

第4章 基礎工程導論 (基礎工程 Das)

4-1 淺基礎與筏式基礎

爲了圓滿完成淺基礎設計，必須具有兩項主要特性：

1. 基礎應能夠安全地阻止支承它的土體產生剪力破壞。
2. 基礎不應該承受超額位移，即沉陷(settlement)(所謂超額乃是一種相對的概念，因對特定結構物其容許的沉陷程度係基於數種考慮因素)。

Terzaghi 承載力理論

Terzaghi(1943)是首位提出概括性理論來評估粗糙淺基礎(shallow foundation)的極限承載力。根據此理論，若基礎深度 D_f 小於或等於基礎寬度則爲淺基礎。然而，後來研究則建議 D_f 等於 3-4 倍基礎寬度亦可定義爲淺基礎。

Terzaghi 建議，對一連續或條形基礎(即基礎寬度與長度比接近於零)，在極限載重下土壤破壞面可以假設類似圖 4-1 所示。(注意，全面剪力破壞情形)可假設在基礎底部以上之土壤作用，可以等值 $q = \gamma D_f$ (γ = 土壤單位重)之超載重取代，基礎下之破壞區可分爲三部分見圖 4-1。

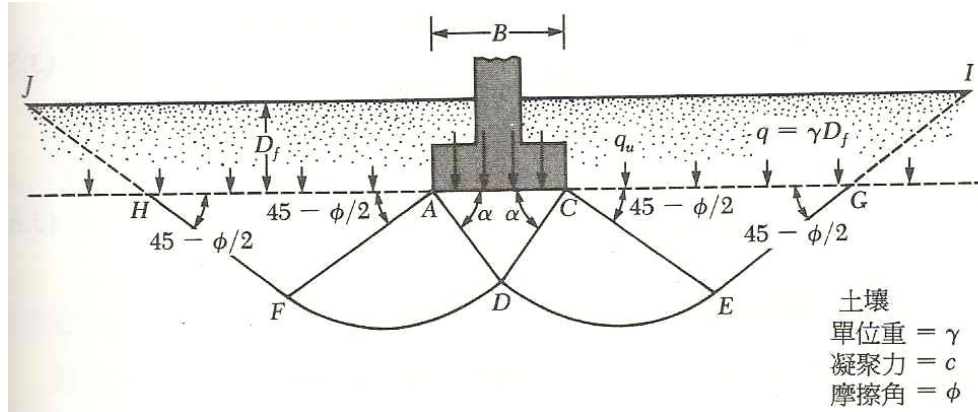


圖 4-1 位於粗糙堅硬連續基礎下之土壤承載力破壞

1. 於基礎正下方的三角形區 ACD
2. 輻射剪力區(radial shear zone)ADF 和 CDE 其中曲線 DE 和 DF 爲對數螺線弧
3. 二各三角形的朗金被動區(Rankine passive zone)AFH 和 CEF

一般承載力公式

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

c = 土壤凝聚力

γ = 土壤單位重

q = 基礎底部上之有效應力

B = 基礎寬度(圓基礎則爲直徑)

N_c N_q N_γ = 支承力因數

F_{cs} F_{qs} $F_{\gamma s}$ = 形狀因數

F_{cd} F_{qd} $F_{\gamma d}$ = 深度因數

F_{ci} F_{qi} $F_{\gamma i}$ = 載重傾斜因數

支承力、形狀、深度及傾斜因數

前述支承力因數隨土壤磨擦角之變化列於表 4-1 形狀、深度及傾斜因數列於表 4-2。

表 4-1 支承力因數

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

表 4-2 形狀、深度及傾斜因數

因 數	關 係 式	出 處
形狀 ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ 式中 $L =$ 基礎長度 ($L > B$)	De Beer (1970)
深度 ^b	條件 (a) : $D_f / B \leq 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ 條件 (b) : $D_f / B > 1$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
傾斜	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ 式中 $\beta =$ 基礎上載重對垂直面之傾斜角度	Meyerhof (1963) ; Hanna and Meyerhof (1981)

^a 形狀因數是根據廣泛實驗室試驗所得之經驗關係式。

^b 因數 $\tan^{-1}(D_f / B)$ 為弧度。

承載力公式之地下水修正

前述之公式發展用以解決極限承載力，係假設地下水位於基礎下相當遠，若地下水位接近於基礎，則視地下水位位置(圖 4-2)，公式須作適度修正：

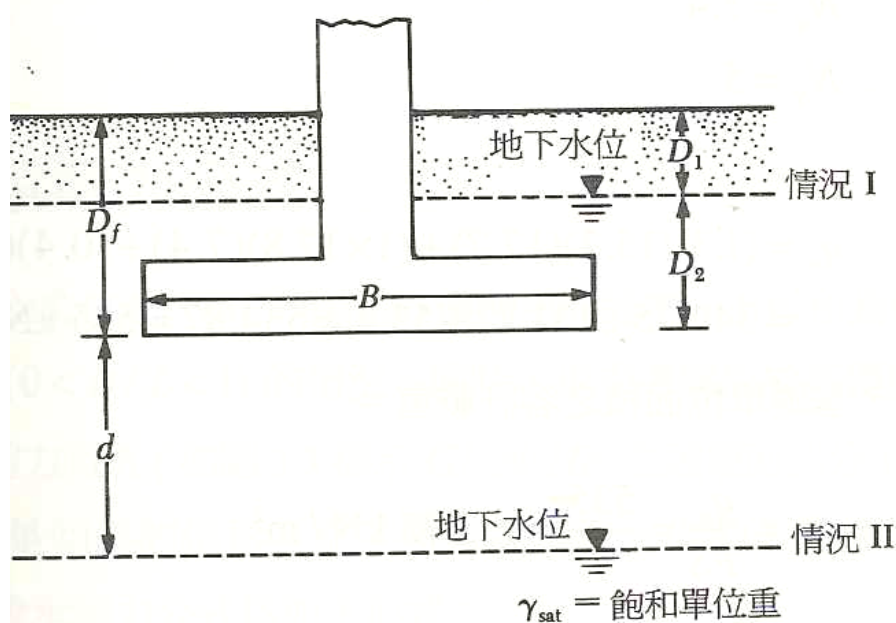


圖 4-2 承載力公式之地下水位修正

情況一：

地下水位位於 $0 \leq D_1 \leq D_f$ ，則承載力公式中的因數 q 可由下式求得：

$$q = \text{有效超載重} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

且式中最後一項 γ 值，須用 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 取代

情況二：

地下水位位於 $0 \leq d \leq B$ ，則因數

$$q = \gamma D_f$$

承載力最後一項 γ 因數，須以下列因數代替。

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

前項修正是假設土壤中無滲流流。

情況三

當地下水位位於 $d \geq B$ ，此時地下水對於極限承載力將無影響。

淨極限承載力

淨極限承載力定義為：支撐基礎之土壤單位面積之極限壓力減去基礎面上土壤所引起之壓力。假設基礎之混凝土單位重與其周圍土壤單位重之差異可忽略不計。

$$q_{net(u)} = q_u - q$$

式中 $q_{net(u)}$ = 淨極限承載力

安全係數

為了計算淺基礎的總容許承載力，安全係數被應用在總極限承載力中，即：

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS}$$

或

淨土壤應力增量=淨極限承载力/FS

$$= q_{all(net)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

上述公式所定義之安全係數應至少保持在 3 左右。

淺基礎之沉陷

承受載重之基礎沉陷可分類為兩種主要型式：瞬時或彈性沉陷(S_e)：與壓密沉陷(S_c)。基礎之瞬時沉陷發生在結構物建造期間或完工後之瞬間。壓密沉陷與時間有關，且為飽和粘質土壤中孔隙水排除所產生，基礎的總沉陷量為彈性沉陷和壓密沉陷之和。

$$S_T = S_e + S_c$$

圖 4-3 列示一受到單位面積上之淨力等於 q_0 之淺基礎，假設支承土壤之柏松比及楊氏模數分別為 μ_s 和 E_s 。理論上若 $D_f=0$ ， $H=\infty$ ，且基礎為完全柔性，則瞬時沉陷可以表示如下(Harr 1966):

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{柔性基礎之角隅})$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{柔性基礎之中央})$$

式中

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) \right] + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right)$$

$$m = B / L$$

B = 基礎寬度

L = 基礎長度

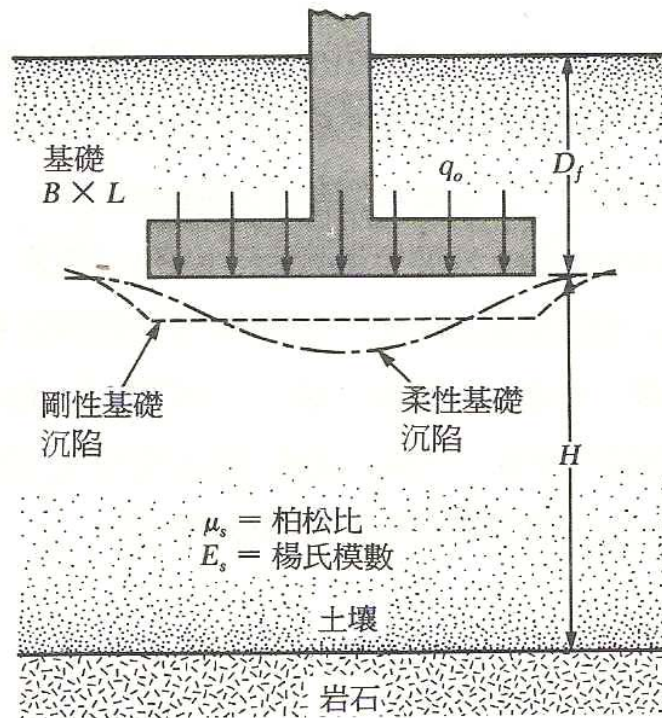


圖 4-3 柔性及剛性基礎之彈性沉陷

對不同的長寬比(L/B)之 α 值如圖 4-6 所示，柔性基礎之平均瞬時沉陷與剛性基礎之瞬時沉陷即可表示為：

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (\text{柔性基礎之平均值})$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{剛性基礎})$$

各種不同形式基礎之 α 值示於圖 4-4 中

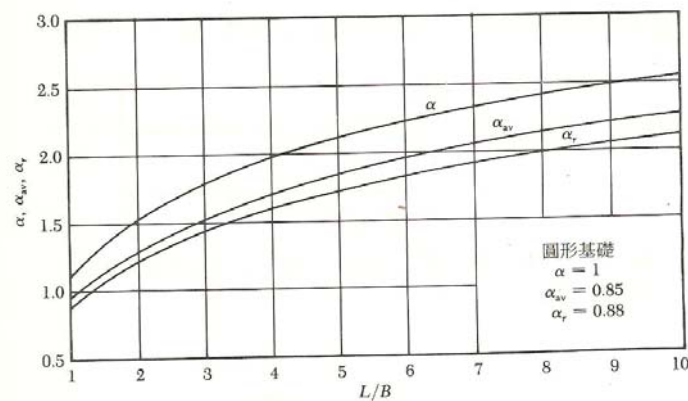


圖 4-4 不同形式基礎之 α 值

壓密沉陷

參考前土壤力學篇。

筏式基礎之一般形式

目前使用之筏式基礎有很多種型式，版加底牆成爲筏式基礎之一部分[圖 4-5]：牆作筏式基礎之加勁條，爲目前台灣高樓地下室最常採用的形式。

基礎有時由基樁支承，樁有助於減少位高度壓縮性土壤上結構物之沉陷，於地下水位較高處，筏式基礎經常置於基樁上以控制浮力。

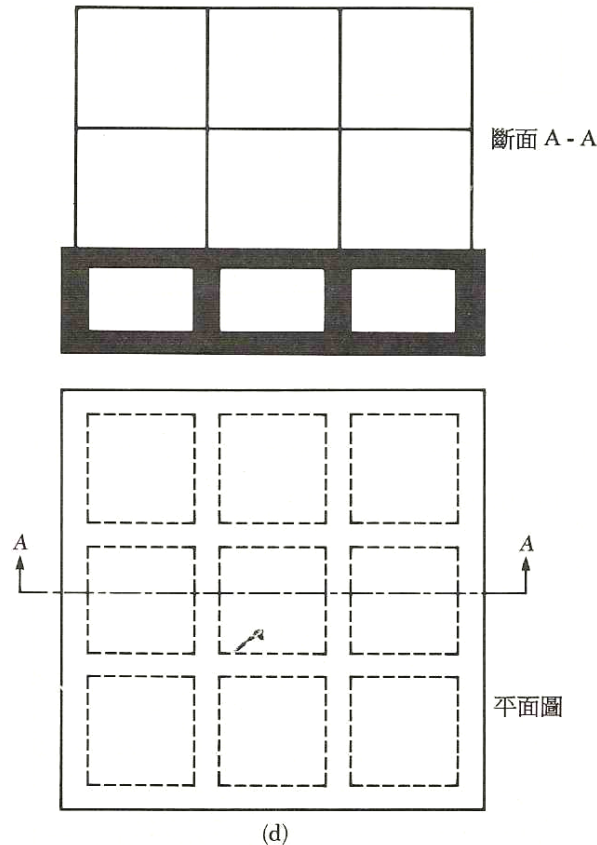


圖 4-5 筏式基礎形式版加底牆

筏式基礎之承載力

筏式基礎之總極限承載力可由同淺基礎之公式或

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

上式之 B 項爲筏式基礎之最小尺寸。

淨極限承載力可表爲

$$q_{all(net)} = q_u - q$$

計算淨容許承載力應使用合適之安全係數。對座落於粘土上之筏式基礎，於靜載重和最大活載重作用下之安全係數不應小於 3。然而於最極端情形下，安全係數至少最小應該爲 1.75 至 2 之間。建造於砂土上之筏式基礎，一般使用安全係數爲 3，對大多數實務情形，砂土上之筏式基礎抵抗承載力破壞之安全係

數相當之大。

對於 $\phi=0$ 之飽和黏土於垂直載重條件下公式為:

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

當 $\phi=0$ 時

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

帶入後得

$$q_u = 5.14c_u \left(\frac{1+0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) + q$$

因此淨極限承载力為

$$q_{u(\text{net})} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)$$

若以安全係數為 3 則可表示為

$$q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_{u(\text{net})}}{FS} = 1.713c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)$$

筏式基礎之差異沉陷

美國混凝土協會委員會 436(1966)建議下列方法計算筏式基礎之差異沉陷。依此方法，剛性因數(K_r)可計算為

$$K_r = \frac{E'I_b}{E_s B^3}$$

式中

E' = 結構物使用材料之彈性模數

E_s = 土壤之彈性模數

B = 基礎之寬度

I_b = 與 B 成直角時結構物單位長度之慣性矩

$E'I_b$ 項可表為

$$E'I_b = E \left(I_F + \sum I_{b'} + \sum \frac{ah^3}{12} \right)$$

$E'I_b$ = 與 B 成直角時基礎單位長度之撓曲剛度

$\sum E'I_b$ = 構件之撓曲剛度

$\sum (E'ah^3/12)$ = 剪力牆之撓曲剛度

a = 剪力牆之厚度

h = 剪力牆之高度

根據 K_r 值，差異沉陷和總沉陷之比(δ)可用下面方法估計之:

- 1.若 $K_r > 0.5$ ，可視為剛性筏式基礎， $\delta = 0$ 。
- 2.若 $K_r = 0.5$ ，則 $\delta = 0.1$ 。
- 3.若 $K_r = 0$ ，對於方形筏式基礎 $B/L=1$ ， $\delta = 0.35$;對於長條形筏式基礎($B/L=0$)則 $\delta = 0.5$

補償式基礎

筏式基礎之沉陷可藉由減少土壤淨壓力增量而降低，可以增加埋入深度 D_f 達成，這種增加埋入深度對預期有大量壓密沉陷之軟弱粘土上之筏式基礎尤其重要。作用於土壤之淨平均壓力為

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

對筏式基礎下方土壤淨土壓力沒有增加時， q 應等於零，因此

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma}$$

前式 D_f 之關係通常稱為完全補償基礎之深度。

部分補償基礎(即 $D_f < Q/A_r$)防止承載力破壞之安全係數可表為

$$FS = \frac{q_{u(net)}}{q} = \frac{q_{u(net)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

對飽和黏土而言，防止承載力破壞之安全係數可求得:

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

4-2 樁基礎

載重傳遞機制

如果在地表之載重 Q 逐漸增加，不管樁尺寸和長度大小，當土壤和樁相對位移約 5-10mm，沿著樁身之最大摩擦阻力將完全趨動，但是最大樁底阻抗 Q_p 一直要到樁尖移動量超過 10%-25%之樁寬或直徑才會趨動。

估計樁支承力之公式

樁之極限支承力可以表示為樁底所支承之載重加上導源於土壤-樁界面之總摩擦阻力(表面摩擦力)和之簡單公式(圖 4-6)意即

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

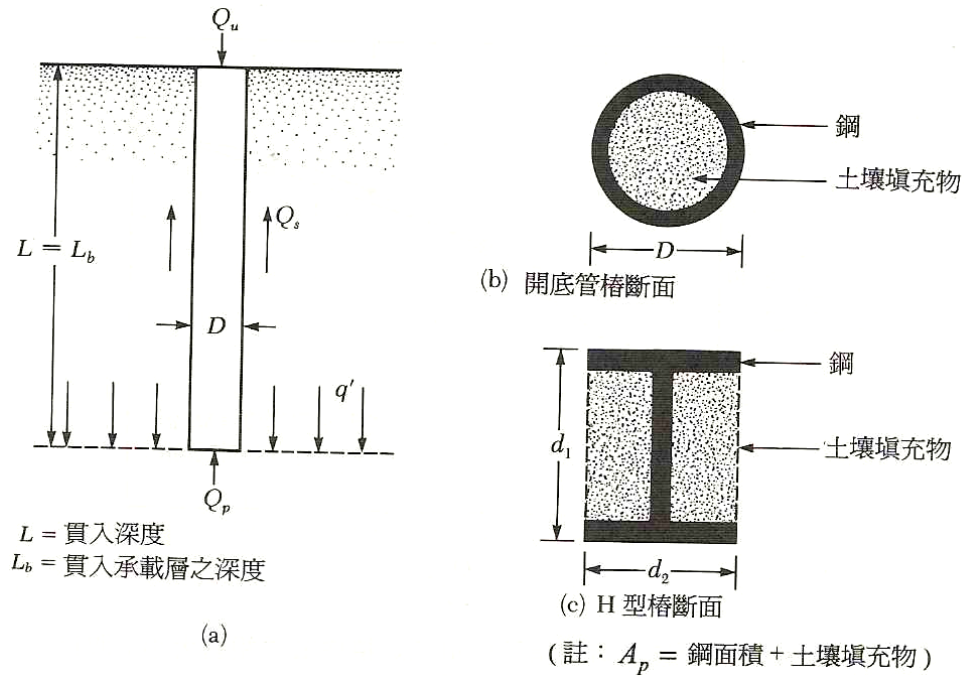


圖 4-6

樁底支承力 Q_p

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

A_p = 樁尖面積

c = 支承樁尖土壤之凝聚力

q_p = 單位樁底阻抗

q' = 在樁尖水準面上之有效垂直應力

N_c^* , N_q^* = 支承力因數

Meyerhof 法

對砂土 $C=0$ 故公式簡化為

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

對飽和粘土之不排水情況之樁 $\phi=0$

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p$$

c_u = 樁尖底下土壤之不排水剪力強度

臨界深度 L'

有效垂直應力 σ_v' 將隨樁深度增加直到樁深度到達 15-20 倍樁直徑深，則趨於常數。

$$L' = 15D$$

摩擦阻力 Q_s

樁之摩擦或表面阻力可以表示為

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

其中 p = 樁斷面之周長

ΔL = 在取 p 和 f 為定值處，樁體之增量長度

f = 在任何已知深度 z 之單位摩擦阻力

砂土中之摩擦阻力:

樁在已知深度之單位摩擦阻力可表示為

$$f = K\sigma'_v \tan \delta$$

其中 K = 土壓力係數

σ'_v = 在所考慮深度之有效垂直應力

δ = 土壤－樁摩擦角

實際上， K 值隨深度而變化，在樁之頂部約等於 Rankine 被動土壓係數 (K_p)，而在樁尖可能小於靜止土壓係數 (K_o)。它亦隨樁之安置特性而定，依目前已知之結果，以下之平均 K 值：

對於鑽掘或噴射樁

$$K = K_o = 1 - \sin \phi$$

對於低度排土貫入樁

$$K = K_o \text{ — 下限}$$

$$K = 1.4K_o \text{ — 上限}$$

對於高度排土貫入樁

$$K = K_o \text{ — 下限}$$

$$K = 1.8K_o \text{ — 上限}$$

黏土中之摩擦阻力:

根據 α 法，粘質土壤中之單位表面阻力可由下式表示

$$f = \alpha c_u$$

其中 α = 經驗附著力因數

α 值之大略變化示於圖 4-7，注意對於 $c_u \leq$ 約 50 kN/m^2 之正常壓密粘土， α 值等於 1，因此

$$Q_s = \sum fp\Delta L = \sum \alpha c_u p\Delta L$$

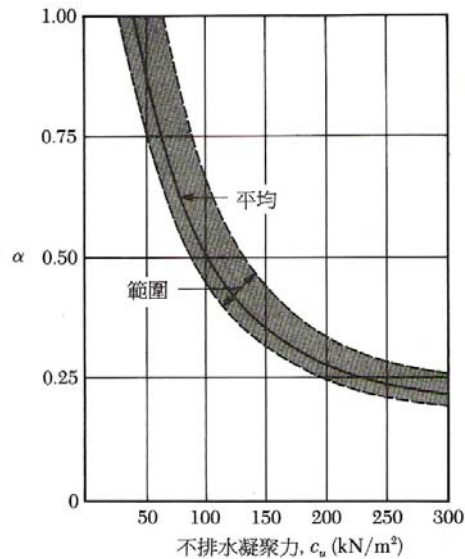


圖 4-7 黏土不排水凝聚力與 α 之關係

岩石上之樁底支承力

有時樁被打入底下之岩層，在此情況下，我們必須計算岩石之支承力。岩石中之極限單位樁底阻抗可近似表示為

$$q_p = q_u (N_\phi + 1)$$

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

q_u = 岩石無圍壓縮強度

岩石之無圍壓縮強度可用現場調查所收集岩石試體之室內試驗來決定，但是在求得適當之 q_u 值時應特別注意，因為試驗室試體直徑通常很小。試體直徑增加，無圍壓縮強度降低，此稱為規模效應。對於直徑約大於 1 公尺之試體 q_u 值大致保持常數，此效應顯示， q_u 大小有 4 至 5 倍之折減。岩石中之規模效應主要由隨機分佈之大小裂縫及沿著滑動線所導致。因此，時常推薦下列公式

$$q_u = \frac{q_{u(\text{實驗})}}{5}$$

樁之容許承載力

一旦樁之總極限支承力由樁底支承力及摩擦 (或表面) 阻力之和決定，則應使用合理之安全係數以獲得每支樁之容許載重，意即

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FS}$$

其中 Q_{all} = 每支樁之容許支承力

FS = 安全係數

一般安全係數使用範圍從 2.5-4，依極限載重計算之不確定數而定。

樁之沉陷

在垂直工作載重下 (Q_w) 樁之沈陷由三種因素所導致：

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

其中 s = 總樁沈陷

s_1 = 樁身沈陷

s_2 = 由樁底載重所導致之樁沈陷

s_3 = 沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷

s_1 之決定

如果我們假設樁材料具彈性，則樁身之變形可用基本材料力學原理來計算：

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

其中 Q_{wp} = 在工作載重條件下樁底所承受之載重

Q_{ws} = 在工作載重條件下摩擦 (表面) 阻力所承受之載重

A_p = 樁斷面積

L = 樁長

E_p = 樁材料之楊氏模數

ξ 大小將依沿著樁身單位摩擦 (表面) 阻力分佈特性而定，如果 f 之分佈特性為均勻或拋物線，如圖 4-8 (a) 及 (b) 所示，則 ξ 等於 0.5。然而，對於三角形分佈之 f [圖 4-8 (c)]， ξ 值約為 0.67 (Vesic, 1977)。

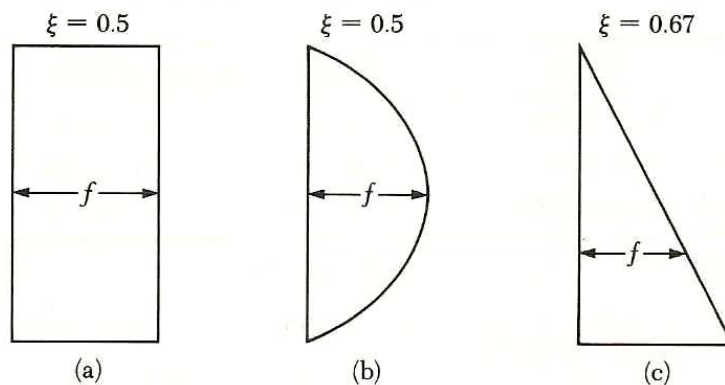


圖 4-8 沿樁身單位摩擦阻力分佈之各種類型

S_2 之決定

樁底承受載重所導致之樁沈陷可用近似於淺基礎之型式表示

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

其中 D = 樁之寬度或直徑

q_{wp} = 在樁底單位面積上之樁底載重 = Q_{wp} / A_p

E_s = 在樁底下之土壤楊氏模數

μ_s = 土壤柏松比

I_{wp} = 影響因素

Vesic (1977) 曾提出半經驗方法以求得沈陷 s_2 之大小。這可由下式表示

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p}$$

其中

$$C_s = \text{經驗常數} = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D}) C_p$$

表 4-3 典型的 C_p 值

土壤型式	貫入樁	鑽掘樁
砂土 (緊密至鬆散)	0.02-0.04	0.09-0.18
粘土 (硬至軟弱)	0.02-0.03	0.03-0.06
沈泥 (緊密至鬆散)	0.03-0.05	0.09-0.12

取自 A、S、Vesic 所寫之基樁設計 (1977)。

其中 q_p = 樁底之極限阻抗

C_p = 經驗係數

各種土壤之代表性 C_p 值示於表 4-3 中

S₃之決定

由樁身支承载重所導致的樁沈陷可用類似公式 之關係表示，即

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

其中 p = 樁之周長

L = 樁之貫入深度

I_{ws} = 影響因素

注意上式之 Q_{ws} / pL 是沿樁身 f 之平均值。影響因素 I_{ws} 可用一簡單經驗式表示 (Vesic, 1977) :

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Vesic (1977) 曾提出一類似於公式之簡單經驗關係式以求得 s_3

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p}$$

群樁效率

在多數情況下，工程施工皆使用群樁方式以傳遞結構物載重達到土層中，如圖 4-9 所示。於群樁頂端設置一樁帽 (pile cap)，樁帽可與地面接觸，如圖 4-9 (a) 所示。海域平台建築時，樁帽也可高出地面而設置之，如圖 4-9 (b) 所示。

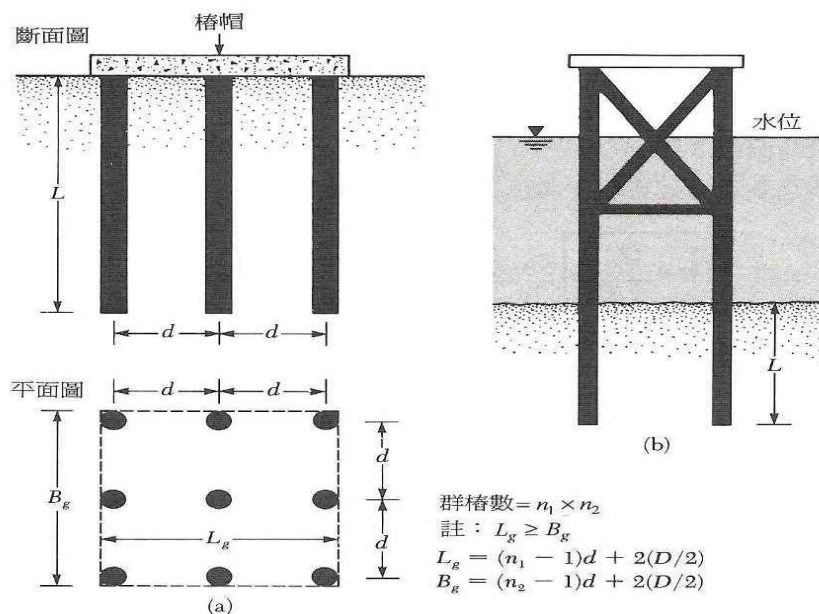


圖 4-9 群樁

前一節已討論單樁之載重支承力。決定群樁之載重支承力是一件非常困難的問題以致至今尚無完全之解決方法。因各樁之安置距離相近，因此群樁傳遞至土壤之應力會重疊 [如圖 4-9 (c)]，此種假設是合乎道理的，因而將減低樁的總體支承力，理想情況是經設計安排後之一組群樁，其總體的支承力應不小於單一樁體支承力總和。事實上，各樁的中心間距 (d) 一般保持在最小 $2.5D$ 以上，一般情況為 $3-3.5D$ 。

群樁之支承力效率可定義為

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

其中 $\eta =$ 群樁效率

$Q_{g(u)} =$ 群樁之極限支承力

$Q_u =$ 單樁之極限支承力 (沒有群樁效應)

砂層中之群樁

許多工程師使用一簡化方式以取得在砂層中摩擦樁之群樁效率，可由圖 4-9 中解釋之，依群樁中各樁的間距而定，群樁的作用行為可為下列兩者之一：(1) 為一 $L_g \times B_g \times L$ 之三維塊體；(2) 獨立樁體。若群樁作用如一塊體，則其摩擦支承力可表示為 $f_{av} p_g L \approx Q_{g(u)}$ [註： $p_g =$ 塊體斷面之周長 $= 2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$ ，且 $f_{av} =$ 平均單位摩擦阻抗]。同理，若每支樁之作用為獨立時， $Q_u \approx p L f_{av}$ [註： $p =$ 每一樁體斷面周長]，因此

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av} [2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D] L}{n_1 n_2 p L f_{av}} \\ &= \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \end{aligned}$$

因此

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \right] \sum Q_{iu}$$

若各樁之中心間距 (d) 很大，可得 $\eta > 1$ ，在此情況下，各樁作為一獨立樁體。
因此，若 $\eta < 1$

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

若 $\eta \geq 1$

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

另一種 Converse-Labarre 方程式，亦經常於工程設計時被採用。

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

其中

$$\theta(\text{度}) = \tan^{-1}(D/d)$$

位於黏土層之群樁

位於黏土層中之群樁極限載重支承力可依下列方式估計：

1. 決定 $\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$

其中 $c_{u(p)}$ = 樁尖處粘土不排水凝聚力

同時，依公式

$$Q_s = \sum \alpha p c_u \Delta L$$

所以

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9 A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L]$$

2. 假設群樁之作用有如尺寸 $L_g \times B_g \times L$ 之塊體來決定極限支承力，則塊體之表面阻抗 =

$$\sum p_g c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

樁底之支承力可計算為

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

$$\sum Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

3. 比較公式所得之兩值，取較低值作為 $Q_{g(u)}$ 。

岩石中之群樁

位於岩石層上之點承群樁，許多建築規範指定 $Q_{g(u)} = \sum Q_u$ ，假設群樁之各樁最小中心間距等於 $D + 300 \text{ mm}$ ，對 H 型樁及正方形斷面樁，其 D 值為斷面對角線長度。

群樁之壓密沉陷

粘土層中樁之壓密沈陷可採圖以 2:1 應力分佈法近似估計出，採用此法之計算程序如下 (參考圖 4-10)：

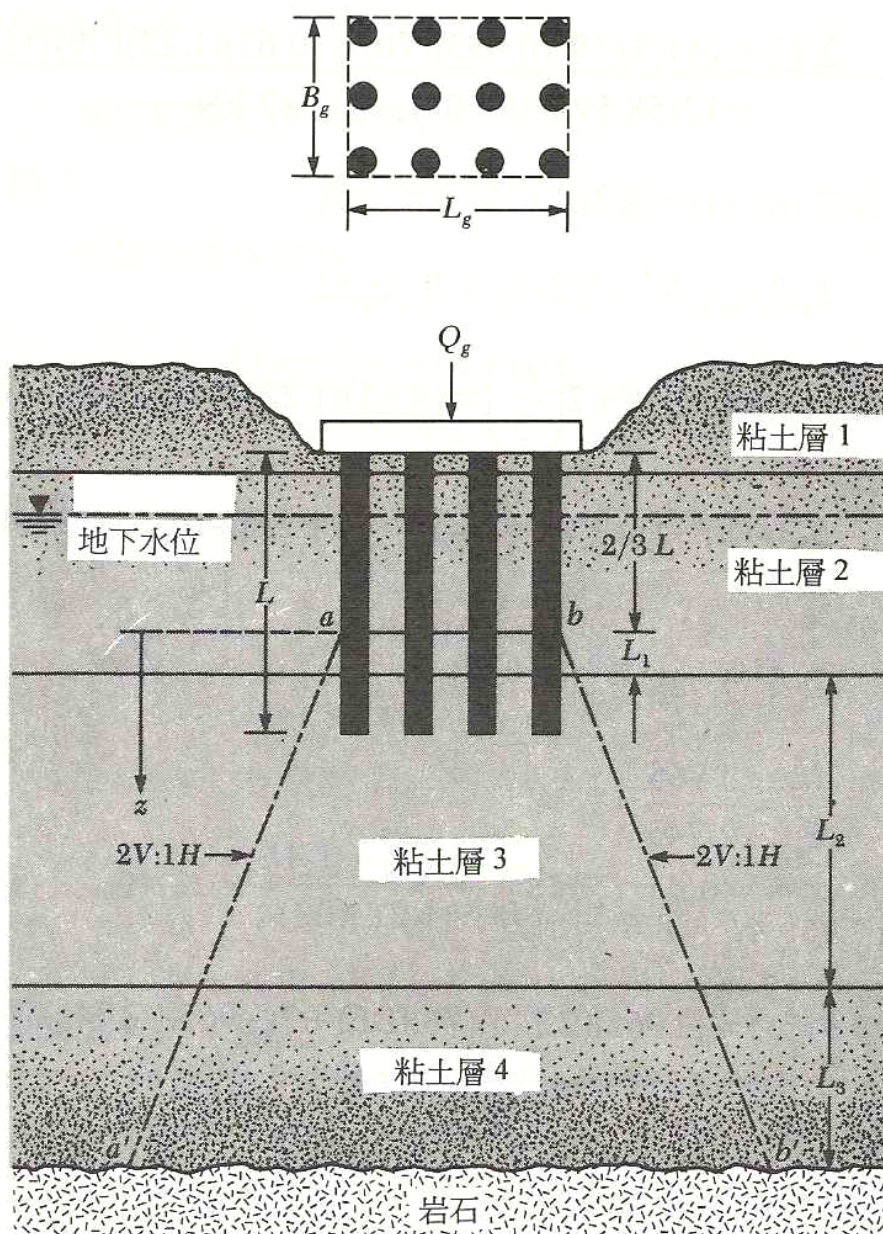


圖 4-10 群樁之壓密沉陷

1. 群樁貫入深度為 L ，承受一總載重 Q_g ，若樁帽低於原地表高度，則 Q_g 等於上層結構物載重減去因開挖而移去之有效土重。

2. 假設載重 Q_g 自樁頂以下 $2L/3$ 深度處，開始將載重傳送至土壤，如圖 4-10 所示。亦即由 $z=0$ 處起載重 Q_g 之分佈為 2 (垂直) : 1 (水平) 方式向下傳遞。線 aa' 和 bb' 為此 2 : 1 之兩線。

3. 計算每層土壤中央因載重 Q_g 而產生之應力增加量：

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

其中 $\Delta p_i = i$ 層中央之應力增加量

$L_g, B_g =$ 群樁平面之總長度及寬度

$z_i =$ 由 $z=0$ 至第 i 層粘土中央之距離

舉例說明，在圖 4-10 中之第 2 層粘土 $z_i = L_1/2$ 。同理，第 3 層之 $z_i = L_1 + L_2/2$ 第 4 層 $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$ ，至於第 1 層粘土層由於位於 $z=0$ 以上之水平面，因此土層之應力不會增加。

4. 計算因應力增加而導致各層粘土之沈陷：

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] H_i$$

其中 $\Delta s_i = i$ 土層之壓密沈陷量

$\Delta e_{(i)} = i$ 土層因應力增加產生之空隙比改變量

$e_o = i$ 土層之起始空隙比 (建築之前)

$H_i = i$ 土層之厚度 (註：在圖 4-10 中，第二層粘土厚為 L_1 ，第三層為 L_2 ，第四層為 L_3)

$\Delta e_{(i)}$ 之關係式列於第一章。

5. 群樁之總體壓密沈陷量為

$$\Delta s_{g(c)} = \sum \Delta s_i$$

此外群樁之壓密沈陷可能因附近填土，相接樓板載重及降低地下水位等因素而產生。

群樁之彈性沉陷

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{DS}}$$

B_g = 群樁斷面寬度

D = 單樁之寬度或直徑

S = 相對工作載重下單樁之彈性沉陷

負表面摩擦力

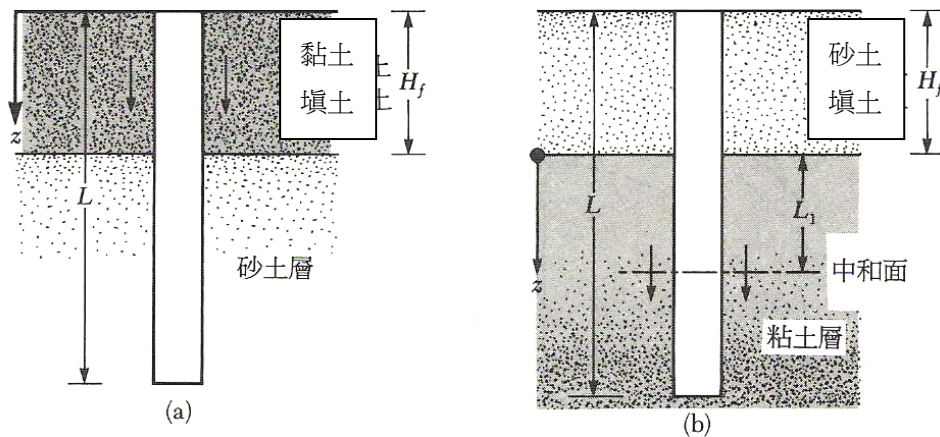


圖 4-11 負表面摩擦力

1. 若一樁已貫入砂層中並以粘土填於其上，則填土將逐漸壓密，在其壓密過程中將產生對樁之向下拉力，如圖 4-11 所示。
2. 若一樁貫入軟弱粘土層中並以砂土填於其上，如圖 4-11 所示，將導致軟弱粘土層之壓密行為並且產生對樁身之向下拉力。
3. 降低地下水位會增加任意深度之有效垂直應力，並產生粘土層之壓密沈陷。若一樁位於此粘土層中，將產生對樁身之向下拉力。

在某些情況下，向下之拉力可能過大並導致基礎破壞，本節將敘述兩種計算負表面摩擦力的暫行方法：

粘土填土位於粒狀土壤之上

作用於樁上之負表面摩擦應力可計算為：

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta$$

其中 $K' =$ 土壓係數 $= K_o = 1 - \sin \phi$

$\sigma'_v =$ 任意深度 z 之有效垂直應力 $= \gamma'_f z$

$\gamma'_f =$ 填土有效單位重

$\delta =$ 土壤－樁身之摩擦角 $\approx 0.5 - 0.7\phi$

因此，作用於樁身之總體向拉力， Q_n ，可表為

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma_f \tan \delta)z dz = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan \delta}{2}$$

其中 H_f = 填土高度

若填土位於地下水位以上，則 γ_f 應以濕單位重代替。

粒狀填土位於黏土層上

在此情況下，有足夠證據顯示樁上之負表面應力可能存在於 $z=0$ 至 $z=L_1$ ，此稱為中和深度（參見 Vesic，1977，pp. 25-26），中和深度可表示為（Bowles，1982）：

$$L_1 = \frac{(L-H_f)}{L_1} \left[\frac{L-H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma} \right] - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma}$$

其中 γ_f 和 γ = 填土及下層粘土之有效單位重

一旦 L_1 決定後，則向拉力可依下式計算：在 $z=0$ 至 $z=L_1$ 深度內之單位負表面摩擦力為

$$f_n = K'\sigma'_v \tan \delta$$

其中

$$K' = K_o = 1 - \sin \phi$$

$$\sigma'_v = \gamma_f H_f + \gamma z$$

$$\delta = 0.5 - 0.7\phi$$

因此，總向拉力

$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma_f H_f + \gamma z) \tan \delta \cdot dz \\ &= (pK'\gamma_f H_f \tan \delta)L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma \tan \delta}{2} \end{aligned}$$

如果黏土及砂土層填土位於水位以上則有效單位重以濕土單位重代替。

4-3 擋土牆與加勁擋土牆

當設計擋土牆時，必須先假設一些尺寸，通常稱為配比，以供工程師作穩定檢核。若穩定分析結果不滿意時，也能藉此改變斷面尺寸再進行覆檢，圖 4-12 示一般擋土牆各部分之比例可用來作初步檢核。

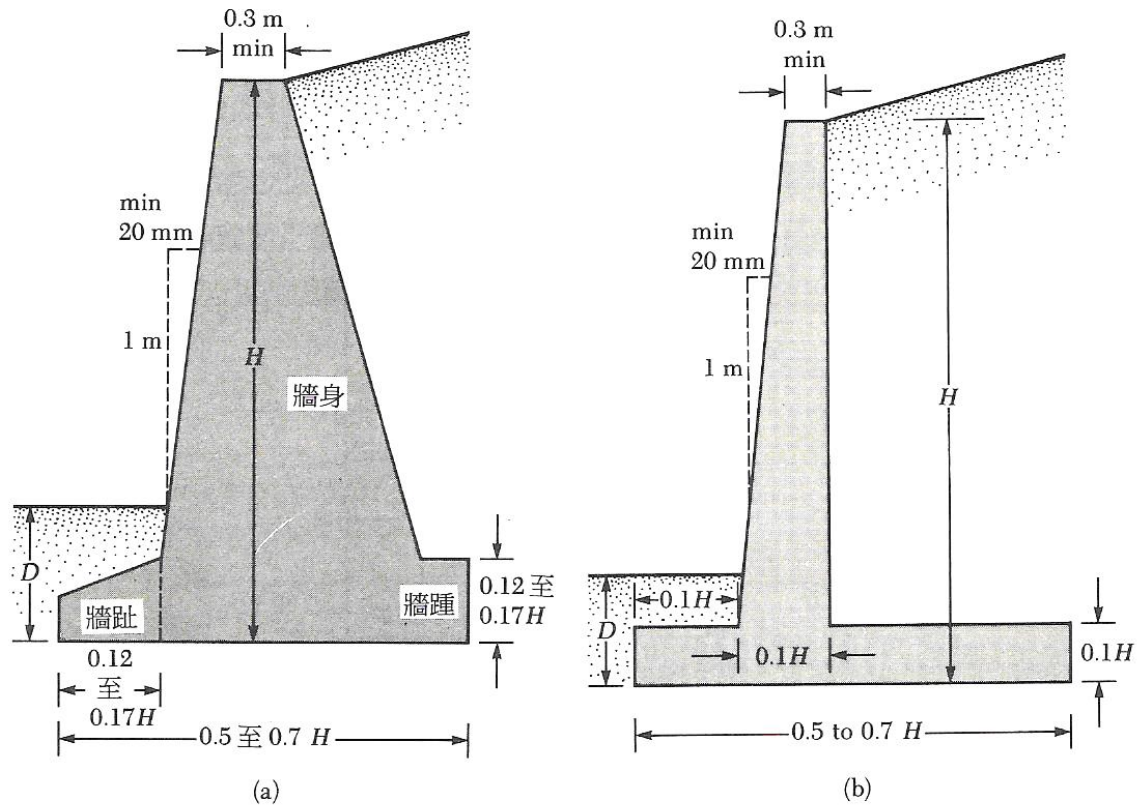


圖 4-12 作為初步穩定檢核之擋土牆各部分之近似尺寸圖：(a) 重力式；(b) 懸臂式 (註：D 的最小尺寸為 0.6 m)

注意任何擋土牆牆身頂部不得小於 0.3 m (≈ 12 in.) 使能適當地澆灌混凝土。埋入深度 D ，亦須不小於 0.6 m (≈ 2 ft)，且底板底部亦須設置在季節冰凍線以下。

若為垛式擋土牆，其各部分設計型式與懸臂式相同，扶版可為 0.3 m (≈ 12 in.) 厚，中心距為 $0.3H$ 至 $0.7H$ 間。

靜止土壓力

地表下任一深度 Z 之垂直有效應力為

$$\sigma_v = q + \gamma z$$

則在牆後之側向土壓力可表為

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v' + u$$

對於正常壓密之粒狀土壤而言 k_0 關係式為

$$\sigma_0 = K_0 \sigma_v$$

對於正常壓密之黏土而言 k_0 關係式為

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

選取一適當之靜止土壓係數值，可利用公式，決定側向土壓力隨深度 z 之變化。圖 4-13 牆後之土壤，其 σ_h 隨深度之變化情形可如圖 4-13 所示。若載重 $q=0$ 及孔隙水壓 $u=0$ 時，則壓力圖將呈一三角形之分佈。於圖 4-13 中，牆每單位長度所承受之土壤總壓力 P_0 。可從圖 4-13 中之壓力圖面積獲得，意即

$$P_0 = P_1 + P_2 = qK_0H + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0$$

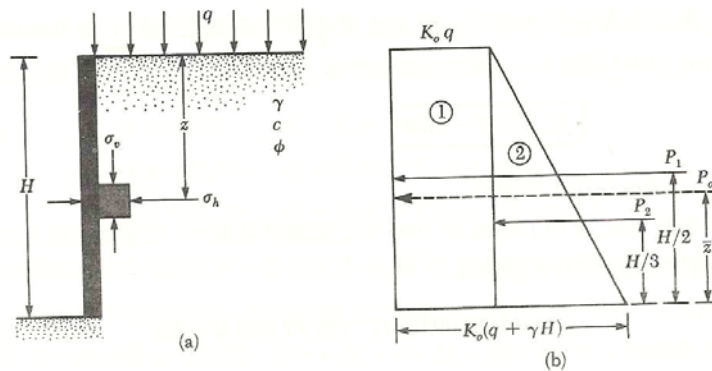


圖 4-13 靜止土壓力

Rankine 主動土壓力

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

張力裂縫發生後，作用於牆上之力，僅由深度 $z = z_c$ 至 $z = H$ 間分佈之壓力造成，如圖 4-14 中畫有線條之面積所示，且可表示為

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a})$$

$$P_a = \frac{1}{2} \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a})$$

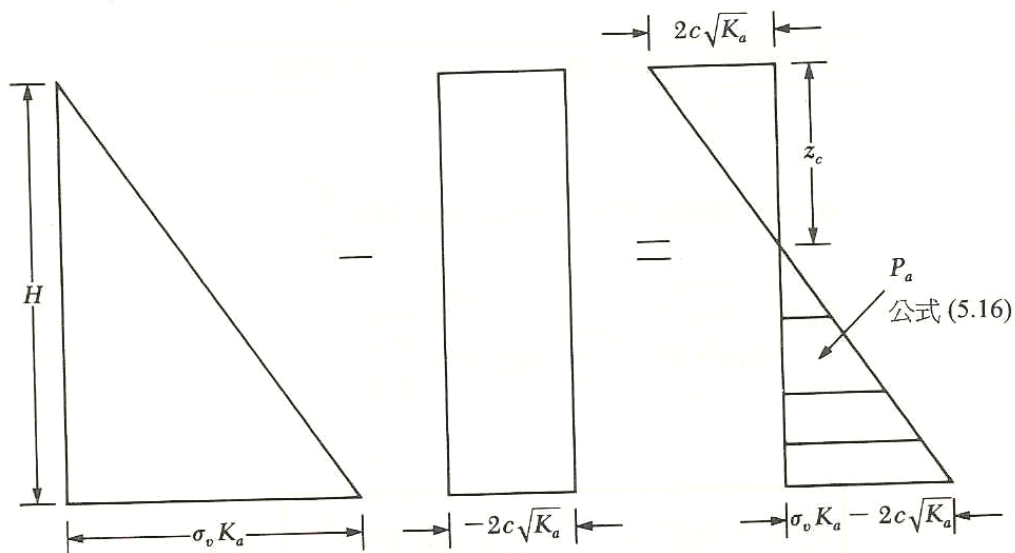


圖 4-14 主動土壓力

Rankine 被動土壓力

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

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

從圖 4-15 可得被動土壓力為

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$$

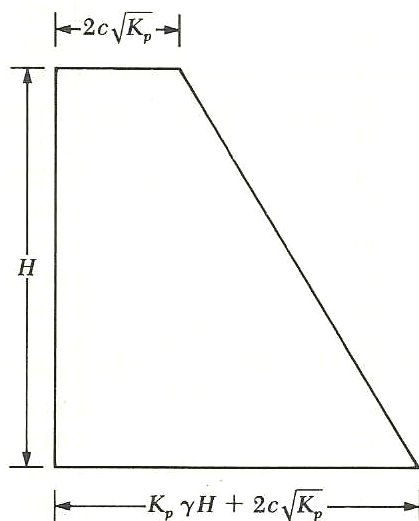


圖 4-15 被動土壓力

側向土壓力在設計上之應用

前面已有數節討論側向土壓力計算之基本理論，爲了使用這些理論在設計上，則需先作數項假設。以懸臂式爲例，如欲以 Rankine 土壓力理論作穩定檢核，如圖 4-16 (a) 所示，需先通過 A 點作一垂直之 AB 線，假設 Rankine 主動條件存在於 AB 垂直面上，如此才能由 Rankine 主動土壓力公式來計算作用於

AB 面上之側向土壓力。於分析牆之穩定性時，力 $P_{\alpha(\text{Rankine})}$ ，牆踵上之土壤重量 (W_s) 以及混凝土重量 (W_c) 皆需列入考慮。若 AC 線所包圍之剪力區不受擋土牆身之干擾，則沿 AB 面上產生 Rankine 主動土壓之假設理論上是正確地，AC 線和垂線之夾角 η 角亦可計算出

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right)$$

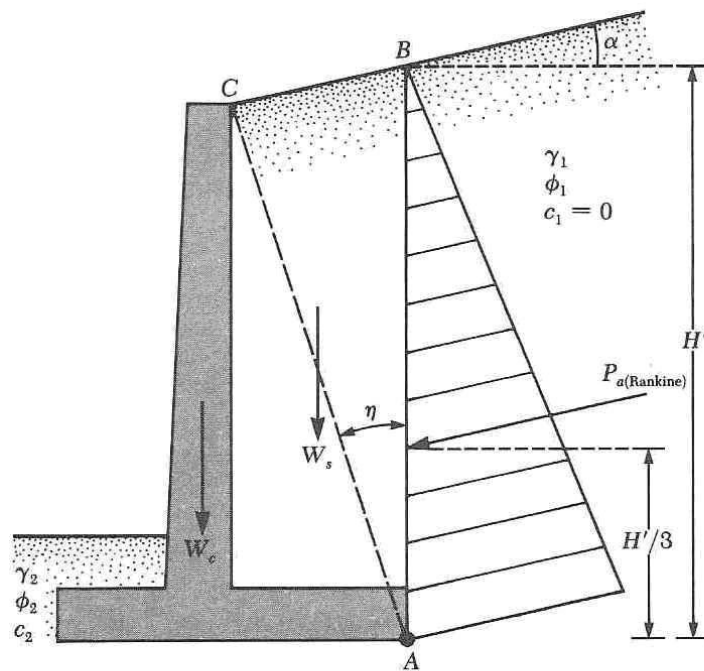


圖 4-16 決定側向土壓力之假設

穩定檢核

欲檢核一擋土牆之穩定性，須進行下列之步驟

1. 針對牆趾之傾倒檢核。
2. 沿牆底座滑動破壞之檢核。
3. 牆底基座之支承力破壞檢核。
4. 沉陷檢核。
5. 總體穩定性檢核。

傾倒檢核

圖 4-17 係假設 Rankine 主動土壓力作用於經過牆踵之垂直面 AB 上時，作用於重力式及懸臂式擋土牆上之各種力量。 P_p 表示 Rankine 被動土壓力，其大小可表示為

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

式中 γ = 底版下以及牆踵前土壤之單位重

K_p = Rankine 被動土壓係數

c_2, ϕ_2 = 凝聚力及土壤摩擦角

針對牆趾抗傾倒所採取之安全係數一意即在圖 4-17 中之 C 點一可表示為

$$FS_{(\text{傾倒})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

式中 $\sum M_O$ = 對 C 點之傾倒力矩總和

$\sum M_R$ = 對 C 點之抗傾倒力矩總和

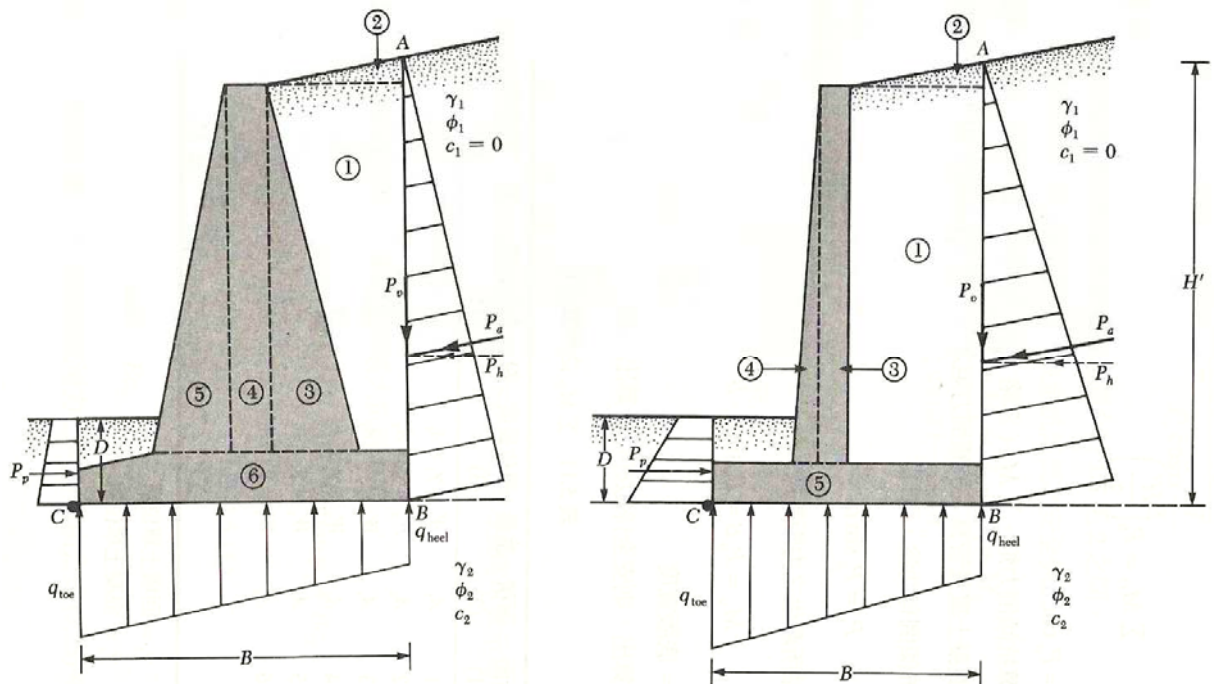


圖 4-17 使用 Rankine 土壓力計算方法檢核傾倒

傾倒力矩可表示為

$$\Sigma M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right)$$

式中 $P_h = P_a \cos \alpha$

關於計算抗傾倒力矩， ΣM_R (忽略 P_p)，可列出一表 (如表 4-4)，牆踵上方土重與混凝土重量皆算入抗傾倒力矩之內，且 P_v (主動土壓力 P_a 之垂直分量) 也對抗傾倒有助益，意即

$$P_v = P_a \sin \alpha$$

P_v 力對 C 點所產生之力矩等於

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha \cdot B$$

式中 $B =$ 底版寬度

一旦 ΣM_R 算出，則安全係數亦可計算出，即

表 4-4 計算過程

斷面 (1)	面積 (2)	重量 / 單位長度 (3)	對 C 點力臂長 (4)	對 C 點力矩 (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

註： $\gamma_1 =$ 回填土單位重

$\gamma_c =$ 混凝土單位重

$$FS_{(\text{傾倒})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}}$$

一般所採用之抗傾倒安全係數範圍介於 1.5 至 2 之間。
另外有些設計者也常採用下式決定抗傾倒之安全係數。

$$FS_{(\text{傾倒})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{(P_a \cos \alpha) \frac{H'}{3} - M_v}$$

沿牆底滑動檢核

抵抗滑動之安全係數可以下式表示之

$$FS_{(\text{滑動})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

式中 $\sum F_{R'}$ = 水平阻力總和

$\sum F_d$ = 水平推力總和

參考圖 4-18，可看出位於牆基底下之土壤剪力強度可表示為

$$s = \sigma \tan \phi_2 + c_2$$

因此，牆底版所能產生之單位長度最大抗滑力為

$$R' = s (\text{斷面面積}) = (B \times 1) = B\sigma \tan \phi_2 + Bc_2$$

但

$$B\sigma = \text{垂直力總和} = \sum V$$

所以

$$R' = (\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2$$

如圖 4-18，被動土壓力 P_p 亦為一抗滑力量， P_p 可由公式得知，因此

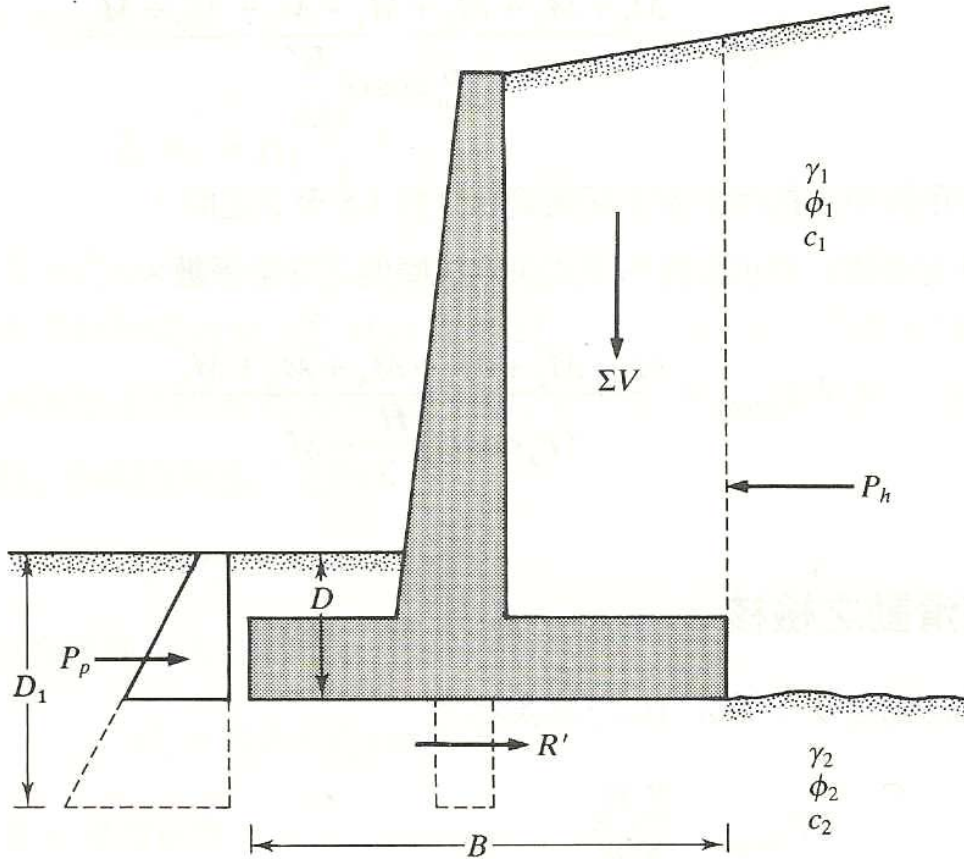


圖 4-18 牆基滑動檢核

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p$$

唯一能產生水平推力以迫使牆滑動者（驅動力）為主動土壓力 P_a 之水平分量，所以

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

將公式 結合，可得

$$FS_{(滑動)} = \frac{(\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

一般抗滑動之安全係數採用值為 1.5。

於許多情況下計算滑動安全係數時，被動土壓 P_p 經常忽略不計（對滑動而言），摩擦角 ϕ_2 亦常被折減計算，可能取原 ϕ_2 角之 1/2 至 2/3 間之角度。同樣地，凝聚力 c_2 值也折減為原凝聚值之 0.5 至 0.67 倍，因此

$$FS_{(滑動)} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

其中 k_1 和 k_2 範圍介於 $\frac{1}{2}$ 至 $\frac{2}{3}$ 之間。

在某些情況下，擋土牆本身條件無法滿足抗滑安全係數為 1.5 時，可於牆基底座下加接一樁頭以增加滑動阻抗，見圖 4-28 之虛線所示，若無樁頭裝置則牆趾被動土壓力為

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

若有樁頭裝置，則單位長度擋土牆之被動土壓為

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D' \sqrt{K_p}$$

式中 $K_p = \tan^2(45 + \phi_2 / 2)$

因 $D_1 > D$ ，樁頭顯然對牆趾處被動土壓力之增加大有助益，同樣也增大了抗滑安全係數，通常樁頭設置於牆身之下，使主鋼筋伸入樁頭之內。

支承力破壞檢核

由擋土牆底版傳入土壤之垂直壓力需與土壤本身之極限支承力相檢核，一般傳入土中之垂直壓力變化情形如圖 4-19 所示。注意 $q_{牆趾}$ 與 $q_{牆踵}$ 分別為牆趾和牆踵斷面尾端發生之最大及最小壓力，可以下列方式分別求出 $q_{牆趾}$ 與 $q_{牆踵}$ 之值：

作用於牆底版垂直力之總和為 $\sum V$ (參見表 4-4 第三列)，水平力為 $P_a \cos \alpha$ ，取 R 為合力，即

$$\overrightarrow{R} = \overrightarrow{\sum V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)}$$

這些力對 C 點 (圖 4-19) 所產生之淨力矩等於

$$M_{net} = \sum M_R - \sum M_O$$

注意 $\sum M_R$ 與 $\sum M_O$ 已定義過 [參見表 4-4 第五列]。假設其合力 R 作用線交底版於 E ，如圖 4-19 所示，距離 CE 可因此決定為

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{net}}{\sum V}$$

因此，合力 R 之偏心距，可表示為

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

關於牆底版下之壓力分佈，可利用一些簡單的材料力學原理來決定：

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{net}} y}{I}$$

式中 $M_{\text{net}} = \text{力矩} = (\Sigma V)e$
 $I = \text{底版斷面上單位長度之慣性矩}$
 $= \frac{1}{12}(1)(B^2)$

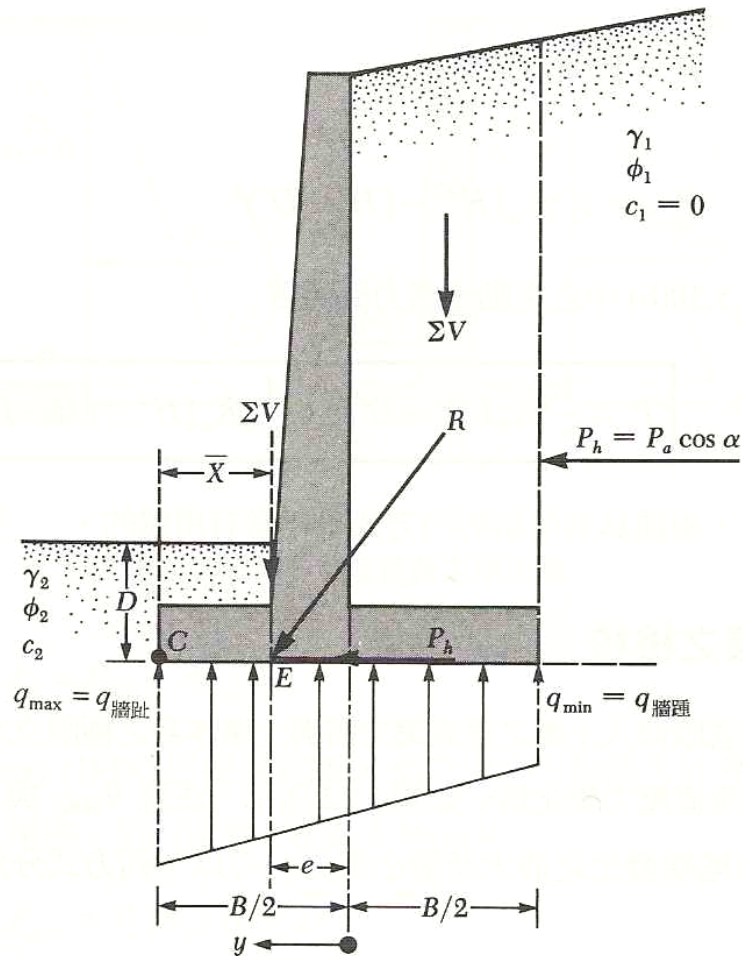


圖 4-19 支承力破壞檢核

將各值代入公式

$$q_{\max} = q_{\text{牆趾}} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

同理

$$q_{\min} = q_{\text{牆踵}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

注意 $\sum V$ 包含土壤重量，如表 4-4 所示，且當偏心距 e 值大於 $B/6$ 時， q_{\min} 將為負值 這暗示在牆踵尾端處將產生張應力，但土壤之張力強度甚小故不適宜，因此如分析結果發現 $e > B/6$ 時，需重新設計及計算。

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

式中

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

注意於形狀因素 F_{cs} ， F_{qs} 與 $F_{\gamma s}$ 皆為 1，因擋土牆可被視之為連續基礎。因此公式中沒有形狀因素。

一旦利用公式 計算出土壤之極限支承力後，則抗支承破壞之安全係數可決定出，即

$$FS_{(\text{承载力})} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

一般採安全係數為 3。在第三章中曾提過淺基礎之極限承载力發生於沉陷量達到基礎寬度 10% 時，但對擋土牆而言，其 B 值很大，因此其 q_u 值發生在相當大之基礎沉陷量。因此抵抗承载力破壞之安全係數將無法保證在所有情況下，結構物之沉陷是否在允許範圍內，此種狀況下應再作深入調查。

使用金屬條加勁之擋土牆

加勁土擋土牆是為柔性牆，他們主要的部分為：

1. 回填，為粒狀土壤。
2. 加勁條，為規則間隔放置之薄、寬長條。
3. 在面層之覆蓋，稱之為表皮。

圖 4-20 為一加勁擋土牆圖。注意，在任何已知深度，加勁條放置之水平中心間距為 S_H ，加勁條之垂直間距(中心距)為 S_V 。表皮可用比較柔性材料之斷面來建造。Lee Adams 和 Vagneron (1973) 已經証實，使用保守之設計，5 mm (約為 0.2 in.) 厚之鍍鋅鋼表皮足以支承高約 14 ~ 15m (45 ~ 50 ft) 之擋土牆。

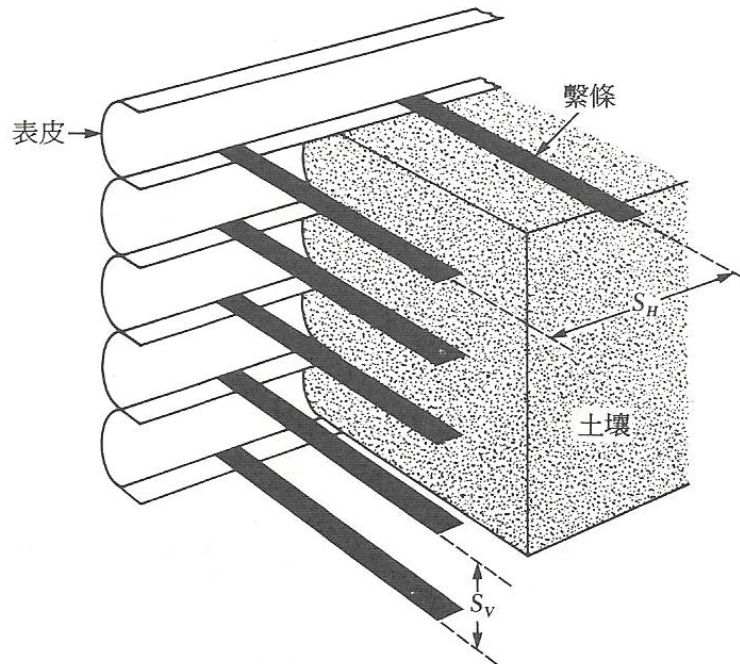


圖 4-20 加勁擋土牆

在某些場合裡，預鑄混凝土版亦可作為表皮使用。版上有凹槽可互相契合使土壤不能從接縫間流出。當使用金屬表皮時，他們使用螺栓接合在一起，且加勁條放置於表皮之間。

圖 4-21顯示一個金屬加勁繫條繫於混凝土版上。
最簡單和最常用於設計繫條的方法是 Rankine 法。

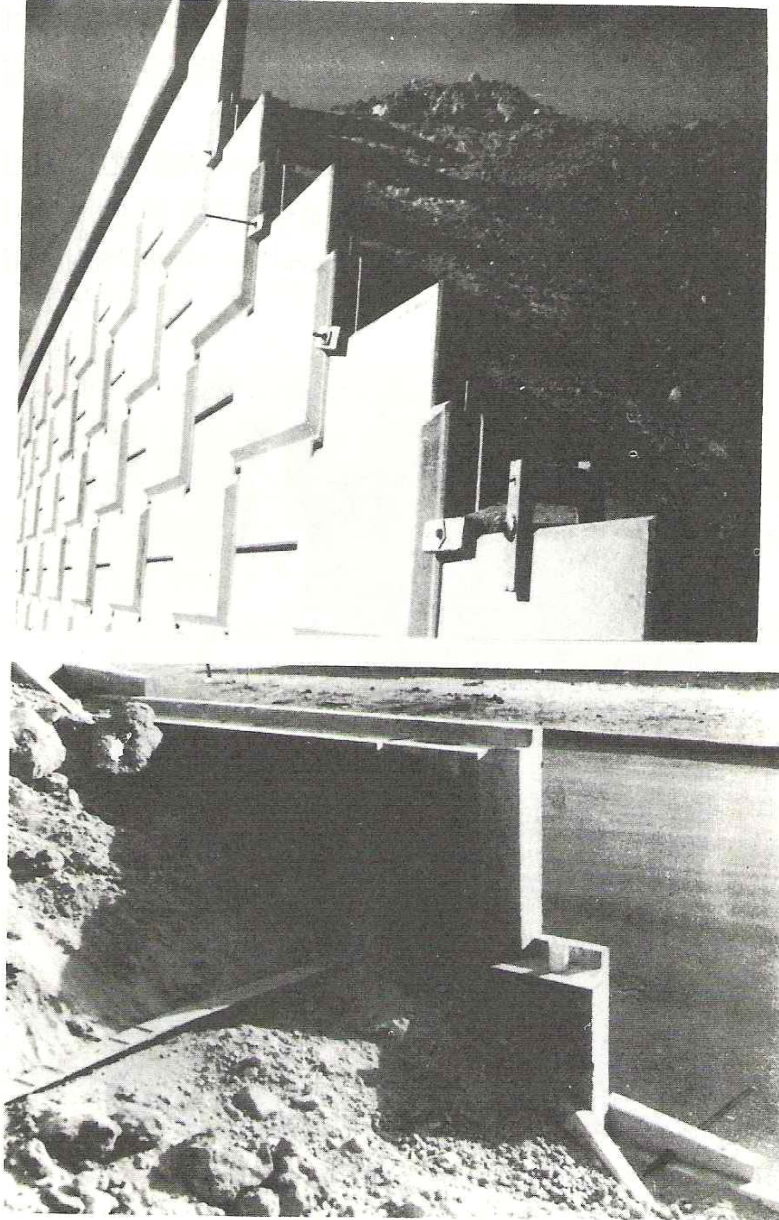


圖 4-21 施工中的加勁擋土牆(採用金屬條)

主動水平和垂直壓力計算

圖 4-22 (a) 表示一個單位重 γ_1 和摩擦角 ϕ_1 之粒狀回填土擋土牆。擋土牆的基礎以下，現地土壤已經開挖並採用如回填土之粒狀土壤加以夯實，在回填土以下，現地土壤有一個單位重 γ_2 、摩擦角 ϕ_2 和凝聚力 c_2 。地表超荷之強度每單位面積為 q 作用於擋土牆之頂端。此牆有加勁繫條設置於深度 $z = 0, S_v, 2S_v, \dots, NS_v$ ，牆的高度等於 $NS_v = H$ 。

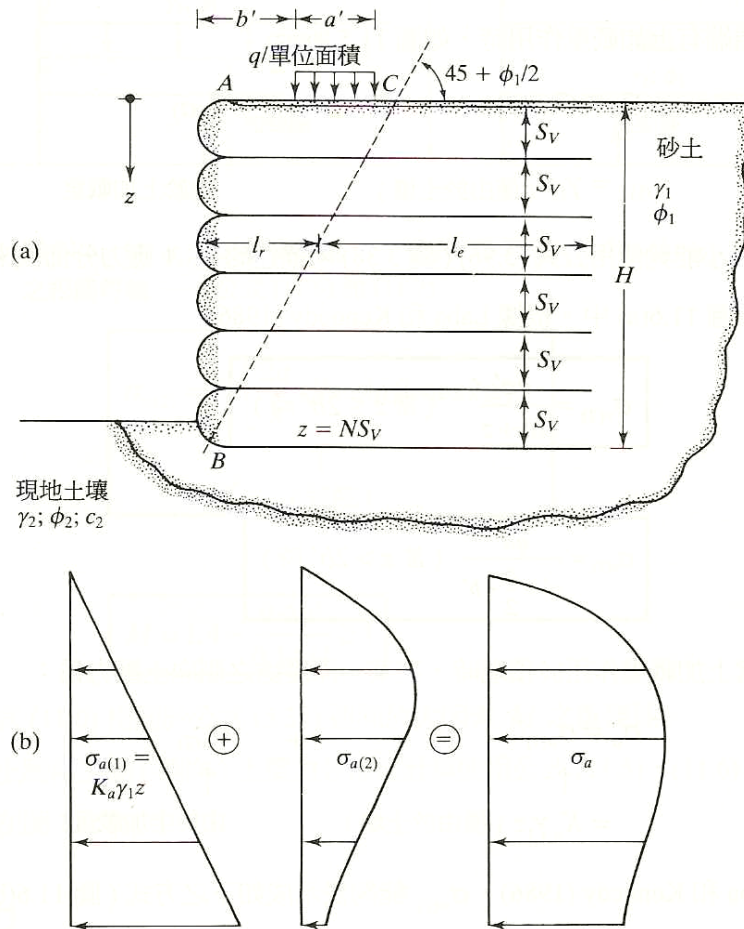


圖 4-22 加勁擋土牆的分析

根據 Rankine 主動土壓理論

$$\sigma_{a(z)} = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

式中 σ_a = 在某一深度 z 處之 Rankine 主動土壓力

對於頂部沒有上加載重之乾粒狀土壤， $c = 0$ ， $\sigma_v = \gamma z$ 以及 $K_a = \tan^2 (45 - \phi_1 / 2)$ 。因此

$$\sigma_a = \gamma_1 z K_a$$

當頂端有上加載重作用時，如圖 4-22 所示

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \sigma_{v(1)} & + & & \sigma_{v(2)} \\ & \uparrow & & & \uparrow \\ & = \gamma_1 z \text{ (僅由於土壤)} & & & \text{由於上加載重} \end{aligned}$$

$\sigma_{v(2)}$ 的大小能夠使用 2:1 應力分佈法來計算。

其表示於圖 4-23(a) 中。根據 Laba 和 Kennedy (1986)

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \quad (\text{當 } z \leq 2b' \text{ 時})$$

以及

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{當 } z > 2b' \text{ 時})$$

所以，當上加載重作用於頂端時，在某一深度處之側向土壓力為：

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{a(1)} & + & & \sigma_{a(2)} \\ & \uparrow & & & \uparrow \\ & = K_a \gamma_1 z \text{ (僅由於土壤)} & & & \text{由於上加載重} \end{aligned}$$

根據 Laba 和 Kennedy (1986)， $\sigma_{a(2)}$ 能夠表示成如下之方式 (圖 4-23(b))

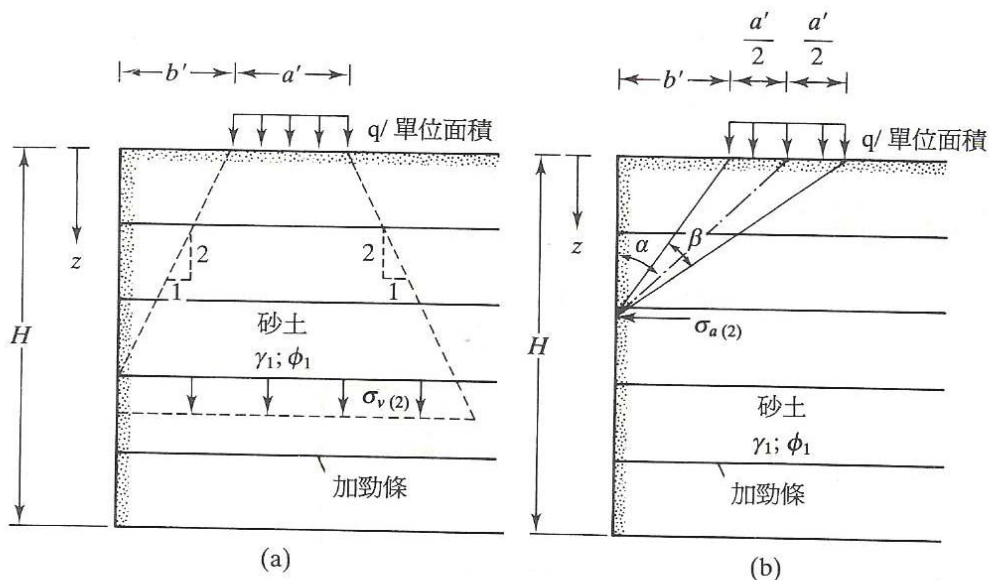


圖 4-23 (a) $\sigma_{v(2)}$ 之相關符號 (b) $\sigma_{a(2)}$ 之相關符號

$$\sigma_{a(z)} = M \left[\frac{2q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cdot \cos 2\alpha) \right]$$

↑
(逕度)

式中

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1$$

繫條力

如圖 4-22，擋土牆每單位長度之繫條力在某一深度 z 處可以表示為

$$T = (\text{在深度 } z \text{ 處之主動土壓}) (\text{由繫條所支承之牆面積})$$

所以

$$T = (\sigma_a)(S_v S_H)$$

防止繫條破壞之安全因素

加勁繫條及牆可能由於：(a) 繫條斷裂或；(b) 繫條拉出而破壞。

防止繫條斷裂安全因素能夠被決定為

$$FS_{(B)} = \frac{\text{每一繫條降伏或破壞強度}}{\text{任何繫條之最大繫條力}}$$

$$= \frac{wtf_y}{\sigma_a S_v S_H}$$

式中 w = 每一繫條之寬度

t = 每一繫條之厚度

f_y = 繫條材料之降伏或破壞強度

一般推荐繫條使用時之安全因素在 2.5 ~ 3 之間。

在任何已知深度 Z 處之加勁條，如果沿其表面所產生之摩擦阻抗小於此繫條所承受之力，則將被拉出而破壞。產生摩擦阻抗之繫條有效長度可保守地採用超過 Rankine 主動破壞區界限之長度，即為圖 4-36 中的 ABC 區。圖 4-22 中 BC 線與水平線間夾 $45 + \phi_1 / 2$ 角度。現在，在已知深度 z 處之繫條其可以達到之最大摩擦力 F_r 等於

$$F_R = 2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu$$

式中 l_e = 有效長度

σ_v = 在深度 z 處之有效垂直壓力

ϕ_μ = 土壤 - 繫條間之摩擦角

所以，在已知深度 z 處防止繫條拉出之安全因素可表示為

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T}$$

式中 $FS_{(P)}$ = 防止繫條拉出之安全因素

$$FS_{(P)} = \frac{2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_V S_H}$$

繫條的總長度

在某一深度處繫條之總長度是等於

$$L = l_r + l_e$$

式中 l_r = 破壞區內之長度

l_e = 有效長度

$$l_e = \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu}$$

此外，在某一深度 z 處

$$l_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)}$$

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu}$$

傾倒、滑動、支承力破壞檢核

如一般擋土牆之設計步驟。

4-4 支撐開挖

有時於建築施工時必須採取垂直或近乎垂直之地面挖掘措施，例如在已開發土地區之建築物地下室或地表下淺深度之地下運輸設備（開挖後回填之建造型式），開挖之垂直面必須構築臨時性的支撐系統加以保護，避免臨近之基礎產生大量沈陷或支承力破壞。

圖4-24 顯示二種建築施工時所通用的支撐型式，圖 4-24 (a) 為立樑型式 (soldier beam)，乃為先於開挖前貫入地層內，立樑有鋼質及木質二種，一面開挖，一面將橫擋板 (lagging) 插入二立樑之間，橫擋板為水平之木質厚板。當開挖達到預定的深度時，將橫擋 (wale) 及橫撐 (sturt) 頂住垂直立樑面（橫擋及橫撐為水平鋼樑），橫撐之作用有如水平方向之柱。圖 4-24 (b) 為另一種開挖支撐型式，此型式中，聯鎖之板樁 (sheet pile) 先於開挖前貫入地層中，當開挖達到預定深度時，立即將橫擋及橫撐插入。

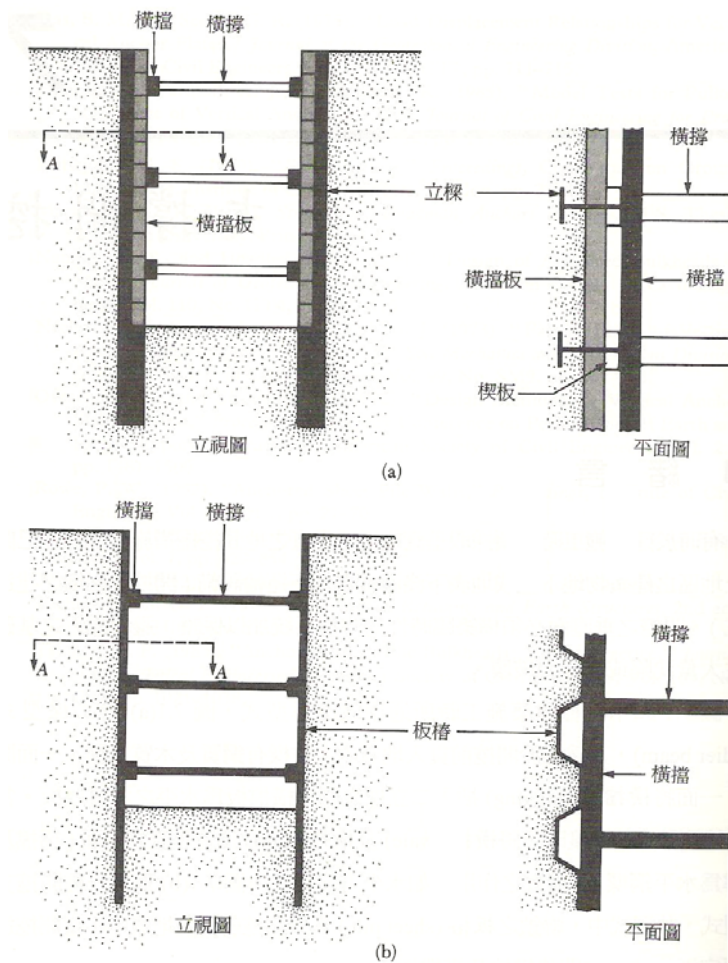


圖 4-24 支撐形式(a)使用立樑(b)使用版樁

支撐開挖之側向土壓力

我們已經知道擋土牆以牆趾為支點產生旋轉 [如圖 4-25]，當擋土牆有足夠之變形時，其側向土壓力可採用 Rankine 或 Coulomb 之理論而解得，和撐土牆不同，支撐開挖顯現不同類型的牆變形 [參見圖 4-25]，於支撐開挖的情況中，牆之變形程度將隨開挖深度而增加，支撐牆之變形大小一般依下列幾項因素決定，如土壤種類、開挖深度、施工技術等，但是我們可看出，開挖頂部牆之變形非常小，其側向土壓將接近於靜止土壓，在牆之底部則具有較大之變形，其側向土壓將遠低於 Rankine 主動土壓力，因此，支撐之側向土壓力分佈與擋土牆假設之線形分佈將有實質上之不同。

作用於支撐壁上之理論總側向力 P 可用 Terzaghi (1943a) 一般楔形破壞理論估算而得知 [圖 4-25]，其中破壞面假設為一對數螺旋弧，並由下式定義

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

其中 $\phi =$ 土壤摩擦角

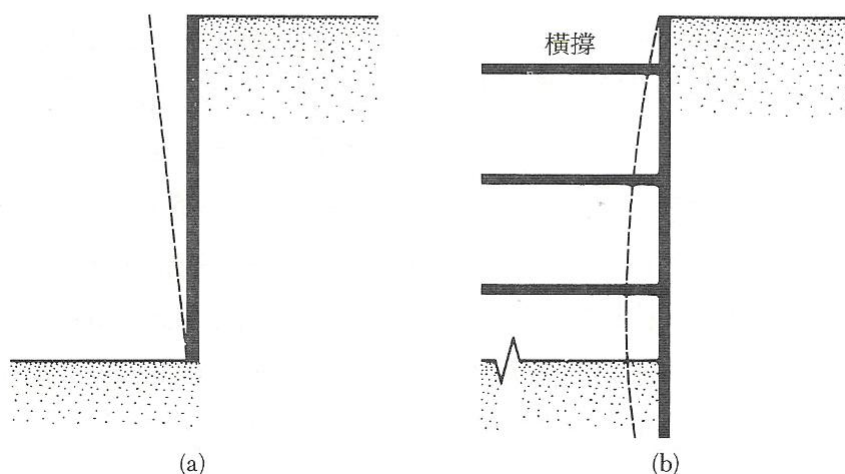


圖 4-25 牆之變形特性：(a) 擋土牆；(b) 支撐

砂層中之開挖

圖 4-25 為位在砂層中支撐之壓力包絡線，壓力 P_a 可表示為

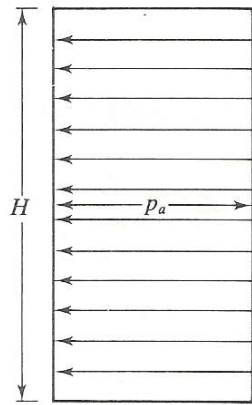


圖4-25 砂層中支撐之 Peck 壓力包絡線

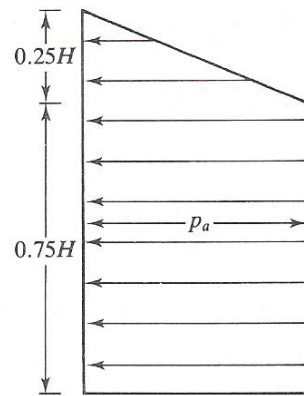


圖 4-26 位於軟至中等硬度粘土中支撐之 Peck 壓力包絡線

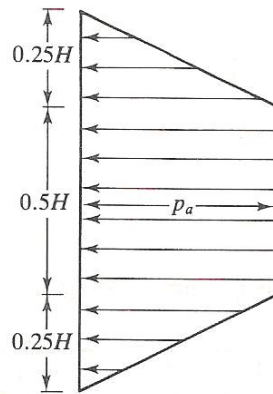


圖 4-27 位於硬粘土中支撐之 Peck 壓力包絡線

$$p_a = 0.65\gamma HK_a$$

其中 γ = 單位重量

H = 開挖高度

K_a = Rankine 主動土壓力係數 = $\tan^2(45 - \phi/2)$

軟至中硬黏土層中之開挖

圖4-26為位於軟至中等硬度粘土層中支撐之壓力包絡線，適用於下列範圍。

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

其中 c = 不排水凝聚力 ($\phi = 0$ 情況)

其壓力 p_a 值取下列值較大者。

$$p_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right]$$

或

$$p_a = 0.3\gamma H$$

其中 $\gamma =$ 粘土單位重

硬黏土中之開挖

當 $\gamma H / c \leq 4$ 時，則須採用圖4-27之壓力包絡線，其中

$$p_a = 0.2\gamma H \text{ 至 } 0.4\gamma H \text{ (平均爲 } 0.3\gamma H)$$

Peck 壓力包絡線有時又稱爲視壓力包絡線 (apparent pressure envelopes)，而實際之壓力分佈則視施工程序以及板樁牆相對撓度而定。

橫撐(簡支樑法)

橫撐載重之決定參考圖 4-28。

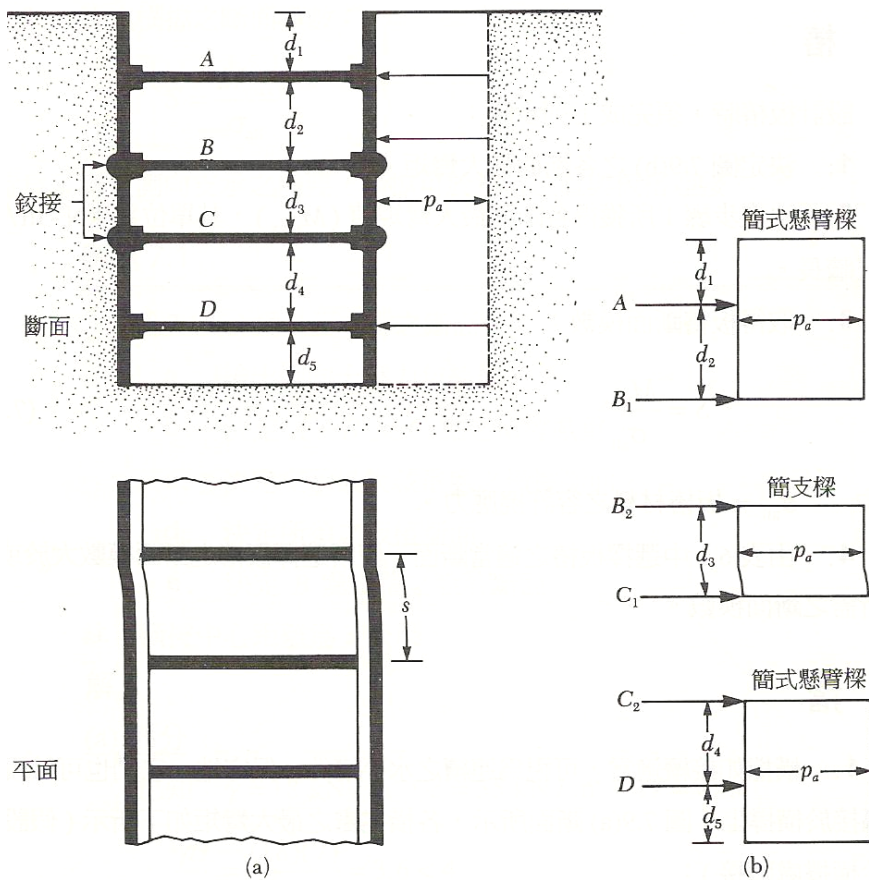


圖 4-28 橫撐載重之決定

支撐開挖之穩定性 隆起

$$F_b = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} s_u(X d\theta) + M_s}{W \cdot \frac{X}{2}}$$

上式中 M_r = 抵抗力距

M_d = 傾覆力距

M_s = 擋土壁之允許彎矩值

s_u = 粘土之不排水剪力強度

X = 破壞圓半徑

α = 圓心角

W = 開挖底面以上、擋土結構外側之 X 半徑寬度內之土壤與地表上方載重(q_s)之重量和

地表沉陷

牆之側向變形將會導致開挖面四周地表產生下陷 (δ_v)，一般稱為地表損失 (ground loss)，基於幾個現場觀察後，Peck (1969) 提出在各種型式土壤中預測地表沈陷量之曲線 (參見圖 4-29)，地表損失大小之變化很廣泛，但圖 4-29 可作為一般指標。

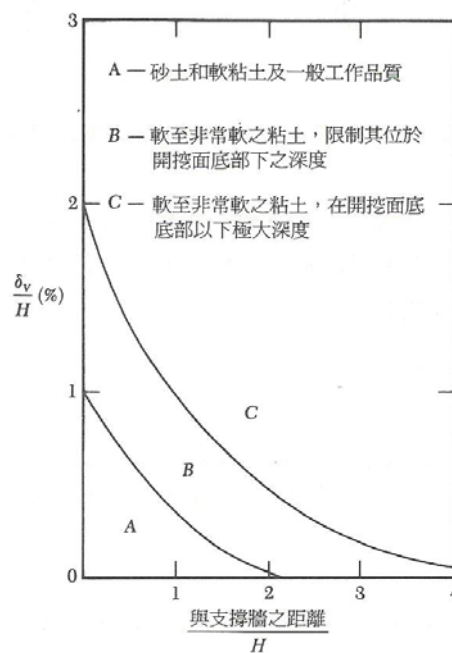


圖 4-29 地表沉陷量與開挖面距離之關係

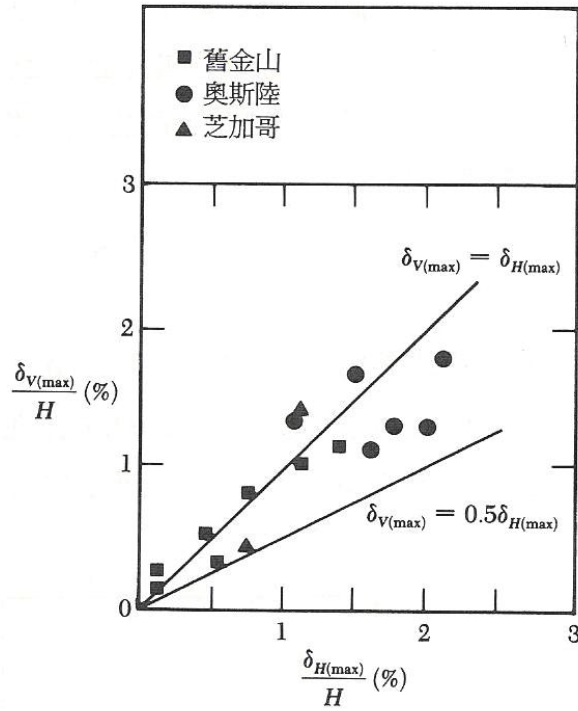


圖 4-30 最大側向變形量與最大地表沈陷量之關係 (取自 Mana 及 Clough, 1981)

基於舊金山、奧斯陸及芝加哥地區開挖所獲得之現場資料，Mana 及 Clough (1981) 提出板樁最大側向變形 $[\delta_{H(max)}]$ 和最大地表沈陷 $[\delta_{V(max)}]$ 之相關性，由圖 4-30 中可看出

$$\delta_{V(max)} \approx 0.5 \text{ 至 } 1 \delta_{H(max)}$$

管湧現象導致單牆圍堰破壞

在開挖中有時板樁貫入必須抽水 (圖 4-31)，在此情形下，抵抗管湧之安全係數就必須加以檢核，[管湧為隆起破壞之另一種術語]。當水流入開挖面而造成高水力坡降時，可能會導致管湧。繪出流網圖並決定出 A 和 B 點將產生最大流出坡降 $[i_{\max(\text{流出})}]$ 以檢核安全係數。圖 4-32 為一流網圖以說明此問題，此流網之最大流出坡降可計算為

$$i_{\max(\text{流出})} = \frac{h}{a} = \frac{h}{N_d a}$$

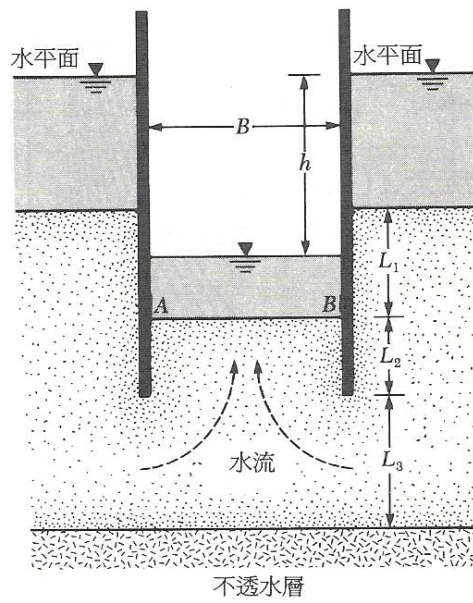


圖 4-31

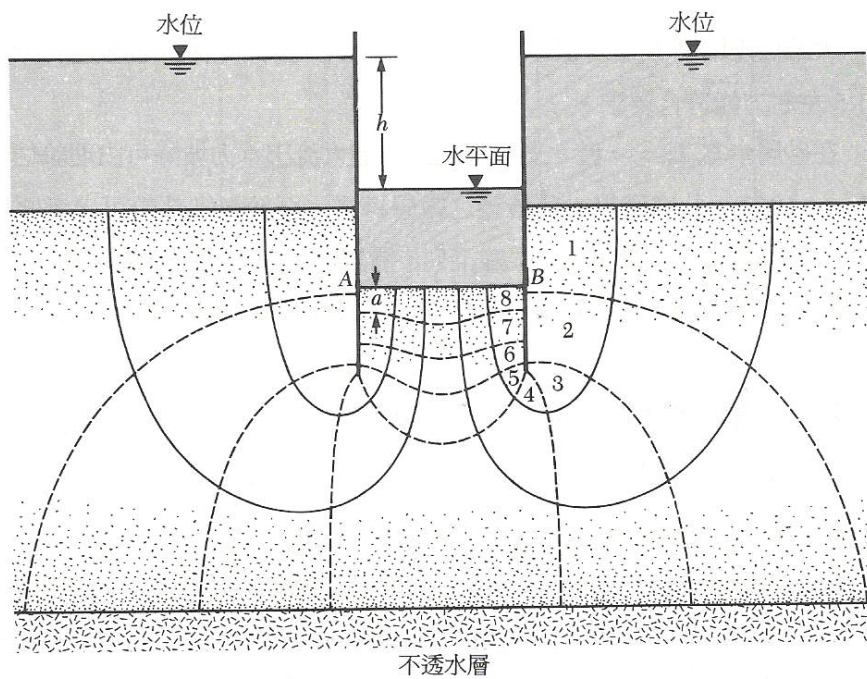


圖 4-32 以繪製之流網圖決定抵抗管湧之安全係數

其中 $a =$ 流網元素 A (或 B) 之長度

$N_d =$ 勢能下降數

抵抗管湧之安全係數可表為

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{\max(\text{流出})}}$$

其中 i_{cr} = 臨界水力坡降
 i_{cr} 之關係為 $i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$

大部份土壤之 i_{cr} 值介於 0.9 至 1.1 之間，平均為 1 左右，而安全係數應取至 1.5 左右方能符合要求。