مثال ۱ :

نمونه ای از یک خاک چسبنده در آزمایشگاه برای بدست آوردن اطلاعات زیر مورد آزمایش قرار گرفته است.درصد رطوبت نمونه $w = 22.5$ % و $G_s=2.6$ بدست آمده و برای تعیین وزن مخصوص تقریبی آن , نمونه ای از آنرا به وزن ۲۲۴ گرم در داخل ظرفی به حجم ۵۰۰ سانتی متر مکعب قرار داده و ملاحظه شد که برای پر شدن ظرف ۳۸۲ سانتی متر مکعب آب لازم است.مطلوبست :

الف) وزن مخصوص مرطوب , γ

ب) وزن مخصوص خشک , γ_d

ج) ضریب تخلخل , e و درجه پوکی , n

د) درصد اشباع , S_r

ه) چگالی خشک خاک

راه حل :

$\gamma=\frac{w}{V}=\frac{224}{(500-382)}=1.898\ gr/cm^3 \rightarrow \gamma=1.898\times9.807=18.61\ KN/m^3$

$\gamma_d=\frac{\gamma}{1+w}=\frac{1.898}{(1+0.225)}=1.54\ gr/cm^3 \rightarrow \gamma_d=1.54\times9.807=15.19\ KN/m^3$

$V=118\ cm^3 \rightarrow w_s=1.54\times118=181.72\ gr \rightarrow V_s=\frac{Ws}{Gs.\gamma w}=\frac{181.72}{2.6\times1}=69.89\ cm^3 \rightarrow V_v=V-V_s=118-69.89=48.11\ cm^3$

$e=\frac{Vv}{Vs}=\frac{48.11}{69.89}=0.68$

$n=\frac{Vv}{V}=\frac{48.11}{118}=0.4=40\ \%$

داریم : $S_r.e=w.G_s \rightarrow S_r=\frac{0.225\times2.6}{0.68}\times100=86\ \%$

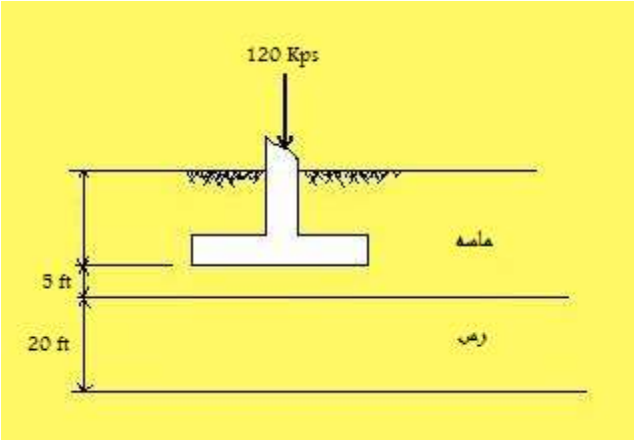
$G_d=\frac{\gamma d}{\gamma w}=1.54/1=1.54$

مثال ۲ : یک پی به ابعاد ۶×۶ فوت مربع در شکل زیر نشان داده شده است ؛ تغییرات فشار نسبت به عمق را در حالات زیر رسم کنید :

الف) در مرکز

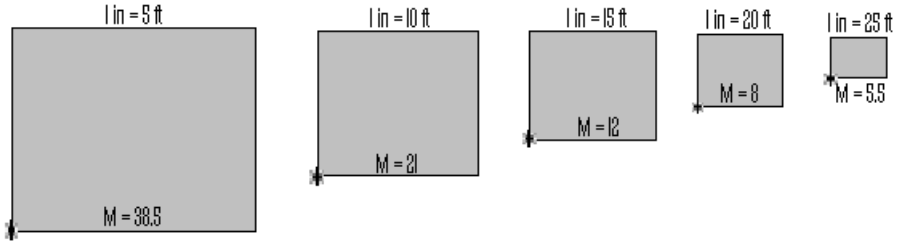
ب) در گوشه

مقدار متوسط ΔP را برای لایه رسی در زیر مرکز پی تعیین کنید و فرض کنید که بار 120 Kps باریست که بر خاک وارد می شود.(از وزن پی صرف نظر کنید).

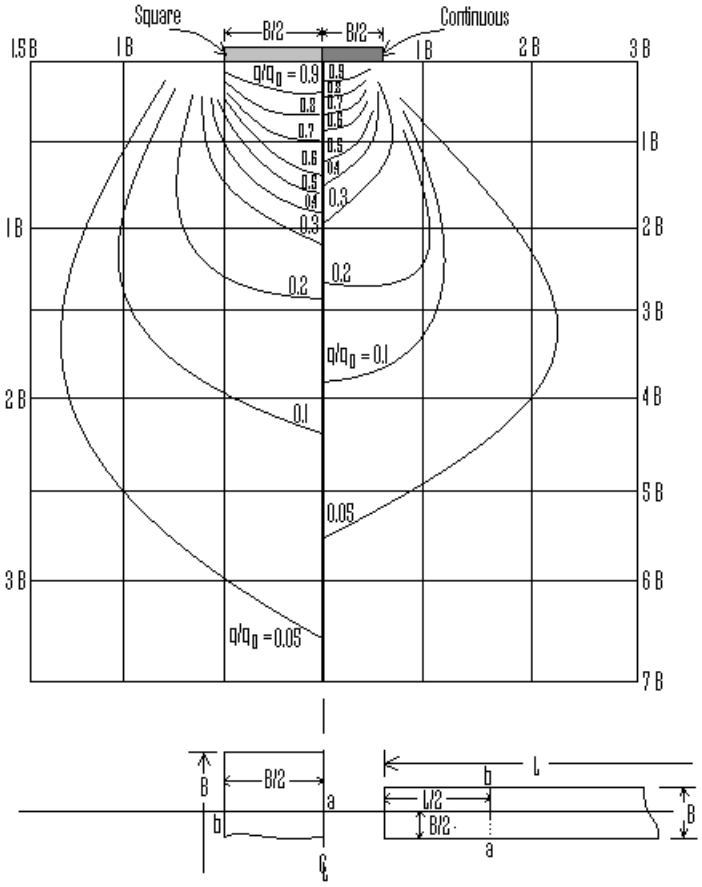


گوشه پی			مرکز پی		
$MI = \Delta q$	M	مقیاس	Δq	$\frac{D}{B}$	تراز
$0.193q_0$	38.5	1''=5'	$0.42q_0$	0.83	-5
$0.105q_0$	21	1''=10'	$0.16q_0$	1.67	-10
$0.06q_0$	12	1''=15'	$0.08q_0$	2.5	-15
$0.04q_0$	8	1''=20'	$0.05q_0$	3.3	-20
$0.02q_0$	5.5	1''=25'	$0.025q_0$	4.2	-25

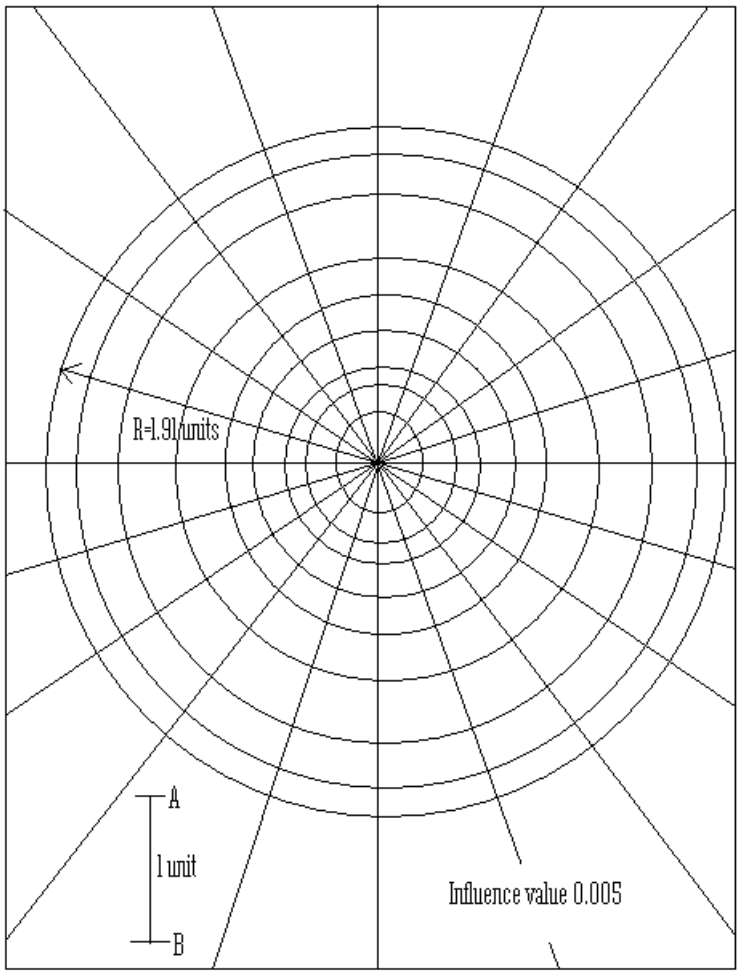
پلان پی در زیر نشان داده شده است.(* در وسط دیاگرام نیومارک قرار می گیرد.)



حل : می توان از اثر عمق صرفنظر کرد و لایه خاک را بعنوان یک لایه ایزوتروپ (همسان) و هموژن (همگن) در نظر گرفت . برای تبدیل لایه ها به یک لایه به E_s و M رس و ماسه نیاز می باشد.برای مرکز پی می توان جدول مذکور را ترتیب داد و از حباب فشار شکل زیر برای بدست آوردن اطلاعات نشان داده شده سود جست .



برای گوشه پی لازم است چند پی با مقیاس D=AB (شکل زیر) رسم شود،پی با مقیاس رسم شده از گوشه در نقطه O قرار داده و تعداد مربعات قرار گرفته در پی با مقیاس رسم شده را می شماریم . (*M*)



جدول صفحه بعد با استفاده از روش ۲ به ۱ بدست آمده که همان دیاگرام تغییرات فشار را در تمام زیر پی به ما می دهد.

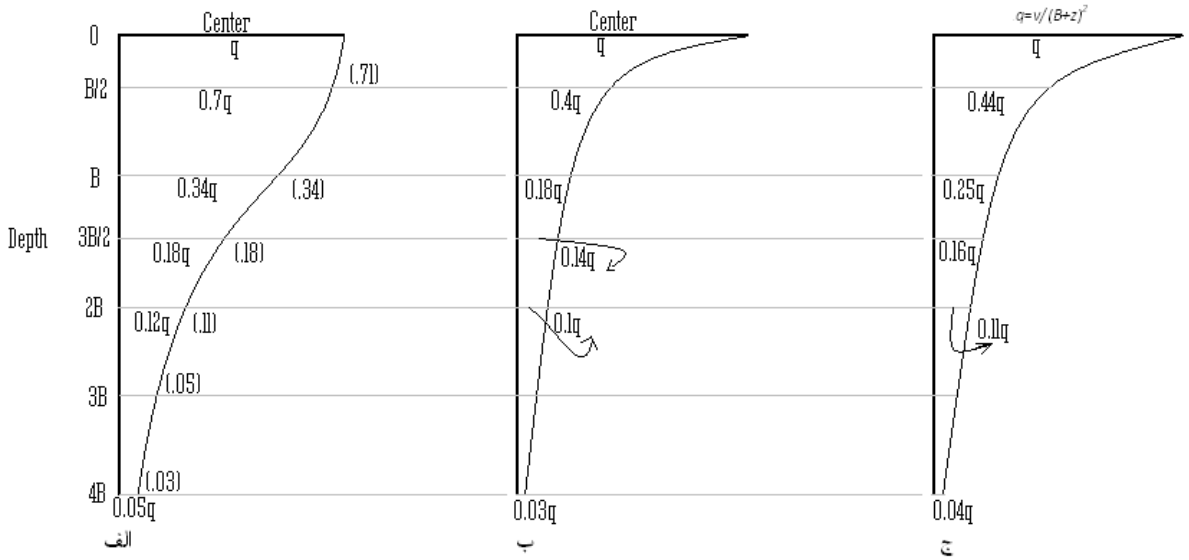
For 2:1 Method	Elevation	Δq
$q_u=120/36$	0	q_0
$q_{-5}=36q_0/(6+5)^2=0.297q_0$	-5	$0.297q_0$
$q_{-10}=36q_0/(6+10)^2=0.141q_0$	-10	$0.141q_0$
	-15	$0.082q_0$
	-20	$0.053q_0$
	-25	$0.037q_0$

در شکل زیر نیز اطلاعات مربوطه نسبت به عمق رسم شده اند.همچنین یک روش عددی (کامپیوتری) برای رابطه $q_u = 3Q/2\pi Z^2$ $\times Cos^5\vartheta$ ، که مربوط به تغییرات فشار ناشی از اعمال یک بار نقطه ای بر روی یک نیم فضای الاستیک ، بی وزنی ، ایزوتروپ همگن ، برای مرکز پی با استفاده از ۳۶ سطح یک فوت مربعی نشان داده شده است.

الف) تئوری بوسینسک برای مرکز یک پی مربعی به روش عددی (کامپیوتری)

ب) تئوری بوسینسک برای گوشه پی مربعی

ج) روش تقریبی ۲:۱ دقت شود که تنش هایی که به این روش بدست می آیند به موقعیت و محل یعنی مرکز ، لبه ، گوشه و غیره در پی بستگی نداشت و وقتی $Z>B$ باشد مقادیر بدست آمده از روش بوسینسک قابل مقایسه اند.



افزایش توسط لایه رسی از رابطه زیر بدست می آید :

$$A=H.\Delta P =\Delta H(\frac{P1+P2}{2} + P_2 + P_3 + \dots + P_{n-1})$$

که ΔH ضخامت ثابت لایه های کوچکتر ، H ضخامت لایه نسبی و A سطح زیر منحنی می باشد :

$$\rightarrow \quad \Delta q \,.\, H = 5(\frac{0.42+0.025}{2} + 0.16 + 0.08 + 0.05)q_0 = 2.56\ q_0$$

$$\rightarrow \quad \Delta q = \frac{2.56 \times q.}{20} = 0.128\ q_0$$

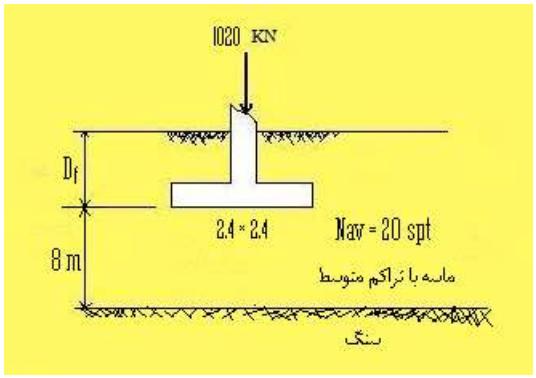
مثال ۳ : در شکل زیر ، مقدار متوسط ΔH (نشست) را در حالات زیر تعیین کنید :

a) $D_f = 0$

b) $D_f = 1.5$ m

c) در یک گوشه پی

حل :



مرحله اول – مقدار E_s را محاسبه می کنیم. N=20 بین متراکم و سست است.

۱: $E_s \cong 500(N+15) = 17500$ Kpa

۲: $E_s \cong 15200$ Ln 20 = 45535 Kpa

۳: $E_s \cong 18000 + 750\ N = 33000$ Kpa

بدلیل آنکه (۳) بیانگر یک ماسه متراکم است و (۲) مقدار بیشتری را نشان می دهد ، لذا مقدار 30000 Kpa را با استفاده از جدول مربوطه انتخاب کرده و مقدار $\mu = 0.3$ را بر می گزینیم.

مرحله دوم – فرض می کنیم پی انعطاف پذیر می باشد.زیرا برای صلب بودن باید ضخامت زیادی داشته باشد.

برای پی سطحی $I_w = 0.95$ را از جدول مربوطه انتخاب می کنیم.

$$Aq=P/B^2 \rightarrow q = 1020/2.4^2 = 177 \text{ Kpa}$$

$$a\Delta H=q.B.(1-\mu^2).I_w/E_s = 177\ (2.4)(1-0.3^2)(0.95)/30000 = 0.0122 \text{ m}$$

مرحله سوم – محاسبه ΔH در وسط برای $D_f = 1.5\ m$, $H = 8\ m$

برای محاسبه F_1 , F_2 :

$B'=L'=2.4/2 = 1.2\ m$

$M=L'/B' = 1$, $N=H/B' = 8/1.2 = 6.7$

$$F_1=\frac{1}{\pi}\left[M.Ln\left\{ \frac{(1+\sqrt{1+M^2})}{M} \times \frac{\sqrt{M^2+N^2}}{1+\sqrt{M^2+N^2+1}}\right\} + Ln\left\{ \frac{M+\sqrt{M^2+1}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \times \sqrt{1+N^2} \right\} \right]$$

$$F_2=\frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}}\right)$$, $\tan^{-1}$ برحسب رادیان است :

$\rightarrow F_1 = 0.38$, $F_2 = 0.046$

با قرار دادن $B=2B'$ برای بدست آوردن اثر چهارگوشه برای مرکز پی :

$$\Delta H=q.B'.\frac{1-\mu^2}{Es}(F_1+\frac{1-2\mu}{1-\mu}F_2) = 177(2.4)\frac{1-0.3^2}{30000}[0.38+\frac{1-2(0.3)}{1-0.3}\times 0.046\ ] = 0.0052$$

برای $D/B = \frac{1.5}{2.4} = 0.625$ و $\mu=0.3$ و مربعی $L/B = 1$ ، مقدار $F_3 \cong 0.74$ بدست آمده و نشست مرکز پی برای $D_f = 1.5\ m$ می شود :

$\Delta H_{\text{گوشه}} = 0.0052\ F_3 = 0.0038\ m$

مرحله چهارم – برای تعیین نشست گوشه :

$M = \frac{L}{B} = \frac{2.4}{2.4} = 1$;

$N = \frac{H}{B} = \frac{8}{2.4} = 3.33$

مقادیر زیر بدست می آید :

$F_1=0.158$; $F_2=0.044$; $F_3=0.74$

نکته : در ۲ ضرب نمی شود زیرا فقط یک گوشه بررسی می شود و اثر یک گوشه مطرح است.

$$\Delta H_{\text{گوشه}} = 177 \times (2.4) \times (1-0.3^2)/30000 \times [0.158+\frac{0.4}{0.7}\times(0.044)] \times 0.74 = 0.0017\ m$$

جدول رنج تغییرات مقدار مدول الاستیسیته خاک های انتخاب شده ، E_s

این مقدار بستگی به تاریخچه تنش ، محتوای آبی،چگالی و غیره دارد.

E_s			
Mpa	Ksf		Soil
			رس
2-15	50-250	خیلی نرم	
5-25	100-500	نرم	
15-50	300-1000	متوسط	
50-100	1000-2000	سفت	
25-250	500-5000	ماسه دار	
			خاک زراعی منجمد
10-153	200-3200	شل	
144-720	3000-15000	متراکم	
478-1440	10000-30000	خیلی متراکم	
14-57	300-1200		
			ماسه
7-21	150-450	سیلت دار	
10-24	200-500	شل	
48-81	1000-1700	متراکم	
			شن و ماسه
48-144	1000-3000	شل	
96-192	2000-4000	متراکم	
144-14400	3000-300000		سنگ رستی
2-20	40-400		سیلت

جدول رنج ضریب پواسون ، μ

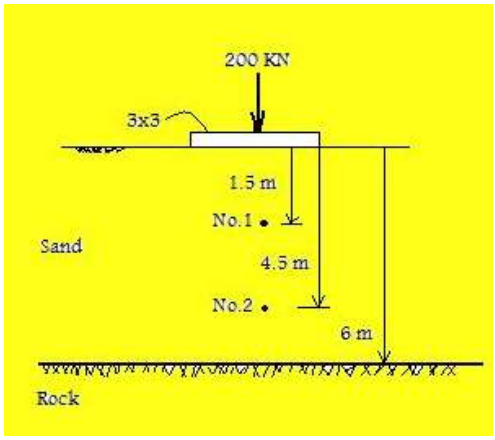
نوع خاک	μ
رس اشباع	0.4-0.5
رس غیر اشباع	0.1-0.3
رس ماسه دار	0.2-0.3
سیلت	0.3-0.35
ماسه (متراکم)	0.2-0.4
ماسه (خشن)	0.15
ماسه (خوب دانه بندی شده)	0.25
صخره	0.1-0.4
	0.1-0.3
یخ	0.36
بتن	0.15

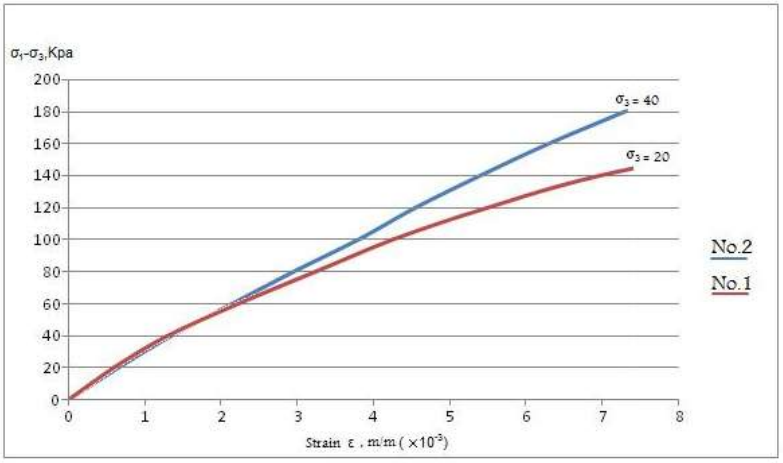
جدول ضرایب I_w و I_m برای شکل های متفاوت و برای پی های صلب و انعطاف پذیر

شکل	انعطاف پذیر			صلب	
	مرکز	گوشه	متوسط	I_w	I_m
دایره	1.0	0.64(در لبه)	0.85	0.88*	6.0
مربع	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
مستطیل :					
L/B = 0.2					2.29
0.5					3.33
1.5	1.36	0.68	1.15	1.06	4.12
2	1.53	0.77	1.30	1.20	4.38
5	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
10	2.54	1.27	2.25	2.10	4.93
100	4.01	2.00	3.69	3.40	5.06

*دیگران برای پی های صلب دایره ای مقدار $\pi/4=0.79$ را مورد استفاده قرار می دهند.

مثال ۴ : مقدار نشست الاستیک آنی را برای خاک زیر پی شکل نشان داده شده محاسبه کنید.





توضیح : یک سری آزمایشات سه محوری (یا برش مستقیم) برای تعیین φ انجام می شود.با داشتن φ مقدار K_0 فشار خاک تعیین می شود.قسمت اول منحنی ، تنش کرنش با مقیاس بزرگی مانند شکل رسم می شود.برای بارهای سیکلیک ، آخرین سیکل را رسم کرده و آنرا به طوری که از مرکز شروع بگذرد رسم می‌کنیم.

$\Phi = 35°$;

$\gamma_1 = 17.3$; $\gamma_2 = 19.1\ KN/cm^3$

یک مقدار برای φ انتخاب می شود.گرچه φ همراه با وزن مخصوص خاک تغییر می کند :

$K_0=1-Sin\phi = 1- Sin\ 35° = 0.426$

آزمایش ۱ :

$P_0=2(17.3)=34.6\ Kpa$

$\sigma_3=0.426(34.6)=14.7\ Kpa$

مقدار فشار سلولی را 20 Kpa (تقریبا برابر با ۳ Psi) انتخاب می کنیم.

آزمایش ۲ :

$P_0=3(17.3)+1.5(19.1) = 80.6\ Kpa$

مقدار فشار سلولی را ۴۰ Kpa انتخاب می کنیم.

انجام آزمایش تحت فشار سلولی بسیار کم ، کار ساده ای نبوده و معمولا ساختن نمونه های ماسه ای با وزن مخصوص خاص کار آسانی نیست.

اکنون باید نشست پی را با کمک کرنش ها (روش Lambe) و با استفاده از رابطه :

$\Delta H=\Delta\sigma_x \cdot L / E_s$

تعیین کرد. E_s مدول سکانت یا مدول الاستیسیته است که از مبداء و نقطه تنش می گذرد.

حل : لایه ۶ متری را به ۴ قسمت ۱٫۵ متری تقسیم و جدولی را تشکیل می دهیم ، مقدار q/q_0 را از شکل مربوطه بدست می آوریم.

$q_h=q_v.K_0$; $\sigma\Delta_1$ از منحنی تنش–کرنش به ازای ε ; $\sigma\Delta_1=q_v-q_h$

$q_0=\frac{2100}{9}$ = 233.3 Kpa

داریم :

$\frac{D}{B}$ = 0 ;

$\sigma\Delta_1=q_v.(1-K_0)$ = 233.3(1.0.426)=133.9 Kpa

از منحنی اول تنش–کرنش مقدار

$\varepsilon.= 7 \times 10^{-3}$ بدست می آید.و مدول سکانت برابر $E_s=\frac{133.9}{0.007}$ = 19130 Kpa می شود .با استفاده از جمع کرنش ها ، مقدار نشست با روش عددی مشخص می شود:

$\Delta H= \int_0^L \varepsilon. dL = \Delta\sigma \cdot L/E_s = \int_0^6 \varepsilon. dL = \frac{1.5}{6}$ x ($\frac{7+0.6}{2}$ +4.6 +1.8+1.0) x 10^{-3} x (6) →

$\Delta H=16.8 \times 10^{-3}$ m =16.8 mm

با استفاده از مفهوم مدول الاستیسیته ، مقدار نشست متعاقبا تعیین می شود :

$E_s=\frac{1.5}{6}x(\frac{19.13+26.8}{2}$ + 20.4+24.5+25.3)x 10^3 = 23.29 x 10^3 Kpa

به طریق مشابه برای محاسبه $\Delta\sigma_1$ ، مقدار 59.525 Kpa بدست می آید.

$$\Delta H=\Delta\sigma .L/E_s = \frac{59.525 \times 6}{23290} = 16.3 \times 10^{-3}\ m = 15.3\ mm$$

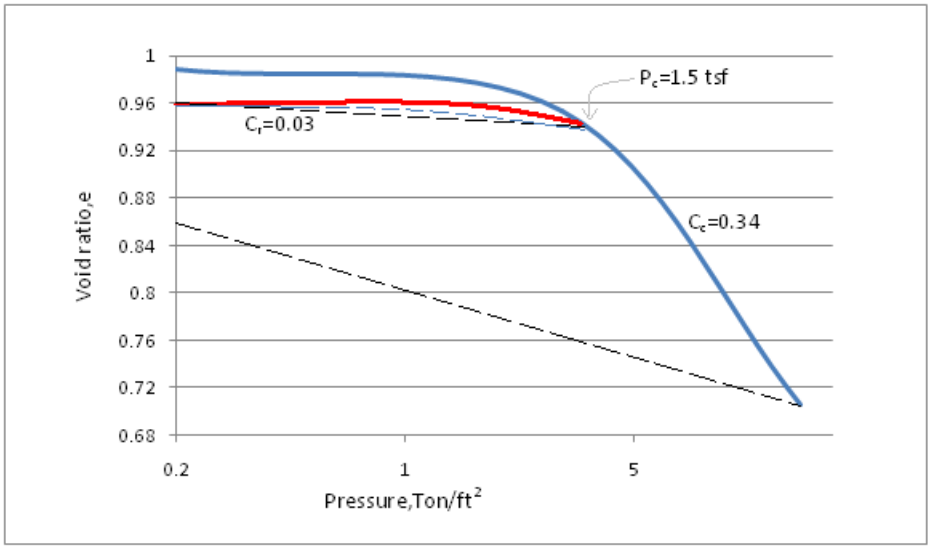
تفاوت و اختلاف بین دو روش ناشی از کاربرد مدول الاستیسیته سکانت به جای مدول تانژانت (مماسی) است .

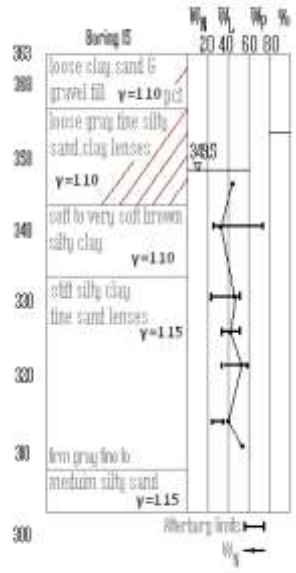
Curve	D	D/B	q/q_0	q_u	$\Delta\sigma_1$	$\varepsilon x10^{-3}$	$Es \times 10^3$ Kpa
1	0	0	1	233.3	133.9	7.0	19.13
1	1.5	0.5	0.7	163.3	93.7	4.6	20.4
1	3.0	1.0	0.33	77.0	44.1	1.8	24.5
2	4.5	1.5	0.19	44.0	25.3	1.0	25.3
2	6.0	2.0	0.12	28.0	16.1	0.6	26.8

با استفاده از معادلات مربوطه برای محاسبه نشست با داشتن μ= ۰,۳ و تاثیرات $F_1+F_2 = 0.86$ و $F_3 = 1$ ، برای یک پی سطحی خواهیم داشت :

$$\Delta H=233.3 \times (3) \times (1-0.3^2)/23290 \times 0.86 = 0.0235\ m \sim 24\ mm$$

مثال ۵ : یک آزمایش تحکیم انجام شده و پروفیل زمین و دیگر اطلاعات مربوطه در شکل نشان داده شده است.نشست یک پی $8x8\ ft^2$ که بار 375 Kpa را تحمل می کند و در تراز ۳۵۳ روی رس سیلتی نرم تا بسیار نرم قهوه ای رنگ قرار دارد را محاسبه کنید (تراز ۳۳۷ تا ۳۴۷).





حل : مقدار P_c از منحنی تحکیم (قسمت بار برداری) $e - \log P$ تعیین می شود.چون در ton/ft^2 ۱ خطی نیست، روش کاساگرانده استفاده نمی شود.لیکن مقدار P_c تقریبا یکسان است.مقدار C_r را از شیب منحنی باربرداری بدست می آوریم :

$$C_r = \frac{\Delta e}{Log\frac{P2}{P1}} = \frac{0.96-0.937}{Log\ 1/0.14} = \frac{0.023}{0.854} = 0.027 \sim 0.03$$

مقدار C_c را از شیب منحنی بعد از P_c بدست می آوریم :

$$C_c = \frac{0.821-0.719}{Log\ 8/4} = \frac{0.102}{0.301} = 0.34$$

از رابطه : $C_c=0.009(W_L-10)$ ، داریم :

$$C_c = 0.009(W_L-10)=0.009(78-10)=0.612$$

که اختلاف زیاد است.

از رابطه : $C_c = 0.37(e_0+0.003\ W_L + 0.004\ W_N - 0.34)$ و $e_0 = 0.96$ از منحنی $e - Log\ P$ و $W_N = 39.1\%$ داریم :

$$C_c = 0.37\ [0.96 + 0.003(78)+0.004(36.1)-0.34]= 0.37$$

که نسبتا مناسب است.

a) با استفاده از روش ۲:۱ در مورد پی در تراز ۳۵۳ ، از عمق تا بالای لایه رس می شود :

۳۵۳-347=6 ft

و تا کف می شود :

۳۵۳-337=16 ft

$\Delta P.H=\int_{6}^{16}\frac{375}{(Z+8)^2}dZ=[-\frac{375}{8+Z}]\rightarrow\Delta P=\frac{1}{10}(-\frac{375}{8+16}+\frac{375}{8+6})=1.12$ Ksf

b) با استفاده از حباب فشار بوسینیک :

Elevation	D/B	$\Delta q/q_0$	Δq
-6	0.75	0.5	2.93
8.5	1.06	0.33	1.93
11.0	1.375	0.23	1.35
13.5	1.68	0.16	0.94
-16	2.0	0.12	0.7

$\Delta q .H =2.5 (\frac{2.93+0.7}{2}+ 1.93 +1.35 +0.94)=15.09$

$\Delta q =\frac{15.09}{10}= 1.51$ Ksf > 1.12 Ksf

مقدار نشست با استفاده از Δq محاسبه می شود.

P_0 = تنش موثر در محل مرکز لایه (تراز ۳۴۲)

$P_0 = 0.11(363-349.5) = 1.485$ Ksf + (از بالا تا سطح آب نه از پی به سمت پایین)

$+ (0.11-0.0625)(349.5-342) = 1.841$ Ksf

$P_c = 1.5$ tsf $= 3$ Ksf

دقت شود که W_N به W_P از W_L نزدیکتر است .

$P_0 + \Delta P = 1.84 +1.51 =3.35$

مقدار $e_0 = 0.96$ را برای لایه به عنوان متوسط e_0 در نظر می گیریم.گرچه نمونه از وسط لایه نیست.هر تلاشی برای تصحیح مقدار ، بستگی به آنچه دارد که برای e_0 از منحنی e-Log P در عمق نمونه بدست می آید.چون خاک بطور فابل ملاحظه ای پیش تحکیم شده است ، مقدار نشست از دو قسمت تشکیل می شود :

a) $\Delta P_1 = 3\text{-}1.84 = 1.16$ Ksf ; $P_0 = 1.84$ Ksf ; $C_c = C_r = 0.03$

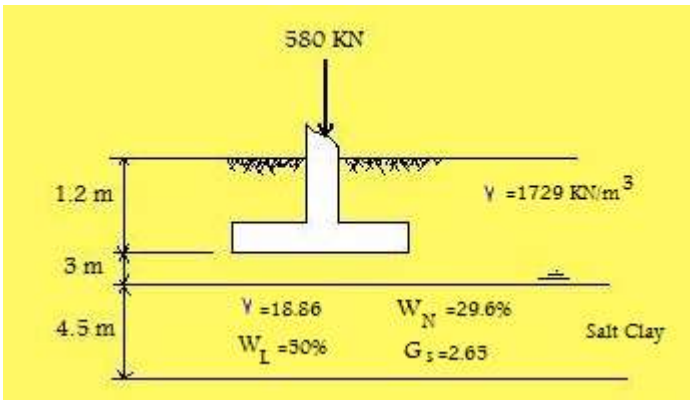
b) $\Delta P_2 = 1.51\text{-}1.16 = 0.35$ Ksf ; $P_0 = P_c = 3$ Ksf ; $C_c = 0.34$

$$\Delta H_1 = \frac{0.03(10)}{1+0.96} \text{Log} \frac{1.84+1.16}{1.84} = 0.032 \text{ ft}$$

$$\Delta H_2 = \frac{0.44(10)}{1.96} \text{Log} \frac{3+0.35}{3} = 0.083 \text{ ft}$$

$$\Delta H_{\text{کل}} = 0.115 \text{ ft} \sim 1.4\ in$$

مثال ۶ : ابعاد پی شکل زیر را به نحوی تعیین کنید تا نشست حاصل از تحکیم بیشتر از ۴۰ میلی متر نشود .



حل : فرض می کنیم افزایش خالص فشار خاک ناشی از تغییر مکان واقعی خاک قابل صرف نظر باشد.به دلیل این که مقدار نشست بستگی به فشار سطح تماس و اندازه پی داشته و غیر خطی می باشد ، لذا چندین سعی و خطا مورد نیاز بوده و رایج ترین کار این است که میانگین افزایش تنش در لایه یعنی ΔP مورد استفاده قرار گیرد.نتایج می تواند به صورت نسبت ΔH به B برای یافتن اندازه مورد نیاز پی رسم شود.

$P_0 = 4.2(17.29)+2.25(18.86-9.807)=93$ Kpa

$C_C = 0.009(W_L-10)=0.009(50-10)=0.36$

با فرض $S_r=100\ \%$ داریم :

$e=w.G_s = 29.6 \times 2.65 \times 0.01 = 0.784$

$S = \frac{Cc.H}{1+e.} \text{Log} \frac{P.+\Delta P}{P.} = \frac{0.36 \times 4.5}{1.784} Log \frac{P.+\Delta P}{P.} = 0.91 \text{Log} \frac{93+\Delta P}{93}$

با استفاده از روش بوسینیک و اطلاعات بدست آمده از جدول مذکور مقدار ΔP به کمک قانون ذوزنقه محاسبه می شود

$\Delta P= \frac{1}{15}(\frac{15}{3})(\frac{0.25+0.06}{2} + 0.13 + 0.08)\ q_0 =0.12q_0$

B=2.4

$\Delta P= \frac{1}{3}(\frac{0.6+0.17}{2} + 0.4 + 0.25)\ q_0 = 0.35\ q_0$

B=4.8

$\Delta P= \frac{1}{3}(\frac{0.77+0.34}{2} + 0.6 + 0.4)\ q_0 =0.52\ q_0$

B=7.2

$q_{2.4} = 0.12 \frac{580}{2.4 \times 2.4} = 12$ Kpa

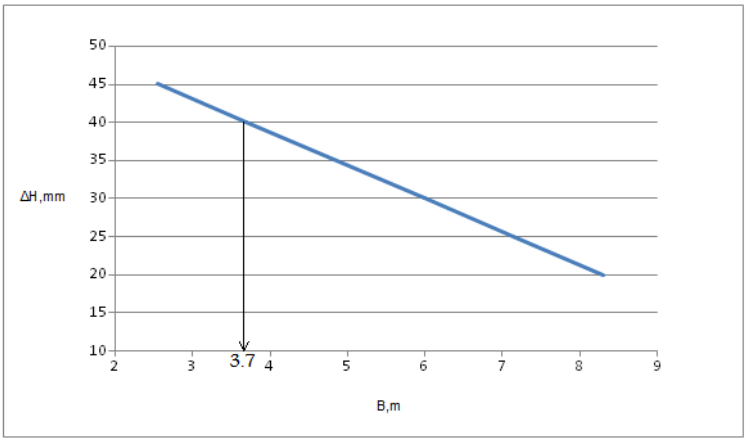
$q_{4.8} =0.35 \frac{580}{4.8 \times 4.8} = 8.8$ Kpa

$q_{7.2} = 0.52 \frac{580}{7.2 \times 7.2} = 5.8$ Kpa

$\Delta H_{2.4}=0.91 \text{ Log} \frac{93+12}{93} = 0.91(0.05)=0.046$ m = 46 mm

$\Delta H_{4.8}=0.91 \text{ Log} \frac{93+8.8}{93} =0.91(0.039)=0.035$ m = 35 mm

$\Delta H_{7.2}=0.91 \text{ Log } \frac{93+5.8}{93} = 0.91(0.026)=0.024 \text{ m} = 24 \text{ mm}$

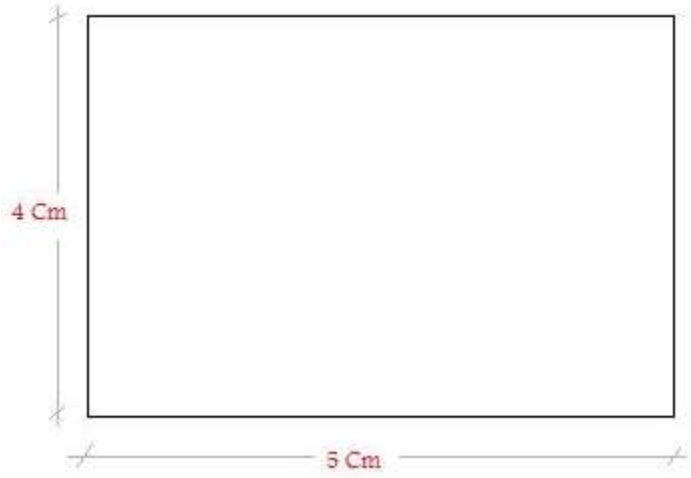


با وصل سه نقطه بست آمده ، شکل فوق رسم می شود.اکنون با درون یابی مقدار $B=3.7 \text{ m}$ تعیین می شود.در حالیکه به نظر می رسد مقدار $B=2,3,4$ متر در ابتدا بهترین تکرار ها باشند ، بهترین گزینه در ابتدا معلوم نبوده و مقادیر بزرگتر با سرعت بیشتری B مورد نیاز را با حداقل بهترین وقت براساس اطلاعات داده شده در مورد نشست در اختیار می گذارند.

مثال ۷ : ظرفیت باربری مجاز پی مستطیل شکل زیر را بر اساس روش ترزاقی بدست آورید.با فرض ضریب اطمینان ۳ ، مقدار q_a را تعیین کنید.اطلاعات مربوط به خاک از یک سری آزمایشات سه محوری زهکشی نشده (U) بدست آمده است.

حل : برای $\Phi=20^\circ$ ، مقادیر ضرایب ظرفیت باربری عبارتند از :

$N_c =17.7 \ ; \ N_q = 7.4 \ ; \ N_\gamma = 5 \ ; \ S_c = 1.3 \ ; \ S_\gamma = 0.8$



$q_u = C.N_c.S_c + q'.N_q + 0.5\ B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma$

$q_u = 15\times 17.7 \times 1.3 + 1.76 \times 1.2 \times 7.4 + 0.5\ B \times 1.76 \times 5 \times 0.8 = 360.78+3.52\ B\ \frac{T}{m\times m}$

$q_a = \frac{qu}{Sf} => q_a = \frac{360.78+3.52\ B}{3} = 120.25+1.17\ B\ \frac{T}{m\times m}$

مثال ۸ : یک آزمایش بارگذاری بر روی پی بوسیله H.Muhs در برلین انجام شد و اطلاعات زیر بدست آمد.

D = 0.5 m $\gamma' = 9.31\ KN/m^3$ P_u=1863 KN

B = 0.5 m $\Phi = 42.7°$

L = 2 m C = 0

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری پی از از دو روش هنسن و مابرهوف و مقایسه ی نتایج با مقادیر اندازه گیری شده.

حل :

$q_u = \frac{Pu}{B.L}$ = 1863 Kpa

روش هنسن :

تا زمانیکه $\frac{L}{B} = 4$:

$\Phi_{ps}=1.1\ \Phi =1.1 \times 42.7°=47°$

$N_q=187$; $S_q=1+\frac{B}{L} \times tg\Phi =1.27$; $d_q=1+2tg\Phi.(1-sin\Phi)^2.\frac{D}{B} =1.15$; $N_\gamma=1.5(187-1).tg\Phi = 299$; $S_\gamma=1-0.4\frac{B}{L}=0.9$; $d_\gamma=1$

$q_u=\gamma'.D.N_q.S_q.d_q+0.5 \gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma=9.31x0.5x187x1.27x1.15+0.5x9.31x0.5x299x0.9x1=1897$ Kpa

مقدار اندازه گیری شده ۱۸۶۳ کیلوپاسکال می باشد.

روش مایرهوف :

$\Phi_{ps}=(1.1- 0.1 \frac{B}{L}).\varphi = 45.9° \sim 46°$

$N_q=158$; $S_q=1+0.1\ K_p\ .\ \frac{B}{L} = 1+0.1x6.126x\frac{0.5}{2} = 1.15 = S_\gamma$; $d_q=1+0.1\ \sqrt{Kp}\ .\ \frac{D}{B} = 1+0.1x2.475x\frac{0.5}{0.5} =1.25=d_\gamma$; $N_\gamma=(N_q-1).tg(1.4\varphi)=330$

$q_u=\gamma'\ .\ D.N_q.S_q.d_q+0.5 \gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma=9.31x0.5x158x1.15x1.25+0.5x9.31x0.5x330x1.15x1.25=1057+1104=2161$ Kpa

مقایسه با قبلی که مقدارش ۱۸۹۷ کیلو پاسکال است نشان از تفاوت زیادی دارد.

مثال ۹ : یک سری آزمایش ظرفیت باربری پی بر روی خاک رس نرم شهر بانکوک انجام شده است.آزمایش بر روی یک پی مربعی شکل به ضلع ۱,۰۵ متر که در عمق $D=1.5$ m از سطح زمین قرار داشت انجام پذیرفت.برای ۱ اینچ نشست مقدار بار تقریبا ۱۴,۱ تن از روی منحنی بار–نشست بدست آمد.نتایج بدست آمده از آزمایشات تک محوری و برش وین به شرح زیر است:

$q_{uc}=3$ ton/m^2 ; $S_{uc}=2$ ton/m^2 ; $S_{u\ vane}=2.4$ ton/m^2

اطلاعات بدست آمده از چندین آزمایش در حد فاصل بین ۱ تا ۲ متری زیر پی بدست آمده است.مشخصات دیگر خاک عبارتند از :

$W_L=80$; $W_p=35$ %

مطلوبست ، ظرفیت باربری نهایی به روش هنسن و مقایسه مقدار آن با نتیجه آزمایش.

حل : ضرایب N , S_i , d_i را بدست می آوریم. از آنجا که $\varphi=0$ برای آزمایش تک محوری می باشد،بنابراین :

$N_c=5.14$; $N_q=1$; از شکل : $i_p=45 \rightarrow$ ضریب کاهش $= 0.8$

$S_u=\lambda.S_{u\ Vane}=0.8x2.4=1.92\ ton/m^2$

$S'=0.2\ \frac{B}{L}=0.2\ x\ 1=0.2$

$d'_c=0.4\ tg^{-1}\ \frac{D}{B}=0.4\ tg^{-1}\ 1=0.38$

بدلیل آنکه ممکن است در آینده اطراف پی خاکبرداری شود،از مقدار $N_q.\bar{q}$ صرفنظر کرده و داریم :

$q_u=5.14\ S_u(1+S'_c+d'_c)=5.14x1.92x(1+0.2+0.38)=15.6\ ton/m^2$

$q_{\text{واقعی}}=\frac{14.1}{1.05\times1.05}=12.8\ ton/m^2$

با در نظر گرفتن $S_u=q_u/2$ داریم :

$q=\frac{1.5}{1.92}(15.6)=12.2\ ton/m^2$

مثال ۱۰ : مقادیر q_{uc} مربوط به نمونه های خاکی که توسط آزمایش SPT از داخلگمانه ای استخراج شده اند، به طور متوسط مقدار ۲۰۰ کیلو پاسکال را نشان می دهند.مطلوبست :

ظرفیت باربری مجاز پی های مربعی شکل در عمق نامشخص با بعد B از دو روش مایرهوف و ترزاقی مقدار ضریب اطمینان را ۳ در نظر بگیرید.

حل: این روش کلی ترین روش برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک های چسبنده (رسی) می باشد.

الف) روش مایرهوف :

مقاومت تک محوری بر روی خاک چسبنده : q_{uc} , $C=q_{uc}/2$: برای دو معادله

$q_u=1.2\ C.N_c+\bar{q}.N_q$

$q_a=q_u/3=1.2x\frac{qu}{3}x5.14x\frac{1}{3}+\bar{q}/3=1.03\ q_{uc}+0.3\bar{q}$

ب) روش ترزاقی :

$\Phi = 0 \rightarrow S_c=1.3$

$q_a=q_u/3=q_{uc}/2\ x\ 5.7\ x\ 1.3\ x\ \frac{1}{3}+\bar{q}/3 = 1.24\ q_{uc}+0.3\ \bar{q}$

وقتی ضرایب نزدیک به یک است از مقادیر اضافه آن صرفنظر می کنیم و ضمنا $0.3\bar{q}$ نیز قابل صرف نظر کردن است.بنابراین خواهیم داشت:

$q_a=q_{uc}=200$ Kpa

با استفاده از $q_a=q_{uc}$ برای ظرفیت باربری مجاز تقریبا در اکثر موارد جایز است.

در برلین انجام شد و اطلاعات زیر بدست آمد:H.Muhs۱۱- یک آزمایش بارگذاری بر روی پی بوسیله

D = 0.5 m

B= 0.5

L = 2 m

$\gamma' = 9.31\ \frac{kN}{m^3}$ $\emptyset = 42.7°$ (سه محوری) $C = 0$

(اندازه‌گیری شده) $P_u = 1863\ kN$ $q_u = \frac{p_u}{B.L} = \frac{1863}{0.5 \times 2} = 1863\ kpa$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری پی از دو روش هنسن و مایروف ومقایسه نتایج با مقادیر اندازه گیری شده.

حل :

$(\emptyset_{p_s} = 1.1\emptyset = 1.1 \times 42.7° = 47°$ l/B=4روش هنسن : (تازمانیکه

$N_q = 187\ \ S_q = 1 + \tan\emptyset\frac{B}{L} = 1.27\ \ \ d_q = 1 + 2\tan\emptyset\ (1 - \sin\emptyset)^2\frac{D}{B} = 1.15$

$N_\gamma = 1.5(187 - 1)\tan\emptyset = 299\ \ \ S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 0.9\ \ \ d_\gamma = 1.0$

$$q_u = \gamma' D N_q S_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$q_u = 9.31 \times 0.5 \times 187 \times 1.27 \times 1.15 + 0.5 \times 9.31 \times 0.5 \times 299 \times 0.9 \times 1$$

$$q_u = 1271 + 626 = 1897 \quad kpa$$

مقدار اندازه گیری شده ۱۸۶۳ میباشد.

روش مایروف :

$$\emptyset_{ps} = \left(1.1 - 0.1\frac{B}{L}\right)\emptyset = 45.9° \approx 46°$$

$$N_q = 158$$

$$S_q = 1 + 0.1\, kp\, \frac{B}{L} = 1 + 0.1 \times 6.126 \times \frac{0.5}{2} = 1.15 = S_\gamma$$

$$d_q = 1 + 0.1\sqrt{kp}\frac{D}{B} = 1 + 0.1 \times 2.475 \times 1 = 1.25 = d_\gamma$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right)\tan 1.4\emptyset = 330$$

$$q_u = \gamma' D N_q S_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$q_u = 9.31 \times 0.5 \times 158 \times 1.15 \times 1.25 + 0.5 \times 9.31 \times 0.5 \times 330 \times 1.15 \times 1.25$$

$q_u = 1057 + 1104 = 2161 \quad \rightarrow$ شود مقایسه $\rightarrow$ 1863 گیری اندازه شده

۱۲-یک سری آزمایش ظرفیت باربری پی بر روی خاک رس نرم شهر بانکوک انجام شد. آزمایشی بر روی یک پی مربعی شکل به ضلع ۱/۰۵ از سطح زمین قرار داشت انجام شد. برای ۱ اینچ نشست مقدار بار تقریبا ۱۴/۱ تن از روی منحنی بار-نشست D=1.5 mمتر که در عمق بدست امد. نتایج بدست امده از ازمایشات تک محوری و برش وین به شرح زیر است :

$$q_{uc} = 3\ \frac{ton}{m^2} \qquad S_{uc} = 2\ \frac{ton}{m^2} \qquad S_{u\,vane} = 2.4\ \frac{ton}{m^2}$$

اطلاعات فوق از چندین ازمایش در حد فاصل بین ۱ تا ۲ متری زیر پی بدست امده است. مشخصات دیگر خاک :

$$w_l = 80 \qquad w_p = 35\%$$

مطلوبست ،ظرفیت باربری نهایی به روش هنسن و مقایسه مقدار ان با نتیجه ازمایش.

برای ازمایش تک محوری میباشد بنابراین : $\emptyset = 0$را بدست می اوریم. از ا نجا که N , S_i , d_i حل : ضرایب

$N_c = 5.14 \qquad N_q = 1 \qquad I_p = 45 \quad \rightarrow \quad$ ضریب کاهش $= 0.8$

$$S_u = \lambda S_{u\,vane} = 0.8 \times 2.4 = 1.92\ \frac{ton}{m^2}$$

$$S' = 0.2\frac{B}{L} = 0.2\frac{1.05}{1.05} = 0.2$$

$$d'_c = 0.4\ \tan^{-1}\frac{D}{B} = 0.4\ \tan^{-1}\frac{1.05}{1.05} = 0.38$$

صرفنظر کرده و داریم :$\bar{q}N_q$بدلیل انکه ممکن است در اینده اطراف پی خاکبرداری شود ، از مقدار

$$q_u = 5.14\,S_u(1 + S'_c + d'_c)$$

$$q_u = 5.14 \times 1.92 \times (1 + 0.2 + 0.38) = 15.6\ \frac{ton}{m^2}$$

$$q_{\text{واقعی}} = \frac{14.1}{1.05^2} = 12.8\ \frac{ton}{m^2}$$

$$S_u = \frac{q_u}{2} \quad \rightarrow \quad q_u = \frac{1.5}{1.92}(15.6) = 12.2\ \frac{ton}{m^2}$$

را kpa از داخل گمانه ای استخراج شده اند، به طور متوسط مقدار STP۲۰۰ مربوط به نمونه های خاکی که توسط ازمایش q_{uc}-۱۳- مقادیر نشان میدهد.مطلوبست :

از دو روش مایرف و ترزاقی . مقدار ضریب اطمینان را ۳ در نظربگیرید.Bظرفیت باربری مجاز پیهای مابعی شکل در عمق نامشخص بابعد

حل: این روش کلی ترین روش برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خاکهای چسبنده (رسی) میباشد.

الف) روش مایرف :

مقاومت تک محوری روی خاک چسبنده است.q_{uc} ; $C = \frac{q_{uc}}{2}$برای دومعادله :

$$q_u = 1.2CN_c + \bar{q}N_q$$

$$q_a = \frac{q_u}{3} = 1.2 \times \frac{q_u}{3} \times 5.14 \times \frac{1}{3} + \frac{\bar{q}}{3}$$

$$q_a = 1.03\, q_{uc} + 0.3\bar{q}$$

ب) روش ترزاقی :

$$\emptyset = 0 \quad \rightarrow \quad S_c = 1.3$$

$$q_a = \frac{q_u}{3} = \frac{q_{uc}}{2} \times 5.7 \times 1.3 = \frac{1}{3} + \frac{\bar{q}}{3} = 1.24 q_u + 0.3\bar{q}$$

نیز قابل صرفنظر کردن است. بنابراین خواهیم داشت : $0.3\bar{q}$وقتی ضرایب نزدیک به یک است از مقادیر اضافه ان صرفنظر میکنیم و ضمنا

$$q_a = q_{uc} = 200\ kpa$$

برای ظرفیت باربری مجاز تقریبا در اکثر موارد جایز است.$q_a = q_{uc}$استفاده از

F.S=3 باشد با فرض $\gamma = 1.8 \frac{ton}{m^3}$ و C=1 ton/m^2 و $\emptyset = 0$ ۱-۱۴- یک پی با مقطع ذایره به عمق ۱/۲ متر و ۲ متر میباشد. اگر تنش مجاز را بدست آورید.

$$\emptyset = 20 \ \rightarrow N_\gamma = 5 \quad , \quad N_q = 7.4 \quad N_c = 17.7$$

$$q_u = 0.3\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + 1.3 C N_c$$

$$q_u = 0.3 \times 1.8 \times 2 \times 5 + 1.8 \times 12 \times 7.4 + 1.3 \times 1 \times 17.7$$

$$q_u = 44.39\ \frac{ton}{m^2} \quad , \quad q_a = \frac{q_u}{F.S.} = \frac{44.39}{3} = 14.8\ \ \frac{ton}{m^2}$$

$$q_a = q_u + \tfrac{2}{3}\gamma D = \frac{44.39 + 2 \times 1.8 \times 1.2}{3} = 16.24\ \ \frac{ton}{m^2}$$

۲-۱۴- یک پی مستطیل شکل به ابعاد ۳/۵*۲/۶ که تحت تاثیر یک بار مطابق شکل میباشد را در نظر گرفته و تنش مجاز را برای ان حساب نمایید.

$$\emptyset = 30° \quad \gamma = 1.6 \frac{t}{m^3} \quad , \quad C = 1 \frac{t}{m^2}$$

$$B' = B - 2e_y = 2.6 - 2 \times 0.25 = 2.1\ m$$

$L' = L - 2e_x = 3.5 - 2 \times 0.3 = 2.9\ m$

$\emptyset = 30° \rightarrow N_c = 37.2\ ,\ N_\gamma = 19.7\ ,\ N_q = 22.5 \qquad P =$

۱۵- باری با زاویه ۱۵ درجه بر پی مربع شکل به ابعاد ۲*۲ متر وارد میشود . مقدار تنش مجاز خاک را بدست اورید.

$\emptyset = 25° \quad \gamma = 1.7\ \frac{t}{m^3} \qquad C = 1\ \frac{t}{m^2}$

$\delta = 15° \rightarrow N_c = 11.5\ ,\ N_q = 6.3\ ,\ N_\gamma = 1.8$

$q_u = 0.4\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + 1.3 C N_c$

$q_u = 0.4 \times 1.7 \times 2 \times 1.8 + 1.7 \times 1.6 \times 6.3 + 1.3 \times 1 \times 11.5 = 34.53$

$q_a = \frac{q_u}{F.S.} = \frac{34.53}{3} = 11.51\ \frac{t}{m^2}$

۱۶- یک پی به ابعاد ۶*۳ مترمربع درعمق D=1.83متری در یک زمین رسی ۲ لایه ای طراحی میشود.

داده های مربوط به خاک :

$C_1 = 77\ kpa \quad C_2 = 115\ kpa \quad \gamma = 17.26\ \frac{kN}{m^3}$ ضخامت لایه رویی $= 3.05$

مطلوبست تخمین ظرفیت باربری نهایی.

$\frac{C_2}{C_1} = \frac{115}{77} = 1.5 \qquad \frac{d}{b} = \frac{3.05 - 1.83}{1.5} = 0.8$

$N_c = 6$ داریم : از منحنی های مربوط به خاکهای چسبنده با k=1

از جدول مربوطه ضرایب عمق و شکل به صورت زیر محاسبه میشوند:

$S'_e = 0.2\frac{B}{L} = 0.2\frac{3}{6} = 0.1$

$d'_c = 0.4\frac{D}{B} = 0.4\frac{1.83}{3} = 0.24$

$\emptyset = 0° \rightarrow N_q = 1$

$q_u = C_1 N_c (1 + S'_c + d'_c) + \bar{q} N_q$

$q_u = 77 \times 6(1 + 0.1 + 0.24) + 1.83 \times 17.26 \times 1 = 650.6\ kpa$

۱۷- یک پی مربعی با بار قایم مطابق شکل بر روی یک خاک غیر چسبنده با مشخصات زیر بنا شده است:

$$\emptyset_{\mathrm{tr}} = 35^\circ \ , \gamma_{\mathrm{w}} = 18.1 \ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} \ , \mathrm{D_f} = 1.1 \ \mathrm{m} \ , \qquad \mathrm{D} = 1.95 \ \mathrm{m} \ , \mathrm{B} \times \mathrm{B} = 2.5 \mathrm{m}^2$$

مطلوبست : ظرفیت باربری مجاز ، با استفاده از روش هنسن و با فرض :

$$\mathrm{G_s} = 2.68 \quad , \quad \mathrm{F_s} = 2 \ , \gamma = 18.1 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3} \quad , C = 0 \ , \qquad \emptyset_{tr} = 35^\circ \ , w = 10\%$$

معلوم نیست ومقدار ان به بار وارد بر ستون و فشار مجاز خاک بستگی دارد. با این حال میتوان چند مقدار برای Bحل: باید توجه کرد که معمولا محاسبه و نتایج ان را به صورت منحنی نشان داد. در اینجا فقط یک مورد بررسی میشود.B با توجه به تغییرات q_a

مرحله اول: محاسبه وزن مخصوص موثر خاک :

$$\gamma_{\mathrm{d}} = \frac{\gamma_w}{1+w} = \frac{18.1}{1+0.1} = 16.45 \ \frac{kN}{m^3}$$

$$V_s = \frac{\gamma_d}{G_s \times 9.807} = \frac{16.45}{2.67 \times 9.807} = 0.626 \quad m^3$$

$$V_v = 1 - V_s = 1 - 0.626 = 0.374 \quad m^3$$

وزن آب موجود درحفرهها + وزن خشک = وزن مخصوص اشباع

$$\gamma_{\mathrm{sat}} = 16.45 + 0.374 \times 9.807 = 20.12 \ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3}$$

با توجه به شکل: $\qquad d_w = 0.85 \quad \rightarrow \quad H = 0.5B \tan(45 + \frac{\emptyset}{2}) = 2.4$

$$\gamma_e = (2 \times 2.4 - 0.85) \frac{0.85 \times 18.1}{2.4 \times 2.4} + \frac{20.12 - 9.807}{2.4 \times 2.4} (2.4 - 0.85)^2$$

$$\gamma_e = 14.85 \ \frac{kN}{m^3}$$

مرحله دوم : ضرایب ظزفیت باربری را از روش هنسن با استفاده از جداول بدست می اوریم و از $\emptyset_{\mathrm{ps}}$ بدلیل انکه پی مربع شکل است استفاده نمی کنیم:

$$N_q = 33 \ , \qquad N_\gamma = 34 \ , \ S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \emptyset = 1.7$$

$$d_q = 1 + 0.25 \times \frac{1.1}{2.5} = 1.11 \ , \ d_\gamma = 1 \ , \qquad S_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{A}{L} = 0.6$$

$$q_u = \gamma D N_q S_q d_q + 0.5 \gamma_e B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$q_u = 18.1 \times 1.1 \times 3.1 \times 1.7 \times 1.11 + 0.5 \times 14.86 \times 2.5 \times 34 \times 0.6 \times 1$$

$q_u = 1619 \ \ kpa \quad , \quad q_a = \frac{1619}{2} = 810 \ \ kpa \quad \rightarrow$ خیلی بزرگ است

صرفنظر $\gamma_e BN_\gamma$ مجاز باشد. به طور ساده میتوان از عبارت 500 kpaبعید است که این ظرفیت باربری عظیم مجاز باشد، شاید حداکثر شود که هنوز نیز بزرگ است. اگر از عبارت اخیر صرفنظر کنیم، محاسبات به طور قابل ملاحظه ای ساده می 620 kpa برابر q_aکرده تا در تمامی حالات)500 kpa بدست می اید. (حدود q_aشودو با توجه به اثر کوچکی که بر روی محاسبا ت وارد میشود مقدار

۱۸- یک پی مربعی به ابعاد ۲*۲ مترمربع مانند شکل بارگذاری شده است. اگر ضریب اطمینان ۳ باشد، ایا ابعاد پی مناسب می باشد یا خیر؟

$\gamma = 17.5 \ \frac{kN}{m^3} \ , \qquad \emptyset = 25° \quad , \quad C = 25 \ kpa$

برای حل مسئله فوق از روابط هنسن و مایروف و ویسک میتوان استفاده کرد. در اینجا از روش هنسن استفاده میکنیم.

$\delta = \frac{3}{4}\emptyset = \frac{3}{4} \times 25 = 18.75$

$C_a = \frac{3}{4} C$

برای کنترل لغزش باید رابطه زیر برقرار باشد.

$K \leq 7 \tan\delta + C_a A = 600 \times tan 18.75 + 25 \times \frac{3}{4} \times 2 \times 2 = 278.7$

$200 < 278 \qquad \rightarrow$ پس مناسب است

ضرایب باربری به روش هنسن به طریق زیر بدست میاید

$\emptyset = 25° \quad \rightarrow \quad N_c = 20.7 \ \ , N_q = 10.7 \ \ , N_\gamma = 6.8$

$S_i = 1 \quad , \qquad d < B$

$d_c = 1 + 0.4 \times \frac{0.3}{2} = 1.6$

$d_q 1 + 0.311 \times \frac{0.3}{2} = 1.05 \quad , \ d_\gamma = 1$

$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \times 200}{600 + 4 \times 25 \cot 25}\right)^5 = 0.52$

$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0.52 - \frac{1 - 0.52}{10.7 - 1} = 0.47$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - 10.45) \times 200}{600 - 4 \times 25\cot 25}\right)^5 = 0.4$$

$\eta = 10° = 0.175$ضرایب مربوط به شیب پی : رادیان

$$b_c = 1 - \frac{10}{147} = 0.93$$

$$b_q = e^{(-2\eta \tan \emptyset)} = e^{(-2\times 0.175 tan 25)} = 0.85$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta tan\emptyset} = e^{(-2\times 0.175 tan 25)} = 0.8$$

$$q_u = CN_c d_c i_c b_c + \bar{q} N_q d_q i_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma$$

$$q_u = 25 \times 20.7 \times 1.06 \times 0.47 \times 0.93 + 0.3 \times 17.5 \times 10.7 \times 1.05 \times 0.52 \times 0.85 + 0.5 \times 17.5 \times 2 \times 6.8 \times 1 \times 0.4 \times 0.8$$

$$q_u = 303.9 \quad kpa \quad , \quad q_a = \frac{303.9}{3} = 101 \quad kpa$$

$$P_a = q_a \times A = 101 \times 4 = 404 < 600$$

را افزایش دهیم.Bپس ابعاد پی مناسب نیست بنابراین باید

$M_y = 120\ \text{ft} - $ و 200 ft-kips برابر با M_x و 400 kips-یک پی به ابعاد ۶*۶ فوت مربع با یک بار محوری به میزان بارگذاری شده است. آزمایشات سه محوری زهکشی نشده (خاک غیر اشباع)بر روی نمونه هایی از خاک زیر پی انجام شد که ، kips 115 و وزن مخصوص خاک D=6 ft حاصل شده است . عمق پی برابر $C = 200\ Lb/ft^3(psf)$ و مقدار $\emptyset = 32.7°$ میباشد. $\text{Lb}/ft^3(pcf)$

باشد با استفاده از معادله ظرفیت باربری هنسن و $F_S = 3$سطح آب در ۲۰ فوتی از سطح زمین قرار دارد. فشار مجاز خاک را در صورتیکه ضریب کاهش دهنده مایروف تعیین کنید.

B=Lحل: مرحله اول : محاسبه خروج از مرکزیت و ابعاد تعدیل شده :

$$e_x = \frac{M_y}{p} = \frac{120}{400} = 0.3 \quad , \quad 2e_x = 0.6 \ \ ft \ \ , \quad \frac{e_x}{B} = 0.05$$

$$e_y = \frac{200}{400} = 0.5 \quad , \quad 2e_y = 1 \ \ ft \quad , \quad \frac{e_y}{B} = 0.08$$

B'=6-1=5 ft , L'= 6-0.6= 5.4 (L'>B')

مرحله دوم : محاسبه ضرایب ظرفیت باربری $\emptyset_{ps} = 1.1\emptyset_{tr} = 1.1 \times 32.7 = 36°$

است و اگر شرایط کاملا شرایط کرنش صفحه ای را ارضا کند . رابطه هنسن با $\emptyset_{tr} \geq 30$ با شرط $\emptyset_{ps} = 1.1\emptyset_{tr}$ استفاده از رابطه میباشد. $\emptyset_{ps} = \left(1.1 - \frac{0.1B}{L}\right)\emptyset_{tr}$ و رابطه مایروف به صورت $\emptyset_{ps} = 1.5\emptyset_{tr} - 17$ به صورت $\emptyset_{tr} > 30$ شرط

$N_c = 51$, $N_q = 38$, $N_\gamma = 40$ مستقیما از معادلات :

$$\frac{D}{B} = \frac{6}{6} = 1$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'} = 1.69 \quad , \quad d_c = 1 + \frac{0.4D}{B} = 1.4$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'}tan\emptyset = 1.67 \quad , \quad d_q = 1 + 2tan\emptyset(1 - sin\emptyset)^2\frac{D}{B} = 0.25$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B'}{L'} = 0.63 \quad , \quad d_\gamma = 1$$

$$i = g = b = 1 \qquad \left(S_i = 1 \ : \ H = 0 \quad \text{توجه داشته باشید که اگر}\right)$$

$$q_u = CN_cS_cd_c + \bar{q}N_qS_qd_q + \frac{1}{2}\gamma B'^{N_\gamma S_\gamma d_\gamma}$$

$$q_u = 0.2 \times 51 \times 1.69 \times 1.4 + 6 \times 0.115 \times 38 \times 1.67 \times 1.25 + 0.5 \times 0.115 \times 5 \times 40 \times 0.63 \times 1$$

$$q_u = 86 \quad ksf \quad , \quad F.S. = 3 \quad , \quad q_a = \frac{86}{3} = 28.7 \quad ksf$$

بار مجاز بر روی سطح موثر پی قرار داده میشود و مقادیر زیر بدست میایند:

$$p_a = 28.7 \times 5 \times 5.4 = 774.9 \quad \text{kips} \quad \gg 400 \quad kips$$

$$q_{act} = 28.7\left(\frac{400}{774.9}\right) = 14.8 \quad kips \quad \left(\text{خیلی زیاد است}\right)$$

با استفاده از ضرایب کاهش دهنده مایروف :

خیلی کوچک است از ضرایب مربوط به خاک دانه ای استفاده میکنیم:C چون

$$Re_x = 1 - \left(\frac{e_x}{B}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 - 0.05^{\frac{1}{2}} = 0.78$$

$$Re_y = 1 - \left(\frac{e_y}{B}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 - 0.08^{\frac{1}{2}} = 0.72$$

را برای پی با بار وارد در وسط پی مجددا محاسبه میکنیم. ضرایب عمق بدون تغییر باقی میمانند وضرایب شکل عبارتند از :q_u

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} = 1.75$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}tan\emptyset = 1.73$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 0.6$$

$$q_u = 0.2 \times 51 \times 1.75 \times 1.4 + 6 \times 0.115 \times 38 \times 1.73 \times 1.25 + 0.5 \times 0.115 \times 6 \times 40 \times 0.6 \times 1 = 90 \quad ksf$$

$$q_a = \frac{90}{3} = 30 \quad ksf \quad , \quad P_a = q_a(B \times L)Re_xRe_y$$

$$P_a = 30 \times 6 \times 6 \times 0.78 \times 0.72 = 606 \quad kips$$

فشار مجاز کاهش یافته : $q_a = \frac{606}{36} = 16.8$ ksf (خیلی زیاد است)

فشار متوسط طبیعی خاک : $q_m = 16.8\left(\frac{400}{606}\right) = 11$ ksf

معادل 10 ksf این مقدار فشار مجاز به حد کافی بزرگ است که کنترل نشست پی ضرورت دارد. اینکه کسی مقداری بیشتر از $50\ kg/cm^2$ برای یک پی پیشنهاد کند مورد تردید میباشد ، مگر انکه خاک کهملا متراکم باشد. همچنین این سوال ممکن است پیش اید که چگونه یک ستون و پی میتواند چنین ممانهایی را تحمل کند چرا که هرگونه دوران و چرخش موجب کاهش ظرفیت باربری پی خواهد شد.

را از دو روش ترزاقی و مایروف بدست اورید. ضریب B۲۰- پی مربع شکل زیر را در نظر بگیرید. با توجه به مشخصات خاک و بار وارده مقدار اطمینان را در هر دو روش برابر ۳ در نظر بگیرید.

روش ترزاقی‌جواب : $B = 6 \quad ft$:

روش مایروف : $B = 5.75\ ft$

را در شکل مسئله قبل در دو حا لت زیر از روش مایروف محاسبه کنید :B۲- مقدار

الف) سطح اب تا کف پی بالا بیاید : $B = 5.75 \quad ft$ جواب :

ب) سطح اب به کف زمین برسد : $B = 6.25\ ft$ جواب :

۳- ظرفیت باربری نهایی پی مثال قبل را با استفاده از روش ترزاقی و برای $\emptyset_{ps}$ و $\emptyset_{tr}$ حساب کنید.

۴- مثال قبل را با استفاده از روش مایروف و فرض $S_u = q_u/2$ حل کنید.

۵- اگر در مسئله ۱ ، مقدار $B=8\ ft$ باشد مقدار q_a را بدست اورید و انرا با مقایسه نمایید.

۲۱- ابعاد پی مربع شکل زیر را با استفاده از روش مایروف و $F_s = 5$ برای انکه بار مایل وارده را تحمل نماید بدست اورید.

جواب : $B=1.8\ m$

۲۲- در شکل زیر مقدار B را با فرض $F_s \geq 3$ افزایش دهید.٪ محاسبه کنید. برای کنترل نشست انرا به میزان ۱۰

جواب : $B \approx 1.8\ m$

۲۳- نتایج ازمایش نفوذ مخروط (CPT) بر روی خاکی در شکل زیر داده شده است. مقدار ظرفیت باربری مجاز خاک را در عمق ۲ و ۴ متر تخمین بزنید.

جواب : حدود $125\ kpa$ با فرض $4000\ kpa$ برای q_c در عمق ۲ تا ۴ متری.

۲۴- با توجه به شکل زیر مقدار ظرفیت باربری را در عمق ۳ متری تخمین بزنید . ایا اب مشکلی بوجود میاورد؟

۲۵- برای انتقال بار ستون $40 \times 40\ cm$ یک ساختمان پی مجزا طرح میشود. مقدار بارهای وارده و مشخصات خاک در شکل زیر داده شده است. مطلوبست:

1- بررسی ابعاد پی (با استفاده از روش هنسن)

2- طرح و محاسبه پی (بتن مصرفی ۳۰۰ کیلوگرم سیمان در هر متر مکعب)

$$p = 100\ ton\ ,\quad M_y = 30\ t-m\ ,\quad M_x = 20\ t-m\ ,$$
$$\gamma_{sat} = 2.2\ \frac{t}{m^3}\ ,\ \emptyset = 22^\circ\ ,\ C = 6\ \frac{t}{m^2}\ ,$$
$$f_y = 4000\ \frac{kg}{cm^2}\ ,\ L = 3\ m\ ,\quad B = 2.5\ m$$

باید تصحیح شوند: L و B بدلیل وجود ممان ، طولهای

$$L' = L - 2e_L = 3 - 2 \times \frac{30}{100} = 2.4\ \ m$$

$$B' = B - 2e_B = 2.5 - 2 \times \frac{20}{100} = 2.1\ \ m$$

برابر ۱ هستند:b,i,gبدلیل عدم وجود بار و شیب زمین ضرائب

$$\emptyset = 22° \quad \rightarrow \quad N_c = 17.16 \quad , \quad N_\gamma = 4.46 \quad , \quad N_q = 8.12$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'} = 1 + (8.12 \times \frac{2.1)}{17.16 \times 2.4} = 1.414$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} tan\emptyset = 1 + \frac{2.1}{2.4} tan22 = 1.354$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.4B'}{L'} = 1 - 0.4\frac{2.1}{2.4} = 0.65$$

$$D = 0.8 + 0.65 = 1.45$$

$$D \leq B \quad \rightarrow \quad d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B} = 1 + 0.4 \times \frac{1.45}{2.5} = 1.232$$

$$D \leq B \quad \rightarrow \quad d_q = 1 + 2tan\emptyset \frac{(1 - sin\emptyset)^2 D}{B} = 1 + \frac{2tan22(1 - sin22)^2 1.45}{2.5} = 1.183$$

$$d_\gamma = 1$$

$$q_0 = \bar{q} + \frac{CN_c S_c d_c + \bar{q}\left(N_q S_q d_q - 1\right) + 0.5\gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma}{F.S}$$

$$q_0 = 2.2 \times 1.45 + \frac{6 \times 17.16 \times 1.414 \times 1.222 + 2.2 \times 1.45(8.12 \times 1.183 \times 1.345 - 1 + 0.5 \times 1 \times 1.2 \times 2.1 \times 4.46 \times 0.65 \times 1}{3}$$

$$q_0 = 76.48 \quad \frac{t}{m^2}$$

$$p_a = 76.48 \times 2.1 \times 2.4 = 385.5 \ > \ 100 \quad OK$$

لذا پی بار ۱۰۰ تن را تحمل میکند.

محاسبه تنشها در زیر پی :

$$\sigma = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L}\right) = \frac{100}{2.5 \times 3}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.3}{3} \pm \frac{6 \times 0.2}{2.5}\right)$$

$$\sigma_1 = 27.73 \quad , \quad \sigma_2 = 11.73 \quad , \quad \sigma_3 = -1.07 \approx 0 \quad , \quad \sigma_4 = 14.9 \quad \frac{T}{m^2}$$

باوجودیکه تنش در محل ۳ منفی شده است، ولی چون ناچیز است آنرا صفر گرفته و با همین اعداد حل مسئله را ادامه میدهیم.

الف) کنترل تنش پانچ:

$$\sigma_{av} = \frac{27.73 + 11.73 + 14.93 + 0}{4} = 13.6 \quad , \quad h_t = 0.65 \ m$$

$$\sigma_p = \frac{1.5(100 - 13.6 \times 1.05^2)}{4 \times 1.05 \times 0.65} = 46.71 \quad \frac{t}{m^2}$$

$\frac{t}{m^2}$ $\bar{\sigma}_b = 62$ بتن با عیار ۳۰۰ کیلو سیمان در متر مکعب با کنترل دقیق:

$\sigma_p < 1.2\bar{\sigma}_b$ OK → ضخامت پی کافی است

→ $h_t = 0.65$ m → $h = 0.55$ m

ب) کنترل برش

از بر ستون قرار دارند را در h که به فاصله B-B و A-A با توجه به تنشهای متوسطی که در هر جهت وجود دارد، برای کنترل برش مقاطع نظر میگیریم:

$$q_{A-A} = \frac{23.73 + 27.73 + 11.2 + 14.93}{4} = 19.4 \quad \frac{t}{m^2}$$

$$T_{A-A} = 19.4 \times 0.75 \times 2.5 = 36.4 \quad T$$

$$q_{B-B} = \frac{0 + 2.35 + 17.99 + 14.93}{4} = 8.69 \quad \frac{t}{m^2}$$

$$T_{B-B} = 8.69 \times 0.5 \times 3 = 13.04 \quad T$$

$$\tau_{A-A} = \frac{T_{A-A}}{\frac{7}{8}hB} = \frac{36.4}{\frac{7}{8} \times 0.55 \times 2.5} = 30.67 \quad \frac{t}{m^2}$$

$$\tau_{B-B} = \frac{T_{B-B}}{\frac{7}{8}hL} = \frac{13.04}{\frac{7}{8} \times 0.55 \times 3} = 9.03 \quad \frac{t}{m^2}$$

→→→ هر دو $< 1.15\bar{\sigma}_b = 71.3 \quad \frac{t}{m^2}$ → OK

ج) تعیین فولادهای طولی و عرضی:

برای این منظور ممانها را در مقاطع بحرانی محاسبه میکنیم. این مقاطع عبارتند از: DD'-FF'-CC'-EE'

بحرانیتر بوده و در این مقاطع ممان را حساب میکنیم. CC' و FF' با توجه به دیاگرام تنش مشخص میشود که مقاطع

الف- مقطع CC':

$$\sigma_c = 20.77 \quad \sigma_{c'} = 8.46 \quad \sigma_1 = 27.73 \quad \sigma_4 = 14.93$$

$$\sigma_{av} = \frac{20.77 + 8.46 + 27.73 + 14.93}{4} = 17.97$$

$$M_{cc'} = 17.97 \times \frac{1.3^2}{2} \times 2.5 = 37.97 \quad t-m$$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15 \times 37.97 \times 10^5}{2400 \times 250 \times 55^2} = 0.0314 \quad \xrightarrow{\text{جدول}} \quad \varepsilon = 0.9237$$

$$A_s = \frac{37.97 \times 10^5}{2400 \times 0.9237 \times 55} = 31.14 \quad cm^2 \quad \rightarrow \quad 10\text{Ø}20$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.69\bar{\sigma}_b bh}{\sigma_{en}} = 0.69 \times 6.2 \times 55 \times \frac{250}{4000} = 14.7 \quad < \quad A_s \quad OK$$

ب- مقطع FF':

$$\sigma_F = 6.8 \quad \sigma_{F'} = 22.354 \quad \sigma_1 = 27.73 \quad \sigma_2 = 11.73$$

$$\sigma_{av} = \frac{6.8 + 22.354 + 27.73 + 11.73}{4} = 17.15$$

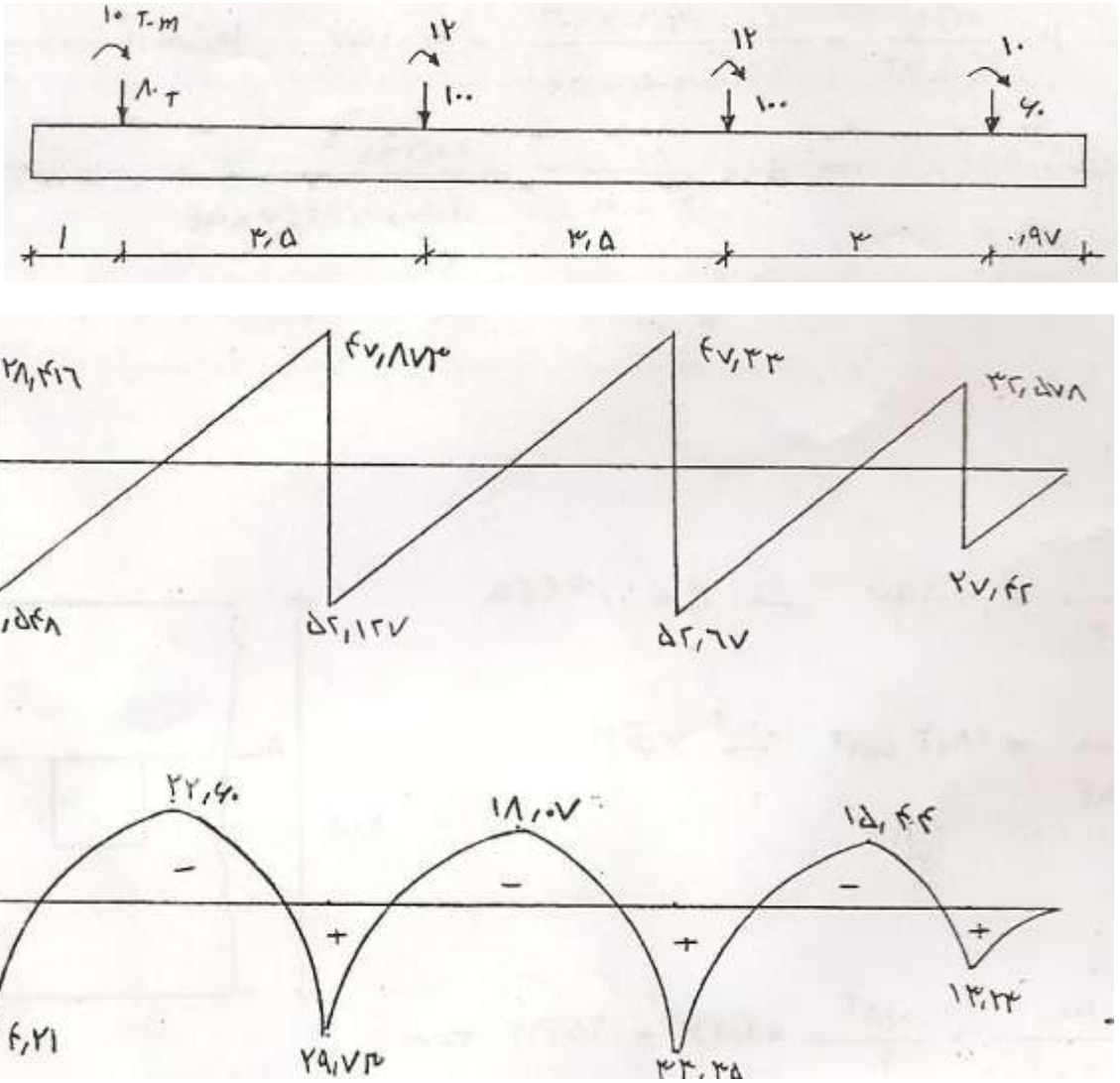
$$M_{FF'} = 17.15 \times \frac{1.05^2}{2} \times 3 = 28.37 \quad t-m$$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15 \times 28.73 \times 10^5}{2400 \times 300 \times 55^2} = 0.0195 \quad \xrightarrow{\text{جدول}} \quad \varepsilon = 0.9387$$

$$A_s = \frac{28.73 \times 10^5}{2400 \times 0.9387 \times 55} = 22.9 \quad cm^2 \quad \rightarrow \quad 9\text{Ø}18$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.69\bar{\sigma}_b bh}{\sigma_{en}} = 0.69 \times 6.2 \times 55 \times \frac{300}{4000} = 17 \quad < \quad A_s \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

۳۳) برای چهار ستون یک ساختمان به ابعاد ۴۵*۴۵ cm یک پی نواری مطابق شکلزیر در نظر گرفته شده است.تنش مجاز خاک ۱/۴ kg/cm^2 میباشد.مطلوبست طراحی پی با فرض صلب بودن آن.

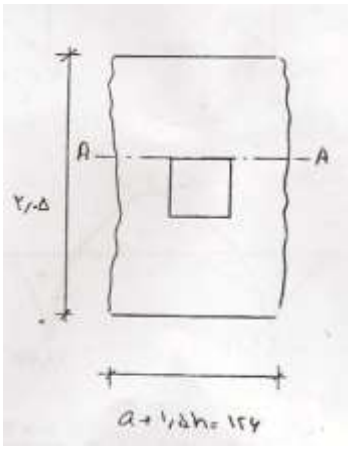


$$\sum M_o = 0 \rightarrow \bar{x} = \frac{100\times 3.5 + 100\times 7 + 60\times 10 + 44}{340} = 4.982m$$

$$L = 2(1 + 4.982) = 11.965$$

$$q = \frac{R}{L} = \frac{340}{11.965} = 28.416m$$

با توجه به تنش بدست آمده و دیاگرام برش و ممان را رسم میکنیم:



$$h = 60 - 5 - 1 = 54cm$$
$$h = 30.8ton$$

$$\tau = \frac{V}{\frac{7}{8}bh} = \frac{30.8}{\frac{7}{8}\times 2.05\times .54} = 31.83\ {}^{t}/_{m^2} \prec 1.15\bar{\sigma}_b = 1.15\times 53 = 60.9\ {}^{t}/_{m^2}$$

$$\sigma_p = \frac{1.5\left(P - A_c.q_0\right)}{P_c.h_t} = \frac{1.5\left(100 - 1.102\times 14.86\right)}{4.2\times 0.6} = 50.42\ {}^{t}/_{m^2} \prec 1.2\bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_p = 50.42 \prec 1.2\times 53 = 63.6\ {}^{t}/_{m^2}$$

پی

میانی:

$$M_{maz} = 22.6T - m \rightarrow \mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{10\times 22.6\times 10^5}{2400\times 205\times 54^2} = 0.0157 \rightarrow \varepsilon = 0.9447$$

$$\varepsilon = 0.9447 \Rightarrow A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}.\varepsilon.h} = \frac{22.6\times 10^5}{2400\times 0.9447\times 54} = 18.43cm^2 \succ A_{s_{min}} = 10.12cm^2 \rightarrow 6\Phi 20$$

$$M^+ = 22.24T - m$$

$$\mu = \frac{10\times 22.24\times 10^5}{2400\times 205\times 542} = 0.0157 \rightarrow \varepsilon = 0.9445$$

$$A_s^+ = \frac{22.24\times 10^5}{2400\times 0.9445\times 54} = 18.2cm^2 \rightarrow 6\Phi 20$$

$$M_{I-I} = \frac{0.0157}{1.26\times 2.05}\times\frac{0.8^2}{2}\times 1.26 = 15.61T - m$$

$$\mu = 0.177 \rightarrow \varepsilon = 0.9413$$

$$A_s = 12.79cm^2 \rightarrow 5\Phi 20$$

$$A_{s_{min}} = 0.69\frac{5.3}{4000}\times 126\times 546.22 \prec 12.79cm^2$$

پی

کناز

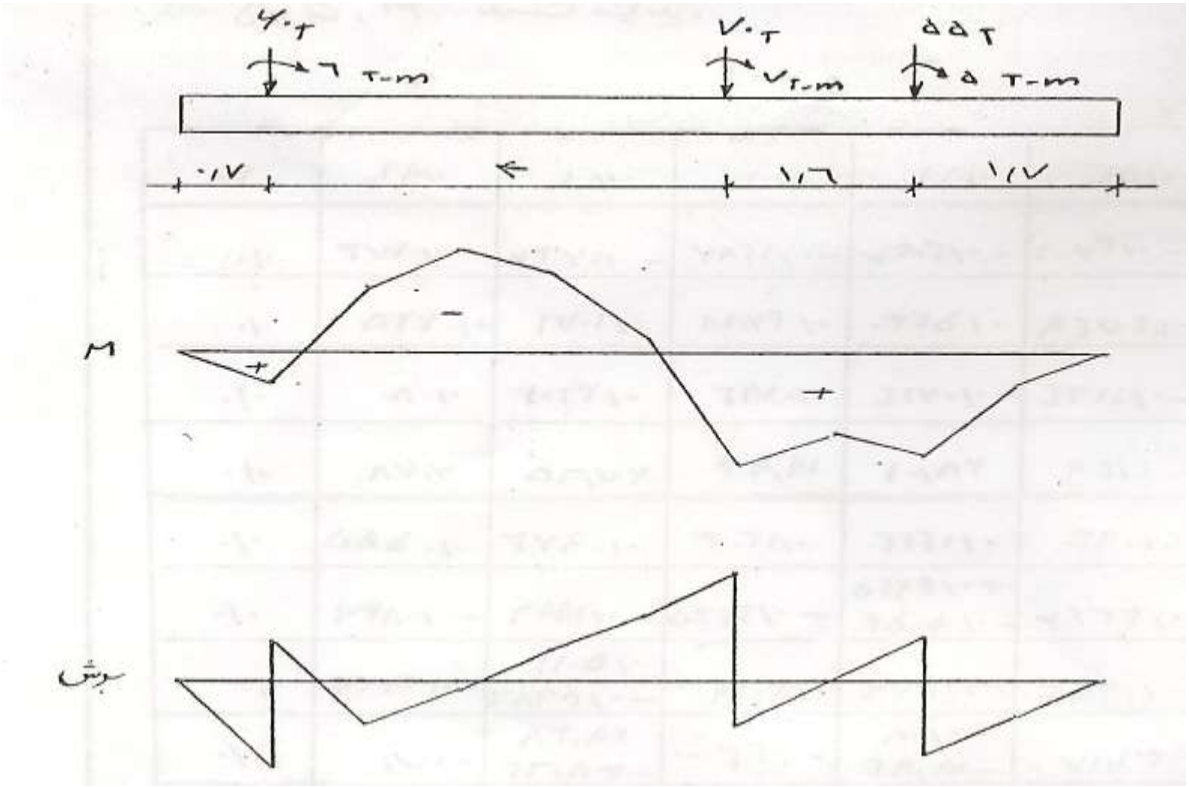
ی:

$$M_{I-I} = \frac{80}{1.26 \times 2.05} \times \frac{0.8^2}{2} \times 1.26 = 12.49T - m$$

$$\mu = 0.14 \rightarrow \varepsilon = 0.9474$$

$$A_s = 10.17cm^2 \rightarrow 4\Phi 20$$

۳۴) برای انتقال بار سه ستون یک ساختمان پی نواری مطابق شکل طرح می شود.ابعاد ستونها ۳۰*۳۰ cm میباشد.و تنش مجازخاک برابر ۱۴,۵ T/m^2 است.مطلوبست رسم دیاگرم نیروی برشی و ممان خمشی و محاسبه مقدار فولادهای طولی و عرضی لازم.



$$E_c = 2\times10^6\ T/m^2$$
$$K = 1648\ T/m4$$
$$R = P_1 + P_2 + P_3 = 60 + 70 + 55 = 185T$$
$$\bar{x} = \frac{70\times4 + 55\times5.6 + 6 + 7 + 5}{185} = 3.3$$
$$L = 2(0.7 + 3.3) = 8m$$
$$B = \frac{185}{8\times14.5}1.59 \rightarrow B = 1.6$$
$$q = \frac{185}{8} = 23.125\ T/m$$
$$K_s' = K_s B = 1648\times1.6 = 26.327\ T/m^2$$
$$I = \frac{B\times h^3}{12} = \frac{1.6\times.5^3}{12} = 0.01667m^4$$
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s'}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{2637}{4\times2\times10^6\times0.01667}} = 0.375$$

$\lambda L = 0.375\times8 = 3 \succ .85 \Rightarrow$ پی الاستیک می باشد.

$$e_1 = \frac{M_1}{P_1} = \frac{6}{60} = 0.1$$
$$e_2 = 0.1$$
$$e_3 = 0.11$$

با توجه به ابعاد و مخل اثر آن ها خواهیم داشت:

$$60T \rightarrow \frac{0.7 + .01}{8} = 0.1L$$
$$70T \rightarrow \frac{.7 + 4 + .1}{8} = 0.6L$$
$$55T \rightarrow \frac{4.81 + 1.6}{8} = 0.8L$$

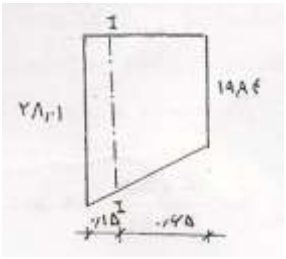
با توجه به مقدار L و موقعیت بارهای وارده مقادیر ضرائب A', B', C' از جدول استخراج شده با جمع آثار مقادیر M,Q,y بدست می آید.

P_i		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	L
60	B_1'	۰	۰,۱۱۹۷	-0.1564	-0.2822	-0.3066	-0.2701	-0.2037	-0.1296	-0.0636	-0.173	0
70	B_2'	۰	-0.0039	-0.0007	0.0320	0.1169	0.2749	0.5230	0.2688	0.1071	0.0235	0
55	B_3'	۰	-0.0145	-.0488	-0.0833	-0.1168	-0.1164	-0.0614	0.0712	0.3101	0.08	0
جمع	M_{T-m}	۰	8.15	-16.016	-26.06	-22.18	-4.49	28.01	19.94	27.65	6.68	0
۶۰	C_1'	۰	0.3845 -0.008	-0.3203	-0.1168	0.0199	0.0930	0.1222	0.1203	0.0963	0.0555	0
۷۰	C_2'	۰	-0.0068	0.0237	0.0919	0.1926	0.3346	0.4945 -0.5054	-0.3435	-0.1996	-0.0839	0
۵۵	C_3'	۰	-0.0446	-0.0657	-0.0614	-0.0283	0.0394	0.1479	0.3019	0.5013 -0.4986	-0.2629	0
جمع	Q_T	۰	20.14 -39.86	-21.17	-3.69	13.43	31.17	50.08 -19.92	-0.22	19.38 -35.62	-17.0	0
۶۰	A_1'	۱,۴۲۸۳	1.1343	0.8336	0.5589	0.3335	0.1623	0.0393	-0.0470	-0.01099	-0.01611	-0.2087
۷۰	A_2'	-۰,۰۸۰۳	0.0393	0.1647	0.2897	0.4681	0.5045	0.5499	0.0778	0.4359	0.3335	0.226
۵۵	A_3'	-۰,۱۸۷۴	-0.1099	-0.0295	0.0596	0.1447	0.2903	0.4359	0.5913	0.7324	0.8336	0.9182
جمع	$10^{-3}m$	۹,۸۷	9.21	8.52	8.04	8.04	8.67	8.71	9.38	9.97	9.7	7.65

$$M = \frac{P_1}{2\lambda} B_1' + \frac{P_2}{2\lambda} + \frac{P_3}{2\lambda} B_3'$$
$$Q = P_1 C_1 + P_2 C_2 + P_3 C_3$$
$$y = \frac{P_1 \lambda}{K_s'} A_1' + \frac{P_2 \lambda}{K_s'} A_2' + \frac{P_3 \lambda}{K_s'} A_3'$$

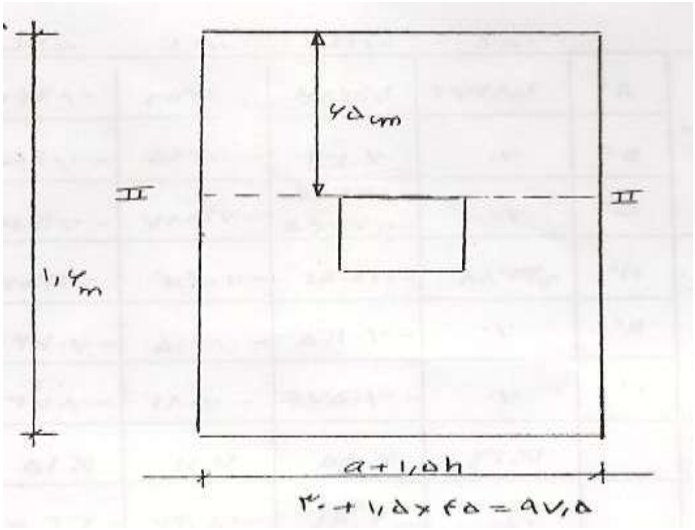
محاسبه مقدار فولادهای طولی با توجه به دیاگرام ممان خمشی:

$$M^- = -26.06 \, T/m, \mu = 0.0862 \rightarrow \varepsilon = 0.8816, A_s = \frac{15 \times 26.06 \times 10^5}{1400 \times 160 \times 452} = 46.92 \, cm^2/m$$
$$\frac{X_{I-I}}{28.01 - 19.94} = \frac{0.65}{0.8} \Rightarrow X_{I-I} = 6.56$$
$$M^+{}_{I-I} = 19.94 + 6.56 = 26.50T - m$$
$$\mu = \frac{15 \times 26.50 \times 10^5}{1400 \times 160 \times 452} = 0.0876 \rightarrow \varepsilon = 0.8808$$
$$A_s = \frac{26.5 \times 10^5}{1400 \times 45 \times 0.8808} = 47.75 \rightarrow 16\Phi 20$$
$$A_{s_{min}} = 0.69 \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_c} bh = 0.69 \frac{7}{2200} \times 160 \times 45 = 15.8 \prec A_s, B_{350kg/m^3} \rightarrow \overline{\sigma}_b = 7$$



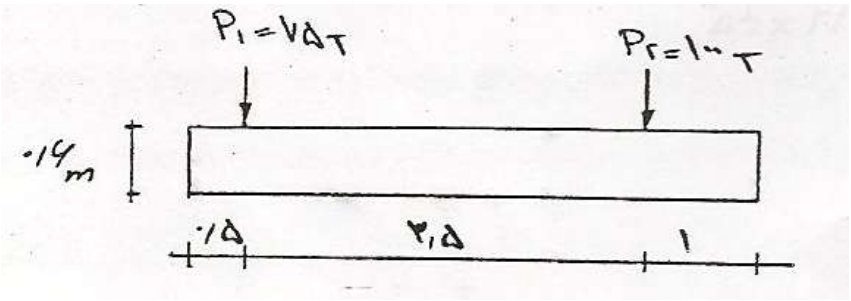
محاسبه ممان برای تعیین فولاد عرضی:

$$q = k.y = 14.5 \times 8.71 \times 10^{-3} = 12.32T/m^2$$
$$q = \frac{P}{A} = \frac{70}{0.975 \times 1.6} = 44.87T/m^2$$
$$M_{II-II} = 44.87 \times \frac{0.65^2}{2} \times 0.975 = 9.24T - m$$



۳۵) برای دو ستون یک ساختمان ۴۰*۴۰ یک پی نواری در نظر گرفته شده است.در صورتیکه تنش مجاز خاک معادل ۲۵ t/m باشد.مطلوبست طراحی و محاسبه کامل پی و مقادیر مورد لزوم در زیر داده شده است.

عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب میباشد.



$$K = 3870t/m^2, E_b = 2.1\times10^6 t/m^2$$

I)محاسبه براینذ و نقطه اثر نیروها:

$$R = 100 + 75 = 175t$$

$$\bar{x} = \frac{100 \times 3.5}{100 + 75} = 2m \rightarrow L = 2(2 + 0.5) = 5m$$

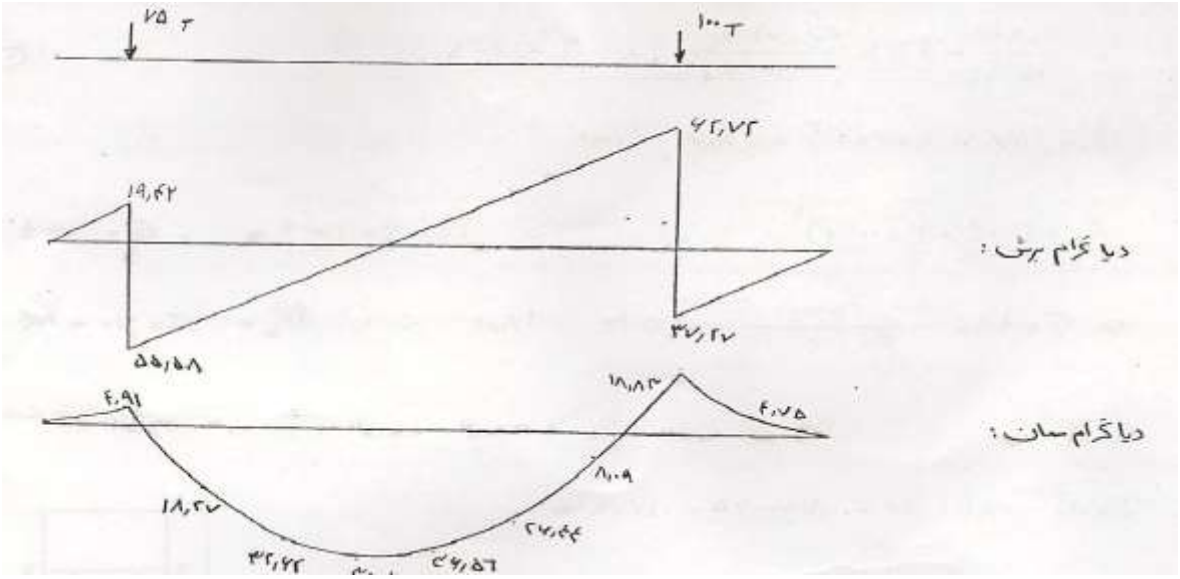
$$B = \frac{R}{q_a.L} = \frac{175}{25 \times 5} = 1.4m \rightarrow I = \frac{1.4 \times 0.6^3}{12} = 0.0252m^4$$

$$K'_s = K.B = 3870 \times 1.4 = 5418 \Rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{K'_s}{4EI}} = \sqrt{\frac{5418}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.0252}} = 0.4$$

$$\lambda.L = 0.4 \times 5 = 2 \succ 0.8 \rightarrow$$

پی انعطاف پذیر است.

	A'	1.8262	1.5284	1.2296	0.9412	0.6724	0.4259	0.2005	-0.008	-0.2051	-0.3963	-0.5856
	B'	0	0.069	-0.1395	-0.2497	-0.2845	-0.2654	-0.2120	-0.1424	-0.0735	0-0209	0
	C'	0	0.3354 -0.6645	-0.3887	-0.1719	-0.109	0.0985	0.1808	0.1798	.01584	0.0982	0
	A'	-0.36865	-.2051	-0.0404	0.1276	0.3015	0.4829	0.6715	0.8640	1.0526	1.2296	1.4015
	B'	0	-.0125	-0.0415	-0.0737	-0.0956	-0.0934	-0.0525	0.0421	0.2058	0.0637	0
	C'	0	-.0574	-0.082	-0.0733	-0.0305	0.0477	0.1631	0.3166		-0.2631	0
		7.39	6.95	7.11	6.15	5.95	5.92	6.07	6.33	6.64	6.88	7.1
		0	4.91	-18.27	-32.62	-38.62	-36.52	-26.24	-8.09	18.83	4.75	0
		0	19.42 -55.58	-37.75	-20.22	-2.87	11.16	29.87	45.15	62.72 -37.27	-18.95	0



$$M_{\max}^{-} = 38.86t-m \rightarrow \mu = 0.064, n = 15, h = 50cm$$
$$\varepsilon = .8954, A_s = 33.38cm^2 \rightarrow 11\Phi 20 \rightarrow A_s = 34.56cm^2$$

کنترل فولاد می نیمم پس از تعیین عرض پی:

$$M^{+} = 13.2t-m \Rightarrow \mu = 0.022 \rightarrow \varepsilon = 0.9355$$
$$A_s = 10.85cm^2 \rightarrow 4\Phi 20 \rightarrow A_s = 12.57cm^2$$

کنترل برش:

$$T = 38.12T \rightarrow \tau = \frac{T}{bz} = \frac{T}{\frac{7}{8}bh} = \frac{38.12\times 10^3}{\frac{7}{8}\times 14\times 50} = 6.224, \bar{\sigma}_b = 7kg/cm^2$$
$$6.224 \prec 1.15\bar{\sigma}_b = 1.15\times 7 = 8.05kg/cm^2 \rightarrow O.K.$$

کنترل پانچ:

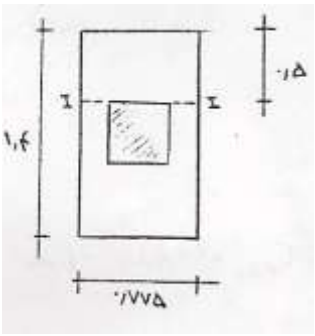
$$\sigma_p = \frac{1.5Q_0}{P_c.h_t} = 1.5\frac{Q - A_c q_c}{P_c.h_t}, q_0 = K.y$$

$$q_0 = 3870 \times 6.64 \times 10^{-3} = 25.7t/m^2$$

$$A_c = (0.4 + 2(0.3))^2 1m^2, P_c = 4 \times 1 = 4m, Q = 100t$$

$$\sigma_p = 1.5 \times \frac{100 - 25.7 \times 1}{4 \times 0.6} = 46.44t/m^2 \prec \bar{\sigma}_b = 1.2 \times 70 = 84t/m^2 \rightarrow O.K.$$

در مورد پی سمت چپ داریم:



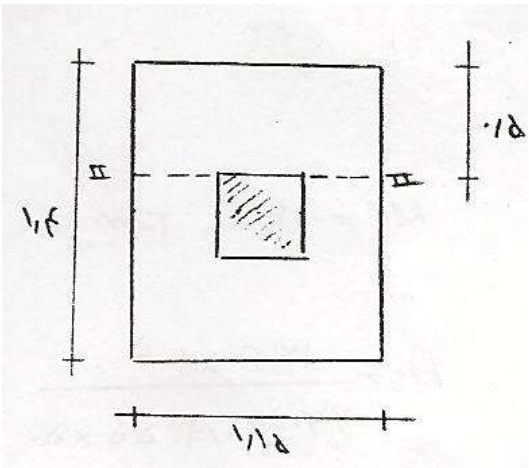
$$b = a + 0.75h = -0.4 + 0.75 \times 0.5 = 0.775m$$

$$M_{I-I} = \frac{75}{1.4 \times 0.775} \times \frac{0.5}{2} \times 0.775 = 6.7t - m$$

$$\mu = \frac{15 \times 6.7 \times 10^5}{26 \times 77.5 \times 50^2} = 0.02 \rightarrow \varepsilon = 0.9379$$

$$A_s = \frac{6.7 \times 10^5}{2600 \times 0.9379 \times 50} = 5.5cm^2$$

در مورد پی سمت راست داریم:

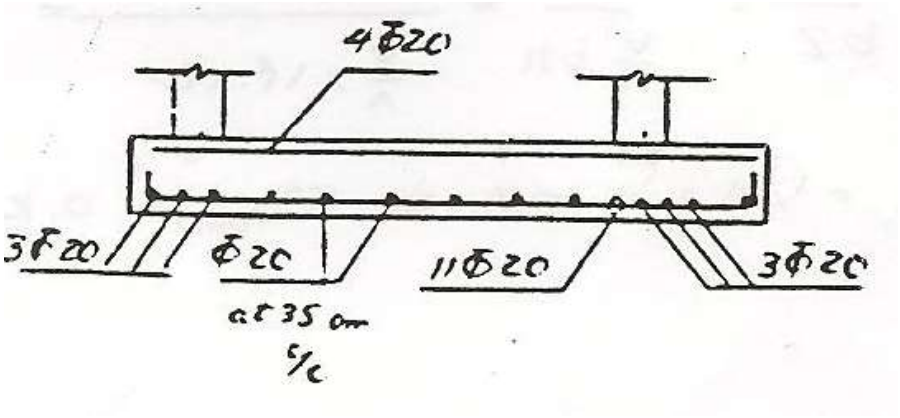


$$b = a + 1.5h = -0.4 + 1.5 \times 0.5 = 1.15m$$

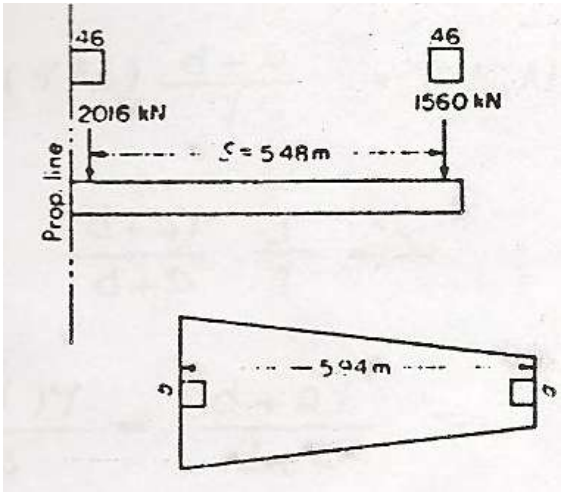
$$M_{II-II} = \frac{100}{1.4 \times 1.15} \times \frac{0.5^2}{2} \times 1.15 = 8.93t - m$$

$$\mu = 0.9408 \rightarrow A_s = \frac{8.93 \times 10^5}{2600 \times 0.9408 \times 50} = 7.3cm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.6907 \times 115 \times 50}{4200} = 6.61cm^2 \rightarrow O.K.$$



۳۶) ابعاد و اندازه های پی ذوزنقه ای زیر را طرح کنید.



0.46×0.46

$D_1 = 1200, L_1 = 816LN$

$D_2 = 900, L_2 = 660KN$

$f_c' = 2100,\ f_y = 415MPa$

$q_a = 190KPa$

گام اول محاسبه :

$$F.S.=\frac{1.4(1200+900)+1.7(816+660)}{1200+900+816+660}=\frac{5449}{3576}=1.5238$$
$$q_u=190(1.5238)=289.5Kpa$$

گام دوم محاسبه:

$$5449.2\bar{x}=5.48[1.49\times900+1.7\times550]$$
$$\bar{x}=2.395m$$
$$x'=2.395+\frac{0.46}{2}=2.625m\succ\frac{L}{3}\prec\frac{L}{2}$$

لذا پی ذوزنقه ای و مساحت آن از رابطه زیر بدست می آید.

$$A=\frac{a+b}{2}L=\frac{a+b}{2}(5.94)$$

$$A=\frac{5449.2}{289.5}=18.823m^2$$
$$18.823=\frac{a+b}{2}(594)\Rightarrow a+b=6.338m$$
$$x'=\frac{L}{3}\frac{2a+b}{a+b}=\frac{3(2.625)}{5.94}=1.326$$
$$\Rightarrow a=2.065m,b=4.293m$$

گام سوم:رسم دیاگرام برش و خمش:

فشار زیر پی در انتهای بزرگ= $4.273\times289.5=1237.03\,KN/m$

فشار زیر پی در انتهای کوچک= $2.065\times289.5=597.2\,KN/m$

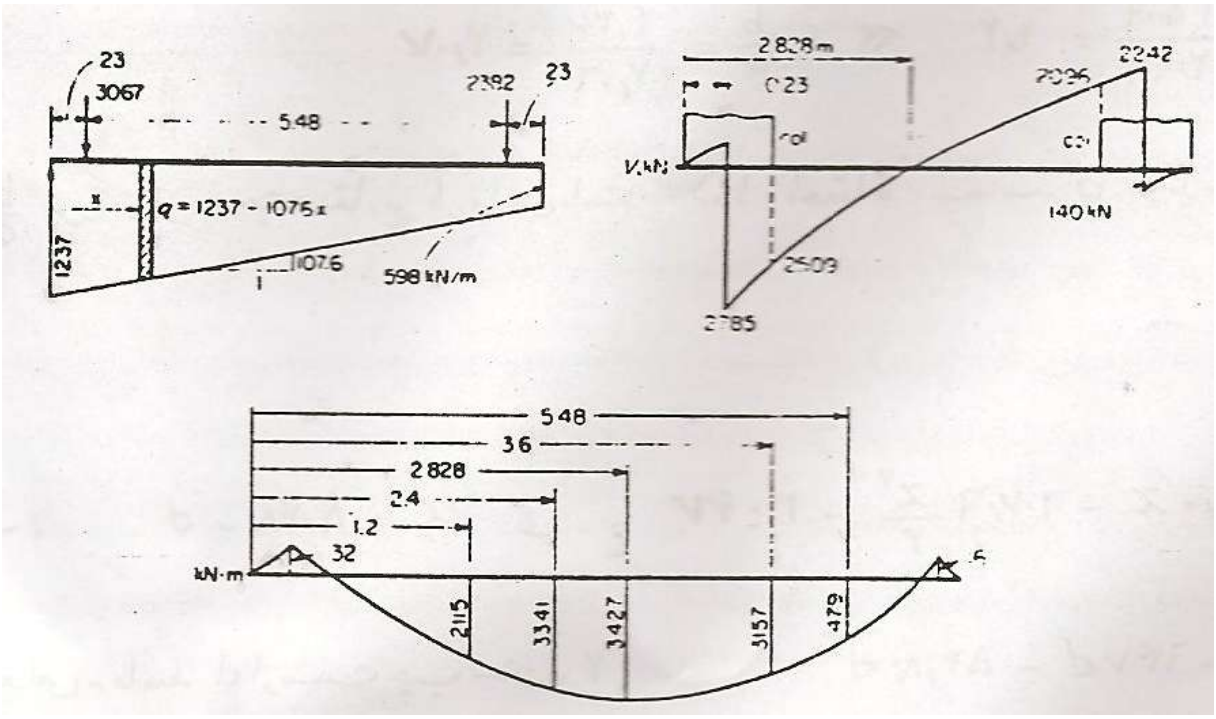
شیب خط فشار= $(1237-598)5.94=107.6$

$$V=\int_0^x qdx=12.7x-107.6\frac{x^2}{2}+C$$

$$x=0.23m\rightarrow C=0\Rightarrow V=1237\times0.23-53.8\times0.23^2=282KN$$

$$x=0.23+dx\rightarrow C=-3067\Rightarrow V=282-60367=-2875KN$$

$$x=5.71\rightarrow C=-3067\Rightarrow V=2242KN$$



گام چهارم:محاسبه ضخامت پی بر اساس تنش برشی در انتهای کوچک و برش پانچ در انتهای بزرگ

$$\frac{V_b}{V_s}=\frac{2509}{2096}=1.2\prec\prec\frac{b}{a}=\frac{4.27}{2.06}=2.07$$

از آنجا که نسبت فوق بزرگتر از نسبت مقادیر بارها میباشد.لذا احتمالا محاسبه d باید بر اساس تنش برشی در انتهای کوچک باشد.

$$V=1237.0x-107.6x^2/2-3067,x=5.48-d$$

$$B=2.065+\frac{4.27+2.06}{5.94}(d+0.46)=2.065+0.372d+0.17=2.24+0.372d$$

$$V_c=0.66MPa$$

$$=660KPa$$

$\phi = 0.85$	f'_c, psi (MPa) 3000 (21)	3500 (24)	4000 (28)	5000 (35)
Wide beam $2\phi\sqrt{f'_c}$				
psi (MPa)	93.1(0.66)	100.6(0.71)	107.5(0.76)	120.2(0.85)
ksf	13.4	14.5	15.5	17.3
Diagonal tension $4\phi\sqrt{f'_c}$				
psi (MPa)	186.2(1.29)	201.1(1.37)	214.0(1.48)	240.4(1.66)
ksf	26.8	29.0	31.0	34.6

با مساوی قرار دادن تنش برش مجاز بتن بتن با مقدار V داریم:

$$(2.24+0.372d)d(660)=2096-647d-53.8d^2 \rightarrow d=0.88m$$

مقدارdبا توجه به برش پانچ در انتهای بزرگ برابر ۰,۷۵ متر بدست میاید

گام پنجم:طرح فولاد طولی.از آنجائیکه عرض پی متغییر است .لذاAsبرای چند مقطع کنترل می شود .

x	V, kN	M, kN·m	w, m	A_s, cm²/m
0	0	0	4.27	0.0
0.6	−2344.6	− 916.1	4.05	6.9
1.2	−1660.6	−2115.8	3.83	17.0
1.8	−1015.4	−2916.6	3.60	25.2
2.4	− 408.9	−3342.0	3.38	31.0
2.828(max)	0.0	−3428.7	3.22	33.5
3.0	+ 159.0	−3415.0	3.16	34.1
3.6	688.1	−3159.0	2.94	33.9
4.8	1630.3	−1752.4	2.49	21.8
5.94	0.0	0.0	2.07	0.0

The max steel = 144.2 cm²/m
The min steel = 29.6 cm²/m based on $1.4/f_y$

گام ششم:محاسبه فولادهای عرضی همانن پی مستطیلی منطقه ای به طول W+0.75d از بر ستون کناری را در نظر می گیریم.برای مثال در انتهای بزرگ پی با در نظر گرفتن عرض مستطیل داریم.

W+0.75d=0.46+0.75(0.88)=1.2m

$$B_1 = 4.27, B_2 = 4.27 - 1.12\frac{4.27 - 2.07}{5.94} = 3.85$$

$$W = \frac{4.27 + 3.8/5}{2} = 4.06m$$

$$L' = \frac{4.06 - 0.46}{2} = 1.8$$

$$M = \frac{289.5}{2}1.8^2 = 469KN - m$$

با محاسبه ممان می توان فولاد مقطع را محاسبه کرد.

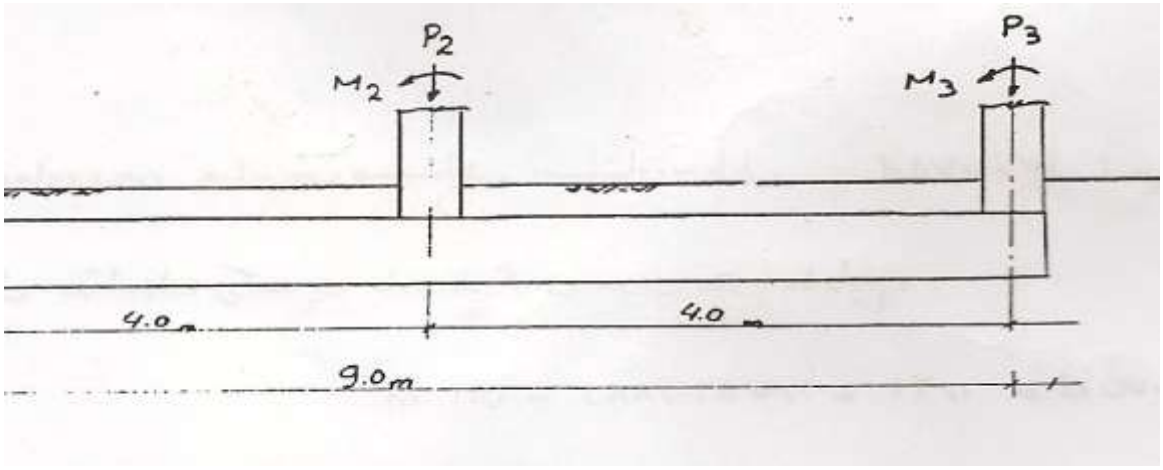
۳۷)برای طرح سه ستون یک ساختمان به ابعاد ۴۰*۴۰ پی نواری ذوزنقه ای طراحی کنیم.

در صورتیکه $q_a = 20T/m^2, f_y = 400kg/cm^2$

بتن ۳۵۰کیلوگرم سیمان در متر مکعب باشد.مطلوبست

الف:طرح ابعاد پی و ضخامت پی

ب:محاسبه فولادهای طولی و عرضی پی شماره ۳



$$P_1 = 108T, P_2 = 120T, P_3 = 150T$$
$$M_1 = 50T - m, M_2 = 19T - m, M_3 = 25.5T - m$$

راه حل اول:

$$\bar{x} = 3.66m \rightarrow \frac{3}{L}\left(\bar{x} + \frac{a}{2}\right) = 1 + \frac{L.q_a}{2\sum P_i} a_1$$
$$a_1 = 1.2m \rightarrow a_1 + a_2 = \frac{2\sum p_i}{L.q_a} \Rightarrow a_2 = 3m$$

راه حل دوم:

$$R = 108 + 120 + 150 = 378T$$
$$(a_1 + a_2)\frac{9}{2} \times 20 = 378, \bar{X}\frac{120 \times 4 + 150 \times 8 + 5 - 19 - 25.5}{378} = 4.34m$$
$$X_{cg} = \frac{a_1 \times \frac{q^2}{2} + (a_2 - a_1) \times \frac{q^2}{3 \times 2} \times 2}{(a_1 + a_2)\frac{q}{2}} \Rightarrow X_{cg} = \frac{3(2a_2 + a_1)}{a_1 + a_2}$$
$$4.34 + 0.8 = \frac{3(2_2 + a_1)}{a_1 + a_2}$$

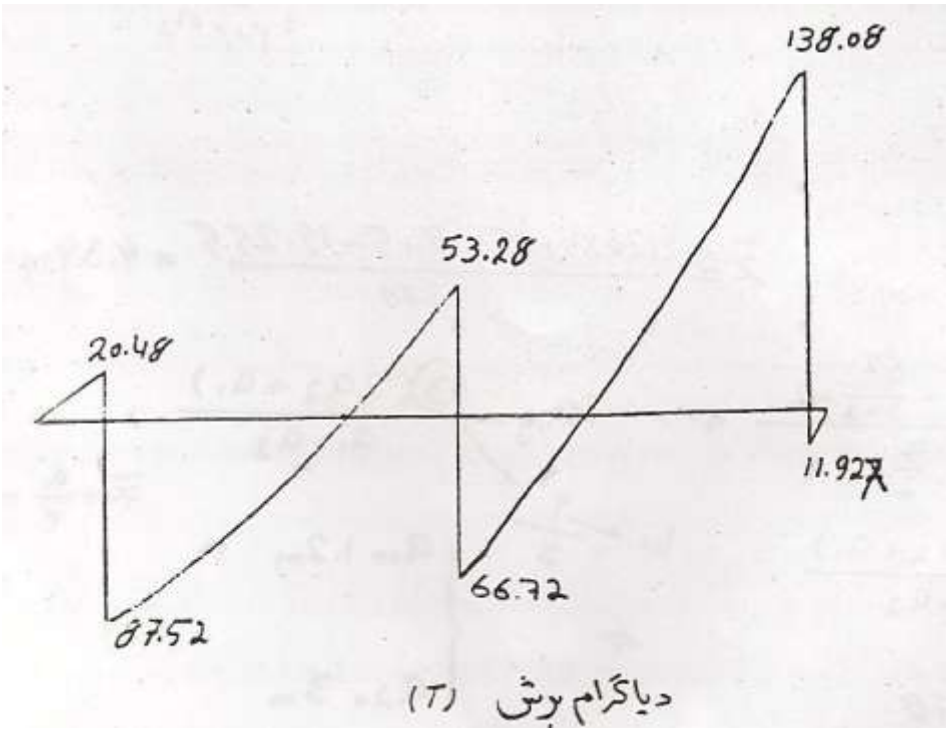
$$g_0(a_1 + a_2) = 378$$

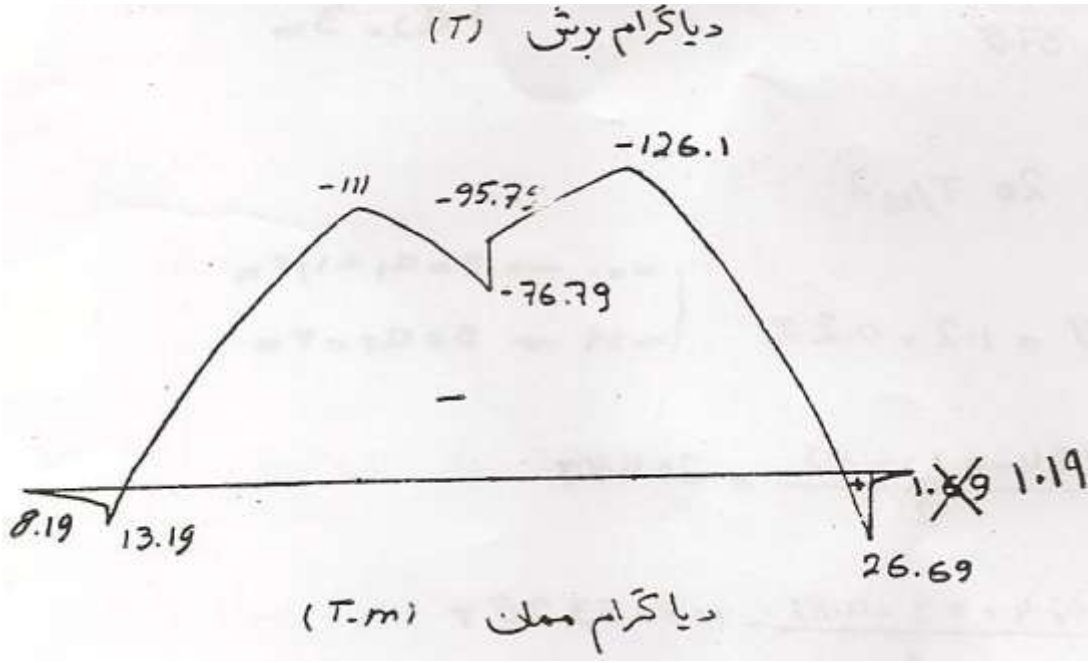
$$q = \frac{378}{(1.2 + 3) \times g/2} = 20T/m^2$$

$$B = 1.2 + \frac{x}{g} \times 1.8 = 1.2 + 0.2x \begin{cases} x = 0 \rightarrow B = a_1 = 1.2m \\ x = 9 \rightarrow B = a_2 = 3m \end{cases}$$

$$V_1 = 0.8\times 20\times \frac{2.4+0.2\times 0.8}{2} = 20.48T$$
$$V_2 = 4.8\times 20\times \frac{2.4+0.2\times 4.8}{2} - 108 = 53.28T$$
$$V_3 = 8.8\times 20\times \frac{2.4+0.2\times 8.8}{2} - 108 - 120 = 138.08T$$
$$x_1\times 20\times \frac{2.4+0.2\times x}{2} = 108 \Rightarrow x_1 = 3.5m, x_2 = 6.25m$$

$$M_1 = 8.19T - m$$
$$M_2 = -76.79T - m$$
$$M_3 = 26.69T - m$$
$$M_1' = -111T - m$$
$$M_2' = -126.1T - m$$





$$350kg/m^3 concrete \Rightarrow V_P = 58kg/cm^2$$

$$\begin{cases} P_c = 2\times\left(0.4+\frac{h_t}{2}\right)+0.4+h_t = 1.2+2h_t \\ A_c = \left(0.4+\frac{h_t}{2}\right)\times\left(0.4+h_t\right) = \frac{h_t^{\,2}}{2}+0.6h_t+0.16 \end{cases}$$

$$1.2\times 58 = 1.5 = \frac{150-\left(0.16+0.6h_t+\frac{h_t^{\,2}}{2}\right)}{1.2h_t+2h_t^{\,2}}\times 20$$

$$\Rightarrow 154.2h_t^{\,2}+101.52h_t-220.2=0 \Rightarrow h_t = 0.91m$$

چون نیروی اصلی برش پانچ گوشه می باشد.لذا ضخامت ۹۰ سانتی متر حتما برش را جوابگو بوده و احتیاجی به کنترل ندارد.

برای فولادهای طولی مثبت چون ممان بسیار کم است از فولاد مینیمم استفاده می کنیم.

$$h_t = 90cm \rightarrow h = 82cm$$

$$As_{1\min} = \frac{0.69\bar{\sigma}_b bh}{\sigma_{cn}} \Rightarrow As_{1\min} = \frac{0.69 \times 5.8 \times 120 \times 82}{4000}$$

$$As_{2\min} = 9.84cm^2 \Rightarrow USE: 4\Phi 20$$

$$As_{2\min} = \frac{0.69 \times 5.8 \times 300 \times 82}{4000}$$

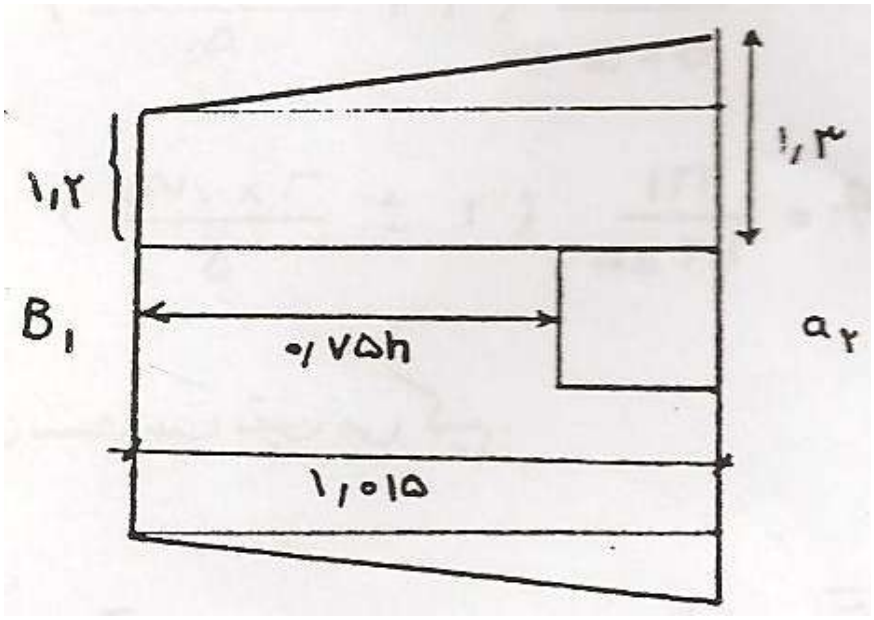
$$As_{2\min} = 24.6cm^2 \Rightarrow USE: 8\Phi 20$$

فولاد منفی:

$$\mu = \frac{n.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \times 126.1 \times 10^5}{2400 \times 245 \times 82^2} = 0.04784$$

$$\varepsilon = 0.9083 \Rightarrow A'_s = 70.54cm^2 \Rightarrow 20\Phi 24$$

محاسبه فولادهای عرضی پی شماره۳)



$$B_1 = 1.2 + 7.98 \times 0.2 = 2.8m$$

$$q_1 = \frac{150}{\frac{2.8+3}{2} \times 1.015} = 50.956T/m^2$$

$$B_{avg} = \frac{1.2+1.3}{2} 1.25$$

$$M_{I-I} = 1.25^2/2 \times 50.95 \times 1.015 = 40.4T - m$$

$$\mu = \frac{15 \times 40.4 \times 10^5}{2400 \times 101.5 \times 82^2} = 0.037 \Rightarrow \varepsilon = 91.79$$

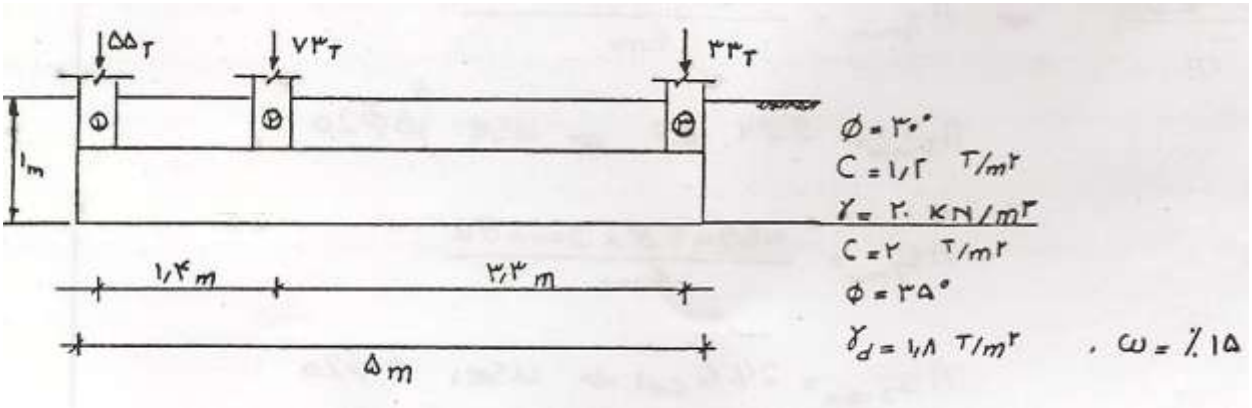
$$A_s = \frac{40.4 \times 10^5}{2400 \times 0.9179 \times 82} = 22.36cm^2 \Rightarrow USE: 8\Phi 20 or 5\Phi 24$$

فواصل بین ستونها نیز فولاد min قرار می دهیم.

۳۸)برای سه ستون یک ساختمان ۵ طبقه پی نواری مطابق شکل زیر طرح می شود.ابعاد ستون ۳۰*۳۰ است.مطلوبست

الف:تعیین ابعاد پی

ب:تعیین فولادهای طولی و عرضی پی کناری سمت چپ



حل الف:

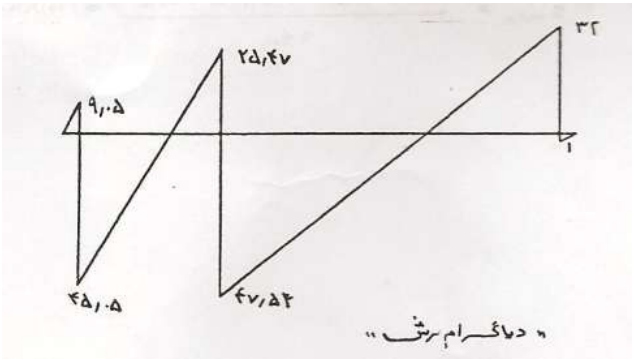
$$\sum P_i = 55+73+33 = 161T$$
$$\bar{X} = \frac{73\times 1.4 + 33\times 4.7}{161} = 1.598 \cong 1.6m$$
$$e_x = 1.7 - 2.35 = -0.75$$
$$45 = \frac{161}{5\times 5}\left(1+\frac{6\times 0.75}{2}\right) \Rightarrow B = 1.36 \rightarrow B = 1.4m$$
$$q = \frac{161}{1.4\times 5}\left(1\pm\frac{6\times 0.75}{5}\right) \Rightarrow q = \begin{cases} 43.7T/m^2 \\ 2.3T/m^2 \end{cases} \rightarrow \prec 45O > O.K.$$

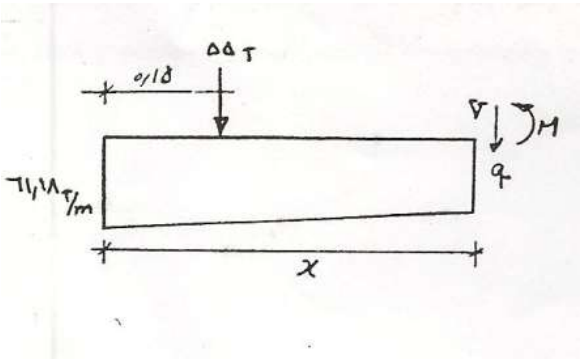
ضخامت پی با توجه به پانچناقص ستون کناری سمت چپ تعیین می کنیم.

$$\bar{\sigma}_b = 5.2kg/cm^2, \sigma_p = 52\times 1.2 = 62.4T/m^2$$
$$A_c = (0.3+h_t)(0.3+h_t/2) = 0.9+h_t{}^2/2+0.45h_t$$
$$P_c = (0.3+h_t)+2(0.3+h_t/2) = 0.9+2h_t$$
$$q_{avg} = 4.3 T/m^2$$
$$62.4 = \frac{1.5}{h_t}\times\frac{5.5-4.3(0.09+h_t{}^2/2+0.45h_t)}{0.9+2h_t}$$
$$128h^2+59.06h-81.912 = 0 \rightarrow h_t = 60cm, h = 55cm$$

حل ب:

$$q_1 = 1.4\times 2.3 = 3.22 T/m, q_2 = 1.4\times 43.7 = 61.18 T/m, q = 61.18 - 11.592x$$





$$V=(61.18-q)x/2+q\times x-55=11.592x^2/2+61.18x-11.592x^2-55$$
$$=-11.592x^2/2+61.18x-55$$
$$M=-55(x-0.15)+(61.18-q)\times 2x/3+q\times x^2/2$$
$$=-11.592x^3/2+61.18x^2/2-55x+8.25$$
$$V=0\Rightarrow x=0.99m\Rightarrow M^-=18.1T-m, M^+=0$$
$$\mu=0.03053\rightarrow \varepsilon=0.9246$$
$$A_s^-=25.4cm^2\rightarrow 10\Phi 18$$
$$A_{s_{min}}=\frac{0.69\times 5.2\times 140\times 55}{2400}=11.5cm^2\rightarrow 5\Phi 18$$

تعیین فولاد عرضی:

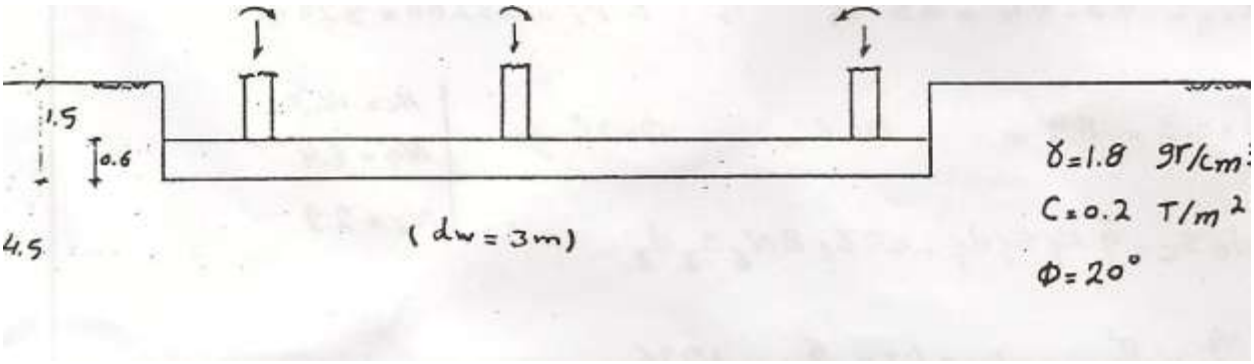
$$q=\frac{55}{0.7125\times 1.4}=55.1\,T/m^2$$
$$M^+=55.1\times 0.7125\times 0.55^2/2=5.94T-m$$
$$\mu=\frac{10\times 5.94\times 10^5}{1400\times 71.25\times 55^2}=0.019686\rightarrow \varepsilon=0.9383$$
$$A_s=\frac{5.94\times 10^5}{1400\times 9383\times 55}=8.22cm^2\rightarrow 6\Phi 24$$
$$A_{s_{min}}=\frac{0.69\times 5.2\times 71.25\times 55}{2400}=5.86cm^2\prec A_s$$

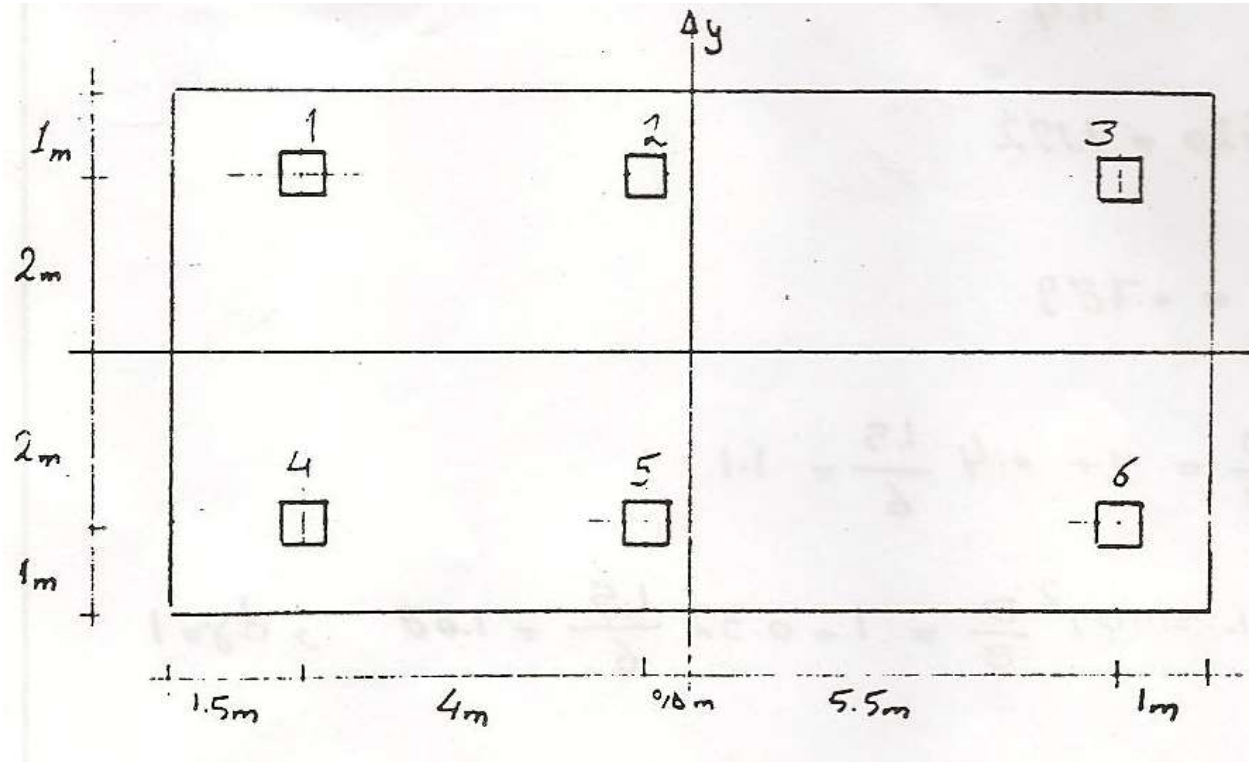
۳۹)برای شش ستون یک ساختمان با ابعاد ۴۰cm*۴۰cm یک پی گسترده مطابق شکل زیر طرح می شود.مقادیر با دو لنگر در جدول زیر داده شده است.با توجه به ضخامت انتخاب شده برای پی بمیزان ۰..۶ و سایر مشخصات که ذیلا داده شده است مطلوبست:

الف)بررسی ابعاد پی(هنسن)

ب)کنترل ضخامت پی.عیار بتن ۳۰۰

ج)محاسبه مقدار فولادهای طولی لازم با فرض صلبیت پی





ستون	۱	۲	۳	۴	۵	۶
P_t	75	95	90	75	95	90
M_{T-m}	12	10	-9	12	10	-9

$$B=6m, L=1.5+4+55+1=12m$$

$$H=\frac{B}{2}tg(45+\Phi/2)=3tg(45+20/2)=4.28\succ 3$$

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

$$\gamma_e=(2\times 4.28-3)\frac{3}{4.28^2}\times 1.8+\frac{1.9-1}{4.28^2}(4.28-3)^2=1.72\,T/m^2$$

پی نسبت به محور xها تقارن دارد.بنابراین ey =0 می باشد

$$\bar{x}=\frac{2(95+90\times 9.54)+2\times 12+2\times 10-2\times 9}{2(75+95+90)}=4.8m$$

$$e_x=\bar{x}-x_{cg}=4.8-4.5=0.3m, \sum P_i=2\times 260=520T$$

$$\begin{cases}L'=12-22\times 0.3=11.4m\\ B'=B\end{cases}, B=6m, \Phi=20^{\circ}, \begin{vmatrix}N_c=14.8\\ N_q=6.4\\ N_\gamma=2.9\end{vmatrix}$$

$$q_u=c.N_c.d_c.S_c+\bar{q}.N_q.S_q.d_q+0.5\gamma_e.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma$$

$$S_c=1+\frac{N_q}{N_c}\times\frac{B'}{L'}=1+0.43\times 6/11.4=1.226$$

$$S_q=1+\frac{B'}{L'}tg\varphi=1+6/11.4\times tg20=1.192$$

$$S_\gamma=1-0.4\times 6/11.4=0.789$$

$$D\le B\Rightarrow d_c=1+0.4\frac{D}{B}=1+0.4\times 1.5/6=1.1$$

$$d_q=1+2tg\varphi(1-\sin\varphi)^2\frac{D}{B}=1+0.32\times 1.5/6=1.08, d_\gamma=1$$

$$q_u=0.2\times 14.8\times 1.12\times 1.226+1.5\times 1.8\times 6.4\times 1.193\times 1.08+0.5\times 1.72\times 6\times 2.9\times 0.789\times 1=38.14\,T/m^2$$

$$q_a=\bar{q}+\frac{q_u-\bar{q}}{F.S.}=\frac{q_u+2\bar{q}}{3}=\frac{38.14+2\times 1.5\times 1.8}{3}=14.51\,T/m^2$$

$$P_a=14.51\times 6\times 11.4=992.5\succ\sum P_i=520T\rightarrow O.K.$$

$$q=\frac{P}{A}+\frac{M_y.x}{I_y}, I_y=BL^3/12=6\times 12^3/12=864^4, M_y=P.e_y=520\times 0.3=156T-m$$

$$q=\frac{520}{6\times 12}+\frac{156}{864}x=7.22+0.18x\rightarrow q=7.22\pm 0.18\times 6\Rightarrow\begin{vmatrix}q_1=8.3\,T/m^2\prec 14.5\rightarrow O.K.\\ q_2=6.14\,T/m^2\end{vmatrix}$$

$$q_{\min,maz}=\frac{\sum P_i}{B.L}\left(1\pm\frac{6e}{L}\right)$$

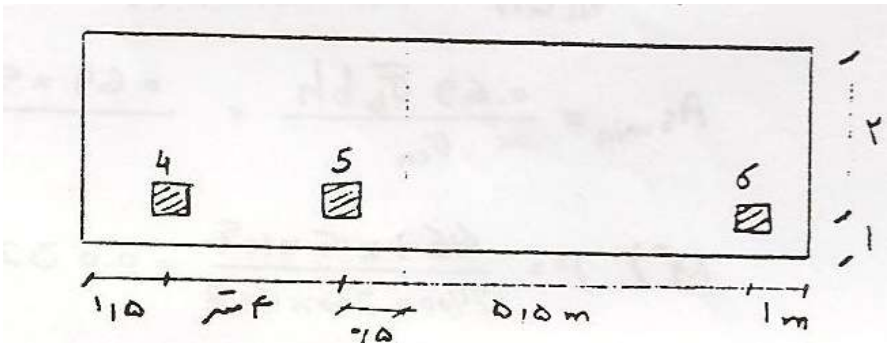
ب)ضخامت پی با توجه به برش پانچ ستونی که بیشترین بار را دارد کنترل می کنیم.

$$A_c = (0.4+0.6)^2 = 1m^2, P_c = 4(0.4+0.6) = 4m, q_m = 520/(6\times 12) = 7.22T/m^2$$

$$\sigma_p = 1.5\frac{P - A_c.q}{P_c.h_t} = 1.5\frac{95 - 1\times 7.22}{4\times 0.6} = 54.86 \prec 1.2\times 52 = 62.4 \rightarrow O.K.$$

ضخامت پی مناسب است.ضمنا با توجه به ابعاد و نیروهای وارده این ضخامت یرای برش ساده نیز مناسب می باشد.

ج)محاسبه فولادهای طولی:پی دو پی نواری به عرض m۳ و یکی از این پی ها نواری طراحی می گردد.



$$q = 6.14 + 0.18x$$

$$M_1^+ = 3(6.14\times 1.3^2/2 + 0.18\times 1.3^3/6) = 15.76T - m$$

$$M^- = 46.1T - m$$

$$h_t = 60cm \rightarrow h = 54cm.$$

$$R = \sum P_i = 75 + 95 + 90 = 260T$$

$$\bar{x} = \frac{1}{260}\left[12 + 10 + 95\times 4 + 90\times 9.5 - 9\right] = 4.8m \rightarrow e_x = 4.8 - 4.5 = 0.3m$$

$$L = 2(\bar{x} + 1.5) = 12.6 \succ 12 \rightarrow q_{\max,\min} = \frac{260}{12\times 3}(1 \pm \frac{6\times 0.3}{12}) = \begin{cases} 8.3 \\ 6.14 \end{cases}$$

$$M^{+})\mu = \frac{15.76\times15\times10^{5}}{2400\times300\times54^{2}} = 0.01126$$

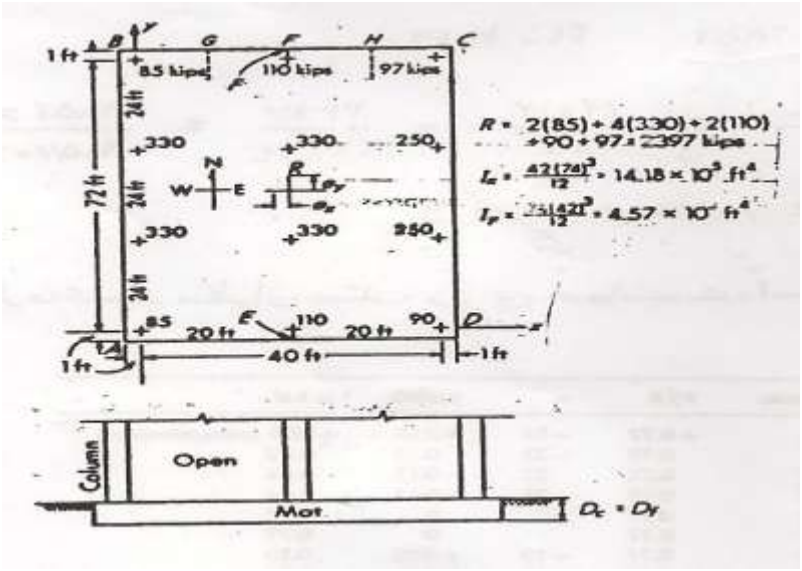
$$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{15.76\times10^{5}}{2400\times0.9524\times54^{2}} = 12.77cm^{2}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.69\times5.2\times300\times54}{4000} = 14.5cm^{2} \succ A_s \Rightarrow 6\Phi18$$

$$M^{-})\mu = \frac{46\times15\times10^{5}}{2400\times300\times54^{2}} = 0.032936$$

$$A_s = \frac{46.1\times10^{5}}{2400\times0.9221\times54} = 38.58cm^{2} \Rightarrow 13\Phi20$$

۴۰) با استفاده از روش صلب پی شکل زیر را با توجه به مشخصات هندسی فاصله ستونها و بارها طراحی کنید.



حل:

15×15

$f_c = 3Ksi$

$q_a = 1$

$f_y = 50Ksi$

$F.S. = 1.6$

$$2397\bar{x} = 2\times330\times20 + 2\times110\times20 + 2\times250\times40 + 40(90+97)$$

$$\bar{x} = \frac{45080}{2397} = 18.81\,ft \rightarrow e_x = -1.19\,ft$$

با ممان گیری در امتداد محور X ستونهای پایین داریم.

$$\bar{y} = \frac{86544}{2397} = 36.11 \rightarrow e_y = 0.11$$

مرحله دو:

فشار خاک در زیر پی را بدست می آوریم.

$$M_x = R.e_y = 2397\times0.11 = 264\,ft-kips$$

$$M_y = 2397\times1.19 = 2852\,ft-kips$$

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y.y}{I_x} = \frac{2397}{42\times74} \pm \frac{2852x}{4.57\times10^5} \pm \frac{264y}{14.18\times10^5}$$

$$\Rightarrow q = 0.77 \pm 0.006x \pm 0.0001y$$

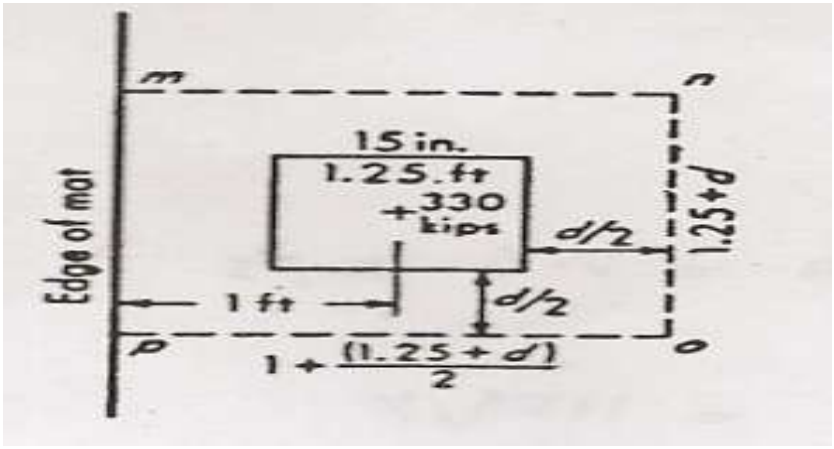
در جدول زیر مقادیر فشار خاک در مکانهای مختلف زیر پی محاسبه شده است.

Point	V/A	x	0.006x	q, ksf
A	+0.77	−21	+0.13	+0.90 (compression)
B	0.77	−21	0.13	0.90
C	0.77	21	−0.13	0.64
D	0.77	21	−0.13	0.64
E	0.77		0	0.77
F	0.77		0	0.77
G	0.77	−10	+0.06	0.83
H	0.77	10	0.0	0.71

مرحله سوم:

عمق پی باید به اندازهای باشد که تنش کششی قطری را ارضا کند.مقدار حداکثر برش در ستون کناری با بار kips۳۳۰ در یک محیط برش سه وجهی ظاهر می شود.برای ان ستون با توجه به شکل صفحه بعد داریم:

$$P = 2\left(1 + \frac{1.2}{}\right.$$



$$f_c = 3ksi \rightarrow V_c$$

$$dPV_c = LF \times$$

$$d(4.5 + 2d)2$$

$$d = 2.21\,ft =$$

$\phi = 0.85$	f'_c, psi (MPa) 3000 (21)	3500 (24)	4000 (28)	5000 (35)
Wide beam $2\phi\sqrt{f'_c}$				
psi (MPa)	93.1(0.66)	100.6(0.71)	107.5(0.76)	120.2(0.85)
ksf	13.4	14.5	15.5	17.3
Diagonal tension $4\phi\sqrt{f'_c}$				
psi (MPa)	186.2(1.29)	201.1(1.37)	214.0(1.48)	240.4(1.66)
ksf	26.8	29.0	31.0	34.6

مرحله چهارم:

ممان خمشی در نوارها بدست می آوریم.با تقسیم پی به سه نوار تیر مانند در جهت شمال–جنوب و با داشتن مقادیر فشار خاک در زیر نوارها داریم:

$$AB = 11\ ft \rightarrow$$

$$EF = 20\ ft \rightarrow$$

$$DC = 11\ ft \rightarrow$$

تعادل استاتیکی نوارها را بررسی می کنیم.

$$\sum \mathrm{F_v} = 0$$

$$AB = 11 \times 74$$

$$EF = 139.6$$

$$CD = 553.4$$

$$SUM = 2397$$

$\sum$ بار ستون $= 8$

پس می توان برش را ۲۲۳۱ در هر نوار تحمل کند.

$M = 0.1 \times 0.8$

ممکن است برای تعادل قائم نوار فشار خاک و بارها را متعادل کرده و دیاگرام لنگر و برش را رسم کنیم.اگر منتجه بار ستون روی مرکز سطح نباشد دیگرام فشار خاک غیر خطی شده که باید رسم دیگرام ممان و برش مورد استفاده قرار گیرد.

$AB = 704 + \frac{8}{}$

$q = 0.865 \times \frac{7}{7}$

$Rc = \frac{767}{830} = 0$

دیاگرام بار نوار و همچنین نمودارهای ممان و برش نوار AB در شکل زیر نشان داده شده است. همچنین با رسم دیاگرام های مربوط به نوارهای EC و CD اطلاعات یزر بدست می آید.

ماکزیمم ممان مثبت از نوار AB بدست می آید: $M_{AB}^{+} = \frac{1348}{11} = 122.5 \text{ ft} - \text{kips/ft}$

ماکزیمم ممان منفی از نوار CD بدست می آید: (در دها نه های خارجی)

$M_{ab}^{+} = -33.6$ f

در تمام حالات بارگذاری در دها نه های شمالی–جنوبی بین ردیف ستونهای ۲ و۳ ممان منفی بوجود نیامده و فولاد برای ممان منفی فقط در انتهای دها نه ها لازم است.

مرحله ۵:

پارامترهای لازم برای نعیین فولاد ها در جهت شمال–جنوب با LF=1.6 .

(a) آرماتورهای مثبت در کف پی:

$d = 27\ in \Longrightarrow$

$A_s^2 - 32.9\ As =$

$As = 2.07\ in^2$

$\rho = \frac{2.07}{27 \times 12} =$

برای فولاد کف پی در تمام نوارها از ۲ آرماتور نمره ۹ در هر فوت عرض استفاده می کنیم.

(b) آرماتورهای منفی در بالای پی :

$M_{\max}^{-} = -33.$

$A_s{}^2 - 32.9\ As$

(۱/۳ افزایش می دهیم)

$$As = 1.33 \times 0.54 = 0.72\ in/ft$$

(کنترل حداقل فولاد از رابطه $200/f_y$ لازم است) $As = 1.33 \times 0.54 = 0.72\ in/ft$ برای تمام نوارها فولاد بالایی را دو آرماتور نمره ۸ در هر فوت در نظر می گیریم (در تمام ۷۴ فوت).

دقت شود که در هر فولاد برای ممان مثبت و منفی دست بالا طرح شده اند. ضمنا نمی توان از ۱,۳۳×۰,۵۴ استفاده کرد که زیرا فولادهای پایینی به مقدار 2φ9/ft از ۱/۳ مازاد بر آنچه مورد نیاز است بیشتر نیستند.

مرحله ۶:

گام بعدی تحلیل نوارها در جهت شرقی–غربی به روش مشابه استو توجه کنید که در این نوارها داریم:

B = 13 , 24 , 24 , 13 ft

بار ستونه در تمام چها ر نوار ایجاد خروج از مرکزیت میکنند. لذا M و V تا اندازه ای مشکل ایجاد می کنند. مگر آنکه یک ماشین حساب برنامه پذیر در دسترس باشد. (برای محاسبه M و V از رابطه ریاضی استفاده می شود).

مرحله ۷ :

اکنون می توان بررسی کرد که آیا نوار AB را می توان به عنوان یک نوار صلب تلقی کرد یا نه.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Ks \,.\, B}{4 \,.\, E \,.\, I}}$$

$$\text{B = 11 ft} \quad , \quad \text{D = 31 in} \implies I = \frac{11 \times 2.58^3}{12} = 15.7\ ft^4$$

$$K_s = 36 \times q_a$$

$$E_c = 57000\sqrt{f}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{36}{4 \times 450}}$$

حداکثر فاصله باید : $S = \frac{1.75}{\lambda} = \frac{1.75}{0.061} = 28.7 > 24\ ft$ باشد کخ قابل قبول است. مسئله اصلی در این نوع تحلیل آن است که بار ستونهای خارجی بیش از ۲۰٪ با بار ستونهای داخلی تفاوت ندارد.

– فولادهای مثبت و منفی در پی مثال قبل را در جهت W-E بدست آورید.

جواب : در بالا و پایین $2\varphi 8/ft$

– فشار وارد بر خاک د مثال حل شده را با $D_c = 31\ in$ ادست آورید. (مقاومت مجازخاک = $1\ ksf$) برای وزن خاک عددی مناسب در نظر بگیرید.

جواب : $\gamma = 115\ pcf \rightarrow q = 0.99\ ksf$

– مطلوبست مقادیر M_t و M_r (به روش ارتجاعی) بین ستونها ۲ و۳ برای نوار FE در مثال حل شده :

$$M_t \cong 17.9\ \text{ft.kips/ft} \qquad K_s = 36\ kcf$$

جواب :

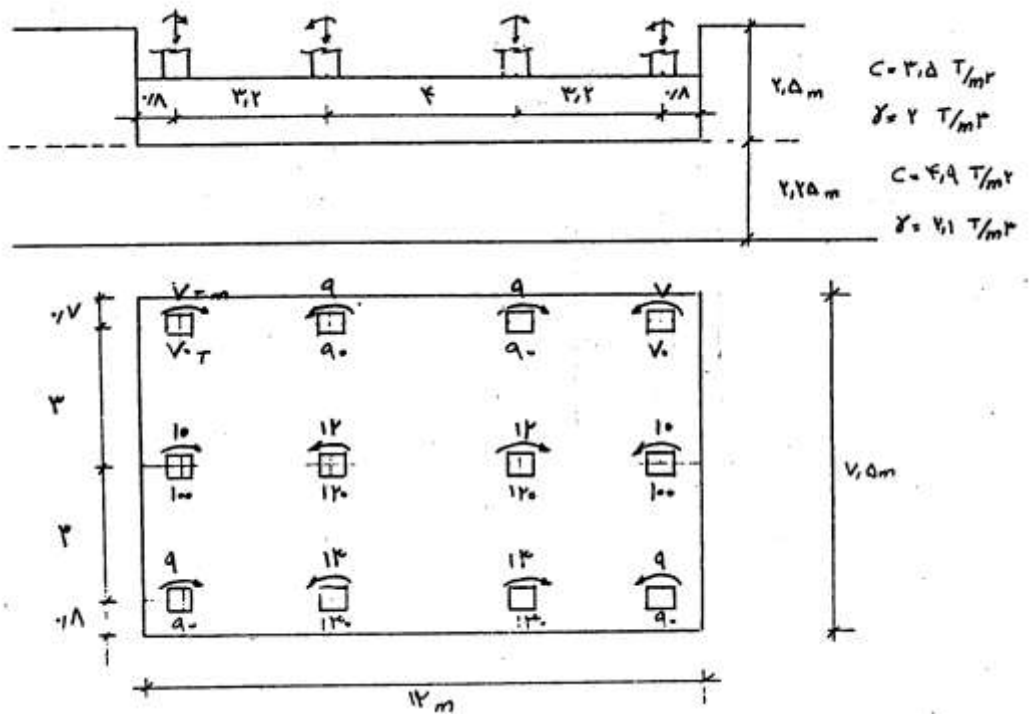
– در جهت N-S ، نواری را که در مثال حل شده ، طراحی شده به روش ارتجاعی تحلیل کرده و لنگرهایی را که از این طریق می آیند با لنگرهای محاسبه شده از پی صلب مقایسه کنید.

– در پی گسترده حل شده بارهای چهار ستون کناری رتا به جای مقادیر نشان داده شده برابر 110 kips در نظر گرفته و آنرا طرح کنید. بقیه داده ها تغییری نمی کند.

۴۱) جهت باربری یک ساختمان پی گسترده ای مطابق شکل زیر طرح میشود.بارهای وارده در زیر داده شده است در صورتیکه بتن مصرفی دارای ۳۵۰ کیلوگرم سیمان در مترمکعب بتن بوده و $Fy=۴۰۰۰kg/cm^2$ باشد مطلوبست:

الف)محاسبه ظرفیت باربری پی به روش هنسن

ب)طرح نوار عرضی دوم پی از سمت چپ و تعیین مقدار فولاد های طولی آن



ابعاد ستونها همگی cm^2 ۴۰×۴۰

حل مسئله:

مختلف است لذا از فرمول زیر استفاده میشود:

الف)چون خاک دو لایه وبا c

$q_{u=}c_1 N_c(1+s'_c+d'_c)+q' N_q$

به علت آنکه ستونها نسبت به محور y ها تقارن دارند پس: $e_x=0$

$\sum P =2\times70+40\times90+2\times100+2\times130=1200\ T$

$\acute{Y}= \frac{2(70+90)\times6+2(100+120)\times3}{1200} =2.7 \rightarrow e_y=2.7-2.95=-0.25$

$L'=L$

$B'=7.5-2\times0.25=7m$

$D<B \quad , s'_c=0.2\ B'/L'=0.2\times7/12=0.117$

$d'_c=0.2\ D/B=0.4\times2.5/7.5=0.133$

$N_q=1 \quad , k=1\rightarrow c_2/c_1=4.9/3.5=1.4$

$d/D=2.25/3.75=0.6\rightarrow N_C=7.1$

چون $N_\gamma=0$ است لذا سطح آب زیر زمینی نقشی ندارد تا جاییکه به کف برسد و از آنجا به بالا :

$q =\gamma.h$

$qu=3.5\times7.1(1+0.25)+2\times2.5\times1=36.06$

$qa= (qu – q)/3 +q =15.35 \rightarrow p=15.35\times12\times7=1289 > 1200$ O.K

$q= \frac{P}{A}+\frac{Mx.y}{I}=\frac{P}{A}\left(1\pm\frac{6\times ey}{B}\right)$

$M=0.25 \times 1200 = -300\ T\text{-}m$

$q = \frac{1200}{7.5\times12}\times\left(1\pm\frac{6\times0.25}{7.5}\right)= 16, 10.67\ T/m2$

چون اختلاف با q_a کمتر از ۱۰ درصد است پس قابل قبول میباشد.

$q_m =1200/(7.5\times12)=13.33\ T/m^2$

تعیین ضخامت:

$$1.5 \times \frac{130-(0.4+ht)2\times 15.43}{4(0.4+ht)ht} = 1.2 \times 58 \rightarrow ht = 0.61$$

$h_t = 0.65 \rightarrow h = h_t - 6 = 59$ cm

ب) با توجه به شکل. $B=3.6$ است و از آنجا که دیاگرام ممان و برش به دلیل زیر بسته نمیشود پس باید تعادل برش و ممان را انجام داد.

$$(\sum P = 90+120+130 = 340) \neq (\sum q = (10.67+16)/2 \times 7.5 \times 3.6 = 360)$$

تعادل برش (پیدا کردن عرض معادل برای برش)

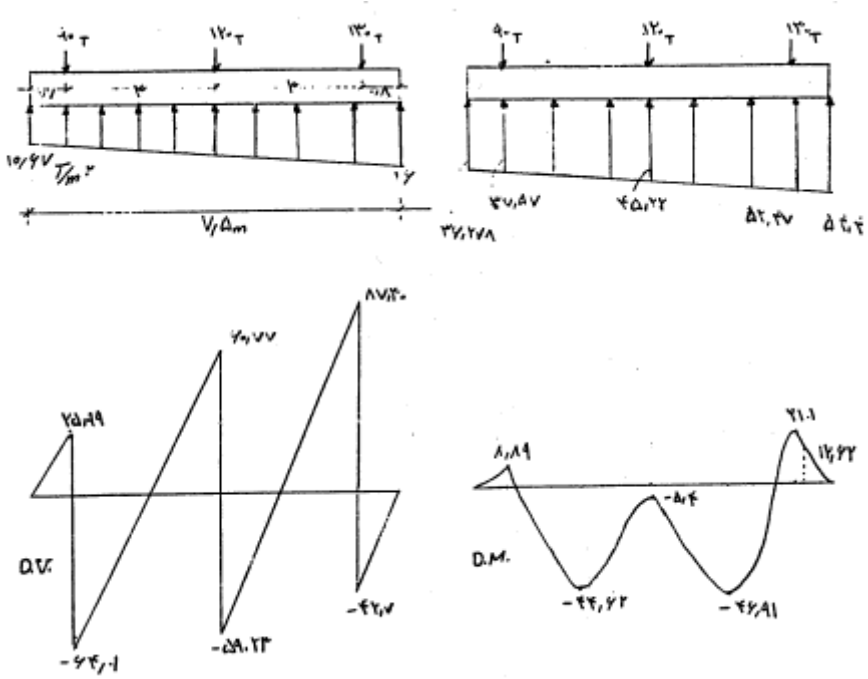
$$(10.67+16)/2 \times 7.5 \times B_1 = 90+120+130 \rightarrow B_1 = 3.4$$

$q_I = 10.67 \times 3.4 = 36.278$ T/m

$q_{II} = 16 \times 3.4 = 54.4$ T/m

با استفاده از نوشتن معادله خط داریم:

$$q = 2.42x + 36.278$$



تعادل ممان:(پیدا کردن عرض معادل برای ممان)

((10.67×7.52)/2)B2+((16-10.67)/6)B2= 90×6.8+120×3.8+130×0.8→ B2=3.34 m

q_1=10.67×3.34=35.72 T/m

q_2= 16×3.34=53.57 T/m

با استفاده از معادله خط داریم:

q=2.38x + 35.72

q مربوط به M=0.396x3+17.86x

x= 5.91 → v=46.67

$\tau = \frac{46.67\times1000}{360\times59\times(\frac{7}{8})} = 2.51 < 1.15 \times 5.8$

M^-_{max}=46.97 T.m → $\mu = \frac{15\times46.51\times100000}{2400\times360\times59\times59} = 0.02339$

→ε = 0.9334

$A_s=(M/\sigma_a .\varepsilon_h)=\frac{46.91\times100000}{2400\times0.9334\times59} = 35.49 < As\ min$

$A_{s\ min}=\frac{0.69\times5.8\times360\times59}{4000} = 21.25$

→ 8 ∅ 24 , A_s=36.19 cm^2

M^-_{max}=12.62 T.m → $\mu = \frac{15\times12.62\times100000}{2400\times360\times59\times59} = 0.0063$

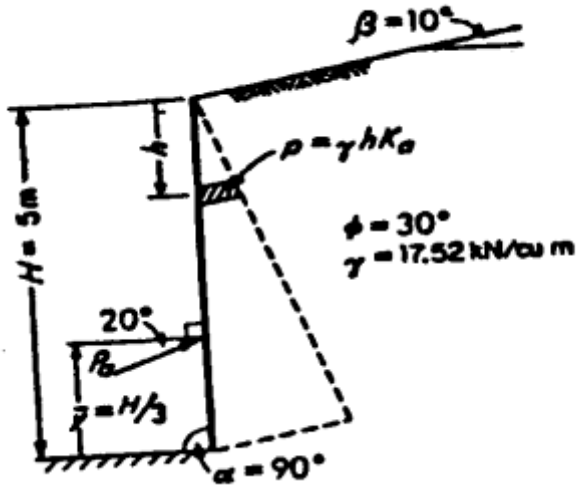
→ ε = 0.964

$A_s = \frac{12.62\times100000}{2400\times0.9640\times59} = 9.25 < As\ min$

→5 ∅ 24 , A_s=22.62 cm^2

پی برای مقاطعی که ممان مثبت داریم فولاد حداقل در نظر گرفته میشود.

۴۲) نیروی کل اکتیو در متر طول دیوار برای دیوار و خاک داده شده در شکل زیر را با استفاده از روابط کولمب بدست آورید.محل اثر نیروی p_a را مشخص کنید.



حل مسئله:

مقدار δ را بدست میاوریم:

$\delta=2/3\ \emptyset=20^0$, $p=\gamma h k_a$, $k_a=0.34$

$$P=\int_0^H \gamma.h.ka.dh = 0.5\gamma HHka = 0.5(17.52)(25)(0.34)$$

$P=74.5$ KN/m

$$p^{-1}y=\int_0^H \gamma.h.ka.dh=(\gamma H^3)/3\ .k_a$$

با قرار دادن مقدار p در رابطه با γ مقدار $\acute{y}$ را میتوان بدست آورد.

از بالای دیوار $\acute{y} = (2/3)H$

از کف دیوار $\acute{y}=H-(2/3)H=H/3$

اگر $\delta=20^0$ باشد P_a بصورتی که در شکل نشان داده شده اثر میکند.

۴۳) مقدار کل نیروی اکتیو در واحد عرض دیوار و محل اثر آنرا برای حالت نشان داده شده در شکل (الف) بدست آورید از روابط کولمب استفاده کرده و دیوار را با جدار صاف فرض کنید $\delta=0^0$

حل مسئله:

با بودن $\beta=\delta=0^0$ داریم:

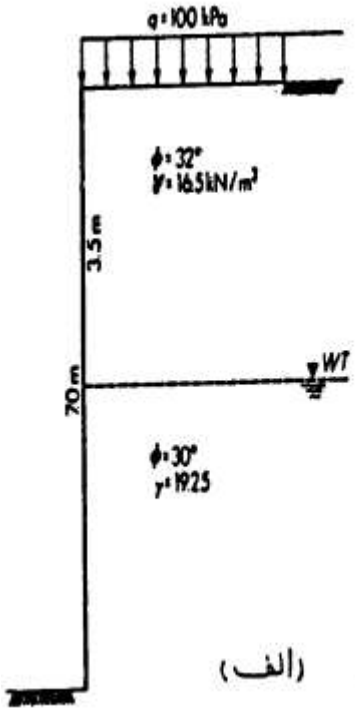
$K_{a1}=0.307$, $k_{a2}=0.333$

با مراجعه به شکل (ب):

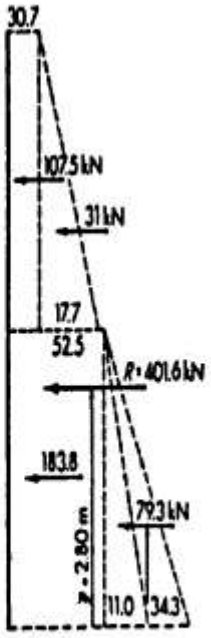
(در بالای دیوار $h=0$ میباشد)

$P_1=(\gamma h+q)k_a= 100\times0.307=30.7$ kpa

$P_2=p_1+\gamma h k_a=30.7+16.5\times3.5\times0.307=30.7+17.7$ kpa



(الف)



(ب)

$P'_2=(q+\gamma h)k_{a2}=(100+16.5\times3.5)0.333=52.5$ kpa

$P_3=\gamma h k_{a2}=(19.25-9.81)3.5\times0.333=11$ kpa

فشار آب : (برای آب $k_a=k_p=1$) است. لذا:

$P4=\gamma w.h=9.81(3.5)=34.3$ kpa

مقادیر به صورتی که در دیاگرام فشار(شکل ب) نشان داده شده،خواهند بود. از روی این دیاگرام مساحت برای بدست آوردن نیروها مشخص میشود و با ممان گرفتن حول نقطه پایین دیوار،محل اثر برآیند را میتوان بدست آورد.

$P_1=30.7\times3.5=107.5$KN $P_2=17.7\times(3.5/2)=31$ KN

$P_3=52.5\times3.5=183.8$ KN $P_4=(34.3+11)(3.5/2)=79.3$ KN

باید توجه داشت که P_4 شامل فشار آب نیز میشود.

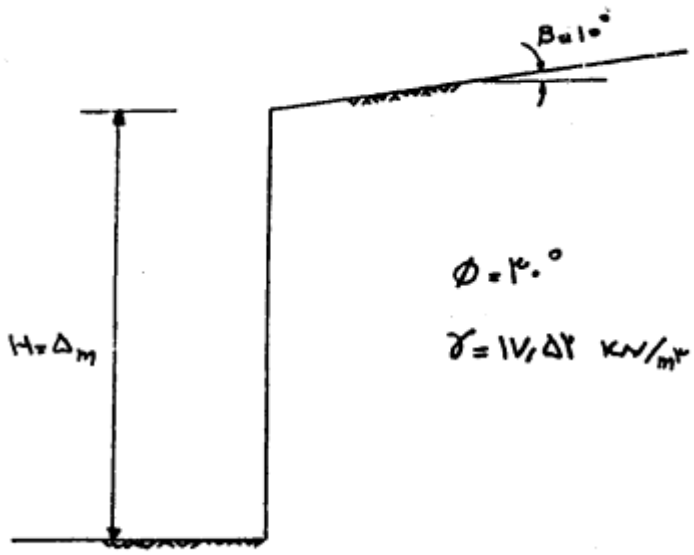
$R=\sum P_i=107.5+31+183.8+79.3=401.6$KN

اکنون مقدار $\acute{y}$ به صورت زدر تعیین میشود:

$401.6\acute{y}=107.5(3.5+(3.5/2)+31\times(3.5+1.75)+183.8\times1.75+79.3\rightarrow\times1.75$

$\acute{y}=1123.2/401.6=2.8$ m $\longrightarrow$(از کف دیوار)

۴۴) مقدار نیروی کلی در هر متر دیوار و خاک نشان داده شده در شکل زیر،از رابطه رانکین چیست؟

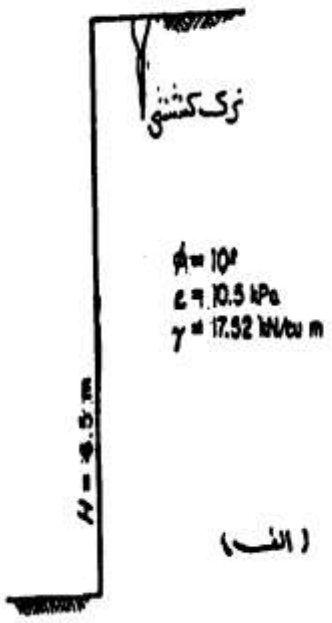


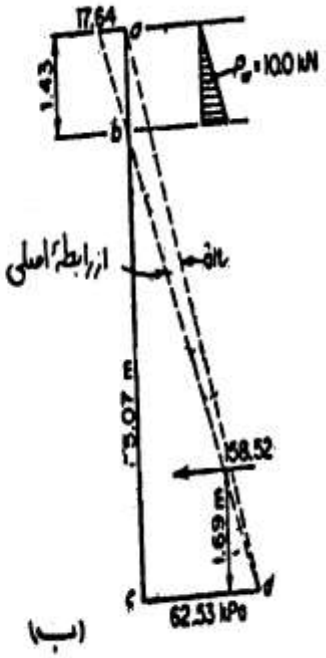
$P=\gamma HK_a$ $\rightarrow$ از جدول $K_a=0.35$

$P=\int_0^H P.\,dh$ $\rightarrow P=1/2\gamma H^2 k_a=0.5(17.52)(25)(0.35)=76.6$ KN/m

با مقایسه این مقدار با مقداری که با استفاده از رابطه کولمب بدست آمده (74.5 KN/m) اختلافی حدود ۳٪ مشاهده میشود.

۴۵) دیگرام فشار را برای عرض واحد دیواری با شرایط نشان داده شده در شکل (الف) رسم کنید.در مورد حالات ممکن دیگری که با توجه به این مسئله میتوان در نظر گرفت، بحث کرده و با هم مقایسه کنید :(ترک کششی،اصلاح دیاگرام و وضعت آب در شکاف کششی).





حل مسئله:

مقدار K_a با استفاده از رابطه مربوطه بدست میاید.

$K_a=\tan^2(45-\phi/2)=\tan^2 40^0=0.704$

$\sqrt{Ka}=0.84=\tan(45-\phi/2)$

در بالای دیوار:$h=0 \rightarrow$

$P=\gamma h K_a - 2c\sqrt{Ka}=-2(10.5)(0.84)=-17.64$ kpa

$P=0 \rightarrow \gamma h K_a - 2c\sqrt{Ka}=0$

$$h=\frac{2c\sqrt{Ka}}{\gamma Ka}-\frac{2c}{\gamma\sqrt{Ka}}=\frac{2(10.5)}{17.52(0.84)}=1.43\ m$$

باید توجه داشت که این مقدار h عمق یک ترک کششی بالقوه است.

در کف دیوار فشار جانبی برابر است با:

$P=17.52(6.5)(0.704)-2(10.5)(0.84)=62.53$ kpa

بر ایند نیروها برابر است با $R=\sum F_h$.محل اثر برآیند را میتوان با ممان گرفتن حول پای دیوار و یا روشهای دیگر بر اساس دیاگرام فشار بدست آورید: از ناحیه کششی ab برای پیدا کردن مقدار ومحل اثر برایند نیروها معمولا صرف نظر می شود.

با در نظر گرفتن فشار معادل (acd) :

$R=62.53(6.5/2)=203.2$ $\acute{y}=6.5/3=2.17$

با صرف نظر از ناحیه کششی:

$R=62.53(5.07/2)=158.5$ KN/m $\acute{y}=5.07/3=1.69$ m c بالای

با در نظر گرفتن آب در ترک کششی:

$$R=158.5+\frac{9.807\times1.43\times1.43}{2}=168.6 \text{ KN/m}$$

ممان واژگونی(ممان محرک) برابر است با:

$M_0=158.5(1.69)+10(5.07+1.43/3)=323.3$ KN-m/m

$\acute{y}=323.3/168.6=1.92$ m (c بالای)

طریقه در نظر گرفتن آب در شکاف، حالتی بینابین نسبت به دو راه قبلی است. بدین ترتیب مشخص می گردد که استفاده از دیاگرام فشار acd یک راه حل محتاطانه ای است.

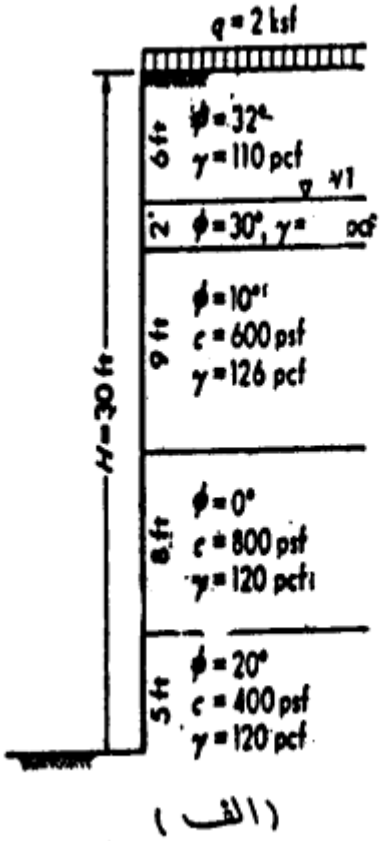
۴۶) دیاگرام فشار را برای دیوار نشان داده شده در شکل (الف) رسم کنید:

حل مسئله:

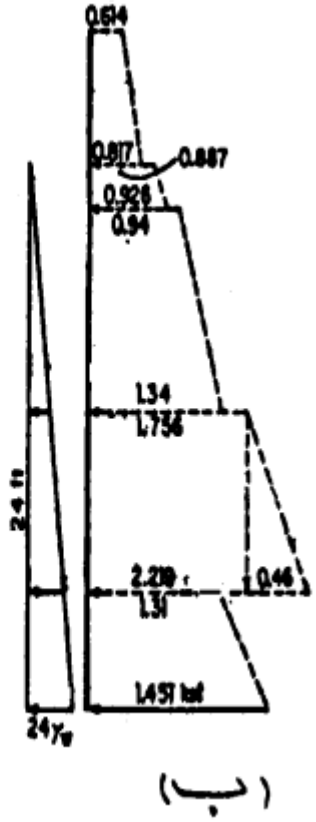
با استفاده از روابط رانکین مقادیر k_a برابر خواهند بود با:

$k_1=0.307$ $k_2=0.333$ $k_3=0.704$ $k_4=1$ $k_5=0.49$

$\sqrt{k_3}=0.84$ $\sqrt{k_4}=1$ $\sqrt{k_5}=0.7$



(الف)



(ب)

h=0 : P=2×0.307=0.614 ksf

h=6 ft :ΔP=6×0.307×0.11=0.203 ksf

h=6+dh :ΔP=0.887

h=8 ft : ΔP=2(0.33)(0.125-0.0625)=0.0413 ksf

h=8+dh :ΔP=(2+6×0.11+2×0.0625)×0. 7-2×0.6×0.84→

=0.94 ksf

h=17 ft :ΔP=9(0.126-0.0625)(0.7)=0.4 ksf

h=17+dh : P=3.356(1)-2(0.8)(1)=1.756 ksf

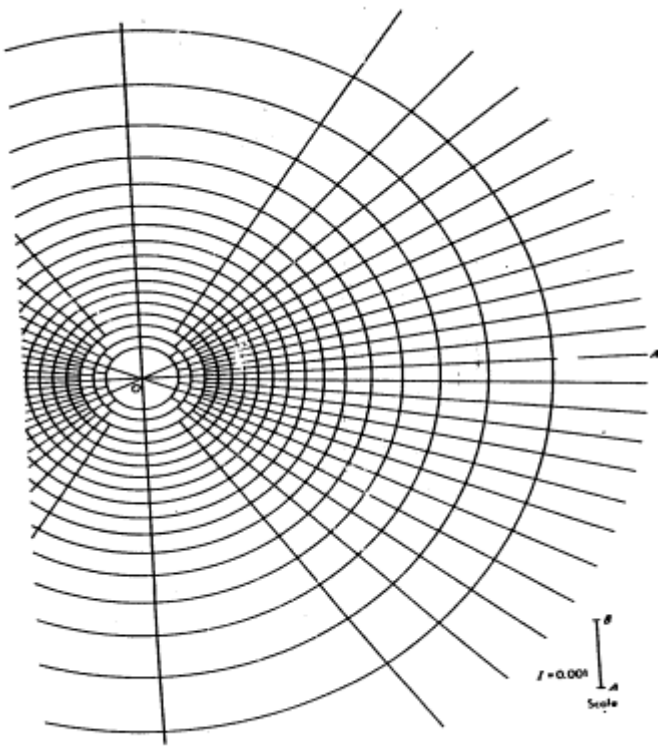
h=25 ft : ΔP=8(0.12-0.0625)(1)=0.46 ksf

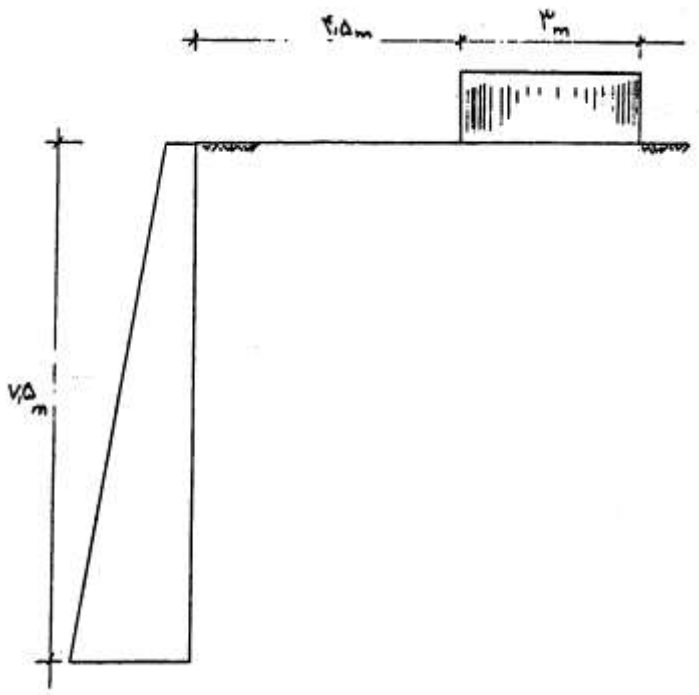
h=25+dh : P=3.816(0.49)-2(0.4)(0.7)=1.31 ksf

h=30 ft : ΔP=5(0.12-0.0625)(0.49)=0.141 ksf

باید توجه داشت که پروفیل فشار کل وارد بر دیوار برابر با مجموع فشار خاک و فشار هیدرواستاتیکی آب می باشد.

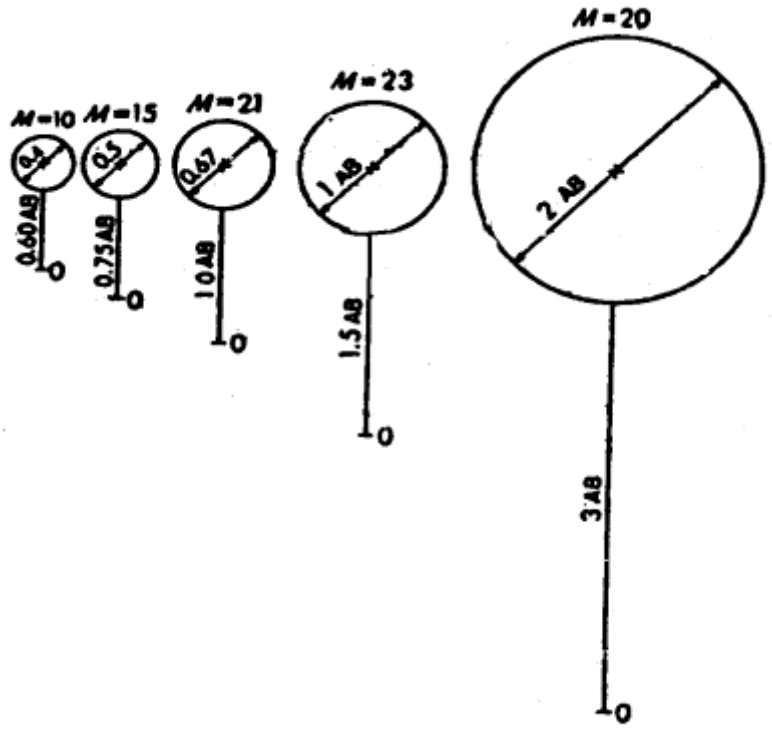
۴۷) منحنی توزیع فشار جانبی را بر روی یک دیوار صلب وقتی که یک مخزن به قطر ۳ متر در ۴,۵ متری بالادست دیوار احداث شود و فشار زیر مخزن در تماس با خاک برابر ۱۰۰ kpa باشد،رسم کنید.ارتفاع دیوار ۷,۵ متر است.برای حل مسئله از دیاگرام زیر استفاده کنید.



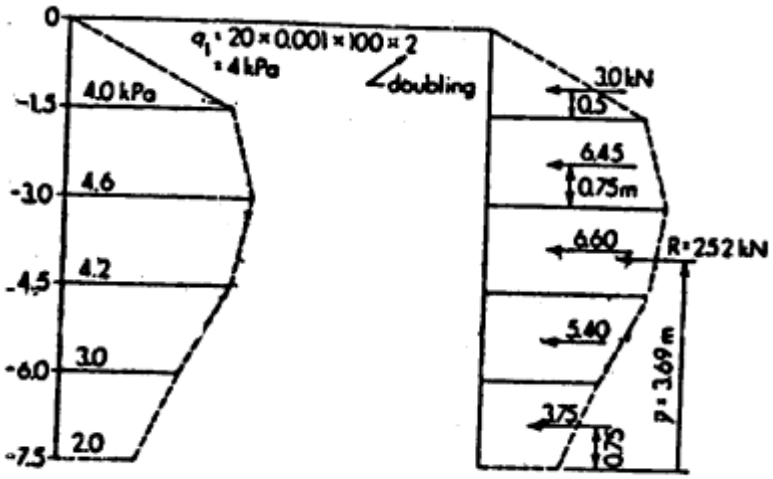


۵ نقطه را در نظر گرفته و جدول زیر را تشکیل میدهیم:

نسبت قطر برحسب AB		مقیاس m	تراز m
OA=3AB	D=2AB	AB=1.5	-1.5
OA=1.5AB	D=AB	AB=3	-3
OA=AB	D=0.67AB	AB=4.5	-4.5
OA=0.75AB	D=0.5AB	AB=6	-6
OA=0.6AB	D=0.4AB	AB=7.5	-7.5



مقدار فشار برای دیوار صلب دو برابر می شود،نیروی کل وارد بر یک متر دیوار با استفاده از قانون ذوزنقه بدست میاید.



$P_1=4\times(1.5/2)=3$ KN

$P_2=(4+4.6)\times(1.5/2)=6.45$ KN

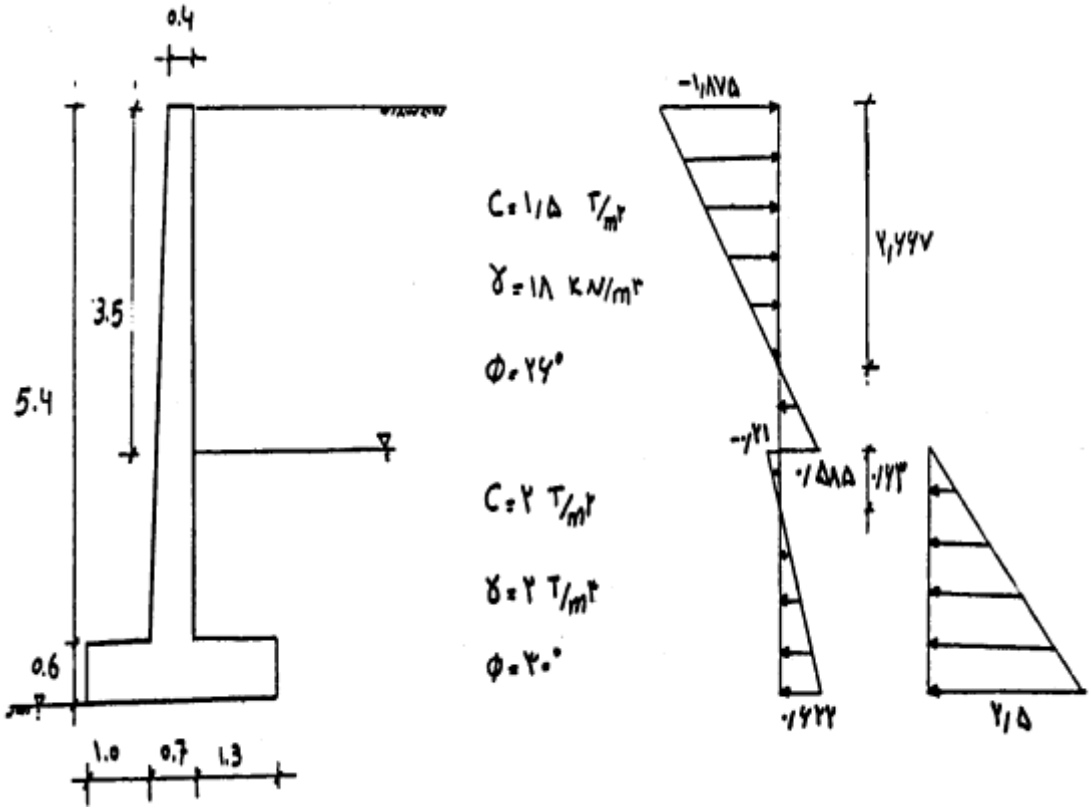
$\rightarrow R=\sum P_i=3+6.45+6.6+5.4+3.75=25.2$ KN

برای تعیین محل برآیند،فرض می شود که هر نیرو در وسط قطعه مربوطه اش وارد می شود که البته در مورد اولین قطعه استثنا بوده،که مانند یک مثلث عمل می شود.

$25.2\times\acute{y}=3.75\times0.75+5.4\times2.25+6.6\times3.75+6.45\times5.25+3\times6.5$

$\acute{y}=93.08/25.2=3.69$ m

۴۸) نیروهای افقی وارد بر دیوار شکل زیر را محاسبه نمائید.بعد از مدتی پشت دیوار ترکهایی مشاهده می شود. علت آنرا نوشته و عمق آنها را محاسبه کنید.



(دیاگرام فشار آب)-(دیاگرام تنشها قبل از ترک خوردگی)

$\emptyset=26^0 \rightarrow \begin{cases} Ka = 0.3905 \\ Kp = 2.5611 \end{cases}$ $\emptyset=30^0 \rightarrow \begin{cases} Ka = 0.333 \\ Kp = 3 \end{cases}$

$\gamma=18\ KN/m^3=1.8\ T/m^3$

عمق ترک: $h_o=\frac{2c}{\gamma\sqrt{Ka}}=\frac{2\times1.5}{1.8\sqrt{0.3905}}=2.667\ m$

$\sigma_{ho}=-2c\sqrt{Ka}=-2\times1.5\sqrt{0.3905}=-1.875\ T/m^2$

$h=3.5m\rightarrow\sigma_{h3.5}=1.8\times3.5\times0.3905-2\times1.5\sqrt{0.3905}=0.585t/m^2$

$h=3.5m\rightarrow \sigma'_{h3.5}=1.8\times3.5\times0.333-2\times2\sqrt{0.333}=-0.21t/m^2$

$h=6m\rightarrow\sigma'_{h6}=(1.8\times3.5+(2-1)\times2.5)\times0.333-2\times2\sqrt{0.333}\rightarrow$

$=0.622\ t/m^2$

$h=6m \rightarrow \sigma'_{h\gamma}=2.5\times1=2.5\ T/m^2$ فشار آب :

محاسبه کل نیروهای وارده در لحظه اول :

- فشار حاصل از تنش افقی اکتیو و آب قبل از ترک خوردگی(از قسمت کشش بالا صرفنظر می کنیم)

$P_a=\frac{-1.875\times2.667}{2}+\frac{0.833\times0.585}{2}-\frac{0.21\times0.63}{2}+\frac{2.5-0.63}{2}\times0.622+$

$\rightarrow(2.5\times2.5)/2=1.384\ T$

-فشار حاصل از تنش افقی اکتیو و آب بعد از ترک خوردگی:

$P_a=\frac{0.833\times0.585}{2}-\frac{0.21\times0.63}{2}+\frac{1.87\times0.622}{2}+\frac{2.5\times2.5}{2}=3.884\ T$

علت ترک خوردگی ناشی از کشش در خاک می باشد که خاک نمی تواند آنرا تحمل کرده و لذا بعد از مدت کوتاهی خاک پشت دیوار ترک می خورد.

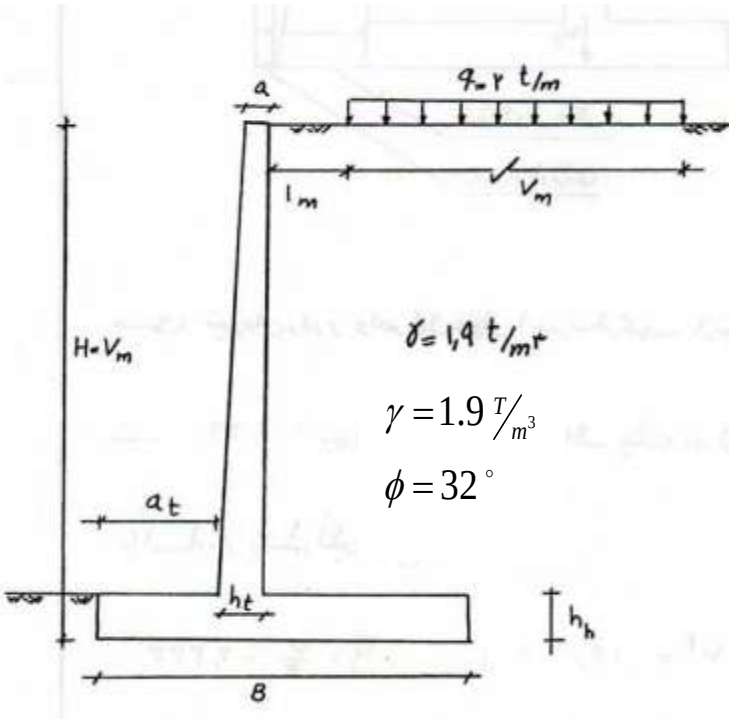
۴۹) برای جلوگیری از ریزش خاک به سطح جاده یک دیوار حائل بتن مسلح طرح می شود. با توجه به مشخصات خاک پشت و زیر دیوار، مطلوبست :

الف) اقتصادی ترین مقطع که اجرای آن ساده باشد.

ب) محاسبه مقدار فولاد در مقاطع مختلف

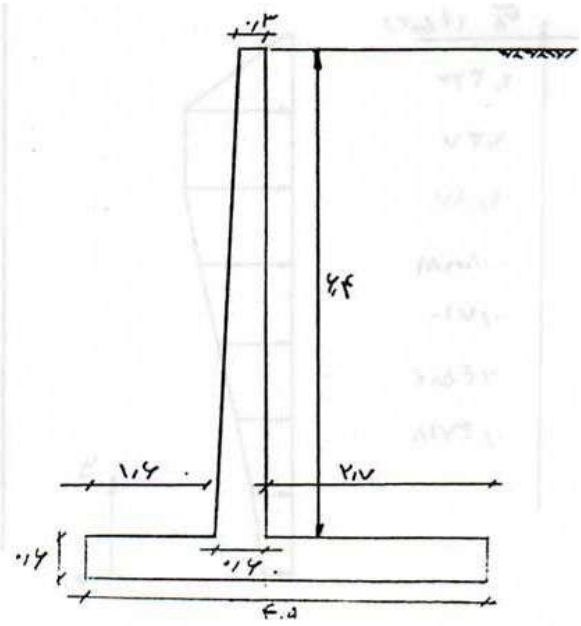
ضرایب اطمینان در مقابل لغزش و واژگونی ۱/۵ می باشد و بتن مصرفی دارای ۳۰۰ کیلوگرم سیمان در هر متر مکعب است.

$$f_y = 4000\ {}^{kg}\!/_{cm^2} \quad , \quad q_a = 24\ {}^{t}\!/_{m^2}$$
$$\gamma_c = 2.5\ {}^{t}\!/_{m^3}$$



$$\gamma_{sat} = 2.1 \, {}^{t}\!/_{m^3} \quad , \quad \phi = 30^\circ \quad , \quad c = 4 \, {}^{t}\!/_{m^2}$$

الف) تعیین اقتصادی ترین مقطع بر اساس مقادیر پیشنهادی و همچنین در نظر گرفتن ضرایب اطمینان برای لغزش و واژگونی.



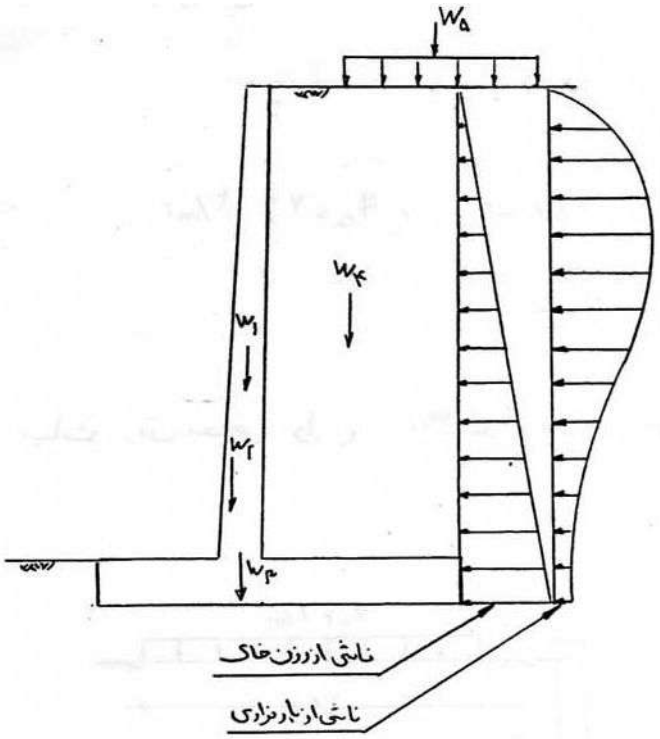
$$B = (0.4 \sim 0.7)\, H \Rightarrow B = 0.7H = 4.9 \; m$$

$$h_h = (\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10})\, H \Rightarrow h_h = \frac{1}{12} H \cong 0.6 \; m$$

$$a = 30 \; cm \; , \frac{H}{12} \Rightarrow a = 30 \; cm$$

$$a_t = \frac{B}{3} \cong 1.6 \; m$$

ب) محاسبه مقدار فولاد در مقاطع مختلف :



ردیف	W_t	X_m	$H_{r\,(t-m)}$
1	4.8	2.05	9.84
2	2.4	1.8	4.32
3	7.35	2.45	18.01
4	32.83	3.55	116.55
5	3.4	4.05	13.77
$\sum$	50.78		162.49

$$M_r = 162.49\ T.M$$

ب–I) نیروهای وارد بر واحد طول دیوار با صرف نظر کردن از نیروهای پاسیو–کنترل ها

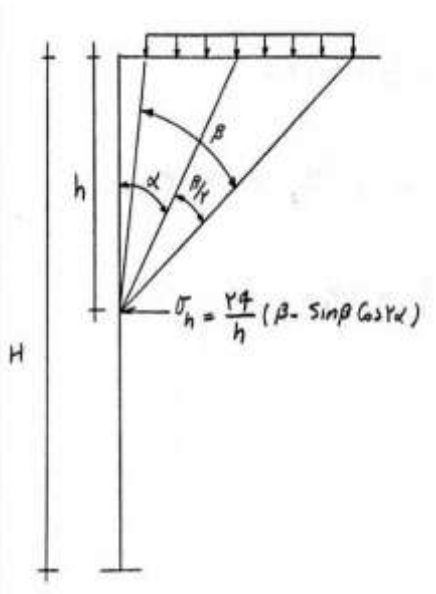
ب–I) نیروی اکتیو ناشی از خاک پشت دیوار (P_{a1}) :

با استفاده از رابطه رانکین داریم :

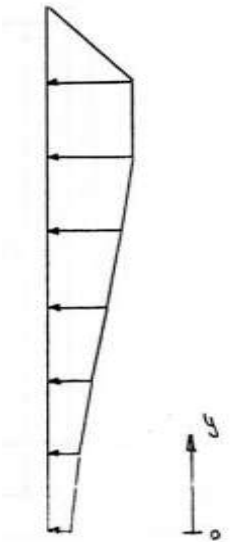
$$\phi = 32^\circ \Rightarrow k_a = 0.3073$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.3073 \times 1.9 \times 7^2 = 14.305\ t \quad , \quad \bar{y} = \frac{7}{3} = 2.333$$

ب–II–I) نیروی اکتیو ناشی از سربار :



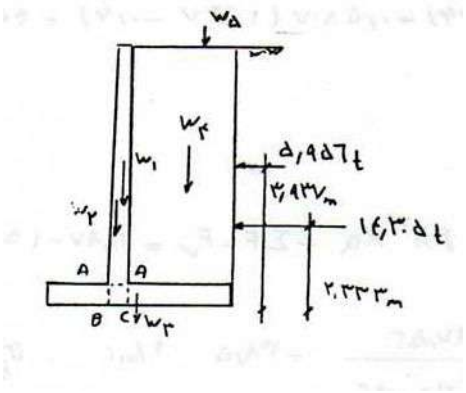
α	β	σ_h (t/m^2)
0	0	0
63.937	38.875	1.322
51.264	49.399	1.307
43.939	51.009	1.097
38.736	49.399	0.8881
34.652	46.685	0.710
28.472	40.684	0.4514
26.062	37.875	0.3618



	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{(t)}$	0.661	1.3145	1.202	0.9925	0.7991	0.5807	0.4066	5.956
$y_{(m)}$	6.333	5.501	4.515	3.518	2.519	1.537	0.518	3.937
$M_{(T-M)}$	4.186	7.231	5.427	3.491	2.012	0.893	0.211	23.451

$$F_i = \frac{\sigma_{n_{i-1}} - \sigma_n}{2} \times 1 \times 1 \quad , \quad \bar{y} = \frac{23.451}{5.956} = 3.937\ m$$

با توجه به مقادیر بدست آمده داریم :



کنترل ها :

I) کنترل واژگونی :

$$M_r = 162.49\ t.m \quad , \quad M = 23.451 + 14.305 \times 2.333 = 56.83\ t.m$$

$$F.S = \frac{162.49}{56.83} = 2.86 \quad > \quad 1.5 \quad o.k.$$

II) کنترل لغزش :

$$F.S. = \frac{R\tan\delta + C'B + P_P}{P_h} \quad , \quad \delta = \frac{2}{3}\phi = 20^\circ \quad , \quad C' = \frac{2}{3} \times 4 = 2.67\ {}^{t}/_{m^2} \quad , \quad P_p = 0$$

$$\Rightarrow F.S. = \frac{50.78 \times \tan(20) + 2.67 \times 4.9 + 0}{14.305 + 5.956} = 1.56 > 1.5 \quad o.k.$$

III) کنترل مقاومت خاک :

$$\overline{X} = \frac{M_r - M_0}{R} = 2.081 \quad , \quad e = \frac{B}{2} - \overline{X} = 0.369 \Rightarrow q_{1,2} = \frac{R}{B}(1 \pm \frac{6e}{B})$$

$$\Rightarrow q_1 = 15.046\ {}^{t}/_{m^2} < 24\ {}^{t}/_{m^2} \quad , \quad q_2 = 5.68\ {}^{t}/_{m^2} < 24\ {}^{t}/_{m^2} \quad o.k.$$

ب–II) فولاد گذاری در مقطع :

ب–I–II) فولاد گذاری در مقطع حساس A–A : (با توجه به وزن کم دیوارها تاثیر نیروی محوری در مقطع مزبور ملحوظ نمی گردد.)

$$M_{A-A} = \text{ممان ناشی از وزن خاک + ممان ناشی از سربار} = \frac{1}{6}\gamma h^2 k_a + F_1(\overline{y_1} - 0.6) + \cdots + F_6(\overline{y_6} - 0.6)$$

$$\Rightarrow M_{A-A} = \frac{1.9 \times 6.4^3}{6} \times 0.3077 + 0.661(6.332 - 0.6) + 1.3145(5.501 - 0.6) + 1.202(4.515 - 0.6)$$
$$+ 0.9925(3.518 - 0.6) + 0.7991(2.519 - 0.6) + 0.5807(1.537 - 0.6) = 45.453$$

$$h_e = 0.52\ m \Rightarrow \tau = \frac{V}{\frac{7}{8}bh_e} \quad , \quad V = \frac{1}{2}\gamma h^2 k_a + \sum F - F_V = 11.97 + (5.956 - 0.4066)$$

$$\Rightarrow V = 17.52\ t \quad , \quad b = 1\ m \Rightarrow \tau = \frac{17.52}{\frac{7}{8} \times 1 \times 0.52} = 38.5\ {}^{t}/_{m^2} \quad , \quad \sigma_b = 62\ {}^{t}/_{m^2}$$

$$\Rightarrow \tau < 1.15\,\overline{\sigma_b} \quad o.k.$$

کنترل برش :

تعیین فولاد :

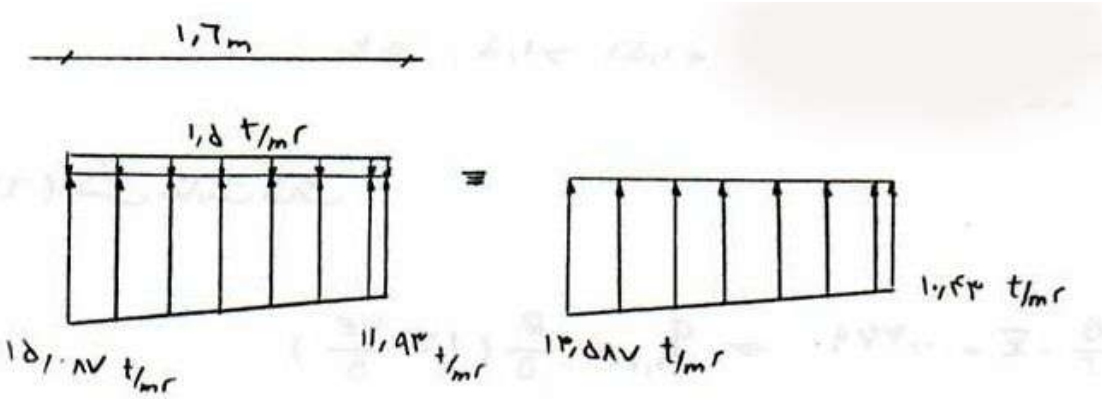
$$\mu = \frac{nM}{\overline{\sigma_a}.b.h_e^{\,2}} = \frac{15\times 45.453\times 10^5}{2400\times 100\times 52^2} = 0.1051 \Rightarrow \varepsilon = 0.8717$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\overline{\sigma_a}.\varepsilon.h_e} = \frac{45.453\times 10^5}{2400\times 0.8717\times 52} = 41.78\ cm^2$$

$$A_{s\,\min} = \frac{0.69\times \overline{\sigma_b}\times b\times h}{\sigma_s} = \frac{0.69\times 6.2\times 100\times 52}{4000} = 5.6\ cm^2 < 41.8\ cm^2$$

$$\rightarrow 6\phi 30: A_s = 42.41\ cm^2$$

ب-II II) فولاد گذاری در مقطع حساس A-B :



$$M_{AB} = 10.43\times 1.6 + \frac{1.6}{2} + 3.157 + \frac{1.6}{2}\times\frac{1.6}{3}\times 2 = 16.044\ t.m$$

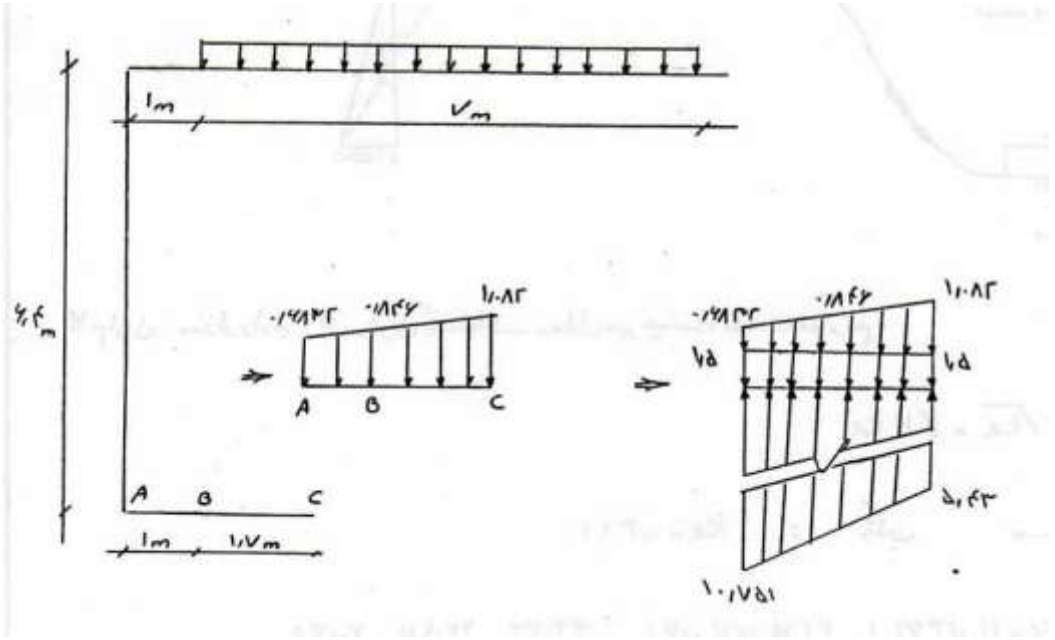
$$V_{AB} = (13.587 + 10.43)\times\frac{1.6}{2} = 19.2\ t$$

$$\tau = \frac{19.2}{17.52}\times 38.5 = 42.2 < 1.15\overline{\sigma_b} \quad o.k.$$

$$A_{sn} = 41.78\times\frac{16.644}{45.453} = 14.75 > A_{s\,\min} \rightarrow 4\phi 22: A_s = 15.21\ cm^2$$

ب-II- III) فولاد گذاری در مقطع حساس A-C :

در این قسمت در پاشنه، تنشهای ناشی از اثر سربار را نیز باید منظور داریم :



$$V_{AC} = \frac{10.751+5.43}{2}\times 2.7 - 1.5\times 2.7 - \frac{0.6832+0.846}{2}\times 1 - \frac{0.846+1.082}{2}\times 1.7 = 15.39$$

$$M_{AC} = 5.43\times\frac{2.7^2}{2}(10.751-5.43)\frac{2.7}{2}\times\frac{2.7}{3} - 1.5\times\frac{2.7^2}{2} - 0.6832\times\frac{1^2}{2} -$$

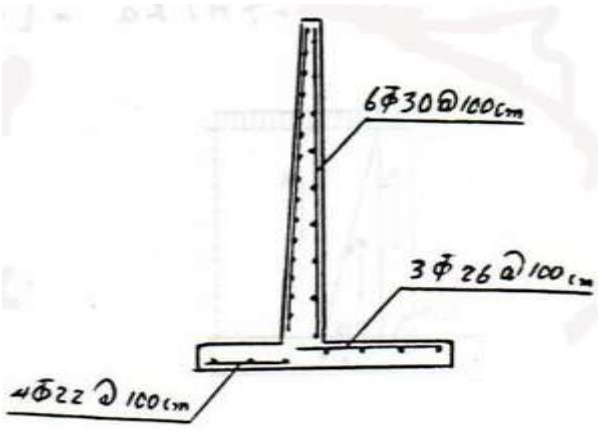
$$(0.846-0.6832)\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3} - 0.846\times 1.7\times(1+\frac{1.7}{2}) - (1.082-0.846)\times\frac{1.7}{2}\times$$

$$(\frac{2\times 1.7}{3}-1) = 17.31\, t.m$$

$V_{AC} < V_{AA} \rightarrow$ کنترل لازم نیست

$$A_{sn} = 41.78\times\frac{17.31}{45.453} = 15.92\ cm^2 > A_{s\,\min} \quad o.k.$$

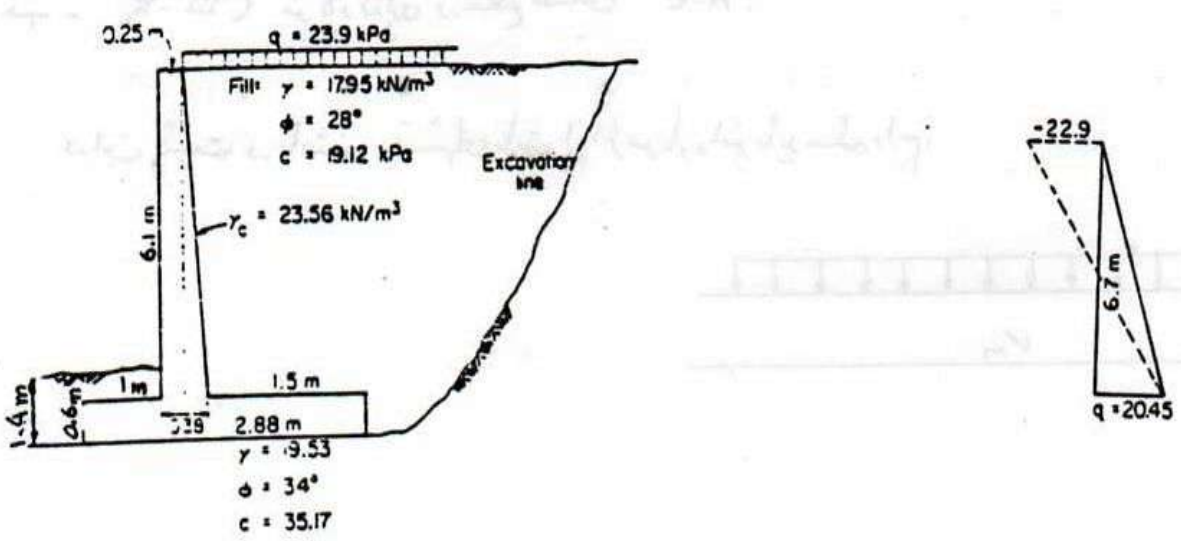
$$\rightarrow 3\phi 26 : A_s = 15.93\ cm^2$$



در جهت دیگر یعنی در راستای طولی دیوار حداقل آرماتور (آرماتور حرارتی) بکار خواهد رفت.

۵۰) دیوار حائل نشان داده شده در شکل را در برابر واژگونی و لغزش کنترل کنید. دقت کنید که پشت این دیوار در یک منطقه کوچک و محدود خاک چسبنده ریخته شده است. ابعاد دیوار بهینه شده است.

گام اول : مقدار زاویه ϕ' را برای یک خاک معادل غیر چسبنده بدست می آوریم.



$$q = \gamma H k_a - 2C\sqrt{k_a} = \gamma H k'_a$$
$$\phi = 28^\circ$$

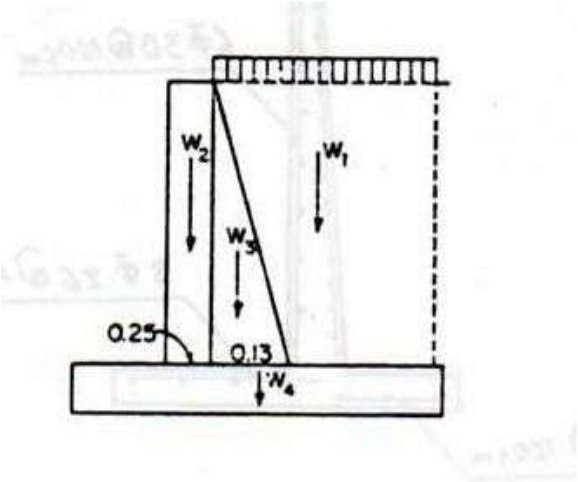
$$\rightarrow k_a = 0.361 \quad \text{رانکین}$$

$$q = 17.95(6.7)(0.361) - 2(19.12)(0.6) = 43.42 - 22.97 = 20.45$$
$$k'_a = \frac{20.45}{(6.7)(17.95)} = 0.170$$
$$45 - \frac{\phi}{2} = 22.42^\circ \quad \rightarrow \quad \phi = 45.16^\circ \rightarrow \phi' = 45^\circ \quad , \quad k'_a = 0.171$$

گام دوم : محاسبه مقدار P_a :

$$P_a = (0.5\gamma H^2 + qH)\, k'_a = \left[0.5(17.95)(6.7)^2 + 23.9(6.7)\right](0.171) = 96.28\ KN$$

گام سوم : محاسبه پایداری دیوار :



با توجه به شکل بالا، جدول زیر را تشکیل می دهیم :

Part	Wt		Arm, m	Moment, kN·m
1	1.5(23.9) + 6.1 5(17.95)	= 200.09	2.130	426.19
2	23.5(0.25)(6.1	= 35.93	1.125	40.43
3	0.13[(6.1)23.5₀ + 17.95(0.5 + 23.90]	= 19.57	1.315	25.73
4	23.5(0.6)(2.88)	= 40.71	1.440	58.62
$P_{a(v)}$		= 0.0	2.880	0.0
		$\sum F_v = 296.31$ kN		$\sum M_r = 550.98$

نقطه اثر P_a ، یعنی $\bar{y}$ را تعیین می کنیم.

$$\bar{y} = \frac{68.89(\frac{6.7}{3}) + 27.38(\frac{6.7}{2})}{96.28} = \frac{245.58}{96.28} = 2.55\ m$$

$$F = \frac{M_r}{M_0} = \frac{550.98}{245.58} = 2.24 < 1.5 \quad o.k.$$

: ضریب اطمینان در برابر واژگونی

گام چهارم : ضریب اطمینان در برابر لغزش را کنترل می کنیم. (از ضرایب مربوط به خاک زیر پی دیوار استفاده می کنیم.)

$$C' = 0.67C = 0.67(35.17) = 23.56$$
$$\tan\phi' = \tan\phi = \tan 34 = 0.675$$
$$F_r = C'B + F_V \tan\phi' = 23.56(2.88) + 296.31(0.675) = 267.86\ KN$$
$$F = \frac{F_r}{F_s} = \frac{267.86}{96.28} = 2.78 > 2.0 \quad o.k.$$

گام پنجم : محل برآیند را بر روی کف پی بدست می آوریم. با توجه به وضعیت یک جسم صلب، جمع ممان نسبت به هر نقطه را می توانیم بدست آوریم.

$$\sum M = M_r - M_0 = 550.98 - 245.58 = 305.40$$

$$X = \frac{\sum M}{\sum F_V} = \frac{305.40}{296.31} = 1.03 \quad m$$

(نسبت به پنجم)

$$e = \frac{B}{2} - X = 1.44 - 1.03 = 0.41\, m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.88}{6} = 0.48 > 0.41$$

پی محل برآیند در یک سوم وسط پی می باشد.

گام ششم : مقدار فشار پاسیو در جلوی دیوار را محاسبه کرده و مجدداً مقدار F را محاسبه می کنیم.

$$k_P = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \tan^2 62^\circ = 3.537$$

$$P_P = 0.5(19.53)(1.4)^2(3.537) = 67.7\ KN$$

حال P_P را چگونه بکار بریم؟

۱) $P_P =$ نیروی رانش (با علامت منفی)

$$F = \frac{267.86}{96.28 - 67.7} = 9.37$$

۲) $P_P =$ نیروی مقاوم

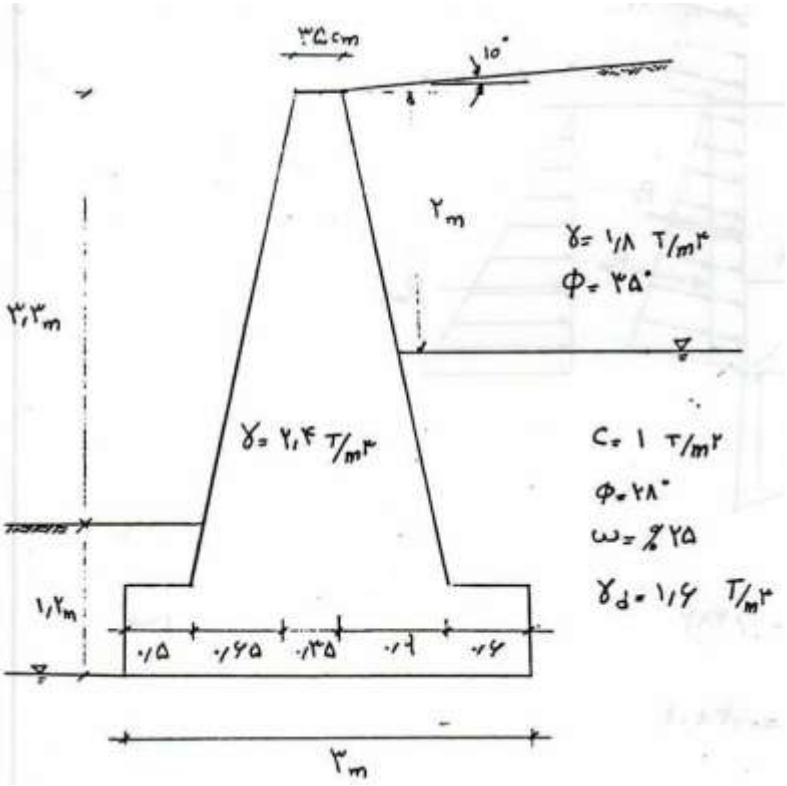
$$F = \frac{267.86 + 67.7}{96.28} = 3.48$$

حداقل دو راه دیگر برای محاسبه F وجود دارد، که عبارتند از ۲۶۷/۸۶ (با علامت منفی) به عنوان نیروی رانش و ۹۶/۲۸ (با علامت منفی) در نقش نیروی مقاوم.

۵۱) برای جلوگیری از ریزش خاک، یک دیوار وزنی از سنگ وبتن غیر مسلح با مشخصات شکل زیر طرح می شود. در صورتی که $f'_c = 250\ {}^{kg}/_{cm^2}$ و $F_y = 3000\ {}^{kg}/_{cm^2}$ باشد، مطلوبست :

الف) کنترل مشخصات دیوار

ب) کنترل پایداری دیوار



الف)

بالای دیوار

$$a = 30\ cm \sim \frac{H}{12} \Rightarrow a = 30 \sim 37\ cm \rightarrow 30 < 35 < 37$$

ضخامت پی دیوار

$$D = \frac{H}{8} \sim \frac{H}{6} \Rightarrow \quad 56 < 70 < 75$$

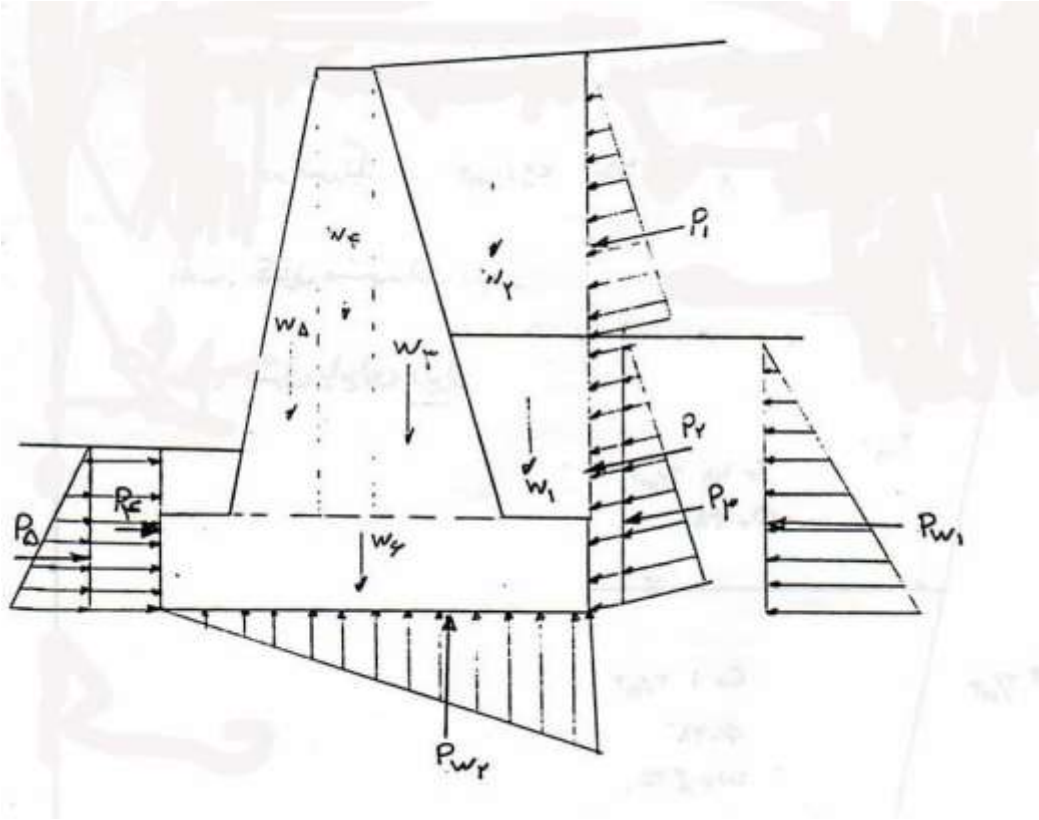
عرض پی دیوار

$$B = 0.5H \sim 0.7H \Rightarrow \quad 2.25 < 3\ m < 3.15$$

پنجه

$$b = 0.5D \sim D \Rightarrow \quad 35 < 50 < 70$$

بنابراین ابعاد دیوار مناسب است.



$\phi = 35^\circ \quad , \quad B = 10 \quad \Rightarrow \quad k_a = 0.282$

$\phi = 28^\circ \quad , \quad B = 10 \quad \Rightarrow \quad k_a = 0.3802$

$\phi = 28^\circ \quad , \quad B = 0 \quad \Rightarrow \quad k_P = 2.7698$

$\gamma = \gamma_d\,(1+\omega) = 1.6(1+0.25) = 2\ {}^{T}\!/_{m^3}$

$h_1 = 1.5\tan 10^\circ = 0.26\ m$

$\sigma_0 = 0 \quad , \quad \sigma_1 = k_{a1}\gamma_1 h = 0.282 \times 1.8 \times 2.26 = 1.147$

$\sigma_2 = k_a(\gamma_1 h_1 - 2C\sqrt{k_{a2}}) = 0.3802 \times 1.8 \times 2.26 - 2 \times \sqrt{0.3802} = 0.313$

$\sigma_3 = k_{a2}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2) - 2C\sqrt{k_a} = 0.3802\,(1.8 \times 2.26 + 1 \times 2.5) - 2\sqrt{0.3802} = 1.264$ ب)

$\sigma_4 = 2C\sqrt{k_P} = 2 \times 1 \times \sqrt{2.7698} = 3.3229$

$\sigma_5 = 1.2 \times 2 \times 2.7698 + 2 \times 1 \times \sqrt{2.7698} = 9.9761\ {}^{T}\!/_{m^2} \quad , \quad \sigma_w = 1 \times 2.5 = 2.5\ {}^{T}\!/_{m^2}$

نیرو	مقدار نیرو	P_{ah}	y_i	M_A	P_{av}	x_i	M_A
P_1	$1.147\times\frac{2.26}{2}=1.296$	1.276	3.253	4.151	0.225	3	0.675
P_2	$0.313\times 2.5=0.783$	0.771	1.25	0.964	0.136	3	0.408
P_3	$(1.264-0.313)\times\frac{2.5}{2}=1.189$	1.171	0.833	0.975	0.174	3	0.619
P_{W1}	$2.5\times\frac{2.5}{2}=3.125$	3.125	0.833	2.603	–	–	–
P_{W2}	$2.5\times\frac{3}{2}=3.75$	–	–	–	3.75	1.667	6.251
$\sum$		6.343		8.693	↓0.535 ↑3.75	–	1.702(ساعتگرد) 6.251 (پاد ساعتگرد)
P_4	$3.3229\times 1.2=3.987$	3.987	0.6	2.392		–	
P_5	$(9.9761-3.3229)\times\frac{1.2}{2}=3.992$	3.992	0.4	1.597	–	–	–
$\sum$		7.979		3.989		–	–

شماره W_i	مقدار W	x_i	$M_{i(A)}$
W_1	$(2.2\times1.8+1.8\times2)0.6=4.536$	2.7	12.247
W_2	$\frac{0.4+0.9}{2}\times1.8\times2.2+\frac{1.8\times2\times0.4}{2}=3.29$	2.1	6.917
W_3	$\frac{0.9\times3.8}{2}\times2.4=4.104$	1.8	7.387
W_4	$0.35\times3.8\times2.4=3.194$	1.5	4.788
W_5	$\frac{(0.65\times3.8\times2.4)}{2}=2.964$	0.93	2.757
W_6	$3\times0.7\times2.4=5.04$	1.5	7.56
$\sum$	23.132		41.656

کنترل پایداری واژگونی :

$$F_s=\frac{M_r}{M_0}=\frac{41.656+3.989+1.702}{8.693+6.251}=3.16>1.5\quad o.k.$$

کنترل پایداری لغزش :

$$F.S.=\frac{R\tan\delta+C'B+P_{Ph}}{P_{ah}+P_W}=\frac{(23.132+0.535-3.75)\tan18.67+0.67\times3+7.979}{6.363}=2.628>1.5$$

مقدار δ و C' از روابط زیر بدست آمده اند :

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}\times 28 = 18.667$$

$$C' = \frac{2}{3}C = \frac{2}{3}\times 1 = 0.67$$

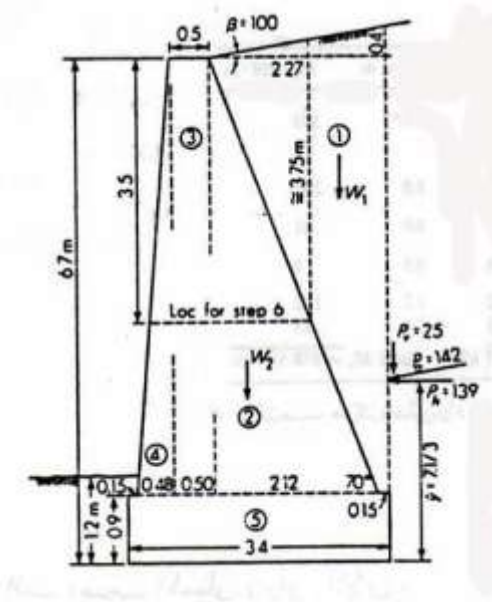
کنترل پایداری تنش خاک :

$$\bar{x} = \frac{M_r - M_0}{R} = \frac{47.347 - 14.944}{19.917} = 1.627\ m$$

$$e_x = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{3}{2} - 1.627 = -0.127$$

$$q = \frac{19.917}{3}\left(1 \pm \frac{6\times 0.127}{3}\right) \Rightarrow \begin{cases} q_1 = 8.325 < 20 \quad o.k. \\ q_2 = 4.953 \quad o.k. \end{cases}$$

۵۲) دیوار وزنی صلبی که باید خاکریز به ارتفاع ۵/۵ متر را نگه دارد، طرح کنید. مشخصات هندسی دیوار در شکل داده شده است.



Soil data:

Backfill	Base soil
γ = 17.5 kN/m³	18.5
ϕ = 32°	0
q_a (based on q_a = 275 kPa)	275 kPa

f_c' = 21 MPa $f_t = 0.42\phi\sqrt{f_c'}$ ϕ = 0.65

$r_c = 0.16\phi\sqrt{f_c'}$ ϕ = 0.85

گام اول : نیروی جانبی وارد بر دیوار را با استفاده از k_a رانکین بدست می آوریم.

Active-earth-pressure coefficients K_a for the Rankine
values not given for $\beta > \phi$

β \ ϕ	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15	0.4490	0.4096	0.3730	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504	0.2262
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30	0.0000	0.0000	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7660	0.4668

Passive-earth-pressure coefficients K_p for the Rankine

β \ ϕ	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5979	3.9365	4.3161	4.7437
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2925	3.6154	3.9764	4.3827
20	1.7141	1.9175	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30	0.0000	0.0000	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.1238	1.4347	1.7177	2.0088
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7660	1.2370

$$k_a = 0.321 \quad , \quad P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a = \frac{1}{2}\times 17.5 \times 7.1^2 \times 0.321 = 142\ KN$$

$$P_h = 142\cos 10^\circ = 139 \quad , \quad P_v = 142\sin 10^\circ = 25\ KN$$

گام دوم : پایداری دیوار را بررسی می کنیم. از خاک روی پنجه صرفنظر کرده و فشار پاسیو را به حساب نمی آوریم.

Part	Weight, kN	Arm, m	M_r, kN·m
1	$17.5\left(\frac{0.15}{2}+\frac{2.27}{2}\times 5.8+2.27\times 0.4\times\frac{1}{3}\right)=131$	2.6*	341
2	$2.12\times\frac{5.8}{2}\times 23.6=145$	1.8	261
3	$0.5\times 5.58\times 23.6=68$	0.9	61
4	$0.5\times\frac{5.8}{2}\times 0.48\times 23.6=16$	0.5	8
5	$0.9\times 3.4\times 23.6=72$	1.7	122
P_v	$=25$	3.4	85
	Total $W=457$ kN	Total $M_r=878$ kN·m	

*

**با تقریب مرکز ممان را در $\frac{2.27}{3}$ از صفحه برش در نظر گرفته ایم.

الف) ضریب اطمینان در برابر واژگونی :

$$M_0 = P_h \bar{y} = 139\times\frac{7.1}{3} = 329\ KN.m$$

$$F = \frac{M_r}{M_0} = \frac{878}{329} = 2.67 > 1.5 \quad o.k.$$

ب) ضریب اطمینان در برابر لغزش (با صرف نظر کردن از فشار پاسیو) :

$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{275}{2} = 137.5 \quad kPa$$

چسبندگی خاک کف

$$C_a = 0.6C = 0.6\times 137.5 = 82.5\ kPa$$

چسبندگی بتن و خاک

$$F_r = B.C_a = 3.4\times 82.5 = 280.5\ kN$$

$$F = \frac{F_r}{P_h} = \frac{280.5}{139} = 2.02 > 1.5 \quad o.k.$$

گام سوم : محاسبه برآیند نیروها و خروج از مرکزی بر روی پی :

$$R\bar{x} = \sum M$$

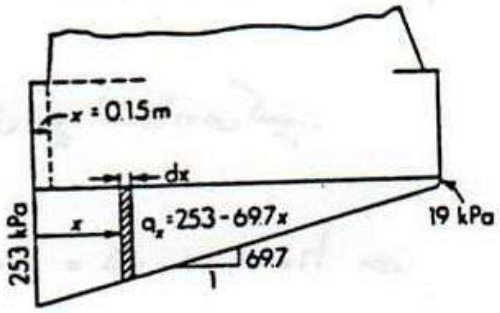
پنجه

$$\bar{x} = \frac{M_r - M_0}{\sum W} = \frac{878 - 329}{457} = 1.20\ m$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = 1.7 - 1.2 = 0.5\ m < \frac{L}{6} \quad o.k.$$

گام چهارم : محاسبه فشار واقعی خاک :

$$q = \frac{P}{A}(1 \pm \frac{6e}{L}) = \frac{457}{3.4(1)}\left[1 \pm \frac{6(0.5)}{3.4}\right] = 253\ kPa_{(\max)} < 275 \quad o.k.$$



گام پنجم : تنش برشی و کششی در پنجه را در ۰/۱۵ متری از لبه با توجه به شکل بررسی می کنیم.

الف) کنترل تنش برشی

$$q = 253 - 69.7x$$

$$V = \int_0^x (253 - 69.7x)\,dx = 253x - \frac{69.7x^2}{2}$$

در $x = 0.15$ و $V = 37\ KN$ با توجه به مقدار ضریب بار برابر با ۲ و عدم استفاده از میلگرد و در نتیجه $d = D$ ، داریم :

$$V_a = \frac{LF \times V}{bd} \Rightarrow V_a = \frac{2 \times 37}{1 \times 0.9} = 82.2\ kPa$$

$$V_c = 0.16(0.85)\sqrt{21} \times 10^3 = 623\ kPa > 82 \quad o.k.$$

ب) کنترل کشش :

$$M = \int_0^x V\,dx = \frac{253x^2}{2} - \frac{69.7x^3}{6}$$

در $x = 0.15$ و $M = 2.81\,KN.m$ برای $LF = 2$ و $S_x = \frac{bh^2}{6}$ داریم :

$$f_t = \frac{6(LF)M}{bh^2} = \frac{6(2)(2.81)}{(1)(0.9^2)} = 42\ KPa$$

$$f_t = 0.42(0.65)\sqrt{21}\times 10^3 = 1250 >> 42\ KPa \quad o.k.$$ مجاز

گام ششم : با تقریب مقدار f_t را در نیمه ارتفاع دیوار بررسی می کنیم. (۳/۵ متر از بالای دیوار یا حدود ۳/۷۵ متر از سطح خاک شیبدار)

$$M = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a \bar{y}\cos\beta = \frac{1}{2}(17.5)(3.75)^2(0.321)\frac{3.75}{2}\cos 10 = 48.6\ KN.m$$ تقریبی

برای محاسبه h از تناسب به روش زیر استفاده می کنیم.

$$\frac{h'}{3.5} = \frac{2.6}{5.8} \Rightarrow h' = 1.57\ m \Rightarrow h = 1.57 + 0.5 = 2.07\ m$$

$$f_t = \frac{6(LF)M}{bh^2} = \frac{6(2)(48.6)}{(1)(2.07)^2} = 136\ KPa << 1250 \quad o.k.$$ واقعی(با تقریب)

توجه داشته باشید که بررسی فوق بسیار محافظه کارانه می باشد. زیرا که از ملات داخل دیوار و نیز وزن قسمت تنه بالای تراز ۳/۵ متری به منظور کاهش f_t صرف نظر کرده ایم. تناسب ابعاد دیوار خوب است.

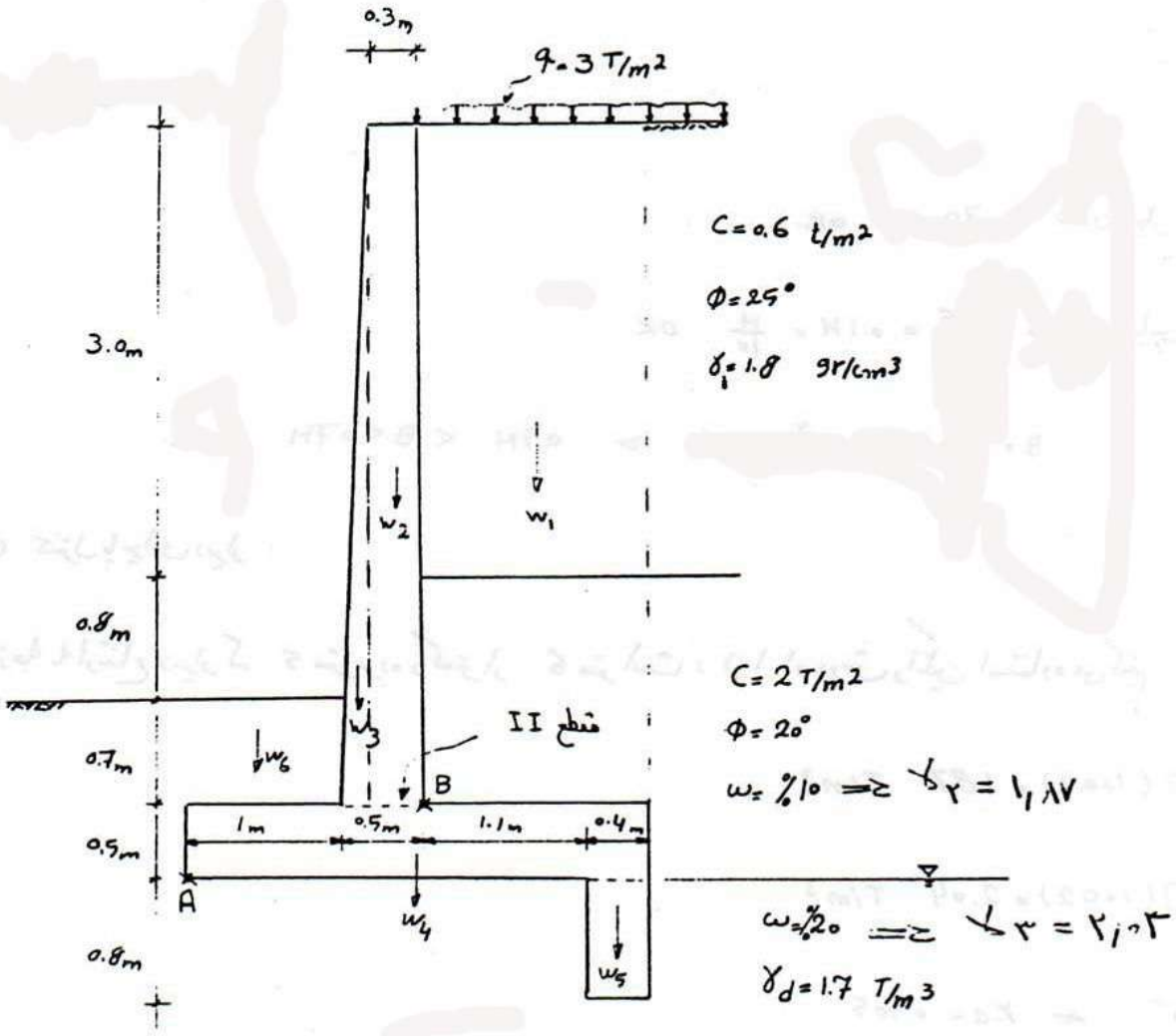
ممکن است از قلوه سنگ استفاده کرد و همچنین $17\ MPa$ یا $f_c' = 14$ برای بتن در نظر گرفت.

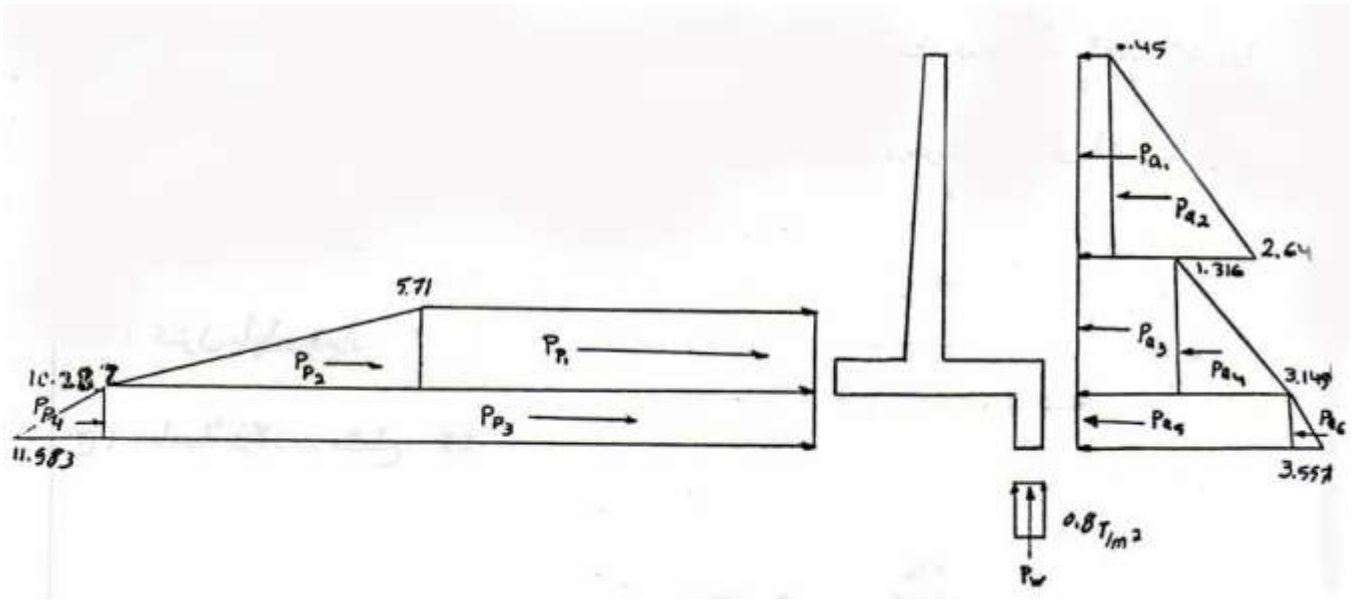
۵۳) برای جلوگیری از ریزش یک خاکریز، دیوار بتنی مطابق شکل زیر طرح شده است. در صورتی که $q_a = 18\ ^{T}/_{m^2}$ و $f_y = 2400\ ^{Kg}/_{cm^2}$ و بتن مصرفی دارای 250 کیلوگرم سیمان در هر متر مکعب اش باشد مطلوبست :

الف) کنترل ابعاد دیوار

ب) کنترل پایداری دیوار

ج) محاسبه فولاد در مقطع I I





الف) کنترل ابعاد دیوار :

$\rightarrow 30\ cm \quad o.k.$ بالای دیوار

$\rightarrow \frac{0.5}{5} = 0.1H = \frac{H}{10} \quad o.k.$ ضخامت و پایین دیوار

$B = 3\ cm \Rightarrow \frac{3}{5} = 0.6 \Rightarrow 0.5H < B < 0.7H \quad o.k.$

ب) کنترل پایداری دیوار :

با توجه به ارتفاع دیوار که ۵ متر بوده و کمتر از ۶ متر است، لذا از روش رانکین استفاده می کنیم.

$$\gamma_2 = 1.7\,(1+0.1) = 1.87\ {}^{T}\!/_{m^3}$$

$$\gamma_3 = 1.7\,(1+0.2) = 2.04\ {}^{T}\!/_{m^3}$$

$$\phi = 25^\circ \Rightarrow k_a = 0.405$$

$$\phi = 20^\circ \Rightarrow k_a = 0.49 \qquad k_P = 2.039$$

$$P_a = \gamma\, h\, k_a - 2C\sqrt{k_a} + q\, k_a \Rightarrow P_a = -2\times 0.6\times\sqrt{0.405} + 3\times 0.405 = 0.45\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{a1} = 1.8\times 3\times 0.405 + 0.45 = 2.64\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{a2} = 1.8\times 3\times 0.49 - 2\times 2\times\sqrt{0.49} + 3\times 0.49 = 1.316\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{a3} = 1.316 + 2\times 1.87\times 0.49 = 3.149\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{a4} = 3.149 + (2.04-1)\times 0.8\times 0.49 = 3.557\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{\gamma} = 0.8\times 1 = 0.8\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{P1} = 2C\sqrt{k_P} = 2\times 2\times\sqrt{2.039} = 5.71\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{P2} = 5.71 + 1.2\times 1.87\times 2.039 = 10.287\ \frac{T}{m^2}$$

$$P_{P3} = 10.287 + 1.04\times 0.8\times 2.039 = 11.983\ \frac{T}{m^2}$$

به دلیل اینکه سطح آب در دو طرف دیوار یکسان می باشد و اثر یکدیگر را خنثی می کنند، لذا از فشار آب در دو طرف صرف نظر می شود.

در مسئله فرض می شودکه خاک جلوی دیوار برداشته نمی شود.

P	P بر حسب T	$\overline{y_A}$	M_A	y_B	M_B
P_{a1}	$0.45\times 3=1.35*$	3.5	4.725	3	4.05
P_{a2}	$2.19\times\frac{3}{2}=3.285*$	3	9.855	2.5	8.2125
P_{a3}	$1.316\times 2=2.632*, 1.316\times 1.5=1.974$	1	2.632	0.75	1.4805
P_{a4}	$1.833\times\frac{2}{2}=1.833*, 1.374\times\frac{1.5}{2}=1.031$	0.66	1.21	0.5	0.515
P_{a5}	$3.149\times 0.8=2.519*$	-0.4	-1.008	–	–
P_{a6}	$0.408\times\frac{0.8}{2}=0.163*$	-0.53	-0.086	–	–
P_W	$0.8\times 0.4=0.32$	2.8	$+0.896$	–	–
$\sum$	$\sum P_a=11.782\leftarrow\sum*$		18.224		14.258
	$P_W=0.32$				

قسمت	P یا W (ton)	$\overline{x_i}$ یا $\overline{y_i}$	M_A (T.M)

		(m)	
سربار	$3\times1.5=4.5$	2.25	10.125
W_1	$(1.8\times3+1.87\times1.5)\times1.5=12.308$	2.25	27.692
W_2	$0.3\times4.5\times2.5=3.375$	1.35	4.556
W_3	$0.2\times4.5\times2.5/2=1.125$	1.13	1.271
W_4	$0.5\times3\times2.5=3.75$	1.5	5.625
W_5	$0.4\times0.8\times2.5=0.8$	2.8	2.24
W_6	$1\times0.7\times2.5=1.75$	0.5	0.875
P_{P1}	$5.71\times1.2=6.852$	0.6	4.111
P_{P2}	$4.577\times1.2/2=2.746$	0.4	1.098
P_{P3}	$10.287\times0.8=8.23$	-0.4	-3.292
P_{P4}	$1.696\times0.8/2=0.678$	-0.53	-0.36
$\sum$	$\sum W_i=27.608$		53.941
	$\sum P_{Pi}=18.506$		

۱- ب) کنترل واژگونی :

$$F.S.=\frac{M_r}{M_0}=\frac{53.941}{18.224}=2.96>1.5 \quad o.k.$$

۲- ب) کنترل لغزش :

$$*\ \delta=\frac{2}{3}\phi=\frac{2}{3}\times 20=13.33^\circ \quad \sum W_i=27.608 \quad P_W=0.32 \quad \sum P_i=18.506 \quad \sum P_a=11.782$$

$$F.S.=\frac{(27.608-0.32)\tan\delta+18.506+3\times 2}{11.782}=2.629>1.5 \quad o.k.$$

۳- ب)

تعیین مقدار q :

$$\bar{x}=\frac{53.941-18.224}{27.608-0.32}=1.31\,m$$

$$e=\frac{B}{2}-\bar{x}=1.5-1.31=0.19\,m \Rightarrow q=\frac{(27.608-0.32)}{3}\left(1\pm\frac{6\times 0.19}{3}\right)\Rightarrow \begin{vmatrix} q_1=5.64\,\frac{T}{m^2} \\ q_2=12.552<q_a=18 \end{vmatrix}$$

ج)

$$h=0.45\,m \quad , \quad M_{II}=14.258\,T.m \Rightarrow \mu=\frac{nM}{\bar{\sigma}bh^2}=\frac{10\times 14.258\times 10^5}{1400\times 100\times 45^2}=0.0503\Rightarrow \varepsilon=0.9059$$

$$A_s=\frac{14.528\times 10^5}{1400\times 0.9059\times 45}=24.98\,cm^2 \rightarrow 6\phi 24@16\,cm$$

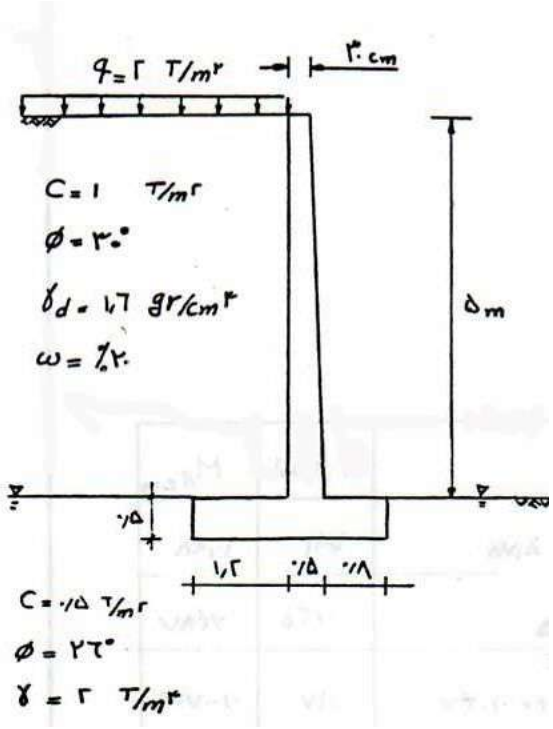
۵۴) برای جلوگیری از ریزش یک خاکریز، دیوار بتنی مطابق شکل زیر طرح می شود. مطلوبست :

الف) کنترل ابعاد دیوار

ب) کنترل پایداری دیوار

ج) طرح یک زائده قائم در پاشنه برای دیوار در صورتیکه کنترل لغزش پاسخگو نباشد.

$$q_a=20\,\frac{T}{m^2} \quad , \quad \gamma_c=2.5\,\frac{T}{m^3}$$



حل قسمت الف)

$$\frac{H}{10}=\frac{550}{10}=55\ cm$$

$$\rightarrow 30=30 \quad o.k.$$ بالای دیوار

$$\rightarrow \frac{H}{12}=\frac{550}{12}=46\ cm$$ ضخامت پی دیوار

$$\rightarrow 46\,cm<50<\frac{H}{10}=55\,cm\ o.k.$$

$$\rightarrow 0.4\times 550=220\ cm$$ عرض پی دیوار

$$\rightarrow 220<250<0.7\times 550=385 cm\, o.k$$

$$\frac{B}{3}=\frac{2.5}{3}=0.83\cong 0.8 \quad o.k.$$

حل قسمت ب) با توجه به اینکه $H = 5.5 < 6\ m$ است لذا از روش رانکین استفاده می کنیم.

$$\gamma = 1.6(1+0.2) = 1.92 \qquad \begin{vmatrix}\phi = 30^\circ \\ \beta = 0\end{vmatrix} \rightarrow \begin{vmatrix}k_a = 0.3333 \\ k_P = 3\end{vmatrix} \qquad \begin{vmatrix}\phi = 26^\circ \\ \beta = 0\end{vmatrix} \rightarrow \begin{vmatrix}k_a = 0.3905 \\ k_P = 2.5611\end{vmatrix}$$

$$\sigma_{a1} = 2\times 0.3333 - 2\times 1\times\sqrt{0.3333} = -0.49\ \frac{T}{m^2}$$

$$\sigma_{a2} = -0.488 + 1.92\times 5\times 0.3333 = 2.71\ \frac{T}{m^2}$$

$$\sigma'_{a2} = 2\times 0.3905 - 2\times 0.5\times\sqrt{0.3905} + 1.92\times 5\times 0.3905 = 3.9\ \frac{T}{m^2}$$

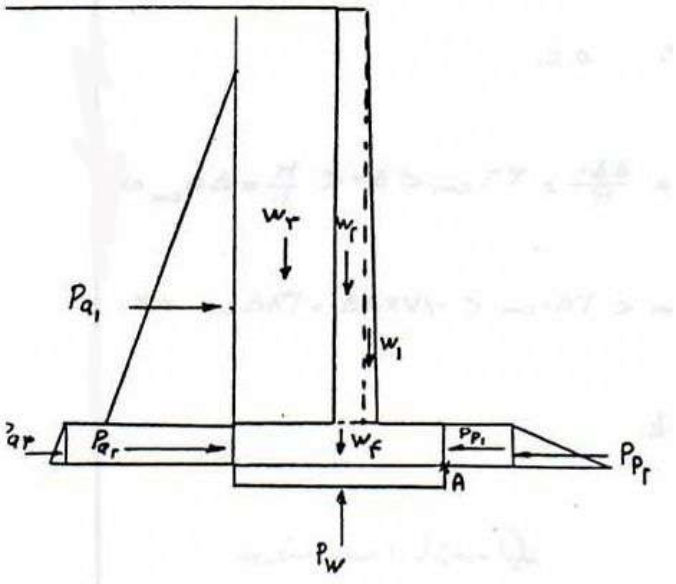
$$\sigma_{a3} = 3.9 + 0.5\times 1\times 0.3905 = 4.09\ \frac{T}{m^2}$$

فشار آب در دو طرف دیوار اثر یکدیگر را خنثی می کند. لذا فشار آب را محاسبه نمی کنیم.

$$\sigma_{P1} = 2\times 0.5\times\sqrt{2.5611} = 1.6\ \frac{T}{m^2}$$

$$\sigma_{P2} = 2.5611\times 2\times 0.5 + 1.6 = 4.16\ \frac{T}{m^2}$$

$$0.49 = 1.92\times h\times 0.333 \quad \rightarrow \quad h = 0.76\ m$$



نیرو	$P_i \quad (T)$	فاصله از A	$M_A \quad (T.m)$
P_{a1}	$2.712 \times 4.24 \times \frac{1}{2} = 5.75$	1.91	10.98
P_{a2}	$3.905 \times 0.5 = 1.95$	0.25	0.487
P_{a3}	$(4.09 - 3.9) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 0.047$	0.17	0.00799
P_W	$0.5 \times 2.5 = 1.25$	1.25	1.562
$\sum P_a$	7.747		13.04
W_1	$0.2 \times \frac{5}{2} \times 2.5 = 1.25$	0.93	1.1625
W_2	$0.3 \times 5 \times 2.5 = 3.75$	1.15	4.31
W_3	$1.2 \times 5 \times 1.92 = 11.52$	1.9	21.888
W_4	$0.5 \times 2.5 \times 2.5 = 3.125$	1.25	3.91
q	$2 \times 1.2 = 2.4$	1.9	4.56
$\sum$	22.045		35.8305
P_{P1}	$1.6 \times 0.5 = 0.8$	0.25	0.2
P_{P2}	$2.56 \times \frac{0.5}{2} = 0.64$	0.17	0.109
$\sum$	1.44		0.309

کنترل واژگونی :

$$F.S = \frac{35.8305 + 0.309}{13.04} = \frac{36.14}{13.04} = 2.77 > 1.5 \quad o.k.$$

کنترل تنش خاک :

$$\bar{x} = \frac{M_r - M_0}{\sum F_y} = \frac{36.14 - 13.04}{22.05 - 1.25} = 1.111\ m$$

$$e_x = x_{cy} - \bar{x} = 1.25 - 1.111 = 0.139\ m$$

$$q = \frac{P}{B}(1 \pm \frac{6e_x}{B}) = \frac{20.8}{2.5}(1 \pm \frac{6 \times 0.139}{2.5}) \Rightarrow \begin{vmatrix} q_1 = 11.096\ \frac{T}{m^2} < 20\ \frac{T}{m^2} \\ q_2 = 5.544 \end{vmatrix} \quad o.k.$$

کنترل لغزش :

$$\phi' = \frac{2}{3} \times 26 = 17.33$$

$$C' = \frac{2}{3} \times 0.5 = 0.333$$

$$F.S. = \frac{(22.05 - 1.25)\tan 17.33 + 0.333 \times 2.5}{7.747} = 0.94\ N.G.$$

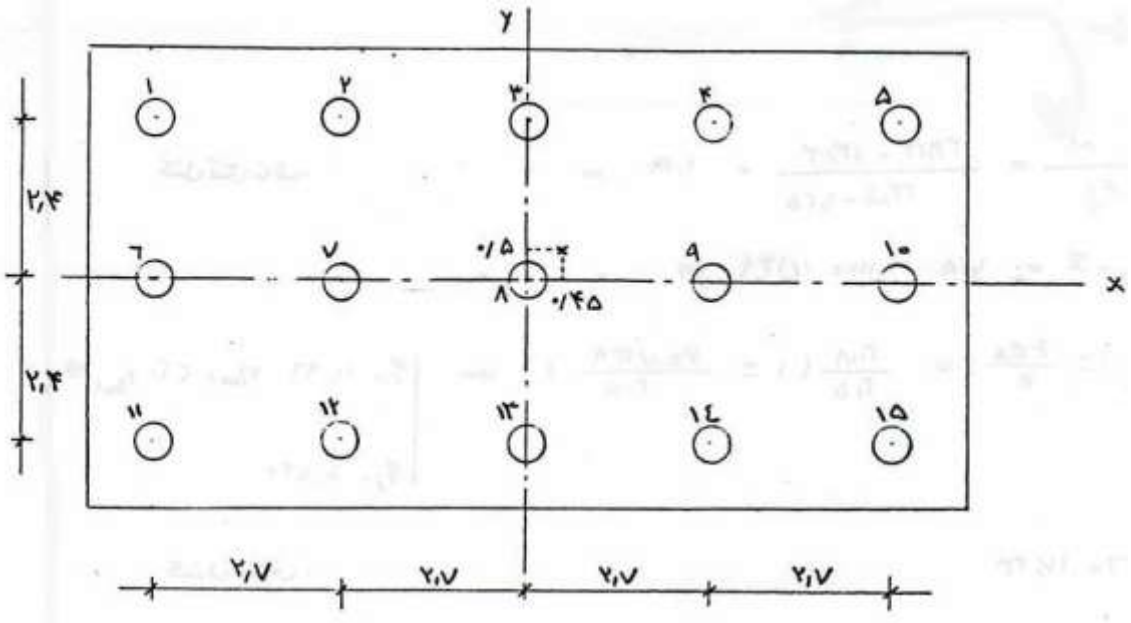
$$\begin{vmatrix} V = 20.8 \\ P_a = 7.747 \end{vmatrix} \quad \begin{vmatrix} \frac{V}{P} = \frac{20.8}{7.747} = 2.685 \\ \phi = 26^\circ \end{vmatrix} \quad \Rightarrow \theta = 4.5^\circ$$

$$\Rightarrow h_0 = B\tan\theta$$

$$h_0 = 2.5 \times \tan 4.5 = 0.197\ m$$

$$h_0 = 0.2\ m = 20\ cm$$

۵۵) اگر باری معادل ۸۵۰ تن با خروج از مرکز ۰/۵ و ۰/۴۵ متر به موازات محورهای x وy وارد شود، سهم باربری هر یک از شمع ها در زیر پی مطابق شکل مقابل را محاسبه نمایید.



محور مختصات از مرکز ثقل صفحه می گذرد.

$$F_i = \frac{Q}{n} + \frac{M_y . x_i}{\sum {x_i}^2} + \frac{M_x . y_i}{\sum {y_i}^2}$$

$$I_y = \sum {x_i}^2 = 3 \times 2 \times 2.7^2 + 3 \times 2 \times 5.4^2 = 218.7\ m^2$$

$$I_x = \sum {y_i}^2 = 2 \times 5 \times 2.4^2 = 57.6\ m^2$$

$$M_x = Q.\bar{y} = 850 \times 0.5 = 425$$

$$M_y = Q.\bar{x} = 850 \times 0.45 = 382.5$$

$$F_1 = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} + \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 65\ Ton$$

$$F_2 = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} + \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 69.7\ Ton$$

$$F_3 = \frac{850}{15} + \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 74.4\ Ton$$

$$F_4 = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} + \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 79.1\ Ton$$

$$F_5 = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} + \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 83.5\ Ton$$

$$F_6 = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} = 47.3\ Ton$$

$$F_7 = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} = 52\ Ton$$

$$F_8 = \frac{850}{15} = 56.7\ Ton$$

$$F_9 = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} = 61.4\ Ton$$

$$F_{10} = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} = 66.1\ Ton$$

$$F_{11} = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} - \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 29.6\ Ton$$

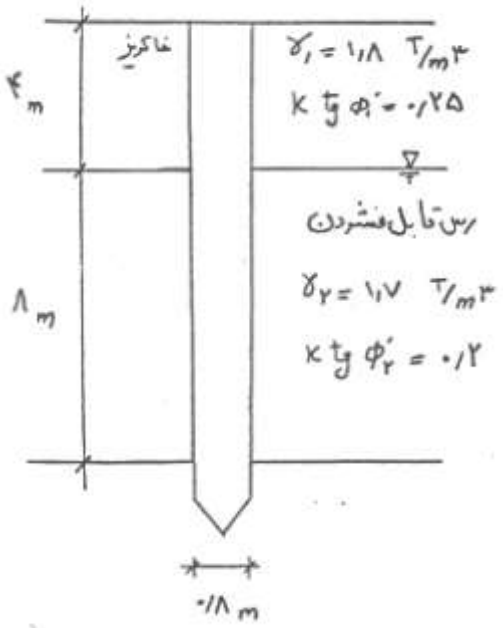
$$F_{12} = \frac{850}{15} - \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} - \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 34.3\ Ton$$

$$F_{13} = \frac{850}{15} - \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 39\ Ton$$

$$F_{14} = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 2.7}{218.7} - \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 43.7\ Ton$$

$$F_{15} = \frac{850}{15} + \frac{382.5 \times 5.4}{218.7} - \frac{425 \times 2.4}{57.6} = 48.4\ Ton$$

۵۶) نیروی حاصل از اصطکاک منفی را با توجه به شکل بدست آورید:

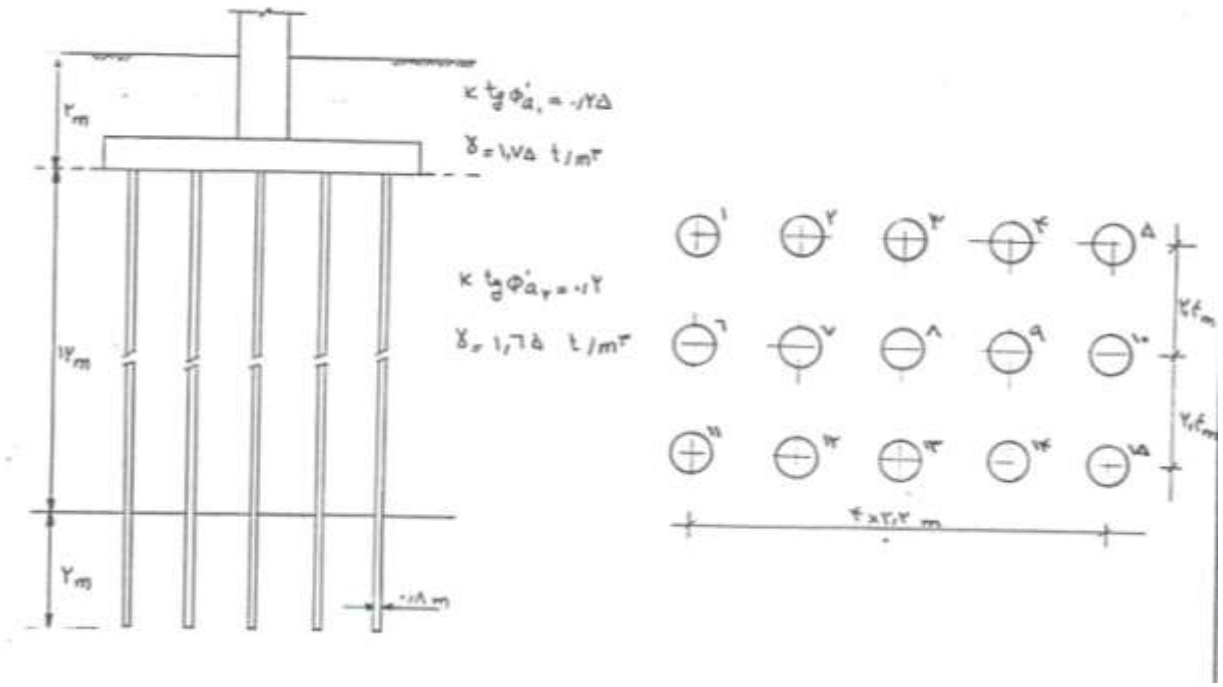


$$Q'_F = \pi B[h.k.\tan\varphi'_1\left(\frac{\gamma_1 h}{2}\right) + HK\tan\varphi'_2\left(\gamma_1 h + \gamma'_2\frac{H}{2}\right)]$$

$$Q'_F = \pi * 0.8\{4$$

$$Q'_F = 49.2\ t$$

۵۷) پایه یک پل مطابق شکل روی ۱۵ شمع به قطر ۰٫۸ متر قرار گرفته است.با توجه به مشخصات خاکهای مجاور شمع وصفحه بتنی،مقدار نیروی حاصل از اصطکاک منفی را برای هر شمع محاسبه کنید.



$$Q'_F = \theta_1 A_1 \gamma_1 h$$

$$\begin{cases} A_1(1{,}5{,}11{,}15) = \frac{(a+0.9H)(b+0.9H)}{4} = \frac{(2.2+0.9*12)(2.4+0.9*12)}{4} = 42.9 \end{cases}$$

$$\frac{A_1}{\varphi_H} = 4.5 \quad ,K$$

$$\begin{cases} A_2(1{,}5{,}11{,}15) = \frac{(a+0.45H)(b+0.45H)}{4} = 14.8 \end{cases}$$

$$\frac{A_2}{\varphi_H} = 1.54 \quad ,K$$

$$A_1(2,3,4,12,13,14) = \frac{a(b+0.9H)}{2} = \frac{2.2(2.4+0.9*12)}{2} = 14.5$$

$$\frac{A_1}{\varphi_H} = 1.5 \quad ,K$$

$$A_2(2,3,4,12,13,14) = \frac{a(b+0.45H)}{2} = \frac{2.2(2.4+0.45*12)}{2} = 8.6$$

$$\frac{A_2}{\varphi_H} = 0.89 \quad ,K$$

$$A_1(6,10) = \frac{b(a+0.9H)}{2} = \frac{2.4(2.2+0.9*12)}{2} = 15.6$$

$$\frac{A_1}{\varphi_H} = 1.625 \quad ,$$

$$A_2(6,10) = \frac{b(a+0.45H)}{2} = \frac{2.4(2.2+0.45*12)}{2} = 9.12$$

$$\frac{A_2}{\varphi_H} = 0.95 \quad ,K$$

$$A_1(7,8,9) = 2.2 * 2.4 = 5.28$$

$$\frac{A_1}{\varphi_H} = 0.55 \quad ,K$$

$$A_2(7,8,9) = 2.2 * 2.4 = 5.28$$

$$\frac{A_2}{\varphi_H} = 0.55 \quad ,K$$

$Q'_F(2,3,4,12,13$

$Q'_F(1,5,11,15)$

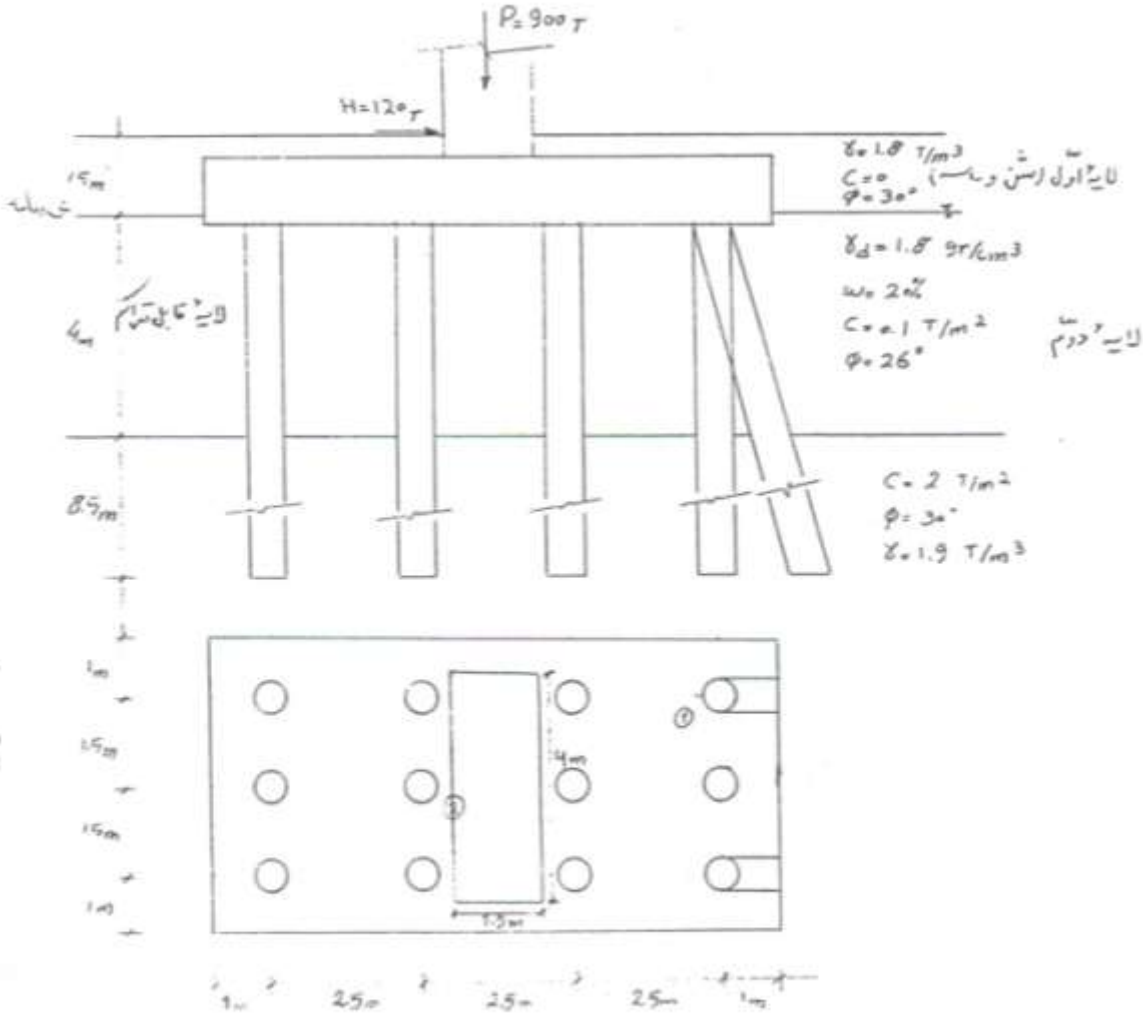
$Q'_F(6,10) = 0.$

$Q'_F(7,8,9) = 0.$

۵۸) برای انتقال بار پایه پلی ۱۰ شمع قائم و ۲شمع مایل بتنی بقطر ۵۰ سانتیمتر و بطول ۱۲متر مطابق شکل زیر به کلاه بتنی متصل شده باشد، $f_y = 4000kg/cm^2$ اند.در صورتیکه لایه ۴ متری قابل تراکم باشدو بتن مصرفی ۳۵۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب بتن و مطلوبست:

الف)محاسبه اصطکاک منفی شمع های ۱و۲

ب)نیروهای اصطکاک منفی در چه جهتی به شمع ها اثر می کنند؟با ذکر دلیل.



وزن مخصوص اشباع لایه دوم(زیر سطح آب است) $\gamma_2 = 1.8(1+0.2) = 2.16\frac{T}{m^3} \rightarrow \gamma' = \gamma_2 - 1 = 1.16\ T/m^3$

$8.5 + 4 = 12.5$

$h = 1.5 + 0.5$

*محاسبات برای شمع شماره یک (گوشه ای):

$$a = 1.5m$$

$$b = 2.5m$$

مقایسه می شوند ،اگربزرگتر باشند با آن جایگزین می شوند. 0.9h با a,b ،مقادیر A_1درمحاسبه

$$Q'_F = \theta_1 A_1 \gamma h$$

$$A_1 = \frac{(a + 0.9$$

$$A_1 = \frac{(a + 0.4$$

مقایسه می شوند ،اگربزرگتر باشند با آن جایگزین می شوند. .h۴۵0 با a,b ،مقادیر A_2درمحاسبه

خاک لایه دوم(لایه قابل تراکم) $K \tan \varphi'_a = 0.25$

توصیه صفحه۱۸۱ جزوه

برای لایه شن و ماسه $K \tan \varphi'_a = 0.3$

$$a = 1.5, b = 2$$

$$\frac{A_1}{\varphi_H} = \frac{6.586}{0.6*3.5} = 3.127 \quad , \frac{A_2}{\varphi_H} = 1.153$$

$\theta_1 = 0.26$, $\theta_2 = 0.28$ گراف صفحه

$$Q'_F = 0.26 * 6.$$

*محاسبات برای شمع شماره دو (شمع داخلی):

$$A_1 = ab = 1.5$$

$$A_2 = ab = a *$$

$$a < 0.45H \quad , \quad b = 2.5 > 0.45H \rightarrow b = 0.45H$$

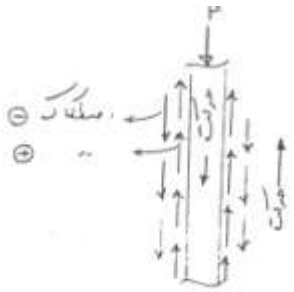
$$\begin{cases} \frac{A_1}{\varphi_H} = \frac{3.75}{0.6*3.5} = 1.785 \\ \rightarrow \theta_2 = 0.4 \\ K \tan \varphi'_a = 0.3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_2}{\varphi_H} = \frac{2.362}{0.6*3.5} = 1.125 \\ \rightarrow \theta_2 = 0.26 \\ K \tan \varphi'_a = 0.25 \end{cases}$$

$$Q'_{F_2} = 0.4 * 3.7$$

پاسخ قسمت (ب) را خودتان بنویسید.

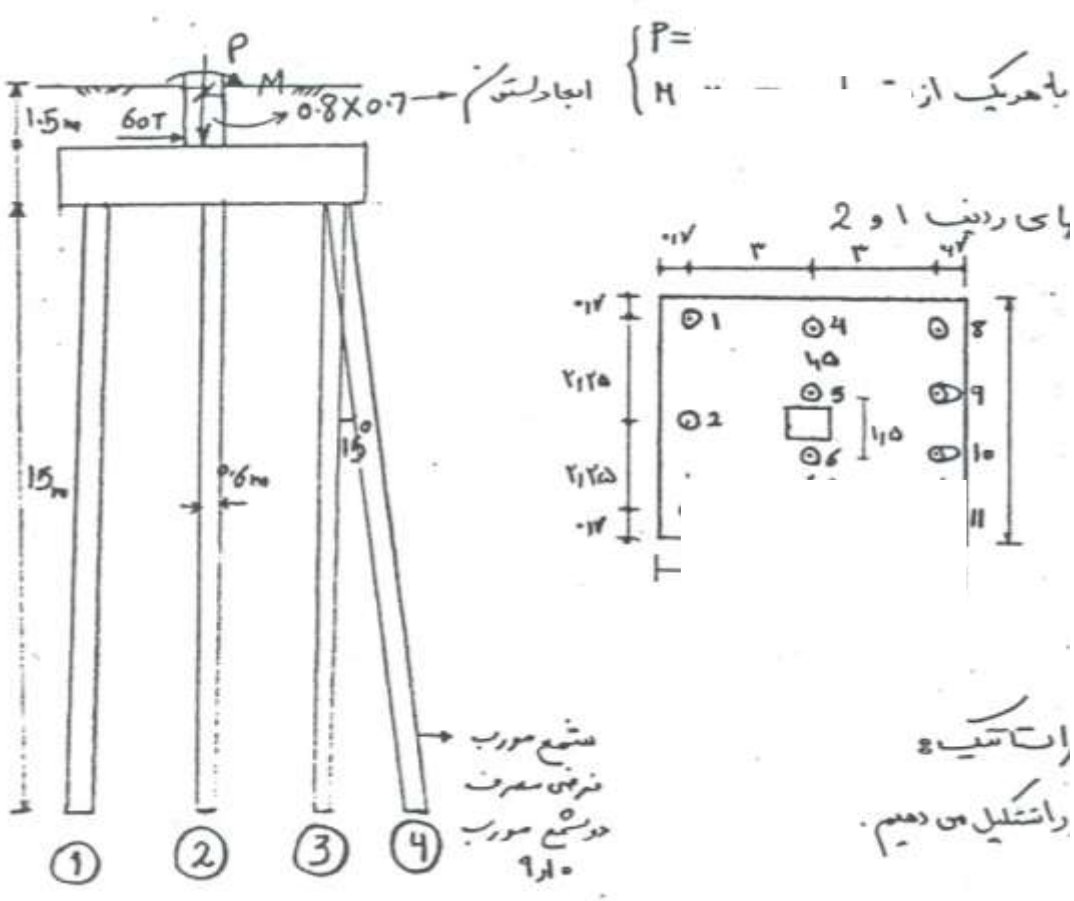
نیروی اصطکاک همواره در خلاف جهت حرکت عمل می کند، اصطکاک مثبت و مقاوم شمع ها نیرویی است به سمت بالا که در مقابل حرکت رو به پایین شمع در اثر فشار سربار ایجاد می گردد. نیروی اصطکاک منفی که به کمک سربار می آید و در خلاف بار بری شمع ها عمل می کند، نیرویی به سمت پایین است که در مقابل حرکت نسبی رو به بالای لایه های قابل تراکم نسبت به شمع ایجاد شده است .(شمع پایین کشیده می شود و شمع نسبت به لایه های مجاور بالا کشیده می شود)



۵۹) پایه پلی روی یک صفحه بتنی متکی بر ۹ شمع قائم و ۲ شمع مورب مطابق شکل زیر قرار گرفته است ، بارهای انتقالی از پایه به صفحه روی شکل مشخص شده است .با صرف نظر از فشار جانبی خاک مطلوبست :

۱–میزان بار انتقال یافته به هر یک از شمع ها

۲–طراحی دال بتنی و شمع های ردیف ۱ و ۲



*روش هیپر استاتیک :

به منظور محاسبه نیرو ها جدول زیر را تشکیل می دهیم :

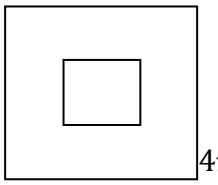
گروه	d	K	x						
۱	0	3	-3	3	0	-9	0	0	27
۲	0	4	0	4	0	0	0	0	0
۳	0	2	3	2	0	6	0	0	18
۴	15	2	3	1.802	0.482	5.406	0.1294	1.449	16.218
			$\sum$	10.802	0.482	2.406	0.1294	1.449	61.218

برای یافتن ممان ، ارتفاع مقطع را حدس زده و برای اینکار پانچ را به طور تقریبی کنترل می کنیم.

چون مشخصات مقاطع برای تمامی شمع ها یکسان است ، هر شمع فرضی دارای سختی نسبی برابر تعداد شمع هایی است که معرف آن می باشد ، لذا تنها کافیست تعداد شمع های هر ردیف را تعیین کنیم.

(از تغییر طول شمع مورب صرف نظر شده است)

$$K_i = \frac{S_i E_I}{L_i}$$



$h = 1.6m$,

$4m$

$0.7 + 1.6 = 2.$

دو ستون هم از زیر اثر می کنندکه اثر آنرا کم نمی کنیم و به طور تقریبی پانچ را با بار کل کنترل می کنیم.اگر شمع زیر ستون بود نیروی آنرا کم می کردیم.

$$\sigma_p = \frac{1.5 *}{(2.4 * 2.3}$$

مقداری زیاد است که در جهت اطمینان با همین مقدار حل را ادامه می دهیم. h_t

نیروی شمع را ابتدا بتقریب می توان از رابطه روبرو بدست آورد.

$F_i = \frac{P}{n}$:تعداد شمع های مورب و قائم n

*در شمع ها تنش خاک زیر پی اصلا وجود ندارد ، نیرو ها فقط از اطراف به شمع می رود.

$$\begin{cases} 10.802\,\lambda + 0.483\lambda_1 + 2.406\omega = 700 \\ \omega = -4.797\ ,\ \lambda = 51.302\ ,\ \lambda_1 = 325.92 \qquad 0.483\lambda + 0.1294\lambda_1 + 1.449\omega = 60 \end{cases}$$

$2.406\lambda + 1.4$

مجموع نیروهای محوری شمع سمت چپ $F_1 = 3 * 51.302 - 4.797 * 3 * (-3) = 197.08$

نیروهایمحوری چهار شمع وسط $F_2 = 4 * 51.302 = 205.208$

نیروی محوری دو شمع قائم $F_3 = 2 * 51.302 - 4.797 * 2 * 3 = 73.822$

نیروی محوری دو شمع مورب* $F_4 = 2 * 51.302 * cos^2 15 + 325.92 * 2.3 * cos 15 * sin 15 - 4.797$

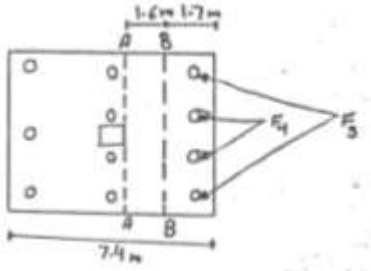
$2 * 3 * cos^2 15 = 231.84$

$\sum F_y = 197.08$

$\sum F_x = 231.84$

$\sum M = (231.8$

ب) طراحی دال بتنی



مقاطعAA وBB از مقاطع متنلظر سمت چپ بحرانی تر هستند.

$$M_{A-A} = (F_3 co$$

$$M_{B-B} = F_3 cos$$

$$\tau = \frac{297.76}{\frac{7}{8}.b.h} = \frac{297.76}{\frac{7}{8}*5.9*1.6} = 36 < 1.15\overline{\sigma_b} = 71.3 \quad OK$$ کنترل برش

کنترل برش پانچ نیز مطمئنا جواب می دهد.

تعیین فولادها :

$$M_{A-A} = 774.8$$

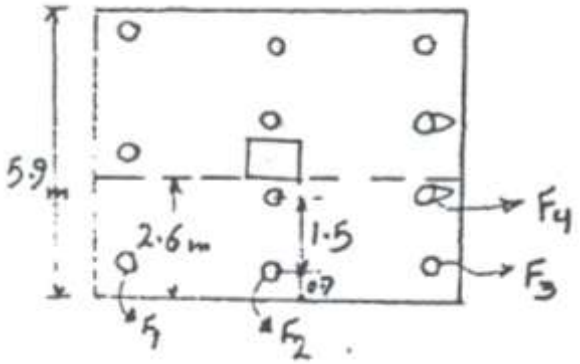
$$\mu = \frac{n.M}{\overline{\sigma_b}.b.h^2} =$$

$$A_s = \frac{\mu}{\overline{\sigma_b}.\varepsilon.h} =$$

$$A_{smin} = 0.69 \frac{}{}$$

فولادهای عرضی :

(اگر بار مرده و زنده داده شود برمبنای بار سرویس عمل می شود)



$$M_{A-A} = (F_1 +$$

$$F_1 = \frac{197.08}{3} =$$

$$M_{A-A} = 470.3$$

$$\mu = \frac{15 * 470.}{2400 * 74}$$

$$A_s = \frac{470.}{2400 * 0}$$

$$A_{s_{min}} = 0.69\frac{}{4}$$

طرح شمع های ردیف۱و۲ :

این شمع ها باید بر اساس نیروی محوری مربوطه حل شوند .

$$F_1 = \frac{197.8}{3} =$$

$$0.85f_c'(A_g - A$$

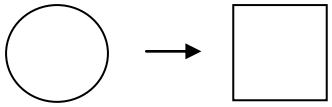
$$0.85f_c'\left(\pi * \frac{60}{4}\right.$$

$$A_s = 0.002A_g$$

فقط باید در محل هایی که هنگام حمل و نقل تحت خمش قرار می گیرند ، فولاد خمشی محاسبه و قرار داده شود.

*در وسط نیست ، در محل بلند کردن جراثقال است.

$$M_{max} = \frac{\omega L^2}{32} \quad , W = \frac{Q}{L} = \frac{\frac{\pi d^2}{4} * L * \gamma}{L} = \pi * \frac{0.6^2}{4} * 2.5 = 0.7069 \quad \rightarrow \quad M_{max} = \frac{0.7069 * 15^2}{32} = 4.97\ T.m$$



$h_t = 0.53$,

ضلع مربع m $= \sqrt{0.282} \cong 0.53$

$\mu = \frac{15 * 4.97}{2400 * 53}$

$A_s = \frac{4.97}{2400 * 0}$

$A_{S_{min}} = \frac{0.69 *}{400}$

با توجه به اینکه معلوم نیست در کدام جهت بلند شود لذا بهتر است همین مقدار فولاد در طرفین مقطع یعنی دور تا دور جایگزین نمود.

۸دور تا دور مقطع در محل ΦM_{max} ۱۲

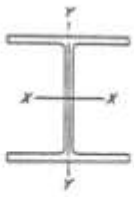
۶۰) یک شمع از نوع HP ۱۴*۸۹در ۳۰ فوت خاک رسی و سیلتی نرم و ۳ فوت خاک سنگدانه ای متراکم کار گذاشته شده می شود.(طول کل شمع=۳۳ فوت)سطح آب در عمق ۵ فوتی سطح زمین می باشد.به اجبار عمق شمع در خاک سنگدانه ای به ۳فوت محدود می شود.تعداد ضربات چکش برای راندن شمع در در شن متراکم ۴۰ تا ۶۰ ضربه می باشد و در خاک رویی(رس و سیلت نرم) تعداد ضربات از ۳ تا ۱۰ ضربه می باشد.ظرفیت نهایی شمع را با استفاده از دو روش مایرف و vesic تعیین کنید :

الف)روش مایرف(با تخمینΦ و تعداد ضربات N)

$\frac{L_c}{B} = \frac{3 * 12}{14} =$

از آنجاییکه $3 \ll \frac{L}{B}$ ، و با فرض استفاده از تمام ظرفیت شمع

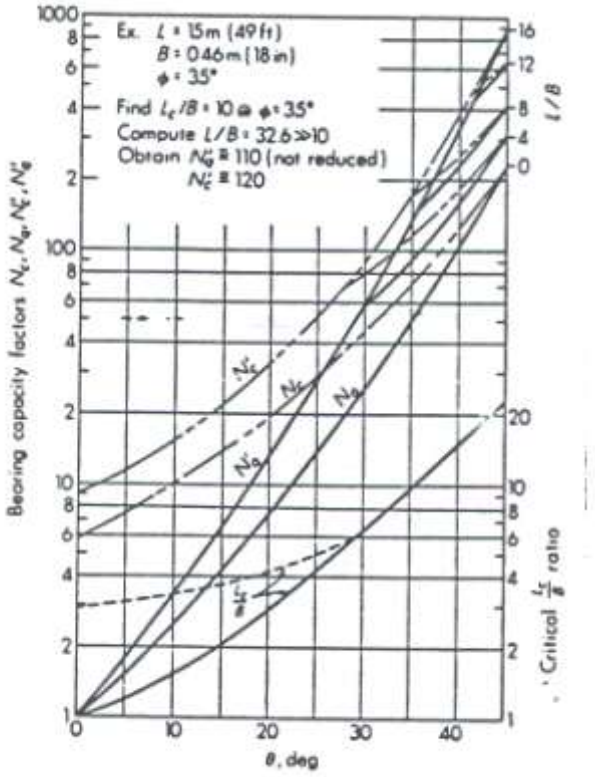
$$A_p = 13.83 * \frac{1}{}$$



H-pile dimensions and section properties;
Fps units in dark type; metric units in light type

Designation nominal size/wt in. × lb/ft mm × kg/m	Area of section, in² m² × 10⁻³	Depth of section, in mm	Flange width in mm	Thickness, in mm	Web, in mm	Section properties I_x, in⁴ m⁴ × 10⁻⁶	S_x, in³ m³ × 10⁻³	I_y, in⁴ m⁴ × 10⁻⁶	S_y, in³ m³ × 10⁻³
HP 14 × 117	34.4	14.21	14.89	0.805	0.805	1220	172	443	59.5
HP360 × 174	22.2	360.9	378.1	20.45	20.45	507.8	2.817	184.4	0.975
HP 14 × 102	30.0	14.01	14.78	0.705	0.795	1050	150	380	51.4
HP360 × 152	19.4	355.9	375.3	17.91	17.91	437.0	2.458	158.2	0.842
HP 14 × 89	26.1	13.83	14.70	0.615	0.615	904	131	326	44.3
HP360 × 132	16.9	351.3	373.3	15.62	15.62	373.3	2.147	135.7	0.726
HP 14 × 73	21.4	13.61	14.59	0.505	0.505	729	107	261	35.8
HP360 × 109	13.9	345.7	371.0	12.83	12.83	303.4	1.753	108.6	0.587
*HP 12 × 117	34.3	12.77	12.87	0.930	0.930	946	148	331	51.4
HP310 × 174	22.2	324.6	326.9	23.62	23.62	393.7	2.425	137.8	0.842
*HP 12 × 102	30.0	12.55	12.62	0.820	0.820	812	129	275	43.6
HP310 × 152	19.4	319.7	320.5	20.82	20.82	338.0	2.113	114.5	0.714
*HP 12 × 89	26.2	12.35	12.33	0.720	0.720	693	112	226	36.7
HP310 × 132	16.9	313.7	313.1	18.29	18.29	288.4	1.835	94.1	0.601
HP 12 × 74	21.8	12.13	12.22	0.610	0.605	569	93.8	186	30.4
HP310 × 110	14.1	308.1	310.3	15.49	15.37	236.8	1.537	77.4	0.498
HP 12 × 63	18.4	11.94	12.125	0.515	0.515	472	79.1	153	25.3
HP310 × 94	11.9	303.3	308.0	13.08	13.08	196.5	1.296	63.7	0.415
HP 12 × 53	15.5	11.78	12.05	0.435	0.435	393	66.8	127	21.1
HP310 × 79	10.0	299.2	306.0	11.05	11.05	163.4	1.095	52.9	0.346
HP 10 × 57	16.8	9.99	10.22	0.565	0.565	294	58.8	101	19.7
HP250 × 85	10.8	253.7	259.7	14.35	14.35	122.4	0.964	42.0	0.323
HP 10 × 42	12.4	9.70	10.08	0.420	0.415	210	43.4	71.7	14.2
HP250 × 63	8.0	246.4	256.0	10.67	10.54	87.4	0.711	29.8	0.233
HP 8 × 36	10.6	8.02	8.16	0.445	0.445	119	29.8	40.3	9.88
HP200 × 54	6.84	203.7	207.3	11.30	11.30	49.5	0.488	16.8	0.162

$$\phi = 40 \quad \rightarrow$$



با تخمین وزن مخصوص داریم : برای محاسبه $\bar{q}$،

$$\bar{q} = 5(0.110)$$

$$P_{pu} = A_p\left(cN'_c$$

$$\eta = 1.0 \quad , \quad c$$

(برای تبدیل ازKPa به KSf از ضریب ۵۰ استفاده می کنیم)کنترل مقدار P_{pu}

$$P_{pu} = A_p\bar{q}\mathrm{N}'_c$$

$$P_{pu} = 1.41 *$$

،با استفاده از فرمول زیر :همچنین کنترل P_u

$$P_{pu} = A_p(38N$$

:با توجه به مقدار ۳ و ۳۰ فوت یک مقدار متوسط یعنی ۲۰ فوت را در نظر می گیریم:تعیین L_b

$$N = 50 \quad : \quad P$$

از طرفی :

$$P_{pu} \leq A_p(380$$

$$\rightarrow \quad P_{pu} = 1.4$$

$$\rightarrow \quad P_{pu} = \frac{41}{}$$

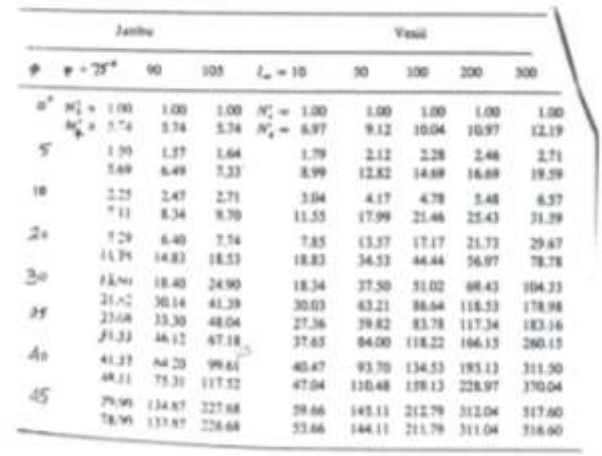
بر اساس سطح مقطع شمع فلزی که از جدول بدست می آید ، P قابل قبول برابر است با :

$$P_a = 9 * A_p =$$

ب)محاسبه ظرفیت نهایی بر اساس روش vesic :

مین برای شن متراکم

$$q$$



	Janbu			Vesić				
ϕ	$\phi = 25°$	90	105	$I_{rr} = 10$	50	100	200	300
0°	$N_c' = 1.00$ $N_q' = 1.74$	1.00 1.74	1.00 1.74	$N_c' = 1.00$ $N_q' = 6.97$	1.00 9.12	1.00 10.04	1.00 10.97	1.00 12.19
5°	1.39 3.69	1.57 6.49	1.64 7.23	1.79 8.99	2.12 12.82	2.28 14.69	2.46 16.69	2.71 19.59
10°	2.25 7.11	2.47 8.34	2.71 9.70	3.04 11.55	4.17 17.99	4.78 21.46	5.48 25.43	6.37 31.39
20°	7.29 11.79	8.40 14.83	7.74 18.53	7.85 18.83	13.37 34.53	17.17 44.44	21.73 56.97	29.67 78.78
30°	18.40 21.42	18.40 30.14	24.90 41.39	18.34 30.03	37.50 63.21	51.02 86.64	69.43 118.53	104.33 178.98
35°	23.68 31.33	33.30 46.12	48.04 67.18	27.36 37.65	39.82 84.00	83.78 118.22	117.34 166.13	183.16 260.15
40°	41.37 68.11	64.20 75.31	99.61 117.52	40.47 47.04	93.70 110.48	134.53 159.13	193.13 228.97	311.30 370.04
45°	79.99 78.99	134.87 133.87	227.68 226.68	59.66 53.66	145.11 144.11	212.79 211.79	312.04 311.04	517.60 516.60

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3} =$$

با جاگذاری در معادله مربوطه داریم :

$$P_{pu} = A_p(cN_c'$$

نتیجه فوق به مقدار قابل ملاحظه ای از عدد حاصل از روش مایرف کمتر است .

$$P_{pu} = \frac{475 + 3}{2}$$

رامیتوان بیشتر انتخاب کرد.I_{rr}

از روش $Janbu$ ، از مقدار فوق هم کمتر بدست میاید.دقت شود که با جایگذاری N_q'