

## فصل دوم

# ظرفیت باربری شالوده های

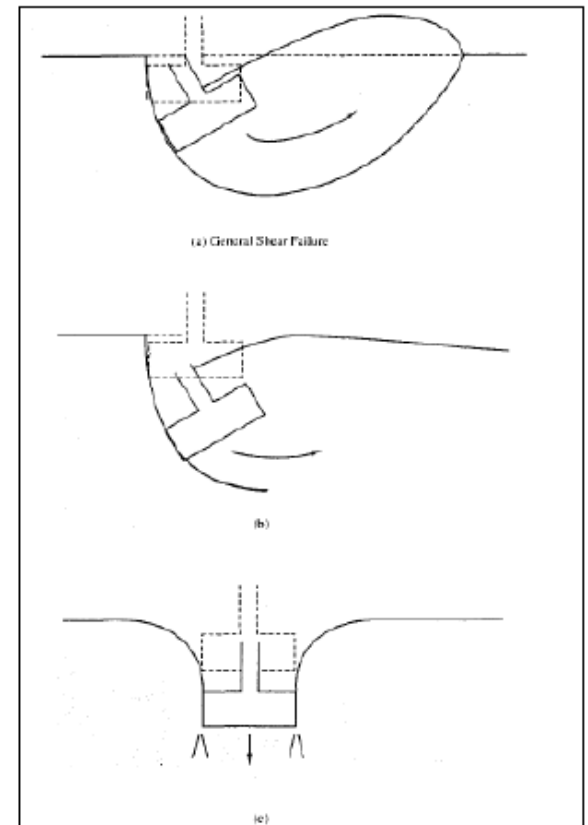
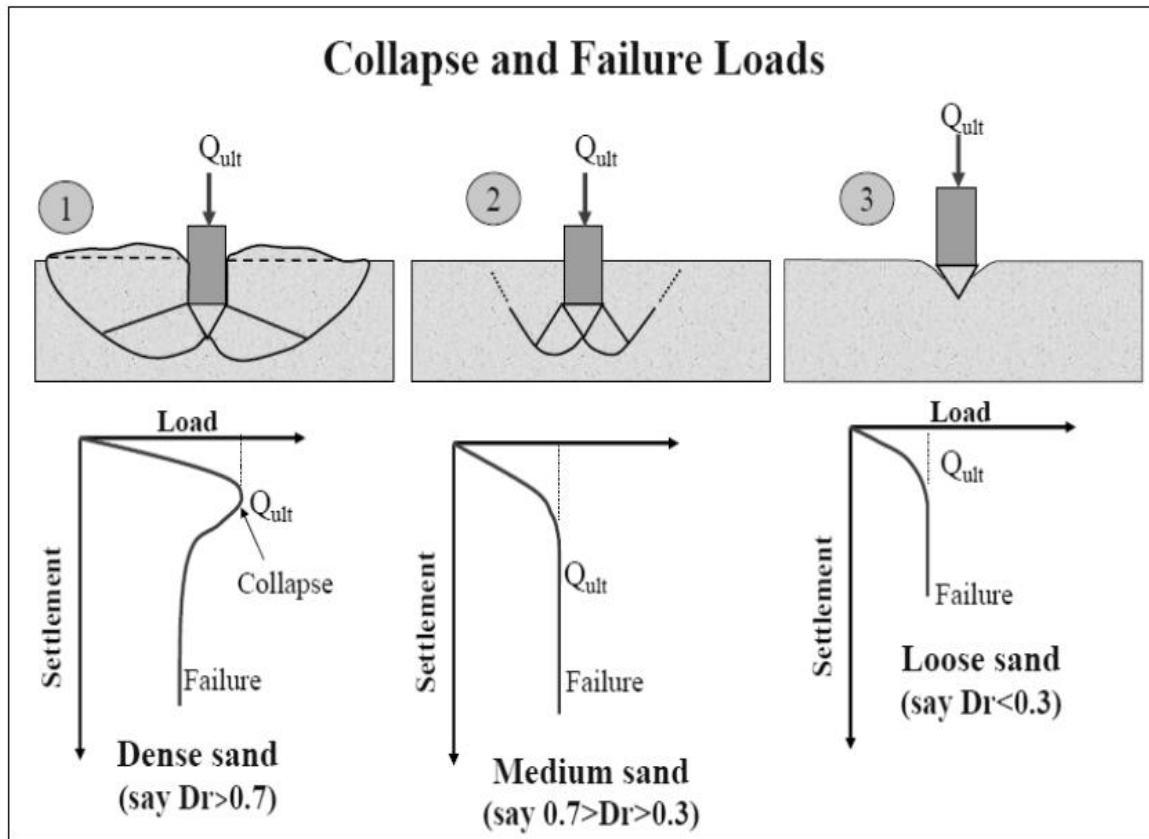
# سطحی

# انواع گسیختگی موجود در خاک زیر شالوده:

۱- گسیختگی برشی کلی (General shear Failure)

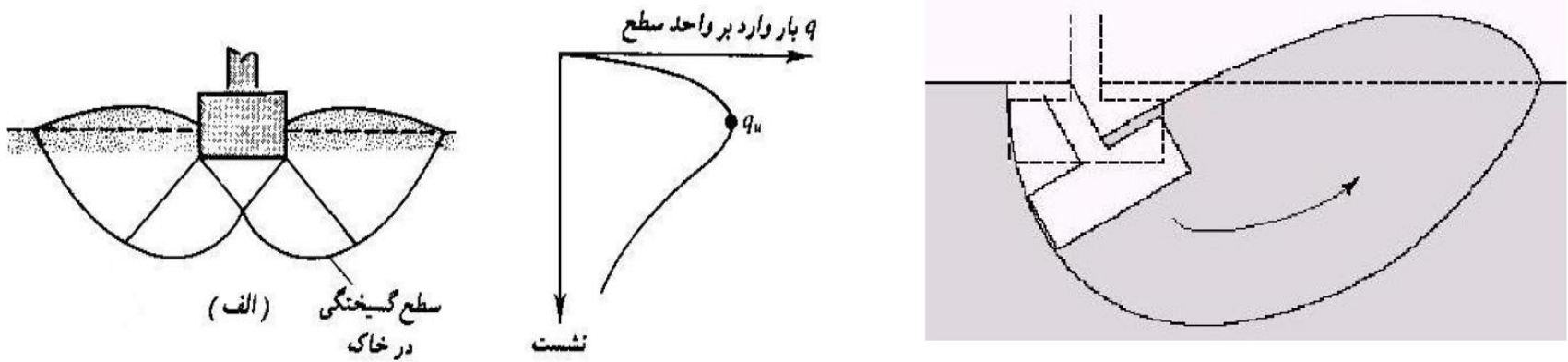
۲- گسیختگی برشی موضعی (Local shear Failure)

۳- گسیختگی برشی سوراخ کننده (Punch shear Failure)



# ۱- گسیختگی برشی کلی:

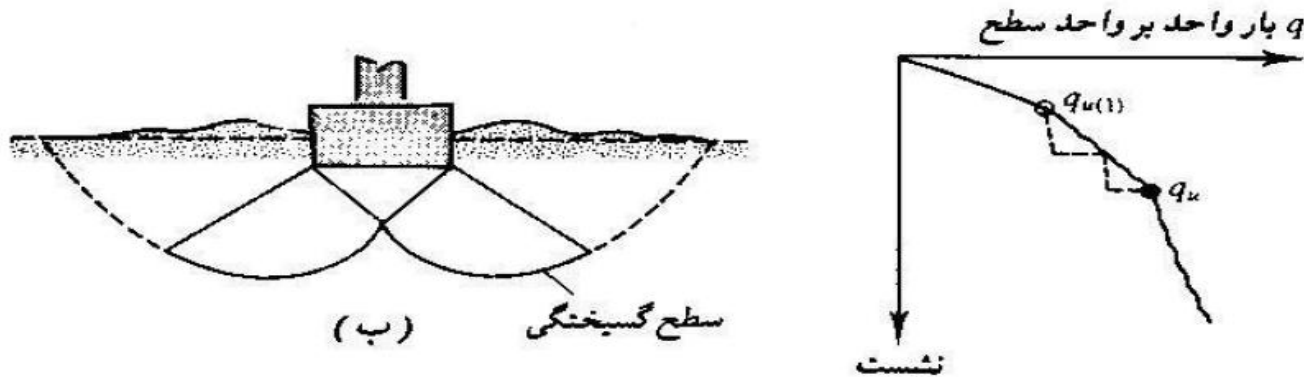
شالوده نواری را در نظر بگیرید بر روی یک خاک ماسه ای متراکم یا خاک رسی چسبنده و سفت اگر بار به تدریج بر شالوده وارد شود نشست شالوده افزایش پیدا می کند در یک نقطه مشخص وقتی که فشار زیر شالوده مساوی  $q_u$  می باشد یک گسیختگی ناگهانی در خاک زیر شالوده رخ می دهد و سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه می یابد فشار  $q_u$  ظرفیت باربری نهایی شالوده سطحی نامیده می شود.



این گسیختگی در خاک های خیلی متراکم رخ می دهد (در خاک ماسه ای متراکم یا رس سخت) که در آن خاک دو طرف بالا آمده اما در نهایت سطح لغزش و چرخش پی در یک طرف رخ می دهد

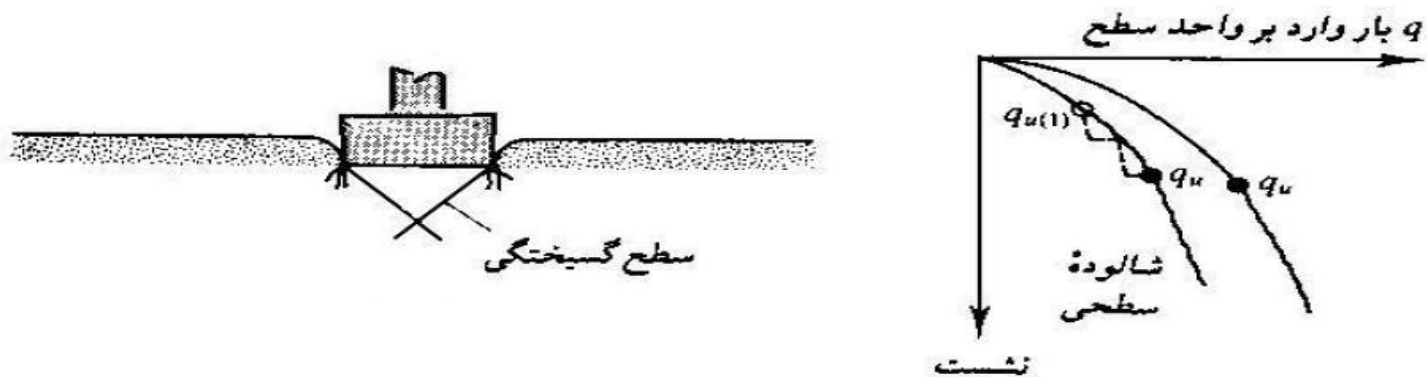
## ۲- گسیختگی برشی موضعی:

این گسیختگی در خاک های ماسه ای با تراکم متوسط و در رس با سفتی متوسط رخ می دهد در این حالت چرخش در پی صورت نمی گیرد و میزان بالا آمدگی خاک طرفین کمتر است



## ۳- گسیختگی برشی سوراخ کننده:

این گسیختگی در خاکهای نسبتاً شل همراه با نشست قابل توجه رخ می دهد





**Figure 8-12. Bearing capacity failure of silo foundation (Tshebotarioff, 1951).**

\* در پی های سطحی گسیختگی تابعی از سختی و تراکم خاک ، عمق استقرار پی و شکل پی است

\* در پی های سطحی با خاک سفت ، اغلب گسیختگی از نوع کلی مطرح می باشد و در خاک های شل و یا اعماق پائین تر، از نوع پانچ می باشد

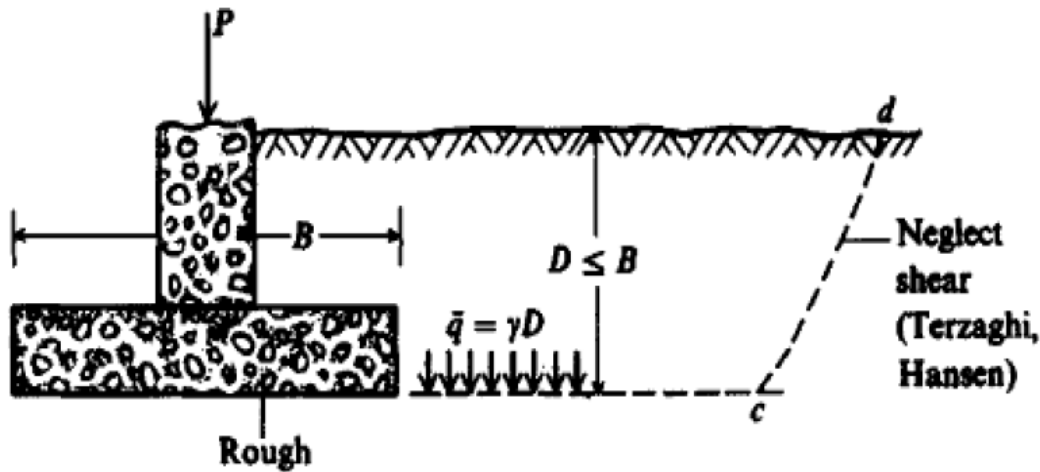
\* در پی های عمیق گسیختگی عموماً از نوع سوراخ کننده می باشد

نکته) برای پی های سطحی و در حالت گسیختگی برشی کلی بار نهایی در نشست در حدود ۴-۱۰ درصد عرض پی ، و برای دو نوع دیگر در حدود ۱۵-۲۵ درصد عرض پی رخ می دهد

### بر پایه تحقیقات وسیک داریم:

- ۱- برای خاک های ماسه ای شل (تراکم نسبی کمتر از ۰.۴) گسیختگی برشی از نوع پانچ است
- ۲- برای خاک های ماسه ای با تراکم متوسط (تراکم نسبی ۰.۴ تا ۰.۷) در اعماق کم گسیختگی موضعی و در اعماق بالاتر گسیختگی پانچ محتمل تر است
- ۳- برای خاک های ماسه ای متراکم (تراکم نسبی بیشتر از ۰.۷) بسته به عمق شالوده هر سه حالت امکان پذیر است

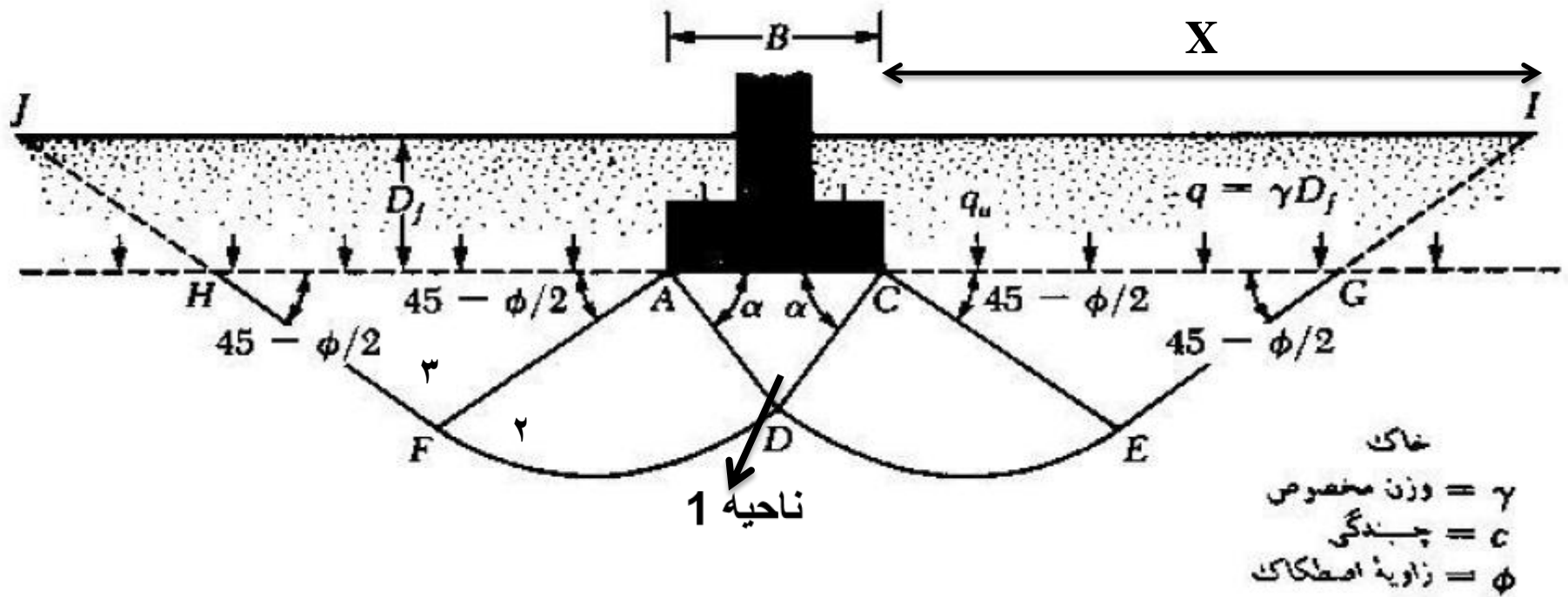
# محاسبه ظرفیت باربری خاک زیر شالوده ( Bearing Capacity )



روش ترزاقی  
Terzaghi

ترزاقی برای محاسبه ظرفیت باربری خاک با فرضیات زیر معادله ای ارائه نمود:

- ۱- خاک همگن
- ۲- گسیختگی از نوع برشی کلی زیر شالوده رخ می دهد
- ۳- خاک موجود در بالای سطح شالوده با سر بار  $q = \gamma D_f$  جایگزین می شود
- ۴- معادلات ارائه شده تنها برای شالوده های با بارگذاری قائم است
- ۵- کف شالوده زبر
- ۶- برای شالوده های سطحی با فرض  $D_f < B$
- ۷- رابطه را ابتدا برای پی نواری ارائه نمود
- ۸- زاویه امتداد گسیختگی با کف پی را برابر زاویه اصطکاک داخلی خاک فرض نمود



ناحیه ۱: یک ناحیه الاستیک است بصورت مثلث متساوی الساقین و با افق زاویه  $\alpha = \phi$  می سازد

ناحیه ۲: ناحیه برشی شعاعی و یک اسپیرال لگاریتمی می باشد

$$r = r_0 e^{\beta_1 \tan \phi}$$

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

ناحیه ۳: ناحیه مقاوم خاک که یک مثلث متساوی الساقین با زاویه  $45 - \phi/2$

$$\beta_1 = 180 - \alpha - [45 - \phi/2] \longrightarrow \frac{\pi}{180}$$

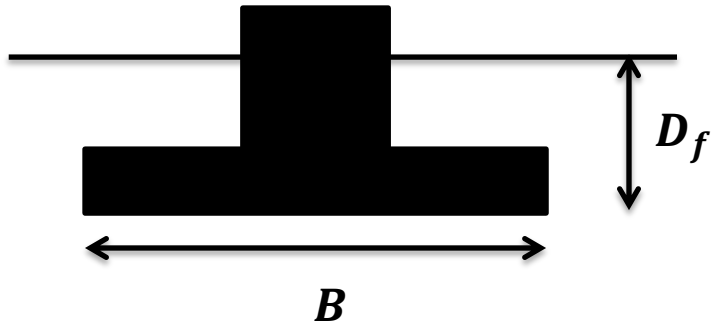
$$r = r_0 e^{\beta_1 \tan \phi}$$

$$X = 2r_1 \cos[45 - \frac{\phi}{2}]$$



## رابطه پیشنهادی ترزاقی برای تعیین ظرفیت باربری شالوده های نواری

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$



$$q = \gamma D_f$$

عبارت اول در رابطه فوق عبارت چسبندگی عبارت دوم سربار ناشی از قرارگیری در عمق و عبارت سوم عبارت وزن مخصوص خاک می باشد.

$N_c, N_q, N_\gamma$  ضرایب ظرفیت باربری بدون بعد می باشند که فقط تابعی از  $\phi$  (زاویه اصطکاک داخلی خاک)

می باشند

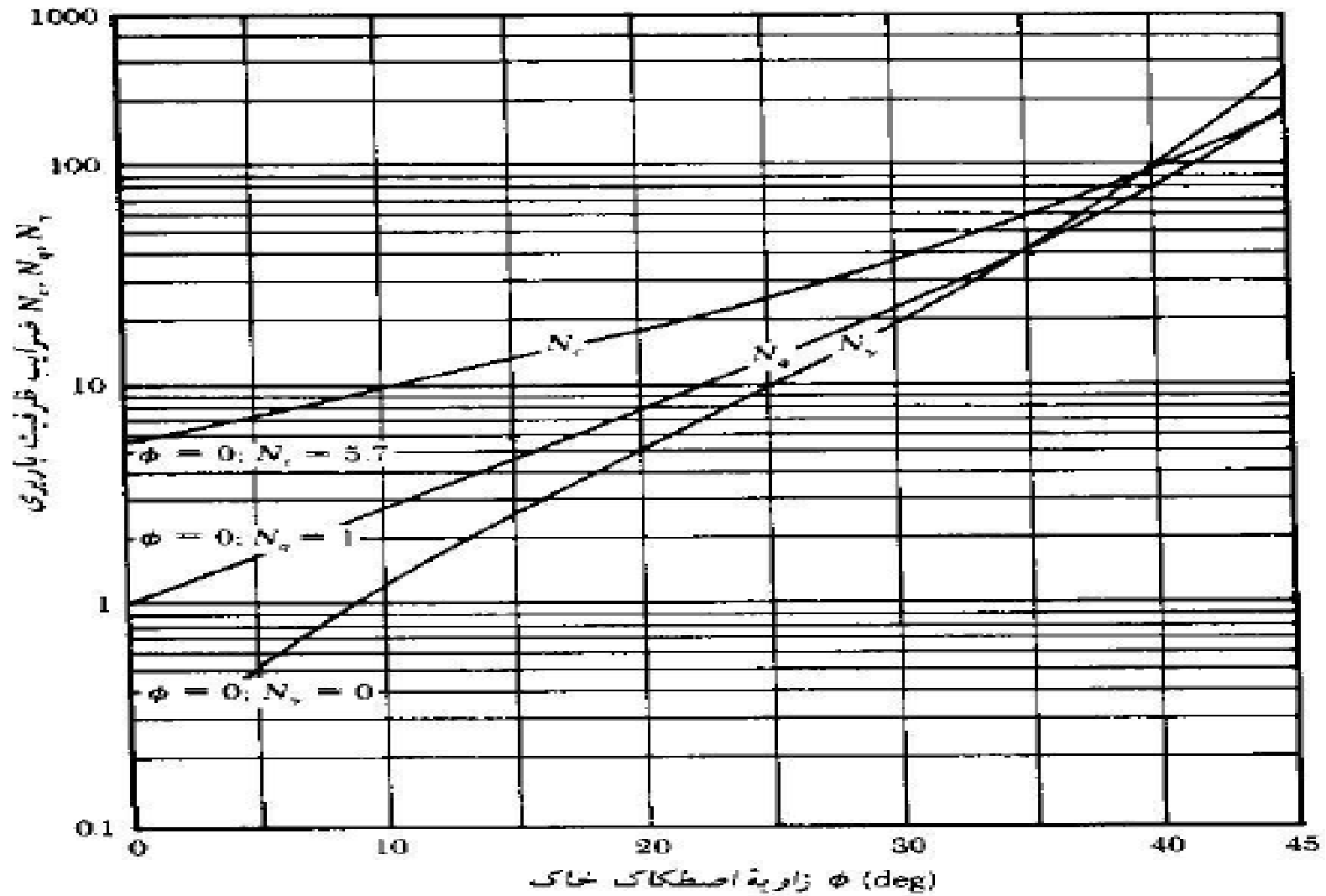
$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

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

$$N_c = \cot\phi \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi [N_q - 1]$$

$K_{p\gamma}$  : ضریب فشار مقاوم خاک

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1070.80



ضرایب طرفیت خاکی برای گسیختگی برشی کلی

رابطه فوق برای شالوده نواری است  $L \gg B$  که در آن در حین گسیختگی، گوه خاک زیر شالوده تشکیل می شود اما در حالتی که شالوده مربعی یا دایره ای باشد مسئله از حالت دو بعدی خارج شده و به صورت سه بعدی در می آید و گوه تبدیل به یک هرم یا مخروط می گردد. در این حالت ترزاقی رابطه خود را به شکل زیر اصلاح می کند:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

پی مربعی

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

پی دایره ای

$$q_u = \left[ 1 + 0.3 \frac{B}{L} \right] cN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma \left[ 1 - 0.2 \frac{B}{L} \right] B N_\gamma$$

پی مستطیلی

**نکته** تمام محاسبات بالا همگی بر اساس فرض گسیختگی کلی می باشد. اگر وقوع گسیختگی از نوع موضعی و سوراخ کننده باشد بایستی در تمام

روابط بالا بجای  $C$  و  $\phi$  از  $\frac{2}{3}C$  و  $\phi = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right)$  استفاده شود.

مثال ) ابعاد یک شالوده مربعی در پلان ۱.۵ در ۱.۵ متر می باشد. خاکی که شالوده بروی آن قرار دارد دارای زاویه اصطکاک داخلی برابر ۲۰ درجه می باشد همچنین زاویه چسبندگی خاک برابر ۱۵.۲ کیلونیوتن بر متر مربع می باشد. و وزن مخصوص خاک برابر ۱۷.۸  $\frac{KN}{m^3}$  می باشد. با استفاده از ضریب اطمینان  $F.S=4$  بار کلی مجاز شالوده را تعیین کنید. عمق شالوده یک متر و فرض گسیختگی در حالت کلی رخ می دهد.

$$\phi = 20 \longrightarrow N_c = 17.7 \quad N_q = 7.4 \quad N_\gamma = 5$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

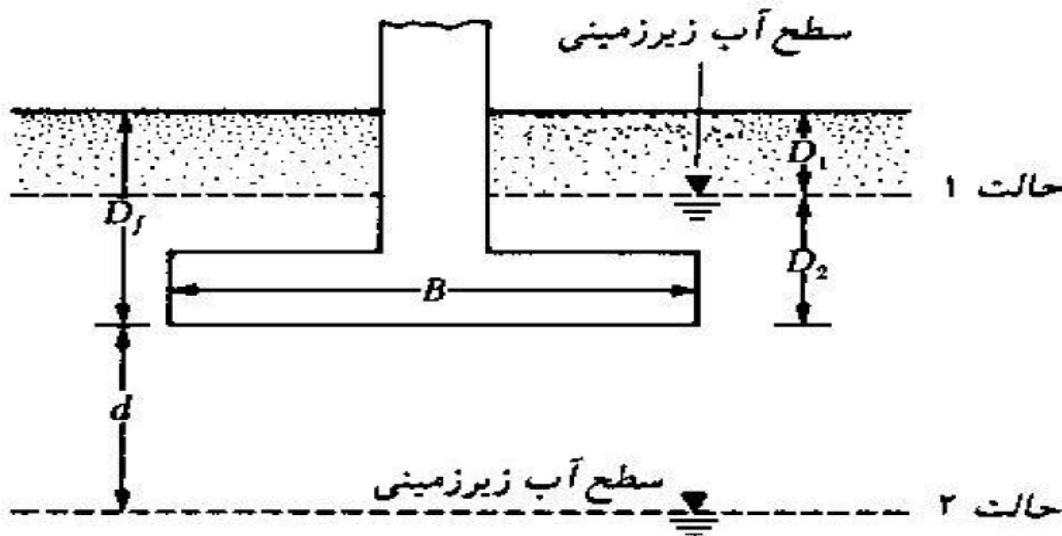
$$q = \gamma D_f = 17.8 \times 1 = 17.8 \text{ KN}/m^2$$

$$q_u = (1.3 \times 15.2 \times 17.7) + (17.8 \times 7.4) + (0.4 \times 1.5 \times 17.8 \times 5) = 534.872 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_a = \frac{q_u}{F.S} = \frac{534.87}{4} = 133.71 \text{ kn}/m^2$$

$$Q_{all} = q_{all} \times A = 133.7 \times (1.5)^2 = 300 \text{ KN}$$

## تأثیر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری:



روابط ظرفیت باربری ارائه گردیده برای حالتی است که سطح آب زیر زمینی در عمق قابل توجهی در زیر سطح شالوده قرار دارد. اگر سطح آب زیر زمین نزدیک شالوده باشد لازم است اصلاحاتی صورت گیرد:

اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای سطح آب زیرزمینی

حالت ۱) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیر زمینی طوری باشد که  $0 \leq D_1 < D_f$  مقدار  $q$  موجود

در روابط ظرفیت باربری باید به صورت زیر محاسبه شود:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

همچنین مقدار  $\gamma$  در آخرین جمله روابط باید با مقدار  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  جایگزین گردد.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

حالت ۲) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیر زمینی در ترازی باشد که  $0 \leq d < B$  مقدار  $q$  از رابطه

$$q = \gamma D_f \quad \text{زیر به دست می آید:}$$

همچنین مقدار  $\gamma$  در آخرین جمله روابط باید با مقدار روبرو جایگزین گردد:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

حالت ۳) وقتی که سطح آب زیر زمینی در ترازی باشد که  $d \geq B$  است، آب زیر زمینی هیچ گونه تاثیری

در ظرفیت باربری ندارد.

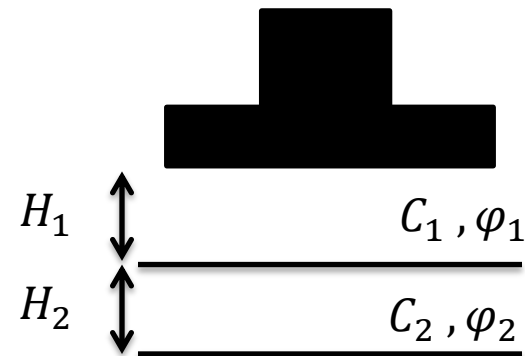
(نکته) این سه حالت گفته شده در روش های دیگر محاسبه ظرفیت باربری پی های سطحی از جمله روش وسیک، هنسِن و مایروف در صورت وجو سفره آب زیر زمینی استفاده می شود

## شالوده بروی خاک لایه ای

روابط ظرفیت باربری ارائه شده تا این لطفه برای حالاتی است که خاک همگن باشد در خاک های چند لایه می توان زاویه اصطکاک خاک و ضریب چسبندگی را در محدوده تاثیر پی بصورت زیر بکار برد

$$c_{av} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i}$$

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i}$$



**نکته** اگر ضخامت یک لایه نسبت به لایه دیگر کم بود می توان از اثرات آن لایه صرفنظر نمود. لازم بذکر است میانگین گیری تا عمق تاثیر پی ها بایستی ادامه یابد.

\* عده ای از محققین روشی ارائه نموده اند که گفته شده است طراحی بر اساس بدترین لایه صورت گیرد یعنی خاک را همگن فرض نموده و طراحی بر اساس لایه ای که دارای کمترین مقدار زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی می باشد صورت گیرد که این روش بسیار محافظه کارانه می



## روابط اصلاح شده در محاسبه ظرفیت باربری

\*رابطه ترزاقی برای پی های سطحی. در نظر نمی گیرد..... می باشد و اثرات کجی بار و شیب زمین و  $B \geq D$

### روش مایروف (Meyrehof)

مایروف روش ترزاقی را تصحیح نمود همچنین ضرایب برای تمایل باز  $i$  ( بار نسبت به قائم انحراف دارد) و ضرایب تصحیح عمق  $d$  و ضرایب شکل  $S$  در نظر گرفت و طراحی را به مراتب اقتصادی تر نمود.

### روش های وسیک ( Vesic ) و هسن ( Hansen )

در ادامه کار این دو محقق اثرات شیب پی  $b$  ، شیب زمین  $g$ ، را ارائه نمودند در نتیجه فرمول کلی محاسبه ظرفیت باربری بصورت کلی زیر تعریف گردید:

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

# معادله ظرفیت باربری مایرهورف

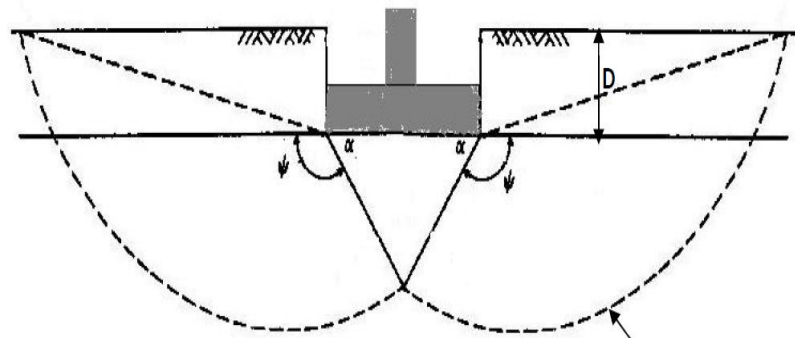
فرضیات :

(۱) سطح تماس خاک با شالوده زبر است

(۲) منحنی گسیختگی خاک از نوع اسپیرال لگاریتمی است.

(۳) از مقاومت برش خاک بالای سطح زیر شالوده صرف نظر نشده است.

(۴) در گوه زیر پی  $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$  می باشد.



منحنی اسپیرال لگاریتمی  $r = r_0 e^{\theta \tan \alpha}$

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c + q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$S_c$  ,  $S_q$  ,  $S_\gamma$  را ضرایب شکل ( Shape Factor )  $d_c$  ,  $d_q$  ,  $d_\gamma$  را ضرایب عمق ( Depth Factor )  $i_c$  ,  $i_q$  ,  $i_\gamma$  را

ضرایب میل بار (Inclination Factor) می نامند.

## معادلات ارائه شده توسط مایروف

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

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

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

ضرایب شکل (در حالت  $0 < \phi < 10^\circ$  برای یافتن  $S_q, S_\gamma$  از میانبایی خطی استفاده می شود)

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L} & \text{Any } \phi \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} & \phi \geq 10^\circ \\ S_q = S_\gamma = 1 & \phi = 0^\circ \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 & \text{Any } \phi \\ i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 & \phi > 0 \\ i_\gamma = 0 \quad (\theta > 0) & \phi = 0 \end{array} \right.$$

ضرایب میل بار

ضرایب عمق (در حالت  $0 < \phi < 10^\circ$  برای یافتن  $d_q, d_\gamma$  از میانبایی خطی استفاده میشود)

$$\left\{ \begin{array}{ll} d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \text{Any } \phi \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \phi \geq 10^\circ \\ d_q = d_\gamma = 1 & \phi = 0 \end{array} \right.$$

اگر  $\theta = 0$  یعنی (  $V$  نیروی برشی در پای ستون نداشته باشیم ) آنگاه تمام  $i$  ها یک خواهند بود.

**TABLE 2.3** Variation of Meyerhof's Bearing Capacity Factors  $N_c$ ,  $N_q$ , and  $N_\gamma$   
 [Eqs. (2.66), (2.67), and (2.72)]

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

67

## رابطه ظرفیت باربری هنسن (Hansen(1970)

هنسن رابطه عمومی تری نسبت به رابطه مایرهوف پیشنهاد نمود ( هم برای پی های سطحی و هم برای پی های عمیق کاربرد دارد.)

برای خاکهای با  $\phi > 0$

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

برای خاکهای با  $\phi = 0$

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

$S$ : ضریب شکل ( shape factor )

$i$ : ضریب میل بار (inclination factor)

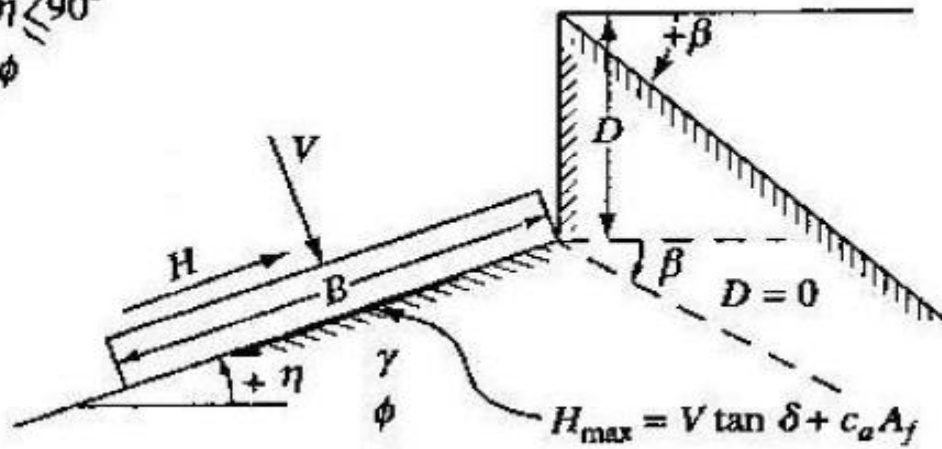
$d$ : ضریب عمق (depth factor)

$b$ : ضریب پاشنه (برای لحاظ شیب کف پی) ( base factor )

$g$ : ضریب شیب خاکریز طرفین شالوده (ground factor)

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

$$\beta \leq \phi$$



اولین گام در رابطه هنسن کنترل امکان لغزش پی می باشد

مشابه روابط مایرهوف  $N_c, N_q$

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

$$H_{\max} = V \tan \delta + C_a A_f$$

مساحت موثر پی  $A_f = B'L'$

ضریب اصطکاک بین پی و خاک  $0.5\phi \leq \delta \leq \phi$

چسبندگی بین پی و خاک  $C_a = (0.6 - 1)c$

$$\left\{ \begin{array}{l} S'_c = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0) \\ S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'} \\ S_c = 1 \quad \text{for Strip footing} \\ S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0) \\ d_c = 1 + 0.4k \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \\ d_\gamma = 1 \quad \text{for all } \phi \end{array} \right.$$

ضرایب عمق

$$\left\{ \begin{array}{l} d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0) \\ d_c = 1 + 0.4k \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \\ d_\gamma = 1 \quad \text{for all } \phi \end{array} \right.$$

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B} & \frac{D}{B} \leq 1 \\ \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) & \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$$

ضرایب میل بار

$$\left\{ \begin{array}{l} i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}} \quad (\phi = 0) \\ i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0) \\ i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{2.5} \\ i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} \\ i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \frac{n^\circ}{450^\circ}) H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} \end{array} \right.$$

$$(\eta = 0)$$

$$(\eta > 0)$$

ضرایب شیب پاشنه	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	

ضرایب زمین	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$	
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$	$\eta = \text{radian}$

در صورت وجود نیروی برشی در هر دو جهت در پای ستون (هر دو  $H_B, H_L$ ) به روش زیر عمل می کنیم:

الف) محاسبه  $i_c, i_q, i_\gamma$  با استفاده از فرمولهای ارائه شده قبلی به صورت جداگانه برای  $H_B, H_L$

$$i_{c,B}, i_{c,L}, \quad i_{q,B}, i_{q,L}, \quad i_{\gamma,B}, i_{\gamma,L}$$

ب) با استفاده از ضرایب تمایل بار بدست آمده ضرایب شکل به صورت زیر اصلاح می شوند.

$$\text{for } H_B = \begin{cases} S'_{c,B} = 0.2 \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,B} = 1 + \sin \phi \frac{B}{L} i_{q,B} \\ S_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \frac{B' i_{\gamma,B}}{L' i_{\gamma,L}} \end{cases} \quad \text{for } H_L = \begin{cases} S'_{c,L} = 0.2 \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,L} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,L} = 1 + \sin \phi \frac{L}{B} i_{q,L} \\ S_{\gamma,L} = 1 - 0.4 \frac{L' i_{\gamma,L}}{B' i_{\gamma,B}} \end{cases}$$



$$q_{ult,B} = cN_c S_{c,B} d_{c,B} i_{c,B} + qN_q S_{q,B} d_{q,B} i_{q,B} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_{\gamma,B} d_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$$

$$q_{ult,L} = cN_c S_{c,L} d_{c,L} i_{c,L} + qN_q S_{q,L} d_{q,L} i_{q,L} + \frac{1}{2} \gamma L' N_\gamma S_{\gamma,L} d_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$$

$$q_{ult} = \text{Min}(q_{ult,B}, q_{ult,L})$$



در استفاده از  $\phi$  در روابط : چون گوه گسیختگی در زیر پی های مربعی و دایره ای بیشتر حالت سه بعدی دارد تا دو بعدی ( کرنش مسطح plain strain ) لذا تنها در  $\frac{L}{B} > 2$  می توان از  $\phi_{ps}$  ( حالت دو بعدی کرنش مسطح ) به جای  $\phi_{tri}$  (حالت سه بعدی) استفاده نمود:

$$\text{If } \frac{L}{B} \leq 2 \Rightarrow \phi = \phi_{tri} \quad \text{and if } \frac{L}{B} > 2 \Rightarrow \phi = \phi_{ps} = 1.5\phi_{tri} - 17^\circ \quad (( \text{if } \phi_{tr} \leq 34^\circ \Rightarrow \phi_{ps} = \phi_{tri} ))$$

## رابطه ظرفیت باربری وسیک Vesic

معادله ظرفیت باربری وسیک مشابه معادله هسن می باشد.

$N_c, N_q$  مشابه معادله ظرفیت باربری هسن بوده اما  $N_\gamma$  تا حدودی متفاوت می باشد.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

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

$$S_c = 1 \quad \text{برای پی های نواری}$$

ضرایب شکل

$$S_q = 1 = \frac{B}{L} \tan \phi$$

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

ضرایب زمین ( شیب فاکریز طرفین)

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\beta = \text{radian}) \quad (\phi = 0)$$

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

$$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f \cdot C_a \cdot N_c} \quad (\phi = 0)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$$

ضرایب میل بار

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

اگر نیروی برشی موازی امتداد B در پی باشد

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

اگر نیروی برشی موازی امتداد L در پی باشد

$$m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$$

اگر نیروی برشی موازی هم در امتداد B و هم در امتداد L باشد

ضرایب عمق همان ضرایب هسن می باشد

$$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$$

ضرایب شیب پاشنه

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

## از کدام رابطه ( ترزاقی، مایرهوف، هنسن یا وسیک ) و در کجا استفاده کنیم؟

معادله	مناسب برای
ترزاقی	برای خاک های چسبنده که در آن ها پی در $\frac{D}{B} < 1$ دارد و برای تخمین سریع $q_{ult}$ به منظور مقایسه با روش های دیگر. برای شالوده های حامل لنگر و نیروهای افقی و یا پی های واقع بر سطح شیب دار نباید از رابطه ترزاقی استفاده نمود.
مایرهوف، هنسن، وسیک	در هر موقعیتی می توان از آنها استفاده نمود.
هنسن و وسیک	وقتی که پی <b>کج</b> باشد و هنگامی پی روی سطح شیب داری قرار می گیرد.

پیشنهاد می گردد که در موارد عملی حداقل دو روش به کار گرفته شود چنانچه دو روش نتایج یکسانی ارائه ندهند از روش سوم استفاده کنید ( روش ها را کامپیوتری کنید تا این کار سریعاً انجام گیرد ).

با متوسط حسابی یا وزنی نتایج سه روش می توان  $q_{ult}$  را تعیین نمود.

# ظرفیت باربری سنگ و خاک

## اعمال ضریب اطمینان:

روش اول:

جهت محاسبه ظرفیت باربری مجاز شالوده های سطحی، ظرفیت باربری نهایی محاسبه شده از روابط بر

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S} \quad \text{ضریب اطمینان F.S تقسیم می شود:}$$

برخی از مهندسين ترجیح می دهند ضریب اطمینان را به صورت زیر اعمال نمایند.

$q$  = تنش ناشی از وزن خاکریز و بتن پی

$q_{net}$  = تنش خالص مجاز روی خاک

$q_u$  = ظرفیت باربری نهایی

$$q_{net} = \frac{q_u - q}{F.S}$$

## اعمال ضریب اطمینان:

### روش دوم

روش دوم نیز به این گونه است که ضریب اطمینان را بر پارامترهای مقاومت برشی خاک  $(c, \phi)$  اعمال می کنند. به این روش ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی  $F.S_{Shear}$  می گویند.

گام ۱)  $(c, \phi)$  با اعمال ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی

$$c_d = \frac{c}{F.S_{Shear}}, \quad \phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F.S_{Shear}} \right)$$

ضریب اطمینان  $F.S_{Shear} = 1.4 - 1.6$

گام ۲) در روابط ظرفیت باربری از  $(c_d, \phi_d)$  استفاده می شود.

$$q_{net} = q_u - q$$

گام ۳) در صورت نیاز به محاسبه  $q_{net}$  از رابطه روبرو استفاده می گردد



## اعمال ضریب اطمینان:

فاکتور	محدوده تغییرات
نوع خاک اطلاعات مطالعات ژئوتکنیک تغییرات خاک (پلان و پروفیل) اهمیت سازه و عواقب انهدام پی احتمال اعمال بارهای غیر عادی	ریز دانه ←→ درشت دانه محدود ←→ مفصل متنوع ←→ یکنواخت زیاد ←→ کم زیاد ←→ کم
تغییرات ضریب اطمینان	۲ ←→ ۴

محدوده تغییرات ضریب اطمینان در مهندسی پی

Type of Design	Safety Factor	Probability of Failure
Earthworks	1.3-1.5	1/500
Retaining structures	1.5-2.0	1/1500
Foundations	2.0-3.0	1/5000

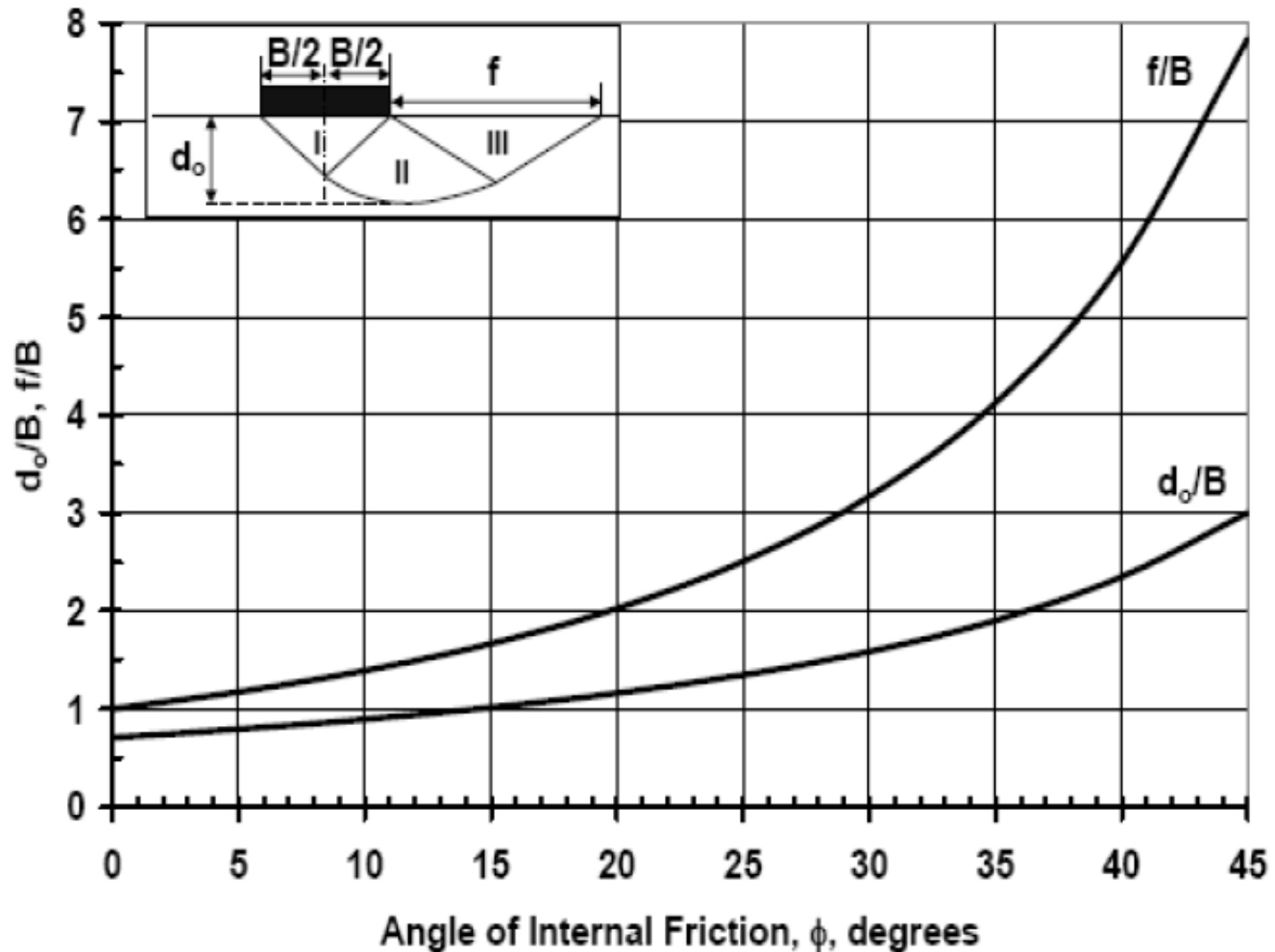
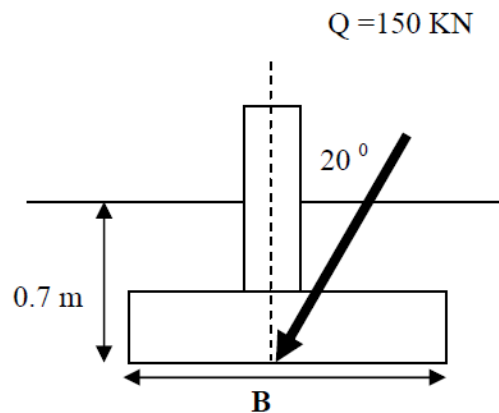


Figure 8-20. Approximate variation of depth ( $d_o$ ) and lateral extent ( $f$ ) of influence of footing as a function of internal friction angle of foundation soil.

مثال: شالوده مربعی فرض کنید که یک ستون با بار ۱۵۰ کیلو نیوتن را حمل می نماید. عمق شالوده 0.7m است و بار وارده با محور قائم زاویه ۲۰ درجه می سازد. مطلوبست تعیین بعد B شالوده.



$$C = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

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

چون  $c = 0$  نیازی به محاسبه پارامترهای عبارت اول نمی باشد

$$q_{ult} = cN_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + qN_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 18.40 \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.4 - 1) \cot 30 = 30.13 \\ N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(18.4 + 1) \tan 30 = 22.4 \end{cases}$$

ادامه در اسلاید بعدی

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1(K_p) \left( \frac{B}{L} \right) = 1 + 0.1 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) (1) = 1.3$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \left( \frac{D}{L} \right) = 1 + 0.1 (\tan 60) \left( \frac{0.7}{B} \right) = 1 + \frac{0.12}{B}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 = \left( 1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605 \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left( 1 - \frac{20}{30} \right)^2 = 0.11$$

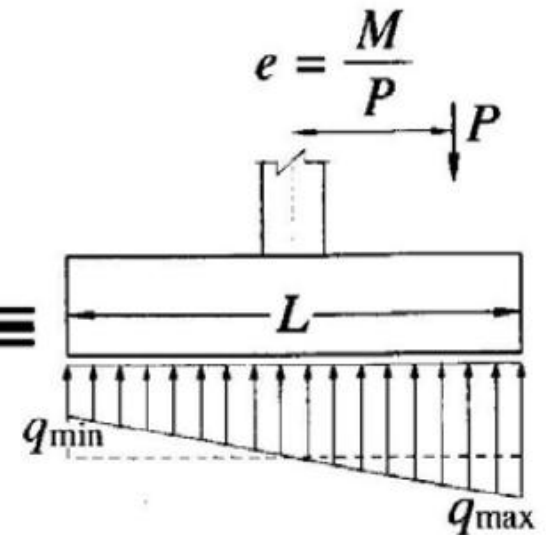
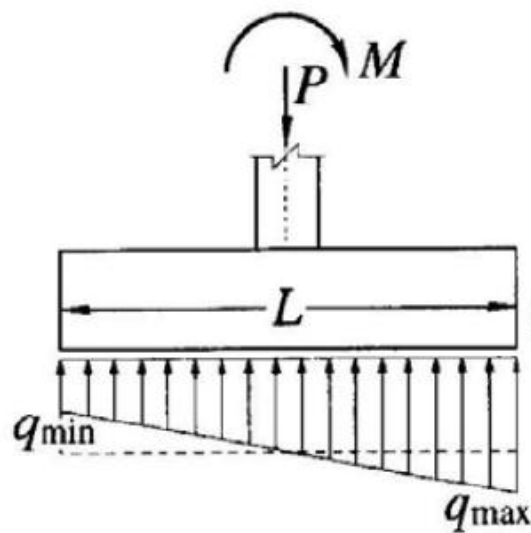
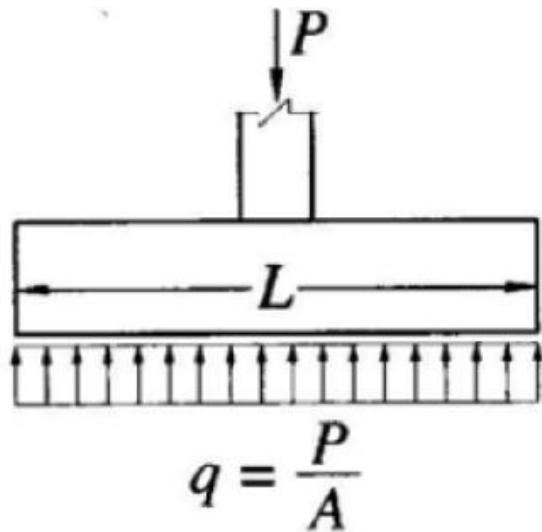
$$\Rightarrow q_{ult} = (18 \times 0.7) \times 18.4 \times 1.3 \times \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) \times 0.605 + \frac{1}{2} (18) B \times 22.4 \times 1.3 \times \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) \times 0.11 =$$

$$q_{ult} = 182.3 \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) + 28.8 B \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) = \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) (182.3 + 28.8 B)$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{3} \Rightarrow q_a = \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) (60.77 + 9.6 B) \Rightarrow q_a = \frac{Q}{B^2} \Rightarrow q_a = \frac{150}{B^2} = \left( 1 + \frac{0.12}{B} \right) (60.77 + 9.6 B)$$

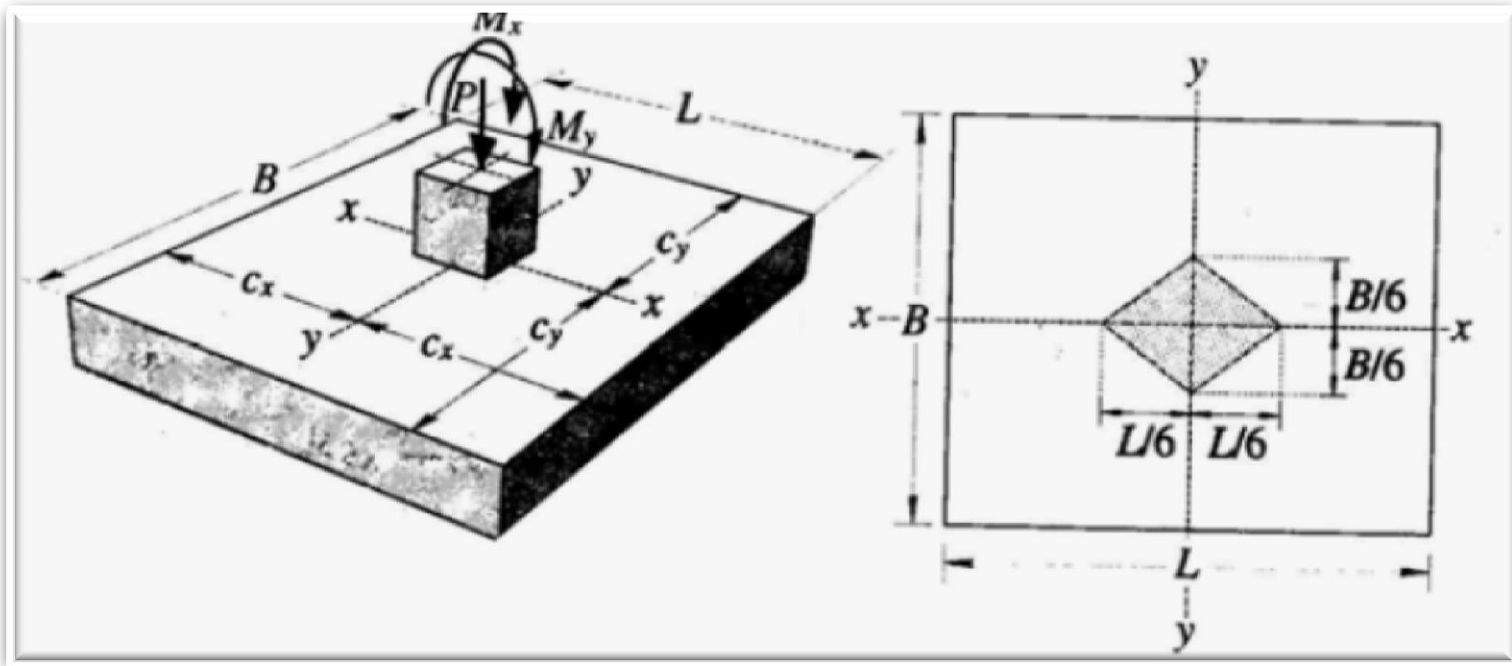
$$150 = (B^2 + 0.12 B)(60.77 + 9.6 B) \Rightarrow B \approx 1.4$$

# ظرفیت باربری شالوده با وجود برون محوری بار



$$q_{\max} = \frac{p}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} + \frac{M(B/2)}{\frac{1}{12}LB^3} = \frac{P}{LB} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

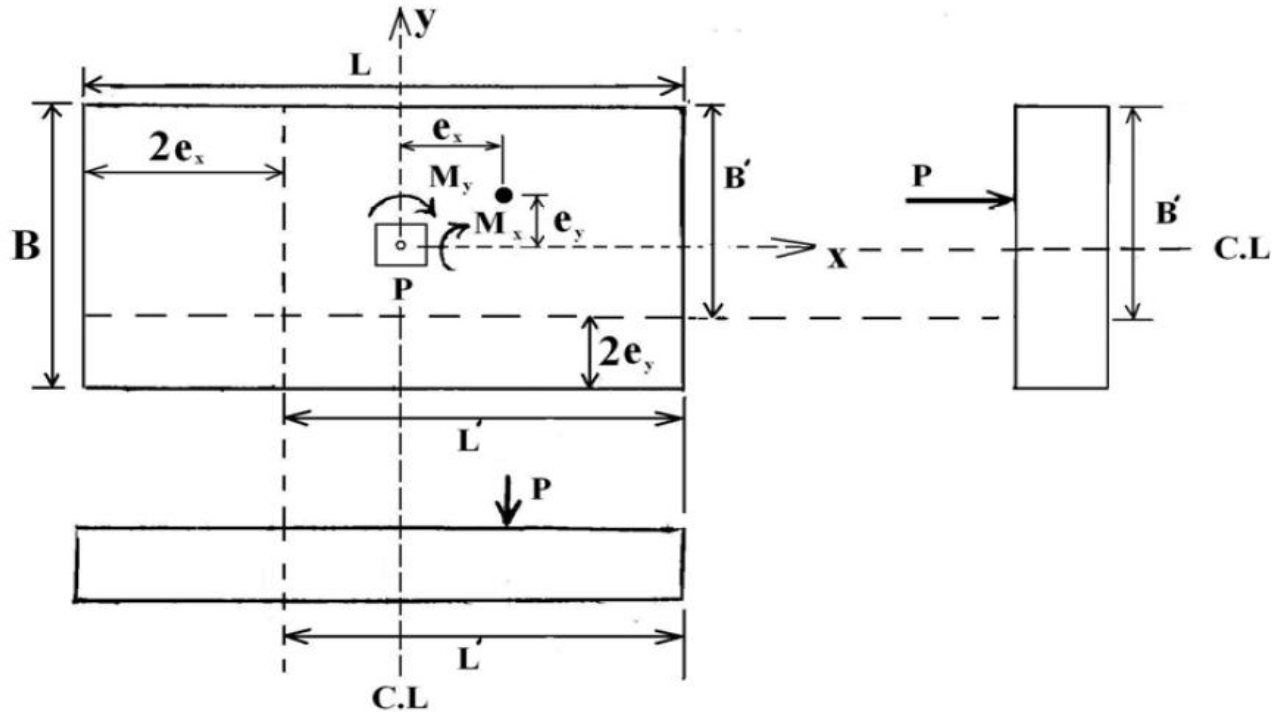
$$q_{\min} = \frac{p}{A} - \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} - \frac{M(B/2)}{\frac{1}{12}LB^3} = \frac{P}{LB} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$



\*در معادلات ارائه شده برای  $q_{max}$  و  $q_{min}$  اگر برون محوری  $e$  مساوی  $\frac{B}{6}$  باشد مقدار  $q_{min}$  برابر صفر می شود.

\*برای مقادیر  $e > \frac{B}{6}$  مقدار  $q_{min}$  منفی می شود که نشان دهنده ایجاد کشش در سطح تماس می باشد. از آنجایی که در سطح تماس امکان مقاومت کششی وجود ندارد، بین شالوده و زمین جدایی اتفاق می افتد. در این صورت بایستی در طراحی شالوده در نظر گرفته شود زیرا خاک به هیچ عنوان تحمل کشش را ندارد.

## روش های محاسبه ظرفیت باربری با برون محوری



$L'$  و  $B'$  را ابعاد موثر شالوده می نامند و چنین تعریف می شوند:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_y = \frac{M_x}{P} \quad \text{که در آنها}$$

ظرفیت باربری نهایی  $Q_{ult}$  برای شالوده هایی با بارگذاری برون مرکز را می توان به یکی از دو روش زیر محاسبه نمود:

**روش I**) استفاده از معادلات ظرفیت باربری هنسن ووسیک به شرح گام های زیر:  
الف) در جمله  $\gamma BN_r$  به جای  $B$  از  $B'$  استفاده شود.

ب) در محاسبه ضرایب شکل ابعاد موثر  $B'$  و  $L'$  به کار گرفته شود.

ج) در محاسبه ضرائب عمق از ابعاد واقعی  $B$  و  $L$  استفاده کنید.

سپس با معادلات ارائه شده در صفحات قبلی جزوه  $q_{ult}$  را به دست آورید و با اعمال یک ضریب اطمینان به  $q_{all}$  تبدیل کنید.

**روش II**) ظرفیت باربری را با استفاده از روابط کلی ظرفیت باربری مایرهورف محاسبه نمائید و سپس با اعمال ضریب کاهشده  $R_e$  آنرا تعدیل کنید.

$$q_{ult} = q_{ult(comp)} \times R_e$$

$q_{ult(comp)}$ : محاسبه شده بر اساس معادله مایرهورف





چون این روش پیشنهادی مایهوف می باشد لذا فقط باید از معادلات ظرفیت باربری مایهوف استفاده شود.  
 $R_e$  به روش زیر محاسبه می شود:

$$R_e = 1 - \frac{2e}{B}$$

برای خاک های چسبنده

$$R_e = 1 - \sqrt{\frac{e}{B}} \quad 0 < e < 0.3B$$

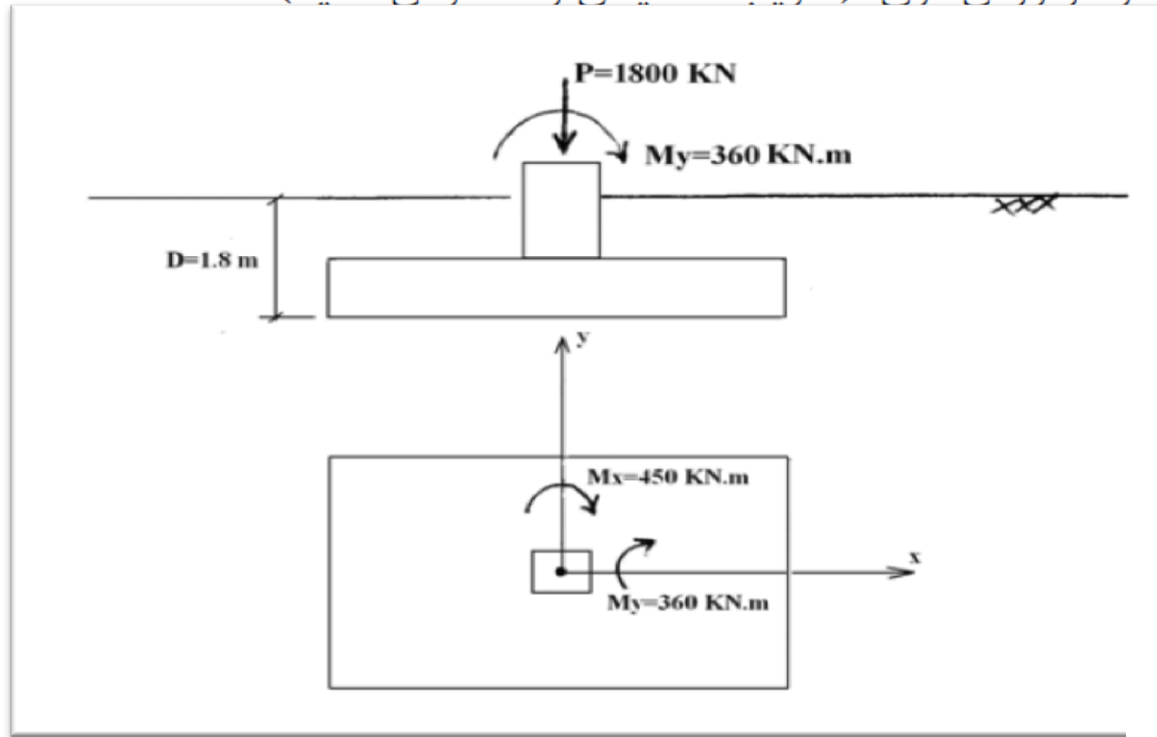
برای خاک های غیرچسبنده

نکته: اگر پی برون محوری دوطرفه داشته باشد یعنی هم در امتداد  $L$  و هم در امتداد  $B$  آنگاه هم  $R_{eB}$  و هم

$$R_e = R_{eL} \times R_{eB}$$

$R_{eL}$  محاسبه می گردد:

مثال: یک پی مربعی با ابعاد  $1.8m \times 1.8m$  تحت یک ستون مربعی به ابعاد  $0.4m \times 0.4m$  در نظر گرفته شده است. این ستون تحت بار محوری  $P = 1800kN$  و لنگرهای  $M_X$  و  $M_Y$  (مطابق شکل) قرار دارد. خاک زیر پی دارای پارامترهای مقاومت برشی  $\phi = 36^\circ$  و  $C = 20kpa$  است. وزن مخصوص خاک  $\gamma = 18kN/m^3$  است و سفره آب زیر زمینی در عمق  $5m$  از سطح زمین قرار دارد. مطلوبست محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک از دو روش فوق. (ضریب اطمینان را 3 فرض کنید).



روش اول: روش هنسن

$$e_Y = \frac{M_X}{P} = \frac{450}{1800} = 0.25m \Rightarrow B' = B - 2e = 1.8 - 2(0.25) = 1.3m$$

$$e_X = \frac{M_Y}{P} = \frac{360}{1800} = 0.20m \Rightarrow L' = L - 2e = 1.8 - 2(0.2) = 1.4m$$

محاسبه ضرایب:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 37.7 \approx 38$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 50.9 \approx 51$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 40.32 \approx 40$$

محاسبه ضرایب شکل

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B'}{L'} = 1 + \frac{38}{51} \times \frac{1.3}{1.4} = 1.69$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi = 1 + \frac{1.3}{1.4} \sin 36 = 1.55$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left( \frac{1.3}{1.4} \right) = 0.62 > 0.6 \quad (\underline{Ok})$$

محاسبه ضرایب عمق:

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 \left( \frac{D}{B} \right) = 1.4$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1.25$$

$$d_\gamma = 1$$

محاسبه ضرایب شیب پاشنه:

چون پی افقی است تمام ضرایب پاشنه برابر یک در نظر گرفته می شود.

$$b_c = b_\gamma = b_q = 1$$

## محاسبه ضریب میل بار

چون بار مایل نیست تمام ضرایب  
میل بار برابر یک در نظر گرفته می  
شود

$$i_c = i_\gamma = i_q = 1$$

## محاسبه ضرایب شیب زمین

چون خاکریز طرفین افقی است تمام ضرایب  
شیب زمین برابر یک در نظر گرفته می شود

$$g_c = g_\gamma = g_q = 1$$

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$q_{ult} = [(20)(51)(1.69)(1.4)] + [(1.8 \times 1.8)(38 \times 1.5 \times 1.25)] + \frac{1}{2} [(18)(1.3)(40)(0.62)(1)]$$

$$q_{ult} = 5088 \text{ kpa} \Rightarrow q_{all} = \frac{5088}{3} = 1696 \text{ kpa} \approx 1700 \text{ kpa}$$

$$q_{exist} = \frac{P}{B' \times L'} = \frac{1800}{(1.3)(1.4)} = 989 \text{ kpa} < q_{all}$$

فشار موجود بر اثر بارهای وارده:

نکته: برای تبدیل  $kpa$  به  $\frac{kgf}{cm^2}$  آنرا بر 100 تقسیم کنید، بنابراین  $q_{all} = 1700 \text{ kpa}$  برابر است با

$q_{all} = 17 \frac{kg}{cm^2}$  که برای یک خاک خیلی بالا می باشد، اغلب مهندسین مشاور ژئوتکنیک فشار مجاز خاک را حداکثر  $500kpa$  یا  $5 \frac{kg}{cm^2}$  اعلام می کنند.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 38$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 44.7 \approx 45$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 51$$

محاسبه ضرایب عمق:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.2(1.96) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.39$$

$$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.1(1.96) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.2$$

$$d_\gamma = d_q = 1.39$$

محاسبه ضرایب شکل:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{36}{2} \right) = 3.85$$

$$S_c = 1 + 0.2 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + 3.85(0.2) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.77$$

$$S_q = 1 + 0.1 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + (0.1)(3.85) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.39$$

$$S_\gamma = S_q = 1.39$$

ضرایب میل بار همگی برابر واحد هستند:

$$i_c = i_\gamma = i_q = 1$$

$$q_{ult} = C.N_c.S_c.d_c.i_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad \text{معادله مایرهورف:}$$

$$q_{ult} = 20(51)(1.77)(1.39) + (1.8 \times 1.8)(38)(1.39)(1.2) + 0.5(18)(1.8)(44)(1.39)(1.2)$$

$$q_{ult} = 5752 \text{ kpa}$$

با توجه به اینکه برون محوری دوطرفه است لذا هم  $R_{eB}$  و هم  $R_{eL}$  را محاسبه می کنیم و از آنجا که چسبندگی خاک کم است از ضرایب خاک های غیر چسبنده استفاده می کنیم:

$$R_{eB} = 1 - \sqrt{\frac{e_Y}{B}} = 1 - \sqrt{\frac{0.25}{1.8}} = 1 - 0.37 = 0.63$$

$$R_{eL} = 1 - \sqrt{\frac{e_X}{L}} = 1 - \sqrt{\frac{0.2}{1.8}} = 1 - 0.33 = 0.67$$

$$q_{ult} = 5752 \times R_{eB} \times R_{eL} = 2428 \text{ kpa}$$

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{3} = 809 \text{ kpa}$$

# فصل سوم

## نشست شالوده های سطحی

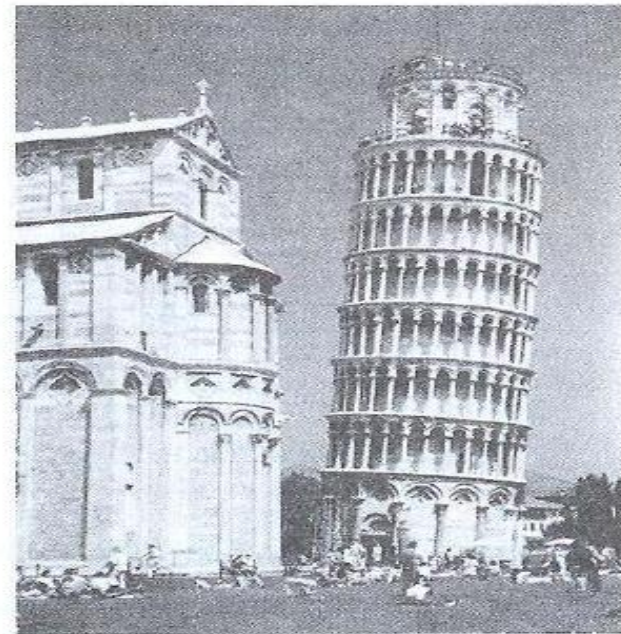
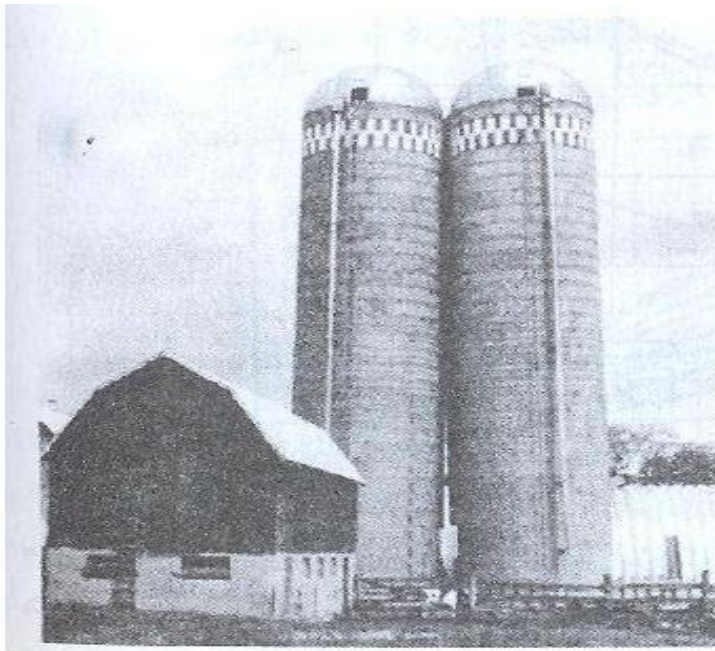


# ظرفیت باربری بر مبنای نشست

انواع نشست در شالوده های سطحی:

(۱) نشست آنی یا الاستیک  $S_e$ : بلافاصله بعد از احداث شالوده به دلیل تغییر شکل الاستیک خاک رخ می دهد.

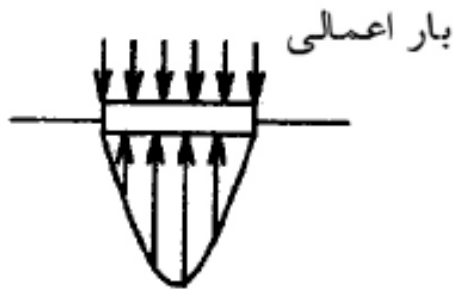
(۲) نشست تحکیم  $S_c$ : نشست تابع زمان که ناشی از خروج آب حفره ای از میان حفرات خاک می باشد.



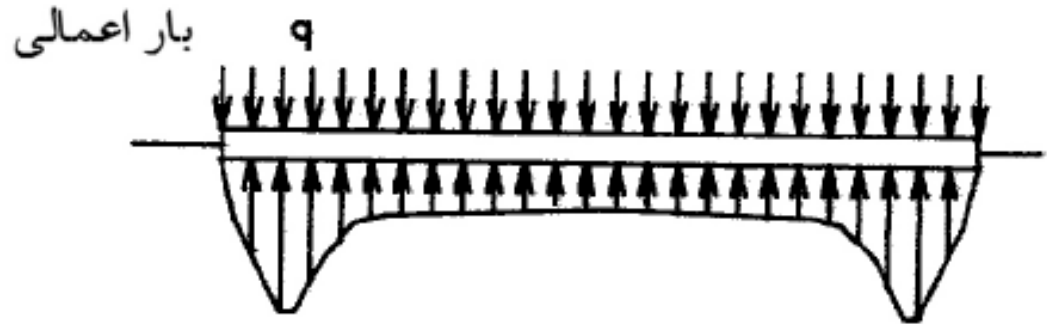
دو نمونه از نشست غیر یکنواخت در زیر سازه‌ها (Budhu, 2000)



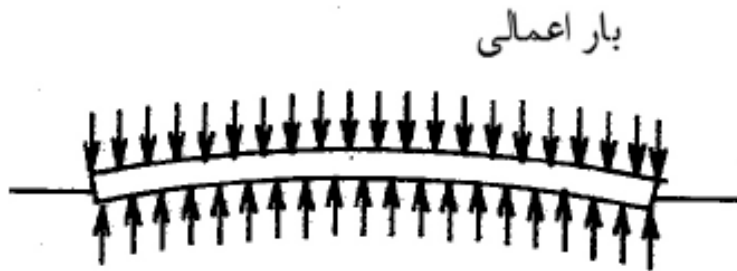
# تنش و نشست آبی: پی انعطاف پذیر و پی صلب



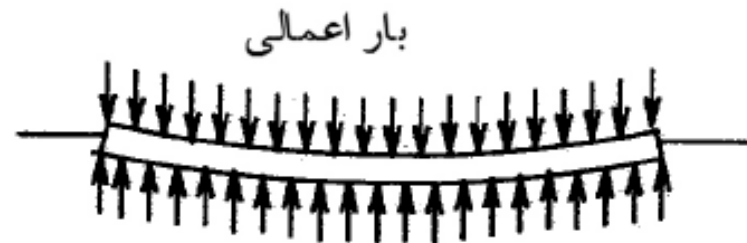
پی صلب بر روی خاک غیر چسبنده



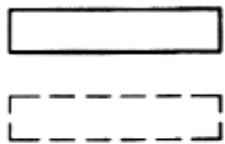
پی صلب بر روی خاک چسبنده



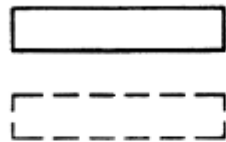
پی منعطف بر روی خاک غیر چسبنده



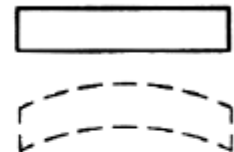
پی منعطف بر روی خاک چسبنده



پی صلب روی خاک چسبنده



پی انعطاف پذیر روی خاک چسبنده



پی انعطاف پذیر روی خاک دانه ای

نشست پی های مختلف روی خاکهای دانه ای و چسبنده

### روشهای محاسبه نشست آبی:

#### (۱) روش عمومی

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \alpha_{av}$$

نشست آبی متوسط یک شالوده انعطاف پذیر

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \alpha_r$$

نشست آبی متوسط یک شالوده صلب

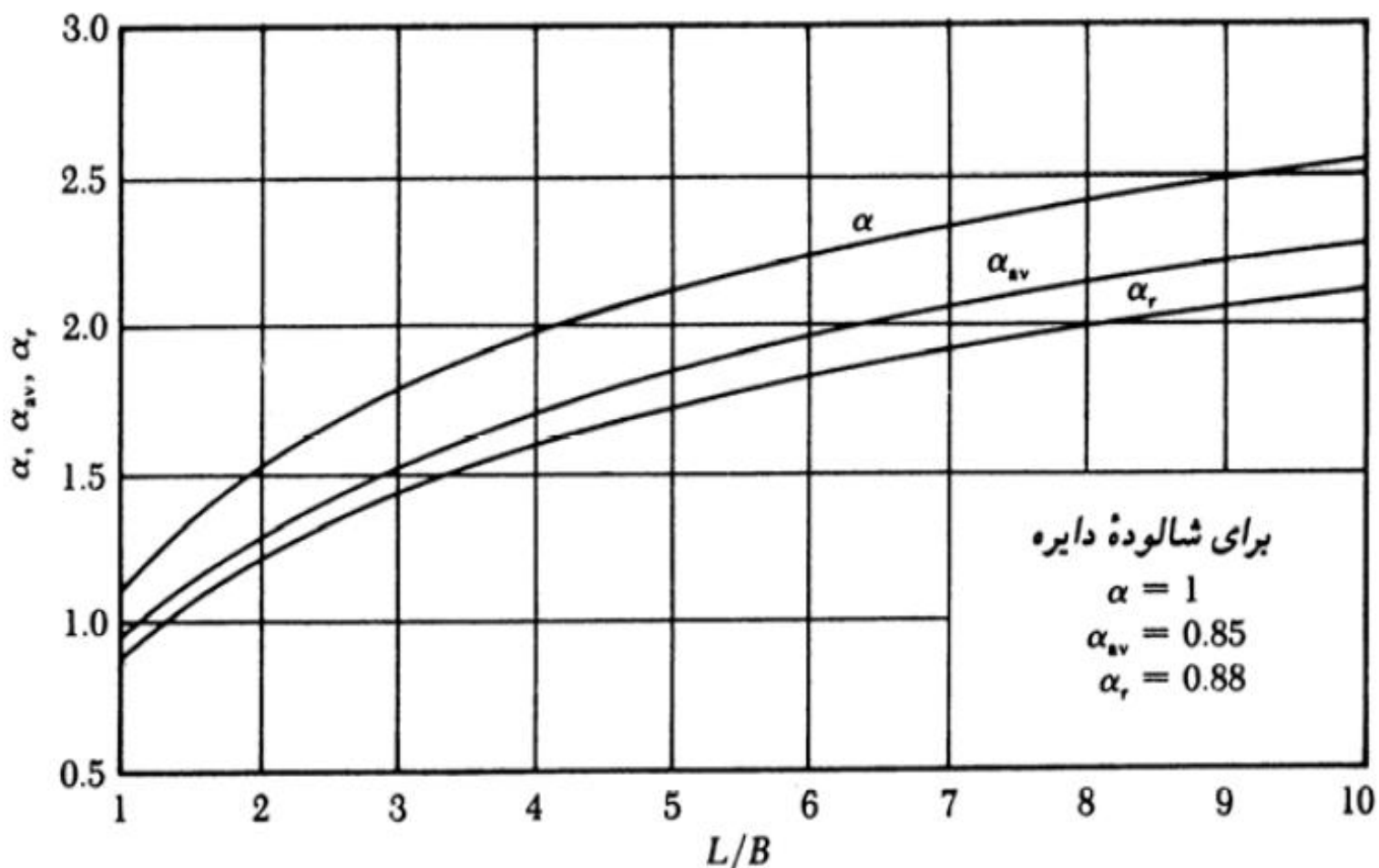
$q_0$  = تنش وارد شده زیر شالوده

$B$  = عرض شالوده

$E_s$  = ضریب الاستیسیته خاک

$\mu_s$  = ضریب پواسون خاک

$\alpha_{av}, \alpha_r$  پارامترهایی هستند که به نسبت طول به عرض شالوده



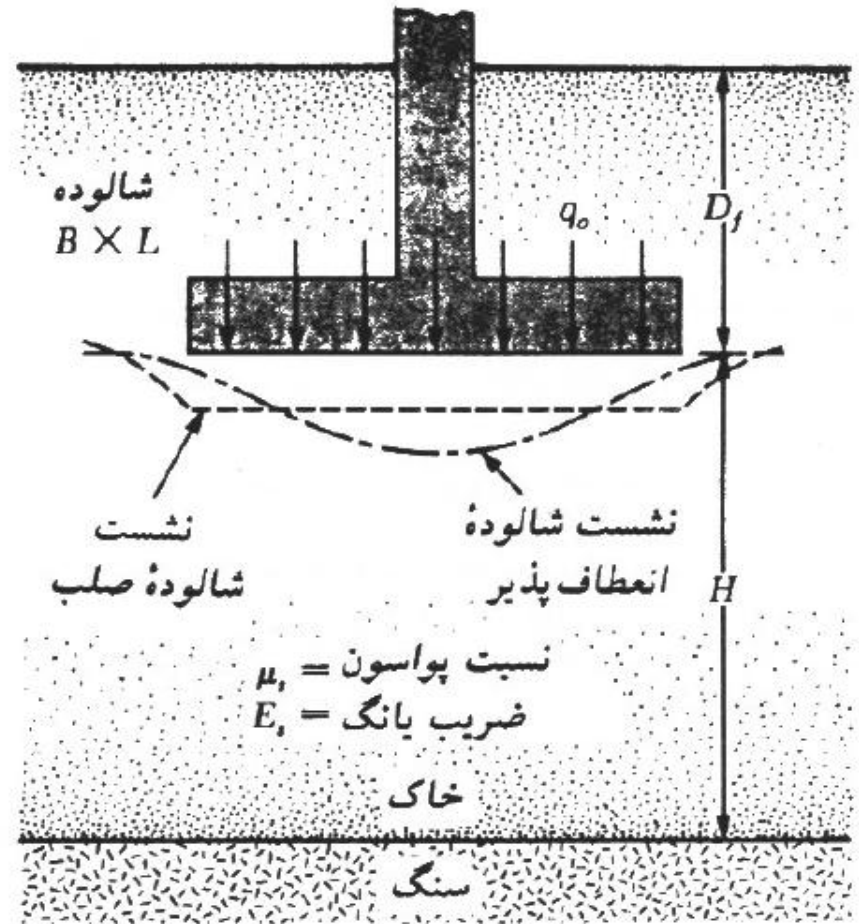
$\alpha_{av}, \alpha_r$  پارامترهایی هستند که به نسبت طول به عرض شالوده

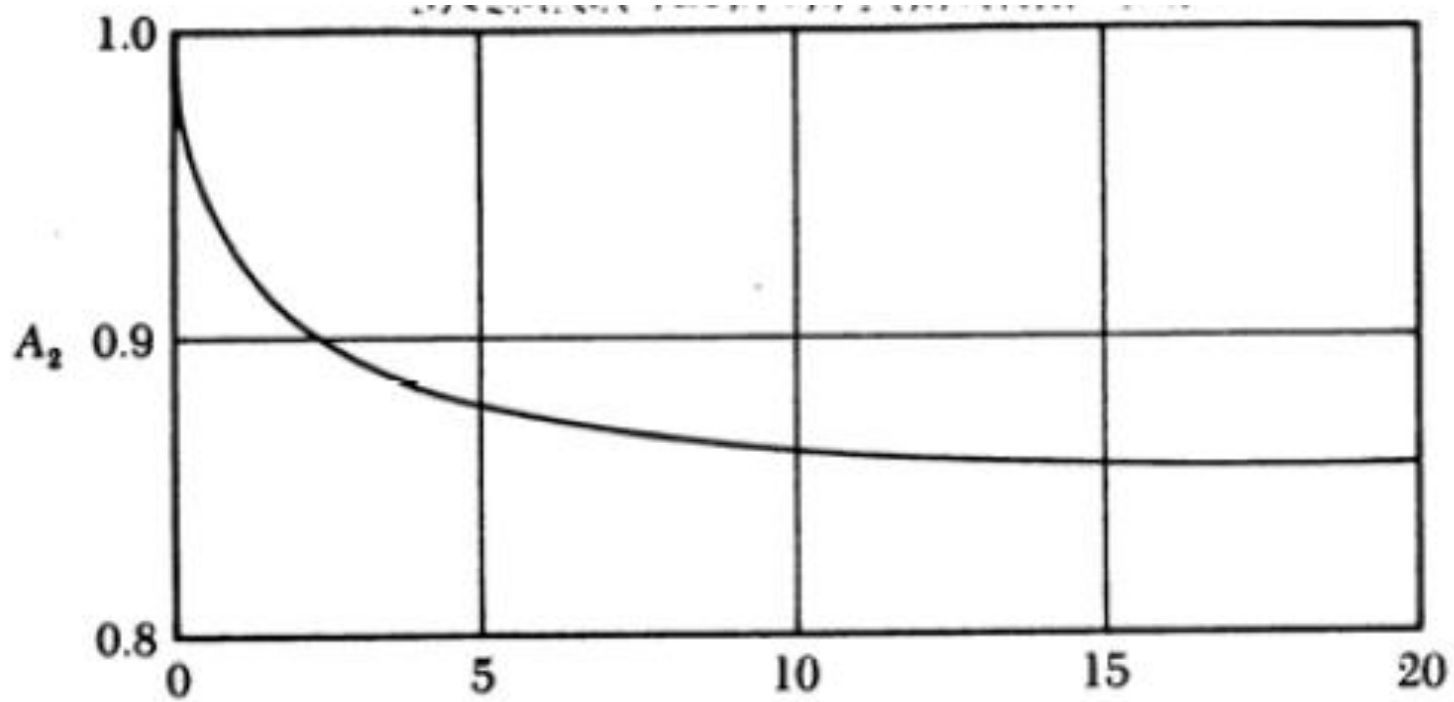
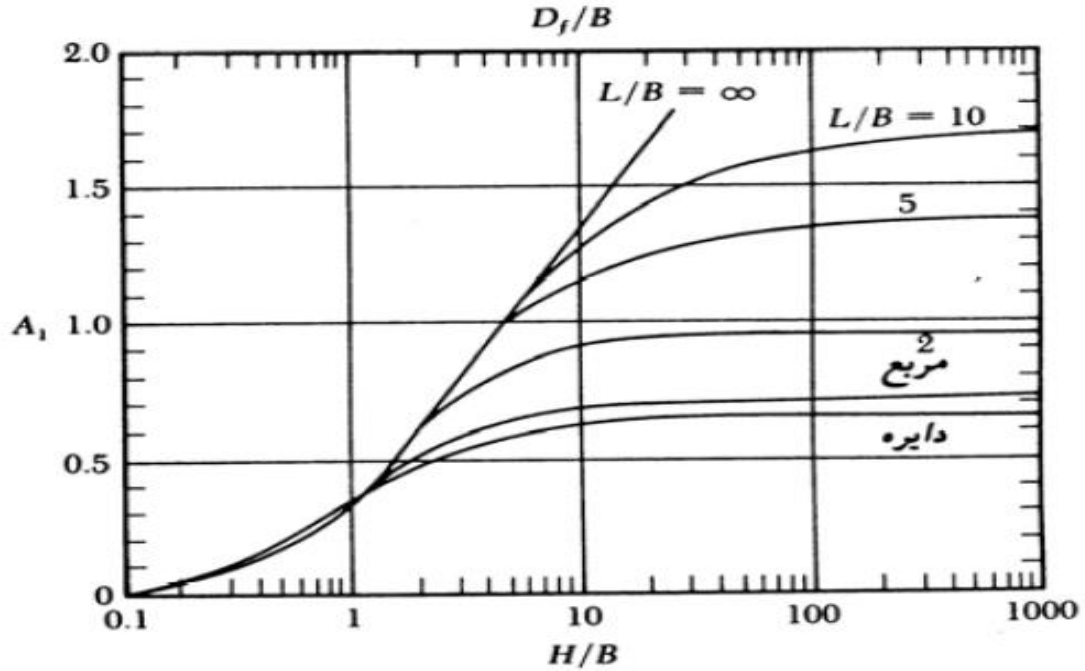
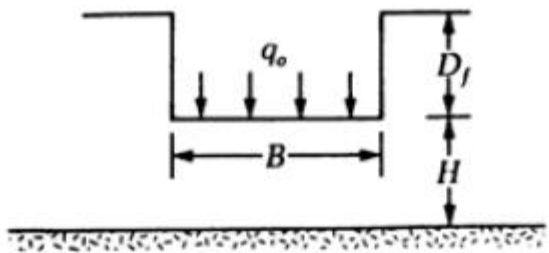
$z = \infty$  حاصل شده‌اند. اگر بستر سنگی در عمق محدودی از سطح زمین قرار داشته باشد، می‌توان انتظار داشت که نشست آبی واقعی شالوده کمتر از مقادیر محاسبه شده از روابط فوق باشد. لیکن اگر عمق  $H$  در شکل بزرگتر از حدود  $2B$  تا  $3B$  باشد، نشست واقعی به طور قابل ملاحظه‌ای تغییر نخواهد کرد. همچنین توجه شود که هرچه  $D_r$  عمیق‌تر باشد، نشست الاستیک کل کوچکتر خواهد بود.

## ۲) نشست آبی شالوده روی رس اشباع:

جانبو - پیرم - ژرسنلی رابطه زیر را برای محاسبه نشست متوسط شالوده های انعطاف پذیر روی خاک های رس اشباع با فرض ضریب پواسون  $\mu_r = 0.5$  پیشنهاد کردند

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}$$





### ۳) نشست آبی خاکهای ماسه‌ای: ( با استفاده از ضریب تاثیر کرنش)

اشمرتمن و هارتمن ( ۱۹۷۸ ) رابطه زیر را برای شالوده های واقع بر خاک های ماسه ای پیشنهاد نمودند.

$$S_e = C_1 \cdot C_2 \cdot (\bar{q} - \gamma D_f) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta Z$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[ \frac{q}{(\bar{q} - q)} \right]$$

$I_z$  = ضریب تاثیر کرنش

$C_1$  = ضریب اصلاح بر حسب عمق مدفون شالوده

$$C_2 = 1 + 0.21 \log \left( \frac{\text{time}(\text{year})}{0.1} \right)$$

$C_2$  = ضریب اصلاح برای منظور کردن اثر خزش در خاک

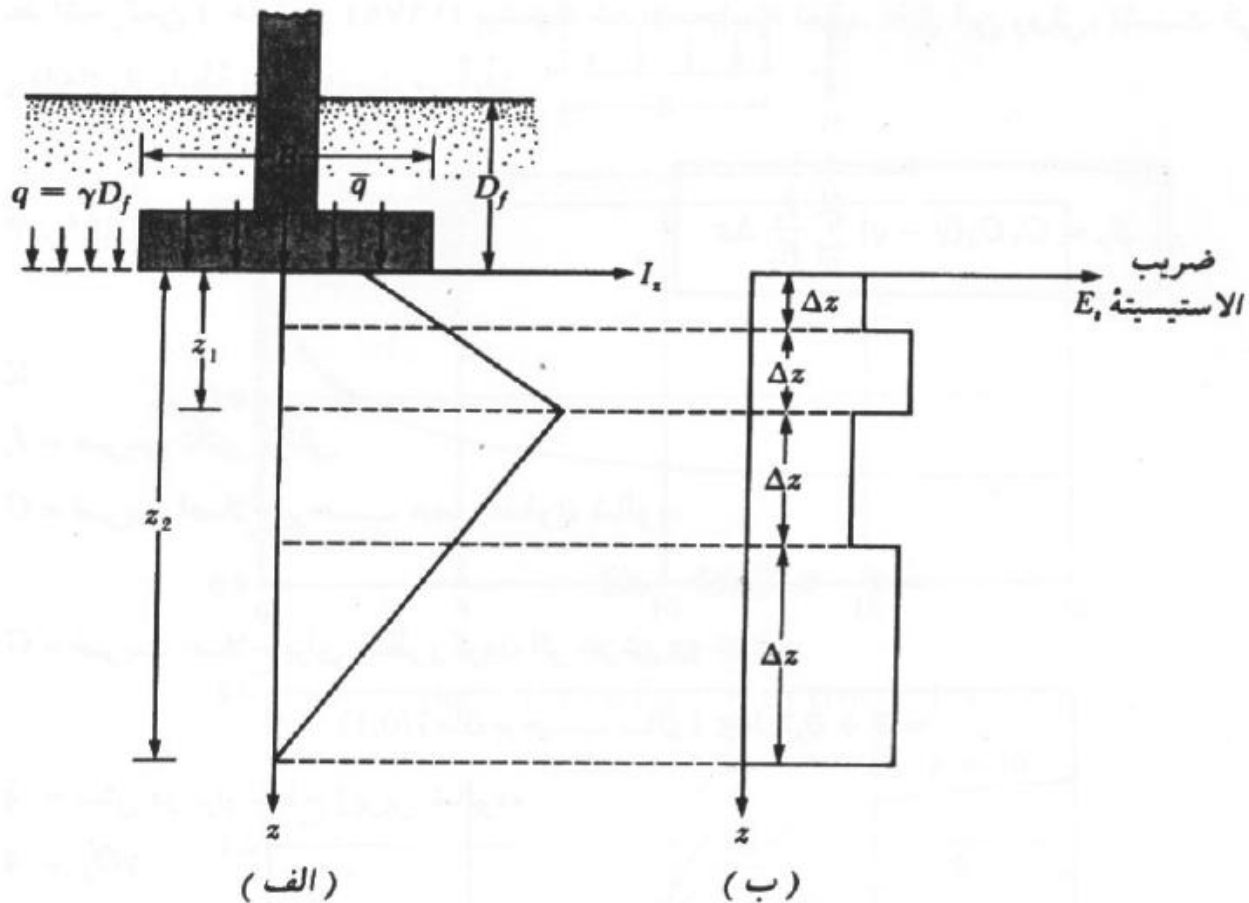
$\bar{q}$  = تنش در تراز سطح زیرین شالوده

برای شالوده های مربع و دایره داریم:

$$\text{شالوده های مربعی و دایره ای} \begin{cases} Z=0 & \Rightarrow I_z=0.1 \\ Z=Z_1=0.5B & \Rightarrow I_z=0.5 \\ Z=Z_2=2B & \Rightarrow I_z=0 \end{cases}$$

$\frac{L}{B} \geq 10$  شالوده های نواری که در آنها

$$\begin{cases} Z=0.2 & \Rightarrow I_z = 0 \\ Z=Z_1=B & \Rightarrow I_z = 0.5 \\ Z=Z_2=4B & \Rightarrow I_z = 0 \end{cases}$$



محاسبات نشست الاستیک با استفاده از ضرایب تأثیر کرنش

*tsf = tons per square foot*      **Note: 1 tsf = 95.76 kPa**



## Equations for stress-strain modulus $E_s$ by several test methods

$E_s$  in kPa for SPT and units of  $q_c$  for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The  $N$  values should be estimated as  $N_{55}$  and not  $N_{70}$ . Refer also to Tables 2-7 and 2-8.

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$
	$= 7000\sqrt{N}$	$= 8000\sqrt{q_c}$
	$= 6000N$	— — —
	— — —	$E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$
	$\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$*E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$
		$e = 1.0 \quad F = 3.5$
		$e = 0.6 \quad F = 7.0$
Sands, all (norm. consol.)	$\S E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	$\dagger E_s = 40\,000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
	$E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s,\text{nc}} \sqrt{\text{OCR}}$	
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
	$= 600(N + 6) \quad N \leq 15$	
	$= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	If $q_c < 2500$ kPa use	${}^{\S}E'_s = 2.5q_c$
	$2500 < q_c < 5000$ use	$E'_s = 4q_c + 5000$
	where	
	$E'_s = \text{constrained modulus} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

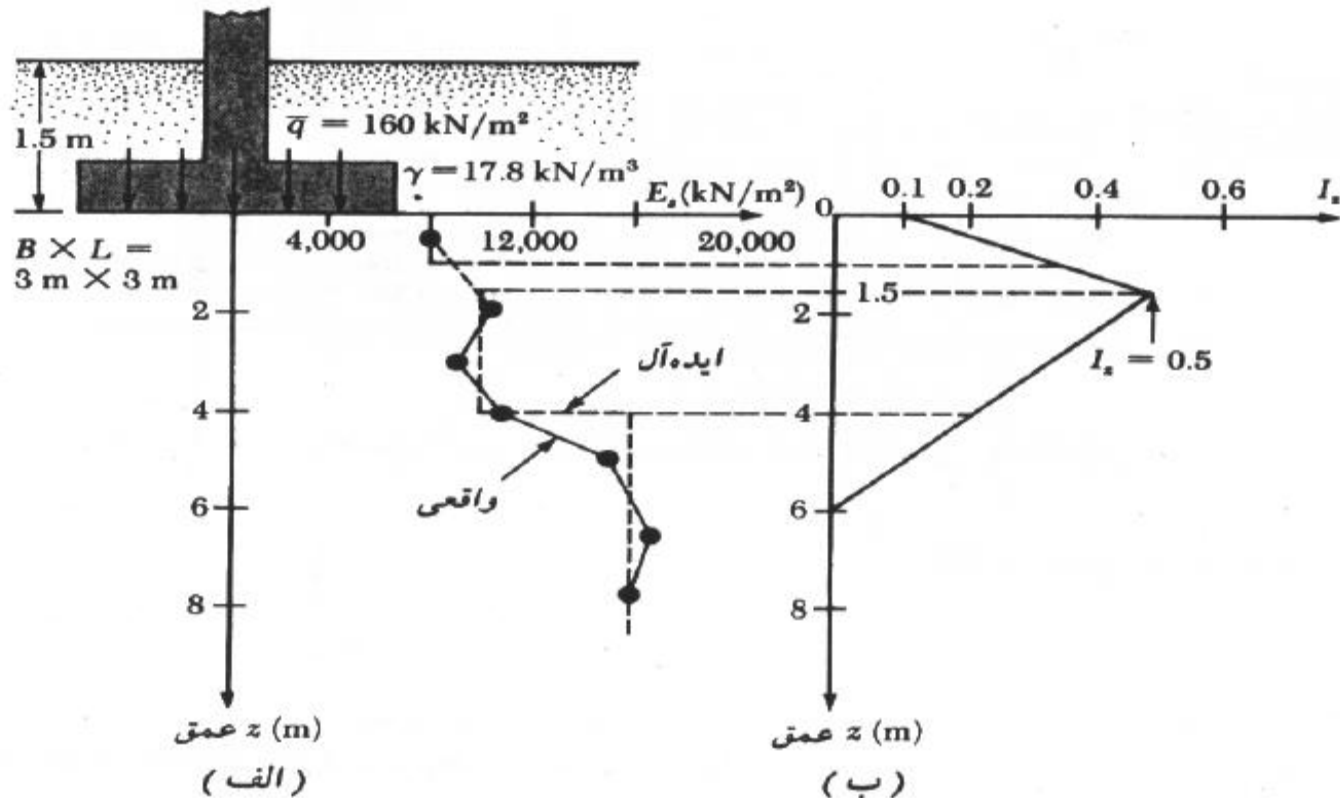
مقادیر N بر اساس N55 می باشد

جدول رنج ضریب پواسون ،  $\mu$

نوع خاک	$\mu$
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

شکل ۲۶ - الف یک شالوده مربع با ابعاد  $3 \times 3$  متر را نشان می‌دهد که در روی یک نهشته ماسه‌ای قرار دارد. در همین شکل مقادیر ضریب الاستیسیته خاک که با استفاده از عدد نفوذ استاندارد (رابطه ۳ - ۷۰) در اعماق مختلف به دست آمده، نشان داده شده است. با استفاده از

روش ضریب تأثیر کرنش، نشست الاستیک شالوده را پس از گذشت ۵ سال از احداث آن محاسبه نمایید.



شکل ۲۶-۳

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left[ \frac{17.8 \times 1.5}{160 - (17.8 \times 1.5)} \right] = 0.9$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$

با توجه به تغییرات واقعی ضریب الاستیسیته با عمق، تغییرات ایده‌ال آن در شکل ۳ - ۲۶ - الف رسم می‌شود. شکل ۳ - ۲۶ - ب نیز تغییرات ضریب تأثیر کرنش را نشان می‌دهد. حال می‌توان جدول زیر را تکمیل کرد:

عمق (m)	$\Delta z$ (m)	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	متوسط $I_z$	$\frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z$ (m <sup>3</sup> /kN)
0-1	1	8,000	0.233	$0.291 \times 10^{-4}$
1.0-1.5	0.5	10,000	0.433	$0.217 \times 10^{-4}$
1.5-4	2.5	10,000	0.361	$0.903 \times 10^{-4}$
4.0-6	2	16,000	0.111	$0.139 \times 10^{-4}$
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$\begin{aligned}
 S_e &= C_1 \cdot C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z \\
 &= (0.9)(1.34)[160 - (17.8 \times 1.5)](1.55 \times 10^{-4}) \\
 &= 249.2 \times 10^{-4} \text{ m} \approx 24.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## نشست تحکیمی:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_0}$$

برای رس عادی تحکیم یافته

برای رس پیش تحکیم یافته

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_0}$$

if  $p_0 + \Delta p_{av} < p_c$

if  $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p_{av}$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_c}$$

$C_c$  = نشانگر فشردگی

$C_s$  = نشانه تورم

$H_c$  = ضخامت لایه رسی

$P_0$  = فشار متوسط بر روی لایه رسی قبل از احداث شالوده

$\Delta P_{av}$  = افزایش فشار متوسط لایه رسی بعثت احداث شالوده

$P_c$  = فشار پیش تحکیمی

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$\Delta P_t =$  افزایش فشار در بالاترین نقطه لایه رسی بعلت احداث شالوده

$\Delta P_m =$  افزایش فشار در وسط لایه رسی بعلت احداث شالوده

$\Delta P_b =$  افزایش فشار در پایین ترین نقطه لایه رسی بعلت احداث شالوده

## فصل تنش در توده خاک در کتاب مکانیک خاک مطالعه شود

- افزایش تنش به علت بار متمرکز ( بوسینسک )
- افزایش تنش به علت سطح بارگذاری دایره ای شکل با شدت یکنواخت .
- افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی شکل با شدت یکنواخت .
- افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی شکل به روش شیب ۲ به ۱
- افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با بار خطی
- افزایش تنش قائم به علت هر نوع بارگذاری با استفاده از نمودارهای تاثیر نیومارک

# ((ظرفیت باربری مجاز شالوده واقع بر ماسه بر پایه ملاحظات نشست))

مایر هوف در سال ۱۹۵۶ روابط زیر را پیشنهاد نمود

$$\left\{ \begin{array}{l} B \leq 1.22m, \\ B > 1.22m, \end{array} \right. \quad S = 25.4mm \Rightarrow q_{net,all} = 11.98N$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B \leq 1.22m, \\ B > 1.22m, \end{array} \right. \quad S = 25.4mm \Rightarrow q_{net,all} = 7.99N \left( \frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2$$

$S$  = نشست حداکثر

$B$  = عرض شالوده

$$\left( \frac{kN}{m^2} \right) = q_{net,all} \text{ نشست مجاز خالص}$$

$N$  = عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده.

محققین روابط فوق را نسبتاً محافظه کارانه می دانند ، باولز (Bowles) در کتاب خود روابط زیر را براساس

نشست مجاز دلخواه  $S$  پیشنهاد می کند

$$\left\{ \begin{array}{l} B \leq 1.22m, \\ B > 1.22m, \end{array} \right. \quad q_{net,all} = 19.16NF_d \left( \frac{S}{25.4} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B \leq 1.22m, \\ B > 1.22m, \end{array} \right. \quad q_{net,all} = 11.98N \left( \frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 F_d \left( \frac{S}{25.4} \right)$$

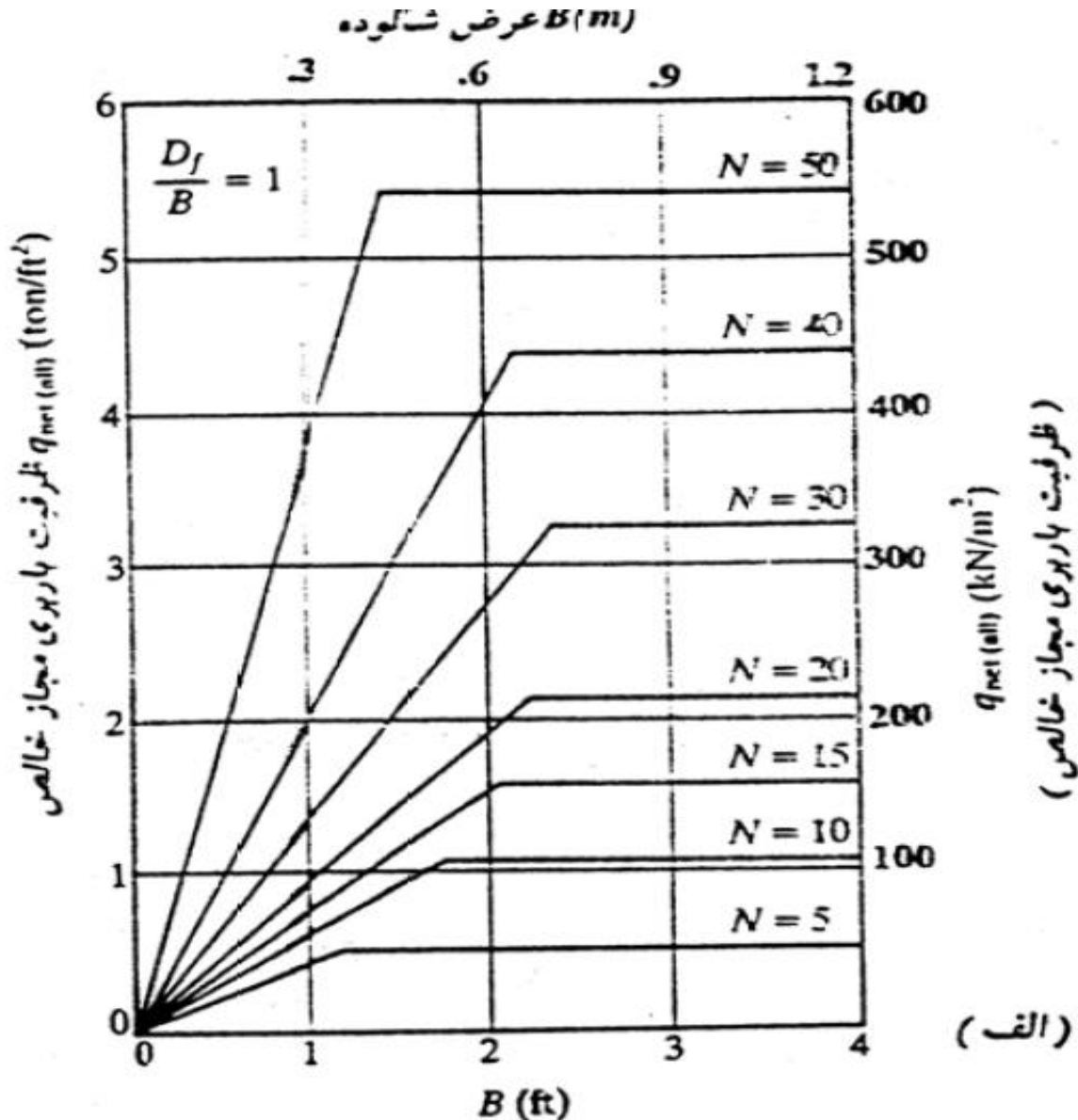
$$F_d = 1 + 0.33 \left( \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

$S$  = نشست حداکثر بر حسب mm

$N$  (عدد نفوذ استاندارد) مورد استفاده مربوط به عمق  $2B$  تا  $3B$  از سطح زیرین شالوده میباشد و در

صورت وجود آب زیر زمینی نیازی به اصلاح آن نیست.

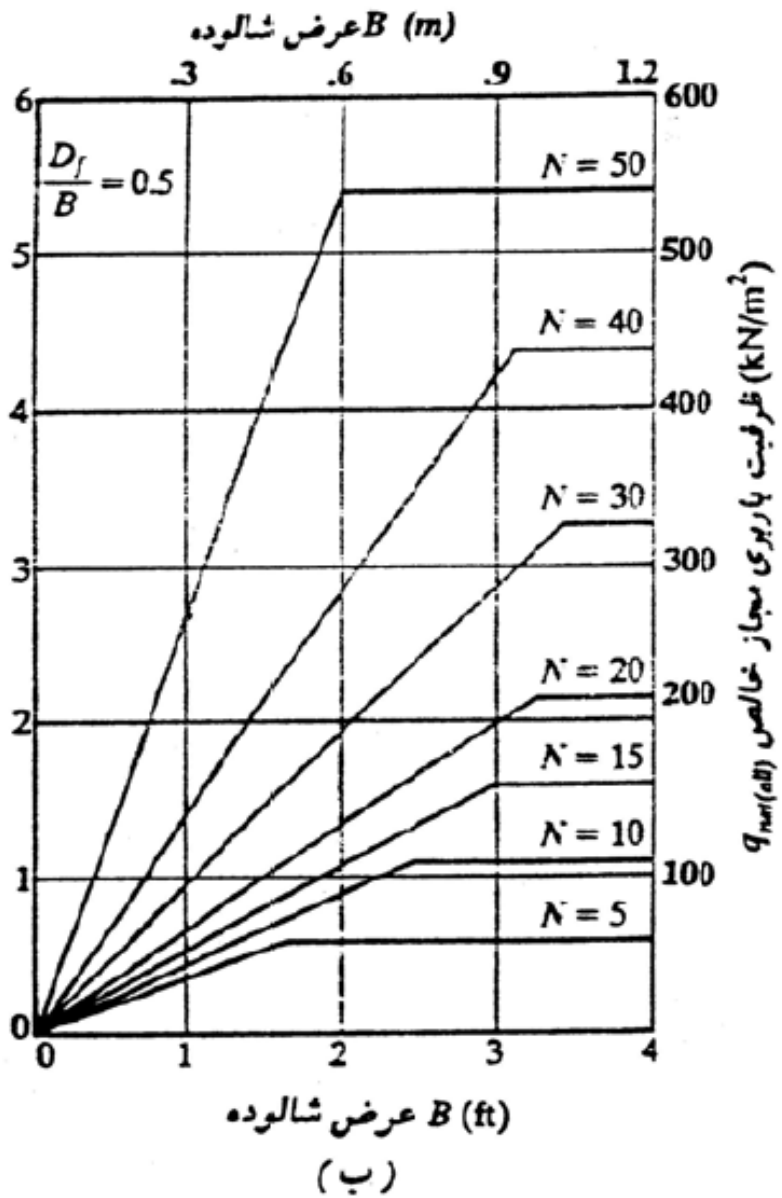
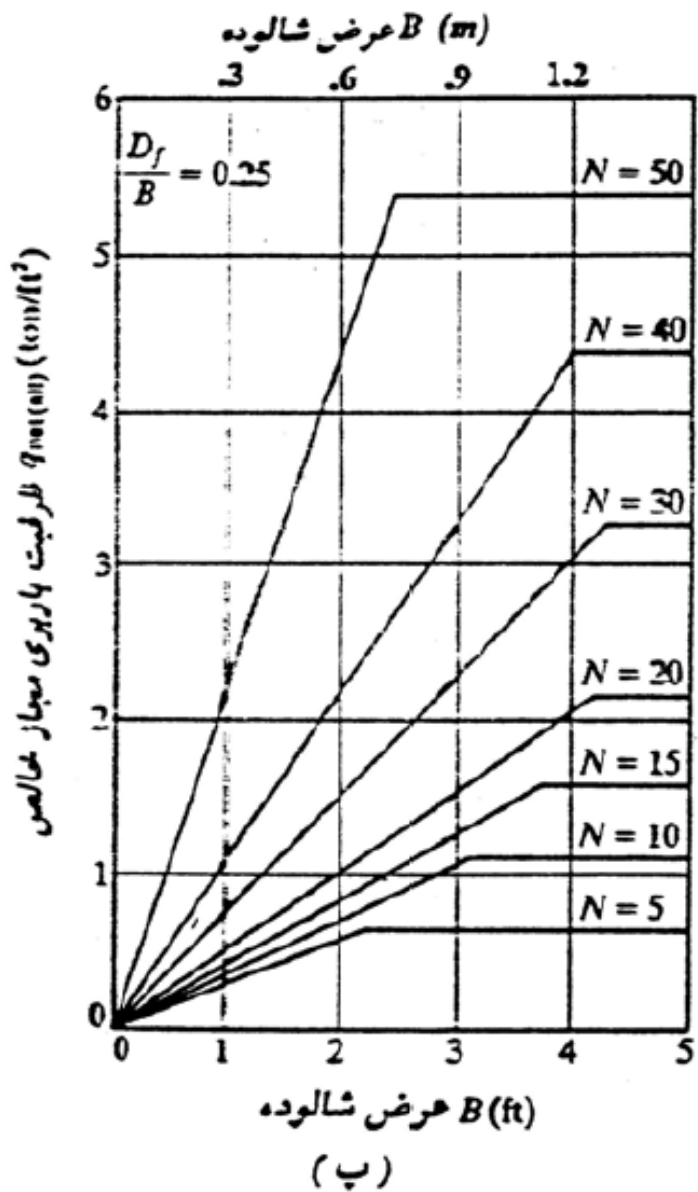
پک، هنسن و ترن برن (1974) نمودارهایی برای محاسبه  $q_{net,all}$  شالوده های متکی بر ماسه بر حسب  $B$ ، عدد نفوذ استاندارد و  $\frac{D_f}{B}$  پیشنهاد کردند.



نمودار ظرفیت باربری مجاز خالص بر حسب عدد نفوذ استاندارد و عرض شالوده و نشست حداکثری ۲۵.۴ میلیمتر (پک، هنسن، ترنبرن ۱۹۷۴)

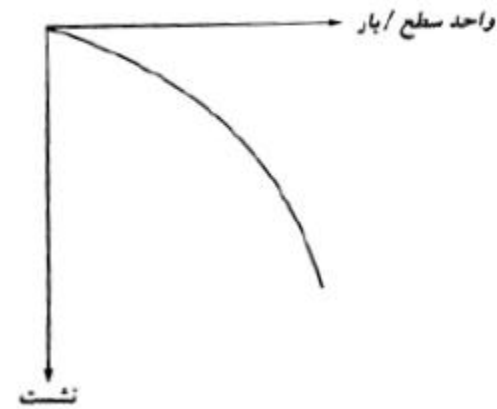
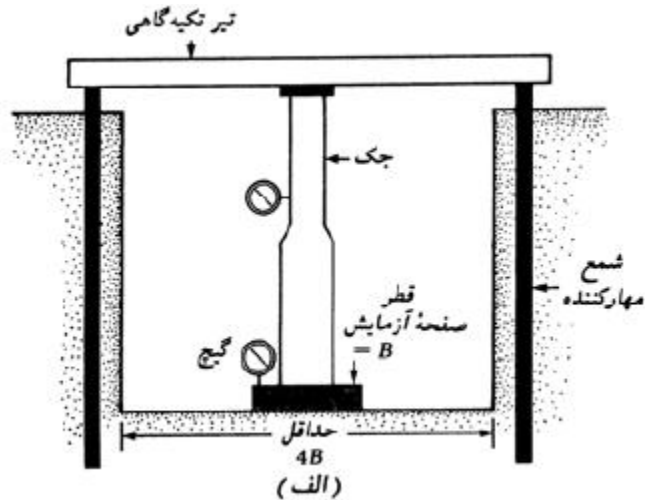
ادامه نمودارها در اسلاید بعدی





# آزمایش بارگذاری صفحه (PLT) Plate Load Test

با استفاده از این آزمایش می توان به نحو موثری ظرفیت باربری نهایی و ظرفیت باربری بر مبنای ملاحظات نشست را تعیین نمود .



$$q_{u(P)} = q_{u(F)}$$

در خاک رس:

$q_{u(P)}$ : ظرفیت باربری نهایی صفحه (ورق)

$q_{u(F)}$ : ظرفیت باربری نهایی شالوده ای که احداث خواهد شد

نکته: بر اساس رابطه بالا ظرفیت باربری نهایی در رس مستقل از ابعاد صفحه می باشد.

ادامه در اسلاید بعدی

در خاک ماسه ای:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \times \left( \frac{B_F}{B_P} \right)$$

$B_P$ : عرض صفحه       $B_F$ : عرض شالوده

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده بر مبنای ملاحظات نشست برای شدت بار مشخص  $q_0$  (تنش زیر فونداسیون)

$$S_{(F)} = S_{(P)} \times \left( \frac{B_F}{B_P} \right)$$

برای خاک های رسی:

$$S_F = S_P \left( \frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left( \frac{3.28B_P + 1}{3.28B_F + 1} \right)^2$$

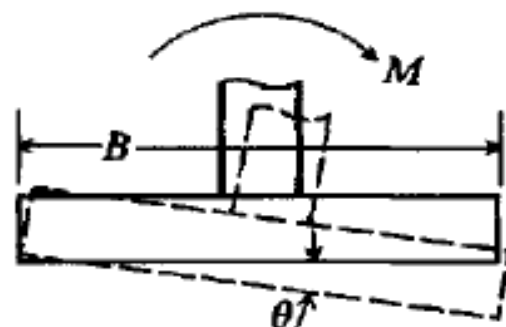
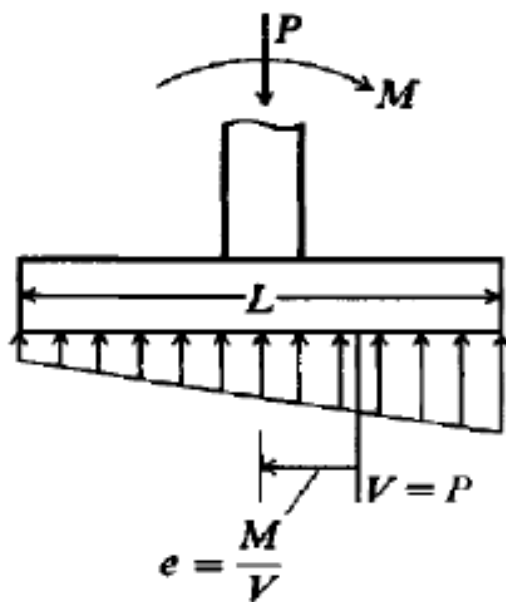
برای خاک های ماسه ای:

## چرخش پی ها (باولز)

گاهی لازم است چرخش یک پی برآورد گردد. این مسئله بیشتر در پی های تحت لنگر های ناگهانی ناشی از بارهای ارتعاشی مطرح می گردد. اما برای بارهای استاتیکی بطور مثال لنگر واژگونی ناشی از یک ستون، لازم است برآوردی از چرخش پی انجام شود.

$$\tan \theta = \frac{1 - \mu^2}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

\* محاسبه چرخش پی از فرمول روبرو است



$$\tan \theta = \frac{M}{B^2 L} \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_\theta$$

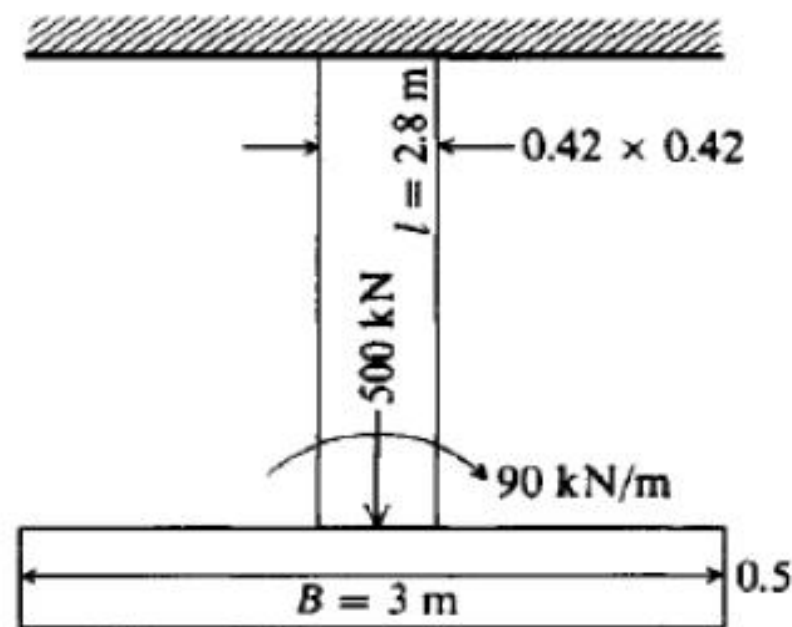
**TABLE 5-5**  
**Influence factors  $I_\theta$  to compute rotation of a footing**

$L/B$	Flexible	Rigid†	
0.1	1.045	1.59	
0.2	1.60	2.42	
0.50	2.51	3.54	
0.75	2.91	3.94	
1.00 (circle)	3.15 (3.00)*	4.17 (5.53)*	
1.50	3.43	4.44	For rigid:
2.00	3.57	4.59	$I_\theta = 16/[\pi(1 + 0.22B/L)]$
3.00	3.70	4.74	
5.00	3.77	4.87	
10.00	3.81	4.98	
100.00	3.82	$5.06 = 16/\pi$	

\*For circle  $B$  = diameter.

†There are several “rigid” values; these are from equations given by Taylor (1967, Fig. 9, p. 227). They compare reasonably well with those given by Poulos and Davis (1974, p. 169, Table 7.3).

**Given.** A rectangular footing with a column moment of  $90 \text{ kN} \cdot \text{m}$  and  $P = 500 \text{ kN}$ . Footing is  $3 \times 2 \times 0.5 \text{ m}$  thick. The soil parameters are  $E_s = 10\,000 \text{ kPa}$ ,  $\mu = 0.30$ . The concrete column is  $0.42 \times 0.42 \text{ m}$  and has a length of  $2.8 \text{ m}$ , and  $E_c = 27.6 \times 10^6 \text{ kPa}$ . Estimate the footing rotation



$$\frac{L}{B} = \frac{2}{3} = 0.67$$

$$I_\theta = 2.8 \text{ (interpolated from Table 5-5, column "Flexible")}$$

$$\tan \theta = \frac{1 - \mu^2}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

$$\tan \theta = \frac{1 - 0.3^2}{10\,000} \frac{90}{3^2 \cdot 2} (2.8)$$

$$\tan \theta = 0.001\,274 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.073^\circ$$

From any text on mechanics of materials the relationship between beam rotation and moment (when the far end is fixed, the induced  $M' = M/2$ ) is

$$\theta = \frac{ML}{4EI} \longrightarrow M = \frac{4EI}{L}\theta$$

The column moment of inertia is  $\longrightarrow I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.42^3}{12} = 2.593 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Substitution of  $I$ ,  $E_c$ ,  $L$ , and  $\theta$  gives the released column moment of

$$M = 4 \frac{(27.6 \times 10^6)(2.593 \times 10^{-3})(1.274 \times 10^{-3})}{2.8} = 130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Since the rotation is equivalent to applying a moment of 130 kN · m opposite to the given  $M$  of 90 kN · m, the footing moment is reduced to zero and the base  $\theta \leq 0.073^\circ$ . There is also a change in the “far-end” column moment that is not considered here.

## **((نشست مجاز یکنواخت و غیر یکنواخت شالوده ساختمان ها))**

محاسبات نشست نقش مهمی در محاسبات شالوده ها ایفا می کنند، نشست زیاد باعث ایجاد صدمه و یا ایجاد اختلال در برنامه بهره برداری سازه می گردد از جمله می توان موارد زیر را برشمرد:

(۱) اختلاف ارتفاع در طبقات دو ساختمان جدید و قدیم که به همدیگر مرتبط هستند

(۲) اختلال در خطوط ارتباطی آب و فاضلاب و شریانهای حیات

(۳) مشکل در دسترسی وسایل نقلیه به طبقه همکف نشست کرده و زهکشی آبهای اطراف به آن

(۴) وقوع ترک و نشست در دیوارها و اسکلت

(۵) تحمیل تنشهای اضافی و ثانویه به روسازه

(۶) عدم کارایی مناسب درها و پنجره ها

(۷) خسارت به نمای ساختمان



نشست حتی به صورت یکنواخت و به مقدار زیاد ممکن است مسائل عدیده ای را عمدتاً به لحاظ سرویس دهی به همراه داشته باشد. اما معضل در رابطه به نشستها وقوع نشست غیر یکنواخت ، یا نشست نسبی بین دو نقطه است که بر اثر عوامل زیر بروز می کند:

الف) تنوع در پروفیل زمین در زیر بنای واحد

ب) تفاوت در بارهای وارده بر قسمت‌های مختلف مجموعه پی

ج) غالب بودن معیار توان باربری بر معیار نشست در طراحی برخی پی ها

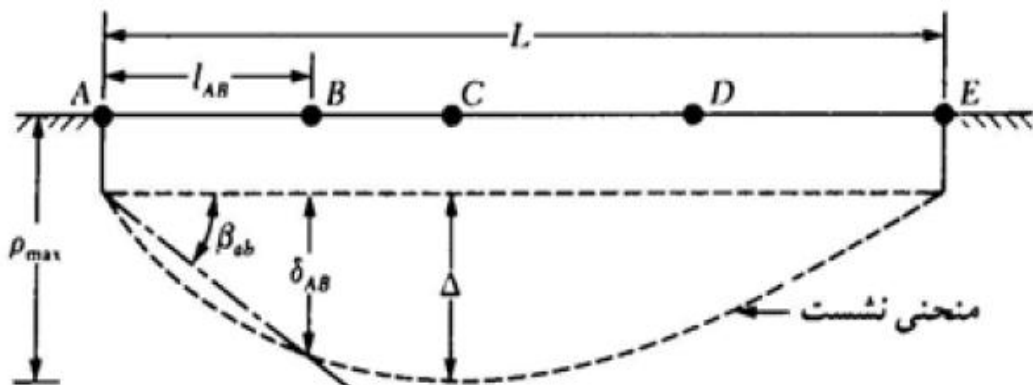
د) تنوع در استفاده از انواع فونداسیون برای یک سازه اعم از عمیق ، نیمه عمیق و یا سطحی

ه) تفاوت در صلبیت روسازه در بخشهای مختلف

و) ساخت و ساز و کاربری ها در آتی

کجی و یا انحراف زاویه ای نسبت اختلاف نشست بین دو ستون به فاصله آنها تعریف می گردد. اگر تمامی سازه با پی واحد به چرخش بیفتد، در آن صورت کجی برابرست با نسبت اختلاف نشست در دو لبه پی به عرض پی (بعد در همان راستا) می باشد.

کجی و یا انحراف زاویه ای نسبت اختلاف نشست بین دو ستون به فاصله آنها تعریف می گردد. اگر تمامی سازه با پی واحد به چرخش بیفتد، در آن صورت کجی برابرست با نسبت اختلاف نشست در دو لبه پی به عرض پی (بعد در همان راستا) می باشد.



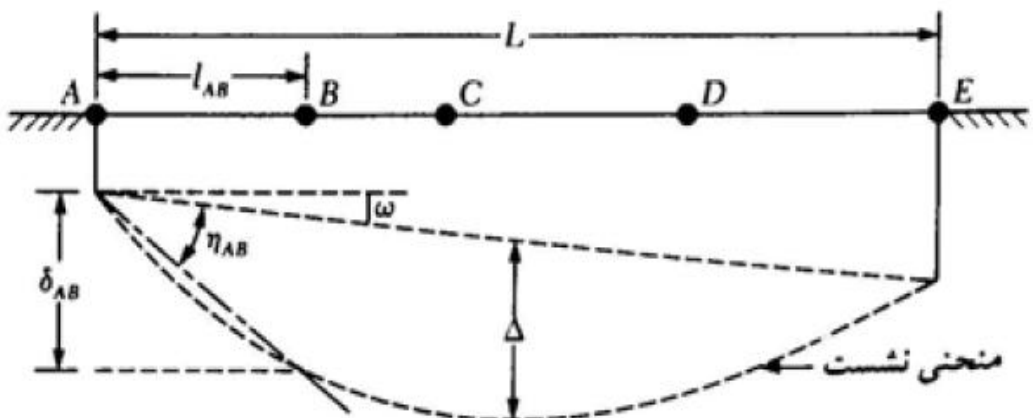
الف: نشست بدون دوران (کجی)

الف) نشست بدون دوران:

$\Delta$ : نشست نسبی حداکثر

$\delta_{AB}$ : نشست نسبی بین نقاط A و B

$\rho$ : نشست قائم کل



ب: نشست همراه با کجی (دوران)

ب) نشست همراه دوران (کج شدن):

$$\eta_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{L_{AB}} - \omega$$

$\omega$  : دوران  $\eta_{AB}$  : اعوجاج زاویه ای

### شرایط حدی سرویس پذیری

نوع خسارت	موارد و مثالها
خسارات معماری ( خسارت به نما و ظاهر )	کج شدن سازه‌ها مثل ساختمانها، دیوارها و یا دودکشها، ترک در دیوارها
کاهش سرویس‌دهی	ترک دار شدن کفها و سقفها، از تنظیم خارج شدن ماشین آلات، جابجایی و بهم خوردگی اتصالات لوله‌ها، اعوجاج درها و پنجره‌ها
خسارت سازه‌ای مشکلات ناپایداری، امکان انهدام	نشست غیریکنواخت شدید پی‌ها که منجر به کمانش ستونها و به وجود آمدن تنش‌های زاید و ثانویه در تیرها می‌گردد .

مقادیر مجاز چرخشها (Budhu, 2000)

نوع سازه	مقدار مجاز چرخش
سازه‌های معین چوبی، دیوارها و پانلهای آجری، (قبول ترک)	$\frac{1}{150}$
سازه‌های معین بتنی و فولادی، با قبول چرخش محدود	$\frac{1}{150} - \frac{1}{200}$
سازه‌های نامعین بتنی و فولادی، ساختمانهای آجری مسلح	$\frac{1}{200} - \frac{1}{300}$
پل‌ها با دهانه ساده پل‌ها با دهانه‌های	$\frac{1}{250} - \frac{1}{125}$
بتنی‌های پیش ساخته، سازه‌ها با پانلهای بزرگ با مصالح بنایی	$\frac{1}{400}$
سازه‌هایی که وقوع ترک در آنها مجاز نیست	$\frac{1}{500}$
پی ماشین‌آلات حساس به نشست	$\frac{1}{750}$

مقادیر مجاز نشستهای مختلف (Saran, 1998)

نوع پی	پی‌های منفرد				پی‌های گسترده			
	ماسه و رس‌های سخت		رس‌های پلاستیک		ماسه و رس‌های سخت		رس‌های پلاستیک	
نوع سازه و خاک	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm
سازه‌های فولادی و سازه‌های بتن مسلح	50	20	65	25	75	30	100	40
سازه‌های بتن مسلح	50	20	65	25	75	30	100	40
بناهای آجری								
$L/H \leq 25$	60	0.00025L	80	0.00025L	-	-	-	-
$L/H > 25$	60	0.00035L	80	0.00035L	-	-	-	-
مخازن آب، سیلوها و دودکشها	50	0.002L	75	0.002L	100	0.003L	125	0.003L

$L$  طول قسمت تغییر شکل یافته دیوار یا مرکز به مرکز ستون،  $H$  ارتفاع دیوار از روی پی