فصل چهارم

نشست شالوده‌ها

انواع نشست در شالوده‌ها:

نشست شالوده‌ها را می‌توان به سه دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی می‌شود:

۱ . نشست آنی (نشست کوتاه‌مدت، نشست الاستیک)

۲ . نشست تحکیمی (درازمدت)

۳ . تحکیم ثانویه

اکنون این نشست‌ها را تعریف می‌کنیم.

نشست آنی:

این نشست از زمان وارد آمدن بار روی پی تا حداکثر ۷ یا ۱۰ روز بعد ایجاد می‌شود. از آن‌جا که محاسبات نشست آنی برای انواع خاک‌های معمولی (که غالباً غیراشباع هستند) صورت می‌گیرد، به‌کاربردن لفظ نشست الاستیک چندان مناسب نیست چون این نشست با حذف بار لزوماً از بین نمی‌رود، ولی از آن‌جا که در محاسبات مربوط به نشست آنی از پارامترهای الاستیک خاک استفاده می‌شود، به آن نشست الاستیک نیز گفته می‌شود.

محاسبات نشست آنی یا کوتاه‌مدت در مورد خاک‌های دانه‌ای و نیز خاک‌های چسبنده با درجه اشباع کمتر از ۸۰٪ کاربرد دارد. نشست تحکیمی و فرمول‌های مربوط به آن در مورد خاک‌های رسی اشباع به کار می‌رود که ضریب نفوذپذیری آن‌ها کوچکتر یا مساوی $k=10^{-6}$ m/sec باشد. (در خاک‌های درشت دانه که ضریب نفوذپذیری آن‌ها زیاد است در اثر بار سریعاً عمل خروج آب انجام شده و نشست آنی خواهد بود.)

نشست تحکیمی:

این نشست، ناشی از تحکیم اولیه‌ی لایه‌های خاک می‌باشد. این نشست، زمانمند (time dependent) بوده و به مرور زمان رخ می‌دهد.

تحکیم ثانویه:

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

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

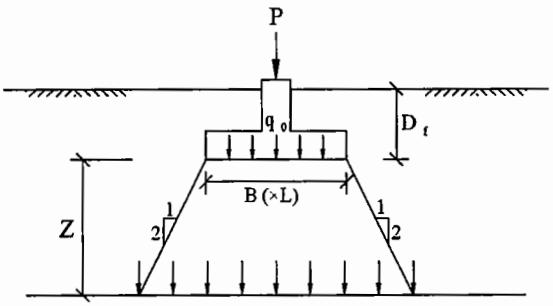
نشست = f (نوع خاک و بار وارده)

گسترش تنش در خاک در اثر فشار پی:

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

الف) روش شیب ۱H:۲V

ساده‌ترین روش محاسبهٔ تنش در خاک زیر پی، فرض توزیع تنش در خاک با شیب ۱H:۲V (یک افقی:دو قائم) می‌باشد. گرچه برخی توزیع تنش را با زاویه ۳۰ درجه و یا ۴۵ درجه ترجیح می‌دهند، ولی توزیع تنش با شیب ۱:۲ در جهت اطمینان بوده و نتایج حاصل از آن نیز در فاصله B تا ۴B (B: عرض شالوده) در عمق از دقت نسبی خوبی برخوردار است.



شکل (۴-۱): توزیع تنش در خاک با شیب ۲:۱

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

برای پی مستطیلی با ابعاد $B \times L$:

$$\Delta q = \frac{P}{(B+Z)(L+Z)}$$

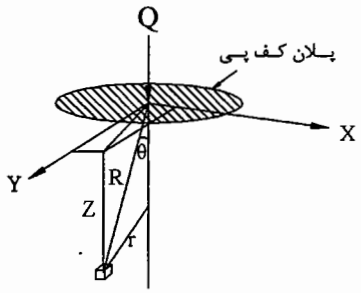
برای پی مربعی با ضلع B:

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

ب) روش بوزینسک:

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

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



شکل (۴-۲): توزیع تنش به روش بوسینسک

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

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

μ ضریب پواسون خاک می‌باشد که مقدار آن از جدول (۴-۱) قابل تعیین است.

جدول (۴-۱): ضریب پواسون برای انواع خاک

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

همانطور که دیده می‌شود در این روش E خاک در مقدار تنش قائم و افقی تأثیری ندارد.

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

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

که در این رابطه:

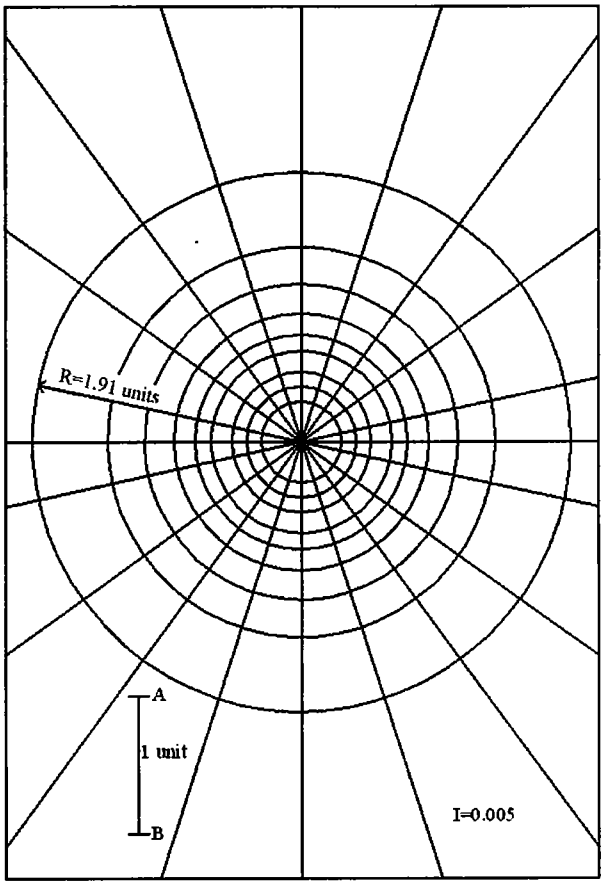
Δq: اضافه تنش در عمق z

I: ضریب تأثیر نمودار

M: تعداد قسمت‌های محاط شده‌ی نمودار

q: فشار وارد از پی به زمین

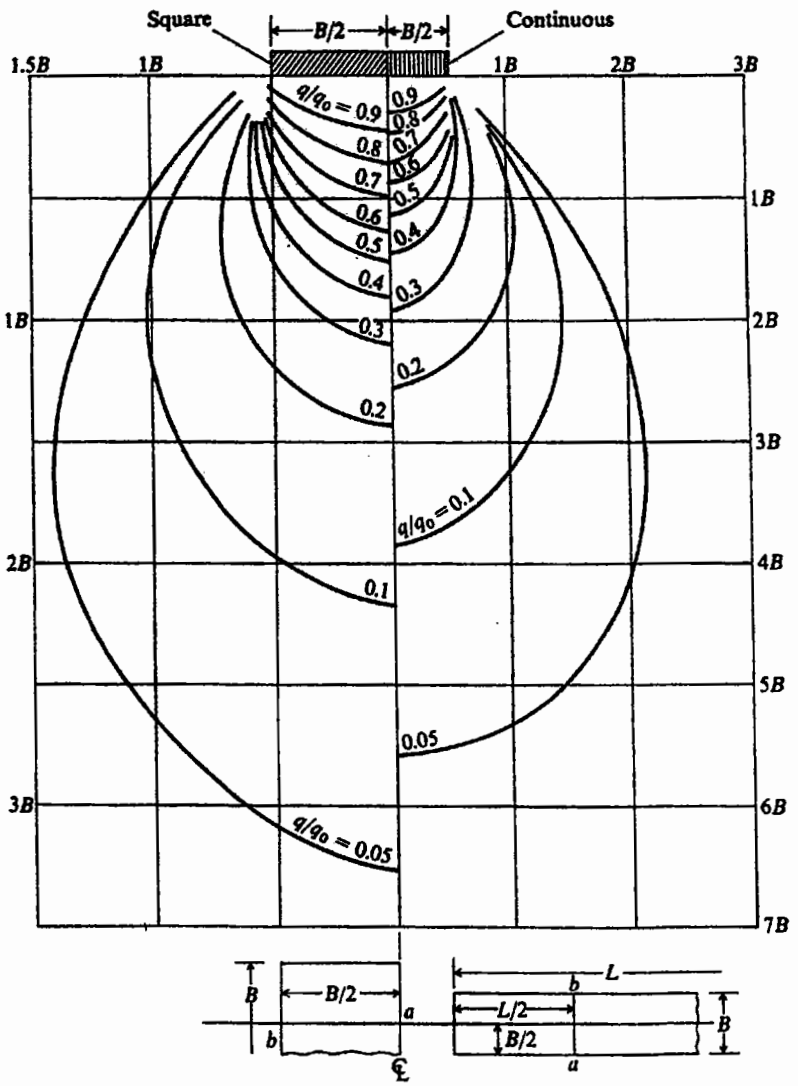
می‌باشد.



شکل (۴-۳): نمودار تأثیر نیومارک برای به دست آوردن اضافه تنش در عمق دلخواه z

چند نکته:

- برای نقاط داخل پی یا نقاط خارج پی نیز می‌توان از این نمودار استفاده کرد.
- براساس نتایج به دست آمده می‌توان مفهوم حباب‌های تنش (pressure bulbs) در زیر پی را بیان نمود.
- دیده می‌شود که در مورد پی‌های مربعی تنش از عرض ۱/۵B و از عمق ۳/۵B فراتر نمی‌رود. در مورد پی‌های نواری تنش از عرض ۲/۵B و از عمق ۶B فراتر نمی‌رود (می‌توان از این ارقام هنگام مدل‌سازی رفتار پی با نرم‌افزار استفاده کرد).



شکل (۴-۴): حباب‌های تنش بر اساس روابط بوزینسک

از روش بوزینسک در محاسبهٔ تنش در همه نوع خاک استفاده می‌شود. نتایج اندازه‌گیری‌شده صحت جواب‌های تنش قائم در این روش را نشان داده‌اند.

ج – روش وسترگارد:

در خاک‌های لایه‌ای تشکیل شده از مواد درشت‌دانه و ریزدانه (لایه‌های رسوبی (آبرفت‌ها)) یا در خاک‌های غیرایزوتروپ استفاده از روش وسترگارد نسبت به روش بوزینسک نتایج بهتری می‌دهد. در این روش q_v با ضریب پواسون نیز ارتباط دارد.

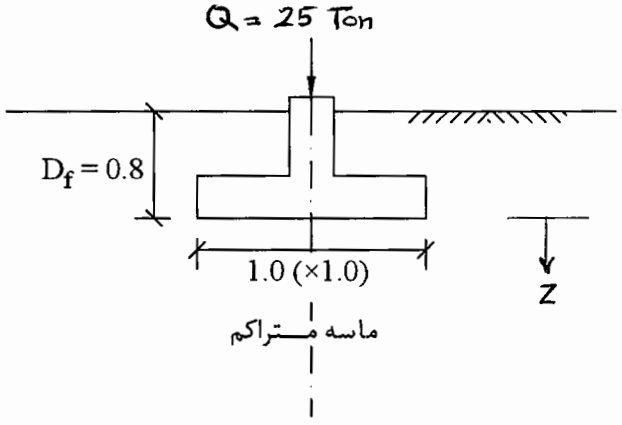
$$q_v = \frac{Q}{2\pi Z^2}\frac{\sqrt{(1-2\mu)(2-2\mu)}}{\left[\frac{1-2\mu}{2-2\mu}+\left(\frac{r}{Z}\right)^2\right]^{3/2}}$$

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

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

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

مثال (۴-۱): تنش قائم را در مرکز پی مربعی شکل (۴-۵) تا عمق ۳/۵B به سه روش بوزینسک، وسترگارد و شیب ۱:۲ محاسبه کنید. خاک زیر پی ماسه متراکم می‌باشد.



شکل (۴-۵): مشخصات پی مثال (۴-۱)

حل:

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

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

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

حال اگر بخواهیم همین تنش‌ها را از روش وسترگارد به دست آوریم، می‌توانیم از رابطه‌ی زیر استفاده کنیم:

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

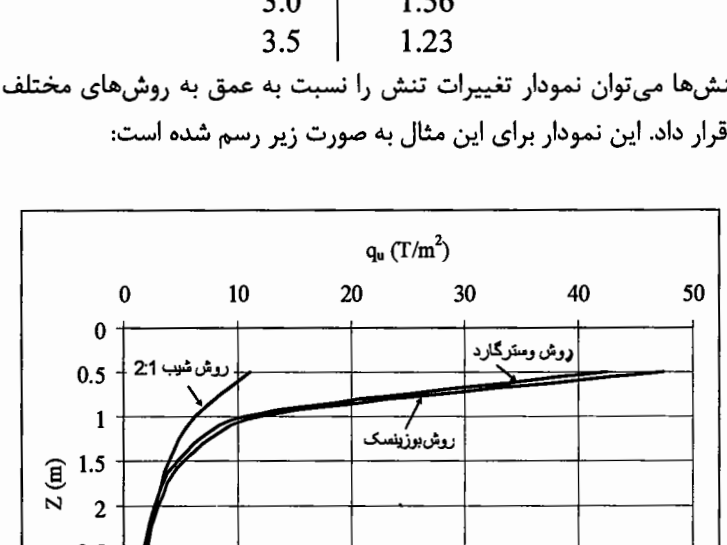
Z (m)	q_v (T/m^2)
0.5	42.44
1.0	10.61
1.5	4.72
2.0	2.65
2.5	1.69
3.0	1.18
3.5	0.87

برای به دست آوردن همین تنش‌ها در روش شیب ۱:۲ نیز می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده کرد:

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

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

حال با داشتن این تنش‌ها می‌توان نمودار تغییرات تنش را نسبت به عمق به روش‌های مختلف رسم کرد و تفاوت آن‌ها را مورد بررسی قرار داد. این نمودار برای این مثال به صورت زیر رسم شده است:



نمودار (۴-۱): مقایسه‌ی تغییرات تنش در عمق بر اساس روش‌های مختلف محاسباتی

محاسبه نشست آنی:

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

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

که در این رابطه:

q: شدت بار پی بر خاک (هم واحد با E_s)

B: حداقل بُعد پی (عرض)

μ: ضریب پواسون خاک

E_s: مدول ارتجاعی خاک

I_w: ضریب تاثیر

می‌باشد.

μ را می‌توان از جدول (۴-۱) یا جداول آورده شده در پیوست به دست آورد.

برای تعیین E_S نیز می‌توان از جدول (۴-۲) استفاده نمود. جدول (۴-۳) نیز مقادیر E_S را بر اساس نتایج آزمایش‌های SPT و یا CPT به دست می‌دهد.

جدول (۴-۲): مدول ارتجاعی خاک

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

جدول (۴-۳): تعیین مقدار E_S بر اساس نتایج آزمایش‌های SPT و یا CPT

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

* Schmertmann (1970) used $2q_c$; in 1974 used 2.5 to $3.5q_c$ [Mitchell and Gardner (1975)].
† Vesic (1970).
‡ From D'Appolonia et al. (1970) (author's equation from Fig. 44).

I_w یا ضریب تأثیر به شکل پی و صلبیت آن بستگی دارد و مقدار آن را می‌توان از جدول (۴-۴) بدست آورد:

جدول (۴-۴): ضرایب تأثیر برای نشست آنی

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

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

موارد اصلاح نشست آنی (الاستیک):

نشست آنی (الاستیک) به دست آمده در صورت لزوم باید با توجه به موارد (الف) و (ب) زیر اصلاح شود:

الف) فرمول فوق برای تغییرمکان یک پی واقع بر سطح زمین با فرض نیم‌فضای نامحدود ارائه شده است. اگر این نیم فضا نامحدود نباشد مثلاً ضخامت لایهٔ خاک تا رسیدن به بستر سنگی محدود باشد(H)، باید فرمول را بصورت زیر اصلاح نمود.

$$\Delta H = q.B'.\frac{1-\mu^2}{E_S}(F_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}F_2)$$

در این رابطه ضرایب اصلاحی F_1 و F_2 به صورت زیر تعریف می‌شوند:

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

$$F_2=\frac{N}{2\pi}tg^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}}\right)$$

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

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

باید توجه داشت که F_1 و F_2 ضرایب محاسبه نشست در گوشه یک پی مستطیلی هستند بنابراین برای محاسبه‌ی نشست در مرکز پی به جای B'، $\frac{B}{2}$ و به جای L'، $\frac{L}{2}$ قرار می‌دهیم و نتیجه ΔH حاصله را ۴ برابر می‌نمائیم.

برای محاسبه‌ی نشست در گوشه‌ی پی به جای B'، B و بجای L'، L قرار می‌دهیم.

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

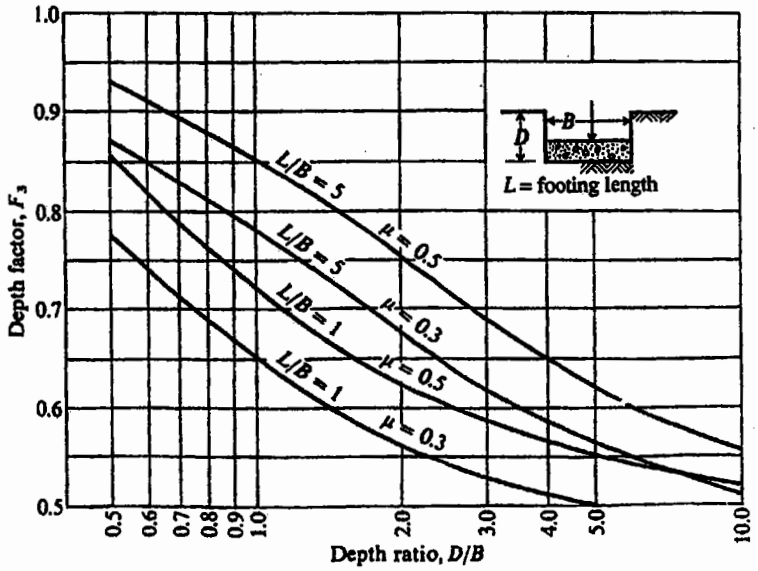
$\Delta H_f = \Delta H_e.F_3$ نشست واقعی

که در این رابطه:

ΔH_e: نشستی است که از روابط قبل به دست می‌آید

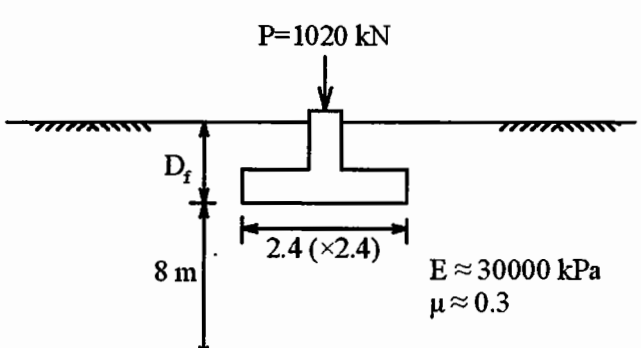
F_3: ضریب کاهش دهنده است که بر اساس $\frac{D}{B}$ و $\frac{L}{B}$ و μ از نمودار (۴-۲) به دست می‌آید

می‌باشد.



نمودار (۴-۲): مقادیر F_3 برای محاسبه‌ی نشست واقعی

مثال (۴-۲): در پی زیر الف) نشست آنی را با فرض D_f=۰ و بدون در نظر گرفتن لایه سنگی بدست آورید. ب) اگر D_f = ۱/۵ m باشد با در نظر گرفتن لایه سنگی نشست آنی در وسط پی چقدر می‌شود؟ ج) ΔH را برای یک گوشه پی حساب کنید.



شکل (۴-۶): مشخصات پی و خاک برای مثال (۴-۲)

حل:

پی را انعطاف پذیر در نظر می‌گیریم، لذا:

الف)

$$I_w = 0.95$$

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

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

ب)

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

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

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

$$\longrightarrow \quad F_1 = 0.19 \quad , \quad F_2 = 0.023$$

$$\Delta H = q.B'.\frac{1-\mu^2}{E_s}(F_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}F_2)$$

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

$$\frac{D}{B} = \frac{1.5}{2.4} = 0.625 \quad , \quad \frac{L}{B} = 1 \quad , \quad \mu = 0.3 \longrightarrow F_3 = 0.74$$

$$\longrightarrow \quad \Delta H_f = 0.74\times(0.0013\times 4) = .0038\ \text{m} = 3.8\ \text{mm}$$

ج)

$$B' = B = 2.4$$

$$L' = L = 2.4$$

$$H = 8\ \text{m} \longrightarrow M = 1 \quad , \quad N = 3.33 \longrightarrow F_1 = 0.158 \quad , \quad F_2 = 0.044$$

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

$$F_3 = 0.74 \longrightarrow \Delta H_f = 0.74\times 0.0024 = 0.0018\ \text{m} = 1.8\ \text{mm}$$

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

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

که در این رابطه:

ΔH: نشست متوسط در زیر پی انعطاف‌پذیر (q یکنواخت)

μ_0: ضریب مربوط به عمق قرارگیری پی از سطح زمین

μ_1: ضریب مربوط به شکل پی و عمق بستر سنگی

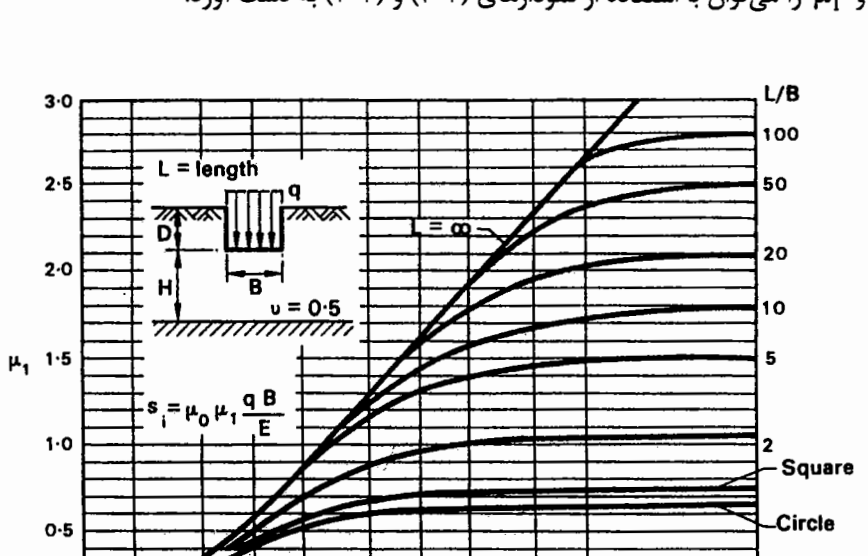
q: فشار یکنواخت در زیر پی

B: عرض حداقل پی

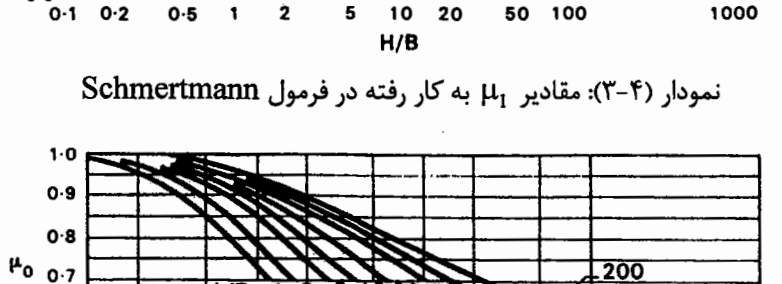
E_s: مدول الاستیسیته‌ی خاک

می‌باشد.

مقادیر μ_0 و μ_1 را می‌توان با استفاده از نمودارهای (۴-۳) و (۴-۴) به دست آورد.



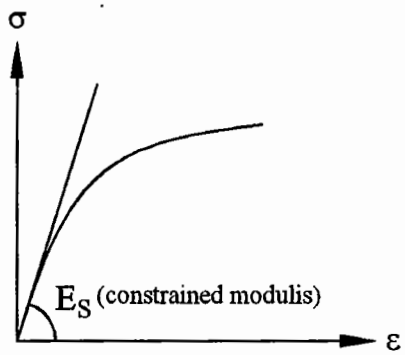
نمودار (۴-۳): مقادیر μ_1 به کار رفته در فرمول Schmertmann



نمودار (۴-۴): مقادیر μ_0 به کار رفته در فرمول Schmertmann

استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در تخمین میزان نشست آنی:

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



نمودار (۴-۵): منحنی رفتار خاک در آزمایش بارگذاری صفحه‌ای

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

که در این رابطه:

ΔH_a: نشست پی اصلی

ΔH_p: نشست صفحه (اندازه‌گیری شده)

B_a: عرض پی اصلی

B_p: عرض صفحه آزمایش

می‌باشد.

با چند آزمایش به وسیله‌ی صفحات با ابعاد مختلف می‌توان رابطه‌ی فوق را نوشت و دستگاه چند معادله و چند مجهول را حل کرده و n را برای خاک محل بدست آورد. اگر آزمایش فقط یک بار انجام شده می‌توان n را از جدول (۴-۵) تعیین نمود.

جدول (۴-۵): مقادیر n

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

محاسبه‌ی نشست تحکیمی:

نشست لایه‌های خاک چسبندهٔ اشباع که یک نشست وابسته به زمان می‌باشد، از فرمول زیر حساب می‌شود.

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

در این رابطه:

ΔH: نشست لایه‌ی خاک چسبنده به ضخامت H

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

$C_C = 0.009\,(\omega_L - 10)$ برای رس‌های دست نخورده

$C_C = 0.007\,(\omega_L - 10)$ برای رس‌های دست خورده

e_0: درجه‌ی تخلخل خاک در حالت طبیعی

p_0: فشار روبار مؤثر (در وسط لایه‌ی موردنظر) در حالت طبیعی

Δp: اضافه بار اعمال شده از طرف پی که به کمک یکی از روش‌های گفته شده (روش شیب ۱:۲، روش بوزینسک یا روش وسترگارد) به دست می‌آید (Δp در وسط لایه‌ی موردنظر محاسبه می‌شود) می‌باشد.

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

وقتی که ضخامت لایه رسی از حدود ۴ متر بیشتر باشد، معمولاً آن را به چند لایه نازک‌تر به ضخامت ۱/۵ تا ۲ متر تقسیم کرده و برای هر یک از لایه‌ها مقدار نشست را بدست آورده و در انتها با هم جمع می‌کنند.

در صورتی که میزان تنش در اعماق مختلف لایه‌ی رسی مشخص باشد می‌توان افزایش متوسط تنش در لایه رسی را از فرمول زیر حساب کرده و در فرمول نشست به کار برد.

$$H.\Delta p = H'\left(\frac{p_1+p_n}{2} + p_2 + p_3 + \ldots + p_{n-1}\right)$$

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

بنابراین بطور کلی برای محاسبه نشست در زیر پی داریم:

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

در رابطه‌ی فوق ΔH_i، ΔH_c و ΔH_s به ترتیب نشست انی، نشست تحکیمی و نشست ثانویه هستند که همه‌ی آن‌ها در یک لایه رخ نمی‌دهند. ΔH کل در زیر پی مجموع ΔHهای لایه‌های تحت‌الارضی در زیر پی است. بنابراین در لایه‌ای درشت‌دانه ΔH_i، در لایه‌های ریزدانه‌ی اشباع ΔH_c و در لایه‌های رس حساس یا آلی ΔH_s بر حسب مورد باید محاسبه شوند.

تعیین ابعاد پی برای یک نشست داده شده یا نشست‌های مساوی:

در خاک‌های دانه‌ای که نشست آنی (الاستیک)، قسمت عمده‌ی نشست را تشکیل می‌دهد، می‌توان عرض پی را طوری تعیین کرد که ΔH به حد معینی محدود شود.

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

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

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

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

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

$$q_1.B_1.I_{w1} = q_2.B_2.I_{w2}$$

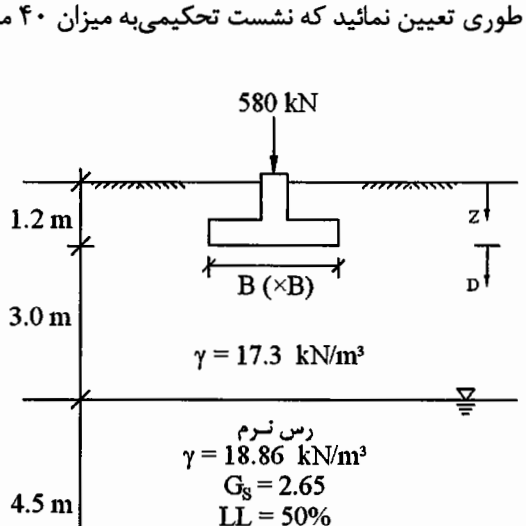
و یا با تقریب می‌توان نوشت:

$$q_1.B_1 = q_2.B_2$$

بدین ترتیب می‌توان با توجه به تنش‌های q_1 و q_2 نسبت عرض پی‌ها (B_1 و B_2) را طوری تعیین نمود که نشست‌های آنی یکسان شود.

برای تعیین ابعاد پی در خاک‌های چسبنده جهت محدود کردن نشست به مقدار معلوم، بهتر است از روش آزمون و خطا (همانند مثال ۴-۳) استفاده کرد.

مثال (۴-۳): ابعاد شالودهٔ زیر را طوری تعیین نمائید که نشست تحکیمی‌به میزان ۴۰ میلیمتر محدود شود.



شکل (۴-۷): مشخصات پی و خاک مثال (۴-۳)

حل:

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

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

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

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

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

می‌توان لایه‌ی رسی ۴/۵ متری را به سه لایه‌ی ۱/۵ متری تبدیل کرد و ΔH را برای هر لایه حساب کرد یا می‌توان به صورت زیر افزایش تنش متوسط در لایه رسی را بدست آورد و به جای Δp در رابطه‌ی نشست تحکیمی به کار برد.

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

فرض اول: $B = 2.4\ m$

D (m)	D/B	q/q_0
-3.0	1.25	0.25
-4.5	1.87	0.13
-6.0	2.5	0.08
-7.5	3.12	0.06

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

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

فرض دوم: $B = 4.8\ m$

D (m)	D/B	q/q_0
-3.0	0.62	0.6
-4.5	0.94	0.4
-6.0	1.25	0.25
-7.5	1.56	0.17

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

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

فرض سوم: $B = 7.2\ m$

D (m)	D/B	q/q_0
-3.0	0.42	0.77
-4.5	0.62	0.6
-6.0	0.83	0.4
-7.5	1.04	0.34

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

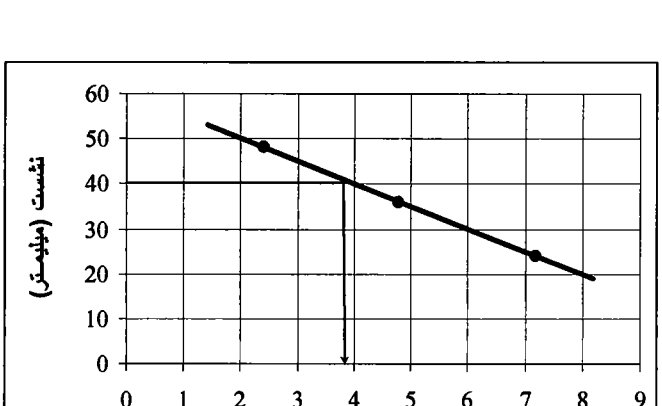
$$\longrightarrow \quad \Delta p = 0.52q_0 = 0.52\frac{580}{(7.2)^2} = 5.82\ \ kN/m$$

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

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

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

حال نتایج را روی یک نمودار رسم کرده و B مربوط به نشست ۴۰ میلیمتر را از نمودار استخراج می‌کنیم. بر اساس نمودار (۴-۶) می‌توان $B = 3.7\,m$ را به عنوان عرض نظیر ۴۰ میلیمتر نشست، بیان نمود.



نمودار (۴-۶): نمودار مقادیر نشست بر حسب عرض پی

موارد آئین‌نامه‌ای:

غالباً نشست یک پی به تنهایی زیاد مسأله‌ساز نیست ولی اختلاف نشست بین پی‌های مجاور همواره موجب ایجاد اشکالات سازه‌ای می‌شود. بازنشدن درها و پنجره‌ها، ترک‌خوردن دیوارها و پیچیدن و ترک‌خوردگی سقف همگی در اثر نشست ناهمگون پی‌ها ایجاد می‌شوند. به همین دلیل آئین‌نامه‌ها ضابطه‌هایی در خصوص نشست پی منفرد و اختلاف نشست بین پی‌های مجاور برقرار می‌کنند.

جدول (۴-۶): ملاحظات آئین‌نامه‌ای برای نشست پی‌ها

	شالوده‌های صلب	شالوده‌های انعطاف‌پذیر
حداکثر نشست مجاز (mm)	76 (63)*	76~127 (63~101)
بزرگترین اختلاف نشست بین پی‌ها (mm)	51 (38)	51~76 (38~63)
بیشترین زاویه‌ای (شیب)	44 (38)	
	32 (25)	
	1/300	

*مقادیر داخل پرانتز برای طراحی توصیه می‌شوند ولی اعداد دیگر دارای اطمینان کافی هستند.

عدد دیگری که بخاطر سپردن آن سهولت بیشتری دارد آن است که حداکثر اختلاف نشست مجاز بین دو شالودهٔ مجاور در اسکلت‌های فلزی و بتنی 0.001~0.0015 فاصله بین محور تا محور ستون‌هاست.

جداول (۴-۷) و (۴-۸) نیز ملاحظات دیگری هستند که در آئین‌نامه‌ها برای بیشینه‌ی تغییرشکل شالوده‌ها بیان شده است.

جدول (۴-۷): بیشینه‌ی تغییرشکل بین پی‌های مجاور

نوع سازه		بیشینه‌ی تغییرشکل
اعضای نگهدارنده‌ی دیوارها یا جداکننده‌ها	دیوارها یا جداکننده‌های آجری، سنگی، شیشه‌ای (مصالح ترد)	L/360*
	دیوارها یا جداکننده‌های فلزی یا سایر با روکش‌های شکل‌پذیر	L/240
قاب‌های فلزی یا بتنی		L/150 ~ L/180
قاب‌های چوبی		L/100
دیوارهای برشی بتنی یا فلزی		By design

* L در جدول فوق طول آزاد دهانه بین دو تکیه‌گاه (پی) است.

جدول (۴-۸): محدودیت روی شیب

نوع سازه	بیشینه‌ی شیب
دیوارهای آجری طویل با ارتفاع زیاد	۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۵
ساختمان‌های آجری	۰/۰۰۳
تیغه‌های پوششی آجری بین ستون‌ها	۰/۰۰۱
قاب‌های سازه‌ای بتن‌آرمه	۰/۰۰۴ تا ۰/۰۰۲۵
دیوار آب‌بند بتن‌آرمه	۰/۰۰۳
قاب‌های فلزی پیوسته	۰/۰۰۲
قاب‌های فلزی با اتصالات ساده	۰/۰۰۵

نکته: لازم به یادآوری است که در رابطه‌ی نشست الاستیک در خاک‌های دانه‌ای ($\Delta H = q.B\frac{1-\mu^2}{E_s}.I_w$)، q شدت بار وارده بر بالای لایه‌ی ماسه‌ای می‌باشد، ولی در رابطه‌ی نشست تحکیمی در خاک‌های چسبنده ($\Delta H = \frac{C_c.H}{1+e_0}\log\frac{p_0+\Delta p}{p_0}$)، p_0 فشار روبار مؤثر وارده در وسط لایه‌ی رسی می‌باشد که همان وزن لایه‌های فوقانی است. Δp هم اضافه‌بار در وسط هر لایه‌ی رسی می‌باشد.

مراجع برای مطالعه بیشتر

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