

地工技術

穩定坡地之沉箱式擋土牆設計

熊谷 鎰* 邱 鴻 翼** 黃 立 煌***

一、 前 言

邊坡穩定工程一般都以修坡之方式或擋土牆來處理，但在修坡之範圍受到限制或採用一般擋土牆在施工時，因基礎開挖而可能引起坍方時，可採用沉箱式之擋土結構來處理，此一方式並可配以預力岩錨以增加其穩定效果。沉箱式擋土結構一般而言其工程費較高，但在其他方法無法使用時，不失為可行方法之一。此方法對於必須垂直開挖之邊坡尤其具效果，在香港地區使用，均能達成工程目的，近年來在國內亦已有施工之實例，謹予說明並提供參考。

沉箱式擋土結構係以人工挖掘之方式建造(其直徑一般在1.0m~2.5m之間)，而後於沉箱內插入鋼筋籠後澆灌混凝土，使成為實心之鋼筋混凝土柱(見圖一)，並配置成列形成沉箱式擋土結構，沉箱內徑、間距依土壓大小而定，若在R.C.擋土結構前方必須開挖時，沉箱間之空隙可打設R.C.版，使其成為完全連續之擋土牆，由於此類型擋土牆所受之土壓力通常較大，常須加設預力地錨(如圖二所示)以增加其穩定性。沉箱式擋土結構有下列之優點：

- (1)可穩定較深之滑動面。
- (2)施工所需之空間甚小。
- (3)不需大型之施工機械，可在陡峭之邊坡施工。
- (4)施工時不需大量開挖及回填，可免施工時因開挖而造成不穩定現象。

依經驗利用沉箱處理坡地之方式，可概括分為四種等級(表一)，第一級為滑動深度小於10公尺之小型整治工程，第二級為滑動深度介於10公尺至20公尺之中型整治工程，第三級為

滑動深度介於20公尺至30公尺之大型整治工程，第四級為滑動深度超過30公尺之超大型整治工程，基於工程材料強度與工程經濟之限制，深度小於30公尺之穩定處理方有其經濟上之效益，而大於30公尺之整治，由於工程所費不貲，除非基於特殊情況之限制，否則成本均甚高昂。

二、 不穩定邊坡之滑動模式

邊坡滑動依其規模之大小，可概分為兩種類型，其一為局部崩壞(Local Failure)，亦稱之為淺層滑動，其規模較小，可用傳統式之擋土牆或改善地層狀況，如分層填土夯實、增加地面或地下水導排設施等方式予以穩定；另一稱之為全面崩壞(General Failure)，亦稱之為深層滑動，規模通常較大，需用特殊之基樁、岩錨、地錨、灌漿等穩定工法，工程較艱鉅浩大；今依其破壞之地質、地形條件及滑動面形狀約可區分為下列三類型(圖三)。

2.1 覆蓋土層之弧形崩塌

覆蓋土層之表面若植生狀況良好時，已趨近長期穩定平衡狀態，但如經生態環境、人文環境、自然環境之改變，地表植生破壞、降雨強度增大、地面逕流路徑改變、入滲量增加、地下水水位升高，土壤剪力強度減低，遂而產生圓弧形或螺線形崩塌(圖三，滑動弧#1)。而於一欲整理利用之邊坡，亦可分析多個可能滑動弧徑，以求得臨界弧位置，進而預先運用工程手段解決。

* 亞新工程顧問公司副總工程師

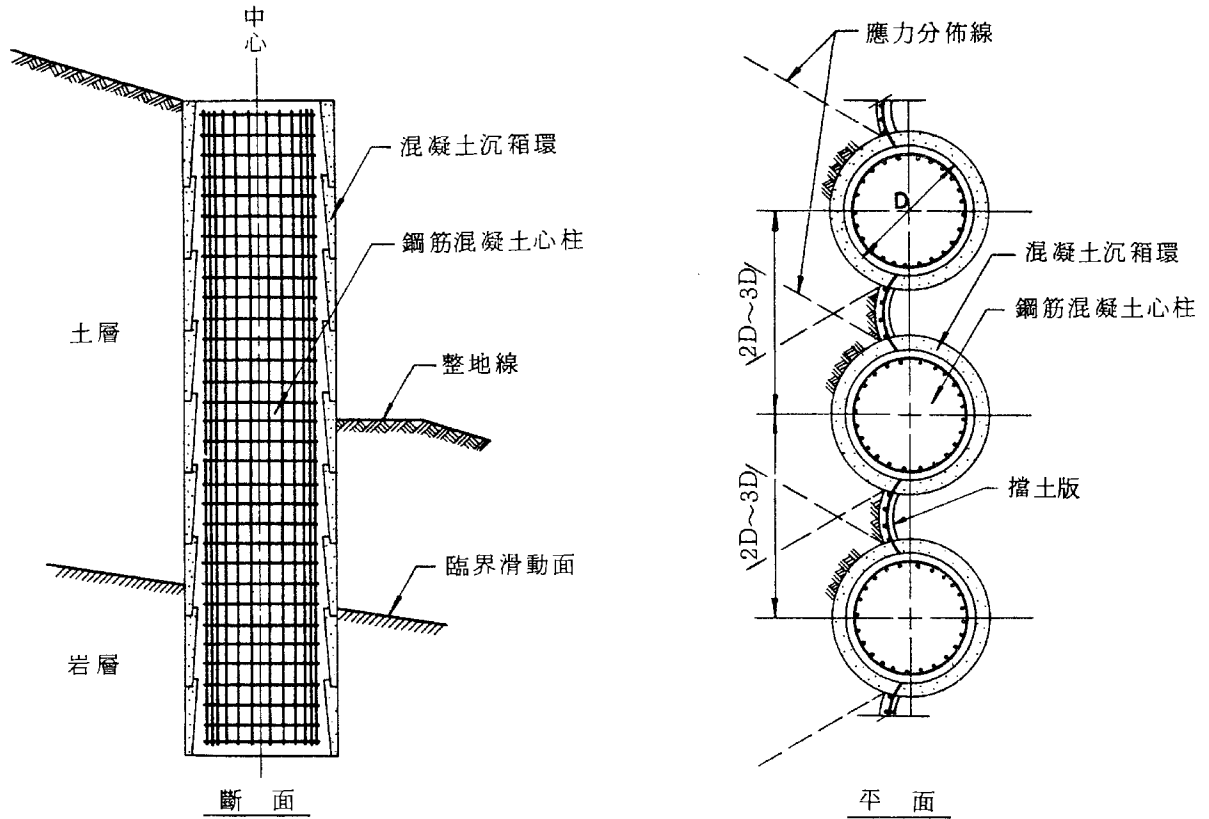
** 亞新工程顧問公司正工程師

*** 亞新工程顧問公司工程師

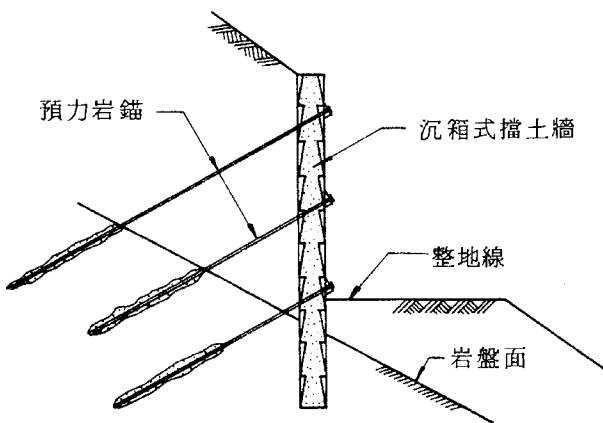


表一 斜坡地穩定工程整治分級表

| 滑動深度 | 工程規模 | 說 明 |
|----------------------|------|---|
| $H \leq 10^m$ | 小 型 | 沉箱直徑 $1.0^m < \phi \leq 1.5^m$ ，需0~1排錨定輔助 |
| $10^m < H \leq 20^m$ | 中 型 | 沉箱直徑 $1.5^m < \phi \leq 2.0^m$ ，需2~3排錨定輔助 |
| $20^m < H \leq 30^m$ | 大 型 | 沉箱直徑 $2.0^m < \phi \leq 2.5^m$ ，需3~4排錨定輔助 |
| $H > 30^m$ | 超大型 | 沉箱直徑 $\phi > 2.5^m$ ，需4排以上錨定輔助 |



圖一 沉箱擋土牆詳圖



圖二 配置預力岩錨之沉箱式擋土牆

2.2 土岩界面間之滑動

在地層構造形成之過程中，由於土、岩透水率之不同，比流速(Specific Velocity)之差異，顆粒比重、重力速度等不同，在界面上自

然蓄積黏土或沉泥類土質，厚度很薄，遇地下水位升高，即形成滑動弱面，所以其崩壞形狀為沿覆蓋土部份之弧形，底部沿界面之直線部份，再以不規則曲線切過覆蓋土層，此為一種非圓弧形之破壞形狀(圖三，滑動弧#2)，此類型破壞在台灣較常見。

2.3 岩層界面間之平移

沉積岩層組成由於堆積時間、顆粒成份之差異性，大部份構造為成層組織，並且因各層之力學、透水性質及抵抗風化之能力相異，如有地下水之通路，即易形成壓力水頭(Piezometric Head)升高現象，產生上浮力，減輕岩體重量，致有下滑之趨勢，一有外來驅動力，隨即沿較易受風化侵蝕之軟化層面崩滑，此即最常見之順向坡滑動現象(圖三，滑動弧#3)，尤以砂頁岩互層之岩層為最常見。

2.4 其他模式

除上述三種破壞形式較常發生者外，其他如楔狀破壞、傾覆破壞為由地質之斷層破碎帶、褶皺、節理、河岸侵蝕等因素造成，倘有不規則之崩落、滾落，此種破壞規模較小者，部份亦可運用人為工事，防止或防範其發生。

三、 設計參數之選擇

邊坡分析之先決條件，即代表性土、岩樣本參數之決定，然破壞面位置常未能確定，且此破壞面上每點土樣均有其差異性，如何能由散漫分佈中求取一均值 (Mean Value) 以代表用之於分析，實為一實務經驗之工程藝術，謹列舉下列三種方式為選取最適參數之參考。

3.1 統計類比法 (Statistical Analogy)

地質之分佈常具區域特性，可由此區域鄰近之工程案例與分析設計記錄，獲取各種土質合適之經驗值，如表二台北地區新店近郊之坡地土質經驗參考值。

3.2 取樣試驗、現場試驗

依鑽孔柱狀圖分佈情況，截取各代表不同深度土樣、岩樣試驗，求取均值與標準偏差，以工程之重要性高低，於上、下限值間選取分析參數值，並以現場試驗檢核。

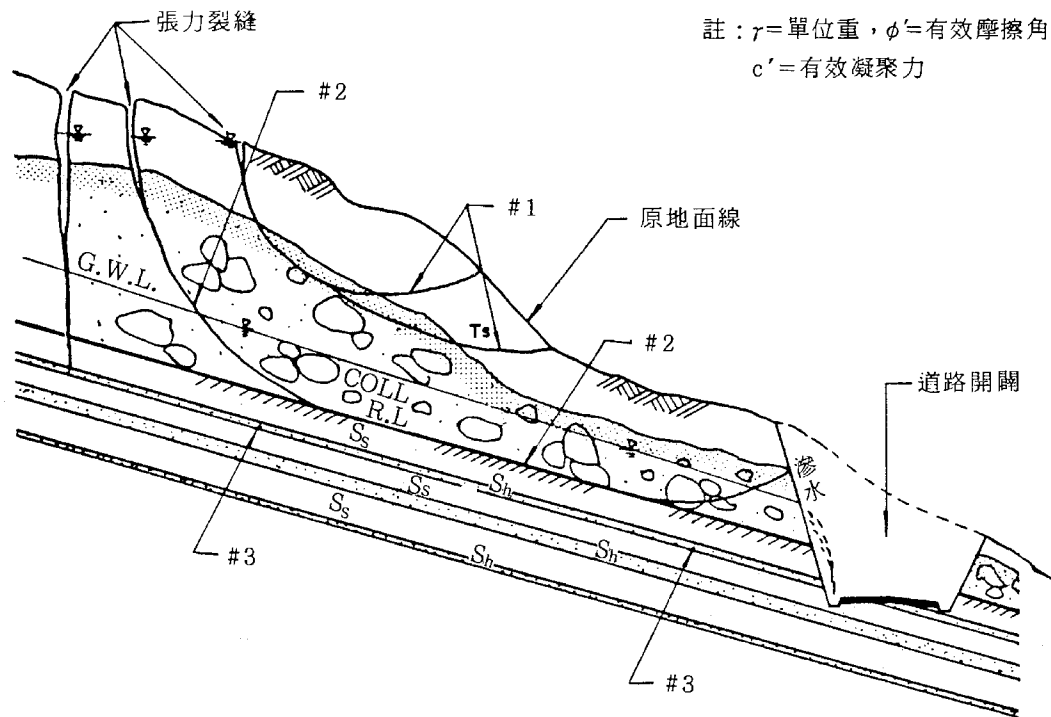
3.3 回估分析 (Back Analysis)

乃利用觀測或現址標定之滑動面位置，於估計破壞時之地下水位情況下，假設滑動安全係數為 1，而無凝聚力時 ($c=0$ 或 $c'=0$)，反推

表二 新店區坡地地質參數

| 土壤/岩石種類 | γ (T/m^3) | ϕ' | c' (T/m^2) |
|----------|-------------------------|---------|---------------------|
| 填土 | 1.8~2.0 | 30°~34° | 0~0.5 |
| 崩積土 | 1.8~2.0 | 34° | 0.5~0.8 |
| 填土/崩積土界面 | 1.8~2.0 | 30° | 0 |
| 崩積土/岩盤界面 | 2.0~2.3 | 20°~24° | 0 |
| 砂岩界面 | 2.3以上 | 24° | 0 |
| 砂頁岩互層界面 | 2.3以上 | 22° | 0 |
| 頁岩界面 | 2.3以上 | 20° | 0 |

註： γ =單位重， ϕ' =有效摩擦角
 c' =有效凝聚力



說明：

- #1 —— 局部崩壞
- #2 & #3 —— 全面崩壞
- O.G. —— 原地面線
- R.L. —— 岩盤線
- G.W.L. —— 地下水位
- T_s —— 表土層
- COLL. —— 崩積層
- S_s —— 砂岩
- S_h —— 頁岩

圖三 斜坡地崩壞主要模式

算內摩擦角(ϕ 或 ϕ')，此方法較能反應現地條件下土、石之特性，有助於比較試驗獲得之強度參數。若尚未有破壞跡象，我們可推算安全係數接近於 1 時之假設水位高程，以與觀測水位比較後，決定分析之參考水位值。

3.4 安全係數

邊坡穩定分析時所採用之最低安全係數，原則上應視調查資料之可靠度，土地利用計劃及邊坡滑動對生命、財產危害程度，與過去不穩定之記錄，有所區別，亦可依工程設施之時效性及保護程度，而有不同之選擇標準，表三為香港 GCO(1984)之建議安全係數採用標準，在國內邊坡工程，筆者建議表四之方式以供分析之參考。

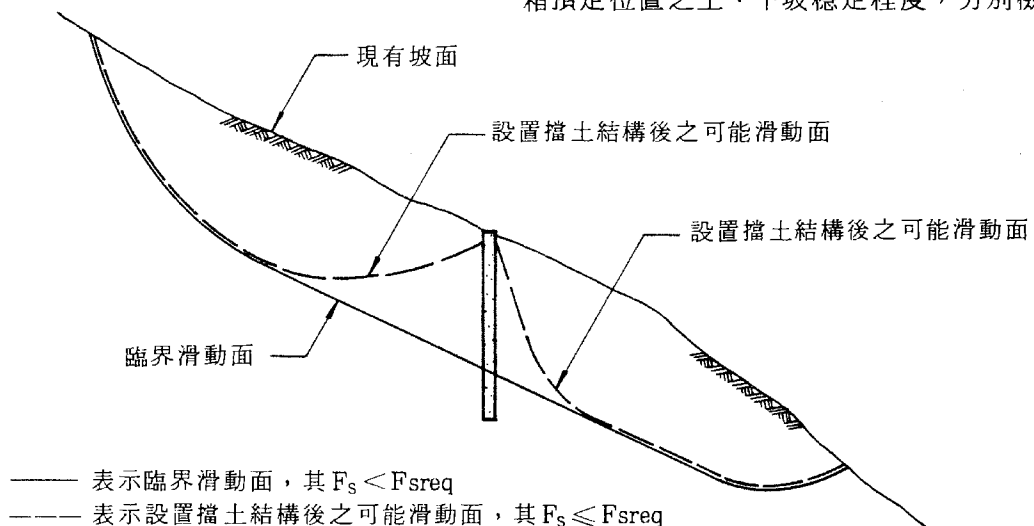
四、 整治邊坡穩定分析

以現況之地形、地物、水路、鑽孔資料，分析現存邊坡滑動後平衡狀態，可獲得下列資料，以作為進行整治或整理之重要依據。

- (1)最可能之臨界滑動面位置、深度。
- (2)檢核滑動面上之土壤、岩石強度參數，

表三 香港 GCO 建議安全係數

| 區別 等級 | 自然邊坡穩定分析 | 設計邊坡穩定分析 |
|----------|----------|----------|
| | L.W.L | L.W.L |
| 高標準 | 1.2 | 1.4 |
| 中標準 | 1.1 | 1.2 |
| 低標準 | >1.0 | >1.0 |



圖四 沉箱擋土牆位置示意圖

及推測臨界水位高程。

(3)判斷引發斜坡不穩定之原因、模式。

依據推定之資料，設定設計之規範限值，諸如挖填合適坡度、最大坡高、排水導向、排水坡度、坡面保護方法、地下水排除設置密度等，經釐定此原則後，即可作出合理之穩定規劃方案，以下各節敘述與設計相關之各項分析。

4.1 沉箱式擋土牆位置之選擇

理論上而言，臨界滑動面之合力重心，位於圓弧中點，因此將沉箱擋土牆設於圓弧中心效果最大(如圖四)，除非因建築之需要，才有考慮其他位置之可能性。此位置之選取，通常基於下列之因素：

- (1)此為滑動弧相對於地表為最深處，若貫穿此點，即可改變原來之滑動弧徑及傾角，而增大穩定係數。
- (2)滑動面以下之土壤或岩盤通常具有較大之覆土壓力及較高之剪力強度，能增抗滑抵抗力。
- (3)沉箱構成之斷面、材料強度勁度(EI值)高，單位面積剪力強度要比土岩强度高。
- (4)可配合岩錨或地錨設計，利用沉箱體之勁度傳遞人為預力，抵消滑動外力。

基於滑動力大小與沉箱經濟尺寸之考慮，沉箱配置亦可以交錯方式排列，但亦需顧及應力重複之浪費，間距上應有合理之安排。

需注意者為沉箱擋土牆位置選定後，由於滑動弧徑將轉移至其他位置，因此仍須對於沉箱預定位置之上、下坡穩定程度，分別檢核（

表四 建議安全係數

| 等級 | 區別 | 常時 | | | 地震時 | |
|----------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | L.W.L | M.W.L | H.W.L | L.W.L | M.W.L |
| 永結 久構 | 高標準 | 1.50 | 1.40 | 1.30 | 1.20 | 1.10 |
| | 低標準 | 1.45 | 1.35 | 1.25 | 1.15 | 1.05 |
| 臨結 時構 | 高標準 | 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.10 | 1.05 |
| | 低標準 | 1.20 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.0 |

L.W.L —— 低水位，相當於10年回歸期雨量

M.W.L —— 平均水位，相當於25年回歸期雨量

H.W.L —— 高水位，相當於50年以上回歸期雨量

詳圖四)，以確定其他局部性之崩壞現象，此規模要比前者為小，有時須輔以小型傳統式擋土牆，以求全面之穩定。至於沉箱體本身有效抵抗力之發揮，有賴於足夠之貫入深度，此深度與沉箱體本身之勁度與土、岩剪力強度成反比，若全面性穩定無法藉上述三種方式達到，沿沉箱體分層安排預力鋼鍵，提供外力亦是一種可行之方法，加入上述因素後，再重行分析穩定安全係數，直至分析成果符合設計要求。

4.2 滑動土壓力分佈之推估

利用沉箱式擋土結構以提高邊坡之穩定度，以合乎設計需求，此沉箱式擋土結構設施需增加之抵抗力，應適足以抵抗滑動土壓力，Janbu (1972) 依極限平衡概念(Limit Equilibrium)，推估其平衡安全度為：

$$\frac{f_0 R}{S-E} = F \cdot S \quad (1)$$

上式中：

R = 土壤總抵抗力 (沿圖五滑動弧#1之剪力強度)

f_0 = 修正係數 (與臨界弧之幾何形狀有關)

S = 總滑動力 (即滑動土體之重力分力、加載、水壓力、地震力)

E = 設計結構體需提供之平衡壓力

$F \cdot S$ = 穩定安全係數 (詳3.4節)

上式即Janbu (1972) 之簡化法以用於推求各種不同地下水水位下之總土壓力，作為結構體分析之依據，然因上式以切片分析法(Method of Slice) 計算之結果，僅能求出作用力之大小，但並未能確知作用點位置、方向，易言之土壓力之分佈為未知，圖六為依理論假設作用點在 $\frac{1}{4}h$ 至 $\frac{1}{2}h$ 間，依此可再視現地土質而有三種不同假設之分佈情況。

而作用力方向可假設為平行於滑動面，或依Coulomb理論假設與結構體呈一角度 ϕ (因結構體為場鑄表面粗糙度大，假設採用為土壤內摩擦角 ϕ) (圖六)，其中較為簡便者為採用三角形分佈，而結果亦相當保守。

4.3 沉箱貫入深度

抵抗滑動土壓力之主要來源有二，一為沉箱體上部之預力鋼鍵之錨定力，另一為牆前之土、岩阻力，而其中之一部份阻力即為貫入滑動面以下之土壤或岩石所提供；因土、岩阻力大小又與結構體之側位移有互制關係，並未完全達到被動狀態(Passive State)，因假設之位條件而有彈性法、塑性法及彈塑性法之區分(Ou, 1983)。於初步階段可先假定最大之極限側向抵抗壓力分佈，依對預力鋼鍵合力點力矩平衡條件，可求得平衡時所需之貫入深度，再依工程地質之風險程度，取1.2~2倍安全係數；貫入深度依理論而言愈深愈保守，但此立論前提仍須視沉箱體勁度相對於滑動面下土、岩剪力強度比較而異。

4.4 岩錨或地錨拉力推算

若單獨以沉箱體之結構勁度用以抵抗滑動力，由於懸臂長度太大，彎矩、剪力均大，沉箱斷面將不經濟，產生之側位移亦高，因此通常須配合預力錨定設計，以簡單之平衡式表之即：

$$E = T + P_s + P_r \quad (2)$$

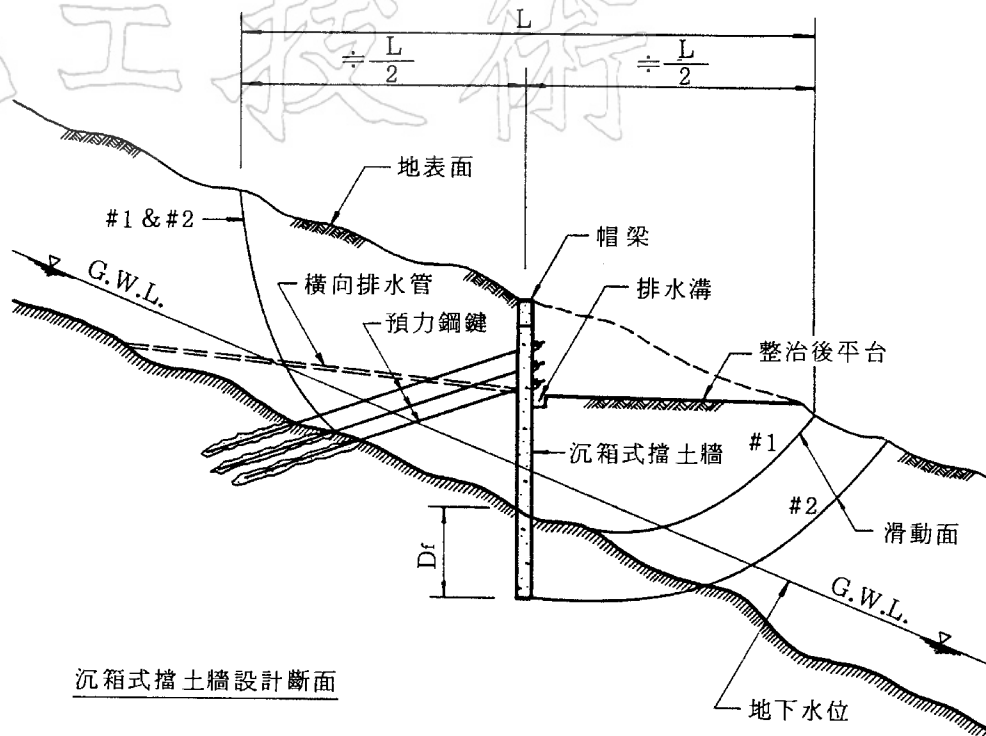
上式中： T = 預力錨定拉力 (說明詳圖五)

P_s = 土壤抵抗力

P_r = 岩盤抵抗力

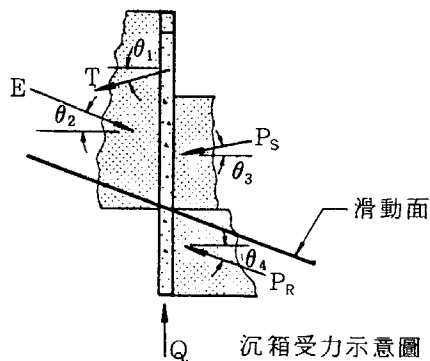
其E值可由式(1)求得，再由假設之土壤及岩石彈簧係數，由聯立方程式求解T得工作預

土工技術



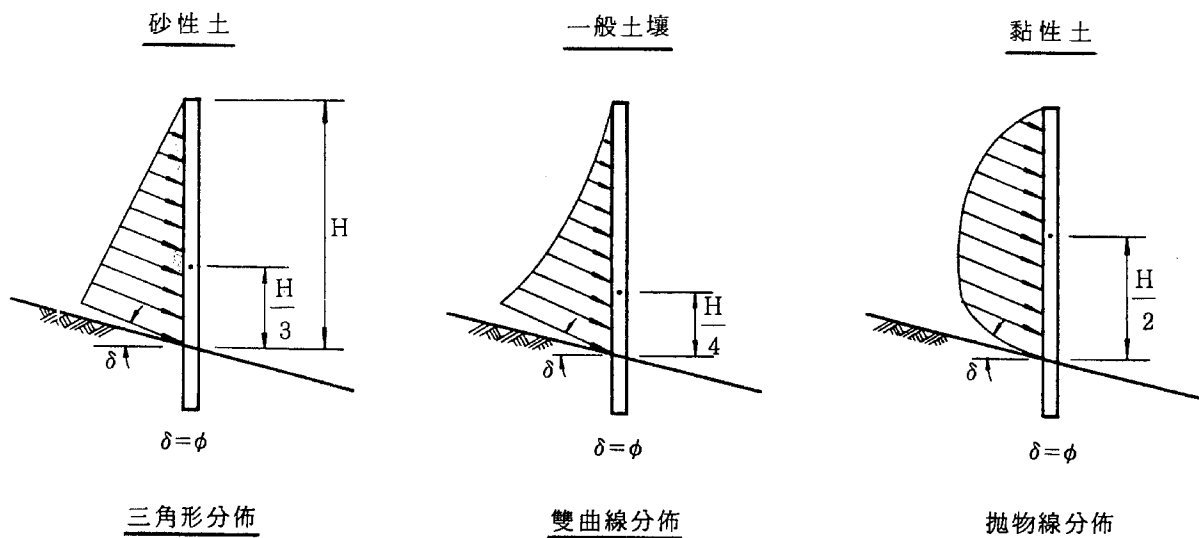
沉箱式擋土牆設計斷面

- T = 預力錨定拉力
- E = 平衡土壓力
- P_S = 崩積土抵抗力
- P_R = 岩盤抵抗力
- Q = 基底承載力
- θ_1 = 鋼鍵傾角
- $\theta_2, \theta_3, \theta_4$ = 界面摩擦角



沉箱受力示意圖

圖五 沉箱擋土牆解析圖



三角形分佈

雙曲線分佈

拋物線分佈

圖六 土壓力分佈形狀

力，反推算求鋼鍵數目及固定端長度，地錨本身之設計參見其他參考資料，不在本文敘述。

4.5 沉箱前方土壤及岩石抵抗力

由前節之計算，可分別求得實際之土、岩反力，再與土、岩之理論極限值相比較，其比值若介於1.2~2時，即合乎所求，不然即須增加沉箱勁度、預力錨定或貫入深度值，避免牆前土、岩產生降伏，而引發結構體過度變形及位移。

沉箱前方土、岩實際之反力分佈，均與沉箱體之變形與間距有關，在間距小於2~3倍沉箱直徑下，則實際之反力分佈與變形位移成正比。上述岩石側向抵抗力均以風化程度接近於土壤為考量(即被動土壓力)，於新鮮或堅硬岩盤不連續面之強度時，如圖七及圖八之情況

，推導反力之公式如下：

$$V = P_R + P_s \tag{3}$$

$$P_R = \frac{W(\sin\theta_2 + \cos\theta_2 \tan\phi) + \frac{cL}{\cos\theta_2}}{\cos\theta_2 - \sin\theta_2 \tan\phi} \tag{4}$$

$$L = \frac{H}{\tan\theta_1 + \tan\theta_2} \tag{5}$$

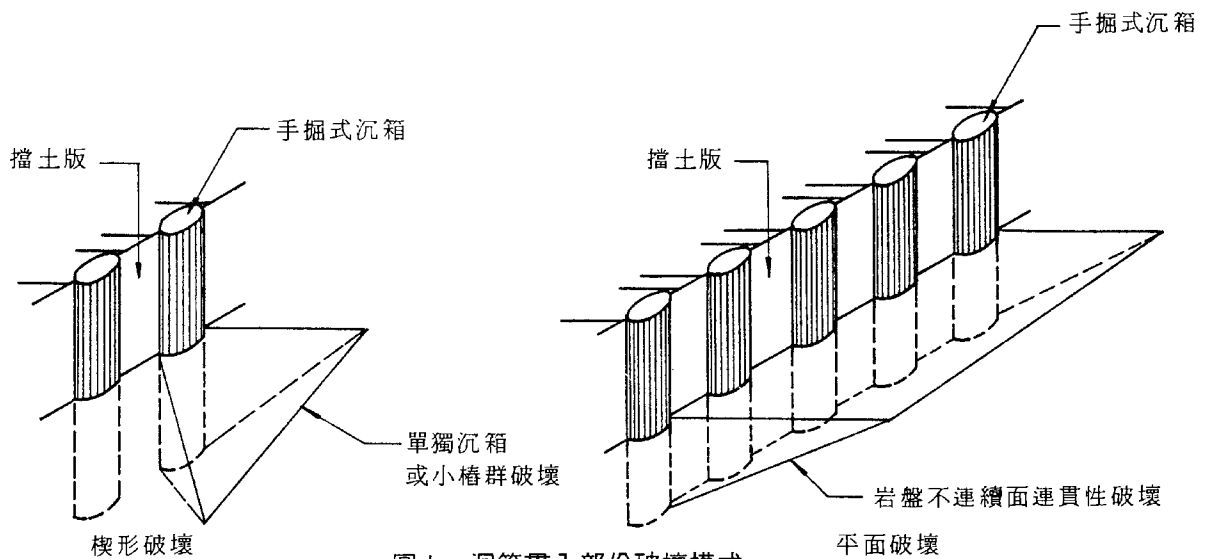
$$W = \frac{Hr}{\tan\theta_1 + \tan\theta_2} \cdot \left[D + H - \frac{H}{2} \left(\frac{\tan\theta_2}{\tan\theta_1 + \tan\theta_2} \right) \right] \tag{6}$$

$$P_s = \frac{1}{2} K_p r \left(D + \frac{H \tan\theta_1}{\tan\theta_1 + \tan\theta_2} \right)^2 \tag{7}$$

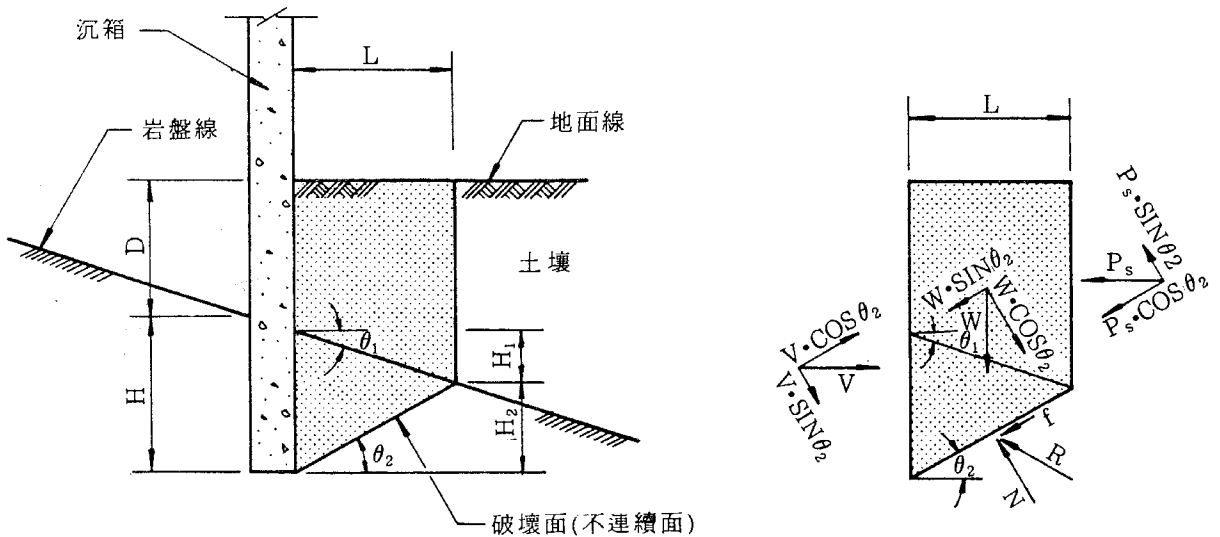
上式中：

N = 沿破壞面之總正壓力

R = 沿破壞面之總阻力



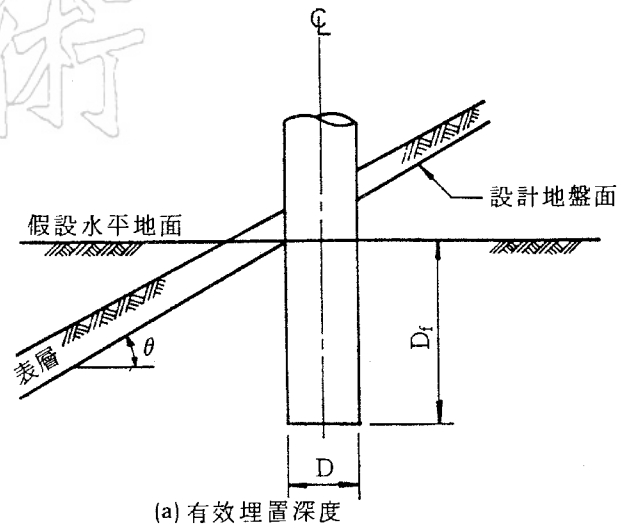
圖七 沉箱貫入部份破壞模式



圖八 沉箱極限側向抵抗力解析圖

地工技術

- W = 破壞岩楔上之總重
- θ_1 = 岩盤線之傾角
- θ_2 = 可能之滑動面傾角
- H = 沉箱埋設岩盤中深度
- D = 沉箱埋設土壤中深度
- L = 滑動土體長度
- V = 土與岩之極限側向阻力
- P_s = 土壤之極限側向阻力
- P_r = 岩盤之極限側向阻力
- c, ϕ = 沿破壞面之剪力強度參數
- γ = 土與岩之單位體積重
- K_p = 被動土壓係數



4.6 沉箱底部基底支承力

沉箱除受側向力外，垂直方向之外力有下列六項：

- (1) 沉箱自重
- (2) 預力錨定分力
- (3) 滑動土壓力分力
- (4) 被動土壓力分力
- (5) 牆身周側摩擦阻力
- (6) 基底支承力

若簡化分析只考慮(1)(2)(3)項即可，除非在特別軟弱地盤支承力不足情形下，可略予考慮牆身周側摩擦阻力，同時須另計(3)(4)項因素在內。至於地盤容許支承力可以分成兩類討論，一為岩方，由於沉箱大部份貫入新鮮岩盤，所以支承力均很高，可以岩心單軸抗壓強度 (UCS) 推估，至於覆土較淺而風化程度高之岩方，則可以土方考慮，然於斜坡地之土方支承力要比平地為小，如以 Meyerhof (1957) 公式推算，乘以斜坡地折減係數 (圖九)。

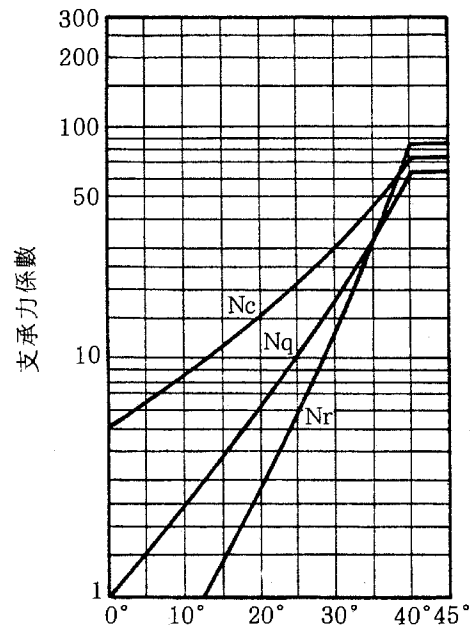
$$q_a = \mu \cdot q_{ao} \tag{8}$$

$$q_{ao} = \frac{1}{n} (q_{do} - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f \tag{9}$$

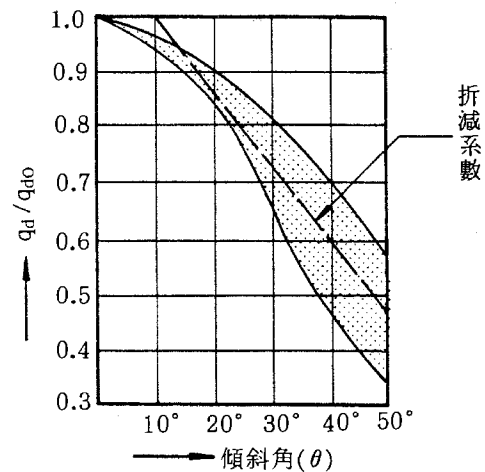
$$q_{do} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \tag{10}$$

上式中：

- q_a = 斜面之容許基底承載力 (T/m^2)
- q_{ao} = 水平地盤之容許基底承載力 (T/m^2)
- q_{do} = 水平地盤之極限基底承載力 (T/m^2)
- μ = 斜面影響之折減係數
- n = 安全係數 (常時 3, 地震時 2)



(b) 支承力係數



(c) 折減係數

圖九 沉箱基底承載力 (摘自前田、良刀1986)

D_f = 基礎埋置深度 (m)
 γ_1, γ_2 = 基礎上下方土壤單位體積重 (T/m^3)
 N_c, N_r, N_q = 水平地盤之支承力係數

五、沉箱結構分析考慮

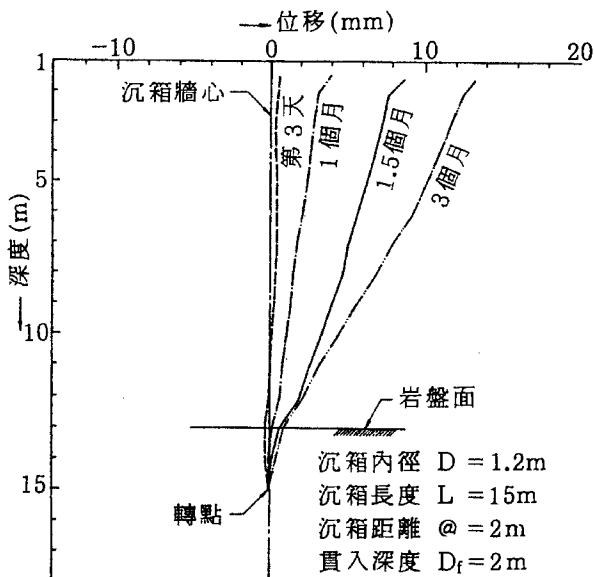
前節分析作用於沉箱結構之合力狀況，於設計中由於沉箱擋土結構與土、岩之互制行為不易確知，因此外力之分佈、位置無法確定，以分析理論而言為一靜不定結構，茲介紹兩種常用之分析方法。

5.1 假設支點法

假設支點法係將沉箱貫入岩盤某一深度後，將沉箱底部假設為一簡支點，而求其力矩之平衡，此假設如圖十之施工實例傾斜儀(Inclinometer) 觀測記錄，驗證此種假設具相當之合理性；假設支點法將土壤或岩盤作用力與抵抗力簡化呈水平、直線分佈，且不考慮摩擦角，而預力錨定點視為一鉸支點(Pin)；據此可依靜力平衡如圖十一求得各分力。

5.2 彈性法

如圖十二彈性法將預力錨定點及土壤、岩盤之支持點均視為一系列之彈簧，即假設沉箱係作用於彈性基礎之橫樑(Beam on Elastic Foundation)，而地盤之彈性係數即以水平地盤反力係數表之；由於坡地上，水平地盤反力係數宜予適當折減，以反應真實狀況，依前田、良刀(1986)建議採用下值：



圖十 沉箱內傾斜儀觀測結果

$$\left. \begin{aligned} k_H &= 0 & (0 < \lambda < 0.5) \\ k_H &= (0.3 \log \lambda + 0.7) k_0 & (0.5 \leq \lambda \leq 10) \\ k_H &= k_0 & (10 < \lambda) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

上式中：

k_H = 斜面地盤之地盤反力係數 (kg/cm^3)

k_0 = 水平地盤之地盤反力係數 (kg/cm^3)

λ = 所求點深度與斜面水平距離與直徑之比值

依日本道路公團(1985)建議，若再考慮沉箱排列間距應力重疊之影響，地盤反力係數尚須作下列之折減：

$$\left. \begin{aligned} k &= \mu \cdot k_0 \\ \mu &= \frac{1}{10} \left(\frac{P_1}{D} + 5 \right) & (\text{沉箱一列時}) \\ \mu &= \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1 \right) \cdot \left(\frac{P_2}{D} + 1 \right)} & (\text{沉箱二列時}) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

上式中：

k = 相鄰沉箱影響修正之水平地盤反力係數 (kg/cm^3)

k_0 = 單獨沉箱之水平地盤反力係數 (kg/cm^3)

μ = 折減係數值

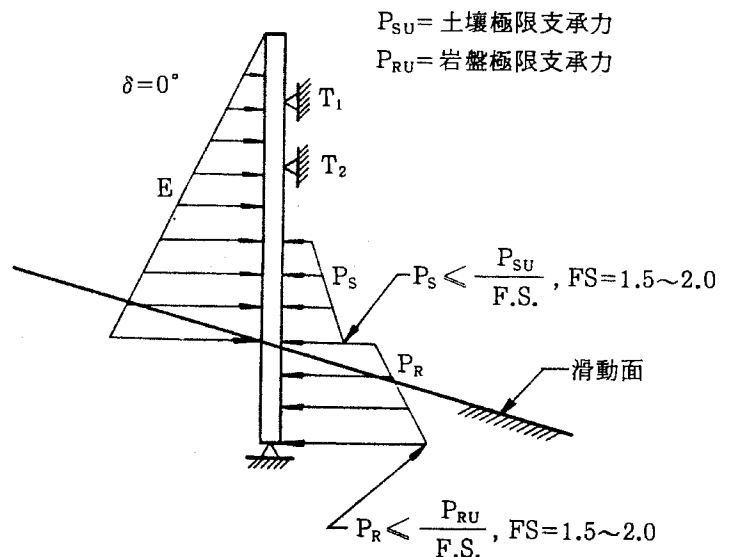
P_1, P_2 = P_1 左右間距, P_2 前後間距 (m)

D = 沉箱直徑 (m)

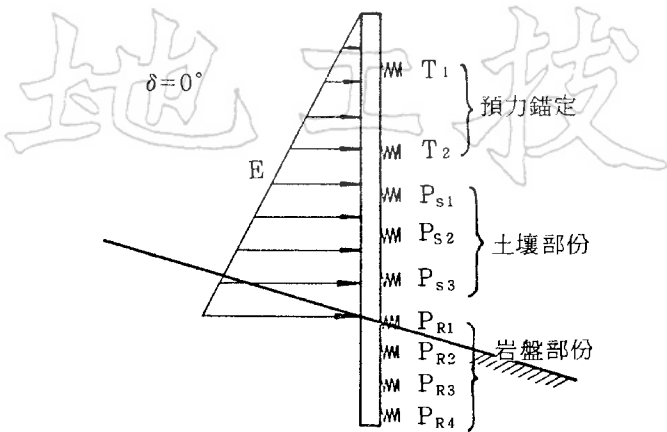
六、其他分析考慮

6.1 岩錨之錨定方向

土體 (Soil Mass) 之滑動方向並不一定與岩層之走向垂直，常呈一斜交角，為免岩錨之



圖十一 假設支點法



圖十二 彈性法

固定端與岩面斜交成銳角減低錨定效果，且因岩錨正壓力很大，適足以產生橫向摩擦阻力，抵消部份滑動分力，因此預力量亦可相對地減低，故最佳之錨定方向之水平投影為與岩層走向正交。

6.2 土壤之拱效應

土壤與混凝土類似為一抗壓材料，而土壤抗壓特性之發揮，即拱效應(Soil Arching)之導向，土壤之側壓力若能利用拱作用原理，則並不與深度成正比例增加，其側壓力大小約為 $k_0 \cdot \gamma \cdot \Delta h$ ， Δh 為每節混凝土環或擋土版之襯砌高度，以不大於 1 公尺為原則，因此混凝土斷面及配筋量很小，施工各階段之安全性也很高；於香港地區沉箱直徑達 2 公尺，而僅以無筋混凝土 10~15 公分襯砌之案例 (Greenway et al, 1986)。

6.3 地面逕流之排除

斜坡地之逕流因流速大，易對坡面產生沖蝕，水溝淤積而溢流，或水溝底之淘空而斷裂，基於上述原因，坡面排水溝之設計以鋼筋混凝土材料為佳，而設計斷面之雨量現均以廿五年頻率考慮，並以次高階頻率雨量檢核出水高度，以不溢流為原則。

6.4 地下水位設計

地下水位高低攸關工程設施之經濟與安全，有賴合理分析水位之假設，目前有三種求解方法概述如下。

6.4.1 濕帶法 (Wetting Band)

斜坡地土層於暴雨下，地下水位之昇高，於香港地區為以 Lumb (1975) 建議之濕帶法推算，所謂濕帶亦即飽和帶，乃地面水受重力影響下滲所及之範圍，在未保護坡面之滲透與降雨及濕帶厚度間之關係式如下：

$$h = \frac{k \cdot t}{n(S_f - S_0)} \quad (13)$$

上式中：

h = 濕帶深度

k = 土壤滲透係數

n = 孔隙率

S_f, S_0 = 最終與最初飽和度

t = 兩倍滲透率之降雨強度時之延時

依上式可求得各不同回歸期暴雨時之濕帶厚度，再根據實測地下水位記錄，則可推估水位上昇幅度。

6.4.2 日雨量與水位觀測曲線

將工程地點之日雨量與水位量測記錄，繪製日雨量一時間柱狀圖及水位一時間曲線圖，由兩圖相對應比較上下起伏幅度，依據地形、土壤、植生狀況，推估各迴歸期雨量，所能引致之水位變化 (Koo & Lumb, 1981)。

6.4.3 水文統計對比法

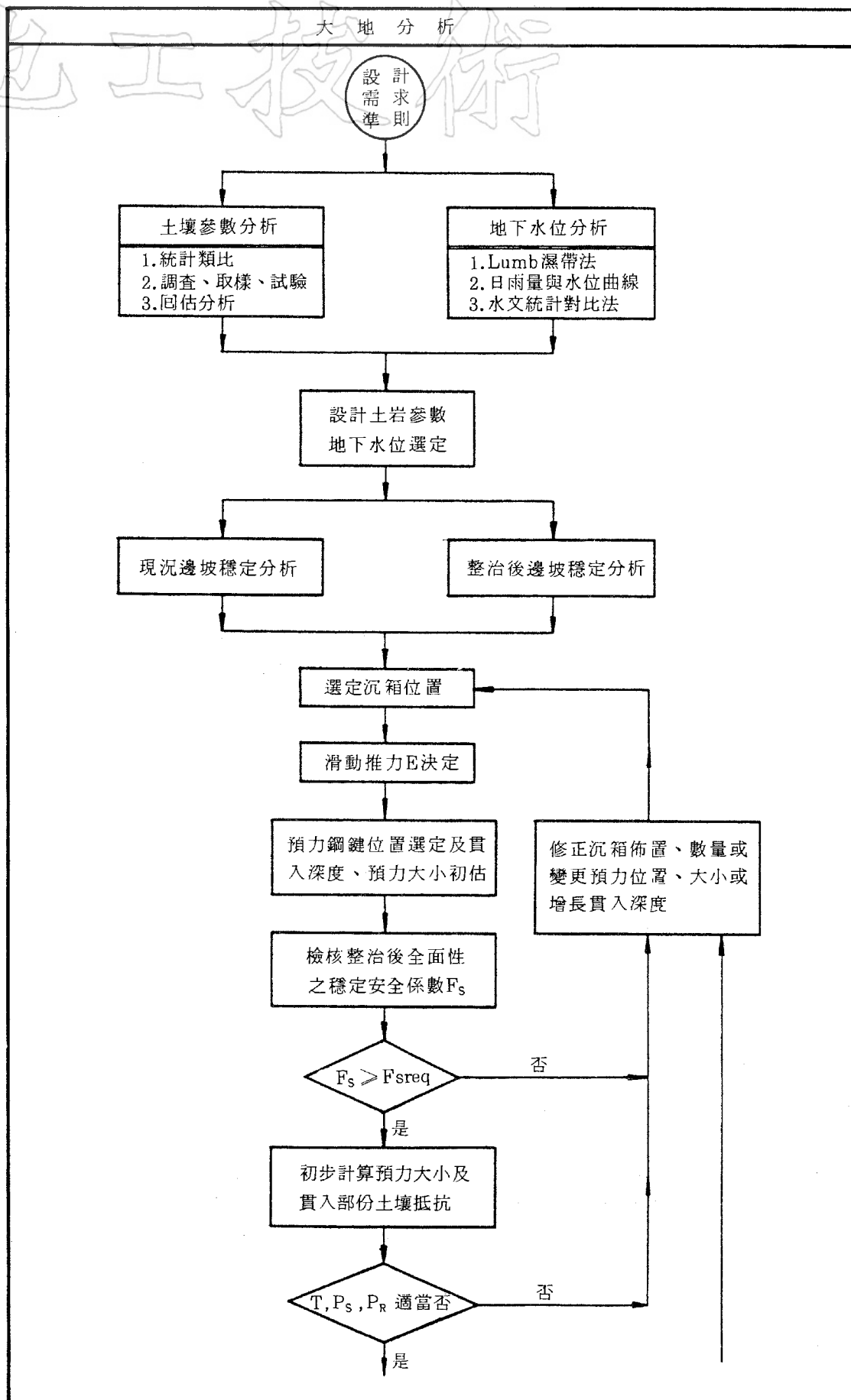
由工程地點短期之延時、降雨資料及水位觀測記錄，或由當地降雨雨型，將日雨量記錄轉換為時間雨量強度，再與計劃地地址鄰近長期氣象雨量統計曲線比較，求得相當之回歸期年數，據以推求設計回歸期可能水位高。

七、結 語

沉箱式擋土牆之應用，在我國尚屬初期階段，目前已有數工程地點初步達成效果，但在設計中如土壓力之分佈、岩錨拉力之選擇、貫入深度之決定，仍有許多待進一步驗證之處，如收集觀測資料予以分析。此工法在國內邊坡陡峭，用地受限的情況下，不失為一值得考慮採用的邊坡穩定處理方法；其分析、設計流程綜合如圖十三。

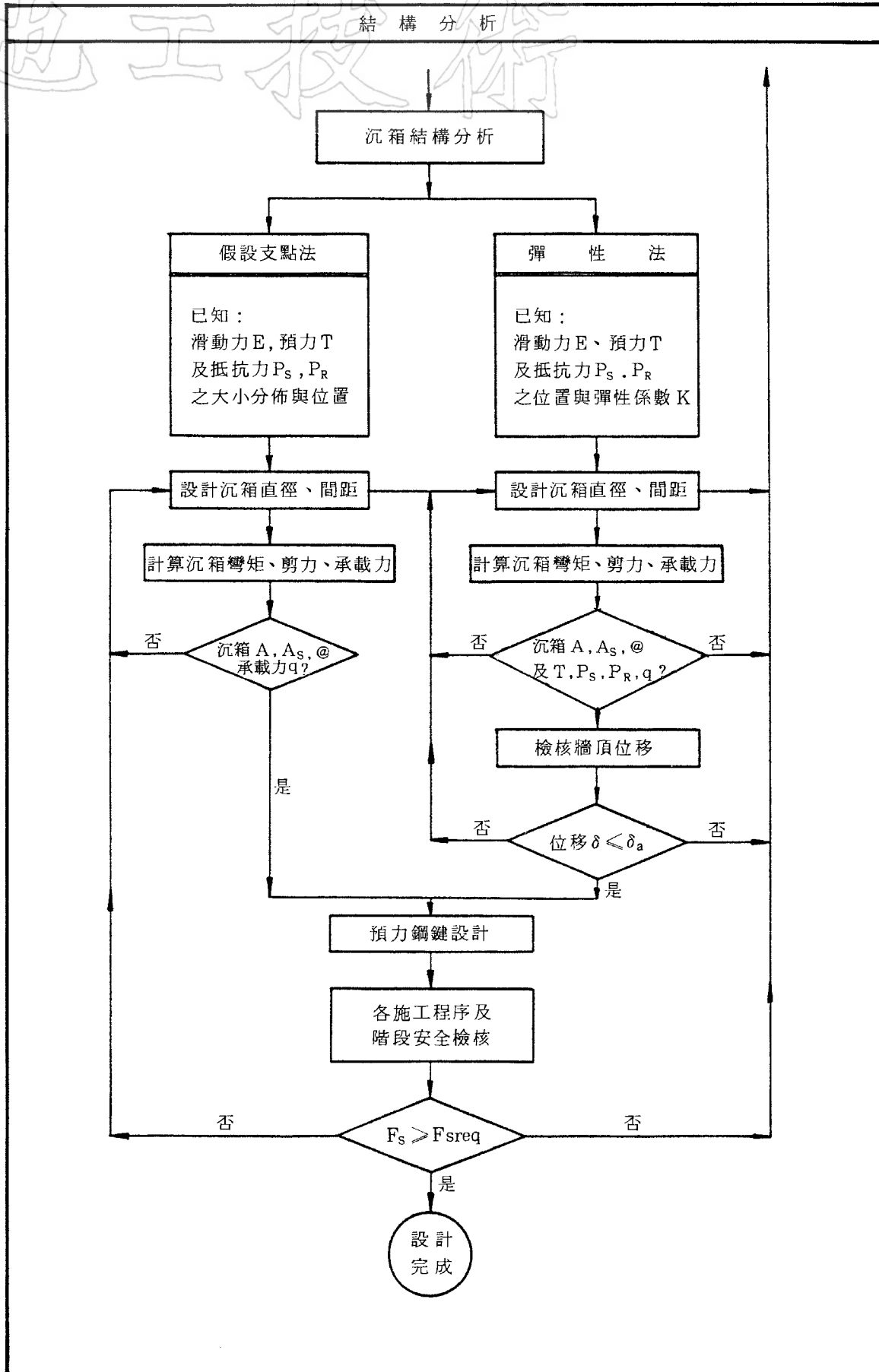
誌 謝

本文內容承蒙亞新工程顧問公司歐晉德博士、黃鎮台博士、周建國先生提供許多寶貴意見，特申謝忱。



圖十三 沉箱擋土牆分析、設計流程圖(一) (接下頁)

(續前頁)



圖十三 沉箱擋土牆分析、設計流程圖(二)

參 考 文 獻

前田、良刀(1986)“斜面上深礎基礎の設計法”，基礎工特集深礎工法，Vol.14，No.6，日本綜合土木研究所。

Geotechnical Control Office (1984) “*Geotechnical Manual for Slopes*”, 2nd Ed., Engineering Development Dept. Hong Kong.

Geotechnical Control Office (1985) “*Guide to Retaining Wall Design*”, 3rd Ed., Engineering Development Dept. Hong Kong.

GREENWAY, D. R. POWELL, G. E. and BELL, G. S. (1986) “Rock-socketed Cassions for Retention of an Urban Road” “*Rock Engineering and Excavation in Urban Environment*”, The Institution of Mining and Metallurgy Conference in Hong Kong.

JANBU, N. (1972) *Slope Stability Computations*,

Embankment Dam Engineering, Cassagrande Vol., Ed. R. C. Hirschfield & S. J. Poulos John Wiley Sons, New York, PP. 47-86.

KOO, Y. C. & LUMB, P. (1981) “Correlation between Rainfall Intensity and Groundwater Levels in the Natural Slopes of Hong Kong” *HKIE paper*, Oct.

LUMB, P. (1975) “Slope Failures in Hong Kong,” *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 8, PP. 31-65.

MOH, Z. C. and WOO, S. M. (1984) “Mountain Road – Some Important Design and Construction Considerations”, *Proceedings, International Symposium on Roads*, Gadjah Mada University, Yogyakarta, Indonesia, Dec.

OU, C. D. (1983) “The Design Approaches and Specification of Diaphragm Wall”, *Proceedings, Seminar on Deep Excavation and Soil Improvement*, Taipei, 20-24 June.