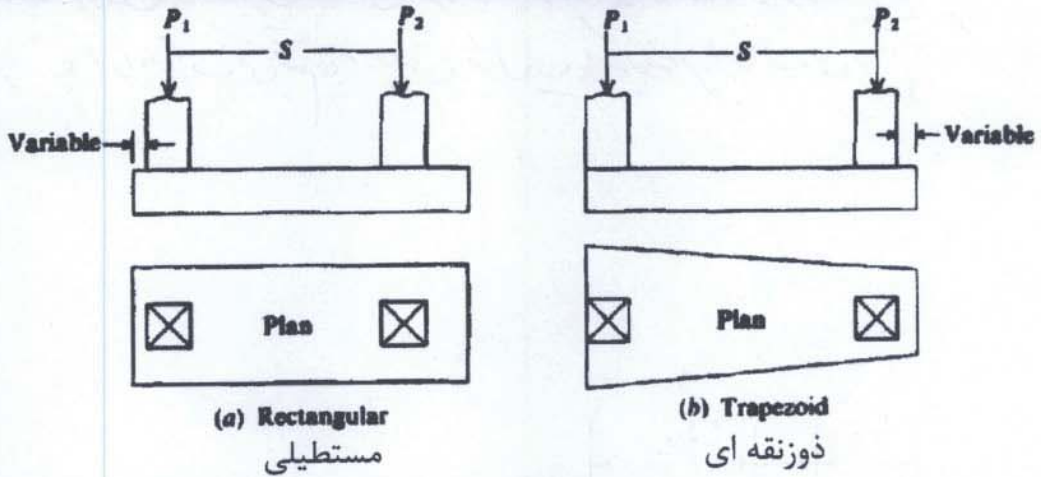
- پی های مرکب (Combined Footing) بار دو یا چند ستون را در یک ردیف به خاک منتقل می کنند و شامل:
  - ۱- پی های مستطیلی (Rectangular Footing)
  - ۲- پی های ذوزنقه ای (Trapezoidal Footing)
  - ۳- پی های کلاف دار یا باسکولی (Strap Footing)
- در این بخش پی های رادیه (Mat Foundation) که بار چند ستون را در بیش از یک ردیف به خاک منتقل می کنند نیز مورد بحث قرار خواهند گرفت





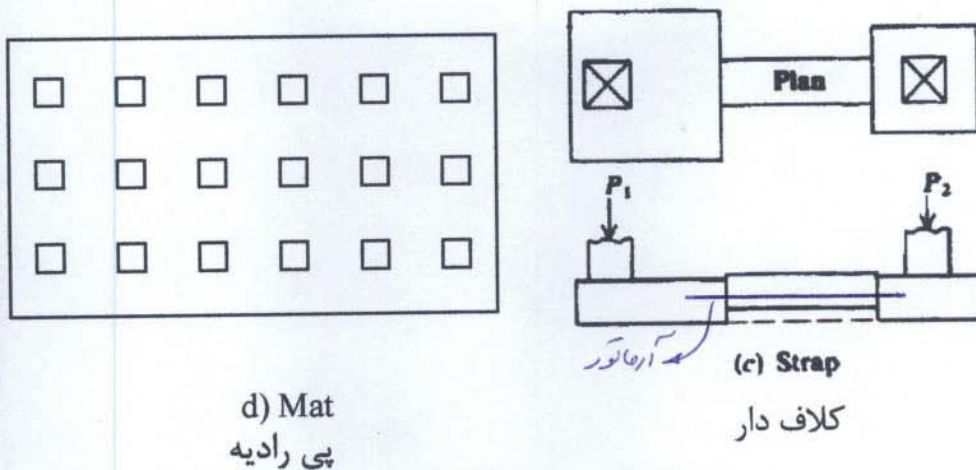
$S \rightarrow$  Span (صن)

## پی های مرکب، تعریف و انواع آنها



پی های مرکب معمولا بار دو یا چند ستون را که دارای نیروی نامتقارن، لنگر، ویا بار خارج از مرکز هستند را به زمین منتقل می کنند.

## پی های مرکب، تعریف و انواع آنها





\* علت Variable بودن، زمین مجاور و محدودیت فضاست.

\* ستون نزدیک زمین هم به ستون خارجی است. در این حالت ممکن است هیچ فضایی نداشته باشیم.  
 \* اگر نزدیک ستون خارجی بهتر از ستون داخلی باشد، مجبور هستیم از بی ذوزنقه ای استفاده کنیم.

لونا و امانا و بقیه به زلزله رو

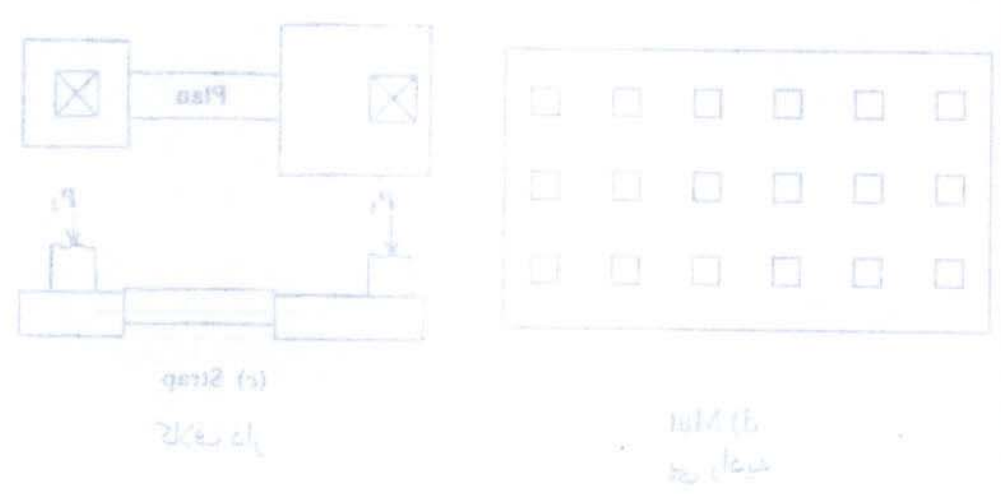
\* محل اثر زلزله نیروی وارد بر می شامل نیروی وند که باید منطبق بر مرکز سطح بی مرکز باشد.  
 در اندام مرکز زلزله را انتخاب می کنیم، سپس طول بی را به اندازه انتخاب می کنیم که مرکز بی روی



در این نوع مرکز زلزله در مرکز است و چون مرکز بی را انتخاب می کنیم، پس در این نوع مرکز زلزله در مرکز است.

\* کلاف مثل یک تیر است که ندر را به بی و تیر را در منتقل می کند.  
 \* طراحی کلاف برای این وضعیت کف سازی از خاک به آس منتقل نمی شود.

لونا و امانا و بقیه به زلزله رو



حمید کاظمی

## موارد استفاده از پی های مرکب، معیار انتخاب نوع پی مرکب

- ۱• معمولا استفاده از پی مرکب زمانی لازم میشود که بدلیل مجاورت با زمین همسایه یا محدودیت های دیگر (وجود ماشین آلات، ...) نتوانیم ستون را در وسط پی قرار دهیم
- \*۲• در صورتیکه نتیجه نیروها و لنگرهای وارد بر ستونها در مرکز سطح پی قرار گیرد و پی نیز صلب فرض شود فشار خاک زیر پی را میتوان یکنواخت فرض کرد
- ۳• برای آنکه بعلت فرض صلب بودن، پی غیر اقتصادی نشود، می توان از روش تیر یا دال روی تکیه گاه ارتجاعی استفاده کرد که معمولا لنگرهای کمتری نسبت به روش صلب میدهد ولی نیاز به محاسبات بیشتر دارد.
- \*۴• زمانیکه بار ستون خارجی کمتر از ستون داخلی باشد پی مرکب معمولا میتواند مستطیلی باشد. در غیر اینصورت ممکن است به پی دوزنقه ای نیاز باشد

## موارد استفاده از پی های مرکب، معیار انتخاب نوع پی مرکب

- \*۵• پی کلاف دار میتواند برای انتقال لنگر از ستون کناری به میانی با استفاده از کلاف بکار رود. در اینحال عرض کلاف از پی خیلی کمتر بوده و تنها نقش انتقال لنگر را دارد.
- ۶• پی کلاف دار غالبا زمانیکه فاصله بین ستونها زیاد بوده یا مقاومت خاک بالا باشد و نیازی به بخش میانی پی مستطیلی یا دوزنقه ای نباشد بکار میرود.
- \*۷• پی کلاف دار بدلیل مشکلتر بودن اجرا غالبا آخرین گزینه است
- ۸• پی رادیه زمانی استفاده میشود که بار ستونها زیاد و یا مقاومت زمین کم باشد. معمولا اگر مجموع سطوح مورد نیاز برای پی های تکی از نصف سطح زیر بنا بیشتر باشد ، استفاده از پی رادیه اقتصادی تر است.

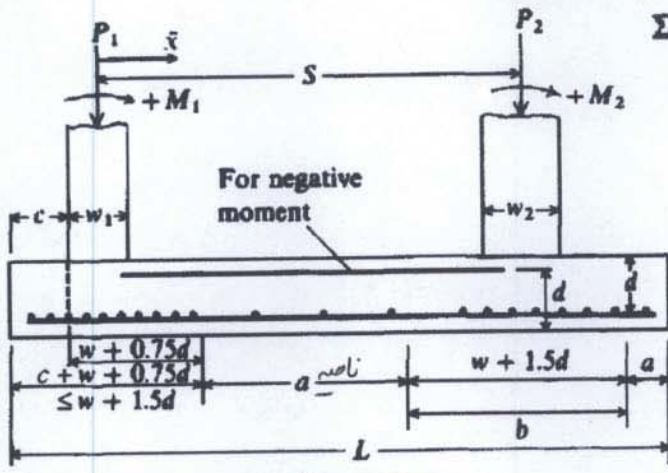




## مراحل طراحی پی های مرکب

### ۱- پی مرکب مستطیلی

۱- تعیین محل منتجه نیروهای فاکتور شده وارد از طرف ستونها به پی. این محل اثر را با توجه به شکل می توان چنین بدست آورد:

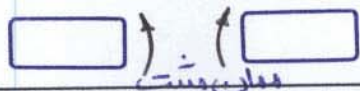


$$\sum M_{P_i} = 0$$

$$\bar{x} = \frac{P_2 S + M_1 + M_2}{P_1 + P_2}$$

۲- تعیین طول پی بگونه ای که منتجه در وسط طول پی قرار گیرد:

$$\frac{L}{2} = c + \frac{w_1}{2} + \bar{x}$$



$q_a$  را باید در نظر بگیرند. اگر ندادند باید از ظرفیت باربر بدست آورد.

## مراحل طراحی پی های مرکب

### - پی مرکب مستطیلی

۳- تعیین عرض پی ( $B$ ) بگونه ای که شرط تنش مجاز ارضا شود. در صورتیکه فشار مجاز خاک  $q_a$  باشد معمولا این فشار را در نسبت بارهای فاکتور شده به فاکتور نشده ضرب می کنند تا فشار مجاز خاک برای بارهای فاکتور شده ( $q_{ult}$ ) بدست آید. (توجه شود که این فشار، فشار نهائی خاک که از روابط ظرفیت باربری بدست می آید نیست) بنابراین:

$$q_{ult} = \frac{\sum P_u}{\sum P} q_a$$

فشار مجاز خاک (ضربدر)  $q_{ult}, P_u$   
 فاکتور شده (پی ضرب)  $q_a, P$

$$B = \frac{\sum P_u}{L q_{ult}}$$

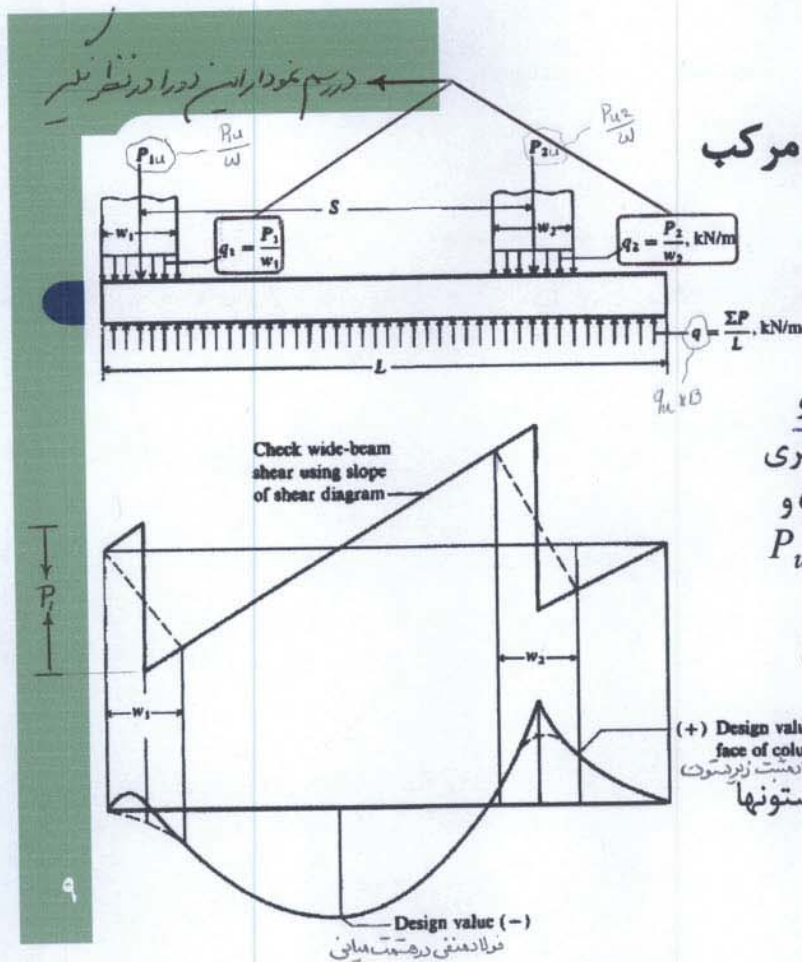
طول پی ( $L$ ) در مرحله قبل بدست آمده است.

حمید کاظمی





## مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب مستطیلی



### ۴- تعیین تغییرات لنگر خمشی و

نیروی برشی در طول پی نظیر تیری معکوس با بارگذاری گسترده  $q_{ult}$  و متکی به تکیه گاههایی با نیروی  $P_u$  (نیروی ستونها).

لازم بذکر است که این تیر معادل صرفنظر از تعداد ستونهای

متکی به پی، همیشه ایستائی معین است زیرا نیروی ستونها و بار گسترده وارد بر آن معلومند.

## مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب مستطیلی

۵- تعیین ضخامت پی با استفاده از کنترل معیارهای برش تیری و برش پانچ. در اینجا نیز مانند پی های تکی، برش پانچ در مقطع بفاصله  $d/2$  و برش تیری در مقطع بفاصله  $d$  از بر ستون است (در پی ها معمولا ضخامت پی طوری تعیین میشود که نیازی به آرماتور برشی نباشد).

۶- تعیین آرماتور خمشی با داشتن ضخامت پی و تغییرات لنگر خمشی. این آرماتورها ممکن است هم برای لنگر مثبت و هم لنگر منفی مورد نیاز باشند (پی های با آرماتور منفی معمولا اقتصادی نیستند و در این موارد ممکن است بهتر باشد که ابعاد پی را اضافه کنیم. آرماتور خمشی بدست آمده باید با حد اقل آرماتور خمشی مقایسه شود).

۷- تعیین آرماتور مورد نیاز در جهت عرضی. در ناحیه  $a$  نشان داده شده در شکل، حداقل آرماتور خمشی، و در ناحیه  $b$  آرماتور لازم برای تحمل لنگر خمشی در جهت عرضی بکار میرود. آرماتور بدست آمده برای ناحیه  $b$  نیز باید با حداقل آرماتور خمشی مقایسه شود.

آرماتور عرضی لازم → ناحیه  $b$       حداقل آرماتور خمشی → ناحیه  $a$

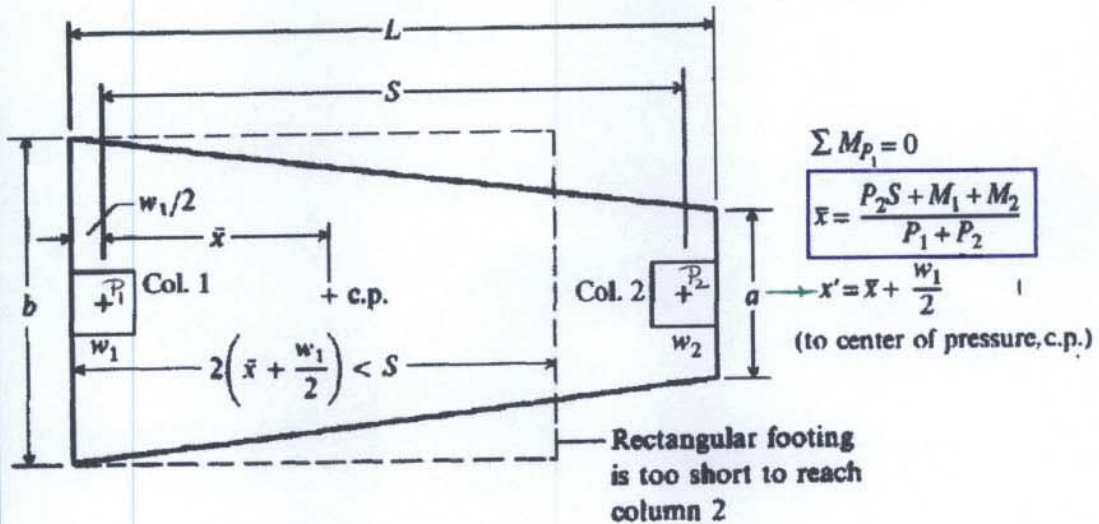




لازماتی که بار ستون خارجی صلبی نسبت از ستون داخلی باشد پی  
مستطیلی در صورتی است.

## مراحل طراحی پی های مرکب ۲- پی مرکب دوزنقه ای

• ابعاد این پی ها بشکل زیر است:



## مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

طراحی این پی ها شبیه پی مستطیلی است با این تفاوت که در پی دوزنقه ای ابعاد پی (طول پی و عرض آن در دو انتها) طوری تعیین می شوند که مرکز سطح پی بر محل اثر نیروهای وارد بر آن منطبق شود تا توزیع فشار خاک زیر پی یکنواخت باشد. مراحل طراحی عبارتند از:

۱- انتخاب مقدار مناسبی برای طول پی ( $L$ ) با داشتن فاصله ستونها. (مثلاً نسبت به ست)

۲- تعیین مساحت مورد نیاز پی ( $A$ ) با استفاده از یکی از دو روش زیر:

$$A = \frac{\sum P}{q_a} = \frac{\sum P_u}{q_{ult}} \rightarrow \begin{array}{l} \text{بار فاکتور شده} \\ \text{فشار مجاز صیل از بار فاکتور شده} \end{array}$$

۳- تعیین محل اثر نیروهای وارد بر پی ( $x'$ ) با لنگر گیری از نیروها و لنگرها نسبت به محل یکی از ستون ها (مانند شکل)





## مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

۴- تعیین عرض پی در دو انتها ( $a, b$ ) با استفاده از دو رابطه زیر (دو معادله و دو مجهول).

$$\begin{cases} A = \frac{a+b}{2}L \\ x' = \frac{L2a+b}{3a+b} \end{cases}$$

در صورتیکه  $a = 0$  باشد پی مثلثی و در صورتیکه  $a = b$  باشد پی مستطیلی است. بنابراین پی زمانی دوزنقه ای خواهد بود که داشته باشیم:

$$\frac{L}{3} < x' < \frac{L}{2}$$

## مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

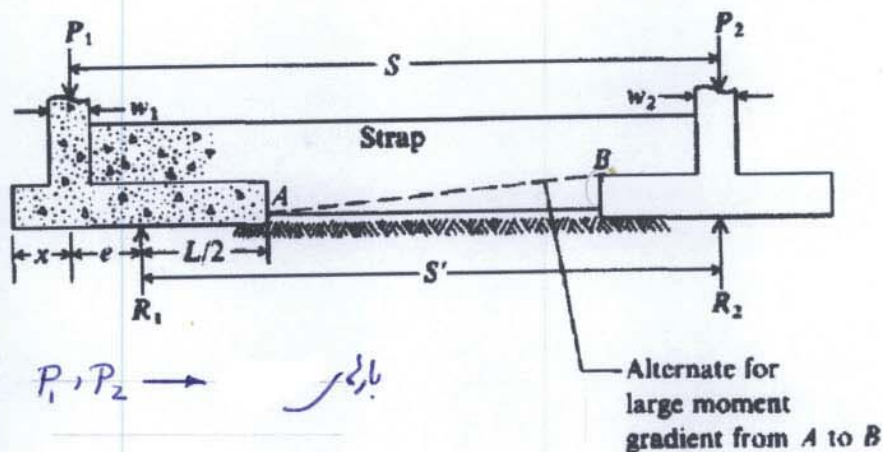
- ۵- تعیین تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول پی. باید توجه داشت که در پی دوزنقه ای، تیر معادل پی دارای بار گسترده با تغییرات خطی خواهد بود و بنابراین تغییرات نیروی برشی از درجه دوم و تغییرات لنگر خمشی از درجه سوم خواهد بود. (همچنین نیروی برشی یا لنگر خمشی بدست آمده در هر مقطع، بر عرض پی در آن مقطع وارد میشود. این عرض در نقاط مختلف طول پی تغییر میکند.)
- ۶- بقیه مراحل طراحی نظیر پی مستطیلی است. لازم بذکر است که آرماتورگذاری برای پی دوزنقه ای مشکل است و در بعضی موارد ممکن است استفاده از پی کلاف دار ترجیح داده شود.





## مراحل طراحی پی های مرکب ۳- پی کلاف دار

ابعاد پی های کلاف دار معمولاً بشکل زیر است. با استفاده از این شکل می توان دید که برای این پی روابط زیر را می توان نوشت:



## مراحل طراحی پی های مرکب ۲- پی کلاف دار

طراحی پی های کلاف دار معمولاً طی مراحل زیر صورت میگیرد:

$x =$  نسبت کناری + نصف عرض پی

۱- تخمین خروج از مرکزی مناسب  $e$  برای پی و سپس تعیین طول پی کناری با

استفاده از رابطه:  $L/2 = e + x$  ←  $L_1 = 2(e + x)$

۲- محاسبه نیروهای عکس العمل پی ها با استفاده از روابط زیر:

$$\begin{cases} R_1 = P_1 \frac{S}{S'} \\ R_2 = P_1 + P_2 - R_1 \end{cases}$$

۳- تعیین عرض پی کناری با داشتن طول آن، فشار مجاز خاک، و نیروی عکس العمل آن:

$$B_1 = \frac{R_1}{L_1 q_a}$$

از  $P_1$  و  $P_2$  بارهای بدون ضربه باشند  $q_a$  (فشار مجاز خاک) استفاده می شود.  
از  $P_{ue}$  و  $P_{ue}$  بارهای ضربه ای باشند  $q_a$  (فشار زلزله) استفاده می شود.



\* اولین کار انتخاب است که از وزن و خطا و تجربه می خواهد.

\* اگر سازه خارجی نیز زیاد داشته باشد باید لازم باشد که طلاف فایده دار شود که هم در آن است.

\* فرض بر اینست که درین سطح خاک و قسمت زیرین طلاف فایده باشد. در واقعیت بی آنست دارند، بنابراین طلاف در این لایه نیست استفاده می کنند تا بتوانند فرض مورد نظر را تنظیم اجرائی کنند.



\* همانند حاصل محل اثر  $P_2$  و  $R_2$  می گیریم.

\* صرفاً با محاسبه خاک داریم نیز در کار فاکتور شده را وارد کار می کنیم و در حالیکه راه دیگر راه دیگر است.

در اینجا فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

در اینجا فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

$$R_1 = P_1 \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

$$R_2 = P_2 \frac{L_2}{L_1 + L_2}$$

فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

فرض می کنیم که  $R_1 = R_2$  و  $P_1 = P_2$  و  $L_1 = L_2$

$$R_1 = \frac{P_1 L_1}{L_1 + L_2}$$

حمید کاظمی

## مراحل طراحی پی های مرکب - پی کلاف دار

۴- انتخاب عرضی برای پی میانی برابر یا نزدیک به عرض پی کناری، و سپس تعیین طول پی میانی با استفاده از رابطه زیر با داشتن عرض پی، فشار مجاز خاک، و نیروی عکس العمل:

$$L_2 = \frac{R_2}{B_2 q_a} \quad B_2 \cong B_1$$

برای آنکه نشست پی های کناری و میانی به هم نزدیک باشد سعی می کنند عرض این دو پی و فشار منتقل شده از آنها به زمین نزدیک به هم باشند.

۵- تعیین تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول پی و کلاف با داشتن ابعاد و نیروی عکس العمل پی ها و محاسبه فشارهای نهائی خاک. در اینحال فرض بر اینست که هیچگونه فشاری از خاک به کلاف منتقل نمیشود.

## مراحل طراحی پی های مرکب - پی کلاف دار

۶- تخمین ضخامت پی ها و کنترل برش پانچ و برش تیری در آنها

۷- تعیین فولاد طولی پی ها با توجه به تغییرات لنگر خمشی.

۸- تعیین فولادهای جهت عرضی پی ها شبیه به پی های تکی و بر اساس لنگرهای خمشی در مقطع بحرانی در جهت عرضی یا فولاد خمشی حداقل

۹- تخمین ابعاد کلاف (عرض آن معمولا مساوی عرض ستون با عرض کمتر انتخاب میشود). ارتفاع کلاف معمولا طوری انتخاب میشود که کلاف در مقایسه با پی دارای صلبیت بیشتری باشد (پی  $I \geq I$  کلاف) تا بتواند لنگر ستون کناری را بخوبی و بدون دوران زیاد منتقل کند.

$$I \geq 2 I_{پی}$$

۱۰- کنترل ارتفاع کلاف با توجه به معیارهای تنش برشی

۱۱- تعیین فولادهای خمشی طولی در کلاف بر اساس لنگرهای محاسبه شده در

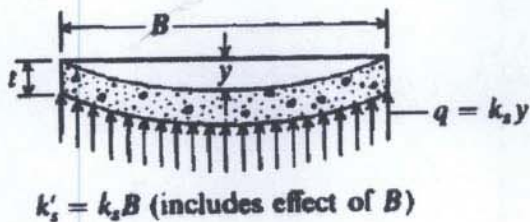
مراحل قبلی.





## مراحل طراحی پی های مرکب ۴- حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- در طراحی پی ها میتوان بجای فرض رفتار صلب، آنها را بعنوان اعضائی انعطاف پذیر که متکی به فنرهای با سختی معین هستند در نظر گرفت.
- در بخش های قبل دیدیم که سختی خاک را می توان با استفاده از متغیری بنام مدول عکس العمل مدل کرد.
- در صورتیکه فرض کنیم پی مانند تیری است که متکی به فنرهای با سختی  $k_s$  می باشد، رابطه زیر را می توان برای تعادل این تیر نوشت:



$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k'_s y$$

که در آن:

$$k'_s = k_s B$$

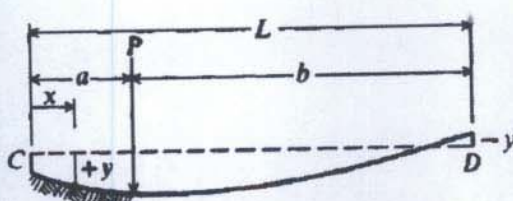
## مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- رابطه قبل یک معادله دیفرانسیل درجه چهار است که باید برای شرایط مرزی مشخص حل شود. در حل این رابطه متغیری با تعریف زیر مورد استفاده قرار میگیرد که در طراحی پی ها کاربرد زیادی دارد:

$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{k'_s L^4}{4EI}}$$

و یا:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k'_s}{4EI}}$$



(b) Finite length beam on elastic foundation.

- برای حالت خاصی که در آن بار متمرکز بر تیری بطول مشخص عمل میکند حل معادله دیفرانسیل فوق توسط Hetenyi (1946) ارائه شد. براساس این حل، تغییرات نیروی برشی، لنگر خمشی، و جابجائی در مقطع تیر بوسیله روابط ذیل بدست می آیند.





## مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

$$y = \frac{P\lambda}{k'_s(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)]\}$$

$$M = \frac{P}{2\lambda(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{2 \sinh \lambda x \sin \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)]\}$$

$$Q = \frac{P}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \{(\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + \sinh \lambda x \sin \lambda x [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)]\}$$

## مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

• روابط مذکور را می توان بشکل ساده تر زیر نوشت:

$$y = \frac{P\lambda}{k'_s} A' \quad M = \frac{P}{2\lambda} B' \quad Q = PC'$$

که در آنها متغیرهای  $A'$ ،  $B'$  و  $C'$  را می توان در جدولی ارائه کرده و برای طراحی بکاربرد.

• در جدول 9-2 کتاب Bowles (1996) جوابهای معادله برای یک تیر بطول بی نهایت که تحت اثر بار متمرکز یا لنگر متمرکز در وسط یا در کنار آن قرار دارد داده شده اند. 508  
• در این روشها، علاوه بر مشکلات مربوط به حجم محاسبات زیاد، منظور کردن بسیاری از متغیرها مانند بار گسترده یا متغیر، تغییرات ضخامت تیر، عرض و وزن آن، تغییرات بارگذاری، شرایط مرزی و نظایر آنها مشکل و یا غیر ممکن است. بنابراین امروزه معمولاً برای حل چنین مسائلی از روشهای عددی و نرم افزارها استفاده می کنند.





$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{k_s' L^4}{4EI}}$$

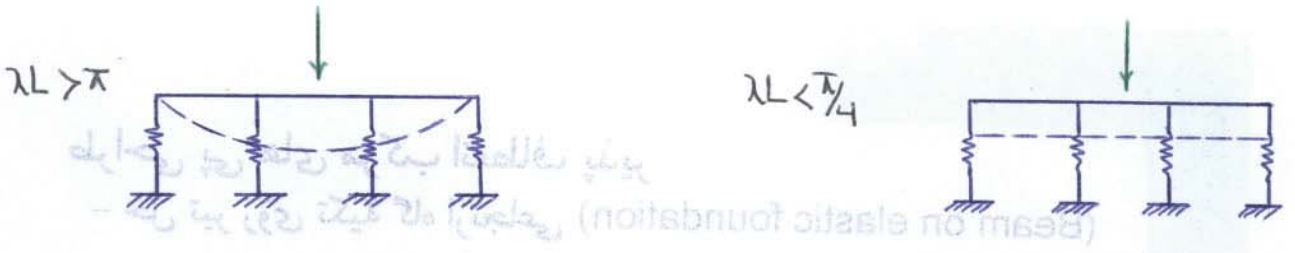
## طراحی پی های مرکب انعطاف پذیر - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- متغیر  $\lambda L$  را گاهی بعنوان معیاری برای تشخیص صلب یا انعطاف پذیر بودن رفتار پی ها و یا اعضای بارگذاری شده بکار می برند. این معیار بصورت زیر بیان می شود:
- اگر  $\lambda L < \frac{\pi}{4}$  : خمش چندان تابع  $k_s$  نیست (پی یا عضو خمشی صلب است)
- اگر  $\lambda L > \pi$  : خمش موضعی است (پی یا عضو خمشی انعطاف پذیر است)
- در صورتیکه  $\lambda L$  بین دو مقدار فوق باشد، رفتار عضو بین صلب و منعطف خواهد بود.
- در صورتیکه پی رفتار انعطاف پذیر داشته باشد بهتر است از روشهای عددی مانند روش اجزای محدود (FEM) یا روش اختلافهای محدود (FDM) برای تعیین نیروهای داخلی پی استفاده کنیم.
- روش تیر یا دال روی تکیه گاه ارتجاعی برای تعیین نیروهای داخلی (تغییرات لنگر، نیروی برشی) مناسب است ولی معمولاً برای تعیین نشست پی دقت کافی ندارد. برای تعیین نشست بهتر است از روشهای عددی مذکور در فوق استفاده شود.

## ۵- طراحی پی های رادیه - روشهای طراحی

- طراحی پی رادیه ممکن است به یکی از روشهای زیر انجام شود:
- ۱- طراحی با فرض صلب بودن پی: این روش زمانی بکار میرود که پی صلبیت زیادی داشته و آرایش ستونها و توزیع بار آنها بگونه ای باشد که خمش بصورت متمرکز صورت نگیرد. این روش معمولاً غیر اقتصادی است و امروزه با وجود رایانه و نرم افزارهای مناسب برای استفاده از روشهای اقتصادی تر، معمولاً استفاده از آن چندان توجیه ندارد.
  - ۲- طراحی تقریبی با فرض انعطاف پذیر بودن پی: که میتواند با استفاده از روش تقریبی ACI 336 (1988) و یا با انتخاب نوارهایی طولی و عرضی مانند روش صلب، و سپس آنالیز نوارها بروش تیر روی تکیه گاه ارتجاعی.
  - ۳- طراحی با فرض انعطاف پذیر بودن پی با استفاده از روشهای عددی: در این روش با استفاده از روش های عددی مانند اجزای محدود، تفاضلهای محدود، اجزای مرزی و نظایر آن آنالیز انجام میشود.





حوری گتےر باشد یعنی  $EI$  بستے انت، بی لختی بی بالایی اور۔

بقیہ متن دستخطی و غیر دستخطی در این زمینه در دسترس نیست. متن اصلی شامل توضیحاتی در مورد شرایط مختلف بن و بارگذاری است.

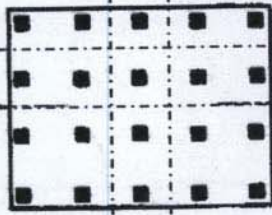
A: اگر محل اثر نیروی وارد بر بی بر مرکز اثر بی را در منطبق باشد توزیع فشار خاک زیر بی کنواخت نیست.

اگر این فرضیات باشد ولی بی انعطاف پذیر باشد فشار خاک زیر بی کنواخت نیست.

حمید کاظمی

## طراحی پی های رادیه (الف) - طراحی بروش صلب

در این روش نوارهایی شامل یک ردیف ستون در جهت طولی و عرضی انتخاب شده و مانند پی مرکب مستطیلی طراحی میشوند. در این روش ملاحظات زیر را باید در نظر داشت:



۱- باید سعی شود نوارهای انتخابی بحرانی ترین نوارها باشد (مثلا نوارهای شامل بیشترین بار یا بیشترین فاصله ستونها)

۲- در این روش تغییرات فشار خاک زیر پی خطی فرض میشود. بنابراین می توان فشار خاک را در دو انتهای هر نوار بدست آورده و تغییرات فشار بین این دو نقطه را خطی در نظر گرفت.

۳- (در بررسی تعادل هر نوار چون برش در دو طرف نوار در نظر گرفته نمیشود ممکن است بین نیروهای ستونها و فشار خاک تعادل برقرار نشود. در اینصورت میتوان نیروی نامتعادل کننده را بطور مساوی بین فشار خاک و نیروی ستونها تقسیم کرد.)

۴- (برای کنترل برش پانچ ممکن است ستونهای خارجی بویژه ستونهای گوشه های پی بحرانی تر از ستونهای مربوط به نوارهای انتخاب شده باشند.)

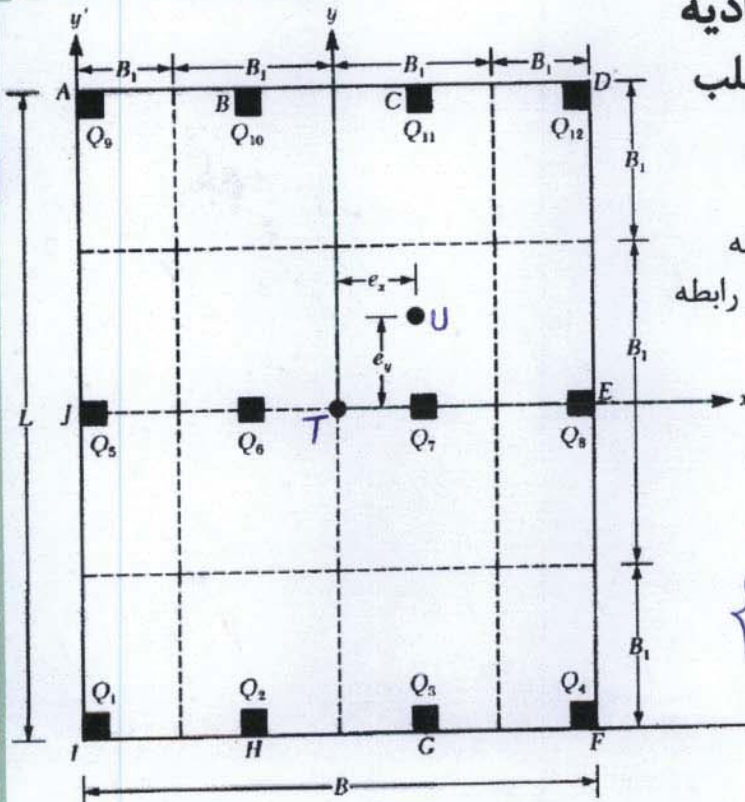
۲۵

\* در محاسبات سازه ای پی، لازم نیست وزن آن در نظر گرفته شود

جمع نیروی  $(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

## طراحی پی های رادیه - طراحی بروش صلب

مر 293 طومانی



فشار خاک زیر پی در هر نقطه دلخواه به مختصات  $x$  و  $y$  از رابطه زیر بدست می آید:

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

که در آن:  $A = BL$

$$\begin{cases} I_x = (1/12)BL^3 \\ I_y = (1/12)LB^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = Qe_y \\ M_y = Qe_x \end{cases}$$

۲۶





## طراحی پی های رادیه - طراحی بروش صلب

برای تعیین خروج از مرکزی در دو جهت میتوان بشکل زیر عمل کرد:

$$\left\{ \begin{array}{l} X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad (\text{مجموعه محضات } (x'-y)) \\ e_x = X' - \frac{B}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \\ e_y = Y' - \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

۲۷

\* روش طراحی پی های رادیه بروش صلب به صورت گام به گام در کتاب هندس مصالحی صفحه ۲۹۳ آمده است.

## طراحی پی های رادیه

(ب) - طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی (ACI 336 (1988)

در این روش مراحل طراحی عبارتند از:

$$\begin{array}{l} \boxed{1} \text{ بر آورد ضخامت پی } (t) \text{ مثلا با استفاده از معیار برش پانچ} \\ \boxed{2} \text{ تعیین صلبیت خمشی پی } (D) \text{ با استفاده از رابطه:} \\ D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \mu_c^2)} \end{array}$$

که در آن  $E_c$  و  $\mu_c$  مدول الاستیسیته و نسبت پواسون (برای بتن 0.15) پی میباشند.

$$\boxed{3} \text{ تعیین شعاع تاثیر سختی پی } L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \text{ ناحیه تاثیر هر ستون حدودا چهار برابر } L \text{ است.}$$

$\boxed{4}$  تعیین لنگرهای شعاعی ( $M_r$ ) و مماسی ( $M_t$ ) و همچنین نیروی برشی ( $V$ ) و تغییر شکل ( $\Delta H$ ) در فاصله شعاعی  $x = r/L$  از محل بار هر ستون ( $P$ ). مقدار این متغیرها برای واحد عرض پی بر حسب واحدهای  $P$  و  $L$  با استفاده از روابط بعد بدست می آیند.

۲۸



فردی روزه روز چهارشنبه  
 بیست و نه روز چهارشنبه

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

$$\frac{1 \times 29 + 2 \times 29 + 3 \times 29}{3} = 29$$

$$\frac{29}{1} = 29$$

$$\frac{1 \times 29 + 2 \times 29 + 3 \times 29}{3} = 29$$

$$\frac{29}{1} = 29$$

اگر به اندازه 4 برابر L از محل سون دور شویم دیگر اثر از آن سون وجود ندارد.

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{K_s}}$$

ACI 308 (1988) روش پیشنهادی برای تعیین  $K_s$

1- مقدار روزه های واجب است

2- مقدار روزه های واجب است

3- مقدار روزه های واجب است

$$D = \frac{K_s}{100 - 100}$$

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

مجموع روزه های واجب است. هر روز یک روزه است و بیست و نه روز

حمید کاظمی

## طراحی پی های رادیه

- طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی (ACI 336 (1988)

$Z_3$  و  $Z_4$  ← تراجیح از  $r/L$

$$\left. \begin{array}{l} \text{شعاع} \\ \text{محور} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_r = -\frac{P}{4} \left[ Z_4 - \frac{1 - \mu_c Z_3'}{x} \right] \\ M_t = -\frac{P}{4} \left[ \mu_c Z_4 + \frac{1 - \mu_c Z_3'}{x} \right] \end{array}$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8D} \quad (\text{vertical displacement})$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{4D} Z_3 \quad (\text{at distance } r \text{ from load})$$

$$V = -\frac{P}{4L} Z_4' \quad (\text{shear})$$

۲۹

• در این روابط مقادیر  $Z$  با استفاده از نمودار بعد تعیین می شوند.

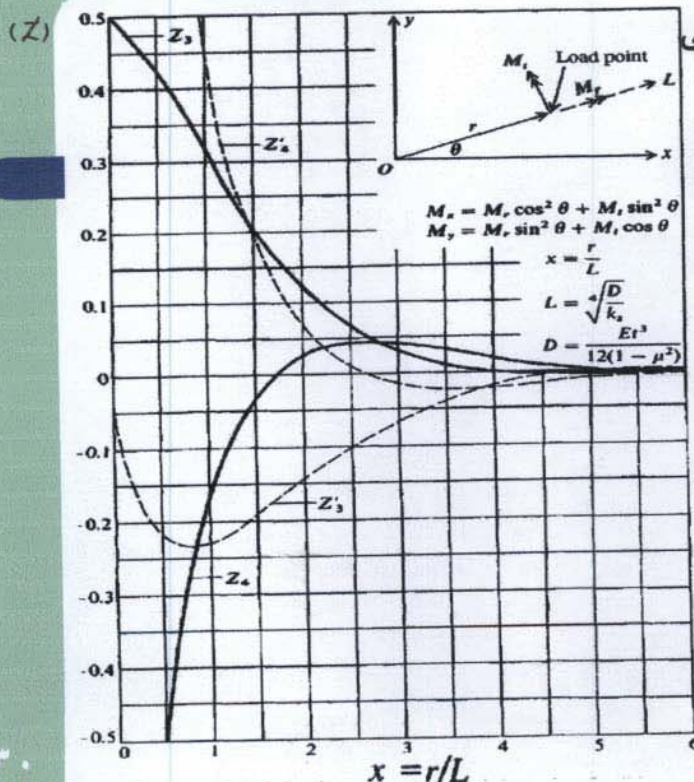
\* در صورتیکه یک نقطه در ناحیه تاثیر چند ستون قرار داشته باشد، از اصل جمع اثرات استفاده میشود.

\* در صورتیکه لبه پی در محدوده تاثیر بار ستون باشد با فرض پیوسته بودن پی لنگرها و برش ها را در لبه پی محاسبه کرده و سپس لنگرها و برش هائی با علامت عکس در لبه پی وارد کنید تا شرایط مرزی ارضا شود.

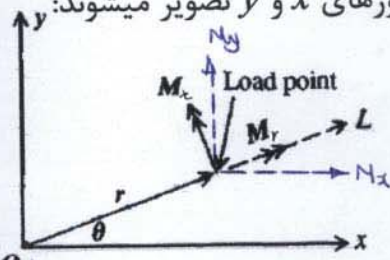
۲۸ حاصله شعاعی از بار متمرکز ستون  $P$  و بار ستون

## طراحی پی های رادیه

- طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی (ACI 336 (1988)



• مقادیر شعاعی و مماسی لنگر در هر نقطه بفاصله  $x = r/L$  از محل بار ستون تعیین و سپس با استفاده از روابط زیر در امتداد محورهای  $x$  و  $y$  تصویر میشوند:



$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_r \cos^2 \theta + M_t \sin^2 \theta \\ M_y = M_r \sin^2 \theta + M_t \cos^2 \theta \end{array} \right.$$

حمید کاظمی



# دیوار رداه رود رحایله

ACI 338 (1988) ریحیقا یوسو مقلصا ریشو رود رحایله -

## مهمی مقلصا ریشو رود رحایله

- 1. مقلصا لک پدقله لیاو رود رحایله
- 2. مقلصا رود ریشو مقلصا مقلصا
- 3. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 4. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 5. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 6. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 7. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 8. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 9. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 10. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا

$$M_1 = \frac{P}{4} \left[ \Delta_1 + \frac{1}{2} \Delta_2 \right]$$

$$M_2 = \frac{P}{4} \left[ \Delta_2 + \frac{1}{2} \Delta_1 \right]$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8D}$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{4D}$$

$$V = \frac{P}{4L}$$

# دیوار رداه رود رحایله

ACI 338 (1988) ریحیقا یوسو مقلصا ریشو رود رحایله -

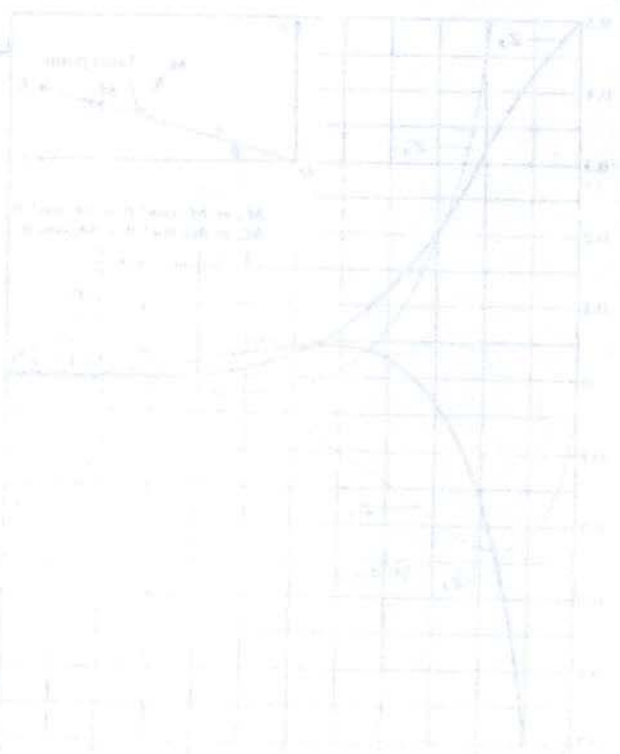
## مهمی مقلصا ریشو رود رحایله

- 1. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 2. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 3. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 4. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 5. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 6. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 7. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 8. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 9. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا
- 10. مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا مقلصا



$$M_1 = \frac{PL}{4} \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \right]$$

$$M_2 = \frac{PL}{4} \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \right]$$



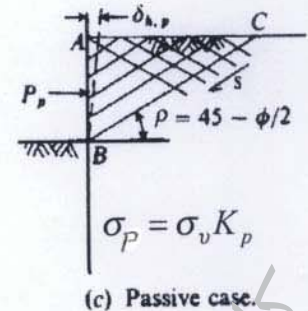
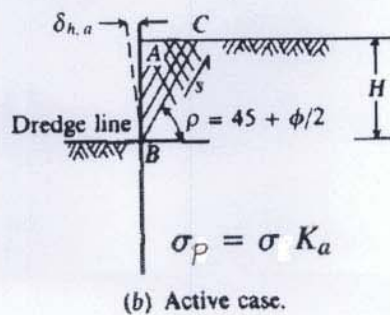
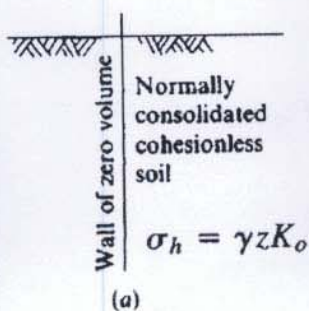
حمید کاظمی

سیستم

## بخش پنجم فشار جانبی خاک و دیوارهای حائل (Lateral earth pressure and retaining walls)

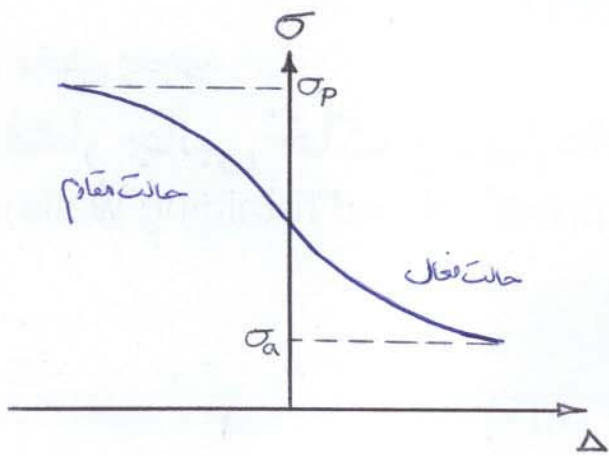
### فشار جانبی خاک

- در یک نقطه کنار دیوار حائل در صورتیکه دیوار هیچگونه جابجایی افقی نداشته باشد فشار جانبی خاک به دیوار، فشار خاک در حالت سکون (at rest) خواهد بود.
- در صورتیکه دیوار بسمت چپ حرکت کند تا خاک گسیخته شود فشار جانبی خاک برابر فشار محرک (active) و در صورتیکه دیوار را بسمت راست حرکت دهیم تا خاک گسیخته شود فشار جانبی خاک برابر فشار مقاوم (passive) خواهد بود.



محمد کاظمی

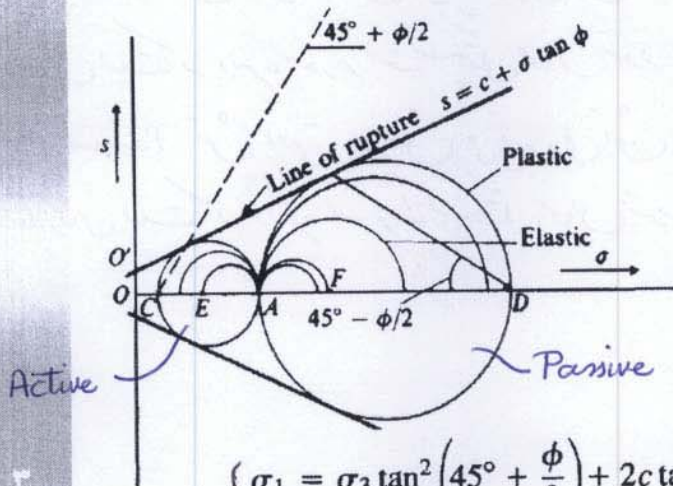




محمد  
سجده کاظمی

## فشار جانبی خاک

• دوایر موهر تنش در شرایط سکون، محرک و مقاوم در شکل زیر نشان داده شده است.



• در این شکل نقاط  $E$  و  $A$  نشان دهنده تنش های افقی و قائم در حالت سکون، و نقاط  $C$  و  $D$  نشان دهنده تنش های افقی در شرایط محرک و مقاوم می باشند.

• برای ایجاد شرایط محرک و مقاوم باید دیوار به اندازه کافی در جهت افقی جابجا شود.

• در حالت کلی داریم:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\ \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

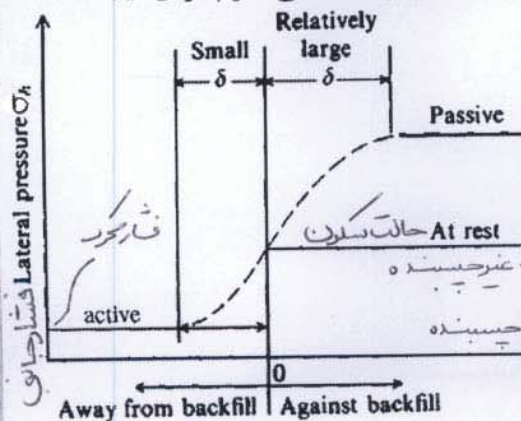
$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ \sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

## فشار جانبی خاک

• دوایر موهر تنش در شرایط سکون، محرک و مقاوم در شکل زیر نشان داده شده است.

• جابجایی افقی لازم برای ایجاد شرایط محرک در جدول زیر آمده است

• **\*** جابجایی لازم برای ایجاد شرایط مقاوم معمولاً بیشتر از جابجایی لازم برای ایجاد شرایط محرک است.



Soil and condition	Amount of translation, $\delta_{h,r}$
Cohesionless, dense	0.001 to 0.002H
Cohesionless, loose	0.002 to 0.004H
Cohesive, firm	0.01 to 0.02H
Cohesive, soft	0.02 to 0.05H

H ارتفاع دیواره



\* اگر دایره مورتنش در خط کشیدگی می باشد حالت *Passive* ، *active* داریم .

\* در حالت سکون و خاک عادی تکمیل یافته  
تن افقی کمتر از تن عمودی است .  
 $\sigma_h = k \sigma_v$  ( $\sigma_v = \gamma h$ ,  $k = 1 - \sin \phi$ )  
تن عمودی  $\rightarrow E$  تن افقی  $\rightarrow A$

\* در حالت *active* تن افقی کاهش می یابد ولی تن عمودی تغییری نمی کند ( $\sigma_h$ ) . کاهش تن افقی تا زمانی است که دایره مورتنش خط کشیدگی می باشد .

\* در حالت *Passive* تن افقی افزایش می یابد ولی تن عمودی تغییری نمی کند ( $\sigma_h$ ) . افزایش تن افقی تا زمانی است که دایره مورتنش خط کشیدگی می باشد .

\* در طراحی به نسبت سرد کارها با حالت محکوم است .

\* طراحی به براساس فرض است در فشار اجمالی از خاک بر دیوار محکوم است .

\* حوضچه خاک مگر آنکه آب در جبهه جایی کمتر از برای شطوط محکوم نماند .

## تعیین فشار جانبی خاک

● فشار جانبی خاک معمولاً با استفاده از روشهای Rankine یا Coulomb تعیین میشود.

● در این روشها با فرض یک سطح گسیختگی مسطح در خاک پشت دیوار و گوه گسیختگی با رفتار پلاستیک صلب، روابط تعادل گوه گسیختگی خاک را نوشته و با ارضای آنها نیروی محرک یا مقاوم وارد شده از خاک بر دیوار را تعیین میکنند.

●\* (در روش کولمب اصطکاک بین خاک و دیوار در نظر گرفته میشود ولی در روش رانکین از این اصطکاک صرفنظر میشود. بنابراین روش کولمب معمولاً فشارهای جانبی کمتری در حالت محرک نسبت به روش رانکین میدهد) ← فروق عمده در روش

● (استفاده از روش رانکین بدلیل صرفنظر کردن از اصطکاک خاک و دیوار ساده تر است و اکثراً از این روش برای طراحی دیوارهای حائل استفاده میشود) لیکن در صورتیکه ارتفاع دیوار زیاد باشد ممکن است استفاده از این روش طراحی را خیلی غیراقتصادی کند. در اینحال میتوان از روش کولمب برای طراحی دیوار استفاده کرد.

فشار جانبی محرک روش رانکین ← فشار جانبی محرک روش کولمب

## تعیین فشار جانبی خاک

در روش Coulomb نیروی جانبی محرک خاک با استفاده از رابطه زیر تعیین میشود:

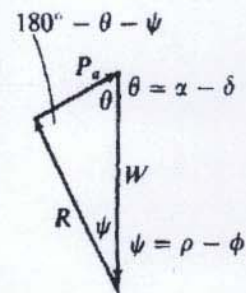
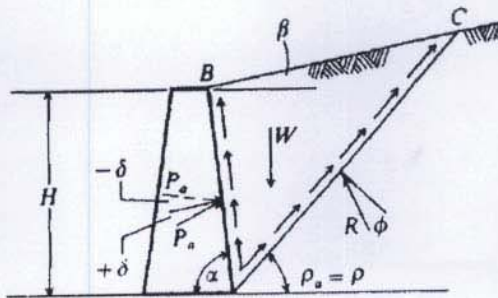
$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a$$

$\delta$  زاویه اصطکاک خاک و دیوار  $\frac{1}{2}\phi < \delta < \frac{2}{3}\phi$

$$\sin^2(\alpha + \phi)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

که در آن:



Bowles P. 597

کاظمه حمید



در روش رانگین در عدت مرفظا گردش از اصطکاک بین خاک و دیوار راه ساده تر است اما در مورد  
بیشتری راه مایع دصد.

در روش کولمب و رانگین فرض بر  $C=0$  است.

معمولاً از روش کولمب در دیوارهای حاصل با ارتفاع زیاد استفاده می کنند (6m تا 7m به بالا) مویس  
روش رانگین فشار را صافتر از روش کولمب (در عدت مرفظا گردش از اصطکاک) و غیر اقتصادی تر می باشد.

صمیمت  $\delta < \varphi$  می باشد. اگر نباشد یعنی خاک از لهه دیوار حرکت نمی کند و با فاصله کوتاه تر از  
دیوار در خاک حرکت می کند.  
برای بدیت آوردن  $P_a$  ضوط کسینتی مختلف را امتحان می کنند و  $(P_a)_{min}$  را انتخاب می کنند.

در شرایط حرکت نیروی  $P_a$  از خط عمود محل تماس دیوار و خاک است.

## تعیین فشار جانبی خاک

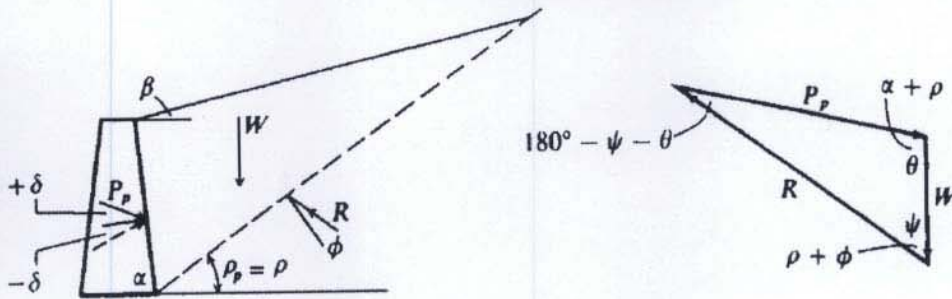
نیروی جانبی مقاوم خاک نیز در روش Coulomb از رابطه زیر تعیین میشود:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

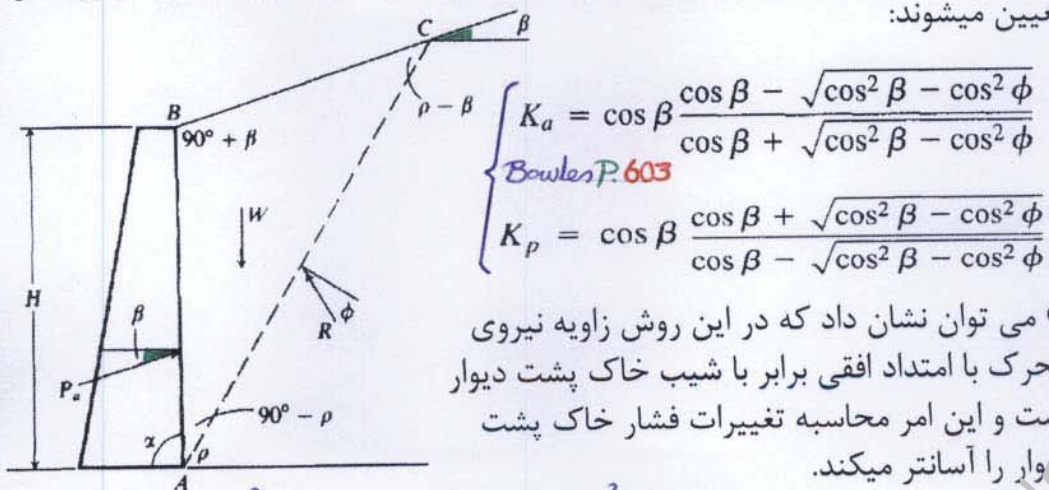
که در آن:

Bowles P. 598



## تعیین فشار جانبی خاک

• در روش Rankine نیروهای محرک و مقاوم با استفاده از روابطی نظیر روابط روش کولمب بدست می آیند تنها ضرایب محرک و مقاوم متفاوت بوده و با استفاده از روابط زیر تعیین میشوند:



$$\left\{ \begin{aligned} K_a &= \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \\ K_p &= \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \end{aligned} \right.$$

• می توان نشان داد که در این روش زاویه نیروی محرک با امتداد افقی برابر با شیب خاک پشت دیوار است و این امر محاسبه تغییرات فشار خاک پشت دیوار را آسانتر میکند.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$



حالت کلی پاشا نسبت

در صورتی که  $\beta = 0$  باشد در حالت مریخی کردن از اصطکاک خاک در دیوار  $P_a$  در صورت

افقی است.

در روش رانلینگ اگر  $\beta = 0$  باشد در حالت مریخی کردن از اصطکاک خاک در دیوار  $P_a$  در صورت افقی است.

$$P_a = (\gamma_b z + q) k_a - 2c \sqrt{k_a} + \gamma_w z$$

وجود آب در سرباره

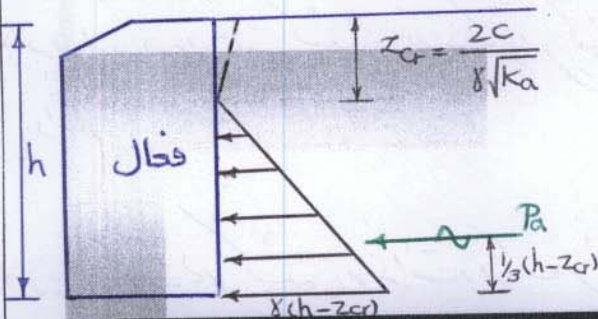
$$P_a = (\gamma z + q) k_a - 2c \sqrt{k_a}$$

در حالت خشک در سرباره

حمید کاظمی

## تعیین فشار جانبی خاک

- ضرایب فشار جانبی خاک در حالت‌های محرک و مقاوم با استفاده از روش Coulomb در صفحات 597 و 598 و ضرایب فشار جانبی خاک در حالت‌های محرک و مقاوم با استفاده از روش Rankine در صفحه 603 کتاب Bowles, 1996 در جدول‌هایی داده شده‌اند.
- ضرایب مذکور در گذشته برای خاک اصطکاکی بدست آمده‌اند. در صورتیکه خاک علاوه بر اصطکاک دارای چسبندگی نیز باشد می‌توان از رابطه کلی بین تنش افقی و عمودی که با استفاده از دایره موهر تنش تعیین میشود برای تعیین تغییرات تنش افقی استفاده کرد.



## تعیین فشار جانبی خاک

### تغییرات فشار جانبی در خاکهای شامل اصطکاک و چسبندگی و عمق ترکهای کششی

- در این خاکها می‌توان تغییرات فشار جانبی خاک را از رابطه زیر تعیین کرد:

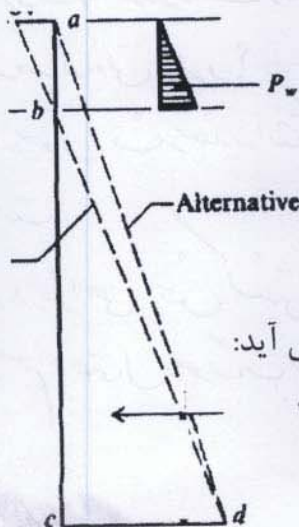
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad \text{و یا:}$$

عمقی که در آن تنش افقی صفر میشود از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0 \quad z = \frac{2c \sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

رابطه فوق عمق ترکهای کششی را نشان میدهد.





## مثال: پهنای بستر در مجرای

در مجرای مستقیم با عرض  $b$  و عمق  $h$  که در آن جریان با سرعت  $V$  در حال حرکت است.

فرض کنید که در یک مقطع از مجرای پهنای آن به  $b_1$  تغییر کند.

در این مقطع عمق آب را  $h_1$  و سرعت آن را  $V_1$  در نظر بگیرید.

در مقطع دیگر که پهنای آن  $b_2$  است عمق آب را  $h_2$  و سرعت آن را  $V_2$  در نظر بگیرید.

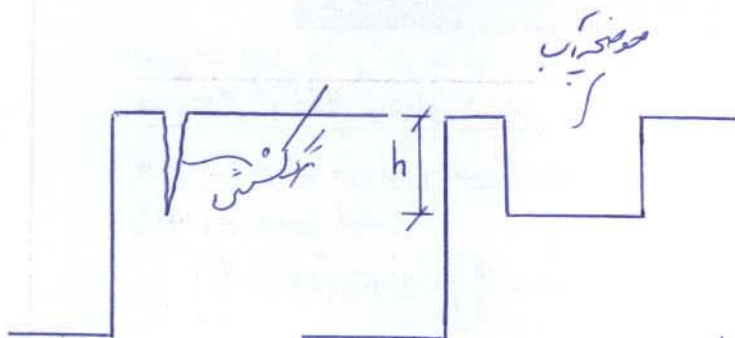
در این مقطع عمق آب را  $h_2$  و سرعت آن را  $V_2$  در نظر بگیرید.

در این مقطع عمق آب را  $h_2$  و سرعت آن را  $V_2$  در نظر بگیرید.

در این مقطع عمق آب را  $h_2$  و سرعت آن را  $V_2$  در نظر بگیرید.

\* به اندازه در برابر عمق کشتی که در مجرای گشاد می‌تواند عمق نیاز به نیروی افقی برای تأمین پایداری نداریم.

\* در عمل اگر در مجرای گشاد عمق آب برآورد و باعث ایجاد فرسایش و نشست سنگی شود.



فشار افقی وارد شده در نوسان و صحت  
 بر آب جوشیده تفاوتی دارد؟  
 مگر این جوشیده چون فشار صدمه و نشست  
 تابع ارتفاع است.

\* در اکثر موارد در طراحی کشتی را در نظر نمی‌گیرند و خط  $ad$  را در نظر می‌گیرند و تمام آن را  
 است! علت هم احتمال وجود آب است.

## تعیین فشار جانبی خاک

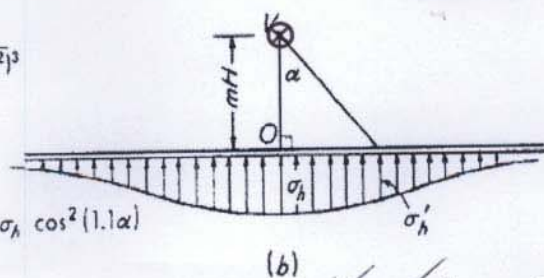
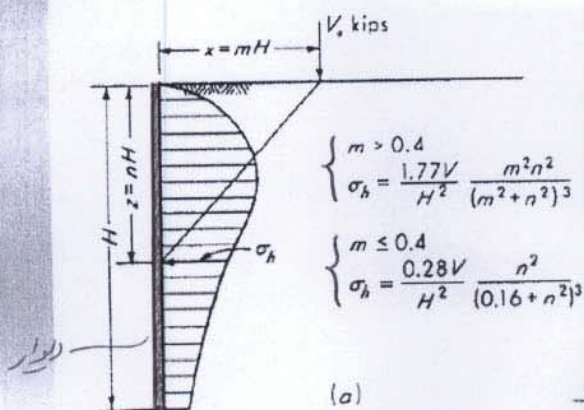
### فشار جانبی ناشی از سربارهای مختلف

- می توان از روابط الاستیک برای تعیین تغییرات فشار جانبی با عمق در اثر اعمال سربارهای مختلف بر خاک مجاور با دیوارهای حائل صلب استفاده کرد. این سربارها ممکن است بارهای متمرکز نقطه ای، خطی، یا نواری باشند.
- روابط مذکور با استفاده از تئوری الاستیسیته (رابطه بوسینسک برای توزیع تنش در خاک) بدست آمده و سپس برای شرایط واقعی با توجه به مشاهدات اصلاح شده اند.
- در استفاده از این روابط باید ابتدا مشخص کنیم که بار واقعی بخصوص را میتوان با کدامیک از این بارها جایگزین و یا مدل کرد. *تخصیص مهندس طراح*
- روابط مذکور در اینجا با فرض نسبت پواسون 0.5 برای محیط الاستیک بدست آمده اند.

## تعیین فشار جانبی خاک

### • ۱ بار نقطه ای (Point Load)

تغییرات فشار جانبی با عمق و همچنین تغییرات آن با دور شدن از محل اعمال بار در شکل نشان داده شده است.



\* این تنش فقط ناشی از بار است  
در باریک فشار خاک اضافه شود.

در باریک در b برعکس کشیده شده است.



تاریخچه و اهمیت

این بخش به بررسی اهمیت و تاریخچه موضوع می‌پردازد.

روش‌های تحقیق

در این بخش به روش‌های تحقیق و گردآوری داده‌ها پرداخته می‌شود. روش‌های کیفی و کمی مورد استفاده قرار گرفته است.

نتایج و بحث

در این بخش نتایج حاصل از تحقیق و بحث‌های مرتبط با آن ارائه می‌گردد.

نتیجه‌گیری

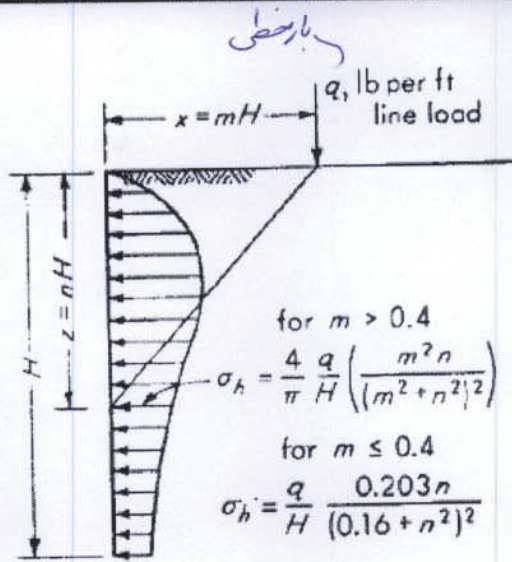
در نتیجه، نتایج تحقیق نشان می‌دهد که... این یافته‌ها می‌تواند در زمینه‌های مختلف کاربردهای گسترده داشته باشد.

محمد کاظمی

## تعیین فشار جانبی خاک

### ۲ • بار خطی (Line Load)

برای بار خطی نیز از روابط زیر  
میتوان برای تعیین تغییرات تنش  
افقی با عمق استفاده کرد.

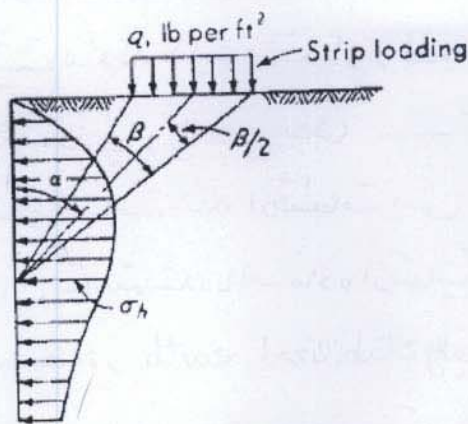


$$q \left( \frac{\text{نیرو}}{\text{طول}} \right)$$

## تعیین فشار جانبی خاک

### ۳ • بار نواری (Strip Load)

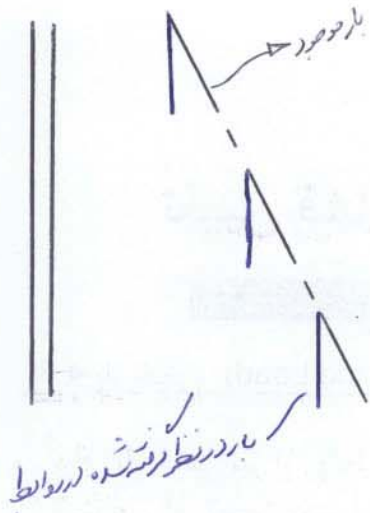
برای بار نواری رابطه زیر قابل  
استفاده است..



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

$$q \left( \frac{\text{نیرو}}{(\text{طول})^2} \right)$$





### دیوارهای حائل (Retaining Walls)

— انواع دیوارهای حائل

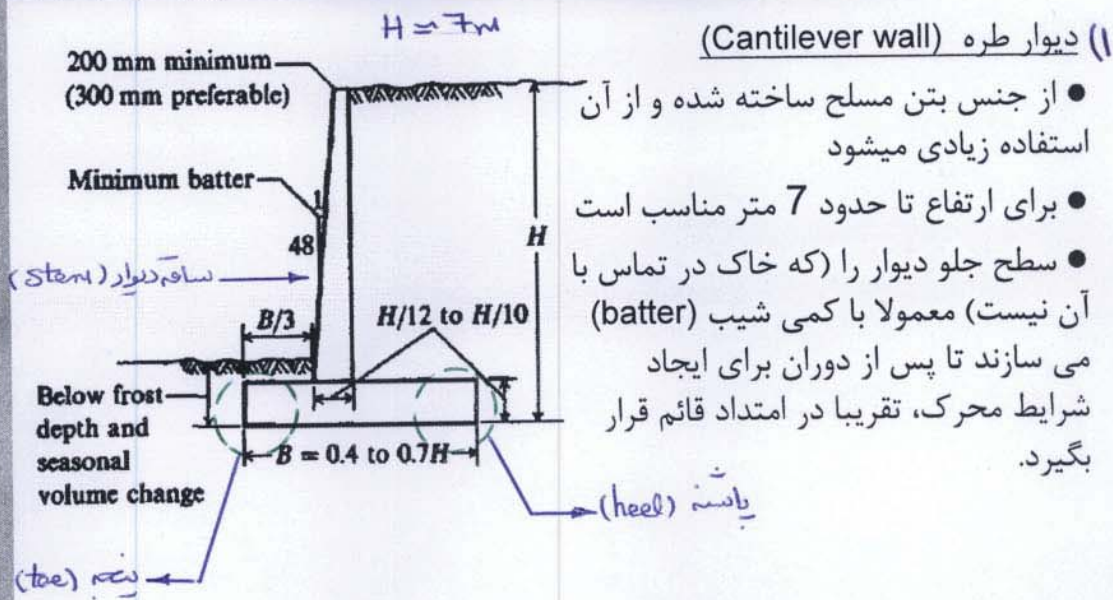
انواع معمول دیوارهای حائل عبارتند از:

- دیوار وزنی (Gravity) ← 5M  $\bar{\sigma}$
  - دیوار طره (Cantilever) ← 7M  $\bar{\sigma}$
  - دیوار سبب بنددار یا بیش بنددار (Counterfort or buttressed) ← دیوار کرسی
  - دیوار نیمه وزنی (Semigravity) ← 9M  $\bar{\sigma}$
  - دیوارهای ساخته شده از قطعات پیش ساخته تنی
  - دیوارهای ساخته شده با استفاده از تقویت کننده های مکانیکی ← حنلی معمولی
- (Mechanically stabilized earth, MSE wall)

امروزه تنوع دیوارها، بویژه نوع اضرایان حنلی زیاد شده است (دیوارهای میخ کوبی شده، ژئوگرید، و غیره)

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - ابعاد معمول دیوارهای حائل

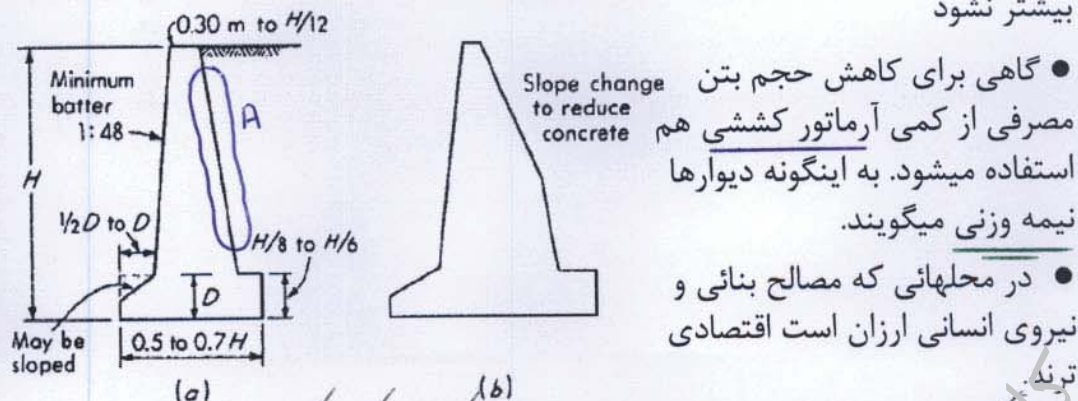


## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - ابعاد معمول دیوارهای حائل

(2) دیوار وزنی (Gravity wall)  $H = 4-5m$

- معمولا از جنس مصالح بنائی یا بتن غیر مسلح تا ارتفاع حدود 4-5 متر ساخته میشود
- بگونه ای طراحی میشود که کشش ایجاد شده در آن از حداکثر کشش مجاز مصالح بیشتر نشود



- در محلهائی که مصالح بنائی و نیروی انسانی ارزان است اقتصادی ترند.

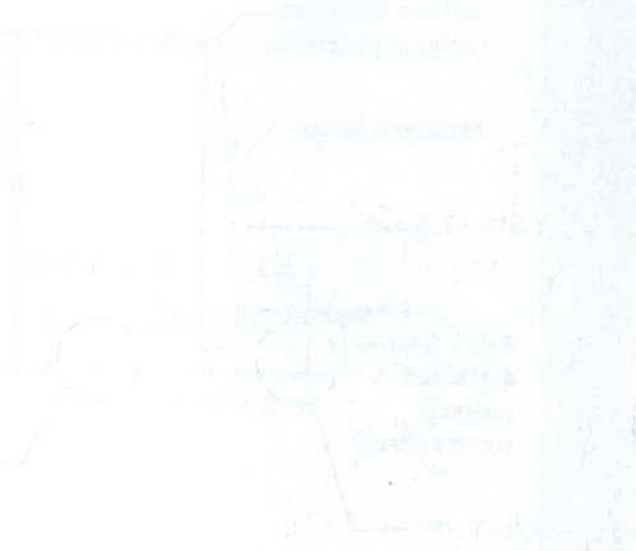
در حالتی که مصالح بنائی و نیروی انسانی ارزان است اقتصادی ترند.



تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری نقشہ کی ضرورت ہے۔

معماری نقشہ کی ضرورت

1) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
2) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
3) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
4) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
5) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔



تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری نقشہ کی ضرورت ہے۔

معماری نقشہ کی ضرورت

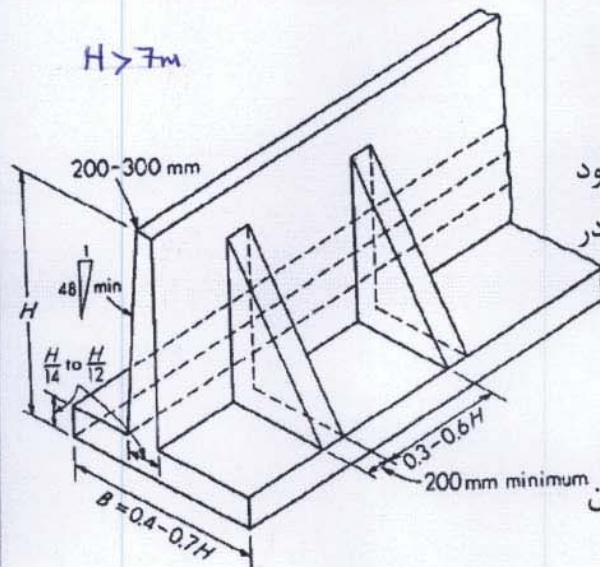
1) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
2) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
3) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
4) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔  
5) یہ نقشہ تعمیراتی عملیات کے لیے  
معماری ڈیزائن کے مطابق ہے۔



محمد  
سجاد کاظمی

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - ابعاد معمول دیوارهای حائل



دیوار پشت بند دار یا پیش بند دار  
(Buttressed or Counterfort wall)

- در آنها از پشت بند یا پیش بند برای کاهش لنگر در ساقه دیوار استفاده میشود
- تحت بارهای وارده معمولا پشت بند در کشش و پیش بند در فشار خواهد بود
- معمولا برای ارتفاعهای 7 متر ببالا اقتصادی تر هستند
- در صورتیکه جای کافی در جلو دیوار نباشد و شرایط پایداری ارضا شود میتوان پنجه دیوار را حذف کرد

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - مراحل طراحی دیوارهای حائل

مراحل طراحی دیوارهای حائل عبارتند از:

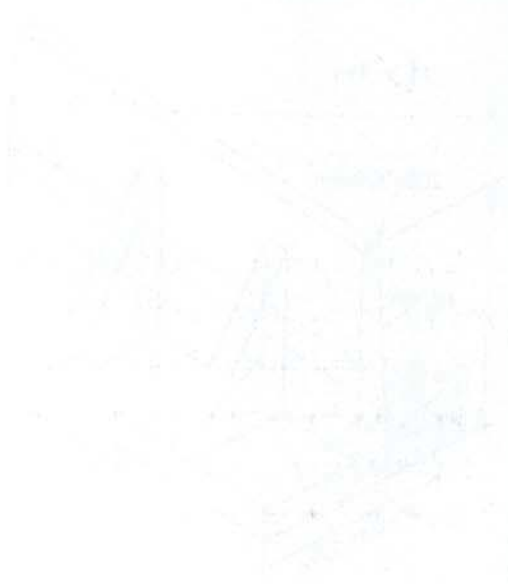
- ۱ انتخاب نوع دیوار حائل مناسب برای کاربرد مورد نظر
  - ۲ برآورد ابعاد اولیه دیوار
  - ۳ تعیین نیروهای وارد بر دیوار
  - ۴ کنترل پایداری خارجی دیوار و اصلاح ابعاد در صورت نیاز
  - ۵ کنترل پایداری داخلی دیوار و تعیین آرماتورها و اصلاح ضخامت ها در صورت نیاز
- ← نیروهای وارد بر دیوار معمولا فشار خاک، اثر سربارهای مجاور دیوار، وزن مصالح دیوار، و گاهی فشار آب یا نیروی زه نیز می باشند. (معمولا سعی می کنند دیوار به اندازه کافی زهکشی داشته باشد تا نیاز به منظور کردن اثر فشار آب در طراحی نشود زیرا اینکار دیوار را خیلی غیر اقتصادی می کند)



در این آزمایش، ما به بررسی تغییرات در pH و رسانندگی در طول واکنش می‌پردازیم.

این واکنش را می‌توان به صورت زیر نوشت:

این واکنش را می‌توان به صورت زیر نوشت:



اگر نیتروژن زه داشته باشیم با آب اضافه می‌شود که نیتروژن ناپدید می‌گردد است.

در این آزمایش، ما به بررسی تغییرات در pH و رسانندگی در طول واکنش می‌پردازیم.

این واکنش را می‌توان به صورت زیر نوشت:

این واکنش را می‌توان به صورت زیر نوشت:



حمید کاظمی

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - مراحل طراحی دیوارهای حائل

کنترل پایداری خارجی دیوار شامل موارد زیر است:

۱- کنترل واژگونی: ضریب اطمینان از تقسیم مجموع لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی به

مجموع لنگرهای ایجاد کنند واژگونی بدست آمده و باید حداقل ۱/۵ و بهتر است ۲ باشد.

$$1.5 < \frac{\sum (\text{لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی})}{\sum (\text{لنگرهای محرک در برابر واژگونی})} < 2$$

۲- کنترل لغزش: ضریب اطمینان از تقسیم مجموع نیروهای مقاوم در برابر لغزش به مجموع نیروهای ایجاد کنند لغزش بدست آمده و باید حداقل ۱/۵ و بهتر است ۲ باشد.

۳- کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی: توصیه شده است که ضریب اطمینان در خاکهای اصطکاکی حداقل ۲ و در خاکهای چسبنده حداقل ۳ انتخاب شود (برای تعیین ظرفیت باربری می توان از روابط مربوط به پی نواری استفاده کرده و اثر نیروی مایل و خروج از مرکزی را اعمال کرد. باید سعی شود عرض پی طوری انتخاب شود که خروج از مرکزی از یک ششم عرض بیشتر نشود.)

$$\text{ضریب اطمینان} = \begin{cases} 2 & \text{خاک اصطکاکی } (\phi=0) \\ 3 & \text{خاک چسبنده } (c=0) \end{cases}$$

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### - مراحل طراحی دیوارهای حائل

۴- کنترل پایداری کلی دیوار: که میتواند با استفاده از روشهای مربوط به پایداری شیب ها انجام شود و ضریب اطمینان باید حداقل ۱/۵ باشد.

۵- کنترل نشست: که با استفاده از روشهای گفته شده نشست را محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه می کنیم.

کنترل ضریب اطمینان های فوق با داشتن نیروهای وارد شده بر دیوار انجام میشود که در اینجا آنها را برای دیوارهای حائل مختلف بررسی می کنیم.

حمید کاظمی



باید از خارچه کل دیوار در مجموع باید ارضی مانند یا منی مانند

باید از دراز محسوب از کسب می دیوار این صفاست و اگر ماکور کاشی برابر دو قسمت نیز دریا دارند یا منی

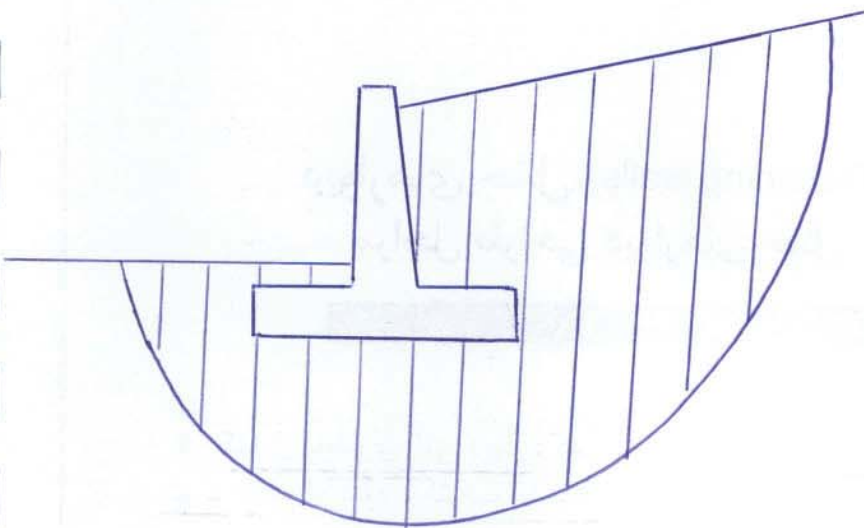
موجب باید این صراحی ایجاد کلی دیوار ارضی در حد و حجمی دلیل است باید این را در ابتدا بر این می کنیم

اگر نیز در کاشی دارده باعث دور است دیوار شود و از کاشی را ارضی کند

این ضرایب 1.5 تا 2 سنگی به این نام و شرطی (مثل نازم) مورد استفاده دارد.

در نیمه دیوار فترت نسبت به پائین دیوار داریم. است موضوع باعث غیر متواضع شده است و کار زیرین می شود.

بار وارد شده بر بی حجم قابل است و حجم خروج از کاشی دارد. محبت ارضی توانست بر این عرض واحدی دیوار این م داد



از روش برای قطعات (تخت و ...)  
استفاده می کنیم تا به کنترل بایداری  
کلی دیوار می داریم.

در اینجا به 54 یعنی پر داریم.

\* اگر به بار خود نسبت دیوار آب داشته باشیم باید بدانیم که فشار جانبی آب بیشتر است. علت است  
که با وجود بیشتر بودن لا خار نه لا آب، ضریب فشار جانبی آب کمتر است.

$$P = k \times h$$

$$k \times h = 1.8 \times 0.3 = 0.54$$

$$k \times h = 1 \times 1 = 1$$

به این دلیل بار اقتصاد طرح کار می کند که آب نسبت دیوار جمع نشود. پس کسب می ندارند.

حمید کاظمی



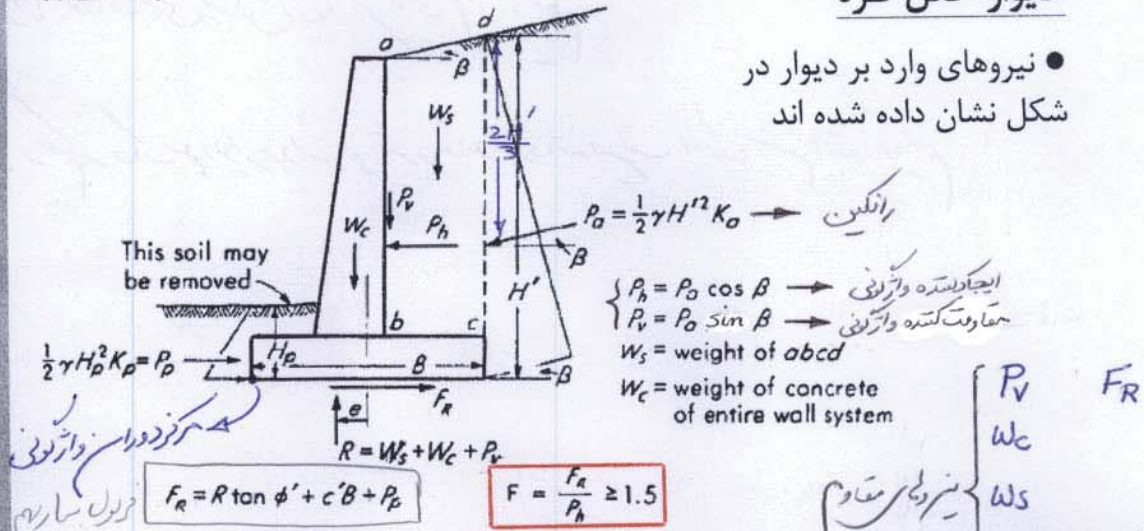
## دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل  
- بررسی پایداری خارجی

$$H' = 7M$$

### دیوار حائل طره

- نیروهای وارد بر دیوار در شکل نشان داده شده اند



این خاک را می‌توان برداشت  
 مرکز ثقل در این واژگونی  
 در این سازه

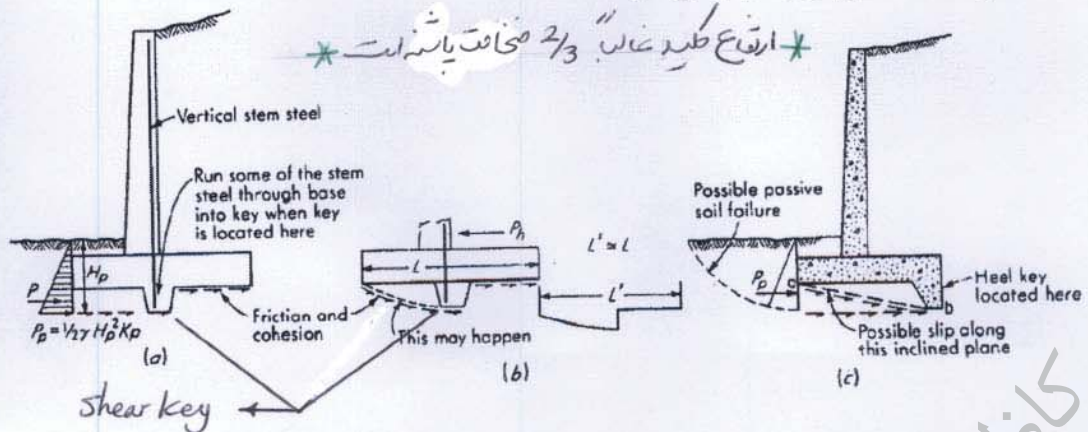
$P_v$   $F_R$   
 $W_c$   
 $W_s$   
 نیروی غیرفعال (passive)

کلی از نیروهای مقاوم در لغزش نیروی برش بین بی رخک بر بی است.

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل  
- بررسی پایداری خارجی

- در صورت نیاز ممکن است از کلید برشی برای پایداری بیشتر کردن در برابر لغزش استفاده شود. در این صورت ممکن است نتوان مقاومت های ناشی از اصطکاک پی و فشار خاک مقاوم را باهم جمع کرد



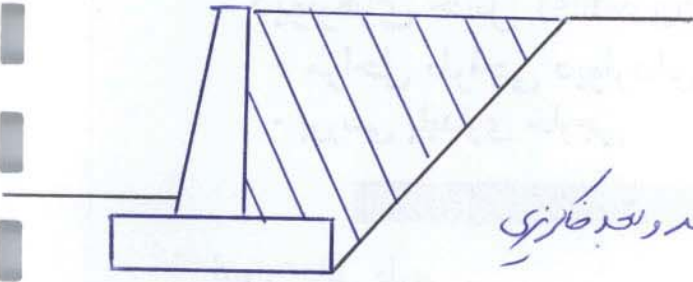
Shear Key

حمید کاظمی



\* با به طور غیر مستقیم مقاومت لغزشی را افزایش می دهد موجب اصطکاک زبری را افزایش می دهد.

\*  $P_p$  را با به تجمعی به کار می رود در  $F_R$  استفاده کن.



\* برای اجزای دیوار صاف خاک در برابر رانشند از اجزای هم رصند و بعد ضایعی نسبت دیوار را با خاک کمی بچکن و دانسته از اجزای هم رصند.

\* از احتمال دهم در خاک مبلور در دست می شود نباید درمی به ضرب اصطفاست استفاده کنیم.

\* اگر شکل لغزش داشته بود باید برای تبدیل زبری ایجاد می کند.

\* برای اجزای صاف بر آمدگی که بران مبلور از حرکت می باید خاک زبری را با ملامت کنیم.

\* دو شکل a و b دو حالت بر مبنی سطح لغزش است. خود لازم مقاومت کمتر را داد باید در اجزای می به کرد.

c را برای افزایش سطح لغزش انجام می دهند.

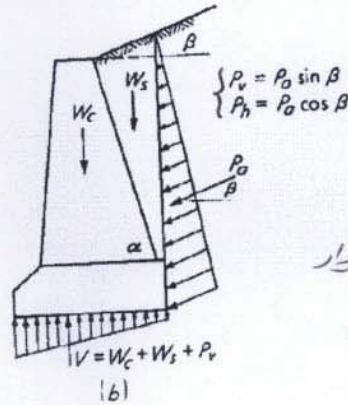
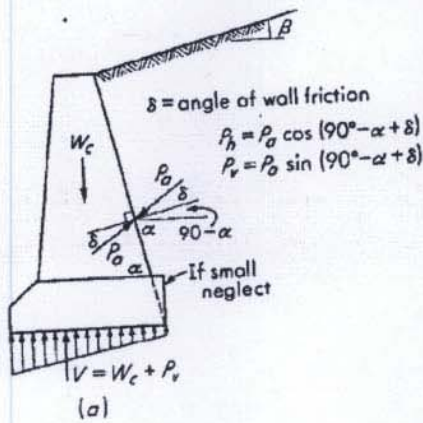
## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### مراحل طراحی دیوارهای حائل

### بررسی پایداری خارجی

#### دیوار حائل وزنی

- نیروهای وارده در شکل نشان داده شده است.
- می توان از روش کولمب نیز برای تعیین فشار جانبی استفاده کرد.



اینجا وزن خود دیوار  
و بی اثری دارد.

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

### مراحل طراحی دیوارهای حائل

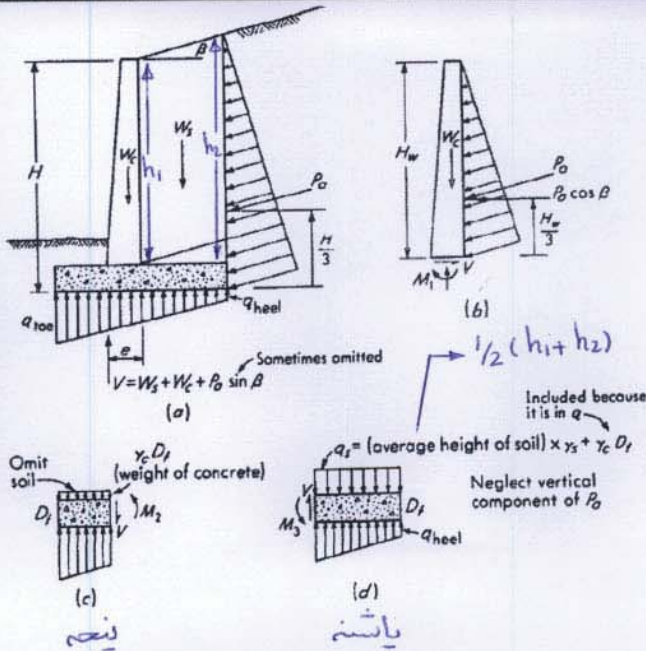
### بررسی پایداری داخلی

#### دیوار حائل طره

- مانند شکل، نیروهای وارده بر هر بخش از دیوار را جداگانه در نظر میگیرند.
- برای ارضای تعادل باید تقریباً داشته باشیم:

$$M_1 + M_2 + M_3 \cong 0.0$$

آزمایشات صحیح باشند.



حمید

کاظمی



حکمت اندکِ محبوبِ دیوارِ وزنی را زیاد ادا نمایی و محمد اسبغ است که مجلس است کشتن زیاد باعث ایجاد  
کرد خوردگی شود.

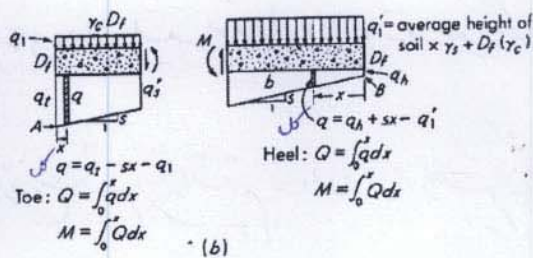
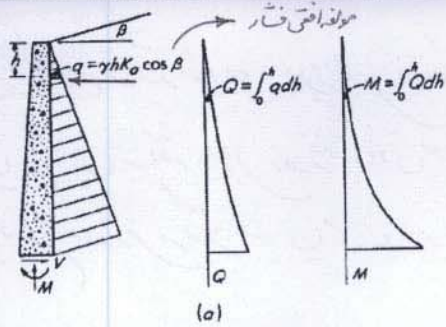
برابر خواصی ساقه دیوار نمودار کند خمشی و نیروی برشی را نیز داریم ← خود ساقه

اهم است اگر ما تور را در پایین ساقه خواصی کنیم و بعد در وسط ساقه آن سازه را قطع کنیم.

حمید کاظمی

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل  
- بررسی پایداری داخلی



● تغییرات بار گسترده وارد بر ساقه دیوار با عمق از درجه یک، تغییرات برش از درجه دو، و تغییرات لنگر از درجه سه است.

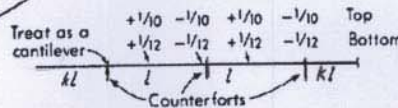
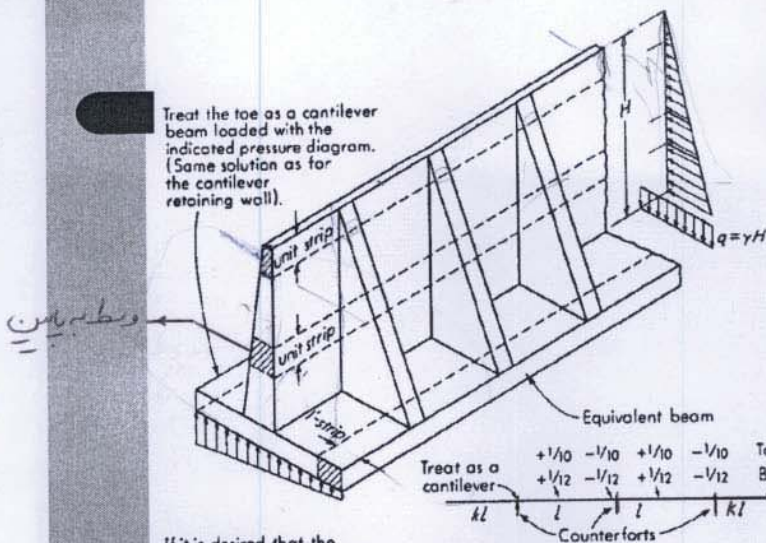
● تغییرات بار گسترده وارد بر پنجه و پاشنه از کم کردن فشارهای وارد بر سطح فوقانی و تحتانی آنها بدست می آید.

\* ضعیفی مراجع نیاز به بی نهایت روابط نیست

## دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل  
- بررسی پایداری داخلی

Treat the toe as a cantilever beam loaded with the indicated pressure diagram. (Same solution as for the cantilever retaining wall).



If it is desired that the cantilever moment equal interior counterfort moments take  $kl = 0.41l$

- 1) Use  $\frac{q_1^2}{10}$  for top strips of stem with an average "q" on a unit strip
- 2) Use  $\frac{q_2^2}{12}$  for strips near the bottom of stem because of fixity of stem to base
- 3) Use  $\frac{q^2}{10}$  for all strips in the heel. Use an average net q for the heel pressure; consider both  $\gamma H$  and the upward acting soil pressure

### دیوار پشت بند دار

● ساقه دیوار مانند یک تیر پیو، در نظر گرفته و لنگرها را در تک گاه ها و در وسط دهانه بطور تقریبی تعیین می کنند

● نوارهایی در بخش های بالائی پایینی دیوار در نظر می گیرند

از هر یک که در این صورت است  
این ضریب کمتر کم است  
از هر یک که در این صورت است  
از هر یک که در این صورت است

$kl = 0.41l$  برای ساقه  
از هر یک که در این صورت است

فاصله تقریبی ساقه



در شکل a مولفه قائم نیز در محذور ایجاد می کند. البته ضلعی در محاسبات لحاظ نمی کنند.

مولفه قائم



نیز بیرون است از ارتفاع واحد بصورت نوار در ضلعی برنگه گاه به حسنه در نظر می گیرند.

لغبه بر اصل حواصی مانند حواصی دیوار با هر حاصل است.

قسمت بالایی و بالایی ساقه دار از ارتفاع متفاوتی هستند. قسمت با من نسبت به بالا که در در بیشتر دارد. بنابراین مقدار از آن کمتر به بی می رود و باعث می شود ضریب کمتر از در نظر گرفت  $(\frac{1}{2})$

بایداری حواصی دیوار شیب نندار به مانند دیوار طره بر درسی شود.

حوضه دیوار ارتفاع بیشتر داشته که تعداد نوار که را بیشتر می رسم

مستطوط

## بخش ششم پی های عمیق (Deep Foundations)

### ظرفیت باربری محوری پی های عمیق

ظرفیت باربری نهائی محوری پی های عمیق از دو مولفه تشکیل می شود:

• باربری انتهائی (End bearing)

• اصطکاک جانبی (Skin friction)

باربری نهائی محوری پی عمیق از رابطه روبرو بدست می آید:  $Q_u = Q_p + Q_s$

که در آن:  $Q_p$ : باربری انتهائی

$Q_s$ : اصطکاک جانبی

$Q_u$ : باربری نهائی کل  $\rightarrow$  صدی در بافت نسجی شمع شور

باربری مجاز پی عمیق ( $Q_a$ ) از تقسیم باربری نهائی به ضریب اطمینان بدست می آید:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS}$$

حمید کاظمی



پیشہ پیمانہ  
رقیعت روحیہ  
Group Foundations

رقیعت روحیہ

### رقیعت روحیہ

رقیعت روحیہ

رقیعت روحیہ  
رقیعت روحیہ  
رقیعت روحیہ  
رقیعت روحیہ

رقیعت روحیہ

حمید کاظمی

## ظرفیت باربری محوری پی های عمیق

باربری انتهائی و اصطکاک جانبی پی عمیق نیز از رابطه زیر بدست می آیند:

$$\begin{cases} Q_p = q_p A_p & \rightarrow \text{باربری انتهای} \\ Q_s = \sum_0^L f_s p \Delta L & \rightarrow \text{اصطکاک جانبی} \end{cases} \quad \text{در روابط فوق:}$$

$q_p$  : مقاومت انتهائی واحد شمع

$A_p$  : سطح مقطع نوک شمع

$f_s$  : مقاومت جانبی واحد شمع در عمق مورد نظر

$p$  : محیط شمع در عمق مورد نظر

$L$  : طول شمع

$N_c^*, N_q^*$  ← مر 3، شکل 8-13

عقب گرانی ← مر 3، Figure 10-9

## ظرفیت باربری محوری پی های عمیق ۱- تعیین مقاومت انتهائی

مقاومت انتهائی پی عمیق را می توان از تعمیم روابط ظرفیت باربری بدست آورد:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + 0.5\lambda BN_\gamma^*$$

در رابطه فوق ضرایب  $N$  همانها هستند که در روابط ظرفیت باربری بکار می رفت ولی در اینجا ضرایب شکل و عمق در آنها منظور شده اند. جمله آخر نیز بدلیل کم بودن عرض شمع معمولاً نسبت به دو جمله دیگر کوچک است. لذا خواهیم داشت:

$$\begin{cases} q_p = cN_c^* & \text{برای رس ها} \\ q_p = N_q^* \sigma'_v & \text{برای خاکهای اصطکاکی} \end{cases}$$

• برای رس ها معمولاً فرض میشود که:  $N_c^* = 9$

• برای ماسه ها  $\sigma'_v$  تنش موثر در تراز نوک شمع است و گاهی

آن برابر متوسط تنش در این تراز در نظر می گیرند یعنی:

$$\begin{cases} \sigma'_h = K_0 \sigma'_v \\ \sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h) \end{cases}$$

حمید





## ظرفیت باربری محوری پی های عمیق - تعیین مقاومت انتهائی

- نمودارهایی برای تغییرات ضریب مقاومت انتهائی با زاویه اصطکاک داخلی توسط افراد مختلف داده شده است.
- آئین نامه پی سازی کانادا نیز مقادیری برای این ضریب داده است
- بعضی محققین (مانند Meyerhof) معتقدند که مقاومت انتهائی با افزایش عمق بطور نامحدود زیاد نمیشود و در عمق مشخصی بنام عمق بحرانی (Critical depth) به حداکثر رسیده و از آن بعد افزایش بیشتری نمی یابد. این عمق را بصورت ضریبی از قطر شمع تعیین می کنند.

## ظرفیت باربری محوری پی های عمیق ۲- تعیین اصطکاک جانبی

- برای ماسه ها می توان با استفاده از رابطه زیر آنرا تعیین کرد:

$$f_s = K_h \sigma'_v \tan \delta$$

که در آن:

$K_h$ : ضریب فشار جانبی خاک

$\delta$ : زاویه اصطکاک بین خاک و شمع بوده و بین نیم تا 0.8 زاویه اصطکاک داخلی خاک است. بطور متوسط گاهی آنرا سه چهارم زاویه اصطکاک خاک می گیرند

ولی عمدتاً به روش اجرای شمع بستگی دارد

$$\delta = \frac{3}{4} \phi$$



قیمت ویژه زیر ری و کوه ریو نسبت به

ریو نسبت به ریو

- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو
- قیمت ویژه ریو نسبت به ریو

$k_h$  اعداد دارد در کتاب هندس طامونی آمده است. مقدارش بر نحوه اجزای شمع سنگی دارد. شمع کوبیده شده می خواهد جا باز کنند پس  $k_h$  بتری دارد.

$k_h$  کوبیده شده  $< k_h$  درج

$$k_h = k_0 = 1 - \sin \phi$$

که این صیغ اطلاعاتی ندارد

حمید کاظمی

## ظرفیت باربری محوری پی های عمیق - تعیین اصطکاک جانبی

برای تعیین اصطکاک جانبی رس ها سه روش معمول است:

۱ • روش  $\alpha$ : که در آن داریم:  $f_s = \alpha c_u$  و  $\alpha$  با استفاده از نمودارهایی تعیین میشود

۲ • روش  $\lambda$ : که در آن داریم:  $c_a = \lambda(\sigma'_m + 2\bar{c}_m)$  و بنابراین:  $Q_s = \bar{c}_a A_s$

۳ • روش  $\beta$ : یا تنش موثر (آئین نامه کانادا) که در آن:  $A_s = PL$

$$f_s = K_s \bar{p}'_0 \tan \phi' = \beta \bar{p}'_0$$

و  $\bar{p}'_0$  تنش موثر عمودی متوسط در امتداد طول شمع است.

$$\bar{p}'_0 = \sigma'_v / 2$$

$\alpha$  ← رس ۱ ، رس ۲

$\beta$  ← رس ۴

$\lambda$  ← رس ۲ Figure 10.5

\* روش  $\lambda$  برای خاک رس کنواخت استفاده می شود.

\*  $c_u$  مقاومت برش زحکشی رس است.

\*  $\bar{c}_m$  ضریب چسبندگی متوسط در طول شمع است.  $\bar{c}_m = c_u$





### Driven piles in clay

#### End bearing resistance $q_b$

Because of the limiting diameter of conventional driven piles of about 450–600 mm, and the small cross-sectional area, the base load obtainable tends to be a small amount in relation to the shaft load. Nevertheless, it could be calculated from:

$$q_b = N_c c_{ub} \quad (10.8)$$

where  $N_c$  can be taken as 9 and  $c_{ub}$  is the undisturbed undrained shear strength at the base of the pile.

#### Adhesion $c_a$ (Figures 10.3 – 10.6)

Driving a pile into clay requires considerable displacement and causes major changes in the clay. The effects of installation are different for soft clays and stiff clays.

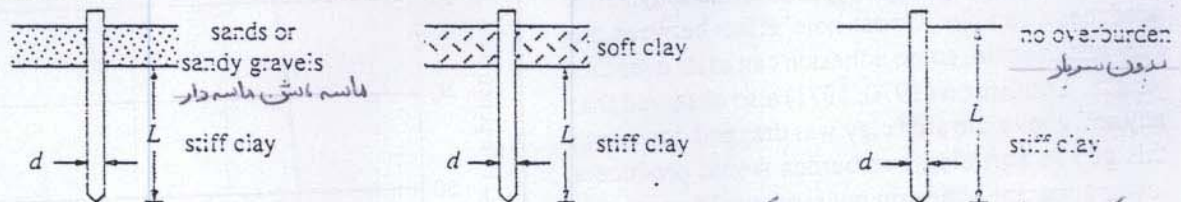
Driving a pile into soft clay increases the total stresses, which are transferred to a large rise in pore water pressure in the annulus of soil around the pile. This increase in pore pressure is larger for piles with a greater volumetric displacement such as solid piles compared to H-section piles and for soils with a tendency for their mineral grain structures to collapse such as sensitive clays.

The time taken for this pore pressure to dissipate will depend on the initial excess pore pressure, the permeability of the soil, the permeability of the pile material and the number of piles and the spacing between them.

As the consolidation process occurs the effective stresses around the pile increase and the pile load capacity increases. Thus, the initial load carrying capacity of a pile may be quite small but will increase with time. However, from measurements which have been carried out, several weeks or months may elapse before the full load capacity is achieved.

Driving piles into stiff, overconsolidated clays can produce three significant effects:

- expansion of the soil surrounding the pile with associated radial cracking and opening of macro-fabric features such as fissures. Any positive pore pressures set up during driving will rapidly dissipate into this open structure and expansion of the soil is more likely to produce negative pore pressures at least in the upper levels. Relatively short piles, therefore, may provide an initially high load carrying capacity but this could diminish with time. Longer piles are more likely to produce positive pore pressures in their lower regions.



تبدیلی در درگاه بالای شمع صورت می‌گیرد و فوق دارد

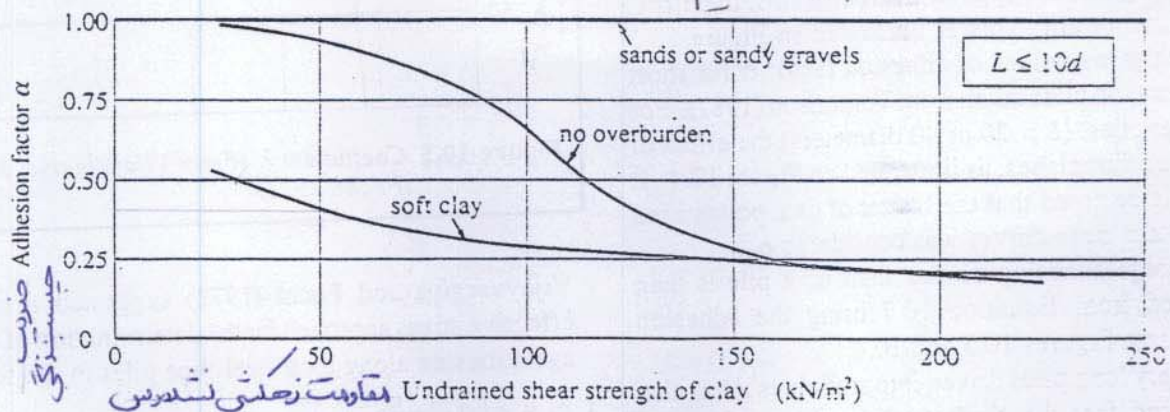


Figure 10.3 Adhesion factors for piles driven into stiff clay – short penetration  $L \leq 10d$  (From Tomlinson, 1987)

$L \leq 10d$  شمع‌های کوتاه



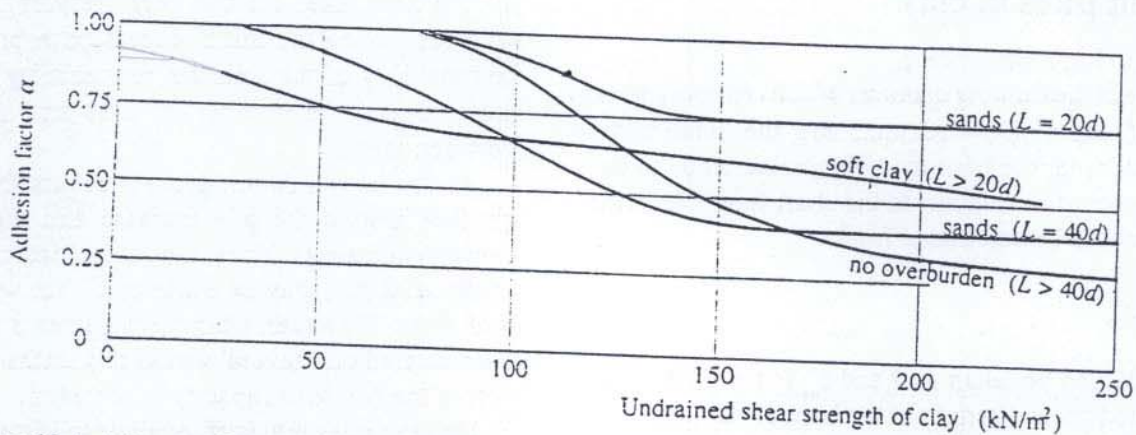


Figure 10.4 Adhesion factors for piles driven into stiff clay – length > 20 to 40d (From Tomlinson, 1987)

- ground heave comprising upward and outward displacement of the soil around a pile being driven. This effect can occur up to ten pile diameters away from a pile (Cole, 1972), so driving piles in groups can magnify the effect and cause damage to existing buried structures and previously driven piles, due to separation or fracture. Heave is particularly detrimental when the piles are intended to provide most of their load in end bearing.
- 'whipiness' or lateral vibrations set up in the pile once it has been partly driven into the clay. This produces a gap like a 'post-hole' effect between the clay and the pile, so no adhesion can exist over this length. Tomlinson (1970, 1971) also observed that any soil above the stiff clay was dragged down into this gap so soft clay overburden would produce a lower apparent adhesion but sand would produce a higher adhesion. The penetration of the pile into the stiff clay and the type of overburden, is, therefore, very important. This is illustrated in Figure 10.3 which gives values of adhesion factor  $\alpha$  for short penetration piles taken from Tomlinson (1987). For longer piles, ( $L > 20$  or 40 diameters) the effect of the gap diminishes, as illustrated on Figure 10.4. It should be noted that the scatter of data points used to obtain these curves was considerable.

The average adhesion on the shaft of a pile is then calculated from Equation 10.7 using the adhesion factors from Figures 10.3 and 10.4.

For very long piles driven into stiff clays it has also been found that the shaft capacity depends on the length of the pile but for probably different reasons.

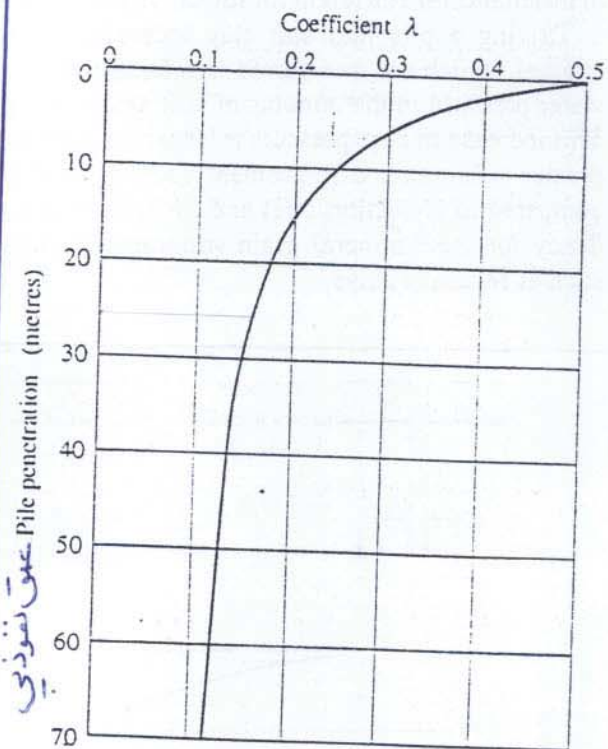


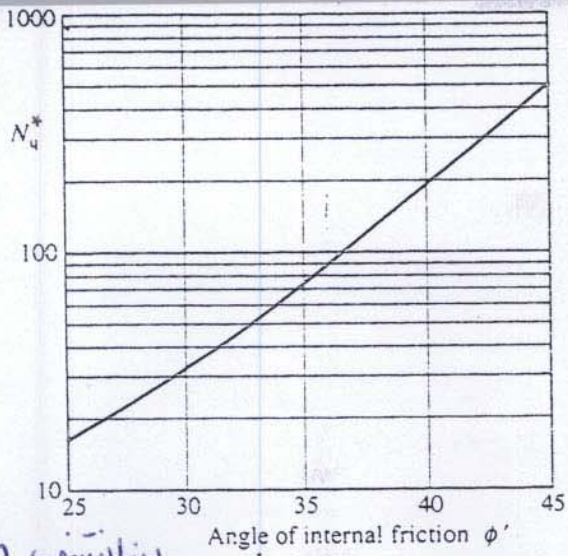
Figure 10.5 Coefficient  $\lambda$  (From Vijayvergiya and Focht, 1972)

Vijayvergiya and Focht (1972) suggested a quasi-effective stress approach for the determination of average adhesion along long steel-pipe piles in the form:

$$\bar{c}_a = \lambda (\bar{\sigma}_m' + 2\bar{c}_m) \quad (10.9)$$

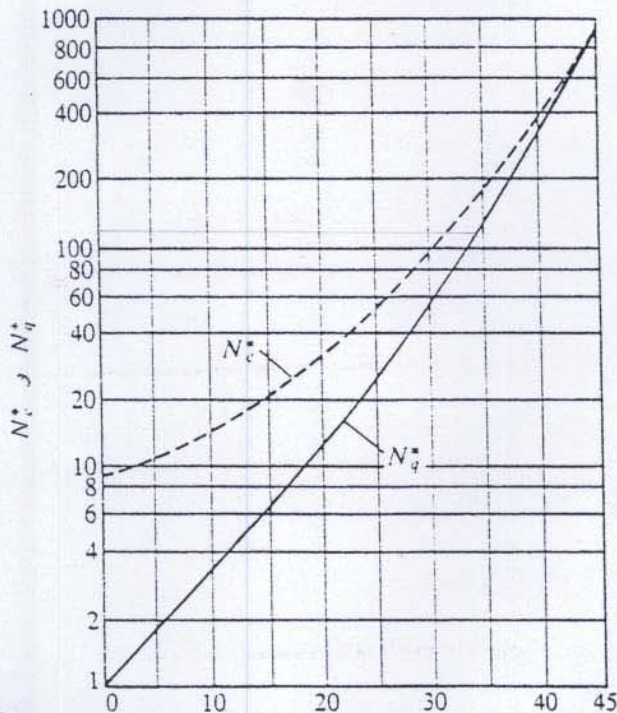
$$Q_s = \bar{c}_a A_s \quad (10.10)$$





برزانتسيف (Nq\*)

Figure 10.7 Bearing capacity factor  $N_q$  for piles in sand (From Berezantsev et al. 1961)



$N_c^*$  و  $N_q^*$  برصوف  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۸-۱۳ - تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  (مایرهورف ۱۹۷۶)

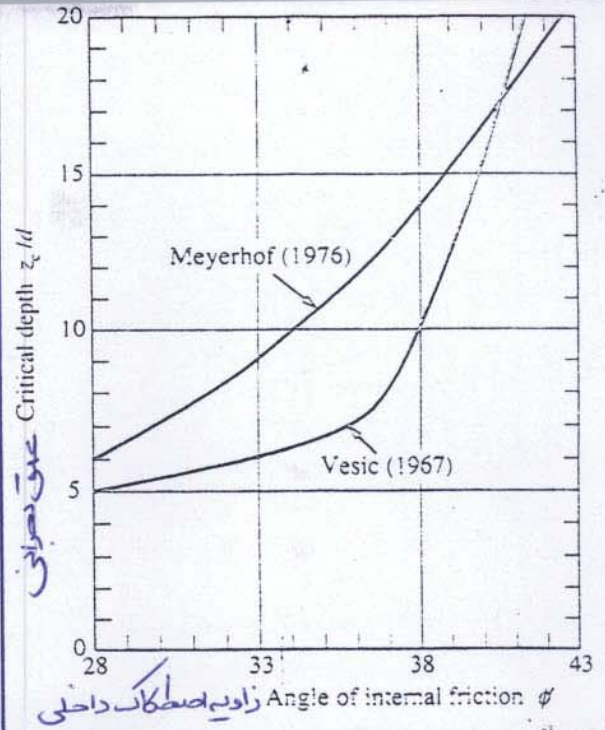


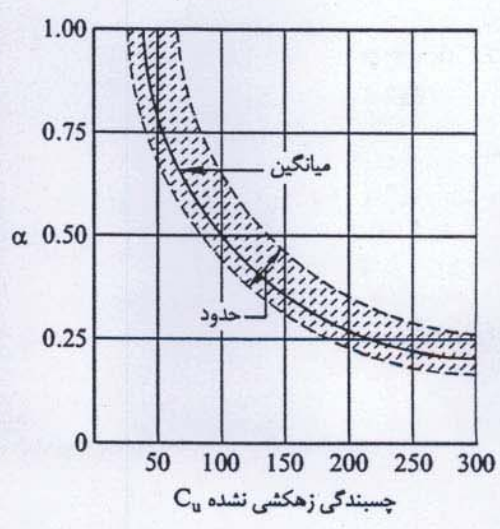
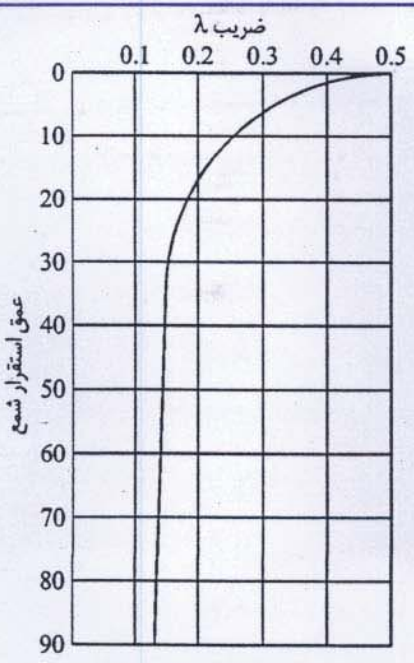
Figure 10.9 Values of critical depth

Table 10.1 Values of  $\phi'$  after installation (From Poulos, 1980)

Requirement	Values of $\phi'$ after installation	
	Bored piles	Driven piles
$N_q$		$\frac{\phi_i' + 40}{2}$
$z_c/d$	$\phi_i' - 3$	
$K, \tan \delta$	$\phi_i'$	$3/4\phi_i' + 10$

$\phi_i'$  is the  $\phi$  value before installation.

سطح استقرار



شکل ۶-۷ روشهای مختلف تعیین ضرایب اصطکاک جداري الف) روش  $\alpha$  ب) روش  $\lambda$

حمید کاظمی



محمد کاظم

### 20.2.1.1 Cohesionless Soils

For cohesionless soil

$$q_s = \sigma_v' K_s M \tan \phi' = \beta \sigma_v'$$

$$q_b = N_t \sigma_b'$$

- where  $\beta$  = a combined shaft resistance factor  
 $K_s$  = coefficient of lateral earth pressure  
 $\sigma_v'$  = vertical effective stress adjacent to the pile  
 $M$  = a factor accounting for the friction at the pile-soil interface  
 $N_t$  = bearing capacity factor  
 $\sigma_b'$  = vertical effective stress at the pile base.

The value of  $K_s$  is influenced by the angle of shearing resistance, the method of installation, the compressibility and original state of stress in the ground, and the size and shape of the pile. It increases with the in situ density and angle of shearing resistance of the soil and with the amount of displacement. It is higher for displacement-type piles than for low-displacement-type piles such as H-piles. For bored piles,  $K_s$  is usually assumed equal to the coefficient of earth pressure at rest,  $K_0$ . For driven displacement-type piles,  $K_s$  is normally assumed to be twice the value of  $K_0$ . For tapered piles the value of  $K_s$  may be increased by 30% to 50%.

The value of  $M$  ranges from 0.7 to 1.0, depending on the pile material (steel, concrete, wood) and method installation (Bozozuk et al., 1978b).

The combined shaft resistance coefficient  $\beta$  generally ranges from 0.20 to 1.5 as indicated in Table 20.1 - see Poulos and Davis (1980) for further discussion.

Table 20.1 - Range of  $\beta$  Coefficients

SOIL TYPE	CAST-IN-PLACE PILES	DRIVEN PILES
Silt	0.2 - 0.30	0.3 - 0.5
Loose sand	0.2 - 0.4	0.3 - 0.8
Medium sand	0.3 - 0.5	0.6 - 1.0
Dense sand	0.4 - 0.6	0.8 - 1.2
Gravel	0.4 - 0.7	0.8 - 1.5

The toe bearing capacity factor  $N_t$  depends on soil composition in terms of grain size distribution, angularity and mineralogy of the grains, natural soil density, density changes due to pile installation, and other factors. Typical ranges of values for  $N_t$  are given in Table 20.2.

محمد کاظم



Table 20.2 - Range of  $N_f$  Factors ( $N_f^*$ )

SOIL TYPE	CAST-IN-PLACE PILES	DRIVEN PILES
Silt	10 - 30	20 - 40
Loose sand	20 - 30	30 - 80
Medium sand	30 - 60	50 - 120
Dense sand	50 - 100	100 - 120
Gravel	80 - 150	150 - 300

In the absence of test loading, a factor of safety of at least 3 should be applied to any theoretical computation.

**Remark:** Consistent with research results and field observations reported in the literature, earlier versions of the Canadian Foundation Engineering Manual recommended to apply the concept of 'critical depth' when designing piles in cohesionless soils. According to this concept, the unit shaft resistance and point resistance would increase linearly with depth only down to the critical depth; below this critical depth both the unit shaft resistance,  $\tau$ , and the vertical effective stress at the pile base,  $\sigma_v'$ , would remain essentially constant. According to Meyerhof (1976) the critical depth would depend on the pile diameter and the soil density and would be in the range of 8 to 20 pile diameters.

However, more recent investigations suggest that the apparent absence of increase of  $\tau$  or  $\sigma_v'$  below a certain depth may be the result of having ignored the effect of 'locked-in' stresses in test piles before the beginning of load tests. The evidence available to date is sufficient to cast some doubt on the relevance of the critical depth concept. Unfortunately, this evidence is still not sufficient to reach a conclusive answer on the real variations of unit shaft resistance and point resistance with depth for piles in sand. Caution is thus advised in the design of long piles in cohesionless soils.

### 20.2.1.2 Cohesive Soils

Design methods for piles in fine-grained soils are in some cases of doubtful reliability. This is particularly so for the bearing capacity of shaft-bearing piles in clays of medium- to-high shear strength. Because of this, pile test loading should be carried out where economically justified or, alternatively, an adequate factor of safety be used.

Piles in cohesive soils generally derive their capacity from tills, substantial toe resistance may be mobilized, which, for large-diameter bored piles, may represent the usable capacity of the pile.

#### 20.2.1.2(1) Total Stress Versus Effective Stress Approach

Until recent times, it was the general practice to evaluate the capacity of piles in clay from a total stress approach, i.e., on the basis of the undrained shear strength,  $\tau_u$ , of the clay. Empirical correlations between  $\tau_u$  and the toe-and-shaft resistance on a pile

## تشکر :

در انتها لازم می‌دانم از جناب آقای ریاض جعفری سلیم  
(دانشجوی کارشناسی مدیریت بازرگانی دانشگاه آزاد اسلامی)  
که بنده را در تهیه این فایل کمک نموده‌اند کمال تشکر را  
داشته باشم.





دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

تمرین درس :

مهندسی پی

استاد :

جناب آقای دکتر امام

جمع آوری:

حمید کاظم

(کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(کارشناس ارشد عمران گرایش سازه دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(دانشجوی دکترا گرایش سازه North Carolina State University)

تابستان ۱۳۹۱

حمید کاظم

# حل تمرین

طراحی پی‌ها و دیوارهای حائل



حمید کاظمہ

- از طرف دیگر حداقل سطح پی باید طوری باشد که فشار خاک در حد مجاز باقی

بماند.

$$s = \frac{R}{q_a} = \frac{(a_1 + a_2) L}{2} \quad (۷۱-۴)$$

با حل سیستم معادلات (۷۰-۴) و (۷۱-۴) دو مجهول  $a_1$  و  $a_2$  (عرض پی) حاصل می شود. در این حالت با توجه به خطی بودن عرض پی، فشار خاک در طول پی خطی و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی بترتیب از درجه دوم و سوم خواهد بود.

مثال ۳- مطلوب است طراحی یک پی نواری به روش صلب و با مشخصات زیر (پی مورد نظر نمی تواند بیش از ۵۰ mm از بر ستون کناری امتداد یابد).

$$F_y = ۴۲۰ \text{ MPa}, f'_c = ۲۱ \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = ۲۰ \text{ KN/m}^3, \gamma_c = ۲۴ \text{ KN/m}^3$$

$$q_a = ۱۱۵ \text{ KN/m}^2 = A \text{ تنش مجاز در تراز کف پی}$$

$$۳۰۰ \times ۳۵۰ \text{ mm} = A \text{ ابعاد ستون}$$

$$۳۵۰ \times ۳۵۰ \text{ mm} = B \text{ ابعاد ستون}$$

$$P_A \begin{cases} D = ۵۰۰ \text{ KN} \\ L = ۳۸۳/۳ \text{ KN} \end{cases} \quad P_B \begin{cases} D = ۷۵۰ \text{ KN} \\ L = ۵۷۵ \text{ KN} \end{cases}$$

۱- انتخاب ابعاد پی: بدلیل عدم محدودیت طولی از سمت راست، طول پی به گونه ای محاسبه می گردد که فشار خاک زیر آن تحت بارهای سرویس یکنواخت گردد.

$$\sum M_A = 0 \rightarrow \bar{x} = \frac{۱۸۰۰ \times ۵}{۱۲۰۰ + ۱۸۰۰} = \frac{۹۰۰۰}{۳۰۰۰} = ۳ \text{ m}$$

$$P_{UA} = ۵۰۰ \times ۱/۲۵ + ۳۸۳/۳ \times ۱/۵ = ۱۲۰۰ \text{ KN}$$

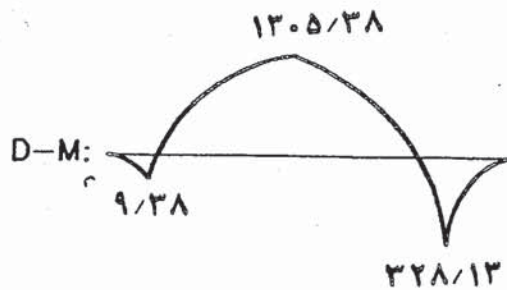
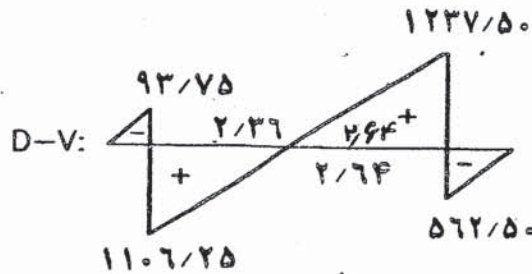
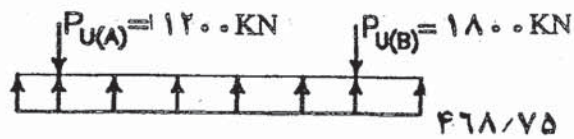
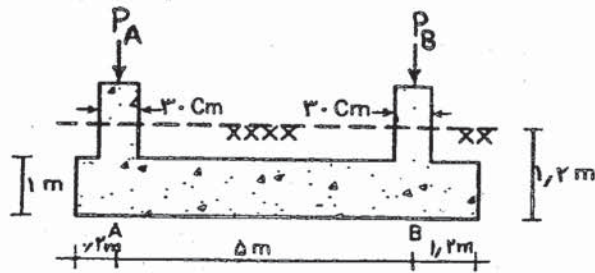
$$P_{UB} = ۷۵۰ \times ۱/۲۵ + ۵۷۵ \times ۱/۵ = ۱۸۰۰ \text{ KN}$$

$$L = ۲(۰/۰۵ + ۰/۱۵ + ۳) = ۷۴ \text{ m}$$



$$S = \frac{\sum P_U}{q_u} = \frac{3000}{136 \times 115} = 1918 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{S}{L} = \frac{1918}{64} = 3 \text{ m}$$



شکل ۴-۳۲- سیستم پی نواری و نمودار برش و خمش

حمید کاظمی

۲- رسم نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی

$$q_1 = 3000 \div 6/4 = 468/75 \text{ KN/m}$$

۳- کنترل برش یکطرفه:

برش بحرانی بفاصله  $d$  از بر ستون میانی و از روی نمودار نیروی برشی منظور می گردد.

$$d = 1000 - (75 + 28 + 14) = 883 \text{ mm}$$

$$V_u = 823/59 \text{ KN}$$

$$V_c = \phi_c \sqrt{f'_c} b d = 0.7 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 3000 \times 883 \times 10^{-3} = 1456/71 \text{ KN}$$

$$V_c > V_u$$

۴- کنترل برش پانچ: این کنترل در اطراف ستون A که بحرانی تر است انجام می شود

$$v_c = \frac{V_u}{b.d} \leq v_{cp} \quad \text{(شکل ۴-۳۳)}$$

$$V_u = 1200 - (1/233 \times 0.7915) \times 15625 = 1047/51 \rightarrow v_c = 421/27 \text{ KN/m}^2$$

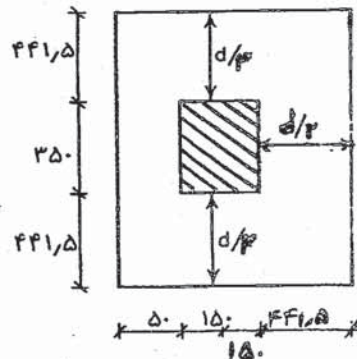
$$v_{cp} = 0.7 \phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)$$

$$\beta_c = \frac{\text{طول ستون}}{\text{عرض ستون}} = \frac{35}{30} = 1.167$$

$$b_o = 2 \times 891/5 + 1233 = 3016 \text{ mm}$$

$$v_{cp} = 0.7 \times 0.6 \times \sqrt{21} \left(1 + \frac{2}{1.167}\right) \times 10^3 = 1492/34 \text{ KN/m}^2$$





شکل ۴-۳۳- کنترل برش پانچ مربوط به ستون کناری

$$v_{cp} = 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 10^3 = 109982 \text{ KN/m}^2$$

$$v_c = 421/27 < v_{cp} = 109982$$

۵- طراحی فولاد فوقانی برای لنگر  $130.538$

$$\mu = \frac{130.538 \times 10^6}{0.6 \times 0.18 \times 21 \times 3000 \times 8832} = 0.521 < \mu_e$$

$$\beta = 0.973 \longrightarrow A_s = \frac{130.538 \times 10^6}{0.973 \times 8832 \times 0.18 \times 420} = 4256 \text{ mm}^2$$

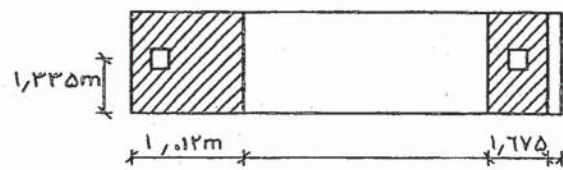
$$A_s = \min \begin{cases} \frac{1/4}{420} \times 3000 \times 8832 = 8830 \text{ mm}^2 \\ \frac{4}{3} \times 4256 = 5675 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$\longrightarrow 12\Phi 25 = 5891 \text{ mm}^2$$

۶- طراحی فولاد خمشی عرضی (شکل ۴-۳۴):

$$A \text{ عرض مؤثر ستون } = 300 + 0.75 \times 8832 + 5 = 1012/25 \text{ mm} = 1012 \text{ mm}$$

$$B \text{ عرض مؤثر ستون} = ۳۵۰ + ۱/۵ \times ۸۸۳ = ۱۶۷۴/۵ \text{ mm} \approx ۱/۶۷۵ \text{ m}$$



شکل ۴-۳۴- تعیین لنگر عرضی

- فولادگذاری عرضی برای پی A:

$$\frac{۱۲۰۰}{۳} = ۴۰۰ \text{ KN/m}$$

$$M_u = ۴۰۰ \times \frac{۱/۳۳۵^2}{۲} = ۳۵۶۴۴ \text{ KN.m}$$

$$\frac{۳۵۶۴۴ \times ۱۰^7}{۰/۶ \times ۰/۸۵ \times ۲۱ \times ۱۰/۱۲ \times ۸۸۳^2} = ۰/۰۴۲ \rightarrow \beta = ۰/۹۷۹ \rightarrow A_s = ۱۱۷۵ \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} ۰/۰۰۱۸ \times ۱۰/۱۲ \times ۸۸۳ = ۱۶۰۸ \text{ mm}^2 \\ \frac{۴}{۳} \times ۱۱۷۵ = ۱۵۶۷ \text{ mm}^2 \rightarrow ۴\Phi ۲۵ = ۱۹۶۴ \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

- فولادگذاری عرضی برای پی B:

$$\frac{۱۸۰۰}{۳} = ۶۰۰ \text{ KN/m}$$



$$M_u = 600 \times \frac{1/335^2}{2} = 524/67 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0.0282$$

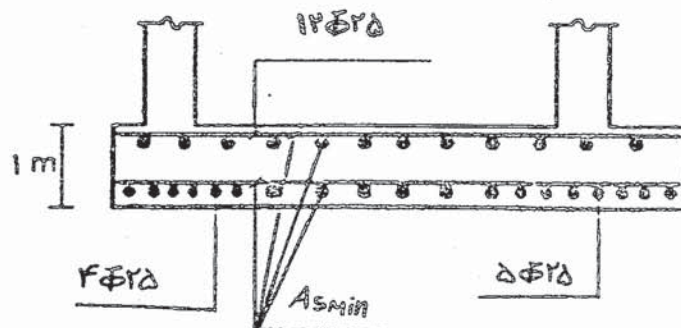
$$\rightarrow \beta = 0.9809 \rightarrow A_s = 1729 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.018 \times 1675 \times 883 = 2662 \text{ mm}^2 \\ \frac{4}{3} \times 1729 = 2306 \text{ mm}^2 \rightarrow 5\Phi 25 = 2454 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

۷- در جهت عمود بر کلیه فولادهای بند ۷ و ۸، فولاد حرارتی قرار می‌گیرد.

۸- کنترل‌های مورد نیاز برای طول مهار می‌انجام می‌گردد.

۹- شمای فولادگذاری برابر شکل ۴-۳۵، می‌باشد.



شکل ۴-۳۵- فولادگذاری در پی نواری

فاصل ستونها قرار داده شود در این صورت با حصول شرط جلوگیری از چرخش، محاسبات خمشی برای هر پی مشابه حالت پی‌های مجزا انجام شده و کلاف نیز مشابه حالت قبل محاسبه می‌گردد.

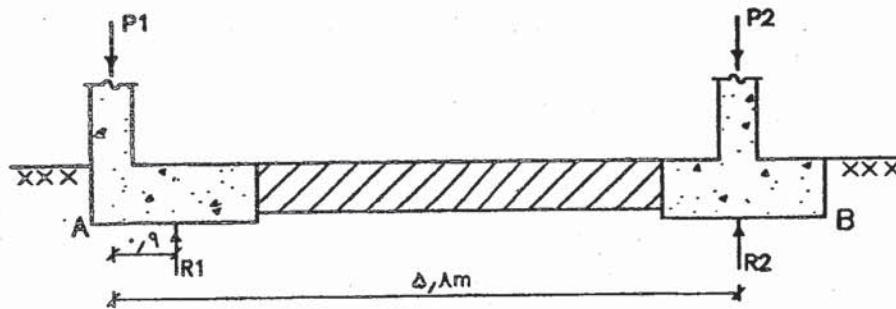
لازم به تذکر است که در مناطق زلزله‌خیز، حرکت‌های جانبی زمین باعث جابجائی افقی پی‌ها شده که این خود نیروهای قابل ملاحظه‌ای در اجزاء اسکلت ایجاد می‌کند و بعضاً باعث خرابی موضعی پی‌های می‌شود برای پیشگیری از این امر توصیه می‌شود که در این شرایط پی‌های مجزا همواره با شناژهای بتن مسلح بهم مرتبط شوند. در تعیین مقطع شناژها تأمین دو فرض اولیه‌ای که برای کلافها ذکر شد لازم نیست بعکس با توجه به حرکت جانبی پی‌ها تحت شرایط زمین‌لرزه (دور شدن یا نزدیک شدن پی‌ها) شناژها تحت اثر نیروی محوری قرار می‌گیرند. براین اساس توصیه می‌شود شناژ بین دو پی برای یک نیروی محوری کششی یا فشاری معادل ده درصد بزرگترین بار ستونهای موجود روی پی‌های دو طرف محاسبه شود. حداقل ابعاد شناژها  $30 \times 30$  سانتیمتر و حداقل فولاد طولی آنها چهار میلگرد بقطر ۱۲ میلیمتر است که با فولاد عرضی به قطر ۶ میلیمتر و فاصله ۲۵ سانتیمتر به هم بسته می‌شوند. میلگردهای طولی باید ممتد بوده و حداقل به اندازه طول مهاری در پی‌ها ادامه یابند.

مثال ۲- دو ستون یک ساختمان به ابعاد  $400 \times 400$  میلیمتر و بفاصله محوری  $58m$  بارهای مشخص شده زیر را به زمین منتقل می‌کنند. با فرض تنش مجاز خاک در کف پی برابر  $20.3/2$  کیلونیوتن بر متر مربع یک سیستم کلاف دار طراحی می‌شود. (شکل ۴-۲۵).

$$\begin{cases} F_y = 420 \text{ MPa} , f'_c = 21 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3 , \gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$$

$$P_1 \begin{cases} D_1 = 600 \text{ KN} \\ L_1 = 450 \text{ KN} \end{cases} , P_2 \begin{cases} D_2 = 800 \text{ KN} \\ L_2 = 500 \text{ KN} \end{cases}$$





شکل ۴-۲۵- پی کلاف‌دار و نیروهای وارده

۱- حدس اولیه مقدار  $e$ :

$$e = 0.9 \text{ m}$$

$$P_1 = D_1 + L_1 = 600 + 450 = 1050 \text{ KN}$$

$$P_2 = D_2 + L_2 = 800 + 550 = 1350 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow P_1 \times 5.8 - R_1 (\times 5.8 - 0.9) = 0 \rightarrow R_1 = \frac{1050 \times 5.8}{4.9} = 1242.86$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_2 = P_1 + P_2 - R_1 = 1050 + 1350 - 1242.86 = 1157.14 \text{ KN}$$

۲- محاسبه ابعاد پی‌ها:

$$S_1 = \frac{R_1}{q_a} = \frac{1242.86}{20.3/2} = 712 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 2 \left( e + \frac{a}{2} \right) = 2 \left( 0.9 + \frac{0.9}{2} \right) = 2.7 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{S_1}{B_1} = \frac{712}{2.7} = 2.64 \rightarrow \text{انتخابی } L_1 = 3 \text{ m} \rightarrow B_1 \times L_1 = 2.7 \times 3$$

$$S_2 = \frac{R_2}{q_a} = \frac{1157.14}{20.3} = 57.0 \text{ m}^2 \rightarrow B_2 \times L_2 = 2.7 \times 2.7 = 7.29 > 5.7 \text{ m}^2$$

حمید  
کامران

ابعاد انتخابی پی‌ها  $\left\{ \begin{array}{l} S_1 = B_1 \times L_1 = 2/2 \times 3 \\ S_2 = B_2 \times L_2 = 2/4 \times 2/4 \end{array} \right.$

۳- محاسبه فشار خاک در جهت طول پی‌ها:

$$q_{u1} = \frac{R_{u1}}{L_1} \qquad q_{u2} = \frac{R_{u2}}{L_2}$$

$$P_{u1} = 1/25 \times 600 + 1/5 \times 450 = 1425 \text{ KN}$$

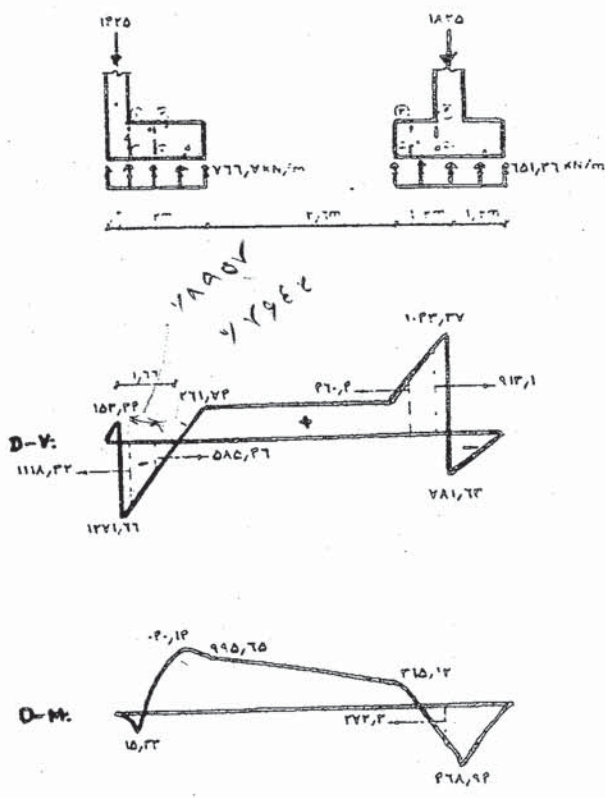
$$P_{u2} = 1/25 \times 800 + 1/5 \times 550 = 1825$$

$$R_{u1} = \frac{1425 \times 5/8}{5/9} = 1182773 \rightarrow R_{u2} = 156327 \text{ KN}$$

$$q_{u1} = \frac{1182773}{2/2} = 76270 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = \frac{156327}{2/4} = 65136 \text{ KN/m}$$

۴- رسم نمودار تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی (شکل ۲۶-۴):



نمودار ۲۶-۴ نیروی برشی و لنگر خمشی

حمید کاظمی



۵- تعیین ضخامت:

$$d \geq \frac{L-a}{\phi} = \frac{3-0/4}{\phi} = 0/65 \text{ m}$$

$$h = 0/65 + 0/075 + 0/020 + 0/010 = 0/755 \text{ m} \rightarrow h = 0/8 \text{ m} \rightarrow$$

$$d = 0/8 - (0/075 + 0/020 + 0/010) = 0/695 \text{ m}$$

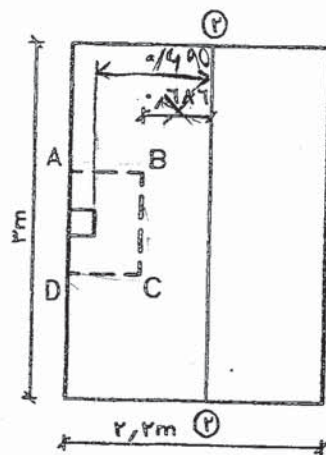
۴-۲۷: کنترل ضخامت برای پی کناری (شکل ۴-۲۷):

کنترل برش یکطرفه:

$$V_{u2-2} = 585/46 \text{ KN} \leftarrow \text{از روی نمودار}$$

$$V_c = 0/2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0/2 \times 0/6 \sqrt{21} \times 30000 \times 695 \times 10^{-3} = 1146/56 \text{ KN}$$

$$V_c = 1146/56 \text{ KN} > V_{u2-2} = 585/46 \text{ KN}$$



شکل ۴-۲۷- کنترل ضخامت برای پی کناری

۵- کنترل پانچ:

$$v_{up} = \frac{P_1(u) - A_c q_1(u)}{b \cdot d} < v_c$$

$$P_1(u) = 1425 \text{ KN}, A_c = (0/4 + 0/695) (0/4 + 0/695) = 0/8185 \text{ m}^2$$

$$q_1(u) = \frac{766/70}{\phi} = 255/57 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = \frac{1425 - 0.8185 \times 225/57}{2590 \times 0.695} = 675 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow v_{up} < v_{cp}$$

$$v_{cp} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} = 1.099/82$$

بنابراین ضخامت کل ۸m برای پی کناری جوابگو می باشد.

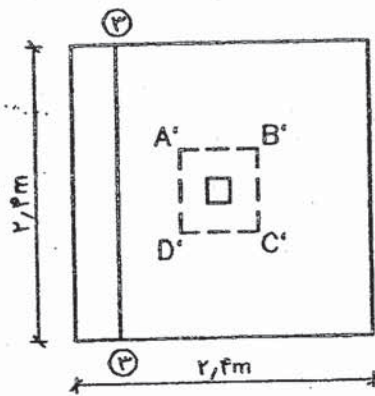
- کنترل ضخامت برای پی میانی (شکل ۴-۲۸):

- کنترل برش یکطرفه:

$$V_{u3-3} = 460/40 \text{ KN} \leftarrow \text{از روی نمودار}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 2400 \times 695 \times 10^{-3} = 917/25 \text{ KN}$$

$$V_c = 917/25 > V_{u3-3} = 460/40 \text{ KN}$$



شکل ۴-۲۸- کنترل ضخامت برای پی میانی

- کنترل پانچ:

$$v_{up} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{P_u - q_u A_c}{b \cdot d} < v_{cp}$$

$$P_{u2} = 1825 \text{ KN}, A_c = (0.4 + 0.695)^2 = 1.99 \text{ m}^2, q_{u2} = \frac{651/36}{2/4} = 271/4 \text{ KN/m}^2$$

حمید کاظمه



$$v_{up} = \frac{(1825 - 1/199 \times 271/4)}{4/380 \times 0/695} = 492/62 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{cp} = 0/4 \times 0/6 \times \sqrt{21} \times 10^3 = 1099/82 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 492/62 < v_{cp} = 1099/82 \text{ KN/m}^2$$

بنابراین ضخامت کل ۰/۸ m برای پی میانی نیز جوابگو می باشد.

۶- طرح فولادها برای خمش:

- پی کناری، امتداد طولی

$$M_u \rightarrow \text{از روی نمودار لنگر} = 223/67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{223/67 \times 10^6}{0/6 \times 0/85 \times 21 \times 3000 \times 695^2} = 0/144 < \mu_1$$

$$\beta = 0/9927 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{f_s \beta d} = \frac{223/67 \times 10^6}{0/85 \times 420 \times 0/9927 \times 695} = 909 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \min \begin{aligned} & 0/0018 bh = 0/0018 \times 3000 \times 800 = 4320 \text{ mm}^2 \\ & \frac{4}{3} \times 909 = 1212 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = 4\Phi 20 = 1257 \text{ mm}^2$$

- پی کناری، امتداد عرضی:

$$M_u = \frac{7677}{3} \times \frac{13}{2} \times 22 = 47510 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0/417 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0/9792 \rightarrow A_s = 1956 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \min \begin{aligned} & 0/0018 bh = 0/0018 \times 2200 \times 800 = 3168 \text{ mm}^2 \\ & \frac{4}{3} \times 1956 = 2607 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = 9\Phi 20 = 2827 \text{ mm}^2$$

حمید کاظمی

- پی میانی، امتداد طولی:

$$M_u^+ = 272/3 \text{ KN.m} \rightarrow \text{از روی نمودار}$$

$$\mu = 0.22 \rightarrow \beta = 0.989 \rightarrow A_s = 1110 \text{ mm}^2$$

$$0.0018 \times 2400 \times 800 = 3456 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min$$

$$\frac{P}{3} \times 1110 = 1408 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 5\Phi 20 = 1571$$

- پی میانی، امتداد عرضی:

$$M_u = \frac{751/36}{2/6} \times 2/6 \times \frac{1^2}{2} = 325/68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.262 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.9869 \rightarrow A_s = 1330 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{P}{3} \times 1330 = 1773 \text{ mm}^2 \rightarrow 6\Phi 20 = 1885 \text{ mm}^2$$

۷- طراحی کلاف:

- تعیین ابعاد کلاف: اینرسی کلاف یک برابر ممان اینرسی پی کناری در نظر گرفته می شود.

عرض انتخابی کلاف ۶۵۰ mm در نظر گرفته می شود.

$$I = 2I_1 = 2 \times \frac{3000 \times 800^3}{12} = \frac{650 \times h_1^3}{12} \rightarrow h_1 = 1332 \rightarrow h_1 = 1400 \text{ mm}$$

$$\text{ابعاد انتخابی کلاف} = 1400 \times 650 \text{ mm}$$

- فولادگذاری کلاف:

- کلاف در مجاورت پی کناری برای لنگر ۱۰۴۰/۱۴ KN.m، فولادگذاری می شود.

$$M_u = 1040/14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.884 < \mu_1$$



$$A_{smin} = \min \left[ \frac{1/4}{420} \times 650 \times 1400 = 3033 \text{ mm}^2 \right]$$

$$\frac{4}{3} \times 2350 = 3134 \text{ mm}^2$$

$$7\Phi 24 = 3167 \text{ mm}^2$$

- کلاف در مجاور پی میانی برای لنگر  $315/12 \text{ KN.m}$ ، فولادگذاری می‌شود، ارتفاع کلاف  $1400 \text{ mm}$  و عرض آن کمتر در نظر گرفته می‌شود.

$$b_f = \frac{2400 \times 800^3}{1400^3} = 448 \text{ m} \approx 500 \text{ mm} \rightarrow \text{ابعاد انتخابی کلاف} = 1400 \times 500 \text{ mm}$$

$$M_u = 315/12 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0.317 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.9842 \rightarrow AS = 754 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{4}{3} \times 754 = 1005 \text{ mm}^2 \rightarrow 3 \Phi 24$$

- کنترل برش در کلاف:

- فولاد برشی حد فاصل مقطع ۲-۲ تا بر ستون کناری

$$V_{u_{2-2}} = 585/46 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6\sqrt{21} \times 650 \times 1295 \times 10^{-3} = 462 \text{ KN}$$

$V_c < V_u \rightarrow$  نیاز به خاموت محاسباتی دارد.

$$V_s = V_u - V_c = 585/46 - 462 = 122/46 \text{ KN} < 4V_c = 4 \times 462 = 1848 \text{ KN}$$

$$V_s = 122/46 < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} bd = 848 \text{ KN} \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{1295}{2} = 648 \text{ mm}$$

- فاصله مورد نیاز با توجه به حداقل فولاد برشی

$$10 \text{ mm} = \text{خاموت} \rightarrow A_v = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

- فاصله مورد نیاز با توجه به حداقل فولاد عرضی:

$$S = \frac{A_v F_y}{\phi_s b} = \frac{157 \times 300}{\phi_s \times 65} = 207 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v F_y d}{S} \rightarrow S = \frac{\phi_s A_v F_y d}{V_s} = \frac{0.85 \times 157 \times 300 \times 1295}{123/46 \times 10^3} = 305 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{انتخابی}} = 200 \text{ mm}$$

- فولاد برشی حد فاصل مقطع ۳-۳ تا بر ستون میانی

$$V_{u_{3-3}} = 460/40 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times 5000 \times 1295 \times 10^{-3} = 356/07 \text{ KN}$$

$$V_c = 104/33 \text{ KN} \rightarrow S_{\text{انتخابی}} = 200 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0.85 \times 157 \times 300 \times 1295}{104/33 \times 10^3} = 497$$

- حد فاصل مقطع ۲-۲ و ۳-۳، میلگرد برشی حداقل قرار می‌گیرد.

$$\frac{V_c}{2} = \frac{416}{2} = 208 > V_{u_{\min}} = 261/74$$

$$S_{\text{انتخابی}} = 200 \text{ mm}$$

۸- شکل شماتیک فولادگذاری مطابق شکل ۴-۲۹، می‌باشد.

۴-۲۹- فولادگذاری در پی کلاف‌دار

۹- کنترل‌های طول مهاری نیز انجام شود.

۴-۶ پی‌های نواری (پیوسته)

در شرایطی که بدلیل خروج از مرکزیت قابل ملاحظه، ابعاد پی کناری مجزا در حد قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته و فاصله ستونها نیز زیاد نباشد، همچنین در حالتی که



$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 M_u}{f'_c b d^2}} \right)$$

در روابط فوق:

$A_s$  = مقدار فولاد برای واحد عرض (میلیمتر مربع)

$f_y$  = تنش تسلیم میلگرد در کشش (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$M_u$  = لنگر ضربیدار (نیوتن میلیمتر)

در مثالهای ۴-۶ و ۴-۷ کاربرد روش شالوده صلب ارائه شده است.

### مثال ۴-۶

در شکل ۴-۷ پلان یک شالوده گسترده نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۴-۲۳، فشار خاک را در نقاط A، B، C، D، E و F محاسبه کنید. ابعاد شالوده ۲۱/۵ × ۱۶/۵ متر و مقطع تمام ستونها ۵/۵ × ۵/۵ متر است. همچنین  $q_{all} = 60 \text{ kN/m}^2$  می باشد. کنترل نمایید فشار خاک کمتر از ظرفیت باربری مجاز شالوده باشد.

حل:

از رابطه ۴-۲۳ داریم:

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

$$A = \text{مساحت شالوده} = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} BL^3 = \frac{1}{12} (16.5)(21.5)^3 = 13,665 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} LB^3 = \frac{1}{12} (21.5)(16.5)^3 \approx 8050 \text{ m}^4$$

$$Q = \text{مجموع بار ستونها} = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) \\ + 4(1500) = 11,000 \text{ kN}$$

$$M_y = Qe_x$$

$$e_x = X' - \frac{B}{2}$$

$$X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500)]$$

$$\begin{aligned}
 & + (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450) + (0.25)(400 + 1500 + 1500 \\
 & + 400) ] \\
 & = 7.814 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e_x = X' - \frac{B}{2} = 7.814 - 8.25 = -0.436 \approx -0.44 \text{ m}$$

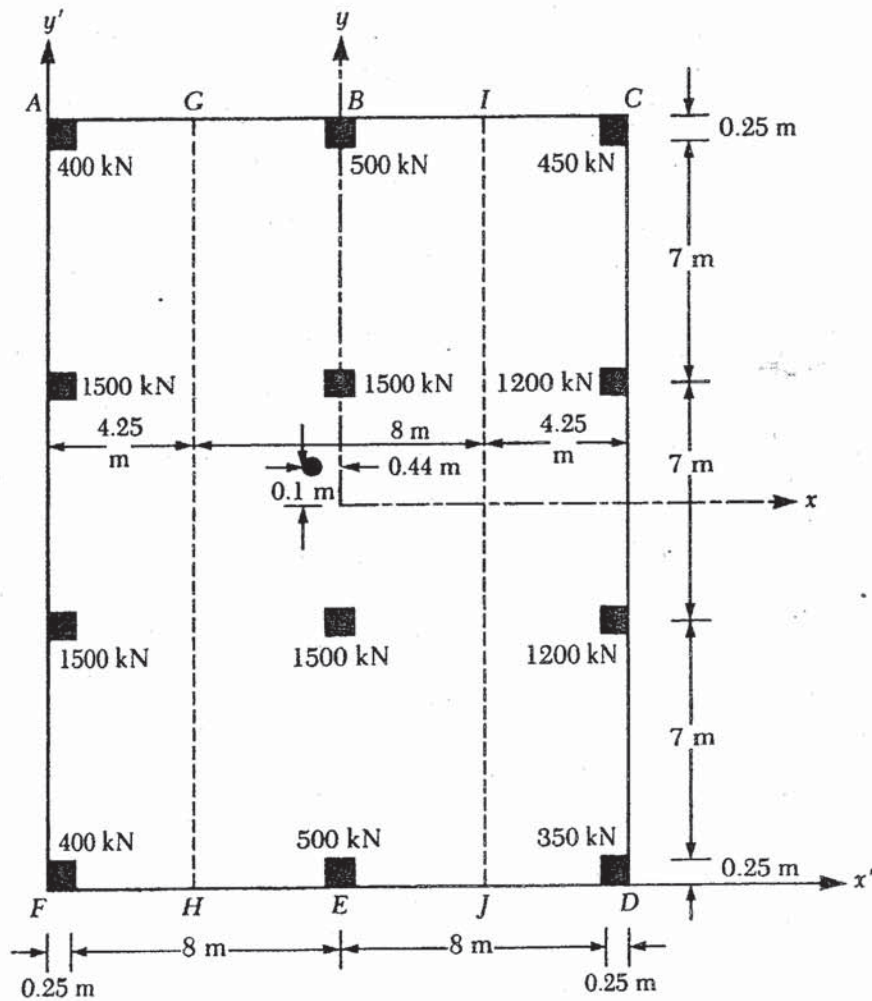
بنابراین محل برآیند در سمت چپ مرکز شالوده قرار دارد.

$$M_y = (11,000)(0.44) = 4840 \text{ kN-m}$$

به طور مشابه

$$M_x = Qe_y$$

$$e_y = \left( Y' - \frac{L}{2} \right)$$



شکل ۴-۷



$$Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200) + (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450)] = 10.85 \text{ m}$$

$$e_y = Y' - \frac{L}{2} = 10.85 - \frac{21.5}{2} = 0.1 \text{ m}$$

با تعیین مقدار فوق، محل برآیند در شکل ۴-۷ نشان داده شده است.

$$M_x = (11,000)(0.1) = 1100 \text{ kN-m}$$

$$q = \frac{11,000}{354.75} \pm \frac{(4840)x}{8050} \pm \frac{(1100)y}{13,665} = 31.0 \pm 0.6x \pm 0.086 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

محاسبات تنش در نقاط مختلف:  $q = 31 - 0.6x + 0.086y$

$$\text{At A: } q = 31.0 + (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 36.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At B: } q = 31.0 + (0.6)(0) + (0.08)(10.75) = 31.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At C: } q = 31.0 - (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 26.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At D: } q = 31.0 - (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 25.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At E: } q = 31.0 + (0.6)(0) - (0.08)(10.75) = 30.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At F: } q = 31.0 + (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 35.09 \text{ kN/m}^2$$

تنشهای خاک در تمام نقاط کمتر از مقدار مجاز  $q_{all} = 60 \text{ kN/m}^2$  می‌باشد.

### مثال ۴-۷

شالوده گسترده شکل ۴-۷ را در امتداد  $y$  به نوارهای  $AGHF$  ( $B_1 = 4.25 \text{ m}$ )،  $GIJH$  ( $B_1 = 8 \text{ m}$ ) و  $ICDJ$  ( $B_1 = 4.25 \text{ m}$ ) تقسیم کرده و با استفاده از نتایج مثال ۴-۶، فولادهای لازم را در این نوارها محاسبه نمایید. داریم:

$$f'_c = 20 \text{ Mpa } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

از ضریب بار  $1/7$  استفاده کنید.

حل:

تعیین نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی در نوارها

نوار AGHF :

$$q_{av} = (q_{(at A)} + q_{(at F)})/2 = (36.81 + 35.09)/2 = 35.95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{av} B_1 L = (35.95)(4.25)(21.50) = 3285 \text{ kN}$$

$$\text{کل بار ستون در روی نوار} = 400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800 \text{ kN}$$

$$\text{بار متوسط} = (3285 + 3800)/2 = 3542.5 \text{ kN}$$

$$q_{av(\text{modified})} = q_{av}(3542.5/3285) = (35.95)(3542.5/3285)$$

$$= 38.768 \text{ kN/m}^2$$

بار ستونها را نیز با ضریب اصلاح  $F = 3542.5/3800 = 0.9322$  می توان اصلاح نمود.

شکل ۴ - ۸ - الف، بارگذاری روی نوار و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را

نشان می دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستونها در ضریب اصلاح  $F = 0.9322$

ضرب شده اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_1 q_{av(\text{modified})} = (4.25)(38.768) = 164.76 \text{ kN/m}$$

نوار GIJH :

به روشی مشابه:

$$q_{av} = \frac{q_{(at B)} + q_{(at E)}}{2} = \frac{31.86 + 30.14}{2} = 31.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = (31)(8)(21.5) = 5332 \text{ kN}$$

$$\text{بار کل ستون} = 4000 \text{ kN}$$

$$\text{بار متوسط} = (5332 + 4000)/2 = 4666 \text{ kN}$$

$$q_{av(\text{modified})} = 31.0 (4666/5332) = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 4666/4000 = 1.1665$$

در شکل ۴ - ۸ - ب نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی نشان داده شده است.

نوار ICDJ :

شکل ۴ - ۸ - پ، نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی را برای این نوار نشان می دهد.

تعیین ضخامت شالوده گسترده

در این مسئله، بحرانی ترین ناحیه برای برش سوراخ کننده، ستون کناری با بار ۱۵۰۰ کیلونیوتن خواهد بود که محیط بحرانی برای برش سوراخ کننده در شکل ۴ - ۸ - ت نشان داده شده است.

داریم:



$$b_o = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d$$

$$U = (b_o d)[(\phi)(0.34)\sqrt{f'_c}]$$

$$U = (1.7)(1500) = 2550 \text{ kN} = 2.55 \text{ MN}$$

$$2.55 = (1.5 + 2d)(d)[(0.85)(0.34)\sqrt{20.7}]$$

$$(1.5 + 2d)d = 1.94$$

$$d \approx 0.68 \text{ m}$$

(توجه: چون تفکیکی بین بار مرده و زنده وجود نداشت، ضریب بار مساوی ۱/۷ انتخاب شده است). با فرض ۷۶ میلیمتر پوشش بتنی روی میلگرد و استفاده از میلگردهایی به قطر ۲۵ میلیمتر، ضخامت کل دال برابر می‌شود با:

$$h = 0.68 + 0.076 + 0.025 = 0.781 \text{ m} \approx 0.8 \text{ m}$$

ضخامت فوق جوابگوی برش خمشی در عرض نوارها خواهد بود.

### تعیین مقدار فولادها

با توجه به نمودار لنگر اشکال ۴ - ۸ - الف، ب، و پ مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی مثبت در نوار AGHF قرار دارد که مقدار آن برابر است با:

$$M' = \frac{1727.57}{B_1} = \frac{1727.57}{4.25} = 406.5 \text{ kN-m/m}$$

به‌طور مشابه حداکثر لنگر خمشی منفی در نوار ICDJ قرار دارد و مقدار آن برابر است با:

$$1196.19/B_1 = 1196.19/4.25 = 281.5 \text{ kN-m/m}$$

طراحی برای لنگر مثبت:

$$M_u = 1.7 \times 406.5 = 691.05 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 20 \times 1000 \times 680}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 \times 691.05 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 680^2}}\right) = 2970 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۱۷۵ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = (491)(1000/175) = 2805.7 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ قابل قبول}$$

به‌طور مشابه برای لنگر منفی داریم:

فصل چهارم

$$M_u = 1.7 \times 281.5 = 478.55 \text{ kN.m}$$

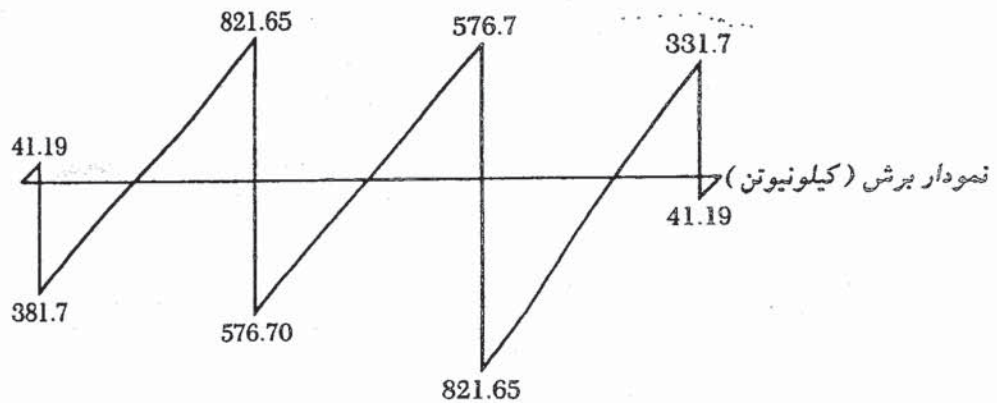
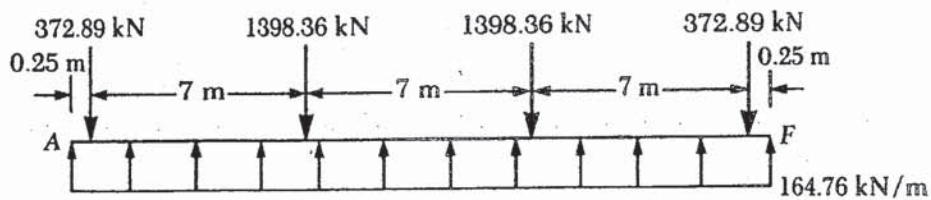
$$A_s = 2023 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۲۵۰ میلیمتر استفاده می شود:

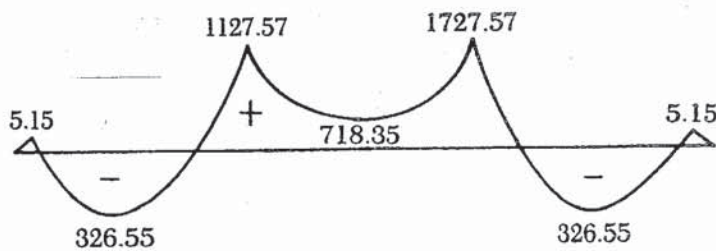
$$A_s = (491)(1000/250) = 1964 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{قابل قبول}$$

در نوار ICD در وسط دهانه میانی، لنگر منفی رخ می دهد. مقدار لنگر برابر است با:

$$M' = 289.95/4.25 = 68.22 \text{ kN.m/m}$$



+ کشش در تار پایین



الف: نوار AGHF

حمید کاظمی



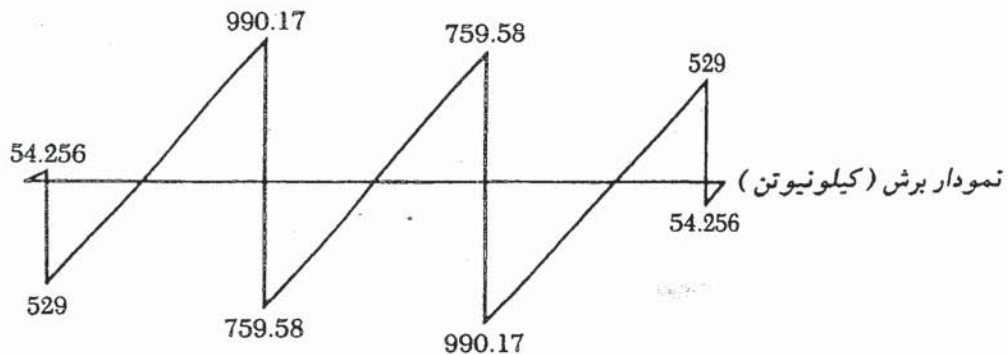
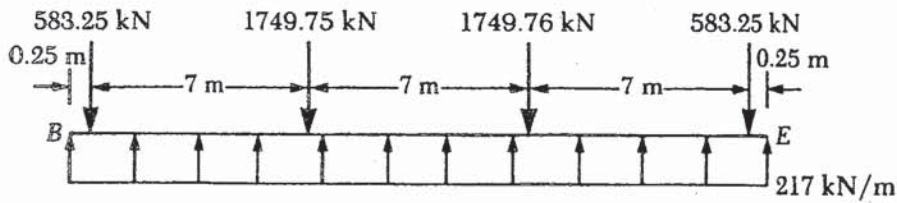
$$M_u = 68.22 \times 1.7 = 116 \text{ kN.m/m}$$

$$A_s = 478 \text{ mm}^2/\text{m}$$

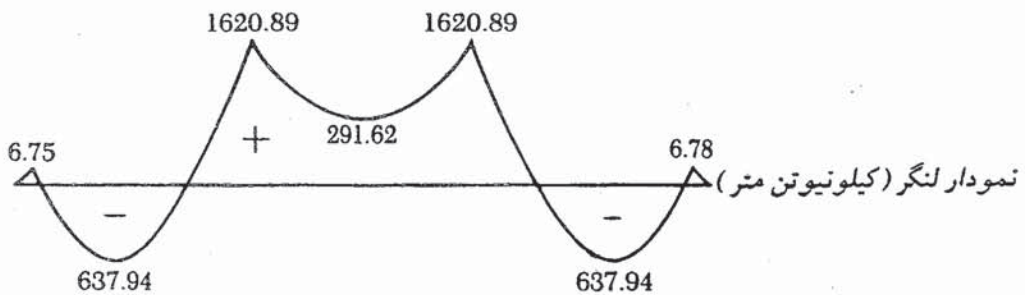
از میلگرد نمره ۱۶ در هر ۴۰۰ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = 200 \times 1000 / 400 = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

در شکل ۴-۸-ث محل تعبیه میلگردها با توجه به علامت لنگر خمشی نشان داده شده است.

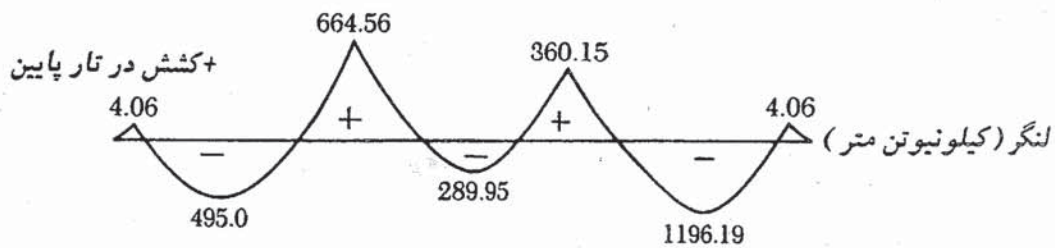
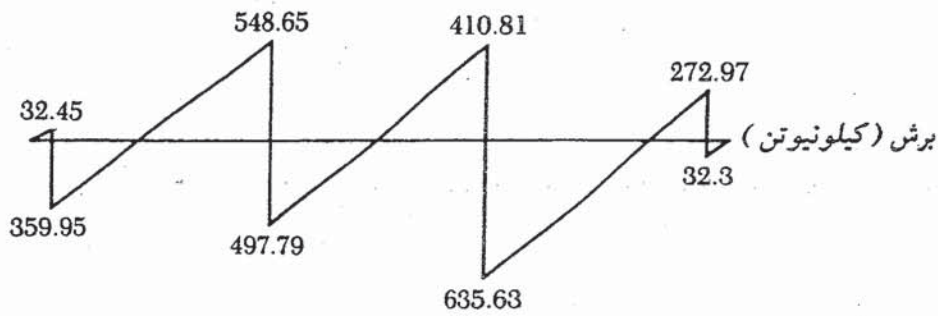
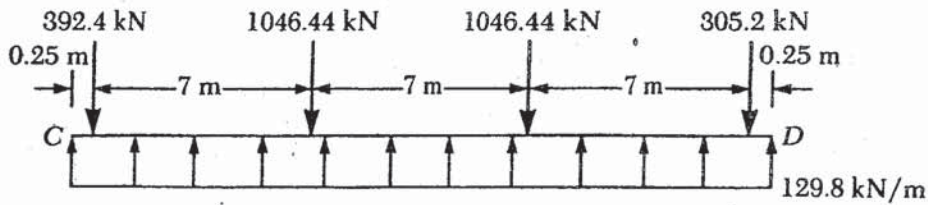


+ کشش در تار پایین

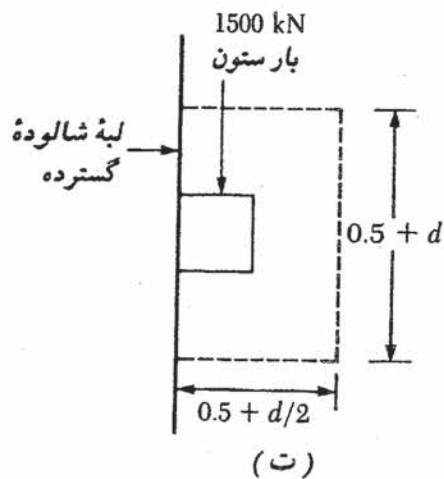


ب: نوار GIJH

شکل ۴-۸-دنباله

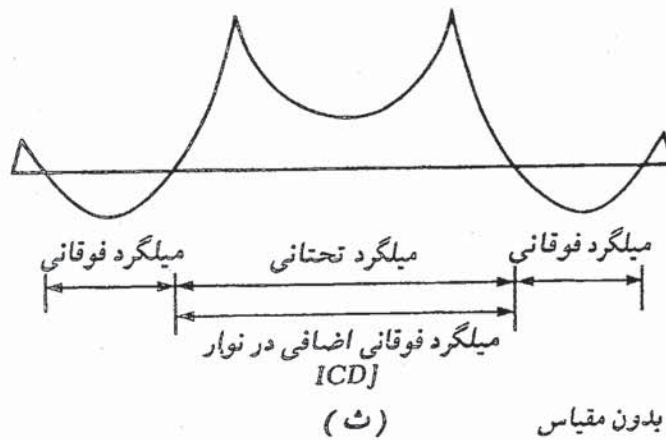


پ: نوار ICDJ



حاجید  
۲۳





شکل ۴-۸-۱- دنباله

محاسبات انجام شده به‌عنوان نمونه بودند و برای تکمیل طرح با جزئیات کامل، احتیاج به محاسبات کاملتری می‌باشد که این کار به‌خواننده واگذار می‌شود.

### روش شالوده انعطاف‌پذیر

در روش شالوده صلب، شالوده گسترده کاملاً صلب فرض شده و فشار به‌طور خطی در زیر شالوده توزیع می‌شود. محل و امتداد برآیند فشار زیر شالوده نیز بر امتداد برآیند بارهای وارده منطبق می‌گردد (شکل ۴-۹-الف). در روش شالوده انعطاف‌پذیر، خاک به‌صورت مجموعه‌ای از فنرهای الاستیک نزدیک به هم در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه چنین مدلی ابتدا توسط وینکلر<sup>۱</sup> ابداع شد، به مدل به‌دست آمده، پی وینکلر گفته می‌شود. ثابت الاستیک این فنر فرضی، ضریب واکنش بستر<sup>۲</sup>  $k$  نامیده می‌شود.

برای فهم مفاهیم پایه روش شالوده انعطاف‌پذیر، تیری به‌عرض  $B_1$  با طول پی نهایت مطابق شکل ۴-۹-پ در نظر بگیرید. تیر تحت بار متمرکز تنهای  $Q$  قرار دارد. با استفاده از مفاهیم پایه مکانیک مصالح، معادله دیفرانسیل تغییر شکل چنین تیری به‌صورت زیر در می‌آید:

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (۴-۳۴)$$

که در آن:

$M$  = لنگر خمشی داخلی در هر مقطع از تیر

1- Winckler

2- coefficient of subgrade reaction

زاویه اصطکاک $\delta^\circ$	نوع سطح
	۱- حالت بتن حجیم یا مصالح بنائی:
۳۵°	- سطح صاف سنگی
۲۹-۳۱°	- سطح صاف متشکل از دانه‌های ماسه یا مخلوط شن و ماسه
۲۴-۲۹	- شن متوسط و ریز سطح صاف، دانه‌شن سیلتی متوسط و شن سیلتی یا رس
۱۹-۲۴	- ماسه شسته، رس سیلتی شسته ریز
۱۷-۱۹	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
۲۲-۲۶	- رس خیلی سفت و سخت بیش تحکیم یافته
۱۷-۱۹	- رس با سفتی و سختی متوسط، رس سیلتی
	۲- شمعهای فولادی در جوار:
۱۷	- شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، قلوه سنگ درشت با دانه‌بندی خوب
۲۲	- ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه سیلتی، قلوه سنگ درشت سخت یک دست
۱۷	- ماسه سیلتی، مخلوط شن یا ماسه با سیلت یا رس
۱۴	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
	۳- بتن شکل داده شده یا شمع بتنی در جوار:
۲۲-۲۶	- شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، قلوه سنگ با دانه‌بندی خوب
۱۷-۲۲	- ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه سیلتی، قلوه سنگ درشت سخت یک دست
۱۷	- ماسه سیلتی، مخلوط شن و ماسه با سیلت یا رس
۱۴	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
	۴- مصالح گوناگون ساختمانی:
	- مصالح در جوار مصالح، سنگهای آتشفشانی و پوشیده شده:
۳۵	- پوشش سنگ نرم در جوار پوشش سنگ نرم
۳۳	- پوشش سنگ سخت در جوار پوشش سنگ نرم
۲۹	- پوشش سنگ سخت در جوار پوشش سنگ سخت
۲۶	- مصالح ساختمانی در جوار چوب (دانه‌های زبر)
۱۷	- ورق فلزی جوار ورق فلزی در شمع (که یکدیگر قفل و بست شده‌اند)
۱۴-۱۶	- چوب در جوار خاک



حمید کاظمہ

تیب سنگ			نوع سنگ چینی
۵	۴	۳	
۱	۲	۳	لاشه چینی با قفل و بست کامل
۰/۳	۰/۵	۰/۶	سنگ چینی با سنگ بادی با ابعاد منظم
۰/۶	۱/۲	۱/۶	سنگ چینی با سنگ کلنگی و رگه‌های نامنظم
۱	۱/۲	۱/۶	سنگ چینی با سنگ تیشه‌ای منظم با رگه‌های نامنظم و شکسته
۳	۲/۲	۱/۲	
۴	۳	۲/۲	
۵	۴	۳	

جدول ۹-۵- تنشهای مجاز در انواع سنگ چینی (مگا پاسکال)

بدیهی است در صورتیکه دیوار حائل تحت اثر سربارهای مستقیم یا غیر مستقیم قرار گیرد باید تنشهای حاصله در مقاطع مختلف محاسبه و با تنشهای حدی مقایسه گردد همچنین اگر در ساخت دیوار یا پی، مصالح دیگری مصرف شود، باید با انجام آزمایشهای لازم تنشهای حدی مربوطه محاسبه و در طراحی منظور گردد.

مثال ۱- برای جلوگیری از ریزش خاک که دیوار وزنی از بتن غیر مسلح با مشخصات شکل ۳۹-۵ طرح شده است خاک جلوی دیوار تاروی سطح پی امکان جابجائی دارد. با توجه به ابعاد انتخاب شده پایداری خارجی دیوار مورد بررسی قرار گرفته و مقدار ممان خمشی و نیروی برشی در محل تقاطع دیوار به پی محاسبه می شود.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \phi = 26^\circ \\ C = 1.0 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ مشخصات خاک زیرین دیوار:}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 17 \text{ KN/m}^3 \\ \phi = 28^\circ \end{array} \right\} \text{ مشخصات خاک پشت دیوار:}$$

$f_c = \text{تنش مشخصه فشاری بتن}$   
 $f_{tr} = \text{تنش فشاری محاسباتی بتن}$

$$f_{bc} = 0.85 \phi_c f_c \quad (73-5)$$

تنش مشخصه فشاری $f_c$ (MPa)	۲۵	۲۱		
تنش مشخصه کششی (MPa)	۲/۵۵	۲/۲۵		
تنش محاسباتی فشاری نهائی (MPa)	۱۲/۷۵	۱۰/۷		
تنش مجاز فشاری (MPa)	۱۰	۸.۵		
تنش مشخصه فشاری $f_c$ (MPa)	۳۰			
تنش مشخصه کششی (MPa)	۲/۹			
تنش محاسباتی فشاری نهائی (MPa)	۱۵/۳			
تنش مجاز فشاری (MPa)	۱۲			

جدول ۶-۵- تنشهای مشخصه و مجاز فشاری بتن

مقاومت آجر مصرفی (MPa)	۱۰ (MPa)	۱۰-۱۵ (MPa)	۱۵-۲۵ (MPa)
تنش مجاز فشاری	۱/۲	۱/۰۶-۱/۵۹	۱/۳۵-۲/۲

جدول ۷-۵- تنشهای مجاز آجر چینی با ملات سیمان

تیب سنگ	۱	۲	۳	۴	۵
نوع سنگ	سنگهای آهکی	ماسه سنگ	آهکی متراکم	ماسه سنگ	گرانیت و مواردمشابه
حداقل مقاومت فشاری MPa	۲۰	۳۰	۵۰	۸۰	۱۲۰

جدول ۸-۵- تنشهای مجاز سنگ چینی با ملات ماسه سیمان



کنترل پایداری دیوار در برابر واژگونی:

$$M_t = 475 \times 275 + 70 \times 13 \times 795 + 99 \times 74 + 54 \times 1625 + 10 \times 10 \times 778 \times 2 + 145 \times 7925 = 117587 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 11702 \times 74 = 38187 \text{ KN.m}$$

$$SF_1 = \frac{M_t}{M_o} = \frac{117587}{38187} = 439 > 1/5$$

کنترل پایداری دیوار در برابر لغزش:

$$P_p = 18 \times 256 \times \frac{0.8^2}{\gamma} + 2 \times 6 \times \sqrt{256} = 33795$$

$$SF_\gamma = \frac{R \tan \delta + C' + B + P_p}{P_{ah}} = \frac{46693 \times \tan(2/3 \times 26) + 2 \times 6 \times 10 \times 40}{16603} = 1/84 > 1/5$$

محاسبه تنش ایجاد شده در خاک زیر پی:

$$\bar{x} = \frac{117587 - 38187}{46693} = 277 \rightarrow e = \frac{B}{\gamma} - \bar{x} = 2 - 277 = 0.77 \text{ m}$$

$$q = \frac{R}{B} \left( 1 \pm \frac{1e}{B} \right) = \frac{46693}{4} \times \left( 1 \pm \frac{1 \times 0.77}{4} \right) \rightarrow$$

$$q_{\max} = 25156 < q_d \text{ KPa} \quad \text{و} \quad q_{\min} = -1809 \text{ KPa}$$

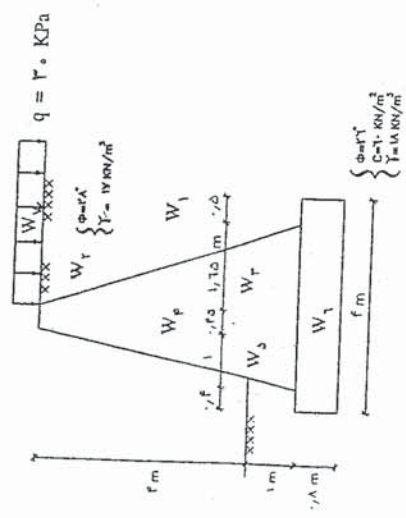
محاسبه نیروهای ایجاد شده در محل تقاطع دیوار به پی:

$$P_{a1} = \frac{\gamma H^2}{\gamma} \times K_a = 17 \times \frac{0.8^2}{\gamma} \times 0.361 = 771 \text{ KN}$$

$$P_{a2} = q H K_a = 30 \times 0.8 \times 0.361 = 5415 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V = 771 + 5415 = 13086 \text{ KN}$$

$$q = 30 \text{ KPa}, \quad \gamma_b = 24 \text{ KN/m}^3, \quad q_a = 320 \text{ KPa}$$



شکل ۳-۹-۵ دیوار وزنی و وضعیت خاک و سربار

$$\phi = 28^\circ \rightarrow K_a = 0.361$$

$$P_{a1} = \frac{\gamma H^2}{\gamma} K_a = 17 \times \frac{0.8^2}{\gamma} \times 0.361 = 10372 \text{ KN}$$

$$H = 0.8$$

$$P_{a2} = q H K_a = 30 \times 0.8 \times 0.361 = 7281 \text{ KN}$$

$$P_a = 10372 + 7281 = 16653 \text{ KN}$$

$$y = \frac{H}{3} \times \frac{\gamma H + 3q}{\gamma q + \gamma H} = \frac{0.8}{3} \times \frac{17 \times 0.8 + 3 \times 30}{3 \times 30 + 0.8 \times 17} = 230 \text{ m}$$

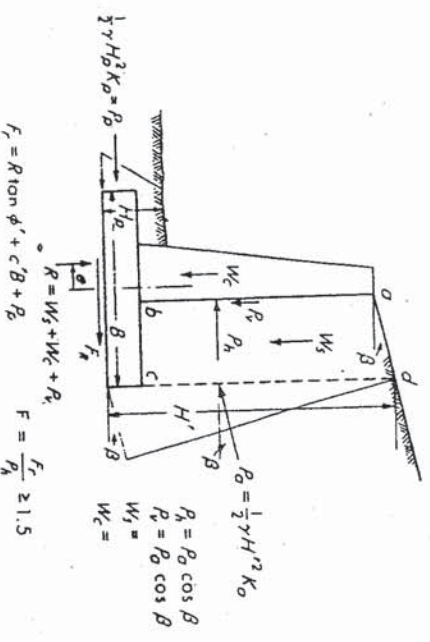
$$\begin{cases} W_1 = 0.5 \times 0.8 \times 17 = 425 \text{ KN} \\ W_2 = 165 \times \frac{0.8}{\gamma} \times 17 = 7013 \text{ KN} \\ W_3 = 165 \times \frac{0.8}{\gamma} \times 24 = 99 \text{ KN} \\ W_4 = 0.45 \times 0.8 \times 24 = 54 \text{ KN} \\ W_5 = 1 \times \frac{0.8}{\gamma} \times 24 = 60 \text{ KN} \\ W_6 = 4 \times 0.8 \times 24 = 768 \text{ KN} \\ W_7 = 4 \times 0.8 \times 24 = 768 \text{ KN} \\ W_8 = 30 \times 0.8 \times 24 = 768 \text{ KN} \end{cases}$$

$$R = \sum W_i \rightarrow R = 425 + 7013 + 99 + 54 + 60 + 768 + 768 + 768 = 16653 \text{ KN}$$

دیوارهای بتن آرمه غالباً بعنوان پایه کناری پلها و همچنین دیوار کناری زیرزمین ساختمانها مورد استفاده می‌باشد. مراحل طراحی این دیوارها را می‌توان بشرح زیر خلاصه نمود:

- ۱- تعیین مشخصات خاک زیر و پشت دیوار و ارتفاع مورد نیاز
- ۲- تخمین ابعاد اجزاء متناسب با ارتفاع دیوار (H): غالباً ضخامت دیوار از حداقل ۲۵ سانتیمتر تا حد  $\frac{H}{12}$  تا  $\frac{H}{10}$  بطور خطی تغییر داده می‌شود. عرض پی بین  $\frac{2}{5}H$  تا  $\frac{3}{5}H$  ضخامت آن مشابه حداکثر ضخامت دیوار انتخاب می‌شود. از نظر موقعیت دیوار نسبت به پی فاصله لبه دیوار تا لبه پی بین  $\frac{H}{10}$  تا  $\frac{H}{8}$  اختیار می‌گردد هرچه رانش محرک خاک بیشتر باشد (مثلاً با اعمال سربار روی خاک (بزرگ)، در تخمینهای فوق انتخاب حد فوقانی مناسبتر خواهد بود.

- ۳- محاسبه نیروهای وارده: این نیروها شامل موارد ذیل هستند (شکل ۴-۱-۵):
  - فشارهای جانبی خاک موجود (نیروی محرک و مقاوم)
  - وزن اجزاء دیوار
  - وزن خاک متکی
  - اثر سربارهای وارده (مستقیم و غیر مستقیم)



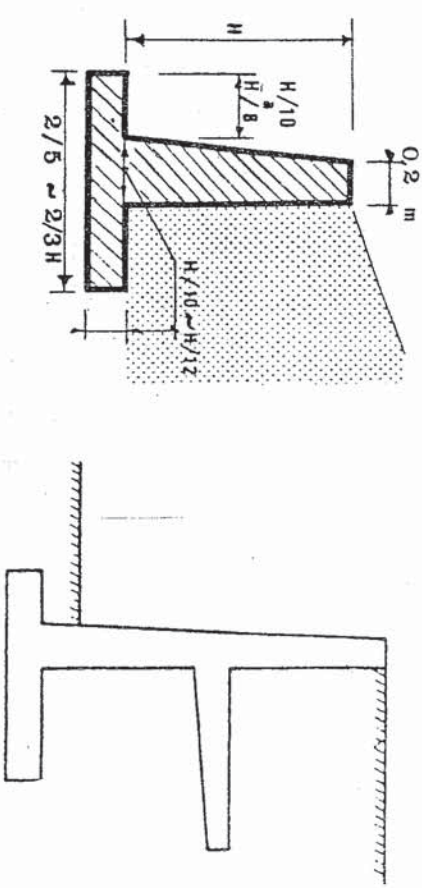
شکل ۴-۱-۵- نیروهای مؤثر بر دیوار طره‌ای بتن آرمه‌ای

$$M = 71771 \times \frac{5}{3} + 52115 \times \frac{5}{2} = 21322 \text{ KN.m}$$

$$W = \frac{0.4 + 3/1}{4} \times 5 \times 24 = 210 \text{ KN}$$

باتوجه به مقادیر ممان خمشی، نیروی برشی و وزن حلقه می‌توان تنشهای ایجاد شده در مقطع را محاسبه نموده و با مقادیر مجاز کنترل نموده، این کنترل در سایر مقاطع دیوار نیز قابل انجام است.

۳-۳-۵ دیوارهای طره‌ای بتن آرمه  
در شرایط نیاز به اجرای دیوارهای بلندتر (بین ۴ تا ۷ متر)، استفاده از دیوارهای ثقلی باعث افزایش نامتناسب حجم مصالح مصرفی می‌شود، لذا در این حالت ضمن کاهش سستی ضخامت دیوار، از وزن خاک متکی نیز جهت تأمین پایداری خارجی مجموعه استفاده نموده، در عین حال به منظور بهبود مقاومت دیوار در برابر تنشهای فشاری و کششی ایجاد شده از مصالح بتن مسلح استفاده می‌شود. گاهی به منظور کاهش فشار محرک در ناحیه میانی و پشت دیوار یک دال مطابق شکل ۴-۵-۳-ب اجرا می‌گردد.



شکل ۴-۵-الف - تخمین ابعاد دیوار طره‌ای بتن آرمه  
ب - اجرای دال پشت دیوار



مثال ۲- برای جلوگیری از ریزش یک توده خاک دانه‌ای، یک دیوار حائل بتن مسلح مطابق شکل ۴۷-۵ طرح می‌شود، مطلوب است:

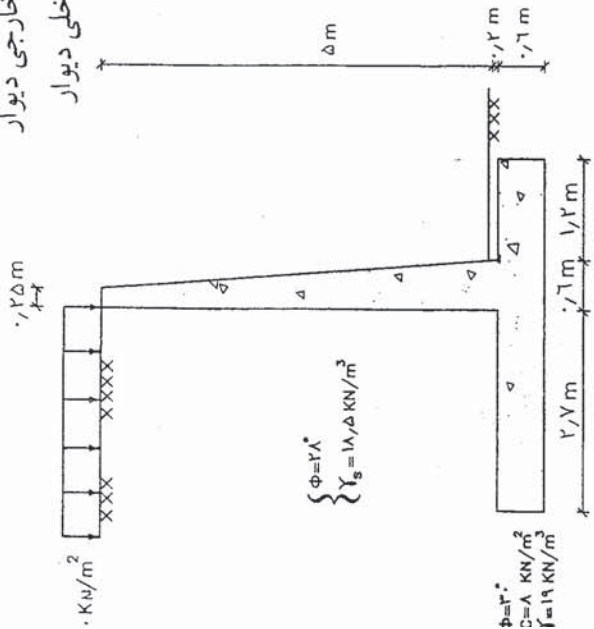
الف - بررسی پایداری خارجی دیوار

ب - بررسی پایداری داخلی دیوار

$$\gamma_c = 24/5 \text{ KN/m}^3$$

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

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$



شکل ۴۷-۵- ابعاد دیوار بتن مسلح و مشخصات خاک پشت و زیر دیوار

الف - ۱- تعیین نیروهای محرک:

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

$$\frac{1}{2} \times 18/5 \times 5/8^2 \times 0/361 + 112/33 \text{ KN} = P_a$$

$$10 \times 1 \times 5/8 \times 0/361 = 20/94 \text{ KN} = \Delta P_a$$

فشار افقی خاک:

فشار افقی سربار:

الف - ۲- تعیین نیروهای مقاوم:

$$\frac{1}{2} (0/25 \times 0/6) 5/2 \times 1 \times 24/5 = 54/4 \text{ KN} = W_w$$

$$0/6 \times 45 \times 1 \times 24/5 = 66/15 \text{ KN} = W_f$$

$$2/7 \times 5/2 \times 1 \times 18/5 = 259/74 \text{ KN} = W_g$$

$$10 \times 1 \times 2/7 = 27/7 \text{ KN} = W_s$$

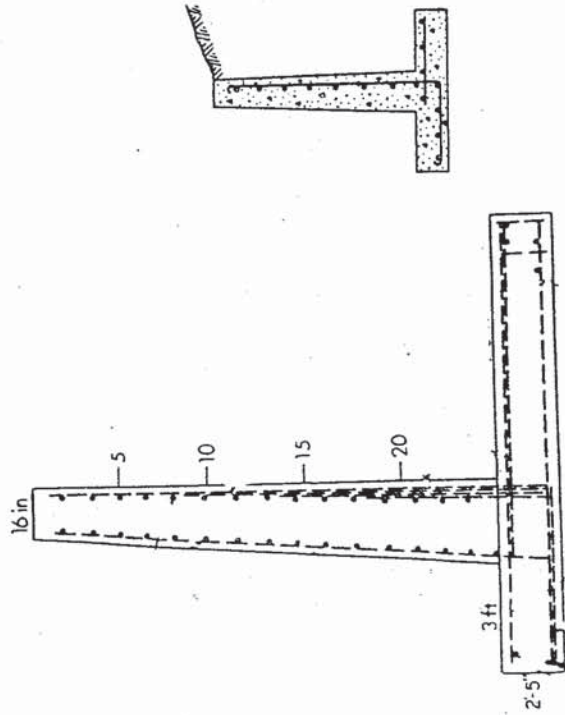
اثر سربار:

بعد از کنترل تنشهای مماسی، مقدار فولاد مورد نیاز در مقاطع مختلف محاسبه شده و تعبیه می‌گردد.

$$V = \int_0^{h_w} q dh \quad (۸۱-۵)$$

$$M = \int_0^{h_w} v dh \quad (۸۲-۵)$$

معمولاً در مقطع اتصال، حداکثر فولاد قرار داده شده و با صعود بطرف بالا بتدریج مقدار فولاد اصلی کاسته می‌شود. همچنین دو قطعه پی در دو طرف دیوار بصورت دو تیر طره‌ای که از یک طرف تحت اثر عکس‌العمل تختانی خاک و از طرف دیگر تحت اثر وزن پی و خاک است محاسبه شده و مقدار فولاد مورد نیاز تعیین می‌گردد. در جهت طول دیوار نیز فولاد حداقل تعبیه می‌شود. در شکل ۴۶-۵، نمونه‌هایی از فولادگذاری این دیوارها نشان داده شده است.

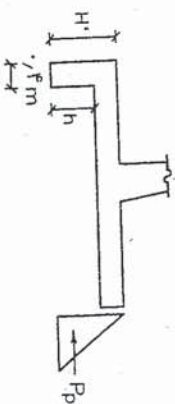


شکل ۴۶-۵- نمونه‌هایی از فولادگذاری دیوارهای طره‌ای بتن آرمه

$$P_p = \frac{1}{\gamma} \gamma_{sr} H' \gamma k_p + \gamma C H' \sqrt{k_p}$$

$$12/34 = \frac{1}{\gamma} \times 19 H' \times 2/7 \times 698 + \gamma \times 8 \times H' \sqrt{2/7 \times 698} \rightarrow H' = 1/11 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = 1/11 - 0/1 = 0/51 \text{ m}$$



شکل ۴-۵- تعیینه پاشنه جهت مقابله با لغزش

الف - ۲-۴ حالت با سربار:

$$F_o = 112/33 + 20/94 = 133/27$$

$$F_r = [(54/14 + 16/15 + 259/74 + 5 + 27) \tan 20 + \frac{\gamma}{\gamma} \times 8 \times 4/5 + 12/34] \times 1 = 22231 \text{ KN}$$

$$SF_r = \frac{2231/31}{133/27} = 1/77 > 1/5$$

الف - ۵- کنترل مقاومت خاک:

الف - ۱- ظرفیت باربری پی در حالت بدون سربار

$$q_u = CN_c S_d i c e c_b c + \bar{q} N_s S_q d_i q c b_q + 0/5 \gamma B_r N_s S_d i q c b_q$$

$$\phi = 30^\circ \rightarrow \begin{cases} N_c = 30/1 \\ N_q = 18/4 \\ N_\gamma = 15/1 \end{cases}, \begin{cases} S_c = 1 \\ S_q = 1 \\ S_\gamma = 1 \end{cases}, \begin{cases} i_c = 0/34 \\ i_q = 0/377 \\ i_\gamma = 0/24 \end{cases}, \begin{cases} b_c = 1 \\ b_q = 1 \\ b_\gamma = 1 \end{cases}$$

الف - ۳- کنترل واژگونی:

الف - ۳- ۱- حالت بدون سربار:

$$M_t = 54/14 \times (1/8 - 0/2245) + 16/15 \times 2/25 + 259/74 \times (1/35 + 1/8) + 31/16 \times 1/8 = 1612/39 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 112/33 \times \frac{5/8}{3} = 217/17 \text{ KN.m}$$

$$SF_1 = \frac{M_t}{M_o} = \frac{1612/39}{217/17} = 7/42 > 1/5$$

$$M_t = 1612/39 + 27 \times (1/35 \times 1/8) = 1697/44 \text{ KN.m}$$

الف - ۲-۳ حالت با سربار:

$$M_o = 217/17 + 20/94 \times \frac{5/8}{3} = 277/90 \text{ KN.m}$$

$$SF_1 = \frac{1697/44}{277/90} = 1/11 > 1/5$$

الف - ۴- کنترل لغزش:

الف - ۱-۴ حالت بدون سربار:

$$F_o = P_{ah}$$

$$F_r = (\sum W_i + P_{ah}) \tan \delta + C B + P_p$$

$$F_o = 112/33 \text{ KN}$$

$$F_r = [(54/14 + 16/15 + 259/74) \tan(20 + \frac{\gamma}{\gamma} \times 30) + \frac{\gamma}{\gamma} \times 8 \times 4/5] \times 1 = 1612/39 \text{ KN}$$

$$SF_r = \frac{F_r}{F_o} = \frac{1612/39}{112/33} = 1/45 < 1/5$$

زوم تعیینه پاشنه

$$SF_r = 2 \rightarrow 2 = \frac{1612/39 + P_D}{112/33} \rightarrow P_D = 127/34 \text{ KN}$$



ب - بررسی پایداری داخلی:

ب - ۱ - محل اتصال دیوار به پی

$$V_u = 0.361 \times 18 / 5 \times \frac{5.22 \times 1.25}{3} + 0.361 \times 10.5 \times 2 \times 1.5 = 141.02 \text{ KN}$$

$$M_u = 112.87 \times \frac{5.2}{3} + 28.16 \times \frac{5.2}{3} = 268.86 \text{ KPa}$$

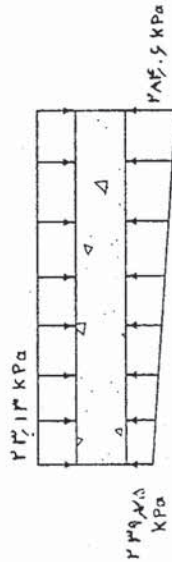
$$V_c = v_c b_w d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times 1000 \times 550 \times 10^{-3} = 30.245 \text{ KN} \rightarrow$$

$$V_u = 141.02 < V_c = 30.245$$

$$\mu = \frac{268.86 \times 10^6}{0.6 \times 0.55 \times 21 \times 1000 \times 550 \times 2} = 0.83 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.9565 \rightarrow$$

$$A_s = 150.3 \text{ mm}^2$$

ب - ۷ - محل اتصال پنجه:



شکل ۴-۹-۵ - بارهای وارده به پنجه

$$M = (23.075 - 2.39 / 13) \times \frac{1.22}{3} + (28.6 / 6.23 \times 0.75) \times \frac{1.22}{2} \times \frac{2}{3} = 19.85 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0.61 \rightarrow \beta = 0.9685 \rightarrow A_s = 109.6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} d_c = 1.07 \\ d_q = 1.051 \\ d_y = 1 \end{cases} \begin{cases} b_c = 1 \\ b_q = 1 \\ b_y = 1 \end{cases}$$

$$q_u = 7355 \text{ KPa} \rightarrow q_a = 24517 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} R = \sum W_i + P_{av} = 380.3 + \frac{112.33}{0.361} = 791.6 \text{ KN} \\ M_r = 112.33 \text{ KN.m} \\ M_o = 217.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bar{x} = \frac{M_r - M_o}{R} = 2.2 \text{ m} \rightarrow e = \frac{B}{Y} - \bar{x} = 0.23 \text{ m}$$

$$\begin{cases} q = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{1e}{B}\right) = \frac{791.6}{4.5} \left(1 \pm \frac{2.2 \times 100}{4.5}\right) \rightarrow \\ q_{max} = 200.69 \text{ KPa} < 24517 \text{ KPa} \\ q_{min} = 10.649 \text{ KPa} \end{cases}$$

الف - ۲-۵ - ظرفیت باربری پی در حالت با سر بار:

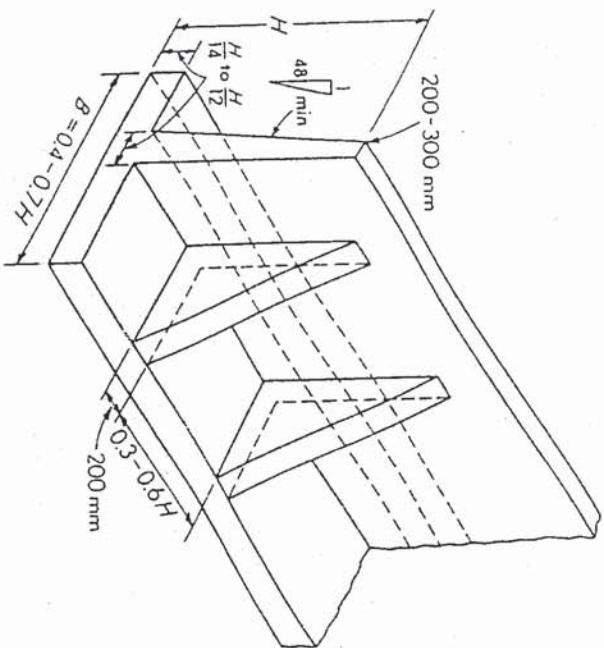
$$\begin{cases} i_c = 0.285 \\ i_q = 0.324, A_r = 1 \times [4.5 - 2(2.79 - 2/2.5)] = 3.41 \\ i_y = 0.19 \end{cases}$$

$$\rightarrow q_u = 273/2 \text{ KN/m}_2 \rightarrow q_a = 224/4 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} R = 791.6 + 27 = 818.6 \text{ KN} \\ M_r = 112.33 \text{ KN.m} \rightarrow \bar{x} = 1.98 \text{ m} \rightarrow e = 0.27 \rightarrow \\ M_o = 217.17 \text{ KN.m} \\ q_{max} = 217.04 \text{ KPa} < 224/4 \\ q_{min} = 10.214 \text{ KPa} \end{cases}$$

متر اقتصادی بنظر می‌رسند. در مورد ارتفاعات مهم (غالباً بیش از هفت متر) و خاکهای متراکم و دانهای، استفاده از این راه حل بندریج باعث افزایش بی‌رویه ضخامت دیوار و حجم بتن و فولاد مصرفی در دیوار و پی می‌شود، لذا با تبعیه اجزاء تقویتی بنام پره یا پشت بند، جهت انتقال بار بمنابه یک دال دو طرفه، در دو جهت شده و در نتیجه امکان کاهش نیروهای داخلی در صفحات دیوار و پی فراهم می‌شود.

پره‌های تقویتی مطابق شکل ۵-۱۵، در اتصال با دیوار و پی بوده و می‌توان آنها را در جلو یا پشت دیوار اجرا نمود بدینیهی است اجرای این اجزاء در جلو دیوار (و در مقابل فشار خاک)، عملاً با ایجاد نموده، اما باعث اشغال فضای بهره‌داری می‌شود، لذا غالباً پره‌ها را در پشت دیوار و در قسمت خاکریز اجرا نموده که در نتیجه اتصال حاصله، تحت کشش عمل خواهد نمود. این دیوارها خصوصاً بعنوان پایه کناری و دیوار برگشتی پلهای مرتفع کاربرد وسیعی دارند.

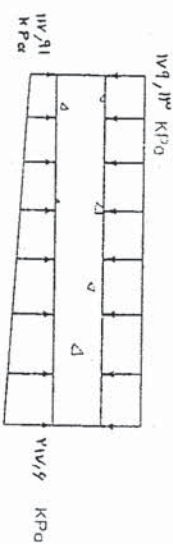


شکل ۵-۱۵- پره‌های تقویتی

$$V_u = (1886/4 - 18/5) \times 1/2 + (217/0.4 - 1886/4) \times \frac{1/2}{3} = 219/86 \text{ KN}$$

$$V_u = 20/45 > V_u = 219/86 \text{ KN}$$

ب- ۸- محل اتصال پاشنه:



شکل ۵-۵- بارهای وارده به پاشنه

$$M = (179/13 - 117/91) \times \frac{1/2 \times 1/2}{2} - (217/6 - 117/91) \times \frac{1/2 \times 1/2}{3} = 19/1 \text{ KPa}$$

$$\mu = 0.06 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.997 \rightarrow A_s = 1.2 \text{ mm}^2$$

$$V_u = (164/71 - 10.2/14) \times 1/2 - (177/0.8 - 10.2/14) \times \frac{1/2}{3} = 75/87 \text{ K}$$

$$V_u = 20/45 > V_u = 75/87 \text{ KN}$$

کترلهای لازم فوم لادگذاری (فولاد حائل)، طول مهارتی و... با بستی انجام شود.

۳-۲ دیوارهای پرده‌دار

همانطور که قبلاً ذکر شد دیوارهای طرفی بنی آرمه برای ارتفاعهای بیش از چهار



۳۳

با مراجعه به شکل ۵-۳۳ دارای:

حالی:

اطمینان در مقابل واژگی بزرگ و ظرفیت باربری برای این دیوار حائل. مطالعه محاسبه ضریب در شکل ۵-۳۳ مقطع یک دیوار حائل نشان داده شده است.

شکل ۵-۱۶

چنین موردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را به حدی که پشت تالوده در محدوده قابل قبولی می دهد. بنابراین می توان انتظار داشت که بار باریقی  $q_u$  در پشت نسبتاً بزرگی بزرگی در پشتی در حدود ۱۰ درصد عرض تالوده به دست می آید. در دیوارهای حائل عرض  $B$  معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ تا ۳.۵ در نظر گرفته شده که ظرفیت باربری تالوده های

$$(ظرفیت باربری) FS^{(bearing\ capacity)} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (۷۷-۵)$$

بناهی از رابطه زیر به دست می آید:

با محاسبه ظرفیت باربری از رابطه ۵-۷۴ ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری برای این حالت مساوی ۱ می باشد. زیرا پایه دیوار یک تالوده یاری است. به همین علت این توجه شود که تمامی ضرایب شکل  $F_{cs}$ ،  $F_{qs}$ ،  $F_{ys}$  و  $F_{ys}$  در جدول ۳-۴ ارائه شده است.

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{qt} = F_{qt} = \left(1 - \frac{90^\circ}{\psi_2}\right)$$

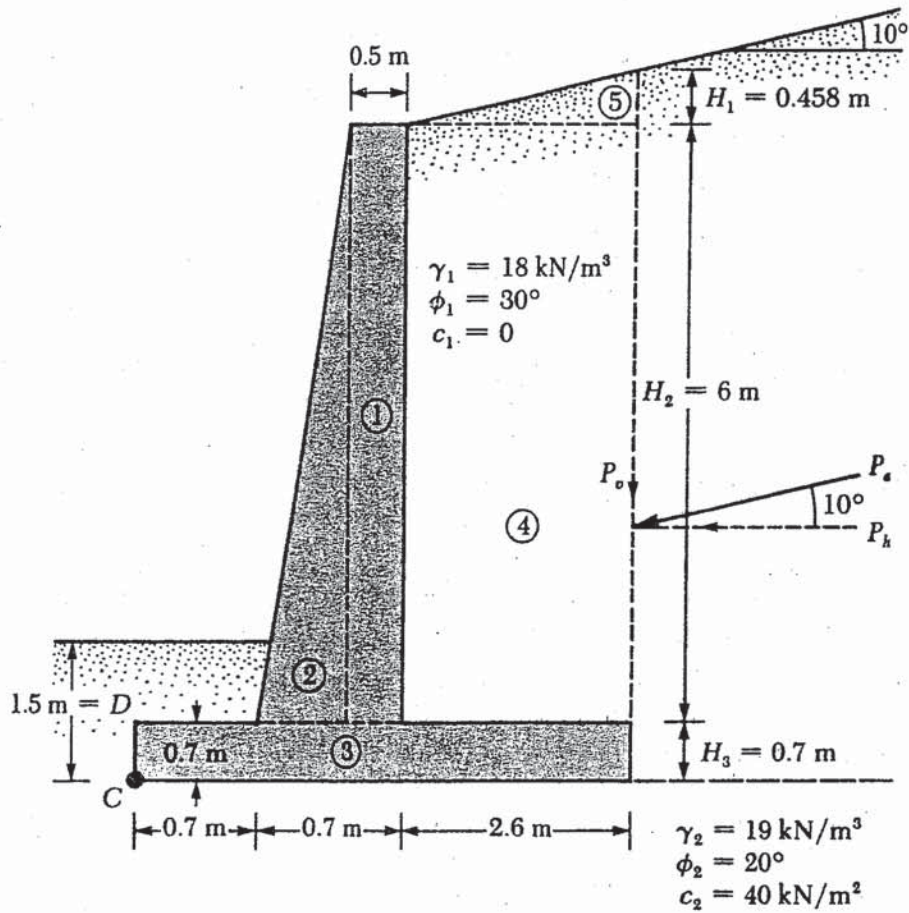
$$F_{yt} = \left(1 - \frac{\phi_2}{\psi_2}\right)$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \left( \frac{F_a \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B}$$

فشار جانبی حائل و دیوارهای حائل

مجموعه  
۳۹۷



توجه: سطح آب زیرزمینی، ۴ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

شکل ۵-۳۳ - مثال ۵-۱۲

$$H = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7$$

$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار}$$

$$\phi_1 = 30^\circ \text{ و } \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35 \text{ (جدول ۵-۸)}$$

در نتیجه:

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4(\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4(\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

کاظمی حمید



ضریب اطمینان در مقابل واژگونی  
محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m <sup>2</sup> )	واحد طول / وزن (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN-m)
1	6 × 0.5 = 3	70.74	1.15	81.35
2	1/2(0.2)6 = 0.6	15.15	0.833	11.79
3	4 × 0.7 = 2.8	66.02	2.0	132.04
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	1/2(2.6)(0.458) = 0.595	10.71	3.13	33.52
			$P_v = 28.03$	112.12
			$\sum V = 470.45$	$\sum 1128.98$ $= \sum M_R$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

لنگر واژگونی:

$$M_O = P_h \left( \frac{H}{3} \right) = 158.95 \left( \frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m}$$

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \text{—O.K.}$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

از رابطه ۵ - ۶۵ داریم:

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04) (19) (1.5)^2 + 2(40) (\sqrt{2.04}) (1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{(470.45) \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{—O.K.}$$

بعضی طراحان، در محاسبه نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار  $D$  را مساوی ضخامت پایه در نظر می‌گیرند.

ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

با ترکیب روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ به دست می‌آید:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

مجدداً با استفاده از روابط ۵-۷۴ و ۵-۷۵ می‌توان نوشت:

$$q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (پنجه)}$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (پاشنه)}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می‌توان از رابطه ۵-۷۶ به دست آورد:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\phi_2 = 20^\circ \text{ (جدول ۳-۲)}, N_c = 14.83, N_q = 6.4, \text{ and } N_\gamma = 5.39.$$

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$



بنابراین:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

در نتیجه:

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628)$$

$$+ \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$

$$= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{toc}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \text{—O.K.}$$

(ظرفیت باربری)

## مثال ۵-۱۳

در شکل ۵-۳۴ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوبست تعیین:

(الف) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش

(پ) فشار خاک در پنجه و پاشنه

(وزن مخصوص بتن را ۲۴ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید).

حله:

$$H' = 4.5 + 0.75 = 5.25 \text{ m}$$

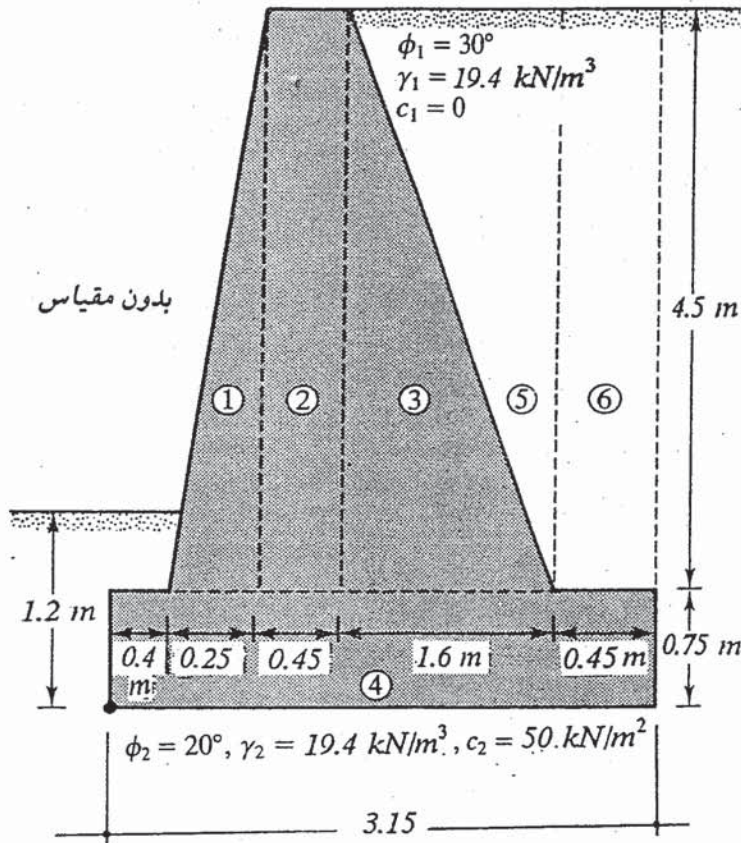
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H')^2 K_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.33 = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 0$$



شکل ۵-۳۴

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی  
محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	باز و تا نقطه C (m)	لنگر در حول C kN.m/m
1	$0.5 \times 0.25 \times 4.5 \times 24 = 13.5$	0.57	7.70
2	$0.45 \times 4.5 \times 24 = 48.60$	0.88	42.77
3	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 24 = 86.4$	1.63	140.83
4	$3.15 \times 0.75 \times 24 = 56.70$	1.58	89.59
5	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 19.4 = 69.84$	2.17	151.55
6	$0.45 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	2.93	115.12
	$\Sigma V = 314.33$		547.56

لنگر واژگونی:

$$M_0 = \frac{H'}{3} P_a = \frac{5.25}{3} \times 88.23 = 154.40$$



$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{547.56}{154.40} = 3.55$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با استفاده از رابطه ۵-۶۵ با فرض  $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$  و  $P_p = 0$  داریم:

$$\begin{aligned} FS_{(\text{sliding})} &= \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right)\phi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_a} \\ &= \frac{314.33 \times \tan(.67 \times 20) + 3.15 \times 0.67 \times 50}{88.23} \\ &= \frac{74.88 + 105.53}{88.23} = 2.04 \end{aligned}$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه

با استفاده از روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ می توان نوشت:

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{547.56 - 154.40}{314.33} = 0.32 \text{ m} \\ q_{\text{loc}} &= \frac{\sum V}{B} \left[ 1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 + 6 \times 0.32/3.15) = 160.61 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{heel}} &= \frac{\sum V}{B} \left[ 1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 - 6 \times 0.32/3.15) = 38.96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

مثال ۵-۱۴

مثال ۵-۱۳ را با استفاده از روش کولمب با فرض  $\delta = 2\phi/3$  تکرار کنید:

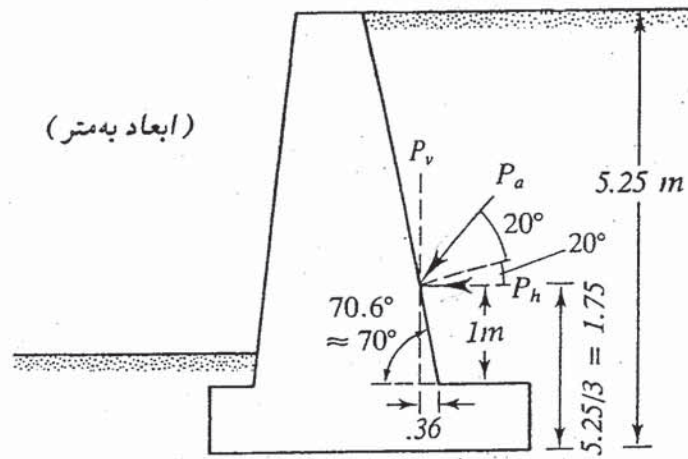
حل:

با مراجعه به شکل ۵-۳۵، فشار کولمب محاسبه می شود:

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \left(\frac{2}{3}\right)(30) = 20^\circ$$

$$K_a = 0.4794 \quad (\alpha = 0^\circ, \beta = 70^\circ) \quad (\text{جدول ۵-۳})$$

حمید کاظمی



بدون مقیاس  
شکل ۵-۳۵

$$P_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.4794 = 128.17 \text{ kN/m}$$

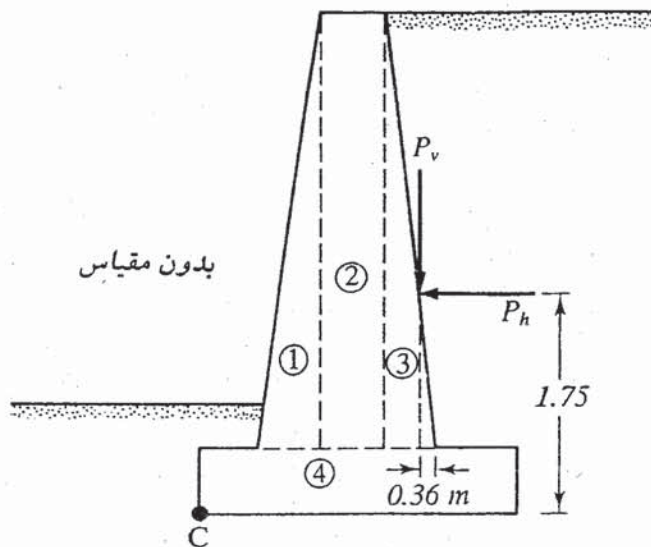
$$P_h = P_a \cos 40 = 128.17 (\cos 40) = 98.18 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 40 = 128.17 (\sin 40) = 82.39 \text{ kN/m}$$

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۵-۳۶ و ۵-۳۴ و استفاده از جدول مثال ۵-۱۳ داریم:



شکل ۵-۳۶

حمید کاظمی



شماره قسمت	وزن (kN/m) جدول مثال ۱۳-۵	بازو تا نقطه C (m)	لنگر در حول C kN.m/m
1	13.5	0.57	7.70
2	48.60	0.88	42.77
3	86.4	1.63	140.83
4	56.7	1.58	89.59
$P_v$	82.39	2.34	192.79
	287.59		473.68

لنگر واژگونی

$$M_o = P_h \frac{H'}{3} = 98.18 \times \frac{5.25}{3} = 171.82 \text{ kN.m/m}$$

$$F_s (\text{واژگونی}) = \frac{473.68}{171.82} = 2.76$$

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش:

$$F_{S(\text{sliding})} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right)\phi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_h}$$

$$= \frac{287.59 \tan(0.67 \times 20) + 3.15 (0.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{toe} = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left( 1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = 183.47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{heel} = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left( 1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = -0.87 \approx 0 \text{ kN/m}^2$$

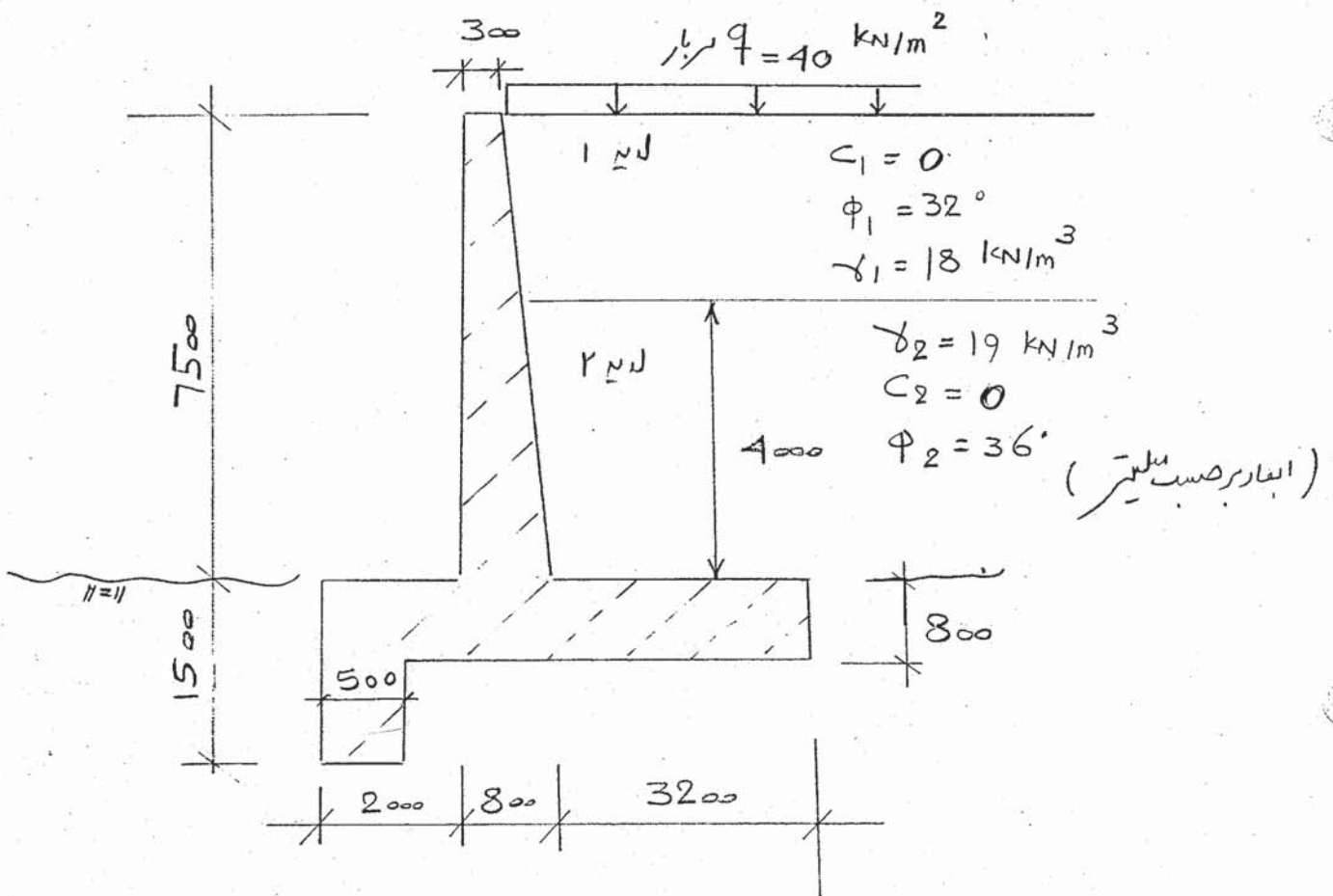
حمید کاظمہ



حمید کاظمہ

۲- دیوار حائل شکل زیر مفروض است. بر اساس اطلاعات داده شده مطلوبست :

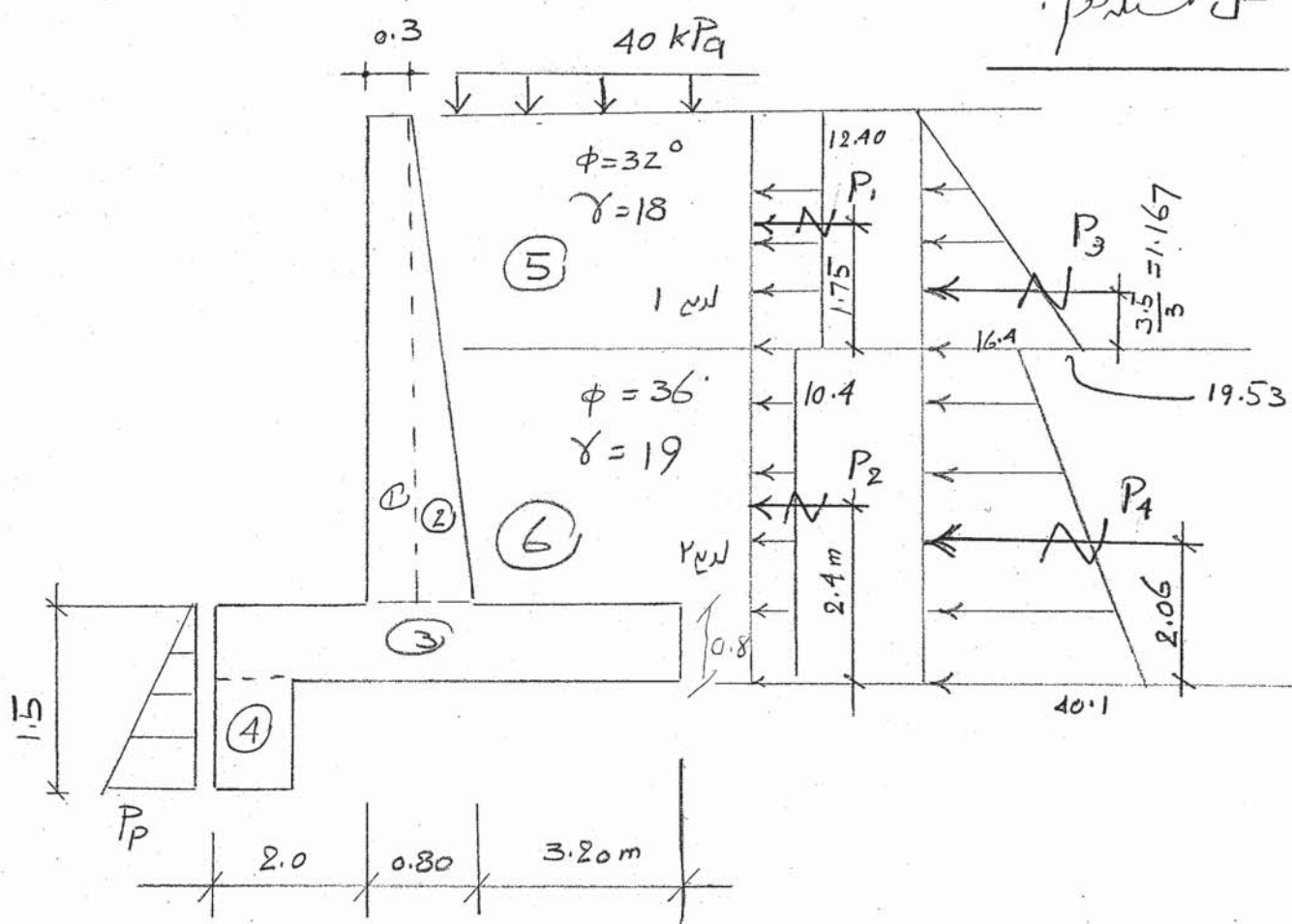
- الف - کنترل واژگونی دیوار و تعیین ضریب اطمینان آن.
- ب - کنترل لغزش شالوده دیوار و تعیین ضریب اطمینان آن.
- پ - تعیین توزیع تنش زیر شالوده برای بارهای بدون ضریب.
- ت - کنترل سازه‌ای ضخامت تیغه دیوار در محل اتصال به شالوده.





حمید کاظمہ

حل مسئله



حل: تعیین ضرایب فشار (در صورت لزوم)

برای 1:  $K_{a1} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 32}{1 + \sin 32} = 0.31$

برای 2:  $K_{a2} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 36}{1 + \sin 36} = 0.26$

$q \cdot K_{a1} = 40 \times 0.31 = 12.40 \text{ KN/m}^2 \rightarrow P_1 = 12.40 \times 3.5 = 43.40$

$q \cdot K_{a2} = 40 \times 0.26 = 10.4 \text{ " } \rightarrow P_2 = 10.4 \times 4.80 = 50$

در بالا  $P_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a1} = 18 \times 3.5 \times 0.31 = 19.53 \rightarrow P_3 = \frac{19.53 \times 3.5}{2} = 34.20$

در پایین  $P_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a2} = 18 \times 3.5 \times 0.26 = 16.4 \text{ KN/m} \rightarrow P_4 = \frac{16.40 + 40.1}{2} \times 4.8$

در پایین  $P_2 = 16.40 + 19 \times 4.80 \times 0.26 = 40.1 \text{ " } P_4 = 135.6 \text{ KN/m}$



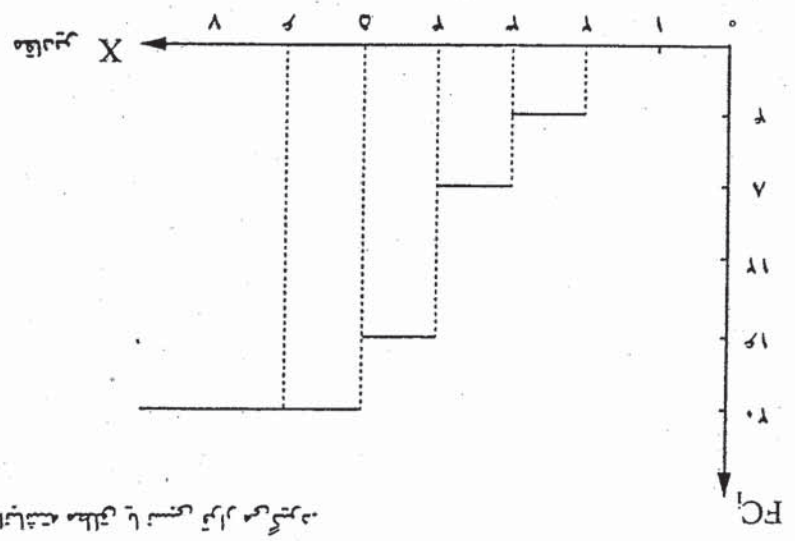
مثال: برای این تجمعی طبقه حجم برابر حجم خاصه است.

$X_i$	$F_i$	$FC_i$
۱	۴	$FC_1 = 4$
۳	۵	$FC_2 = 4 + 5 = 9$
۴	۷	$FC_3 = 9 + 7 = 16$
۵	۴	$FC_4 = 16 + 4 = 20$
$N = 20$		

$$FC_i = \frac{FC_i}{N}$$

۲۱- فرآیند انباشته نسبی:  
از تجمعی برای این تجمعی هر طبقه به حجم خاصه به دست می آید.  
مجموعه از حجم برای این نسبی هر طبقه با برای این های نسبی طبقه است. برای این تجمعی به دست می آید.

$X_i$	$F_i$	$f_i$	$F_i$	$f_i$
۵	۱	$\frac{1}{20} = 0.05$	۱	۰.۱
۴	۷	$\frac{7}{20} = 0.35$	۸	۰.۴
۳	۴	$\frac{4}{20} = 0.2$	۱۵	۰.۷۵
۲	۷	$\frac{7}{20} = 0.35$	۲۲	۱.۱
۱	۵	$\frac{5}{20} = 0.25$	۲۷	۱.۳۵
$N = 20$				



در محور  $FC_i$  برای این تجمعی انباشته نسبی یا نسبی تجمعی به دست می آید.

۲۲- نمودار فرآیند انباشته نسبی (نمودار تجمعی):

$$P_E = \sum P_i$$

یعنی بارہاکی جانی:

$$= P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$= 43.4 + 50 + 34.20 + 135.6 = 263.2 \text{ kN/m}$$

- یعنی گنر، ڈارگونی بھرک:

$$M_a = \sum P_i \cdot y_i$$

$$= P_1 (1.75 + 1.80) + P_2 \times 2.40 + P_3 \times (1.167 + 1.80) + P_4 \times 2.06$$

$$M_a = 281.3 + 120 + 201.1 + 279.3 = 887.7 \text{ kN-m/m}$$

$$\gamma_{\text{تین}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

یعنی گنر، ڈارگونی وزن اعضا، خاک و سربار:

تقف	وزن	لوزو یا A	M <sub>r</sub>
1	56.3	2.15	121
2	46.9	2.47	116
3	120	3.0	360
4	8.8	0.25	2.0
5	201.6	4.4	887
6	243.2	4.4	1070
سربار	128	4.4	563

$$\sum W = 805 \text{ kN/m}$$

$$\sum M_r = 3119 \text{ kN-m/m}$$

$$(S.F)_{0.7} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

- یعنی فرب اظہیان و ڈارگونی

$$= \frac{3119}{887.7} = 3.51 > 1.75$$

$$H_r = W \cdot t_g \delta + P_p$$

- یعنی فرب اظہیان لقرش:

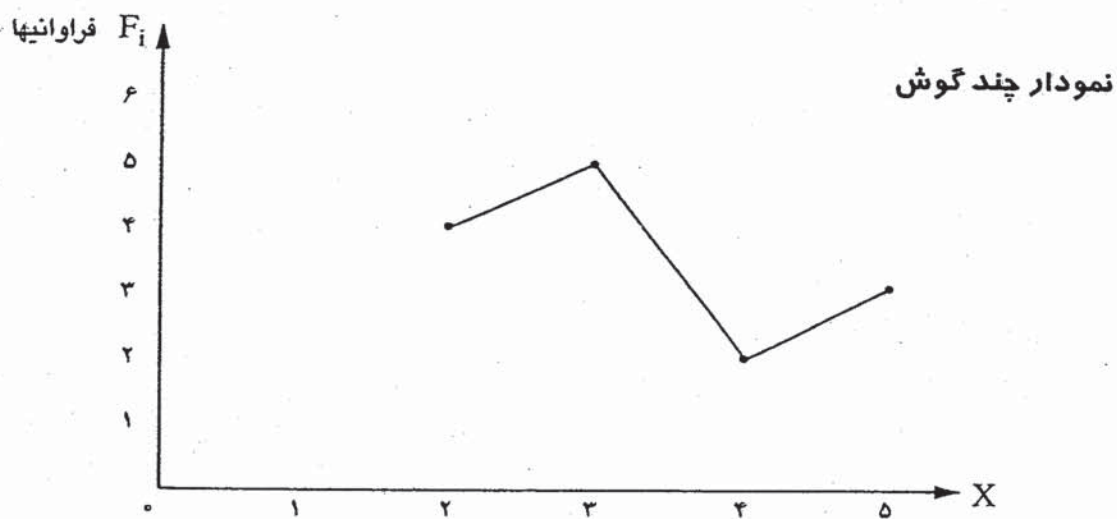
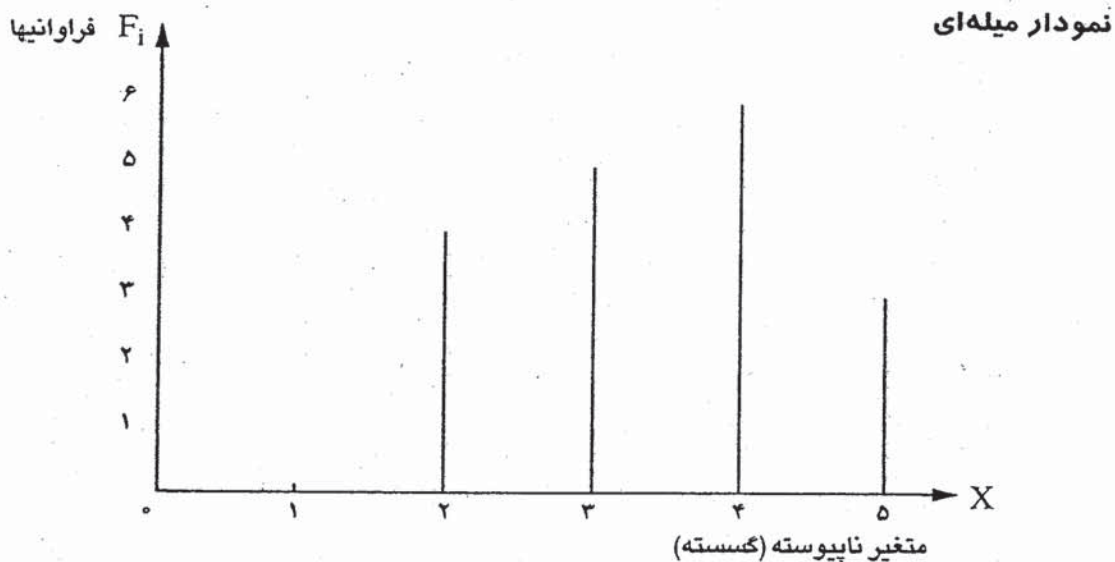
$$W \cdot t_g \delta = 805 \cdot t_g \left( \frac{2}{3} \times 36 \right) = 358 \text{ kN/m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p = \frac{1}{2} \times 19 \times \frac{1}{0.26} \times 1.5^2 = 82$$



۱۹- بیان هندسی توزیع صفت متغیر (نمودار میله‌ای - نمودار چند گوش):

بیشتر اوقات زمانیکه صفت متغیر کمی گسسته باشد صورت میگیرد.



این نمودار بیشتر برای مقایسه توزیع فراوانیها در دو یا چند جامعه با هم مورد استفاده قرار می‌گیرند. (کافی است نقاط به دست آمده

در دستگاه مختصات را با خطوط مستقیم به هم وصل نمود)

۲۰- فراوانیهای تجمعی (انباشته):

فراوانی تجمعی هر گروه از صفت متغیر در جدول توزیع فراوانی برابر است با فراوانی مطلق همان گروه به علاوه فراوانیهای مطلق

گروههای ماقبل آن:

$$CF_i \quad \text{یا} \quad FC_i = F_1 + F_2 + \dots + F_k$$

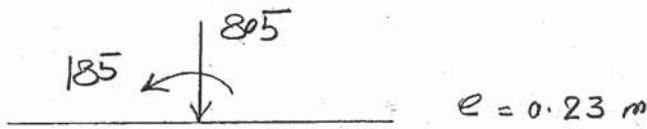
$$H_r = 358 + 82 = 440 \text{ kN/m}$$

$$S.F = \frac{\sum H_r}{\sum P_a} = \frac{440}{263.2} = 1.67 > 1.5 \quad \text{مناسب است}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_r - M_o}{\sum W}$$

$$= \frac{6}{2} - \frac{1}{805} (3119 - 887.7) = 0.23 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$$

- تعیین توزیع تنش کنکری



$$q = \frac{W}{L} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{805}{6} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.23}{6} \right) \rightarrow \begin{cases} q_{\min} = 103.3 \\ q_{\max} = 165 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$V_{u1} = 1.5 P_E = 1.5 \times 263.20$$

کنترل تغییر دینار

$$V_u = 395 \text{ kN/m}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d$$

$$= 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 700 \times 10^{-3} = 420 \text{ kN/m}$$

$$V_u < V_c$$

قوتها ۱۰۰٪ مناسب است

حمید کاظمی



## ۳- فصل دوم

## گروه بندی و پردازش داده‌های آماری

(آموزش)

۱۷- پردازش داده‌های آماری:

خود داده‌های آماری مفهوم خاصی ندارند. مرحله پردازش شامل منظم کردن، طبقه بندی یا گروه بندی داده‌ها، تشکیل جداول، محاسبه سرجمعها و مشخصه‌های عددی است.

گروه بندی نتایج مشاهدات، یکی از اساسی‌ترین روشهای پردازش و تحلیل اولیه اطلاعات آماری است. نتیجه گروه بندی عناصر جامعه به صورت شمای زیر به دست می‌آید.

$$\begin{array}{ccccccc} X: & X_1 & & X_2 & & \dots & & X_k \\ & \downarrow & & \downarrow & & & & \downarrow \\ F_i: & F_1 & & F_2 & & \dots & & F_k \end{array}$$

تعداد عناصر را در هر گروه، «فراوانی مطلق» آن گروه می‌نامند. ( $F_i$ )

مجموع فراوانیهای مطلق در جامعه، همواره برابر حجم جامعه ( $N$ ) می‌باشد:

$$F_1 + F_2 + \dots + F_k + N$$

۱۸- فراوانی نسبی:

سهام هر یک از مقادیر صفت متغیر را در کل جامعه نشان می‌دهد:

$$f_i = \frac{F_i}{N} \Rightarrow F_i = N \cdot f_i, \quad N = \frac{F_i}{f_i}$$

$f_i$  = فراوانی نسبی

$F_i$  = فراوانی مطلق

$N$  = حجم جامعه

جمع فراوانی‌های نسبی در هر جدول توزیع فراوانی، همواره برابر ۱ می‌باشد:

$$f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_k = \sum_{i=1}^k f_i = 1$$

گروه خون X	A	B	O	AB	
فراوانی مطلق $F_i$	۴	۲	۶	۸	$\sum F_i = N = 20$
فراوانی نسبی $f_i$	$\frac{4}{20} = 0.2$	$\frac{2}{20} = 0.1$	$\frac{6}{20} = 0.3$	$\frac{8}{20} = 0.4$	$\sum f_i = 1$

طراحی در صورتی که دیوار: (تند)

$P_q \approx 263.20$

نکته: کثرتش در برابر زوکی سالدرد

محاسبه می شود در حالیکه این نیز همانا در زیر شالوده هستند پس در جهت ارضین با همین غیر از آن می دهم.

$M_q = \text{نرخ ناس از زیر زمین} = 888 \text{ kN-m/m}$

۱.۵ (تبدیلت)

$M_u \approx 1.30 \times 888 = 1154 \text{ kN-m/m}$

$A_s = \frac{1154 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 700} = 6285 \text{ mm}^2/\text{m}$   $A_s \text{ لازم} = \frac{M_u}{\phi P_y}$

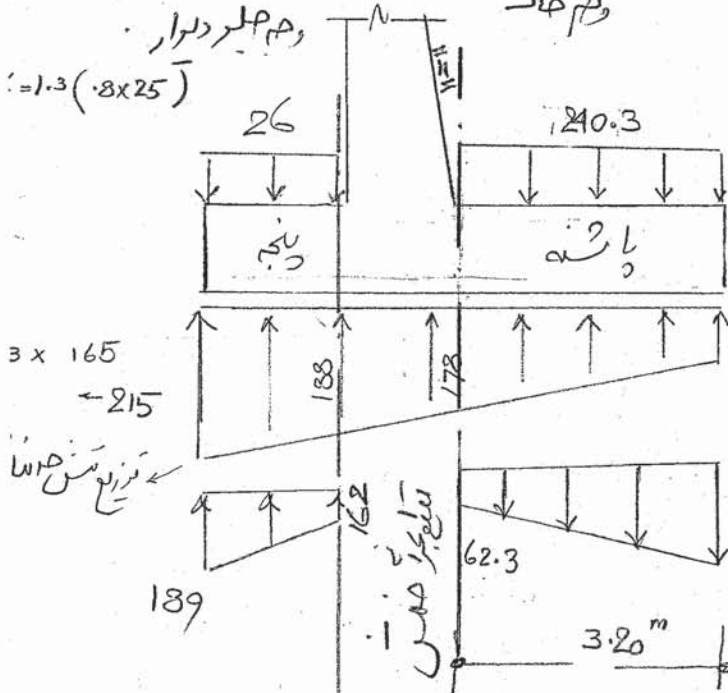
$\bar{z} = 0.9d$   $\bar{z} = \frac{32}{150} = 5387 \text{ mm}^2/\text{m}$

نرخ ناس قبول است.

- نکته: در دیوارهای خالی:
- ۱- بارهای مرده: وزن دیوار + وزن خاک بر روی دیوار (۱.۲۵)
  - ۲- بارهای زنده: ترابریست دیوار (۱.۵)
  - ۳- تارخاک: همان تارخاک  $P_E$  (۱.۵)

طراحی پائین دیوار:

(توزیع تنش با فرض تیرچه ۱۲)



$q_u = 1.3(201.6 + 243.2 + 40 \times 1 + 8 \times 3.20 \times 25) / 3.20$

$\bar{V}_u = \left( \frac{105.3 + 62.3}{2} \right) \times 3.2 = 268 \text{ kN/m}$

$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 420 \text{ kN/m}$

$M = \left( \frac{62.3 + 2 \times 105.3}{6} \right) \times 3.2 = 465$

$A_s = \dots$

$M = \frac{P^2}{6} (q_1 + 2q_2)$





$$F_b = 1 \times 1.25 \times 0.65 \sqrt{F_c}$$

کنترل طول سیم

$$P_d = \frac{F_y}{4F_b} d_b$$

حاصل نمی شود :

در جهت اضمینان تعداد زین بتن را از نظر سیم:

$$F_u = 1.3 \times 0.8 \times 25 = 26 \text{ KN/m}$$

$$V_u \approx \text{بر اساس داده از سازه گاه می شود.} \quad (d = 0.7 \text{ m} = 700 \text{ mm})$$

$$M_u = \frac{1}{6} (162 + 2 \times 189) \times \frac{2^2}{6} = 360 \text{ KN-m/m}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{F_c} B d$$

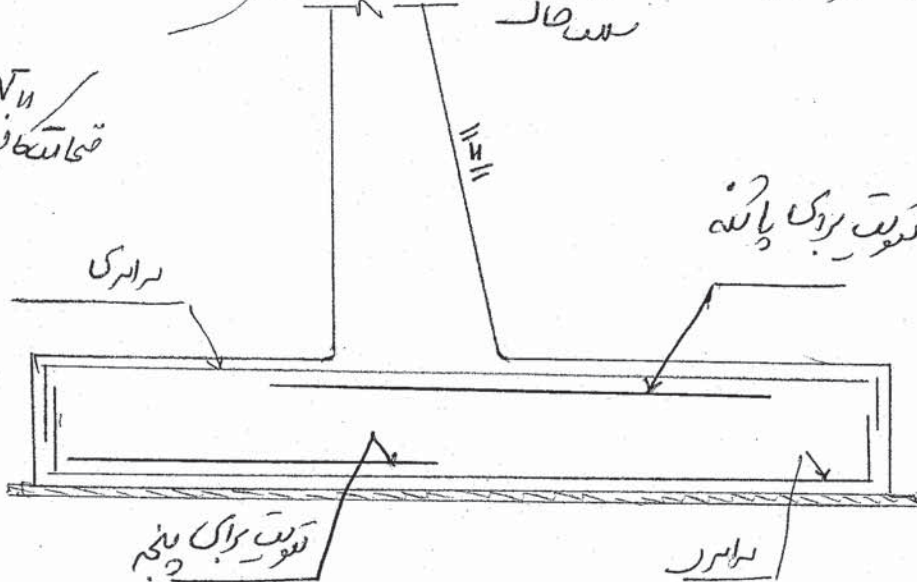
$$= 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 420 \text{ KN/m}$$

سختی

تقریباً هم اندازه سازه سازه

$V_c > V_u$   
توانایی کافیست.





۸۴	سازه نگاهدارنده بالابر	۷-۴-۹
۸۴	اسکله برای بالابرها با سیستم انتقال طولی	۱-۷-۴-۹
۸۵	اسکله مخصوص بالابرهای پهلویی	۲-۷-۴-۹
۸۵	سازه های نگاهدارنده در خشکی	۳-۷-۴-۹
۸۶	طراحی سازه های نگاهدارنده	۴-۷-۴-۹
۸۶	دریچه های حوضچه های تعمیر و حوضچه های انتقال	۵-۹
۸۶	عوامل مؤثر در انتخاب دریچه	۱-۵-۹
۸۶	عرض ورودی	۱-۱-۵-۹
۸۶	ارتفاع آب نگهداری شده	۲-۱-۵-۹
۸۷	سرعت عمل	۳-۱-۵-۹
۸۷	هزینه دریچه ها	۴-۱-۵-۹
۸۷	توانایی باز شدگی دریچه در مقابل ارتفاع آب	۵-۱-۵-۹
۸۸	ایجاد جریان تحت فشار	۶-۱-۵-۹
۸۸	عمق آب موجود در بیرون حوضچه ها	۷-۱-۵-۹
۸۸	ایجاد فضای نگهداری دریچه های باز شده	۸-۱-۵-۹
۸۸	سهولت تعمیرات و نگهداری	۹-۱-۵-۹
۸۹	نیروی انسانی مورد نیاز برای عملکرد دریچه	۱۰-۱-۵-۹
۸۹	پیش بینی و تدارک نیروی محرکه	۱۱-۱-۵-۹
۸۹	احداث معبر در بالای دریچه	۱۲-۱-۵-۹
۸۹	روش های احداث	۱۲-۱-۵-۹
۹۰	انواع دریچه ها	۲-۵-۹
۹۰	دریچه های شناور آزاد	۱-۲-۵-۹
۹۲	دریچه های شناور لولایی	۲-۲-۵-۹
۹۴	دریچه های صندوقه ای لغزان	۳-۲-۵-۹
۹۶	دریچه های زاویه دار	۴-۲-۵-۹
۹۹	دریچه های قطاعی	۵-۲-۵-۹
۱۰۱	دریچه معلق	۶-۲-۵-۹
۱۰۲	دریچه معلق مهار شده	۷-۲-۵-۹

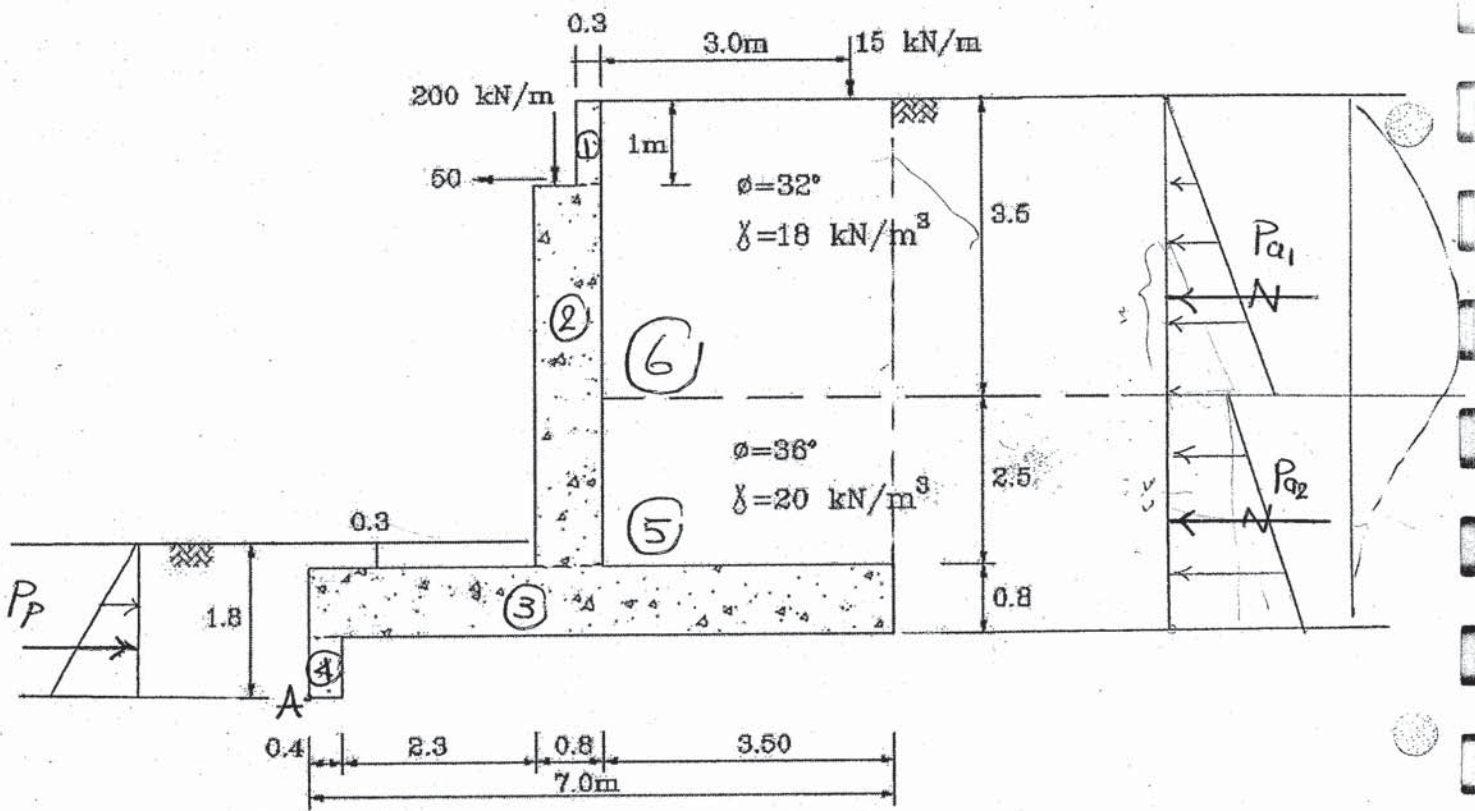
۱۵۰ - ۱۰ - ۲۷ - ۲۷

۱- کوله یک پل از نوع دیوار حائل انعطاف پذیر مطابق شکل زیر مفروض است. واکنشهای نشان داده شده ناشی از بارهای مرده و زنده عرشه است. مطلوبست:

- الف - کنترل ضریب اطمینان واژگونی.
- ب - کنترل ضریب اطمینان لغزش شالوده با توجه به وجود زبانه برشی.
- پ - محاسبه توزیع تنش در خاک زیر شالوده و مقایسه با ظرفیت باربری مجاز خاک.
- ت - کنترل ضخامت دیوار در محل اتصال به شالوده. (ضریب حد نهایی متوسط = ۱/۴)
- ج - محاسبه برآیند توزیع تنش در ناحیه پاشنه و پنجه بطور جداگانه. (برای بارهای بدون ضریب)

$$q_a = 200 \text{ kPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$



حمید کاظمہ



حل مسئله اول:

$$\varphi_1 = 32^\circ$$

$$K_{q1} = \frac{1 - \sin \varphi_1}{1 + \sin \varphi_1} = 0.31 \rightarrow \begin{cases} z=0 \rightarrow P_{q1} = 0 \\ z=3.5 \quad P_{q1} = \gamma K_{q1} z = 18 \times 3.5 \times 0.31 = 19.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\varphi_2 = 36^\circ$$

$$K_{q2} = \frac{1 - \sin \varphi_2}{1 + \sin \varphi_2} = 0.26 \rightarrow \begin{cases} z=3.5 \quad P_{q2} = 18 \times 3.5 \times 0.26 = 16.36 \\ z=6.8 \quad P_{q2} = 16.36 + 20 \times 3.3 \times 0.26 = 33.5 \end{cases}$$

$$P_{q1} \text{ کس بالا} = \left( \frac{0 + 19.5}{2} \right) \times 3.5 = 34.1 \text{ kN/m}, \quad \bar{y}_1 = \frac{3.5}{3} + 3.3 = 4.47 \text{ m}$$

$$P_{q2} \text{ کس پایین} = \left( \frac{16.36 + 33.5}{2} \right) \times 3.3 = 82.3 \text{ kN/m}$$

$$\bar{y}_2 \text{ از لب} = \left( \frac{33.5 + 2 \times 16.36}{33.5 + 16.36} \right) \times \frac{3.3}{3} = 1.46 \text{ m}$$

$$P \text{ جانبی متوسط} = 50 \text{ kN/m}$$

اثر بارهای اضافی: 10 kN/m

b	z	$\sigma$	$\bar{\sigma} \times (1.36)$	$\bar{y}_i$	$M_q$
0	0	0			
0.2	1.36	2.04	1.39	6.12	8.51
0.4	2.72	1.76	2.6	4.76	12.4
0.6	4.08	1.07	1.92	3.40	6.5
0.8	5.44	.63	1.16	2.04	2.37
1	6.8	.38	0.7	0.68	0.5

$$a = \frac{3}{6.8} = 0.44 > 0.4$$

$$\sigma = \frac{17}{\pi H} \times \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2}$$

$$q = 15 \text{ kN/m}$$

$$H = 6.8$$

$$a = 0.44$$

$$\sigma = \frac{0.54 b}{(0.19 + b^2)^2}$$

$$\sum P_q = 7.8 \text{ kN/m} \quad M_q = 30.3$$

$$\int P_q = 34.1 + 82.3 + 50 + 7.8 = 174.20 \text{ kN/m}$$

$$M_a = 34.1 \times 4.47 + 82.3 \times 1.46 + 50 \times 5.8 + 30.3$$

$$\int M_a = 593 \text{ kN-m/m}$$

حمید کاظمی

حمید کاظمہ

لغین کدرتعامر:

رقم	ارتفاع (m)	وزن (KN/m)	مساحة العرض (m)	MR
1	0.3	7.5	3.35	25.1
2	4	100	3.1	310
3	5.6	140	3.5	490
4	0.28	7	0.2	1.40
5	8.75	175	5.25	919
6	12.25	220	5.25	1155
بارك	-	200	2.90	580
بارك	-	15	6.5	98

$$\text{الن} - \text{فرب احميل} = \frac{MR}{Ma}$$

$$= \frac{3578}{593} = 6 > 1.75$$

$$\sum W = 864.5$$

$$MR = 3578$$

$$HR = \sum W \cdot \delta + C_a A_f + P_p$$

ب - كدرت لغر

$$= 864.5 \times \delta \left( \frac{2}{3} \times 36 \right) + 0 + \frac{1}{2} \times 20 \left( \frac{1}{.26} \right) \times 1.8^2 = 385 \text{ KN/m}$$

$$H_E = P_a = 174.2$$

$$\text{فرب احميل لغر} = \frac{385}{174.2} = 2.21 > 1.5$$

$$MR - M_a = 3578 - 593 = 2985$$

لغین توزیع تنش خاک زیرک:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{AM}{\sum W} = \frac{7}{2} - \frac{2985}{864.5} = 0.05 \approx 0$$

$$q = \frac{\sum W}{B} = \frac{864.5}{7 \text{ m}} = 123.5 \text{ kPa} < q_a = 200 \text{ kPa}$$





$$\sum M_E = 1 M_{1+2+3+4} = 1508,9 \text{ KN-m/m.}$$

$$P_{P_1} = 20 \times 2,15 = 43,0 \quad M_{RP_1} = 43 \times 1,10 \times \frac{1}{2} = 23,65$$

$$P_{P_2} = \frac{1}{2} \times 11,2 \times 2,15 \times 1,10 = 13,1 \quad M_{RP_2} = 13,1 \times \frac{1}{2} = 6,55$$

$$M_{RP} = 23,65 + 6,55 = 30,2 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum M_R = 2982,2 + 30,2 = 3012,4$$

$$\sum M_E = 1508,9 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum P_a = 405,7 \text{ KN/m.}$$

$$\sum P_p = 121,1$$

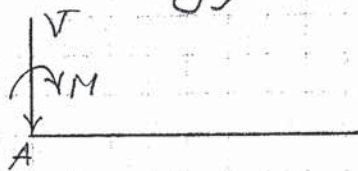
$$\sum W_v = 793,2$$

در طول

$$S.F. = \frac{3012,4}{1508,9} = 1,99 > 1,5$$

لغز

$$S.F. = \frac{793,2 \times \frac{1}{2} (0,77 \times \frac{1}{2}) + 121,1}{405,7} = 1,12 < 1,5$$



بنا بر طبقه پانزدهم از قسم پانزدهم

کنترل ضریب لغز

$$M = \sum M_R - \sum M_E = 3012,4 - 1508,9 = 1503,5 \text{ KN-m/m.}$$

$$V = 793,2 \text{ KN/m}$$

$$e_1 = \frac{1 \sum M}{793,2} = 1,92$$

$$e = \frac{1}{2} \times 5,2 - 1,92 = 0,98 \text{ m.}$$

$$q_{m,m} = \frac{V}{B} \left[ 1 \pm \frac{7e}{B} \right] = \frac{793,2}{5,2} \left[ 1 \pm \frac{7 \times 0,98}{5,2} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = 325 > 300 \text{ kPa} \\ q_{min} = 19,8 \end{array} \right.$$

لغز که مناسب نیست

ابعاد فونداسیون کافی نیست و باید از لغز بایر

حمید کاظمی



حمید کاظم



$$\sum M_E = 2927 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum M_R = 2799,7 + 2927 = 5726,7 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum V = 111,3 \text{ KN/m}$$

$$\sum P_a = 1221,6 \text{ "}$$

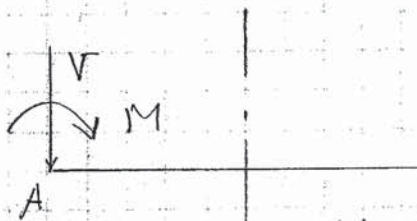
$$\sum P_p = 368 \text{ "}$$

کنترل ضریب باربری کافی نیست.

$$S.F. = \frac{\sum M_R}{\sum M_E} = \frac{5726,7}{2927} = 1,95 < 1,5$$

کنترل ضریب باربری کافی نیست.

$$S.F. = \frac{111,3 \times \frac{1}{2} (1,77 \times 36) + 368}{1221,6} < 1,5$$



باز هم باربری ضعیف است

$$M = \sum M_R - \sum M_E = 201,7$$

$$V = 111,3$$

$$e_1 = 0,29 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{4} \times 5,20 - 0,29 = 1,11 \text{ m}$$

ضریب باربری

کنترل ضریب باربری: ضریب باربری ضعیف است.

$$V_c = 0,2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0,2 \times 0,8 \times \sqrt{25} \times 1000 \times d \text{ (N)}$$

$$\sum P_a - P_p = 2799,7 - 1221,6 = 1578,1$$

$$P_u = 1,40 \times 1578,1 = 2209,3 \text{ KN/m}$$

$$P_u = V_u = V_c \Rightarrow d_{min} = 515,7$$

$$h_{نرم} = 520 + 10 = 530 \text{ mm}$$

$$h_{مورد} = 1000 \text{ mm}$$

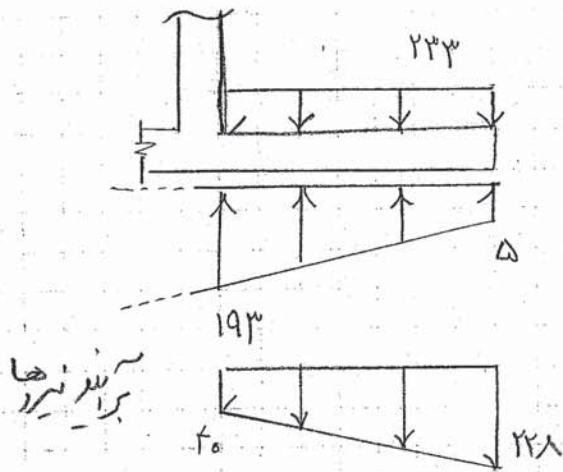
ضریب باربری ضعیف است.

محمد کاظمی





کنترل قوت‌های تالوره :



قوت‌های وارده بر کسری:

$$W_p = 223 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{موزون}} = \frac{223}{3.2} = 69.7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \left( \frac{4.0 + 2.28}{2} \right) \times 69.7 \times 1.2 = 557 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} B d$$

$$V_c = 0.17 \times 0.7 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 800 \times 1.0 = 270 \text{ kN}$$

$$V_c < V_u$$

قوت‌های تالوره باید در آنراش باید

کنترل ابعاد خمیر الوار:

باید فرض شده که تئوری خمیر یک سویه است و باید انتظارات  
کنترل حرکت و مقاوم در نظر گرفت. در حالت اول که بحرانی تر است:

$$M \# \sum P_{E_i} \times y_i - \sum P_{P_i} \times y_i$$

نتیجه آنست که در این حالت باید نیروهای جانبی تالوره محاسبه گردند و در سیستم ثابت:

$$M_1 = 151.40 \times 4.80 = 727.68$$

$$M_2 = 223$$

$$M_3 = 223 \times 2.0$$

$$M_4 = 223 \times 1.0$$

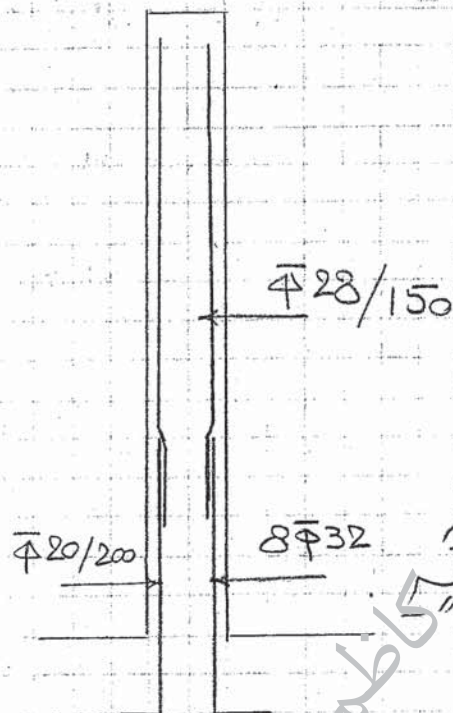
$$M_a = \sum M_i = 1.427 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 1.20 \times 1.427 = 1.712 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s = \frac{1.712 \times 1.6}{44 \times 0.9 \times 220} = 9157 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$8\phi 32 = 8272 \text{ mm}^2$$

در سایر ریب‌ها، ششگونی است و طرح ریب دیگر  
نظر گرفته شد









## ۱- مشخصات فردی

نام و نام خانوادگی: آرش نیری  
فرزند: فرامرز  
شماره شناسنامه: ۱۴۲۹  
محل تولد: تهران  
تاریخ تولد: ۱۳۵۵  
نشانی پستی: تهران - خیابان ولی عصر، بالاتر از چهارراه پارک وی، خیابان محمودیه، کوچه صفای اصفهانی، پلاک ۲/۳  
تلفن تماس: ۲۰۲۷۹۳۸

## ۲- سوابق تحصیلی دانشگاهی

ردیف	رشته تحصیلی	دانشگاه	مقطع	شروع دوره	پایان دوره
۱	مهندسی عمران - عمران	صنعتی امیرکبیر	لیسانس	۱۳۷۳	۱۳۷۸
۲	مهندسی ژئوتکنیک	صنعتی امیرکبیر	فوق لیسانس	۱۳۷۸	۱۳۸۰
۳	مهندسی ژئوتکنیک	صنعتی امیرکبیر	دکتری	۱۳۸۱	مشغول به تحصیل

لازم بذکراست که دیپلم اینجانب ریاضی فیزیک اخذ شده در سال ۱۳۷۳ - تهران بوده است.

## ۳- سوابق علمی و فعالیت‌های دانشگاهی

۱-۳- ادامه کلاس‌های حل تمرین (کمک استادی) دروس تحلیل سازه ۱ و ۲، مقاومت مصالح، سازه‌های

فولادی ۱ و ۲ و مهندسی پی سازی از سال ۱۳۷۶ تا کنون

۲-۳- برگزاری کلاس‌های آموزشی نرم افزارهای کاربردی رشته مهندسی عمران در سال ۱۳۷۶-۱۳۷۸

۳-۳- شرکت در مسابقات ساخت بتن با مقاومت بالا در سال ۱۳۷۵ همراه با سیستم دانشکده عمران

دانشگاه صنعتی امیرکبیر و کسب رتبه اول

۴-۳- ارائه پایان کارشناسی ارشد در رشته مهندسی ژئوتکنیک با عنوان:

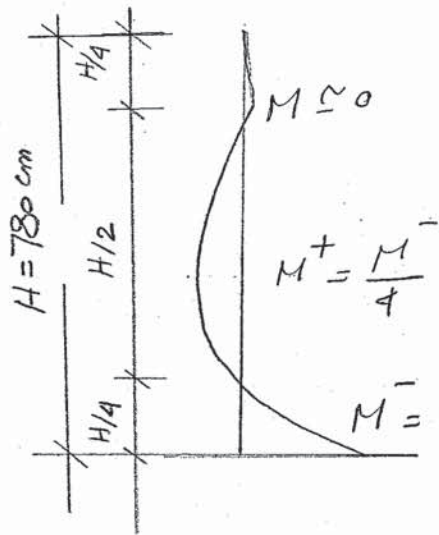
«بررسی رفتار تونل‌های مدفون در خاک نرم به کمک تئوری انتشار امواج» تحت نظر آقای دکتر

میرمحمد میرحسینی

حمید کاظمی



تعیین توزیع نیرو در مقدار قائم



$$q = \gamma K_a \cdot H = 36.5 \text{ KN/m}^2$$

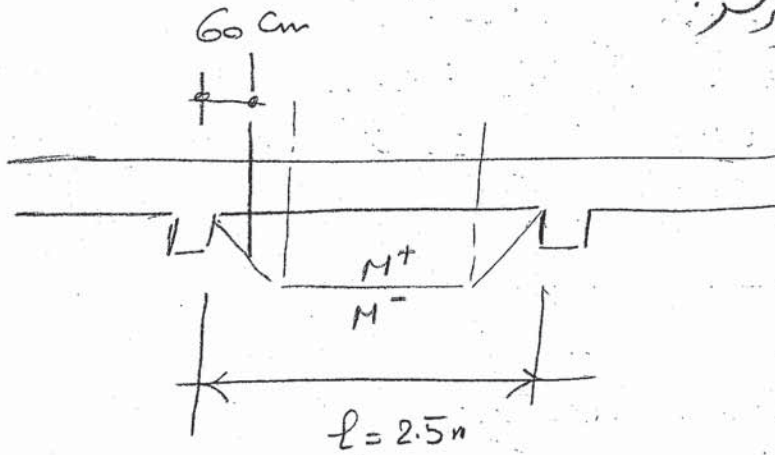
$$H = 7.8 \text{ m}$$

$$L = 2.5 \text{ m}$$

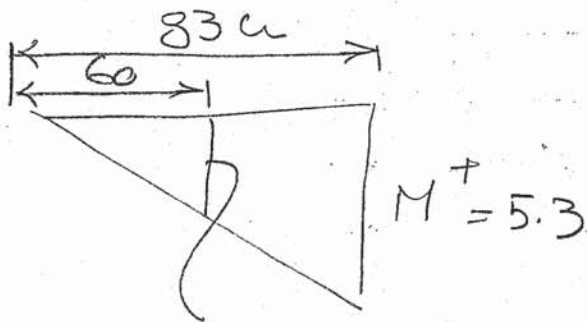
$$M^- = 0.03 \times 36.5 \times 7.8 \times 2.5 = 21.4 \text{ KN-m/m}$$

$$M^- = 0.039 H L \quad M^+ = \frac{1}{4} \times 21.4 = 5.3 \text{ KN-m/m}$$

تقدیر این نیروها در ۱/۳ و ۲/۳ و ۳/۴ هاکنندگی بطور حقیقی کاهش می یابد تا ۳۰ درصد برسد.



مقدار نیرو نسبت به درجه ۶۰ سانتی گراد از لبه بره جبهه ثابت را کمتر می کند.



اگر سازه هاکنی با این نیروها طرفی می شوند بصورت قائم در دیوار قرار می گیرند.

$$M_{60}^+ = \frac{60}{83} \times 5.3 = 3.83$$

طرفی با این درجه ۶۰ در دیوار مستوی است.

حمید کاظمی

۸۵-۷۵

چند واحد بیشتر می‌تواند؟  
۲۵۴- میانگین حسابی ۷ عدد برابر ۱۱ است. اگر اعداد ۱۱ و ۱۲ و ۱۳ به آن اضافه شود میانگین حسابی چقدر می‌تواند افزایش یابد؟

۱	۴-۷
۲	۴-۴
۳	۴-۲
۴	۴-۱
$N_1$	مجموعه

- ۱ (۱)
- ۲ (۲)
- ۳ (۳)
- ۴ (۴)

۸۶-۷۵

۲۵۵- با استفاده از جدول فراوانی فرآیند زیر را حساب کنید:

- ۱ (۱)

۸۶-۷۶

۲۵۴- میانگین اعداد  $x_1, x_2, \dots, x_n$  است. میانگین اعداد  $2x_1 + 3x_2 + \dots + 4x_n$  چقدر است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۶

۲۵۳- اگر در یک توزیع فراوانی، فراوانی مطلق طبقه دوم ۱۲ و فراوانی نسبی آن  $0.125$  و  $0.125$  باشد، میانگین کدام است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

۲۵۲- میانگین اعداد  $x_1, x_2, \dots, x_n$  و  $y_1, y_2, \dots, y_n$  به ترتیب  $14$  و  $18$  است. میانگین اعداد  $x_1^2 + y_1^2, x_2^2 + y_2^2, \dots, x_n^2 + y_n^2$  چقدر است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

۲۵۱- میانگین سه داده آماری برابر  $13/12$  است. اگر داده‌های  $5$  و  $7$  را از بین آنها بکنیم، میانگین  $A$  جدید کدام است؟

- ۱ (۱)

$N_1$	۳	۵	۴
$X_1$	۵	۷	۱۰

۲۵۰- در داده‌های زیر میانگین کدام است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

$N_1$	۵	۳	۴
$X_1$	۱	۲	۳

۲۴۹- متوسط حسابی داده‌های زیر چیست؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

$X$	$N_1$	$\Sigma$
۱-۴	۲	۱۲
۴-۵	۳	۱۲
۵-۸	۴	۱۲
۸-۱۰	۳	۱۲
$F(x)$	$N_1$	

۲۴۸- در جدول توزیع فراوانی داده شده، میانگین چقدر است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

۲۴۷- میانگین  $7$  داده آماری چقدر است؟  
۲۵ و  $18$  اعداد  $11$  برابر  $13.5$  است. میانگین  $7$  داده آماری چقدر است؟

- ۱ (۱)

۸۷-۷۷

همه چیز







حمید کاظم



(۲)

$$P_q = 151.5 \text{ kN/m}$$

$$P_H = P_q \cos 45^\circ = 109.20 \text{ kN/m}$$

$$P_V = P_q \sin 45^\circ = 109.2 \text{ "}$$

جدول زیر را بر یک لیسن زیر یک اعمق دیوار تکمیل می‌دهیم:

سخت	وزن (kN/m)	ارتفاع (A)	Mr
1	18.75	0.5	9.38
2	50	0.80	40
3	112.5	1.60	180
4	60	1.60	96
$P_V$	109.20	2.38	260

$$\Sigma = 350.4$$



$$\Sigma = 585.40$$

$$\lg 10 = \frac{H/3}{x} \rightarrow x =$$

کسر کمره را در لیسن

$$M_a = (P_H) \times \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$= 109.20 \times \left(\frac{5.75}{3}\right) = 209.3 \text{ kN-m/m}$$

$$M_r = \Sigma W \cdot x$$

$$(S.F.)_{ov.} = \frac{585.4}{209.3} = 2.80 > 1.75$$

فرد  $H_{act} = P_H = 109.20 \text{ kN/m}$  فرد اصنیان لغرس:

مرد  $H_r = \Sigma W \cdot \bar{y} \left(\frac{2}{3} \phi\right) + C_a \times B$

$$= 350.4 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 20^\circ\right) + \underbrace{0.6 \times 60}_{\star} \times 3.20 = 198.3$$

$$(S.F.)_{sliding} = \frac{198.3}{109.20} = 1.82 > 1.5$$







(۴)

تعیین توزیع تنش در لبه

$$e = \frac{B}{2} \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum W}$$

$$= \frac{3.20}{2} \frac{585.4 - 209.3}{350.4} = 0.53 \approx \frac{B}{6} = 0.53$$

بناست

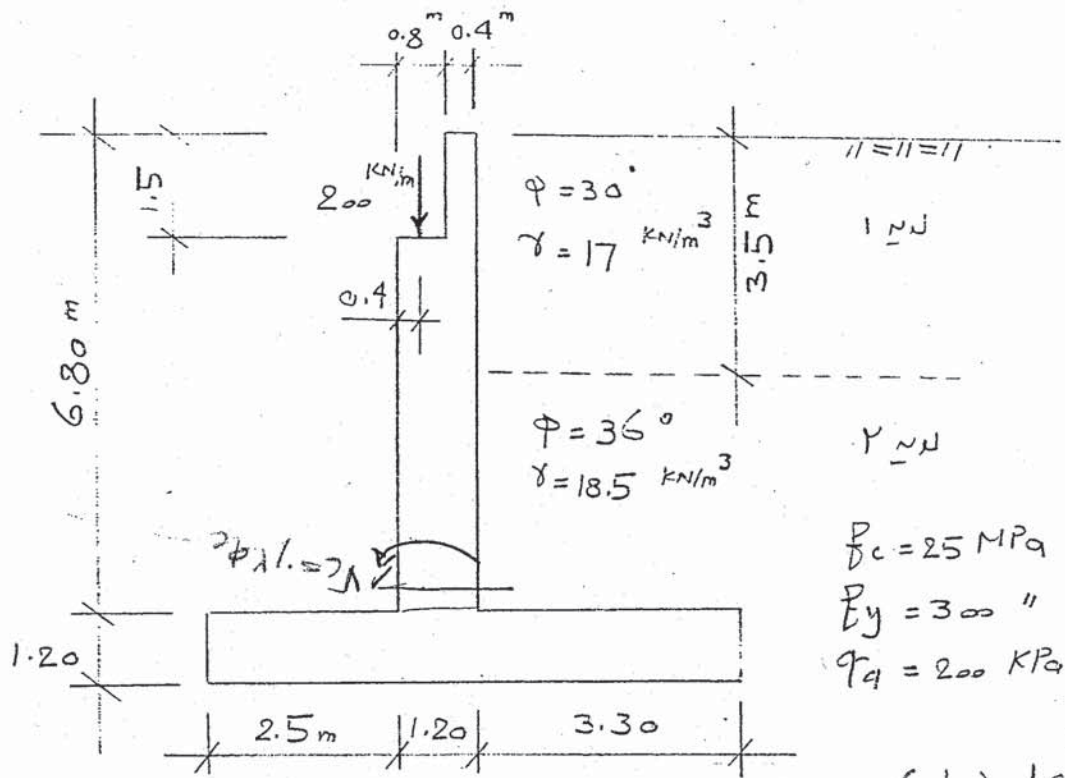
$$q_{m,M} = \frac{\sum W}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$q_{m=0}$$

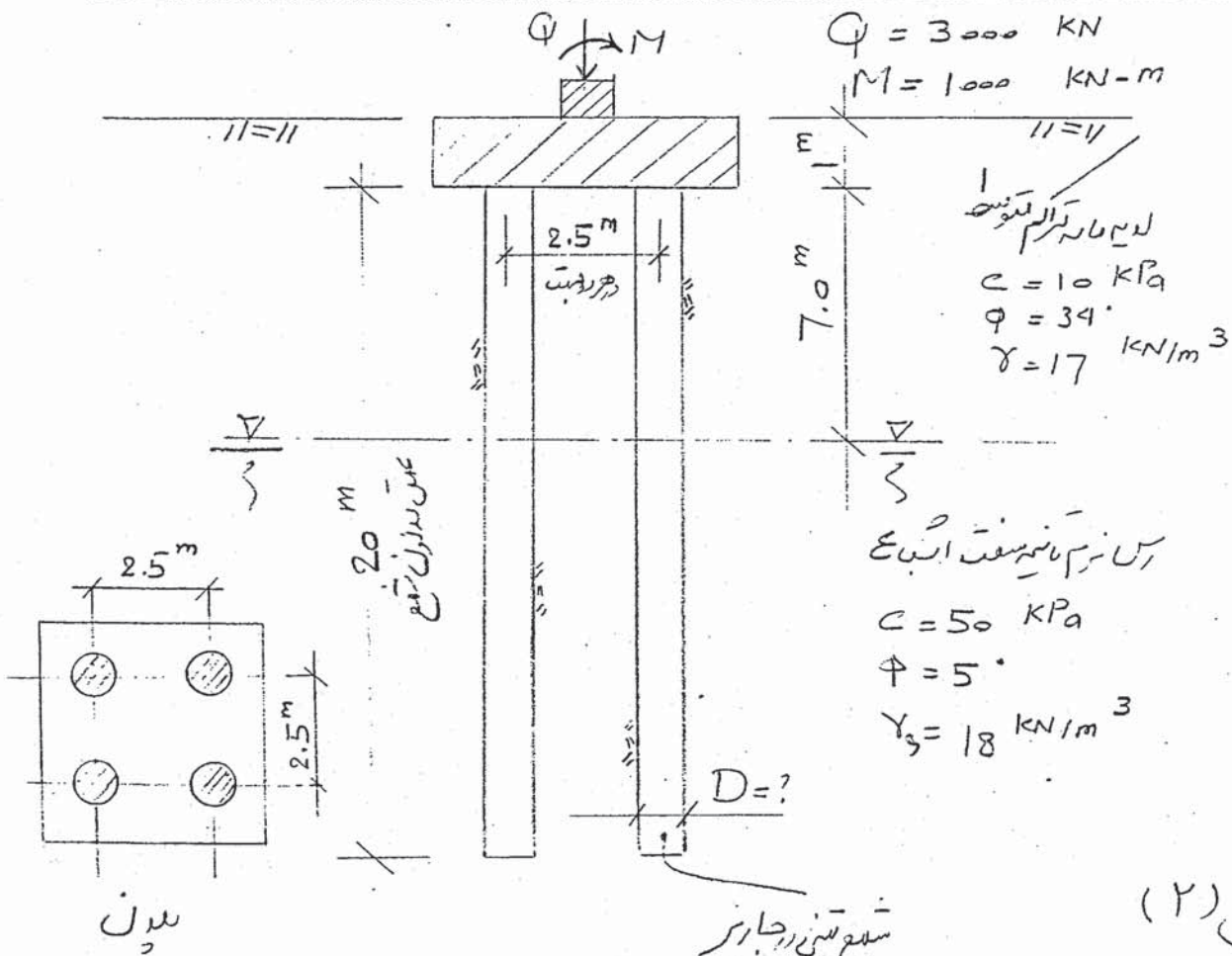
$$q_M = \frac{350.4}{3.20} (1+1) = 219 \text{ KPa}$$







حل (1)

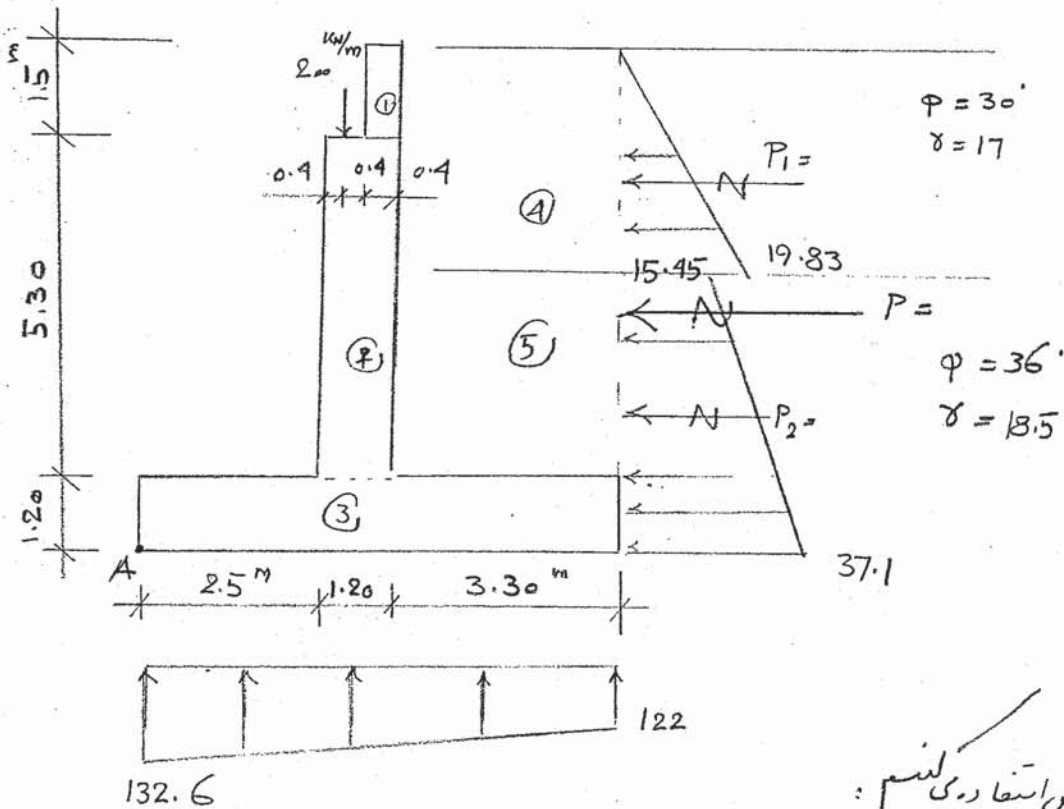


حل (2)

سنگ بتن در جابجایی  
داره ای

حمید کاظمی





از روش اولین استفاده می کنیم:

$$K_a : K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$P_a (z=3.5) = 17 \times 3.5 \times 0.33 = 19.83 \text{ kN/m}$$

$$K_a : K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 36^\circ}{1 + \sin 36^\circ} = 0.26$$

$$P_a (z=3.5) = 17 \times 3.5 \times 0.26 = 15.45 \text{ kN/m}$$

$$P_a (z=8) = 15.45 + (18.5 \times 0.26 \times 4.5) = 37.1 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = \left( \frac{0 + 19.83}{2} \right) \times 3.5 = 34.7$$

$$y_1 = 4.5 + \left( \frac{3.5}{3} \right) = 5.67 \text{ m}$$

$$P_2 = \left( \frac{15.45 + 37.1}{2} \right) \times 4.5 = 118.3$$

$$y_2 = \left( \frac{37.1 + 2 \times 15.45}{37.1 + 15.45} \right) \times \frac{4.5}{3} = 1.94 \text{ m}$$

$$P_a = P_1 + P_2 = 153 \text{ kN/m}$$

$$y_a = 2.80 \text{ m}$$

$$M_a = P_a \cdot y_a = 153 \times 2.80 = 428.4 \text{ kN-m/m}$$

حمید کاظمہ



ردیف	وزن (kg/m)	بازو (cm)	لنگر $M_R$
1	15	3.5 m	52.5
2	159	3.1	493
3	210	3.5	735
4	196	5.35	1049
5	110	5.35	589
بارزده	200	2.9	580
مجموع	890		$\sum M_R = 3500$ $\text{kg-m/m}$

تعیین لنگر مقاوم:

وزن مخصوص بتن  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$(S.F)_{-v} = \frac{M_R}{M_a} = \frac{3500}{428.4} = 8.17 > 1.75$$

۱- تعیین ضریب اطمینان در بار توکی:

۲- تعیین ضریب اطمینان لغزش:

$$(S.F)_{SL} = \frac{H_R}{H_a} = \frac{396}{153} = 2.6 > 1.5$$

$$\rightarrow 890 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 36^\circ\right)$$

$$H_R = \sum W \cdot \tan \delta + B \cdot c = 890 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 36^\circ\right) = 396 \text{ kN/m}$$

۳- تعیین توزیع تنش زیرین:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_a}{\sum W} = \frac{7}{2} - \frac{(3500 - 428.4)}{890} = 0.05$$

$$q = \frac{\sum W}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$= \frac{890}{7} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.05}{7} \right] \rightarrow \begin{cases} q_1 = 122 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 = 132.6 \end{cases} < q_a = 200 \text{ kPa}$$

$$V_u = 1.5 \times P_a = 1.5 \times 153$$

$$V_u = 230$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25 \times 1000 \times 1100 \times 10^{-3}} = 660 \text{ kN/m}$$

$$V_u < V_c$$

مقاومت مناسب است

حمید کاظم



۵- تعیین سطح مقطع اعضا:

$$M_u = 1.5 M_a = 1.5 \times 428 = 643$$

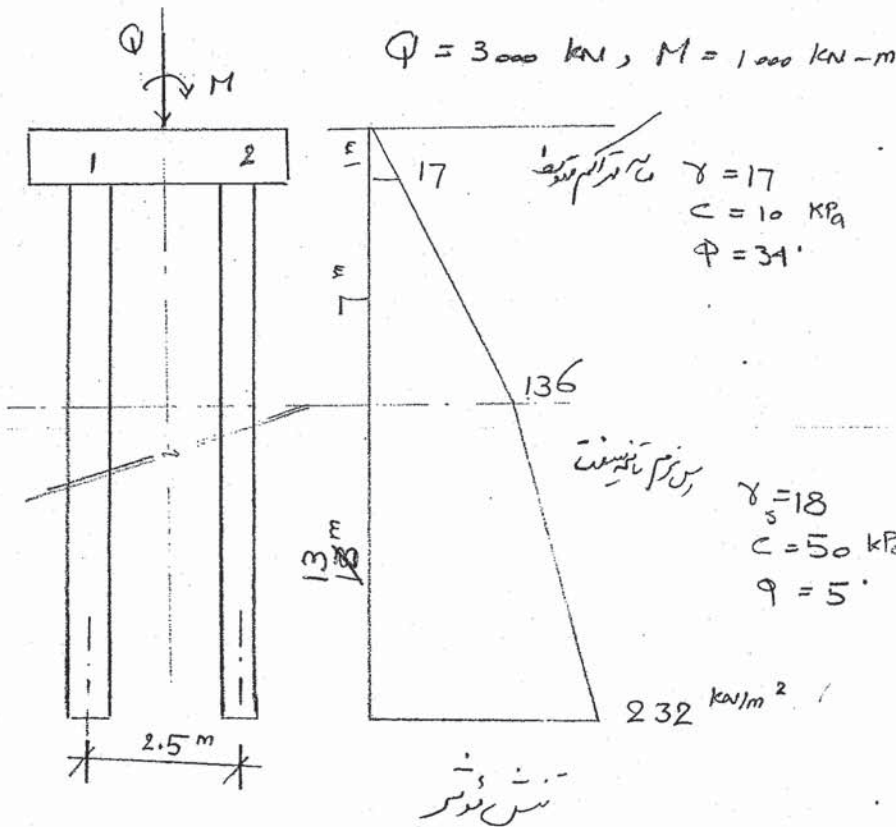
$$A_s = \frac{643 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times (0.85 \times 1100)} = 270 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.002 \times 1000 \times 1100 = 2200 \text{ mm}^2$$

کار مانتو در این تعیین کننده است. این مانتو در هر دو طرف جانک قرار می گیرد.

تعداد میلبردها =  $\frac{2460}{\frac{\pi}{4} (25)^2} \approx 5$   $\Phi 25 / 200 = 2460 \text{ mm}^2 / \text{m}$

فاصله بین مانتو =  $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$   $\Phi 25 / 200$



۲- از روش تعیین مانتو در این روش استفاده می شود.

۱- ابتدا تقریباً  $\beta$  و  $N_b$

۱-  $\beta = 0.4$  ،  $\beta = 0.3, N_b = 5$

تیردی که در لب ۱ =  $\frac{3000}{4} - \frac{1000}{2.5} \times \frac{1}{2} = 550 \text{ kN}$

۲- تعیین تیردی که در لب ۲

تیردی که در لب ۲ =  $\frac{3000}{4} + \frac{1000}{2.5} \times \frac{1}{2} = 950 \text{ kN}$

$Q_{max} = 950 \text{ kN}$

حمید کاظمہ

۳- تعیین ظرفیت بارگذاشت شعاع:

$$Q_u = Q_t + Q_s$$

$$Q_t = A_p \cdot N_t \cdot \sigma_r'$$

$$Q_t = \frac{\pi D^2}{4} \times 5 \times 232 = 911 D^2$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = \left( \frac{17+136}{2} \right) \times \pi D \times \overset{6m}{1} \times 0.4 + \left( \frac{136+232}{2} \right) \times \pi D \times \overset{13}{1/2} \times 0.3$$

$$Q_s = 673 D + 2081 D = 2754 D$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{3} = 303 D^2 + 918 D = Q_{max} = 950 \text{ kN}$$

$$303 D^2 + 918 D = 950 \quad D = 0.82 \text{ m}$$

تقریباً شعاع  $D = 800 \text{ mm}$  مناسب است.



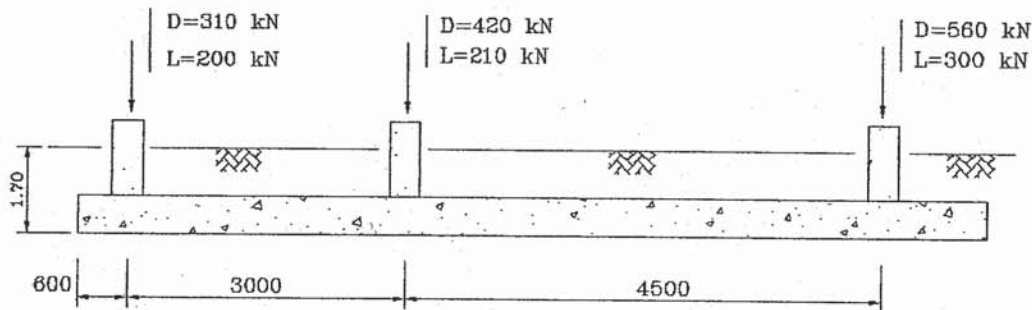
حمید کاظم

۱- برای انتقال بارستون یک ساختمان یک پی نواری طرح می شود. باتوجه به بارهای وارده، پی نواری موردنظر را با فرض انعطاف پذیری طراحی نمایید. استفاده از مدل کامپیوتری پی بر بستر الاستیک نیز بلامانع است.

$$f_c = 25 \text{ و } f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$q_a = 200 \text{ KPa و } a = 400 \text{ mm}$$

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

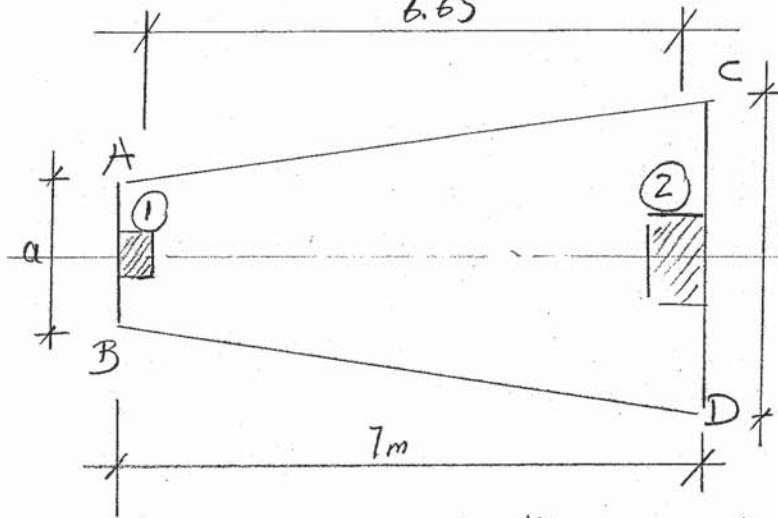


حمید کاظمہ



بی ذوزنعه ای

نقطه یقین ابعادی (a, b)  
 الف - یقین تقوایدت برای کنترل تنش یا شیخ در تنش  
 ب - تنش آمار خشی تقدر قطع میان



$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= 15 \text{ MPa} \\ \sigma_y &= 115 \text{ MPa} \\ \sigma_e &= 115 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{حاصل}$$

$$L = 7,1 - m$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ن (1)} \quad (15 \times 7) \quad D &= 105 \text{ KN} \\ L &= 165 \end{aligned} \right\} \text{نقطه یقین}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ن (2)} \quad (100 \times 7) \quad D &= 700 \text{ KN} \\ L &= 490 \end{aligned} \right\} \text{نقطه یقین}$$

$L = 7m$

(1)

نقطه یقین ابعادی: تقوایدت ابعادی با بار در هر دو طرف  
 یقین تنش بخار خشی

$\sigma_e = 115 \text{ kPa}$

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= 105 + 165 = 270 \text{ KN} \\ P_2 &= 700 + 490 = 1190 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} P_1 &= D_1 + L_1 \\ P_2 &= D_2 + L_2 \end{aligned}$$

$$\Sigma P = 1460 \text{ KN}$$

$\Sigma M_{AB} = 0$       (3)       $\bar{x}$  بین a, b

$$\bar{x} = \frac{270 \times 0,18 + 1190 \times 9,1}{1460} = 4,19 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= \left(\frac{a+b}{2}\right) \times L = \left(\frac{a+b}{2}\right) \times 7 = 3,5(a+b) \text{ m}^2 \\ A &= \frac{\Sigma P_s}{\sigma_e} = \frac{1460}{115} = 12,69 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (4)$$

$$3,5(a+b) = 12,69 \rightarrow a+b = 3,62$$

$$\bar{x} = \left(\frac{a+rb}{a+b}\right) \times \frac{L}{3} \rightarrow 4,19 = \left(\frac{a+rb}{3,62}\right) \times \frac{7}{3} \rightarrow \left. \begin{aligned} a &= 0,4 \text{ m} \\ b &= 3,22 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$



CORRUGATED METAL SHEET  
0.6mm THK.

1000  
METAL SHEET  
0.6mm THK.

Z-180

RAFTER

4 M 2  
4 Ø 14

IPE 180

L.80x80x8

240

6°

PL. "A"

2x1/2 PL. 800x240x12

WALL CLADDING  
0.6mm THK.

250

200

W.P.1

500



### CANOPY AT ENDWALL DETAIL



۵) در این زمین ترازهای a, b, c مقیاس خود را بر روی نقشه نشان داده است. این ترازها را بر روی نقشه خود

$$P_{u1} = 1,25 P_D + 1,5 P_L = 181 \text{ KN}$$

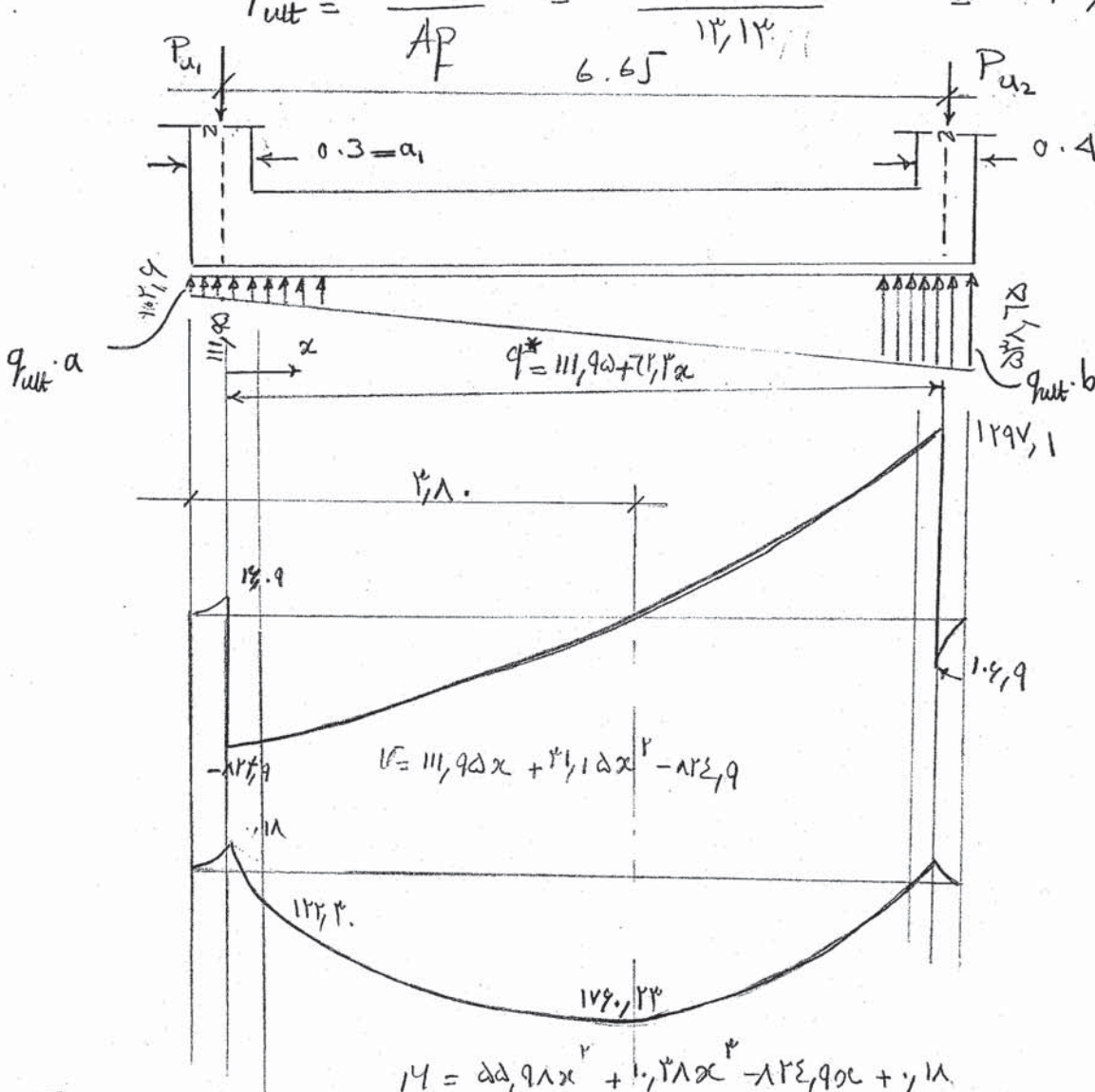
$$P_{u2} = 1,25 P_D + 1,5 P_L = 140,5 \text{ KN}$$

$$\bar{x}_u = \frac{\sum P_{ui} \times \bar{x}_i}{\sum P_{ui}} = \frac{140,5 \times 6,75}{140,5 + 181} = 4,16 \text{ m}$$

$$\bar{x}_{u2} = 4,16 + 0,15 = 4,31 \text{ m}$$

اختلاف بین مرکز ثقل بارها در دو حالت سرویس و حد نهایی مساوی ۲ سانتیمتر است که جهت سازه حل مسئله مقیاس از این ۲ سانتیمتر هم نظر نمود و توزیع تنش زبری را بصورت خطی در نظر گرفت.

$$q_{ult} = \frac{\sum P_u}{A_f} = \frac{181 + 140,5}{13,13} = 171 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \text{kPa}$$

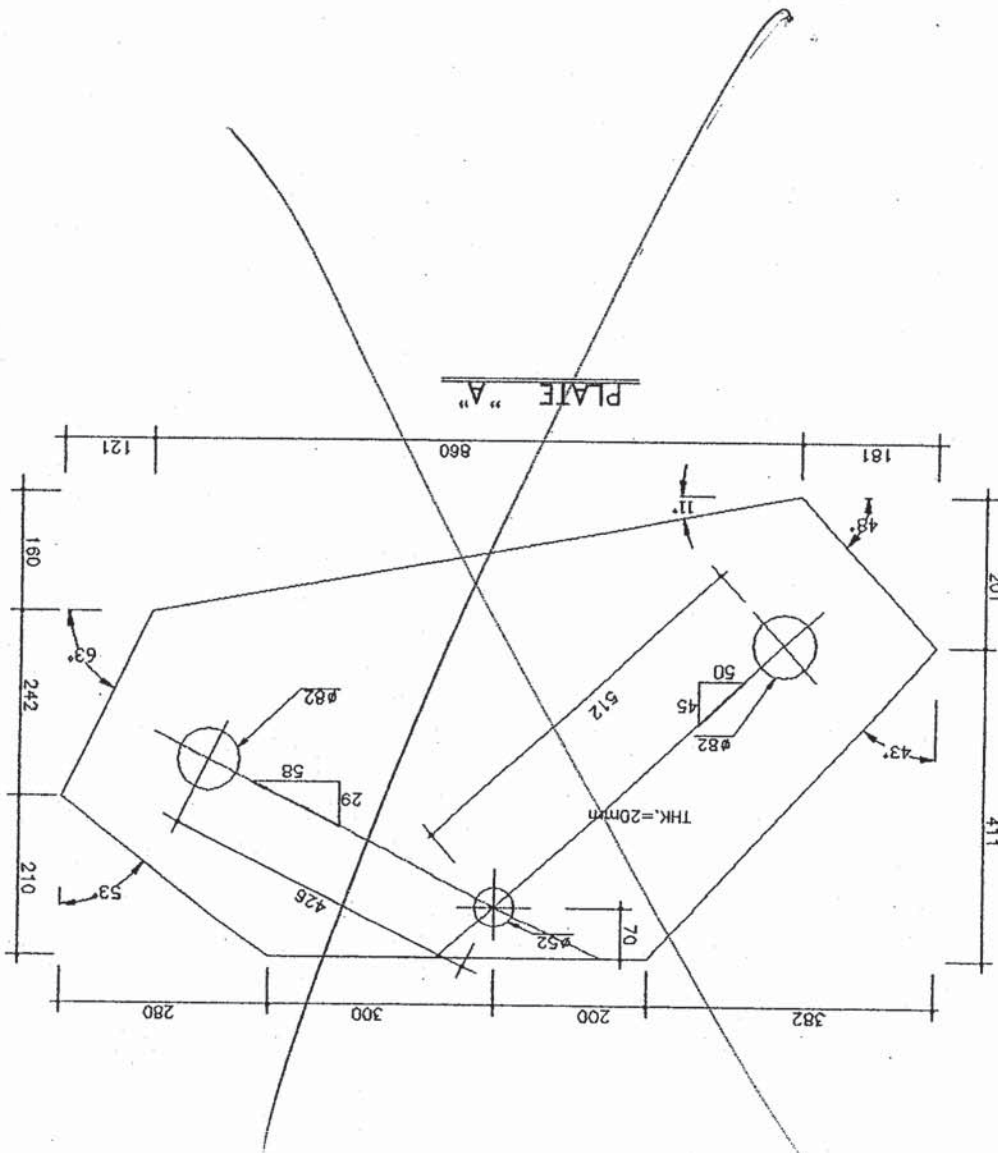


توجه: بارها مجموعاً از محل مورد نیاز اول به سمت راست مقیاس مساوی ۶ و ۷ و ۸ را زمین خود را در هر دو حالت در نظر بگیریم، لذا اثر یک از بارها تا ۹۰٪ بار هم صورت می گیرد.

$$q^* = \left( \frac{q_{ult \cdot b} - q_{ult \cdot a}}{L} \right) x + \left( q_{ult \cdot a} + \frac{q_{ult \cdot b} - q_{ult \cdot a}}{2L} (a_1 + a_2) \right)$$

حمید





مشابه.

قطعه لوله ای با قطر خارجی 9cm و قطر داخلی 4.5cm و با ارتفاع 15cm می باشد. که در جزئیات شماره 6 مشخص

این می باشد. این قطعه با موبوط به استاندارد رسدانی مرسوم به نظر می باشد ولی نمی باشد. مشخص "K" از اینکال گرفته شده از

۲- این مورد مطابق "F" می باشد.

۱- این مورد مطابق "A" می باشد. اصلاح زیر اصلاح می کرد.

د- نقشه S-05b :

همچنین  
سجده

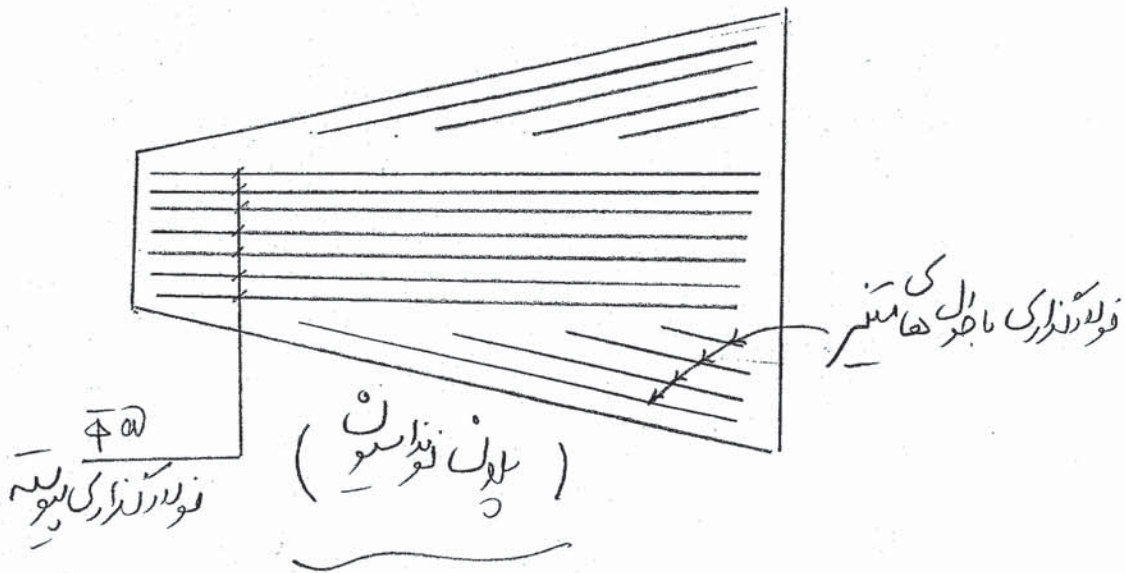
با تمام محور  $x$  از محل محور  $z$  اول به سمت راست، متیون مداره  $4$ ،  $7$ ،  $M$  را لقین نمود،  
 در این حالت خواهیم داشت:

$$M = \frac{dv}{dx} \quad , \quad v = \frac{d\phi}{dx}$$

با این مداره  $7$ ،  $M$  در  $x$  متیون می توان مقادیر  $v$  و  $\phi$  را در نقاط مختلف در این مداره  
 و  $v$  در نقطه مربوطه  $v$  را محاسب نمود، بنابراین با تشکیل یک جدول متیون مقدار فولاد مورد نیاز  
 در نقطه را لقین نمود.

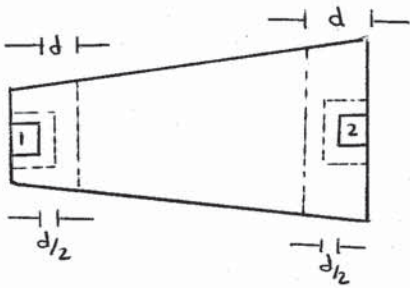
در متن قبالت سالور نیز مطابق روش های معرک و شند  $M$  را در این مداره  
 که نزدیک است، لقین و بر این روش مقادیر  $v$  و  $\phi$  را محاسب نمود، در این مداره  $M$  را بر  
 متون کنترل خواهد شد.

فولاد زاری می چها با این مقادیر  $v$  و  $\phi$  در این مداره:









(۶) لین تقاضای

کنترل تنش سوراخ گنده برای بار بستن ۲

$$P_{up} = 1,75 \times 515 + 1,5 \times 49 = 12.0 \text{ KN}$$

باید قسمت نقطه چین واضح کند و با رادیت آورد.

$$12.0 \times 1.0^3 = 0.4 \bar{F}_c \sqrt{F_c} \times b \cdot d$$

این مقدار تقریباً برابر است.

$$b = 400 + d + 2 \times (400 + \frac{d}{4}) = 1200 + 2d$$

$$12.0 \times 1.0^3 = 0.4 \times 1.75 \sqrt{175} \times (1200 + 2d) \times d$$

$$d \approx 52.0 \text{ mm}$$

\* نتون 2 لحاظی برات

کنترل تنش در تیر لوله (تیری)  $d=0.52 \rightarrow 6.65 - (0.2 + 0.52) = 5.93 \rightarrow V(5.93) = 934.3$

تنش بجا آمد

$$V_{up} = 934.3 \text{ KN} \quad b = 2.88 \text{ m}$$

د لوله (تیری) ۲ (غولار)

$$V_c = 0.4 \times 1.75 \sqrt{175} \times 2.88 \times d \times 1.0^3 = 934.3$$

$$d = 54.7$$

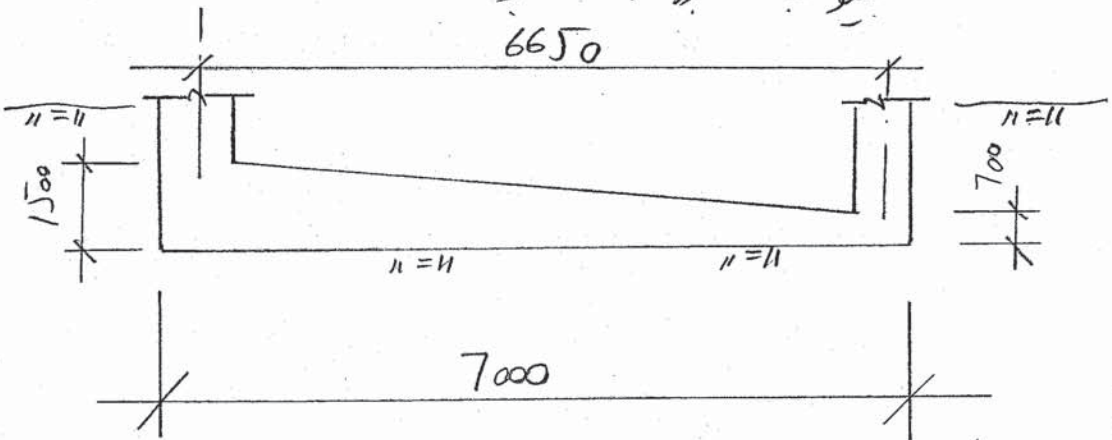
کنترل تنش در تیر لوله (تیری)  $d=0.5407 \rightarrow 0.15 + 0.5407 = 0.6907 \rightarrow V(0.6907) = 731.3$

$$V_{up} = 731.3 \text{ KN} \quad b = 1.91 \text{ m}$$

$$V_c = 0.4 \times 1.75 \sqrt{175} \times 1.91 \times d \times 1.0^3 = 731.3$$

$$d = 185 \text{ mm}$$

مقدار این تیر را به یک امر نمود.



$$M_{\phi} = 1790.23 \text{ KN-m} \quad d_{\phi} = 1000 \text{ mm} \quad (7)$$

$$A_s = \frac{1790.23 \times 1.6}{185 \times 400 \times 0.85 \times 1000} = 4.91 \text{ mm}^2$$

$$14 \bar{\phi} 25 = 6883 \text{ mm}^2$$

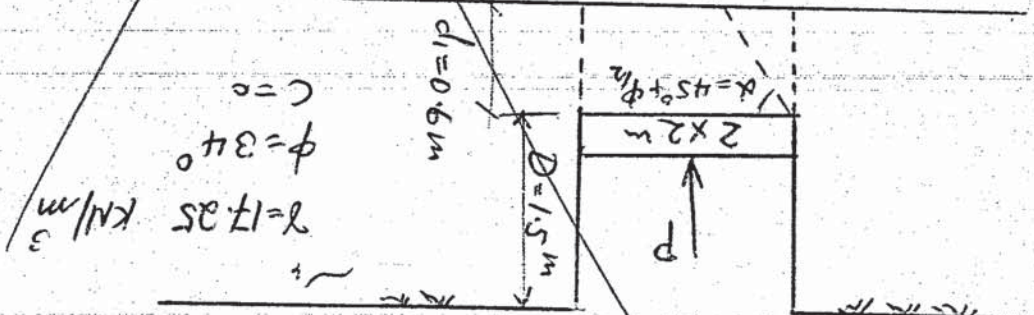
$B = 3 \text{ m}$

$D = 1 \text{ m}$

$(N_{70}) = 24$

تعمیراتی خاک کی خصوصیات کے لیے سٹریٹنڈ بیریئر ٹیسٹ کے نتائج کے ساتھ SPT کے نتائج کی موازنہ کی جا رہی ہے۔

$S_u = q_u = 75 \text{ kPa}$



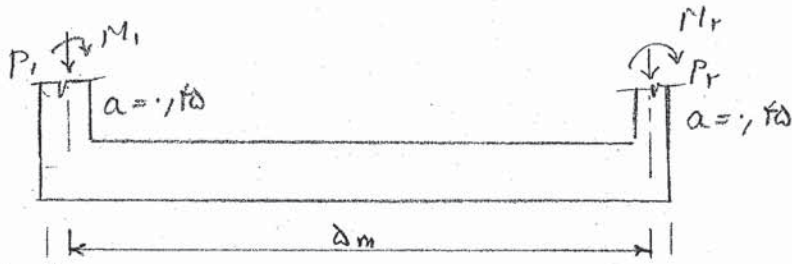
تعمیراتی خاک کی خصوصیات کے لیے سٹریٹنڈ بیریئر ٹیسٹ کے نتائج کے ساتھ SPT کے نتائج کی موازنہ کی جا رہی ہے۔

(A) سٹریٹنڈ بیریئر ٹیسٹ کے نتائج کے ساتھ SPT کے نتائج کی موازنہ کی جا رہی ہے۔

www.azadshah.com



مسئله ۳



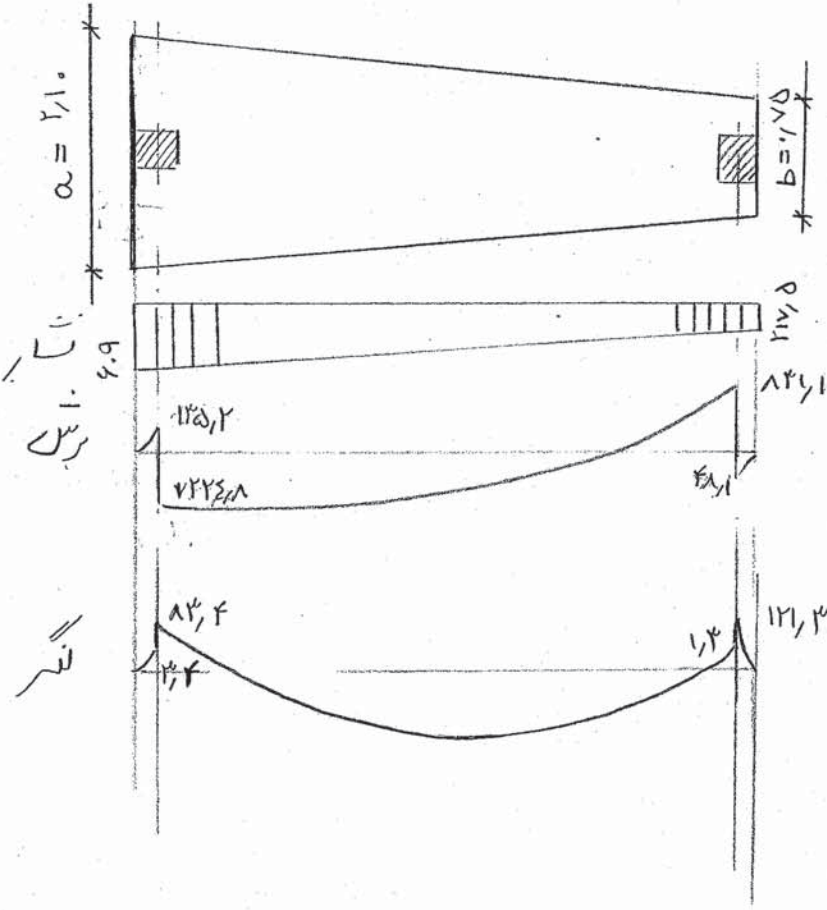
$$P_{u1} = 136 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 11 \text{ kN}$$

$$M_{u1} = 10 \text{ kN-m}$$

$$M_{u2} = 12 \text{ kN-m}$$

$$q_u = 29 \text{ kPa}$$



طول کل  $L = 5,25 \text{ m}$

$$\sum M_{AB} = 0$$

$$\bar{x}_P = \frac{136 \times 1,25 + 10 + 11 \times 5,25 + 12}{136 + 11} = 2,279 \text{ m}$$

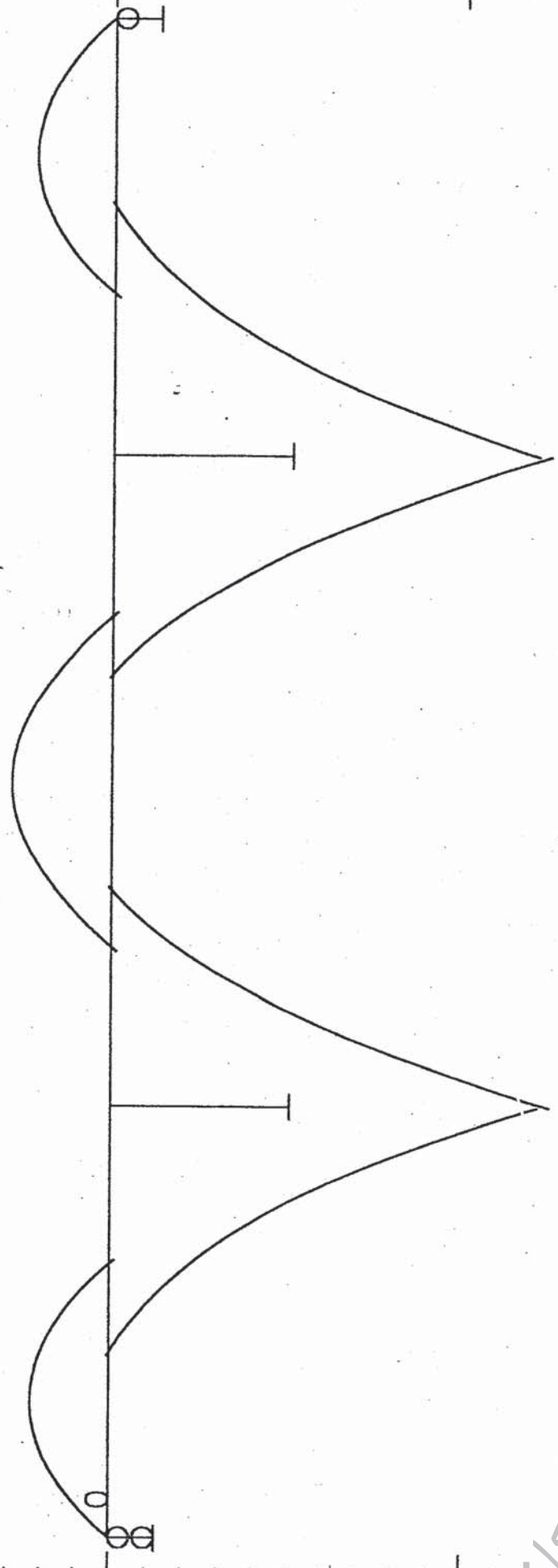
این نقطه را به عنوان مرکز ثقل می‌کنیم که مرکز ثقل می‌دهد و محل کینتیک را هم مشخص می‌کند.

$$\bar{x}_P = \left( \frac{a+rb}{a+b} \right) \times \frac{L}{r} = \left( \frac{a+rb}{a+b} \right) \times \frac{5,25}{r} = 2,279 \text{ (I)}$$

$$A_P = \left( \frac{a+b}{r} \right) \times L = \frac{\sum P_u}{q_u} = \frac{136 + 11}{29} = 5,172 \text{ m} \text{ (II)}$$



100000



MOMENT ENVELOPE OF SHIRIN SHAHR BRIDGE

0

100

200

300

مدیریت سازه

باجل خنجران مساوات I, II تقسیم است:

$$\begin{cases} a = 2,11 \text{ m} \\ b = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$

انقلاب  $\begin{cases} a = 2,1 \text{ m} \\ b = 0,75 \text{ m} \end{cases}$

$$A_P = 7,77 \text{ m}^2$$

تشد زبری  $q = \frac{\sum P_u}{A_P} \approx 29 \text{ kPa}$

$$q_1 = 29 \times 2,1 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 29 \times 0,75 = 21,75 \text{ "}$$

$$q = 60,9 - 71,82 \alpha$$

مورد دوم رسم شده اند.

$$P_{u1} = 1260 \text{ kN}$$

تعیین ضرایب  $\phi$ :

$$a = 45 \text{ mm}$$

$$b_c = 2 \times (45 + \frac{d}{4}) + 45 + 2 \times \frac{d}{4} = 135 + 2d$$

$$V_c = \phi_c \sqrt{f_c} b_c d$$

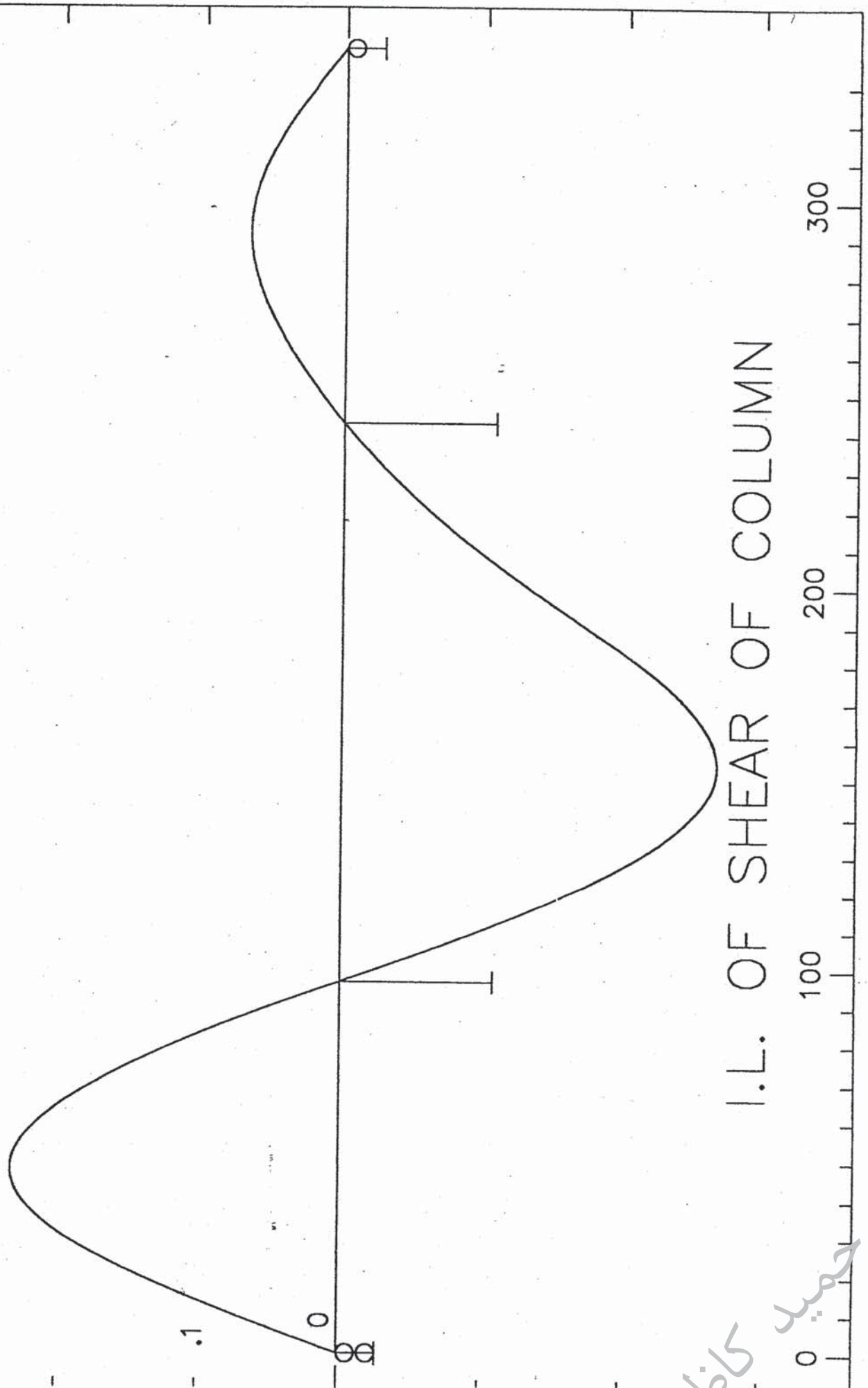
$$= 0,4 \times 0,4 \times \sqrt{18} \times (135 + 2d) \times d \times 10^{-3} = 1260$$

$$d \approx 217,5 \text{ mm}$$

انقلاب  $d = 200 \text{ mm}$

لرزش  $h_t = 200 \text{ mm}$ .

# I.L. OF SHEAR OF COLUMN



محمد کاظم



بند ۱- کبکی گسترده مطابق شکل زیر منوش است . مطلوب است :

- کنترل حداکثر درجه تنش در دوره و تقابله با ظرفیت باربری

- تعیین تنش در نقاط A, B, E, F

- اصلاح بار ستون ها و تاختار خاک در نوار ABEF

- رسم نمودار تنش و نیروی برشی در حالت حدینگی (با ضریب تنبیه ۰.۶) برای برک نوار اول

- کنترل قوت بتن دوره برای برش و تراش گنده

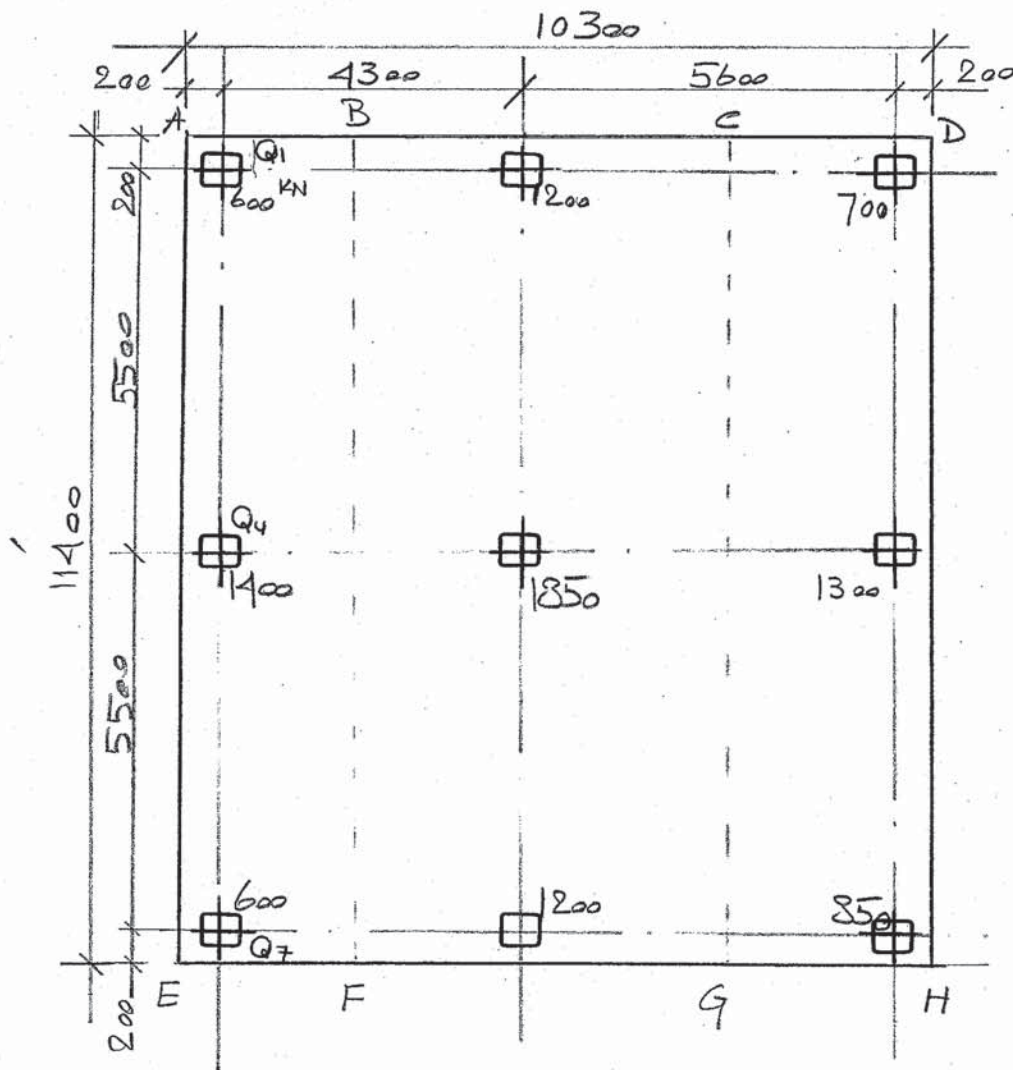
- کنترل برش و تراش و عرض آرماتورهای طولی در نوار ABEF

( زبان : فارسی )

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300 \text{ MPa}, \quad q_a = 120 \text{ kPa}$$

$$\text{ضریب تنبیه حدینگی} = 1.60$$



ابعاد ستون  
400 x 400

حمید کاظم



$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad \text{حل ٢ ب ١}$$

$$A = \text{مساحة المربع} = B \times L = 11.40 \times 10.30 = 117.42 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} B L^3 = \frac{1}{12} \times 10.3 \times 11.40^3 = 1271.7 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} B^3 L = \frac{1}{12} \times 11.40^3 \times 10.3 = 1038.1 \text{ m}^4$$

$$Q = \sum Q_i = (600) \times 2 + 2(1200) + 700 + 1400 \quad \text{حل ١ ب ١}$$

$$1850 + 1300 + 850 = 9700 \text{ KN}$$

$$\sum M_{AE} = 0 \quad \text{ادام ٢ ب ١}$$

$$(2 \times 600 + 1400) \times 0.2 + (2 \times 1200 + 1850) \times 4.5 + (700 + 1300 + 850) \times 10.1$$

$$= Q \times e'$$

$$e' = \frac{48430}{9700} = 4.99 \text{ m} \rightarrow e_x = e' - \frac{B}{2} = 4.99 - 5.15$$

$$e_x = -0.16 \text{ m} \quad \text{من مركز المربع}$$

$$M_y = 9700 \times 0.16 = 1552 \text{ KN-m}$$

$$\sum M_{EH} = 0$$

$$(600 + 1200 + 700) \times 11.20 + (1400 + 1850 + 1300) \times 5.70 + (600 + 1200 + 850) \times 2$$

$$= e'_y \times Q$$

$$e'_y = \frac{54465}{9700} = 5.61 \text{ m} \rightarrow e_y = 5.61 - \frac{11.40}{2} = -0.09 \text{ m}$$

$$M_x = 0.09 \times 9700 = 873 \text{ KN-m}$$

$$q = \frac{9700}{117.42} \pm \frac{1552}{1038.1} x \pm \frac{873}{1271.7} y \quad \text{حل ٣ ب ١}$$

$$q = 82.61 \pm 1.50 x \pm 0.69 y$$

$$q_{\max} = q_E = 82.61 + 1.50 \times 5.15 + 0.69 \times 5.7 = 94.27 < 120 \text{ kPa}$$

نقطة	x	y	q (kPa)
A	-5.15	5.7	86.40
B	-2.80	5.7	82.88
E	-5.15	-5.7	94.27
F	-2.80	-5.7	90.74







مربعی بارہا روکی ٹولر : ABEF

$$\bar{q}_{AB} = \frac{1}{2}(q_A + q_B) = \frac{1}{2}(86.40 + 82.88) = 84.64 \text{ kPa}$$

$$\bar{q}_{EF} = \frac{1}{2}(q_E + q_F) = \frac{1}{2}(91.27 + 90.74) = 92.51 \text{ ''}$$

$$\bar{q}_{avg} = \frac{1}{2}(\bar{q}_{AB} + \bar{q}_{EF}) = \frac{1}{2}(84.64 + 92.51) = 88.58 \text{ kPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{ڈائریکٹ ٹولر} \\ \text{ڈائریکٹ ٹولر} \end{array} \right\} \bar{q} \times B \cdot L = 88.58 \times 21.35 \times 11.40 = 2373.06 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{ڈائریکٹ ٹولر} \\ \text{ڈائریکٹ ٹولر} \end{array} \right\} = Q_1 + Q_1 + Q_7 = 600 \times 2 + 1400 = 2600 \text{ KN}$$

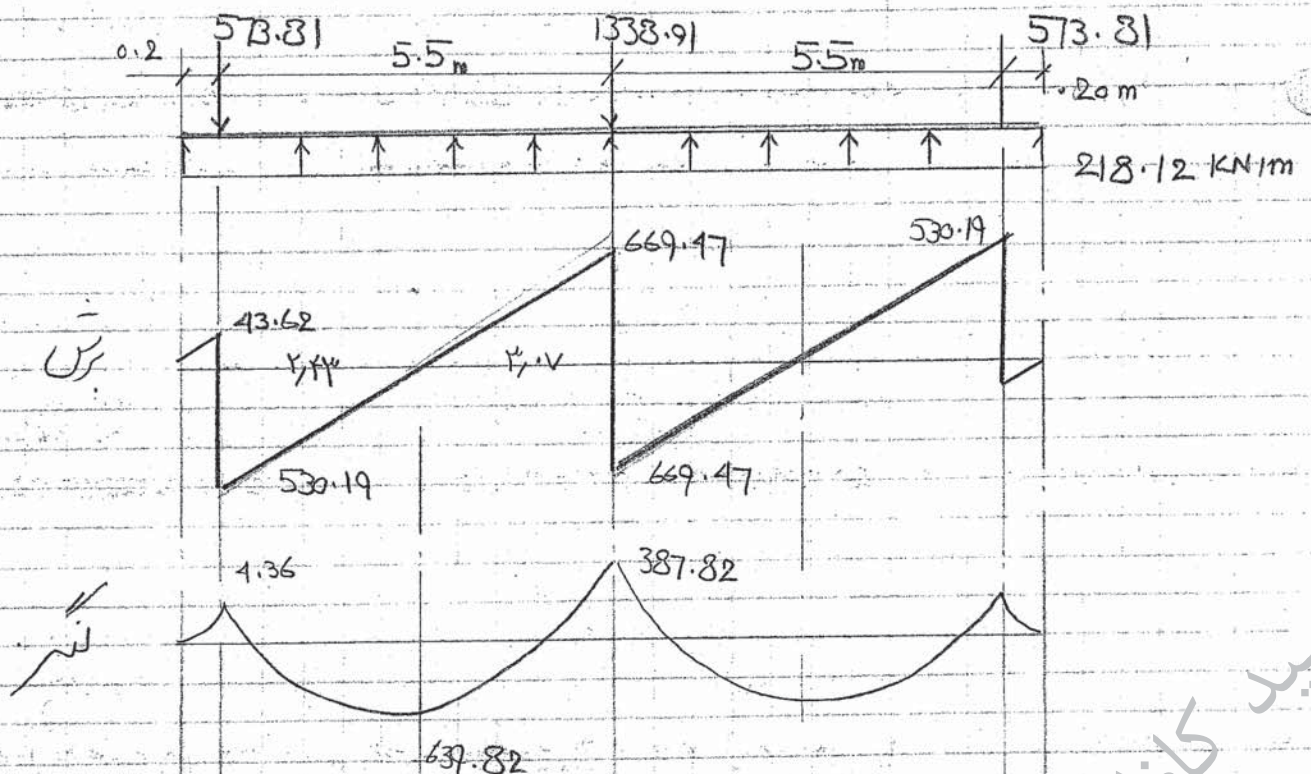
$$\text{ٹولر} = \frac{1}{2}(2373.06 + 2600) = 2486.53 \text{ ''}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{avg} \text{ (modified)} \\ \text{مربعی بارہا روکی ٹولر} \end{array} \right\} = 88.58 \times \left( \frac{2486.53}{2373.06} \right) = 92.82 \text{ kPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{مربعی بارہا روکی ٹولر} \\ \text{مربعی بارہا روکی ٹولر} \end{array} \right\} F = \left( \frac{2486.53}{2600} \right) = 0.9564$$

$$\text{ٹولر} = 92.82 \times 2.35 = 218.12 \text{ KN/m}$$

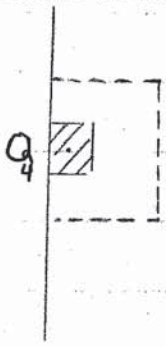
$$\text{ٹولر} Q_1 = FQ_1 = Q_7 = FQ_7 = 573.81 \text{ KN} \quad Q_4 = 1338.91 \text{ KN} = FQ_4$$











$$P = 1300 \text{ KN}$$

۱- کنترل شیب استوار  
۱۴۰۰

$$b_o = (400 + \frac{d}{2}) \times 2 + 400 + d = 1200 + 2d \text{ mm.}$$

$$V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_o d$$

$$= 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times (800 + 2d) \times d = 1300 \times 10^3$$

$$d_1 = 597.4 \text{ mm.}$$

$$b_o = 4(400 + d), P = 1850 \text{ KN}$$

۲- کنترل شیب استوار

$$V_c = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times (400 + d) \times 4 \times d = 1850 \times 10^3$$

$$d_2 = 561.3 \text{ mm.}$$

انتخاب  $d = 600 \text{ mm.}, h_F = 700 \text{ mm.}$

$$V = 669.47 - (0.20 + 0.6) \times 218.12$$

کنترل برش خمشی

$$= 495 \text{ KN} \rightarrow V_u = 1.4 \times 495 = 693 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d$$

$$= 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 2.35 \times 10^3 \times 600 \times 10 = 846 \text{ KN}$$

شماره شیب استوار و برش استوار  
آرماچور برش نیست.

$$V_c > V_u$$

$$M_u = 1.4 \times 637.82 = 893 \text{ KN-m/m}$$

$$A_s = \frac{893 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 600} = 6185 / 2.35 = 2760 \text{ mm}^2/m$$

Use  $\bar{\Phi} 28/400$  (Cont.) +  $\bar{\Phi} 28/400$  (ADD)

محمد کاظم







حمید کاظمہ

$$I_{\text{الورود}} = \frac{1}{12} \times 3100 \times 520^3 = 1,63 \times 10^9$$

$$I_{\text{كوزف}} = \frac{1}{12} \times 400 \times 1000^3 = 3,33 \times 10^9$$

طابق كوزف

ارتفاع = 1000  
عرض = 400

$$1.0 < \frac{I_{\text{كوزف}}}{I_{\text{الورود}}} = \frac{3,33}{1,63} = 2,05 < 2.0$$

الاجزاء نسبت

$$M_u = 112,9 \text{ KN-m}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 1000 - 120 = 880 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{112,9 \times 10^6}{(0,18 \times 25 \times 0,9 \times 880)} = 8917 \text{ mm}^2$$

$$0,18 f_c b a = f_y A_s$$

$$a = \frac{0,18 \times 25 \times 8917}{0,18 \times 25 \times 0,9 \times 880} = 197,8 \text{ mm}$$

$$d - a = 880 - 197,8 = 682,2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{112,9 \times 10^6}{25 \times 682,2} = 6595 \text{ mm}^2$$

$$10 \text{ } \Phi 28 = 10 \times 615 = 6150 \text{ mm}^2$$

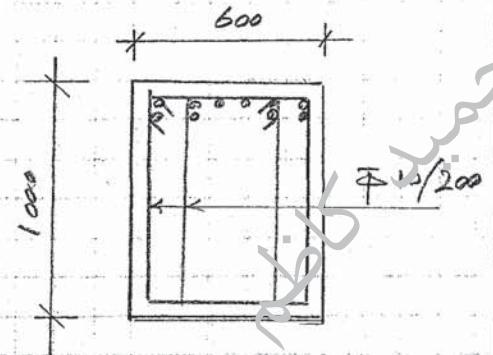
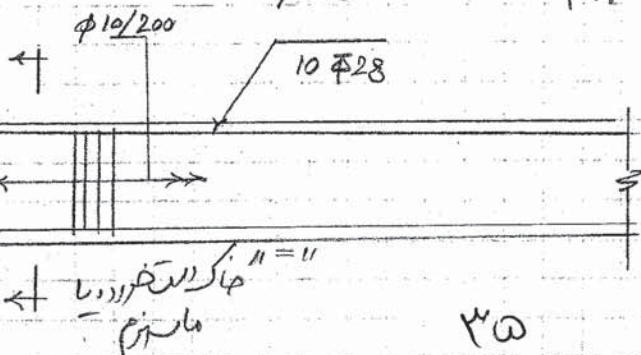
$$V_u = 139 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0,2 \times 0,9 \times \sqrt{25} \times 400 \times 880 = 310,7 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} V_c < V_u < V_c \quad S_{\text{max}} = \frac{d}{4} = 220 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{min}} = 0,18 \frac{b_w}{f_y} = 0,18 \times \frac{400}{400} = 0,17$$

$$\text{Use } \Phi 10/200 = \frac{2 \times 682,2}{200} = 6,82 > 0,17$$





حمید کاظم

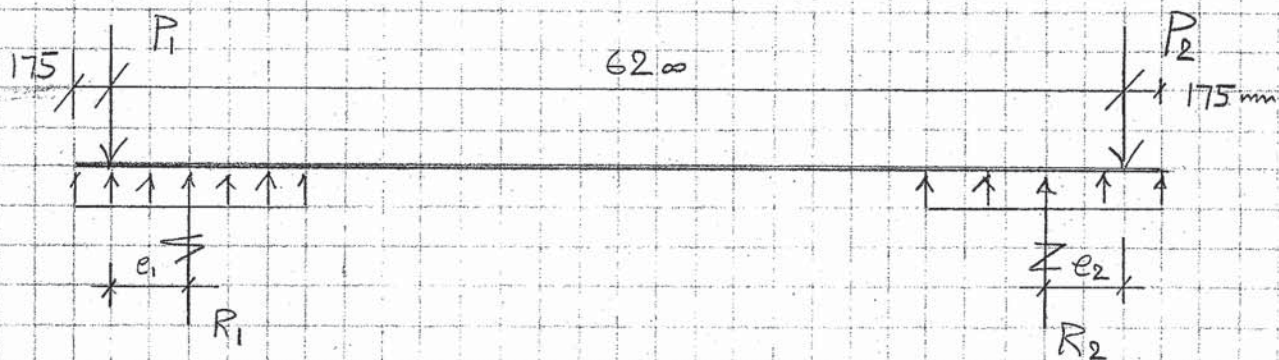


$$q_p = 175 \text{ kPa}$$

$$E_c = 24 \text{ MPa}$$

$$R_y = 300 \text{ ''}$$

پہلے سے لے کر  
نمبر 1 - 3





حمید کاظم  
رہنما



$$P_{D1} + P_{S1} = 320 + 260 = 580 \text{ KN}$$

$$P_{S2} = 400 + 260 = 660 \text{ "}$$

$$\text{تشدید بارهاصل} \quad q_n = q_a - \bar{X} D F = 175 - 1.5 \times 20 = 145 \text{ KN/m}^2$$

کمی از مقدار  $e_1$ ،  $e_2$ ،  $e_1$  و  $e_2$  فرض نمودیم که بیشتر است، در هر دو جهت استفاده از آن برای  $e_1$  بیشتر است، در هر دو جهت

$$q_n = 145 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{S1} = 580$$

$$A_{F1} = \frac{580}{145} = 4 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 2 \text{ m}$$

$$\text{فرض} \quad e_1 = \frac{2}{2} - 1.75 = 0.25 \text{ m}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$P_{S1} \times 6.20 = R_1 (6.20 - e_1) + R_2 e_2 \quad (1)$$

مقدار  $e_2$ ، فرض نمودیم

$$A_{F2} = \frac{\sum P_{S2}}{145} = \frac{660}{145} = 4.60$$

$$\text{فرض} : B_2 = 2.20 \rightarrow e_2 = 0.925$$

در صورت (1) فرض نمودیم

$$580 \times 6.20 = R_1 \times (5.375) + 0.925 R_2$$

$$R_1 + R_2 = 580 + 660 = 1240$$

$$R_1 = 550 \text{ KN}$$

$$R_2 = 690 \text{ "}$$

$$B_1 \times L_1 = 2 \times 2 \text{ m}^2$$

$$q_1 = 137.5 < 145$$

$$B_2 \times L_2 = 2.20 \times 2.20 \text{ m}^2$$

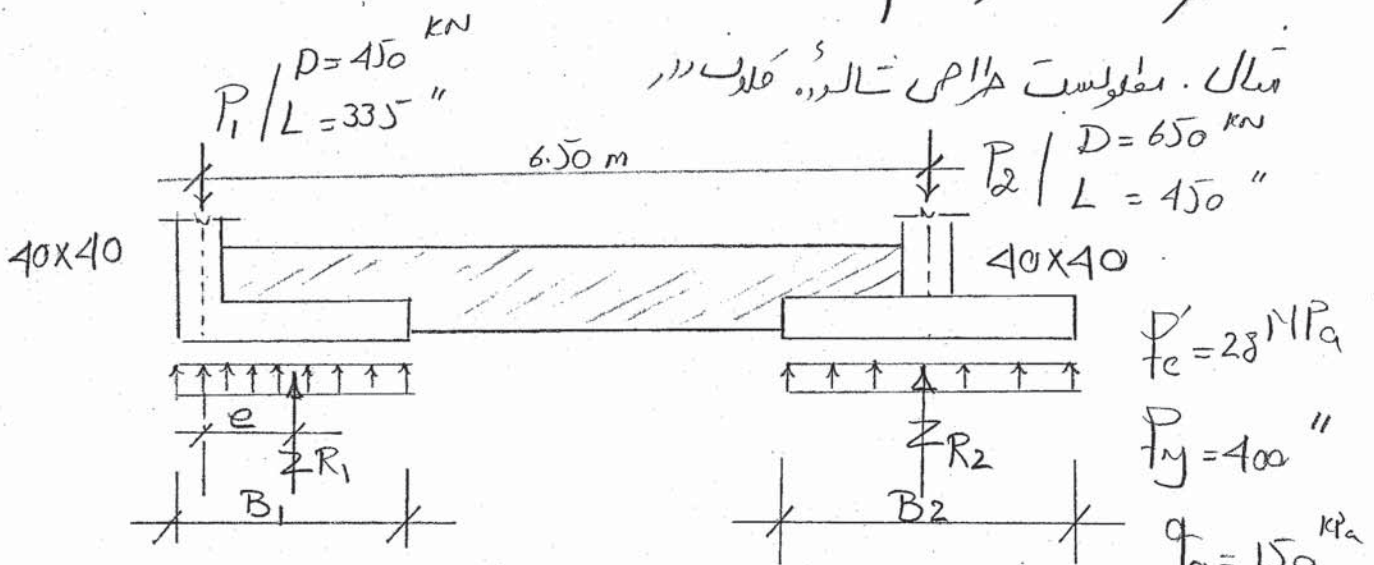
$$q_2 = 142.5 < \text{"}$$



حمید کاظم

(1)

۲۰۰  
۲۰۰



نسبت خاک به ارض

$$q_e = q_a - \gamma_e D_p$$

$$q_e = 150 - 20 \times 1.80 = 115 \text{ kPa}$$

رض  $e = 1.20 \rightarrow B_1 = (1.20 + 0.2) \times 2 = 2.80 \text{ m}$ .

حک مرکز بستر

$$\sum M_2 = 0$$

$$(P_1) \times 6.5 = R_1 \times (6.5 - e)$$

$$R_1 = \frac{785 \times 6.5}{6.5 - 1.20} = 963 \text{ kN}$$

$$R_2 = (785 + 1100) - 963 = 922 \text{ kN}$$

$$A_{F_1} = \frac{R_1}{q_e} = \frac{963}{115} = 8.37 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 2.80 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{8.37}{2.80} = 3.00$$

$$B_1 \times L_1 = 2.80 \times 3.00$$

$$A_{F_2} = \frac{R_2}{q_e} = \frac{922}{115} = 8.02 \text{ m}^2$$

Square footing  $\rightarrow B_2 \times L_2 = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$

$$P_{u1} = 1.25D + 1.5L = 1065 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = \dots = 1487 \text{ kN}$$

$$R_{u1} = \frac{1065 \times 6.5}{6.5 - 1.20} = 1306 \text{ kN}$$

$$q_{u1} = \frac{1306}{2.80} = 466.4 \text{ kN/m}$$

تعیین توزیع تنش ها در حالت حد ایستایی:

$$R_{u2} = 1246 \text{ kN}$$

$$q_{u2} = \frac{1246}{3} = 415.3 \text{ kN/m}$$

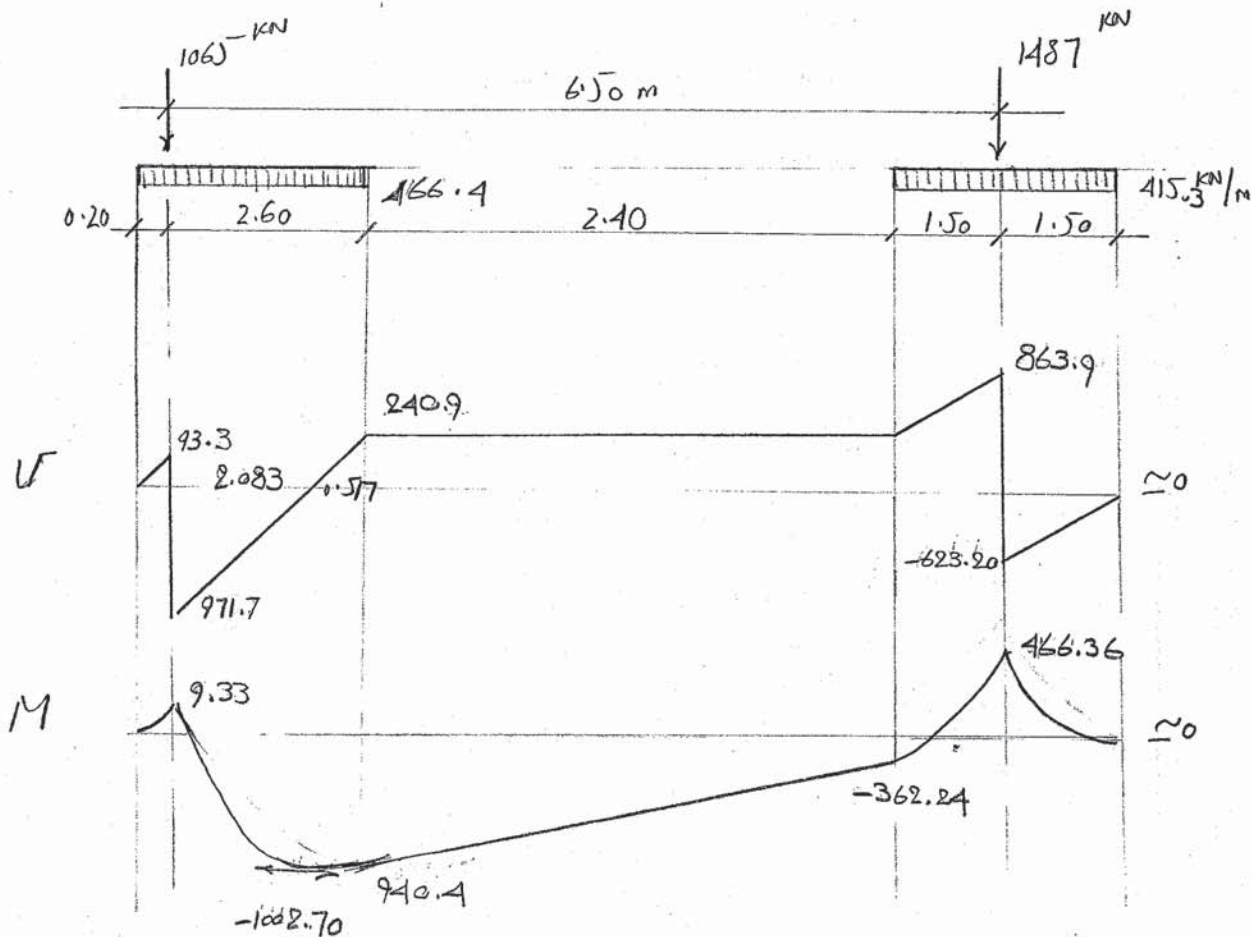
حمید

کافحه





(۲)



کنترل تقاضای میل چینی :

رض تر طول - ابعاد .  $P_y$  و  $P_x$  در نظر گرفته می شود . بنابراین مقدار  $b$  بر یک تنه میانی به ترتیب زیر

$$b_o = (400 + d) + 2 \times (1500 + 200 + \frac{d}{2})$$

مکانیست

$$b_o = 3800 + 2d = 2(1900 + d)$$

$$V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_o d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 2(1900 + d) \times d$$

$$V_c = 2.54d(1900 + d) = P_y = 1487 \times 10^3$$

$$d \approx 270 \text{ mm.}$$

شرط صلبیت:  $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2800-400}{4} = 600$

عرض تر است

$$d \neq 525 \text{ mm.}, h_p = 600$$

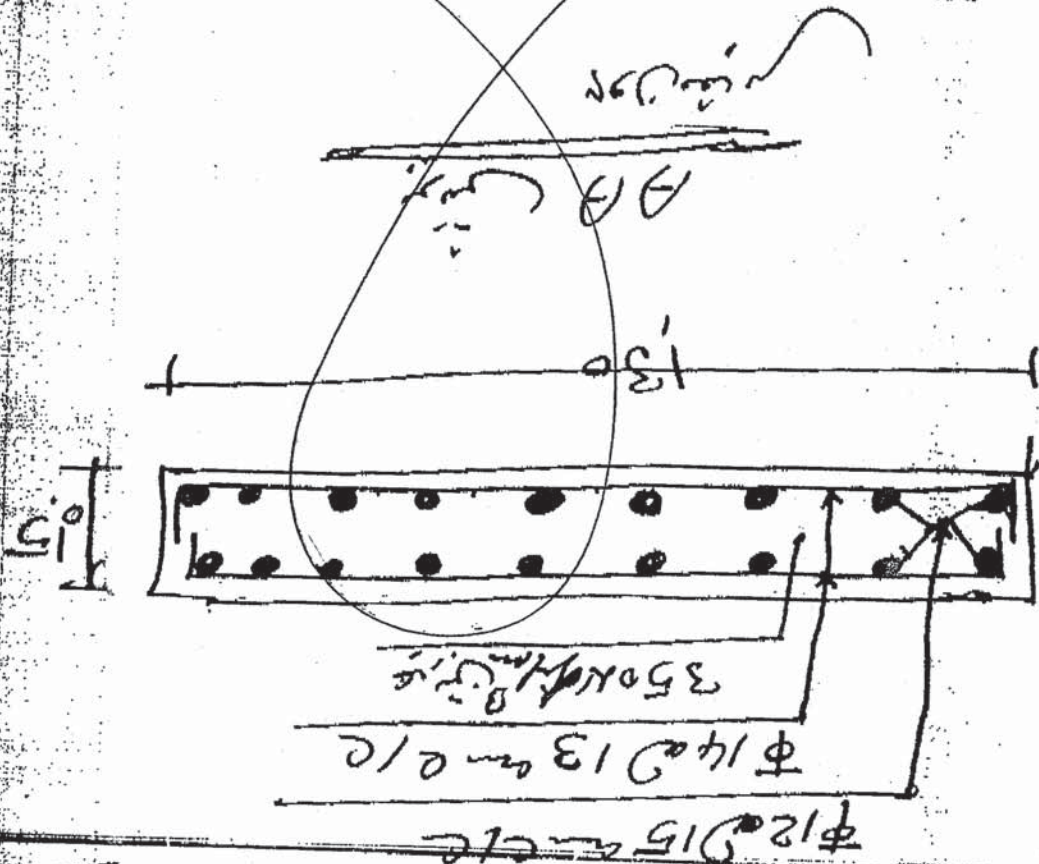
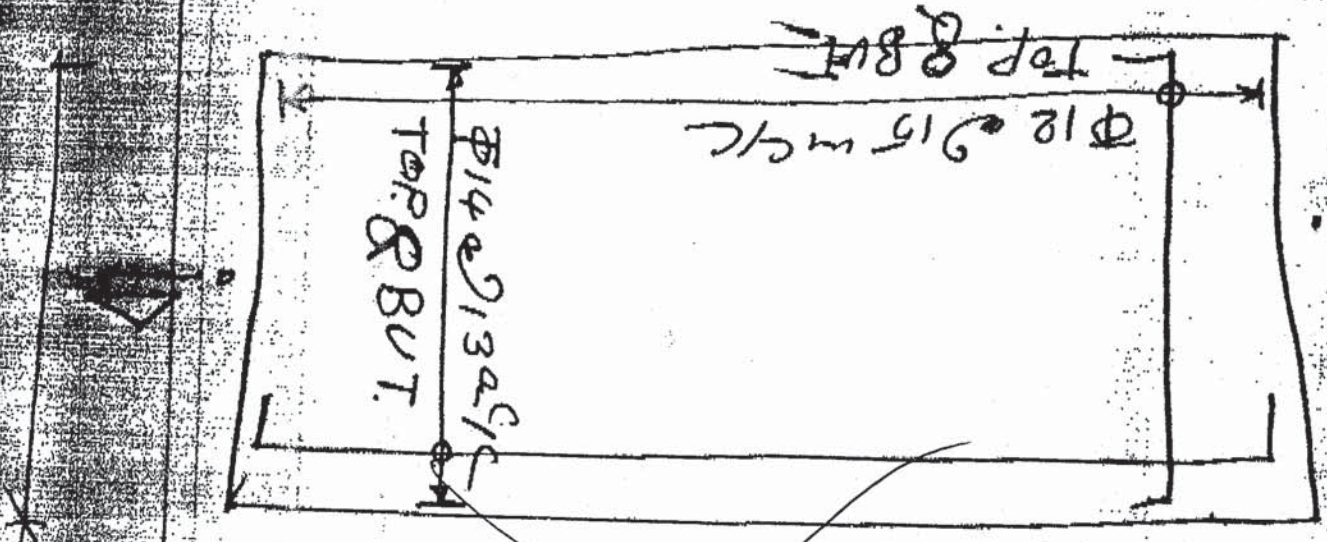
شرط خمشی  $V_u = 863.9 - (0.4 + 0.2) \times 415.3 = 614.70 \text{ KN}$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.63 \times 3000 \times 525 \times 10^3 = 1000 > 614.70$$



Handwritten notes at the top of the page, including the name "S. S. Srinivasan" and the date "13/01/2019".

Handwritten notes below the name and date, possibly describing the project or drawing details.



Handwritten notes at the bottom left of the page, possibly a signature or initials.



Handwritten text at the bottom right of the page, possibly a date or reference number.

Handwritten text at the bottom right of the page, possibly a date or reference number.



$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

کنترل قضاوتی تبارکی:  
در پی های کلاف بار، برش همیشگی تعیین کنند است.

رض  $h_p = 600 \text{ mm}$

$$d = 600 - 70 = 530 \text{ mm} = 0.53 \text{ m}$$

از برش همیشگی  $V_u = 971.7 - (0.2 + 0.53) \times 466.4 = 631.2 \text{ kN}$

$$V_c = 0.2 f_c \sqrt{b d} = 0.2 \times 6 \times \sqrt{28 \times 3 \times 10^3 \times 530 \times 10} = 1009.6 \text{ kN}$$

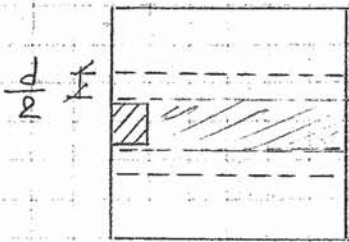
باین شرط صحت:  $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2800 - 400}{4} = 600$

$$d = 530 \sim 600$$

مورد مناسب است

برش با بایج برار می‌دهد که با بایج در برش همیشگی که تیر کلاف در هر حال دو تیر کلاف قرار دارد تعیین کنند است

فصل پنج بصورت مثال است



کنترل برش همیشگی برار می‌دهد:

$$h_p = 600 \text{ mm}$$

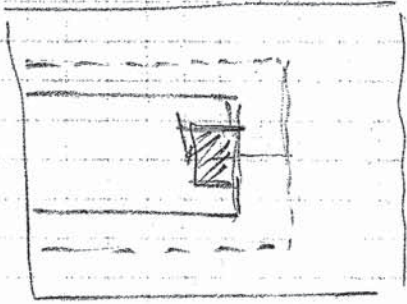
$$d = 530 \text{ mm}$$

$$V_u = 863.9 - (0.2 + 0.53) \times 415.3 = 560.7 \text{ kN}$$

$$V_c = 1009.6 > 560.7 \text{ kN}$$

قضاوتی است





خواص فولاد چسبی - سی کنکری

۱- جهت طولی :

گرفتگی در جهت طولی ضمن نمودن درگیر شدن متقی است از قوه فولادها که نسبتاً در جهت

پایین لازم است .

۲- در جهت عرض :

$$w_{u0} = \frac{R_{u1}}{A_{F1}} = \frac{1306}{2.8 \times 3} = 156 \text{ kPa}$$

$$M_u = 156 \times \left( \frac{3-4}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 2.80 = 370 \text{ KN-m}$$

$$A_s = \frac{2.8 \times 131.80 \times 10^6}{.85 \times 400 \times (.9 \times 530)} = 2276 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{400} \times 2800 \times 530 = 5194 \text{ mm}^2$$

$$1.33 A_s = 1.33 \times 2276 = 3030 \text{ mm}^2$$

$$6\phi 25 = 2950 \text{ mm}^2$$

خواص فولاد چسبی - سی کنکری

در جهت طولی

$M_u$  در جهت

$$V_u = 863.9 - 415.3 \times 0.20 = 780.8 \text{ KN}$$

$$M_u \approx 301.9$$

$$M_u \approx 350 \text{ (تعیین کننده است)}$$

$$A_s = \frac{350 \times 10^6}{.85 \times 400 \times .9 \times 530} = 2160 \text{ mm}^2$$

$$1.33 A_s = 2870 \text{ mm}^2$$

$$6\phi 25 = 2950 \text{ mm}^2$$

حمید کاظمی



حمید کاظمہ



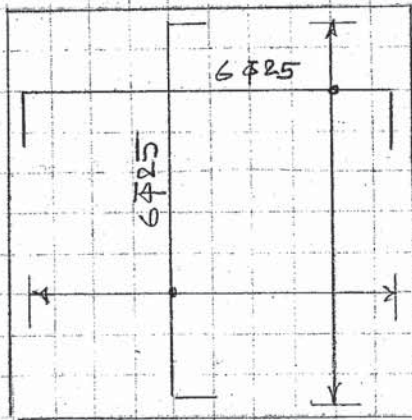
(5)

فولڈ ہینٹ

$$M_u = \frac{415.3}{3} \times \left( \frac{3-0.4}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 3 = 351 \text{ kW}$$

فیو کا سائز

Use: 6 $\phi$ 25





حمید کاظمہ



(7)

خواص تیر طلاف :

طبقه این ماده بتن است. مکان این تیر طلاف باید آن ۲ برابر مکان این تیر مقطع  
 - العود با تیر (شالوره نباری)

$$I_{\text{شالوره}} = \frac{1}{12} \times 3000 \times 600^3 = 5.40 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{کلز}} = \frac{1}{12} \times 800 \times 1000^3 = 6.67 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$1.0 < \frac{I_{\text{کلز}}}{I_{\text{شالوره}}} = \frac{6.67}{5.40} = 1.24 < 2.0$$

$$M_u = 1002.70 \text{ KN-m}$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1002.7 \times 10^6}{(0.85 \times 400) \times (0.9 \times 900)} = 3640 \text{ mm}^2$$

$$8 \text{ \# } 25 = 8 \times 492 = 3936 \text{ mm}^2$$

$$p_{\text{max}} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{28}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.0214$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.0214 \times 600 \times 900 = 11567$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{400} \times 600 \times 900 = 1890$$

1 \# 25 = 1968

بماخذ از تیر

$$V_u = 631.20 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 750 \times 900 \times 10^{-3} = 230 \text{ KN}$$

خارجت کماکان با وجود این است.



حمید کاظم

(V)

$$V_c = 430 \text{ KN}$$

$$V_u = 631$$

$$V_s = V_u - V_c = 201 \text{ KN} < 4V_c$$

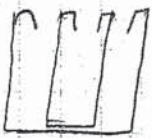
نیازک به افرش البعاد تقاع سبت

$$4\phi_c \sqrt{\frac{P}{f_c}} b_w d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 750 \times 900 \times 10^{-3} = 860 \text{ KN} > 201$$

$$S_{max} = \frac{1}{2} d = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{(\phi_s f_y) d} = \frac{201 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 900} = 0.66$$

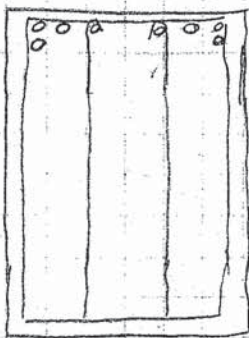
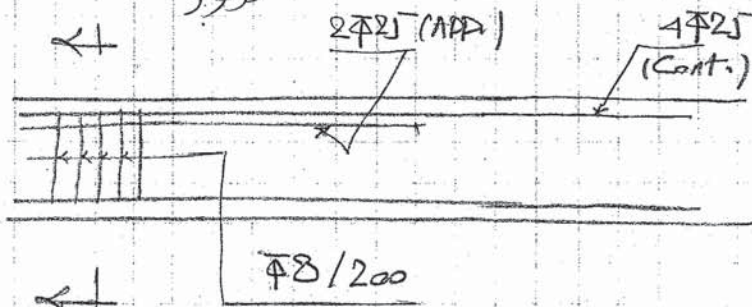
$$A_v = 0.66 \times 200 = 132 \text{ cm}^2$$



از حالت  $\phi 8$  بصورت سبب تقاع سبت

$$A_v = 4 \times 50 = 200 > 132$$

بصورت



$$4\phi 25 =$$

$A_s$



جمید کاظمہ