

名詞解說專欄

46. 筏式基礎(Raft Foundation)

吳 偉 特 *

筏式基礎又稱抵消式基礎 (Compensated Foundation)，亦稱浮式基礎 (Floating Foundation)；其設計觀念係利用挖除地下室之土壤重量等於或抵銷全部或部份建築物荷重，使得建築物想像成放在水中的一艘船情況，如此可使建築物之沉陷量限制在許可範圍內。

筏式基礎一般多用於高樓建築物，雖然傳統設計觀念係為想像成放在水中的一艘船，但實際上並不十分符合，船在水中可根據阿基米德原理得到平衡，但結構物放置於土中時，由於土壤具有相當的黏滯性，因此土體變形與達到平衡力的過程都須要相當時間，並且還牽涉到許多力學上之問題。

筏式基礎之設計，主要在將建築物荷重分佈至較廣大的基礎面上，一般常用之筏基形式如圖一所示；最簡單的筏式基礎為一鋼筋混凝土平版，而於平版上承受建築物支柱與牆壁，此形式適合於各支柱間距與荷重近乎相等，荷重心與基腳重心重合之建築物，其設計係基於均佈載重之假設，此與實際情形多少有些出入，一般使用之鋼筋配量應照理論計算所需者增加，並於版之上下層鋼筋量應予相等；平版筏基設計，應力求降低各支柱間之差異沉陷量至最小值，且各支柱間之差異沉陷量，應為參差狀分佈，而非為呈系統性沉陷分佈，以免導致建築物之傾斜與破壞。

對於大面積之筏式基脚，可採用剛性設計或可撓性設計，以達到微量差異沉陷與非系統性沉陷分佈之要求，剛性設計係將柱樑傳達至基礎面之荷重，硬性均勻分佈至基礎面，因此常須使基礎版厚加厚，並需大量配置鋼筋以傳達彎矩（樓高 40 層以上之高層建築，底版厚度可達 2 公尺以上）；故剛性設計除加強平版承力外，亦要加強版的勁性 (Stiffness)，即為增加防止平版撓曲的加勁構材，圖二為一般常見之兩種加勁方法。

鋼性設計之筏基底壓力分佈，其最大壓力產生在基腳邊緣，可達平均壓力之兩倍，設計時應能涵蓋勝任最大壓力之分佈部份；剛性筏式基脚一般適用於壓縮性較小之地基土壤，如砂層或堅硬黏土層；對於基礎土壤強度較佳之設計，可將基礎版採按雙向樑版設計較為經濟（圖一 (c)(d)）。

筏式基脚近年來大都朝向柔性設計，即將筏基視為座落於彈性體上之柔性構體，因此可利用彈性基礎上之橫樑觀念，先求取筏基在柔性狀況下之立即與主要壓密沉陷量，以了解短期與長期沉陷對結構物之影響；故可撓式筏基設計不依據平版的應力分析，而先依據基地土層資料，預先估算因地基土壤沉陷量所能引起之基腳平版變形，再根據此項變形的最大曲率，設計平版的厚度與鋼筋配量；如此可避免將來產生之龜裂現象。

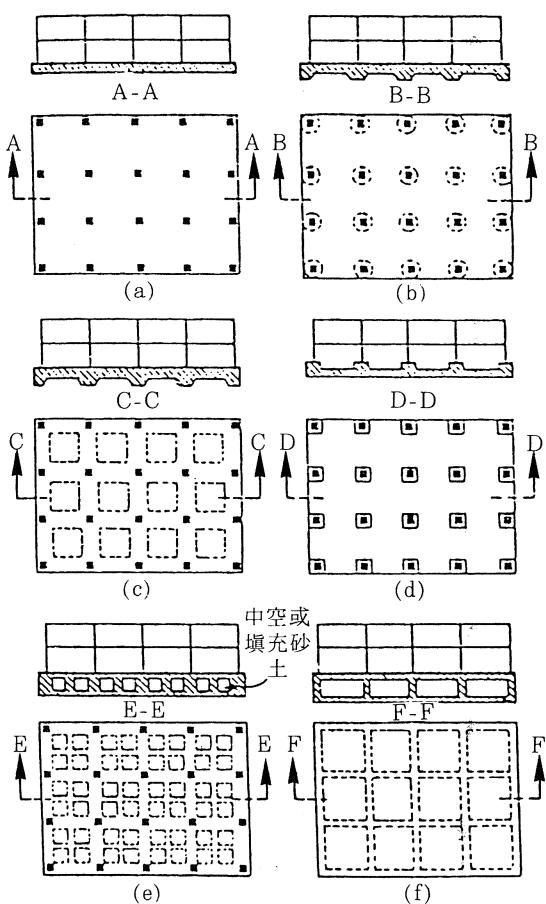
筏基設計之沉陷計算，可以此預測立即

* 國立台灣大學土木工程學系教授

沉陷量發生狀況下之不排水彈性性質 (Un-drained Elastic Properties)，以推求設計筏基需要之地盤反力係數 (Subgrade Reaction Coefficient)。

筏基設計之考慮，係將地基土壤重量以開挖方式減少，再將結構體荷重以階段性施加地基之上，因此地基土壤在基礎開挖荷重解除之解壓狀態，到結構物施加加壓狀態之各階段性質，皆需知曉以控制整個之基礎設計。

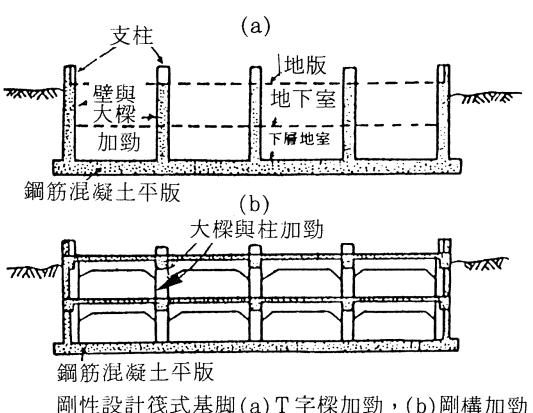
筏式基礎開挖深度 d 之基礎底面土壤有效覆土壓力 $\bar{\sigma}_d$ 與孔隙水壓 u_d 如圖三所示，若與結構物之壓力完全平衡時，則總平衡壓力 q_d 為基礎底面深度之有效覆土壓力 $\bar{\sigma}_d$ 與孔隙水壓 u_d 之和；開挖深度處之孔隙水壓 u_d 亦代表作用於基礎底版面之地下水向上舉力。



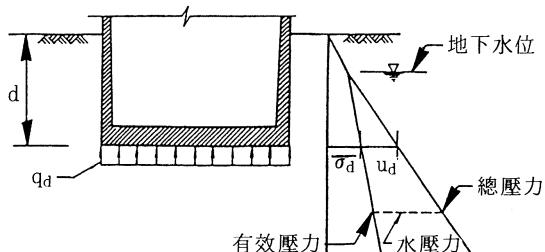
圖一 筏基一般常用形式

因此總平衡力中之土壤有效應力之變化，對基礎設計有重大影響，此關係到土壤本身存在狀態之強度與壓縮特性，由圖四之土壤應力一應變關係得知，在基礎土壤之開挖解壓過程與建築物之再壓過程，若其有效應力之變化愈小，則對基礎之可能影響也愈小。

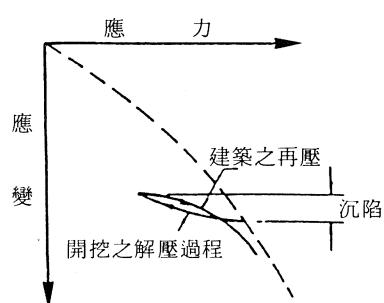
當基礎放置於某埋置深度時，若不致增加土壤之有效覆土壓力與不改變現有地下水壓時，理論上應沒有沉陷產生，但實際上在地基土壤的開挖過程，會造成土壤有效應力大幅度的改變，諸如開挖底面之鼓脹與隆起



圖二 筏式基腳之加勁形式



圖三 抵消式基礎底面平衡壓力



圖四 土壤之膨脹與再壓性質

現象，若未預先估算在內，則將來之沉陷常會超過預期沉陷量，因此設計時應充份了解並模擬基礎土壤之開挖解壓與結構物再壓過程特性，以推求將來建築物產生之沉陷量。

綜合言之，筏式基礎之設計主要觀念，

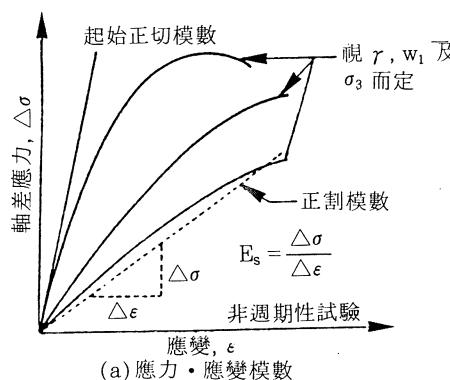
47. 地基反力係數

(Subgrade Reaction Coefficient)

地基反力係數亦稱地基反力模數 (Modulus of Subgrade Reaction)，係主要將地盤視為一系列之彈性體，故其變形與所受之壓力成正比，因此地基反力係數遂定義為應力對變形之比值 (圖五)：

$$k_s = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \delta}$$

式中 k_s 為地基反力係數， $\Delta \sigma$ 與 $\Delta \delta$ 為相對應之應力與變形量變化，可採起始正切或正割線取其相對應變化量， k_s 之單位為單位重量 (lb/in^3 或 kg/cm^3)。



(a) 應力・應變模數

在於利用土壤之有效應力與地下水土舉力，以平衡建築物之重量，建築物置入土中愈深，則獲得之穩定性與支承力愈高；同時除設計時避免土層之剪力破壞外，亦須要滿足該建築物對於沉陷量與不均等沉陷量之要求。

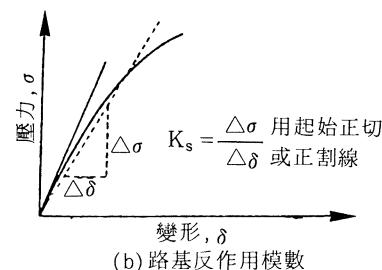
(Subgrade Reaction Coefficient)

由於地基反力係數係基於土壓力與撓度變位間之觀念而得，故一般可進行平鉗載重試驗求取地盤之載重與沉陷量曲線(圖六)，並依據基本方程式 $k_s = q/\delta$ (式中 q 為承受應力值， δ 為沉陷量)，得出地基反力係數 k_s ：

$$k_s = \frac{10(\text{psi})}{\Delta H(\text{in})} (\text{lb/in}^3)$$

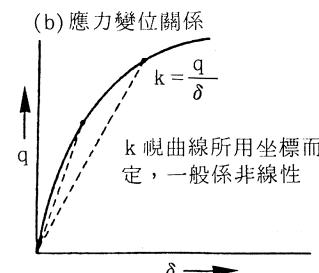
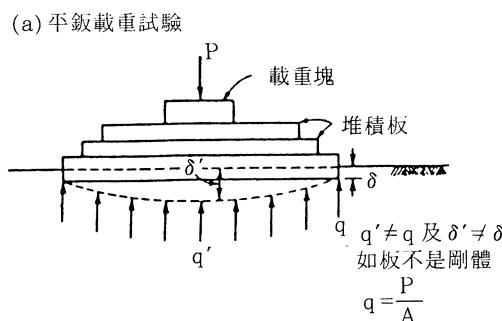
$$\text{或 } k_s = \frac{0.7(\text{kg/cm}^2)}{\Delta H(\text{cm})} (\text{kg/cm}^3)$$

式中沉陷量 ΔH 係指平鉗在承受 10psi



(b) 路基反作用模數

圖五 土壤之彈性性質



$$k = \frac{q}{\delta}$$

k 觀曲線所用坐標而定，一般係非線性

圖六 地基反力係數之決定

(或 0.7 kg/cm^2) 載重應力之平均變位量。

地基反力係數用於路面設計時，可依據單軸荷重在混凝土版所產生之臨界應力，求出剛性路面之厚度。

現今地基反力係數已被廣泛地運用基礎構材之結構分析之中，諸如連續基脚、筏基、各類型樁等之分析。

平鉗載重試驗之平鉗一般並非為完全剛性，因此即使使用 $450\text{mm} \sim 750\text{mm}$ 之小平鉗，亦很難使得橫跨整個鉗面之撓度變位成為定值，故一般常將小平鉗座落於大平鉗之上以增加其剛性（圖六），而實際運算時皆以載重荷重除以整個平板接觸面積，作為承受應力，而撓度變位值皆為平均數。

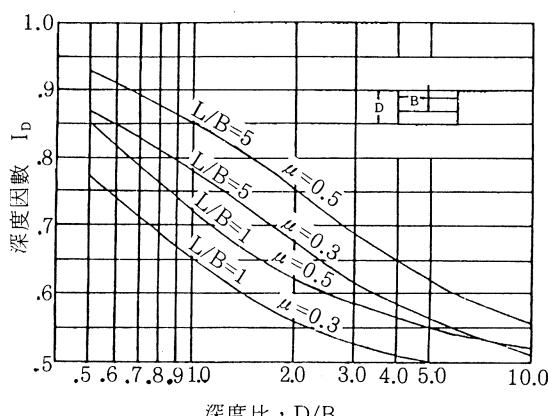
Terzaghi(1955)最早提出完全尺寸基脚寬度 B 之地基反力係數 k_s ，可從平鉗載重試驗求得：

$$K_s = K_1 B \quad \text{黏性土壤之基脚}$$

$$K_s = K_1 \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 \quad \text{砂性土壤之基脚}$$

$$K_s = K_1 \left(\frac{m+0.5}{1.5m} \right) \quad \text{砂性土壤之基脚} \\ (\text{尺寸為 } B \times mB)$$

式中 K_s 為完全尺寸基脚之地基反力係數； K_1 為以 1 平方英呎見方之平鉗載重試驗所得之地基反力係數； B 為完全尺寸基脚之寬度。



圖七 在深度 D 處之基腳的影響因數。對於 D/B 比值使用常用之基腳寬度及深度。
(取自 Bowles, 1982)

若為寬度 B 之地樑，其單位長度所傳佈之力量為 P 時，則 $\delta = P/B \cdot K_s = P/K$ ；式中 K 亦為設計之地盤反力係數，但其單位與 K_s 不同。

由於高樓建築之沉陷變形尺度不盡相同，故以 $\delta = P/K_s$ 之關係式難與事實符合，因此 Vesic(1961)建議

$$K'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_B I_B}} \frac{E_s}{1-\mu^2}$$

式中 E_s 與 E_B 分別為土壤與基礎地樑之彈性模數， I_B 為基礎地樑斷面之慣性力矩， B 為基腳地樑寬度， μ 為土壤之包生比；上式應用時可以壓密不排水三軸試驗結果應力應變關係之彈性模數，與假設土壤包生比為 0.5 計算求取 k'_s 值，而地基反力係數 K_s 即為 K'_s/B 。

由於任何值之十二次根乘以 0.65 後皆為趨近於 1，故 Vesic(1961)建議之式子可改寫為

$$K_s = \frac{K'_s}{B} = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

而由基礎土壤於載重施加後之瞬時沉陷計算公式得知，係應用彈性理論(Timoshenko & Goodier, 1951)與 Fox(1948)之建議而得：

$$\Delta H = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} I_w I_D$$

式中 ΔH 為即時沉陷量； q 為基腳底面接觸壓力；單位與土壤彈性模數 E_s 相同； B 為基腳側向最小尺寸，單位與 ΔH 相同； I_w 為視基腳形狀與基礎剛性而定之影響因數值（表一）； I_D 為基腳底面埋置深度之影響因數值（圖七）； μ 為土壤之包生比。

因此即時沉陷可再加以整理為

$$K_s = \frac{q}{\Delta H} = \frac{E_s}{B(1-\mu^2) I_w I_D}$$

遂能以即時沉陷量產生時之不排水彈性性質，推求設計基礎所需要之地基反力係數 K_s 。

一般土壤之地基反力係數 K_s 值之範圍，
如表二所示。

**表一 適用於各種形式構件。柔性及剛性
基腳之影響因數 I_w, I_m (取自 Bowles, 1982)**

形式	柔 性			剛 性	
	中心	角隅	平均	I_w	I_m^*
圓形	1.00	0.64(角隅)	0.85	0.88 ⁺	6.0
方形	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
矩形					
LB=0.2				2.29	
0.5				3.33	
1.5	1.36	0.68	1.15	1.06	4.12
2	1.53	0.77	1.30	1.20	4.38
5	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
10	2.54	1.27	2.25	2.10	4.93
100	4.01	2.00	3.69	3.40	5.06

* Lee(1962)

⁺ 其他人士對圓形基腳剛性影響因數則用 $0.79 = \pi/4$ 之值。

**表二 地基反力模數 k_s 值之範圍
(取自 Bowles, 1982)**

土壤	k_s, kcf	$k_s, kN/m^3$
鬆砂	30~100	4800~16000
中密度砂	60~500	9600~80000
密砂	400~800	64000~128000
黏性中密度砂	200~500	32000~80000
沉泥性中密度砂	150~300	24000~48000
黏性土壤		
$q_u \leq 200 \text{ kPa} (4 \text{ ksf})$	75~150	12000~24000
$200 < q_u \leq 400 \text{ kPa}$	150~300	24000~48000
$q_u > 800 \text{ kPa}$	>300	>48000

參 考 文 獻

- 歐晉德(1984) “高樓建築基礎之應用及其最近發展” 地下工程實務(一)，現代營建叢書，10月。
- 歐晉德(1984) “高樓建築基礎之選擇” 高層建築工程技術研習會講義，台灣營建研究中心，9月。
- 中國土木工程學會(1966) “中國工程師手冊—土木類基礎工程篇” 6月。
- BOWLES, J.E. (1982) *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Company.
- FOX, E.N. (1948) “The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface, 2nd ICSMFE, Vol. 1, pp. 129~132.
- LEE, I.K. (1962) “Bearing Capacity of Foundations with Particular Reference to the Melbourne Area”, *Proc. Institution of Engineers, Australia*, pp. 283~291.
- VESIC, A.S. (1961a) “Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid,” *Journal Engineed Mechanics Division, ASCE*, Vol. 87, EM 2, April, pp. 35~53.
- VESIC, A.S. (1961b) Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis, 5th ICSMFE, vol. 1, pp. 845~850.
- TERZAGHI, K. (1955) “Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction,” *Geotechnique*, London, Vol. 5, No. 4, December, pp. 297~326.