

序言

近年來由於世界各國對能源的需求日殷，因此大量投資於油源探勘，尤其自從海底油場大量被發現之後對鑽油平台及產油平台的營造技術，亦不斷的研究發展，不論結構規模或施工品質均較早期提升甚多，相對的結構設計及施工所需面對的問題也更形複雜。另外由於對外貿易發展，海運頻繁，各國對於港口的新建、擴建極為積極。我國係以貿易出口為主的國家，對海港的建設更為重視。

大地工程可說是前述海域及港灣工程建設的根基，任何構造物若建造在不穩固的基礎上，則不論上部結構如何堅固耐用均難逃失敗的命運。輕者沉陷，側傾或龜裂，影響結構物的使用機能，重者結構物倒塌，損毀造成生命財物之損失。由過去許多工程失敗的例子，我們瞭解大部份係由於設計者對基礎土壤之工程性質瞭解不夠所致。

由於土壤為非均質及非均向性的物質，加以地層本身變化多端之特性，因此在處理大地工程問題時，學術，經驗與判斷均極重要，國內工程師在進行海域與港灣工程時，相信遭遇很多大地工程問題，也提出很多的解決方法，無論在學理上或技術上，這些寶貴的經驗與心得，都值得互相交換研討。為此本所特別舉辦此次研討會。當然海域及港灣大地工程涵蓋範圍甚廣，此次研討會先以樁基及海堤基礎為主題，今後將不定期舉辦一系列之研討會。

本次研討會，多承中國土木水利工程學會協辦，各主講人在百忙之中，撥冗賜稿，使本研討會得以順利舉行，謹在此致謝。

梁乃匡 謹識

中華民國七十七年六月

目 錄

序 言	(1)
海域平台基樁之支承力預估	1
歐晉德—榮民工程事業管理處總工程司 國立台灣大學土木工程系教授	
港灣及海域樁基礎工程	31
陳斗生—富國技術工程股份有限公司總經理	
打樁動力分析儀之應用研究	35
李建中—榮民工程事業管理處企劃部主任 國立中央大學土木系教授	
海域平台基樁之施工及打樁動力分析	51
郭秀吉—中國石油公司海域探勘處工程組副組長	
防波堤基礎設計及施工實例	73
樊重光—基隆港務局設計課課長	
台中港海堤之規劃及設計	109
郭明哲—台中港務局設計課課長	
高雄港過港墜道連絡橋工程基樁設計與施工	161
劉進燈—高雄港務局設計課課長	

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

海域平台基樁之支承力預估

歐晉德*, 郭秀吉**, 郭漢興***

*榮民工程事業管理處總工程司

**中國石油公司海域探勘處工程組副組長

***亞新工程顧問公司大地工程師

一、前言

近卅多年來，常採用海域油氣鑽探之固定式基樁平台，其設置之水深，目前已達三百公尺，以鋼套架（Steel Jacket）方式（如圖1所示）設置之平台，係以基樁加以固定，基樁埋置深度可達海床下約一百公尺以下，此類基樁大致上均以打入式之開口鋼管樁爲之，但遇特殊之地層狀況，亦採鑽掘之方式裝設。

海域樁基設計之基本原理與陸地樁基礎之設計相似，但海域之基樁設計有下列三點，應另詳加考慮：

1. 海域結構之基樁負荷，一般在 1000 噸至 4000 噸之間，遠比陸上者爲大。
2. 海域基樁之長度遠超過陸上者，致陸上設計經驗較難直接予以應用。
3. 有關海洋土壤之特性資料獲取不易，以及調查費用昂貴等因素，常需在有限資料下進行設計。

同時樁基必需滿足以下條件：

1. 基樁必需在適量的安全度下，同時負荷軸向及側向荷重。
2. 在長期或短期荷重狀況下，基樁變形量均需在容許的範圍內。
3. 必需考慮以適當的施工設備，將基樁送至預定的貫入深度下。

因此設計者不但需分析基樁之容許支承力，尚應分析其變形特性，以及

在該海域狀況下之可能施工方式，及需動用的施工設備。

二、海域平台之分析步驟

海域平台之規劃設計，自初步構想以至實際施工，常費時數年，其間可能因構想之變化，資料之增加，以致分析設計亦相應變更，並無一定律可循，然就理論言之，套架式平台之樁基分析，大致上仍可依下列之建議步驟進行（Toolan & Fox, 1977）：

1. 決定設計用之土層剖面圖（Soil Profile）。
2. 預估打樁前套架之腳部沉陷量（Leg Settlement）。
3. 估算基樁之可能貫入深度範圍。
4. 考慮可能的貫入範圍及腳部沉陷量下，初步配置基樁。
5. 利用波動方程式分析打樁時之土壤阻力值（SRD），以及利用不同樁錘時，可能之打擊數。
6. 預測SRD隨深度之變化。
7. 自5.及6.之步驟中，建立因應各種樁錘時，打擊數與深度之變化關係。
8. 計算樁重。
9. 建議打樁方式。

而以上步驟中，最重要者為必須確定基樁在估計的貫入深度範圍內，能提供足夠之軸向及側向支承力。

在海域平台結構設計中，有兩個明確步驟用以評估基樁之軸向及側向支承力。

1. 樁支承力曲線（Pile Capacity Curve）：

依基樁管徑、貫入深度、壁厚等初估基樁最大軸向（Axial）及側向（Lateral）支承力，由於樁之大小對支承力之影響甚大，故需分別求取不同貫入深度時，各種不同大小基樁之支承力，再同時考慮軸向及側向荷重而配置基樁。如圖2所示，以靜力法估算樁支承力，再依個別樁之最大設計荷重

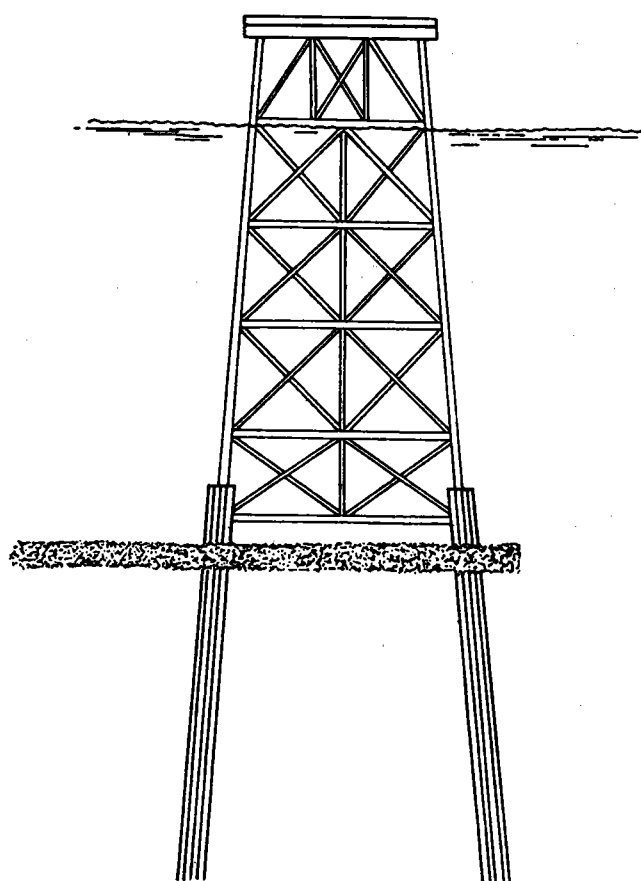


圖 1 海域平台

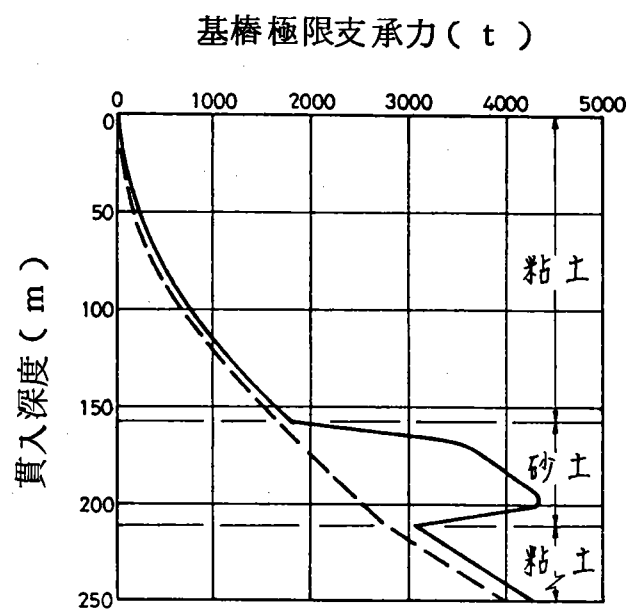


圖 2 基樁支承力曲線

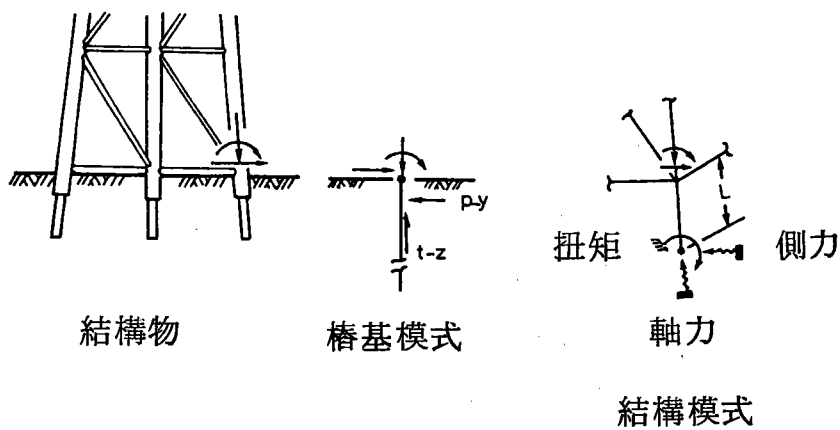


圖 3 基樁受力模式

及安全係數決定所需之貫入深度。

2. 土壤、基樁與上部結構之模擬分析：

為明確認定基樁於受力下之可能變位，需合理分析土壤／基樁系統之撓度與轉動，此須以反覆法（iteration method）來分析基樁與上部結構界面點之撓度與轉動，使漸趨一致，由此建立基樁變位與荷重之關係曲線。

三、海域基樁軸向支承力(Axial Capacity)

用於估算海域基樁軸向極限支承力之分析法，已有許多學者專家提出研究建議，基本上，大致遵循美國石油學會（A P I）的建議，傳統的形式仍為：

$$Q = q_p A_p + \sum f_s A_s \text{ ----- (1)}$$

其中 Q = 樁之極限支承力

q_p = 樁端之支承力

A_p = 樁端之總截面積 = $\frac{\pi}{4} D^2$, D 為樁直徑

f_s = 樁表面摩擦力

A_s = 樁表面積

$\sum f_s A_s$ = 樁累積之表面摩擦力

對開口之鋼樁而言，若土栓效應（Soil Plug）未能完全發生，則上式應考慮為：

$$Q = q_p A_w + \sum f_i A_i + \sum f_s A_s \text{ ----- (2)}$$

其中

A_w = 樁端壁原之實際斷面積

f_i = 樁內部土栓之摩擦力

A_i = 土樁與樁內部接觸之表面積

$\sum f_i A_i$ = 土栓部份之累積表面摩擦力

對長期荷重之狀況而言，基樁之極限支承力應為(1)及(2)式中之較小者。

f_s 及 q_p 之值，依土層之特性，基樁之型式、大小，以及裝設方式而異，於海域工程中一般依下列方式推估之。

3.- 1. 黏土層中打入樁 (Driven Pile) :

於黏土層中，樁端點之支承力，通常僅佔總支承力之小部份，黏土層中基樁支承力之主要來源為樁表面摩擦力，端點支承力 q_p 依 Skempton (1951) 建議採

$$q_p = 9 C_u \text{ --- --- --- --- --- (3)}$$

其中 C_u 為黏土之不排水抗剪強度，此式亦為 A P I 所推荐，需注意者， C_u 應充分代表樁端點影響深度範圍內之地層強度。

至於摩擦力 f_s 部份，則有以下之建議：

3.- 1.- 1. α 法

一般黏土層中之基樁，依 A P I 建議， f_s 可依下式求之：

$$f_s = \alpha C_u \text{ --- --- --- --- --- (4)}$$

其中 α 為樁表面阻抗因素，為抗剪強度 C_u 之比值， α 值可依表 1 之 A P I 建議值，

表 1 A P I 建議 α 值

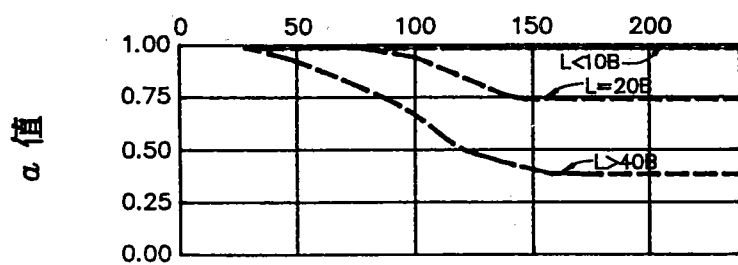
C_u	α
$< 25 \text{ KN/m}^2$	1.0
$25 \text{ KN/m}^2 \leq C_u \leq 75 \text{ KN/m}^2$	1.0-0.5 (取直線變化)
$> 75 \text{ KN/m}^2$	0.5

Tomlinson (1970) 亦建議於堅實黏土層中，當樁基貫入深度不同時， α 值將生變化，圖 4 為 Tomlinson 建議之 α 值變化圖。

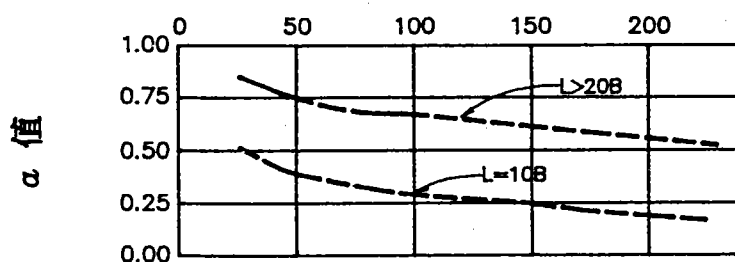
此外，根據 A P I 之建議，若於墨西哥灣中之高塑性黏土打設樁基，當土層為壓密中或正常壓密之黏土，其摩擦力 f_s 值約與黏土之不排水抗剪強度相等，若黏土係為過壓密狀態，則對貫入度較淺之基樁， f_s 不應超過 50 KN/m^2 ，貫入度較深時， f_s 亦不宜超過 C_u 值。

3.- 1.- 2. λ 法

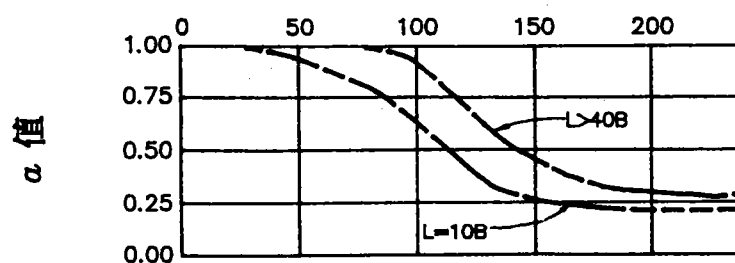
此法由 Vijayvergiya and Focht (1972) 所提出，並由 Kraft



砂層或砂質礫石層
硬粘土層



軟弱粘土層
硬粘土層



硬粘土層

圖 4 粘質地層 α 值 (取自 Tomlinson , 1970)

Focht 及 Amerasinghe (1981) 再改良，其基本式爲

$$f_s = \lambda (\bar{\sigma}_m + 2 C_u m) \quad \text{---(5)}$$

其中 $\bar{\sigma}_m$ = 沿樁身之平均垂直有效應力

$C_u m$ = 沿樁身之平均不排水抗剪強度

爲與貫入深度相關之係數，其值如圖 5 所示。

3. - 1. - 3. 有效應力法

有效應力法用以推估樁基之表面摩擦力，已有多年，(Burland, 1973)，其主要爲應用土層之垂直有效應力值推估樁基表面摩擦力。

$$f_s = K_o \sigma_v' \tan \delta \quad \text{---(6)}$$

令 $\beta = K_o \tan \delta$ 則上式改寫爲

$$f_s = \beta \sigma_v' \quad \text{---(7)}$$

上式中 σ_v' = 土層之垂直有效應力

K_o = 作用於樁基之土壤側壓係數

δ = 樁與土壤間之摩擦角，就打入式樁基而言， δ 通常接近土壤之內摩擦 ϕ 值。

對樁基而言， K_o 及 δ 之值均甚難量測，根據研究顯示， β 大致受黏土過壓密比 OCR (Over Consolidation Ratio) 之影響較大，對於低度過壓密之黏土 β 值約在 0.25 至 0.4 之間，設計時則爲保守計常取

$$f_s = 0.3 \sigma_v' \quad \text{---(8)}$$

對樁長不超過 30 m 之情況， f_s 亦不宜取大於 50 KN/m² 值，對採預鑽孔之基樁，其 f_s 值亦需加以適度之折減。

3. - 2. 砂土層中打入樁

粉土、砂及砂石均考慮爲砂土層，貫入砂土層之打入樁端點支承力 q_p ，基本上可以下式求之：

$$q_p = N_q \sigma_v' \quad \text{---(9)}$$

其中 σ_v' = 樁端點之有效覆土應力

N_q = 爲樁支承因素與 ϕ 角有關

表 2 爲 A P I 建議之 N_q 值，而於設計時， Q_p 常給予一最高值之限制。

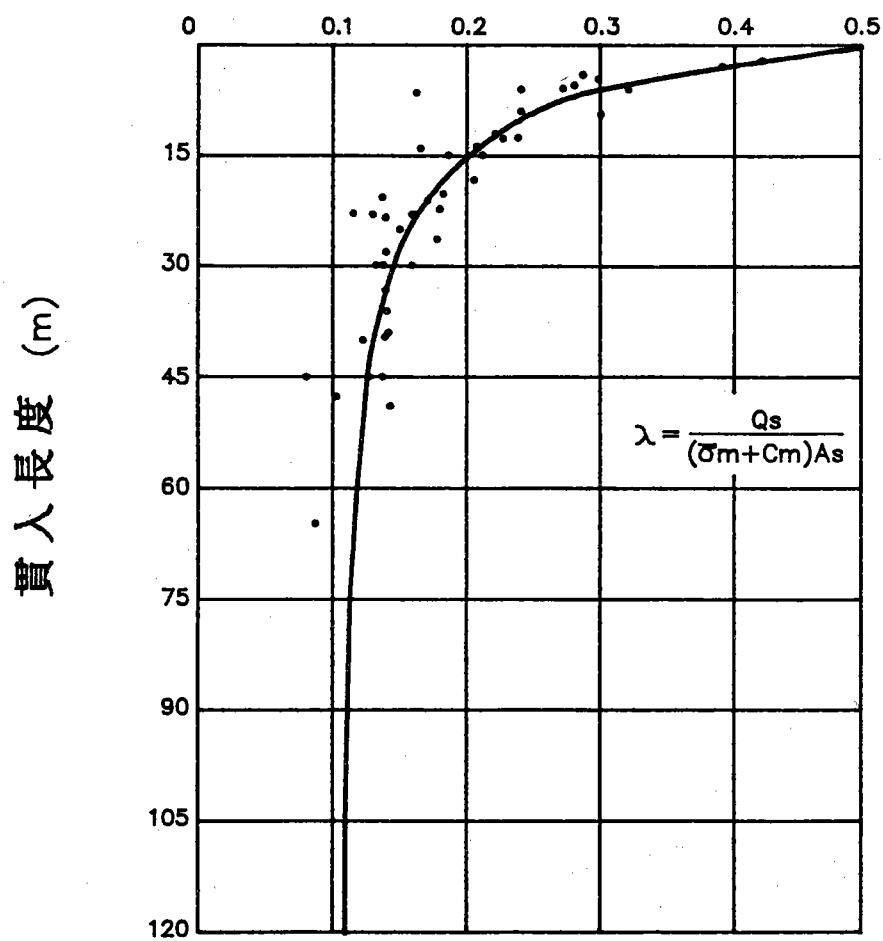


圖 5 入值與貫入長度關係 (取自 Vijayvergiya and Focht , 1972)

表 2 砂性土層設計參考 (A P I 建議值)

緊密度	土 層	δ (deg.)	f_s (KN/m ²) 極 限 值	N_q	q_p (KN/m ²) 極 限 值
極疏鬆 疏 中	砂 砂-粉土 粉土	15	48	8	2000
疏 鬆 中 等	砂 砂-粉土 粉土	20	67	12	3000
中 緊 等 密	砂-粉土 粉土	25	82	20	5000
緊 密 極 緊密	砂 砂-粉土	30	100	40	1000
緊 密 極 緊密	砂石 砂	30	115	50	12000

至於砂土層中打入樁之表面摩擦力，則通常以下式求之：

$$f_s = K_o \sigma_v' \tan \delta \text{ ----- (10)}$$

其中 K_o = 土壤之側壓係數 (為水平與垂直有效應力之比值)

σ_v' = 計算位置之垂直有效應力

δ = 樁與土壤間之摩擦角

A P I 建議，對無土拴現象之打入樁， K_o 值常設為 0.8，若土拴現象發生，或打入閉口之基樁， K_o 值可設為 1.0，亦有其他研究建議於受壓狀態 K_o 取 0.7，受拉狀態時取 0.5， δ 則通常取較 ϕ 角小 5° ，根據 Meyerhof (1976) 等研究，表面摩擦力受貫入深度之限制，當樁基貫入深度達某一極限值時，摩擦力並不隨有效覆土應力之增加而加大，A P I (1984) 亦建議此限制值如表 2 所示。

3. - 3. 打入層狀土層之基樁

基樁支承力之預估常假設地層為均勻，若地層為黏土，砂土交錯之層狀

土，其因上下兩層間強度之差異，在層面交界處之某區間內，樁基支承力開始發生變化。固然，對每一層次土壤而言，其極限表面摩擦力需視各土層之性質，應力應變歷程而異，但此影響常被視為已涵蓋在一般的經驗公式中。

至於端點支承力而言，與樁在該土層之貫入深度有密切關連，Meyerhof and Valsangkar (1977) 曾說明樁基貫入堅實土層達 10 倍樁徑深度時即可發揮全部之點支承力，此與其假設之端點支承破壞面曲線相似，對於座落層狀土層之基樁，除土層之強度性質可能影響貫入長度外，沿基址土層之高程變化，亦可能影響之，因而基於實用之理由，若基樁係穿過軟弱土層而堅實地層時，此轉換區間以 3 至 10 倍樁徑為限，若係座落於軟弱地層上方之堅實土層中時，距離軟弱土層界面上方至少 10 倍樁徑之樁基支承力都受到影響，因此 Hanna and Meyerhof (1986) 建議此轉換區間約為 4 至 10 倍樁徑，Focht and Kraft (1986) 建議對一般狀況下，可用如圖 6 之原則予以修正。

3.- 4 灌漿樁

當樁基已打至拒進或抗沈 (Refusal)，為增加其支承力時，有時在樁中鑽孔後，再予灌漿。施工時，先將樁基打至拒進或預計之貫入深度，再將樁中之土栓鑽出，並於樁之下方鑽一深孔，將一鋼管插入此孔中 (見圖 7)，而後將所有孔隙以漿液填滿，灌漿樁之支承力受施工影響至鉅，不當之施工甚至可能影響樁體之完整性。

如施工步驟正常，其支承力計算大致與一般之打入式樁基相似，表 3 列舉其計算式，API 建議對灌漿樁而言，其表面摩擦力不應超過岩層或漿體之三軸抗剪強度值，而以土體與漿體間之表面附著力為控制，且不超過樁與漿體間之附著極限值 $28 \text{ T/m} (5.7 \text{ KSF })$

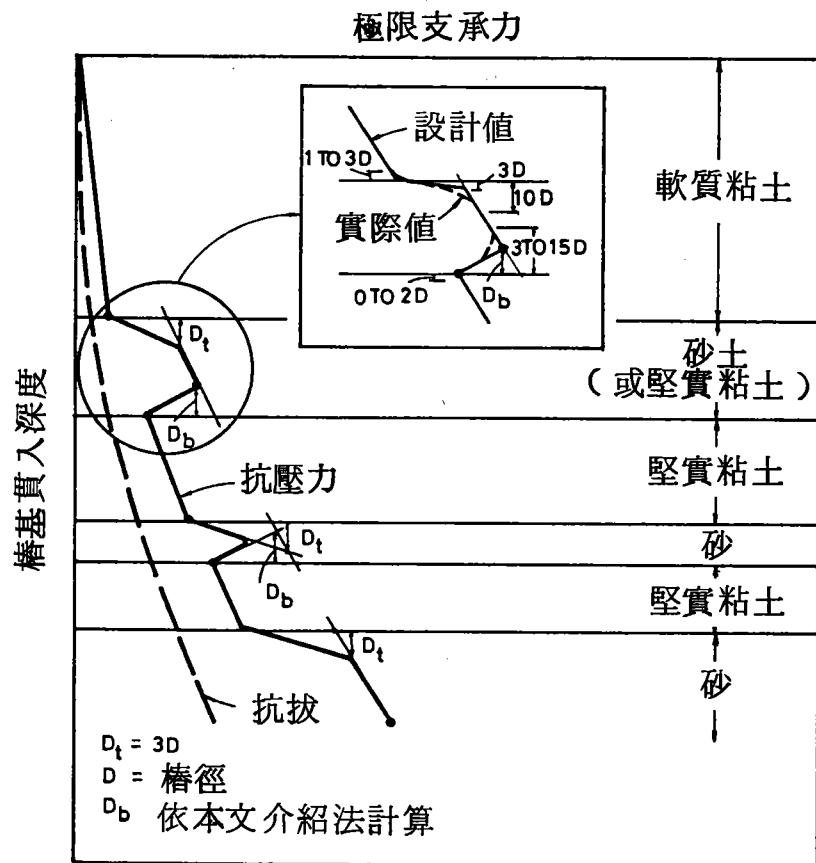


圖 6 層狀土層樁基支承力修正法 (取自 FOCHT AND KRAFT)

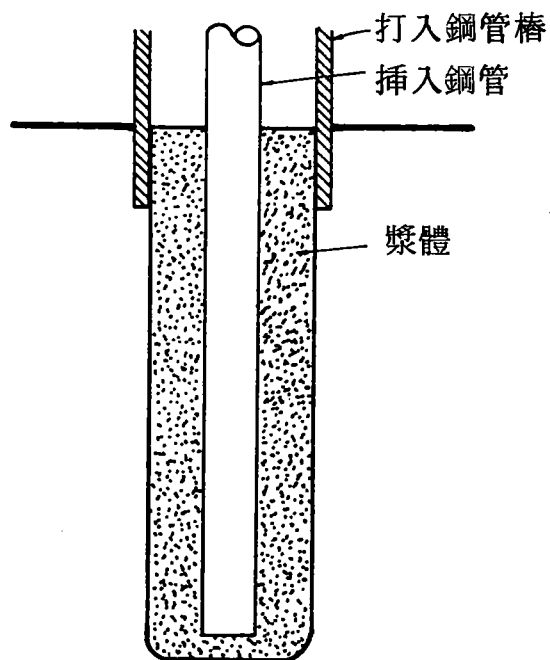


圖 7 灌漿樁形態

表三 灌漿樁之支承力

土 質	表面 摩 擦 力	端 點 支 承 力	附 註
黏 土	$f_s = \alpha C_u$ $\leq F_{max}$	$q_p = 9 C_u$	$\alpha = 0.5$ $\alpha = 0.5-1.0$ (正常壓密) $\alpha = 0.3-0.5$ (高度壓密) $F_{max} = 300$
砂 質 土	$f_s = K \sigma_v'$ $\tan \delta \leq f_{max}$	$q_p = \sigma_v' N_p$ $\leq q_{max}$	$f_{max} = 300 \text{ KN/m}^2$ $K = 0.7$
岩 層	計算與砂土同	$q_p = 3 q_u$ $\leq Q_{max}$	q_{max} 依岩質漿體強度 及漿體長度而定，一般不 超過 1000 KN/m^2

3.- 5. 羣樁之支承力

基樁應考慮羣樁之影響，及羣樁變形特性，由於樁基之交互影響，羣樁之支承力並不等於單樁支承力之總和，但大部份海域的樁羣，通常樁數很少超過 12 隻，且呈圓形排列，樁間距亦保持在 2 至 3 倍樁徑以上，在這種情形下，羣樁的支承力可視為與單樁總和相等，在砂土層中，羣樁由於密化的效果，可能其支承力大於單樁的總和，但因考慮荷重與變形的關係，羣樁之支承力仍不考慮超過單樁支承力之總和。

四、海域基樁之側向支承力(Laterally-Loaded Piles)

海域基樁常需承受相當大之側向力，此力不但包含常時荷重，且包含來自海潮之反覆荷重 (cyclic load)，同時鑒於海域中之未知因素甚多，

設計者尚應將荷重作保守的估計，即予以適度提高，以保障設計之安全。於此設計荷重下，在海床面某深度範圍內之地層性質，及其可提供之阻力，對樁基之設計常有決定性之影響，同時海床冲刷及打樁之攪動影響，均宜於設計中考慮。

根據 A P I 的規定，基樁之設計必需依據地層性質及樁基受力狀況推估樁與土壤間受力後之變形曲線，即所謂土壤側向阻力變形 $p - y$ 曲線 (Lateral Soil Resistance-Deflection Curve)。此曲線一般係依據試驗室之土壤強度試驗結果，即應力應變記錄予以推估，有關 $p - y$ 曲線之推求方法，目前已有甚多學者提出，(Matlock, 1970; Reese and Cox, 1975; Reese, Cox and Koop, 1974; McClelland and Focht, 1986)，而樁基之側面支承力常依此進行推估。

4-1. 軟弱黏土

就不排水抗剪強度小於 5 t/m^2 之軟弱黏土層， $p - y$ 曲線之推求法由 Matlock (1970) 所提出，在本法當中，土壤之極限抵抗力可由下述公式計算。

$$p_u = N_p S_u \text{ --- (11)}$$

$$\text{而 } N_p = 3 + \frac{\sigma_v'}{S_u} + J \cdot \frac{Z}{D} \leq 9 \text{ --- (12)}$$

式中 P_u = 土壤之極限側向抗力

S_u = 土壤之不排水抗剪強度

D = 樁徑

σ_v' = 土壤有效覆土壓力

J = 無因次經驗參數，對極軟弱之黏土而言可採用 0.5，較堅實之黏土而言，則可採用 0.25

Z = 深度

在靜態荷重下，抗力與變形之關係式為：

$$P = 0.5 P_u (y/y_c)^{1/3} \leq P_u \text{ --- (13)}$$

式中 P = 樁基變形量為 y 時之土壤抵抗力

y = 土壤變形

$y_c = 2.5 \epsilon_c D$ ，其中 ϵ_c 為土壤不排水抗剪試驗中，最大軸差應力達 50 % 時試體之軸向應變及側向變形，當資料缺乏時，建議可採用 0.01。

而在反覆荷重狀況時，則考慮土壤之抵抗力因應力之反覆作用折減，但其折減量因土層深度而異，在 y 小於 $3 y_c$ 時，其抵抗力與變形之關係式與式 (13) 相同，自 $y = 3 y_c$ 至 $y = 15 y_c$ ，則土壤之抵抗力 (p) 將直線折減至 $0.72 p_u (Z/Z_{cr})$ ，其中 Z_{cr} 為土壤之臨界深度，此臨界深度之推求可令 $N_p = 9$ 代入式 (12) 而得。上述二種荷重狀況下之 $p - y$ 曲線如圖 8 及 9 所示。

4. - 2. 堅實黏土

對不排水抗剪強度大於 5 t/m^2 之黏土而言，Reese (1975) 提出另一套建立 $p - y$ 曲線的方法，其法在計算土壤之極限側向抵抗力時係採用下列公式：

$$P_u = N_s S_u \text{------(14)}$$

$$\text{而 } N_s = 2 + \frac{\sigma_v'}{S_u} + 2.83 \frac{Z}{D} \leq 11 \text{------(15)}$$

式中各符號之定義均如前所述。而對應之 $p - y$ 曲線在靜態荷重時係由五個不同線段所組成 (如圖 10 所示)，其中第一個階段為直線段，其斜率為 KZ/D ， K 值為初始模數，其建議值如下表所示：

表四 黏土之初始模數建議值

		$S_u, \text{ t/m}^2$		
		5-10	10-20	20-40
$K, \text{ t/m}^3$	靜態荷重	13838	27675	25350
	反覆荷重	5535	11070	22140

接即為初始之直線段，此法不但可減低建立 $p - y$ 曲線之複雜性，且不太影響分析結果。

由於海床面之砂土易受海流冲刷之作用而失去側向抵抗力，因此若海床處之土壤為砂土時，於分析時常將海床表面至研判冲刷深度處之砂土抵抗力，予以忽略不計。

在建立土壤之 $p - y$ 曲線以後，即可進行樁基側向分析，目前最常用的方法係將樁身分為某一數量的單元，由每一個單元所在處土壤之 $p - y$ 曲線及該單元之大小計算土壤之彈簧係數，再利用有限差分法計算樁在承受側向力時任一單元所承受之力，力矩及其變形量（如圖 16 所示）。由於土壤之彈簧係數為非線性，一般以人手計算十分費時，故目前多以可採用非線性彈簧係數的電腦程式（例如 BMCOL 76）進行分析。

五、影響估計值正確性之因素

前文介紹各種推求樁基支承力之方法，然自實用觀點言之，設計者必需了解影響其正確性之重要因素。

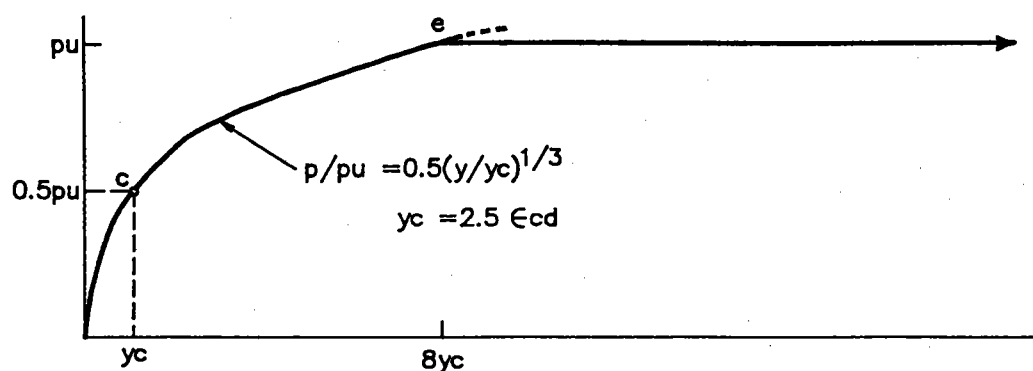
5. - 1. 樁基打設過程

在樁基打設過程中，由於搖晃及震動引起樁體側向移動，使樁孔大於樁徑，此時即使在長期狀況，土層逐漸填充孔隙，但仍將減少樁基之支承能力，此外預鑽孔或冲樁均可降低樁基支承力，McClelland（1974）即指出，在砂質地層中，若冲樁步驟未加適度控制，可使支承力減少百分之十二以上，不可不注意。

5. - 2. 樁身材料性質

與樁支承力有關之特性，包括管壁厚度，管壁粗糙度，管徑、管長及管材壓縮性，以及因樁身構造而影響打樁過程之排土量等土量等性質，一般而言，所謂大位移式打入樁，即打樁過程可大量擠排周面土層者，其支承力通常較小位移式樁為高，海域基樁為減少打樁之阻力，常使用底端開口式鋼管

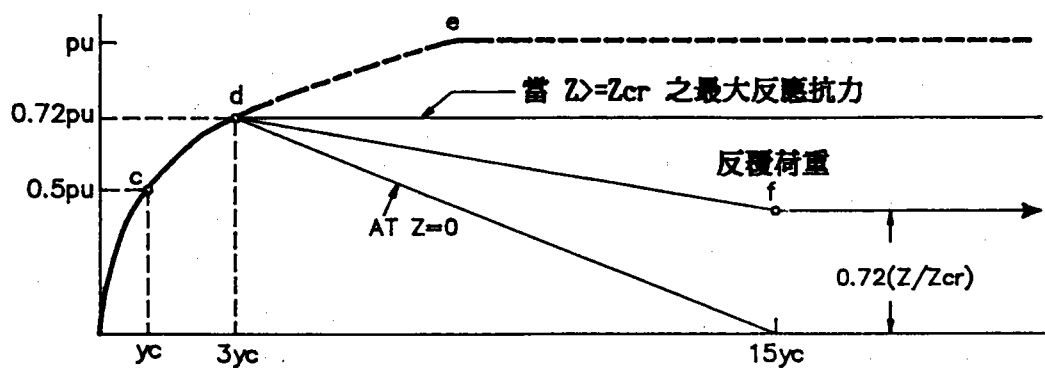
側向支承力 P



變形量 y

圖 8 軟粘土在靜態荷重時之 $p - y$ 曲線

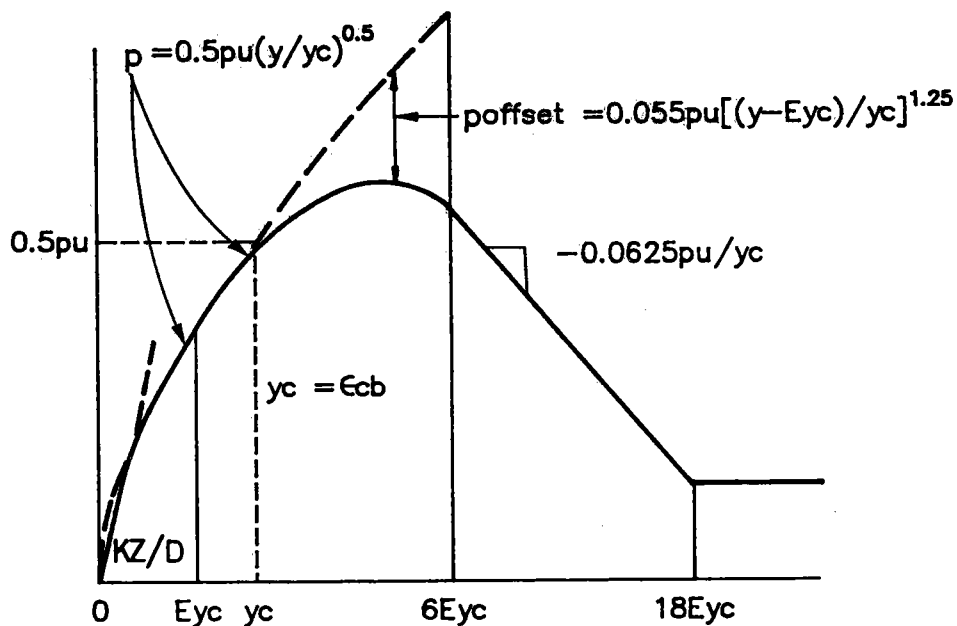
側向支承力 P



變形量 y

圖 9 軟粘土在反覆荷重時之 $p - y$ 曲線

抗力 P



變形量 y

圖 10 堅實粘土在靜態荷重下之 $p - y$ 曲線

參數 E, F

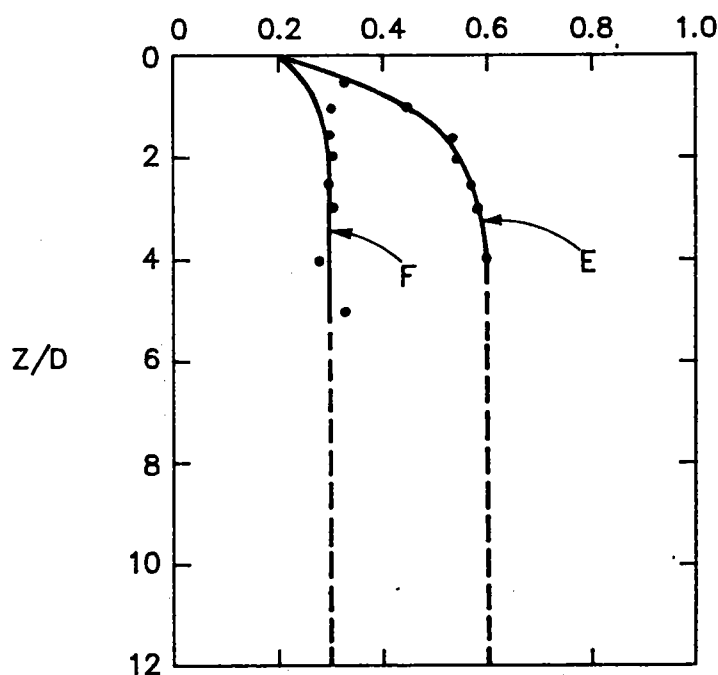


圖 11 經驗參數 E 及 F 與深度及樁徑之關係

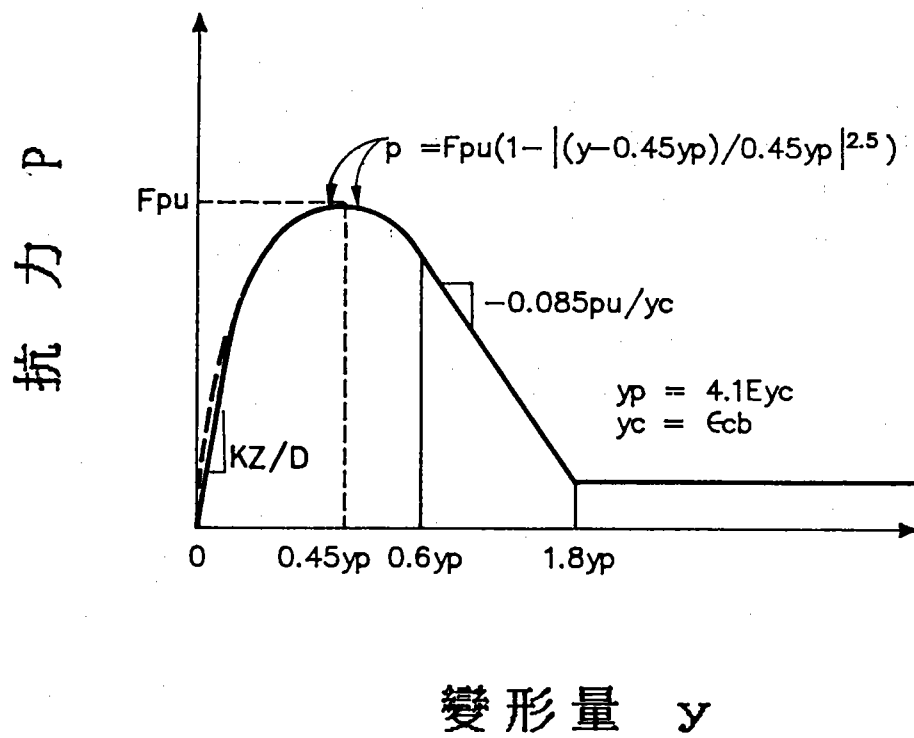


圖 12 堅實粘土在反覆荷重下之 $p - y$ 曲線

其後之直線段可用下式求得：

$$p = p_u \left[0.936 F - 0.085 \frac{y - 0.6 y_p}{y_c} \right] \quad \text{for } 0.6 y_p \leq y \leq 1.8 y_p \quad (21)$$

最後之塑性直線段則為：

$$p = p_u \left[0.936 F - \frac{0.102 y_p}{y_c} \right] \quad (22)$$

必須注意的是，在堅實黏土之 $p - y$ 曲線方法僅係由某鑽井基地的觀測資料所建立，而該處基地之黏土，因乾涸作用，屬高度過壓密之黏土，其結構複雜且含有多量的裂縫及擦痕，因此除非所分析的黏土性質與上述之黏土相近，一般之堅實黏土係採用軟弱黏土及堅實黏土二種不同之方法，分別建立 $p - y$ 曲線進行樁基礎分析，再就二者所得之結果，根據經驗再加以研判以決定合適數值。

4. - 3. 砂土

砂土中之 $p - y$ 曲線係由 Reese 等人 (1974) 所提出，其法中砂土之極限側向支承力可由下述公式加以計算：

$$p_u = A \left(C_1 \frac{Z}{D} + C_2 \right) \sigma_v' \leq AC_3 \sigma_v' \quad (23)$$

$$C_1 = \frac{K_o \tan \phi \sin \beta}{\tan (\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan^2 \beta \tan \alpha}{\tan (\beta - \phi)} + K_o \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \quad (24)$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \phi)} - \tan^2 (45^\circ - \alpha) \quad (25)$$

$$C_3 = K_o \tan \phi \tan^4 \beta + \tan^2 (45 - \alpha) (\tan^8 \beta - 1) \quad (26)$$

式中 p_u , Z , D 及 σ_v' 之定義如前所述

A = 經驗修正係數, 按靜態或反覆荷重而有不同, 可由圖 13 求取

ϕ = 土壤之有效摩擦角

$$\alpha = \phi / 2$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

K_0 = 靜止土壓力係數, 建議值為 0.4

而砂土中之抗力與變形關係曲線係由四個線段所組成 (如圖 14 所示), 第一個直線段 (自變形量 0 至 y_k) 之斜率為 K_1 , 其中 K_1 為土壤初始模數, 對水位以下之砂土其建議值如下表所示:

表五 砂土之初始模數建議值

砂土相對密度	$K_1, t/m^3$
疏 鬆	543
中等緊密	1628
緊 密	3393

自 y_k 至 y_m ($\frac{D}{60}$) 則為一曲線段, 可由下式予以計算:

$$p = \frac{B}{A} p_u \left(\frac{60y}{D} \right)^{(A-B)/1.25} \quad (27)$$

式中 B 為經驗參數, 隨靜態或反覆荷重而有不同, 其值可由圖 15 求取, 其餘符號均同前述之定義。

自 y_m ($\frac{D}{60}$) 至 y_u ($\frac{3D}{80}$) 為一直線段, y_u 以後則砂土達塑性狀態, 為一水平之直線段 ($p = p_u$)。

上述 $p - y$ 曲線中之初始直線段在一般之分析中其影響不大 (Reese, 1974), 但使用此 K_1 值常會增加不必要的困擾, 因此 Matlock (1980) 乃建議令 $y_k = 0.001D$, 直接代入式 (18) 求得 p_k 值, 再將該點與原點相連

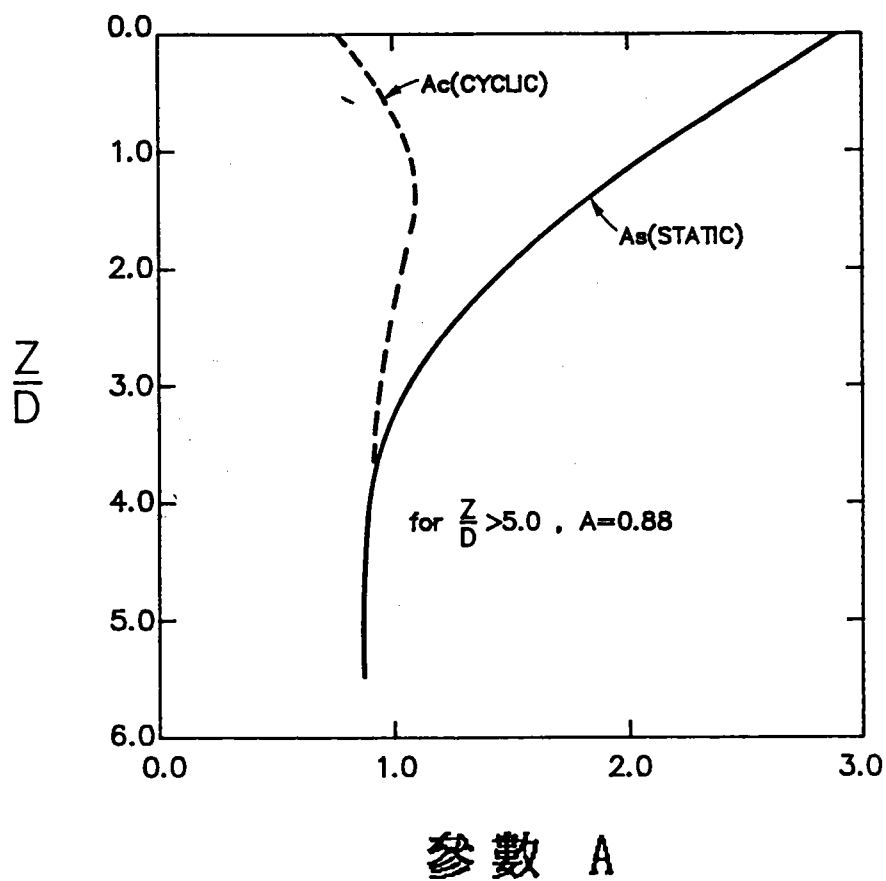


圖 13 經驗參數 A 與深度及樁徑之關係

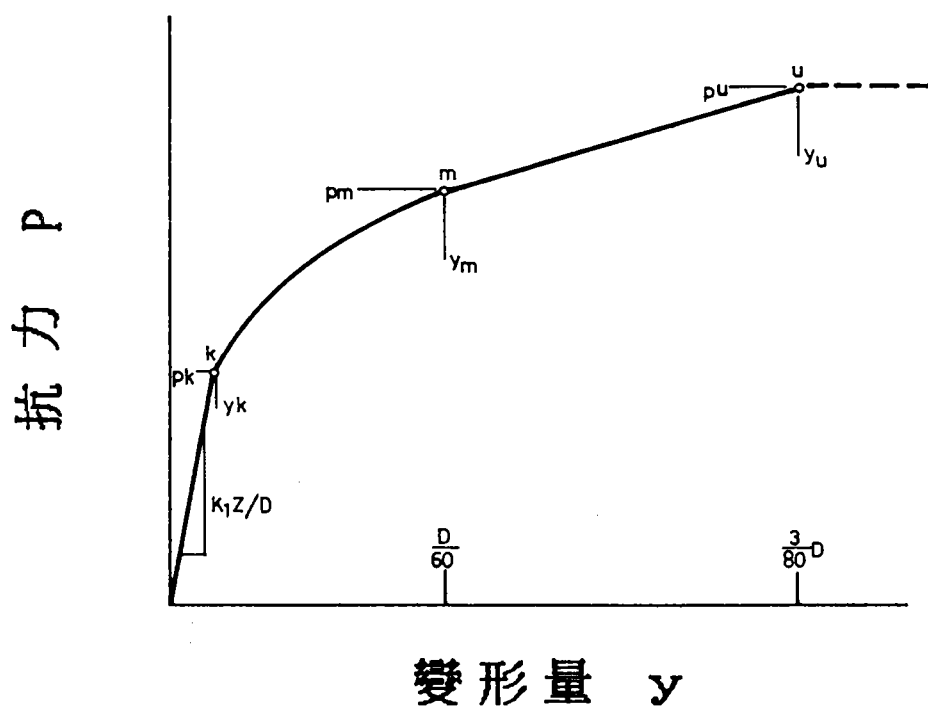


圖 14 砂土之 $p - y$ 曲線

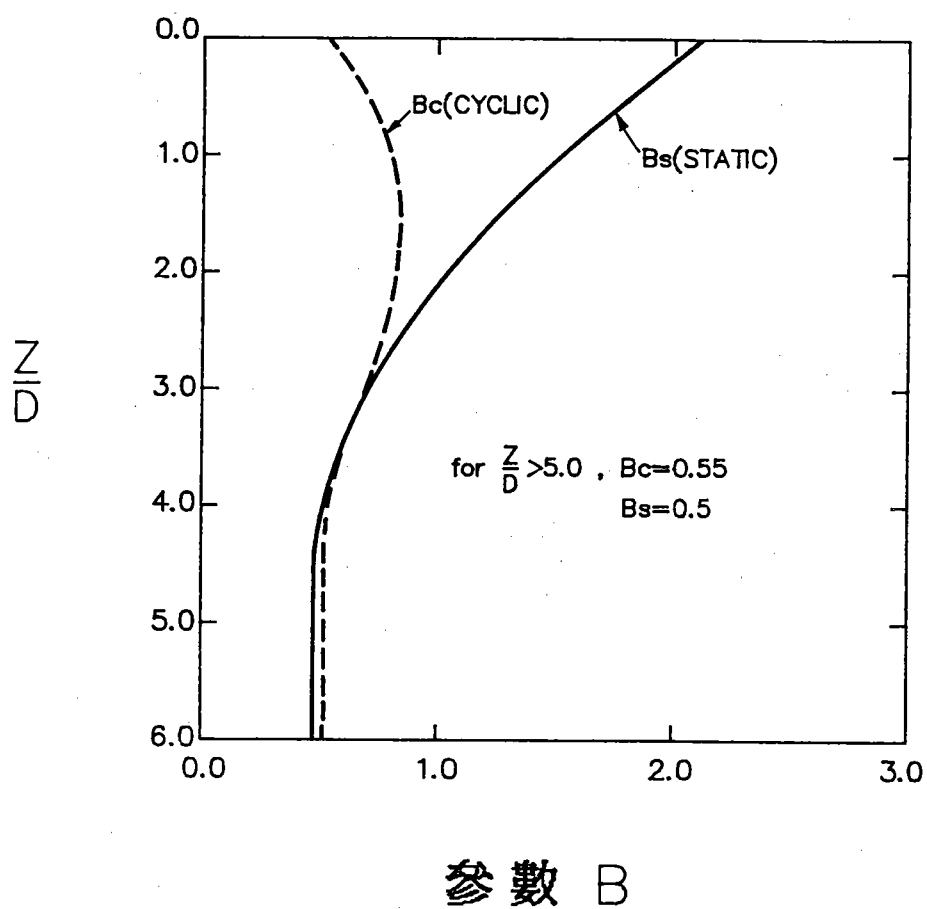


圖 15 經驗參數 B 與深度及樁徑之關係

接即為初始之直線段，此法不但可減低建立 $p - y$ 曲線之複雜性，且不太影響分析結果。

由於海床面之砂土易受海流冲刷之作用而失去側向抵抗力，因此若海床處之土壤為砂土時，於分析時常將海床表面至研判冲刷深度處之砂土抵抗力，予以忽略不計。

在建立土壤之 $p - y$ 曲線以後，即可進行樁基側向分析，目前最常用的方法係將樁身分為某一數量的單元，由每一個單元所在處土壤之 $p - y$ 曲線及該單元之大小計算土壤之彈簧係數，再利用有限差分法計算樁在承受側向力時任一單元所承受之力，力矩及其變形量（如圖 16 所示）。由於土壤之彈簧係數為非線性，一般以人手計算十分費時，故目前多以可採用非線性彈簧係數的電腦程式（例如 BMCOL 76）進行分析。

五、影響估計值正確性之因素

前文介紹各種推求樁基支承力之方法，然自實用觀點言之，設計者必需了解影響其正確性之重要因素。

5. - 1. 樁基打設過程

在樁基打設過程中，由於搖晃及震動引起樁體側向移動，使樁孔大於樁徑，此時即使在長期狀況，土層逐漸填充孔隙，但仍將減少樁基之支承能力，此外預鑽孔或冲樁均可降低樁基支承力，McClelland（1974）即指出，在砂質地層中，若冲樁步驟未加適度控制，可使支承力減少百分之十二以上，不可不注意。

5. - 2. 樁身材料性質

與樁支承力有關之特性，包括管壁厚度，管壁粗糙度，管徑、管長及管材壓縮性，以及因樁身構造而影響打樁過程之排土量等土量等性質，一般而言，所謂大位移式打入樁，即打樁過程可大量擠排周面土層者，其支承力通常較小位移式樁為高，海域基樁為減少打樁之阻力，常使用底端開口式鋼管

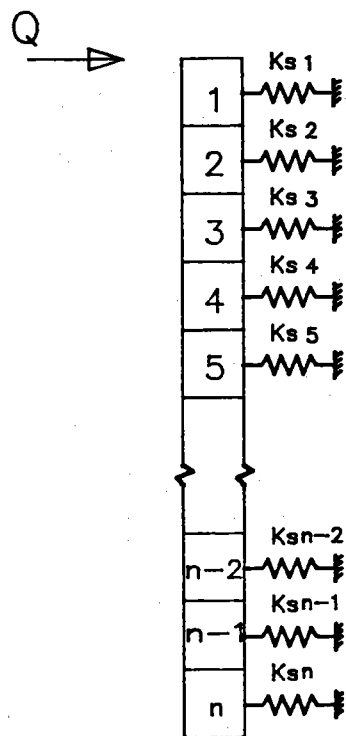


圖 16 樁基側向力分析模式

樁，此時打樁過程之排土量與土栓效應 (Soil Plug) 將直接影響支承效果，若土栓效應未能充份發揮，支承力將減少 20 至 30 %。

5. - 3. 土壤狀況

樁基實際之支承力與地層之原始應力狀況，土壤強度，地層構造，應力應變特性等習習相關，而在現場評估樁基支承力時，更應特別注意土壤之層次構造及孔隙水壓上昇消散特性，一般而言，打樁過程將使地層孔隙水壓上昇，而致支承力降低，但孔隙水壓隨樁基靜置時間逐步消散，支承力亦隨之逐漸提高，提升速度視土壤之滲透率而異，此現象在黏土中較明顯，支承力增加現象可持續數月之久，砂土層則在數小時內即保持穩定。同時地層中若有砂土黏土交互層存在時，因打樁過程，樁表面可將上方土層之顆粒帶入下方土層中，如先經黏土層進入砂土時，於砂土層中樁表面可能仍為黏土握裹，因而導致表面摩擦阻力之降低，反之，則將砂土帶入黏土層時，可使支承力局部提升。

5. - 4. 土壤與樁之互制

由於估計值係假設極限狀態，即樁身之全部摩擦阻力及端點支承力均同時產生，故以最大單位摩擦力累計和所得之值加上最大之端點支承力為極限支承力，事實上，樁身之全部摩擦阻力並非同時產生，而端點支承力之發生程度，又視變形量而異，因此無法與摩擦力之發生狀況同步，更進一步言之，樁身摩擦力發生程度，與樁受力時之變形量亦密不可分，即樁長、材料勁度、管壁厚、土壤模數，軸向之應力傳遞等均可影響基樁支承力發生值。

六、結論

總而言之，影響基樁支承力預估值正確性之因素極多，採用任何一種計算法，均無可避免將受到經驗的限制，以及對現場施工狀況地層變化的了解，美國德州大學於 1980 年曾接受美國石油學會委託對約 8000 個樁載重試驗結果進行檢討，以研判各估算法之適用性，經篩選至 1000 個可供分析的

資料中，再進一步整理出 80 個座落黏土層及 66 個砂土層中之基樁予以統計，圖 17 即為根據 λ 法推估黏土層中，支承力 Q_c 與實測值 Q_m 之比較，圖 18 則為根據 A P I (1982) 建議法計算 Q_c 與實測值之比較，一般而言，誤差值大約在 $\pm 30\%$ 範圍，由此可知，在海域基樁支承力之預估中，若能對地層層次特性，打樁過程應力分佈狀況，土壤強度隨時間變化等因素具相當了解，運用現有之公式加上經驗與判斷，尚可對海域基樁支承力作合理的預估。

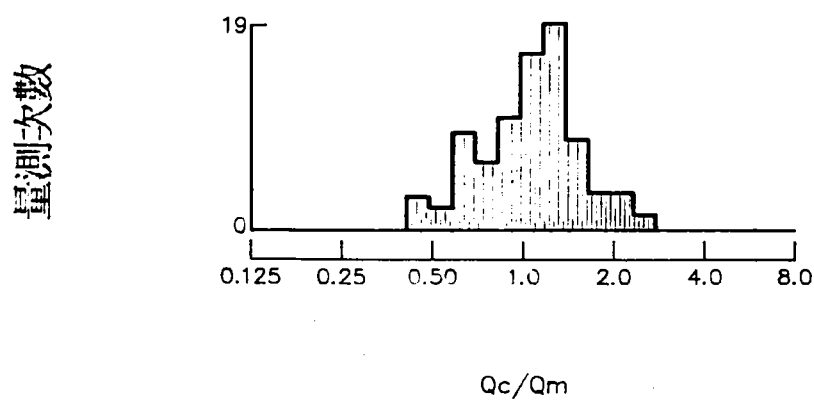
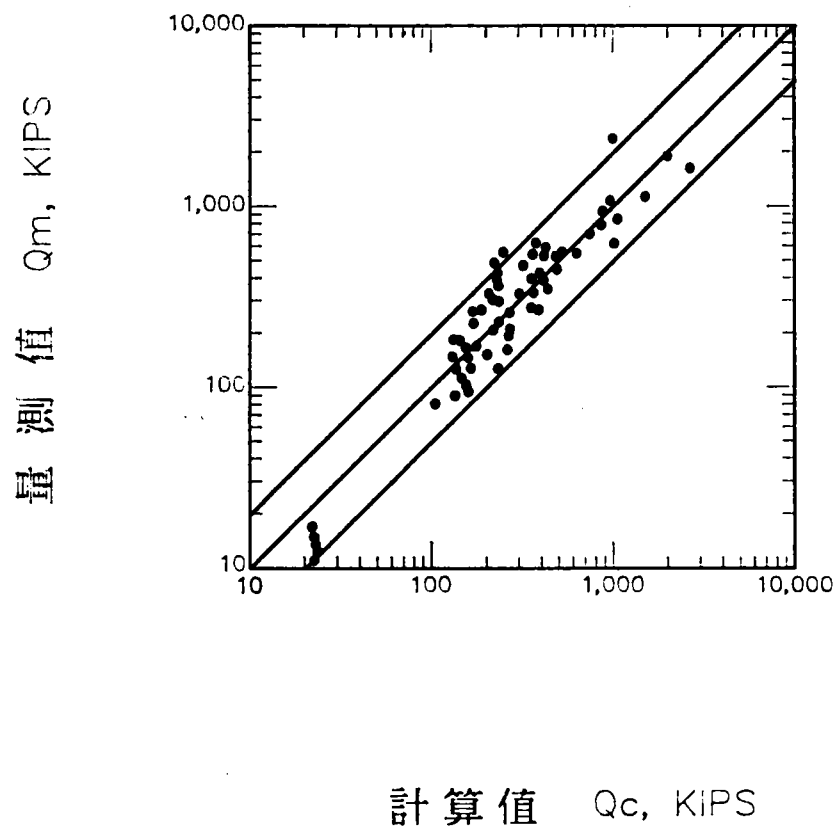


圖 17 入法估計粘土地層樁基支承力之比較 (取自 Olson and Dennis , 1983)

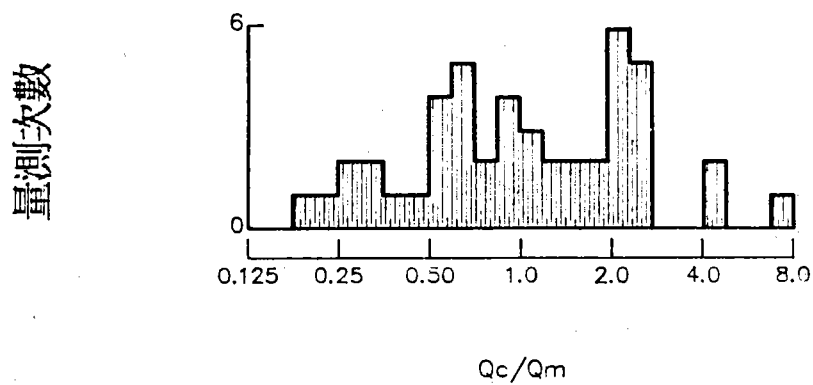
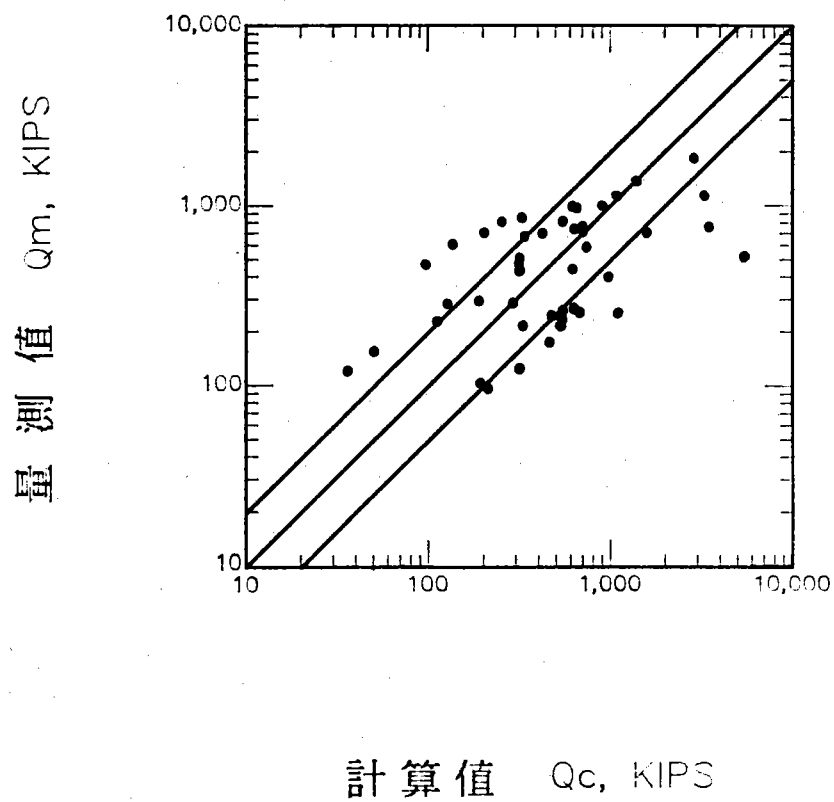


圖18 API法估計砂土地層樁基支承力之比較 (取自 Olson and Dennis , 1983)

參 考 文 獻

1. American Petroleum Institute (1984) Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms. 15th edition, API RP 2A.
2. Burland, J. F. (1973), "Shaft Friction of Piles in Clay, A Simple Fundamented Approach," Ground Engineering Vol. 6, No. 3.
3. Bogard, D and Matlock, H. (1980), "Simplified Calculation of p-y Curves for Laterally Loaded Piles in Sand", Internal Publication, April.
4. Brown, J.D., and Meyerhof. G.G. (1969) "Experimental study of bearing capacity in layered clays". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found Eng.; Mexico City.
5. Dennis, Jr., N.D., and Olson, R.E. (1983) "Axial capacity of steel pipe piles in clay". Geotechnical Practice in Offshore Engineering, New York, ASCE
6. Dennis, N.D., Jr., and Olson, R.E. (1983) "Axial capacity of steel pipe piles in sand". Geotechnical Practice in Offshore Engineering, New York, ASCE
7. Focht, J.A., Jr., and Kraft, L.M., Jr., (1986) "Axial Performance and Capacity of Piles", in Planning and Design of Fixed Offshore Platforms, ed. by McClelland, B. and Reifel, M.D., Van Nostrand Reinhold Company, N.Y.
8. Hanna, A.M. and Meyerhof. G.G. (1980) "Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay" Can. Geotech. J. Vol. 17. No. 2
9. Kraft, L.M., Jr. (1982) "Effective stress capacity model for piles in clay". ASCE J. Geotech. Eng. Div., 108, GT11
10. Kraft, L.M., Jr., Focht, J.A., Jr., and Amerasinghe, S.A. (1981) "Friction capacity of piles driven into clay". ASCE J. Geotech. Eng. Div., 107, GT11
11. Kraft, L.M., Jr., Ray, R.P. and Kagawa, T. (1981) "Theoretical t-z curves". ASCE J. Geotech. Eng. Div., 107(GT11)
12. Matlock, H. (1976), "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay". OTC Paper 1204, April.
13. Matlock, H., Bogard, D. and Lam, I.P. (1981), "BMCOL76: A Computer Program for the Analysis of Beam Columns under Static Axial and Lateral Loading", Documentation Report to Ertec, Inc., June.
14. McClelland, B., Focht, J.A., Jr., and Emrich, W.J. (1969) Problems in design and installation of offshore piles". ASCE J. Soil Mech. Found. Div., 95(SM6)
15. Meyerhof, G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundations". ASCE J. Geotech. Eng. Div., 102 GT3

16. Meyerhof, G.G., and Valsangkar, A. J. (1977) "Bearing capacity of piles in layered soils". proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo
17. Reese, L.C., Rox, W.R. and Koop. F.D. (1974), "Aanalysis of Laterally Loaded Piles in Sand", OTC Paper 2080, May.
18. Skempton, A.W. (1951), "Bearing Capacity of Clays", Building Research Congress, London Division.
19. Reese, L.C. and Cox, W.R. (1975). "Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay", OTC Paper 2312, April.
20. Tomlinson, M.J. (1977), Pile Design and Construction Practice, Viewpoint Publication, London.
21. Toolan, F.E., and Fox, D.A. (1977) "Geotechnical Planning of Piled Foundations for Offshore Platforms", Proc. of ICE, London, Part 1, 62, May.

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

港灣及海域樁基礎工程

陳斗生
富國技術工程股份有限公司總經理

本文完全以實例說明港灣及海域樁基礎工程之應用，分析與施工及可能遭遇到的問題及其解決方法。

1. 樁基礎在港灣及海域工程上之應用

1.1 河海基樁工程之特點：

河海樁基礎工程無論在設計，分析與施工上與一般陸上不同，其主要之特點在：

- (a)土壤較為軟弱而厚度較大。
- (b)河海樁基礎之荷重主要來自側向及拉拔力，其向下之載荷一般佔較小之比例。
- (c)基樁種類之選擇較為有限，深海幾乎全用強度高，易於施工之鋼管樁，沿岸則除鋼管樁外，亦常使用型鋼，預力樁或木樁等材料。
- (d)分析上較為複雜，河海樁基礎由於結構物須露出不同水深之水面上，且河、海床下土壤軟弱，因此其基礎—土壤—結構物三度空間之相互作用其分析極為複雜；海域工程尚須考慮邊坡之穩定等問題。
- (e)施工上困難度較高：除天候、水深、海象上之考慮外，由於河海樁基礎較長而重，其施工一般須使用大型打樁機浮台、施工船、精密之定點定位等特殊施工器械。
- (f)費用：一般之河海及外海工程費用極為高昂。

(g)試樁：海上基樁鮮有試樁，因而設計上亦必須較為保守。

(h)施工準則規範及營建：由於工程浩大，僅有少數工程公司有此設備與經驗，因此一般外海基樁工作皆採責任施工合約型態，風險之費用甚高。

1.2 河海基樁之使用：

樁基礎可使用於各種型式之河海結構物，如港灣之碼頭（Wharf）突堤（Jetty）泊船柱（Mooring Dolphin）橋樑，深海之鉆井台，油井生產台等。

2. 河海樁基礎之調查、分析與設計

2.1 荷重：

河海樁基礎之荷重來自船舶之停靠碰撞力，波浪，海流，風力，地震，設備等，由於出露海河床上之樁身甚長，此等作用產生極大之側向力及拉拔力。

2.2 土壤及海況調查：

一般之河海工程地點多為沖積土層，可估計樁基礎之長度、承載力及施工機械之選擇，土壤海況及海象之調查極為重要，往往由於調查上費用之少量擲節而造成設計施工上保守選擇而浪費大量經費，殊為不值。

一般之海況調查應包括海床及海象之調查，即震測（Seismic Reflection Profiling），聲吶（Side Scan Sonar），波浪，海流，溫度，含鹽度，電導度，海床深度（Bathymetry），潮汐，沖刷，沉積率與海床廢棄物之調查等，土壤調查則應包含鉆探，取樣及實驗，CRT，海床取樣如Vibrocore，Grab Sampling等，尤以CPT數據之取得對樁基礎之設計極有助益。

2.3 樁基礎之分析：

當土壤及海況確定後，結構物之基礎型式即可大約確定，所須之分析除結構之設計外即樁基礎之設計與分析，施工方式，機械之選擇與施工準則之擬定，由於側向力及拉拔力較大，承載力之分析上一般皆須知基樁—土壤相互作用之 $p-y$ ， $T-z$ 資料以研判樁基礎之行爲及求出樁間應力

，力矩之分佈以設計基樁之斷面。施工上考慮，則一般使用波動公式（WEAP）進行打擊可行性（Drivability）分析以選擇最具經濟效益之打樁機型，附件，樁長，斷面，承載力及打樁時引起之應力。

3. 河海樁基礎施工可能遭遇之問題

河海樁基礎之施工經常遭遇到許多問題，其中有些事先倘加以詳細的調查與分析應可加以避免或預防。

下列數例為經常遭遇到的問題：

(1)貫入困難（高打擊數）：

由于土壤資料不全而遭遇到難以貫穿之土層，或打樁機能量（或效能）太低，基礎焊接或停機時間過長，皆可能造成貫入困難之情況，此等情況皆可於詳盡之土壤調查，分析，打樁機之事前檢驗，焊接與施工之周全規劃加以避免，或預備水沖法洗孔以貫穿堅硬之土層。

(2)基樁破壞：

高能量或遇堅硬土層或彎曲基樁固然可能造成基樁之破壞，混凝土樁在高能量打樁機與低阻力下也可能在因產生高張力而遭受破壞，因此適當打樁機及附件如打擊承墊（Cushion）之選擇，預先之水沖等先期作業與分析皆可防止基樁於施工遭受破壞。

(3)土壤之液化，邊坡穩定與側向位移：

由於打樁時於土層內造成極大之震動而引起土壤之液化，經常造成港灣工程邊坡上之不穩定，甚至引起已施工完畢之基樁產生位移，傾斜，此現象可由液化分析，預鑽（Pre-auger），水沖（Jetting）或以繫樑（Lath）施工順序等方法加以預防。倘位移已產生，則甚難回歸原位，須加以結構上之分析以擬定如補樁等補救措施。

4. 施工後可能產生之問題

河海樁基礎於建造後也可能遭受破壞，除了結構上之設計考慮不周而遭破壞外，下列數問題也經常產生。

(1)海港工程經常使用斜樁（Batter Piles）以抗拒水平力，由於結構上

這種安排其剛性較大，因之於巨大之外力作用下（如船舶之碰撞，地震等）經常使樁帽（Pile Cap）產生破壞，因此近年來港灣碼頭之樁基礎多採用垂直樁而甚少斜樁。

- (2)腐蝕：河海工程由於化學、生物之作用，於水平面上下部份之基樁經常遭受腐蝕，尤以木樁為然，因此防腐防銹措施如以煤焦油處理（Creosol），陰極處理（Catho Protection）為必要之防止措施。
- (3)反覆作用力（Cyclic or Repeated Loading）：由於如波浪，船舶停靠等高水平力之反覆作用，使土壤產生液化，間隙彈性疲勞（Fatigue）等使基樁失去承載力，改變高應力位置或減低強度皆可造成樁基礎之破壞。
- (4)冲刷，漂沙等亦經常使有效樁長大幅降低，而使基樁減低承載力而沉陷或使彎矩加大，作用點降低至斷面較小區而產生極大之應力而破壞。

5. 結論

預防勝於治療對於河海基礎工程不但適用，有時甚至還不夠，因河海基礎一旦遭受破壞，經常造成不可修復之重大損失，因此施工前之詳盡調查，規劃與分析方能確保施工與營運較大經濟效益。

目前河海工程之技術日新月異，台灣四周環海，益以貿易發達港埠與外海工程日形重要，筆者經驗有限，僅以上述及圖片中參與之工程經驗或由文獻資料收集所得以饗讀者並藉以相互切磋，冀對此重要之工程技術可能遭受到之問題知所趨避，則已達本文之目的。

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

打樁動力分析儀之應用研究

李建中*, 葉向陽**, 姚錫齡***, 石朝松****

* 榮工處企劃部主任

** 榮工處專案工程部捷運組組長

*** 榮工處企劃部研究發展組組長

**** 榮工處企劃部研究發展組工程師

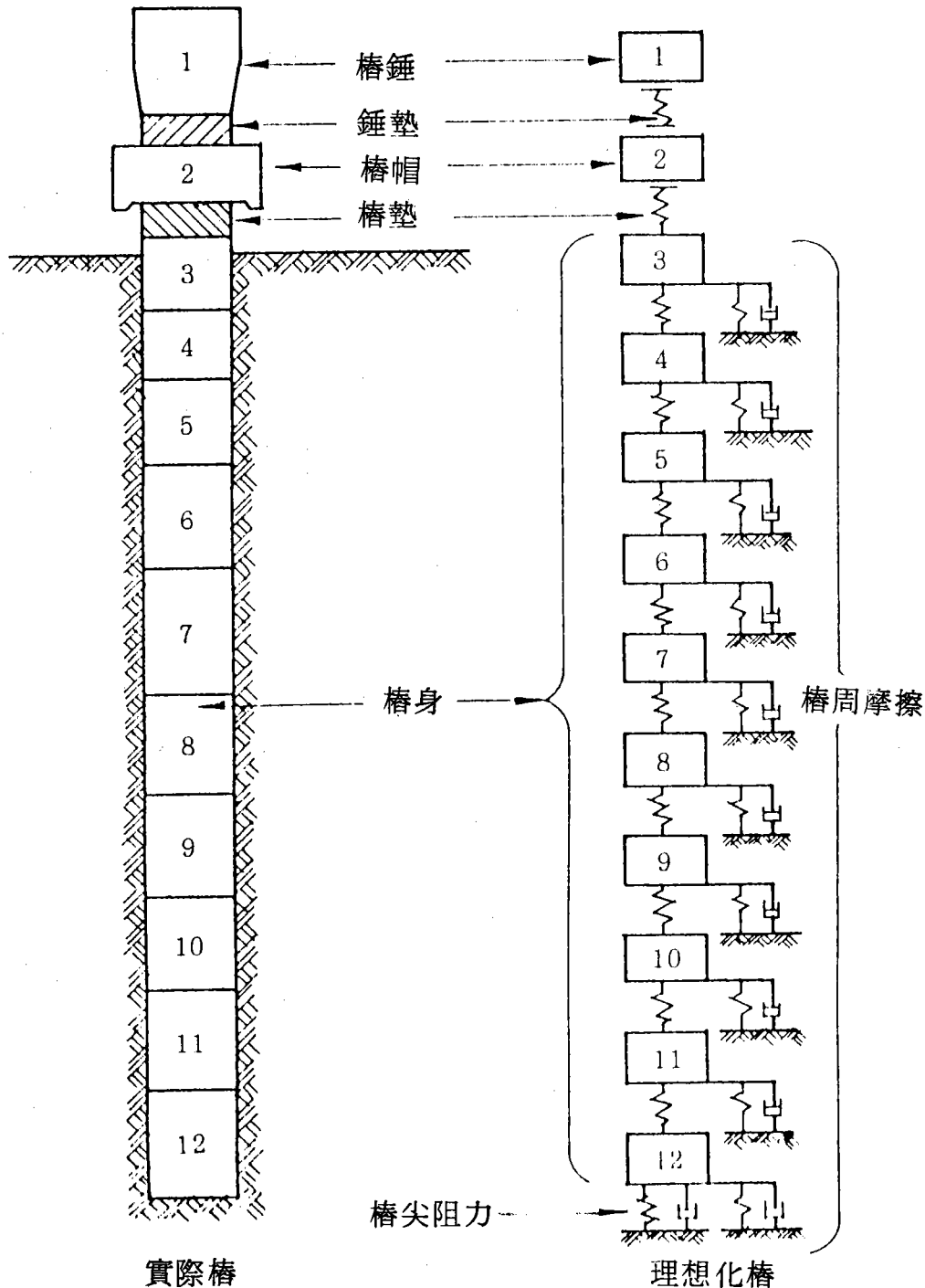
一、前言

自從三年以前打樁動力分析儀 (Pile Driving Analyzer) 引入國內使用之後，已經引起了各方面之密切關注。目前國內共有類似之儀器系統三套，並已逐漸擴大使用面。

打樁動力分析儀之發展係源於打樁時壓力波之傳遞現象之發現以及藉波動方程式對壓力波傳遞現象之成功模擬。其後的發展是利用於打樁時在樁身上量得的加速度及應變信號，與理論值進行比對分析，以準確判斷樁基承載力。因此基樁靜態承載力的動力分析方式的進步極為快速，各種分析方法各有其先天的限制與範圍，各種分析方法的功能與可信度也不盡相同。本文將介紹波動方程式、打樁動力分析儀、以及信號比對分析的基本原理，再概述榮民工程事業管理處對此三種分析法於實際使用後所歸納而得之配合使用方法，與工程界同仁共享。

二、波動方程式

波動方程式所依據之數學模式可如圖一所示，將樁錘與樁基以一連串由彈簧聯結的質量表示之，而土壤對樁貫入的阻力，則用消能盤（Dash Pot）和彈簧分別表示動態阻尼與彈性阻力，以波動方程式模擬打樁行為的理論



圖一 波動方程式之數學模式

背景相當的複雜 (Smith, 1960)，在此不加以敘述。由於波動方程式在分析時亦將樁錘系統考慮在內，因此在使用此類以波動方程式為依據之電腦程式時，所需之輸入參數極多，而其中更有許多參數是大地工程師們未必熟悉，也不易由實驗室中求得者，如樁錘的細部資料與樁錘的效率，樁帽與墊塊的彈簧係數與回復係數 (Coefficient of Restitution)，土壤的彈性限度 (Quake) 與阻尼常數 (Damping Constant)，樁之彈簧係數與應力脈波在樁身上傳遞的速度，以及樁身摩擦阻力與樁尖承載力的分配比例等。

由於這些特殊參數的存在，使得使用波動方程式估算樁靜態承載時，必須依據經驗推估後輸入，因此對基樁承載能力估算的可信度就決定於對這許多特殊參數值的可信度。

由波動方程式之電腦程式分析的結果，並無法明確的指出該樁的靜態承載力，而是以表列方式說明當基樁具有某一程度的極限靜態承載力時，將樁打入土壤中單位長度所需之樁錘敲擊次數，如圖二所示。另可將於各種情況時發生於樁身之最大壓應力 (圖二中之 Max C。) 及最大張應力 (圖二中之 Max T。) 的位置與時間列出。

一般而言，可於打樁前經由波動方程式的分析估計樁身所可能承受之壓應力與張應力，並據以選擇樁錘或樁帽與墊塊的材質；亦可於打樁時由樁基貫入土壤單位長度所需之敲擊數，以估算樁基之極限靜態承載力 (Li, et. al., 1988)。但由於波動方程式的運算完全是以電腦模擬的方式進行，因此輸出資料的正確性完全受制於輸入資料的正確性。

三、打樁動力分析儀

打樁動力分析儀是將加速度感應器與應變轉換計等感應元件安置於樁頭附近 (如圖三)，直接量測當樁錘敲擊於樁身後於安裝感應元件位置之加速度與應變的變化情形，再將量得的加速度與應變訊號經分析儀的處理，即可得該樁之極限靜態承載力。打樁動力分析儀的原理已有專文介紹 (Goble, et.al., 1985)，在此不再詳述。

EXAMPLE 1, 45 TON DESIGN, HP 10X53, D-12

02/04/88

No.	Ultimate Capacity kips	Max C. Stress ksi	Max T. Stress ksi	Blow Count bl/ft	Stroke ft	Energy k-ft
1	60.0	14.999	.000	10.5	4.58	10.68
2	120.0	17.813	.000	24.7	5.42	9.58
3	180.0	21.149	.420	41.6	5.84	9.19
4	240.0	25.197	1.927	62.6	6.48	9.67
5	300.0	27.741	2.748	103.7	6.80	9.80
6	360.0	31.338	3.929	188.2	7.33	10.32

a) Conventional Analysis

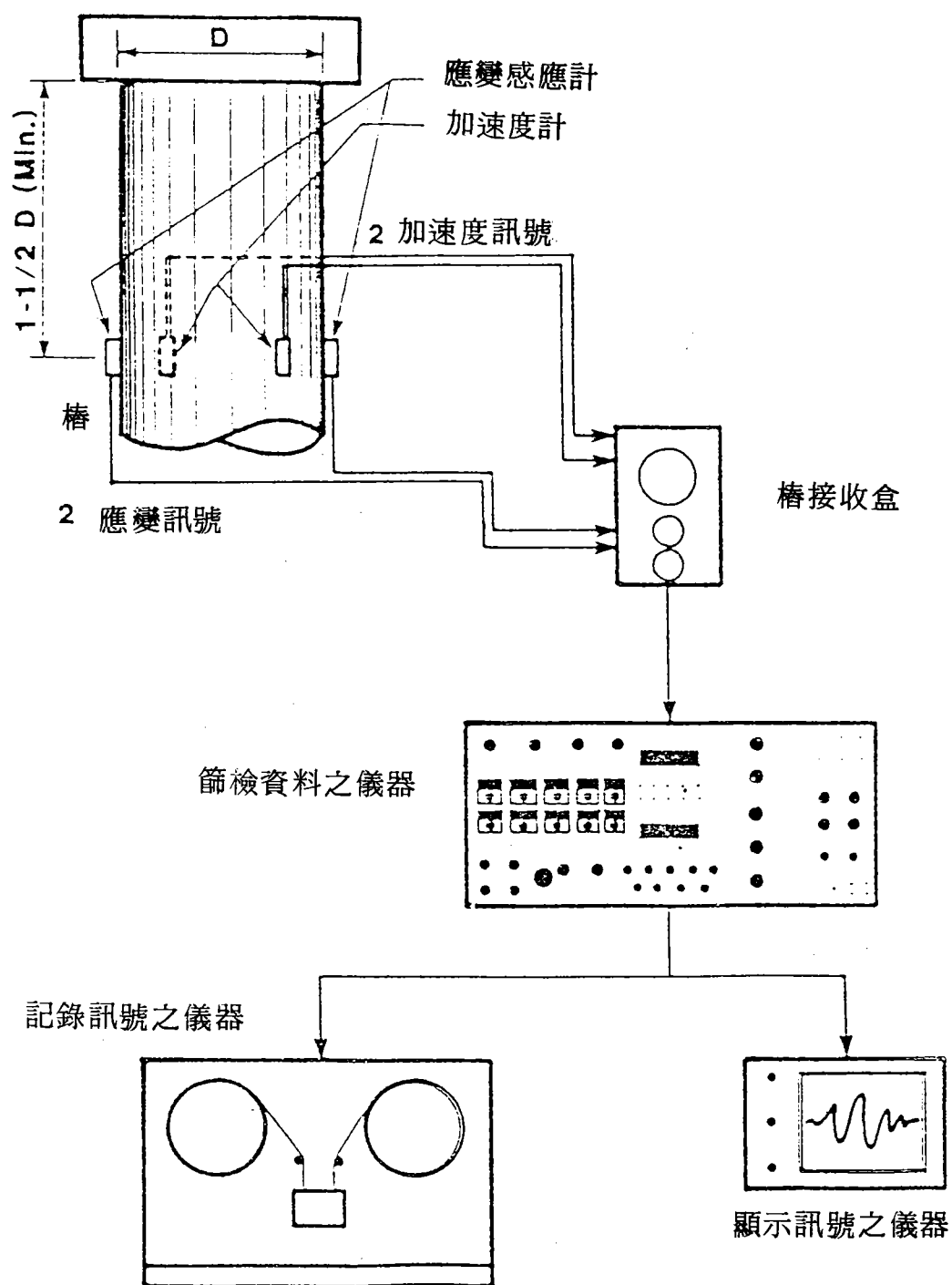
CONSTANT CAPACITY OPTION - ENGLISH UNITS

02/04/88

No.	Ultimate Capacity kips	Max C. Stress ksi	Max T. Stress ksi	Blow Count bl/ft	Stroke ft	Energy k-ft
1	240.0	21.838	1.721	105.9	5.35	6.84
2	240.0	23.845	1.851	76.3	5.95	8.36
3	240.0	24.677	1.919	67.6	6.25	9.12
4	240.0	25.374	1.923	60.9	6.55	9.88
5	240.0	26.047	1.872	55.8	6.85	10.58
6	240.0	26.743	1.777	51.2	7.15	11.35
7	240.0	27.401	1.683	48.1	7.45	12.02
8	240.0	28.044	1.632	44.9	7.75	12.76
9	240.0	28.704	1.534	42.2	8.05	13.47
10	240.0	29.438	1.386	40.0	8.35	14.16

b) Constant Capacity Analysis

圖二 波動方程式輸出結果一例



圖三 打樁動力分析儀—儀器配置示意圖

在使用打樁動力分析儀，仍然需要輸入樁及土壤的若干參數。由於感應元件是直接置於樁身上，因此樁錘、墊塊、樁帽等之資料可不必再輸入。較特殊之輸入參數為應力脈波在樁身上的傳遞速度與土壤之阻尼常數。應力脈波的傳遞速度已可用簡易方法在現場決定，但土壤的消能常數則仍須由大地工程師們按現場土質以經驗判斷之。

打樁動力分析儀的運算速度極快，幾乎在樁錘敲擊樁頭的同時，即可把該樁的極限靜態承載力及其他相關的五個數據由印表機印出來，圖四，即為某一樁於連續敲擊 18 次後所列印出之報表。圖中 BPM 為樁錘每分鐘之敲

```

CAL
EA/C= 770; T1= 233
MC/L= 770; 2L/C= 263
J= 20; DEL= 0
STIME= 100 MICROSEC
V ADJ 20%; PEAK 1
WRAH= 52; WCAP= 52
NCHAN= 2; DRATE= 1
TRANS: A2 A1 F2 F1
BN 23/ 23 PRX2
METRIC
    UMX EMX BTA RSI FMX
    95 418 100 212 341F
    RTL EMX BTA RSI FMX
    496 584 100 454 377
    552 628 100 497 417
    551 593 100 496 405
    RTL EMX BTA RSI FMX
    404 500 100 299 461
    430 546 100 320 484
    430 521 100 320 483
    426 514 100 316 485
    439 540 100 327 498
    445 526 100 334 497
    428 514 100 319 485
    438 534 100 324 500
    455 578 100 338 516

```

圖四 打樁動力分析儀於現場測試時之輸出報表

擊次數，可據以換算出樁錘之落距，RSI 為該樁之極限靜態承載力，EMX 與 FMX 為樁所受到的最大敲擊能量與最大力值，RMX 則為該樁於該次敲擊時所可能具有之最大極限靜態承載力（適用於樁尖土壤之彈性限度較大時）。於打樁時所錄得之信號可於室內再經由打樁動力分析儀進行更周詳的計算，並可將某一次敲擊時與此樁有關之三十個數據由印表機印出，如圖五所示。如靜態承載力與動態承載力之和（RTL），樁之完整性（BTA），樁表面摩擦力（SFT），最大張力（FTM），最大位移量（DMX）等。

```

CAL
EA/C= 500, T1= 245
MC/L= 500, 2L/C= 225
J= 50, DEL= 0
STIME= 100 MICROSEC
U ADJ 20%, PEAK 1
MRAM= 501, MCAP= 499
NCHAN= 2, DRATE= 1
TRANS: A2 A1 F2 F1
1 ELAWS PRINT 1
METRIC
FMX EMX WDN RS1 FMX
3771965 395 520 377

DMX FT1 RSU RMX FMX
524 377 560 541 377

UMX UT1 FT2 RMN FMX
413 414 373 252 377

RTL TMN CTN UT2 FMX
610 270-211 -56 377

BPM RS1 BTA DT1 FMX
12 520 100 110 377

TMX RAU EMX WUP FMX
22 -451965 -18 377

MFO MWO SFT CFB FMX
940 812 430 430 377

WDX AMX DBX FTN FMX
373 90 -33 -1 377

```

```

CAL
EA/C= 499, T1= 245
MC/L= 499, 2L/C= 225
J= 50, DEL= 0
STIME= 100 MICROSEC
U ADJ 20%, PEAK 1
MRAM= 500, MCAP= 498
NCHAN= 2, DRATE= 1
TRANS: A2 A1 F2 F1
1 ELAWS PRINT 1
ENGLISH
FMX EMX WDN RS1 FMX
6171053 647 853 617

DMX FT1 RSU RMX FMX
205 616 922 886 617

UMX UT1 FT2 RMN FMX
135 136 612 416 617

RTL TMN CTN UT2 FMX
1000 270 -74 -19 617

BPM RS1 BTA DT1 FMX
22 853 100 42 617

TMX RAU EMX WUP FMX
22 -381053 -30 617

MFO MWO SFT CFB FMX
15421329 709 709 617

WDX AMX DBX FTN FMX
612 92 -14 -1 617

```

圖五 打樁動力分析儀對某一次敲擊時樁之完整相關數據輸出報表

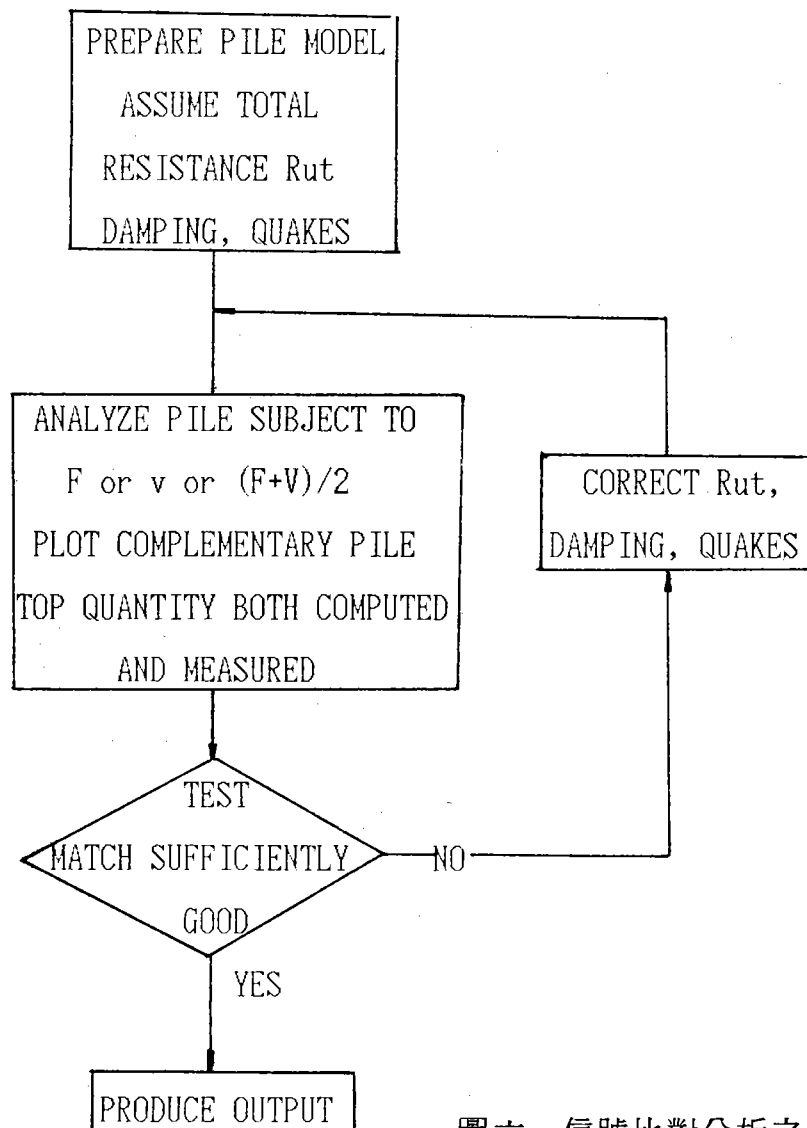
打樁動力分析儀是估計打擊樁極限承載能力極為快速的工具，雖然其正確性仍決定於輸入參數的正確性，但因其中特殊之未知參數僅有土壤的阻尼常數一項，不似波動方程式牽涉了極多的特殊參數，故一般而言比打樁波動方程式所得者為高。另因打樁動力分析儀可將施工時所得的信號記錄下來，再以不同的土壤阻尼常數輸入再運算即可得該樁在不同的阻尼常數時之極限靜態承載能力。若於附近或同一枝樁曾執行過靜力載重試驗，即可由載重試驗的結果與打樁動力分析儀所得者互相比較，可獲得正確之土壤阻尼常數。爾後於同一工區而土壤層次相若，即可以此消能常數以打樁動力分析儀執行

試驗，不必再經由耗時耗費的載重試驗。因將打樁動力分析儀應用於工地，大幅減少載重試驗的數量，而增加經由打樁動力分析儀驗證的樁數，對整個工區的樁基品質管制，可有極明顯的助益。

目前常用工地之打樁動力分析儀有美國 PDI 公司的 PDA，以及荷蘭 TNO 公司的 FPDS。兩者之構造與外觀並不相同，但其原理則為一致。

四、信號比對分析

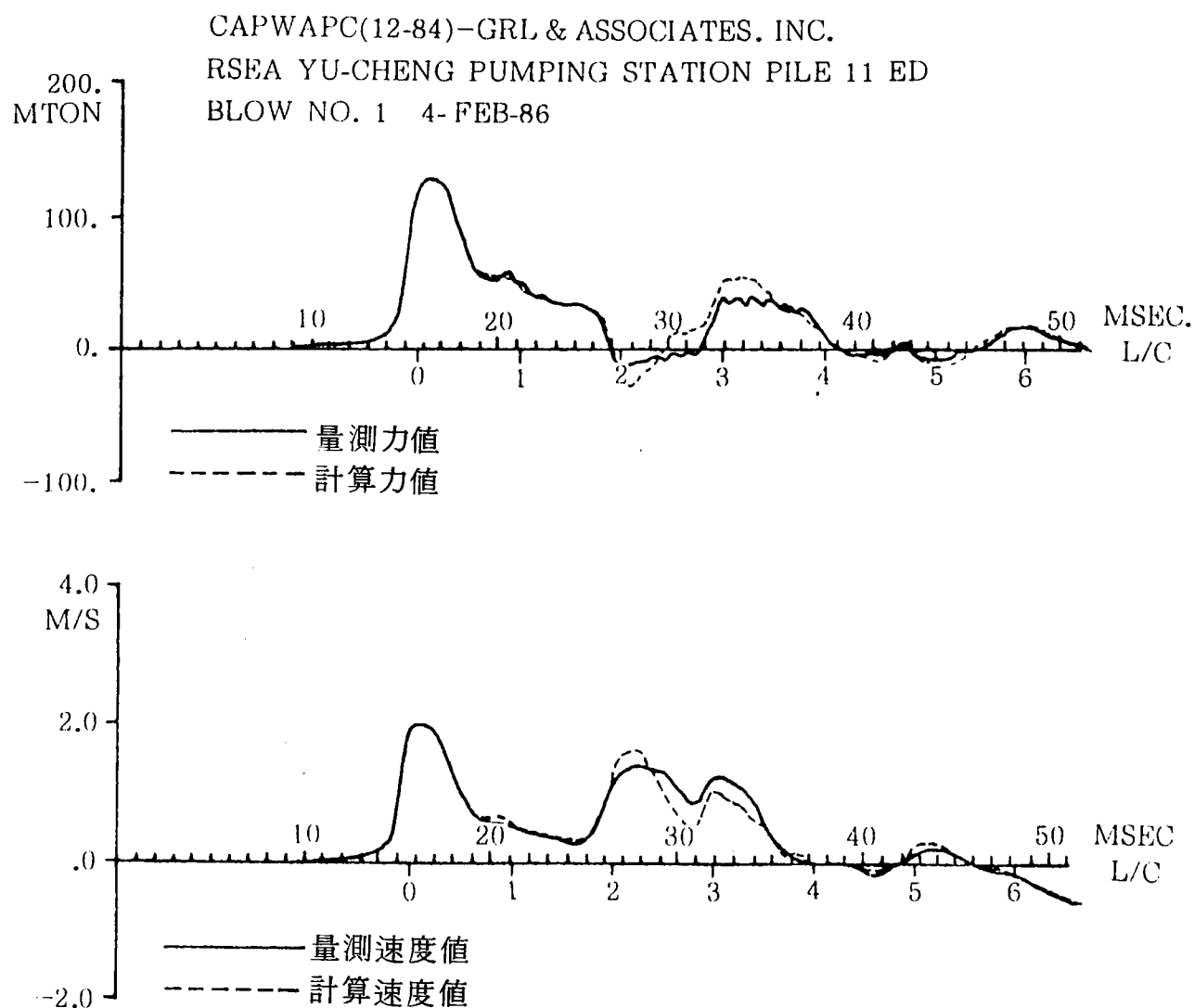
信號比對分析，就基本而言，是對打樁動力分析儀記錄的信號所進行之後續分析亦即 Goble, et. al. (1985) 所稱之 CAPWAP 分析，其分析方式可參考圖六的流程圖，概略描述如下：



圖六 信號比對分析之流程圖

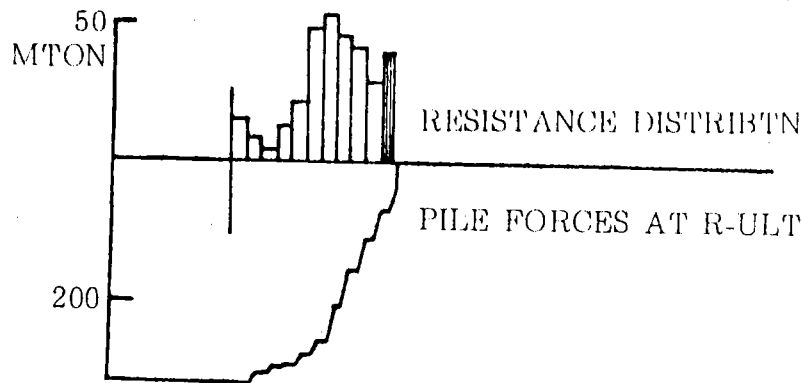
- (1)先粗略的假設樁基之極限承載能力、土壤之阻尼常數，以及土壤之彈性限度。
- (2)將打樁動力分析儀所錄得之加速度與應變訊號轉換為速度與力之量測值。
- (3)基於(1)之假設計算應發生於感應元件裝設位置之速度與力之計算值。
- (4)比較速度與力之量測與計算值，即比較(2)與(3)之結果。
- (5)若二者相差過大，則重複(1)、(3)及(4)，直到比對結果符合。
- (6)比對相符時之計算值所依據的樁基極限承載力即為該樁之實際極限承載力。

圖七所顯示者為信號比對的結果，無論是力或速度的量測值與計算值，在第一個高峰附近均已有相當高的吻合程度，表示已順利完成信號比對的工作。信號比對完成後即可將各樁段所接受的能量、最大壓應力、最大張應力



圖七 信號比對分析之比對結果

，各部位土壤的阻尼常數、彈性限度，以及樁身摩擦力與樁尖承載力的大小表列出來，最後尚可將土壤對樁貫入阻力的分佈情形以圖形顯示，如圖八所示。



圖八 信號比對分析結果有關承載力分佈情形

進行信號比對分析，除樁基之材質與面積外，不需其他任何特殊參數，因此分析結果可信度與正確性均較高。

五、試驗結果與討論

打樁動力分析儀引入國內使用之後已經有了十多個案例，其工程名稱如下：

1. 深澳油槽。
2. 玉成、大稻埕堤防。
3. 高屏鐵路橋。
4. 高雄港。
5. 左營船塢。
6. 興達發電廠五、六部機。
7. 興達液化天然氣進口港。
8. 台中港火力發電廠一、二部機。
9. 台中港火力發電廠三、四部機。
10. 台中港抽水機房、聯絡橋。

11.基隆港西十六、十七號碼頭。

12.中興大橋等等。

其中除了少數幾次外多數都是由榮工處執行試驗及分析工作。根據各次試驗的結果（表一）可以看出在打樁之同時或者剛結束時如果立即進行動力試樁，則因樁周之土壤已受到相當程度之擾動以致於量測所得之承載力與靜力試樁之結果有較大的差距，並且此一差距不論就百分比而言或者絕對值而言均不穩定，所以在此時進行動力試樁之參考價較低。在基樁靜置一段時間後再進行「再敲擊」（Restrike）並同時進行動力試樁則可發現量測所得之基樁承載力與靜力試樁之結果參考價值較高。

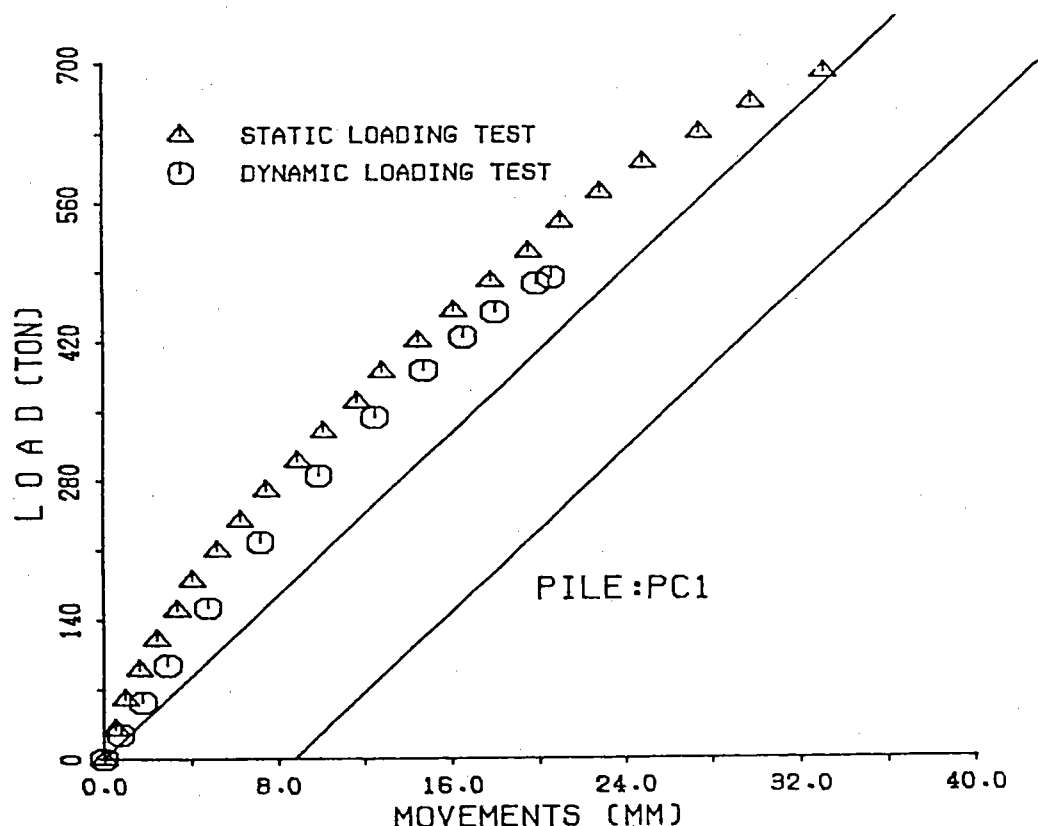
表一 動力與靜力試樁結果之比較

試樁地點	樁號	動力試樁結果		靜力試樁結果 (Davisson)
		(CAPWAPC)		
		EOD	BOR	
玉成堤防	#11	38	---	45
高屏橋	Test	---	546	830
左營計劃	Test	---	242	240
高雄港	#37	391	---	440
興達五六部機	PC1	330	643	698
"	PC2	190	463	545
"	PC3	265	443	482
"	SP1	165	---	411
"	SP2	---	---	388
"	SP3	---	401	---
興達液化天然氣	#3	585	---	700
"	#4	---	828	---
"	#5	---	758	---
中興橋	P19	---	1450	---
"	P16	---	2043	---

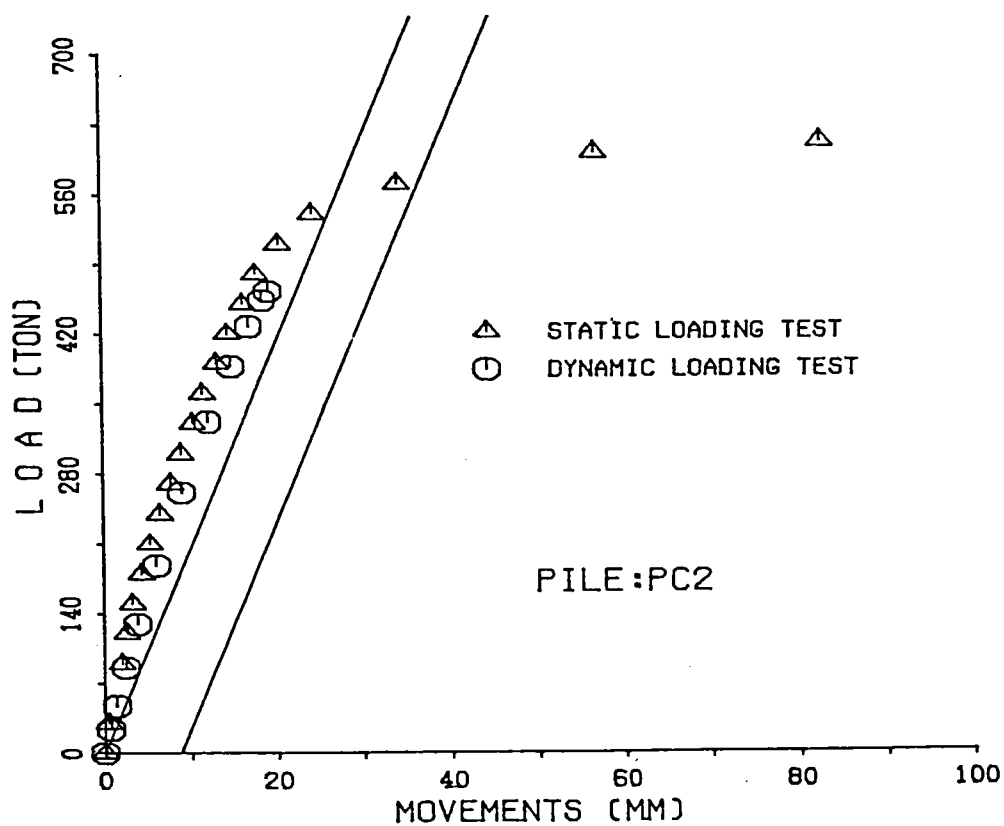
在表一中所列之各組試驗數據中以在興達電廠所進行試驗之PC1, PC2, PC3等三支試樁之資料搜集最為完整。如果以這三支試樁之靜載重試驗之結果與動力試樁之結果同時繪於一張圖上則可得到如圖九至圖十一等三張圖。從這三張圖即可以了解事實上靜力試樁之極限載重值之決定是根據Davisson方法 (Fellenius 1980)。如果換一個方法，則極限承載力之數值必然有所不同。另一方面，動態試樁之承載力之決定也有其定義。因此可以推論如果只是單純地比較兩個極限承載力的數值似乎並不是十分有意義的事，由圖九至圖十一的比較中或可以導致以下的立論，即比較靜態試樁及動態試樁載重—沉陷量曲線是比較更有意義的作法。

六、最恰當的應用方式

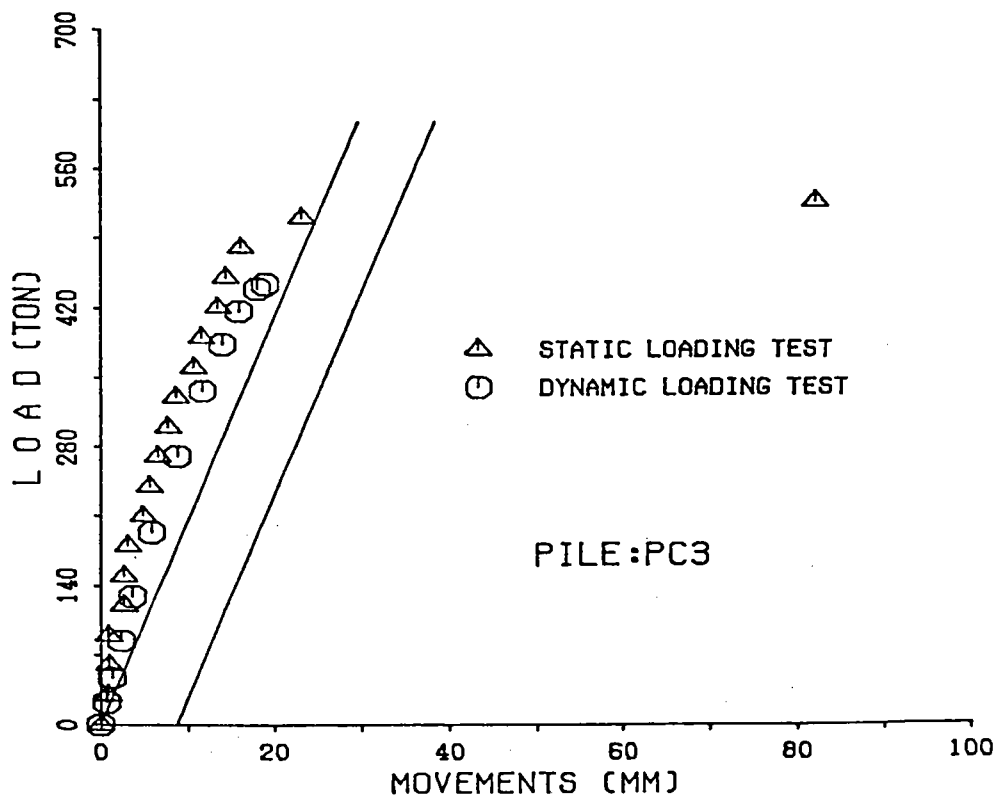
基於前述各節的敘述可知，波動方程式的執行完全是室內作業，最為方便，費用最低，但由於所需之特殊參數較多，分析結果的正確性決定於特殊參數的選取是否恰當。以打樁動力分析儀進行測試時必須為工地之現地試驗



圖九 PC1 樁靜態與動態載重—沉陷量曲線之比較



圖十 PC2 樁靜態與動態載重—沉陷量曲線之比較



圖十一 PC3 樁靜態與動態載重—沉陷量曲線之比較

，每一枝樁的分析時間極短，但測試準備時間約三十分鐘，分析結果的正確性僅決定於土壤阻尼常數的選擇。信號比對分析必須為打樁動力分析儀測試結果的後續分析，所需參數極為簡單，分析結果正確性較高，但分析費用較高。

由於各種分析方式各有其優劣點，分析結果可信度的層次亦不相同，現僅以榮民工程事業管理處在樁動態分析方面之經驗，提出下列配合使用之方式：

- (1)於編擬打擊樁之施工計劃時，即以動方程式進行分析，由樁基之設計載重、分析結果之樁身最大壓應力與張應力，以及將樁身貫入至預計高程所需之敲次數等，以決定適用之樁錘。
- (2)打樁時選擇一地層具代表性之樁基以打樁動力分析儀進行測試，以瞭解該樁於測試時之極限承載能力。
- (3)該樁完全打設完成後一至二星期，再以打樁動力分析儀進行「再敲擊（Restrike）」，測試掌握該樁於周圍回復穩定狀態後之極限承載力，並瞭解與打樁時，即第(2)項中承載力之差異。
- (4)將打樁動力分析「再敲擊」測試時所記錄之信號進行信號比對分析，以求得基樁正確之極限承載力、土壤消能常數、彈性限度等值。
- (5)將信號比對分析所得之阻尼常數交由打樁動力分析儀對「再敲擊」測試時之信號進行複算樁所受之最大壓應力與張應力，用波動方程式進行試驗計算，以期掌握使用波動方程式時所需參數之合理值，從而建立正確之打擊數與極限承載力間之關係圖表。

前述之配合使用方法，簡言之，是用波動方程式選擇樁錘，用打樁動力分析儀取得基本數據，以信號比對分析確定或校正（Calibrate）打樁動力分析儀與波動方程式之分析結果。爾後於同一工區中可用打樁動力分析儀量測較多樁基之極限承載力，而以波動方程式建立之打擊數與承載力關係圖表掌握每一枝樁之極限承載力。

七、結論

基樁極限靜態承載力之動力試驗方式，已為基樁承載力的估算提供了一個既快速又正確的途徑，更為這古老的土木工程界注入了新科技的氣象，相信在充份瞭解動力試驗執行方式與背景的工程師推動之下，應可使樁基工程逐步邁向「精緻工業」的境界。但是測試結果的詮釋，仍然與經驗有很大的關係，使用這些方法的工程師不可不謹慎。

八、參考文獻

Fellenius, B. H., (1980) " The Analysis of Results from Routine Pile Loading Tests," Ground Engineering, September

Goble, G. G., Rausche, F., Likins, G. E., (1985) " Dynamic Determination of Pile Capacity," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, March

Li, J. C., Yao, H. L., Ong, B., (1988) " Hammer Selection and Stress-wave Behavior of Piles," The Third International Conference on the Application of Stress-wave Application to Piles," Ottawa, Canada, May

Smith, E. A. L., (1960) " Pile Driving Analysis by the Wave Equation," Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 86

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

海域平台基樁之施工及打樁動力分析

郭秀吉

中國石油公司海域石油探勘處
工程組副組長

一、緒論

支承海域結構設計負荷所需之樁貫入深，通常係根據土壤調查所決定之土壤狀況估算極限樁容量曲線而得。結果常是大口徑基樁須予安裝至相當貫入深，或者須打埋進入緊密砂層或其他強硬土壤層。因此導致基樁能否僅以打埋方式將樁安裝於所需貫入深之問題，為協助解答此問題，吾人須假藉打樁分析。

樁分析通常包括三個步驟：(1)以一維波動方程式分析，估計某種樁錘—基樁—土壤系統所能克服之阻力。(2)評估工址土壤狀況以估計土壤提供貫入樁之阻力。(3)比較樁錘—基樁—土壤系統所能克服之阻力(1)與土壤所能提供之阻力，以獲知樁能否打埋至所需貫入深之徵兆。

不過吾人須認識打樁分析並不一定能產生一確定之答案，上述打樁分析之三個步驟事實上皆須依賴相當程度之工程判斷，故每一打樁分析之結論將會因人而異，且對於樁錘、基樁、土壤狀況等之每一種可能發生之組合應予詳作打樁分析。

二、波動方程式分析

理論上樁槌 (Ram) 撞擊基樁可視為一短棒和一長棒間之同軸心撞擊加以模擬如圖 1 (a) 所示。此樁槌之撞擊導致一應力波從樁頭傳至樁趾，並反射而上，此程序繼續至所有力脈衝 (Force Pulse) 之能量消失為止。此能量因塑性土壤變形、土壤阻尼、內部樁材阻尼等而消失，此應力波動方程式可表示如圖 1 (b) 所示。

1950 年代 E.A.L. Smith (1950, 1955, 1962) 推介一種逐步差分法以解波動微分方程式，並可藉用電腦執行所需計算，如今更可以 P.C. 代勞，致使打樁分析更加普遍。

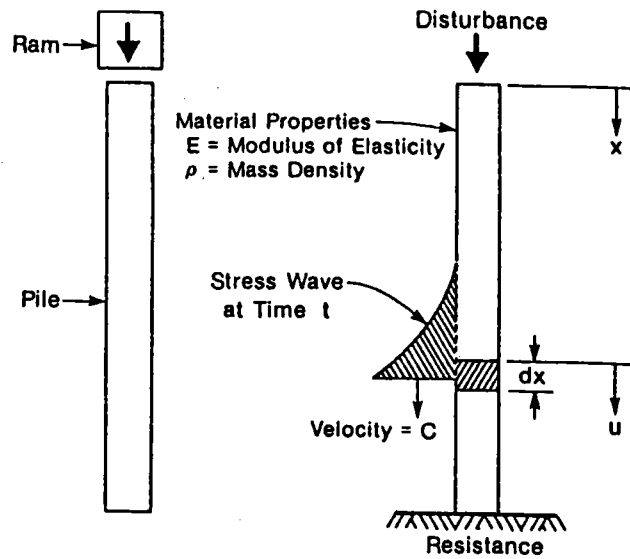
為波動分析、樁槌、緩衝墊、樁帽、基樁及土壤等則如圖 2 所示加以模擬。其中樁槌常以一集中質量代表之，緩衝墊以無重彈簧代表，樁帽以點質量代表，基樁則分割成幾段，每段以其質量之質點和其勁度之彈簧分別代表之。

土壤阻抗則以彈塑性彈簧 (Elastic-Plastic Springs) 及阻尼 (Dashpots) 組與基樁勁度彈簧並連之系統加以模擬，每一土壤彈簧之位置及極限阻抗值應予適當設定以合理代表土壤阻抗之分佈及總值情況，土壤總阻力值， R_u ，被定義為在打埋時或打埋停止之瞬間，作用於基樁之極限靜土壤阻力，此極限靜土壤阻力如考慮打埋停止後之土壤重塑^{*}，可視為與承載容量有關。在砂質土壤中，土壤重塑幾乎很少存在，然而在黏土情況，重塑因數可高至 2 至 3 是相當常見的事，重塑因數大小與土壤靈敏度和摩擦重塑程度有關。

(一) 有限差分解法：

依據 Smith (1962) 有關單衝程蒸汽或空氣樁錘所適用一維波動方程式，提出有限差分解法，可說明如下：

1. 先選擇一總土壤阻力值， R_u ，並適當分配於基樁側面及底部。
2. 計算開始於樁槌擊觸樁墊之一刻。
3. 樁槌之衝擊速度依樁機之額定能量槌重、樁錘效率等而選定，而其他質



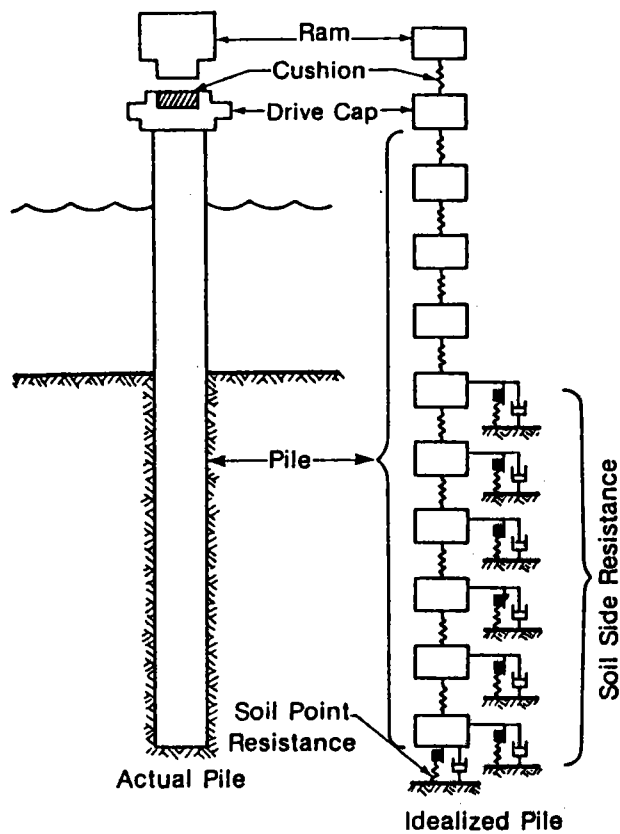
(a)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 \mu}{\partial x^2}$$

$$C = \sqrt{E/\rho} = \text{Stress Wave Velocity}$$

(b)

圖一 一維波動方程式



圖二 樁錘→樁→土壤系統說明

量之速度假設為零。

4. 選擇疊代計算之時段，宜小於模擬系統之抗動週期，對於 8 至 10 呎之鋼管樁段之計算時段通常約為 $1 / 5000$ 秒。

5. 對於每一時段內，依下列程序，從樁槌算至樁底，作每一質量或樁段之計算：

(1) 由開始計算之初期位置加上質量速度乘於計算時段之位置改變量，求得該質量之新位置。

(2) 利用適當之勁度及阻尼係數值，計算作用於所有鄰近樁段彈簧，土壤彈簧及 dashpots 之力。

(3) 計算作用於該質點之淨力。

(4) 計算由淨力除以質量求該質點之加速度。

(5) 計算該質點之加速度乘時段加最後決定之速度以求該質點之最新速度。

6. 往覆以上之計算求得每一時段之力量及運動位移，以開始下一時段之計算。直至所計算之樁底撓度達到最大值並開始減少時為止，此時對於該假設 R_u 值之波動方程式分析算是完成。

7. 淨貫入深通常定義為基樁在單一打擊下之永久變位 (Set)，反之，每一單位變位之打擊數稱為貫入率。

8. 實務上，依上述程序計算不同 R_u 值之貫入率，得如圖 3 之打樁承載圖 (Bearing Graph)。圖中指出該樁錘—基樁—土壤系統所能克服之最大土壤阻抗約為 2900 千磅，並隨貫入深而稍起變化。

(二) 波動分析之輸入參數：主要有樁錘、基樁及土壤等三類參數，今分別說明如下：

1. 樁錘 (Hammer) 參數：

敘述樁錘之參數包括(1)額定能量，(2)錘重，(3)樁錘效率，(4)樁頭或樁帽重，(5)樁帽系統之彈簧常數，(6)樁槌打擊樁帽之恢復係數等。

部份樁錘之額定能量及槌重如表一，而樁錘效率， e ，係指實際能量與額定能量之關係，與樁錘情況及操作程序等有關。此值可由打樁現場監測而得，並用以計算波動分析所需之樁槌打擊速度 V_i ：

表一 海域工程使用之樁錘資料

HAMMER	RATED ENERGY, ft-lb	WEIGHT RAM, lb	WEIGHT IMPACT BLOCK, lb	WEIGHT DRIVE CAP, ^b lb	EXPLOSIVE FORCE, ^c lb
Vulcan 6300	1,800,000	300,000	—	139,285	—
HBM 4000	1,700,000	205,000	—	—	—
Menck 12500	1,582,200	275,580	—	154,320	—
HBM 3000A	1,100,000	152,000	—	—	—
Menck 8000	867,960	176,370	—	97,000	—
Vulcan 5150	750,000	150,000	—	75,000	—
Menck 7000	632,885	154,000	—	92,400	—
HBM 3000	542,471	138,890	—	30,864	—
Vulcan 5100	500,000	100,000	—	—	—
Menck 4600	499,070	101,410	—	61,730	—
HBM 1500	410,000	55,000	—	—	—
Menck 3000	325,480	66,140	—	33,070	—
Vulcan 3100	300,000	100,000	—	—	—
Vulcan 560	300,000	62,500	—	43,100	—
Kobe K-150	289,000	33,100	—	—	639,000
Delmag D80-12	225,000	19,500	—	—	—
Vulcan 540	200,000	40,000	—	32,800	—
Menck 1800	189,850	38,580	—	22,050	—
Vulcan 360	180,000	60,000	—	42,600	—
MKT OS-60	180,000	60,000	—	20,000	—
Delmag D62-02	162,000	14,000	2,420	—	550,000
Mitsubishi MB 70	155,500	15,840	—	—	440,000
Vulcan 530	150,000	30,000	—	10,000	—
MKT OS-40	120,000	40,000	—	—	—
Vulcan 340	120,000	40,000	—	31,300	—
Delmag D55	117,000	12,100	2,420	—	550,000
Kobe K-60	116,000	13,200	—	—	543,000
Vulcan 400C	113,478	40,000	—	31,300	—
Delmag D46-02	105,000	10,120	1,950	—	396,000
Kobe K-45	97,600	9,900	—	—	421,000
Menck 850	93,340	18,960	—	11,660	—
Vulcan 030	90,000	30,000	—	10,000	—
Delmag D44	87,000	9,500	2,420	—	440,000
Delmag D36-02	83,000	7,900	1,980	—	396,900
Kobe K-42	79,600	9,200	—	8,127	—
HBM 500	72,239	9,480	—	—	—
Delmag D30-02	62,900	6,600	1,230	—	277,800
Vulcan 020	60,000	20,000	—	10,000	—
MKT OS-20	60,000	20,000	—	—	—

^a Information taken from manufacturer's published data.

^b Offshore drive cap obtained from manufacturer when available; other drive caps may be used.

^c Maximum explosive force on pile.

$$V_i = \sqrt{2ghe}$$

其中 e = 樁錘效率 (約在 60 ~ 70 %)

h = 有效樁槌衝程

(for double-acting or diesel hammers)

樁帽 (和樁墊) 系統之彈簧常數, k , 可以計算如下:

$$k = \frac{AE}{t}$$

其中 A = 樁墊面積

E = 樁墊材料之彈性動模數

t = 樁墊厚度

如果樁帽系統由多個樁墊組成, 則該系統之彈簧常數可計算如下:

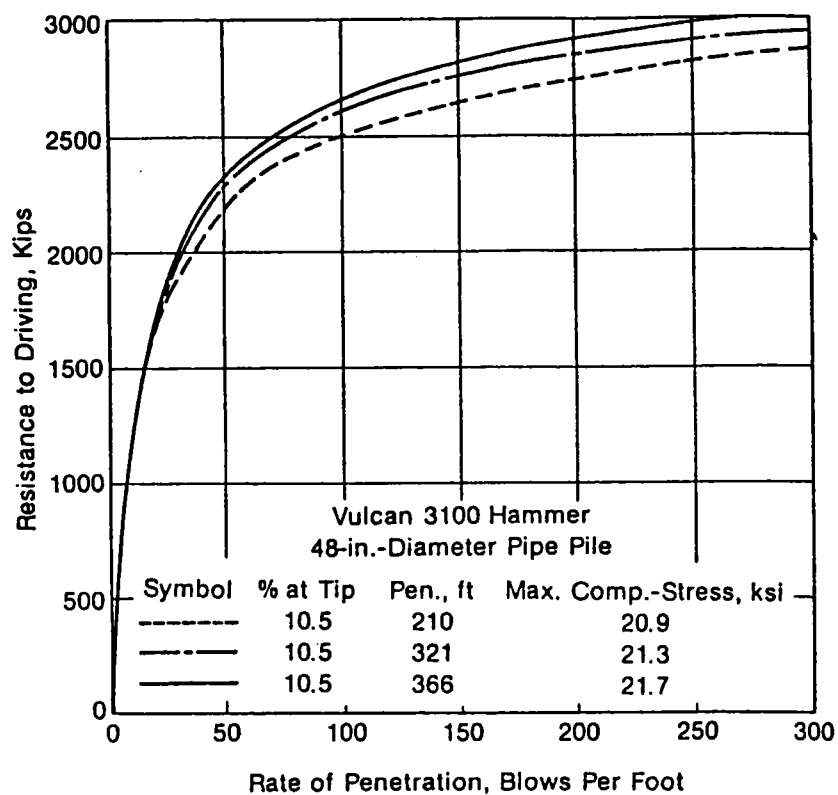
$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \dots + \frac{1}{k_n}$$

其中 k_n = 第 n 個樁墊材料之彈性常數

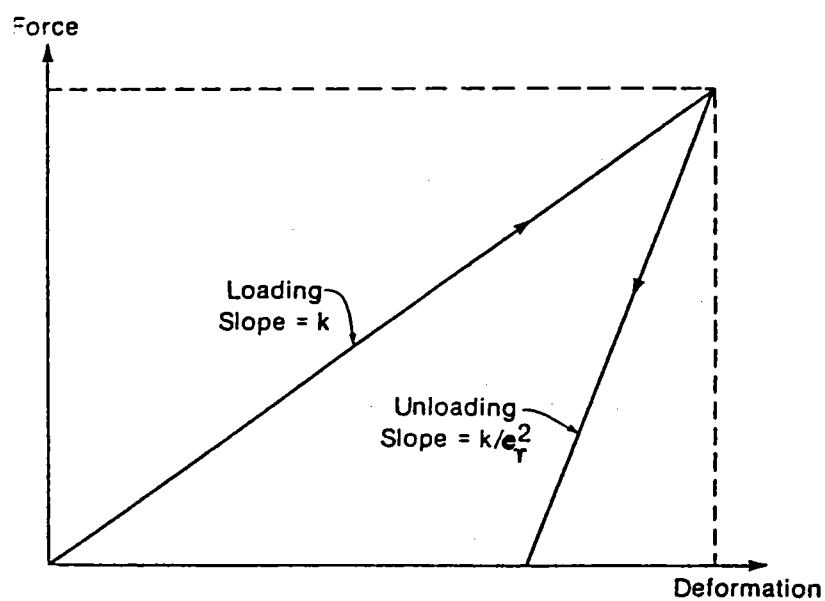
如圖 4 表示樁帽系統受負載及解除負載等之變形, 負載時之斜率=彈簧常數, 而負載解除之斜率等於彈簧常數除恢復係數, Cr (Coefficient of Restitution) 之平方, 各種樁帽或樁墊材料之典型特性如表二所示。

表二 樁帽及樁墊常用之材料彈性

材 料	彈 性 動 力 模 數 kips / in ²	恢 復 係 數 Cr
鋁 片	10,300	0.8
石 棉	150	0.5
Ascon	150	0.6
Conbest	500	0.8
硬 木 (Hardwood)	275	0.7
Micarta	450	0.8
鋼 板	29,600	0.8
鋼 索 圈 墊	150	0.3



圖三 波動方程式分析之承載力曲線



圖四 樁帽受力—變形關係圖

2. 管樁參數：

波動分析所需管樁資料包括(1)管徑，(2)各樁段長及管壁變化，(3)彈性模數及管材單位重，(4)初期樁段長 (Initial Pile Section) 及加樁段長 (Add-Ons)。一般於分析時將樁分成幾段，每一段長約在 8 呎至 10 呎之間，如樁段過長，則波動方程式之逐步有限差分法計算將呈不穩定，反之，將樁段縮短，則增加樁段數及計算時間。海域基樁通常有一段相當長度露在土壤表層上，土壤表層位置必須在分割樁段時加以考慮，波動分析之長度應包括達到所需貫入深之所有樁段，該樁重及樁壁厚分佈對某一樁錘—基樁—土壤系統由波動分析所決定之土壤最大阻力有相當影響。因此，打樁分析中最重要的是用以模擬波動分析的樁應與實際打樁之組合儘可能相近。

3. 土壤參數：

與波動分析有關之土壤參數包括(1)彈性地表壓縮，通常指樁側及樁底之土壤震變量， Q (Quake)，(2)樁底及樁側之阻尼常數，(3)土壤總靜阻力，(4)樁側及樁底之總靜阻力分佈。

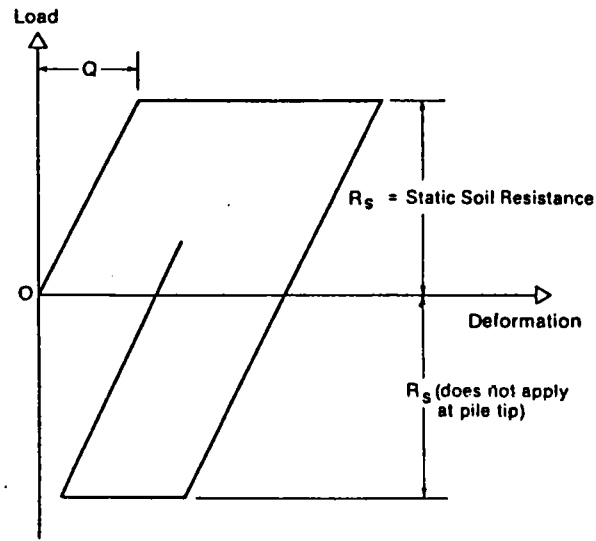
前面兩個參數可如同圖 2 模擬樁在地表下各元素之側向及底部之彈簧及阻尼盤加以代表，理想化土壤彈簧之負載及變形特性可表示如圖 5 (a)。此彈簧可彈性變形至最大變形量或稱震變量， Q ，爾後即無法因繼續變形而增加阻抗。由上述後兩個土壤參數可得每一樁元素之側面及底部之最大靜阻力， R ，如此每一土壤彈簧在側面及底部之彈性常數， K ，可表示如下：

$$K = R / Q$$

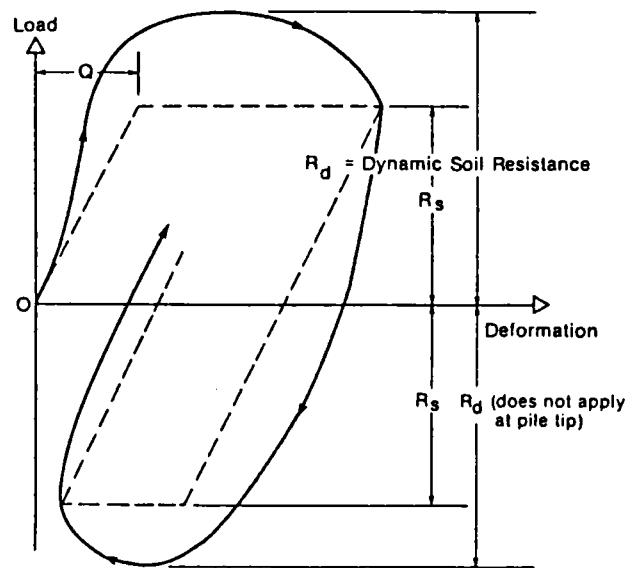
而與樁元素側向及底部之彈簧並聯之阻尼盤係用以涵蓋對土壤特性有影響之動力或與速度有關之作用。在動力負載作用下之土壤彈簧和阻尼盤等之總阻力可說明如圖 5 (b)。樁元素側向及底部之動力土壤阻力， R_d ，與靜阻力， R_s ，之關係如下：

$$R_d = R_s (1 + J (V))$$

其中 J = 土壤阻尼常數



(a) Static



(b) Dynamic

(After Hirsch, et al, 1970)

圖五 土壤荷重—變形特性

V = 樁元素移動速度

對於各種土壤種類及狀況之 Q 及 J 值等資料變異性仍有待研究釐清，該等資料一般係由取自大小尺寸之樁載重測試，其中打樁阻力則由測試結果量測或外差而得，經試作各種震變量及阻尼值之波動分析，以決定與量測阻力或貫入率等最穩合之測試值。至今各專家建議之震變及阻尼值可表示如表三。

三、打樁之土壤阻力

打樁分析之第二階段係在估計當樁打入地表時土壤所能克服之阻力。估計須從大地調查推導樁容量曲線開始，而估算極限樁容量之程序可說是半經驗性，大都依據在樁安裝幾天後所作樁負載測試之相關結果。對於大部份土壤，尤其是黏性土壤，安裝後幾天之極限樁容量將大於打樁時或打樁剛結束之值。

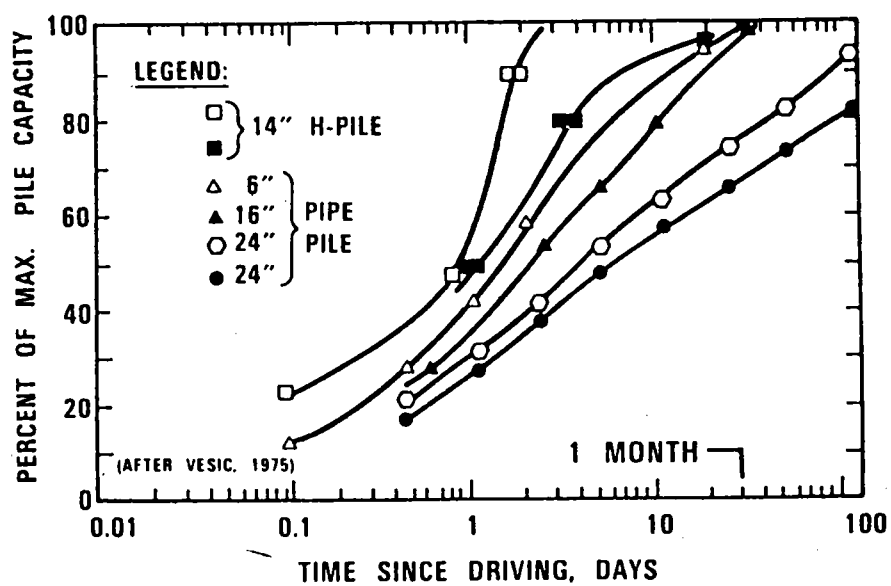
圖 6 說明黏性土壤之摩擦樁之樁容量隨時間之增加而增加，此結果顯示黏土中摩擦樁之極限樁容量約在打樁後一個月以後始能獲得。相對地，如非黏性土壤中之樁容量在安裝後僅隨時間作稍許變化而已。

從極限樁容量估計在打樁時之土壤阻力，係評估打樁對樁容量之側摩擦阻力及樁底承載量之影響。

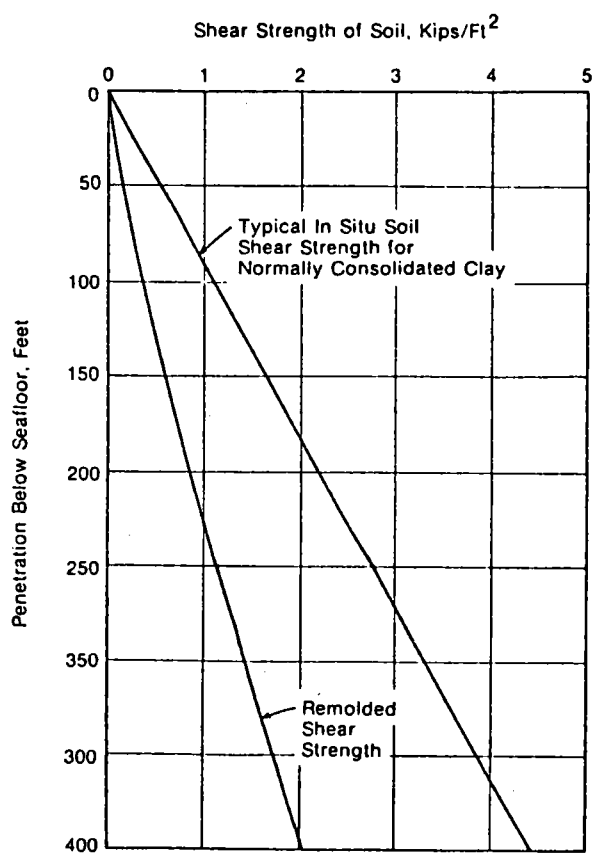
(一)側面摩擦：

樁與土壤間靜摩擦阻力在打樁期間及結果時皆會有所變化，此變化量大小多少與土壤種類有關。在砂中樁，其在打樁期間之靜阻力通常假設等於打樁幾星期後所得之靜阻力。而在黏土中樁，其在打樁期間之靜摩擦阻力可能比在打樁幾星期後，或甚至幾小時後之靜摩擦阻力小很多。

圖 7 表示正常壓密黏土之典型原狀及重塑強度剖面，在一海域長樁之打樁期間，於連續打樁中，黏土幾乎被完全重塑。在此種負載狀況下，在某一深度之摩擦阻力折減量與埋入該深度之樁長有關，可以 Heerema 所建議之“摩擦疲勞理論 (Friction Fatigue Theory) ”加以說明。不過在此理論尚未證實前，在黏土中之海域長樁打樁期間之靜阻力可以假設黏土已完



圖六 鋼管樁在粘性土層支承力隨時間之恢復情況



圖七 正常壓密粘土重模後之強度損失

表三 各專家建議之震變及阻尼值

土壤種類	參數	Smith 1962	Foorehand & Reese 1964	Lowrey ETAL; 1969	Foye ETAL; 1972	Hirsch ETAL	Rousse
砂	Q, in						
	Side	0.1	0.05 - 0.15	0.1	0.1	0.1	0.1
	Tip	0.1	0.05 - 0.15	0.1	0.1	0.1	0.1
	J, sec / ft						
黏土	Side	0.05	0.017 - 0.067	0.03	0.3-0.6	0.05	0.08
	Tip	0.15	0.05 - 0.2	0.1	0	0.15	0.15
	Q, in						
	Side	0.1	0.1 - 0.2	0.1	0.1	0.1	0.1-0
	Tip	0.1	0.1 - 0.2	0.1	0.1	0.1	0.1-0
	J, sec / ft						
	Side	0.05	1/3 of Jtip	0.1	0.1-0.3	0.2	0.03-0
	Tip	0.15	at Q = 0.1 0.5-1.0	0.3	0	0.01	0.20-0
			at Q = 0.2 0.3-0.5				
備註							大容量 海城管

全重塑予以估計。

在打樁結束後，樁與黏土間摩擦阻力將一直增加，最後可能達到打樁幾星期後之靜阻力，其值如同極限樁容量所估算。因此在打樁期間及施工結束幾星期之不同樁阻力可如圖 8 表示。而最後樁容量與打樁期間土壤阻力的比值稱為重組比 (Soil Setup)。從一些黏土中打樁測試資料得知重組比可能跟非擾動土壤強度與重塑土壤強度比，或者黏土靈敏度之值相當。此等結果足使吾人樂於採用黏土之重塑強度估計打樁期間之黏土阻力。

(二) 底承載：

基樁在打樁期間之底承阻力可能與土壤之非擾動剪力強度有關，依此假設可估算單位底承強度。其主要變數為有效底承面積。對於開底之海域鋼管樁，其有效面積將依下列情況而定。

1. 非土塞 (No Soil Plug)：

在打樁初期，此種管樁將如同採土孔，結果使管內外之土面約處於同一高程，此情況之底承面積約等於管樁底部截面積。

2. 土塞 (Soil Plug)：

當樁打至相當貫入深或遭遇硬黏土或砂土，樁內可能有土塞與樁同時往下移動，就目前之技術水準，將很難預估此土塞情況，但是同時可能實際上一深貫入樁將在土塞後幾呎內拒進 (Refusal)。連續於黏土中打樁，其管樁將不久有土塞現象，但是如中斷幾個小時或幾天，則土塞將因重組而形成。

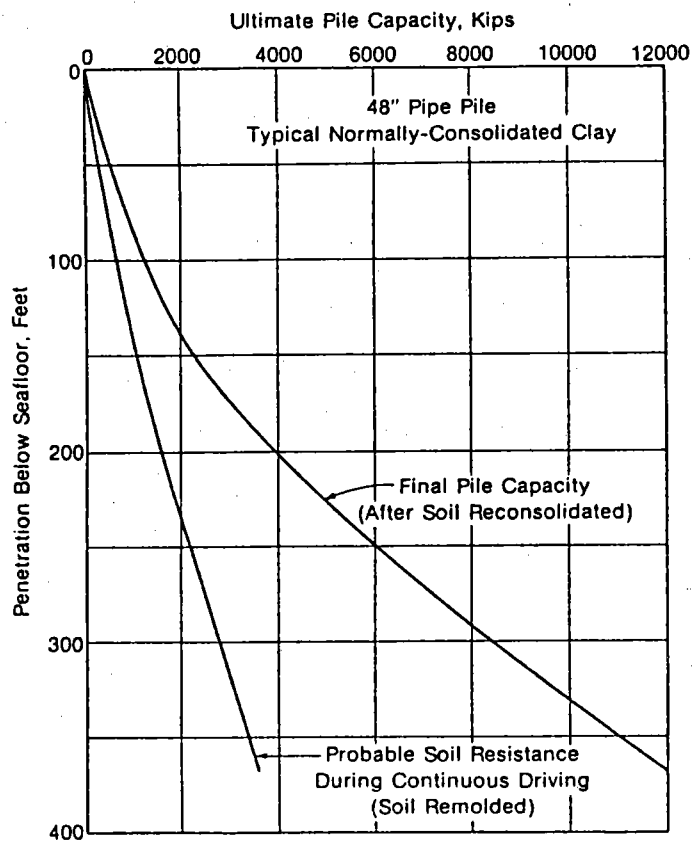
(三) 打樁阻力估計實例：

從上述討論，吾人瞭解在打樁期間之阻力值並無唯一定數，因此可從土壤資料推估許多在安裝期間可能遭遇之情況。

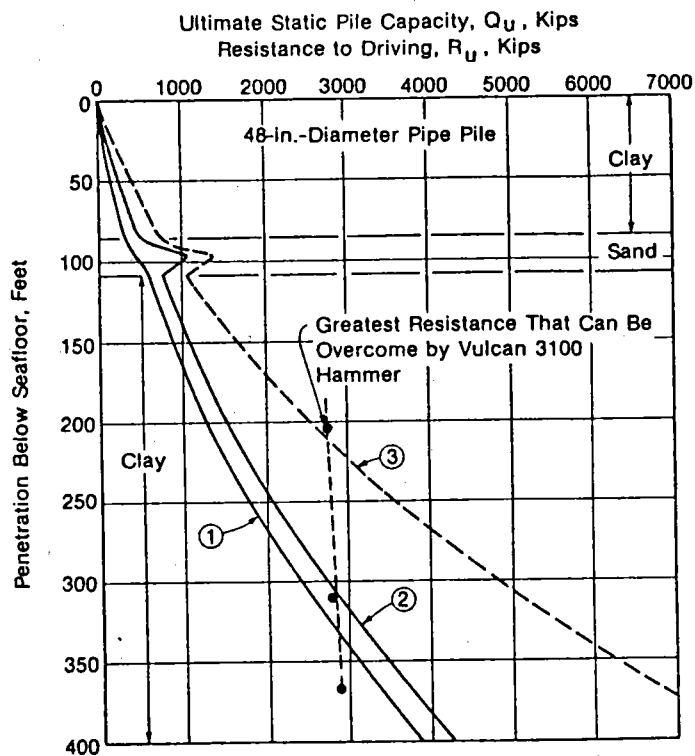
1. 連續打樁之黏土阻力 (無土塞)：

如圖 9 之曲線 1，為連續打樁下之阻力估計值，此曲線係以重塑剪力強度計算黏土側面摩擦，以靜側摩擦力計算砂土側面摩擦及管樁底部截面之底承載。目前尚無可靠方式區別管樁外側摩擦與內部摩擦，因此曲線 1 係以管樁外壁面積來估計側面摩擦，以代表在連續打樁之綜合側面摩擦力。

2. 土塞下之打樁土壤阻力：



圖八 打樁後支承力



1. Estimated Resistance to Driving, R_u , based on remolded side friction in clay, static side friction in sand and end bearing on pile wall end area.
2. Estimated Resistance to Driving, R_u , based on remolded side friction in clay, static side friction in sand and end bearing on pile gross end area.
3. Computed Ultimate Compressive Pile Capacity, Q_u

圖九 打樁難易度與貫入阻力關係 (例 1)

如圖 9 之曲線 2 所示，此曲線之獲得，如同計算曲線 1 之側面摩擦阻力，但以管樁底部之總截面積計算底承載。

3. 極限軸壓樁容量：

此亦為在長期延攔後之打樁土壤阻力。

四、打樁能力解釋

打樁能力解釋包括比較某樁錘—土壤—樁系統所能克服之土壤阻力與土壤對某樁之貫入深所能提供之阻力。

(一) 打樁動力分析與樁容量比較：

圖 9 之舉例說明打樁能力解釋之一種方法，曲線 1，2，3，分別代表在不同情況下土壤能提供打樁期間或施工完成後之阻力估計值。而某一樁錘—土壤—樁系統所能克服之土壤阻力則表示如圖 3。由於打樁遭遇困難，樁錘或樁將會受損，一般樁錘製造廠商或打樁承包商將限制貫入一呎所需之打擊次數或即打擊率，如假設此打擊率限制值為每呎 200 下，則對於某一樁錘—土壤—樁系統所能克服之最大土壤阻力，可由圖 3 繪一 200 下/呎之垂直線交會各貫入深之承載曲線而得相對土壤阻抗值。此等不同貫入深與該樁錘—土壤—樁系統由打樁分析計算所能克服之最大土壤阻力分別點繪於圖 9，以虛線表示此趨勢，此虛線交曲線 1 於貫入深 210 呎，交曲線 2 於貫入深 330 呎。如此吾人立即可得二點有關打樁能力之結論：

1. 此樁錘必可無問題將樁打埋至 210 呎貫入深。
2. 既使在最佳情況下，此樁錘系統將不可能使樁貫入至 330 呎以下。
3. 難以預測之因素：

(1) 土塞影響：

目前吾人尚難預測土塞之形成時機，由圖 9 之虛線交曲線 2 於貫入深 305 呎，即可視為如有土塞情況下之最大可能貫入深。圖 9 之土塞影響尚稱微小，但圖 10 之土塞影響則相當大，因當樁底一進入 240 呎之砂層，如有土塞則樁很明顯地將拒進。

(2) 打樁延誤次數及時間之影響：

如果貫入土層如圖 9 一樣主要為黏土，時間延誤將使土壤阻力由曲線 1 增至曲線 2。長海域樁通常分幾段打埋，因而需要對扣及焊接加樁等而產生延誤，如此必要之延誤次數可以預定，但時間則不可知，故借用圖 9 或圖 10 以規劃接加樁之位置來減少必需延誤之影響。

(二) 樁錘打擊率與貫入深關係：

圖 11 用以說明另一種打樁能力解釋之方法。圖 10 代表樁錘打擊率與貫入深之三組關係曲線。此等曲線由圖 9 及圖 3 之結果推算而得。圖 11 之最底下曲線係由圖 9 之曲線 1 讀得不同貫入深之土壤阻力，再用此阻力值從圖 3 之曲線估得不同貫入深之打擊率。而圖 11 之其他兩組曲線亦以同樣程序推得。

1. 先設一限制打擊率如 200 下／呎為拒進值。
2. 由圖 11 可知打入 210 呎深應無問題，同時可知在任何情況下打入深於 330 呎將會有困難。

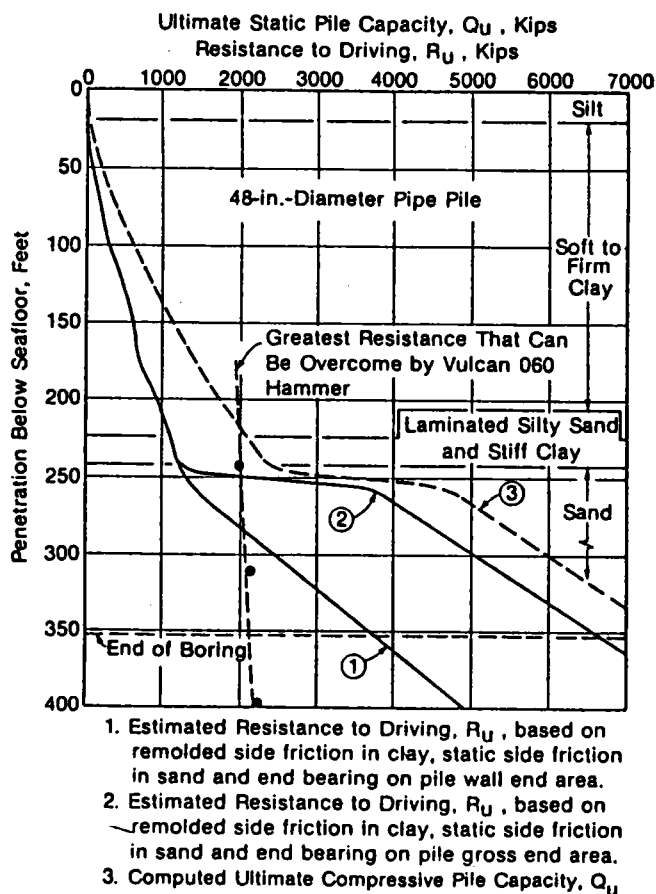
關於究竟某一樁錘系統能否安裝某一管樁至某一貫入深之問題，很顯然，波動方程式之打樁能力分析並不一定產生肯定的解答，而是更需要加上工程判斷以允許得到一較佳之打樁能力評估。通常吾人可能有把握選擇一可確定最小之貫入深及最大貫入深，其間範圍可能相當大，蓋實際貫入深將視很多不能預定之因素而定。但此打樁能力分析結果終比一點資料也沒有還好，而且在打樁現場更可應用此資料立即判斷不可預料事件包括延誤之影響而採取相應之措施。（如圖 12 之打樁分析參數研究應用）

五、打樁監測

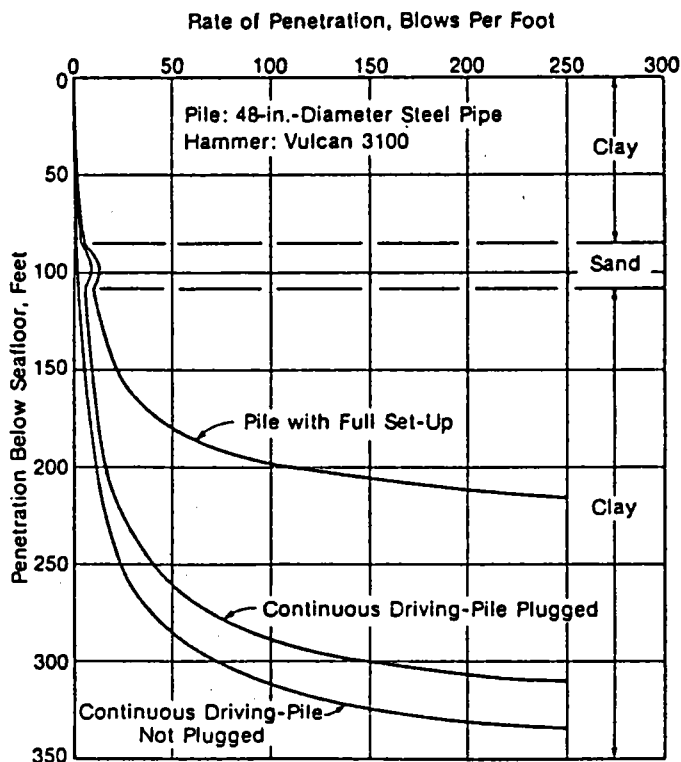
於打樁期間利用特別儀器量測樁及樁錘之績效在 1960 年代已在美國幾個大學間進行發展，並直接應用於陸上之承載量預測，至 1970 年代才開始在北海海域應用。

打樁監測有三個主要優點：

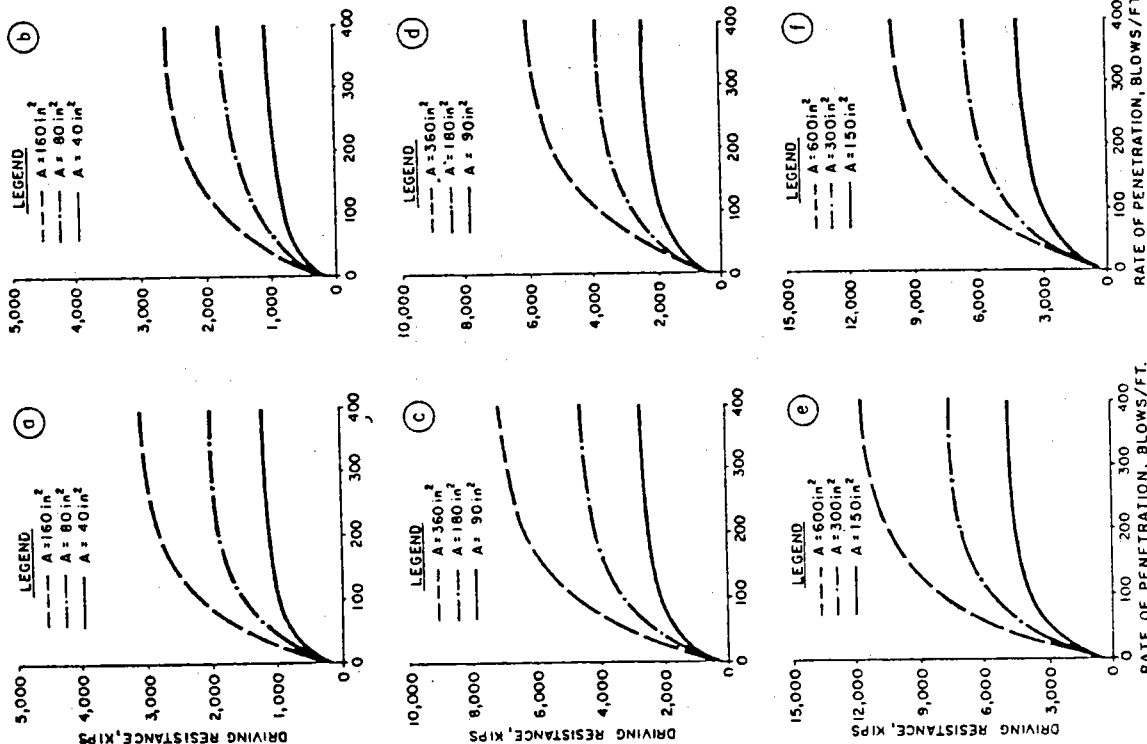
1. 樁錘系統績效可予以量化，促使施工過程可有效掌握，遇有組件不順須予修理可立即偵察而避免因臨時破壞而造成災害或損失。故由於因樁錘



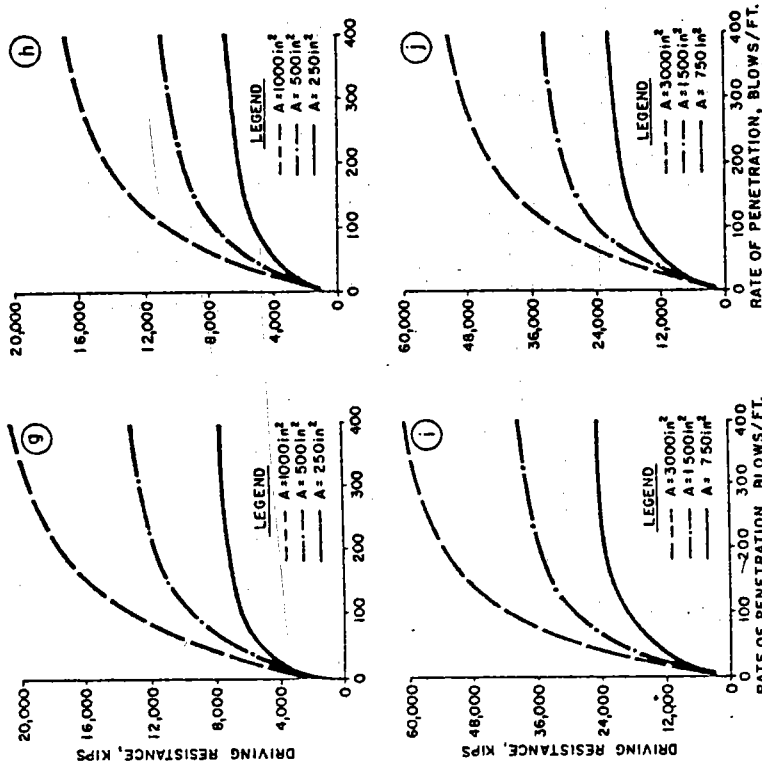
圖十 打樁難易度與貫入阻抗關係



圖十一 打樁難易度與貫入率關係



圖十二 打樁常數 (a) 80,000 ft-lb hammer, clay profile; (b) 80,000 ft-lb hammer, sand profile; (c) 180,000 ft-lb hammer, clay profile; (d) 180,000 ft-lb hammer, sand profile; (e) 300,000 ft-lb hammer, clay profile; (f) 300,000 ft-lb hammer, sand profile; (g) 500,000 ft-lb hammer, clay profile; (h) 500,000 ft-lb hammer, sand profile; (i) 1,500,000 ft-lb hammer, clay profile; (j) 1,500,000 ft-lb hammer, sand profile; (k) assumptions.



DRIVING SYSTEM DATA				
RATED ENERGY (FT. LB.)	STROKE (FT.)	CUSHION STIFFNESS (K/IN.)	C.R. (%)	PILECAP WEIGHT EFFICIENCY
80,000	4	12,500	0.7	10
180,000	4	30,000	0.7	22
300,000	5	50,000	0.7	36
500,000	5	90,000	0.7	60
1,500,000	6	250,000	0.7	120

PILE
3 pile areas per hammer, as noted.
400' pile length w/ 300' penetration.

SOIL
2 Sets of soil parameters* for each pile-hammer combination:
Clay - $\phi_p = 0.1$, $\phi_s = 0.05$, $\phi_p = 0.15$, $\phi_s = 10\%$
Sand - $\phi_p = 0.1$, $\phi_s = 0.08$, $\phi_p = 0.15$, $\phi_s = 50\%$
* Damping and quake parameters from Russell (1979)³¹

之不良效率而遭致拒進之風險可予以減少。

2. 因為樁錘系統績效已予量化而確定，故在解釋打繫記錄以評估土層及打樁阻力分佈，無形中在判斷打樁能力分析上已提供附加之輸入參數。
3. 打樁監測記錄建立了可以應用於未來打樁能力分析之預測基本資料。

事實上打樁監測之最大可貴應用係在於期望打樁有困難或解析預測可靠有所不足等情況下。此不確定性可能因無經驗之新工址或啓用新設備或多變之土壤情況等。

參 考 文 獻

1. Isaacs. D. V. Reinforced concrete pile formula. Trans. Inst. Eng. Aust., 12: 312-323 (1931).
2. Glanville. W. H., Grime. G., Fox. E. N., and Davies. W. W. An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles During Driving. Technical paper No. 20. British Building Research Board. 1938.
3. Smith. E. A. L. Pile driving impact. Proc. Indust. Computation Seminar, New York: International Business Machines. September 1950.
4. Smith. E. A. L. Impact and longitudinal wave transmission. Trans. Am. Soc. Mech. Eng., 120: 963-973 (1955).
5. Smith. E. A. L. Pile driving analysis by the wave equation. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 127 (Pt.I): 1145-1171 (1962).
6. Hirsch. T. J., Carr, L., and Lowery, L. L. Pile Driving Analyses-Wave Equation User's Manual. TTI Program Implementation Package. Vols. 1-4. Washington. D. C.: Federal Highway Administration. 1976.
7. Goble, G. G., and Rausche. F. Wave Equation Analysis of Pile-Driving. WEAP Program implementation Package. Vols. 1-4. Washington. D.C.: Federal Highway Administration, 1976.
8. Forehand, P. W., and Reese. J. L. Prediction of pile capacity by the wave equation. ASCE. J. Soil Mech. Found. Div., 90 (SM2): 1-25 (1964).
9. Lowery. L. L., Hirsch. T. J., Edwards. T. C., Coyle. H. M., and Sampson. C. H., Jr. Pile Driving Analysis State of the Art. Texas Transportation Institute Research Report 33-13. College Station: Texas A&M University. 1969.
10. Foye. R., Jr. Coyle. H. M., Hirsch. T. J., Bartoskewitz. R. E., and Milberger. L. J. Wave Equation Analyses of Full-Scale Test Piles Using Measured Field Data. Texas Transportation Institute Research Report 125-

- 7. College Station: Texas A&M University, 1972.
11. Hirsch. T. J., Lowery, L. L., Coyle, H. M., and Samson. C. H. Jr. Pile driving analysis by one-dimensional wave theory: State of the art. Pile Foundations. Highway Research Record No. 333. Washington. D.C.: Highway Research Board. 33-54. 1970.
 12. Roussel, H. J., Jr. Pile Driving Analysis of Large Diameter High Capacity Offshore Piles. Ph. D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering. New Orleans: Tulane University. 1979.
 13. Heerema. E. P. Relationships between wall friction. displacement velocity and horizontal stress in clay and in sand, for pile drivability analysis. Ground Engineering, 12(1): 55-61. 65 (1979).
 14. American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms. 13th ed. API RP 2A. Washington. D.C. : American Petroleum Institute. 1982.
 15. Vijayvergiya. V. N., and Focht. J. A., Jr. A new way to predict the capacity of piles in clay. Proc. 4th Ann. Offshore Technol. Conf., Houston. OTC paper 1718. 2: 865-874, 1972.
 16. Vesic, A. S. Principles of Pile Foundation Design. Soil Mechanics Series No. 38. Durham; NC: School of Engineering, Duke University, 1975.

fatigue "theory. Proc. European Offshore Pet. Conf. Exhib. 1:413-422. 1978.

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

防波堤基礎設計及施工實例

樊重光

基隆港務局工務組設計課課長

一、概述

防波堤基礎破壞主要原因：

1. 流砂所致之沉陷及土壤流失之沉陷。
2. 土壤承载力不足。
3. 水平滑動。
4. 傾倒。
5. 基礎土壤滑動破壞。

防波堤若建築在非常硬的土層或岩盤上，基礎很容易獲致穩定，當土壤條件差承载力小，則基礎設計需要加厚，加寬，甚或置換土壤，後者工程費用太大（尤其置換範圍較廣時），其它替代方式如加設基樁，開口沉箱，版樁井筒等。

細砂質土壤地質（特別在鬆軟狀況下）最不利於防波堤基礎，當波浪反復沖擊防波堤，土壤承受快速荷重變化，由於土壤顆粒空隙率減少，超孔隙水無法在短時間內流出，則土體不能承受額外荷重，土壤基層將喪失穩定性，即發生所謂流砂現象，雖喪失穩定時間很短，但經常性，反覆發生將導致防波堤傾斜或損壞，假如該狀態擴及全基礎，防波堤可能垂直沉入土壤中。

為欲解決土壤流失及流砂現象，可分別依合成堤及拋石堤兩種型式說明

合成堤——沉箱底部爲拋石基礎，拋石堤心採透水過濾層，其與拋石堤之過濾層相似，惟其用意則完全不同，過濾層需有一足夠厚度，以保證土壤受沉箱壓密而排出之超孔隙水有充分空間迴流，得防止流砂現象之發生，圖 1 係因流砂而致上部結構傾斜，圖 2 表示過濾層之設置。其它的改善基礎方法可利用夯實及灌漿改良法。

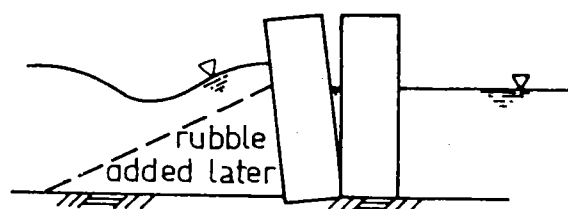


Figure 1
CROSS SECTION SHOWING RESULT
OF QUICKSAND CONDITION

圖 1. 防波堤基礎流砂現象示意

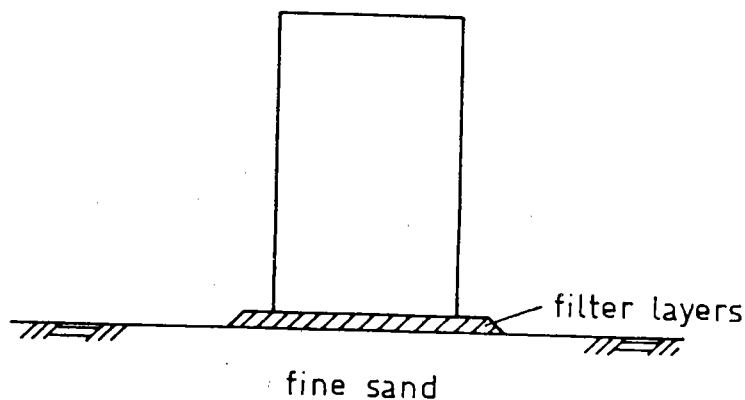


Figure 2
FILTER LAYER UNDER MONOLITHIC
BREAKWATER

圖 2 防波堤濾層示意

拋石堤——其底部濾層係防止上部結構之過度沉陷，因其可阻止底層之土壤被水流沖失，並均佈上層所施之壓力，因此底層土壤為細砂時，濾層之設置更形重要。沖蝕現象係由於波壓衝擊造成灣流而引起。

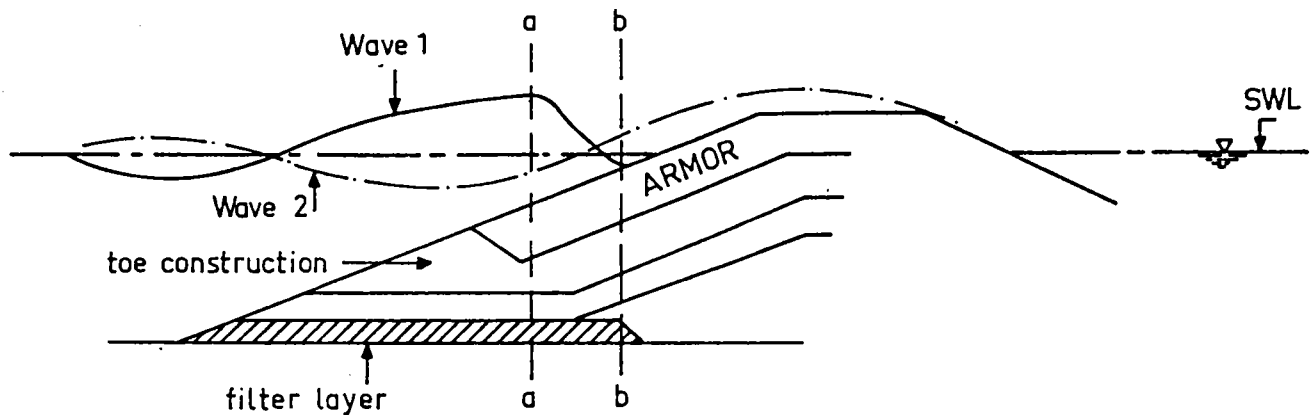


Figure 3 REPRESENTATION OF PRESSURES WITHIN BREAKWATER

圖3 防波堤內之壓力示意

如圖3所示，若無波浪則a、b兩斷面之水面在同一平面上，若產生波浪1，則造成a向b之流向，短時間內又有波浪2出現，因水力梯度，再發生b向a之反向水流，由於水流之變換而沖刷底層，引致防波堤沉陷。水力震盪所引發之水流速度不易計算，水工試驗亦不易模擬（孔隙率），雖然防波堤底部平均流速甚小，流場型態之不規則却可導致較大的沖刷及沉陷，但是沉陷不致繼續，當防波堤下陷較深，影響變小，最後達致平衡，一般沉陷可達數公尺。

過濾層可減低水流侵入底層，並防止土壤流失，獲得保護底層土壤之功效，適當之過濾層需滿足：a 水流之沖刷，b 防止流砂現象，一般而言，可防止上述一項即可達到另一項的目的，其無計算方式，只有利用模型試驗，惟一般試驗很難擬真，所以重大計畫均以實體試驗。

二、過濾層之選用

1. 卵石（塊石）級配濾層：

傳統過濾層係以級配多角小卵石（塊石）拋填，其厚度通常為1～2公尺，施工需相當謹慎，避免卵石間有規則間縫，而造成永久破壞，如圖4所示，濾層石子大小約在100～5 kg 之間，平均粒徑40cm，惟防波堤位置

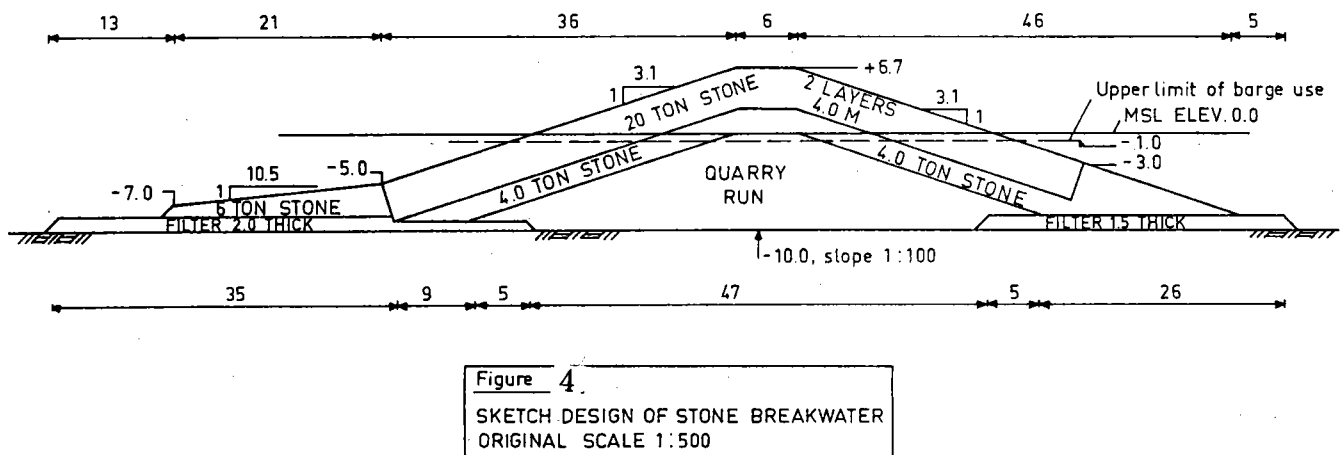


圖4 拋石防波堤設計圖（Scale 1:500）

波浪較大，石子易被沖失狀況下得考慮增加石子重量，或以尼龍、P.E. 材料編織之過濾蓆取代。

2. 利用尼龍或類似材料編織而成之過濾蓆：

如圖5所示，其間也可夾以柳條枝等軟而具彈性之細長植物或類似代用材料，若遇波浪大，過濾蓆無法順利鋪設，可於蓆上預置方塊，以利施工，如圖6所示，利用此等過濾蓆其上之過濾石可以減少。

三、瀝青蓆之選用

自1932年美國首次採用瀝青蓆於密西西比河下游後，歐洲各國亦相繼普遍應用於水中結構物，日本亦於1963年引進該工法，一般瀝青蓆補強材料為瓊麻網及鐵絲網，最大荷重800～1000 kg，容許變位量10 mm，厚



Figure 5

WOVEN FABRIC MATTRESS

圖 5 編織過濾席

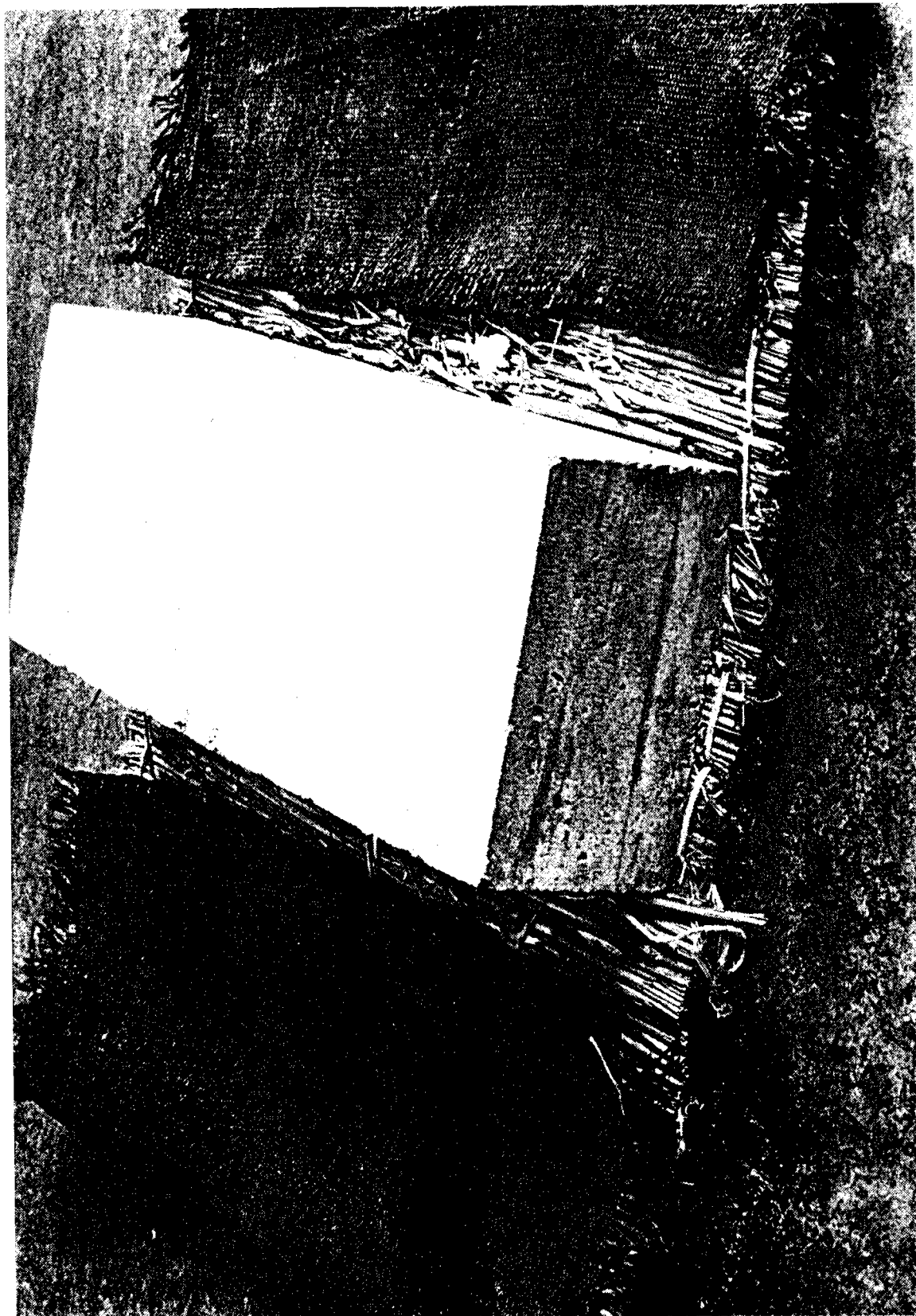


Figure 6
WOVEN FABRIC MATTRESS
WITH CONCRETE BLOCK

圖 6 編織瀝蓆加混凝土塊

度 5 ~ 8 cm，重量 115 ~ 184 kg / m²，若埋置補強材料為玻璃纖維帶網及鋼線則稱之為強化瀝青蓆，最大荷重 1,500 ~ 2,000 kg，容許變位量 30 mm，其功用因鋪放地點之不同可分為：

1. 摩擦增大用瀝青蓆：

用於沉箱底部，增大沉箱底部之摩擦力，則可加大沉箱底面與堤基間之滑動阻力，達到縮小沉箱斷面寬度，撙節工程費之目的。

2. 基礎坡面保護用瀝青蓆：

鋪設於拋石面上，保護拋石使不被沖失流散。

3. 防止沖刷用瀝青蓆：

鋪於拋石基礎斷面兩側底部，防止其下砂石淘刷流失。

瀝青蓆承受海水海流、荷重之作用結果確認並無物理、化學性質之變化，瀝青對骨材表面之附著情形，為決定耐久性之重要因素，因水之存在易使瀝青從骨材表面脫離，故須受混合物空隙率之控制。

瀝青蓆本身可視為無空隙之混合材料，根據先進國已往試驗及實地觀測顯示，不因時間，而有明顯之變化。至於瀝青蓆與拋石基堤之接觸面，雖有拋石嵌入情形，但無裂縫或斷紋發生。與沉箱底面則呈密著狀態，未發現有脫落之處，可證其耐久性相當良好。

瀝青蓆摩擦係數實驗值約為 0.8 ~ 1.30，由於防波堤耐用年限長達 30 ~ 50 年，日本採用 0.7，但亦有採 0.75 ~ 0.8 者。

合成堤採用瀝青蓆之部位如圖 7 所示，另如圖 8、圖 9 所示為同一海堤當不用瀝青蓆時，摩擦係數用 0.6，求得沉箱寬度為 22 m，而且瀝青蓆後，摩擦係數為 0.7，求得沉箱寬度為 19 m，故後者不獨可減少沉箱寬度且可減少拋石堤基寬度，甚符經濟原則。

材料間之摩擦係數可參考表 1。

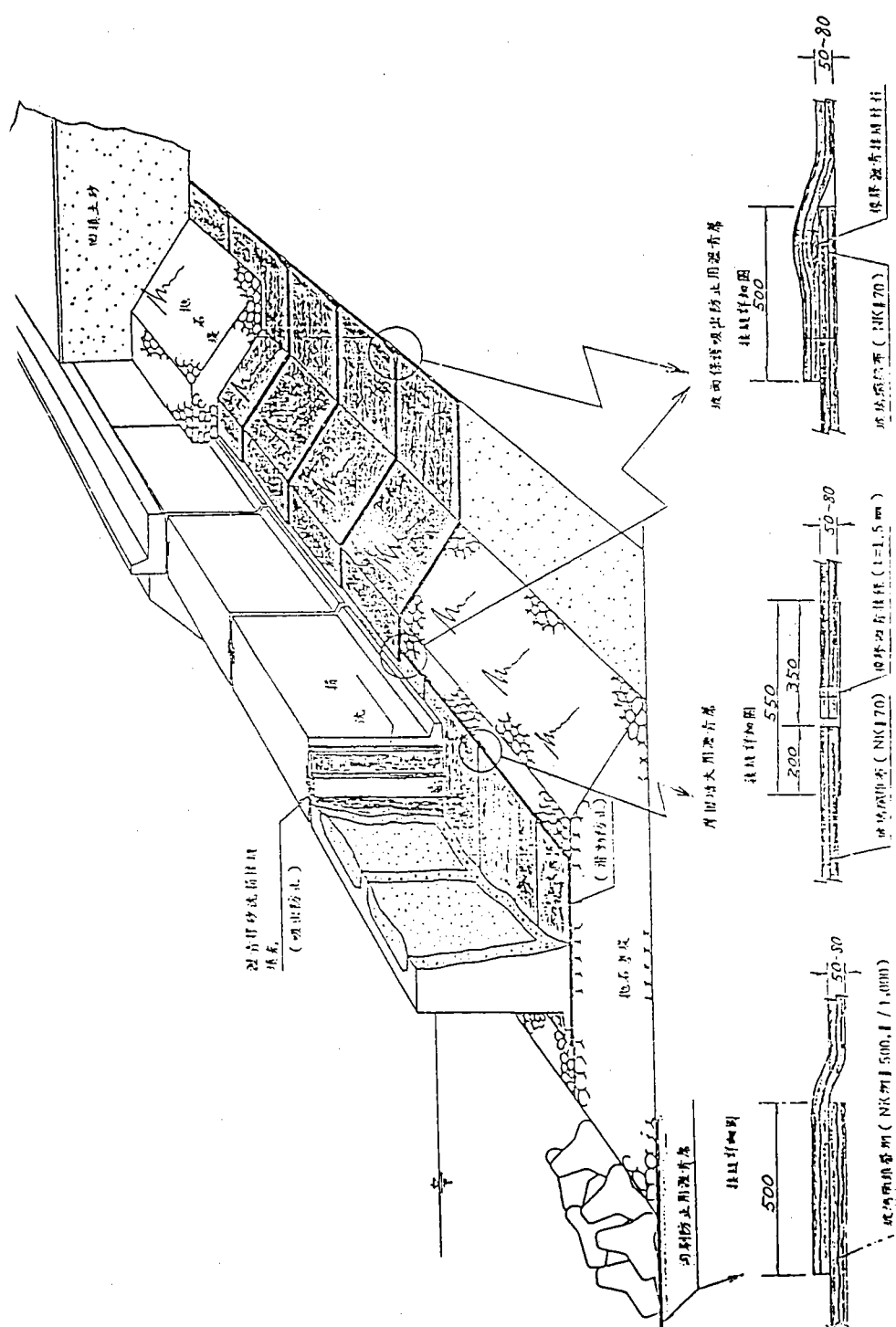


圖 7 瀝青席使用部位

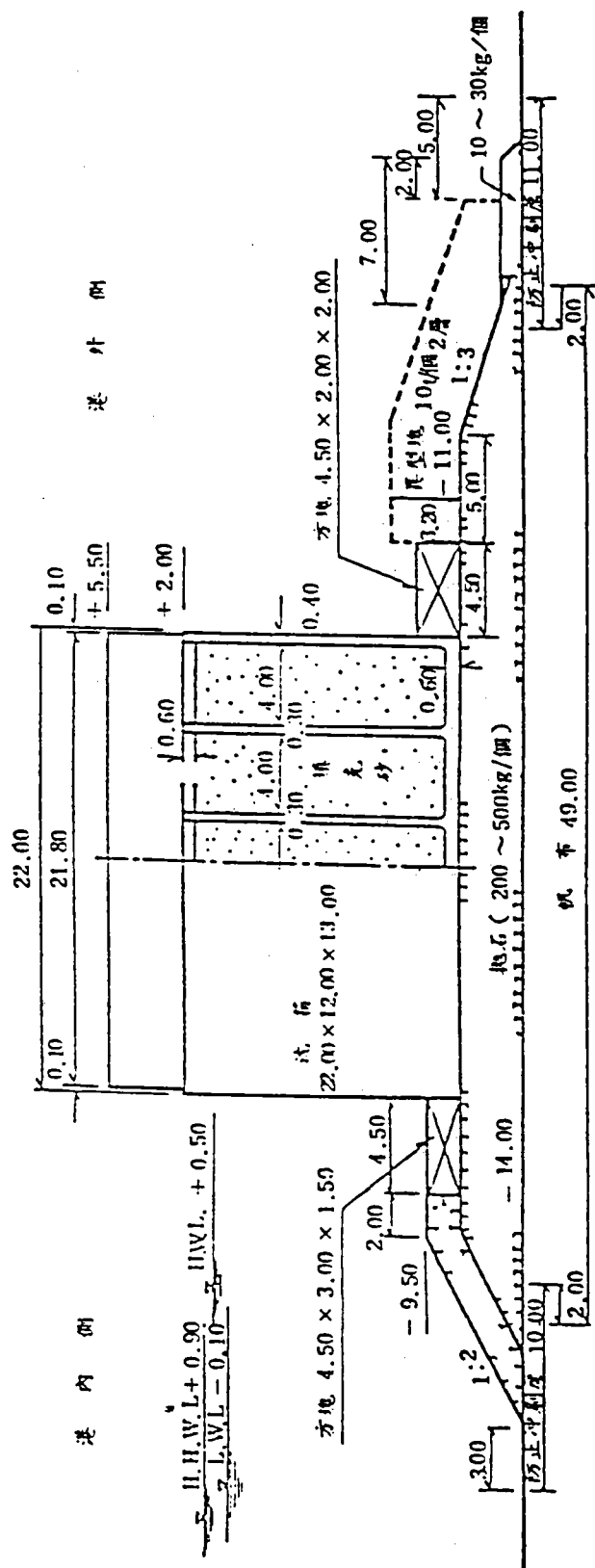


圖 8 鳥取港第一防波堤標準斷面圖（未採用瀝青葦）

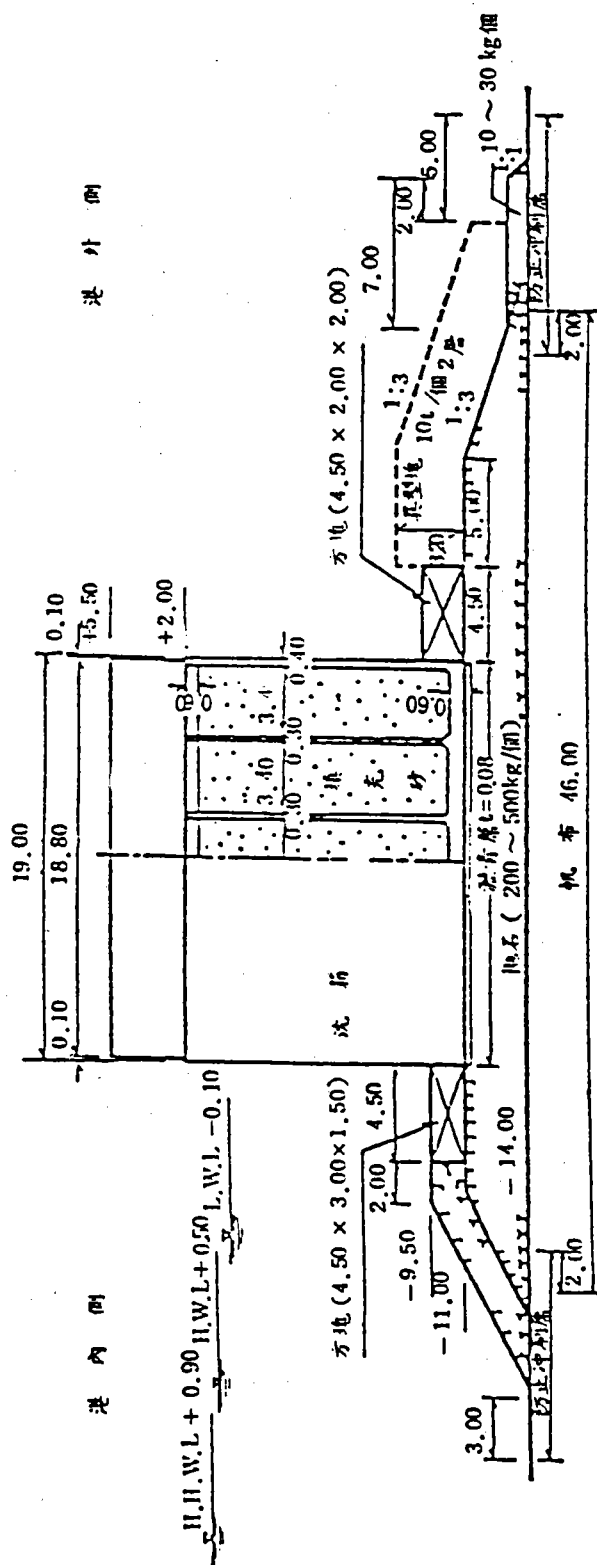


圖9 鳥取港第一防波堤標準斷面圖 (採用瀝青蓆)

表 1 材料間之摩擦係數

材 料	摩 擦 係 數
混凝土對塊石	0.6
混凝土對卵石	0.5
混凝土對混凝土	0.5
塊石對塊石	0.8
塊石對卵石	0.7
卵石對卵石	0.65

四、防波堤基礎穩定性分析

本節僅依合成堤基礎為研討對象，有關土壤之沈陷量，第二次沈陷及土壤滑動破壞圓（Slip circle analyses）均可利用土壤力學方法予以計算分析，在此不另贅述，謹就以下數點舉例說明就教。

1. 防波堤之滑動：

抵抗分析：當作用於垂直獨立之防波堤之水平力超過堤底與基礎間之摩擦力時，防波堤（沈箱）必然產生位移，在一定水平力作用下，可預測其位移量。

波力作用於單位長之沉箱垂直面如圖 10 所示，1963 年

Van de Kreeke 氏導出

$$F_w = \bar{F}_w \sin wt \text{—————(1)}$$

$\bar{F}_w$ ：波力振幅

t ：時間

w ：受力頻率

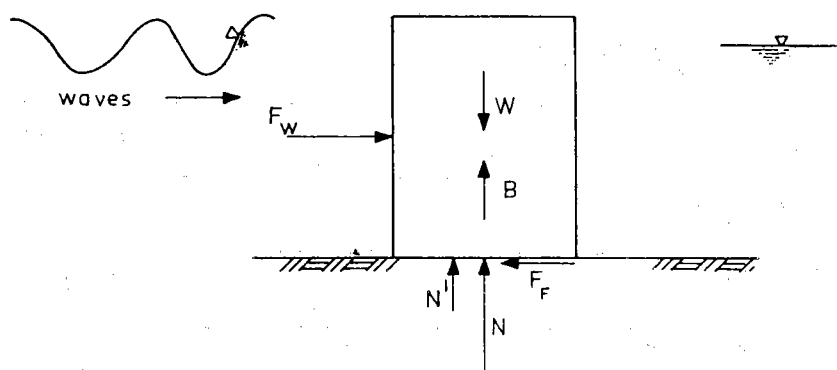


Figure 10
FORCES ON BREAKWATER

圖 10 作用在防波堤之力

堤身因無上下移動，垂直作用力之平衡式如下：

$$N = W - B - N' \quad (2)$$

B：靜水位為準之浮力

N：垂直向上之合力

N'：波壓傳動產生之瞬間垂直動力

W：沉箱重量

$$N' = \bar{N}' \sin \omega t \quad (3)$$

$$N' = \epsilon F_w = \epsilon \bar{F}_w \sin \omega t \quad (4)$$

ϵ ：常數

$$F_f \leq \mu N \quad (5)$$

F_f ：水平摩擦力， μ ：摩擦係數

$$\mu = \tan \phi \quad (6)$$

ϕ ：土壤內摩擦角

$$F_w = F_f \leq \mu N \quad (\text{無水力移動}) \quad (7)$$

$$F_w - \mu N = m_B \frac{dv}{dt} \quad (\text{水平運動時}) \quad (8)$$

$$m_B = W/g$$

(1)(2)(4)代入(8)

$$\bar{F}_w \sin wt - \mu [W - B - \epsilon \bar{F}_w \sin wt] = m_B \frac{dv}{dt} \quad (9)$$

$$\text{當位移正開始時 } \frac{dv}{dt} = 0$$

$$\text{則 } wt = \sin^{-1} \left[\frac{W - B}{\bar{F}_w} \left(\frac{\mu}{1 + \mu \epsilon} \right) \right] \quad (10)$$

設定上式爲 wt_1

爲了計算方便改寫式(9)

$$m_B \frac{dv}{dt} = \bar{F}_w (1 + \mu \epsilon) \sin wt - \mu (W - B) \quad (11)$$

$$\text{or } \frac{dv}{dt} = \frac{\bar{F}_w}{m_B} (1 + \mu \epsilon) \sin wt - \mu \left(\frac{W - B}{m_B} \right) \quad (12)$$

$$\begin{aligned} V |_{t=t_2} &= \int_{t_1}^{t_2} \frac{\bar{F}_w}{m_B} (1 + \mu \epsilon) \sin wt \, dt \\ &\quad - \int_{t_1}^{t_2} \mu \frac{W - B}{m_B} \, dt \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} &= -\frac{\bar{F}_w}{w m_B} (1 + \mu \epsilon) [\cos wt_2 - \cos wt_1] \\ &\quad - \mu \frac{W - B}{m_B} (t_2 - t_1) \end{aligned} \quad (14)$$

設 t_2 時水平位移爲極大值，則 $V |_{t=t_2} = 0$

(10)代入(14)得

$$\cos wt_2 - \cos wt_1 + w (t_2 - t_1) \sin wt_1 = 0 \quad (15)$$

位移計算如下： t_1 係常數

$$X |_{t=t_2} = \int_{t_1}^{t_2} v(t) \, dt \quad (16)$$

$$\begin{aligned} &= \int_{t_1}^{t_2} \left[\frac{\bar{F}_w}{w m_B} (1 + \mu \epsilon) [\cos wt - \cos wt_1] \right. \\ &\quad \left. - \mu \frac{W - B}{m_B} (t - t_1) \right] dt \end{aligned} \quad (17)$$

$$\begin{aligned}
&= - \frac{\bar{F}w}{w^2 m_B} (1 + \mu \varepsilon) [\sin wt_2 - \sin wt_1] \\
&\quad + \frac{\bar{F}w}{w m_B} (1 + \mu \varepsilon) \cos wt_1 (t_2 - t_1) \\
&\quad - \mu \frac{W-B}{2m_B} (t_2 - t_1)^2
\end{aligned} \tag{18}$$

$$\begin{aligned}
X|_{t=t_2} &= \frac{\bar{F}w(1+\mu\varepsilon)}{m_B w^2} [-\sin wt_2 + \sin wt_1 \\
&\quad + w(t_2 - t_1) \cos wt_1 - \frac{1}{2} w^2 \\
&\quad (t_2 - t_1)^2 \sin wt_1]
\end{aligned} \tag{19}$$

由(10)式可解得 t_1 ，另依試誤法可由式(15)，求得 wt_1, wt_2 。

由式(1)可推論 $0 < wt_1 < \frac{\pi}{2}$ ， $wt_2 > \frac{\pi}{2}$

試選 wt_1 值代入式(15)，求得 wt_2 列如表 2。式(19)改寫成

$$X|_{t=t_2} = \frac{\bar{F}w(1+\mu\varepsilon)}{m_B w^2} + (wt_1) \tag{20}$$

將 wt_1, wt_2 依次代入，求得相關之 $f(wt_1)$ ，
並製成圖 11。

表 2 防波堤滑動參數

Table 2 Breakwater sliding parameters

ωt_1 (rad)	ωt_2 (rad)	$f(\omega t_1)$ (-) ¹
0.2	4.7822	3.6014
0.3	4.4407	2.6812
0.4	4.1451	1.9513
0.5	3.8771	1.3802
0.5236	3.8168	1.2658
0.6	3.6276	0.9427
0.7	3.3913	0.6167
0.7854	3.1974	0.4115
0.8	3.1648	0.3823
0.9	2.9458	0.2212
1.00	2.7324	0.1169
1.0472	2.6332	0.0830
1.1	2.5233	0.0545
1.2	2.3176	0.0211
1.3	2.1144	6.0202 $\times 10^{-3}$
1.4	1.9129	9.5548 $\times 10^{-4}$
1.5	1.7124	2.8252 $\times 10^{-5}$
1.5708	1.5708	0.0000

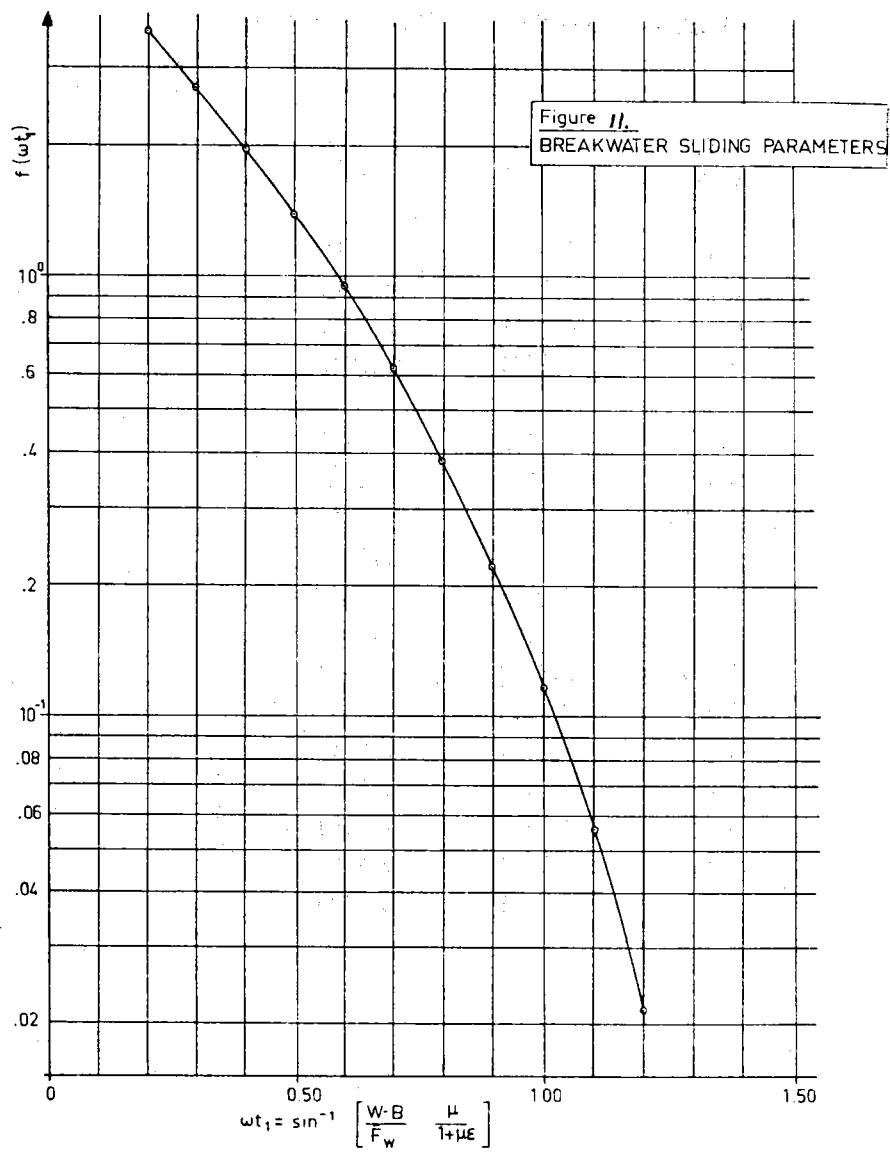


圖 11 防波堤滑動參數

茲舉例說明上述沉箱位移計算：

一個 16 m 高沉箱，水深 12 m，設計示義波高 5.2 m，為抵抗週期 1 秒之動力作用，其位移不超過 0.2 m，則沉箱寬度需若干？設 $\mu = \tan \phi = 0.5$

首先常數 ε 可由基礎模型試驗求得，亦可估計其值，假設動力波壓作用於沉箱底部隨寬度 b 呈線性遞減，在前趾底部為 $\frac{F_w}{h}$ 。

$$\varepsilon \text{ 係 } b \text{ 之函數， } \varepsilon = \frac{b}{2h} = \frac{b}{24}$$

沈箱之密度假設為 1800 kg/m³，

波力經由模型試驗值為 1.25×10^6 N/m，

$$m_B = (16)(b)(1800) = 2.88 \times 10^4 b \text{ kg/m}$$

$$\frac{\bar{F}_w (1 + \mu \varepsilon)}{m_B \omega^2} = \frac{1.25 \times 10^6 (1 + 0.5 \times \frac{b}{24}) (1)^2}{2.88 \times 10^4 \times b \times (2\pi)^2}$$

$$= \frac{1.10}{b} + 2.99 \times 10^{-2}$$

$$W = m_B g = (2.88 \times 10^4 \times b)(9.81) = 2.83 \times 10^5 b \text{ N/m}$$

$$B = \rho g b (12) = (1030)(9.81)(12)(b) = 1.21 \times 10^5 b \text{ N/m}$$

$$\frac{W - B}{\bar{F}_w} \frac{M}{1 + \mu \varepsilon} = \frac{(2.83 - 1.21) \times 10^5 \times b}{1.25 \times 10^6} \frac{0.5}{1 + (0.5)(\frac{b}{24})}$$

$$= 6.48 \times 10^{-2} \left(\frac{b}{1 + \frac{b}{48}} \right)$$

依試誤法 設 $b = 10$ m，

$$\omega t_1 = \sin^{-1} 0.536 = 0.566$$

查圖 11， $f(\omega t_1) = 1.08$ ，併 $b = 10$ m 代入式 (20)

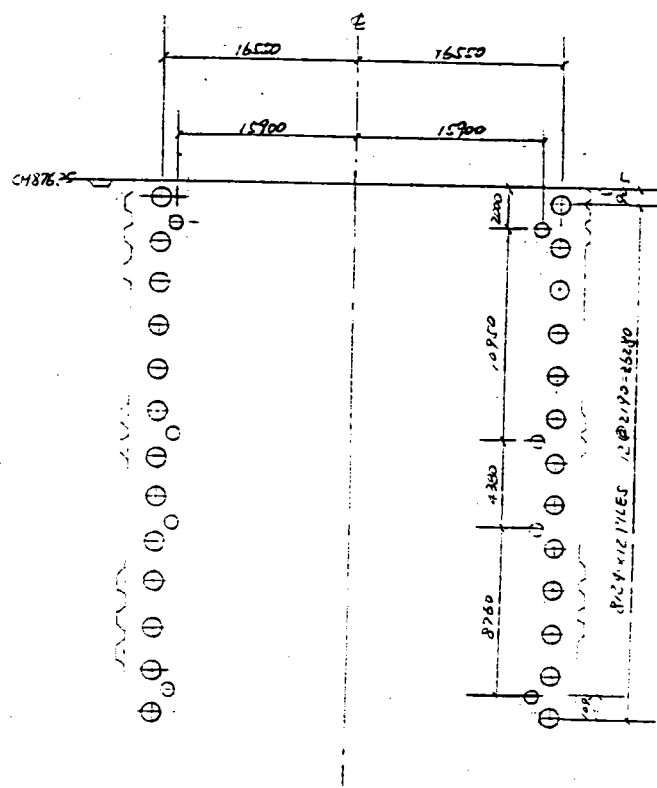
$$X | t = t_2 = \left(\frac{1.10}{10} + 2.29 \times 10^{-2} \right) (1.08) = 0.14 \text{ m}$$

0.14 m 比較 0.2 m，位移較小， b 值之假設可減小，經試誤法計算如表 3，最適之沉箱寬度為 8.8 m。

2. 完成後之碼頭與相鄰二側之碼頭係做為貨櫃碼頭使用，為考慮貨櫃起重機軌道在垂直碼頭法線的方向不致發生顯著的水平變位量，在結構型式方面須相互配合，以免造成使用上的困擾。
3. 碼頭之基礎施工必須考慮維持隧道之安全，因隧道之任何損害均無法處理與修復，其後果影響重大。

因有上述之各種因素，乃決定採用跨越隧道之型式辦理。本工程為過港隧道之型式辦理。本工程為過港隧道之附屬部份，且為顧及施工時隧道之安全，故仍由過港隧道之原設計顧問公司 Kampax-Perhall 負責設計。

第一次之設計係於隧道兩側各配置 13 支 800ϕ mm $\times$ 12 mm 主鋼管樁，另配置 4 支 600ϕ mm $\times$ 12 mm 輔助樁，均為直樁，其設計承載力，前鎮端為 245^T ，中興端為 243^T ，其主要之差別係兩端所使用之貨櫃起重機跨距之不同，前鎮為 50 呎，中興端為 80 呎。上部結構採用 R.C 箱型樑，其型式如圖二、三、四、五所示。



圖二 連絡橋第一次設計基樁配置圖

$$\left(\bar{F}_w \frac{h}{2} \right) + \left(N' \frac{2b}{3} \right) + \left(B \frac{b}{2} \right) = W \frac{b}{2} \quad (21)$$

$$N' = \frac{\bar{F}_w}{h} \cdot \frac{b}{2}$$

$$B = \rho g b h$$

$$W = \rho_B (h + Z_c)(b)g$$

上三式代入(21)式

$$\bar{F}_w \frac{h}{2} + \frac{\bar{F}_w}{h} \frac{b}{2} \frac{2b}{3} + \rho g b h \frac{b}{2} = \rho_B g b (h + Z_c) \frac{b}{2} \quad (22)$$

多數問題中，水深 h ，波力 $\bar{F}_w$ 為已知，而 b 、 Z_c 與沉箱大小有直接關係之數值為未知，

將(22)式寫成

$$Z_c = \frac{1}{\rho_B g} \left[\frac{\bar{F}_w h}{b^2} + \frac{2 \bar{F}_w}{3h} - (\rho_B - \rho)gh \right] \quad (23)$$

$$b = \left[\frac{\bar{F}_w h}{\rho_B g Z_c - \frac{2 \bar{F}_w}{3h} + (\rho_B - \rho)gh} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (24)$$

茲舉例說明傾倒計算：（已知條件與上例相同）

為防止沉箱轉動傾倒需決定沉箱之最小寬度，由(24)式

$$\begin{aligned} b &= \left[\frac{(6.28 \times 10^5)(12)}{(1800)(9.81)(4) - \frac{2(6.28 \times 10^5)}{(3)(12)} + (1800 - 1030)(9.81)(12)} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= \left[\frac{7.54 \times 10^6}{7.07 \times 10^{-4} - 3.49 \times 10^4 + 9.07 \times 10^4} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 59.6^{\frac{1}{2}} = 7.7^m \end{aligned}$$

當波力為負（即波谷時）， F_w 作用力方向在圖 12 中為向左， N' 向下，轉點變為沉箱底部之左端點，(21) 式可寫成：

$$\left(\bar{F}_w \frac{h}{2} \right) - \left(N' \frac{b}{3} \right) - \left(B \frac{b}{2} \right) = -w \frac{b}{2}$$

上式中 $\bar{F}_w$ ， N' 係負數

$$\rho_B g b (h + Z_c) \frac{b}{2} - \frac{\bar{F}_w}{h} \frac{b}{2} \frac{b}{3} = -\bar{F}_w \frac{h}{2} + \rho g b h \frac{b}{2}$$

$$Z_c = \frac{1}{\rho_B g} \left[-\frac{\bar{F}_w h}{b^2} + \frac{\bar{F}_w}{3h} - (\rho_B - \rho) g h \right]$$

$$b = \left[\frac{\bar{F}_w h}{-\rho_B g Z_c + \frac{\bar{F}_w}{3h} - (\rho_B - \rho) g h} \right]^{\frac{1}{2}}$$

將已知數值代入上式

$$b = \left[\frac{-7.54 \times 10^6}{-7.07 \times 10^4 - \frac{3.49 \times 10^4}{2} - 9.07 \times 10^4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= (42.16)^{\frac{1}{2}} = 6.5 \text{ m}$$

比較滑動與傾倒之兩例計算結果，滑動安定核算比較重要。

3. 基隆港東防波堤延伸工程基礎設計實例說明：

各種波高作用下之安全係數，經依實際經驗及一般考量研定其數據，如下表：

狀 況 \ 波 型	碎 波	重 複 波	
		$H_{1/3}$	$H_{1/10}$
滑 動	1.2	1.5	1.2
傾 覆	2.0	2.0	1.5
拋石堤（基礎）滑動	1.2	1.2	-
期 待 滑 動 量	在 $H_{\max}$ 作用下 $s \leq 5 \text{ cm}$		

(1) 拋石堤及拋石基礎部份

A 護面塊石

(a) 塊石重量

以圖 13 求之

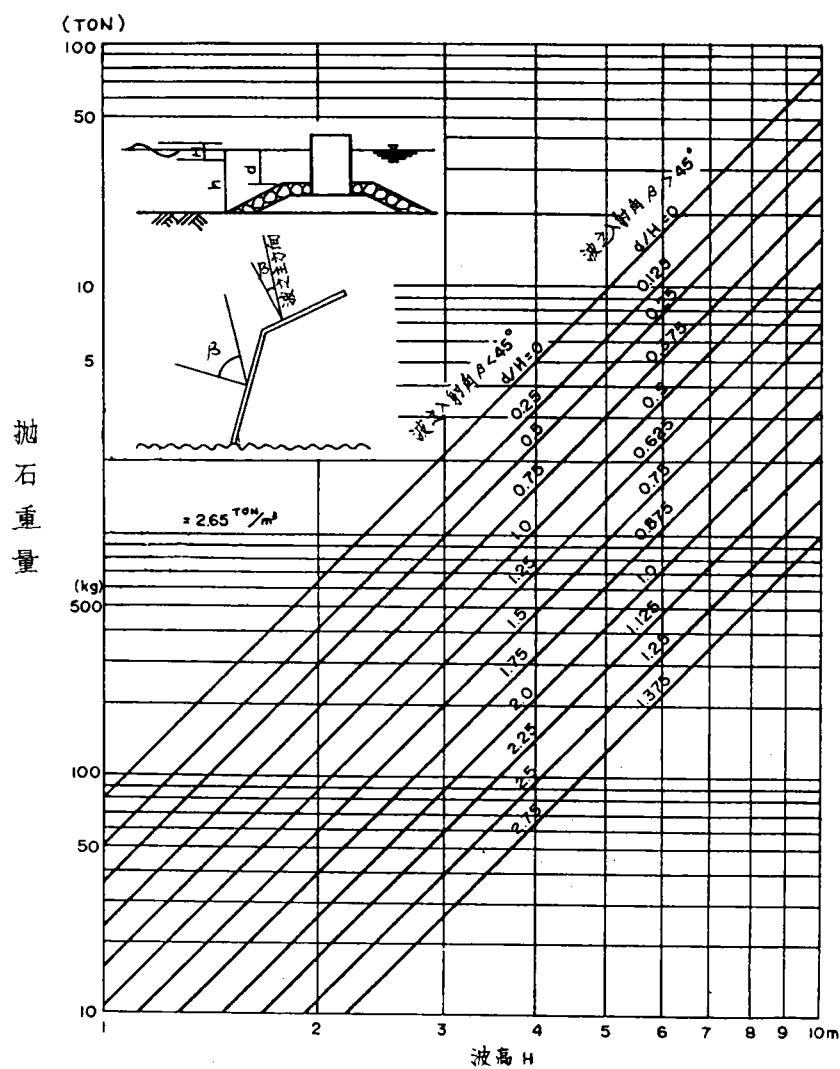


圖 13 合成堤拋石基礎拋石重量之算

(b) 層厚 (適用於第二、三層)

以下式求之

$$t = nK_o \left(\frac{Wr}{r_r} \right)^{1/3}$$

t : 層厚 (m)

n : 層數

Ko : 層係數

Wr : 塊石重量 (ton)

r_r : 塊石單位重量 (ton / m³)

B 護基方塊

護基方塊之重量，尚無適當公式，茲姑以下式求之：

$$W = \frac{r (H_{1/3})^3}{Ns^3 (Sr - 1)^3}$$

W : 護基方塊重量 (ton)

r : 護基方塊單位重量 (ton / m³)

$H_{1/3}$: 設計波高 (m)

Ns^3 : 安定係數由圖 14 查得

Sr : 護基方塊比重

C 護面異形塊

(a) 異形塊重量

$$W = \frac{r (H_{1/3})^3}{K_D (Sr - 1)^3 \cot \alpha}$$

W : 異形塊重量 (ton)

r : 異形塊之單位重量 (ton / m³)

$H_{1/3}$: 設計波高 (m)

K_D : 安定係數

Sr : 異形塊比重

α : 防波堤拋石斜面與水平之夾角

(b) 異形塊層厚

同(1) - A - (b)式求之。

D 其他各層及堤心石料

(a) 爲護面層塊石或異形塊重量十分之一，但護面層若爲雙丁塊，則爲五分之一。

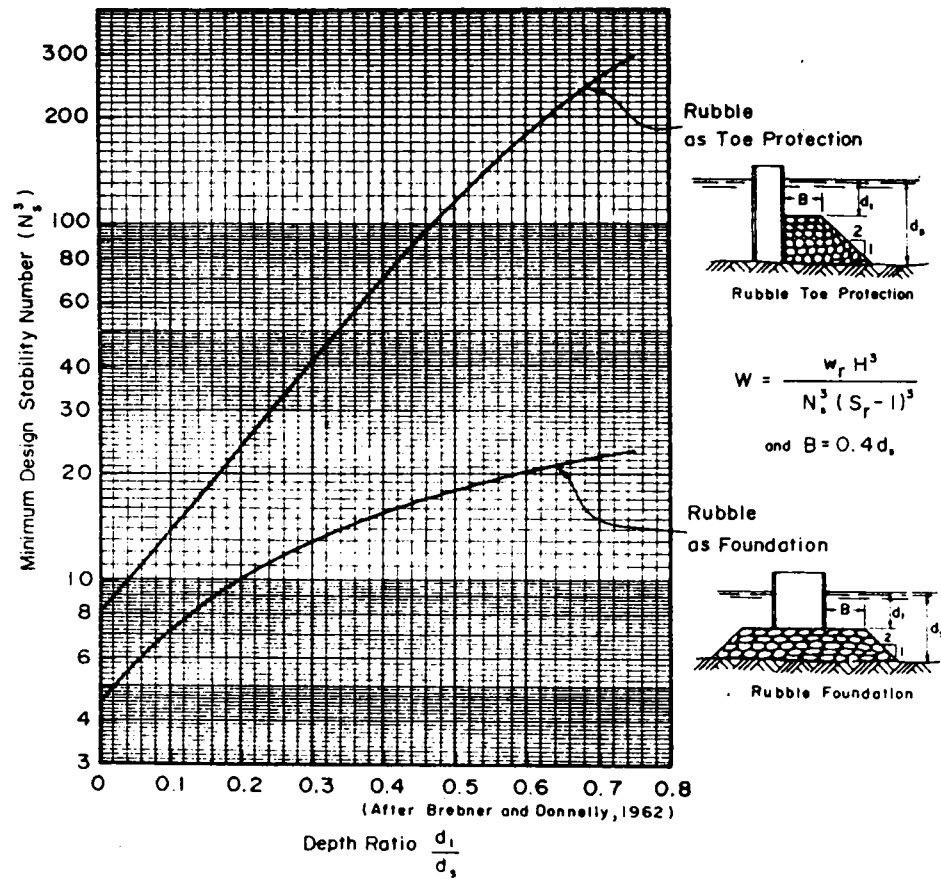


圖 14 基礎及護趾拋石之安定係數

(b) 第三層石重

為護面塊石或異形塊重量兩百分之一，但護面塊若為雙丁塊，則為百分之一。

(c) 堤心石重

為護面層塊石或異形塊重量四千分之一，但為考慮減低施工中石料損失，石重可予加大。

E 基礎海底所受壓力

若 $e \leq \frac{B}{6}$ 見圖 15 (a)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{F}{W} \right)$$

$$b_1 = B + h [\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

$$e_1 = e + h \tan \alpha$$

$$e_2 = \left[\frac{B}{2} + h \tan(30^\circ - \alpha) + e_1 \right] - \frac{b_1}{2}$$

$$P_1' = \frac{W}{b_1} \left(1 + \frac{6e_1}{b_1} \right) + \gamma r' h$$

$$P_2' = \frac{W}{b_1} \left(1 - \frac{6e_2}{b_1} \right) + \gamma r' h$$

若 $e > \frac{B}{6}$ 見圖 15 (b)

$$b_1 = b + h [\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

$$P_1' = \frac{b}{b_1} \times P + \gamma r' h$$

$$P_2' = \gamma r' \times h$$

F : 波力 (ton/m)

W : 直立部份在水中單位長度重量 (ton/m)

B : 沉箱寬度 (m)

e : 偏心距 (m)

h : 拋石基礎厚度 (m)

$\gamma r'$: 拋石在水中之單位重量 (ton/m³)

b : 基礎頂承受壓力之寬度 (m)

P : 基礎頂承受之最大壓力 (ton/m²)

F 拋石基礎及拋石堤之滑動分析

可能滑動面如圖 16 (a)、(b)所示

$$SF_s \leq \frac{\mu [(W + W') \cos \theta - F \sin \theta]}{(W + W') \sin \theta + F \cos \theta}$$

SFs : 滑動安全係數

μ : 拋石之摩擦係數

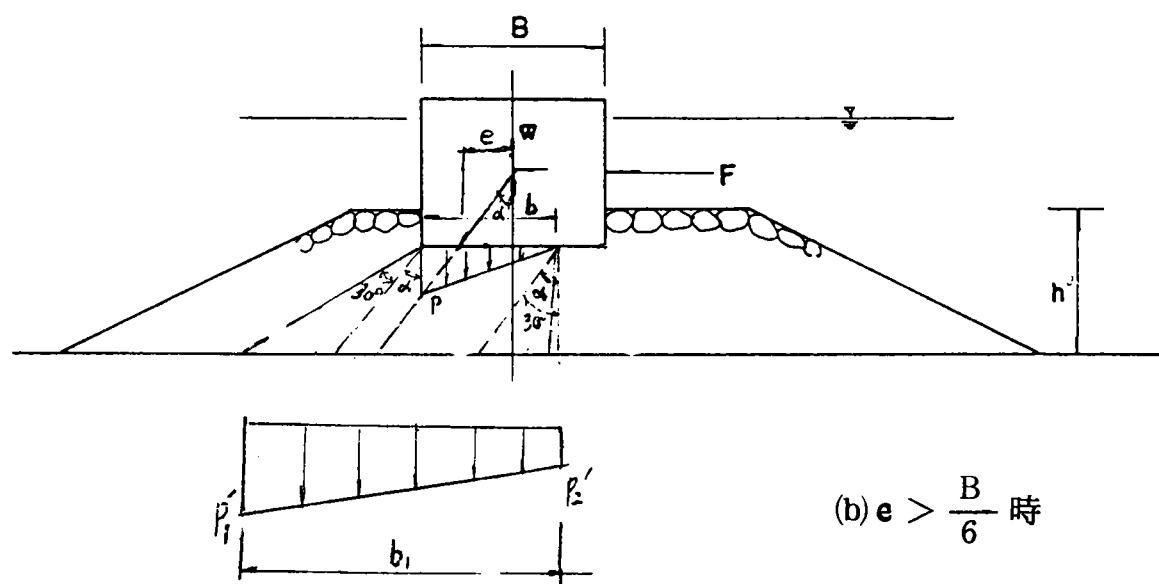
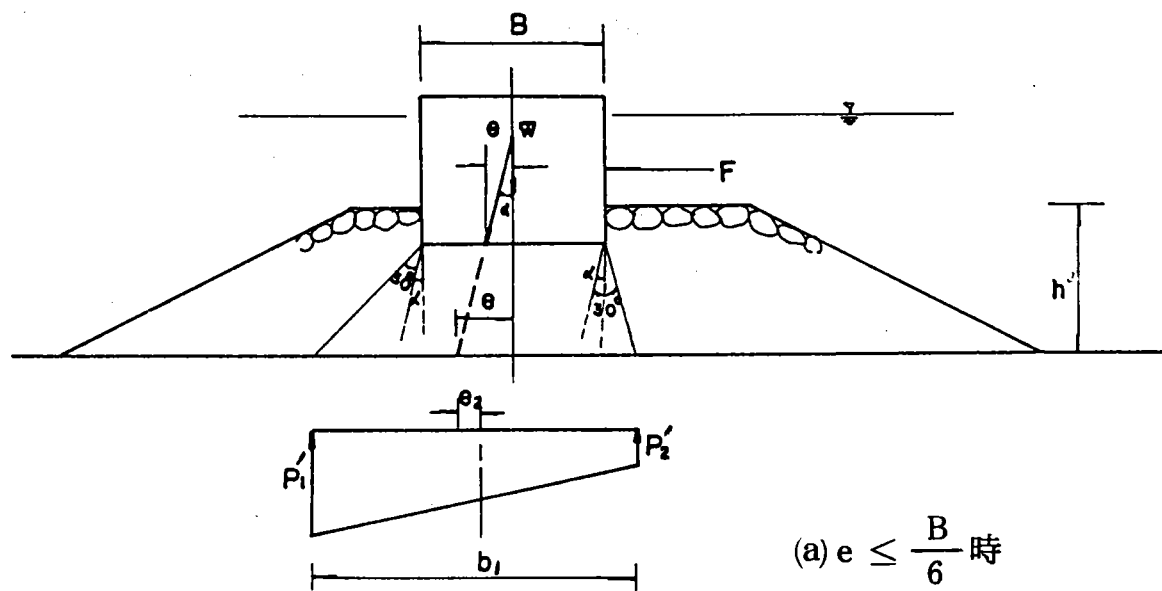


圖 15 拋石基礎海底之承壓力

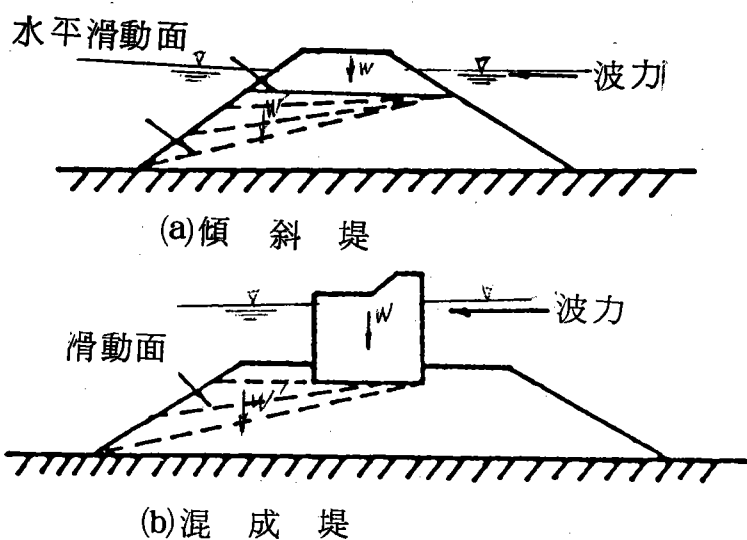


圖 16 傾斜部之滑動面

W : 直立部份在水中之單位長度重量 (ton / m)

W' : 滑動面以上拋石在水中之單位長度重量 (ton / m)

θ : 滑動面與水平面之夾角 ($^{\circ}$)

F : 水平波力 (ton / m)

(2) 沉箱部份

A 滑動驗算

$$SF_s \leq \frac{\mu W}{F}$$

SF_s : 滑動安全係數

W : 直立部份在水中單位長度重量 (ton / m)

F : 波力 (ton / m)

μ : 沉箱底之摩擦係數

B 傾覆驗算

$$SF_o \leq \frac{M_R}{M}$$

SF_o : 傾覆安全係數

M_R ：直立部份單位長度之抵抗力矩（ton-m/m）

M ：波力矩

C 底部反壓力

如圖 17 所示

$$\text{若 } e \leq \frac{B}{6}$$

$$P_1 = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$P_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{若 } e > \frac{B}{6}$$

$$P = \frac{2}{3} \frac{W}{\left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

$$b = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

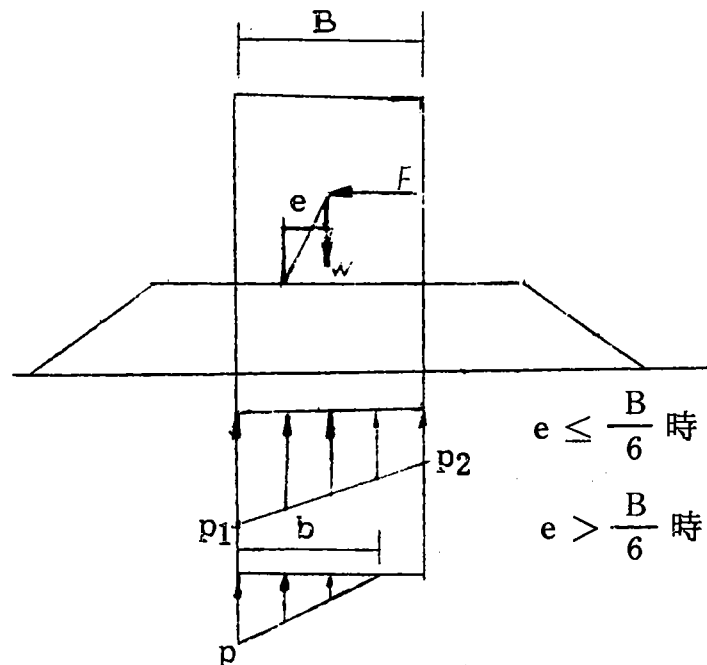


圖 17 底部反壓力之分佈

e : 偏心距 (m)

B : 沉箱寬度 (m)

W : 直立部份在水中單位長度重量 (ton / m)

五、基礎施工(以基港東堤延伸工程為例)

1. 石料規格：石料共計 722,821 m³。

(1) 塊石：

力求接近四方體，最長對角線長度不得超過最短邊長度之三倍，火成岩如花崗岩、閃綠岩、玄武岩等應優先考慮使用，矽質砂岩以外之他種砂岩一律不得使用。泥岩、頁岩、石灰岩等水成岩或具有高溶性紋脈石料，則嚴禁採用。試驗項目包括：

A 磨損試驗：

以洛山礪磨損機作磨損試驗，其損耗量不得超過 40 %。

B 比重試驗：

不得小於 2.40。

C 健性試驗：

以硫酸鈉作抗硫健性試驗，其耗損量不得超過 15 %。

塊石數量：以設計斷面計得數量乘以 1.15 計算（假設施工損耗為 15 %）

塊石來源：金山、萬里、九份、金瓜石等地。

(2) 卵石：

力求近圓形或橢圓形者，以金山磺溪為主要來源。

卵石數量：以設計斷面另加卵石頂面寬乘以 1 公尺高所計得之數量乘以 1.15 計算。

2. 拋石船及工作量：

本工程所動員之拋石船統計如下：

66 年 2 艘 800 m³ 抓斗式自航拋石船（日本）

1 艘 400 噸平台船（局供非自航）

67 年 2 艘 400 m^3 抓斗式自航拋石船 (日本)

2 艘 300 m^3 抓斗式自航拋石船 (日本)

2 艘 200 m^3 底開式非自航拋石船 (日本)

2 艘 150 m^3 側傾式非自航拋石船 (中工)

68 年 1 艘 800 m^3 抓斗式自航拋石船 (日本)

1 艘 400 m^3 抓斗式自航拋石船 (日本)

2 艘 200 m^3 底開式非自航拋石船 (日本)

2 艘 150 m^3 側傾式非自航拋石船 (中工)

69 年 1 艘 800 m^3 抓斗式自航拋石船 (日本)

2 艘 400 m^3 底開式非自航拋石船 (中工)

其拋石計畫數量與實際拋拋數量如下表：

時 期	數 量	計畫數量 (m^3)		實做數量 (m^3)	
		計畫拋石量	累 積 量	實做數量	累 積 數量
66 年					
	6 ~ 10 月	39,500	39,500	39,541	40,726
	11 ~ 12 月	0		1,233	
67 年					
	1 ~ 2 月	0			
	3 ~ 10 月	256,000	295,500	207,126	247,852
	11 ~ 12 月	0		21,122	268,974
68 年					
	1 ~ 2 月	0		12,202	281,116
	3 ~ 9 月	232,055	527,555	265,469	546,585
	10 ~ 12 月			5,130	551,715
69 年					
	1 ~ 2 月	0		100	551,815
	3 ~ 9 月	174,506	702,061	171,006	722,821(完)
	10 ~ 12 月				
70 年					
	1 ~ 3 月	0			
	4 ~ 5 月	20,706	722,821		

3. 拋石施工程序

卵石過濾層拋於淺水處則無法拋填小卵石，可用柏油或尼龍等材料替代，其上再拋以較大卵石，不得直接拋放塊石，以免損壞過濾料，堤心之拋放，在進行中多少會遭到波浪灣流之衝擊而部份損壞，若損壞不大，在施工中是可接受的，若波浪太大，則施工中必須採取特別之保護措施及程序，先拋於兩側最下層堤心料，隨即拋於次層護坡塊，以防堤心料流失，然後再拋填中間堤心石，如圖 18 所示之拋放程序，惟主消波塊之吊放可視實際狀況，在其它工程進行中配合施工。若波浪影響很大，堤心料在不得已情形下可考慮加大，以克服被沖失之現象。

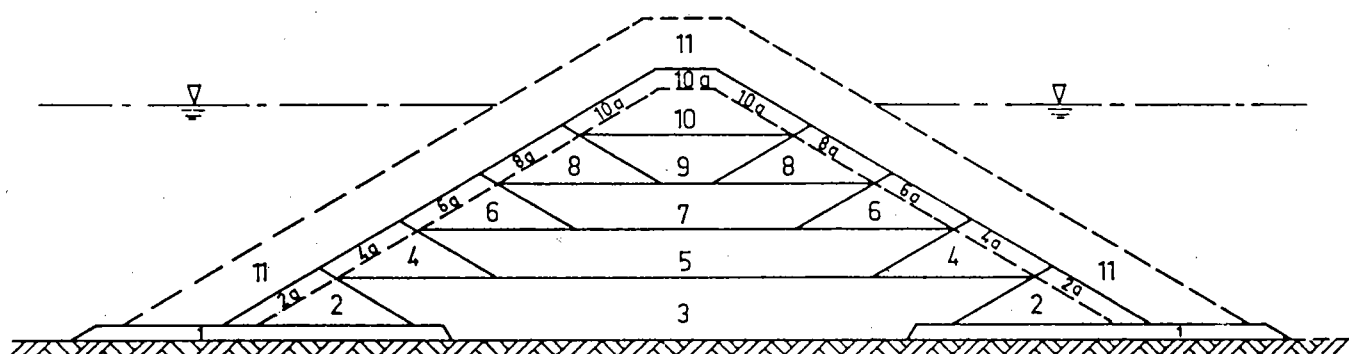
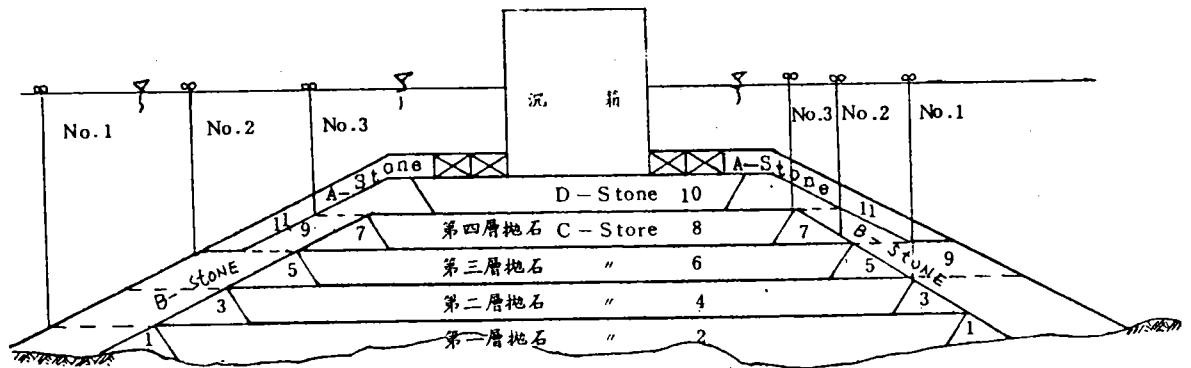


Figure 18

BREAKWATER CONSTRUCTED WITH CORE PROTECTION
CONSTRUCTION PROGRESSES IN NUMERICAL SEQUENCE

圖 18 防波堤堤心建造示意

本拋石工程之施工，首先在原東防波堤堤頂測定堤心線及邊坡線，並於附近設置一固定水準點，做為各項測量之基準，於堤心線及邊坡線上，每隔 50 公尺設置一浮標，每線浮標相互錯開，本工程因水深流急，為減少石料大量流失，採用抓斗式與底開式拋石船相互配合施工，即先以抓斗式拋石船，抓放較大堤心石築造兩側潛堤，高約三公尺，再以底開拋石船卸置堤心石料於兩潛堤間，如此層層反覆施工，如圖 19 所示，石料拋放除以測量鑑定外，並配合水下閉路電視檢視拋石情形，方可提高拋石施工之準確度。每層堤心石拋畢即應吊放大塊護面石料，護面大塊石整坡後，即吊放護坡型塊。一般拋石程序如圖 20 所示，以側傾式拋石船施工為佳。



第一層 B - Stone 抓放時放第一號線浮標
 第二層 B - Stone 抓放時放第二號線浮標
 第二層 B - Stone 抓放時放第三號線浮標
 浮標移動在各層施工完成後經測量後由潛水伏移動

圖 19 拋石基礎施工順序示意圖

註：A 級石料 1 ~ 5 T

B 級石料 $\frac{1}{2}$ ~ 1 T

C 級石料 40 公分以上之堤心料（塊卵石均可）

D 級石料 50 ~ 200 公斤（基礎整平用）

4. 拋石整坡及整平：

爲求達到拋石準確度，本工程石料拋置前均以聲納及經緯儀實施草測，並派遣熟練潛水伏查驗，調整海上浮標位置，以確保石料不致過份亂拋流失，並減少整坡、整平工作量，凡屬不同級類之石料界面，皆施以粗整工作，使其誤差不超過 ± 50 公分，沉箱及護基方塊基礎整平其誤差必須小於 ± 15 公分及 5 公分（以鋼管由潛水伏置於基礎面上，水面部份豎立測尺施測）以確保方塊間之密合，以免其下小石料掏空。

基礎整平以 D 級石料填補，惟水深達 20 公尺，潛水伏連續工作不得超過 2 小時，故 D 級石料裝於吊網內，由潛水伏引導移至最適當位置卸下，不可用自由拋卸法，徒增整平工作。護面石料亦用起重機及抓斗吊放，提高拋

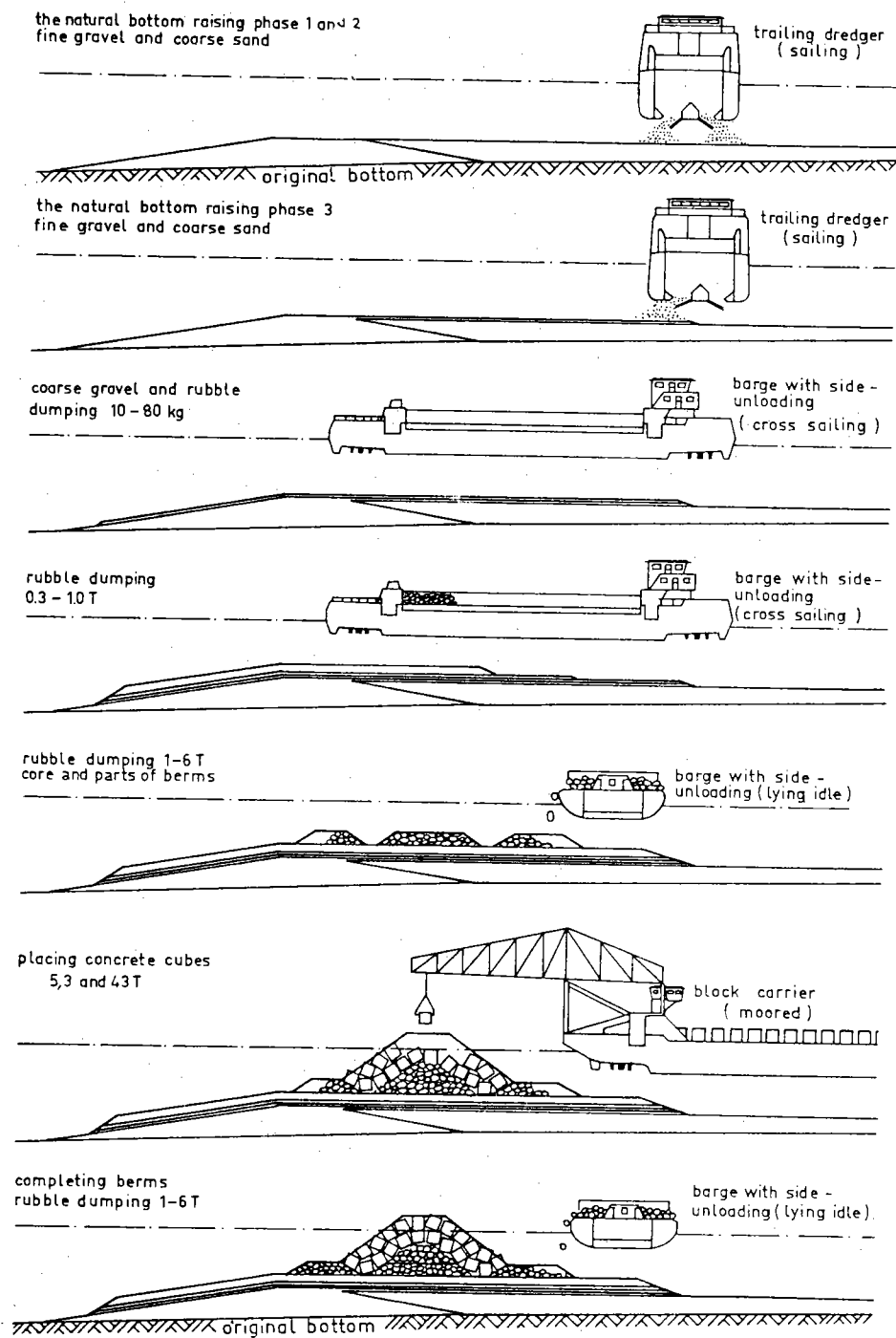


Figure 20
(CONSTRUCTION) PHASES OF R. M. BREAKWATER

圖 20 防波堤建造過程



圖21 東防波堤延伸工程A.B.C.D. 段斷面圖

放準確度，則整坡、整平工作可事半功倍。

潛水伏在 -16 m 至 -11 m 之海中，每天每工約可做 10 m^2 之整平工作， -16 m 以下之整坡工作每天每工約可完成 30 m^2 。

整平整坡設備方面，配備動力潛水伏船四艘（其中一艘備用），船上設空壓機及小型吊桿，每船可同時供應三名潛水伏作業，潛水伏共九人，領班為日籍，着標準重裝備潛水衣及配件，其他八人為本國籍，均着蛙人衣戴潛水頭盔，每一座沉箱、基礎及護基方塊之細整平工作約需7至8天。本工程使用水中閉路電視檢視拋石基礎，儀器在 -12 m 以下深海操作中常受潛流影響，鏡頭忽上忽下，忽左忽右，有時又遇到海水混濁現象觀摩困難，雖有以上瑕疵，但仍發揮一定的效果。

5. 可工作之允許最大波高及整平、整坡之允許公差

工 程 項 目	可工作之允許最大浪高	備 註
拋 石	1.0 M	可工作之允許浪高係指工作地點之波浪高度
整 坡 與 整 平	0.8 M	
方 塊 或 型 塊 吊 放	0.7 M	

位 置	公差容許 (cm)
不同級石料界面	± 50
整坡	± 40
堤面混凝土底面整平	± 15
沉箱底面整平	± 15
拋石基礎面或拋石堤面寬度	± 20
護趾方塊底面基礎整平	± 5

六、結論

1.基隆港東堤延伸工程主要幾個斷面如圖 21 所示，其拋石基礎及土壤壓密沉陷經施工中及完工後定期觀測統計分析如下：

(1)一般而言，基礎厚度 10 公尺以下者，第一年每公尺基礎厚度之沉陷量為 50 ~ 60 mm，基礎厚度在 11 ~ 20 公尺者為 31 ~ 50 mm，基礎厚度在 21 ~ 23 公尺者為 20 ~ 30 mm。

(2)基礎拋石先行預拋，經過一年餘再施放沉箱者，其沉陷量每公尺厚約減少 10 ~ 20 mm。

(3)完工後每年實施兩次沉陷量及位移測量，由於該處地質僅為 1 ~ 5 公尺之砂質覆蓋層，其下為砂岩地盤，故自 69 年完成施放，至 76 年 10 月止觀測堤身之沉陷，最大沉陷量僅 12 cm，一般僅 5 cm 以內，其中於 75.11.15.大地震後之觀測沉陷量稍微顯著，亦均在 5 cm 以下，本主堤堤頂高程為 +4 m，拋石基礎預留加高 1 公尺厚供做壓實沉陷之用，目前高程則在 +4 ~ 4.28 m。

2.防波堤工程中基礎拋石及吊放方塊，消波塊等作業係主體工程，施工船機等設備尚屬簡陋，如精細的拋石以自航式側卸拋石船對拋石數量可依需要施以控制，又如吊放作業本省普遍採用台船上裝設簡易吊桿，影響吊放效率及準確性，工程界應力求改進，如圖 22 所示荷蘭鹿特丹港吊放方塊等之施工船機。

3.基礎拋石之石質一定要按規範檢驗採用合格石料，否則對堤身將造成致命之影響。

4.過濾蓆之應用可予推廣，以確保基礎之穩定。如圖 23、24。

5.瀝青蓆之採用在設計及施工上應予引進發展。

6.在歐洲大部份防波堤均建於 -10 m 左右水深處，屬於海灘性之港址，港池可疏浚填築新生地，一舉二得，節省施工成本，並不致因運土回填而造成沿路環境之污染，就個人的觀點，基隆新港之計畫實有天方夜譚之感，碼頭區水深均在 -20 m 以上，防波堤址甚至深達 -50 m 以上，在本省

石源已甚感不足情況下，大量之基礎拋石極不適宜，而淡水附近則具有歐洲建港之相同環境。

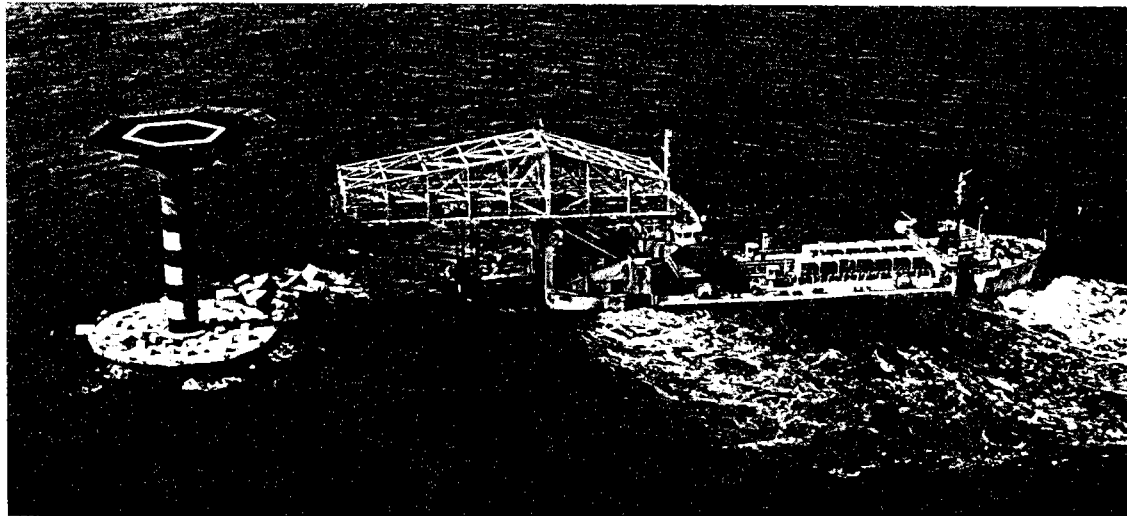


圖 22 荷蘭鹿特丹港吊放方塊船機設備

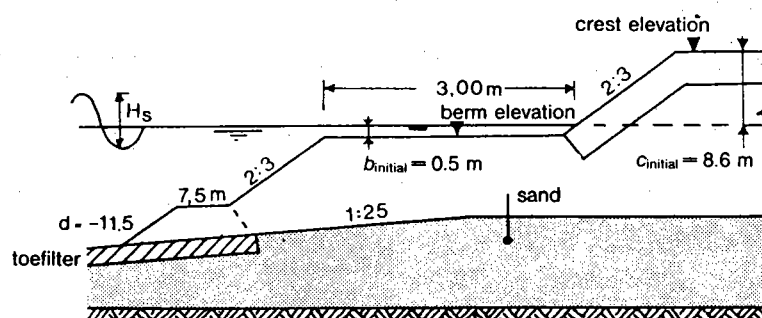


圖 23

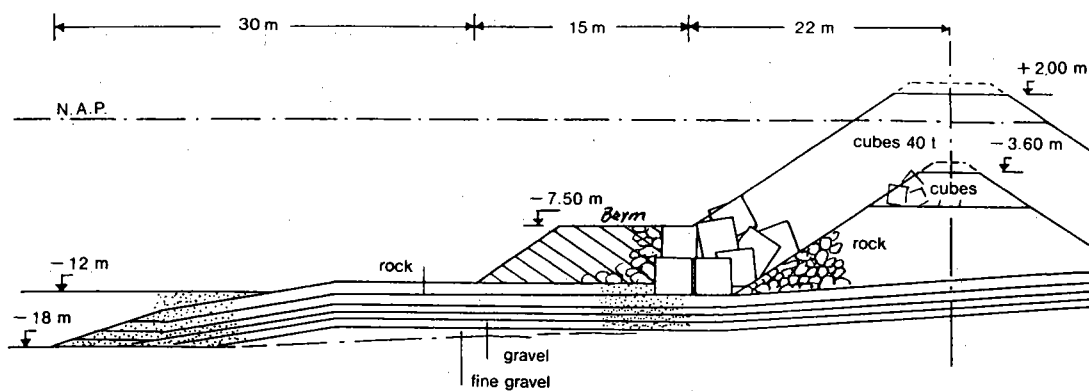


圖 24

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

台中港海堤之規劃及設計

郭 明 哲

台中港務局工務組設計課課長

一、前 言

台中港係建造於海氣象條件惡劣之平緩砂灘海岸開挖式人工港，第一階段建港工程及外廓堤防工程完成後，防波堤工程確實發揮遮蔽風浪與防止漂沙淤塞港口及航道之效果，但圍堵新生地之南海堤工程（商港區）則因漂沙來源減少，冬季季節風浪與颱風波浪的長期拍打而發生無法避免的侵蝕現象，致使該區域之原有海底地形產生變化，水深加大。因為台灣電力公司為因應本省電力需求成長，在工業港區南端建造台中火力電廠作為中部地區之基載電廠，台中港務局計畫配合該項電廠工程，提前填築工業港區新生地，因此須將南海堤延伸，以保護新生地之安全。由於該區域自然環境變遷，水深亦較深，故海堤需重新設計，本局為確保設計之安全性及經濟性，採取三步驟因應：

- (一)海堤規劃階段之地質、海象、地形條件分析。
 - (二)以數值模式推算海堤堤前波高，並以沿堤線各點波高值根據Hudson公式設計海堤消波型塊及塊石。
 - (三)將設計之結果，委託國內學術機構作堤身安定模型試驗。
- 對港灣及海岸工程設計而言，波浪地質及地形是十分重要的環境條件，舉凡港口的佈置、海堤、防波堤的設計、漂沙的評估以及決定施工計畫都受到它

們的影響。

波浪是由風所造成，當地由風所造成的浪稱為風浪，當地無風，由遠處傳來的浪為湧浪。海面的風主要分為兩類：季風與颱風，季風的風季與風向比較均勻穩定，它又分為冬季季節風，主要為東北季風；夏季季節風，主要為西南季風，有時颱風過後引發西南氣流或強勁東北風，亦以季風視之。颱風是太平洋熱帶性低壓氣旋，在北半球為移動性的反時針旋轉氣流，中心附近風速最大，民國七十五年的韋恩及艾貝兩颱風分別在濁水溪口及台中港出海，造成中部地區嚴重災損，包括台中港部份舊海堤受損在內。

影響風浪的因素除了風速風向外，尚有吹風歷時，風域大小，形狀及水深等，水深只在半個波長之內才有影響。由於颱風風域是移動性的氣旋，所以颱風波浪比較複雜多變，因為影響風浪的三項因子（如水深不計），各地都不同，所以台灣沿岸各地的風浪狀況也都不一樣。

由於季風出現的時間較長，影響海上工作天及海岸侵蝕或堆積，主要為季風波浪，而颱風波浪的波高很大，颱風波浪乃決定工程的設計波。台中港面臨台灣海峽東面受陸地限制，使本區域的波浪週期較小，尖銳度大，對風的反應延遲短，即波浪成長快速，風變小以後，衰退很快。

另碎波也是設計海堤必須考慮的對象之一，碎波現象在水理上為一種極為複雜的物理不連續性現象，其所產生的碎波壓力及衝擊波壓，對於海岸結構物如防波堤、離岸堤、突堤等設計問題，均有密切關係。堤防設計最好避免在該碎波帶建堤，若非不得已，亦必須探討該處海灘及碎波之特性。本海堤設計堤前波高乃根據已知深海波高再使用Horikawa and kuo之試驗結果及Michell之理論以數值模式推求之。

大地工程方面，本港地質經鑽探結果，港區地質屬河川沖積層，為一深厚沉泥質砂土（SM）與不良級配砂土（SP）相間之沉積土層，其液化潛能區，土壤剖面，土壤粒徑，表土層承載力標準貫入試驗N值及土壤內摩擦角均經詳細分析。

台中港南北防波堤突出原海岸約二公里，使入射波浪狀況改變使海岸地形發生具規模的變動，在南防波堤以南二公里附近，由於飄沙供輸不平衡，十年來，沖刷嚴重使該處在七十五年颱風來襲時，堤趾及堤身均受損，因應

上述損害，本設計在工業港區沿海堤線 6 公里處擬構築突堤，再配合人工養灘，使海堤的安全獲得一勞永逸的解決。

纖維布墊（地技濾布）在海堤設計亦佔重要角色，纖維布墊有過濾、分離、加強、防止冲刷等作用，目前已漸之取代老舊的沈床梢工，但 C N S（中國國家標準）對於海堤用之土木工程用非織物沒有明文規定，河工用之規範又不足以抵抗波浪的冲擊，本文在地技濾布強度上亦作一深入探討。

二、波浪分析

2-1 颱風波浪

颱風在北半球由於柯氏力的原因，風速呈反時針旋轉，緯度愈高，風速愈大。台中港位於中央山脈之西側，因為天然地形之屏障，颱風襲擊之機會較少，但應特別注意強烈颱風中心由花蓮附近登陸，穿過中央山脈並由台中港附近出海，台中港之瞬間最大風速可超過每秒四十公尺，足以造成災害，如民國五十八年九月廿七日登陸花蓮之「艾爾西」颱風，曾造成中部地區嚴重之風災損失，當時台中港瞬間最大風速估計為 45 m/sec ，又民國七十五年九月十八日「艾貝」颱風中心自台中港出海，造成中部地區農作物，海堤等受損，艾貝颱風經梧棲測候站測至瞬間最大風速 49 m/sec 時（估計高達 51 m/sec ）風速計即損壞，未能測至最大風速，可見艾貝颱風在中部地區約為 50 年來所僅見。根據中央氣象局 1897-1984 年統計資料，我們把颱風侵襲台灣的路徑分成七類如圖 1，可以看出颱風通過中部向西或西北進行者有 41 次，占百分之十三，沿西岸或台灣海峽北上者，有 17 次，占百分之六，合計颱風襲擊台中港者共 58 次，若加上七十五年之韋恩及艾貝兩次颱風，則有 60 次，平均 0.67 年一次。

台中港附近外海波高根據湯麟武法推算結果，冬季季節風最大波浪在深海為 6 公尺，週期 10 ~ 12 秒，波向 N ~ NNE，颱風時最大波浪為在水深 10 公尺處有 5.8 公尺，週期 12.4 秒，波向 N（如表 1），另井島武士利用風浪追蹤法，推算 1961 年波密拉（PAMELA）及 1971 年貝絲兩次超級颱風經過中部所引起的最大波浪及週期，表 2 為井島氏經詳細計算並用實測值校正後可能發生之颱風時波浪之最大數字，較台中港季節風時之實測資料為大，故可作為台中港之設計波浪（20 m 水深之波浪），又由計算時之假定可知，產生最大設計波高之概率約可視為 20 年 1 次。

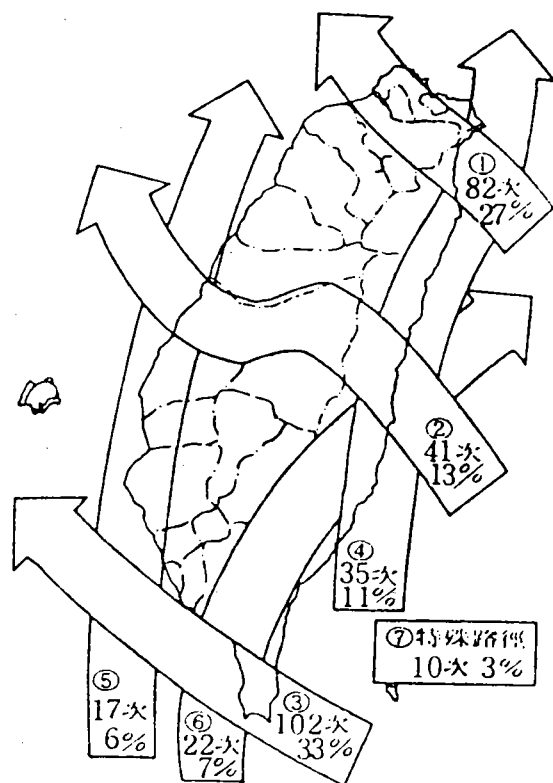


圖 1 侵台颱風路徑分類圖 (1897-1984)

2-2 碎波後之波高

碎波後之波高減衰尚無理論公式可用，只有 1966 年 Horikawa and kuo 之試驗結果，如圖 2 在圖中若將 d/d_b 取大於 0.6 之數點（ d 表碎波後之堤前水深， d_b 為碎波水深），則在緩波處（坡度 $\frac{1}{65}$ 以下）可得一線性迴歸式如下：

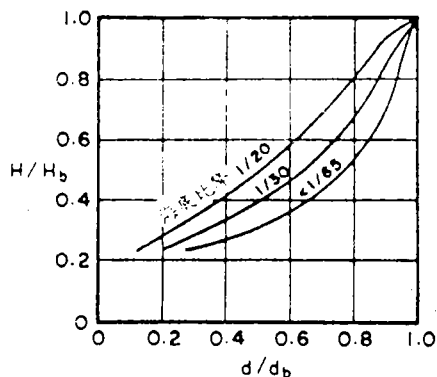


圖 2 碎波後之波高變化 (Horikawa and Kuo, 1966)

$$H/H_b = 2.43 \left(\frac{d}{d_b} \right) - 1.434$$

H_b 表碎波波高， d_b 表碎波水深。

碎波波高在本文使用Michell 之理論， $H_b/L_b = 0.142 \tanh Kd_b$

試求之，另外；以Iversen (1952) 及金田良實(1970) 之經驗公式推算碎波水深及碎波波高，比較結果之差異。

表1 湯麟武法推算台中港港口附近各方向可能發生之最大波浪表

波 向	波高 $H \frac{1}{3} m$	週期 $T_H \frac{1}{3} sec$	附 註
NNE	4.9	12.6	Elsie 颱風 (水深15.m處) (1969)
N	5.8	12.4	Pamela 颱風 (水深10.m處) (1961)
NNW	5.4	10.2	Pamela 颱風 (水深10.m處) (1961)
NW	5.0	11.2	Pamela 颱風 (水深10.m處) (1961)
WNW	3.9	4.6	Elsie 颱風 (水深15.m處) (1969)
W	4.83	8.63	"
WSW	3.34	12.2	"
SW	3.1	11.2	Pamela 颱風 (水深10.m處) (1961)

表2 井島法與實測值校正後台中港 20^m 水深處颱風波浪最大值

波 向	波高 (m)	週期 (sec)	波 向	波高 (m)	週期 (sec)
NNE	5.0	9.2	WNW	5.0	9.8
N	5.7	9.7	W	4.7	9.3
NNW	5.8	9.9	WSW	4.6	8.7
NW	5.4	9.9	SW	4.3	8.4

2-3 堤前波高數值推算

因波浪傳播時，週期無變化，故知波速僅為水深的函數，由分散關係式 (dispersion relation)

$$\frac{\omega c}{g} = \tanh \frac{\omega d}{C}, \text{ 其中 } C \text{ 爲波速, } \omega = \frac{2\pi}{T} \text{ (波週率)}$$

$$\text{由上式得知 } \frac{\alpha c}{\alpha x} = F(C) \frac{\alpha d}{\alpha x}$$

$$\frac{\alpha c}{\alpha y} = F(C) \frac{\alpha d}{\alpha x}$$

$$F(C) = \left\{ K_1 \left[\frac{2K_2 C}{1 - (K_2 C)^2} + \ln \left(\frac{1 + K_2 C}{1 - K_2 C} \right) \right] \right\}^{-1}$$

$$\frac{dF(c)}{dc} = \frac{-4K_1 K_2 F^2(C)}{[1 - (K_2 C)^2]^2}$$

$$K_1 = \frac{1}{2\omega} = \frac{T}{4\pi}, \quad K_2 = \frac{\omega}{g} = \frac{2\pi}{gT}$$

利用中央差分法可將下列諸式化成差分式，並將水深圖畫方格網；而方格網，而方格網之每交點水深則以內插法求之，每點水深之波速則由

$$\frac{\omega c}{g} = \tanh \frac{\omega d}{e} \text{ 式以推算，淺化折射係數。}$$

依前述之計算原理，將台中港南海堤海面水域繪網路，如圖 3，並以對海堤威脅最大之 NNW 及 NW 爲深海入射波向，入射波高選擇 5.4^m 及 5.8^m 兩種 (20^m 水深處)，先由 20^m 水深處波高推算爲深海波高 (如表 3 及表 4)，再由深海波高推算至堤前波高。週期分別用 8 sec、9 sec、10 sec、11 sec 及 12 sec 四種，水位爲最高潮位。(H、H、W、L)，依此分別做折射計算。由折射後之波高變化式爲

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{c_0}{2nc}} \sqrt{\frac{\ell_0}{\ell}} = K_s K_r$$

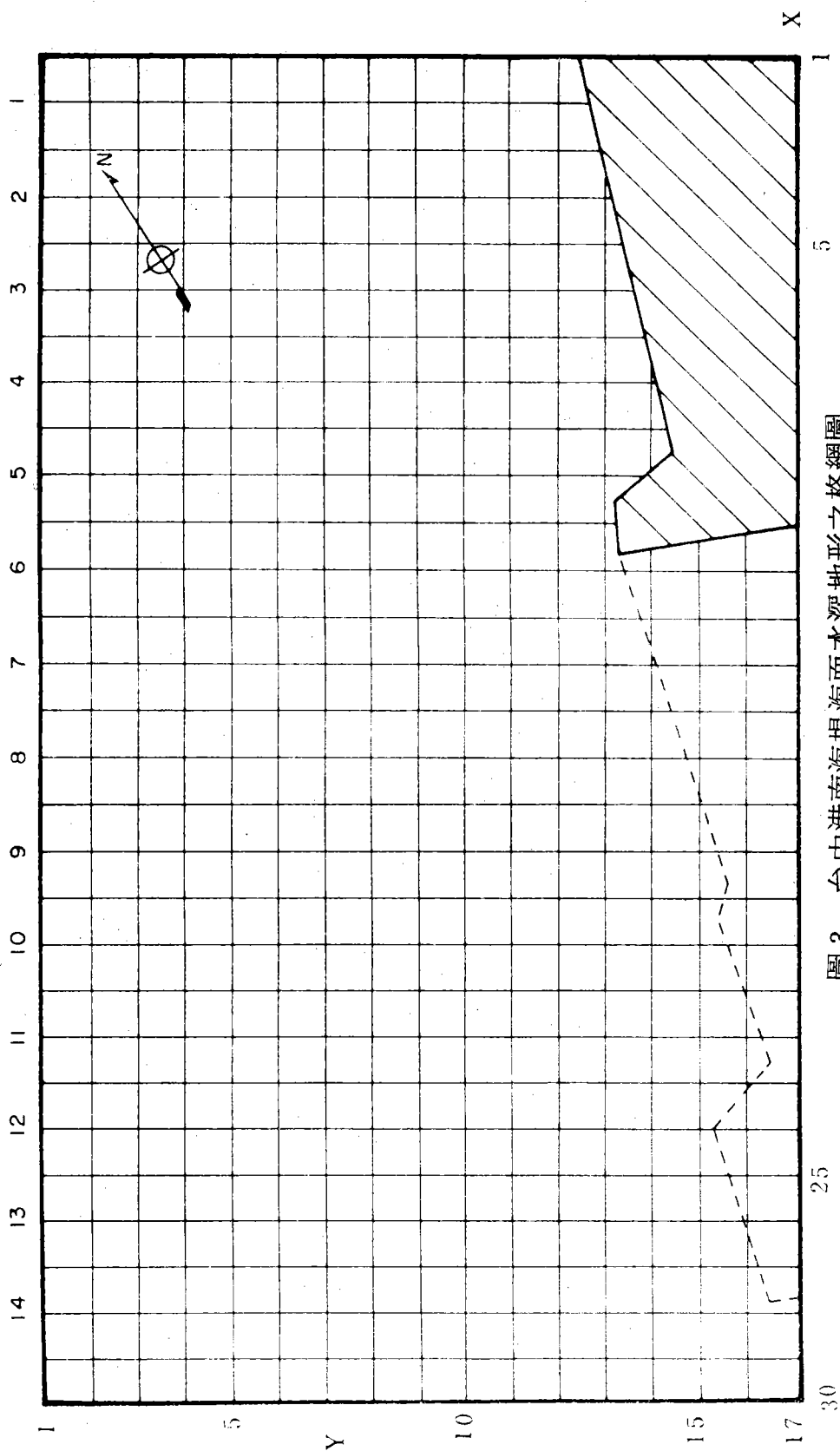


圖 3 台中港南海堤海面水深地形之格網圖

$$\text{且 } K_s = \sqrt{\frac{c_0}{2nc}} \quad , \quad K_r = \sqrt{\frac{\ell_0}{\ell}}$$

K_s 與 K_r 分別為淺化係數及折射係數，由上式可知，波浪由深海向淺海傳播時，波高同時受淺化和折射影響。折射計算區域包含南堤及北堤不受防波堤繞射影響之海域，因此，計算時對於防波堤所產生繞射之影響不予考慮。南海堤堤址部份計算結果，如圖 4 至圖 7。而折射係數，淺化係數，波高係數 (H/H_0) 折射後之波高及碎波角分別列於表 5 至表 8。

從圖 4 至圖 5 比較得知，NNW 入射波向之第五條波向線之堤前波高均有變大現象，其原因乃該波向線附近等深線為岬形，致使波浪能量集中，波高亦隨之變大。NW 入射波向則為第七條和第九條波向線之堤前波高有變大的現象（參考圖 6 至圖 7）。若將南海堤外側 -5.0 m 及 -6.0 m 等不規則等深線經模擬規則化後之堤高及波浪折射數值計算亦列於表 5 至表 8，表中有“#”之符號者即為等深線規則化的計算結果，由表中看出，經規則化的計算結果，NNW 入射波向之第五條波向線之堤前波高均較原不規則等深線之堤前波高均有降低現象。NW 入射波向時第七條波向線較原不規則等深線之堤前波高有明顯變小之趨勢。

大體而言，南海堤中 NNW 波向入射波浪經折射後大部份的波浪均向南面直接傳送（即沿岸方向），而 NW 波向入射之波浪則與海岸線或現有堤線約略垂直，其波高角不大，所產生南面方向之沿岸流較不明顯，惟垂直於堤線之波浪則不可忽視。

因南海堤沿岸方向波能量較強，造成海堤堤址冲刷不可忽視為保護海堤堤身安全，本設計中，亦考慮使用丁堤（突堤），以確保電廠數十年的安全，丁堤之佈置，初步仍依據永井之實驗報告，以丁堤長 ℓ ，間距 3ℓ 佈置之，實際情況，已委託港研所作模型試驗，俟試驗結果再修正之。

表 3 深水深之波高 (20 m 水深波高爲 5.8 m)

週 期	深 水 深 之 波 高
9sec	6.353 m
10sec	6.322 m
11sec	6.249 m
12sec	6.149 m

表 4 深水深之波高 (20 m 水深波高爲 5.4 m)

週 期	深 水 深 之 波 高
9sec	5.915 m
10sec	5.886 m
11sec	5.818 m
12sec	5.724 m

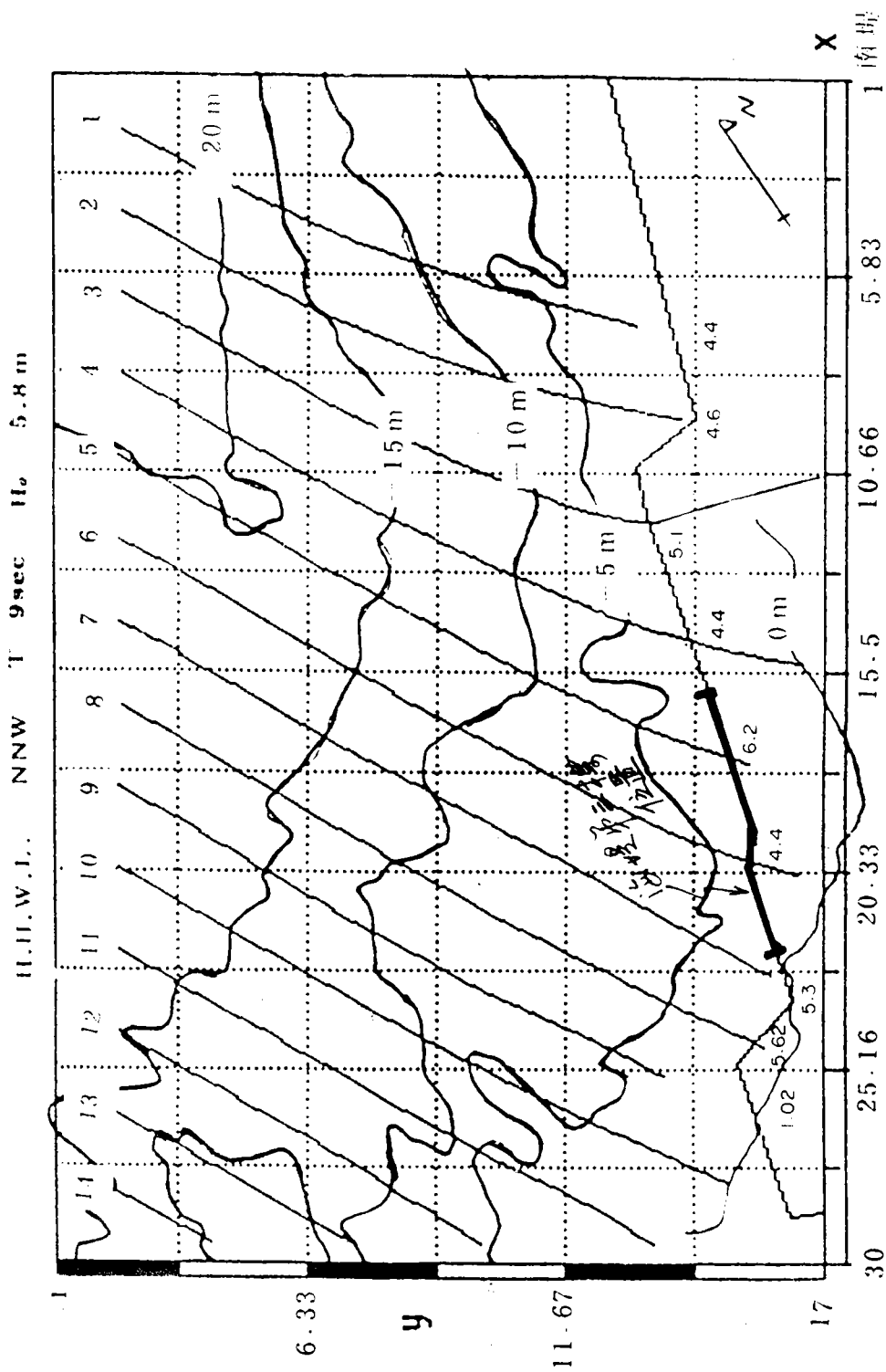


圖 4 台中港南海堤波浪折射圖

H.H.W.L. NNW T 10sec H₀ 5.8 m

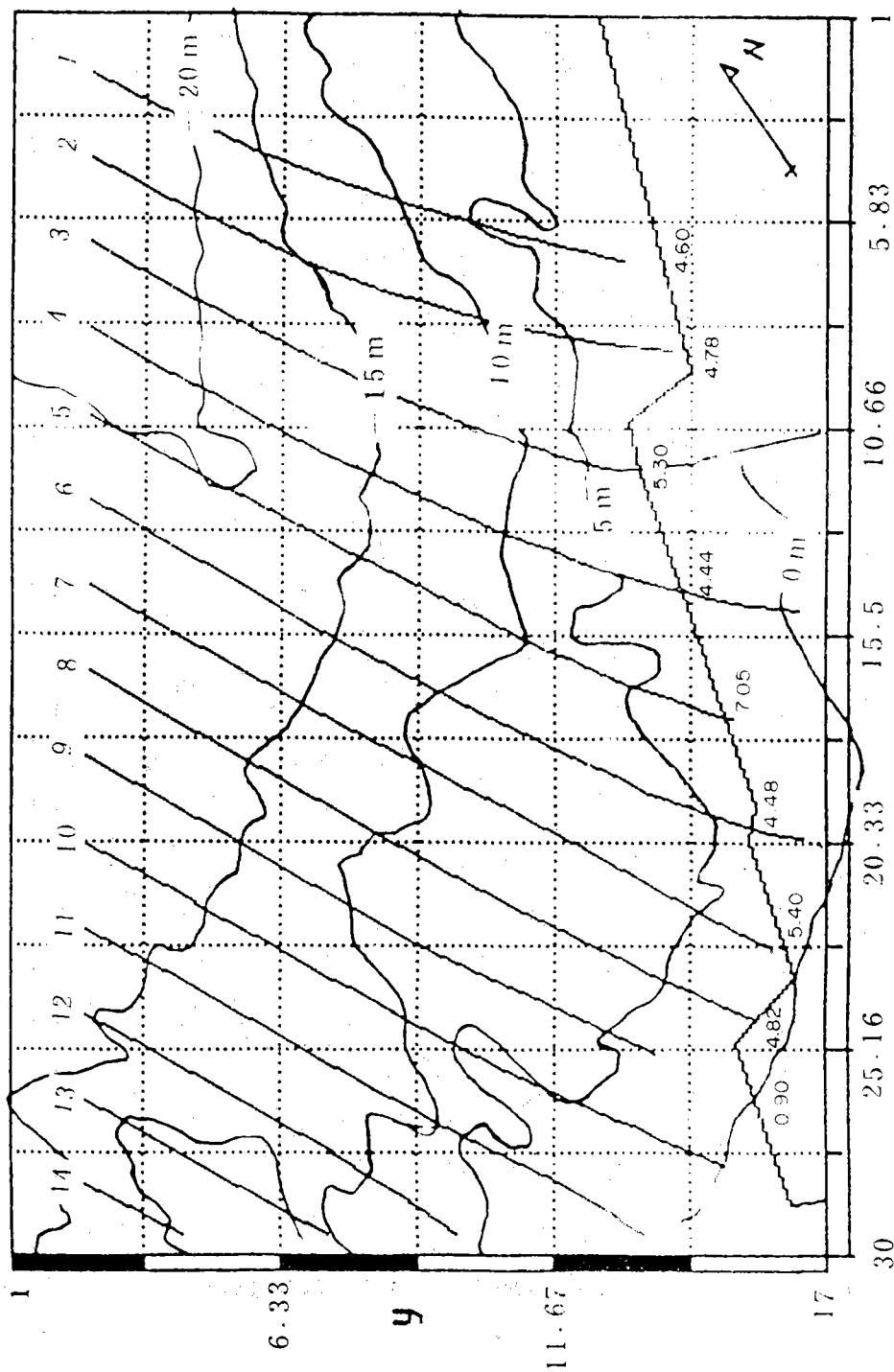


圖 5 台中港南海堤波浪折射圖

H.H.W.L. NW $T=9\text{sec}$ $H_o=5.4\text{m}$

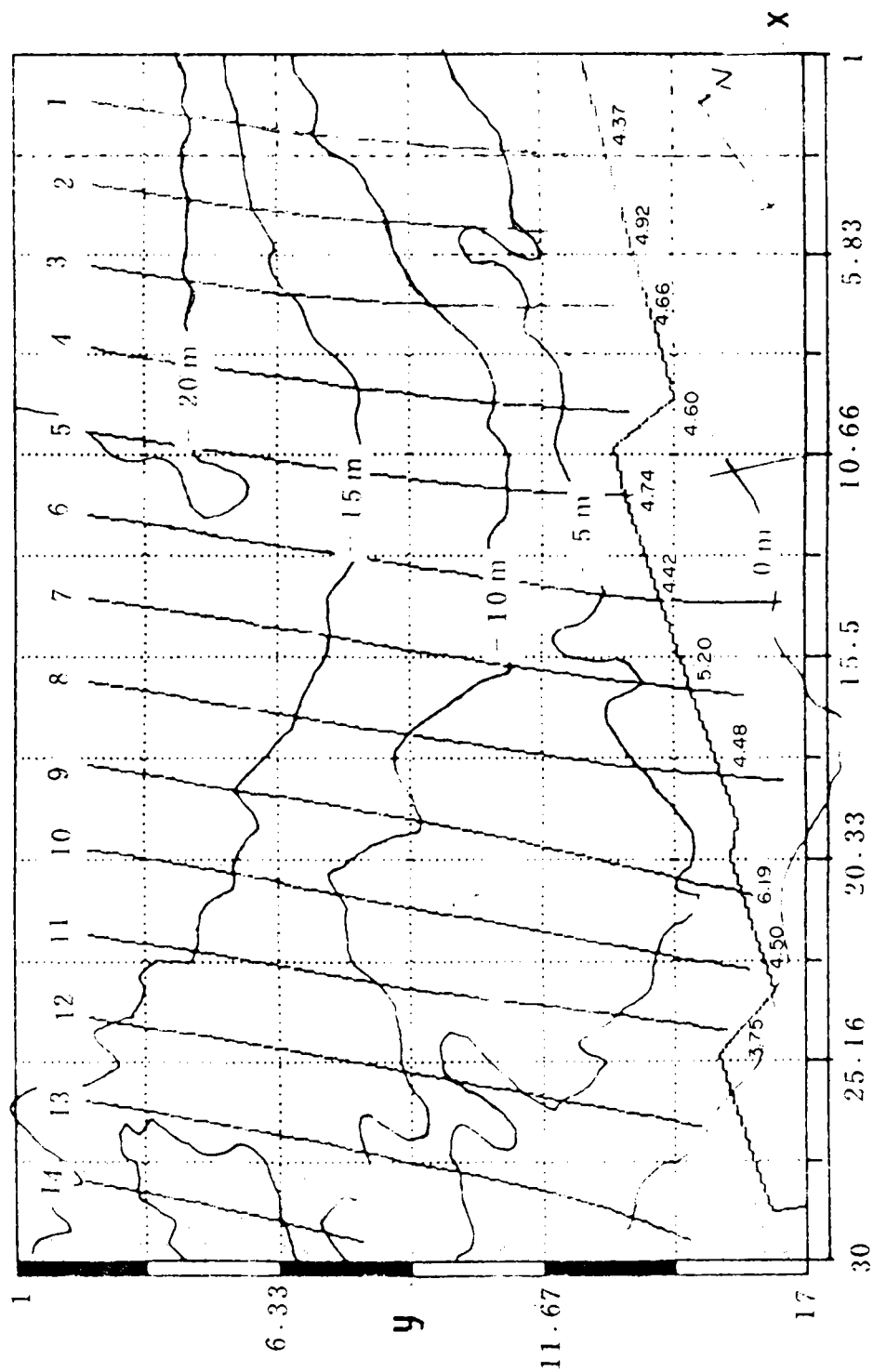


圖 6 台中港南海堤波浪折射圖

H.H.W.L. NW T=10sec $H_0 = 5.4\text{ m}$

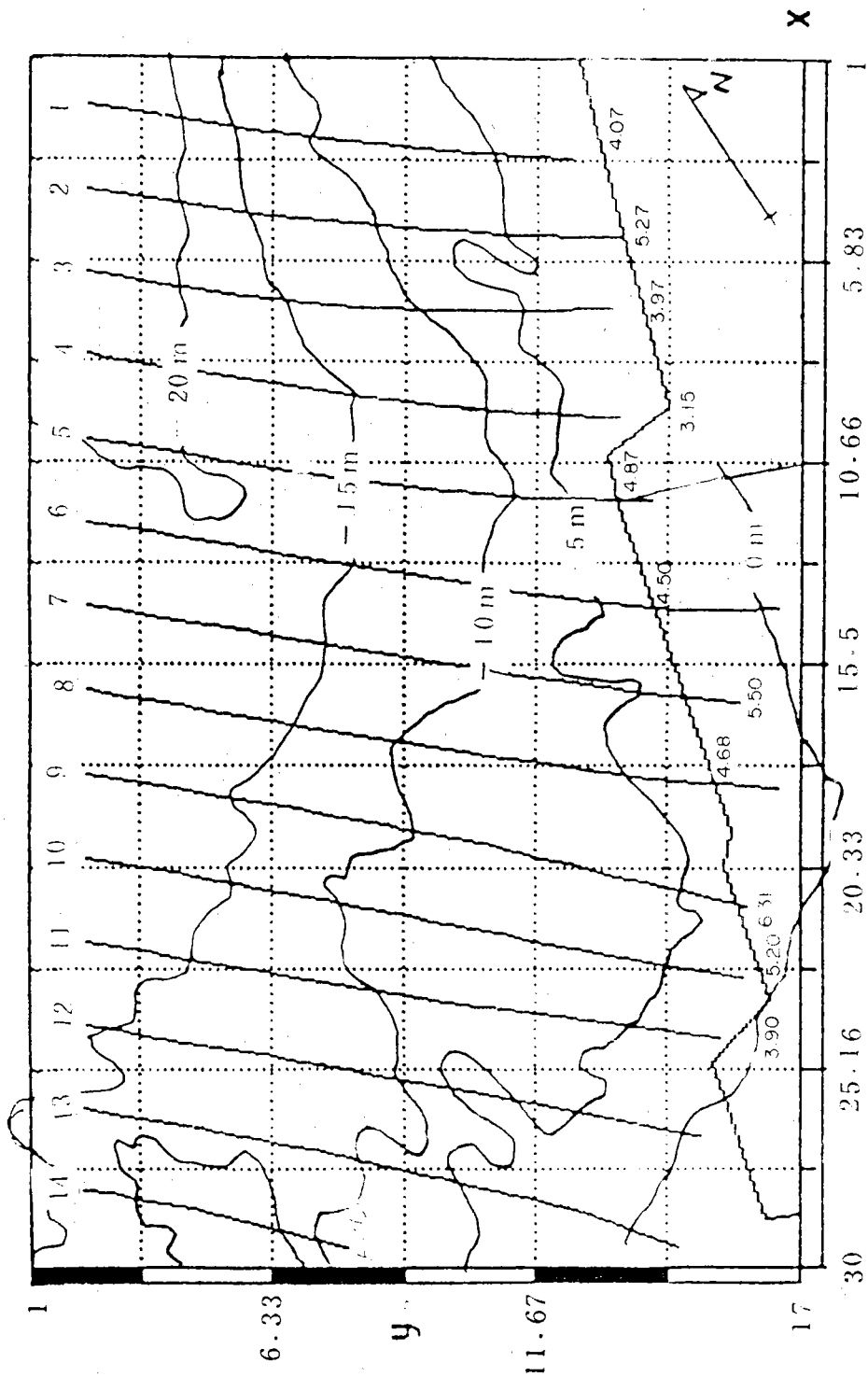


圖 7 台中港南海堤波浪折射圖

表 5 台中港南海堤折射計算結果 (H.H.W.L)

深海坡向：NNW 波高：5.8m 週期：9sec

符號	淺化係數 K,	折射係數 K,	折射波向	波高係數 K, K,	堤前波高 係數	碎波角	堤前波高 (m)
1	0.9904	1.0694	N40.62°W	1.0591	0.758	25°	4.4
2	1.0765	0.6412	N43.90°W	0.6902	0.793	23°	4.6
3	1.0096	0.9404	N40.70°W	0.9494	0.879	29°	5.1
4	0.9921 0.9923#	0.7244 0.7246#	N47.27°W N45.27°W#	0.7186 0.7190#	0.758 0.690#	*	4.4 4.0#
5	0.9761 0.9894#	1.1672 1.0657#	N36.79°W N33.25°W#	1.1392 1.0543#	1.069 0.983#	32° 35°#	6.2 5.7#
6	0.9778	0.7569	N41.02°W	0.7401	0.759	*	4.4
7	1.0116	0.9183	N26.37°W	0.9289	0.914	5°	5.3
8	1.0029	0.9711	N28.31°W	0.9739	0.968	3°	5.6
9	0.9480	1.4638	N25.16°W	1.3877	0.176	3°	1.0
10	1.0419	0.7800	N29.85°W	0.8126	*	2°	*
11	1.0090	0.8398	N19.06°W	0.8474	*	*	*
12	0.9228	0.9344	N18.84°W	0.8623	*	*	*
13	0.9150	0.9315	N23.28°W	0.8523	*	*	*
14	0.9194	1.0870	N23.83°W	0.9995	*	*	*

*：未至堤前

#：- 5 m 及 - 6 等深線規則化計算結果

表 6 台中港南海堤折射計算結果 (H.H.W.L)

深海波向：NNW 波高：5.8m 週期：10 sec

符號	淺化係數 K _r	折射係數 K _r	折射波向	波高係數 K _r , K _r	堤前波高 係數	碎波角	堤前波高 (m)
1	1.0222	1.0630	N40.88°W	1.0866	0.793	26°	4.6
2	1.1139	0.6561	N48.17°W	0.7308	0.824	17°	4.7
3	1.0455	0.9472	N41.71°W	0.9903	0.914	21°	5.3
4	1.0297 1.0295#	0.7022 0.7127#	N48.46°W N47.22°W#	0.7231 0.7235#	0.765 0.707#	*	4.4 4.1#
5	1.0019 1.0202#	1.2316 1.0773#	N36.25°W N33.72°W#	1.2340 1.0991#	1.215 1.086#	25° 28°#	7.0 6.3#
6	1.0089 1.0111#	0.7751 0.7643#	N41.32°W N39.77°W#	0.7820 0.7727#	0.772 0.724#	*	4.4 4.2#
7	1.0486	0.8878	N28.88°W	0.9310	0.931	4°	5.4
8	1.0307	1.0212	N27.97°W	1.0526	0.831	3°	4.8
9	0.9730	1.5357	N24.54°W	1.4943	0.155	2°	0.9
10	1.0873	0.7522	N29.67°W	0.8178	*	3°	*
11	1.0449	0.8255	N18.52°W	0.8626	*	*	*
12	0.9381	0.9466	N18.01°W	0.8880	*	*	*
13	0.9270	0.9234	N22.26°W	0.8560	*	*	*
14	0.9333	1.0988	N23.52°W	1.0255	*	*	*

*：未至堤前 #：-5 m及-6等深線規則化計算結果

表 7 台中港南海堤折射計算結果 (H.H.W.L)

深海坡向 : NW

波高 : 5.4 m

週期 : 9 sec

符號	淺化係數 K _r	折射係數 K _r	折射波向	波高係數 K _r , K _r	堤前波高 係數	碎波角	堤前波高 (m)
1	1.0102	1.0300	N54.00°W	1.0406	0.809	16°	4.3
2	1.0224	0.9456	N53.65°W	0.9668	0.911	17°	4.9
3	1.0160	0.9933	N58.01°W	1.0091	0.863	15°	4.6
4	1.0181	0.9549	N52.15°W	0.9722	0.852	17°	4.6
5	1.0389	0.8451	N55.92°W	0.8780	0.877	17°	4.7
6	1.0017	0.8072	N63.94°W	0.8086	0.818	*	4.4
7	0.9743 0.9722#	1.2648 0.9461#	N49.33°W N49.06°W#	1.2323 0.9245#	0.963 0.907#	18°	5.2 4.9#
8	0.9861 0.9860#	0.8721 0.8750#	N50.76°W N48.77°W#	0.8599 0.8628#	0.829 0.741#	*	4.4 4.3#
9	0.9897	1.1584	N43.14°W	1.1465	1.146	3°	6.1
10	1.0004	1.0654	N43.56°W	1.0659	0.833	2°	4.5
11	0.9796	1.2251	N44.80°W	1.2001	0.694	4°	3.7
12	0.9989	1.0722	N42.08°W	1.0711	*	23°	*
13	0.9980	0.8111	N27.65°W	0.8094	*	*	*
14	0.9162	1.2092	N40.04°W	1.1079	*	*	*

* : 未至堤前

: - 5 m 及 - 6 等深線規則化計算結果

表 8 台中港南海堤折射計算結果 (H.H.W.L)

深海坡向 : NW

波高 : 5.4 m

週期 : 10 sec

符號	淺化係數 K,	折射係數 K,	折射波向	波高係數 K, K,	堤前波高 係數	碎波角	堤前波高 (m)
1	1.0413	1.0242	N45.00°W	1.0664	0.754	14°	4.0
2	1.0611	0.9219	N53.73°W	0.9782	0.917	13°	5.2
3	1.0486	1.0501	N58.10°W	1.1021	0.711	15°	3.9
4	1.0561	0.9556	N51.86°W	1.0092	0.583	12°	3.1
5	1.0859	0.8299	N56.07°W	0.9012	0.902	18°	4.8
6	1.0370 1.0389#	0.8038 0.7915#	N64.47°W N62.39°W#	0.8335 0.8222#	0.839 0.778#	*	4.5 4.2#
7	1.0055 1.0090#	1.2781 0.9320#	N49.12°W N49.32°W#	1.2852 0.9404#	1.037 0.907#	19° 19°#	5.5 5.1#
8	1.0184 1.0195#	0.8661 0.8634#	N50.62°W N49.02°W#	0.8820 0.8802#	0.867 0.815#	*	4.6 4.4#
9	1.0180	1.1712	N41.86°W	1.1922	1.168	7°	6.3
10	1.0364	1.0519	N43.08°W	1.0901	0.963	13°	5.2
11	1.0221	1.1399	N44.07°W	1.1651	0.722	18°	3.9
12	1.0367	1.0521	N41.32°W	1.0908	*	19°	*
13	1.0395	0.8438	N27.91°W	0.8772	*	*	*
14	0.9276	1.2441	N39.00°W	1.1540	*	*	*

* : 未至堤前

: - 5 m 及 - 6 等深線規則化計算結果

三、地質調查與分析

3-1 地形調查

台中港位於大甲溪與大肚溪之間，由於風向關係，冬季吹東北季風，夏季吹西南季風，北防波堤以北之等深線除碎波帶頗為均勻，並且約略與海岸線平行，至南防波堤以南海域之等深線則因每年大肚溪洪水期間挾帶沙泥而下，至出海口遇西南季風，而擴散至南防波堤與河口之間，以致造成今日該海域等深線西南—東北走向，並且顯示其凹凸不平如鋸齒狀之海底地形。此類地形在東北波向來襲時，折射係數及淺化係數變化頗大，容易造成波能量集中或分散的物理現象。

台中港附近海域海灘坡度頗為平緩，根據本局勘測隊綜合數年等深線觀之，南防波堤以南零線及 -5.0 m 之變化，七十年至七十六年之間，大體而言，大多為退縮，明顯為冲刷海岸，其平均海床比降依水深變化列之如下（海堤第三標範圍）：

$$\begin{aligned} \pm 0\text{ m} \sim -5.0\text{ m}, S &= \frac{1}{134} \\ -5.0\text{ m} \sim -10.0\text{ m}, S &= \frac{1}{109} \\ -10.0\text{ m} \sim -15.0\text{ m}, S &= \frac{1}{187} \\ -15.0\text{ m} \sim -20.0\text{ m}, S &= \frac{1}{113} \end{aligned}$$

由於海流，沿岸流等作用，海堤延伸（向南）至某段距離，堤頭附近海域等深線在一年之內（一年勘測一次）便有明顯變化，一般言之，堤頭及其附近海床均有刷深現象，俟海堤延伸後，刷深部份又回復原狀。

3-2 地質調查

本港地質屬河川冲積層，本文所提鑽探範圍，包括全港區、鑽孔位置縱

橫間隔各約500公尺，鑽孔深度分55、40及15公尺四種，於民國68年、69年共計完成72孔。鑽探時，除作工地標準貫入試驗外，並以薄管或活塞取樣器採取不擾動土樣，提供土壤動態三軸試驗，以求取該土樣對動力反應之特性。並另取樣作一般物理性質試驗，包括比重、級配、含水量及稠性等。

所完成鑽孔均經辦理土壤一般物理分析試驗並將結果繪製柱狀圖及剖面圖，港區土層最厚為沈泥質砂土（SM）中夾沈泥質粘土（CL），沈泥（ML），不良級配砂土（SP）及粘土質砂土（SC）等薄層。砂粒粒徑平均 0.25 mm （ D_{50} ）其深度與土質承載力的關係如下：

- (1)上層：0～11公尺為疏鬆至緊密之沈泥質砂與沈泥質細砂，含有較粗之砂土層，其承載力每平方公尺約 $5.5\text{ T} \sim 16\text{ T}$ 。
- (2)中層：11～26公尺為中等緊密至緊密之沈泥質砂與沈泥質細砂，含有薄層之粘土，其承載力每平方公尺約 $22\text{ T} \sim 27\text{ T}$ 。
- (3)下層：26公尺以下為很緊密之沈泥質砂與沈泥質細砂層，其承載力每平方公尺約在 44 T 以上。各孔之地層大致相似，其N值從地表面下至—10公尺處， $N = 10$ ，內摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 。若超過—10公尺以上 $N = 30$ ， ϕ 則為 35° ，單位體積重量大約為 $r = 2.0\text{ T/m}^3$ 。

根據試驗報告繪製深度與標準貫入試驗N值關係，如圖8，而港區地質鑽探成果表則示於圖9。從標準貫入試驗N值，土壤相對密度及動力三軸剪力試驗結果分析，港內土層液化潛能區則示於圖10，海堤位置位於SS—46鑽孔附近，液化潛能區局部位於—6.0公尺至—10.0公尺之間，薄層對於堤身安全應無影響。

本港構造物設計震度係根據中國工程師學會土木工程手冊所訂之台灣省各地水平地震係數（K）圖而計算，自新竹以南至台南地區K值使用0.15。

海堤海測邊坡使用1：1.5時，斜坡上破壞面之安全係數在地震時達到1.2以上，為提高破壞滑動圓之安全係數地震時達到1.0以上，海側拋石之內摩擦角在 40° 以上，此目標甚易達成，故邊坡使用1：1.5時（水下使用1：2.0）顯屬可行。

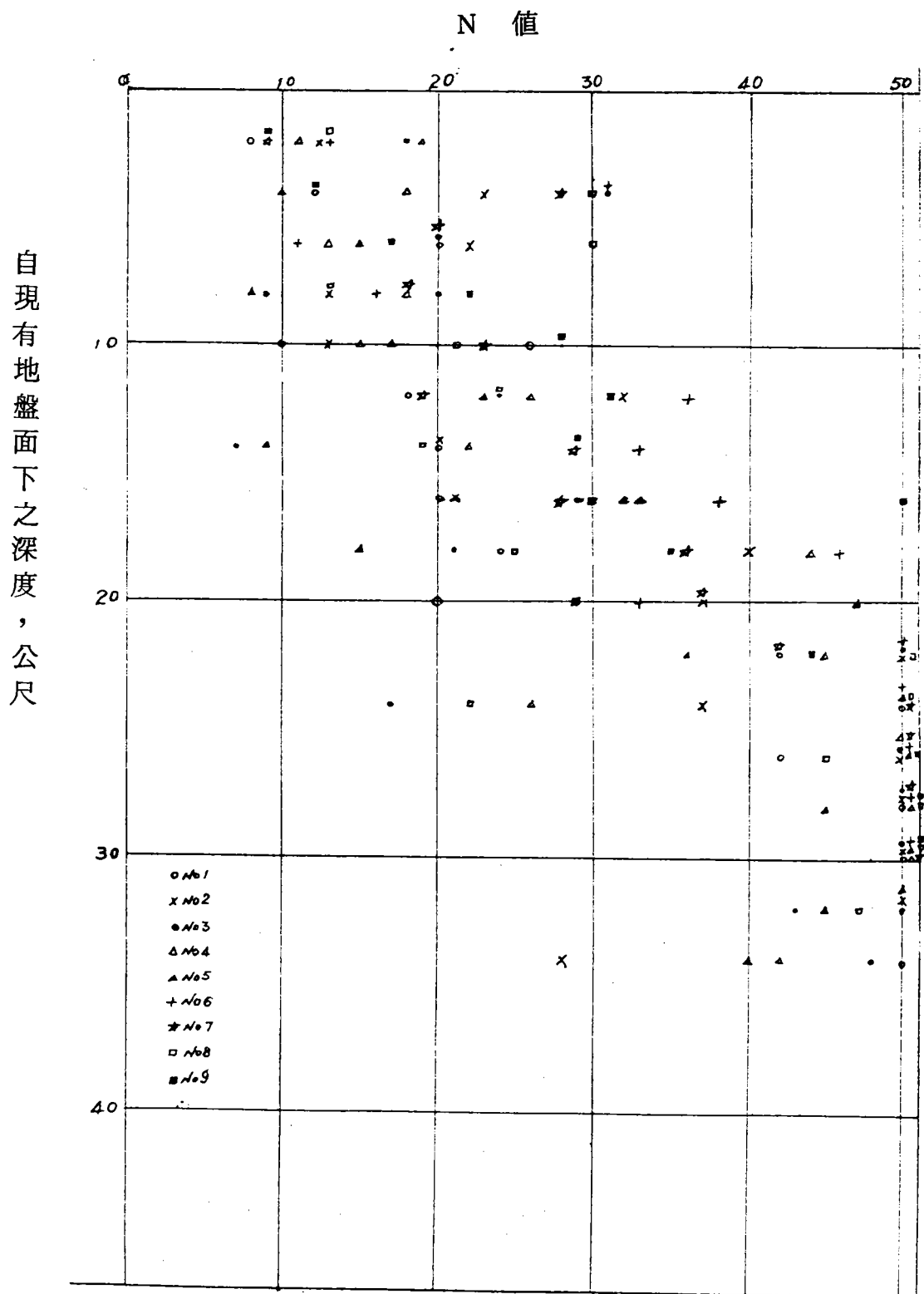


圖 8 深度與 N 值之關係（北側碼頭線）

鑽 探 部 份					試 驗 部 份														
試 探 編 號	標 高 (公尺)	深 度 (公尺)	柱 狀 圖	標準貫入試驗						土 壤 分 類	自 然 含 水 量 %	比 重	土 地 密 度 g/cc	孔 隙 比 e	液 性 限 度 L.L.	塑 性 限 度 P.L.	塑 性 指 數 P. I.	無 側 限 壓 縮 強 度 T/SF	容 許 載 重 量 T/SF
				30.5cm 打 擊 次 數	N 值														
	+2.76	0		18						SP	28.01	2.665	1.954	0.746	-	NP	-	-	-
S-2				18						SP	25.13	2.683	2.006	0.674	-	NP	-	-	-
S-3		5		19						SP-SM	24.28	2.683	2.020	0.651	-	NP	-	-	-
S-4				21						SP	22.18	2.687	2.057	0.596	-	NP	-	-	-
S-5		10		14						SP-SM	20.96	2.687	2.079	0.563	-	NP	-	-	-
S-6				18						SP-SM	22.52	2.691	2.053	0.606	-	NP	-	-	-
S-7				25						SP-SM	20.73	2.682	2.081	0.556	-	NP	-	-	-
S-8		15		16						SM	22.43	2.689	2.054	0.603	-	NP	-	-	-
S-9				43						SP-SM	19.91	2.700	2.105	0.538	-	NP	-	-	-
S-10	+7.24	20		50						SP-SM	20.77	2.693	2.086	0.559	-	NP	-	-	-
		25																	
		30																	
		35																	
		40																	

※備註：1.容許載重量以方形基脚寬5英尺計算。

2.本表用於土壤鑽孔。

圖 9 台中港區地質鑽探成果表

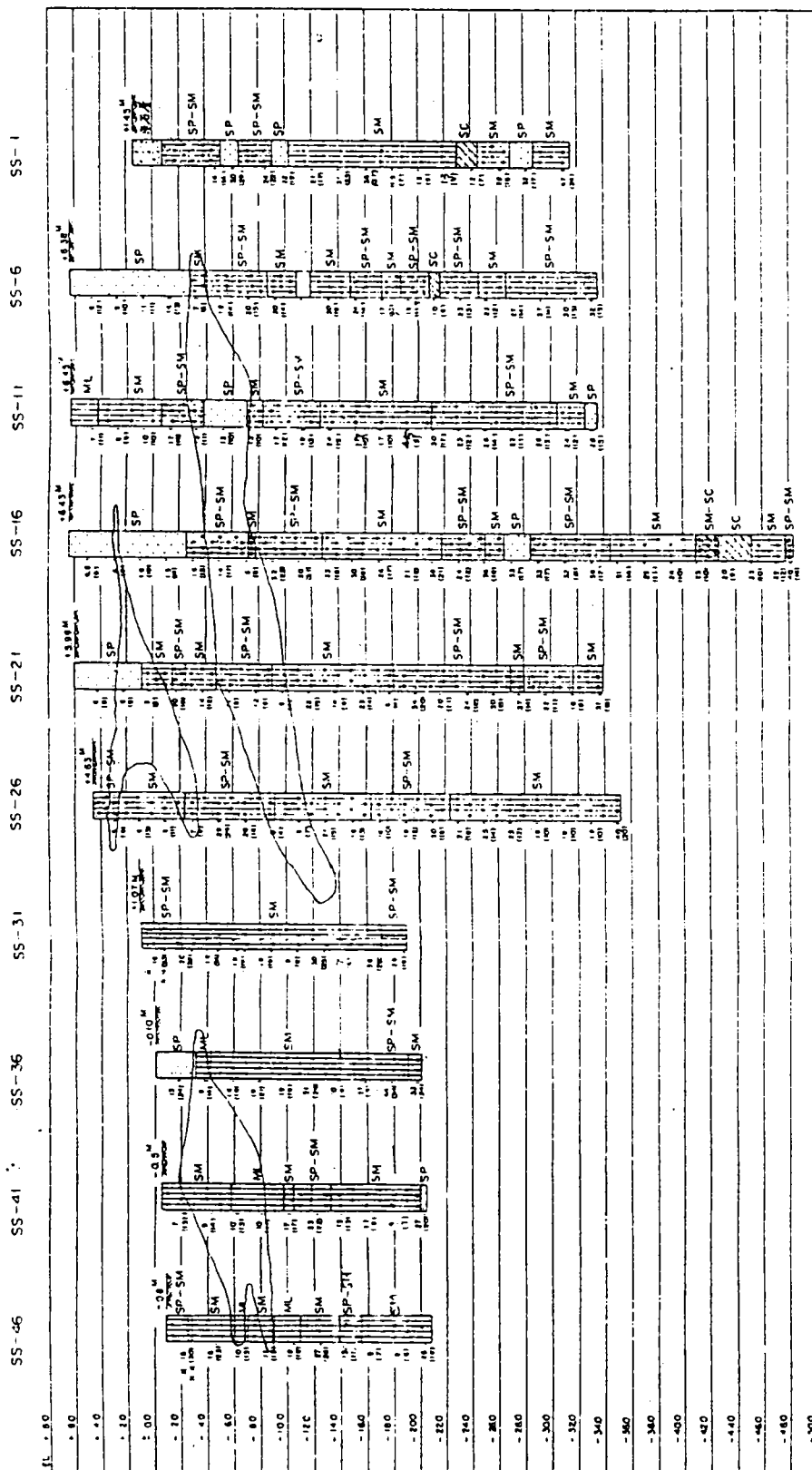


圖 10 地層剖面及土層液化潛能圖

30 - SPT N 值
(21) - 修正後之 N 值
一 液化潛能區

四、海堤堤身斷面設計

4-1 海堤堤頂高及消波工頂高之決定

海堤依設置目的可分為高潮對策、波浪對策、侵蝕對策三種，而且其目的均為防止海水侵入堤內新填地。

台中港潮位差變化雖大，但異常潮位僅有0.8 m 應以波浪對策為主要支配因素，另因南北防波堤完成，海岸輸沙不平衡，必須考慮侵蝕對策。

海堤設計最重要之問題，係在決定堤頂高度。此一高度應依堤體高非僅指堤體頂高一項而已尚包括消波工，胸牆工，以及其他凡能有效地防止海水侵入或越波之構造物頂高均為其對象。

堤體安全必要之堤頂高即為阻止波浪實質部分侵入之高度，而一向已被採用之觀念為：

- (1)採取以有義波（ $H \frac{1}{3}$ ）所計算之溯上高加於計畫潮位再加餘裕高。
- (2)計算溯上高時採用下列溯上係數（ R / H ）比例值：

$$\text{傾斜堤 } R = 1.0 \sim 2.5 H_s, \quad R = \frac{1.35 H_s}{\sqrt{\cot \theta}} \quad (\theta \text{ 為斜坡角度})$$

- (3)堤體頂端，前後斜坡均期望以混凝土充分加強保護為宜。

但最近因腹地使用價值提高而使堤內越波災害問題表面化，故非單以不破壞堤體為滿足而儘可能減少越波災害所需之堤頂高之問題亦已併入於上述保全問題一併作原則性討論。欲減少越波量即必須增加堤頂高。

茲將容許越波流量述之如下：

容許越波流量，不僅影響堤體各項條件及構造形式之選定，且為腹地利用形態之重要考慮因素。合田氏依據上述期待越波流量（ $q_e \times p$ ）之想法調查推算過去受災之日本海堤，護岸之越波流量結果，認為容許越波流量應為 $0.05 \text{ m}^3/\text{m} - \text{sec}$ 之內，使用該數據時，必須注意以於堤內設置排水溝為前題以及於颱風受災為例為推定之根據，故其值甚接近實際災害界限之數值。因由颱風所引起波浪持續時間較短，由持續時間甚長季節風所起波浪

之適用時必須採用較低於上述之值。因此本港決定容許越波量爲：

季節風： $0.007 \text{ m}^3/\text{m sec}$ 以下

颱風： $0.03 \text{ m}^3/\text{m sec}$ 以下

消波工頂高之決定如下：

合田氏於其「期待越波流量」一文中，定出消波工頂高與堤頂高間之關係如下：

$$R' / R > 0.5$$

R' = 自設計潮位至消波工頂之高度

R = 自設計潮位至堤頂之高度

本設計採用 $R' / R > 0.5$

4-2 海堤構造

南海堤後腹地爲供港埠用地及工業用地，其利用價值極高，當應避免堤體破壞或大量越波以免影響港埠設施及工業生產之降低。因此海堤能力需極高。

考慮堤後工廠越波飛沫影響則不可接近海堤法線建廠。而必須保留相當寬度之道路及綠地帶。

如堤頂較高則堤體寬必然加大，致使減少利用面積，故堤斷面應綜合考慮。初步設計基本觀念中必須選擇便捷急速施工之方法。如以組合數種工法而完成堤體時應採取各個可獨立施行工法之組合。且受災時可將災害限制於局部並可使補修簡單爲要。

根據上述理由南海堤構造型式擬採取消波工以達堤體安定，越波量減少及堤頂高降低之期望，爲施工之迅速堤基頂定 $E L + 6.84 \text{ m}$ ，拋石基礎因達 $+ 6.84 \text{ m}$ 之高，且因急速施工無法充分施行夯實需考慮完工後之沉陷由以上原因決定堤頂高爲 $E L + 13.0 \text{ m}$ ，消波工頂高爲 $+ 10.78 \text{ m}$ ，設計圖示於圖 11。

消波工使用 12.5^T 之菱形塊，以 1 : 1.5 坡度整拋兩層並爲防止侵蝕，用 500 ~ 1000 公斤之塊石鋪於型塊底層，以防內部卵石不致被吸出，堤體背面承受越波流量之頂高爲 $E L + 8.50 \text{ m}$ ，設波度冀使越堤海水能迅速排出

33

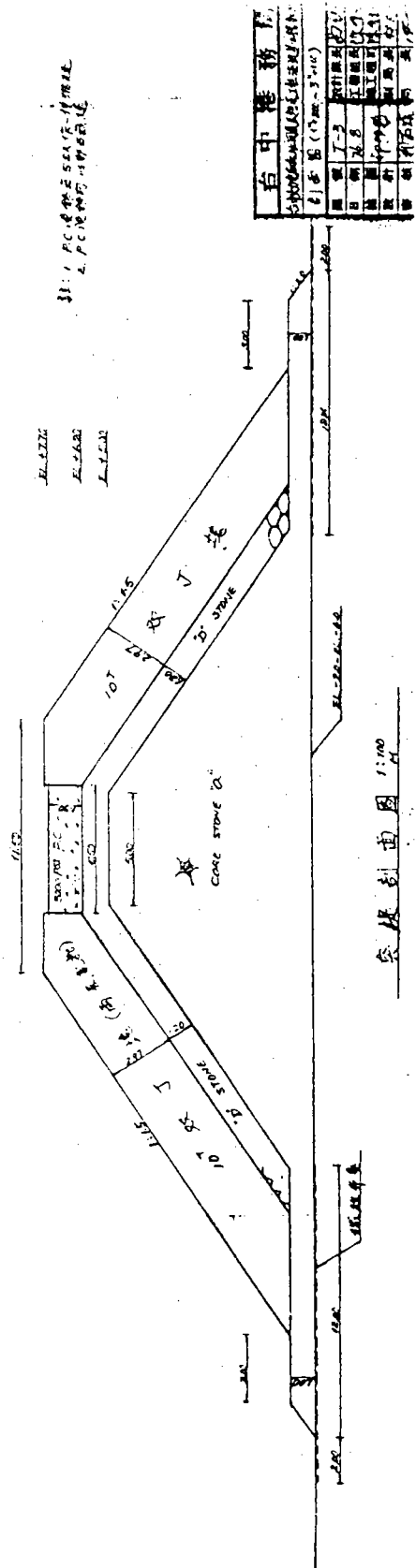
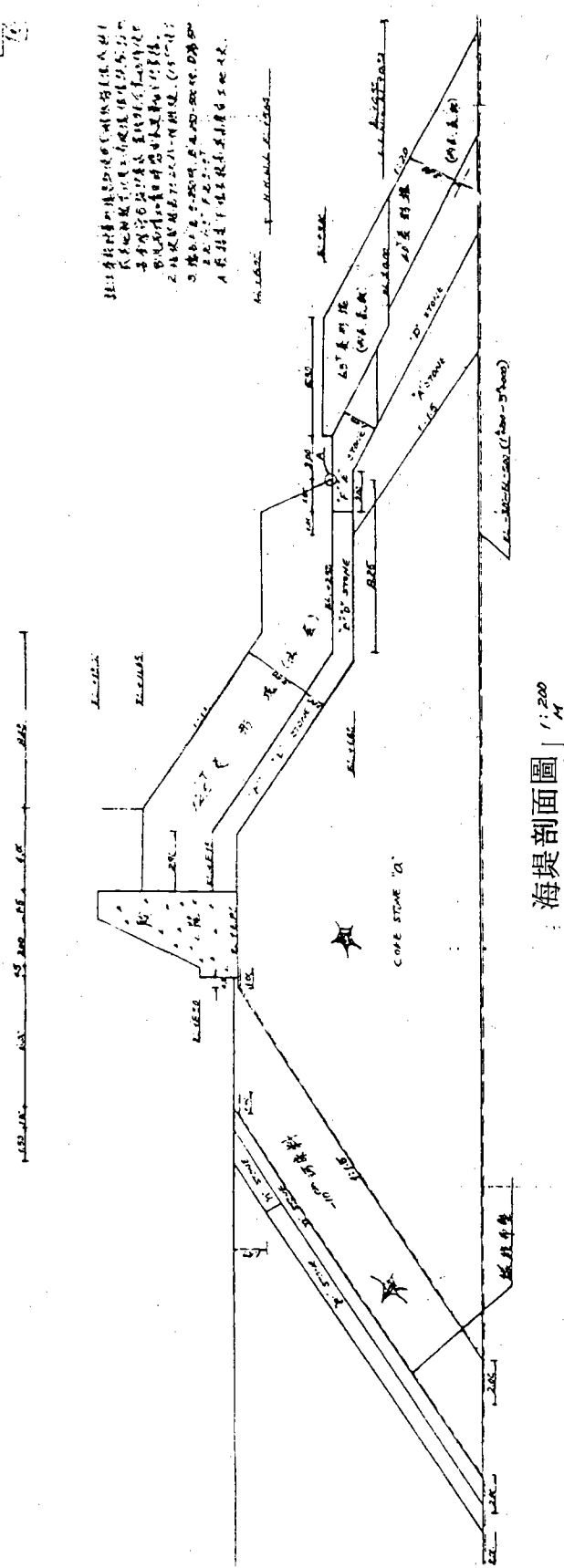


圖 11 海堤突堤設計剖面圖

，堤後排水溝擬設管涵使越波之海水流向港區。

4-3 消波異形塊重量計算

(1) 季節風波浪

根據以往及近年文獻資料，台中港外海示性波高 4.0 m 以上佔全年波浪之 0.82% ，故季節風設計波高可取 $H_{1/3} = 4.4\text{ m}$ ， $T = 9\text{ sec}$ 。

本設計消波型塊採用菱形塊， $K_D = 8.3$ （季節風） ~ 12 （颱風）
根據Hudson 公式：

$$W = \frac{r_s \times H_{1/3}^3}{K_D \left(\frac{r_s}{r_w} - 1 \right)^3 \cot \theta}, \quad \cot \theta = 1.5$$
$$= \frac{2.35 \times 4.4^3}{8.3 \times 1.28^3 \times 1.5} = 7.6^T$$

(2) 颱風波浪

根據井島氏對於台中港 20 m 水深及 20 年頻率之詳細颱風波浪推算值及實測值，波向NNW， $H_{1/3} = 5.8\text{ m}$ ， $T = 9.9\text{ sec}$ ，而波向NW； $H_{1/3} = 5.4\text{ m}$ ， $T = 9\text{ sec}$ ，考量兩者波高， $H_{1/3} = 5.4\text{ m}$ 較垂直於堤身能量較強，該波浪經折射淺化後至堤前（ $EL - 4.0\text{ m}$ ）， $K_r \cdot K_s = 1.05$ （取較大者）則水深 -4.0 m 處設計波高 $H_{1/3} = 5.4 \times 1.05 = 5.7\text{ m}$

消波型塊重量：

$$W = \frac{2.35 \times 5.7^3}{12 \times 1.28^3 \times 1.5} = 11.3^T$$

(3) 堤前波高數值推算

從上述堤前波高數值推算，了解因水深 -5 m ， -6 m 甚至 -7 m 等深線變化太大，而造成局部地區（如 $1^k + 700$ 附近）波能量集中檢討波浪折射圖及堤前波高，設計波高採用 5.4 m ，較為保守

$$W = \frac{2.35 \times 5.4^3}{10 \times 1.28^3 \times 1.5} = 11.7^T$$

由以上三項計算，使用消波型塊 $W = 12.5^T$ 型

(4) 海側護坦下之消波塊重量計算：

護坦高 $E L + 2.50$ ，坡度 $\cot \theta = 2.0$

波浪經護坦前方，必須碎波，為安全計，使用 $\frac{H_b}{d} = 0.7$ 計算

$$H_b = 6.5 \times 0.7 = 4.5^m$$

$$W = \frac{2.35 \times 4.5^3}{12 \times 1.28^3 \times 2.0} = 4.2^T, \text{ 使用 } 6.3^T$$

4-4 突堤（丁堤）消波型塊抗浪計算

突堤之堤頂高程定為 $E L 7.70$ 其施工方式不能比照海堤施工，因為兩邊型塊要以水下整拋方式頗有困難（施工費用增加很大），因此型塊採用亂拋方式，根據 *shore protection Manual Vol II 1984*；若採用雙丁塊，其穩定值如下：

$$\text{堤身} \begin{cases} \text{碎波 } K_D = 15.8 \\ \text{非碎波 } K_D = 31.8 \end{cases} \quad (\cot \theta = 2.0)$$

$$\text{堤頭} \begin{cases} \text{碎波 } K_D = 8 \\ \text{非碎波 } K_D = 16 \end{cases} \quad (\cot \theta = 2.0)$$

本突堤設計考慮容許越波，在最高潮位時，約有 3^m 波浪越過丁堤，因此取 $H_b = 5.0^m$

(1) 堤身型塊重量

$$W = \frac{2.35 \times 5.0^3}{15.8 \times 1.28^3 \times 2.0} = 4.4^T$$

(2) 堤頭型塊重量

$$W = \frac{2.35 \times 5.0^3}{8 \times 1.28^3 \times 2.0} = 8.69^T \quad \text{使用 } 10^T \text{ 雙丁塊}$$

4-5 波壓、波力、斷面安定及海床基礎承載力

(1) 碎波時，波壓之計算使用廣井公式，波浪作用於堤身之角度 $\beta = 15^\circ$

$$P = 1.5 W H \cos^2 \beta, \quad H = \text{設計波高}, \quad W = \text{海水比重}$$

$$P = 1.5 \times 1.03 \times 5.4 \times \cos^2 15^\circ = 7.8^T / m^2$$

海堤單位寬度所受之波力為（斜坡長 29 公尺）

$$Pa = 7.8 \times 29 = 226^T / m$$

堤身單位寬度重量

$$W = (6 + 55) \times 15 \times \frac{1}{2} \times 1.5 = 670^T / m$$

$1.5^T / m^3$ 為卵石，塊石在水上及水下（包括空隙）平均比重

若 $\mu W \geq Pa f$ 則為安定， μ = 摩擦係數， f = 安全係數 = 1.2

$$\mu = 0.8, \text{ 則 } 0.8 \times 670 = 536^T / m > 1.2 \times 226 = 271^T / m$$

(2) 海床單位面積承受重量 $P = 670 / 55 = 12^T / m^2$

海床允許承載重，使用 Terzaghi 公式計算：

$$qa = \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot Nr$$

因 $\phi = 30^\circ$ ，查 Terzaghi 承力因素表得 $Nr = 8$ ， $\beta = 0.5$ ，

$$r = 1.0^T / m^3, \quad B \text{ 為堤頂寬}$$

$$\text{則 } qa = 0.5 \times 1.0 \times 8 \times 8 = 32^T / m^2 > P$$

五、海堤斷面安定模型試驗

5-1 緣由

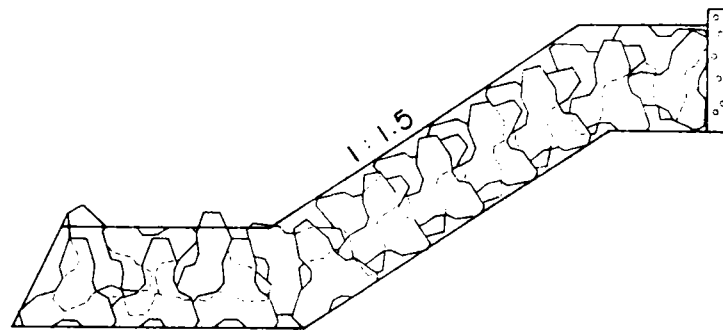
目前在工程應用上最常被使用於估算消波塊體之安定重量計算式為 1959 年 Hudson 所提出之修正式：

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_d \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

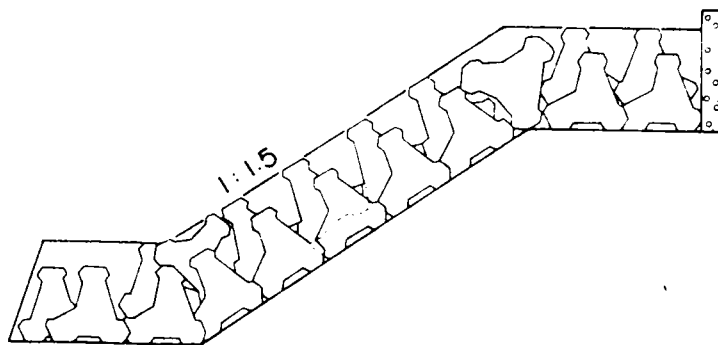
W = 消波塊重量， γ_s = 混凝土單位體積重量， γ_w = 海水之單位重量， $\cot \alpha$ = 斜坡堤堤面坡度， H = 堤前坡高，而 K_d 即為安定係數。由於上式計算安定重量簡單方便，目前雖被廣泛應用，但遺憾的是此式並未考慮能直接影響消波塊安定重量之波長 L 及水深 D 二大因素，因此往往於長週期波浪侵襲下未能滿足安定重量而發生破壞情況，而於短週期波浪作用下却嫌重量過剩之情形，以致於完成斷面設計後，施工前，仍需藉水工模型試驗予以檢核該設計斷面之安定性是否能符合要求，再依試驗檢核結果修正設計，如此方能安然施工。再者消波塊體安定重量除受此等波浪條件所左右外，亦與結構物之斷面型式，堤面坡度，消波塊排列方式，堤頂高度，堤面透水性及粗糙度等均有關連，實非如上公式僅為堤前波高 H 及堤面坡度 $\cot \alpha$ 兩因素所能完全主宰，此乃 Hudson 公式缺失之處，因此僅能利用於最初步概略估算安定重量時之參考。

另穩定值 K_d 在某一同類型消波塊，其值並非書本上及廠商型塊介紹手冊上所列之穩定值，根據成功大學水工試驗室在受委託元鼎塊測試 K_d 值時，在同樣消波塊排列及同坡度在同波浪週期受測下， 5^T 的 K_d 值，為 19， 7^T 的 K_d 值為 15， 10^T 的 K_d 值為 14， 12^T 的 K_d 值為 14，而 15^T 的 K_d 值則為 18，可謂變化極大。因此我們應認為 K_d 值只是一個參考值而已，並不能完全相信用來計算，因此設計完成之堤身斷面實有作模型試驗測試其安定性之必要。

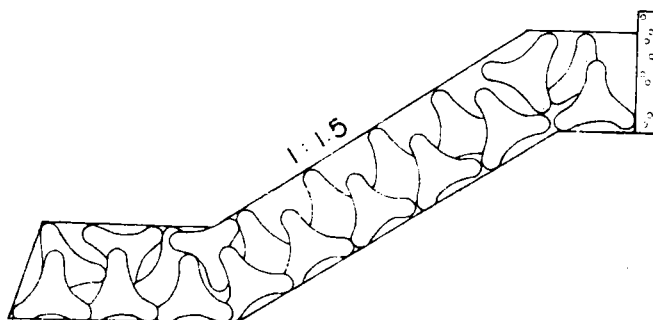
茲將海堤海側護面型塊（分別為協克塊、林克塊、菱形塊）三種（如圖 12）設計圖（先以 8^T 級型塊）作模型試驗，以檢討其優劣。



(a) 協克塊排列斷面圖



(b) 林克塊排列斷面圖



(c) 菱形塊排列斷面圖

圖 12 各種消波塊排列斷面圖

5 - 2 試驗結果

一般將消波塊之穩定情況分成五級，各級標準說明如下：

一級安定：配置後消波塊全部不動。

二級安定：有少數消波塊移動位置，但個體平均位置不變。

三級安定：有少數之消波塊移動位置，但全體消波塊仍屬大致安定。

四級安定：消波塊緩慢而連續之移動，直至消波塊覆層全部遷離原位，呈現零亂狀態。

五級安定：消波塊於極短時間內，即全部被打散。

在上述五種穩定情況中，屬於四級或五級安定者，均為不合格之消波塊，在工程上不能採用。該五等級安定標準乃丹麥Michael, Burcharth 及 Larsen 於 1975 年試驗所定。

各種消波塊在各種不同颱風波浪條件作用下，經 15 分鐘（現場為 1.4 小時）後，其穩定情形說明如下：

試驗時，共分四類，一為平均高潮位，波高 6.2^m （原型）之情況，二為平均高潮位，波高 5.8^m 之情況，三為最高高潮位，波高 6.2^m 之情況，四為最高潮位，波高為 5.8^m 之情況，試驗過程中，三種型塊排列均經過 8 秒、9 秒、10 秒、11 秒、12 秒等五種不同週期波浪之沖擊，如照片一、二、三及四，其安定等級如表 9，及表 10，又各種試驗條件之試驗結果分述如下：

Case 1：造波 20 分鐘後，消波塊均無變動及搖晃現象，造波終了（30 分鐘）林克及菱形塊前列稍有移動，但不明顯。大致上整個堤體在造波後呈現穩定情況。

Case 2：造波期間，消波塊有搖晃現象，造波後林克、菱形塊脫落，協克塊未移動。

Case 3：造波 30 分鐘後發現，協克塊流失 2 個，林克塊脫落較為嚴重，有 12 個流失，菱形塊有 4 個移動，堤體很明顯受到波浪的破壞。試驗中有越波現象。

Case 4：造波 20 分鐘時，協克塊前排有 2 個搖晃，且向前稍有位移，林

表 9 最高高潮位，波高18.1cm(5.8m)
各種消波塊穩定情形

週 期	消 波 塊	穩 定 情 形
1.4sec (8sec)	協 克 塊	二 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
1.6sec (9sec)	協 克 塊	三 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
1.8sec (10sec)	協 克 塊	三 級 安 定
	林 克 塊	三 級 安 定
	菱 形 塊	三 級 安 定
1.9sec (11sec)	協 克 塊	二 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
2.1sec (12sec)	協 克 塊	三 級 安 定
	林 克 塊	三 級 安 定
	菱 形 塊	三 級 安 定

表 10 最高高潮位，波高 19.4cm(6.2m)
各種消波塊穩定情形

週 期	消 波 塊	穩 定 情 形
1.4sec (8sec)	協 克 塊	二 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
1.6sec (9sec)	協 克 塊	二 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
1.8sec (10sec)	協 克 塊	二 級 安 定
	林 克 塊	二 級 安 定
	菱 形 塊	二 級 安 定
1.9sec (11sec)	協 克 塊	三 級 安 定
	林 克 塊	三 級 安 定
	菱 形 塊	三 級 安 定
2.1sec (12sec)	協 克 塊	三 級 安 定
	林 克 塊	三 級 安 定
	菱 形 塊	三 級 安 定

克塊有一個脫落，造波後三種消波塊均有些微移動，屬於二級安定。

Case 5：試驗中有微小的越波現象，造波後三種消波塊均有明顯的位移現象。

Case 6：造波完後，消波塊均無移動，呈現穩定狀態。

5-3 討 論

本段海堤使用 8^T 型消波塊經模型試驗後，各種狀況均呈現二至三級安定，主要是護坦靠海前端消波塊皆有搖晃現象，因此試驗結果受委託單位建議台中港採用 10^T 以上消波塊，本局考量火力電廠為國家重大建設，必須有 50 年以上迴歸週期之安全設計，故消波型塊採用 12.5^T 菱形塊。

照片 1 至 4 為消波塊水工模型試驗情形：



照片 1 各種消波塊之模型佈置

(H_o : 18.1 cm , $T = 1.41$ sec , 護坦鋪碎石)



照片 2 造波後各種消波塊的穩定情形
(H_0 : 18.1 cm , $T = 1.41$ sec , 護坦鋪碎石)



照片 3 波浪在堤前碎波情形



照片 4 波浪越波過胸牆

六、海堤沖刷與防制對策

6-1 緣 由

海灘乃波浪能量最有效之天然消能體，海灘本身經波浪長期作用後形成爲最具消波性之安定而平衡之形狀，最好不可以人爲方法對海岸加以激烈之改變，如構築直立壁或建設長突堤、防坡堤則波浪狀況改變必使海岸地形發生大規模之變動，使本地區或鄰近地區發生預期不到之不良影響。

人爲的長突堤或防波堤完工後，被沿岸流帶走的漂沙如無相當數量之土沙補給，必然因波浪作用發生侵蝕，故漂沙不可將其完全阻斷，否則其下游面必然發生嚴重侵蝕現象。考慮防止海岸侵蝕對策，其方法有：

- (1)人工養灘 (artificial beach nourishment) 。
- (2)構築防沙堤 (groin)，導流堤 (jetties) 。
- (3)構築離岸堤 (offshore breakwater) 。
- (4)構築護岸或海岸堤防 (seawall) 。
- (5)護基工程。
- (6)基礎工程。
- (7)纖維布墊或瀝青墊。

在考慮對策之前，應先就支配漂沙之因素，詳加調查，其內容應包括：

- (1)海岸一般狀況。
- (2)侵蝕或堆積進行之程度及範圍。
- (3)漂沙來源及特性。
- (4)漂沙方向數量及其特性。
- (5)漂沙之主要原因及其外力。

然後確立具體之防止方針。

茲將上述(1)(2)(5)(6)(7)項作一簡單說明。

6-2 人工養灘

利用浚渫或挖掘土沙以船隻、車輛或幫浦等人為方法，並盡可能利用風力、波浪、水流等自然力造成海灘，改善或維護，使海灘免受侵蝕者，稱為人工養灘，如有充分之土沙補給來源，此種方法為最佳而應優先考慮之海岸侵蝕防止方法。侵蝕地區如有輸沙來源用以形成消殺波能之海灘則地形變化必減小，再輔以突堤工程更有成效。採用人工養灘時必須了解漂沙方向，補給土沙量及其性質，海灘安定比降，土沙補給場所等。補給土沙量之估計通常可由漂沙量及補給沙粒經分佈及安定海灘比降推算。通常補給土沙時均有增加漂沙量之趨勢，而粒經小之補給沙因易被流往外灘，故養灘效果較差勢必增加補給沙量。

1935 年美國於加州 Santa Barbara 海岸以浚渫船投下約 202,000 立方碼之土沙於 20 ft 水深之外灘開始人工養灘工程以來，東西兩岸紛紛仿效，成果良好。（如圖 13 及圖 14）



圖 13 人工養灘前



圖 14 人工養灘後

6-3 防沙堤

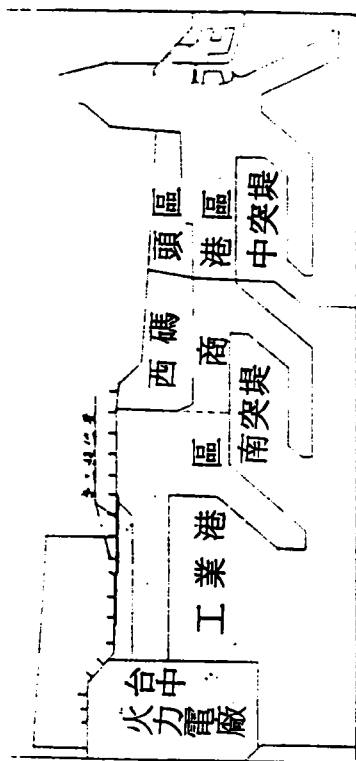
防沙堤為突出海岸之海岸保護工程，用以捕捉漂沙，減小海岸侵蝕、保護或促成海灘之成長安定海岸線之細長結構物，又稱突堤或丁堤。其高度在海灘水平段最高不超過最少發生暴潮最高水位加上最大波浪溯升高。

要決定防沙堤長度，應先估計防沙堤兩邊安定海灘斷面，如：

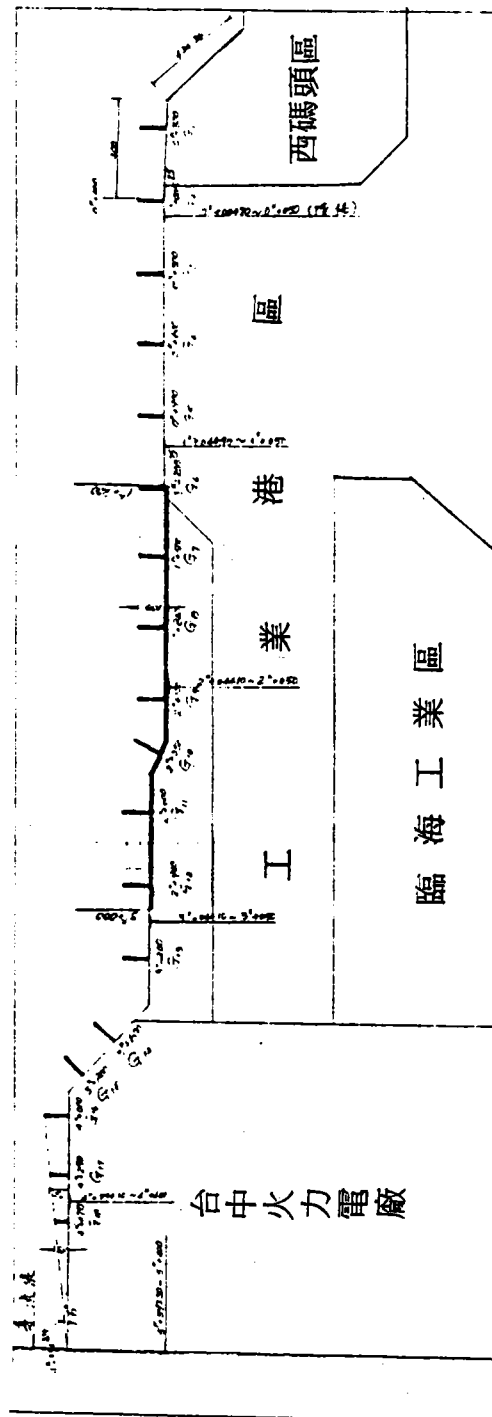
- (1) 原有海灘斷面及漂沙量。
- (2) 繪製卓越波向之折射圖。
- (3) 決定防沙堤上游面海灘最小寬度。
- (4) 防沙堤完成後，最後之灘線 $m n$ 線大致垂直於波向線。

防沙堤羣（突堤羣）之堤與堤之間隔視堤身長度及預期之阻沙量而定。長度與間隔必需互相配合，使防沙堤上游側之淤沙正好達到上游防沙堤之基部，並有相當餘地保持最小沙灘寬度，不使土沙自堤基繞過流入下游側，其間隔通常為灘頂至水中部份之長度之 2 ~ 3 倍。間隔過大則兩防沙堤間不易形成渦流，沿岸流流入中間將土沙帶出反會發生侵蝕。

台中港建港初期，南海堤原設計有丁堤 6 支，每支丁堤長 200 公尺，間



海堤位置索引圖



海堤第三標暨堤羣位置圖 1:10,000 M

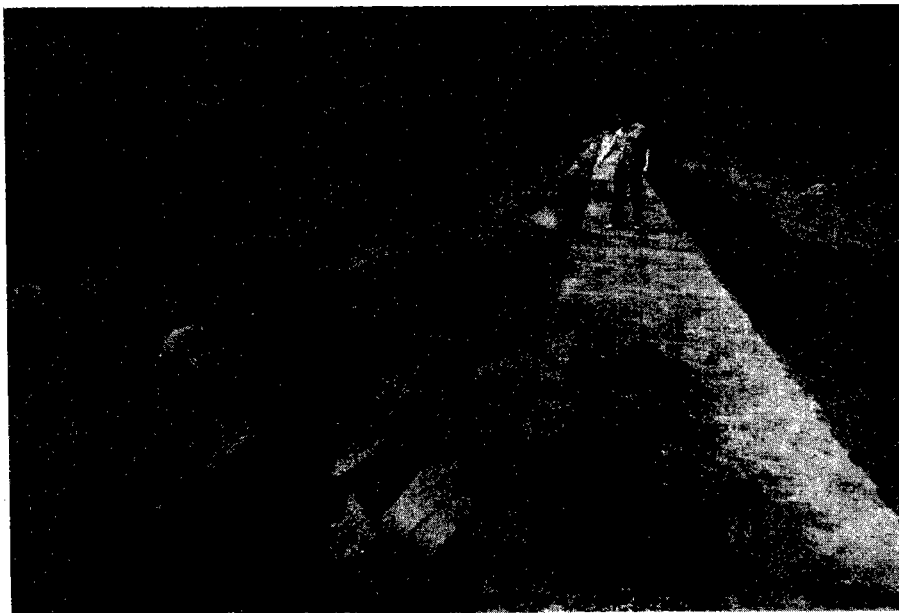
圖 15 突堤配置圖

台中港務局	
本局承辦工程 (17,200~5,000)	
圖名	海堤第三標暨堤羣位置圖
圖號	17,200~5,000
比例	1:10,000
日期	1954.12.1
繪圖	林文雄
校對	林文雄
審核	林文雄
備註	

海堤第三標

距 250 公尺，因當時建港經費不足，又經專家建議，乃將該 6 支丁堤取消。十年來，由於南北防波堤施工完成，海岸輸沙不平衡，南海堤 4 公里沿岸共冲刷 400 萬立方，尤以距南防波堤 2 公里處冲刷最烈。該飄沙全為沿岸流帶走，計每年約帶走 40 萬方，以致 75 年艾貝颱風來襲時，商港區部份海堤堤址受損。本次設計為確保電廠附近深水海堤堤址安定及堤身安全，於工業港區部份海堤（6 公里）構築突堤 18 支，有關海堤及突堤配置如圖 15。突堤的設計配置暫時依照永井的實驗報告，其防沙堤間隔與長度之比為 3：1，實際情況須俟港研所模型試驗結果再修正之。

去年為防止颱風來襲舊海堤再次受損，乃於南防波堤以南約 3 公里處，作試探性養灘，養灘沙源抽自港內航道，去年共計養灘 40 萬方，如照片 5 及照片 6，目前南海堤之突堤，離岸堤及養灘計畫均委請港研所一併作治標或治本之全盤研究。



照片 5 人工養灘水力噴沙情形



照片 6 人工養灘後之沙灘

6-4 護基工程

海堤原則上應以護基工程保護，護基工程通常作海側護面或設置在基礎之前，以減少波力作用，防止沿岸海流之沖刷。通常一沖刷與供需平衡海岸建造堤防後會破壞海岸之平衡，堤前會發生沖刷等或有意外之變化，故原則上仍需作護基工程。

護基工程一般有下列幾種方法：

(1) 護基加固工程：

該工程必須接作在海側護面覆蓋之護基及基礎之前，不但應作成有彈性之構造，且應與護面覆蓋及基礎隔開，使能單獨下陷。此外護趾加固工程，不可因沖刷而傾移，且與基礎及覆蓋產生間隙。為防止由沖刷產生護基方塊之散亂，有鋪以小石子或鋪掃工，及瀝青墊等方式（如圖 16 及圖 17）。又軟弱地基時在鋪沙基礎，鋪掃工基礎上施予拋石（如圖 18），然後在上面作護基加固工程。

(2) 堆石護基加固工程：

通常均採取此種施工方法，惟取得大型塊石可能較為困難，因此僅在波浪

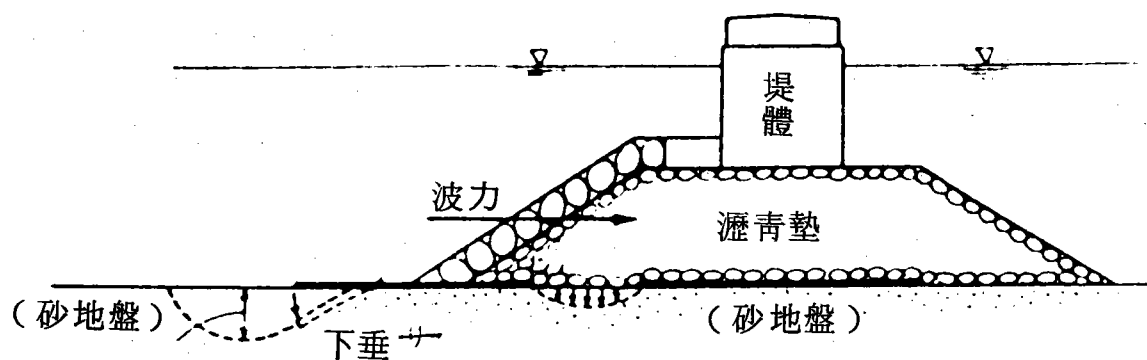
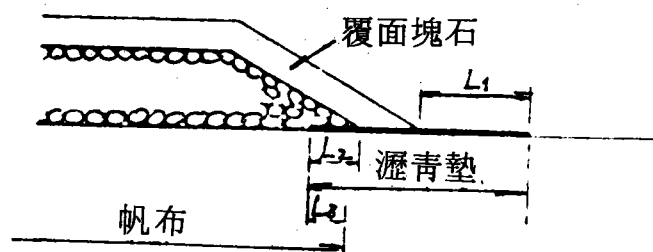
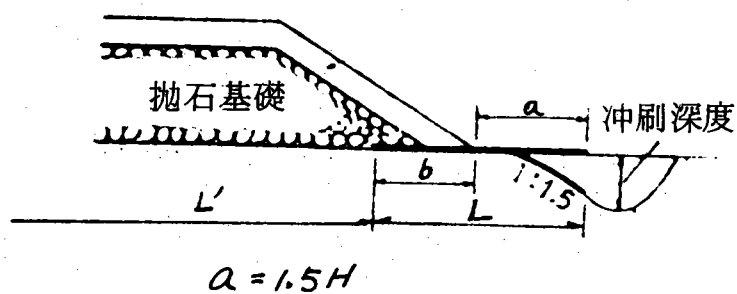


圖 16 防止堤趾基礎冲刷設計



	港外側	港內側
L_1	2.0m 以上	3.0m 以上
L_2	2.0m 以上	2.0m 以上
L_3	2.0m 以上	2.0m 以上

圖 17 海側堤趾瀝青墊之設計

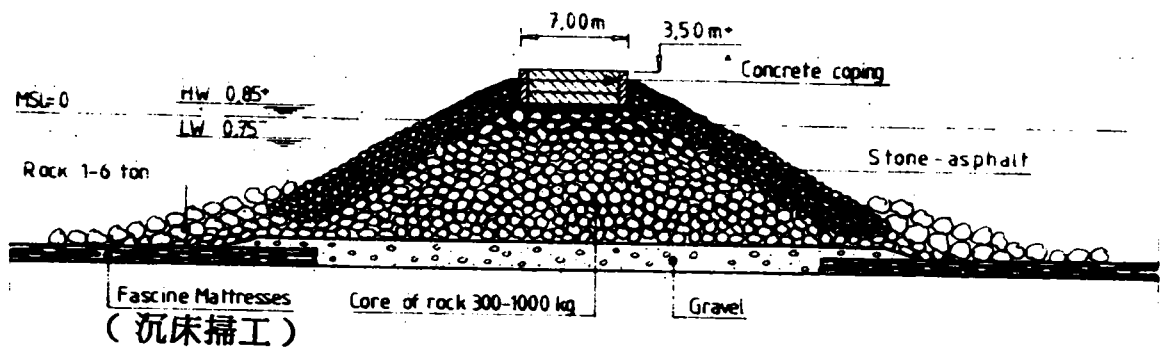


圖 18 海床基礎鋪掃工再拋以快石
(荷蘭阿姆斯特丹港)

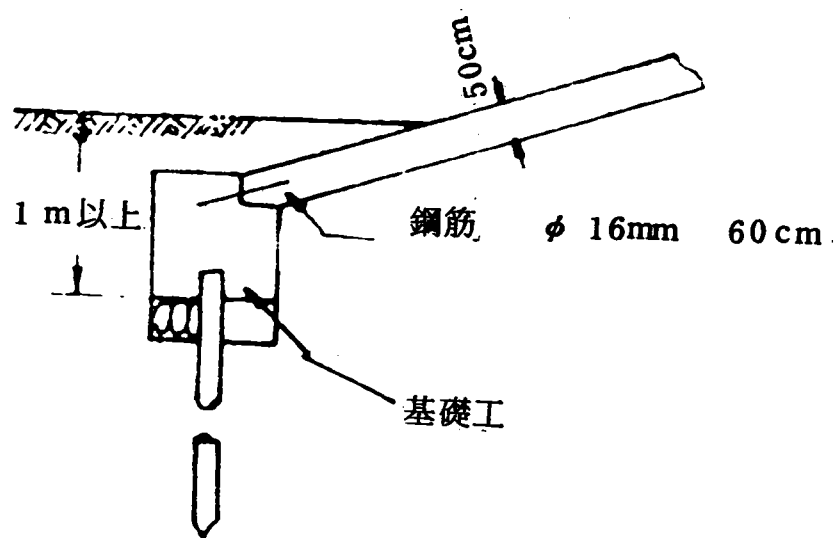


圖 19 海堤堤趾部份打混凝土樁構造

較小之處使用，堆石厚度 1 公尺以上，頂寬 2~5 公尺，護坡為 1 : 1.5 ~ 1 : 1.3。

(3) 混凝土方塊工程：

此種方法最近取代塊石廣被採用，使用之混凝土方塊有各種型式，因方塊空隙大，以與塊石與填充料等併用為宜。應採用大型之各種方塊且預先排

妥，以免散亂。尤其堤頭部份更易移動，應採用重量較大者，以免沖動。通常疊成二層，排疊寬度與塊石之情況相同。

(4) 堤趾打樁工程：

迎海堤堤趾部份，打混凝土護樁單排或兩排，上鋪塊石或灌接混凝土護面（如圖 19）此施工法施行於水深較淺處，水較深者，施工困難且費用高。

6-5 基礎工程

通常所謂基礎工程係指能安全承受上部結構之構造物，故海側護面覆蓋與堤身及越波設施之基礎等均可防止上部結構，結構之滑動及下陷。尤其在波力作用甚強之處，基礎前面受相當強烈沖刷，故施工時應埋入相當深度，以防沖刷。因此其結構視覆蓋材料之重量，基礎地盤之承受力，堤基前之水文條件等而決定。良好之地盤可採用混凝土或混凝土方塊基礎，不良基礎地盤用一種型式基礎不能完全承受上部荷重時，並用二種以上型式之例甚多。地盤極惡劣時用鋪沙、塊石或方塊、鋪掃工等方法作為基礎。

改善基礎地層有如下幾種方法：

- (1) 基礎泥層地質不厚時，以挖泥船挖除，以海沙換置之。
- (2) 基礎泥層較厚，且地處水底以下甚深，則於海底爛泥層上加鋪石塊一層，下置炸藥引爆，使塊石下沉，經二、三次以後，基礎壓力可以改善。
- (3) 地盤基礎較好，在水淺處可用場鑄混凝土基礎，在水深處可用混凝土塊基礎。
- (4) 基礎有管湧（piping）現象時，可使用打樁基礎（包括鋼板樁式，連續場鑄混凝土壁式）改善之。
- (5) 水深大時可用堆石，堆方塊甚或沈箱基礎工程，但沈箱基礎工程費高昂，實例亦少。

台中港海堤基礎為砂質土壤，混有微量之沈泥，海堤之沈陷量有限，依往年經驗，堤心及護面型塊完成一年後，俟沈陷穩定再澆鑄胸牆。上述各種護基工程，經費龐大，本海堤位置水深大，加以潮差大，水底下施工不易，完工日期無法控制，因此上述護基工程及基礎工程之各種施工方法僅提供參考。本海堤工程原考慮海岸沖刷設計有防沙突堤 18 支，並配合人工養灘，

使海岸能長久穩定，但最近又考慮台電灰塘往外擴展及本港外港之規劃等，本海堤有可能成為臨時海堤之可能。考慮上述之各項因素，無論突堤之興建與否，本設計認為採用纖維布墊較為恰當，海堤基礎鋪設纖維布墊，不但施工容易，也節省施工經費，與護基工程有異曲同工之功能，合乎本設計原則。有關不織布之使用於本章 6-5 節中敘述。

6-6 纖維布墊（不織布）之使用

6-6-1 功能

纖維布墊係採用連續性化學長纖維經針軋法製造而成，故具立體不規則孔道，良好的韌力，柔軟性和延伸性，在水利、防洪、港灣、堤防、邊坡、保護基礎、公路、隧道工程等使用。對於港灣海岸工程，其功能有四：

- (1)濾布 (Filtration)，它使陸側海水很快排除，不致漏沙。
- (2)分離作用 (Separation)，用來防止海底土沙顆粒滲入堤身中，使海堤各層結構，不失原來特性。
- (3)加強作用 (Reinforcement)，可以防止軟弱基礎剪力作用，防止基礎滑動。
- (4)防止冲刷 (Erosion Control)，海堤受波浪作用，堤身壓力梯度 (Pressure gradient) 各異，容易造成冲刷。不織布之鋪設可防止土沙被吸出。在堤趾處也可保護更多沙被冲刷。

6-6-2 材質與規範

根據中國國家標準 (CNS) 規範，土木工程用非織布之材質為聚乙烯、聚丙烯或聚酯等纖維，但未規定使用長纖維。聚乙烯因成本高，鮮有用於地工織物外，聚丙烯、聚酯纖維製造的不織布頗為國內工程界推崇使用，本港海堤第一，二標（全長 4250 公尺）曾根據 CNS 規範取最高抗拉強度 (160 KG) 使用結果並不理想，經過本局擴建處二年多來使用情形，在施工期間海堤堤身受波浪沖擊時，短纖維布墊由於塊石移動而磨損，本港工程人員並且發現在相同的抗拉強度要求下，短纖維非織布厚而重的，並不如長纖維薄而輕來得有韌性。本局曾委託工業技術學院做了許多試驗，證實厚而重的短纖維布墊比長纖維布墊差，又在長纖維之成品中又發現有上級品及次

級品（如圖 20 及圖 21），因此，本局認為要提高品質，必須在考慮重量控制，即在規範中增加了單位重量（如表 11）。

有關非織布之試驗結果綜合如下：

- (1)長纖維比短纖維性能佳，韌性強。
- (2)材質之起始抗拉強度較降伏強度更為重要，降伏抗拉強度過高並不表示材質之優越性。
- (3)在相同的抗拉強度要求下，長纖維薄而輕者比短纖維厚而重者之物理性能要佳。
- (4)長纖維中之次級品在規定單位重量（ $400\text{g}/\text{m}^2$ 以下）時，因抗拉強度不足，將受淘汰。
- (5)聚丙烯與聚酯在海水中浸泡一個月後，兩者強度並未減弱。
- (6)針軋法纖維布墊比熱熔法容易施工，如照片 7 及照片 8，熱熔纖維布墊在鋪設時，由於質輕且表面有油酯浮於水面，不易施工。

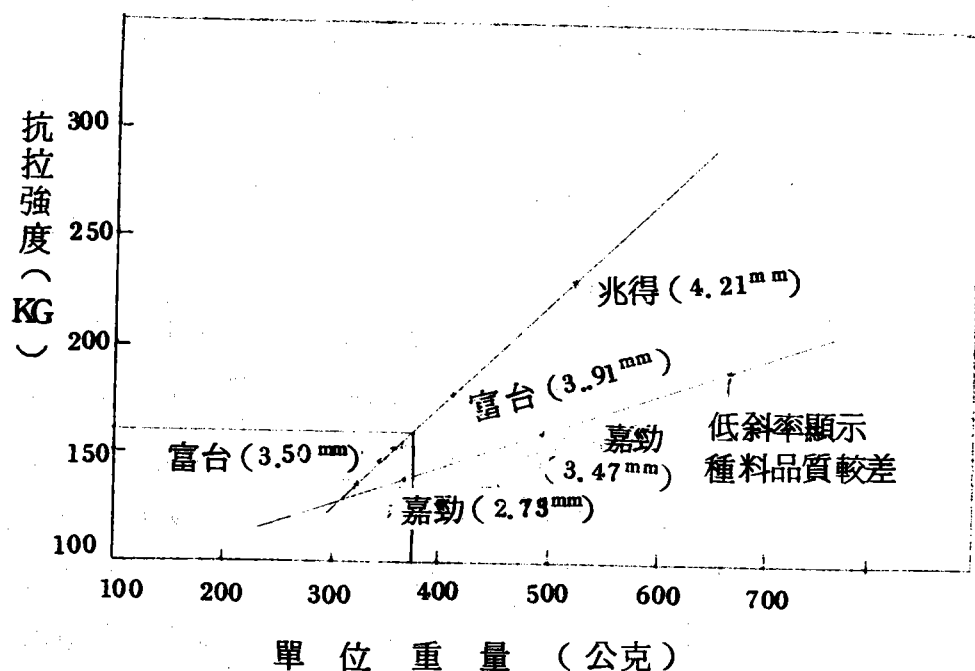


圖 18 聚丙烯纖維抗拉強度試驗結果圖

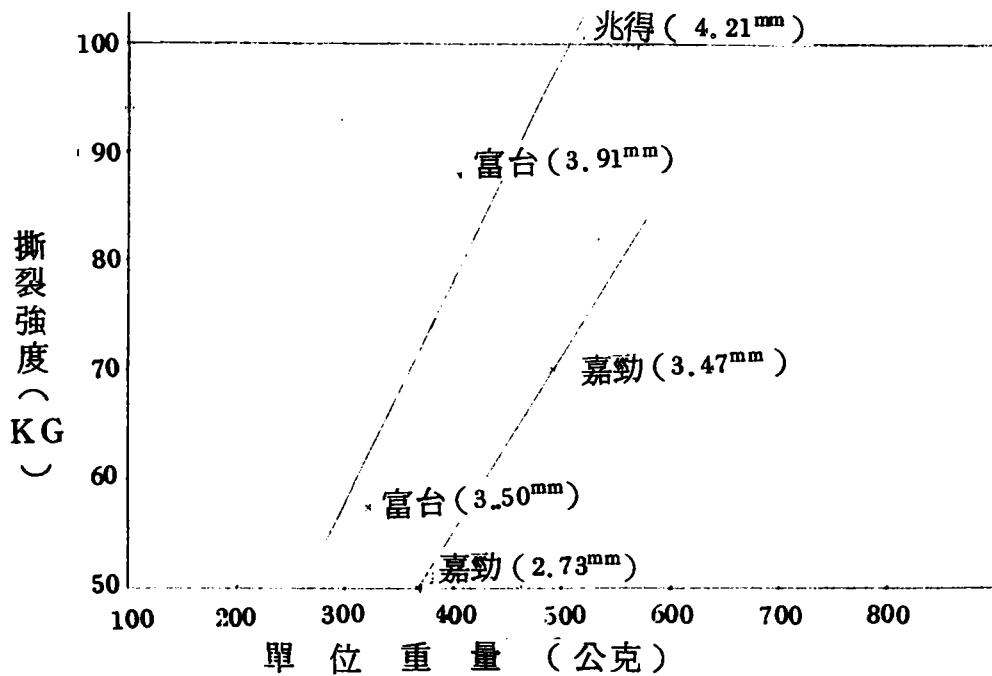


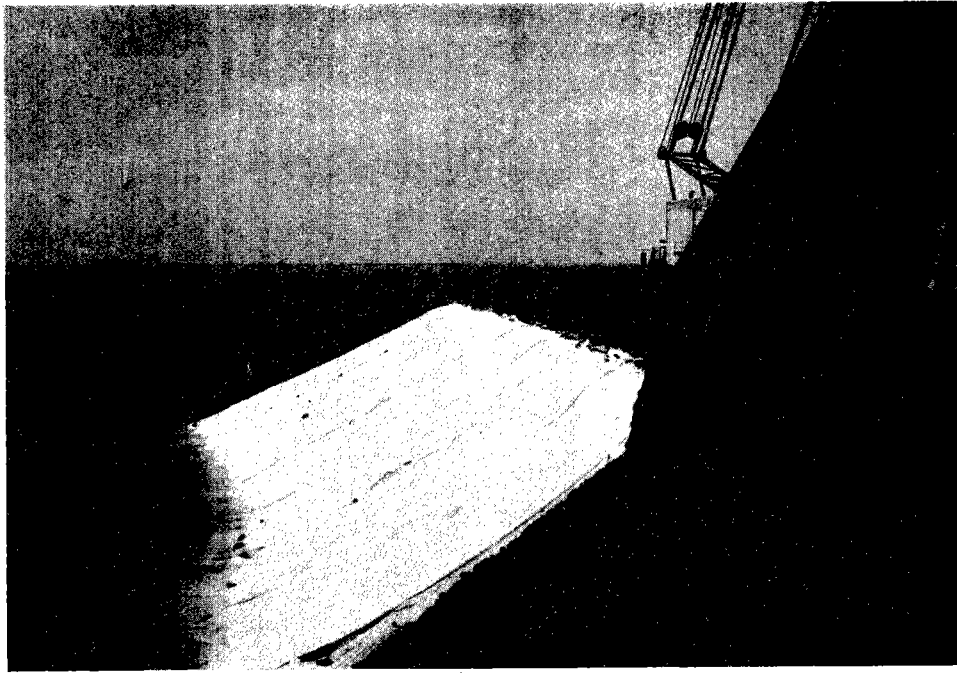
圖 21 聚丙烯纖維撕裂強度試驗結果圖

表 11 土木工程用非織物規範

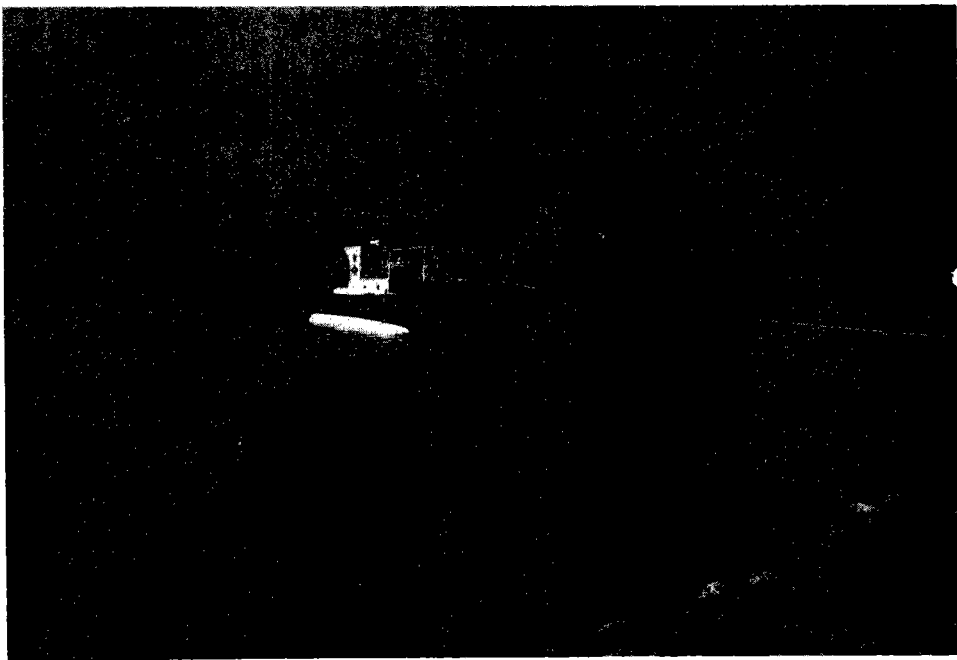
項 目	單 位	說 明	規 範 要 求
單位重量	G / M ²	全幅法	400 以下
抗拉強力	K G (N)	抓式法 (縱向與橫向)	160(1568) 以上
伸 長 率	%	抓式法 (縱向與橫向)	40-100
撕裂強力	K G (N)	梯形法 (縱向與橫向)	55(539) 以上
透水係數	C M / S E C	定水位高為 10 C M	1 × 10 ⁻² 以上

註：一本規範中 () 內所示之數值及單位係國際單位制。

二、材質：以合成纖維 (聚乙烯或聚丙烯或聚酯等纖維) 製成之土木工程用非織物。



照片 7 海堤陸側不防漏織布鋪設情形



照片 8 海床不織布鋪設情形

七、結論與討論

1. 折射推算方面，數值模式計算結果顯示，南海堤中NNW或NW入射之波間，在堤前水深變化較大之處，波高較深海入射波高大，餘則顯着減小。南海堤中NNW入射波浪經折射後大部份波浪均向南面直接傳送，而NW之波浪則與海岸線約略垂直，其波向角不大，所產生向南的沿岸亦不明顯。
2. 海岸工程用地工織物之抗拉，撕裂強度與單位重量、厚度之關係應詳製訂規範。尤其施工時，石料傾例自由落體狀況，地工織物之抗撞程度亦應考慮。
3. 經測量調查，舊南海堤四公里沿岸，十年來計冲刷400萬立方，沙全為沿岸流帶走，每年約帶走40萬方，以致造成商港區部份海堤颱風來襲時受損，為防止海堤安全惡化，除在新海堤區增築突堤18支外，在舊海堤受損區域暫時施行人工養灘，並擬構築突堤加強其安全性，惟是否安全經濟，尚待委託港灣技術研究所作模型試驗，就突堤、離岸堤、人工養灘等治標、治本深入研究比較。
4. 台中港海堤工程水深雖然只在E L - 4 ~ - 5公尺深，惟台中港潮差大，實際設計水深至9 ~ 10公尺，加以海堤合龍施工危險艱鉅，海堤設計規模之大，在本省是創新之舉，雖依理論，試驗結果設計，尚需長期之繼續觀察紀錄，以求理論、試驗及實際之符合或差異，作成報告加上專家學者討論，才能獲得萬全之策。
5. 台中港是在海氣象惡劣，自然海岸平直無天然屏障之海岸興建之人工港口，需與天然外力作長期之爭鬥外，為考慮浚填平衡，海堤興建之規模不只限制於目前，尚需向更深之海域挑戰，以上研究當作前鑑，必須繼續鑽研求更有效安全經濟之堤身斷面，以及保護方案。

參 考 文 獻

1. 梁乃匡，台灣四周波浪特性與推算模式 1984。
2. 港灣技術研究所，台灣附近海域波浪預報模式(一)(二)(三) 1984。
3. 國立成功大學水利及海洋工程研究所“台中火力電廠廠北海堤堤身斷面安定模型試驗” 1987。
4. W. W. Massie, “Types of Breakers”, Delft University of Technology.
5. 郭金棟，“海岸工程”中國工程師手冊水利類。
6. 周宗仁，波浪力學 1986。
7. 台中港工程局，“台中港工程設計之研究” 1973。
8. 日本港灣顧問公司，“台中港設計波浪計算報告書” 1973。
9. 中央氣象局，民國七十四年颱風調查報告 1987。
10. 台南水工試驗室：正六邊中空三腳塊受波浪作用之安定性及消波效果試驗研究報告 1987。
11. 台中港務局“台中港土壤液化研究” 1982。
12. 台中港工程局“台中港海岸氣象及海象調查研究” 1973。
13. 台灣省政府交通處港灣構造物設計標準（P 630～P 637）。

海域及港灣大地工程研討會 民國77年6月7日 ～樁基及海堤基礎之研討～

高雄港過港隧道連絡橋 工程基礎設計與施工

劉進燈

高雄港務局工務組設計課課長

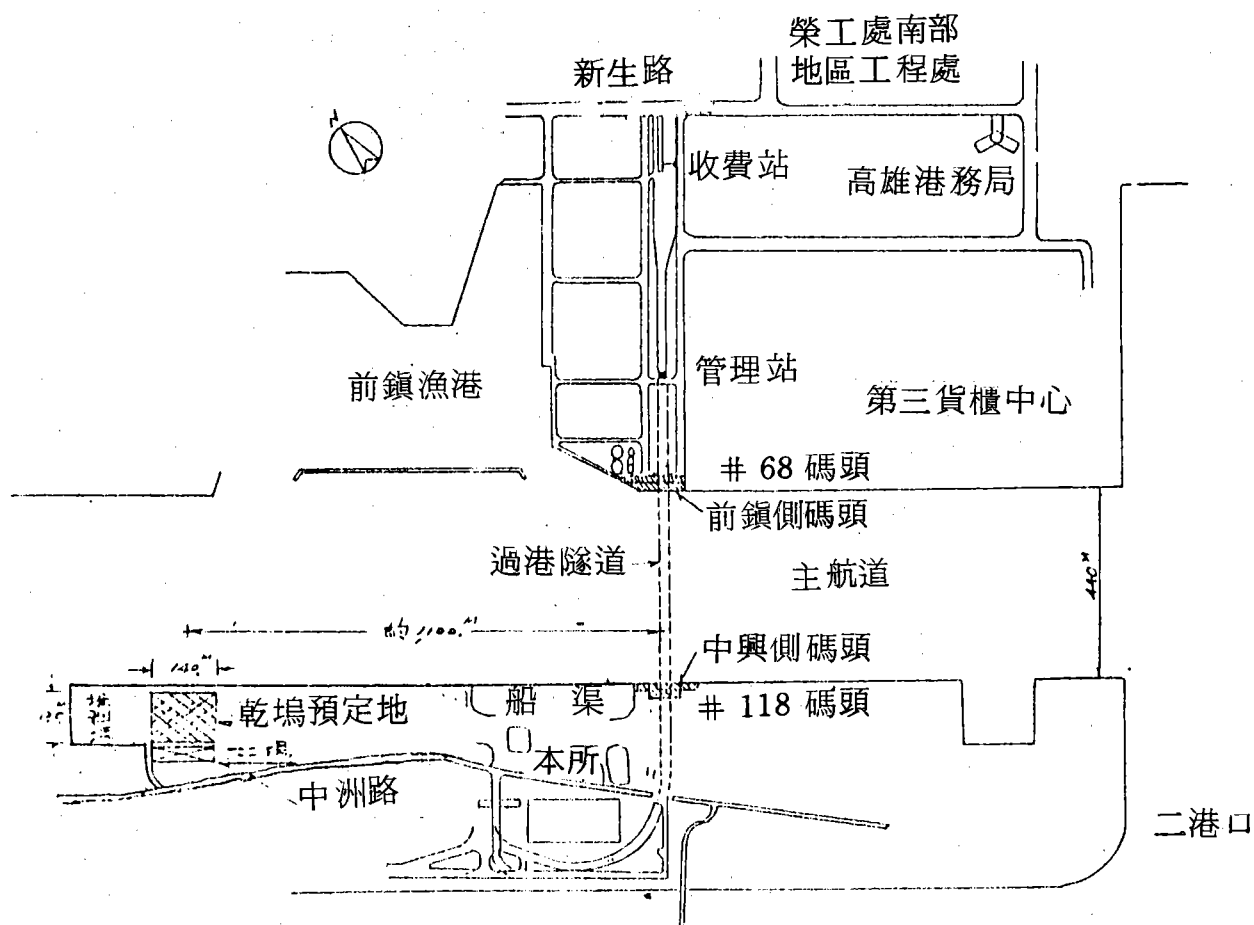
一、前言

高雄港過港隧道於當初規劃時，因限於預算經費，在過港隧道通過兩岸之位置均規劃設計為4公尺水深之淺水碼頭，位置如圖一所示。俟隧道工程進行至末期階段，承租本局第三貨櫃中心68號碼頭的海陸公司，向本局提出要求延建68號碼頭以適應該公司的營運計畫；另在中興端，過港隧道通過處為本局第四貨櫃中心118與119號碼頭之交界處，若將其建為淺水碼頭，因為適應水深之變化，碼頭須向內縮進20公尺，將造成碼頭法線之中斷（第四貨櫃中心計有七座碼頭，每座長度各為320公尺，水深14公尺），且對各碼頭貨櫃起重機的相互支援作業有不利之影響。因此決定將隧道兩端的淺水碼頭變更為14公尺水深之碼頭。

二、碼頭型式的選擇

在決定將原設計之淺水碼頭變更為深水碼頭時，因當時過港隧道之沉埋管均已沉放完成，欲在該處再建造深水碼頭首先必須考慮隧道的安全性，並配合相鄰二側碼頭的結構特性，同時該碼頭係供大型的貨櫃靠泊及貨櫃起重機在上作業，因此對於碼頭型式的選擇頗費周章，其原因為：

1. 不得增加該段隧道原設計之荷重，以免超過隧道本體之設計條件，另外若在其上部增加重量，將造成與原設計沈陷預估情況之變化。

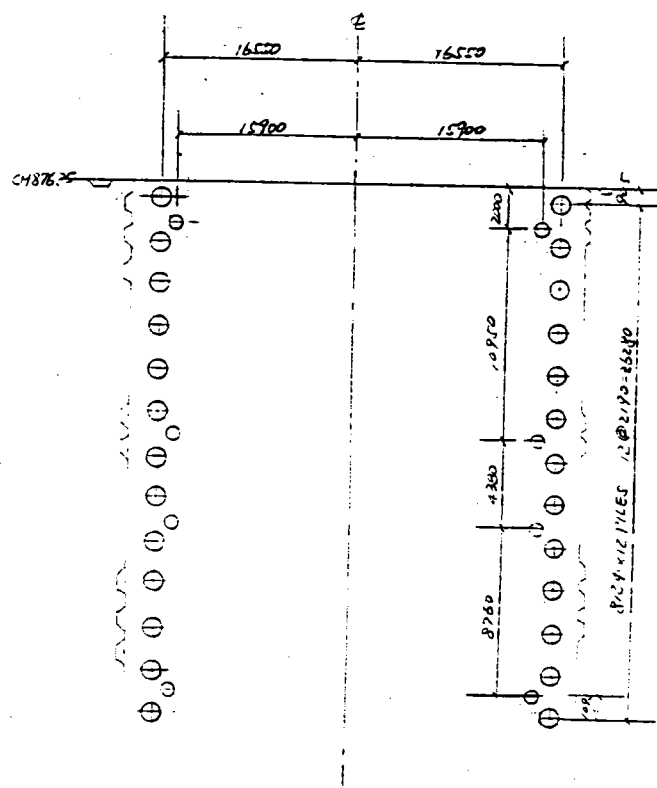


圖一 前鎮中興兩端連絡橋及乾塢平面位置

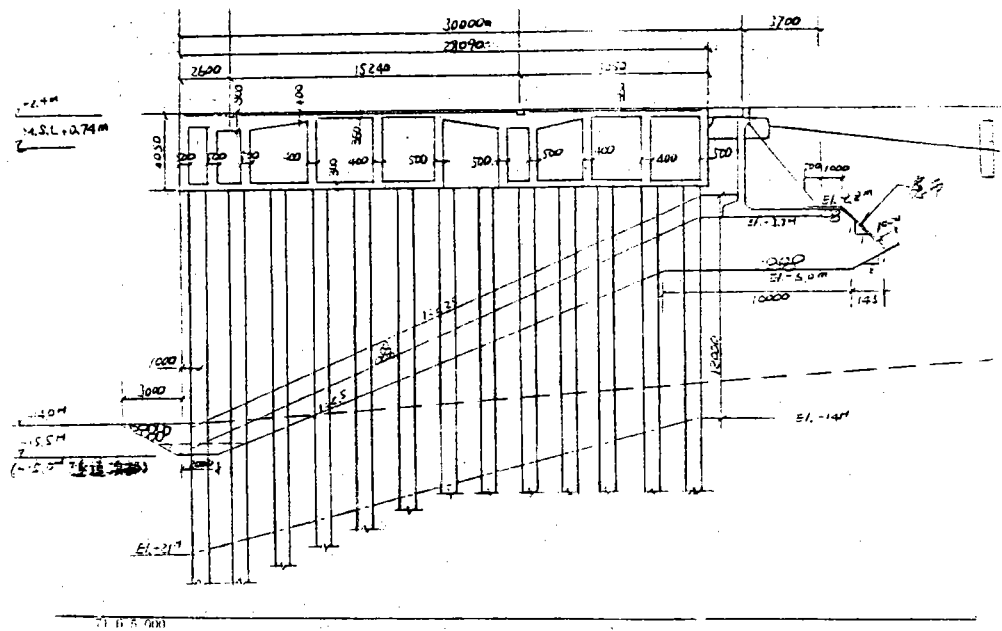
2. 完成後之碼頭與相鄰二側之碼頭係做為貨櫃碼頭使用，為考慮貨櫃起重機軌道在垂直碼頭法線的方向不致發生顯著的水平變位量，在結構型式方面須相互配合，以免造成使用上的困擾。
3. 碼頭之基礎施工必須考慮維持隧道之安全，因隧道之任何損害均無法處理與修復，其後果影響重大。

因有上述之各種因素，乃決定採用跨越隧道之型式辦理。本工程為過港隧道之型式辦理。本工程為過港隧道之附屬部份，且為顧及施工時隧道之安全，故仍由過港隧道之原設計顧問公司 Kampax-Perhall 負責設計。

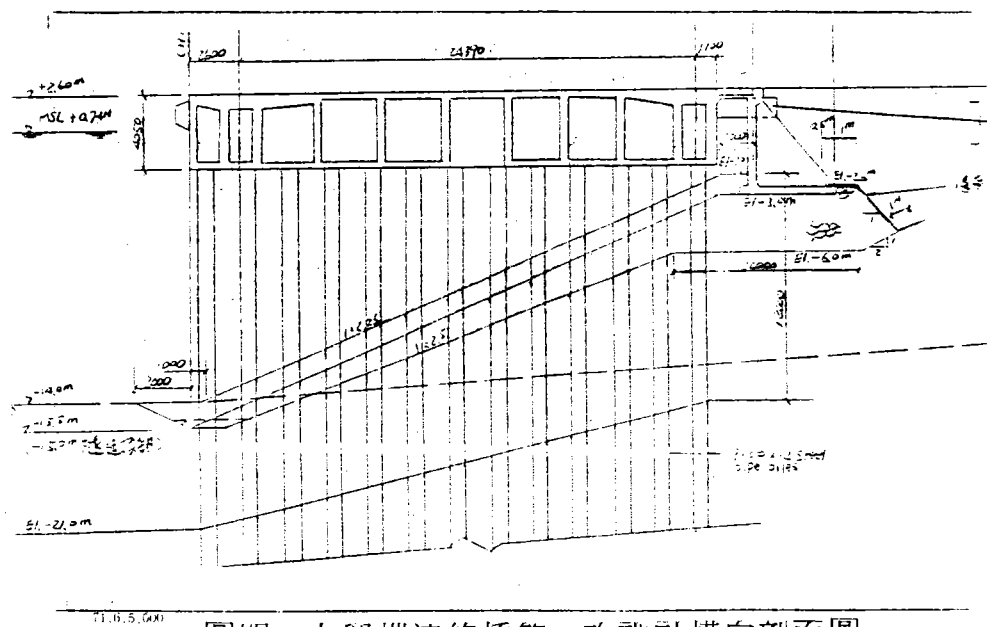
第一次之設計係於隧道兩側各配置 13 支 800ϕ mm $\times$ 12 mm 主鋼管樁，另配置 4 支 600ϕ mm $\times$ 12 mm 輔助樁，均為直樁，其設計承載力，前鎮端為 245^T ，中興端為 243^T ，其主要之差別係兩端所使用之貨櫃起重機跨距之不同，前鎮為 50 呎，中興端為 80 呎。上部結構採用 R.C 箱型樑，其型式如圖二、三、四、五所示。



圖二 連絡橋第一次設計基樁配置圖



圖三 前鎮端連絡橋第一次設計橫向剖面圖



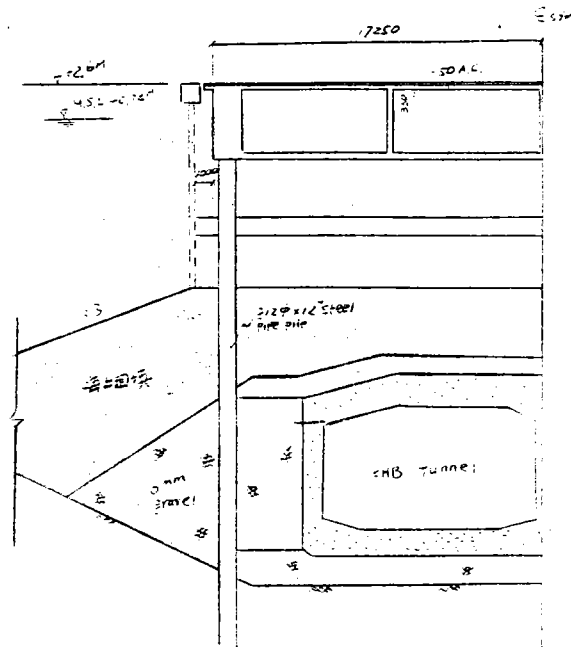
圖四 中興端連絡橋第一次設計橫向剖面圖

本案經試樁後，前鎮端之容許承載力為 94^T ，中興端僅為 106^T ，與設計值相差懸殊，因此該設計不能適用，須重新設計。檢討其承載力不足之原因，為該基樁承載力之推算資料係根據過港隧道施工前之鑽探資料，該鑽探孔並非適在碼頭施工位置，且過港隧道採用沈埋法施工，須先在海底浚挖一槽溝，其開挖深度達一 25 公尺，因此該土層已受相當程度的擾動，又沉埋管沉放後其四周再予回填回復原狀，故其實際情形與施工前之鑽探情況有甚大的出入。

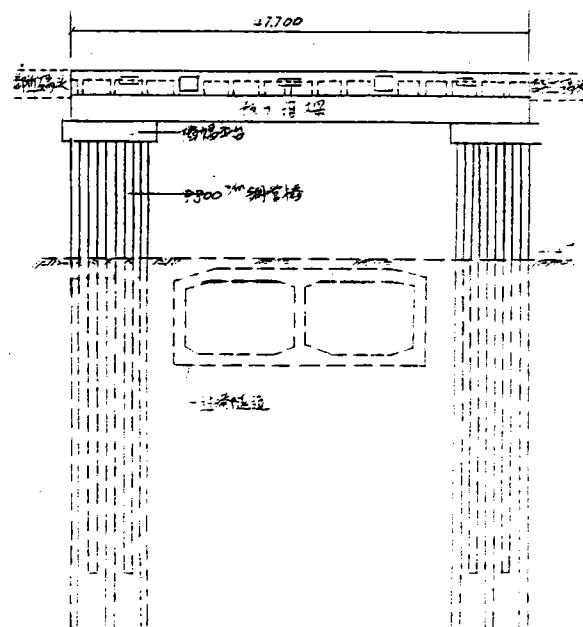
為克服此種現實存在的問題，乃重新設計，採用增加基樁數量及長度之方式處理，跨距因之由原來之 34.5 公尺加大為 47.7 公尺，上部結構及二側相鄰碼頭亦須配合重新設計，在時間上拖延甚久，且因本碼頭供貨櫃輪靠泊，其上部為貨櫃起重機及貨櫃拖車使用，荷重甚大，為克服長跨度大荷重等設計條件，更為考慮施工船機之可行性及相關的各種問題，其設計方案歷經數次的研討修正始克定案，如圖六、七、八。

經重新設計後，基樁數量及長度均大量增加並採用斜樁承擔水平力，以減少與二側相鄰碼頭水平位移的差距。前鎮端 樁設計承載力為 150^T ，中興端 140^T ，另為增加基樁之剛度，樁內以 3000psi 混凝土填充，且附設陽極犧牲防蝕設施以增加鋼管樁之使用年限。防蝕塊之設計壽命為 20 年，此為根據一般鋼料在海水中之正常腐蝕速度計算，唯高雄港污染情形頗為嚴重，因此預期會加速防蝕快的消耗速度，對此問題將來可視其實際消耗情況加以補充。基樁承載力經再次試樁後證實可達設計要求，本設計案才告定案。

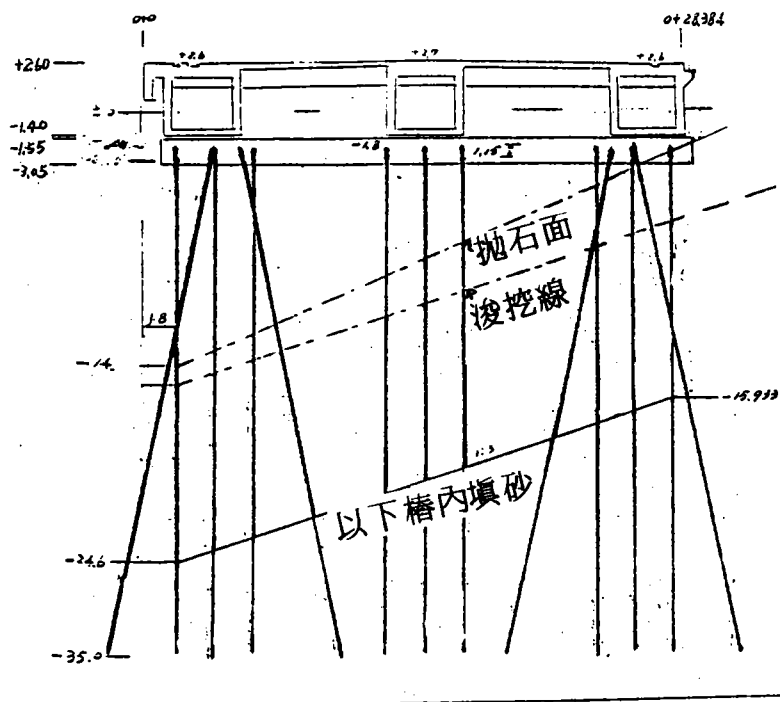
在本部結構方面，為適應大跨度及承受貨櫃起重機及拖車等在其上作業，採用預力箱型樑之結構，在兩側及底部各配置 4 束 DYWIDAG 6827 型鋼鍵，每束鋼鍵由 26 條 0.6 吋直徑高拉力鋼絞線束組成。



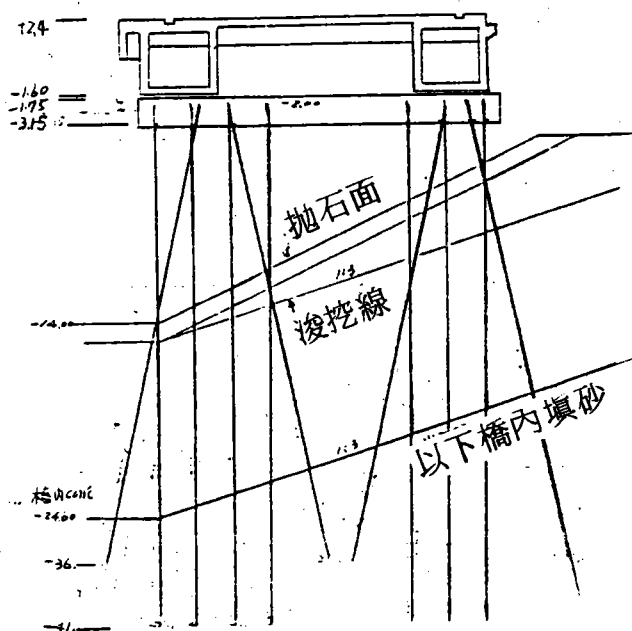
圖五 連絡橋第一次設計縱剖面圖



圖六 連絡橋正面圖



圖七 中興端斷面圖



圖八 前鎮端斷面圖

三、本工程在設計及施工上的特點

1. 基樁打設：

本工程係在隧道完成後再在其近側打樁，事前並未做相關的配合安全措施或必要的配合工作。經查詢世界其他各港尚無實例可資參考，為顧及隧道在施工中之安全及避免產生任何不良之後果，在施工中之打樁階段，必須訂定各種安全標準，因隧道若受任何影響將造成無法彌補之後果。基樁位最接近隧道之距離為5.3公尺，且採用封閉性樁底，打設時對周圍之土壤會產生強制性的位移，加上打樁能量的傳播，使土壤產生夯實作用而增加孔隙壓力，土粒間之摩擦角亦因振動而引起變化，又因羣樁的效應，可能引起土壤隆起，這些現象對隧道周圍的土壤及隧道本體均有影響，因乏先例可循，為安全計，在研訂各種施工安全數據前先選擇距隧道10.30公尺之基樁進行試樁，並測定隧道體頂版及側壁之有關加速度、應變及相對位移等，以了解其可行性及影響程度，並據以訂定安全數據之參考。本部份之詳細情形另於後面詳述。

2. 平台鋼模：

供預力箱樑擱置用的樁帽平台位置，中興端為E L - 3.05^M至E L - 1.55^M，前鎮端為E L - 3.25^M至E L - 1.75^M，其位置皆在水面以下。原設計之構想係採用鋼板樁築成圍堰，抽水後再組模澆築混凝土，但經研究結果，該施工法有下列之缺點：

- (1) 圍堰內之水位為施工之安全及便於施工起見宜保持與平台底之差距在1^M以上，則裡外水面差距約在4.5^M以上，有可能導致基礎產生管湧現象，使整個樁基礎受到擾動破壞而危及安全。
- (2) 鋼板樁的水密效果不理想，其接縫處須加堵塞處理或在圍堰外側覆以塑膠布或不透水材料以杜絕由接縫間隙進水，處理不易，難以達到抽水的效果。復以須使用大量大長度的鋼板樁，國內亦無現品可用，進口費用高且時間亦不允許。
- (3) 每座樁帽平台從組模、鋼筋組立到完成混凝土澆築所須時間約長達二個月之久，此期間均需繼續維持抽水狀態，其費用相當可觀，且為防止意

外，須另備足夠數量之抽水機、發電機，所費不貲。

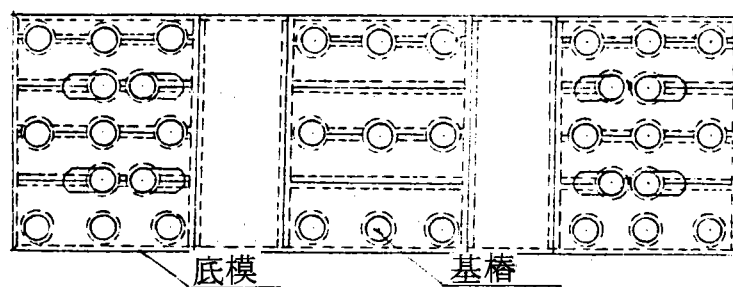
因鋼板樁圍堰有上述之缺失，於是尋求以其他之方法替代。幾經研議乃決定採用水中鋼模替代，經初步核算鋼模內抽水後基樁確實足夠承受上拔力，並與鐵工廠及潛水技術人員研究後認為可行，本替代方案才告定案，如圖九。

本工程因預力箱樑高度達 3.3 公尺，底下之樁帽平台厚度為 1.5 公尺，故基樁均沒在水中，樁頂在 -2.0^M 處，平台鋼模之組立全在水中進行，高程之控制極為困難，且基樁打設後其樁位無法與設計位置完全一致，故須實際確實丈量打設後之樁位，據以製作鋼底模，以維持確實的精度。樁位測量原擬採用錘測方式測取，但因船受波浪影響而不能完全靜止，造成測量準確度不佳，遂改用圓形的鐵箍架，其內徑稍大於基樁外徑，將之架設於基樁上，由箍架中心安裝之標竿測定樁位。高程測量方式，係以長標竿置入水中，上部突出水面，直接測出底模及樁頂之相關高程。

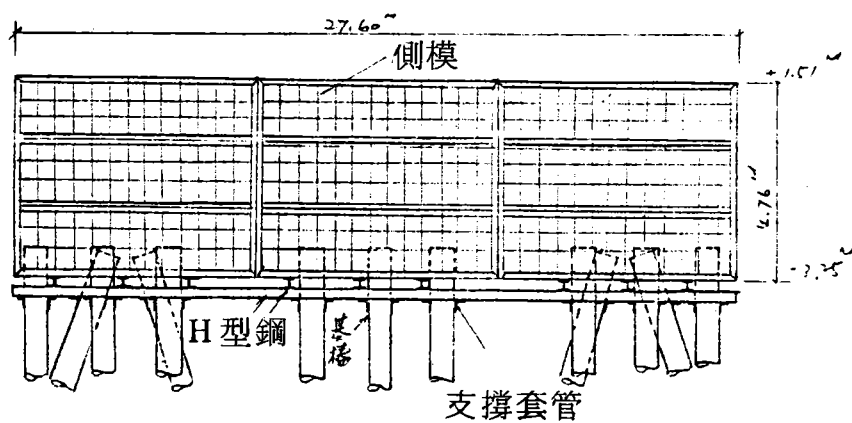
鋼模設計時應妥為考慮底板及側板受水壓力，上舉力及受波浪作用時所產生的變形問題，在抽水後及澆置混凝土的過程中均有各種不同的變形狀況，對鋼模拼接縫的變化影響很大，進而影響鋼模水密性的功能，其最主要應注意減少各施工階段不同方向變形量的差距。另為處理鋼模之滲水問題，可將鋼模之尺寸稍予加大加深，鋼模內另組木模，使鋼模與木模間留一間隙以供集水抽水之用，如此可避免因滲水而影響混凝土之品質，且便於拆模，唯其費用較高，並須事先計算鋼模之上舉力不能超出基樁容許之上拔力。

3. 乾塢開挖：

上部結構之預力箱樑係在乾塢預製完成後再拖往碼頭位置沈放。乾塢之位置如圖一所示，距離碼頭施工地點約 1.1 ~ 1.5 公里，乾塢之詳圖如圖十所示。乾塢施工之最主要問題在於地下水之處理，亦即降水處理，本乾塢塢底之開挖深度為 $E L - 3.1^M$ ，完成後之塢底高程為 $E L - 2.1^M$ ，地下水預定降到 $E L - 4^M$ 以下。因乾塢位置之周圍尚無建築物，抽水時可不虞影響附近結構物之安全，但其海測距離本港主航道僅約 50 公尺，地下水之來源豐富。起先按原定計畫在乾塢周圍鑽設 12 口深度至 $E L - 22^M$ 之深井，經數日之抽水，地下水位之下降不理想且經數日之觀察均不再下降，因而再增

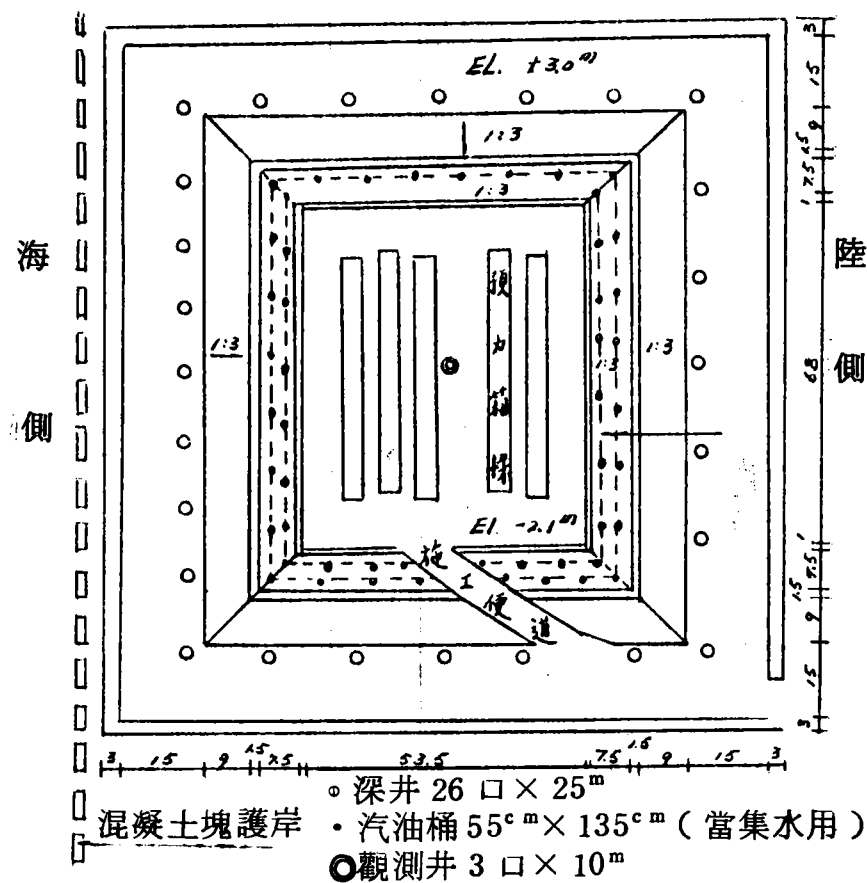


鋼底模平面



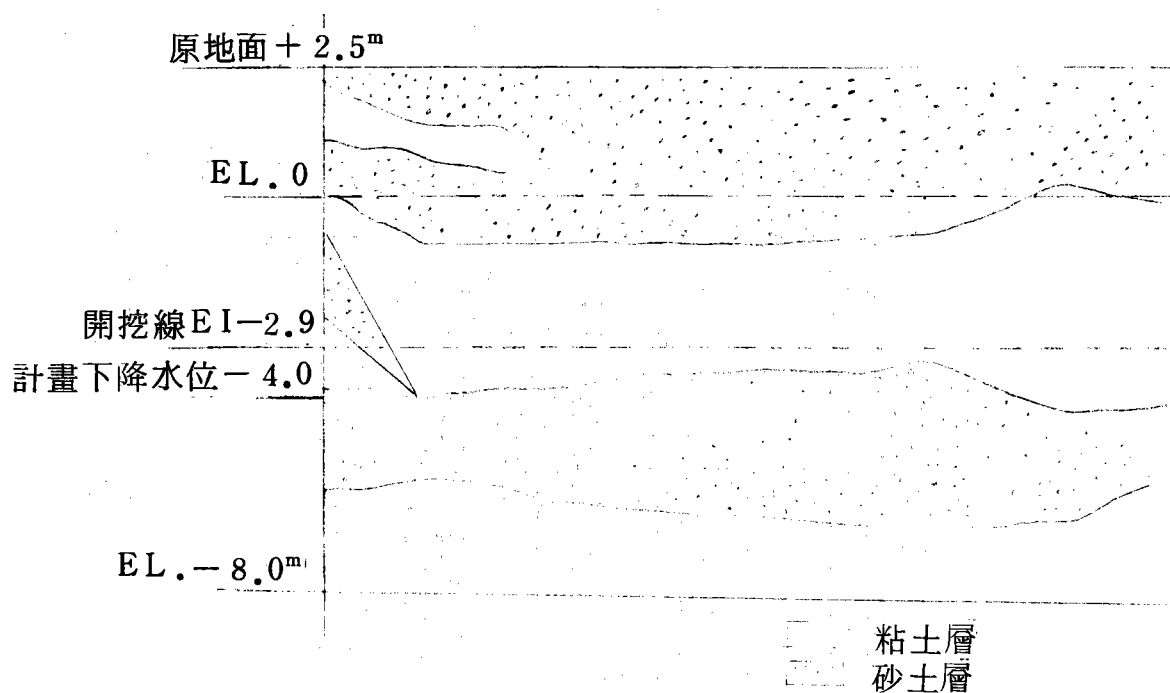
鋼側模立面

圖九 樁帽平台鋼模



圖十 乾塢平面配置圖

設 14 口深井，但地下水位只能降到 $+0.7^M$ 即維持不變。當初因趕辦施工，乾塢位置未予鑽探，而假設為單一砂層處理，故為確實了解地層構造乃重新鑽探，經分析結果，由表面至 $EL - 1^M$ 屬於砂土層， $EL - 1^M$ 至 $EL - 3.6^M$ 為粘土層，在此之下為砂土層，在 $EL - 8^M$ 左右又為粘土層，如圖十一所示。又由乾塢底挖一 4 公尺深之深坑，發現砂土層與粘土層之界面處有大量的地下水流出。檢討其原因，為在二口井間之水力坡降不是小到足以



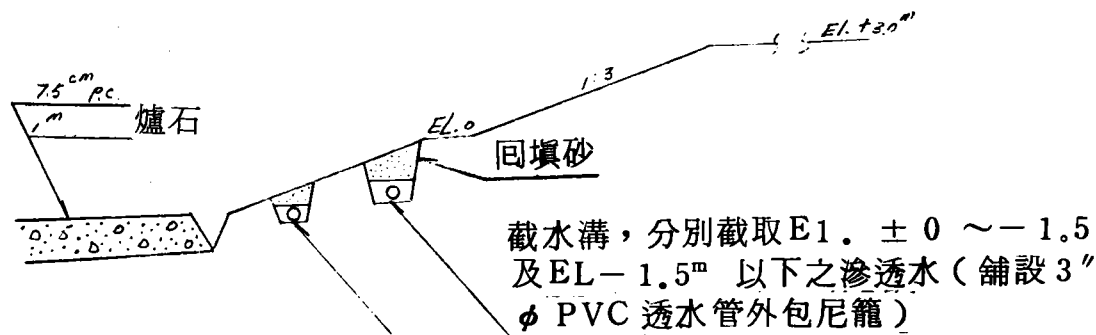
圖十一 乾塢基地地質鑽探圖

將所有水排出，即在兩口井之間尚存留有滲透區域，且砂層之滲透係數遠大於粘土層，因此水平流量大於向下之垂直流量。為處理此滲透水，在乾塢斜坡透水層與不透水層之界面處設置截水溝，並在溝內埋設集水管，將水導入集水井抽水，以解決表層水之問題。截水溝設置如圖十二。

檢討本項開挖降水之所以不順利，其主要原因為事先未做全面之鑽探以了解地層之構造，因此盲目的鑽設深井造成粘土層以上部份之地下水無法下降。以該乾塢之地層結構，因開挖面之下尚有粘土層，在此情況下宜在乾塢四周設置點井配置若干深井當可將塢內之地下水位迅速的下降，省時又省錢。

4. 箱樑拖航及沈放：

前鎮端及中興端共有 5 支箱樑，計前鎮端 2 支，中興端 3 支，其大小為 $4\text{ M} \times 3.3\text{ M} \times 47.7\text{ M}$ 為無頂式預鑄箱樑。當初之所以採用無頂式之結構



圖十二 乾塢斷面圖

係因在設計階段尚無適當的船舶可以配合拖航吊放，為減少因無適當吊重能力之船舶設備引起無法處理之後果，箱樑之設計採用自浮式之方式，即完成後可以上浮，如此對於選用船隻拖航時有較大的彈性，因此在設計時其重量受到限制，若再加上頂蓋，箱樑將無法自浮。一座箱樑之重量約 600^T ，自由浮起時乾舷高度為 15 公分，該乾舷高度對封閉式的情況而言頗為適當，但對無頂式之箱樑則不是適當的設計，在拖航中會因越波進水而使之沈沒，但因受設計情況所限，祇有在施工時另尋求解決途徑。

本項箱樑之拖航及吊放方式與本港過港隧道沈埋管之施工方式迥異。過港隧道之沈埋管係採用密閉式的結構，雖其乾舷高度亦約為 15 公分，但在拖航中不虞有沈沒之危險，但本工程箱樑之拖航則須考慮有進水沈沒的危險，若萬一發生在航道沈沒，則可能堵塞航道而使全港陷於癱瘓，且因其重量大無法打撈或處理，其後果實在無法想像。

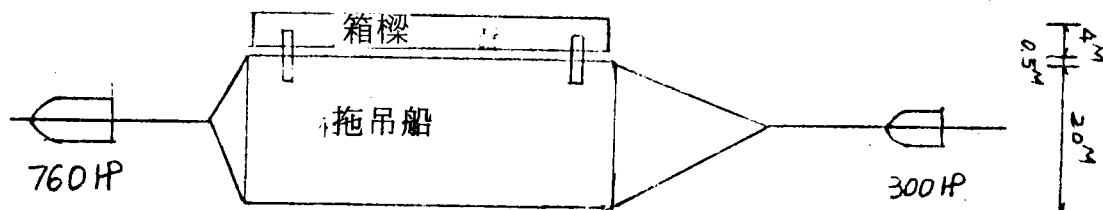
為解決因乾舷高度不足可能引起拖航時造成意外的危險性，最後決定採用半吊浮之拖航方式辦理，拖航時將箱樑乾舷高度提高到 1.2^M ，箱樑之吃水深為 2.1^M ，為配合此條件，拖航船隻必須具有 198^T 淨起吊設備，且為平衡側吊重而產生的船體側傾問題，船體內部須有適當的水壓艙，另船隻的吃水深度不能超過 2^M ，否則無法使船隻底部駛過樁帽平台進行箱樑的吊放作業。經遍詢國內各有關單位，均無適當的船舶設備可利用，乃由承包單位

自行籌製 $48^M \times 20^M (18^M) \times 4^M$ ，總噸位為 747^T 之搶灘駁船乙艘，其上所附設備為：

- (1) 前後吊架各乙座，每座之吊重能力為 150^T 。
- (2) 吊放箱樑用之 20^T 捲揚機二台，配合 70^{HP} 變速馬達二台，以控制吊放速度。
- (3) 船體內設有若干水壓艙，另於二端甲板上配置可移式壓重塊，以配合起吊拖航及定位吊放時平衡船身之用。
- (4) 其他有發電機乙台，幫浦 4 台，滑車組 8 台。

本項目之施工步驟如下：

- (1) 設計並安裝船上吊架及有關各項設備。
- (2) 調查拖航時所須潮位之時間，並量取海水密度。因拖航到碼頭位置吊放時，船底必須至少高出樁帽平台 30 公分以上，因此必須選定自 $+1.20^M$ 以上之高潮時間進行吊放工作。量取海水密度則是計算所須壓艙水重以平衡船身。
- (3) 乾塢進水破堤與堤口及航道的水深測量浚挖。
- (4) 拖航吊放有關工作人員之操作演練。
- (5) 起吊、拖航及定位吊放：
 - a 利用捲揚機絞移駁船使靠近箱樑邊，由潛水人員以 $1'' \phi$ 鋼索穿入滑車並固定於吊點處之吊鉤上。
 - b 依計算吊起箱樑所需之平衡重量先灌入部份壓艙水。
 - c 吊起箱樑並配合起吊過程移動甲板上之壓重方塊，使船身得以保持平衡。
 - d 測量駁船吃水深度並絞移出塢。
 - e 拖航時由 760^{HP} 之拖船在前主拖， 300^{HP} 之拖船在後輔助如圖十三所示。



圖十三 拖船配置圖

f 拖航至預定位置前 30 公尺錨定並定位移。

g 再次測量駁船吃水深度，並派潛水伏檢查箱樑底部及樁帽平台上有無附着物之清除工作。

h 絞移駁船使進入吊放預定位置，由陸上測量人員指示箱樑位置之誤差情形，由船上指揮人員配合調整至正確位置。

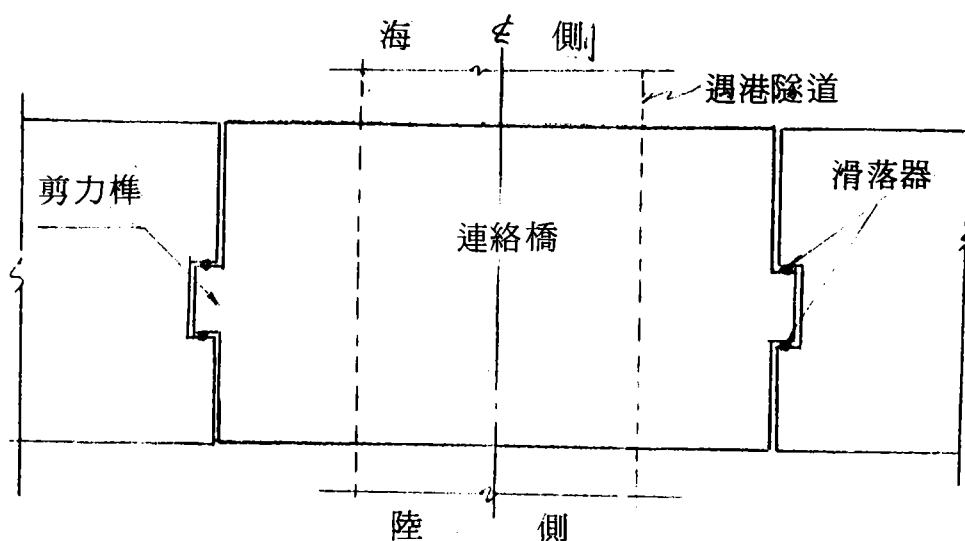
i 打開箱樑內凡爾，使水進入箱內，配合移動甲板上之壓重方塊，並緩慢放下箱樑使沈至定位。

j 經再度測量箱樑位置在容許範圍內時才以鋼索將箱樑固定在樁帽平台上，以防止其游動。若位置誤差較大時應吊起校正位置後再沈放。

箱樑拖航沈放是整個工程成敗的主要關鍵，關係到箱樑製作是否成功，航道的安全，吊放的安全及正確性等，其中任何部份都不容許有錯失，因此有關船體的結構、吊架設計、壓艙重量、潮流速度、海水密度、拖航時間、拖航速度及操作，拖航時航道的管制及可能發生的問題等每一個細節無不事先經過詳細的計算，調查與考慮，並一再的演練及試吊，其準備工作才告完成。五座箱樑沈放後的誤差二個方向均在二公分以內，精確度相當的良好。

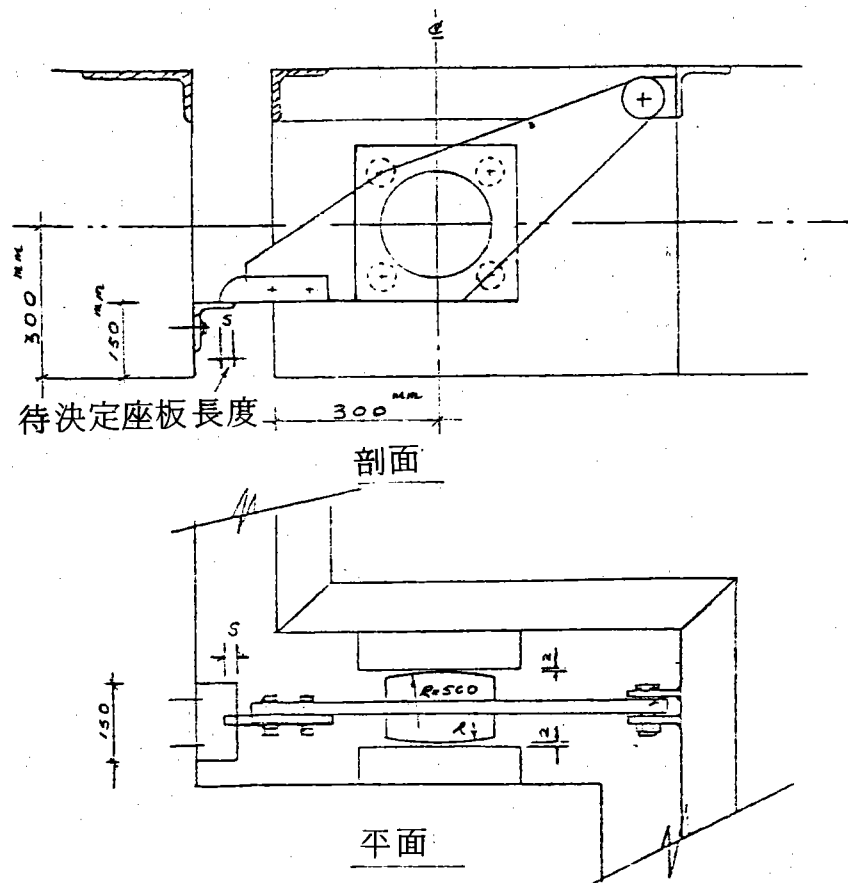
5. 滑落器試驗按裝：

連絡橋與二側相鄰碼頭間設有剪力樺，如圖十四所示。其目的在將起重



圖十四 連絡橋剪力樺位置平面圖

機及繫纜泊船時所產生的水平力傳遞到二邊的結構，使與二側碼頭之間不致有過大的水平變位量，以維持碼頭面軌道的一致性。但在地震時為避免鄰近結構受到超應力，在剪力樁處另有滑落裝置設備，如圖十五所示，當地震力引起的位移量超過設計值時其支承臂將自動掉落，解除連絡橋與二側碼頭之間的互制作用，則上部結構體所產生之地震力不再傳至二側之碼頭。



圖十五 滑落器裝置

千斤頂試驗的目的，在求出支承座所須的確實長度，因設計時的計算值與實際會有出入，因而必須由試驗測出結構體受水平力之變位量，再計算求出座板長度。

實驗步驟：

(1)準備工作：

- a 準備二部 2000 K N 之千斤頂及必須配件，並作千斤頂的校正試驗。
- b 在碼頭相關位置設測站及測量參考點。
- c 事先觀測結構體受氣溫度變化時之變形量，做成紀錄以爲修正參考之用。

(2)長向千斤頂測試：

- a 將一部 2000 K N 千斤頂裝設於剪力樁之頂端，其間隙以墊片填緊，並接上電源及油壓管線。
- b 開始加壓，每加 100 K N 測量紀錄水平 X Y 二方向之位移量，加壓到 1600 K N 爲止。
- c 由 1600 K N 依次減壓，每次爲 100 K N，觀測並紀錄其位移量之恢復情形。
- d 由 b 步驟所測得之數據，扣除溫度變化值，求得結構體之絕對變形量。

(3)短向（垂直碼頭方向）千斤頂測試：

- a 將兩部千斤頂按裝於連絡橋二端剪力樁靠海側之位置。
- b 連接油壓管，使兩部千斤頂同步施力。
- c 重複(2)之 b、c 步驟。
- d 計算絕對變形量。

實驗結果：

在測驗之準備過程中，有關溫度變化之觀測因其變化值不大，只有 2 °C，但碼頭體積甚大，不能對溫度的變化作及時的反應，而且觀測時間過短，故其結果難予採用，而採取學理上混凝土之膨脹係數 $115 \times 10^{-7} / ^\circ\text{C}$ 爲推算依據，即碼頭長向變形量爲 $115 \times 10^{-7} \times 47700 = 0.549$ mm/°C，安裝時之溫度爲 20 °C，而高雄港最高氣溫爲 36.6 °C，最低溫爲 4 °C，依此可得安裝時與各種情況之最大溫差爲 16 °C，則其變形量

爲 $\Delta T = 0.549 \times 16 = 8.78\%$ 。另依千斤頂之試驗結果，長向之變形量僅爲 1% ，短向爲 2% ，非常的微小，則 $\Delta S \doteq 0$ 。依所推算之支承座

長度計算式 $S = \frac{\Delta S}{T} \times 4400 + \frac{\Delta T}{2}$ ，則 $S = 4.39\%$ ，此長度太短，

依設計顧問公司之建議，最小值應爲 12% ，因此座長取 12% 。

四、基樁打設之觀測及控制

本工程基樁打設時因基於對隧道之安全顧慮，須事先對隧道本體之各種容許安全值加以研究訂定，至於打樁引起隧道附近及基樁周圍土壤性質之變化，因須在隧道外之海底埋設各項感應儀器（如孔隙水壓計，加速度計等），所須經費相當龐大，且實際作業困難，實施費時，難以配合工程之進行。另依據Kezdi（1958）之研究報告，在打樁時附近土壤所產生的位移及孔隙水壓之變化情形，依土壤種類及打樁條件而異，在中等密度之砂質土壤，其有顯著影響之範圍約爲基樁6倍樁徑。本工程最靠近隧道外側之基樁爲5.3公尺，約爲樁徑之6.6倍，基於此種初步之認識，在打樁時周圍土壤變化對隧道本體不致有所影響，且本項影響亦爲局部性之作用，不若地震時爲整體性之作用，而有關隧道外土壤變化之影響情況不考慮作觀測或控制，僅對隧道本體相關項目加以觀測控制。

1. 觀測項目：

(1)隧道結構體應變（應力）：於隧道內頂版，底版及側壁裝設應變計，以測量打樁時隧道體所產生之應變（應力）。

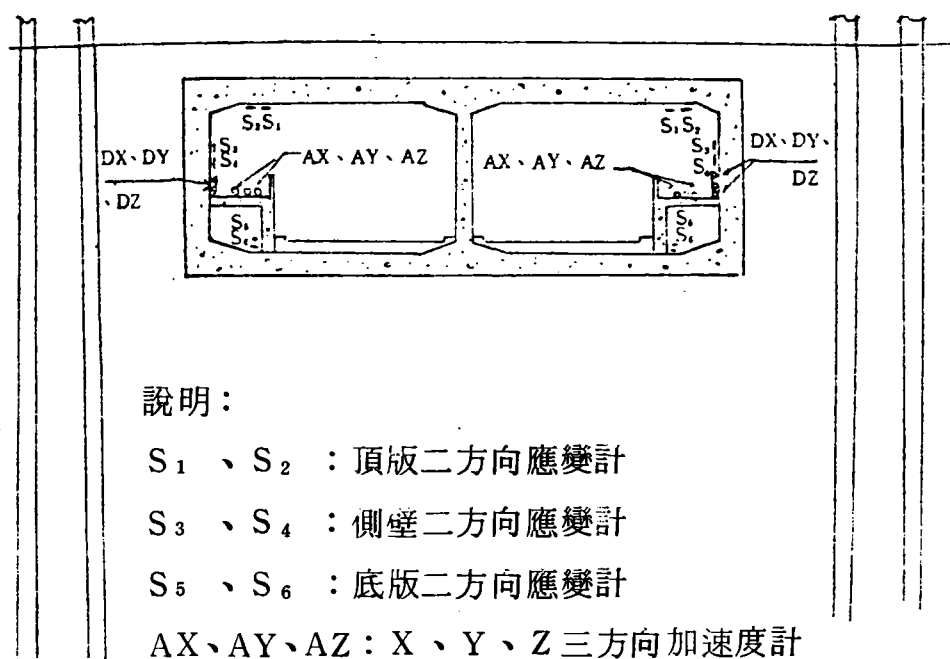
(2)隧道之振動加速度：於隧道內適當位置設置加速度計（Accelerometer），以測量隧道體之振動加速度，並由加速度積算速度及位移。

(3)接頭之相對位移：本工程前鎮端連絡橋位置在第一、二節沈埋管接頭處，中興端在第五、六節接頭處，如圖十六所示。在接處裝設變位計（Displacement Transducer）以測量沈埋管接頭之相對位移。

觀測儀器之配置位置如圖十七、十八、十九，相關儀器包括動應變放大器，光筆記錄器、磁帶式紀錄器、電橋盒示波器等。



圖十六 過港隧道縱剖面圖



說明：

S_1 、 S_2 ：頂版二方向應變計

S_3 、 S_4 ：側壁二方向應變計

S_5 、 S_6 ：底版二方向應變計

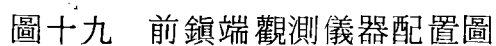
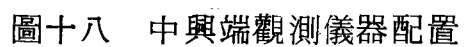
AX、AY、AZ：X、Y、Z三方向加速度計

DX、DY、DZ：X、Y、Z三方向變位計

圖十七 應變計、變位計、加速度計位置圖

說明：(1)觀測儀器設置於慢車道上觀測。

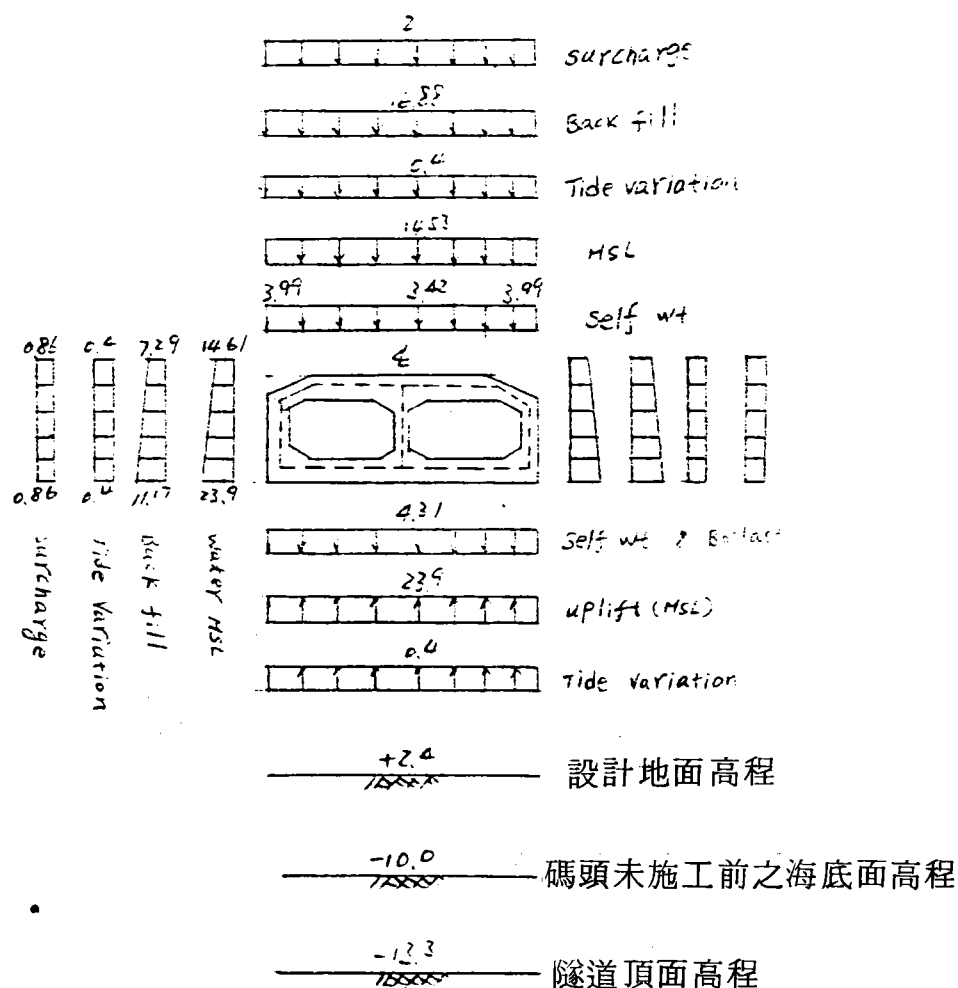
(2)每次打設基樁時，觀測基樁相對位置之應變計（共六處， $S_1 \sim S_6$ ）及三方向加速度與三方向接頭位移，共十二項記錄值。



2. 各觀測項目之量測極限值：

2-1. 緒 言

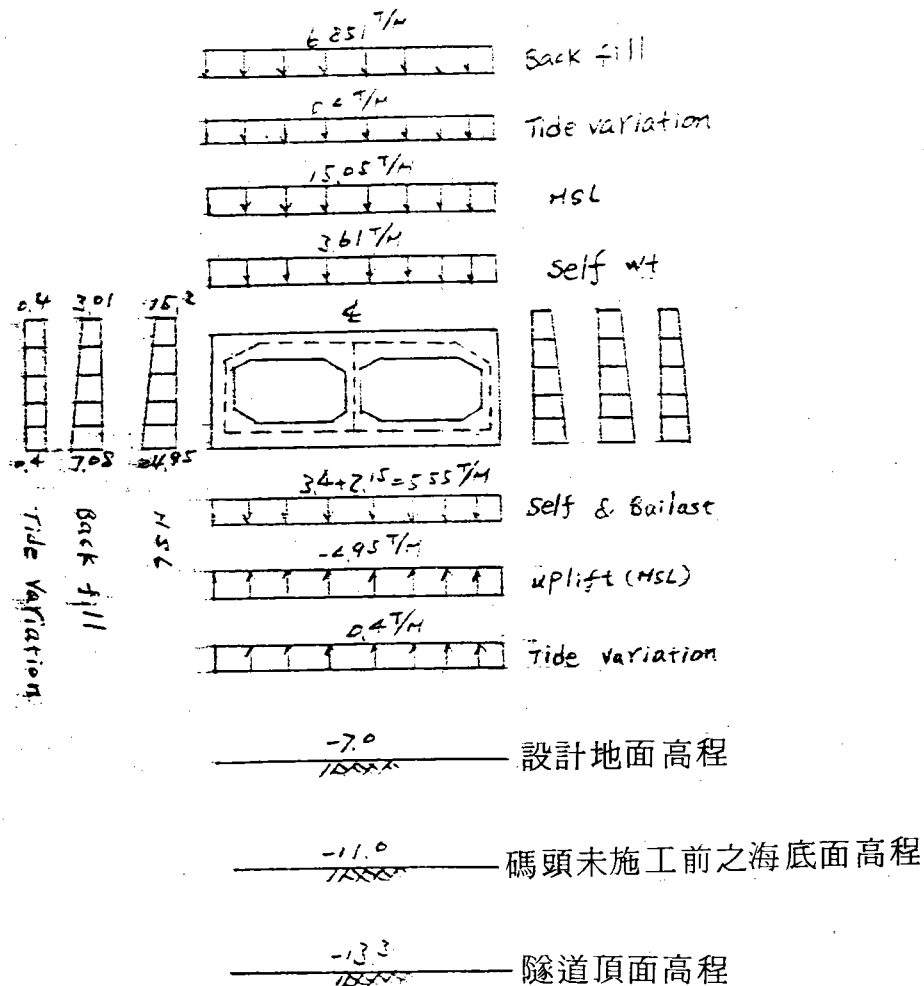
各觀測極限值之研訂係根據過港隧道原設計之條件以及假定隧道周圍之土壤狀況無變化之情況下，以過港隧道設計時所考慮之荷重項目內，除常時作用之荷重外，其他如地震、沈船荷重、回填土荷重及積載荷重等平時未發生或尚未發生之荷重或設計上剩餘容許強度等，做為訂定觀測極限值之標準。



圖廿 沈埋管第一、六節之設計荷重

2-2 隧道結構體之設計荷重

(1) 碼頭位置隧道橫斷面之設計荷重如圖廿、廿一所示。其常時荷重項目為自重、海水壓、潮差水壓、回填土重、側向水壓、回填土側向土壓、潮差側向水壓等，尚未作用之荷重為沈埋管第一、六節上之積載荷重與第二、五節之回填土荷重（因碼頭尚未施工及沈埋管上淤泥尚未達到預計量）。



圖廿一 沈埋管第二、五節之設計荷重

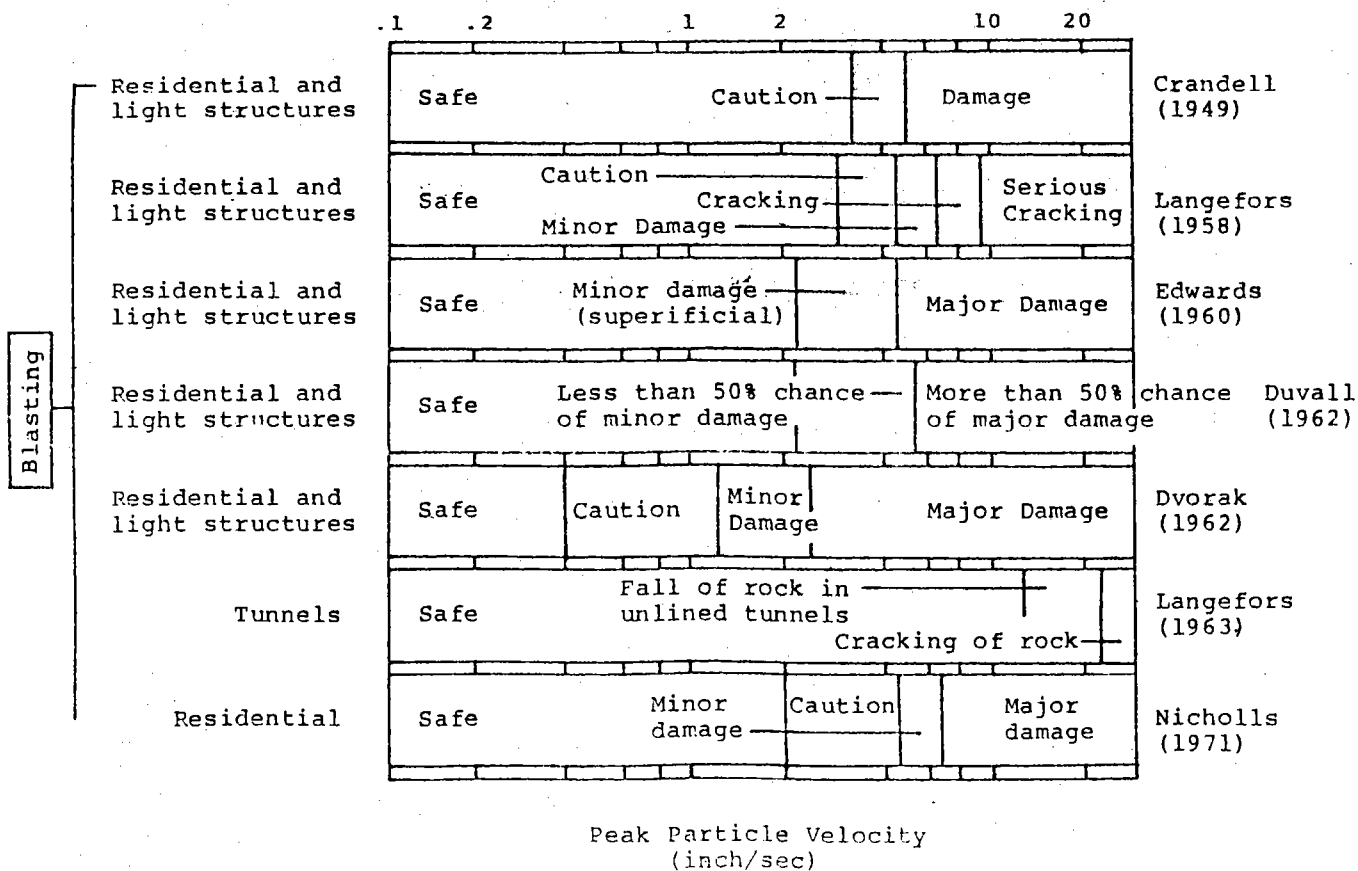
(2)縱斷面方向之設計荷重為車輛荷重、隧道體自重、回填土重、溫度荷重、潛變荷重、乾縮荷重、積載荷重、沈船荷重及地震荷重等，其中以沈船荷重（ 5 T/m^2 ）及地震荷重（中距離之地表加速度為 $0.15g$ ，遠距離地震之地表加速度為 $0.09g$ ）等兩項，為平時未發生之荷重，其餘各項荷重皆為常時已發生或會發生之荷重。沈船荷重僅考慮作用於航道下之沈埋管段上，地震荷重則為全隧道皆承受之荷重，各項荷重在設計上並非全部同時考慮作用於隧道上，而是依荷重組合而得之最大值來設計，因此在縱向以設計之地震強度作為打樁容許承受之極限值。

2-3. 各觀測項目容許極限值之研討

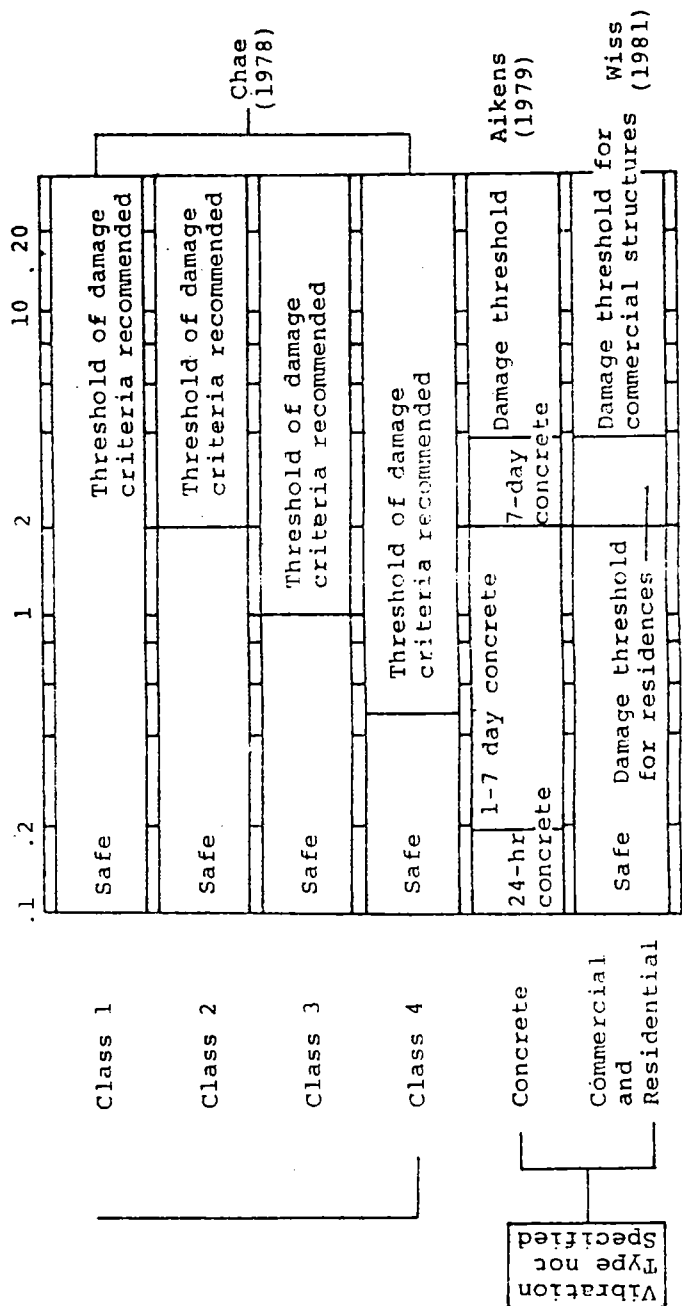
(1)加速度：依原設計資料，所考慮之荷重項目大多屬於靜荷重（如水壓、土壓自重、車輛荷重等），動荷重僅地震加速度乙項，由隧道設計資料，中距離地震及遠距離地震所得隧道體最大加速度反應值各為 $0.081g$ 、 $0.103g$ （軸向震動），及 $0.0819g$ 、 $0.104g$ （橫向震動），由此可得隧道體可承受此設計之加速度，所以打樁時，隧道體內之水平加速度值以不超過 $0.1g$ 為原則。

(2)速度：結構物可容許之最大震動一般以速度為評估標準，經查結構物可承受之容許震動速度（結構物近處之地表速度）之有關資料如圖廿二至廿五所示，依其研究結果，良好之結構物，其最近處之容許地表震動速度為 5 cm/sec 以下。依英國規範，對振動源及結構物之型式未加分類，訂為 0.15 in/sec （ 0.38 cm/sec ），因其振動源及結構對象不明，不予採用。依德國規範，對振動源未加分類，第四類之良好結構物訂為 0.4 in/sec （ 1.0 cm/sec ）以下，因其振動源不明，且以建築物為對象，與上述研究資料之結果相比較，似嫌太保守，故亦不採用。依瑞士規範，振動源為爆炸之第一類結構物（如地下室、隧道等）可承受之地表加速度為 1.3 in/sec （ 3.3 cm/sec ）。

綜合以上各學者之研究及各國規範，過港隧道屬良好之地下結構物，其可承受之地表振動速度採取 3.3 cm/sec 為限。但因本結構物為水底下之結構體，在水下之地表安裝觀測儀器，在經費及時間上均有困難，而在振動時地下結構物隨同四周之土壤振動，所以隧道體可承受之振動



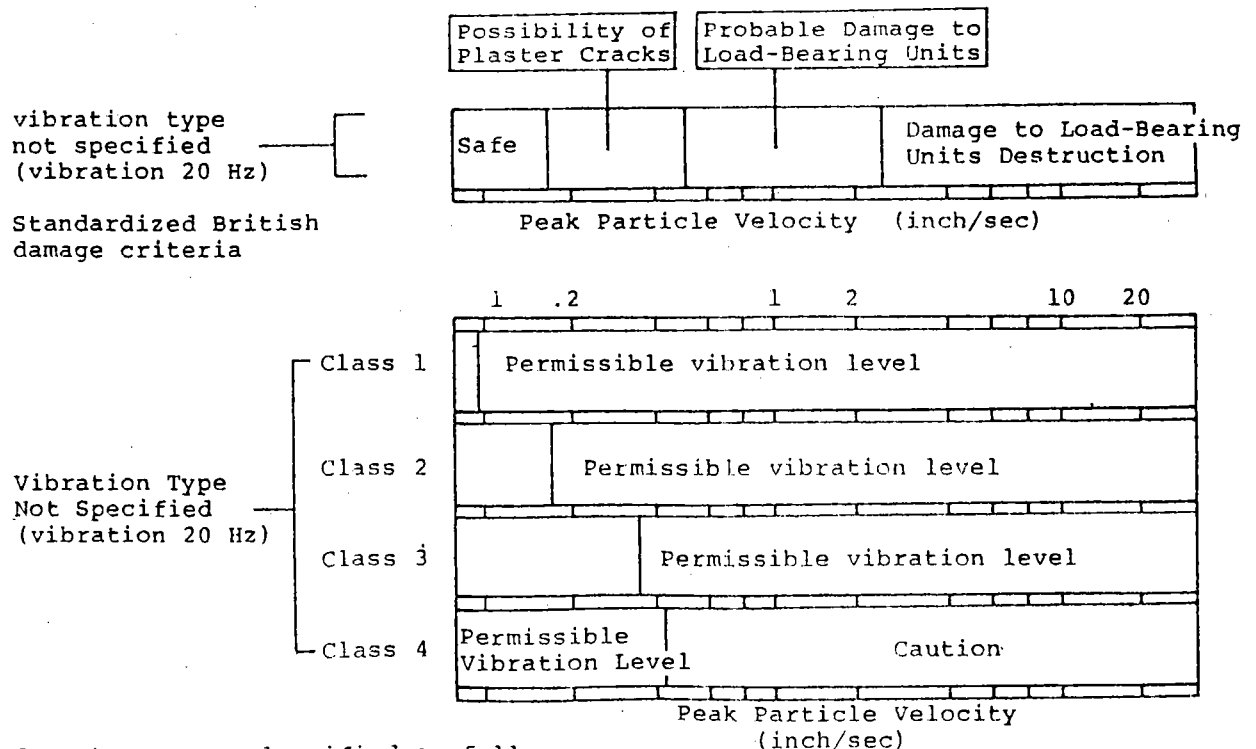
圖廿二 振動速度容許值資料



Note: Structures are classified as follows:

- Class 1 : Structures of substantial construction
 - Class 2 : Relatively new residential structures in sound condition
 - Class 3 : Relatively old residential structures in poor condition
 - Class 4 : Old residential structures in very poor condition
- (note: If structure is subjected to repeated blasting or if blasting is done without instrumentation, lower category by one.)

圖廿三 振動速度容許值資料



Note: Structures are classified as follows:

1. Ruin, historic monuments in poor state of repair
2. Buildings with visible damage, cracks in walls
3. Buildings without damage in good state of repair (may have plaster cracks)
4. Well-stiffened structure (for example, industrial building)

Source: German Standard DIN 4150 (Proposed Revision) 1971
(Brenner and Chittikulandilok, 1975)

圖廿四 振動速度容許值資料

Machine and Traffic (vibration 10-30 Hz)	Class 1	Permissible Vibration Level
	Class 2	Permissible Vibration Level
	Class 3	Permissible Vibration Level
	Class 4	Permissible Vibration Level
Blasting Vibration (vibration 10-60 Hz)	Class 1	Permissible Vibration Level
	Class 2	Permissible Vibration Level
	Class 3	Permissible Vibration Level
	Class 4	Permissible Vibration Level
		Peak Particle Velocity (inch/sec)
		.1 .2 1 2 10 20

Note: Structures are classified as follow :

1. Building in steel or reinforced concrete, like factories, retaining wall, bridges, steel, tower, open channel, underground chambers and tunnels with and without concrete alignment.
2. Buildings with foundation walls and floors in concrete.
3. Buildings as mentioned previously but with wooden ceiling and walls in masonry
4. Construction very sensitive to Vibrations; objects of historic interest.

source : New Swiss Standard for Vibration in Buildings (Wiss, 1981)

圖廿五 振動速度容許值資料

速度亦以不超過 3.3 cm/sec 作為觀測限制標準。

- (3) 接頭相對位移：因連絡橋之位置適在過港隧道沈埋管第一、二節及第五、六節接頭近處，該接頭屬於柔性接頭，可承受水壓、溫度變化、地震荷重、乾縮、潛變、土壤拘束及沈陷等所產生之位移。其中水壓、溫度變化、乾縮、潛變、土壤拘束力、沈陷等為已發生之荷重，屬於常時荷重，僅地震所產生之位移量，為平時未發生之荷重。依隧道接頭之設計地震加速度為 0.25 g ，在該處接頭容許地震位移量為 25 mm ，今如以加速度 0.1 g 考慮，其接頭位移量為 10 mm ，所以隧道接頭之軸向相對位移容許值訂為 10 mm 。在垂直及橫方向設有剪力樺，橫向剪力樺附設彈性襯墊，可容許有少量變形。按襯墊之彈簧係數為 $2.0 \times 10^4 \text{ T/m}$ ， 0.1 g 地震時之最大橫向剪力約為 100 T ，所以容許水平相對位移訂為 3 mm 。垂直剪力樺亦設有彈性襯墊，其相對位移量亦訂為 3 mm 。

- (4) 應變：隧道混凝土之容許應變值分為橫斷面及縱斷面二方向加以探討。

a 橫斷面方向：橫斷面之設計荷重，回填土高程及實測高程如圖廿、廿一所示。在設計荷重作用下，各主要斷面之混凝土及鋼筋之最大應力如表一所示，設計之容許裂縫為 0.15 mm ，雖計算之裂縫尚未達規定值，但為不增加混凝土之裂縫，故對其應力不再予增加。管段①⑥之設計回填土重為 16.88 T/m ，實測之回填土重約為 4 T/m （因碼頭尚未施工，大部份之回填土尚未回填），實際荷重約為設計之 85% 。管段②⑤之設計回填土重為 6.85 T/m ，實測回填土重約為 3 T/m ，實際之荷重約為設計之 90% 。

如各斷面尚餘設計值應力之 10% 時，則各斷面之混凝土及鋼筋之應變值如表一所示。打樁時隧道體可能發生之應力，隧樁之深入地下而有所不同，其應力之分佈狀況，非完全與設計荷重之應力分佈狀況相同，量測處之應力未必為最大值處，如再考慮施工期間之潮位變化，因此將上述尚未作用之 10% 設計荷重對各斷面混凝土或鋼筋所可能產生之應變值加以折減，則混凝土應變觀測值以不超過 12×10^{-6} 為宜。

表一 各主要斷面之混凝土及鋼筋之應力

管段 斷面	H	D(1)	D(2)	D(3)	x	σ_c	σ_s	裂縫 寬度	尚餘之應變 ($\times 10^{-4}$)
①⑥ a-a	190.0	9.5	172.3	180.2	84.1	101.0	1489.2	0.105	$S_1 = 35$ $S_2 = 70$
①⑥ c-c	130.0	9.2	112.9	120.1	53.1	96.3	1566.9	0.136	$S_1 = 35$ $S_2 = 75$
①⑥ d-d	135.0	9.2	125.6	125.6	55.7	53.8	871.2	0.023	$S_1 = 20$ $S_2 = 40$
①⑥ g-g	190.0	9.5	173.4	180.6	76.2	91.7	1620.6	0.122	$S_1 = 35$ $S_2 = 75$
①⑥ i-i	140.0	9.2	123.8	130.2	56.5	92.3	1553.0	0.119	$S_1 = 35$ $S_2 = 75$
②⑤ a-a	165.0	9.0	148.8	155.7	65.1	89.2	1601.5	0.121	$S_1 = 34$ $S_2 = 75$
②⑤ c-c	130.0	9.2	120.2	120.2	46.0	76.0	1547.8	0.089	$S_1 = 29$ $S_2 = 75$
②⑤ g-g	190.0	9.5	174.3	180.7	71.4	77.6	1533.7	0.077	$S_1 = 30$ $S_2 = 75$
②⑤ i-i	130.0	9.2	120.1	120.1	49.0	82.2	1535.6	0.061	$S_1 = 31$ $S_2 = 75$

(設計計算書 P4-259~263; P4-312~315)

$$f_c' = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

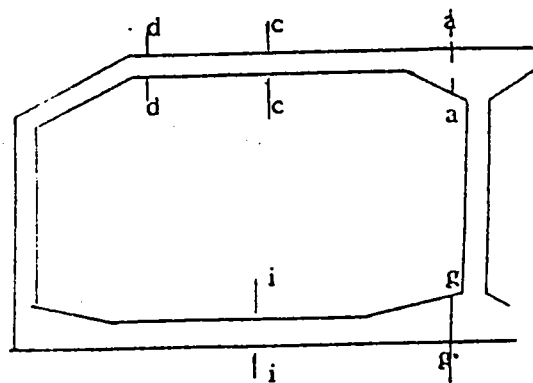
$$f_s = 1632 \text{ Kg/cm} (160 \text{ MPa})$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.58 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

S_1 = 混凝土應變

S_2 = 鋼筋應變



b 隧道縱方向：隧道縱方向之設計荷重為車輛荷重、自重、回填土重、溫度荷重、潛變、乾縮、積載荷重、沈船（ 5 T/m^2 ）、地震荷重（地表 0.15 g ）等，其中除沈船荷重及地震荷重外，皆為常時已存在之荷重，各荷重並未同時存在，而是依荷重組合所得之最大值做為設計依據，但無論其荷重組合情況為何，隧道本體當可承受設計地震所產生之應力。按接頭於地震時所產生之軸向張力為 3670 T ，此應力由接頭處之拉力鋼纜（Tension Tie）所承受，拉力鋼纜在平時不受地震應力。另在地震時，隧道體之最大軸向張力為 2690 T ，最大彎矩為 19300 T-M ，但不在同一狀況下發生，其產生最大張應力各為 3.36 kg/cm^2 及 4.8 kg/cm^2 ，其應變量為 12×10^{-6} 及 17×10^{-6} ，所以兩側壁軸向應變量之容許值為 12×10^{-6} 。頂版及底板之應變量，因原設計未詳列有關的方向之彎矩，但應同時能承受地震時之軸力，所以依上述軸力計算之容許應變量為 12×10^{-6} 。

3. 觀測結果：

3.-1. 第一階段之觀測

本階段為中興端試樁打設之觀測，即圖廿六之 G 1 ~ 36 至 G 1 ~ 44 基樁，共 9 支。觀測之最大加速度值為 0.215 g ，超出設定之極限值 0.1 g ，但積算所得之最大振動速度值為 2.93 cm/sec ，小於設定之 3.3 cm/sec ，所以雖然加速度值超出設定值，但所測得隧道體之應變，接頭相對位移皆非常之小，對隧道體尚不致構成危害，但在加速度值超出設定值時為安全計仍採取間斷打樁之方式處理，即停止二小時後再續打，其後未再出現超越容許值之情形。

3.-2. 第二階段之觀測

除第一階段已觀測之 9 支外，其他中興端及前鎮端之全部基樁，計 119 支均在本階段觀測如圖廿六、廿七。在本階段觀測中有 1 支垂直方向速度值超出設定值，其速度為 4.5 cm/sec 。在位移方面，垂直方向有 2 支略超出設定值分別為 3.01 mm 及 3.02 mm ，軸向之水平方向有 2 支超出設定值，分別為 3.13 mm 及 3.30 mm ，其超出程度不大。

4. 觀測結果探討：

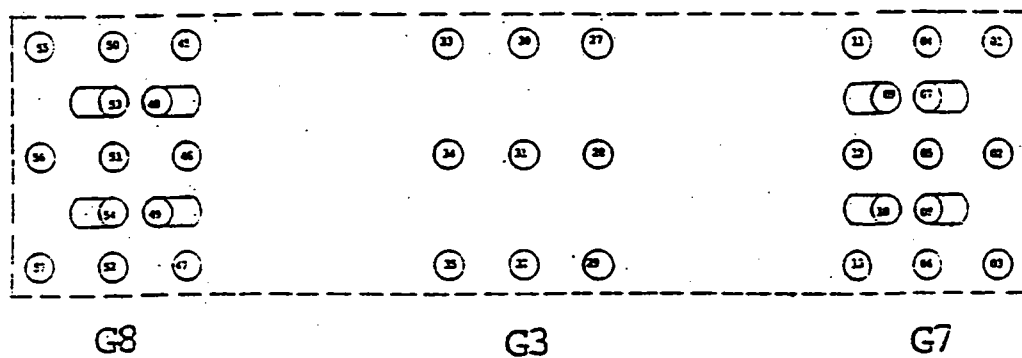
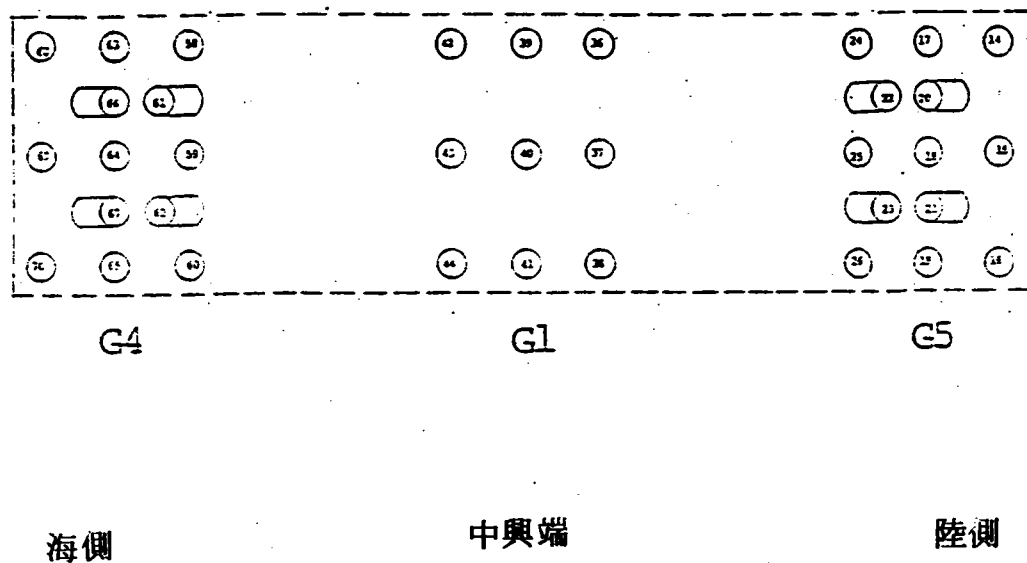


圖 26 中興端之樁位及樁號

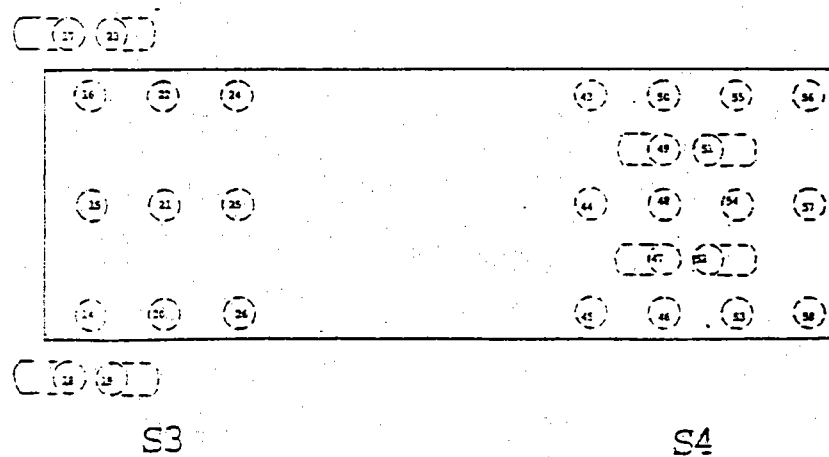
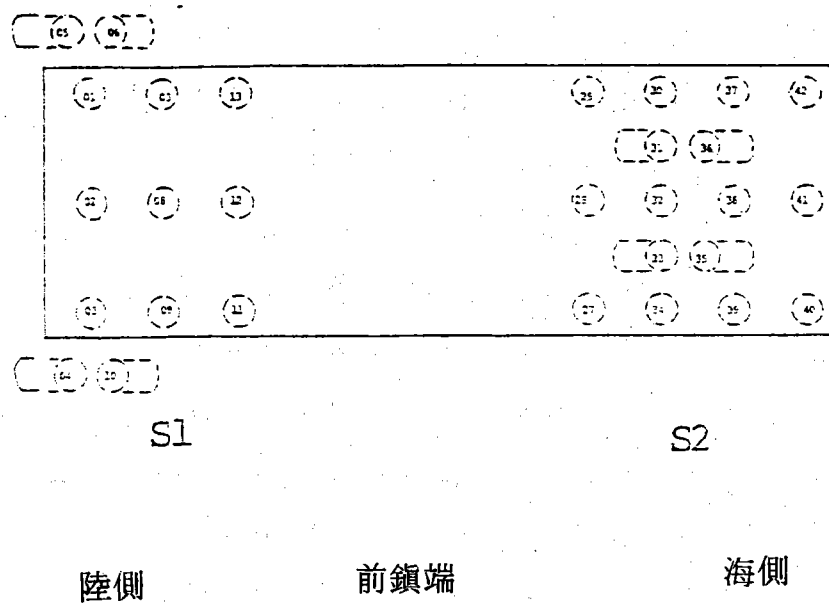


圖 27 前鎮端之樁位及樁號

- (1) 隧道體振動加速度之觀測值都大於設定值 0.1 g 。加速度極限值係依據原設計計算所考慮之地震波（基層最大加速度 0.12 g ）作用時之隧道體最大反應加速度（ 0.1 g ）而訂。
- (2) 打樁所導致之隧道體振動頻率，在未實際觀測前尚屬未知，故暫時假設其振動頻率與地震波作用下之振動頻率相同（最高約 10 Hz ）。但實際觀測結果，其振動頻率在 10 Hz 以上，與地震情況下隧道之振動頻率有顯著之不同。
- (3) 由 F. Neumann 之研究結果指出，結構物之損害與加速度值及頻率兩者皆有關係，在同樣大小之加速度作用下，長週期震波對結構物之損害較短週期為大，同時又指出，只要震波之速度相同，對結構物所造成之損壞程度也相同，與週期之長短無關，因此以速度作為衡量振動對結構物的影響較適當。另根據其研究，造成建築物牆壁龜裂之速度值約為 2.4 m/sec ，造成建築物牆壁損壞之速度值約為 4.7 m/sec 。與一般建築物相比，本隧道屬優良之地下結構物，故其導致隧道體龜裂之速度值應高於 2.4 m/sec 。
- (4) 由本次觀測得知，各項觀測值受到樁與隧道體的距離及地盤性質的影響甚大，在接頭的垂直相對位移有一共同現象，即在開始打樁時其數值隨著撞擊次數之增加而增加，若暫停打樁則該相對位移量會隨時間而減少，一般而言，經過相當時間後（約十幾小時）該相對位移幾乎會完全消失。另基樁在通過隧道側壁範圍時各項觀測值均有增加之趨勢，俟完全通過時又逐漸降低。
- (5) 在打樁過程中相對位移或應變量若有持續性之增加，應立即暫停打樁，讓該累積量顯著的減少後再繼續打樁，為達此目的必須提供良好的通訊設備。

五、結論

1. 海上工程往往須有特殊的施工機具與具有特殊專長的施工人員的配合才能實施，例如本工程所介紹的預鑄箱樑海上拖航沈放及水中鋼模的組立，在施工中曾因找不到適當的拖吊船隻與優良的潛水人員而影響工程之進行，

其他如興達港的海上大型基樁之打設，亦須藉助國外施工廠商的設備才能施工，類似這種問題在海港工程中不乏實例。因此特殊性質的工程宜以統包方式交給較具規模或有豐富施工經驗之施工廠商辦理，由其尋找適當的設計顧問公司合作辦理設計，較能解決施工機具的問題。本工程因係屬於本局過港隧道工程之附屬部份，仍由榮工處以統包方式辦理，因此在施工船機方面亦得以順利的解決。

- 2.設計或施工前必須作詳細的地質鑽探，包括鑽孔適當的分佈與深度。本工程之乾塢位置係臨時決定，故在設計階段尚無鑽探資料可供參考，在施工前又未鑽探，因此對工地地質無從瞭解，而造成降水問題的無法處理，最後經重新鑽探分析後才使問題得以順利解決，但却因此而拖延了約半年的時間。
- 3.本工程的另一特點為臨時性工程所佔的比例相當的高，如乾塢、水中鋼模、抽水、預鑄箱樑的拖航、吊模桁架、基樁打設之觀測等，約佔總工程費之 35 %以上，這些都是在工程完成以後看不到的東西。
- 4.有關基樁打設對附近結構物之影響與打樁機具之能量與地質有相當大的關係，本工程打樁觀測所設定之限制值因係顧及避免影響隧道之安全其釐訂值相當保守，但由實際觀測結果仍屬可行。