

2.4.2 基礎置於邊坡頂部，不同退縮距離之承載力分析

(a) Meyerhof (1957) :

Meyerhof 將其對淺基礎承載力理論，發展至邊坡上，其破壞模式如圖 2.31 所示，所求得之極限承載力公式為：

$$q = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q}$$

其中 N_{cq} 及 $N_{\gamma q}$ 為承載力係數，與土壤內摩擦角、自由面傾角 β (或稱坡角)、 D/B 及基礎具邊坡頂的距離 b 有關， N_{cq} 及 $N_{\gamma q}$ 詳如圖 2.32、圖 2.33。

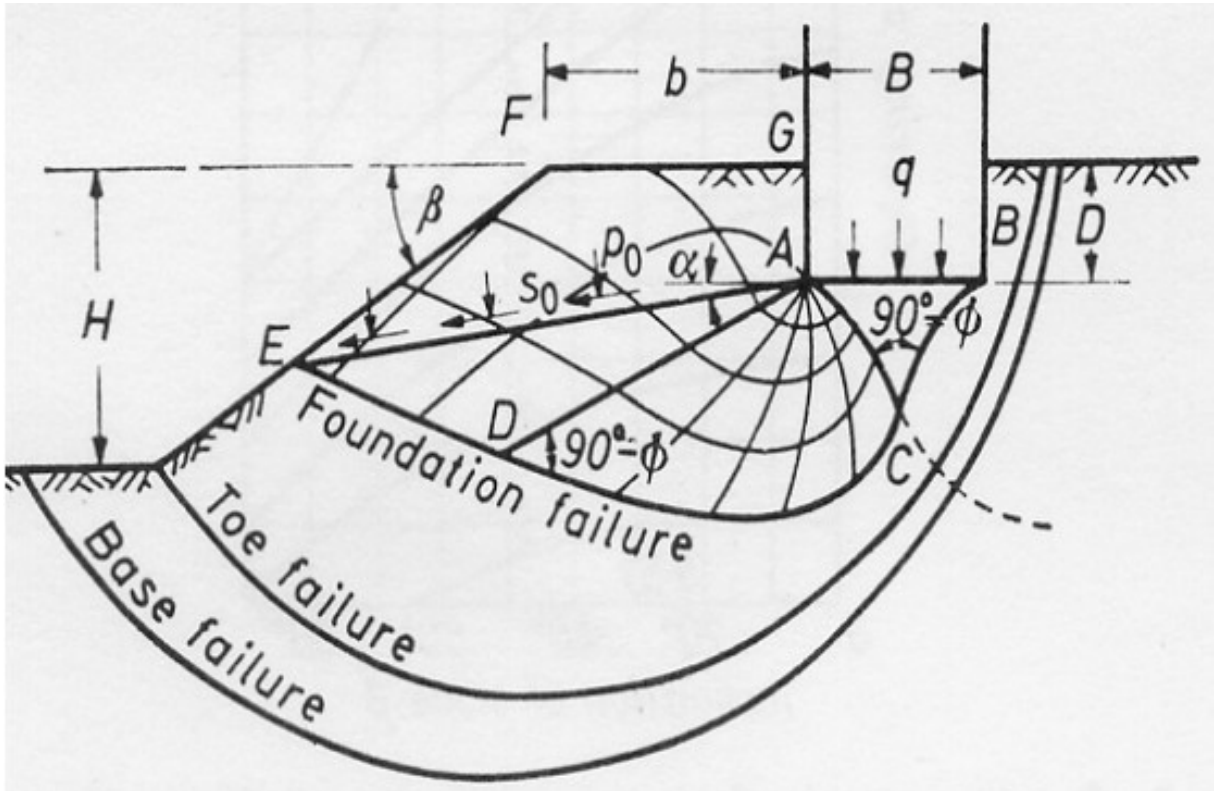


圖 2.31 Meyerhof 所提條形淺基礎置於邊坡頂部之破壞模式 (1957)

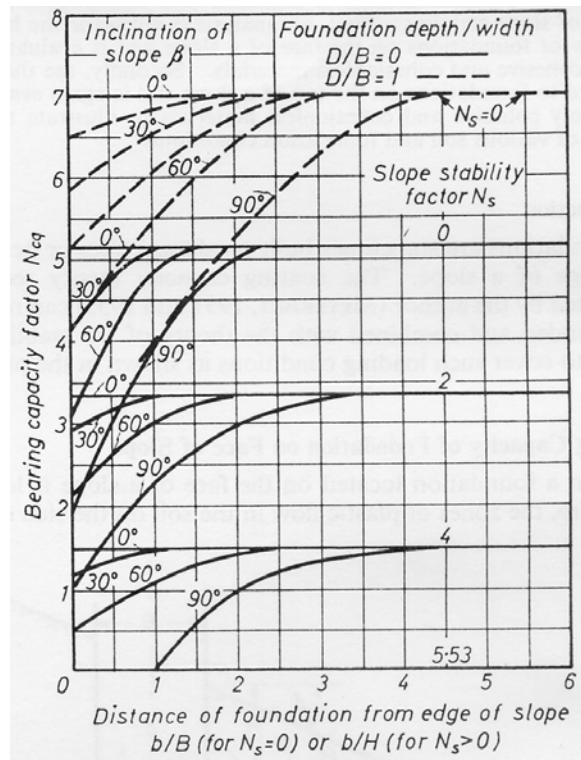


圖 2.32 條形淺基礎置於凝聚性土壤邊坡之承載力因數
(Meyerhof, 1957)

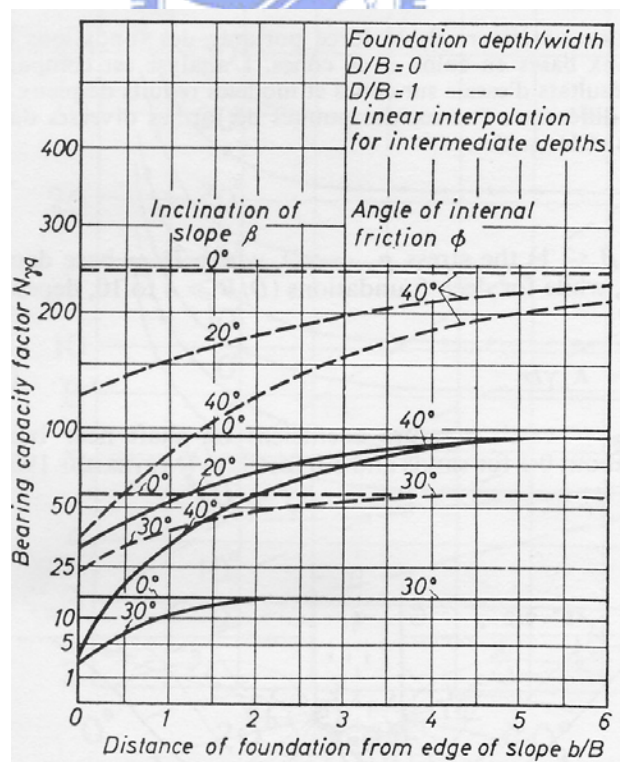


圖 2.33 條形淺基礎置於無凝聚性土壤邊坡之承載力因數
(Meyerhof, 1957)

(b)Graham, Andrews, and Shields(1988)

Graham 等人對於無凝聚性土壤邊坡，提出計算條型淺基礎的極限承载力建議方法，假設當基礎位置由 N 點移至 N'' 點時，破壞滑動線點由 P 點線性變化至 P'' 點，因此 N'P' 就可成一新坡面（圖 2.34），進而計算承载力。圖 2.35 為對於承载力因數 N_{rq} 之圖解，極限承载力可用下式計算

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{rq}$$

其中 γ = 土壤單位重，

B = 基礎寬度，

N_{rq} 為承载力係數。

$$N_{rq} = f\left(\frac{d}{B}, \frac{D_f}{B}, \phi, \beta\right)$$

d = 基礎的退縮距離，

D_f = 基礎埋深，

β = 邊坡傾角

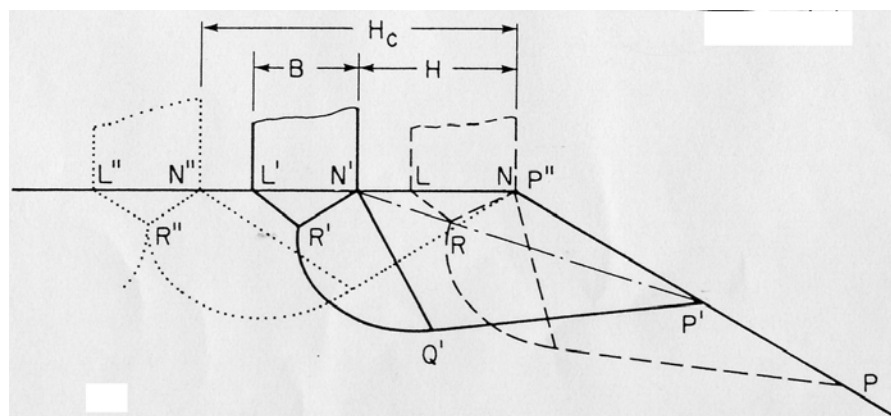


圖 2.34 基礎置於邊坡頂部，不同退縮距離之破壞滑動線

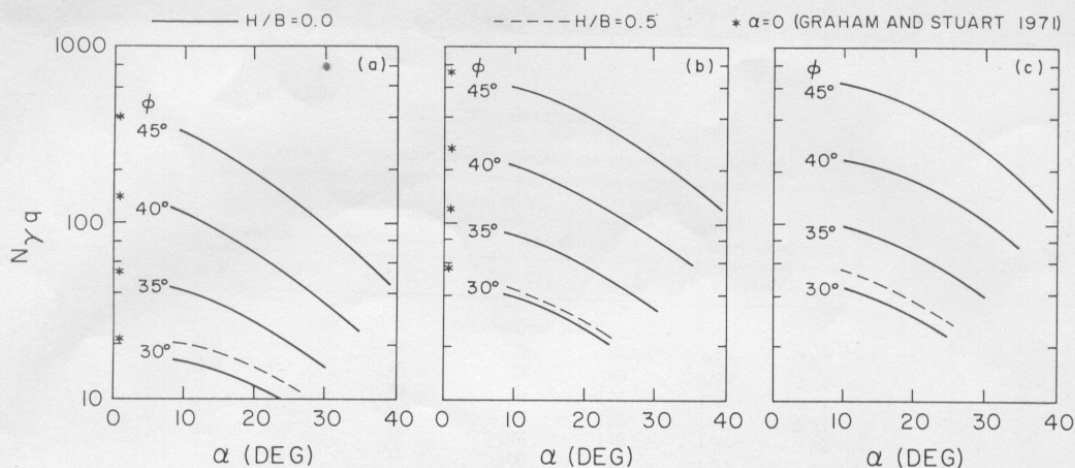


FIG. 9. Predicted $N_{\gamma q}$ -values: (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0.5$; (c) $D/B = 1.0$. ($H/B = 0.0, 0.5$.)

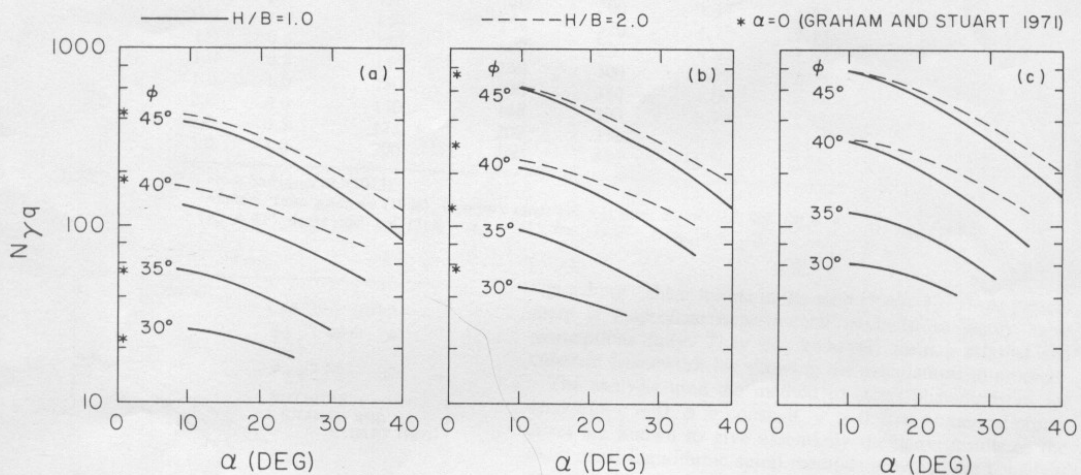


FIG. 10. Predicted $N_{\gamma q}$ -values: (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0.5$; (c) $D/B = 1.0$. ($H/B = 1.0, 2.0$.)

圖 2.35 Graham (1988) N_{rq} 之圖解承載力因數

(c) Gemperline (1988) 之經驗公式：

Gemperline 於 1988 年沿用 Meyerhof 之承载力公式： $q = cN_{cq} + 0.5\gamma BN_{\gamma q}$
當 $c=0$ 時， $q = 0.5\gamma BN_{\gamma q}$ ；其中 γ 為土壤單位重， B 為基礎寬度，以砂性
土壤進行 215 組基礎置於邊坡頂部之離心機實驗，提出有關砂性土壤
之承載因子 $N_{\gamma q}$ ：

$$N_{\gamma q} = f_{(\phi)} \times f_{(B)} \times f_{(D/B)} \times f_{(B/L)} \times f_{(D/B, B/L)} \times f_{(\beta, b/B)} \times f_{(\beta, b/B, D/B)} \times f_{(\beta, b/B, B/L)}$$

B ：基礎寬度（英吋）

D ：基礎埋入深度

b ：基礎退縮距離（setback）

β ：邊坡角度（ $\beta < 45^\circ$ ）

ϕ ：土壤摩擦角

$$f_{(\phi)} = 10^{(0.1159\phi - 2.386)}$$

$$f_{(B)} = 10^{(0.34 - 0.2 \log_{10} B)}$$

$$f_{(D/B)} = 1 + 0.65(D/B)$$

$$f_{(B/L)} = 1 - 0.27(B/L)$$

$$f_{(D/B, B/L)} = 1 + 0.39(D/B)(B/L)$$

$$f_{(\beta, b/B)} = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

$$f_{(\beta, b/B, B/L)} = 1 + 0.6(B/L) \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

$$f_{(\beta, b/B, D/B)} = 1 + 0.33(D/B) \tan \beta \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$



(d)Saran (1989)

對於不同之土壤，Saran 提出無凝聚性土壤之邊坡承载力由基礎控制，但凝聚性土壤即受到邊坡穩定之影響。

Saran 對於邊坡上淺基礎承载力提出破壞模式如圖 2.36，Saran 假設破壞為單邊破壞，其主要破壞區預測基礎向 DEKJ(亦即斜坡部分所示)傾倒。右半邊 DEFG 為假設破壞面，說明如下：

I 區：彈性三角形平衡區。

II 區：為輻射區及被動區，曲線 EK 完全為一對數螺線。

III 區：假想破壞區。

Saran 將基礎視為粗糙的基礎 (Rough Base)，基礎底部以上之土重視為等值等外加载重，忽略基底上方土壤之剪力強度。

Saran 認為螺心不固定 (為動點)，且在 AE 射線上移動，應用極限平衡法，求得基礎下方 ADE 之被動推力。

對於右半部，假設為土壤強度未完全發揮，其剪力強度 τ 為：

$$\tau = m(c + \sigma \tan \phi)$$

m ：剪力發揮度

σ ：正應力

ϕ ：土壤內摩擦角

c ：土壤凝聚力

Saran 所解析之 m 值，其結果皆具相同之趨勢，即 m 隨 D_e/B ， D_f 增加而增加，但隨邊坡角度增加而減少 (表 2.16)。

對於基礎不受邊坡影響之距離，研究結果如表 2.17，其 D_e/B 之最小值，隨 ϕ 、 β 及 D_f/B 之增加而增大。

應用 Terzaghi 之重疊原理，所求得之極限承载力 q ：

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

N_c, N_q, N_γ ：承载力係數； γD_f ：基礎底部上方覆土重

表 2.18、2.19 為基礎置於不同位置及不同深度時，與其他學者研究之比較，Meyerhof (1957)、Chen (1975) 等人多將彈性區兩側之被動土壓力區視為相等，但 Saran 之研究卻視為不同之兩區，水平處之值較高，故其所預測之極限承载力均較 Meyerhof 等人較高。

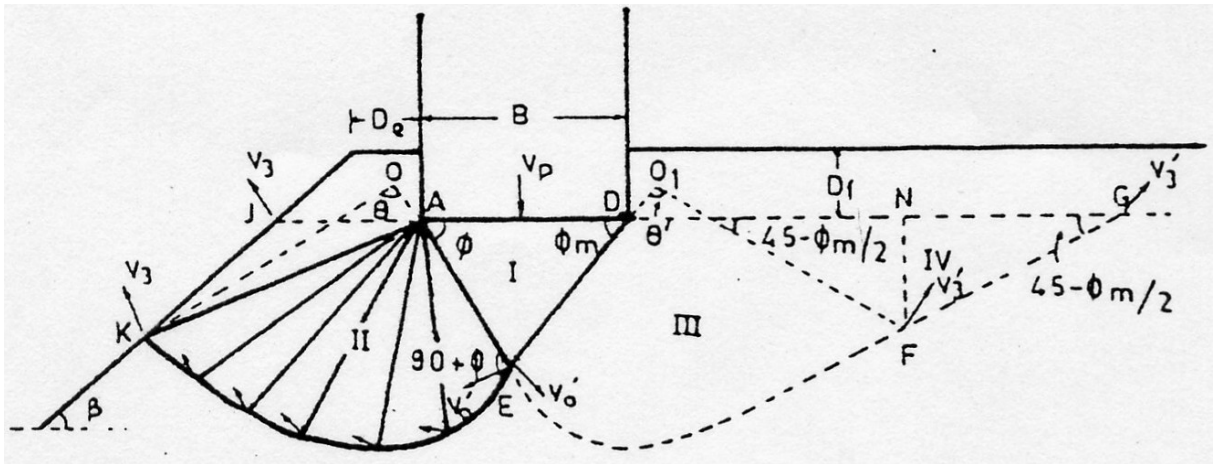


圖 2.36 Saran (1989) 邊坡淺基礎破壞面機構圖

表 2.16 不同基礎深度、位置，各承載因數之剪力發揮度 m (Saran, 1989)

Typical Values of m for $\phi = 40^\circ$									
For N_r Factor			For N_q Factor				For N_c Factor		
D_e/B (1)	β (2)	m (3)	β (4)	D_e/B (5)	D_f/B (6)	m (7)	β (8)	D_e/B (9)	m (10)
0.0	30°	0.635	30°	1.0	0.0	0.565	30°	0.0	0.836
1.0	30°	0.805	30°	1.0	0.5	0.631	30°	1.0	0.903
2.0	30°	0.908	30°	1.0	1.0	0.738	30°	2.0	0.950
3.0	30°	0.967	20°	0.0	0.5	0.599	70°	1.0	0.833
0.5	30°	0.733	20°	1.0	0.5	0.775	70°	2.0	0.968
0.5	20°	0.822					90°	1.0	0.753
0.5	10°	0.929					90°	2.0	0.932
0.5	5°	0.972							

表 2.17 基礎不受邊坡影響之退縮距離 (Saran,1989)

Minimum Edge Distance									
For N_r Factor			For N_q Factor				For N_c Factor		
ϕ (1)	β (2)	Minimum D_e/B (3)	ϕ (4)	β (5)	D_f/B (6)	Minimum D_e/B (7)	ϕ (8)	β (9)	Minimum D_e/B (10)
45°	30°	4.80	40°	30°	0.5	3.90	40°	30°	3.45
40°	30°	4.00	40°	30°	1.0	3.90	30°	30°	2.42
35°	30°	2.55	40°	20°	0.5	3.42	40°	70°	4.35
40°	20°	3.37	30°	20°	0.5	1.88	40°	60°	4.10
40°	15°	3.20					40°	50°	3.63

表 2.18 Saran 與其他承載理論之 N_γ 比較表 (Saran,1989)

ϕ (1)	β (2)	D_e/B (3)	D_f/B (4)	Meyerhof (5)	Mizuno (6)	Shiva Reddy and Mogaliah (7)	Chen (8)	Proposed theory (9)
40°	30°	0.0	0.0	20.0	17.0		19.5	25.37
40°	30°	1.0	0.0	40.0	—	—	—	62.20
40°	20°	0.0	0.0	34.0	44.0	—	55.0	53.47
40°	20°	1.0	0.0	55.0	—	—	—	85.98
40°	20°	2.0	0.0	70.0	—	—	—	121.22
40°	20°	0.0	1.0	125.0	—	—	—	168.00
30°	30°	0.0	0.0	3.1	—	5.01	—	6.14
30°	20°	0.0	0.0	7.5	8.0	—	10.0	11.61
30°	15°	0.0	0.0	10.0	11.0	13.76	12.0	15.25
30°	15°	0.0	0.68	30.0	—	33.60	—	32.20

表 2.19 Saran 與其他相關理論承載力之比較 (Saran,1989)

ϕ (degrees) (1)	β (degrees) (2)	D_e/B (3)	D_f/B (4)	Siva Reddy et al. (kPa) (5)	Meyerhof (kPa) (6)	Present study (kPa) (7)
30	30	1	1	—	64.80	86.8
30	15	0	0.681	53.80	48.00	62.0
30	15	0	0.308	32.16	27.71	38.7
30	30	0	0	8.16	5.05	9.5
40	20	0	1	—	203.80	268.9

(e) Bowles (1996) :

Bowles 建議修正 Hansen 之公式，來計算基礎置於邊坡上或邊坡頂部之極限承載力，修正公式為：

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q}N'_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

N'_c 、 N'_q 、 N'_γ 為修正後承載力因數，修正方式對照圖 2.37 說明如下：

1. N'_c ：以破壞面 $ade=L_0$ 與 $adE=L_1$ 度比，修正 N_c 得到 N'_c 。

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

2. N'_q ：以 $ecfg$ 與 Efg 之面積比，修正 N_q 得到 N'_q 。

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

當 $A_1 \geq A_0$ ， $N'_q = N_q$ ，基礎不受邊坡影響之退縮距離約為 $b/B=1.5$ 或 2。

N'_c 、 N'_q 經整理如表 2.20、表 2.21

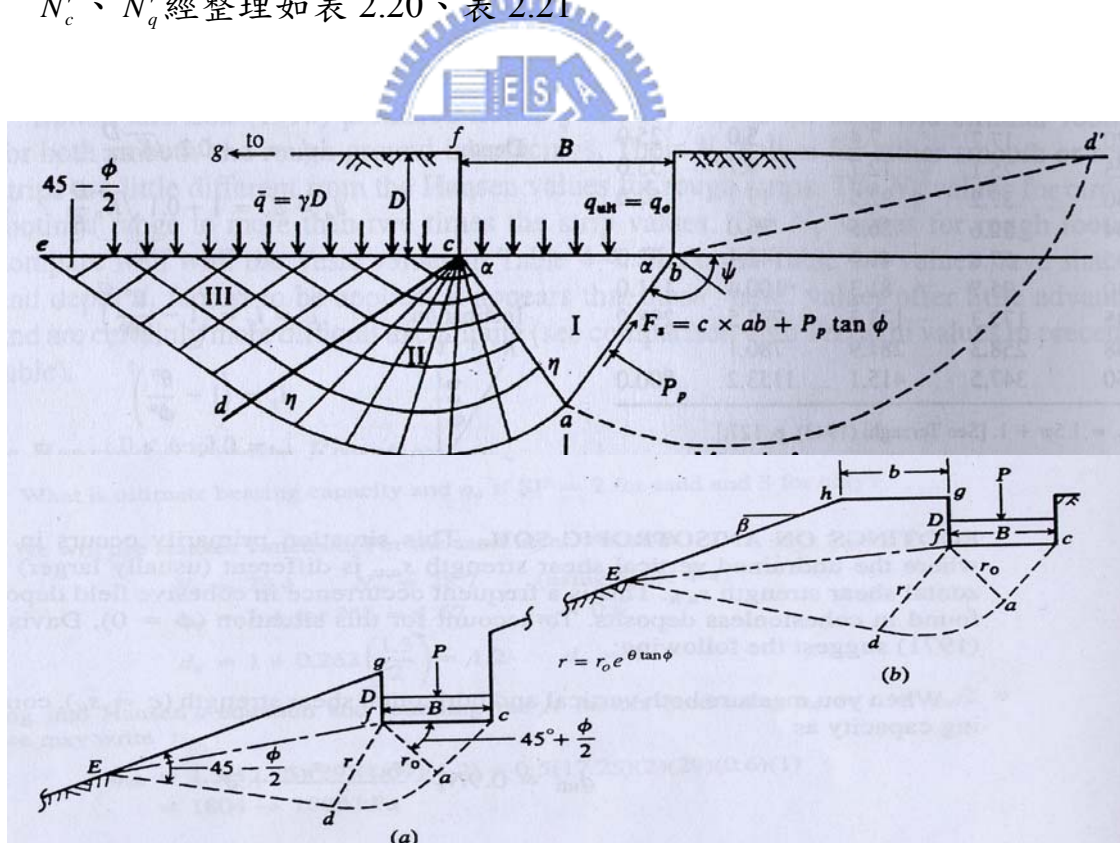


圖 2.37 基礎位置及承載破壞示意圖 (Bowles,1996)

表 2.20 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q (Bowles,1996)

Bearing capacity N'_c, N'_q for footings on or adjacent to a slope
Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0$				
	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0° $N'_c =$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
$N'_q =$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°	4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20°	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
30°	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
60°	3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

表 2.21 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q (Bowles,1996)

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0.75$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0.75$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0.75$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30°	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 1.50$					$D/B = 0.75$ $b/B = 1.50$					$D/B = 1.50$ $b/B = 1.50$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20°	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25°	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30°	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
60°	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

3. N'_r :

(1) 假設當 $b/B \geq 2$ 時， N_r 不需折減。

(2) 若邊坡角度為 β ，假設摩擦角 $\delta = \phi$ ，分別以 $\beta = (-)$ 及 $\beta = (+)$ 計算 Coulomb 被動土壓力 K_p ，當 $\beta = (+$ 或 $0)$ 時，求得 $K_p = K_{\max}$ ，當 $\beta = (-)$ 時，求得 $K_p = K_{\min}$ 。

(3) 以 K_{\max} 及 K_{\min} 得 $R = K_{\min} / K_{\max}$ 。

(4) 以圖 2.34 中 caf 之三角錐為界，區分兩部分，圖右側平面段為 $\frac{1}{2}N_r$ ，左側邊坡段以前述之 R 及 b/B 予以修正，則 N'_r 為：

$$N'_r = \frac{N_r}{2} + \frac{N_r}{2} \left[R + \frac{b}{2B} (1 - R) \right]$$

當 $b/2B=0$: $N'_r = \frac{N_r}{2} + \frac{N_r R}{2}$ (基礎位於邊坡上)

當 $b/2B=2$: $N'_r = \frac{2N_r}{2} = N_r$ (基礎位於平面上且在邊坡影響範圍外)



(f)Serrano & Olalla (1994)

提出對於長條型基礎坐落於岩體之承载力解析公式，只需岩體的種類、單軸壓縮強度與 RMR 岩體評分參數，即可評估承载力。本理論公式應用 Hoek - Brown 強度破壞準則於特徵方程式以求得基礎破壞區岩體應力場之微分方程式系統。將求得方程式系統予以積分運算配合基礎載重及地表幾何之適當應力邊界，以求得岩體之極限承载力。其理論假設如下：

- i. 基礎為無限長條型。
- ii. 岩體為理想均質、均向且連續性且為完全彈塑性體。
- iii. 不考慮岩體自重影響。

假設遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則並配合 Serrano 於 1976 提出之瞬間摩擦角(instantaneous friction angle)定義：

$$\sin \rho = \frac{dq}{dp} \text{ , 並以莫爾圓破壞包絡線之 } (p-p) = q \frac{dq}{dp} \text{ 可得破壞面上應力}$$

組合，其關係如圖 2.38 所示：

$$\tau^* = \tau/\beta = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} \sin 2\rho$$
$$\sigma_0^* = \frac{\sigma}{\beta} + \xi = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} (\cos 2\rho + \sin \rho)$$

其中， $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ 、 $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ 、 $\xi = 8s/m^2$ ；m、s 為岩體參數可由 RMR 評分得知。

假設剛塑性材料滿足平面應變假設下，遵循非線性之莫爾庫倫破壞準則求得基底破壞區岩體應力場之特徵斜率：

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\psi + \mu)$$

其中 $\mu = \frac{\pi}{4} - \rho/2$ ， ψ 為主應力軸與 x 軸夾角，如圖 2.39 所示

假設岩體自重不計，則 $dI(\rho) \pm d\psi = 0$

$$\text{其中， } dI(\rho) = -\frac{1 + \sin \rho}{2 \sin^2 \rho} d\rho \text{ , } \sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$$

故積分後可得： $I(\rho_1) + \psi_1 = I(\rho_2) + \psi_2$

$$\psi : \sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$$

其中，足標 1 及 2 代表基礎地表狀態邊界 1 及邊界 2(圖 2.40)

$$\psi + \alpha = \pi/2 - \varepsilon, \quad \varepsilon = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\sin i \left[\cos i \frac{1 + \sin \rho}{2 \sin \rho} - \sqrt{1 - \left(\frac{\sin i}{2 \tan \rho \cdot \tan \mu} \right)^2} \right] \right)$$

以基礎座落地表狀態之幾何邊界條件與應力邊界條件，帶入理論公式以求岩體極限承载力。

Serrano & Olallae 於 1998 年提出對於無限長條型基礎作用下不連續性岩體之承载力理論公式，公式推導過程承續其研究成果(Serrano & Olallae, 1994)並且假設岩體遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則，而不連續面間強度為其凝聚力與摩擦角之線性函數，求解出對於假定之邊界條件如圖 2.38 之承载力公式。

為了方便使用 Serrano & Olallae 將不同狀況製成圖表，如圖 2.41、圖 2.42、圖 2.42 查 N_β 帶入下式可得岩體的極限承载力：

$$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$$

$$\text{其中 } P_h \text{ 為承载力, } \beta = \frac{m \sigma_c}{8} \quad \zeta = \frac{8s}{m^2}$$

m, s 為 RMR 岩體評分參數

上述以極限分析法討論承载力公式皆對於岩體自重假設不計，但對於軟岩而言，岩體自重為承载力之重要影響因素，故需探討評估於軟岩分析之適用性。

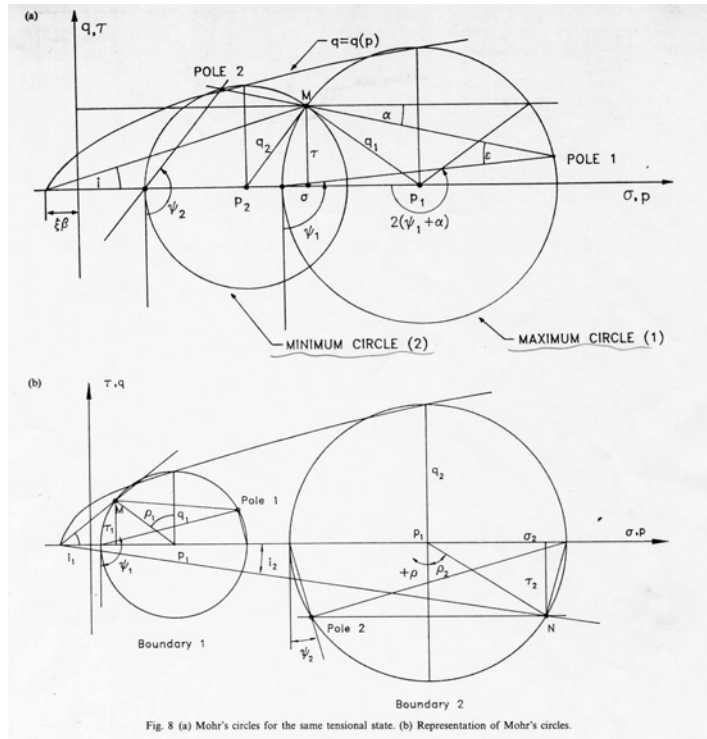


圖 2.38 莫爾圓破壞包絡線應力分析圖(Serrano & Olalla, 1994)

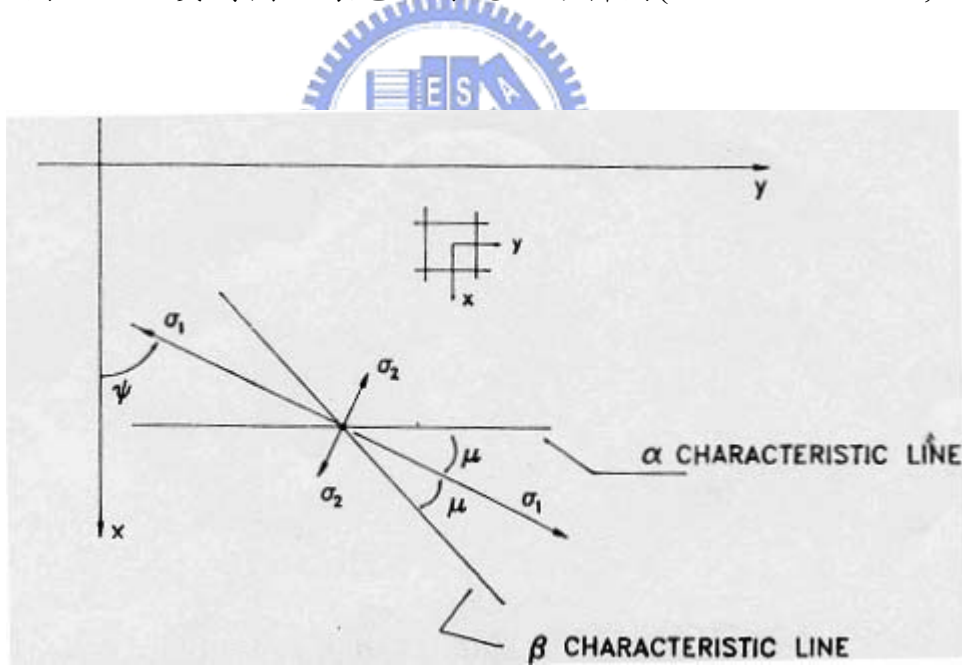


圖 2.39 岩體應力狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

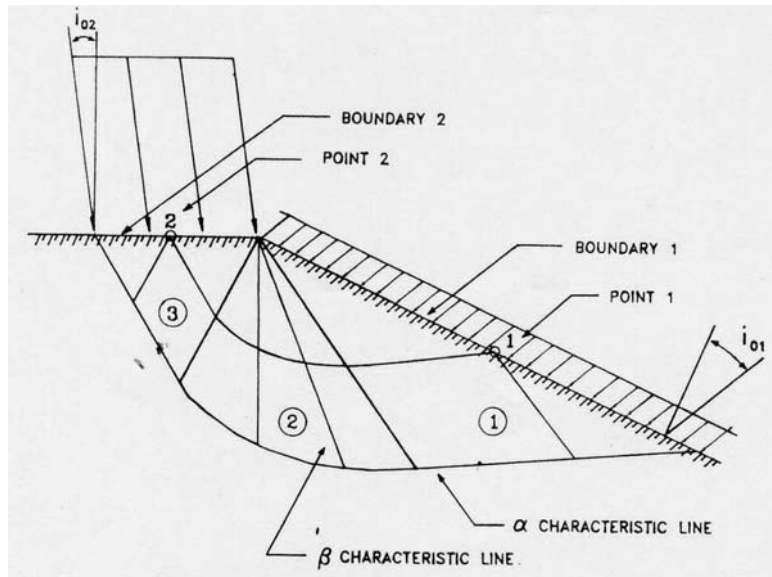


圖 2.40 基礎邊界狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

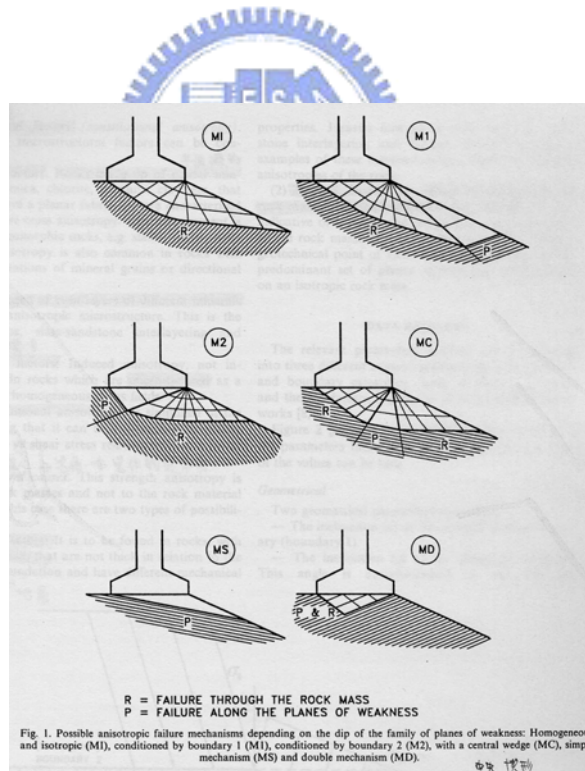
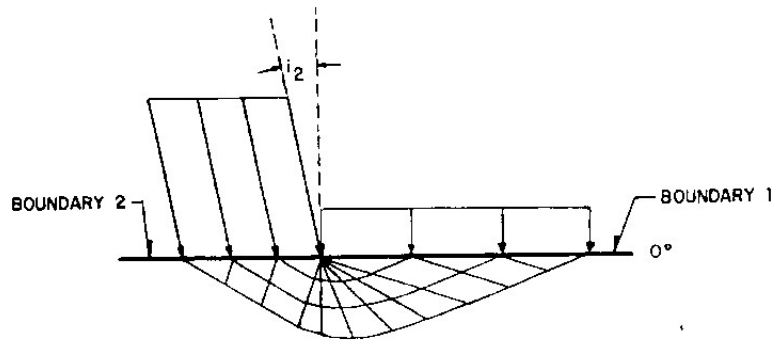
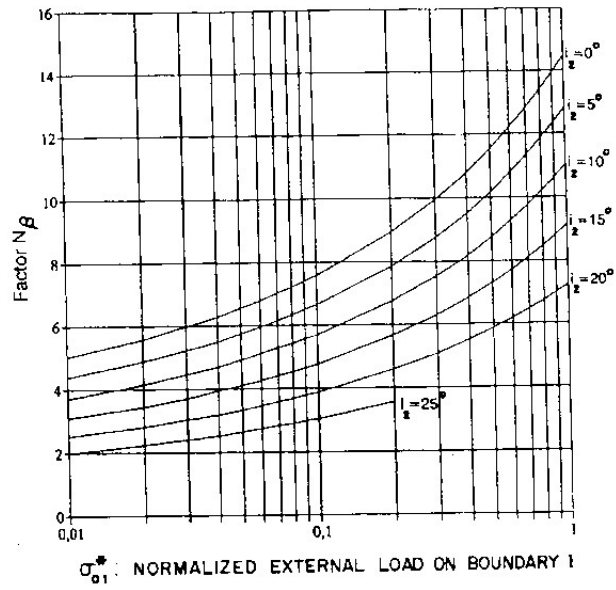


圖 2.41 假設不連續體邊界狀態(Serrano & Olalla, 1998)



Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (horizontal surface; $\alpha = 0^\circ$).

圖 2.42 水平地表不同載重下 N_β 之值(Serrano & Olalla, 1998)

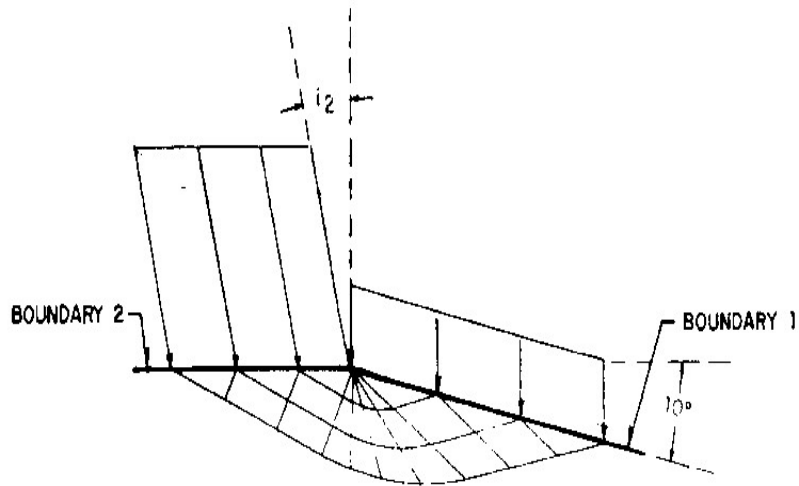
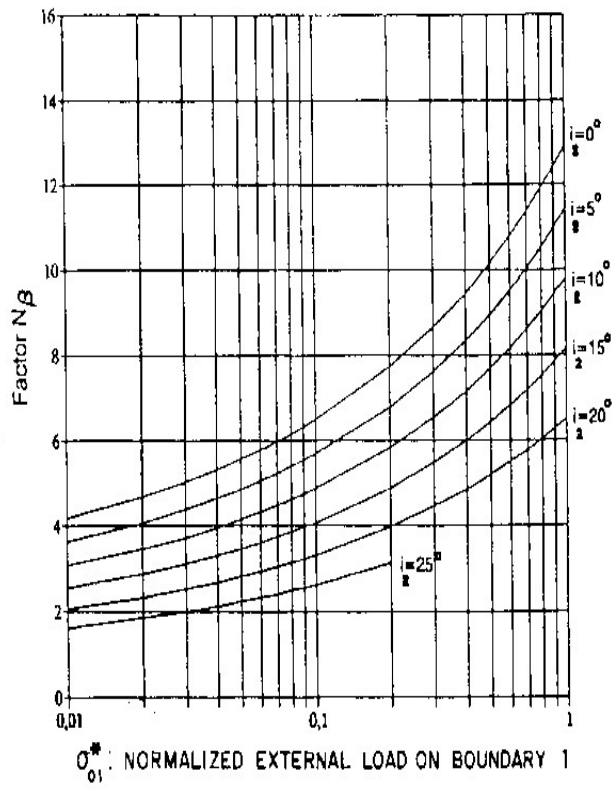


Fig. 5. Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (slope inclination; $\alpha = 10^\circ$).

圖 2.43 傾角 10 度不同載重下 $N\beta$ 之值(Serrano & Olalla, 1998)

2.5 人造軟岩承載試驗

天然岩塊性質不一、取得不易，且現地試驗花費甚大，故國、內外多位學者，以人造試體模擬目標岩層進行承載試驗，劉英助（2002）、廖智偉（2003）與本研究同以新竹寶山地區天然砂岩為材料，於實驗室中重製膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，茲將劉英助（2002）所彙整相關試驗文獻及其劉英助（2002）、廖智偉（2003）試驗結果摘述如下：

1. Johnston and Choi (1986)

其為了了解軟岩行為，進行一系列室內人造軟岩試驗來探討。乃應用數值和分析的技術來進一步預測基礎行為，而這與軟岩的特性、塑造正確地的機制有關。

以墨爾本泥岩作為模擬對象，以人造軟岩來替代天然岩樣的多變性與不確定性的缺點。以 mudstone powder、cement、water 和 accelerator 以比例混和，以高壓進行壓密，直至超額孔隙水壓消散，之後取出試體並加以養護。

越大的壓密應力意味著更小的孔隙率及低風化度的模擬泥岩，此人造軟岩試體尺寸為直徑 300mm，高 200mm，含水量在 10%~20%之間，單壓強度為 2MPa~7MPa。

其加載系統可提供應力控制或應變控制的能力，並且可以根據所需之最大荷重條件，提供四種不同荷重範圍的精度，為 5、20、100、500 KN；同時可量測變位。另外，於試體表面裝設 dial gages 以紀錄試體表面受荷重時所產生的變位。

以此試體進行 pile 承載試驗，樁模型尺寸為 5mm、10mm、25mm 三種，在含水量 10%~20%，以介於 0~10 不同 L/D 值得條件下進行試驗，實驗進行中須特別注意樁模型底部與試體接觸面必須保持相當良好，以避面應力集中情形發生。以每分鐘 0.04%直徑長的速率壓入試體，確保完全排水。試著以許多組試驗的觀察，繪出加載荷重與位移的關係圖(圖 2.44)。

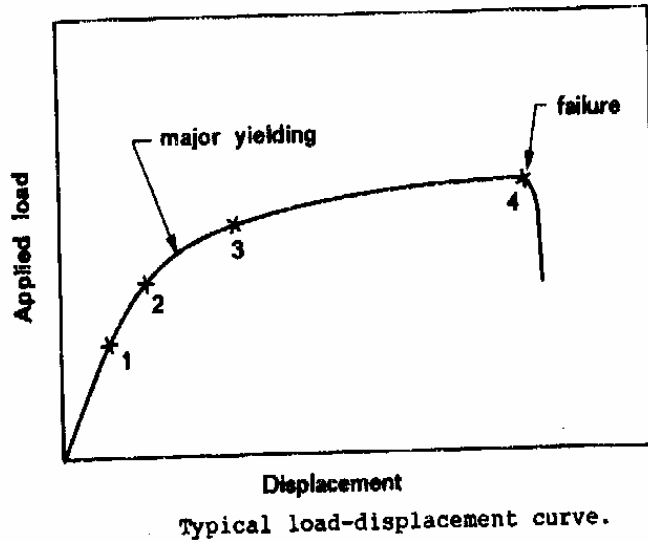


圖 2.44 加載荷重與位移的關係圖

point 1 : 線彈性變形的端點

point 2 : 主要降伏強度前

point 3 : 主要降伏強度後

point 4 : 破壞

應用立體對投影分析(stereo-photogrammetric techniques):

為得詳細的、漸進的平面破壞資訊。透過立體對影像分析，可以依比例將位移量定量以確定破壞的機制。觀察結果如圖 2.45。

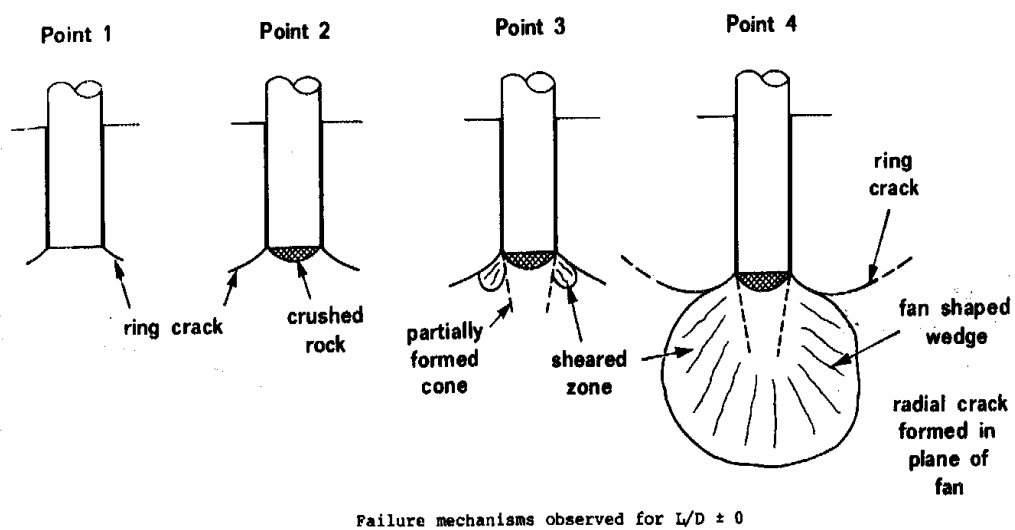


圖 2.45 立體對影像分析之破壞機制

於完整的軟岩單壓強度為 $2\text{MPa} < \sigma < 7\text{MPa}$ ，樁直徑 $5\text{mm} < D < 25\text{mm}$ ，樁灌入深度與樁直徑比： $0 < L/D < 10$ 。經由觀察結果顯示，以上在這些條件下的基礎破壞模式極為相似，其中有一個不同處即為當 $L/D=0$ 及 $L/D>0$ 時。不同之處在於當 $L/D=0$ 時，ring crack 不會發生，而是發展到達上圖中 point 3 時，radial crack 常常突然的發生而造成試體表面的缺口，破壞時，表面以放射狀的裂口出現。

此研究的主要缺點為：

- (1)一個試驗一次只能檢查 load-displacement curve 上的一點。
- (2)很難清楚地界定出影響的區域。

主要的降伏點出現在當 "partially formed cone " 及 "fan shape wedge" 形成時。在 wedge 形成過程中，在扇形的平面上有放射狀的張力裂痕出現，而此放射狀的裂痕則為導致試體破壞的主因，故推論端面極限承載力的大小應由張力強度所控制。



2. 卿建業(1995)

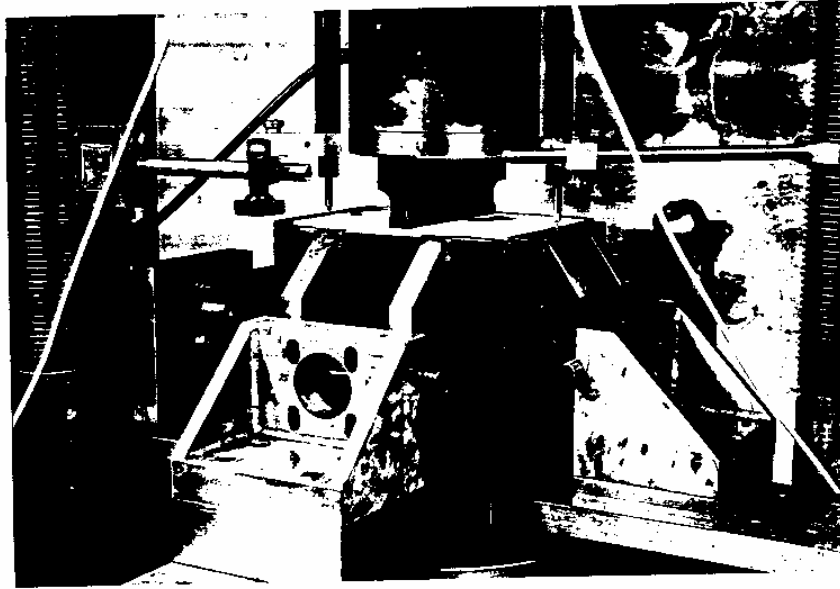
以石膏、水、皂土製作人造軟岩，並設計以平面應變狀態之下的長條形淺基礎承載試驗，

其模型加載設備如圖 2.46 所示：

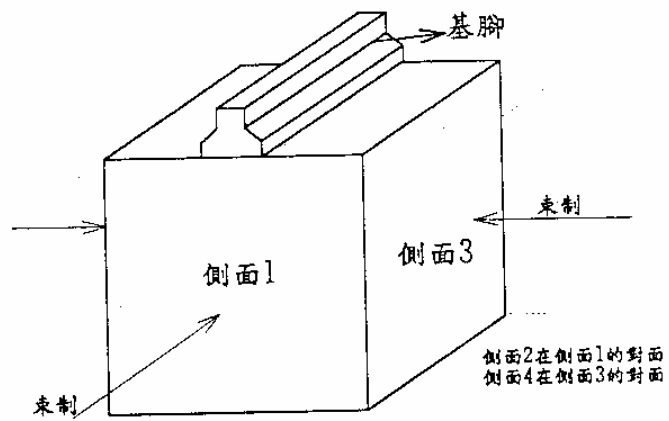
- (1)ELE(Engineering Laboratory Equipment)公司所製造之 50 公噸壓力機，變形速率範圍為 $5\sim 0.0000121\text{mm/min}$ ；
- (2)油壓千金頂二具及反力座，以提供兩個方向的束制；
- (3)50 噸荷重盒(load cell)及 LVDT 二個，用以量測基腳荷重與沉陷量。

試體四面束制並提供不同圍壓，以 0.09mm/min 速率的位移控制進行試驗，實際施作所採用的試體尺寸為 $20\text{cm}(\text{長})\times 20\text{cm}(\text{高})\times 15\text{cm}(\text{厚})$ 。其單位重 1g/cm^3 ，單壓強度為 71.3ksc ，模數比 297，強度比 3.7，卜松比 (poisson's ratio) 為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為 2.7ksc ，摩擦角 (ψ) 為 28.1° 。其得到的承載曲線如圖 2.47 所示：





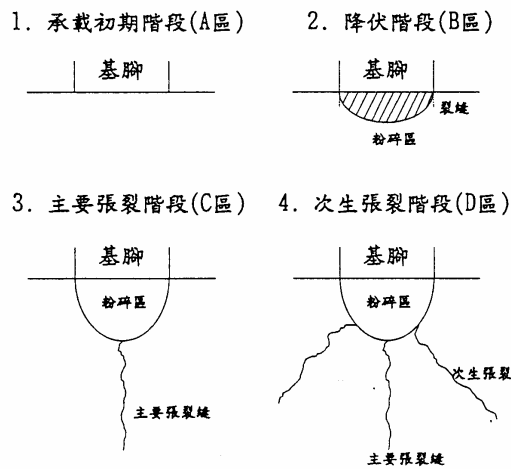
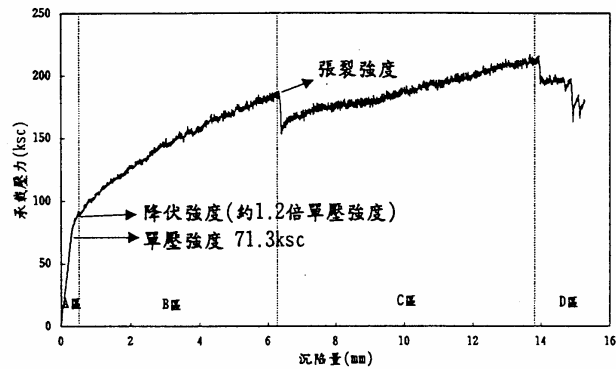
(整體配置)



(局部放大)

基礎承載實驗的設計

圖 2.46 基礎承載試驗儀器架設示意圖(卿建業,1995)



— 承載行為實驗中，不同承載階段所觀察得的基礎破壞現象

圖 2.47 不同階段之基礎破壞現象(卿建業,1995)

根據可進一步解釋整個承載行為的過程：

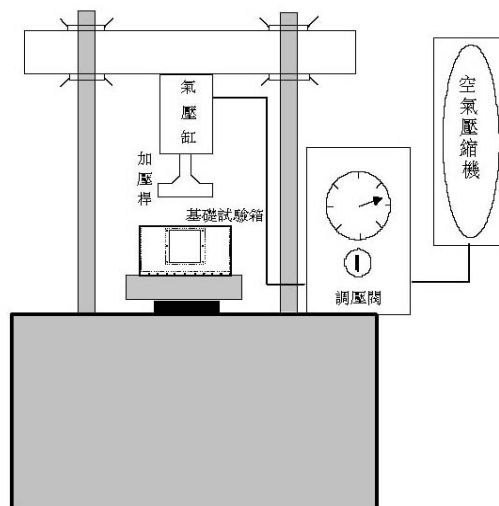
- (1)初期階段(A 區)：曲線呈線性，無明顯破壞現象。
- (2)降伏階段(B 區)：降伏強度約為單壓強度之 1.2~1.4 倍，基腳下方有明顯粉碎區出現。
- (3)主要張裂階段(C 區)：粉碎區下方尖端處與完整區之間出現主要張力裂縫
- (4)次生張裂階段(D 區)：隨著沉陷量增加，多條次生的裂縫會開始出現於粉碎區與完整區域之間，多呈輻射狀。

3. 王乙翕(2000)

以縮尺模型試驗，應用相關人造層狀岩體製作之技術製備基礎承載試驗所需之層狀試體。藉由改變岩體不同地層狀況及層厚比(H/B) 來探討淺長條基礎之極限承載力及其破壞模態。並透過數值分析模擬與試驗對照以了解淺長條基礎在不同地層狀況下之承載行為。文中，有一部分以砂岩為模擬對象，將其摘錄如下：

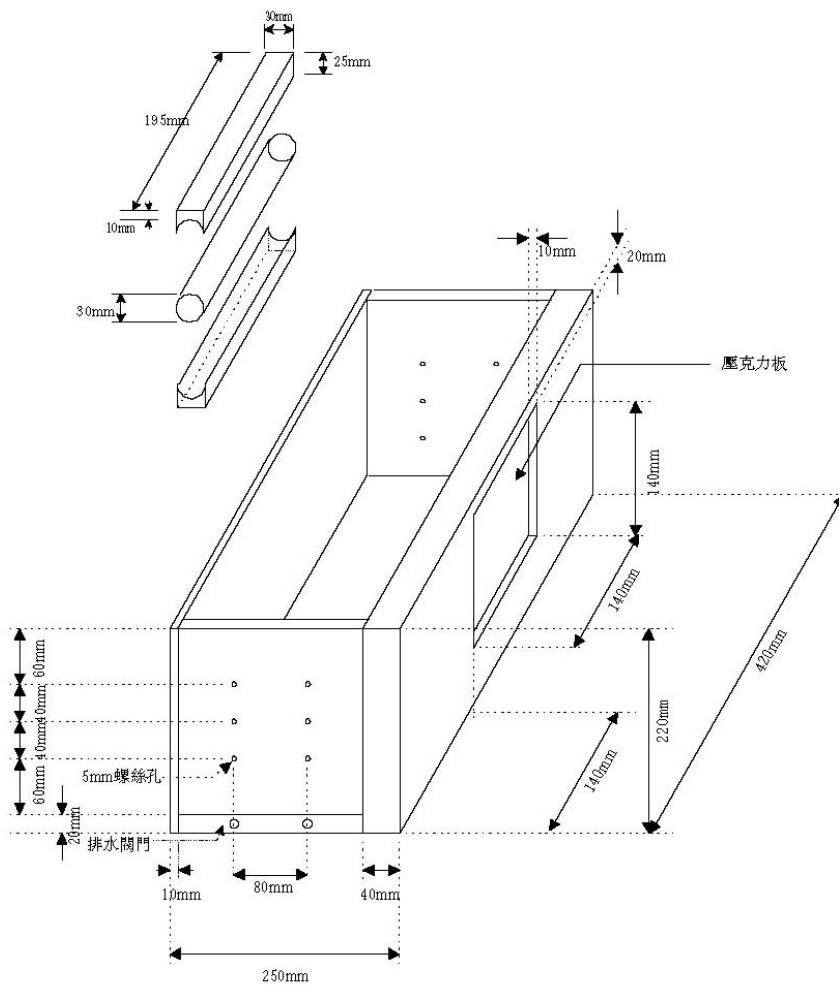
在模擬材料的選擇上決定採用水泥(cement) 為主要膠結材料。此外在提高人造岩體與天然岩石之相似性的原則上，選擇採用台中大坑的砂岩及頁岩(係屬於卓蘭層砂頁岩)，以不破壞原有碎屑顆粒為原則，搗碎烘乾備用。以水泥：砂岩碎屑=1：6 及水泥：頁岩粉末=1：7 為拌合比，進行灌模壓密。

岩石基礎試驗箱在材料試驗機、氣壓缸及承壓板，即能進行製作等強度剖面之岩石試體，試體壓製、養治完成後遂在同一試驗箱進行基礎承載實驗(圖 2.48)，為了能觀察基礎承載實驗加載過程中的變形與破壞行為，本試驗箱前方面板設計成壓克力視窗。為了減輕基礎試驗箱之重量，試驗箱以鋁合金為材料，由五片鋁合金板所組成的矩形試驗箱，內部尺寸為 40cm×20cm×20cm，基礎試驗箱細部尺寸如圖 2.49。



製作基礎試驗試體設備圖

圖 2.48 製作試體設備圖 (王乙翕, 2000)



基礎試驗箱及基腳細部尺寸

圖 2.49 基礎試驗箱及基腳尺寸示意圖 (王乙翕, 2000)

4. Yamamoto & Kusuda(2001)

為了調查加勁基礎的漸進式破壞行為機制進行了一系列室內模型試驗，以小鋁棒(50mm 長，直徑分別為 1.6mm 與 3mm，以 3:2 的重量比來混和)作為模擬地盤材料(圖 2.50、2.51、2.52)採用影像量測進行漸進式分析。

以鋁棒來模擬地盤材料的優點在於 1. 易於觀察。2. 它滿足平面應變的條件。3. 不易受側壁摩差力影響。4. 可以與土壤、礫石比重相互比較。5. 可以以不同半徑的鋁棒配比來模擬不同地盤的特性。並輔以極限平衡法的概念，來估算承载力。

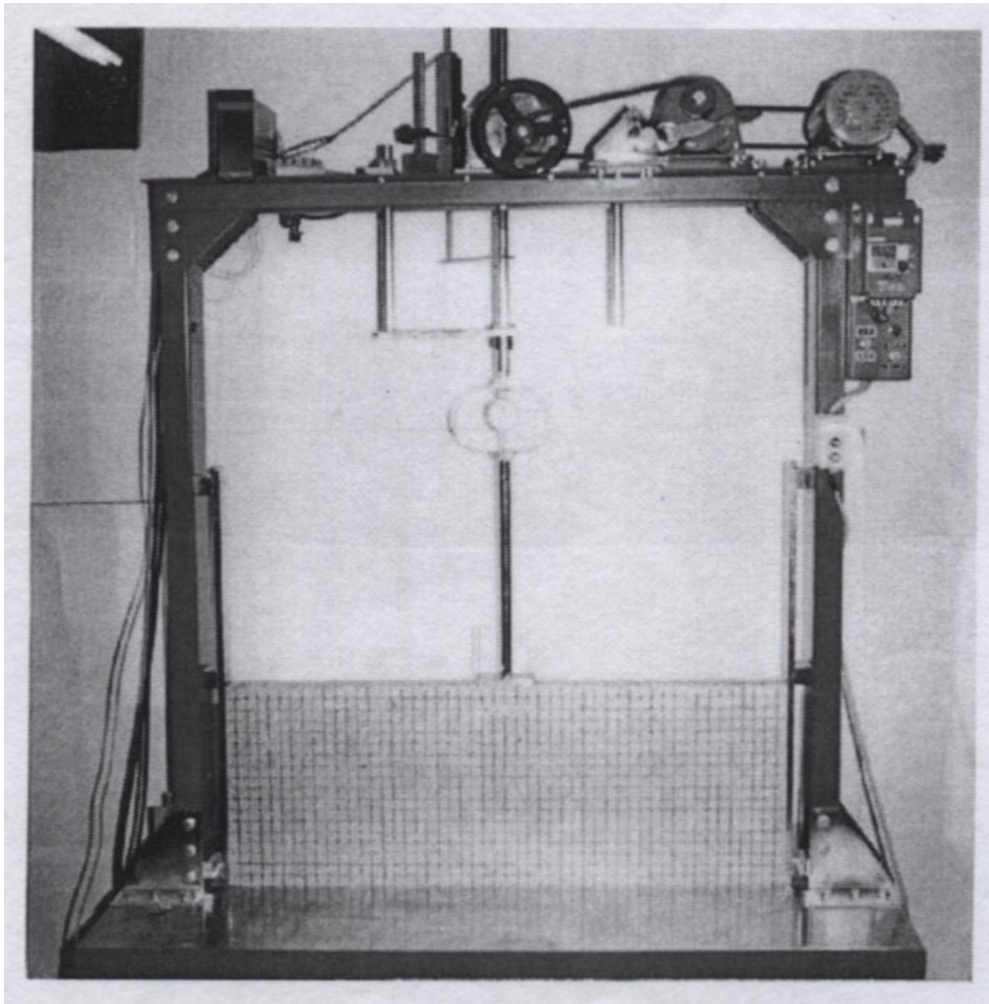
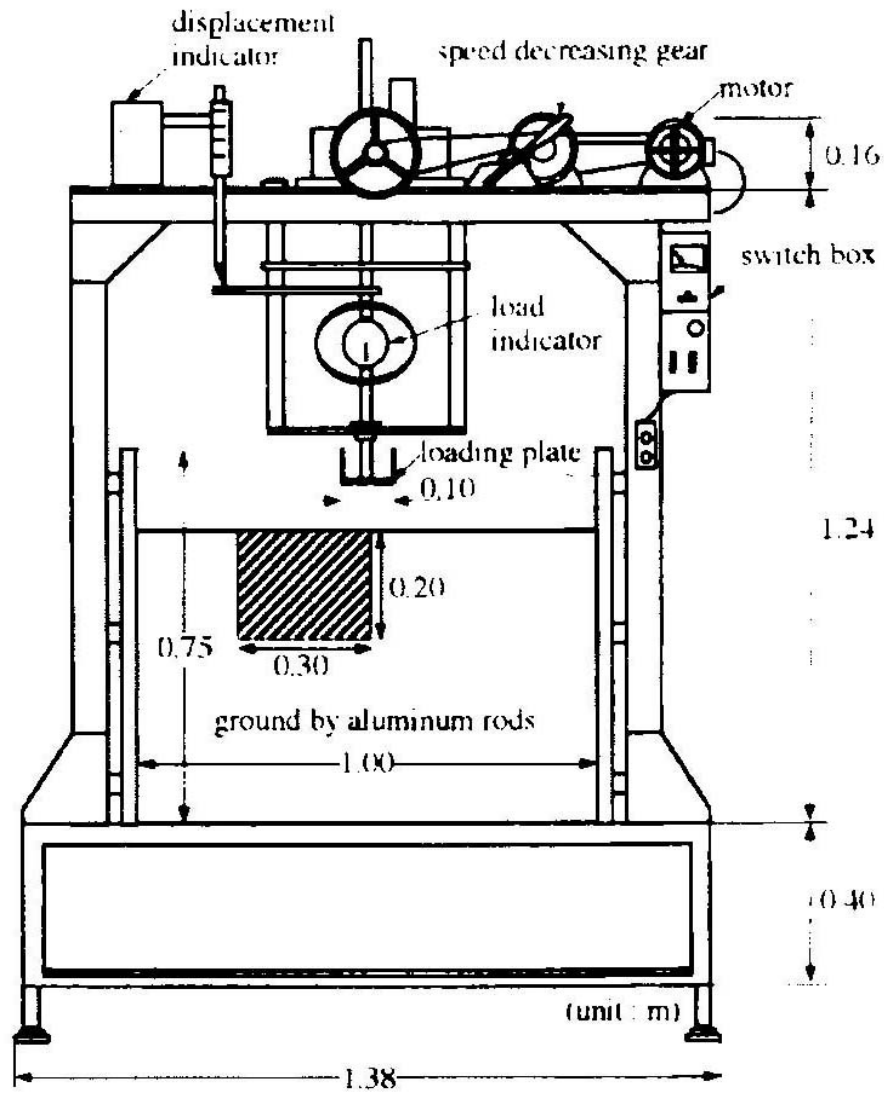


圖 2.50 試驗設備示意圖 (Yamamoto & Kusuda, 2001)



Schematics of test setup.

圖 2.51 承載試驗示意圖 (Yamamoto & Kusuda, 2001)

試驗對象材料條件為 $\gamma=21.85\text{kN/m}^3$ ， $\phi=25^\circ$ ， $n=20\%$ ($e=0.25$)，並以 1 mm/min . displacement control 及每 1 mm 沉陷紀錄一次並同時以拍取照片直到 50 mm 沉陷量為止。

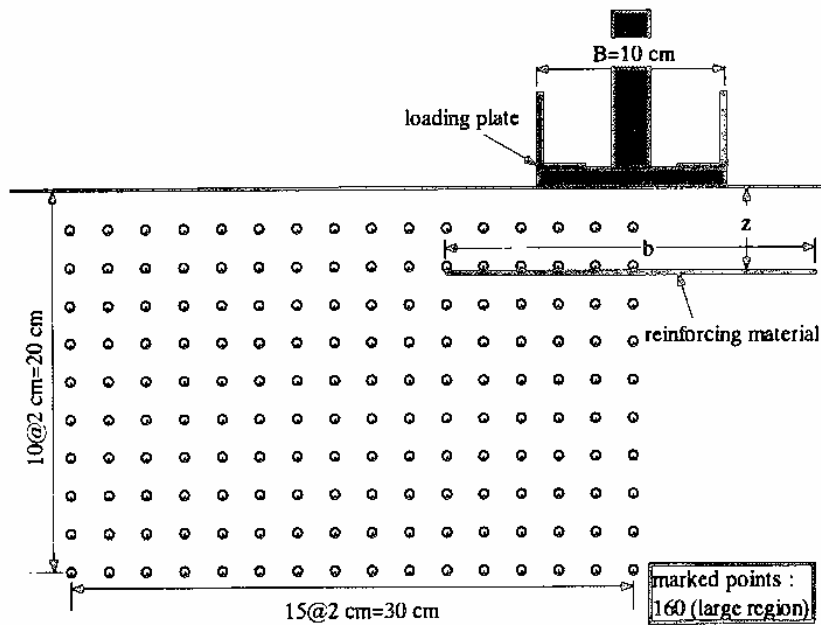


圖 2.52 模擬地盤之鋁棒配置圖 (Yamamoto & Kusuda, 2001)

試驗結果：

一般而言，在 sandy ground 尖峰強度為於 $S/B=0.1-0.2$ 時，而在此模擬實驗下，尖峰強度則為於 $S/B=0.44$ 時，這是因為鋁棒之間的摩擦力與互鎖能力較實際砂地小許多，圖 2.53 為影像漸進式分析後的結果。

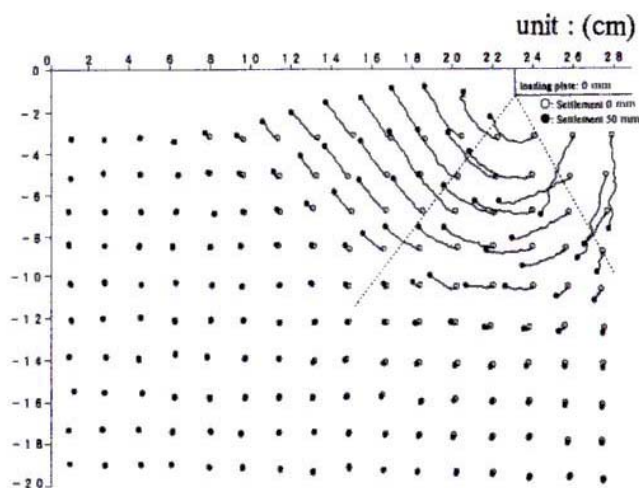


圖 2.53 影像漸進式分析結果 (Yamamoto & Kusuda, 2001)

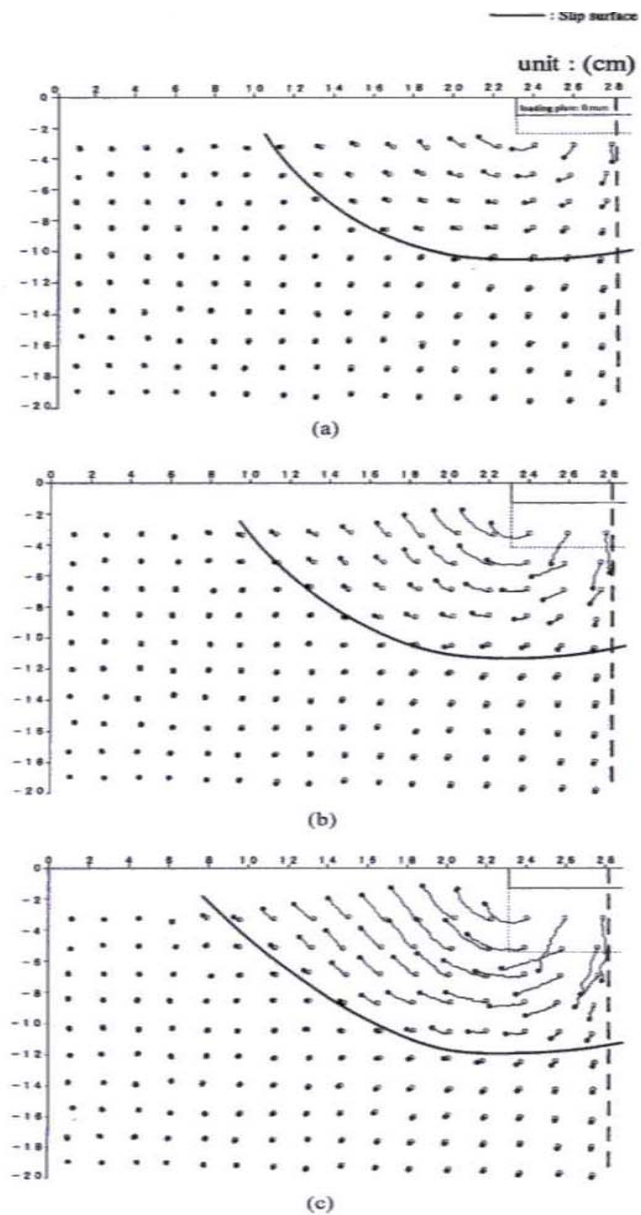
破壞區域可分為三個區域：

主動區(active pressure wedge zone)

輻射狀剪力區(radial pressure shear zone)

被動區(passive zone spread laterally from the wedge of bottom of loading plate)

$S/B = 0.12, 0.28, 0.44$ 三個階段所觀察破壞機制現象如圖 2.54 所示：



Progress of failure mechanism for CASE 1. (a) $S/B = 0.12$; (b) $S/B = 0.28$; (c) S/B

圖 2.54 $S/B = 0.12, 0.28, 0.44$ 三個階段所觀察破壞機制現象

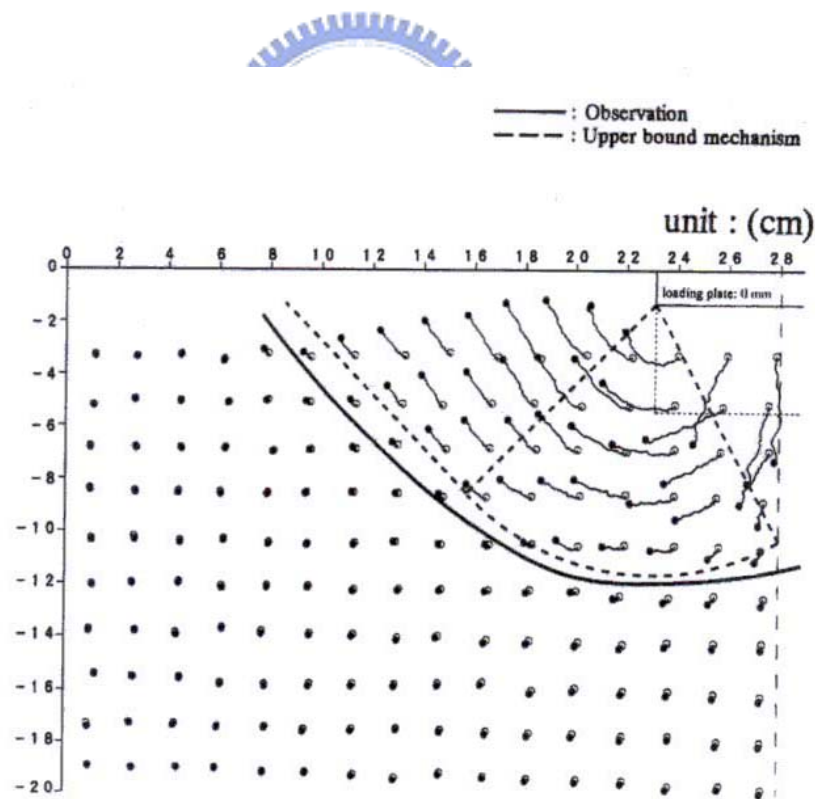
(Yamamoto & Kusuda, 2001)

另外加以採 Upper-Bound theorem :(defined by Chen, 1975)的數值分析方法，可得到以下解式

$$q = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma = \frac{\gamma B}{2} \left[-\frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \cos^2 \xi \cos 2\phi (1 + \tan^2 2\phi)} \right. \\ \times \{(\tan 2\phi \cos(\pi/4 - \phi) - \sin(\pi/4 - \phi)) \exp\{(\pi - \xi - \pi/4) \tan 2\phi\} \\ + \tan 2\phi \cos(\xi + \phi) + \sin(\xi + \phi)\} \\ \left. + \frac{\tan \pi/4 \cos(\pi/4 - \phi) \cos(\xi - \phi)}{2 \cos^2 \xi \cos 2\phi} \exp\{(\pi - \xi - \pi/4) \tan 2\phi\} \right]$$

(其中 ξ : wedge angle)

由實驗觀察與所建議的分析結果的比較如圖 2.55 :



Comparison between observations and proposed mechanism at $S/B = 0.44$

圖 2.55 實驗觀察與數值分析結果的比較 (Yamamoto & Koji, 2001)

5. 劉英助 (2002)

劉英助 (2002) 所作之研究，於試體製作完成，拆模氣乾後，試體四周重新以模具圍束進行承載試驗，以提供良好之束制環境模擬平面應變，但 No.2 及 No.3 因人為因素影響，致無法獲得較佳之試驗結果。故於 No.4 及 No.5 加強側向束制後，試體底部即未見向上延伸之張力裂縫，表 2.22 為各承載試驗之結果與條件。

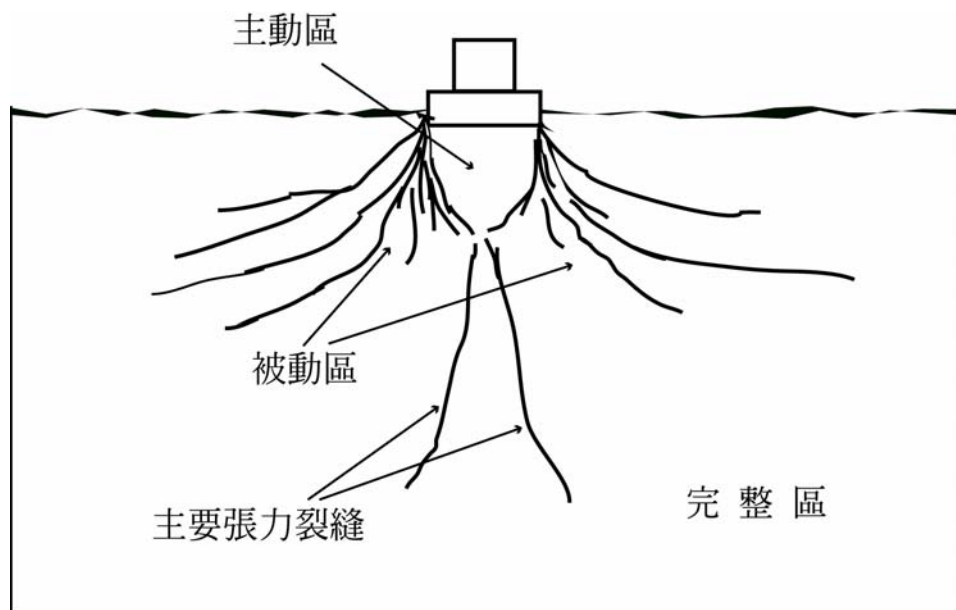
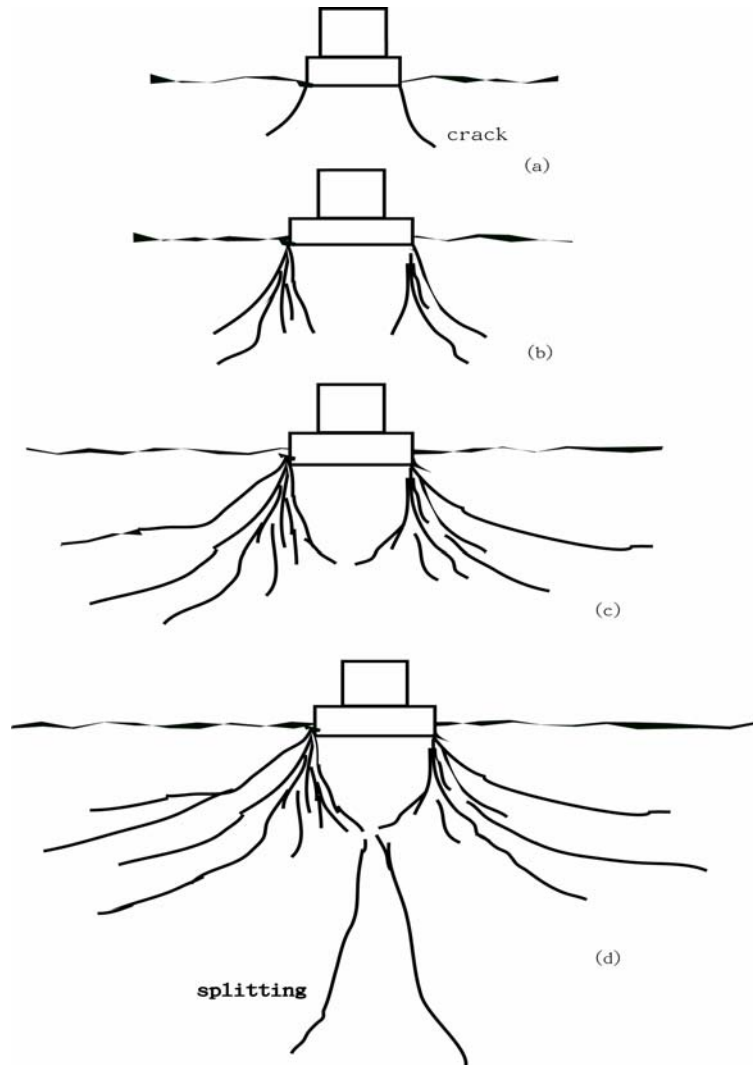
表 2.22 承載試驗之結果與條件 (劉英助 2002)

試體編號	壓密應力 (kg / cm ²)	壓密天數 (day)	單壓強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	極限承載力 (MPa)	束制條件
No.2	55.56	4	3.11	9.15	13.45	無側向束制
No.3	88.89	4	3.20	9.06	11.1	無側向束制
No.4	111.12	4	4.57	15.60	21.66	具側向束制
No.5	44.45	4	3.04	10.91	14.64	具側向束制

對其承載試驗側向束制有、無的條件之下，其承載行為說明如下：

無側向束制試驗之破壞機制 (No.2、No.3)：

- (1) 增加載重於基礎上時，剛性模型基腳兩端之處，隨荷重增加而有應力集中現象；基腳兩端下有明顯的破裂現象(圖 2.56 (a))。
- (2) 在主動受壓區形成之後，有剪裂位移伴隨著剪裂面的生成而發生(圖 2.56 (b))。裂面大致呈放射狀，由主動受壓區往外延伸發展。此時屬降伏點之前的階段。
- (3) 當承載力持續增加，沉陷量加大時，呈似放射狀之裂面有延伸擴大的趨勢(圖 2.56 (c))。可能發生於被動受壓區形成至破壞發生之間的期間，此時屬降伏點之後的階段。
- (4) 當達到極限承載力時(圖 2.56 之點 3)，會同時伴隨著一主要張力裂縫的生成，發生類似劈裂(splitting)的破壞形式，圖 2.56 (d)所示。



2.56 無側向束制條件之模型基礎承載破壞機制示意圖 (劉英助 2002)

具側向束制試驗之破壞機制：

- (a)增加載重於基礎上時，刚性模型基腳兩端之處有應力集中現象，使得材料有明顯的破裂現象(圖 2.57 (a))。
- (b)在主動受壓區形成後，有剪裂位移伴隨剪裂面的生成而發生(圖 2.57(b))。此裂面大致呈輻射狀，由主動受壓區往外延伸。可能發生於主動受壓區至被動受壓區形成的過渡期間，此時尚未達降伏點。
- (c)當承载力持續增加，沉陷量加大時，呈似放射狀之剪裂面有延伸擴大的趨勢(圖 2.57 (c))。可能發生於被動受壓區形成至破壞發生之間的期間，屬降伏點之後的階段。
- (d)最後當達到極限承载力時，剪裂面發展延伸至試體表面上，形成一個主要的剪裂破壞面(圖 2.57 (d))。將之視為極限承载力的發生點。

劉英助（2002）依其試驗觀察，由於人造膠結不良砂岩具有介於硬岩的脆性與土壤的塑性，初步判定其承載行為的破壞機制較為類似卻不盡相同於 Ladanyi (1972)所追蹤的一脆性，非多孔性岩石發生破壞的情形；人造膠結不良砂岩由於擴張現象，基腳下方的破碎與發裂的球形範圍向外伸展，除了產生放射狀的裂縫外，並同時伴隨著某種程度的剪動效應，導致其中主要裂縫將蔓延到自由表面。

依卿建業（1995）之研究，承載破壞發生時，粉碎區下方尖端處與完整區之間，會出現主要張力裂縫，但由劉英助（2002）所作試驗，張力裂縫產生於無束制條件之試驗，具束制條件之試驗則無張力裂縫，故張力裂縫的產生，應與束制條件是否可模擬良好之平面應變有關。

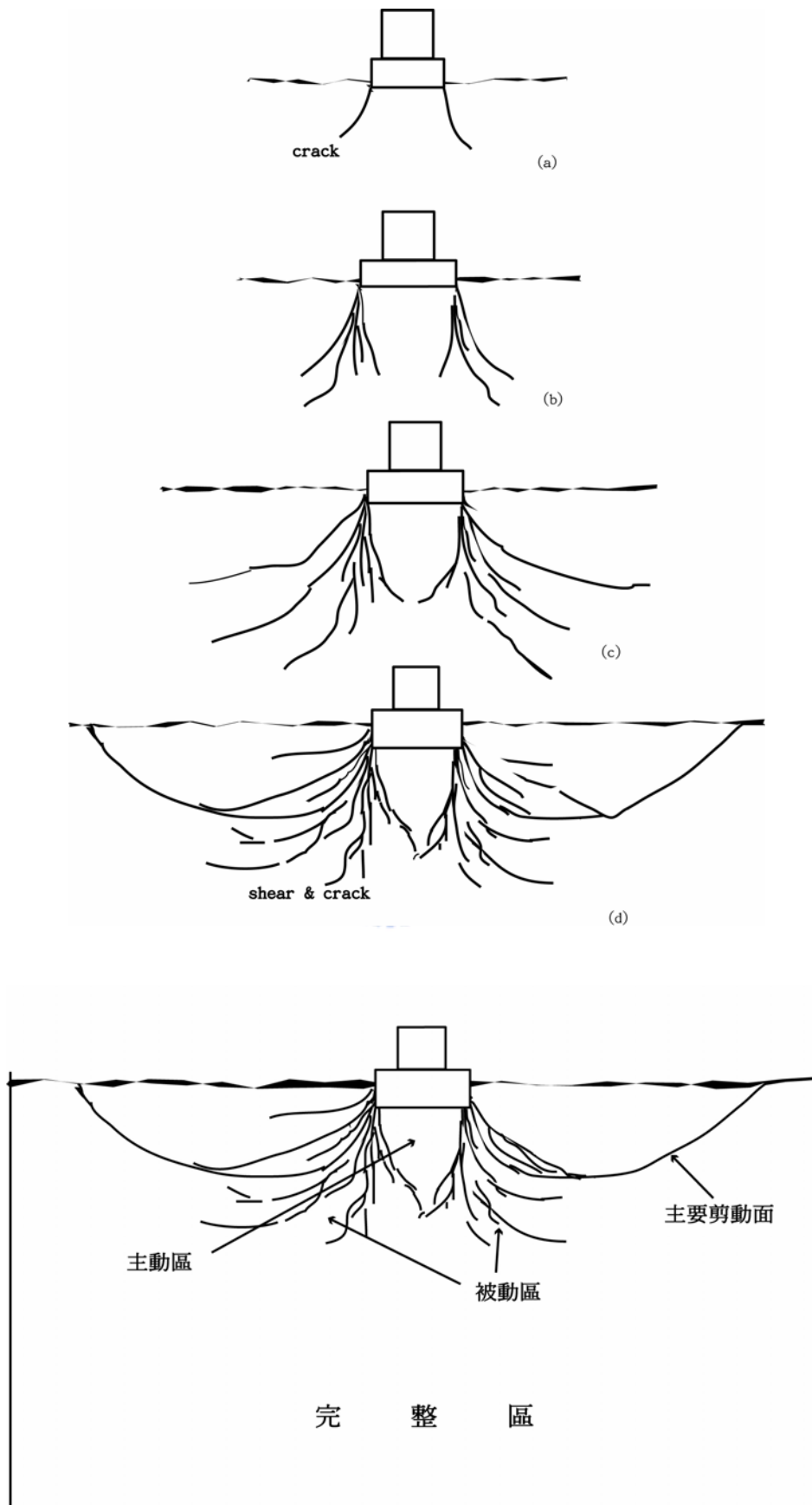


圖 2.57 具側向束制條件之模型基礎承載破壞機制示意圖 (劉英助 2002)