

序

台灣爲一海島，港灣建設在促進國家經貿發展與海洋資源開發上爲一重要環節。爲促進港灣技術交流，使理論與實務經驗相互配合，並提升國內港灣科技研究水準與風氣，特舉辦本項研討會，預定每年舉行一次，以結合港灣工程界及相關研究與工程單位共同研討有關問題。

本研討會初次籌辦，疏漏之處，尙祈先進予以指正。

梁 乃 匡 謹 識

中華民國七十六年九月

目 錄

序言

- 一、波壓試驗研究
- 二、基隆港東十一號碼頭改建貨櫃碼頭工程之規劃設計與施工
- 三、台灣海域波浪資料蒐集及預報模式研究
- 四、觀察前石梯漁港海堤斜坡固定消波墩之消波效果
- 五、輕質骨材及輕質預力混凝土之利用研究
- 六、合成式沈箱堤設計自動化研究
- 七、台灣西海岸沉泥質土壤之動態性質

波壓試驗研究

張 金 機

港 灣 技 術 研 究 所 副 所 長

一、前 言

近年來合成式防波堤經常被應用於水深較大基礎承载力較小之港灣工程上，但合成式防波堤受外海不規則波作用，在堤面上所造成之壓力分佈究竟如何？由於影響因素太複雜，時至今日尚無一可靠之計算方法。1928年 Sainflou 根據 Gerster 之橢圓餘擺波理論，加以簡化後提出 Sainflou 重複波波壓計算公式，因其計算簡單曾被廣泛採用。1958年 Rundgren 根據試驗結果發現 Sainflou 公式應用於波浪尖度（Wave steepness）較大情況有偏大之趨勢，因此他採用 Miche（1944）之較高階理論，並考慮反射係數而提出 Miche-Rundgren 未碎波波壓計算方法，除考慮反射係數外，此種方法與 Sainflou 公式相同。日本永井在 1968 年根據微小振幅波理論及試驗結果提出三種不同之相對水深波壓計算公式，伊藤認為除示性波浪所造成波壓對防波堤滑動及傾倒安全需加以考慮外，對異常波高所造成之外力亦應加以檢討，因此提出期待滑動量之觀念，並建議採用最大波高計算滑動界限之波壓，使重複波與碎波波壓得以連續。合田（Goda）根據有系統之波壓試驗及其他實際資料分析研究後提出 Goda 波壓計算公式。1974 年 H. Lundgren 利用不規則波研究不同幾何形狀直立堤，以減小其可能產生之衝擊波壓（Shock pressure），認為直立式防波堤堤面所受之水平壓力與其發

生之累積超過率成半對數直線分佈。

丹麥水工試驗所 (DIH) Helge 及 Lundgren 研究垂直及傾斜防波堤波力時，考慮波力機率成指數分佈，分析試驗及現場實測波力資料，結果顯示垂直斷面與傾斜斷面所受波壓力相差極大。

日本港灣技術研究所高橋重雄等人 (1983) 研究衝擊波壓力，其結果顯示相同之 h/L_0 ， H/h 及堤前海底坡度 $\tan \theta$ ，直立式防波堤所受之平均波壓無因次參數 $\bar{p}/wH$ ，隨直立壁前拋石基礎水平距離無因次參數 B/h 成顯著變化。

谷本勝利等 (1981) 研究防止合成式防波堤發生衝擊波壓對策時，所得結果顯示，傳統式沉箱堤所受平均波壓力無因次參數 $\bar{p}/wH$ 隨 d/h (h 為堤基水深， d 為沉箱放置水深) 及 H/h 變化可能產生極大之衝擊波壓力。若在堤前佈置消波塊，則可使衝擊波壓力完全消除。利用規則波與不規則波試驗結果與 Goda 公式計算值比較比值分別為 0.4 至 0.9 及 0.7 至 0.9，不規則波試驗所獲得結果較為一致。谷本勝利等 (1984) 辦理直立式防波堤不規則波試驗研究，當 H/d 約小於 0.7 時，試驗波壓與 Goda 公式計算值相當一致，但當 H/d 增加，產生衝擊波壓時，則 Goda 公式計算結果完全不符合試驗值。未碎波所造成之尖峯波壓 (Peak Pressure) 可以波高分佈相對應之最大波高利用 Goda 公式求得；其餘各種機率波壓亦可由波浪分佈中相對應機率之波高計算。但是當碎波發生時，其所產生之波壓遠超出 Goda 公式計算值。

近年來，隨著國內經濟發展，並為因應世界航運船舶巨型化，專業化及貨櫃化，深水港需要有更深，延伸更長的防波堤保護。防波堤若水深超過 20m，波力計算大都在重複波範圍，國內所採用之重複波波壓計算公式並不一致，早期大都採用 Sainflou 公式，再以 Ito 期待滑動量加以檢核；後來認為深水時，可能產生部份碎波，對 Sainflou 公式加以修正，水面上、下一個波高採用 Hiroi 碎波波壓，合稱為部份碎波波壓公式或 Sainflou 波壓修正公式。而 Goda 公式則常被應用於計算最大波浪可能造成之波壓力，以檢核構造物之安全性。

波壓力計算，究竟採用重複波波壓公式或碎波波壓公式，大都決定於防波堤設置水深 h 是否大於或等於 2 倍波高 H 。因此常由於一線之隔使整個斷面波壓力減少 30.% 以上。採用太大波壓力，過份安全，造成浪費；但若設計波壓力太小，則堤防可能被破壞，發生大災難，造成更大的損失。過猶不及實有待更多更可靠之研究，本研究旨在利用試驗了解不規則波作用於合成堤所產生之波壓特性。

二、試驗設備

本試驗在港灣技術研究所風洞水槽辦理。主要設備為：

- (一)風洞水槽：長 100 公尺，寬 1.5 公尺，高 1.5 公尺，首端安裝鼓風機及不規則波造波機。在距首端 35 公尺及 75 公尺處分別設置長各 15 公尺之玻璃觀測段，以利試驗現象之觀測，如圖 1。
- (二)鼓風機：裝設於水槽首端，利用 75Hp 馬達帶動變速齒輪，以調節風速，最大風量可達 $30\text{m}^3/\text{sec}$ 以上，在水深一公尺時，風速可達 $20\text{m}/\text{sec}$ 以上。
- (三)不規則波造波機：英國 Armfield 公司出品之 S-26 型油壓式造波機。安裝於水槽首端鼓風機下方，可根據輸入參數製造所需試驗波譜。
- (四)資料處理系統 (Data Acquisition System) 第一階段試驗時所有試驗資料，經由感受器，增幅器後輸出測點物理量之電壓變化，經 A/D 轉換介面掃描每隔一定間距之數值資料，並將資料儲存於電腦 Hp-1000 之 CPU，再依實際需要分析處理。

第二階段試驗時，採用八個波壓計，六組波高計。第 1 至第 8 頻道為波壓計，第 9 至 14 頻道為波高計。試驗資料改用個人電腦加 A/D 轉換介面紀錄，取樣速度為 200Hz 同時錄取 14 頻道波壓及波浪資料，儲存於磁碟上。資料處理時，經由個人電腦傳入 VAX-780 電腦再作必要之分析。

三、試驗條件

(一)模型縮尺

本試驗主要外力為重力，依據福得模型律（Froude Model Law）製作模型。兩階段試驗所採用之模型縮尺分別為：

第一階段： $L_r = 1 / 49$ ， $T_r = 1 / 7$ ， $p_r = 1 / 49$
 $F_r = 1 / 49^3$

第二階段： $L_r = 1 / 25$ ， $T_r = 1 / 5$ ， $p_r = 1 / 25$
 $F_r = 1 / 25^3$

(二)試驗模型

第一階段試驗斷面如圖 2，拋石基礎及直立部份之沉箱尺寸均按 $1 / 49$ 模型縮尺比例製作。沉箱內部按重量，重心填沙及鐵塊。堤基前海底坡度 $1 : 30$ 製作，試驗水位採用高水位 $+ 2.50^m$ 。波壓計分別安裝於水位 $+ 8.0$ 、 $+ 2.5$ 及 $- 4.0^m$ 處，波高計佈置於堤前 50^m ， 4^m 及堤後 2^m 處。

第二階段試驗斷面如圖 3，模型上合成堤拋石高度為 18 cm ，海側坡度 $1 : 3$ ，港側 $1 : 2$ ，海底坡度為 $1 : 30$ 。本階段試驗採用三種堤前水深，分別為 73 、 61 及 49 cm 。

(三)試驗波浪

第一階段兩種斷面，試驗波浪為

斷 面	編 號	波 高 (cm)	週 期 (sec)	備 註
I	C1 ~ C5	16 - 28	1.7 - 1.9	週期為示性週 期 $T^{1/3}$
II	C6 ~ C9	19 - 34	1.7 - 1.9	

第二階段一種斷面三種試驗水位，試驗波浪為

水 位	沉箱放置水深 d (cm)	堤前水深 h (cm)	造波機水深 (cm)	波 高 (cm)	週 期 (sec)
高水位	55	73	100	2.51 — 18.30	1.25 — 2.81
中水位	43	61	88	1.75 — 18.6	1.22 — 1.96
低水位	31	49	76	4.86 — 15.33	1.18 — 1.88

註：週期為平均週期

四、第一階段試驗結果

(一)波浪

各種試驗情況入射波浪波譜如圖 4。入射波、堤前波與波壓試驗時之堤前波高累積超過率及波高理萊分佈 (Rayleigh Distribution) 曲線如圖 5；圖中顯示入射波較堤前波更能符合理萊分佈。

(二)波壓力

1. 不規則波試驗波壓力特性

波壓試驗所測得之波壓強度與堤前波高延時變化如圖 6，由堤前波高與波壓延時變化資料顯示波高雖未達碎波條件，因受群波反射影響，亦可能產生極大之衝擊波壓 (Shock Pressure)。波壓決定於入射波與反射波組合，最大之入射波高並不一定造成最大波壓，而幾個較大之入射波與其反射波組合可能產生最大波壓。因此堤面波壓不能決定於不規則波群中之單一入射波高。試驗過程中，即使採用

相同之不規則波，由於相位稍有差別，使堤面波壓絕無重視機會。

2. 試驗波壓強度分佈

兩種不同斷面，靜水位附近（高程自 -4.0^m 至 $+8.0^m$ ），計算所得水平總壓力，除C-5及C-6試驗造成較大衝擊波壓外，大都能涵蓋試驗值。

3. 試驗波壓累積概率分佈

水面測點試驗所得波壓力強度累積概率關係如圖7。靜水位附近水平總壓力與累積概率關係如圖8。不規則波作用下，直立堤堤面上所受之波壓力成均勻分佈（Uniform Distribution）；即波壓力與累積概率成直線關係。同一試驗斷面靜水位附近所得水平總壓力累積概率一次迴歸線比較如圖9。顯然的，相同之防波堤斷面波壓力隨入射波浪增高而加大。

4. 波壓試驗值與計算值之比較

波壓試驗值累積概率成線性分佈，利用迴歸所得直線中，分別取超過率 $p = 1\%$ 及 10% 求得對應水面波壓強度試驗值 p_e ，分別為 p_1 及 p_{10} 。波壓計算方法採用Goda, Nagai及Miche-Rundgren三種計算所得波壓分別為 p_g ， p_n 及 p_m 。Goda公式採用最大波高計算波壓，因此試驗值選用 p_1 比較，其餘兩種方法則以 p_{10} 比較，其比值分別為 p_1 / p_g ， p_{10} / p_n 及 p_{10} / p_m 。分析試驗波壓與計算波壓比值顯示，靜水面試驗波壓隨越波量增加而減小。此種現象在所有波壓計算公式均未予考慮。靜水面以上堤頂高度 h_c 與入射波高 H_i 之比值 h_c / H_i 可視為越波指標。水面測點波壓試驗值與計算值之比（ p_e / p_c ）與 h_c / H_i 之關係如圖10。水面測點之 p_e / p_c 值隨相對堤頂高度 h_c / H_i 減低而減小。第Ⅰ斷面 p_e / p_c 均小於1.0；而第Ⅱ斷面除C-9外均大於1.0。兩種斷面相同，只有試驗水深不同，所得 p_e / p_c 值却有顯著差異。

靜水位波壓力無因次參數 $p_{10} / w H_{1/3}$ 與 $H_{1/3} / h$ 之關係如圖11。 $p_{10} / w H_{1/3}$ 隨 $H_{1/3} / h$ 增加而略為減小；而且第

I 斷面較第 II 斷面偏低。推究其原因主要係 H/h 增加時，越波量隨之增大，靜水位測點波壓因而有減小之趨勢。 $p_{10} / w H_{1/3}$ 之值介於 0.9 與 1.1 之間。

五、第二階段試驗結果

(一)試驗資料分析

本試驗利用個人電腦加 A / D 轉換介面，每秒鐘每頻道錄取 200 個數據點。每次試驗共紀錄 45 秒，每個頻道共有 9,000 個數值資料，14 個頻道共計有 126,000 個資料。因此資料處理時需先輸入 VAX - 780 電腦，以便從事各種統計分析。

1. 試驗波壓、波浪延時關係

試驗資料輸入電腦後，經由繪圖機繪製十四頻道波壓與波高延時變化，如圖 12。由延時關係圖顯示，波壓與波浪關係極為一致。水面以上三個波壓測點 (Ch. 1 至 Ch. 3) 僅在波峯時感受壓力，而水面下波壓測點 (Ch. 4 至 Ch. 8) 在波峯時，作用時為正壓力；波谷時呈現負壓力。所有試驗，越波情況均極輕微而可以忽略。堤後波高計 (Ch. 9) 所紀錄波高均甚小，在試驗範圍內，在低水位，最大波高時，雖可能發生碎波造成衝擊波壓，但在本試驗中，並未獲得碎波衝擊波壓。從試驗中發現，當波高較大發生碎波時，均再以較小之完整波形前進；因此，可以研判此種碎波形態只是水面上部份碎波。

2. 波壓資料分析

波壓資料分析，將波峯時正波壓與波谷時負波壓分開。不論正負波壓 (負波壓採用絕對值)，其統計方法均採用波浪統計方法，將波壓大小依序排列選取最大波壓為 p_{max} 。自最大選取 $1/10$ 個及 $1/3$ 個波壓值，平均分別為 $p_{1/10}$ 及 $p_{1/3}$ 或 p_s 。

平均波壓 $\bar{p}$ 之統計則係將 8 個波壓計所測得波壓作算術平均，即

$$\bar{p} = \frac{1}{8} \sum_{i=1}^8 p_i$$

，再依上述波浪統計方法分析。因此整個防波堤斷面所

受水平總壓力 F ，可以視為波壓平均值乘以防波堤高度。

3. 波浪資料分析

波浪紀錄資料為水位變化值，取其平均為靜水位。利用零線相交，追蹤每個波浪波高及相對週期。按波高大小排列，選取最大波高，並統計最大十分之一波高 $H_{1/10}$ ，最大三分之一波高 $H_{1/3}$ 或 H_s 等，平均週期為試驗時間除以波數。

4. 波浪波壓能譜分析

試驗波浪及波壓能譜分析結果如圖 13。尖峯能量週期 T_p ，約為平均週期 T_z 之一半。波壓能譜尖峯週期接近波浪尖峯週期。長週期波壓能量所佔比例較長週期波浪顯得大些。

(二) 波壓統計特性

試驗所測得之波壓，除水面以上測點為間斷性感應外，水面下測點均隨入射波水位變化。為使不規則波所產生之波壓力時能與波浪統計特性作比較，波壓統計採用波浪統計方法。

1. 波高與波壓力分佈

試驗波高，水面測點波壓力 (Ch. 3)，及垂直斷面平均波壓力之累積超過率如圖 14。圖中顯示各種試驗情況，不論波高，水平點波壓及斷面平均波壓，均甚符合理萊分佈 (Rayleigh distribution)。

2. 波壓無因次參數 p / wH 與堤前相對水深 h / L_0 之關係

深水直立式防波堤所受波壓力與入射波高成正比，入射波高是影響波壓最重要之因素。當波峯作用於堤面時，平均水位附近所受靜壓力約為 wH ， w 為水之單位體積重量。因此試驗波壓與入射波高所產生之靜水壓之比 p / wH 為衡量波壓常用之無因次參數。

(1) 水平測點波壓無因次參數 p / wH 與相對水深 h / L_0 之關係

直立式防波堤受波浪作用時，理論上靜水面附近所受波壓力最大。試驗中所得靜水面測點 (Ch. 3) 波壓強度與相對應之波高無因次參數分別為 $p_{1/3} / wH_{1/3}$ ， $p_{1/10} / wH_{1/10}$ 及 p_{max}

$/ w H_{max}$ 。圖 15 為 $p / w H$ 與 h / L_0 之關係。本試驗採用三種水深所得資料顯示在試驗範圍內， $p / w H$ 受堤前水深 h 影響不顯著。 $p_{1/3} / w H_{1/3}$ ， $p_{1/10} / w H_{1/10}$ 及 $p_{max} / w H_{max}$ 三者與 h / L_0 之關係極為一致。當 $h / L_0 < 0.1$ 時， $p / w H$ 隨 h / L_0 減小而增大；而 $h / L_0 > 0.2$ 時， $p / w H$ 則隨 h / L_0 增加而稍微加大。 h / L_0 約為 0.15 時， $p / w H$ 之值最低。 $p / w H$ 值大多介於 0.7 與 0.9 之間，顯示波峯作用於堤面時，水面點所產生之波壓力小於波峯點之靜水靜力。

(2) 斷面平均波壓無因次參數 $\bar{p} / w H$ 與 h / L_0 之關係

斷面平均波壓， $\bar{p}$ 與相對應波高無因次參數 $\bar{p}_{1/3} / w H_{1/3}$ 、 $\bar{p}_{1/10} / w H_{1/10}$ 及 $\bar{p}_{max} / w H_{max}$ 與 h / L_0 之關係如圖 16。試驗資料顯示， $\bar{p} / w H$ 與 h / L_0 之關係相當良好。 $\bar{p}_{1/3} / w H_{1/3}$ ， $\bar{p}_{1/10} / w H_{1/10}$ 與 $\bar{p}_{max} / w H_{max}$ 均隨 h / L_0 增加而略為減小。換言之，當水深 h 相同時平均波壓隨波長減小而略為減小；在 h / L_0 小於 0.1 時較為顯著。此種趨勢與波壓理論相符合。 $\bar{p} / w H$ 之值大多介於 0.45 與 0.70 之間。

3. 波壓無因次參數 $p / w H$ 與相對波高 H / h 之關係

相對波高 H / h 為影響碎波重要參數。理論上 H / h 小於 0.5 時，屬於未碎波 (Nonbreaking waves)，波壓受 H / h 之影響不顯著。

(1) 水面測點波壓無因次參數 $p / w H$ 與相對波高 H / h 之關係

試驗所得水面測點波壓無因次參數 $p / w H$ 與相對波高 H / h 之關係如圖 17。圖中橫坐標，波高 H 為 $H_{1/3}$ 。無因次關係圖顯示， $p / w H$ 與 H / h 之關係極為一致， $p / w H$ 隨 H / h 增加而略微減小。受試驗水深影響不明顯。

(2) 斷面平均波壓無因次參數 $\bar{p} / w H$ 與相對波高 H / h 之關係

三種統計值斷面平均波壓無因次參數 $\bar{p}_{1/3} / w H_{1/3}$ ， $\bar{p}_{1/10} / w H_{1/10}$ 及 $\bar{p}_{max} / w H_{max}$ 與相對波高 H / h 之關係如圖 17

。圖中橫坐標 H 為 $H_{1/3}$ 。 $\bar{p} / w H$ 與 H / h 之關係較為散亂。在試驗範圍內， $\bar{p} / w H$ 隨 H / h 增加而略微增大，此種趨勢與理論值一致。

4. 波高與波壓各種概率平均值間之關係

本次試驗為避免二次反射影響，每次試驗僅錄取其中45秒鐘之資料，波浪數約為30個。以示性波高 $H_{1/3}$ 為參考值，最大波高 H_{max} 及最大十分之一波高 $H_{1/10}$ 與 $H_{1/3}$ 之比值分別為 $H_{max} / H_{1/3}$ 及 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 。 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 之值大多介於1.1與1.4之間，分佈較為集中，而 $H_{max} / H_{1/3}$ 之值則因波數不足，分佈較為散亂，有些試驗 H_{max} 與 $H_{1/10}$ 相等，其比值大多在1.1與1.6之間。

水面測點波壓以概率三分之一 $p_{1/3}$ 為參考值， $p_{1/10} / p_{1/3}$ ， $p_{max} / p_{1/3}$ 之分佈範圍分別為1.1至1.3及1.1至1.5間。斷面平均波壓力各種概率平均值之比 $\bar{p}_{1/10} / \bar{p}_{1/3}$ 及 $\bar{p}_{max} / \bar{p}_{1/3}$ 分別介於1.1至1.35及1.1至1.5之間。

各種概率斷面平均波壓比值 $\bar{p}_{1/10} / \bar{p}_{1/3}$ 及 $\bar{p}_{max} / \bar{p}_{1/3}$ 與相對應概率波高比值 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 及 $H_{max} / H_{1/3}$ 之關係分別如圖18及19。兩無因次參數間資料成扇形分佈，迴歸線斜率接近1:1。此種現象顯示，在統計上不規則波群中，較大的波高造成較高波壓之趨勢，但如果利用波群中，統計上慣用之示性波高 $H_{1/3}$ 所得之波壓力 $\bar{p}_{1/3}$ 推估 $\bar{p}_{1/10}$ 及 $\bar{p}_{max}$ ，則隨 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 或 $H_{max} / H_{1/3}$ 之值增加而產生較大之偏差。

5. 水平總壓力試驗值與計算值之比較

作用於合成堤直立部份之水平總壓力 F ，與靜水壓力之比 $F / w d^2$ ， d 為防波堤直立部份之水深，隨堤前相對水深 h / L 及相對波高 H / d 增加而加大。因為試驗所採用之相對水深並未固定，為便於與波壓計算公式比較，將 h / L 按大小歸併成四組，分別為 $0.10 \leq h / L \leq 0.139$ ， $0.160 \leq h / L \leq 0.200$ ， $0.220 \leq h / L \leq 0.259$ ， $0.260 \leq h / L \leq 0.280$ 。波壓計算為Nagai公式及

Sainflou 公式兩種， h/L 值依次分別為 0.120、0.180、0.240 及 0.270。

圖 20 為不同之 h/L 值 F/wd^2 與 H/d 關係試驗值與 Nagai 公式計算值之比較。當 $h/L < 0.135$ 時，Nagai 波壓計算公式歸為淺水，計算所得 F/wd^2 隨相對波高 H/d 增加而急遽加大， $h/L = 0.120$ 時，Nagai 公式計算值與試驗值之差異隨 H/d 增加而更顯著。試驗資料 F/wd^2 與 H/d 呈現近似 1:1 之增加趨勢。0.135 $\leq h/L \leq 0.35$ 時 Nagai 公式列為中水深，當 h/L 增為 0.180 時，Nagai 公式計算值與試驗值差異已顯著減小，但所得 F/wd^2 仍較試驗略大。 h/L 增加為 0.24 時，計算值更接近試驗值，但仍稍微偏大。當 h/L 增為 0.27 時，試驗值均較計算值大。由此可知利用 Nagai 公式計算波壓，在淺水時（ $h/L < 0.135$ ）顯著偏大，且隨 H/d 增大而與試驗值差異愈大。 h/L 增至 0.27 接近深水界限線（ $h/L \geq 0.35$ ），計算值較試驗值有偏小之趨勢。

上述比較試驗水平總波壓力 F 係採用概率最大三分之一斷面平均波壓 $\bar{p}_{1/10}$ 計算。因此，試驗波壓力 F ，若採用 $\bar{p}_{1/10}$ 或 $\bar{p}_{max}$ 計算，則 Nagai 公式在計算中水深（0.135 $\leq h/L < 0.35$ ）波壓力所造成差異將更大。

F/wd^2 試驗值與 Sainflou 公式計算值比較如圖 21。當 $h/L = 0.120$ 時，Sainflou 公式所求得波壓力與試驗值相當符合。Sainflou 公式計算值，隨 h/L 增加而漸大於試驗值。但若試驗值採用 $\bar{p}_{1/10}$ 計算水平總壓力，則計算值較試驗值有偏小之趨勢。

(二) 最大波壓統計分析特性

1. 波壓試驗值與計算值垂直分佈

試驗資料經整理後，各試驗情況最大波壓垂直分佈與 Sainflou 公式及 Goda 公式計算值比較如圖 22。根據本試驗研究所推導之波

壓計算公式計算值亦標示於圖中。

計算公式所採用波高為試驗波群中最大波高 H_{max} 。週期為示性週期 $T^{1/3}$ 。當相對水深 h/L 值較小時，Goda 公式計算值遠較 Sainflou 公式計算值為大。隨著相對水深值之增加，二種波壓公式之計算值則趨於一致。壁面受波峯作用時，試驗波壓分佈顯示，最大動壓力值大部發生在水面測點；但當拋石基礎面上水深 d 值減小時，發生最大動壓力值之位置則有往水面下移之趨勢。相對波高 H_{max}/h 較大時，兩種公式之計算值均較試驗值為大。Goda 公式所求得波壓較 Sainflou 計算波壓值大。 H_{max}/h 隨著入射波高之減小而減低，試驗值與計算值則逐漸趨於一致。Sainflou 及 Goda 二種公式之計算值亦相當接近。

2. 波峯、波谷時水面波壓比較

波谷時，堤前動壓力最大值 p'_1 與波峯時動壓力最大值 p_1 之比 p'_1/p_1 與 h/L 之關係如圖 2.3。試驗資料顯示相對水深 $h/L > 0.175$ 時，則壁面為波谷時，其最大動壓力值 p'_1 遠較壁面為波峯時所發生之最大動壓力值 p_1 為大。此種結果顯示，深水防波堤最大動壓力值並非絕對發生在壁面為波峯作用時，而可能發生在壁面為波谷時。此時最大動壓力方向與波浪前進方向相反。

3. 根據試驗資料推導波壓公式

根據本次研究各種試驗所得資料，推導重複波波壓公式如下：

堤面受波峯作用時

$$p_1 = \alpha_1 w H_{max}$$

$$p_2 = p_1 e^{\alpha_2 (h/L - \alpha_3)}$$

$$R = 1.5 H_{max}$$

其中 $\alpha_1 = 1.7 - 1.2 \frac{d}{h}$

$$\alpha_2 = 4.67 \frac{d}{h} - 2.1$$

$$\alpha_3 = 4 - 4.67 \frac{d}{h}$$

堤面受波谷作用時

$$p_1' = \alpha_1' w H_{max}$$

$$p_2' = p_1' e^{\alpha_2' (h/L - \alpha_3')}$$

$$R' = \alpha_4' H_{max}$$

其中 $\alpha_1' = 2.4 - 2.0 \frac{d}{h}$

$$\alpha_2' = 3.80 \left(\frac{d}{h} - 0.48 \right)$$

$$\alpha_3' = -8.64 \left(\frac{d}{h} - 0.84 \right)$$

$$\alpha_4' = -11 \left(\frac{d}{h} - 0.82 \right)$$

根據推導公式計算所得波壓繪於圖 22。計算值較符合試驗值。

六、結論與建議

- (一)第一階段試驗結果顯示，入射波高 (H_o) 雖未達碎波條件，但在不規則波群入射波與反射波適當相位組合下，亦可能產生極大之衝擊波壓力。最大入射波浪不一定造成最大波壓。幾個較大之入射波與反射波組合後，作用於堤面可能產生最大波壓力。
- (二)第一階段試驗所得波高成理萊分佈；波壓成近似均勻分佈，第二階段所得波高與波壓均成理萊分佈。
- (三)堤面波壓力試驗值與計算值之比隨相對堤頂高度 h_c / H_i 降低而比例減小之趨勢。越波時，堤頂部份波壓力計算值較實際情形偏大。
- (四)在試驗範圍內 $0.05 < h / L_o \leq 0.3$ 時，水平測點波壓無因次參數 p / wH 與 h / L_o 及 H / h 二者關係均極為一致，不因使用統計概率改

變而有顯著差異。不論 $p_{1/3} / w H_{1/3}$, $p_{1/10} / w H_{1/10}$ 及 $p_{max} / w H_{max}$, 其值大都介於 0.7 至 0.9 間。 $p / w H$ 隨 H / h 增加而略微減小。

(五) 斷面平均波壓，無因次參數 $\bar{p} / w H$ 隨 h / L_0 增加而有減小，隨 H / h 增加而略微增大，此與波壓理論相符合。 $\bar{p} / w H$ 之值介於 0.45 與 0.65 之間，不因使用統計概率而有太多差異。

(六) $\bar{p}_{1/10} / \bar{p}_{1/3}$ 與 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 及 $\bar{p}_{max} / \bar{p}_{1/3}$ 與 $H_{max} / H_{1/3}$ 無因次關係中資料成扇形分佈。迴歸線斜率接近 1 : 1。此種現象顯示，統計上不規則波群中較大的波高造成較大波壓；但如果利用波群中慣用之示性波高 $H_{1/3}$ 所得平均波壓 $\bar{p}_{1/3}$ ，推估 $\bar{p}_{1/10}$ 或 $\bar{p}_{max}$ 則隨 $H_{1/10} / H_{1/3}$ 或 $H_{max} / H_{1/3}$ 之值增加而產生較大之偏差。

(七) Nagai 公式計算所得水平總波壓力與試驗值最大三分之一比較，在淺水時 ($h / L < 0.135$) 計算值偏大，且隨 H / d 增加而差異愈大。中水深時 ($0.135 < h / L < 0.35$) $F / w d^2$ 計算值與試驗值趨勢一致且相當吻合。隨 h / L 增為深水中，計算值有偏小之趨勢。Sainflou 公式則在 h / L 較小時計算值與試驗值相當接近，隨 h / L 增加，計算值較試驗值偏大，但仍較最大十分之一總壓力為小。因之 Nagai 及 Sainflou 兩公式應用在未碎波之波壓力計算時，所得結果，未能涵蓋最大波壓；且因 h / L 不同計算所得之波壓與試驗值差異甚大。

(八) 當堤面為波峯時，最大動壓力發生在水面上，惟當拋石基礎面上水深 d 值減小時，試驗結果顯示，最大動壓力位置則可能發生在水面下。

(九) 試驗結果顯示，相同入射波浪條件，合成堤堤基相對水深 $h / L > 0.175$ 時，則壁面波谷時之最大動壓力值 p'_1 ，較壁面波峯時所發生之壓力 p_1 值為大。即最大動壓力值並非絕對發生在壁面為波峯情況，當壁面為波谷時，有可能造成與入射波相反方向之最大動壓力。但波谷時，受壓面積較小，力臂較低，所造成之水平總壓力及傾倒力矩一般均較波峯時為

小。

- (+)根據試驗所推導公式，較 Sainflou 公式及 Goda 公式簡單，且能充分描述試驗範圍內之波壓垂直分佈特性。惟試驗所涵蓋範圍稍嫌不夠，如能再作更多試驗研究作為印證，將可導出一個能適用於各種條件之波壓計算公式。
- (+)本研究係針對合成式防波堤波壓分佈特性辦理試驗，涵蓋範圍相當有限（ H/h 值在 0.1 與 0.5 間），對可能發生碎波之較大 H/h 未能作有計畫之試驗研究，建議再針對碎波波壓及開孔胸牆防波堤等作有系統之試驗研究。
- (+)本所初次辦理波壓試驗，人員經驗不足，經本試驗研究計畫後，參與研究人員已獲得相當之經驗，往後從事類似研究計畫將有極大之助益。

七、參考書籍

1. Nagai, S., Pressure of Standing Waves on Vertical Wall", Journal of Waterways and Harbour Division, ASCE, Vol.95, NO.WW1, pp.53-76.
2. Goda, Yoshimi, "New Wave Pressure Formula for Composite Breakwaters", Coastal Engineering, Chap.100, ASCE, 1974.
3. H. Lundgren and H. Gravesen, "Vertical Face Breakwaters", KVIV. Int. Havenknogres, 1974.
4. H. Gravesen and H. Lurdgren, "Forces on Vertical and Sloping Face Breakwater", International Association for Hydraulic Research.
5. K. Tanimoto et al., "Experimental Study of Impact Breaking Wave Forces on a Vertical-Wall Caisson of Composite Breakwater", Report of the Port and Harbour Research Institute, Japan. Vol.20, NO.2, 1981.

6. K. Tanimoto et al., "A Model Experiment of Irregular Wave Action on a Caisson Breakwater armored with Wave Dissipating Concrete Block", Report of the Port and Harbour Research Institute, Japan, Vol. 321, 1979.
7. S. Takahashi et al., "Generation Mechanism of Impulsive Pressure by Breaking Wave on a Vertical Wall", Report of the Port and Harbour Research Institute, Japan, Vol.22, NO.4, 1983.
8. K. Tanimoto et al., "Experimental Study of Random Wave Forces on Upright Section of Breakwater", Report of the Port and Harbour Research Institute, Japan, Vol.23, NO.3, 1984.
9. CERC, Shore Protection Manual, 1984.
10. Y. Ito, Stability of Mixed-type breakwater-A Method of Probable Sliding Distance", Coastal Eng. in Japan, Vol.14, JSCE, 1971.
11. G. Sainflou, "Essai sur les Diguees Maritimes Verticales Annales des Ports et Chausees", Vol.98, NO.4, 1928.
12. I. Tadjbakhsh and J.B. Keller, "Surface Waves of Finite Amplitude", JFM, Vol.8, 1960.
13. H. Mitsuyasu, "Experimental Study on Wave Force Against a Wall", Coastal Eng. in Japan, Vol.5, JSCE, 1962.

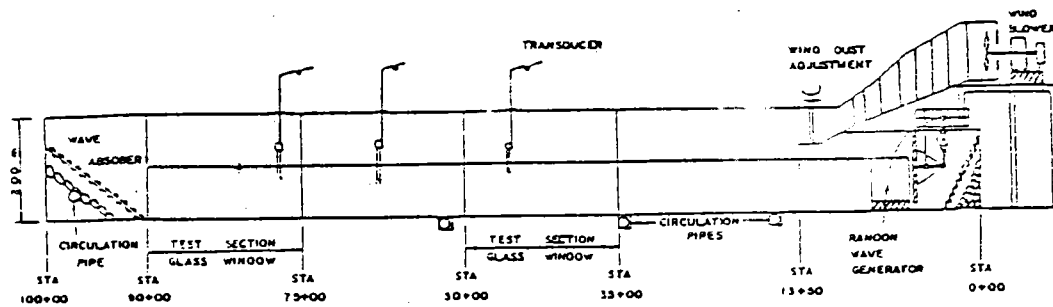


圖 1 風洞水槽

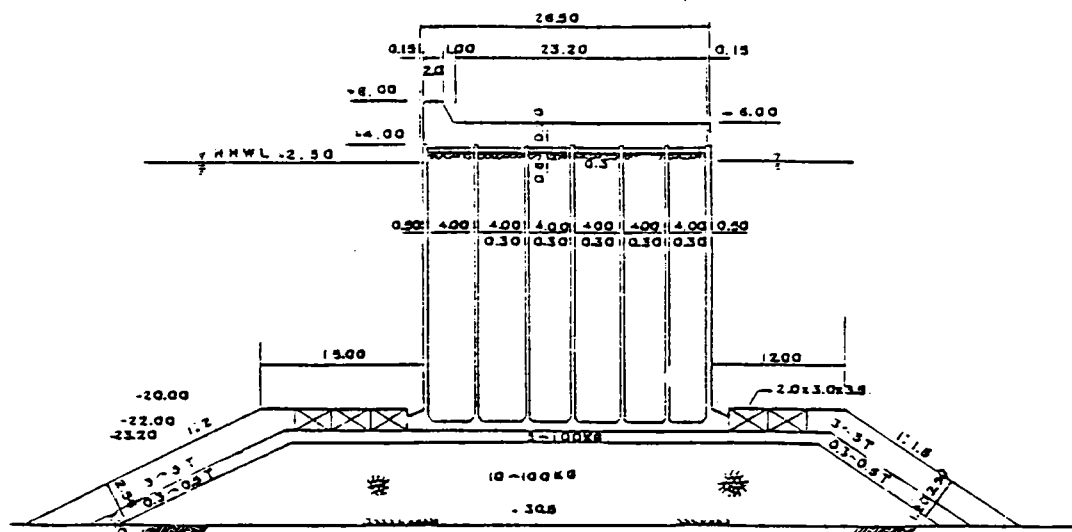


圖 2 第一階段試驗防波堤斷面

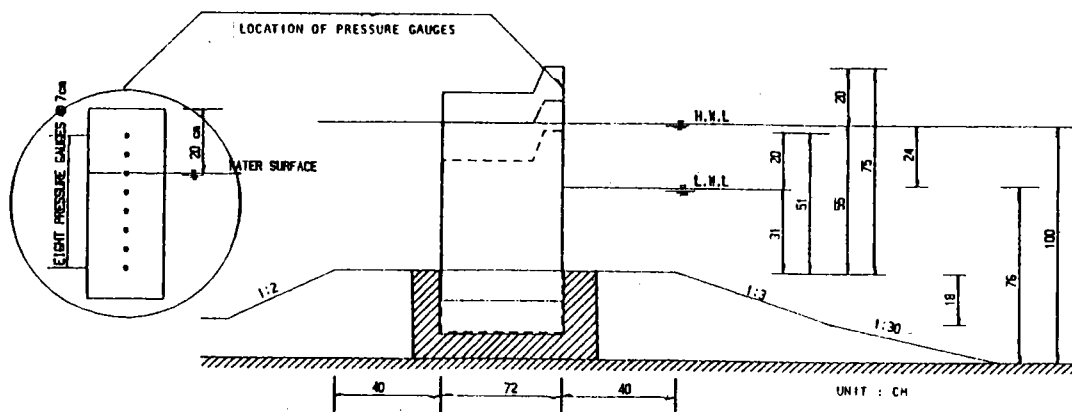


圖 3 第二階段試驗防波堤斷面

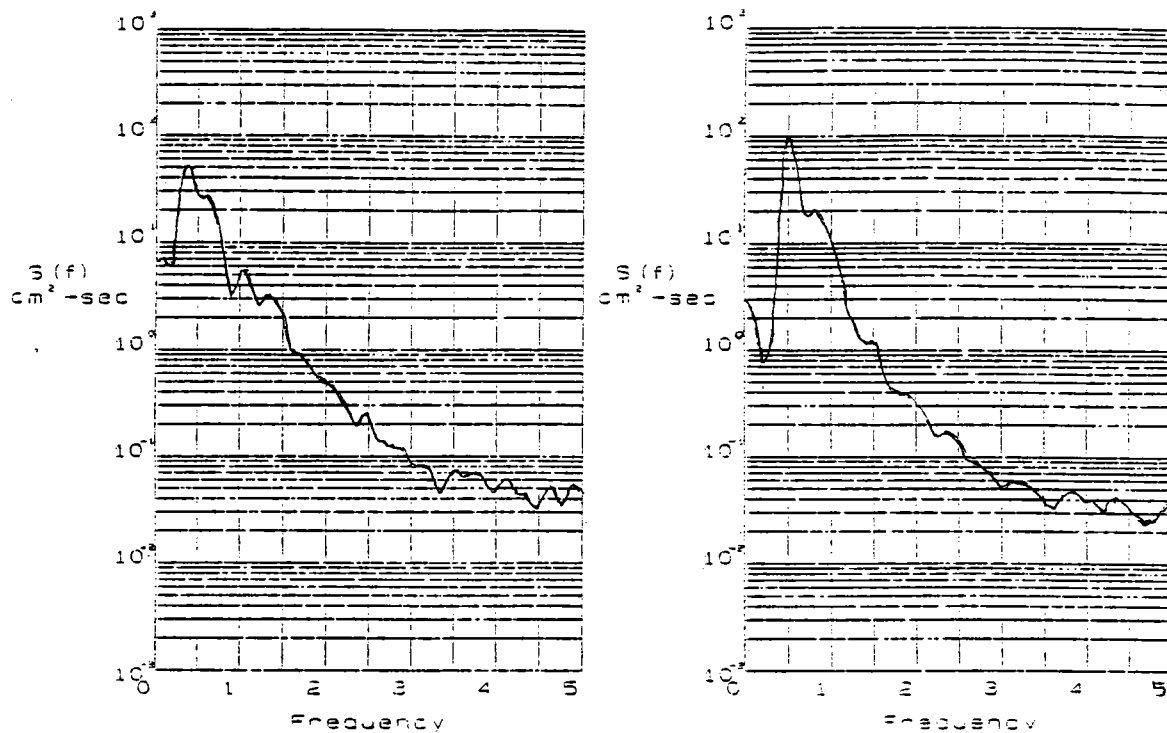


圖 4 第一階段試驗波浪能譜

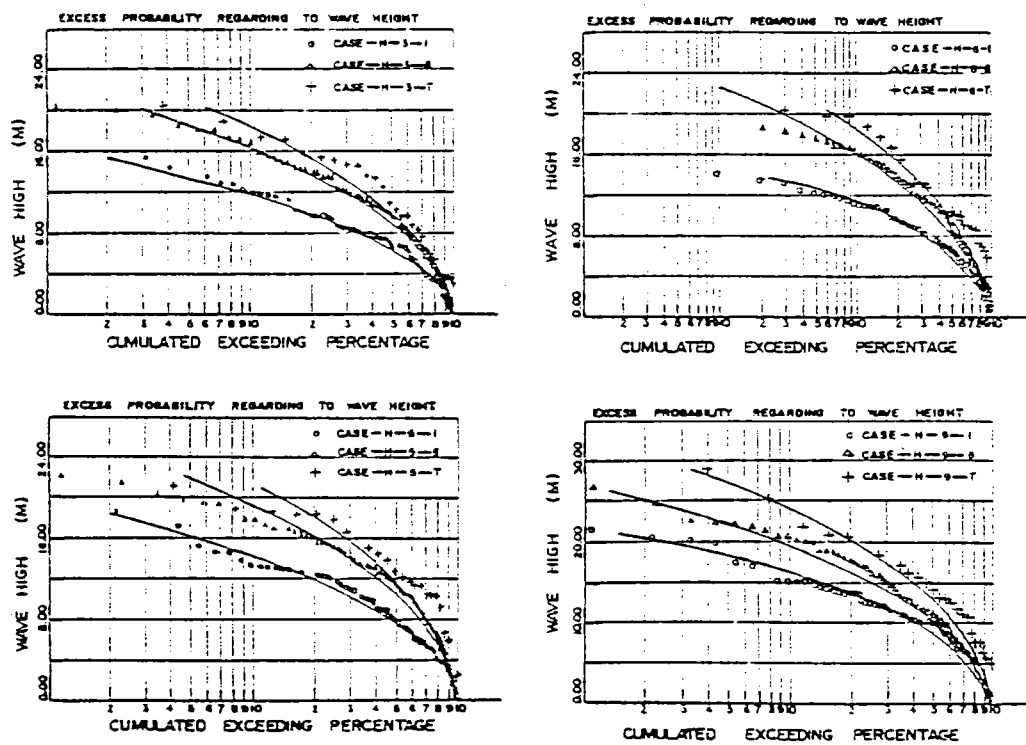


圖 5 波高累積超過率關係 (I : 入射波 ; B : 堤前波
T : 試驗入射波)

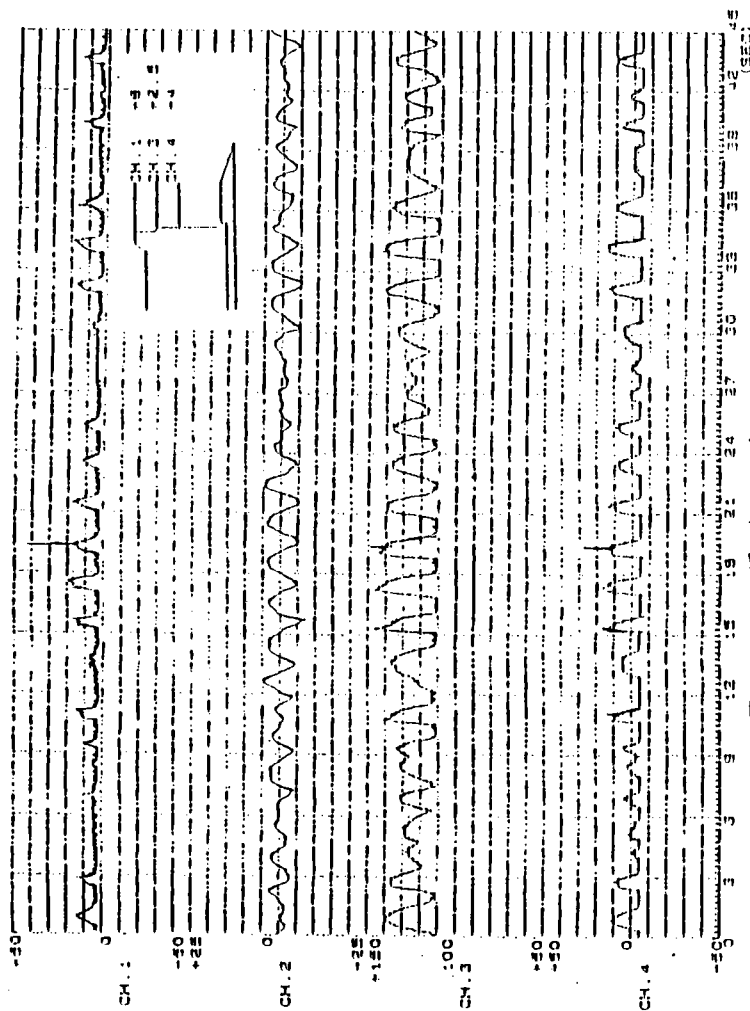


圖 6. 波壓與堤前波高延時變化

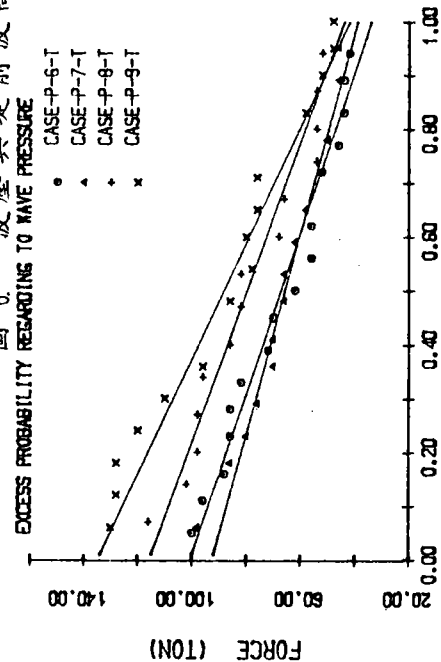


圖 7. 水面測點波壓強度累積概率關係

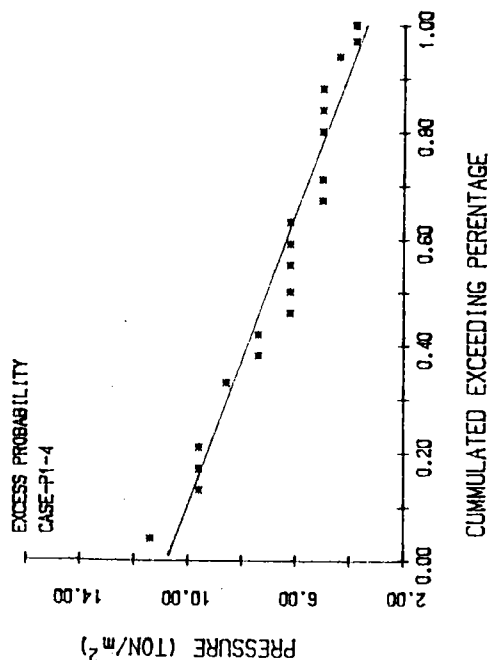
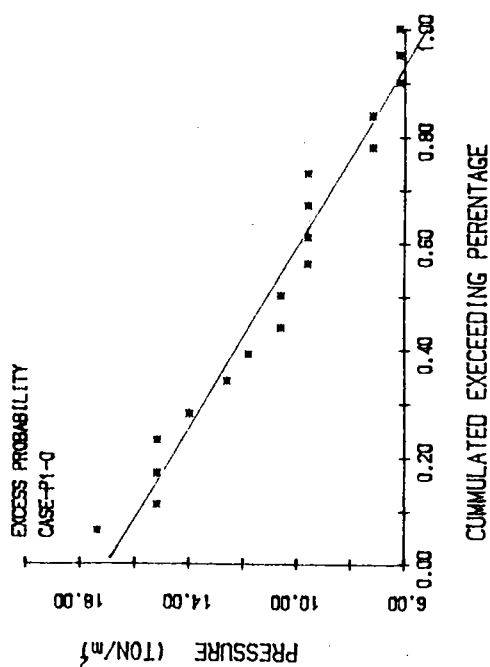


圖 9. 水平總壓力概率迴歸比較

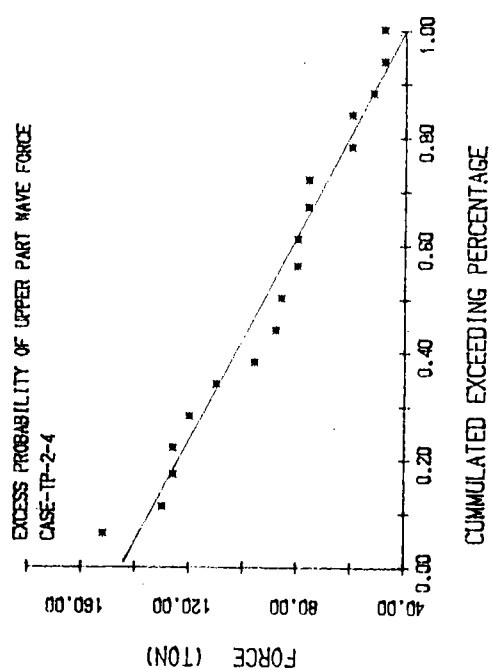
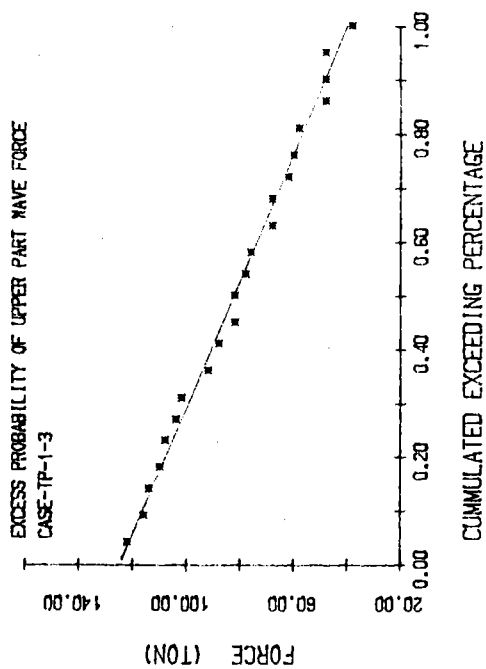


圖 8. 水平總壓力累積概率關係

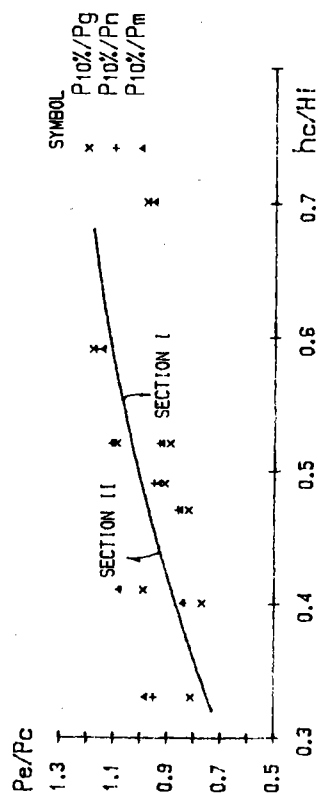


圖 10. 波壓試驗值與計算值比 P_e/P_c 與 hc/H_i 之關係

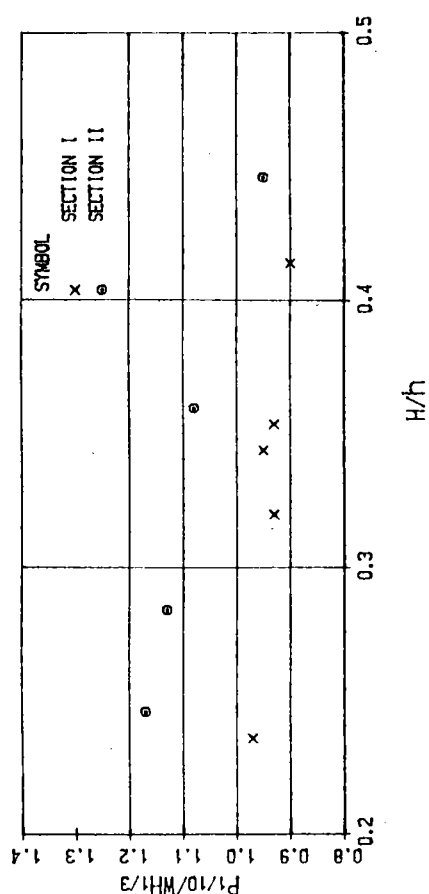


圖 11. 試驗值 P_{WH} 與 H/h 之關係

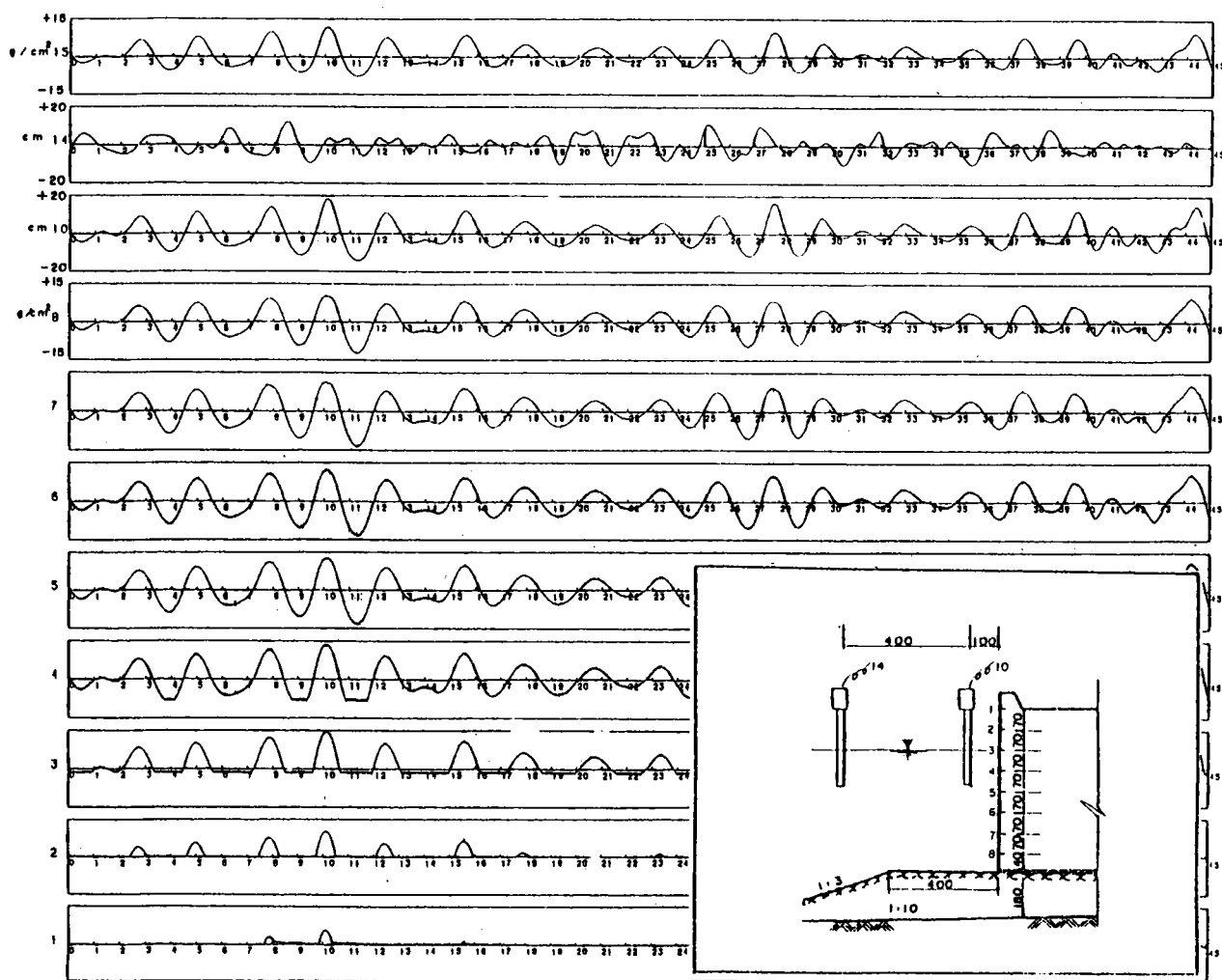


圖 12 波壓及波浪試驗延時變化圖

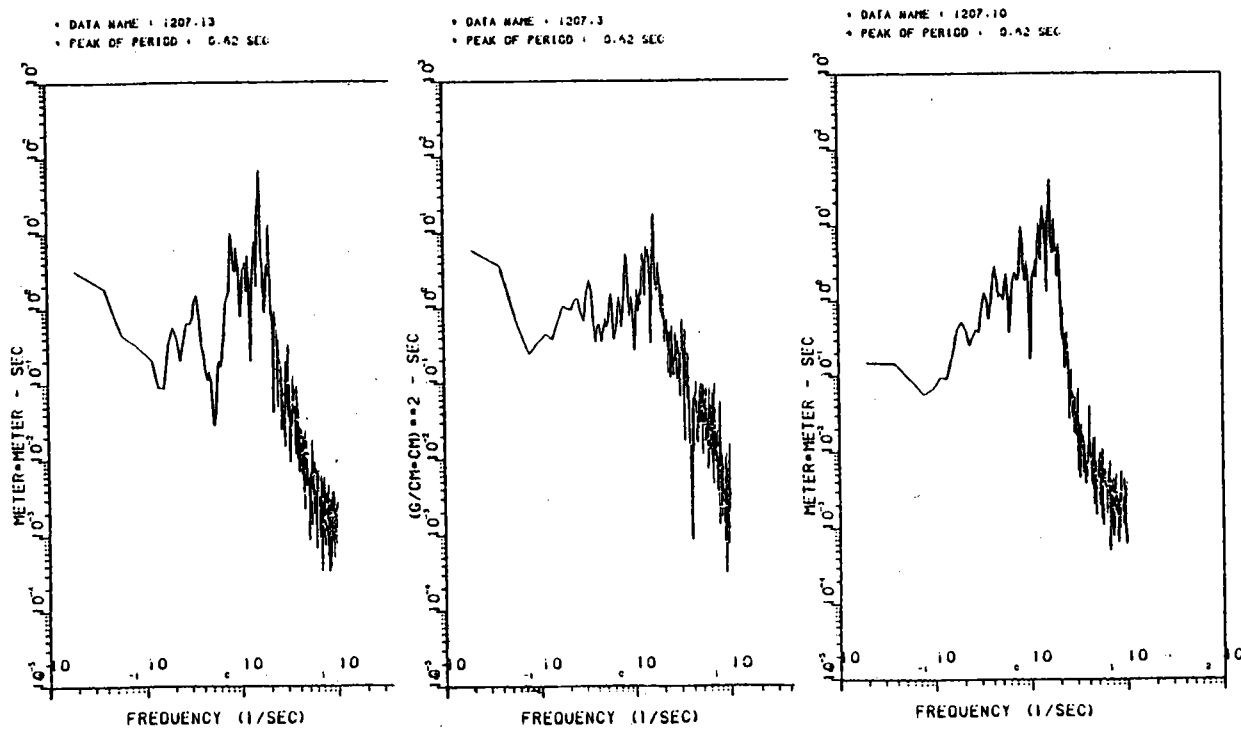
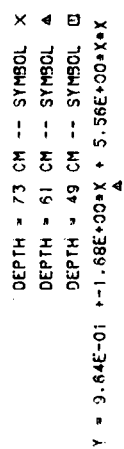


圖 13 波浪及波壓能譜分析圖



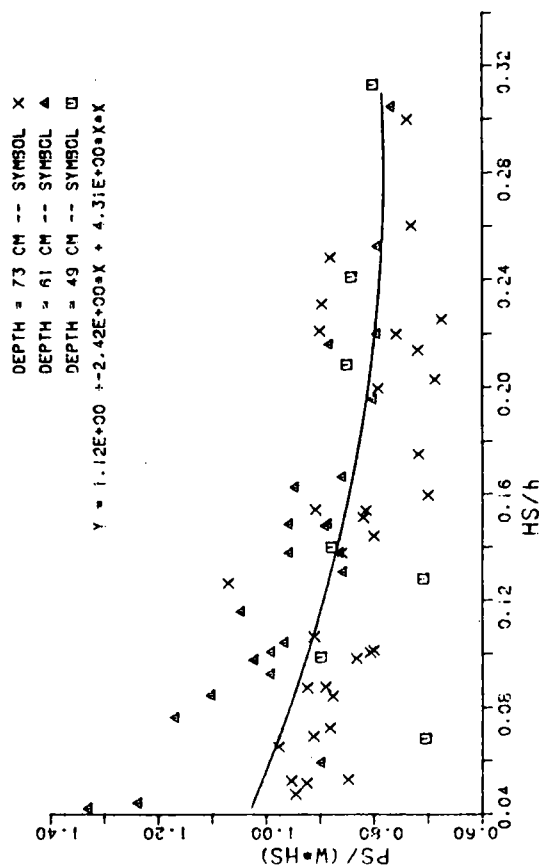
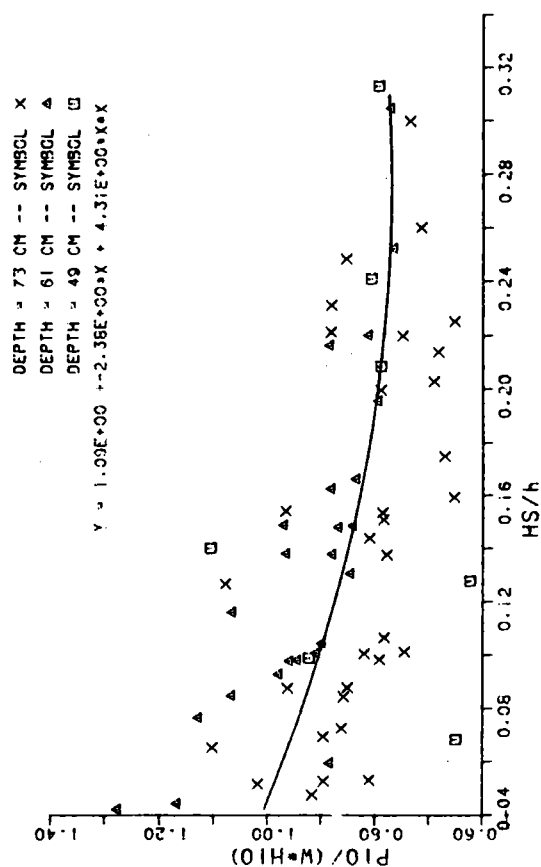


圖 17. P/WH 與 H_s/h 之關係

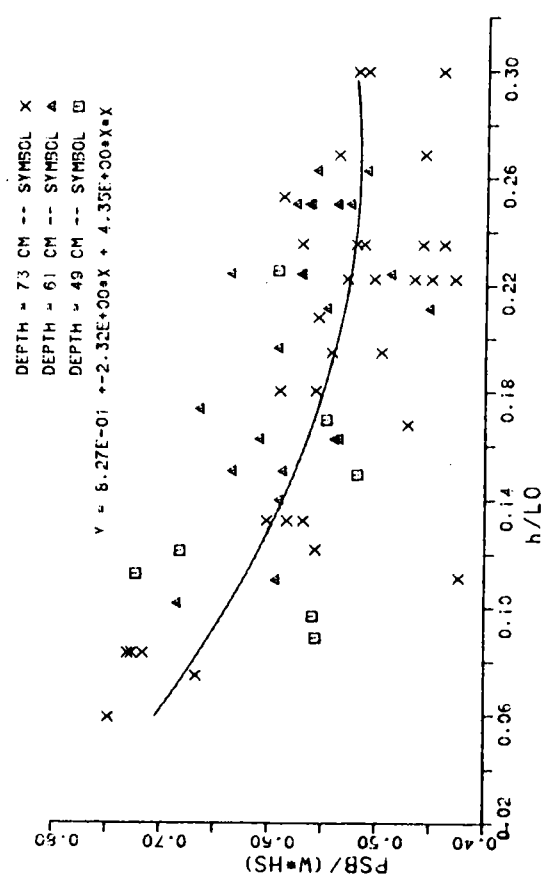
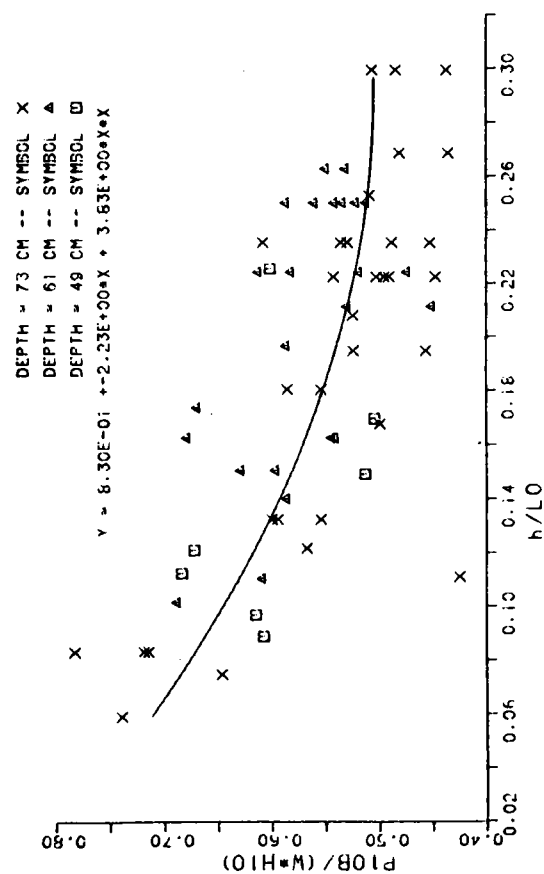


圖 16. P/WH 與 h/L_0 之關係

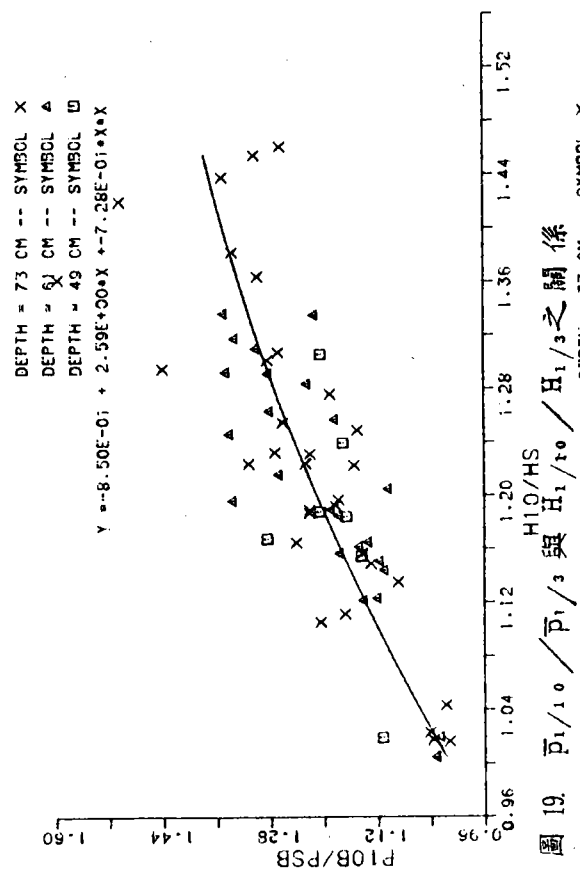


圖 19. $\bar{p}_1/10 / \bar{p}_1/3$ 與 $H_{10}/H_{10}/HS$ 之關係

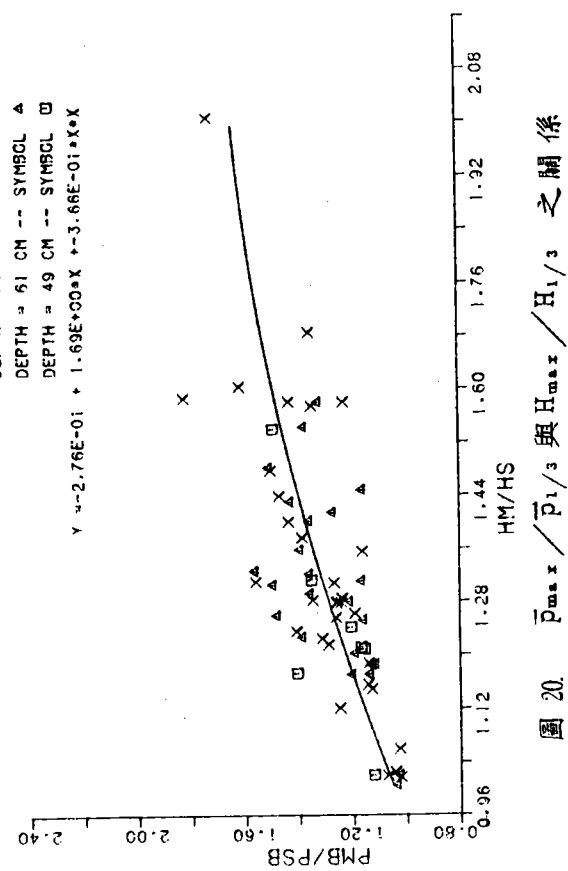


圖 20. $\bar{p}_{max} / \bar{p}_1/3$ 與 $H_{max}/H_{10}/HS$ 之關係

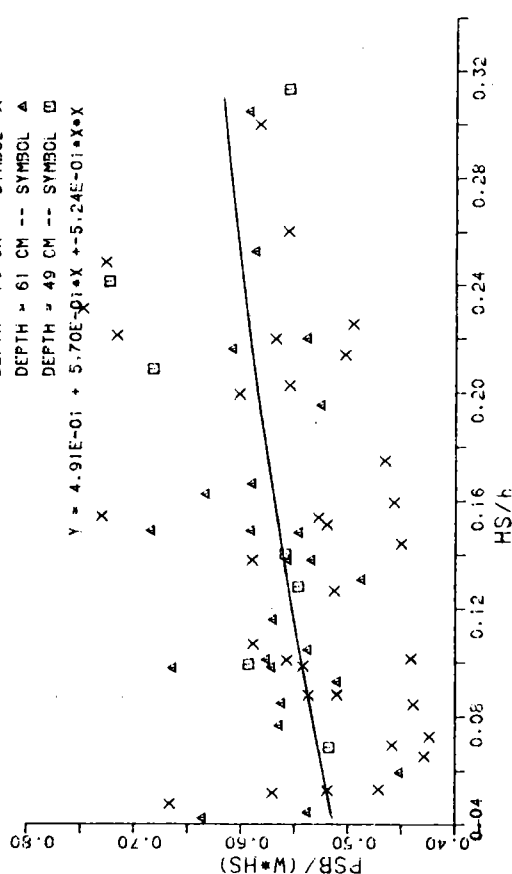
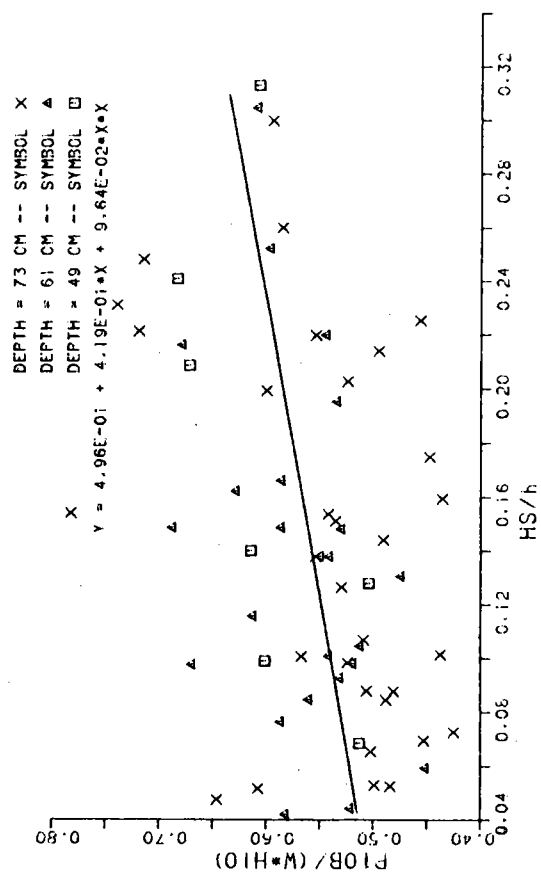


圖 18. $\bar{p} / W H$ 與 H_s/h 之關係

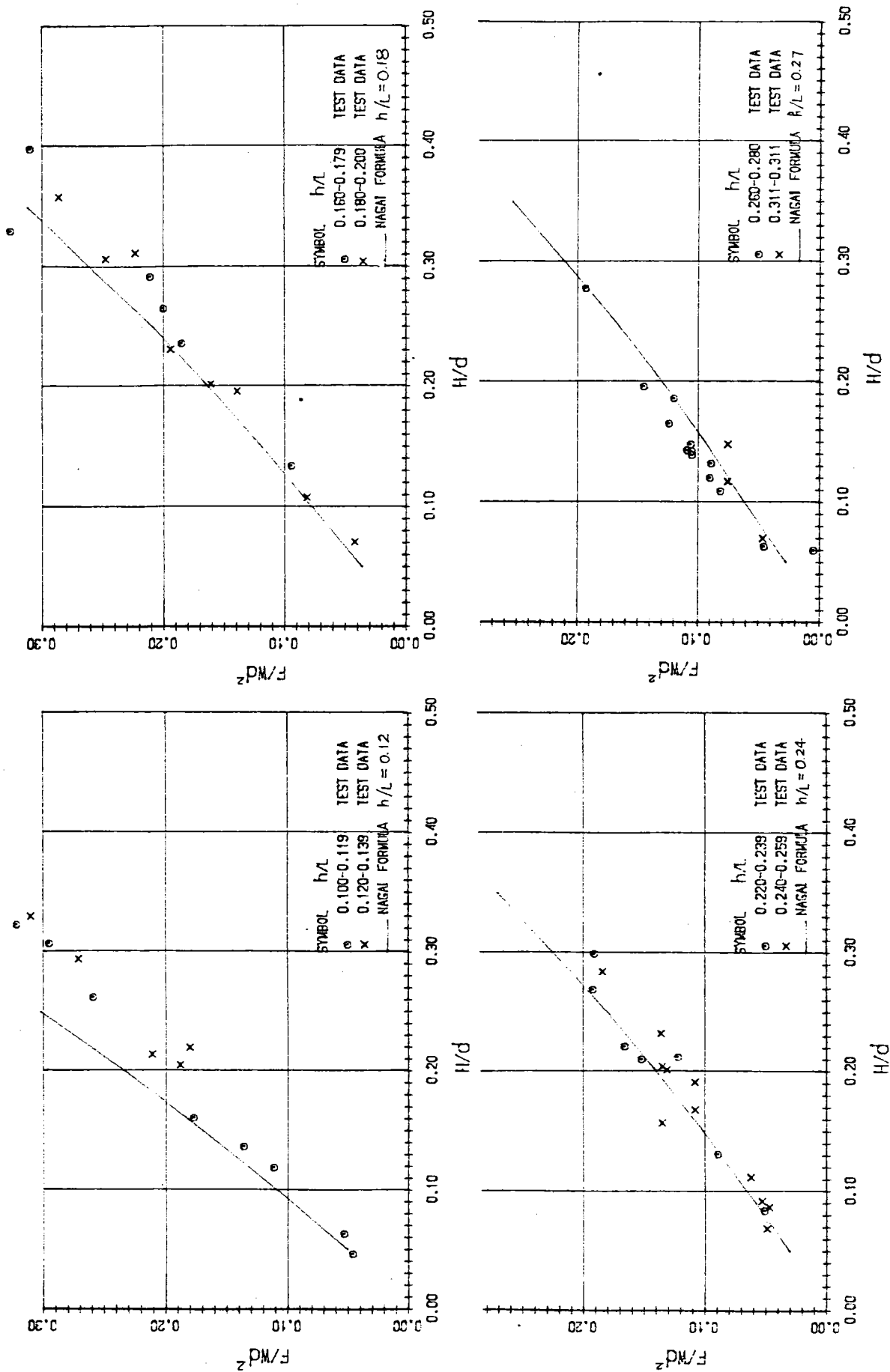


圖 21 F/Wd^2 與 p/H 試驗值與 Nagai 計算值比較

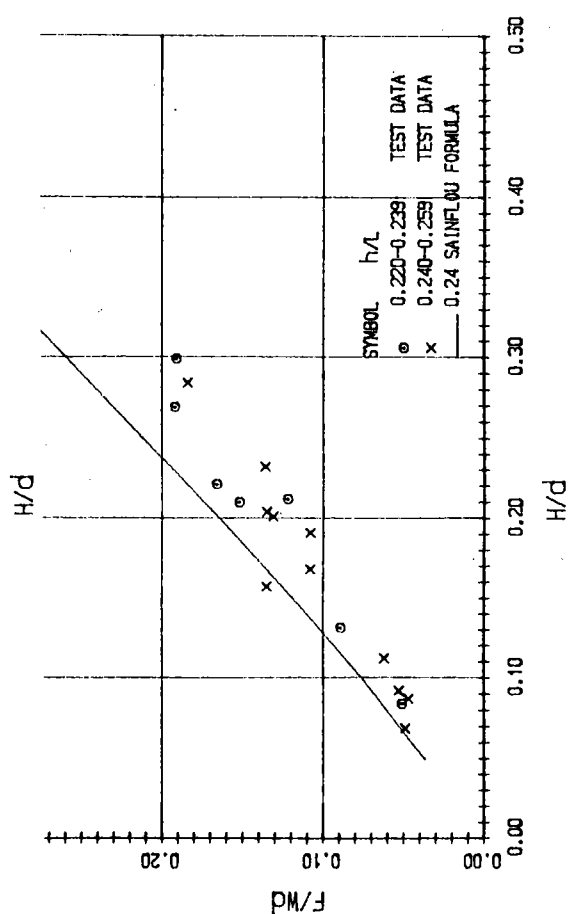
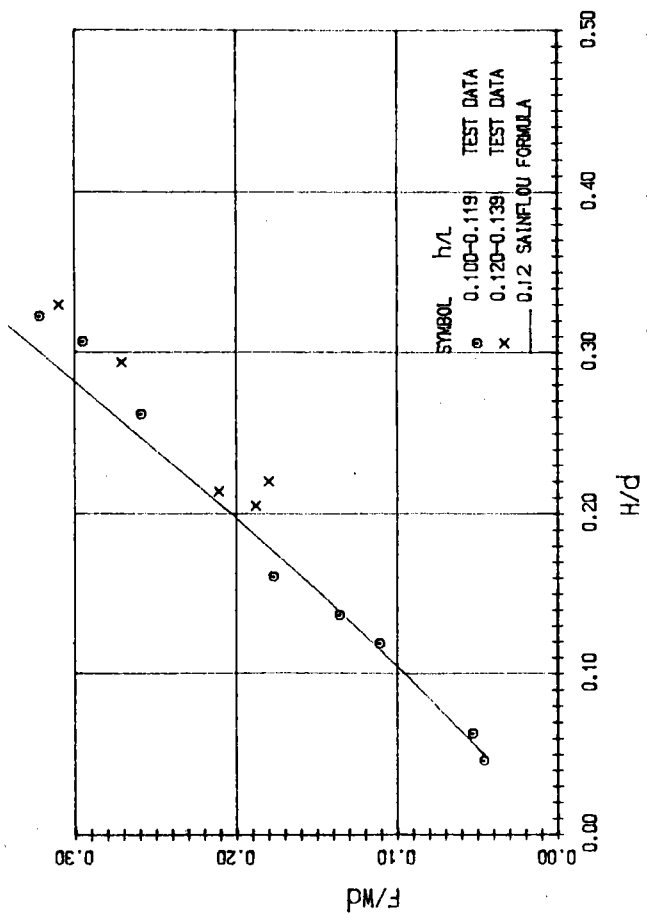
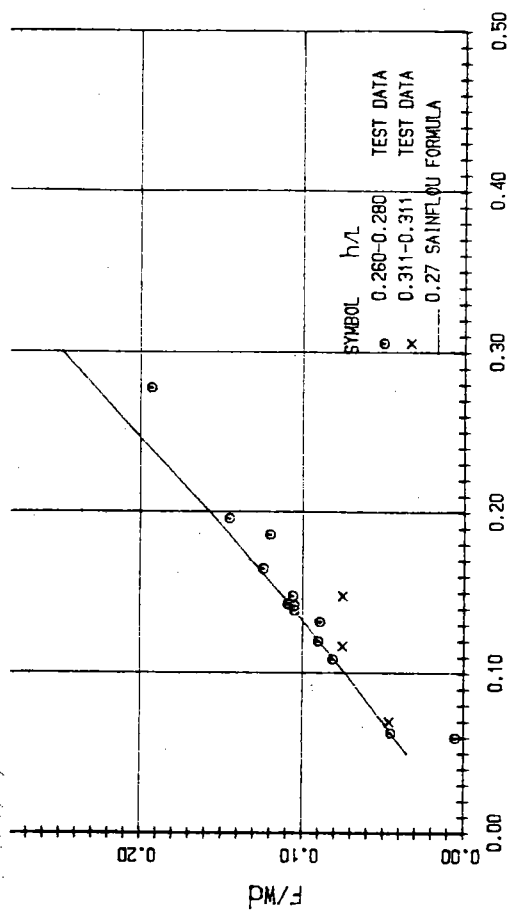
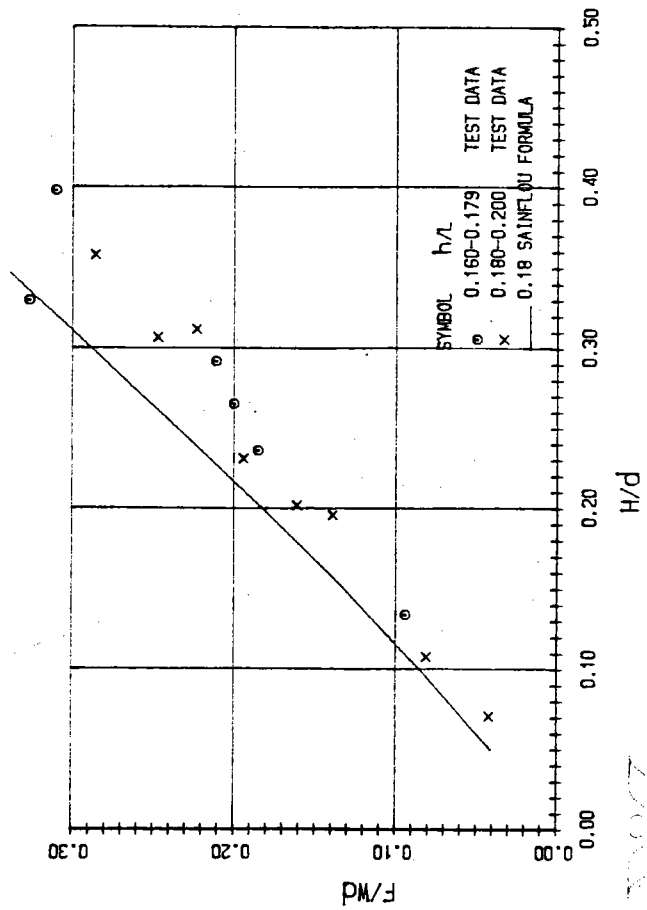


圖 22 F/wd^2 與 H/d 驗值與 Sainflou 計算值比較

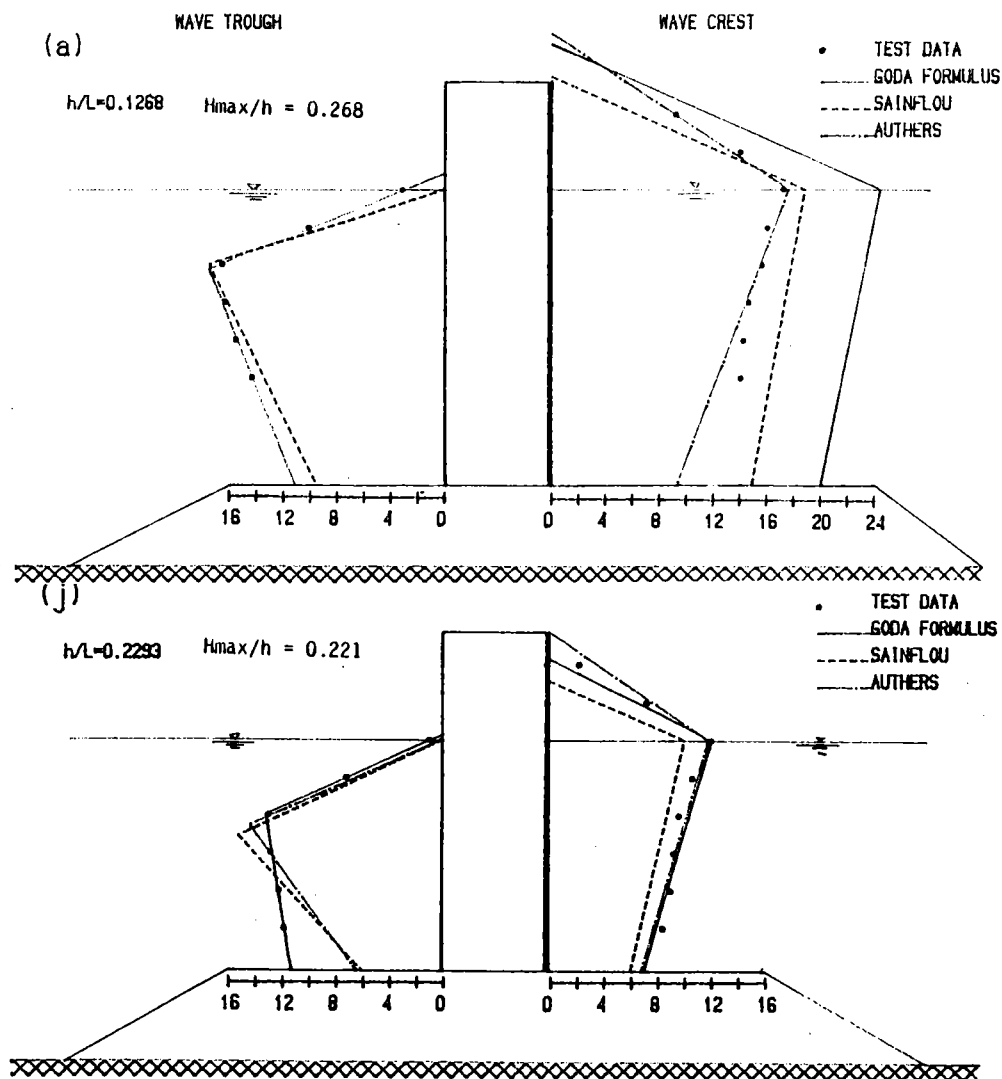


圖 23 最大波壓斷面分佈試驗與計算值比較

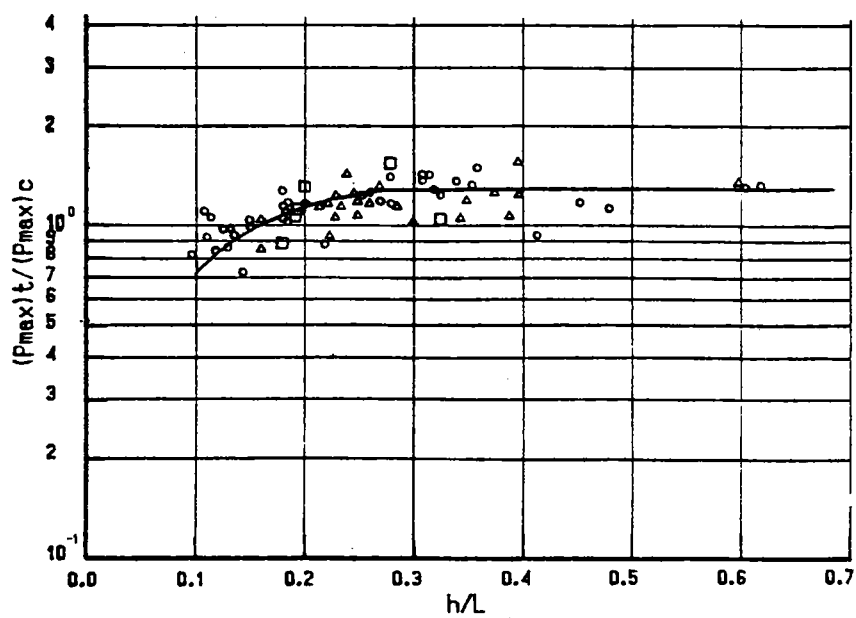


圖 24 P'_i / P_i 與 h/L 之關係

東十一號碼頭改建貨櫃碼頭之規劃 設計與施工

會 榮 哲

基 隆 港 務 局 擴 建 工 程 處

第 一 工 務 所 主 任

一、計劃緣由

由於近年來國際航運貨櫃化運輸急速成長，台灣進出口貨物貨櫃化比率不斷增高，致本港貨櫃營運量多年來維持連續大幅成長狀態，貨櫃顯然已躍居為本港主要營運項目。根據統計，從65.年度至71.年度本港貨櫃裝卸量自 302,800 TEU 增加為 676,006 TEU，七年間增加了 123 %，全港貨櫃化比率自 52.02% 增加為 74.29%，同期本港貨櫃船自 955 艘增加為 2,164 艘，七年間增加了 126 %。本港現雖擁有貨櫃碼頭八座，貨櫃起重機十台，惟估計作業能量仍不敷營運需要，據72.年度資料統計顯示，現有八座貨櫃碼頭平均每座碼頭裝卸量已高達 11.7 萬 TEU，遠超出正常營運量，在目前尚可勉強應付，但實無法滿足日後發展之需求。茲探究分析其原因為：

(一)本省進出口貨物貨櫃化比率仍將繼續增加

據估計雜貨之貨櫃化比率最高可達 90 %，而本世紀內全球傳統定期航線約 80 % 將轉為貨櫃化，目前我國已全力發展策略性工業，並致力於工業升級及改變經濟結構，預計短期內本省進出口貨物貨櫃化比率將大幅增加。

(二)貨櫃船型日趨增大

早期貨輪難以大型化之原因為裝卸慢、成本昂，「在航」時間之

經濟效益被「在港」時間過久而抵銷。自 1955 年貨櫃問世之後，船舶規格成長驚人，美國海陸運輸公司于 1962 年開始使用之「巨無霸」T₂ 型貨櫃輪，裝櫃量為 496 只，至 60 年代末期，海陸公司推出 SL 7 型大型貨櫃輪，裝載量高達 2,024 TEU，全長 288.4 公尺，寬 32.3 公尺，吃水為 10.6 公尺，然自此以後，為適應巴拿馬運河極限水深，貨櫃船滿載吃水多設計在 11 至 12 公尺間（巴拿馬運河僅能容長 289 公尺，寬 32.3 公尺，吃水 12 公尺以下之航船通過），而本港現有八座貨櫃碼頭中僅四座水深超過 11 公尺，實難以肆應日漸增多之大型貨櫃船之需要。

(三) 現有貨櫃碼頭已呈極限使用

現有貨櫃碼頭已由六家公司與本局簽約取得優先使用權，優先使用已排至第六順位，為加強服務航商改善船貨擁擠，貨櫃碼頭採 24 小時日夜三班制作業，船席及機具已發揮最高使用率，惟因貨櫃碼頭有限，仍難滿足航商之需要。

(四) 貨櫃船停靠本港之意願強旺

據日本野村綜合研究所之調查，因本港貨物較多，成為本省各港中船公司最希望停靠之港口，各大貨櫃公司既有航線或新闢航線均設法彎靠本港，並殷切盼望本局大量增闢貨櫃碼頭，由此足以顯示船公司之營業需求，進而反映貨主之習慣及意向，更充份說明對外貿易及經濟發展對本港實際需要之情況，故本港貨櫃營運在本局不斷努力下，仍繼續承受來自貨主及航商強旺需求之沉重壓力，此項壓力正與日俱增。

(五) 北櫃南運數量龐大，業者負擔沉重

在本港貨櫃碼頭不敷需要之情形下，北櫃南運數量日益增多，據統計民國 70 年經基隆關結關之進出口貨櫃共計 611,139 只，佔全省進出口貨櫃總數 50 % 強，其中 109,194 只貨櫃由基隆關結關後經陸運至高雄港裝船，每只貨櫃陸運貨以 14,000 元計，每年共耗費十五億元由業者負擔轉嫁於國民，且耗費大量能源，並增加高速公路之

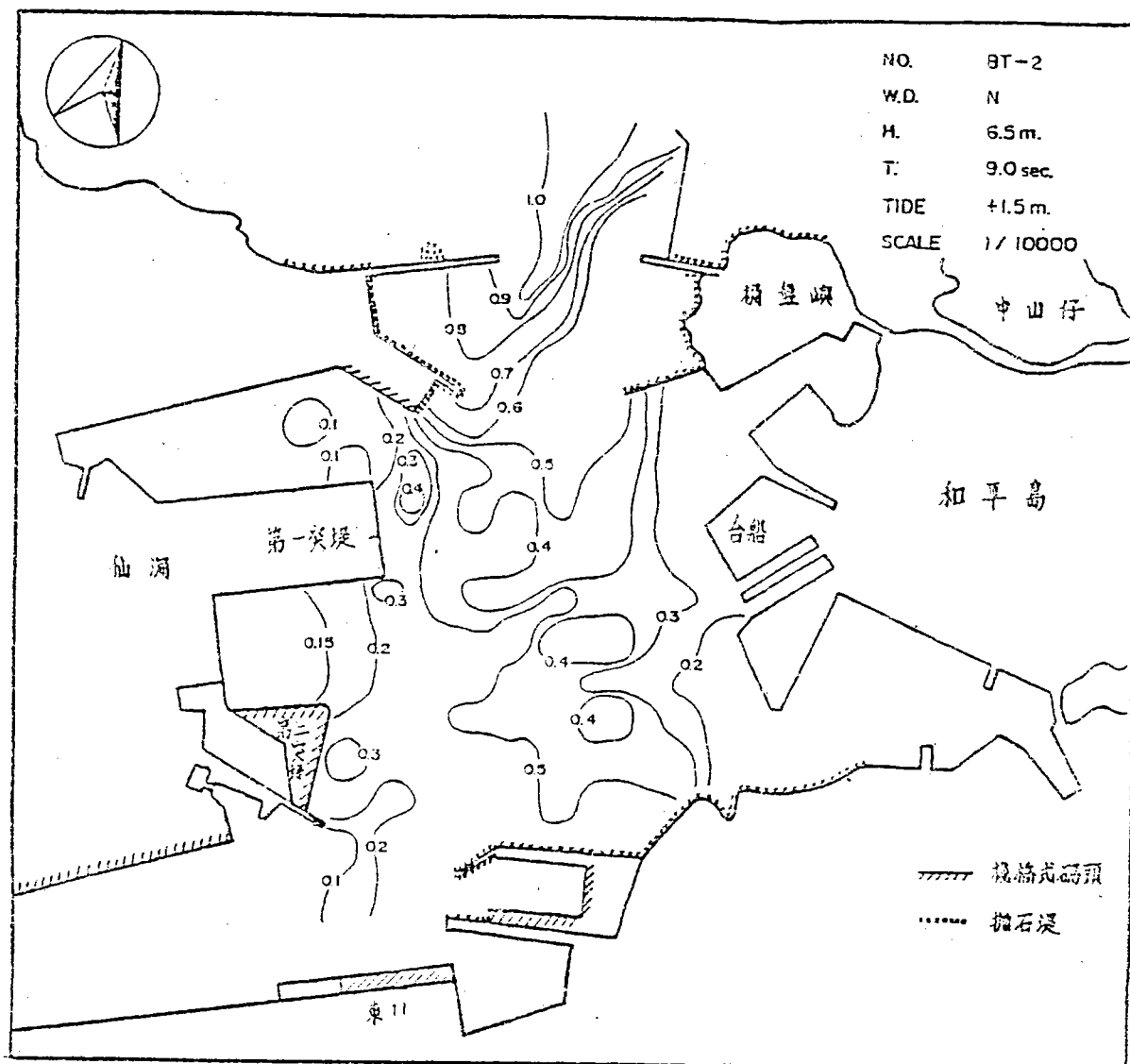
交通負荷。

綜上觀之，本港貨櫃營運現況為需求強旺，而設施不足，衡諸本港71年度貨櫃營運量仍繼續成長，並未因經濟不景氣而稍減，故本港貨櫃碼頭工程除不應因經濟蕭條而暫緩投資施工外，實宜善用此一時期積極整備擴充，以充裕貨櫃營運設施，厚植貨櫃運輸能力，為行將轉型復甦之國家經濟奠定丕基，在不景氣時，可增強外銷競爭力，協助業者渡過難關，一旦景氣來臨，可加速工業升級及經濟茁壯，故繼續增建貨櫃碼頭，實為本港配合現階段經濟發展之重要措施及當務之急。

二、工程規劃

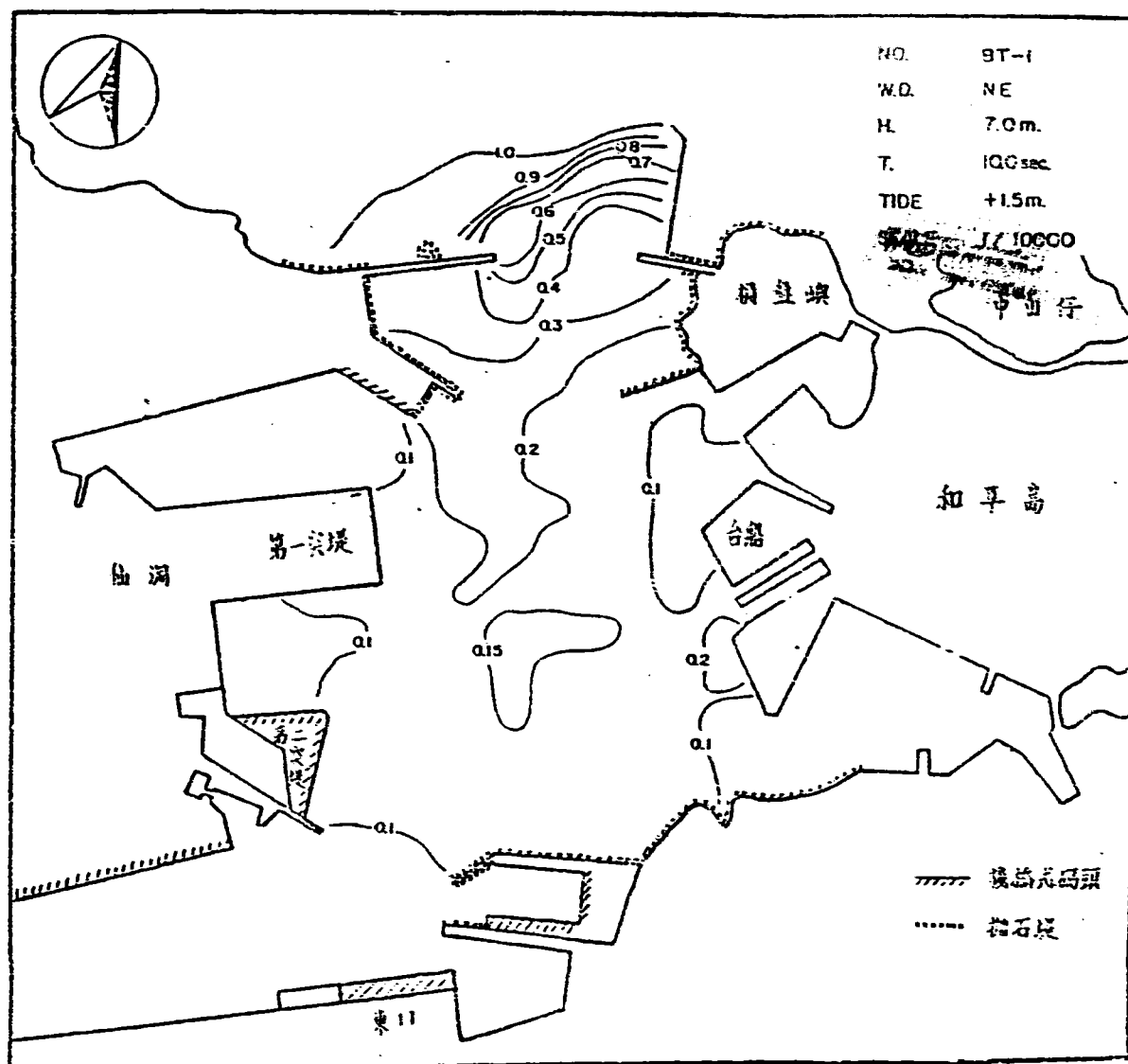
(一)碼頭位置之選定

本港現有水域中和平碼頭區部份，因第二港口計畫前奉中央指示暫緩辦理，如關建貨櫃碼頭缺乏經濟效益，而本港外港水域水深宜關建貨櫃碼頭。惟外港東岸為造船工業區，無法作其他發展使用，西岸為本港主要貨櫃碼頭區已充份開發使用，故外港區無法增建貨櫃碼頭，惟有將內港現有逐漸閒置之散雜貨碼頭改建為貨櫃碼頭一途可行。內港東西岸倉庫緊鄰碼頭，空地狹小，缺乏發展貨櫃運輸之良好條件，目前內港水域隣接外港部份已浚深至 11 公尺，為配合東十號碼頭改建為貨櫃碼頭，該碼頭之前航道已浚深為 12 公尺，其毗鄰之東十一至東十五號碼頭為水深 5 公尺之淺水碼頭，碼頭後側無倉庫，如將靠泊各該淺水碼頭之小型船舶作適當之處理，則自東十號貨櫃碼頭向小型船渠展築碼頭，並填築大量新生地及浚深航道，實為目前本港改建為深水貨櫃碼頭之最佳地點，且由於東十一號碼頭位於本港之最內側，其碼頭波高與港口入侵波高之比均小於 0.1（詳見基隆港內碼頭前波高與港口入侵波高等比值曲線分佈圖（圖一～圖四），故其碼頭之反射率對整個港池水域之穩定影響甚微，同理對靠船之操作影響亦甚微。因此最後選定為增建貨櫃碼頭計畫位置（詳見圖五）。



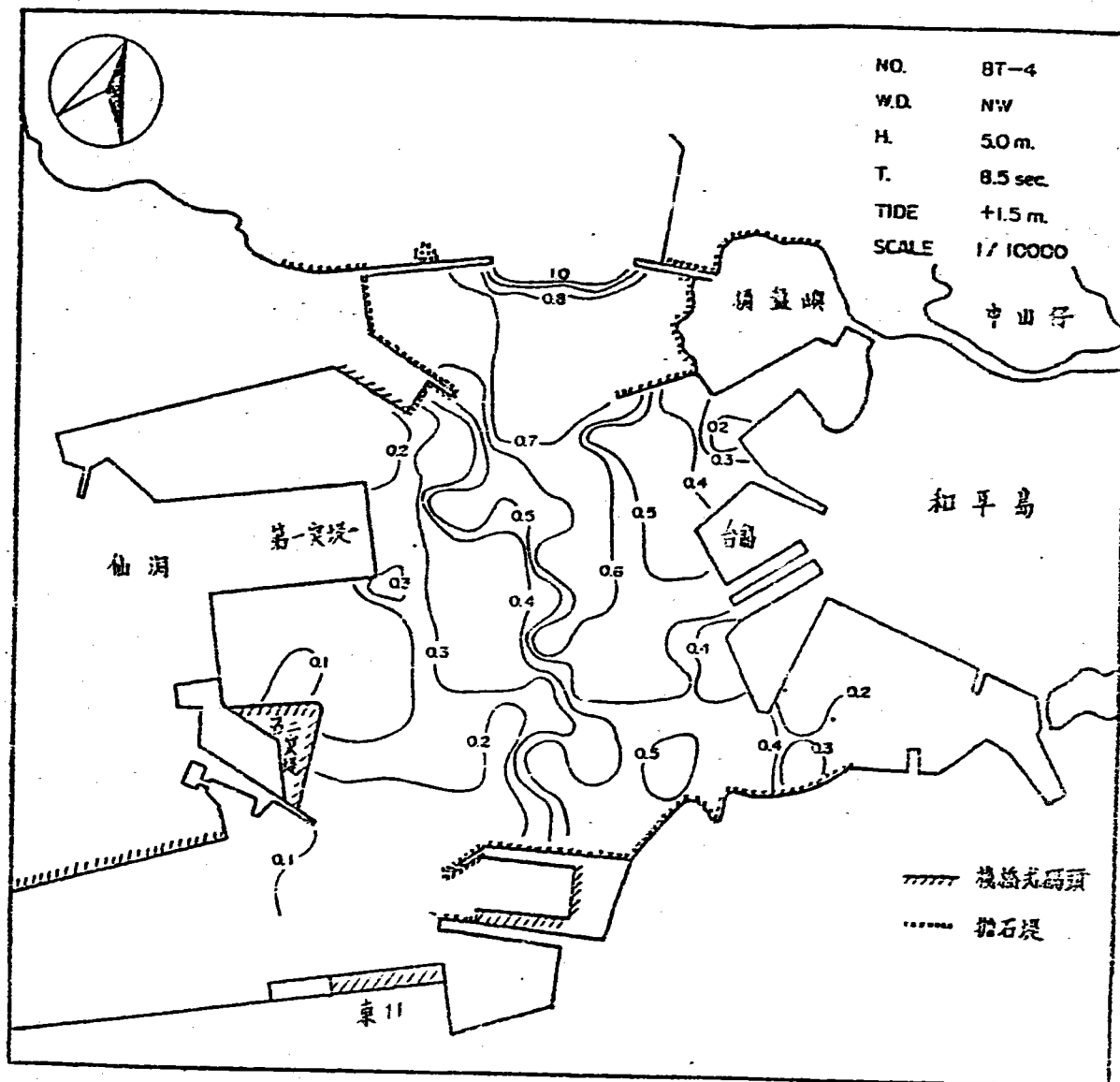
圖一 基隆港內碼頭前波高與港口入侵波高等比值曲線分佈圖(一)

資料來源：基隆港東堤延伸工程修正堤線水工模型遮蔽試驗



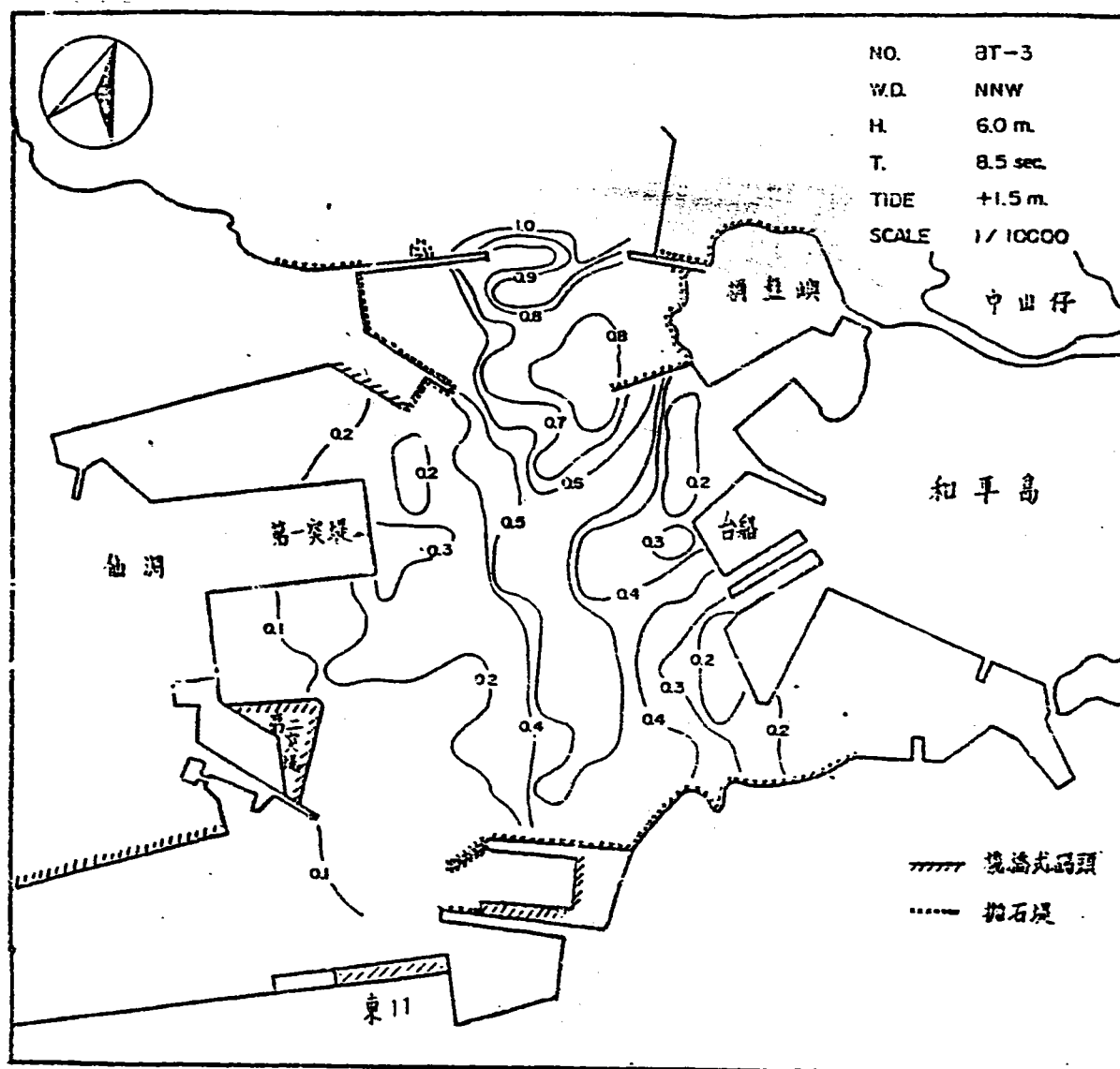
圖二 基隆港內碼頭前波高與港口入侵波高等比值曲線分佈圖()

資料來源：基隆港東堤延伸工程修正堤線水工模型遮蔽試驗



圖三 基隆港內碼頭前波高與港口入侵波高等比值曲線分佈圖(二)

資料來源：基隆港東堤延伸工程修正堤線水工模型遮蔽試驗

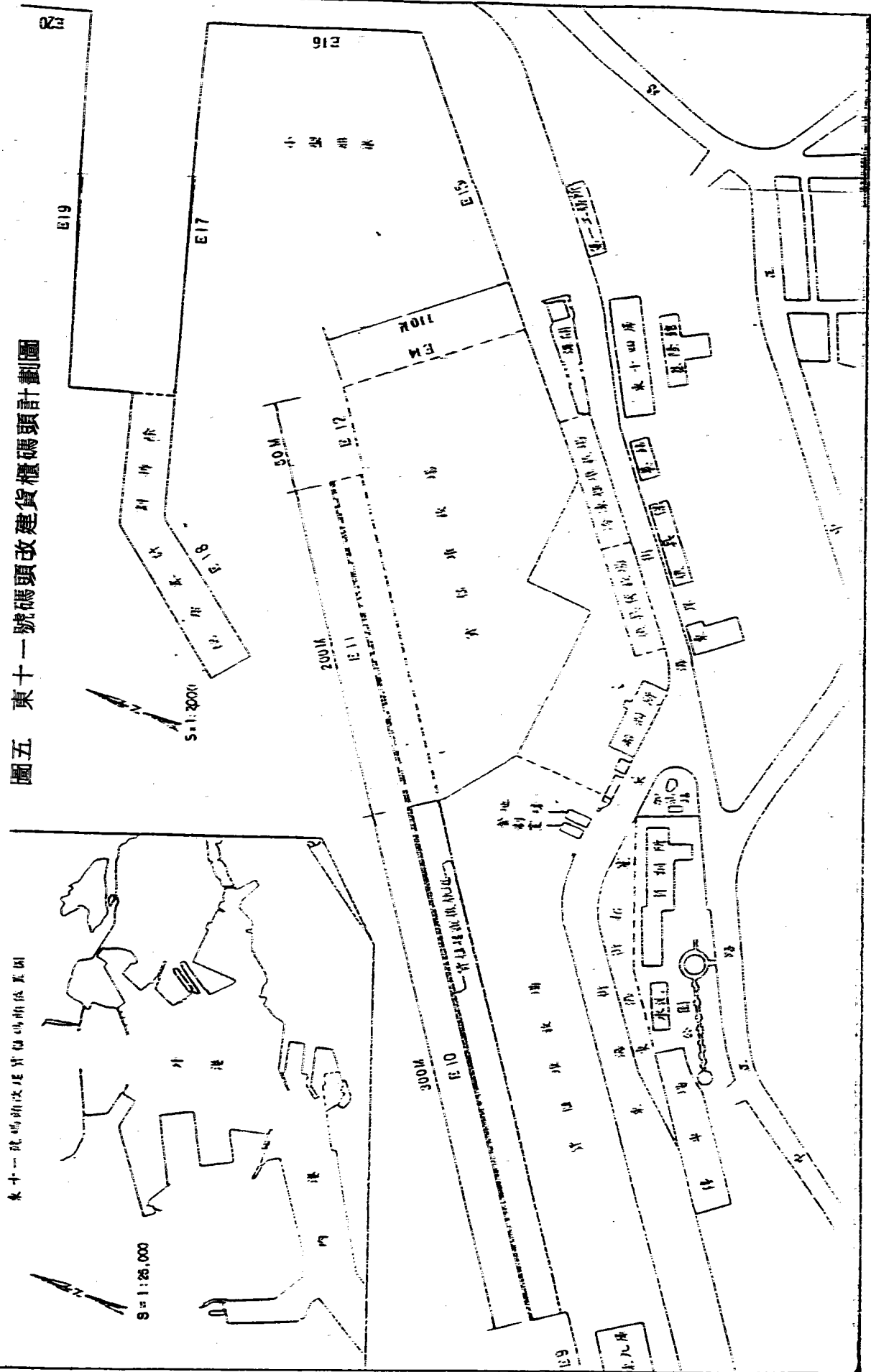


圖四 基隆港內碼頭前波高與港口入侵波高等比值曲線分佈圖

資料來源：基隆港東堤延伸工程修正堤線水工模型遮蔽試驗

東十一號碼頭改建貨櫃碼頭平面圖

圖五 東十一號碼頭改建貨櫃碼頭計劃圖

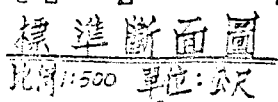


(二)碼頭斷面型式比較設計

本工程之斷面型式，本局委託中華顧問工程司研究提供不同於本局東十號貨櫃碼頭設計斷面之比較設計建議，該工程司就可行之各種

表一 碼頭斷面型式比較表

項 目	沉 箱 式	鋼板樁圓筒式	鋼 板 樁 式	棧 橋 式
主要工程 項目	1. 19.5M × 31M × 13.8M R.C. 沉箱 6 座。 2. 拋石基礎。 3. 沉箱填充料採用 土砂。	1. 徑 24.202M， 厚 9.5MM 平型 鋼板樁圓筒 7 座 ，包括連接弧等 2. 鋼管樁 3. R.C. 梁及冠牆 4. 兩端鋼板樁護岸 及錨碇樁。	1. Z 38 鋼板樁， 高耐索及 R.C. 錨碇版。 2. 鋼管樁 3. R.C. 梁及冠牆 4. 兩端鋼板樁護岸 及錨碇樁。	1. 徑 80CM ϕ ，厚 9MM 鋼管樁 2. R.C. 梁板。 3. L 型擋土牆，拋 石。
工程材料 來源	國內採購	鋼板樁須外購	同 左	國內採購
施工難易 性	須有澆製沉箱之設 備及水深 7.5M 以 上施工碼頭挖土量 多，影響鄰近碼頭 結構物。預壓處理 需非常謹慎。	施工精密度較高	施工簡易	須有合適打樁船設 備
貨櫃起重 機軌道沉 陷問題	如沉箱沉設後，未 施行預壓，則起重 機軌道基礎將於起 重機行走時，因不 均勻沉陷而發生損 壞，致須經常整修。	容易控制	同 左	同 左
耐久性 波浪反射 率	甚 佳 0.9	須防蝕處理 0.9	同 左 0.9	同 左 0.6
工程費（ 新台幣元 ）	229,617,570.-	269,221,100.-	279,236,600.-	246,180,210.-



三、工程設計

接中華顧問工程司比較設計建議之最佳斷面形式為棧橋式，而CEC所建議採用之棧橋式斷面，具有碼頭各區之斜樁可獨立承受地震、颱風、船舶等各方向水平力，有較高安全度之優點，但基樁（斜樁）方向配置及樁頭樑版結合處理等問題較複雜困難，以目前國內施工技術，恐不易勝任。因此本局決定本工程之斷面型式，仍採東十貨櫃碼頭之斷面形

式設計。茲就其設計原則、設計條件等概述於後，至於細部計算過程及方法在此從略。

(一)設計原則

1.碼頭配置

- (1)岸肩寬 20^m外伸
- (2)肩面高 + 3.20^m
- (3)伸縮縫間距離 30^m ~ 40^m
- (4)起重機軌距 15.0^m
- (5)消波式結構（排樁式）

2.荷重條件

- (1)L . L . 以平均 $4^T / M^2$ 計算，地震時減半為 $2^T / M^2$ （梁、柱均同）。
- (2)起重機作業區之 L . L .，除輪壓外，另加 L . L . $2^T / M^2$ ，地震時只考慮輪壓，不計平面 L . L .。
- (3)起重機颱風錨碇區，最大風速時（最大輪壓）不考慮平面 L . L .，最大颱風壓（張）力不同時考慮地震條件。
- (4)起重機錨碇區非颱風時，荷重 L . L . 與作業區相同，地震亦同。
- (5)地震時水平係數 $k_H = 0.10$ ，垂直不計算 $k_V = 0.0$ 。
- (6)波浪上揚壓力以 $2^T / M^2$ 計算，並以碼頭上部 D . L . 承擔，不計基樁摩擦阻力。

註：棧橋式碼頭所受波浪上揚力為重複波形態，其作用大小及位置均因入射波之週期（波長）及波形尖度（波高）而改變，故各點均可能受最大上揚力作用。由實驗結果顯示 $\Delta h / h = 0.04 \sim 0.08$ 時（ Δh 為碼頭面版至靜水面之間距， h 為水深），最容易產生最大上揚壓力。又在其餘條件相同的情形下，當坡度較緩（ $S = 1 : 2$ ）時，其最大上揚力值將大於坡度較陡（ $S = 1 : 1.5$ ）時，故海底坡度不宜過緩以免增大上揚壓力之發生可能。

(7)碼頭面版承受 $4^T / M^2$ 之 L.L. 外，並以 H20 - S16 車輪加 50 % 超載核算。

3. 起重機條件

(1) 以本局第二實堤起重機輪壓為設計條件，即作業中最大輪壓為前（或後）二腳柱支承全機及吊重總重量（約 700^T ）、後（或前）二腳承力為零（每輪承力 $700^T / 20$ 輪），另加 10 % Impact，即輪壓以 $38.5^T / 輪$ 計。

(2) 颱風時以 Paceco 資料最大輪壓 $70^T / 輪$ ，最大張力以每腳 $400^T / 腳$ 計算，以上壓（張）力僅作用於錨碇座上及其輪壓固定點上。

(3) 起重機行走橫向力不考慮。

4. 結構原則

(1) 基樁全部以支承樁為原則，因地形變化極大，採用鋼管樁以利裁接，樁內填 3000 psi R.C. 以防鋼管樁銹損後崩倒。

(2) 起重機走道 R.C. 梁以場鑄 3000 psi R.C. 分二或三階段澆鑄。

(3) 一般梁以下半梁預鑄（以減少海上撐模），上半梁場鑄（以利連續成整體結構）。

(4) 版為預鑄結構，吊裝後接頭與上半梁一併場鑄澆築，以利整體連接。

(5) 碼頭面場鑄 20" R.C.，並做強化耐磨處理。

(6) 岸肩與新生地間以 R.C. L 型塊為擋土牆。

(7) 排樁間以拋塊石斜坡俾利消波，並留 1" 寬水滴，以減少波壓上揚力，溝蓋採鑄鋼製品。

(8) - 5" 淺水碼頭及新生地封口岸壁採鋼板樁岸壁碼頭，以拉桿及預鑄 R.C. 板錨碇。

(二) 設計條件

1. 碼頭型式

(1)計劃水深：深水碼頭— 12^m，淺水碼頭— 5^m。

(2)岸肩高：+ 3.2^m。

(3)碼頭長度：深水碼頭 186.5^m，淺水碼頭 50^m+ 116^m。

(4)岸肩寬度：20^m。

2.鋼管樁型式

(1)鋼管樁採用 STK 41 抗拉強度 min. 41 kg / mm²，降伏點 min. 24 kg / mm²。

(2)承載力以公式

$$R_u = 40 N A_p + \frac{N A_s A_s}{5} + \frac{1}{2} N_c A_c$$

計算，安全係數採用 3。

3.鋼板樁型式

(1)鋼板樁採 Z Type。

(2)以拉桿及預鑄 R.C. 錨碇板錨碇。

(三)碼頭斷面及平面配置

1.深水碼頭部份標準斷面詳如（圖六）。

2.淺水碼頭部份標準斷面詳如（圖七）。

3.碼頭平面配置詳如（圖八）。

四、計劃執行與工程施工

(一)計劃概要

1.自東十號碼頭向小型船渠內直線延伸 250 公尺，將東十一至部份東十五號碼頭改建為水深 12 公尺貨櫃碼頭一座，長 200 公尺及水深 5 公尺淺水碼頭二座，分別長 50 及 110 公尺。

2.原靠泊東十一、東十二號碼頭之省內航線船隻改泊東廿號碼頭，原靠泊東十四號碼頭之軍方及海關港勤船俟本計劃完成後靠泊改建之二座淺水碼頭。

3.填築碼頭後側水域 38000 平方公尺為新生地，以便闢建為貨櫃場，

新生地填料部份利用拆除小型船渠堤防之型塊及基礎土石方，不足部份購料填築。

4.碼頭岸肩鋪設貨櫃起重機軌道，為求經濟有效，暫不增設貨櫃起重機，先以東十號碼頭配置之二台貨櫃起重機靈活調配使用，將來視營運需要適時增設，惟貨櫃起重機防颶基礎配合軌道基礎預先設置，以免將來加設時施工困難及影響營運。

5.小型船渠內東十五號碼頭停靠民營駁船 51 艘，因業務蕭條，除少數仍在使用的，大部份長久閒置，佔用本港寶貴水域空間，擬配合本計劃收購其中卅艘，以便有效利用駁船佔用水域以填築貨櫃場，增加貨櫃作業能量。

6.拆除小型船渠防波堤 200公尺。

7.闢建貨櫃場鋪面 38000 平方公尺。

8.碼頭供水及電氣照明設施。

9.船席及航道浚深 200,000 M³。

10.零星配合工程。

(二) 計劃概算

列如表二。

(三) 施工期限

分三年投資興建，自民國72年 7月 1日起至民國75年 6月 30日止。

(四) 所需經費及資金來源

估計共需經費新台幣 498,000,000 元，編列本局73至75年度計劃型資本支出預算，以交通建設基金投資興建。

(五) 貨櫃碼頭主體工程施工

1. 工程內容

(1) 鋼管樁打設工程

(2) 梁版碼頭面工程

(3) L 型塊工程及銜接處理

表二 東十一號碼頭改建貨櫃碼頭工程概算表

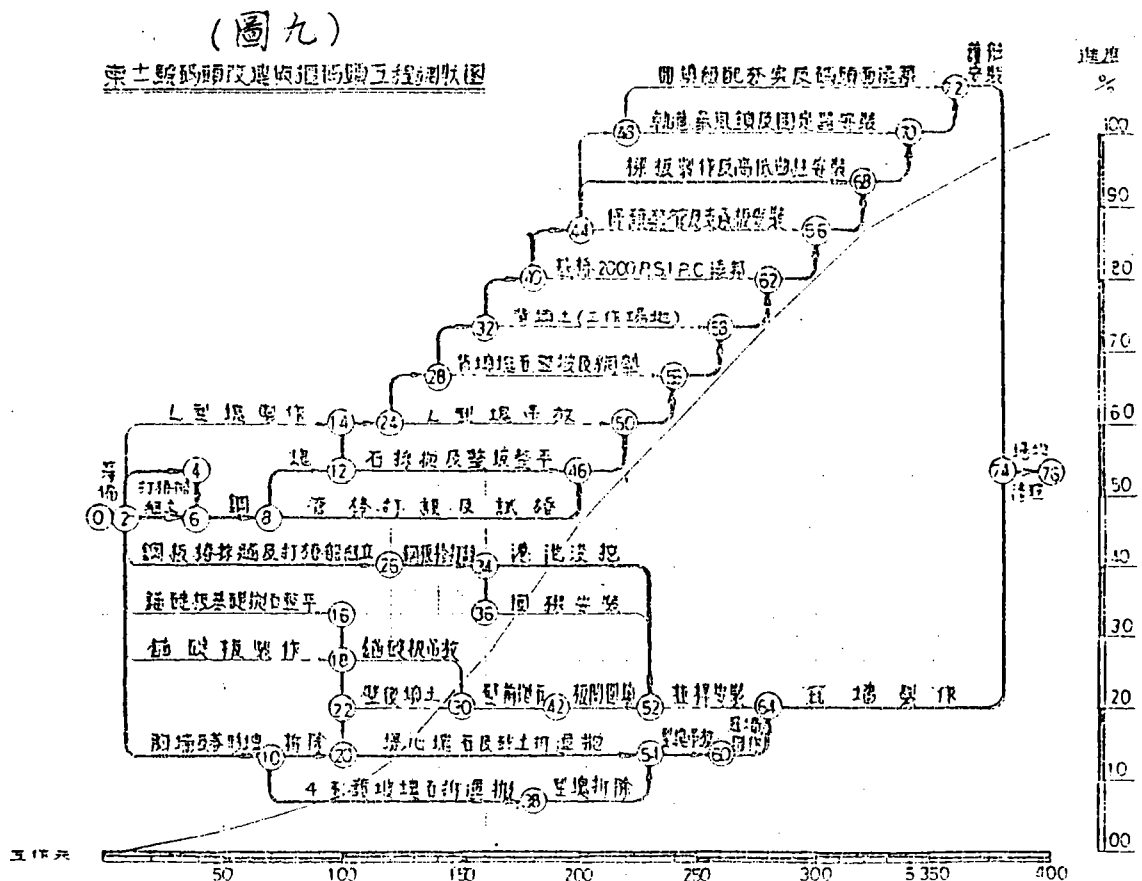
項 目	單位	數 量	單 價	總 價	備 註
— 12M 深水碼頭	M	200	1,300,000	260,000,000	排椿棧橋式結構
— 5 M淺水碼頭	M	160	25,000	4,000,000	利用拆除小型船渠堤防方塊築造
貨櫃起重機軌道鋪設	M	200	50,000	10,000,000	含起重機防颱基礎二座
小型船渠堤防拆除	M	200	300,000	60,000,000	
貨櫃場填築	M ²	38,000	1,000	38,000,000	
貨櫃場鋪面	M ²	38,000	1,200	45,600,000	
碼頭供水設施	式	1	4,000,000	4,000,000	
電氣照明設施	式	1	14,400,000	14,400,000	
船席及航道浚深	M ³	200,000	150	30,000,000	
駁船收購	式	1	21,000,000	21,000,000	收購小型船渠內民營駁船 30 艘
零星工程	式	1	11,000,000	11,000,000	
合 計				498,000,000	

- (4)採拋石及基礎浚挖工程
- (5)起重機軌道鋪設工程
- (6)鋼板樁式碼頭工程
- (7)小型船渠防波堤拆除及堤端復舊工程
- (8)航道浚深工程

總工程費 310,940,350 元，其中施工費 149,147,318 元部份一次發包，分叁年編列預算執行，由榮民工程處議價辦理，於民國73年 2月23日正式開工，施工期限為 400工作天。

2.施工網狀圖與實際工程進度

施工網圖之擬定係依據工程數量 工程期限、資金分配、施工機具、施工方法等因素而定，以期能節省經費，並確保順利如期完成。本工程施工網圖擬定如圖九，實際施工進度如表三所示。



東十一號碼頭改建貨櫃碼頭工程施工进度表

(表三)

項 目	數 量	73												74												75				
		2-4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5			
1. 鋼管樁基礎打設	25705.9 M									328	715	1013	1374	2700	3052	1886	3248													
2. 梁板 3000 PSI R.C	4340. M ³								214	262	464	510			440	390	373	340	1022	265										
3. 碼頭面 3000 PSI R.C	2451. M ²									482	481	563			186	323	504	721	182	886										
4. 卷揚機 2000 PSI R.C	3933. M ³																													
5. 繫船柱安裝	13. 座										2				1	2		1		4	3									
6. 護舷安裝	66. 座																				3	53		10						
7. L型地錨作	108. 塊				5	16	31	33		3		2	4	1	1	7	2	1	1											
8. L型地錨放	108. 塊						7	33	4	10	3	6	7	3	20	2	8	2	2	1										
9. 塊石排運拋	40686. M ³						490	3705	3867	7057	2892	3695	604	712	5931	2270	3668	2553	2971	171										
10. 斜坡砂土層疏挖	211236. M ³			20400	3600						415								1500	24600	46200	14600	201100	55500	11500	24500				
11. 起重機軌道鋪設	373. M										49		72			69		57		73	53									
12. 鋼板樁打設	405. 支						32	40	210							76	47													
13. 圍架安裝	162. M								17	83	12					15	35													
14. 拉桿安裝	103. 套												6	46				57												
15. 堤心及基礎、護堤塊石、拋石炸彈連拋	53061. M ³							180	2852	1770	5400	3500	5450	2600	5300	7600	2850	2850	336				2971		1047	2604				
16. 疏浚堤心砂土	27078. M ³								1440	1460	5400	1310	1700	310	7100	6200	2000	440	678											
17. 黃砂地帶連	645. 塊						510		20		25				35	42														
18. 其他																														

4.各項工程施工

(1)鋼管樁打設

依據設計圖樁位先於岸上設置放樣經緯測點，作為打樁線之依據，以二部經緯儀測量定位，利用起重機將鋼管樁吊裝於平台船拖運至打樁位置，利用打樁船上起吊設備吊起並與樁錘套結合，移至定點開始打設。打樁時隨時以儀器觀測校正樁位，樁之水平位移誤差不得超過 ± 10 公分，垂直傾斜偏差不得超過 1% ，最後十錘貫入度不得大於 2.54 公分，如在打設中途發生傾斜偏差或變形等，應適時加以修正後再行打設，如因特殊因素，致樁位偏差，而無法修正或拔除重打時，需另謀補救辦法。

本工程共需打設 $66.04^{\text{cm}}\phi$ 螺紋鋼管樁 612 支，其中直樁 455 支，斜樁 157 支，計 $26,705.9$ 公尺，最短樁為 26.6 公尺，最長樁為 60.8 公尺。

(2)接樁

下樁打設至樁頂標高為 $+2.5\sim+3.0$ 公尺時即停止打設，利用起吊設備將上樁固接於下樁，其各部焊法、厚度、長度、綴縫筋等，均需確實與圖示辦理，電焊技工須有優良合格之技藝均需持有造船公司或中油或CR、裂焊試之合格技工證明。海上接樁處並以 $12-25\phi$ ， $L=240^{\text{cm}}$ ， $D=51.04^{\text{cm}}$ 之鋼筋籠吊置於接樁處，以補強之。

(3)試樁

本工程需在打設完成之鋼管樁中選擇 2 支做載重及沈陷量試驗，試驗方法依美國ASTM D1143-57T辦法辦理。首先於基樁內灌注 5000 psi P.C ，再於樁上焊製平台、吊裝配重，再以儀器記錄配重與沈陷量之關係。B-9號基樁載重試驗報告如下：

試樁日期：民國74年8月14、15日

試樁類別：66.04 cm × 53.9 m 鋼管樁

試樁載重：最大載重 384 T

試驗機具：(1) 500 噸油壓千斤頂，配合 500 kg / cm² 壓力表、
千斤頂及油壓表在試驗前已完成校正。

(2) 測微計量最小讀數 0.01mm，最大讀數 50mm。

加壓程序：(1) 載重過程 0 — 64 — 128 — 0 — 128 — 192 — 256
— 128 — 0 — 128 — 256 — 320 — 384 — 256 —
128 — 64 — 0。

(2) 載重放置時間：每小時加重 64 噸。

(3) 沉陷量之記錄：於加壓後第 0 — 10 — 20 — 30 —
60 分鐘時記讀之。

試驗結果：(1) 加壓至 384 噸時最終總沉陷量為 5.63mm，淨沉陷
量為 0.73 mm 遠小於 1 cm。

(2) 樁頭總沉陷量曲線曲率無明顯變化。

(3) 綜合上述結果，在 384 噸時尚未達降伏載重，故其
容許載重大於 128 噸。

(4) 鋼板樁打設

本工程使用之鋼板樁規格為 JIS A5528 SY30，型式為
FSP Z-25，長度為 12.5 公尺，打設前應作防銹處理，塗刷
防銹漆兩度，並套配成對，予以固定，然後依打設法線，完成導
樁架，並以起吊設備將套配成對之鋼板樁依導樁架位置，完成插
樁步驟，然後以 5 噸柴油氣動式樁錘打設。

打設時隨時以經緯儀觀測校正樁位，不使偏差，並用鬆緊鋼
索控制隨時調整樁位，每支樁均需打設至設計高程，不得任意切
樁，打設後法線之容許誤差度為 ± 10 公分，拉桿安裝拉緊後外
側之容許誤差為 ± 5 公分，打設方向之傾斜誤差應小於一片鋼板
樁之寬度，否則須用異型樁修正之，打設後樁頂高低差與設計高
程應保持 ± 10 公分以內，其套樁之任何部份不得脫離。拉桿採

用 SS 50，其規格與材質應符合 CNS 規定，並配合圍樑及 L 型塊拋石完成後依圖示裝配鎖緊。

(5) 基樁保護套管

鋼管樁自 EL. - 0.2 至梁底 EL. + 1.0 感潮段為降低鋼管樁銹蝕速度，以 3000 psi 鋼絲網混凝土套管保護之。先於陸上預鑄 R.C. 套管，並於打設完成之基樁上以夾箍鎖緊再將套管吊放於夾箍上，並以夾箍為底模，再於鋼管樁及套管間填充 P.C.。

(6) 基樁內灌注 2000 psi P.C.

以吊車吊深水泵於管內抽除管內之水，再以混凝土輸送泵澆築 P.C. 填充管內。

(7) 樁頂膨脹混凝土澆築

於混凝土內預加膨脹劑，其含量為水泥量之 0.15 %，以混凝土輸送泵澆築之。

(8) 樁頂焊筋及支承板

施工前應清除樁頭，烤除油污鐵銹，以發電機為電源，按圖示規定尺寸，將鋼筋及支承板焊於樁頭。

(9) 冠牆及樑板 3000 psi R.C. 澆築

本項工程係採用清水模板，梁板之底模採用桁架式，混凝土之澆築係以一伸縮縫間隔區為單位，一經澆築必須連續不停至澆注完成為止，如有特殊原因（因潮水影響）必須停工時，須選擇對應力影響較小之處，並加做施工接縫。其施工步驟如下：

- A、以夾箍鎖定於鋼管樁。
- B、以 H 鋼樑架設於夾箍上。
- C、於 H 鋼樑上鋪設底模、組立鋼筋、立邊模。
- D、澆築大梁 R.C.。
- E、拆除夾箍、H 鋼樑、模板。
- F、組板底模、紮筋、組邊模。

G、澆築板 R.C. (於板面上預留數孔作為拆除底模用)。

H、拆除板面底模邊模 (拆除後再補預留孔 R.C.)。

I、組冠牆邊模，澆築 R.C. (分二～三層完成)。

(10) 砂石級配及碼頭面 3000 psi R.C. 澆築

梁板冠牆完成後，填築 1 公尺，天然級配須分層夯實，級配之上鋪設 0.2^m 厚之 P.V.C. 膠布，其上再繫筋澆築 3000 psi R.C.。

(11) 繫船曲柱安裝

A、碼頭冠牆於板面澆製完成後，焊立支架。

B、吊裝曲柱於支承架上並安裝錨桿。

C、冠牆 R.C. 澆築完成後即固定。

(12) 繫船直柱安裝

A、挖基礎土石方、組立模板、彎繫鋼筋。

B、焊立支承架，吊裝直柱於其上，安裝錨桿。

C、澆築基礎 R.C. 拆模後即完成。

(13) 護舷安裝

A、冠牆澆築時，將基座螺絲固定預埋。

B、冠牆 R.C. 澆築完成後以吊車吊裝護舷並鎖固。

(14) L 型塊製作及吊放

A、L 型塊以 3000 psi 混凝土澆製完成後養護存放。

B、鋼管樁打設完成，拋基礎塊石，然後整平整坡。

C、以 100 T 吊車吊裝 L 型塊於平台船，以拖船拖至安放位置泊定。

D、以 60 T A 型吊桿船吊排。

E、L 型塊間縫隙以預鑄 60^{cm} 寬 330^{cm} 高 R.C 板，吊裝填塞。

(15) 塊石採運拋

本工程塊石分 A 級塊石 (1～2 噸)，B 級塊石 (150～

300公斤)及C級塊石(40公斤以下)三大類。C級塊石得以卵石替用，A級大塊石做為護基潛堤面層(E.L.-4.5m以上部份)用，B級塊石做為護基潛第二層(E.L.-4.5m以下部份)用，C級小塊石做為L型塊基礎及鋼板樁壁後拋石用。塊卵石之石質須密實、堅硬、健度及耐久性良好，石料均須經公立機關檢驗合格方可使用，材料檢驗項目包括磨損試驗(CNS 490 A級配法)、比重、試驗、健度試驗等，在磨損試驗中其損耗量不得超過40%，比重不得小於2.5，以硫酸鈉作抗硫健度試驗，其耗損量不得超過15%。採拋石數量均以標準斷面計量。其施工順序為鋼管基樁打設後先拋填C級塊石至一定高度後整平吊放L型塊後，再吊放B級，A級塊石於L型塊前，均使用起重船以吊網拋放，以避免碰壓鋼管樁及L型塊。

(16)護基塊石、整平、整坡

大塊石以吊船配合潛水伕作業，小塊石則由潛水伕自行搬動，C級塊石作為L型塊及鋼板樁碼頭錨碇板基礎部份，須加以整平，整平高度應預留沉陷量而稍高於設計高程，整平整坡皆須僱用熟練潛水伕下水工作，先於施工範圍設置樣板，以水平儀測定高度及坡度，以為施工基準。

整平整坡之容許誤差為±30公分，惟碼頭岸邊護基塊石之整平容許誤差為負30公分。

(17)合成纖維網墊鋪設

鋪設於鋼板樁壁後及L型塊壁後拋石斜面上，須不透泥砂、柔軟，易於加工及鋪設，並合乎下述之規定。

A、物理性質

- ①須為百分之百聚丙烯製造。
- ②須為連續性纖維。
- ③須為針軋機械編織。

B、規範

- ①寬 2.5m 以上，厚度 1.5mm 以上。
- ②抗撕強度（CNS 1479 L 3022 梯形法）：縱向 25 kg 以上，橫向 15 kg 以上。
- ③拉力強度（CNS 1479 L 3022 抓式法）：縱向 55 kg 以上，橫向 40 kg 以上。
- ④破損前延伸性（CNS 1479 L 3022 條試法）：大於 80%。
- ⑤透水性（10 cm 水柱高下測定值）：大於 $20 \ell / \text{sec} / \text{m}^2$ 。
- ⑥透水係數（10 cm 水柱高下測定值）：大於 $2 \times 10^{-1} \text{ cm} / \text{sec}$ 。

(18) 基礎砂土層浚挖

本項工程應最先施工，俾便基樁打設，依設計水深及坡度浚挖，邊坡容許誤差為 $\pm 30 \text{ cm}$ 。

(19) 起重機軌道、工字樑及配件安裝

- A、測量放樣、焊支承架。
- B、工字樑與支承板接設計，應焊成一體。
- C、吊裝墊板及工字樑。
- D、測量校正，並焊固於支承架。
- E、裝設螺桿及配件並鋪設軌道（再測量校正）。
- F、澆築胸牆 R.C，使固結成一體。

軌道容許誤差列如表四所示。

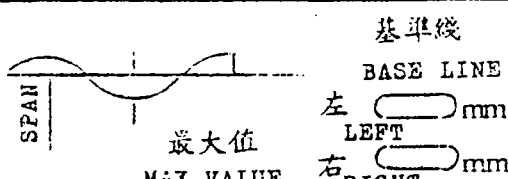
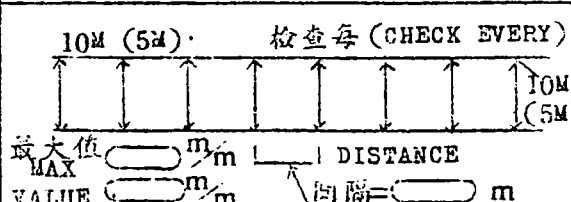
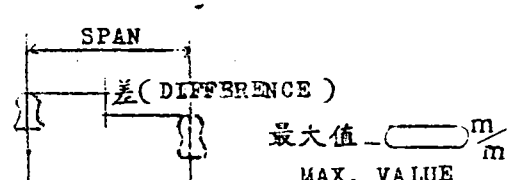
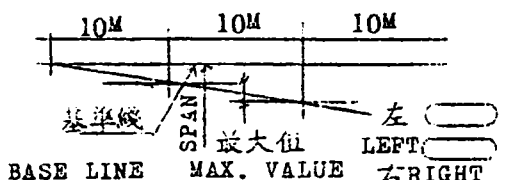
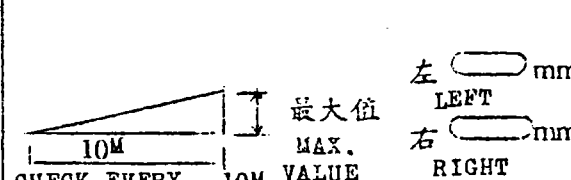
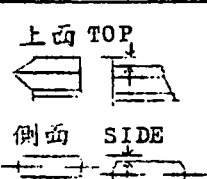
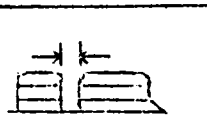
(20) 小型船渠防波堤拆除及堤端復舊

如圖示位置小型船渠拆除至 0 + 314 M 位置，並須配合浚深至負 12 米，原有小型船渠方块胸牆、方块、L 型块、菱形块、大小块石、瀝青鋪面及曲、直、柱、橡膠護舷等均須拆除。部份方块、L 型块，吊放至本工程拆堤後之新堤頭位置，並依現場狀況排列整齊穩固以作為新堤頭，其他形块均按指定地點拆、吊、運

表四 橋式起重機地面軌道容許誤差標準表

PERMISSIBLE TOLERANCE FOR TRAVELLING FAIL
FOR CONCRETE FOUNDATION. SHEAR LEGS FOR BOTH RAIL SIDES

當測值超過保養標準時應予修理校正到安裝標準容許誤差值內
WHEN THE VALUE REACHES THE MAINTENANCE TOLERANCE RAILS
SHOULD BE REPAIRED WITHIN TOLERANCE AT INSTALLATION

檢查項目 THE ITEM	安裝容許誤差 TOLERANCE INSTALLATION	測定方法 CHECK METHOD	保養容許誤差 MAINTENANCE TOLERANCE
1. 真直度 STRAIGHT DEGREE	全長 FOR TOTAL LENGTH $\leq \pm 50 \text{ mm}$		經緯儀測 BY TRANSIT $\leq \pm 80 \text{ mm}$
注(1) NOTE (1) 2. 軌距 SPAN	$\leq \pm 15 \text{ mm}$		鋼尺測 BY STEEL TAPE SCALE $\leq \pm 20 \text{ mm}$
3. 雙軌高差 HEIGHT DIFFERENCE BETWEEN RAILS	FOR WHEEL BASE LENGTH 軌距 $\times \frac{1}{1000}$ (SPAN)		經緯儀測 BY TRANSIT $\leq \frac{1}{500}$
4. 單位長度內彎曲 BEND OF RAIL LEFT AND RIGHT	每 10 公尺 FOR 10M $\leq 10 \text{ mm}$		經緯儀測 BY TRANSIT FOR 10-m $\leq 20 \text{ mm}$
5. 坡度 INCLINATION	$\leq \frac{1}{500}$		經緯儀測 BY TRANSIT $\leq \frac{1}{250}$
6. 接頭高低差及左右差 JOINT DIFFERENCE	軌頂及側面 BOTH TOP SIDE $\leq 0.5 \text{ mm}$		鋼尺測 BY STEEL TAPE SCALE $\leq 1 \text{ mm}$
7. 接頭間隙 JOINT GAP	$\leq 5 \text{ mm}$		鋼尺測 BY STEEL TAPE SCALE $\leq 5 \text{ mm}$

註
NOTE(1) THE SPAN SHOULD BE MEASURED BY STEEL TAPE SCALE STRETCHING WITH 15Kg
THE VALUE OF MARK ※ SHOWS IN CASE OF INCLINATION DIFFERENCE FROM EACH OTHER.

、拋。

(2) 混凝土施工

本工程混凝土使用普通水泥品質須合於 CNS 61 R. I. 規定，且一律使用預拌混凝土，其試體取樣，除特殊情況外，澆築量在每日 75m^3 以上或不同強度製品時抽樣一組，每組採樣 8 只，其中 3 只供 7 天強度試壓，另外 5 只供 28 天強度試壓，試體試壓結果如未全部達到設計標準，則依下表規定扣款或拆除重做。

製作試 體數量	抗壓強度最低 合格標準	不 合 格 之 處 理 辦 法		
		應扣減混凝土單價 20 % 之標準	應扣減混凝土單價 50 % 之標準	應拆除重做之標準
五 只	四只合格，一只 $\geq 0.85 f'c$	一只以上不合格 $> 0.6 f'c$	一只以上不合格 $> 0.6 f'c$	一只以上不合格 $> 0.6 f'c$
	五只平均 $\geq f'c$	$f'c > \text{五只平均} \geq 0.92 f'c$	$0.92 f'c > \text{五只平均} \geq 0.85 f'c$	五只平均 $< 0.85 f'c$
備 註	1. $f'c$ 表示設計強度（亦即合格強度）。 2. 凡未依規定數量製作試體或未送試壓者均視為不合格，應拆除重做，其損失由承包入負擔。			

混凝土澆築前應先擬就澆築計劃、澆築範圍、工作方法及施工順序，模板內應充分濕潤，板縫應填補嚴密以防漏漿，並嚴禁自高處傾下，以免粒料分離，如須自高處傾下時，應使用導管或合於規定之方法。

(六) 新生地填築（貨櫃場填築）

本項工程共填築新生地 $26,093\text{M}^2$ ，填方數量（實方）約 $130,000\text{M}^3$ ，由本局東海號挖泥船從野柳灣萬里附近海域採砂，然後回填於新生地海域，從 74 年 4 月 1 日開工到 74 年 7 月 1 日完工，共

作業 148 船次，耗資 17,308,307 元。

(七) 船席及航道浚深

本項係 75 年度工程，本局為配合東十一號碼頭主體工程提前完工營運，特將本項工程併入主體工程變更預算內，並簽准由榮工處追加辦理，如此本工程可節省重新成立預算、發包、訂約時間，並可確保工程順利提前完工，以期能配合主體工程提早完成開放營運。

(八) 貨櫃場鋪面

貨櫃場新生地由東海號填砂至 + 2.5 M 高程後，上鋪填 30 cm 厚級配，經滾壓密實後，其上接圖示高程打設 4 cm 厚 R.C. 鋪面，面積為 26,093 M²，面層並做金剛砂耐磨層處理，R.C. 鋪面之周邊臨接區打設 A.C. 鋪面，面積約 8,754 M²。

(九) 駁船收購

本計劃共收購民營駁船 29 艘，共耗資新台幣 15,840,212 元。

(十) 碼頭供水、電氣照明設施及零星工程

因項目瑣碎，在此從略。

五、施工檢討

本改建計劃自 72 年 7 月開始施行以來，由於規劃設計週全、施工配合得當、考核管理嚴密、安全防護妥善。因此自鳩工興建以來，能一直順利執行，進度超前。本貨櫃碼頭已於 75 年 4 月 1 日提早開放營運啟用，對於本港貨櫃裝卸能量不足困境之舒解裨益良多。茲就計劃執行中所遭遇困難及施工優、缺點列舉檢討於后：

優點：

(一) 海上主體艱鉅工程部份奉准交由榮工處議價辦理，由於該處施工人員素質及施工機具性能均較一般廠商優異，因此本工程能突破困難，順利提前完工。

(二) 貨櫃場新生地填築部份約十三萬公方，以本局東海號挖泥船從野

柳萬里附近海域採砂回填，每M³ 單價 134 元與從陸上發包砂石料填築每M³ 194 元相較每公方節省 60 元，共計為貨櫃場填築工程節省工程費約 775 萬元，而且縮短工期同時又可避免造成市區交通擁擠及環境污染。

(三)貨櫃場 R.C. 舖面須做金剛砂耐磨處理，效果良好，提高貨櫃場使用效率。

(四)工程材料品管嚴密，所有材料均會同有關單位取樣送公立機關檢驗合格後使用，以確保工料品質。

(五)施工品管良好，工程隱蔽部份，施工前均請考管單位派員查驗合格後施工，以確保工程品質。

(六)水下整平整坡作業，除以測量檢視外，並配合以潛水伏，水下實地查驗，以確保施工品質。

缺點及困難問題：

(一)小型船渠防波堤拆除基礎部份，因有不明障礙物（如大型混凝土塊、型塊等）因此施工困難，必須動用超大型船機施工，方能勝任，影響工進。

(二)主體工程施工需配合鄰近碼頭營運及小型船渠港勤船之進出，施工區域狹窄，又無法完全封閉管制，影響打樁工作及碼頭工程施工。

(三)因年度預算分配關係，部份工程材料之供應，無法與工程執行密切配合，致影響工程趕工。

(四)碼頭梁版 R.C. 採場鑄澆築，受潮位、波浪影響較大。

(五)貨櫃場級配舖設工程與貨櫃場舖面工程分由不同廠商承做，常因工程細節問題，發生糾紛，徒增不少困擾。

(六)為填築貨櫃場由東海號挖泥船地野柳附近海域採砂回填，施工時曾遭當地近海漁民抗議，後經邀集有關單位，協調溝通，才未使抗議層面升高。嗣後施工，對「生態保育」及「公害」等問題，應列為要件處理。

六、結 論

本計劃完成後，其效益有：

(一)初期可增加貨櫃裝卸量每年 393 萬噸，增設貨櫃起重機後每年貨櫃裝卸量可增至 668 萬噸。

(二)改進營收及使用價值不高之淺水碼頭成為營收最高，且迫切需要之深水貨櫃碼頭，符合船貨及本港營運等各方面之利益，屬最有效之投資。

(三)東十一號碼頭完成後與東十碼頭連成一直線，二座碼頭水深一致，全長 500 公尺，合併使用可同時停靠船長 150 公尺以下貨櫃船三艘或船長 220 公尺貨櫃船二艘。對各型貨櫃船具有高度適應性，並便於貨櫃船席之有效調配。

(四)東十、東十一號貨櫃碼頭合併營運可有效使用機具設備及管理人力，降低營運成本。

(五)東十一號貨櫃碼頭後側填築之大量新生地，除作為東十一號碼頭貨櫃調度場外，並可補東十號碼頭後側貨櫃場面積狹小之不足，提高東十號碼頭之裝卸效率。

(六)改善本港水深十一公尺以上貨櫃碼頭不足之困難，增強對大型貨櫃船之服務品質。

(七)減少北櫃南運，降低業者成本，節省因貨櫃陸運浪費之大量能源，並減輕高速公路之交通負荷及維護成本。

(八)因應貨櫃船船型增大及來港貨櫃船增多之需要，確保貨櫃運輸舒暢，促進景氣復甦，加速經濟升級，密切配合國家長期整體經濟成長需要。

(九)本計劃經評估結果，其現值報酬率為 12.01%，投資益本比為 1.33，甚具價值。

台灣海域波浪資料蒐集及預報模式研究

簡 仲 璟

港 灣 技 術 研 究 所 副 研 究 員

一、已往及今年工作狀況

1. 波浪資料蒐集

波浪觀測常花費大量的人力、物力、財力及時間，因此非常寶貴，但由於沒有統籌專一的蒐集保存機構，而發生資料零散、欠缺等問題，實在可惜。波浪資料的完整蒐集對港灣設計、海岸工程、船隻航行、海洋開發等都是極為重要的工作，因此本所成立後既著手進行台灣四周波浪資料的蒐集工作。民國七十三年因感覺波浪資料數量日益增多，型態多樣化，爲了保存及管理，使用上的方便，因此發展海氣象資料庫系統（使用機型 VAX—780），以便將波浪資料妥當的在此系統中運作。這一年的主要工作爲系統的安排與整體規劃，第二年即七十四年起開始建立系統架構，應用程式撰寫，發展波浪測站資料自動蒐集系統，第三年即七十五年，資料庫系統測試完成，進行運作，應用程式增補，自動蒐集系統初步測試完成，波浪資料蒐集，第四年即七十六年繼續蒐集各地波浪資料，設立基隆、蘇澳測站自動蒐集系統、波浪的統計分析研究、波浪資料在水工模型試驗中的重現技術。在這幾年中仍繼續蒐集各地的波浪資料，並藉由人工鍵入，或磁帶抄錄或程式操作全部納入資料庫系統中。目前本所蒐集的波浪資料如表一。

2. 波浪預報模式

由於限於財力、人力……等等，使得波浪觀測不易，因此發展台灣四周波浪預報模式，以便對波浪侵襲港灣設施、海岸或海上結構物……等等能有充裕時間作適當的防範工作，以減小危害。本模式於七十三年與中央氣象局開始合作進行，工作狀況如下：

第一年 73. / 9.—74. / 8.

(1) 季風波浪推算模式

(A) 以元素波模式為基礎建立面積風域法。

(B) 風場採用射線分段法。

(C) 波浪場為單一推算點。

(2) 颱風波浪推算模式：比較井島追蹤法、湯麟武法、Bretschneider 法、實用法，結果後者較佳，且運算速度最快。因此採用此法作為颱風波浪的推算模式。

(3) 提出的新概念有：

(A) 陸地遮蔽效應修正概念。

(B) 網路點式風場與波浪場概念。

第二年 74. / 9.—75. / 6.

(1) 季風波浪推算模式：採用網格點式的風場與波浪場。

(2) 颱風波浪推算模式：陸地遮蔽修正模式建立，並作比較與驗證。

(3) 提出的新概念有：

(A) 颱風波浪與季風波浪的合成模式概念。

(B) 颱風暴風場與季風風場的合成模式概念。

(C) 預報作業程序概念。

第三年 75. / 7.—76. / 6.

(1) 颱風、季風波浪合成模式建立。

(2) 預報作業程序建立。

第四年 76. / 7.—77. / 6.

波浪模式與預報作業整體綜合測試及修正。

二、波浪資料蒐集系統

1. 資料型態及特性說明

波浪資料可由如下分類：

(A) 依來源可分：

(a) 自測（港研所觀測）。

(b) 外供：由中央氣象局、各港務局、台電、中油、台大、成大……等機構單位提供。

(B) 依地點可分：基隆、鼻頭角、蘇澳、花蓮、新港、觀音、台中、興達港、小琉球、東吉島等十個地點，每個地點又分 A、B、C……等站（含不同水深、儀深）。

(C) 依所用之觀測儀器可分：

(a) NBA DNW—5 潮波儀。

(b) 海上電機超音波式。

(c) 其他。

(D) 依資料傳遞媒體可分：

(a) 磁帶。

(b) 磁片。

(c) 報表。

(d) 類比訊號記錄紙。

(E) 依資料取樣間隔可分：

(a) 二小時取十分鐘。

(b) 二小時取二十分鐘。

(c) 連續記錄（一般使用在颱風侵襲時，或其他特殊需求。）

(d) 其他

(F) 依資料年齡可分：

(a)連續式：如氣象局所屬四個永久性測站，資料年齡皆為設站觀測後迄今。

(b)間斷式：一般指以NBA量測。

(G)依資料型式可分：

(a)統計資料：如 $H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$ 、 $H_{1/10}$ 、 $T_{1/10}$ 、 H_{max} 、 T_{max} ……等。

(b)原始水位資料。

(c)其他。

(H)依資料品質可分：

(a)優良。

(b)尚可。

(c)差劣。

由以上區分可看出波浪資料的多樣性，若無完善的資料庫管理系統，勢必混亂而無可查尋，目前本所已建立一套海氣象資料管理系統，正順利運作中，同時也繼續蒐集各地波浪資料並整理建檔。

2.測波站資料自動記錄系統

爲了進一步作頻譜分析，希望能有原始的水位變化記錄，已往是由類比訊號的記錄紙上讀得，非常費時費力。爲了改善此項缺陷本所自行發展了一套自動記錄系統，它是由波浪儀的輸出端擷取類比訊號，經由A / D界面卡轉換成數位訊號而存入PC 的硬式磁碟中。本系統於七十五年六月至高雄大鵬灣測站進行現場測試，測試結果與潮波儀墨水式記錄進行比對，發現幾乎完全吻合，證實了系統之可行性，因此在七十六年度購置了兩套PC 微電腦及A / D界面卡，針對基隆港、蘇澳港兩測站進行波高資料的蒐集工作。現擬與氣象局協調在其所屬四個長期測波站也安裝此一系統，而完成台灣四周波浪資料蒐集系統。

3.建議及討論

(1)在港區觀測時最好能港內、港外同時觀測，以供港池盪漾及遮蔽研究之

用。

(2)除了一般觀測外，應配合精密儀器發展特殊觀測技巧，如長波觀測。

(3)波浪觀測應配合其他海氣象資料如風、潮汐、海流、氣溫、水溫、塩度等，以便作綜合整體分析。

(4)建議各港務局在所屬港區範圍內設立長期測波站，再配合氣象局的四個長期測站而完成台灣四周的波浪觀測網。目前基隆港務局已在基隆港及蘇澳港設立長期測波站，但台灣西部海岸目前仍無長期測站，應儘快籌劃設立。

三、波浪預報模式

1.理論模式架構

(1)面積風域法處理對象為季風波浪

以元素波模式為基礎而發展成的面積風域法，其主要觀點為考慮風與浪之間的能量授受，因此藉著一段實測季風資料及對應的實測波浪資料，來決定能量授受關係，即經驗常數群，如 ξ 、 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 。通常經驗常數受各站地點、風域界定及季節的影響而稍有差異。

$$H_{1/3}^2 = \frac{8\xi}{gT_{1/3}} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n U_{i,j}^2 \cos^2 \beta_{i,j} \exp\left(-\frac{0.08\gamma_i}{U_{i,j}^2}\right) \frac{\Delta A_i}{\gamma_i}$$
$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi\bar{U}} = C_2 \left(\frac{g \cdot TDUR}{\bar{U}}\right) C_1, \quad \frac{gT_{1/3}}{2\pi\bar{U}} = C_4 \left(\frac{g \cdot F}{\bar{U}^2}\right) C_3$$

$\bar{U}$: 有效風域平均風速

$U_{i,j}$: 有效風速

$\beta_{i,j}$: 波浪場點至風場格點連線與風向之夾角

TDUR: 吹風延時

F : 有效風域最長距離

γ_i : 波浪場點至風場格點距離
 ΔA_i : 有效風域面積
 n : 風場格點數
 m : 風場時間軸上筆數

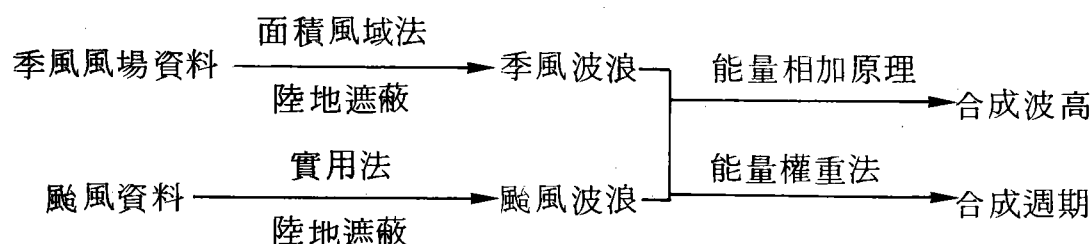
(2) 實用法處理對象為颱風波浪

實用法基本上包含 Bretschneider 的颱風風浪推算法 (10 R 之內用, R: 最大風速半徑) 及梁乃匡的颱風湧浪推算法 (10 R 之外用)。

2. 合成法說明

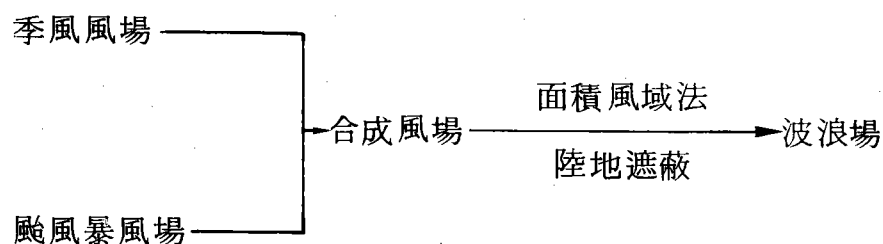
(1) 波浪場合成

在考慮陸地遮蔽效應下以面積風域法推算出季風波浪 (風網 10 R 半徑內的風場格點的風速設為零), 以實用法推算出颱風波浪, 兩者再以能量相加原理求出波高合成值, 以能量權重法求出週期修正值。概略架構如下 (詳見預報流程):



(2) 風場合成

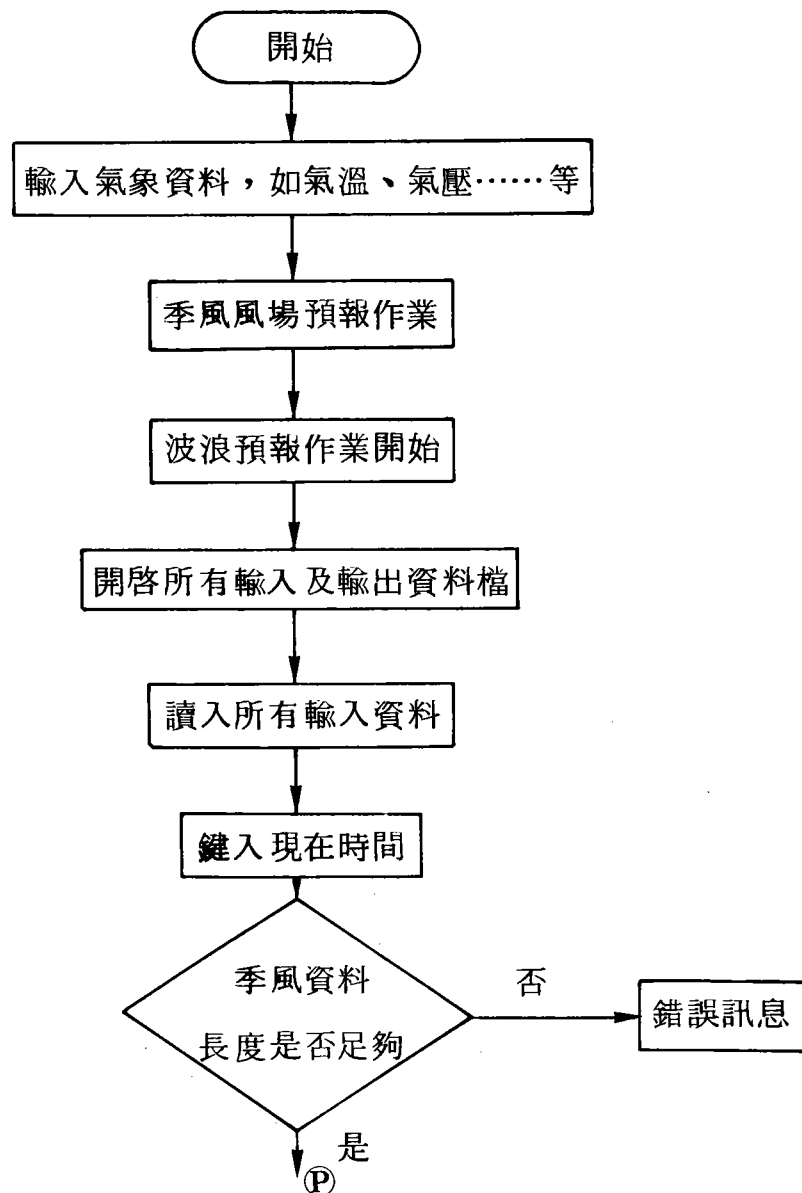
因為風是波浪生成的主要來源, 基於此觀點吾將颱風 10 R 或 15 R 半徑內的風場網格點上的風速以颱風暴風場考慮之, 而得一完整的風場網格, 再單純的以面積風域法來推算波浪, 其概略架構如下:

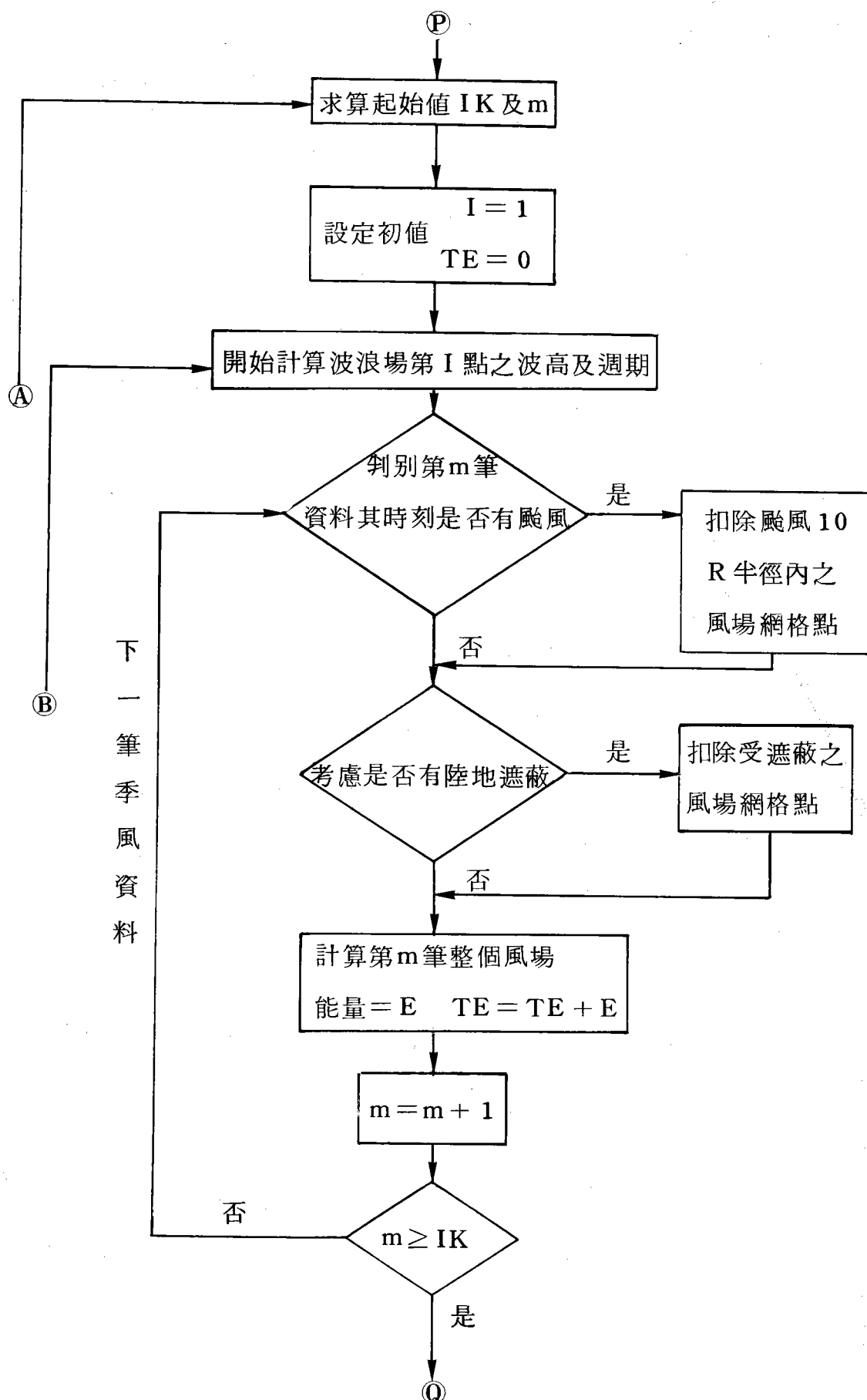


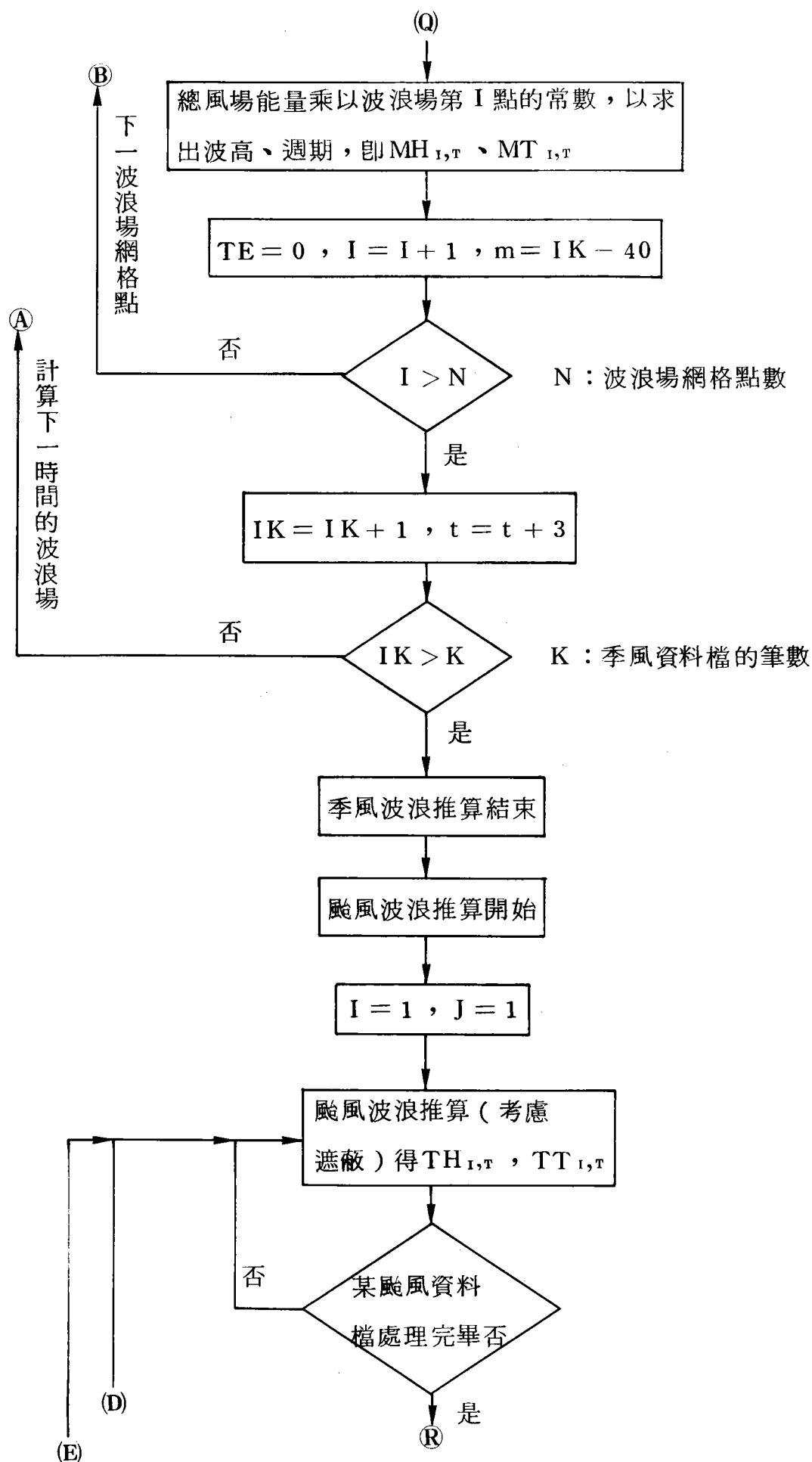
目前採用波浪場合成方式的程式已撰寫完成並測試中，但風場合成的方式因颱風暴風場內的風速、風向分佈情形尚未確實可靠的明瞭，目前正嘗試此方面的研究。

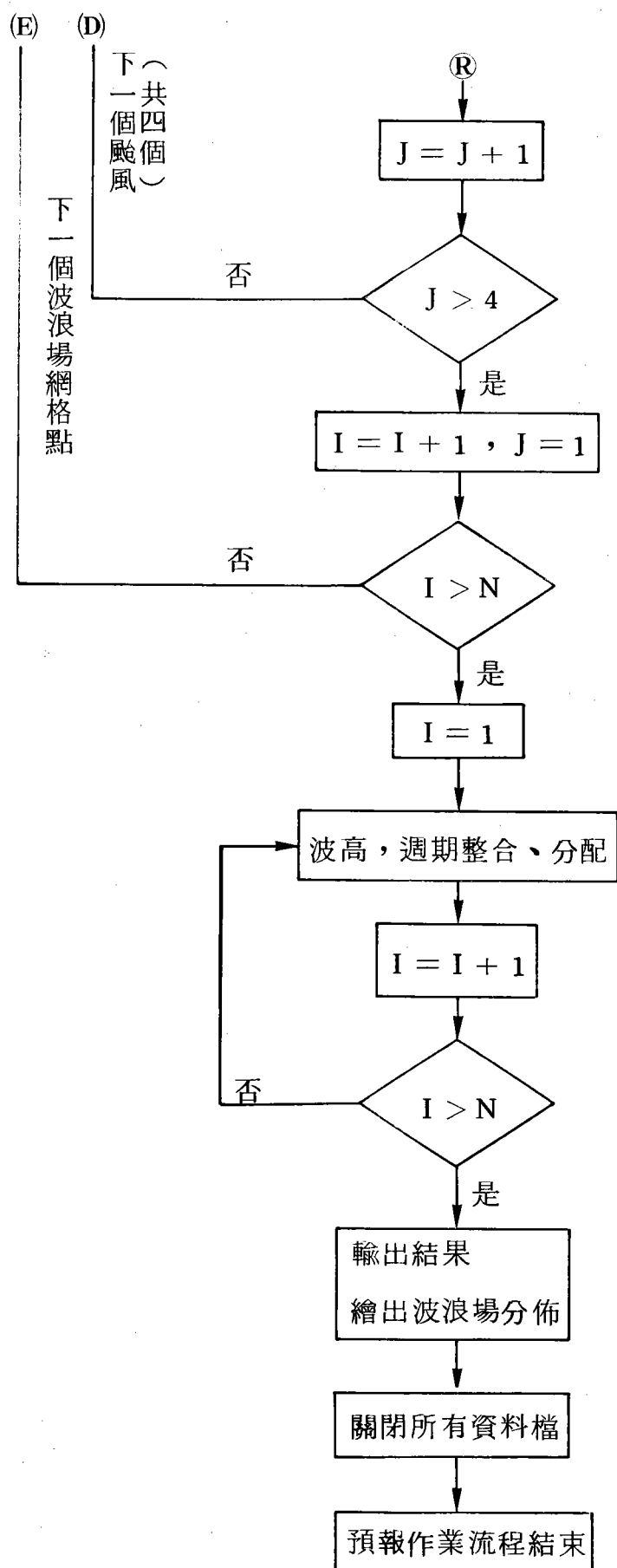
由於颱風波浪特性與季風不同，如颱風波浪的週期較長，波浪傳播速度較快，因此，波浪場合成時常發生時間上的差異，再加上颱風波浪中夾雜著颱風風浪與湧浪，而湧浪又有所謂堆積、重疊、消退等效應，而使推算的運作較困難，也較費時。雖然風場合成法無以上缺點，但颱風暴風場的模式建立也是不易，至於兩種方法孰優孰劣尚待作進一步比較。

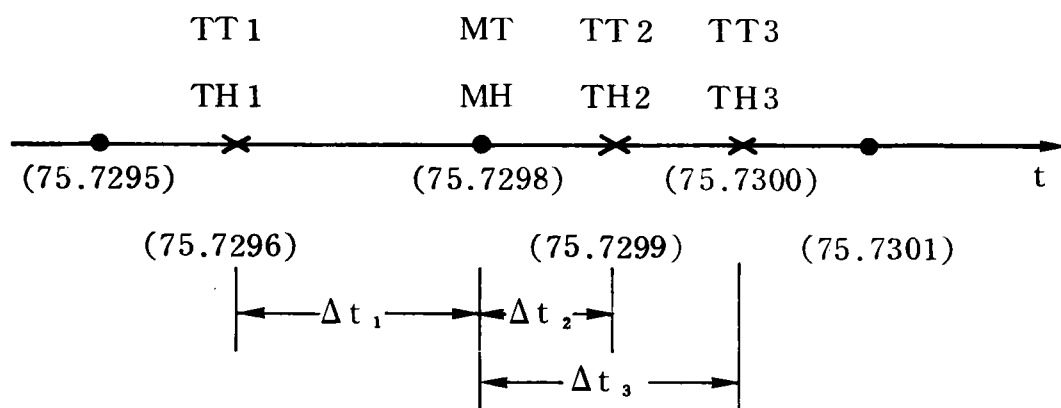
3.預報流程











權重函數

$$W(\Delta t) = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos \frac{\pi \Delta t}{3} \right) \quad |\Delta t| \leq 3$$

$$TH'_j = TH_j \times W(\Delta t_j) \quad j = 1, 2, 3$$

$$MH' = \sqrt{MH^2 + \sum_{j=1}^3 TH_j'^2}$$

$$MT' = \frac{MH^2 \cdot MT + \sum_{j=1}^3 TH_j'^2 \cdot TT_j}{MH^2 + \sum_{j=1}^3 TH_j'^2}$$

4. 初步測試結果

推算結果與實測比較如表 2—表 5。由表中可發現推算結果頗合理，但由於所取風場資料為三小時一筆，故推算值較實測值變動較小，以後或許可改變風資料之時間間距而改善之。由四個站的推算結果發現鼻頭角波高最大，新港、東吉島次之，小琉球最小，此與實測結果有相同的趨勢，以後應繼續此工作而得更佳之經驗常數值，並對其他波浪測站進行相同工作，對颱風發生時，季風波浪與颱風波浪的合成進行驗證及調整。

四、討論與建議

- 1.建議台灣四周建立長期的波浪觀測站，並以網路連線統一儲存整理、分析，以供將來研究之用。
- 2.波浪觀測應配合其他海氣象資料，如風、潮汐、海流、水溫、氣溫、氣壓、濕度等，以便作整體的綜合分析，並配合精密儀器發展特殊觀測技巧如長波、港池盪漾等觀測。
- 3.積極蒐集風與浪的資料以便求波浪預報模式中所須的常數群。由於本模式只考慮風為浪的生成主要因素，對於水溫、氣壓、海流、潮汐……等等因素未加考慮，針對此方面的問題應加強有關海氣交互作用方面的研究。
- 4.季風風場及颱風狀態的預報是否正確，直接關係到波浪預報模式的準確性，因此季風及颱風的預報應加強研究，以提昇其準確性與層次。
- 5.目前採用波浪場的合成法，對於風場的合成，應在颱風暴風風場的模式建立上加以探討，而期使波浪的推算源自單一的理論（面積風域法），如此也較符合萬法歸一的自然法則。
- 6.目前波浪預報的作業時間較久恐不符即時的預報需求，因此在軟體方面應改善模式的程式運作，以縮短時間或改變預報的作業程序，在硬體方面應使用較快速的電腦，以節省運作時間而達到即時預報的要求。

表一 台灣海域波浪資料蒐集狀況簡報

NO.	AREA	DURATION	WAVE	STATION	TOTAL MONTH	KEY	REMARK(CODE)
1.	HTENGCAC	80.10.10-85.09.31				(ET)	46694 (TENGA.CAT)
2.	CNGEE	85.09.01-86.07.04					46702
		81.07.03-83.03.28				(CG)	46730 (TENGA.CAT)
		85.02.01-86.07.31					
3.	PSACULIUCHIU	77.01.01-82.12.31				(LC)	46762 (TENGA.CAT)
		84.01.01-85.06.22					
		85.09.01-86.07.24					
4.	SHINKUNG	80.06.01-82.12.31				(SK)	46714
		84.01.01-84.09					46761 (TENGA.CAT)
5.	TAICUNG	85.12.01-86.03.20					
6.	YU-AN	1971 1974 1974-1979				(TC)	
7.	KES-LENG					(YA)	
8.	SHING-LEA					(KL)	
9.	SU-AC					(SC)	
10.	PUA-LIAN					(SA)	
						(PL)	

(1987.5.18)

表二 波浪預報模式推算值與量測值比較（測站：鼻頭角）

時 間	量 測 值		推 算 值	
	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒
76/02/23:14	1.09	6.0	1.5	6.7
76/02/23:17	0.85	6.0	1.4	6.7
76/02/23:20	0.84	6.2	1.3	6.7
76/02/23:23	0.87	5.9	1.3	6.7
76/02/24:02	0.93	5.5	1.2	6.7
76/02/24:05	1.25	5.5	1.7	6.7
76/02/24:08	1.00	5.7	1.7	6.7
76/02/24:11	1.12	5.8	1.5	6.7
76/02/24:14	1.09	5.7	1.3	6.7
76/02/24:17	1.11	6.1	1.1	6.7
76/02/24:20	1.25	6.3	1.0	6.7
76/02/24:23	1.78	6.3	1.1	

表三 波浪預報模式推算值與量測值比較（測站：新港）

時 間	量 測 值		推 算 值	
	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒
76/02/23:14	1.24	6.7	1.5	8.1
76/02/23:17	1.08	6.8	1.5	8.0
76/02/23:20	1.00	7.0	1.4	7.8
76/02/23:23	1.01	7.2	1.6	7.7
76/02/24:02	0.81	7.3	1.5	7.9
76/02/24:05	0.84	7.5	1.6	7.9
76/02/24:08	0.88	7.6	1.4	7.8
76/02/24:11	1.04	6.6	1.5	7.6
76/02/24:14	1.30	6.9	1.5	7.6
76/02/24:17	1.24	6.6	1.2	7.8
76/02/24:20	1.37	7.1	1.3	7.7
76/02/24:23	1.45	7.1	1.4	7.7

表四 波浪預報模式推算值與量測值比較（測站：東吉島）

時 間	量 測 值		推 算 值	
	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒
76/02/23:14	1.21	5.6	0.91	8.1
76/02/23:17	1.12	5.7	0.62	8.9
76/02/23:20	0.86	5.5	0.68	8.0
76/02/23:23	1.08	5.3	0.83	7.6
76/02/24:02	0.74	4.8	0.81	6.8
76/02/24:05	0.62	5.5	0.90	6.1
76/02/24:08	0.40	4.4	0.85	6.9
76/02/24:11	0.66	4.3	0.78	7.3
76/02/24:14	0.73	4.4	0.89	6.9
76/02/24:17	0.93	4.8	0.94	6.4
76/02/24:20	0.80	4.7	1.16	5.5
76/02/24:23	1.22	4.9	1.10	5.7

表五 波浪預報模式推算值與量測值比較、測站：小琉球)

時 間	量 測 值		推 算 值	
	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒	波高($H_{1/3}$)公尺	週期($T_{1/3}$)秒
76/02/23:14	0.68	4.8	0.55	6.1
76/02/23:17	0.83	4.5	0.44	5.9
76/02/23:20	0.80	4.5	0.5	6.0
76/02/23:23	0.57	4.8	0.5	5.8
76/02/24:02	0.64	4.4	0.5	5.8
76/02/24:05	0.70	4.0	0.6	5.7
76/02/24:08	0.61	4.3	0.6	5.6
76/02/24:11	0.58	3.8	0.6	5.6
76/02/24:14	0.85	3.7	0.6	5.6
76/02/24:17	1.03	4.2	0.6	5.6
76/02/24:20	0.72	4.5	0.7	5.6
76/02/24:23	0.51	4.4	0.6	5.6

觀察前石梯漁港海堤斜波固定消波墩 之消波效果

王 阿 金

花 蓮 港 務 局 土 木 課 課 長

一、前 言

民國49年本局接受花蓮縣政府之委託，代辦修建石梯漁港未完成工程。石梯灣位於花蓮縣與台東縣境界稍偏北側，背靠海岸山脈，面臨太平洋，在花蓮縣沿岸中，唯一可築小型漁港之比較隱蔽海灣。當時腹地交通，均以徒步連絡，南至大港口，以竹筏過渡秀姑巒溪，始能抵達有公路之靜埔，全線路長約4 km，北至豐濱，再沿溪谷溯上約3 km，越過海岸山脈，方能到達有公路之光復，全線路程約15 km。由於南側被秀姑巒溪斷絕，北方受海岸山脈阻塞，交通極端不便，建港器材之運輸，成為工程中之一大困難。又當年有海港工程工作經驗人員不多，且東部海岸偏僻，甚難覓僱有築港工作經驗人員，一般工員對海浪發生畏懼。因地理環境受限，及工作人員之不適用，施工前半段之承包商虧累過鉅，無力續辦，遂被縣政府收回。

本局接辦時，漁港輪廓大致形成初期形態，而重要之防波堤以及半數以上之碼頭、泊地、航道及護岸、修船滑道、水電設施等，均未着手。然縣政府財源拮据，要求將以剩餘興建防波堤工程款，做為未完成部份之工程費。因受經費之限制，不得不將原來計畫改變，防波堤以拋石稍加整理先行使用，以後按年編列施工預算，予以保護加強，配合當時縣政府財源

，依此原則，完成後半段之工程。

二、北防波堤施工概況

因工程經費受限，且當地石材採取不易，防波堤建於珊瑚礁上，自標高 2m 之陸地，向海延伸至零水位以下 3m，堤長約 130m，堤基縱向坡度緩平，橫向堤基外側比降急陡，堤身處於碎波帶，海側堤坡 1 比 3，內側 1 比 1.5，堤高 5.5m，臨海面堤坡以 1 噸以上大塊石疊砌整平。

施工中遇到颱風之吹襲，適時觀察波浪對拋石堤之冲刷情形，發現有加強之必要，遂將堤坡砌縫灌填混凝土，鈎結加固。堤坡灌填加固後，俟機觀察，颱風時由外洋入射之連續波浪中，波峰較高者，順堤坡溯上越過堤頂流入堤內。但偶有紊亂湧波，直接墜落堤坡面，造成浪花四濺，跳越堤內，使人易生破堤之恐懼。

爲防止越波及考慮堤身之安全，經檢討認有增加消波設施之必要，然石梯地處偏僻，交通不便，若採用一般消波塊，吊放所需機械之調度，又成爲施工上之難題。爲克服惡劣施工環境，設計在堤坡澆置固定消波墩，做爲保護堤身安全及消波之用。設計消波墩形狀，下半截爲邊長 70 cm 及 55 cm 之對稱八角形，高 40 cm，上半截由下半截漸變縮小至 30 cm 及 15 cm 之對稱八角形，高仍爲 40 cm，墩體總高 0.8 m，如圖一 1。

消波墩澆置於標高 1.8 m 至 5.0 m 之間，縱向排列與防波堤法線平行，墩位間隔相等，而第一排與第二排橫向墩位錯開澆置，使墩基八邊中，短邊四面與鄰墩互倚啣接，而長邊之四面，各自露空，與鄰墩構成正方形之井孔，墩頂各自獨立，如圖一 2。

由於消波墩上半截係錐形，表層空隙較大，根部構成井孔空間最小。消波墩雖直接由堤坡砌石面灌起，每枚消波墩約 1.2m^3 ，根部有四面互倚啣接，底部與堤坡接觸面又有混凝土之粘着力，如非破堤引起之脫落，所澆置消波墩應屬安全。

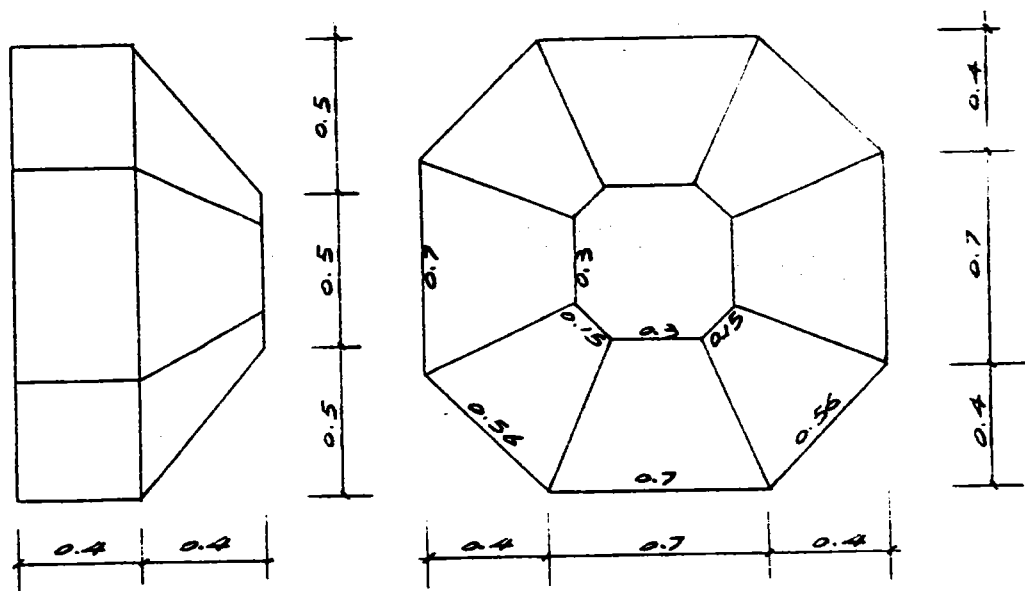


圖1 消波墩形狀與尺寸

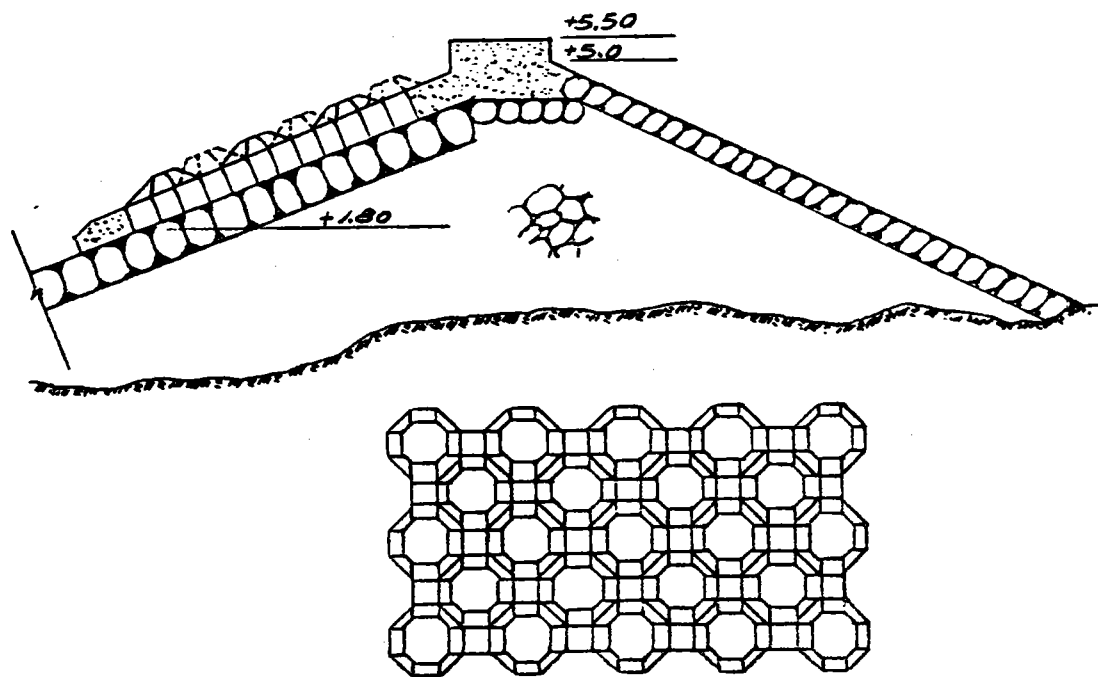


圖2 消波墩之排置

三、觀察消波之效果

北堤完成後，爲後續工程之施工，有機會觀察消波墩澆置後之波浪衝射變化情形。當颱風過境之際，由外洋入射之波浪，雖沿堤坡溯上而迅速消失於消波墩群之中，但少有溯上至標高4.5 m附近，溯上波浪在破碎後反退時，變爲慢速之散流。

消波墩澆置前，反退之波浪，流速急而流量集中，時有在堤基附近，與入侵第二波相碰紊亂旋轉而構成渦流之情形，對堤基安全有威脅。消波墩澆置後，入侵波浪溯上過程中，被消波墩攔阻而破散，逐漸減弱衝力，反退時變爲溫和散流，與入侵第二波不再發生相碰，堤基附近之紊亂旋轉情形不復產生，冲刷堤基之威脅亦告消失。

東部海岸每年颱風次數雖然頻繁，但非每次均發生強烈波浪在海有揚波時始有觀察機會，因此對入侵波浪方向引起溯上變化情形，無法了解，僅在幾次觀察中，發現入侵波浪方向稍有偏差，仍可獲得相同之效果。

四、固定消波墩之利弊

由於石梯地處偏遠，交通不便，施工環境受限，被迫設計固定式消波墩於海堤斜坡，取代可以組成各種形狀之一般性消波塊。又因經費拮据，未請專家計算鑒定或辦理水工模型試驗，僅憑工地觀察波浪溯上現象，設法破散溯上波浪，減小衝力，阻攔越波而設計。其效果之正確性，必須在完工後，俟機觀察引證。就觀察情形分析，略知消波墩主體上半截係錐形，上層空隙大，入侵波浪容易前進溯上，減少對消波墩之衝擊力，就消波墩之抗力言，其安全性甚高。

消波墩之排列，對溯上波浪之破散、攔阻有連續性作用，發揮相當消波效果。尤其排列中構成之井孔，能使波浪被消波墩破散後墜落孔內，消殺一部份上昇衝力。當波浪推進上昇之餘能再度躍昇上進時，復受後排消

波墩之攔阻，再告分散墜落。波浪推進上昇過程，受分散墜落反復障礙，促使溯上波浪之功能急遽消失。失去溯上功能之波浪反退時，受錯開排行之消波墩及井孔攔阻，流量分散又一部份墜落井孔，失去流體滑落斜面產生之加速，成為緩流入海，減免對堤基發生沖力。又消波墩澆置前，反退波浪與入侵第二波相碰所造成之紊亂情形亦告消失。

固定消波墩與一般可以疊排消波塊比較，一般消波塊按海象情形，可疊砌數種形狀作有效消波功能。又消波塊之疊排，均由堤基附近開始排放，倚靠堤身疊排而上，做為堤身之外圍保護層，對堤身及塊基有高度保護效果；而固定於堤坡之消波墩，無法達到護基之效果。觀察幾次颱風侵襲，屢見情形大致相同。自施工起至完工觀察實際受波浪沖刷情形，對海堤斜坡固定消波墩之消波效果有粗淺之認識。

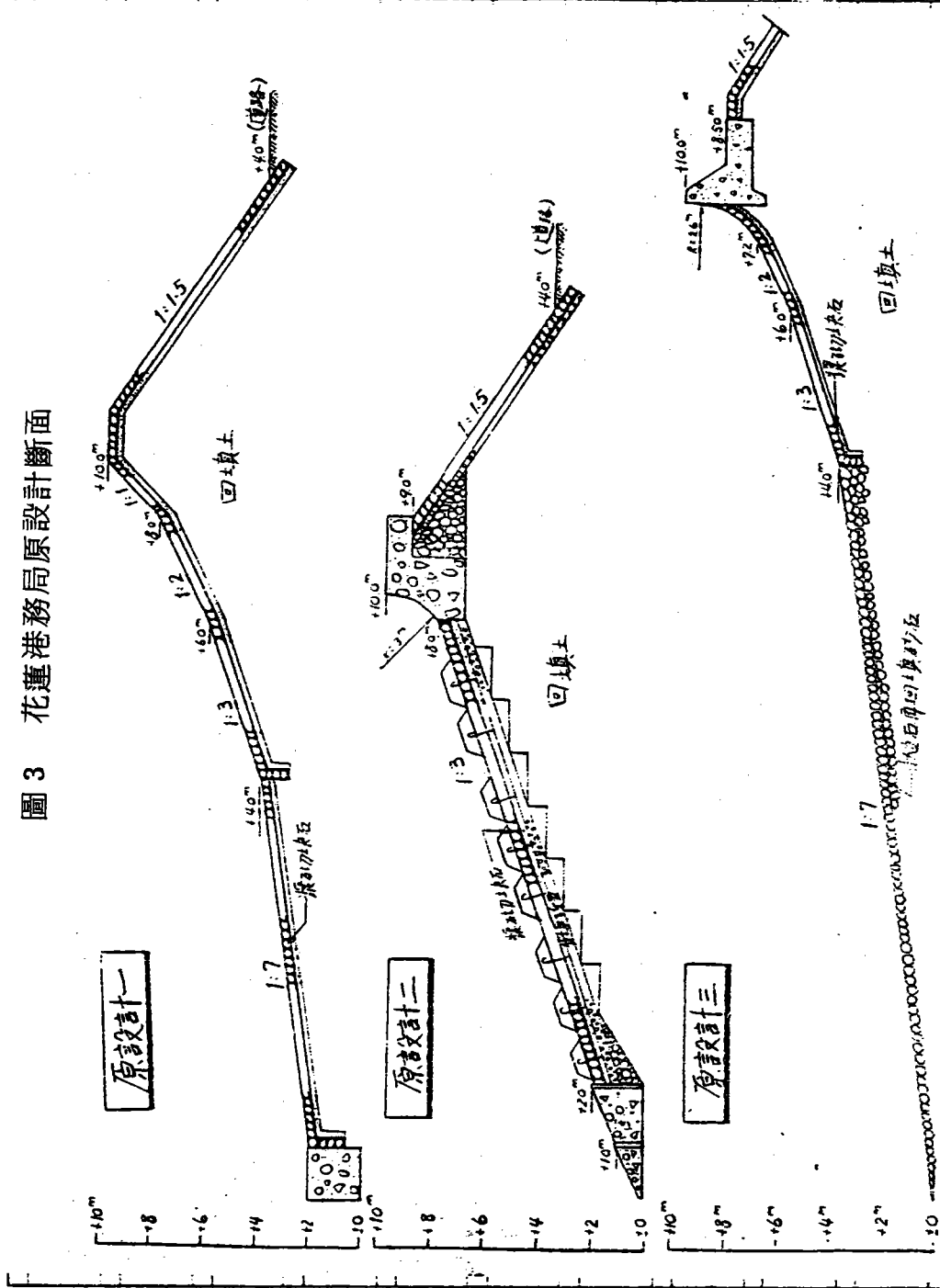
五、海堤斜坡設置消波墩之土工試驗

民國61年，花蓮港務局為集中港內漁船統一管理，興建小型船渠，在東岸陸地邊際需要興建一座長約500m海堤。為釐定海堤結構，設計三個不同之斷面，委請成功大學做土工模型試驗。三個斷面中，第二設計斷面，類似石梯漁港海堤，堤坡設有固定消波墩。

石梯之海堤，堤基從-2m開始拋砌，堤頂5.5m，而花蓮港海堤，堤基在零水位以上，堤頂標高10m，堤坡坡度同樣1比3，所以花蓮港海堤消波墩，比石梯漁港海堤消波墩降低0.3m，只有錐形之上半截，從堤坡突出而無下半截構成之井孔。另外二個斷面，亦即第一設計及第三設計斷面，均以堤坡坡度變化作為阻止波浪之溯上。三個斷面設計圖如圖-3。

經過土工試驗後，發現有消波墩之堤坡，有高度消波效果，未設消波墩堤坡，溯上波浪容易揚昇，造成越波，又退下之流水與溯上波浪相碰產生波濤，詳細如「試驗比較」。茲抄錄台南土工試驗所「花蓮港新建船渠護岸斷面研究試驗報告」中之第3.5節「試驗比較」，以供參考。

圖 3 花蓮港務局原設計斷面



7.本研究試驗土樣採取範圍未廣及台灣西海岸多數地區，需要擴大取樣範圍以進一步對沉泥質土壤動態特性試驗研究，對於部分試驗研究結果仍只有「定性」之描述，將來尚應進一步作「定量」之探討。

六、參考文獻

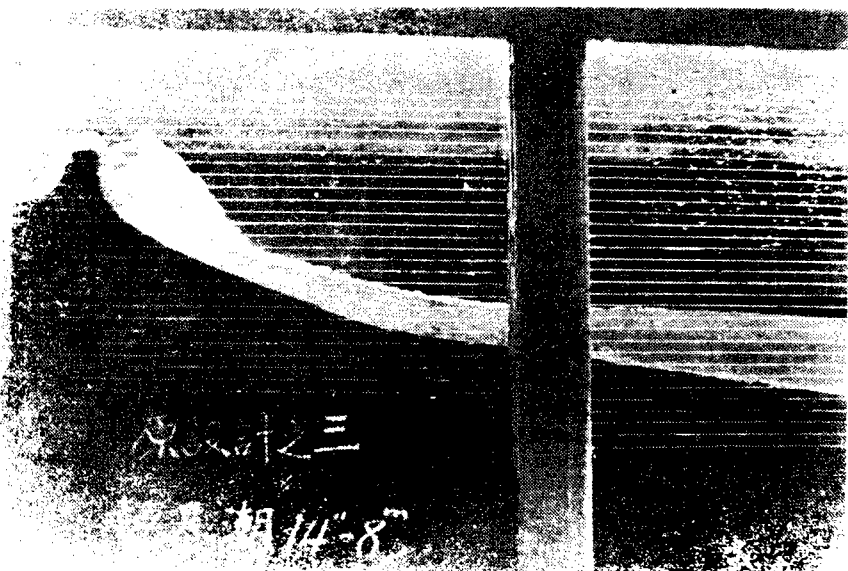
1. Hardin, B. O., and Black, W.L., "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", JSMFD, Vol. 94, NO. SM2, Mar. 1968.
2. Hardin, B.O., and Richart, F.E., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", JSMFD, ASCE. Vol.89, NO.SM1, Feb. 1963.
3. Iwassaki, T., and Tatsucka, F., "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands", Soils and Foundations, Vol.17, NO.3, Sept. 1977.
4. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P., "shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", JSMFD, ASCE, Vol.98, No.SM7, July, 1972.
5. Shibata, T., Soelarno, D.S., "Strees-Strain Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", Proc. of Japanese Society of Civil Engineering, No. 239, July, 1975.
6. Silver, M.L., and Park, J.K., "Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior", JGED, ASCE, Vol. 101, No.GT10, Oct. 1976.
7. Seed, H.B., and Idriss, I.M. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", No. EERC 70-10, 1970, Univ. of California, Berkeley.
8. Skoglund, G.R., Marcanson, W.F. III, and Cunny, R.W.,



原設計一



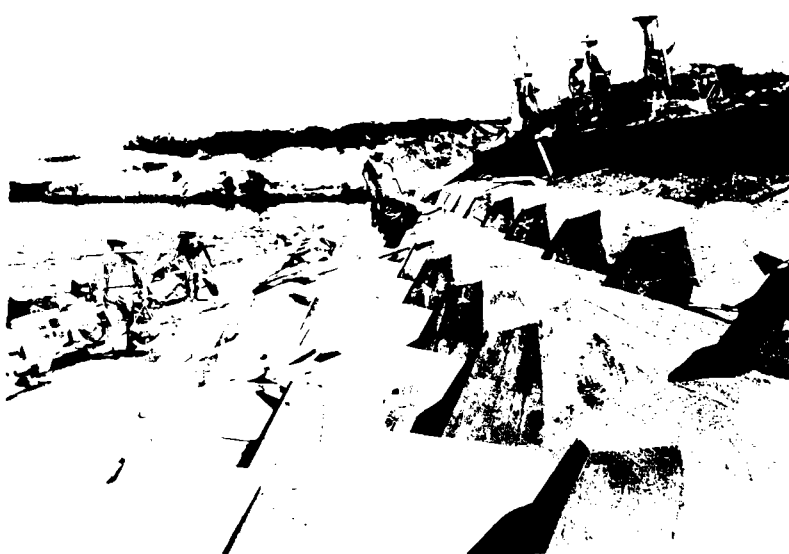
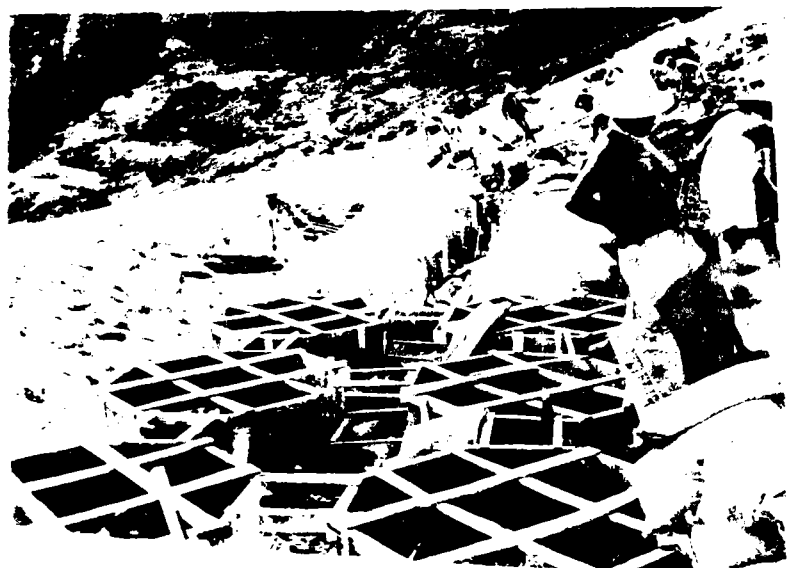
原設計二



原設計三

相片一

三個斷面模型試驗波浪變化情形



相片二

石梯漁港海堤消波墩施工情形

六、結 語

由於施工環境及交通之困難，被迫設計固定式消波墩取代活動消波塊，介紹如此古老工法似有未符現代之需求，惟類似施工環境之離島，或無法調度使用重機械之偏遠地區，海堤或護岸之消波尚有利用價值。希望同仁先進、有學之士，如有機會深入研究採用，或許有所助益。（本文介紹之固定消波墩係高雄港務局前任總工程司龔乾一先生之創意。）

輕質骨材及輕質預力混凝土之利用研究

邱 垂 珍

台 中 港 務 局 擴 建 工 程 處

第 一 工 務 所 主 任

一、前 言

早在1917年S. J. Hayde即使用旋轉窯方法煨燒膨脹頁岩及黏土，做為混凝土之骨材，以降低重量，至1928年，商業性產品即有使用火山礫煨燒成輕質骨材，1948年開始有結構級之輕質骨材出品，當時係採用膨脹性頁岩煨燒而成的。Emergency Fleet Building Corp. 首先採用輕質骨材做為鋼筋混凝土，San Francisco-Oakland Bay橋是輕質骨材混凝土設計的關鍵結構物，自此奠定輕質骨材混凝土的基礎。目前歐、美、日等先進國家對輕質骨材混凝土之採用已頗普遍，且已可容易地獲至與一般普通骨材混凝土同樣之強度，甚至7000 psi之高強度混凝土亦可以輕質骨材為之。

在國內亦曾有國立成功大學、台灣大學及中興大學從事多年之輕質骨材混凝土研究，但迄今僅限於學術研究，而尚未能實際應用於工程上。台灣人口密度高居世界第二，且人口增加之比率仍高，在相當有限的土地面積下，今後欲解決人民居住問題，發展高樓成為必然之趨勢。而台灣又位居地震頻繁地帶，高樓建築若能降低靜荷重，對耐震設計之助益頗大，若輕質骨材混凝土在國內能達到降低生產成本，提高品質，今後發展之潛力必不可限量。本局當時擬議於工程上實際需要及為國內輕質骨材混凝土實

際應用催生，故進行結構級輕質骨材混凝土之研究與應用。

二、地質調查分析

2-1 調查與取樣

本研究之輕質骨材係指以膨脹性頁岩、黏土或泥板岩等原料煨燒膨脹而成之骨材。本省北部地區曾經對可煨燒成輕質骨材之頁岩及黏土做過調查，並經試燒結果，證明烏來地區之頁岩品質良好，頗適合燒成輕質骨材，中部地區却從未做過本項調查分析。本研究即以頁岩做為試驗研究之主要目標，調查在中部山區適於開採地段找尋合適的原料區，並獲得經濟部中央地質調查所之全力協助。首先就地質圖分析研究，發現沿苗栗至東勢及南投縣、國姓鄉與埔里地帶均有豐富之頁岩，且具開採之經濟價值，故本研究決定先在國姓鄉及埔里等地進行調查分析。

民國71年12月14日～15日，本局會同中央地質調查所人員赴南投縣國姓鄉及埔里等地實地勘察。選定交通較方便具有開採價值者17處，在地質圖上做妥編號，循序取樣，每處所取之樣品約2公斤，17處之採樣工作歷時共2天，取樣地點①②兩處距中潭公路約20公里，有產業道路可通達，③④距中潭公路約十公里，亦有產業道路通達，但⑤⑥兩處則尚無產業道路可以通達，若欲開採尚需考慮開闢道路。⑮⑯⑰三處因在國姓水庫淹沒區，無使用價值。①～⑭取樣區覆蓋土僅約20公分厚度，無棄碴之顧慮，且山坑即可排棄廢土，故開採尚屬方便。各處樣品採集概略位置圖，如圖2-1所示。

2-2 原料分析試驗

依據PCA (Portland Cement Association)之研究報告，骨材之膨脹必要條件為在原料將要達熔點之瞬間，產生氣體，由於氣體的膨脹迫使半熔解狀態之原料膨脹。此種迫使骨材膨脹的氣體為二氧化碳

，而礦物中以方解石加熱時，產生之二氧化碳最多，且所需加熱之溫度最低約 900℃，白雲石次之，溫度約 1100℃，高嶺土則需高達 1760℃方可產生二氧化碳。又依美國 HAYDITE 輕質骨材公司的分析指出，原料含有化學成份 SiO_2 63.25%、 Fe_2O_3 6.08 %、 Al_2O_3 22.94%、 CaO 0.65 %、 MgO 1.94 %、 SO_3 0.36 %、 Na_2O 4.26 %、燃燒損失 0.17 %者，燒成輕質骨材之效果頗佳。

本局將所採取之樣品委託經濟部中央地質調查所送請省礦物局作礦物鑑定及化學成份分析，其結果如表（2-1），頗接近預期之化學成份含量，由礦物鑑定結果，雖然方解石含量不大（有的樣品甚至未含方解石），但因高嶺土含量頗多，且又含有大量伊萊石（Illite），故仍能達到膨脹的效果。

依中央地質調查所之估計，一公里長、二十五公尺高的岩盤其儲存量如表（2-2），因⑮⑯⑰等三處取樣區在國姓水庫之淹沒區，故該三處不做進一步之取樣工作。

表(2-1) 各處原料樣品礦物分析表

試驗 樣品編號	項目	Ig.loss	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O
No. 1.		9.87 %	55.97 %	17.64 %	6.57 %	1.76 %	2.35 %	1.83 %	3.07 %
No. 2.		7.85	55.27	18.65	6.81	5.00	1.10	1.75	3.41
No. 3.		9.11	58.71	14.16	5.69	5.63	1.48	1.93	2.41
No. 4.		7.52	59.60	20.84	6.72	1.24	2.20	0.48	1.33
No. 5.		5.96	62.21	20.68	6.34	0.96	1.83	0.58	1.34
No. 6.		6.95	61.07	19.21	6.83	1.30	2.20	0.85	1.53
No. 7.		6.04	60.10	18.39	6.92	1.64	1.70	2.30	3.25
No. 8.		6.00	63.12	18.70	5.54	1.34	1.11	1.80	2.82
No. 9.		5.05	60.91	18.99	6.75	1.12	1.71	2.34	3.38
No. 10.		6.38	59.18	20.01	6.62	2.18	1.25	0.99	2.51
No. 11.		9.29	54.40	18.50	6.39	6.17	1.22	0.87	2.35
No. 12.		5.78	59.53	22.05	6.32	1.04	0.38	0.85	2.50
No. 13.		4.89	60.74	20.46	6.59	0.48	0.86	0.61	4.86
No. 14.		7.15	55.96	20.16	7.68	0.93	2.24	1.95	3.27
No. 15.		4.01	65.25	22.45	1.40	0.48	0.69	0.36	4.40
No. 16.		7.08	61.42	19.31	6.26	2.03	0.83	0.65	2.63
No. 17.		7.15	60.07	20.39	6.20	1.50	1.00	0.89	2.74

表(2-2) 各處可供挖取數量表

編號	可採取數量(噸)	備註
No. 1.	73,000,000	
No. 2.	350,000,000	
No. 3.	140,000,000	
No. 4.	230,000,000	
No. 5.	500,000,000	
No. 6.	500,000,000	
No. 7.	600,000,000	
No. 8.	300,000,000	
No. 9.	200,000,000	
No. 10.	200,000,000	
No. 11.	250,000,000	
No. 12.	250,000,000	
No. 13.	200,000,000	
No. 14.	300,000,000	
15.、16.、17.	因靠近國姓水庫，無法利用。	

三、輕質骨材之生產

目前生產結構級輕質骨材之方法主要有燒結 (Sintering Process) 及旋轉窯 (Rotary Kiln) 兩種，本實驗研究係採用旋轉窯法，借用台泥公司試驗用之小型旋轉窯生產輕質骨材以供試驗。

本研究使用國姓及埔里一帶之膨脹性頁岩為原料，樣品採回後予以打碎至適當之大小，先將之置於高溫爐中以不同之溫度 (以 900°C 開始) 加以煨燒，以試驗其膨脹所需溫度、膨脹情況及所需時間等。經多次之試燒，採自八處產地之不同樣品，均具膨脹性，但其膨脹情況不盡相同，溫度亦不相同，自 1050°C 至 1100°C ，且大部份為 1100°C 。

經在高溫爐內試燒認為均具膨脹性之各種頁岩，以人工將之碎裂為小塊，使之全部通過 $1/2"$ 標準篩停留於四號篩以上，用作粗骨材之生料，四號篩以下者為細骨材生料，再將已處理完成之粗細骨材生料運至台北新店台泥公司研究室煨燒，由該室協助指導之。

煨燒開始，先將空窯加熱約一個半小時，窯溫即達需要溫度 1100°C 左右，經以光電溫度儀測定無誤後，開始自進料口徐徐進料，生料即隨旋窯之轉動緩緩向出料口端推進，由預熱至暗紅再至熾紅，此時表面熔融內部膨脹，骨材亦接進於出口，由出口處滾落於集料盤，完成煨燒之過程。

初期生產之骨材，由於溫度時間尚未穩定，尚未膨脹，故在出料開始即加以檢視，尚未膨脹者則放回窯內重燒直到穩定為止，同時測定窯內溫度，未達需求時則加以調整，直到全部產品合乎要求為止，此時之溫度保持穩定以利生產之不斷。

骨材自進料口至出料口全賴旋窯傾斜之自然重力作用所生之滾動作用，故出料之速度，煨燒之時間均以旋窯傾斜度予以控制。坡度之大小與骨材煨燒溫度、預熱時間等因素有關，視需要予以調整。骨材自出料口產出後，即順集料斗而下至集料盤，俟滿後，即送至室外散熱使之冷卻，至常溫後將之收存材料袋內運回本局試驗室試驗。

骨材之膨脹溫度與熔融溫度若極為接近時，則由於達到膨脹時也差不多熔融了，溫度極難控制，稍一不慎則熔結為大塊，越滾越大，無法由出口口產出，需停止煨燒將窯門拆除以排故障，費時費事，故在煨燒中須隨時觀察窯內情況，到達膨脹時隨時停止煨燒。本次煨燒八處不同產地之頁岩，有五處者其膨脹溫度與熔融溫度極為接近，所以在生產時曾數次熔結，進行極為困難，有三處頁岩較佳，其膨脹溫度約低於熔融溫度 20°C ，三處分別為南港附近之 3 號、4 號、5 號產地。如必須使用膨脹及熔融溫度甚為接近之頁岩時，則須以造粒方式使其外層包有熔融溫度較高之其他材料，方可易於生產之進行。

四、輕質骨材之物理性質分析

輕質骨材混凝土因原料，生產方法及溫度控制不同所得產品之物理性質變化頗大，故每批輕質骨材出產後，其物理性質包括比重、級配、吸水率、浮粒率及單位重等需詳細試驗分析，以供拌合設計之參考。

4-1 比重試驗

試驗方法——ASTM C127-42。因輕質骨材係以煨燒方法使頁岩膨脹而成，故空隙頗大，骨材之比重隨粒徑大小而變，且成反比關係，又因其吸水率變化頗大，故其烘乾虛比重與面乾虛比重之差異亦頗大。本研究所煨燒之 No. 1.~No. 8. 之粗骨材之比重列如表（4-1），與 PCA 所研究者之比重頗相近，且符合 ASTM 330 之要求。

表（4-1） 本研究所做試驗之八種樣品之比重

骨材 比重	No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.
烘 乾	1.37	1.21	1.30	1.06	1.41	1.31	1.37	1.53
面 乾	1.49	1.37	1.44	1.19	1.54	1.48	1.55	1.75
實	1.55	1.44	1.51	1.22	1.63	1.58	1.66	1.96

4-2 骨材級配

八種粗骨材之級配如表(4-2)，均符合ASTM規定。

表(4-2) 粗骨材之級配

骨材 篩號	No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.	ASTM規範
$\frac{3}{4}$ "	100	100	100	100	100	100	100	100	100 %
$\frac{3}{8}$ "	50	45.7	55.4	52.0	55.8	44.8	58.3	57.6	57.6 %
# 4	6.4	7.8	2.1	16.0	9.3	8.9	8.9	13.3	13.3 %

本研究使用台泥公司小旋轉窯煅燒時，細料大多飛失，剩餘之輕質細骨材粒徑約在4 # ~ 16 # 間，顆粒均勻，其級配如表(4-3)，未能符合ASTM 規範，因此本研究不予採用，在拌合設計中之細骨材均以天然砂代替之。

表(4-3) 細骨材之級配

骨材 篩號	No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.	ASTM規範	天然砂
# 4	100	100	99.5	100	100	100	100	100	85-100 %	100
# 8	45.1	46.5	62.7	63.9	56.4	64.4	52.0	6.8		92.4
# 16	14.2	17.9	35.9	35.4	36.4	32.7	20.4	2.2	40-80 %	79.4
# 30	—	—	—	—	—	—	—	—		61.4
# 50	1.7	2.4	8.7	5.5	2.7	4.5	2.2	0.2	10-35 %	28.8
# 100	0.9	0.9	3.6	2.1	1.2	1.7	0.9	0.1	5-25 %	7.1

4-3 吸水率

輕質骨材由於其內部空隙多，故其吸水率較一般天然骨材為大，且吸水率隨時間不同而異，雖經歷數日或數十日後亦繼續吸水，不像天然骨材浸水一至二日已達飽和狀態，且由於各種骨材之內部結構不同而吸水率之大小亦有甚大之差異。PCA 之研究報告均以 24 小時吸水率做為實驗標準，本研究分別以 40 分、24 時、48 時做試驗，其結果如表（4-4），其 40 分鐘之吸水率在 3.8~7.8% 間，約為 24 小時吸水率之 44.4~56.8%，48 小時之 41.5~54.5%。

表（4-4） 各種輕質骨材之吸水率

粗 骨 材	1		2		3	
	40 分 鐘		24 小 時		48 小 時	
	吸水率 (%)	吸水量之比 $1 \div 2$ (%)	吸水量之比 $1 \div 3$ (%)	吸水率 (%)	吸水量之比 $2 \div 3$ (%)	吸水率 (%)
1.	3.8	50.7	44.7	7.5	88.2	8.5
2.	5.4	48.2	41.5	11.2	86.2	13.0
3.	5.4	56.8	51.4	9.5	90.5	10.5
4.	5.4	49.1	42.5	11.0	86.6	12.7
5.	4.2	53.8	44.2	7.8	82.1	9.5
6.	5.6	44.4	42.4	12.6	95.5	13.2
7.	6.3	50.0	48.8	12.6	97.7	12.9
8.	7.8	56.1	54.5	13.9	97.2	14.3

4-4 單位體積重量

依據 ASTM C 29 骨材單位重量之試驗方法，骨材須經烘乾後再測定其乾鬆之單位重，其結果如表（4-5），均符合 ASTM 330 之規定。

表(4-5) 鬆方之單位體積重量

骨 材	編 號	No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.
單位體積重量 (kg / m ³)		774	693	777	680	823	752	769	863

4-5 浮粒率

浮粒率為骨材顆粒浮於水面佔骨材總體積之比率。若浮粒率過大，對混凝土之強度及耐久性影響較大。本批樣品試驗結果浮粒率如表(4-6)。

表(4-6) 八種樣品骨材之浮粒率

骨 材	編 號	No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.
浮 粒	率 (%)	3.1	4.6	4.2	11.2	2.7	4.2	7.8	0

五、輕質混凝土之物理性分析

5-1 拌合設計

本研究拌合設計採用絕對體積法，初步設計以 210 kg / cm²強度為設計目標，以水泥量 320 kg / m³，水灰比 0.52，細骨材率 40 %，坍度 5 ± 1 公分為拌合設計之計算數據。

根據 ACI 結構輕質骨材配合設計標準 (Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete) 之建議，本研究試驗之前六個試樣均摻入輸氣劑 A Z A-300，用量為 C × 0.038%，使用後具減水、工作性佳及無浮水

之情況，且混凝土單位重亦大為減低，但由於含氣量高達 10 % 左右，致強度大為降低。後三個試樣均未摻加輸氣劑，其含氣量約在 4 % 左右，而強度則大為提高。試拌情況尚稱良好，除作單位重、含氣量、坍度等試驗外，並分別製作七天及二十八天之試體二組，作抗壓強度試驗，試驗結果如表（5 - 1）。

表（5 - 1） 八種粗骨材樣品初步拌合設計

試驗項目		粗 骨 材 編 號							
		No. 1.	No. 2.	No. 3.	No. 4.	No. 5.	No. 6.	No. 7.	No. 8.
抗壓強度	7 天	71	67	72	85	75	241	220	230
kg /cm ²	28 天	158	158	123	152	122	328	327	338
單位重	kg / m ³	1696	1499	1559	1509	1557	1852	1868	1940
備 註		摻 用 輸 氣 劑					未 摻 輸 氣 劑		

根據前述之拌合結果，再進一步進行較高強度之輕質混凝土之拌合設計。

骨材之最大粒徑影響單位水泥量，但一般之輕質骨材由於顆粒愈大，比重反愈小，強度也愈低，工作性亦愈差，因此，本試驗選擇骨材之最大粒徑以不超過 $\frac{3}{4}$ " 為準。由於輕質骨材之吸水率甚大，於混凝土拌合後，仍繼續且迅速地吸水，為減少預力樑澆置時產生之困擾，故其坍度設計為 8.5 ± 1 公分，且經 30 分鐘後之坍度仍有 5 ~ 6 公分。拌合吸水量之調整係以粗骨材 40 分鐘之吸水率為依據。茲將歷次試驗之結果列如表（5 - 2）。

表 (5 - 2) 進一步之拌合設計

編號	水灰比	水	水泥	骨材 (kg / m ³)			坍度 (cm)	強度 (kg / cm ²)		
		(kg / m ³)	(kg / m ³)	細	粗	S / A %		7 天	28 天	7 天 / 28 天
※(1)	0.38	208	547	652	668	49.4	8.5	365	442	82.6
※(2)	0.40	202	505	658	703	48.3	8.5	373	425	87.8
※(3)	0.42	184	438	717	735	49.4	7.5	351	435	80.7
※(4)	0.43	176	410	736	755	49.4	9.5	342	481	71.1
※(5)	0.44	190	432	713	731	49.4	8.0	283	451	62.7
※(6)	0.43	188	437	713	731	49.4	8.5	317	464	68.3
≠(7)	0.43	188	437	724	1000	42.0	7.5	298	449	66.4

※本試驗係以No.3.輕質骨材爲粗骨材，天然砂爲細骨材、≠(7)爲普通混凝土。

由上述試驗之結果，發現雖提高單位水泥量，卻對混凝土強度之增高並無助益。爲考慮預力樑澆置時之順利，其中(4)、(5)、(6)三次試拌時，均曾作坍度損失試驗。第(4)次之坍度在10分鐘內自9.5公分降至3公分，且其稠度不佳，所製試體有許多蜂窩狀，此乃因單位水量不足，於拌合後，輕質骨材仍迅速且大量地吸水之故。第(5)及(6)兩次之坍度損失，經30分鐘後分別爲2公分及3.5公分，顯見其單位水量足夠。

每次拌合試驗均製作10 ϕ × 20 公分之試體6個，分7天與28天材齡兩組，各爲3個。試體製作完成，經24小時後於第二天拆模，並將之置入恆溫恆濕之養生室中加以養護，及屆期齡時再移出作抗壓試驗。由上表中7天與28天材齡之抗壓強度比較，可知輕質混凝土之早期強度較

之普通混凝土為高，並且發現雖降低其水灰比或增加水泥量，但其 28 天之強度並未能增加，這可由每次抗壓試驗中，所有 28 天材齡試體，觀察其破壞情形，發現輕質骨材顆粒均呈破裂現象，足證本配比下之輕質混凝土之強度係由骨材強度所控制。

5-2 乾縮試驗

本試驗係以表（5-2）之第 6 號配比之輕質骨材混凝土製作三個 $153\text{ mm} \times 153\text{ mm} \times 460\text{ mm}$ 之長方體試體，第二天拆模後，開始測其收縮量，試體置於室內，因其濕度及溫度隨氣溫變化，乾縮量亦呈不規則變化，自 73 年 2 月 10 日開始觀測，至 73 年 6 月 11 日止，觀測期間之溫度在 $13 \sim 34^\circ\text{C}$ 間，相對濕度在 $58 \sim 100\%$ 間，觀測四個月之線性乾縮量為 296×10^{-6} ，較國外文獻記載稍低，係因試驗期間後面濕度偏高所致。

5-3 潛變試驗

本試驗是以表（5-2）之 No. 6 配比之輕質骨材混凝土，製作成 5 個標準試體（ $\phi 15\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ ），在養生室養生至材齡 28 天後，按 ASTM C-512 之方法，加壓 20 噸，測讀其潛變值。經測定 4 個月總潛變量為 1180×10^{-6} 。

六、預力樑設計、製做、試驗及分析

6-1 預力樑設計

本試驗用樑目的在試驗混凝土之性質，故在荷重階段以混凝土先破壞做為設計依據，且不採用箍筋，在貼應變計處，預力鋼線需稍磨平，以減少量測之誤差，故設計上鋼線之安全係數提高為初施預力以 $0.5 f'_s$ 計算。預力樑斷面性質如圖（6-1）。

(A)材料性質：

$$f'_c = 350 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'_s = 16500 \text{ kg / cm}^2, \text{ 採用 } 5 \text{ mm wire}, A = 0.196 \text{ cm}^2$$

(B)預力轉移階段：

$$P_i = 2 (0.196) (0.5 \times 16500) = - 3234 \text{ kg}$$

$$f = - \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{ey}{r^2} \right)$$

$$f_t = \frac{- 3234}{600} \left(1 - \frac{10 \times 15}{75} \right) = + 5.39 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_b = \frac{- 3234}{600} \left(1 + \frac{10 \times 15}{75} \right) = - 16.17 \text{ kg / cm}^2$$

(C)荷重階段

$$f = - \frac{P}{A} \left(1 \mp \frac{ey}{r^2} \right) \mp \frac{M_d}{Z} \mp \frac{M_L}{Z}$$

$$w = 0.2 \times 0.3 \times 2000 = 120 \text{ kg / cm}$$

$$M_d = \frac{WL^2}{8} = \frac{1}{8} \times 120 \times (1.8)^2 \times 100 = 4860 \text{ kg - cm}$$

$$M_L = \left[\frac{P}{A} \left(1 + \frac{ey}{r^2} \right) - \frac{M_d}{Z} + f_b \right] Z \quad \text{令 } f_b = 23 \text{ kg / cm}^2$$

$$= \left[\frac{3234}{600} \left(1 + \frac{10 \times 15}{75} \right) - \frac{4860}{3000} + 23 \right] \times 3000$$

$$= 112,650 \text{ kg - cm}$$

$$M_L = P_1 \times 75$$

$$\therefore P_1 = \frac{M_L}{75} = \frac{112,650}{75} = 1,502 \text{ kg}$$

6-2 預力樑製造

在本研究中，共製作輕質混凝土及普通混凝土預力樑各乙支，採用相同之尺寸及設計條件，俾得以相互比較。預力樑採用先拉法施工，委託中國力霸公司在桃園廠製造，施工時先在兩根預力鋼線貼上防濕應變計，以便測定在施預力時、預力轉移時及荷重試驗時之鋼腱上應力變化。

預力樑之輕質混凝土係採用表(5-2) No.6.之配比，普通混凝土部份採用水泥 $437 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，水 $188 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，砂 $724 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，石子 $1000 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，Slump $7.5 \pm 1 \text{ cm}$ 。現場實際施工時，兩者之工作度均佳，在現場並製作試體以供試驗其抗壓強度、彈性係數及柏松比。

6-3 試驗之進行

全部試驗工作主要分成三個部份，即預力轉移階段之應變量測，載重時之應變量測以及控制試體之力學性質測定。

6-3-1 預力轉移階段

本次預力樑製作採用先拉法，每支預力樑上配置兩根 5 mm ϕ 鋼腱，如圖 6-2 所示。在鋼腱施拉預力至預定的拉力後，由兩端錨定住，隨即讀取鋼腱應變，並進行混凝土澆置工作。普通及輕質混凝土預力梁同樣在材齡 14 天時，先依圖 6-2 所示在梁之中央、 $\frac{1}{4}$ 梁長及距支點 18 cm 處的混凝土面，分別貼上十一片單軸應變計及三片三軸應變計，然後切斷先拉鋼腱使預力作用於混凝土體上，隨後讀取各應變計的應變值，以供分析之用。所有單軸應變計用以量測各該點混凝土或鋼腱的軸向應變值，三軸應變計則可間接分析測點的主拉應力和主壓應力。

6-3-2 載重階段

預力轉移後的兩支預力梁即由製作工廠送到試驗室內進行抗彎試驗。試驗時採用中央兩點集中載重方式，載重點間隔 30 cm (如圖 6-1)，由 0 開始，每間隔約 0.5 噸讀數一次，記錄各測點應變值，載重持續增加至最大荷重為止。

抗彎試驗係利用構架式試驗機，由上向下加壓；採用簡支承方式，跨度取 1.80 m 。所有應變計之應變讀取與記錄，均以資料處理機 (Data Logger) 配合一部五十點掃描儀 (Scanner) 瞬間讀數並自動記錄之。

6-3-3 控制試體之力學性質測定

在拌製預力梁之同時，以拌合後供澆置用的普通混凝土和輕質混凝土

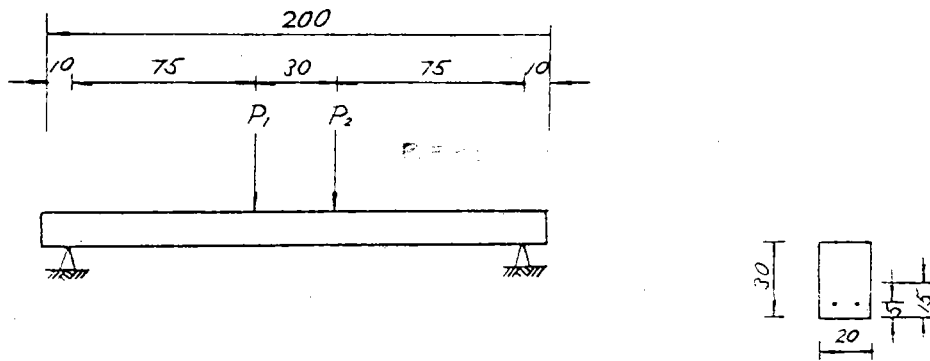


圖 6 - 1 預力樑簡圖 (單位: cm)

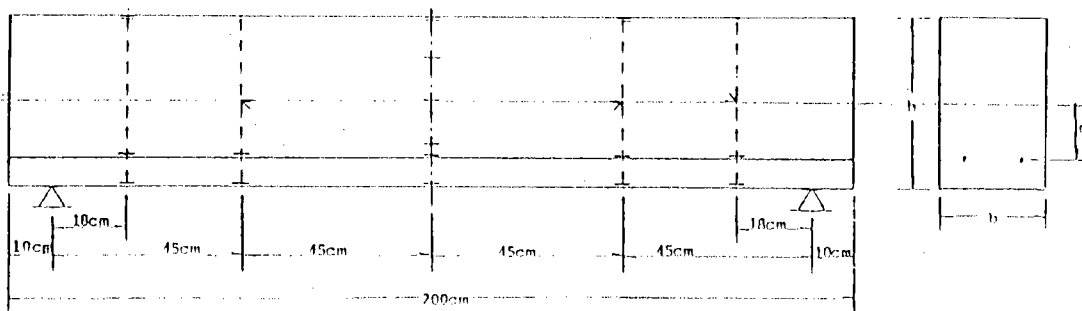


圖 6 - 2 預力樑之鋼腱配置及應變計之黏貼位置

，分別製作六只 $10^{\circ} \text{m} \phi \times 20^{\circ} \text{m}$ 的圓柱形試體，依標準保養法養護至預力轉移及載重試驗時，各取三只試體進行力學試驗，包括抗壓強度、彈性模數及柏松比三種。每只試體在進行抗壓試驗之前，於長度方向中央部位的相對位置，各貼上縱向及橫向應變計兩片共四片，試驗之進行及結果之分析參照 ASTM C 39 及 ASTM C 469。

6-4 試驗結果及分析

6-4-1 基本資料

(1) 預力鋼腱

預力梁的製作是在中國力霸公司內進行，鋼腱由該公司供應。預力鋼腱性質如下：

直 徑 $d_p = 5^{\circ} \text{m}$

斷 面 積 $A_{ps} = 0.196^{\circ} \text{m}^2$

抗拉強度 $f'_s = 16,500 \text{ kg} / \text{cm}^2$

彈性模數 $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg} / \text{cm}^2$

(2) 混凝土

與預力梁同時製作的輕質混凝土和普通混凝土控制試體，配合預力

表 (6 - 1) 輕質混凝土及普通混凝土之抗壓試驗結果

階段	項目	抗 壓 強 度 $f'_c (\text{kg} / \text{cm}^2)$	彈 性 模 數 $E_c (\text{kg} / \text{cm}^2)$	柏松比 ν	單位重 kg / m^3	備 註
輕質 混 凝 土	預力轉移 (14天)	406.6	2.027×10^5	0.20	2074	試驗試體 均為 $15 \text{ cm } \phi$ $\times 30 \text{ cm}$
	抗彎試驗 (28天)	478.4	2.027×10^5	0.20	2074	
普 通 混 凝 土	預力轉移 (14天)	421.0	2.433×10^5	0.193	2208	
	抗彎試驗 (28天)	441.4	2.433×10^5	0.193	2208	

轉移和載重試驗兩個時間段，分別在試體材齡 14 天及 28 天時測驗之。其抗壓強度、彈性模數、柏松比及單位重等的試驗結果如表 6-1 所示。

(3) 預力梁

由輕質混凝土及普通混凝土製作的兩支預力梁，採用同一尺度及配置方式，如圖 6-2 所示。梁總長 200 cm，橫斷面的寬度 $b = 20\text{ cm}$ ，深度在製作後量出為 $h = 29\text{ cm}$ 。鋼腱的偏心距在輕質混凝土梁為 9.2 cm，普通混凝土梁則為 9.1 cm。進行抗彎試驗時支承跨度為 180 cm。根據上列預力梁斷面資料，可推算出其斷面性質如下：

$$A = 20 \times 29 = 580\text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} (20) (29)^3 = 40648\text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{A} = 70.1\text{ cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{Y} = 2803\text{ cm}^3$$

6-4-2 計算及分析方程式

(1) 應變計分析

單軸應變計之應力推算公式為：

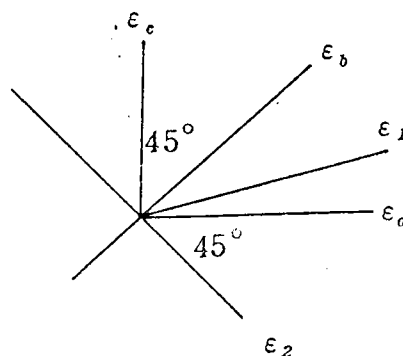
$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (6-1)$$

式中 E = 混凝土或鋼腱之彈性模數 (kg / cm^2)

ϵ = 測點之應變

三軸應變計之分析方程式為：

以右圖所示三軸向測得應變 ϵ_a 、 ϵ_b 、 ϵ_c 。推求斷面主應力時，可利用下列方程式：



$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_a + \epsilon_c}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\epsilon_a - \epsilon_b)^2 + (\epsilon_b - \epsilon_c)^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c}{2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2) \quad (6-2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1) \quad (6-3)$$

式中 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ = 主應變

σ_1, σ_2 = 主應力 (kg / cm²)

ν = 柏松比

(2) 撓曲應力分析

(a) 由預力產生之應力

$$f_p = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ey}{r^2} \right) \quad (6-4)$$

式中 P = 預力 (kg)

(b) 由外載重引起之應力

$$f = \frac{My}{I} = \frac{M}{Z} \quad (6-5)$$

6-4-3 預力轉移階段

(1) 實驗結果

(a) 鋼腱部份

先施拉鋼腱之初應力為：

輕質混凝土梁 $f_{p,i} = 7097.7 \text{ kg / cm}^2$

普通混凝土梁 $f_{p,i} = 7249.0 \text{ kg / cm}^2$

在混凝土澆置後，經過 14 天即將鋼腱切斷，使預力由鋼腱轉移至混凝土上。此時因混凝土之彈性變形，使鋼腱預力產生損失，其鋼腱尚存預力，由應變計量測、分析後，得出為：

輕質混凝土梁 $f_{p,e} = 6888.8 \text{ kg / cm}^2$

普通混凝土梁 $f_{p,e} = 7157.0 \text{ kg / cm}^2$

預力樑之彈性變形分別以測微計在兩端及中間點量出。

(b)輕質混凝土預力梁

預力轉移後，梁上各代表點利用應變量測，並經初步分析所得各點的對應應力，可得其應力分佈如圖(6-3)(a)所示。將梁底的縱向應力分佈及梁中央橫斷面的應力分佈，依據(a)圖應力值再予整理時，可得如圖(6-3)(b)及(c)的應力分佈情形。

(c)普通混凝土預力梁

類似於上述輕質混凝土預力梁，其應變量測及應力分析結果，可整理成圖(6-4)(a)、(b)、(c)。

(2)分析與討論

比較圖(6-3)(b)與圖(6-4)(b)可看出，兩支預力梁底縱軸方向的應力分佈方式相近；在兩端，由於梁的自重彎矩小，致應力大於梁中央，應屬合理。比較圖(6-3)(c)與圖(6-4)(c)時，雖因後者斷面上緣應力為正，而與前者稍有差異，實則起因於梁自重彎矩不同所致，兩者的斷面應力變化仍然相互類似。

以下試以梁中央斷面的頂、底纖維應力計算與實測值做比較，俾一方面探討現有預力分析方程式應用在輕質混凝土上的適用性，另一方面瞭解試驗之準確度：

(a)普通混凝土梁

$$\begin{aligned}\text{有效預力 } P_e &= A_p \cdot f_{p.e} = 2(0.196)(7157.0) \\ &= 2805.5 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{自重彎矩 } M_g &= \frac{1}{8} W_g \ell^2 = \frac{1}{8}(128.1)(2.0)^2 \\ &= 64.05 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

$$\text{由 } f = \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e y}{r^2} \right) \pm \frac{M_g}{Z} \quad (6-6)$$

$$\text{得 頂纖維 } f_t = +1.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{底纖維 } f_b = -11.02 \text{ kg/cm}^2$$

(b)輕質混凝土梁

$$\text{有效預力 } P_e = 2(0.196)(6888.8) = 2700.4 \text{ kg}$$

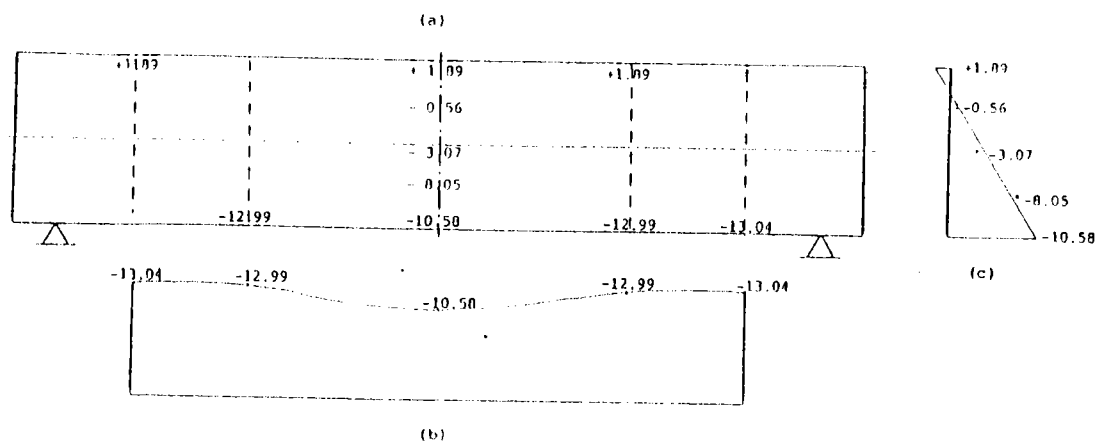


圖 6-3 輕質混凝土預力樑在預力轉移時之應力分佈

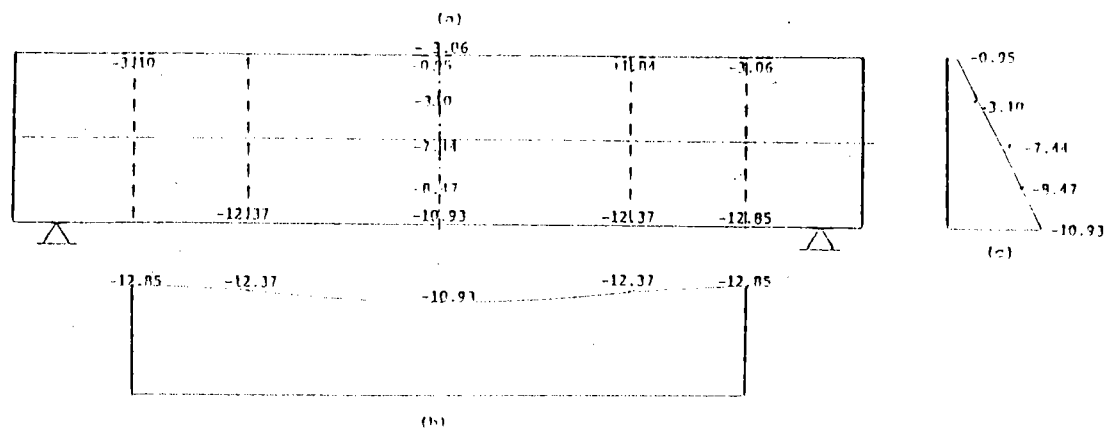


圖 6-4 普通混凝土預力樑在預力轉移時之應力分佈

$$M_g = \frac{1}{8} (122.2) (2.0)^2 = 61.10 \text{ kg-m}$$

由式 (6-6)

得 頂纖維 $f_t = +1.41 \text{ kg/cm}^2$

底纖維 $f_b = -10.72 \text{ kg/cm}^2$

將上列理論計算結果與圖 (6-3) 及圖 (6-4) 之實測值，綜合列成表 (6-2) 後可比較出，兩種梁底纖維應力的理論和實測值極為吻合，誤差不到 5%；頂纖維應力的誤差則較大，此乃因本身的應力值小，致有些許應力變化即形成較大的偏差百分比。但一般而言，兩種梁的理論推算法所得結果已相當理想，表示普通混凝土的預力方程式應可使用在輕質混凝土的預力梁上。

表 (6-2) 預力轉移階段梁中央下緣之應力比較

項 目		輕 質 混 凝 土			普 通 混 凝 土		
		理論值	實測值	比 值	理論值	實測值	比 值
應 力 (kg/cm ²)	頂纖維	+ 1.41	- 0.95	2.48/ 1.0	+ 1.35	+ 1.89	0.71/ 1.0
	底纖維	- 10.72	- 10.93	0.98/ 1.0	- 11.02	- 10.58	1.04/ 1.0

6-4-4 載重階段

(1) 實驗結果

(a) 鋼腱部份

由於從預力轉移後到載重試驗之間，只有 6 天的間隔，這期間內因混凝土潛變和收縮以及鋼腱鬆弛引起的預力損失相當微小，因此後續的應力分析中，鋼腱的有效預力仍採用轉移階段的數值，即：

輕質混凝土梁 $f_{pe} = 6888.8 \text{ kg/cm}^2$

普通混凝土梁 $f_{pe} = 7157.0 \text{ kg/cm}^2$

(b)輕質混凝土預力梁

依上述抗彎試驗進行測定、分析後，可得梁底縱向纖維的應力變化。其相對於抗彎荷重由 0 至 2.8 t 的撓曲應力分佈圖可繪成圖（6-5）之(a)至(e)。同樣情形，可將梁中央橫斷面的撓曲應力分佈相對於各種抗彎荷重，依實測結果繪成圖（6-6）之(a)至(e)。另外，由距支點 18 cm 及 45 cm 所貼三軸應變計，量測分析後所得的橫斷面中央上主拉及主壓應力則分別列於表 6-3。

(c)普通混凝土預力梁

類似於輕質混凝土梁之試驗、分析後，將梁底縱向纖維的應力變化相對於抗彎荷重由 0 至 2.6 t 的撓曲應力分佈圖，繪成如圖（6-7）之(a)至(e)。梁中央橫斷面的撓曲應力分佈相對於各種抗彎荷重，也可同樣依實測結果繪成圖（6-8）之(a)至(e)。又距支點 18 cm 及 45 cm 的橫斷面中央上的主拉及主壓應力，也可利用三軸應變計的應變量測結果分析得之，其數值列於表 6-4。

表（6-3） 各種載重下輕質混凝土預力梁橫斷面中央點之主應力測析結果

抗彎荷重 (t)	測點與支點 距離 (cm)	主 拉 應 力 (kg / cm ²)	主 壓 應 力 (kg / cm ²)	備 註
0.55	18	+ 0.41	- 3.98	
	45	- 0.02	- 3.88	
1.15	18	+ 0.33	- 4.08	
	45	+ 0.22	- 4.02	
1.85	18	+ 0.38	- 4.16	
	45	+ 0.06	- 3.86	
2.8	18	+ 0.87	- 4.09	
	45	+ 0.28	- 3.58	

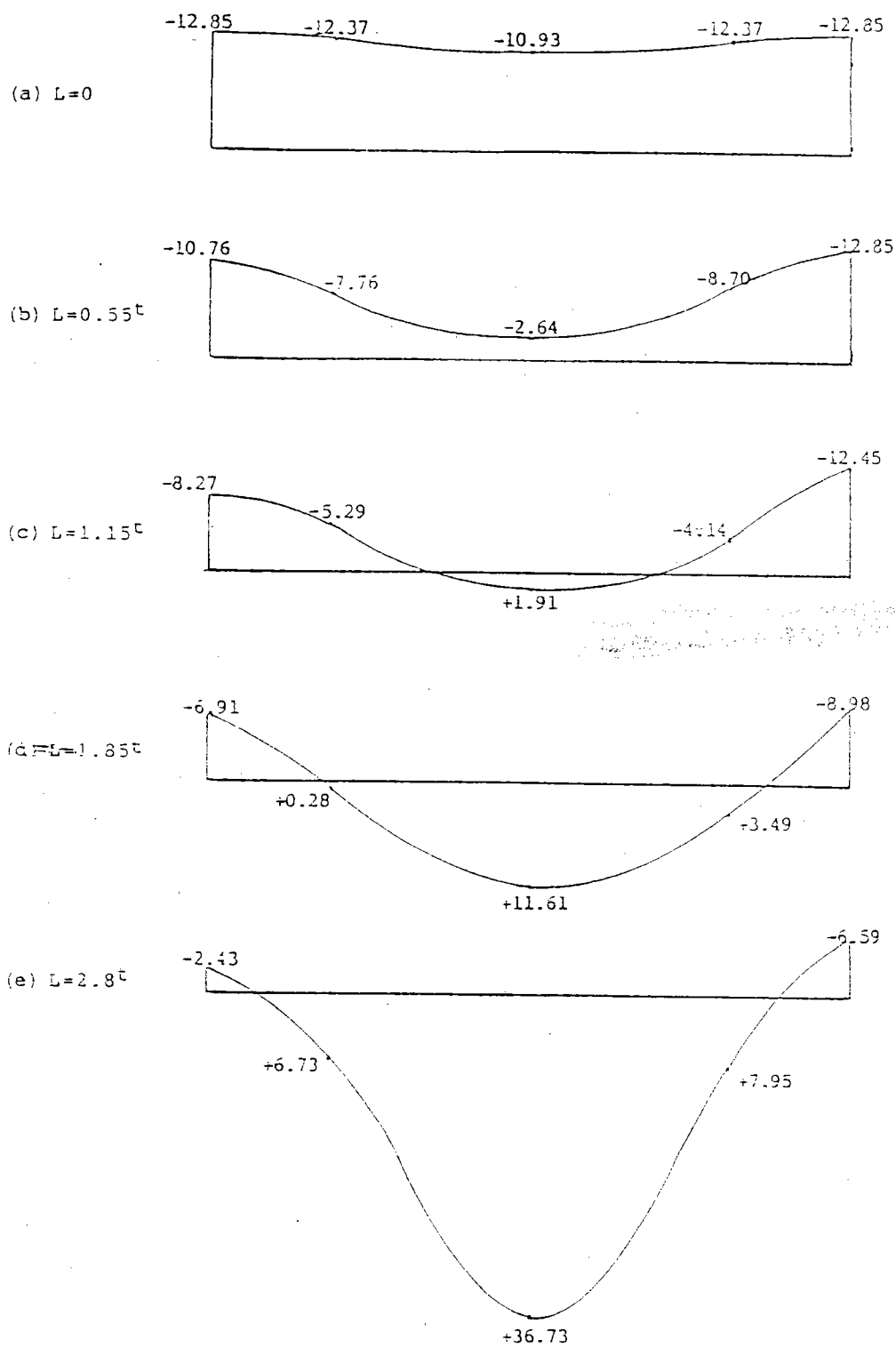


圖 6 - 5) 輕質混凝土預力梁底緣在各種抗彎荷重作用下之縱向應力分佈

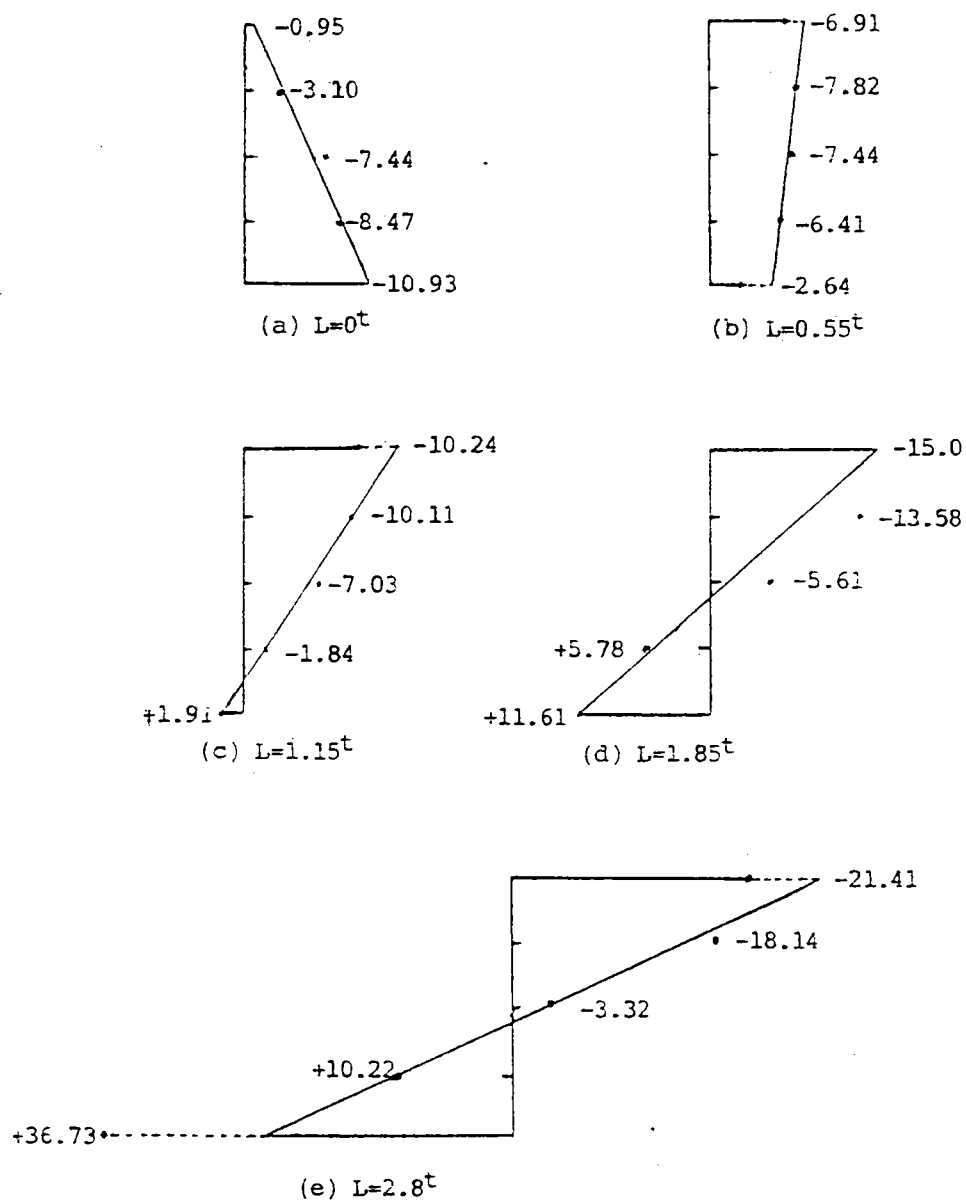


圖 6-6 輕質混凝土預力中央斷面在各種抗彎荷重作用下之應力分佈

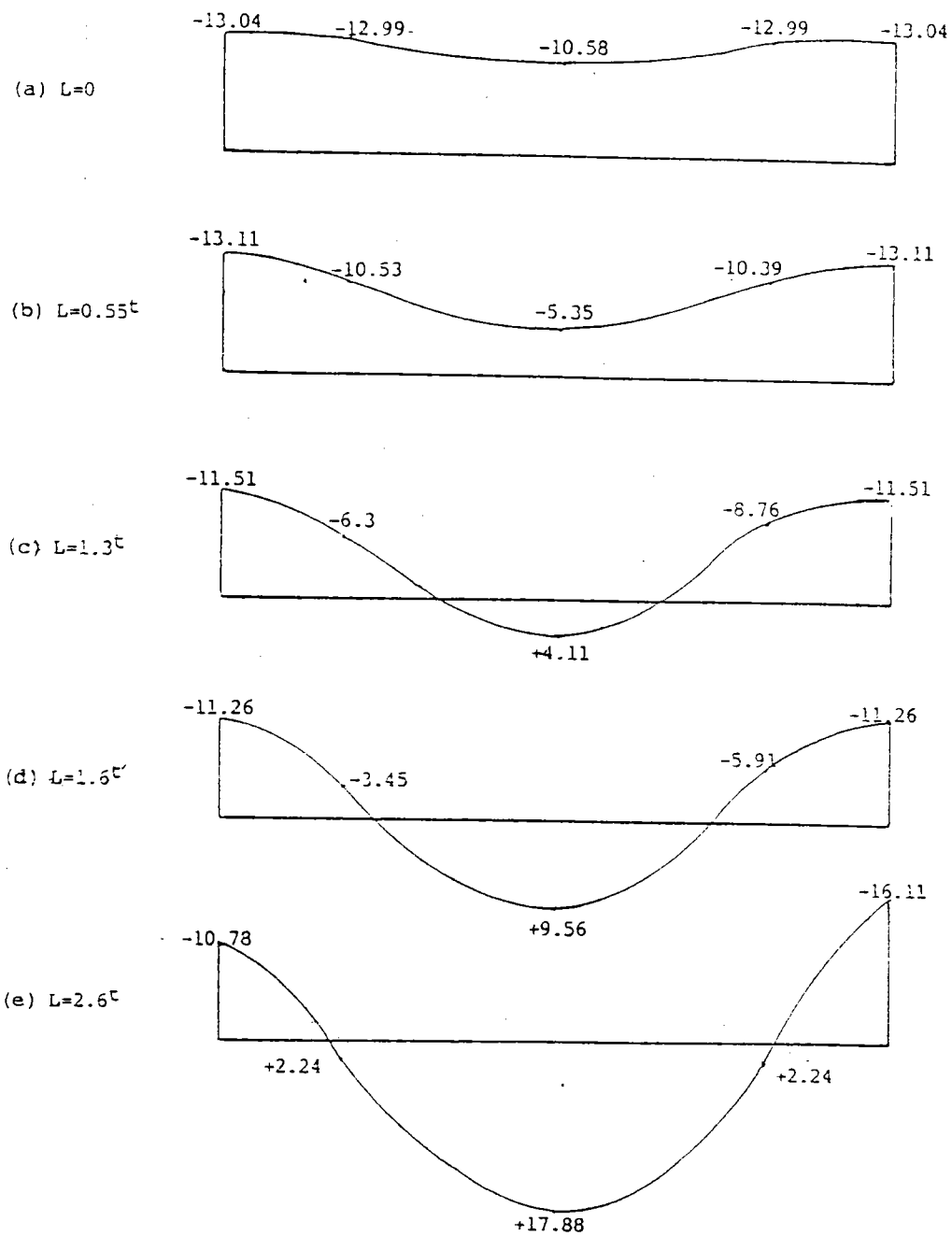


圖 6 - 7 普通混凝土預力梁底緣在各種抗彎荷重作用下之縱向應力分佈

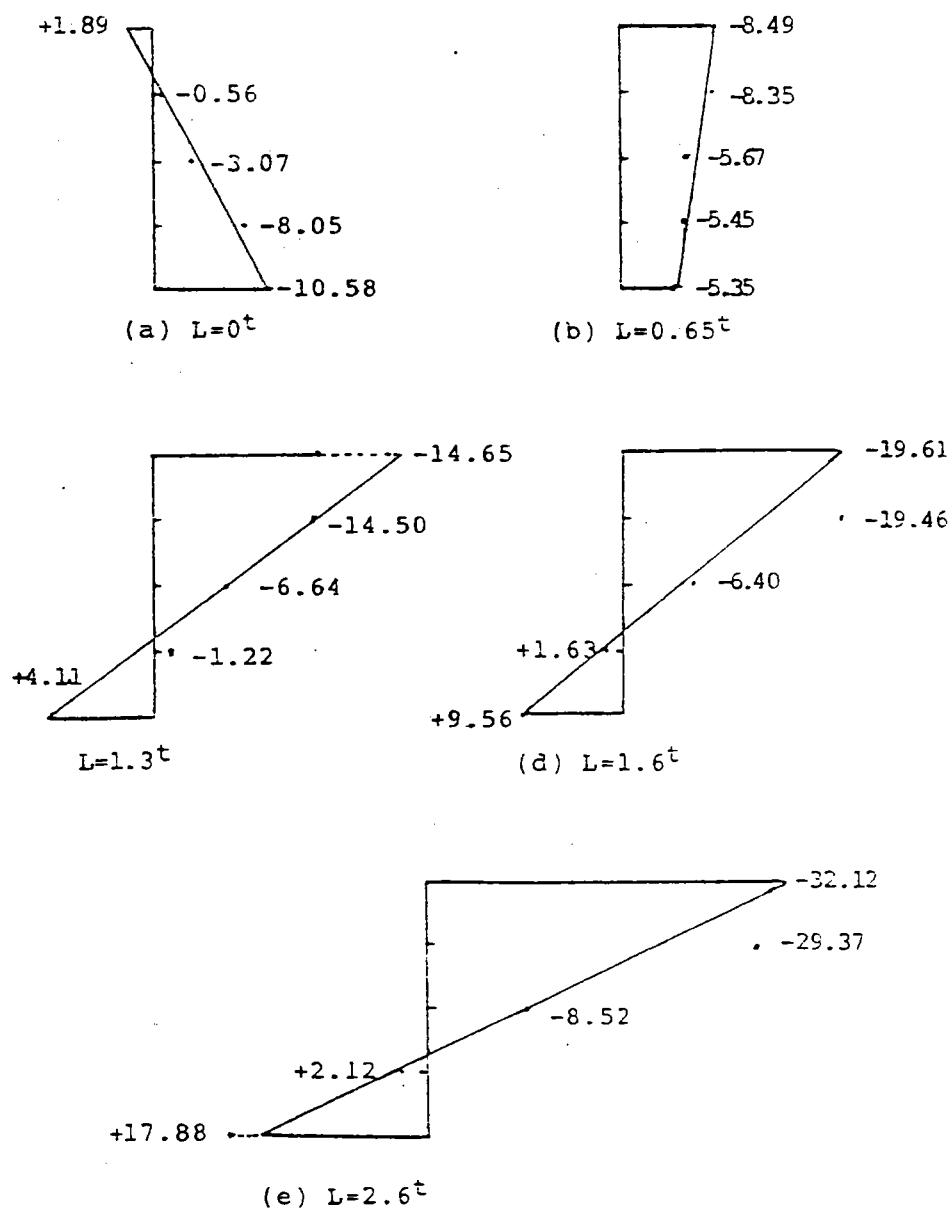


圖 6 - 8 普通混凝土預力中央斷面在各種抗彎荷重作用下之應力分佈

表(6-4) 各種載重下普通混凝土預力梁橫斷面中央點之主應力測析結果

抗壓荷重 (t)	測點與支點 距離 (cm)	主 拉 應 力 (kg / cm ²)	主 壓 應 力 (kg / cm ²)	備 註
0.55	18	+ 0.17	- 4.39	
	45	- 0.11	- 4.75	
1.3	18	+ 0.50	- 4.57	
	45	+ 0.05	- 4.69	
1.6	18	+ 0.61	- 4.62	
	45	+ 0.20	- 5.12	
2.6	18	+ 1.10	- 4.90	
	45	+ 0.43	- 4.68	
3.5	18	+ 1.32	- 4.70	
	45	+ 0.79	- 4.46	

(2)分析與討論

比較圖(6-5)與圖(6-7)所示各載重情形下的預力梁底緣在縱向的應力分佈後可看出，兩種預力梁的應力變化相當近似。再比較圖(6-6)與圖(6-8)所示不同載重情形下梁中央斷面上的應力分佈時也可看出，兩種預力梁的應力大小雖有差異，但其變化傾向仍極相似。

基於上述應力變化相近的事實，可初步推測出，兩種梁在承受外力作用下的應變和應力變化相當近似，表示其應變、應力特性可依相同的推求法處理之。

從表(6-3)及表(6-4)的主應力測析結果可觀察出，兩支預力梁上測點的主拉應力都極小，此與實際情形應該相近，因為三軸應變計貼在梁深中央點附近，則由自重和試驗荷重產生的撓曲應力接近於零，預力存在的結果將使主拉應力變小。

為瞭解上述試驗結果，包括撓曲應力和剪應力，與理論推算間的差

距，乃選擇兩種代表性試驗載重 0.55^t 及 2.6^t（或 2.8^t），分別對輕質混凝土及普通混凝土預力梁進行撓曲應力及主應力之理論推算：

(a) 撓曲應力

有效預力—輕質混凝土梁 $P_e = 2700.4 \text{ kg}$

普通混凝土梁 $P_e = 2805.5 \text{ kg}$

梁中央載重彎矩— $L = 0.55^t$ ， $M_L = 20625 \text{ kg}$

$L = 2.60^t$ ， $M_L = 97500 \text{ kg}$

$L = 2.8^t$ ， $M_L = 105000 \text{ kg}$

依上述條件，利用下列方程式即可求得梁中央斷面之頂底纖維應力：

$$f = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ey}{r^2} \right) \pm \frac{M_g}{Z} \pm \frac{M_L}{Z} \quad (6-7)$$

將以上理論推算結果與圖（6—5）及圖（6—6）所列實測結果綜合列成表（6—5）。從表內理論與實測值的比值可看出，兩種混凝土的偏差程度相近，都在 50 % 以內。

(b) 剪應力

有效預力及試驗載重如前項撓曲應力內所列。

自重 輕質混凝土梁 $W_g = 122.2 \text{ kg / m}$

普通混凝土梁 $W_g = 128.1 \text{ kg / m}$

依上述條件，對距支點 18^{cm} 及 45^{cm} 處，利用式（6—7）推求撓曲應力，並由公式 $v = V / bh$ 求得對應之剪力，然後以下式推算各種情況的主應力

$$\sigma = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f}{2} \right)^2 + v^2} \quad (6-8)$$

將以上理論推算結果與表（6—3）及表（6—4）所列實測數據綜合列成表（6—6）。比較表內各理論值與實測值將可看出，不論是普通混凝土或輕質混凝土，都有相當大的偏差，顯然梁主應力的理論推算，不只在輕質混凝土，即使在普通混凝土也難以獲得可信度高的結果。但由實測值中主拉應力接近於零的現象，至少表示仍具有

定性可能。

表 (6 - 5) 預力梁中央斷面頂底纖維應力之理論及實測值比較

分 類	考慮位置	試驗載重 (t)	撓 曲 應 力 (kg / cm ²)		
			理 論 值	實 測 值	比 值
輕質 混凝土	頂 纖 維	0.55	- 6.91	- 5.95	1.16 / 1.0
		2.80	- 21.41	- 36.05	0.59 / 1.0
	底 纖 維	0.55	- 2.64	- 3.57	0.74 / 1.0
		2.80	+ 36.73	+ 26.53	1.38 / 1.0
普通 混凝土	頂 纖 維	0.55	- 8.49	- 6.01	1.41 / 1.0
		2.60	- 32.12	- 33.43	0.96 / 1.0
	底 纖 維	0.55	- 5.35	- 3.67	1.46 / 1.0
		2.60	+ 17.88	+ 23.76	0.75 / 1.0

表 (6 - 6) 預力梁橫斷面中央點主應力之理論及實測值比較

分 類	考慮位置與 支點之距離	試驗載重 (t)	主 應 力 (kg / cm ²)			
			主 拉 應 力		主 壓 應 力	
			理 論 值	實 測 值	理 論 值	實 測 值
輕質 混凝土	18 ^{cm}	0.55	+ 0.03	+ 0.41	- 11.91	- 3.98
		2.80	+ 0.53	+ 0.87	- 12.41	- 4.09
	45 ^{cm}	0.55	+ 0.03	- 0.02	- 11.90	- 3.88
		2.80	+ 0.51	+ 0.28	- 12.39	- 3.58
普通 混凝土	18 ^{cm}	0.55	+ 0.03	+ 0.17	- 12.37	- 4.39
		2.60	+ 0.45	+ 1.10	- 12.79	- 4.90
	45 ^{cm}	0.55	+ 0.03	- 0.11	- 12.37	- 4.75
		2.60	+ 0.43	+ 0.43	- 12.77	- 4.68

七、結 論

- 1.綜合本研究之成果及前人之研究可得知，輕質骨材混凝土與普通骨材混凝土之力學性質大致相同，唯單位重量較輕，彈性係數較小。
- 2.輕質骨材混凝土（結構級）之單位重約在 $1600 \text{ kg} / \text{cm}^3 \sim 1900 \text{ kg} / \text{cm}^3$ 間（本研究初步擬設計時之單位重在 $1852 \sim 1940 \text{ kg} / \text{m}^3$ 間，但在配合製作試驗用之預力樑時，所需輕質骨材數量較多，而所借之台泥試驗用旋轉窯很小，煨燒之骨材有膨脹不完全之現象，致單位重量較大，但由本研究已可證明獲致單位重在 $1900 \text{ kg} / \text{m}^3$ 左右已不成問題）。
- 3.輕質骨材混凝土之靜彈性模數非造粒型在 $2.0 \times 10^5 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 左右，而造粒型者則約為 $2.5 \times 10^5 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 。
- 4.輕質骨材混凝土之 n 值約 $10 \sim 16$ ，與骨材產地及強度有關，較普通混凝土為大。
- 5.在台灣輕質骨材混凝土之乾縮量與普通混凝土相近，而在國外的試驗報告則輕質骨材混凝土之乾縮量約為普通骨材混凝土之二倍，此係因台灣濕度較高所致。
- 6.輕質混凝土可獲致 5000 psi 以上之強度，製成預力樑時若採用先拉法施工，其握裹力足以使鋼腱預力完全轉移到混凝土上，但因彈性係數較小，其彈性損失將較大。
- 7.承受彎曲荷重下的輕質混凝土預力樑，其樑上撓曲應力分佈隨載重遞增的變化情形，類似普通混凝土預力樑。而且其撓曲應力實測值也與理論值相當吻合。在剪應力方面，由實測所得主應力雖有定性可能，却與理論推算值產生較大差異。
- 8.綜言之，以省產輕質混凝土使用於預力樑時，在力學性質，分析方法乃至於設計公式上，均可沿用傳統的普通混凝土預力樑之設計理論。
- 9.輕質混凝土在歐、美、日等先進國家已普遍使用，本省地小人稠，高樓

發展已成必然趨勢，故輕質混凝土實可大力推廣使用。雖然輕質骨材成本較普通骨材為高。但在超高層之建築及特殊情況之建築物其利用價值已可彌補骨材成本之增加。

八、參考資料

1. ACI 211, 2-81 "Standard practice for selecting proportions for structural light-weight concrete".
2. ACI committee 213 R-79 "Guide for Structural Light-weight Aggregate Concrete".
3. J. J. Shideler "Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use".
4. J. J. Shideler "Manufacture and use of lightweight aggregates for structural concrete".
5. J. A, Hamson "Replacement of lightweight aggregate fines with natural sand in structural concrete".
6. 王櫻茂、黃榮吾、張冠諒 "輕質骨材混凝土結構物模型試驗研究"。

合成式沈箱堤設計自動化之研究

王 慶 福

港 灣 技 術 研 究 所 研 究 員

一、前 言

防波堤可說是港灣工程的第一線工程，近幾年來，由於防波堤構築之水深，逐漸加深，因此，其所須之工程費用亦逐年增加，如何以最有效的設計人力，達到最經濟之斷面設計，將是設計者今後所應努力的目標。

目前所採用的防波堤，在構造型式上大致可分為三種，即 1.拋石堤（傾斜堤），2.直立堤，3.合成堤。其型式之選擇，通常得視波浪、潮差、水深、漂砂、海底地盤等之自然條件，以及港灣的利用形態，施工材料取得之難易，作業天數，工程規模等各種條件均加以考慮後，而在工程費及維持費上加以比較，選擇最有利者。在目前來說，由於採用合成堤者較多，而合成堤又依其直立部之構造分為沉箱式、無底沉箱式、方塊式等，而其中又以沉箱式採用最多，因此本文即以沉箱式為主，加以檢討。

合成式沉箱堤，在基本設計上，其工程費之檢討，與安定計算佔同等之重要性。而拋石基礎厚度與沉箱寬度，往往是決定工程費的主要因素。在以往，均以 TRIAL 或經驗加以決定，但由於反復計算作業之繁雜，以致不能得到一理想的結果，在此，為使設計者能將各種可能的變化，儘可能均加以考慮，同時迅速得到各種變化下之結果，以便作一綜合的研判，特提出合成式沉箱堤設計自動化之構想與研究結果，以供設計者之參考。

二、設計之自動化

目前，在各種不同的工程領域中，多少均已實施設計之自動化，亦或自動設計了。因此，設計自動化之意義，亦依實施機構之不同而異，並無一定的定義，雖然通常均係指設計計算亦或設計業務，以電子計算機自動進行者，但是，在此我們應先了解，防波堤要達到建造之目標，所須有的三階段之設計過程：

1. 決定滿足建港目標之最適當的規模與位置佈置。
2. 檢討構造物之安定條件而決定其斷面，作成施工或概算所須之工程圖。
3. 進行施工計劃及工程費用的估算。

第 1 項，通常稱為港灣計劃，第 3 項為施工估價，而第 2 項即為我們通常所稱之設計。所以沉箱式防波堤設計自動化之定義，即為將沉箱式防波堤之設計流程加以分析，並有效地以電腦，將反復計算及計算時間縮短到最小，並得到一最適之構造物，且能計算出所須之材料、工程費、數量等，而繪出其工程圖者。

三、設計之合理化

為達到設計計算的自動化起見，首先，必須使設計能合理化。所謂設計的合理化，一般而言，即為基準化與標準化，基準化係指為解決設計上之問題，所給予的判斷指針。目前，國內採用的基準，係以台灣省政府交通處編印之「港灣構造物設計標準」為依據，另再參考日本港灣協會所刊行的「港灣設施技術上的基準同解說」為主，所以本研究各項設計條件的設定，亦以該基準為依據。而標準化，係將使用率較多的型式及材料，設定其標準形狀及尺寸，如此不僅可減少繁雜之計算，且可使施工容易，以下即針對此，加以詳述。

四、合成式防波堤之設計基準

在 1980 年以前，防波堤之波壓計算，一般均採用廣井公式與 Sain-flou 公式，但由於：

1. 在該兩公式之界限點上，波壓成了不連續的變化，由於此一突變，波壓之計算值，減少了約 30%，在計算上，由某點開始，沉箱寬度會急遽減少。
2. 在設計波高上，應使用不規則波中的何種波高才正確，理論上之根據並不明確。特別是廣井公式，以有義波 ($H_{1/3}$) 為主，但是對於如採探石油之海洋構造物，則以最高波 (H_{max}) 為主，二者之不對應，無法使人信服。
3. 隨著對波壓研究之進展，可發現碎波波壓未達到廣井公式之值的例很多，但有時也會發現比公式之值大很多的碎波壓出現。如此波壓之多樣性，特別是對於衝擊碎波壓之對應，成了很大的問題。
4. 海底坡度、波浪週期、拋石厚度等對波壓之影響均未考慮。

1973 年合田根據伊藤對合成式防波堤直立部的期待滑動量所提倡的連續式及採用最高波的觀念，以有系統的波壓實驗值，並參考其他資料，將波壓分佈及波壓強度之值加以檢討，並以實際防波堤之耐波效果加以比較研究，而提出了新的波壓計算法，亦即合田公式。此公式之特點為：

1. 波高採用最大波
2. 導入參數 α_2 ，將海底坡度之變化及拋石厚度之變化對波壓所產生之影響加以考慮。
3. 導入廣井公式所未考慮的週期因素。
4. 使重複波至碎波成一連續變化。

另外，為求解式中的 $H_{1/3}$ 及 H_{max} ，通常須依據碎波的理論模式去解波高的變化，不過由波浪現象的整體精度及變動性去考慮的話，設計基準提供了以下之簡便式

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & (h / L_0 \geq 0.2) \\ \min \{ (\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{max} H_0', K_s H_0' \} & (h / L_0 < 0.2) \end{cases}$$

此處：\$K_s\$: 淺化係數

\$H_0'\$: 換算深水波

\$h\$: 水深

\$L_0\$: 深水波波長

$$\beta_0 = 0.028 (H_0' / L_0)^{-0.38} \exp [20 (\tan \theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp [4.2 \tan \theta]$$

$$\beta_{max} = \max 0.92, 0.32 (H_0' / L_0)^{-0.29} \exp [2.4 \tan \theta]$$

\$\tan \theta\$: 海底坡度

同樣地

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 K_s \cdot H_0' & (h / L_0 \geq 0.2) \\ \min \{ (\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H_0', 1.8 K_s \cdot H_0' \} & (h / L_0 < 0.2) \end{cases}$$

$$\beta_0^* = 0.052 (H_0' / L_0)^{-0.38} \exp [20 (\tan \theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp [3.8 \tan \theta]$$

$$\beta_{max}^* = \max \{ 1.65, 0.53 (H_0' / L_0)^{-0.29} \exp [2.4 \tan \theta] \}$$

根據以上之計算所得出之 \$H_{max}\$，即為防波堤波力計算時，所使用之設計波高。將其代入合田公式中，即可解出作用於直立壁之波壓。而合田公式如下：

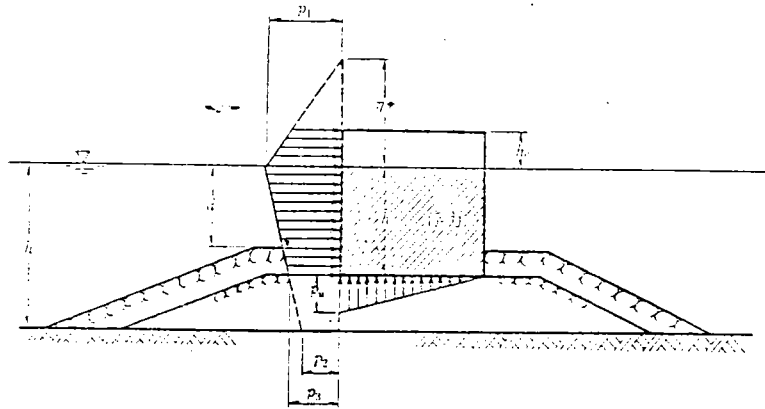
1. 波壓力

$$\eta^* = 1.5 H_D$$

$$P_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) W_0 H_D$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh (2\pi h / L)}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cos h (2\pi h / L)} \right]$$



3. 浮 力

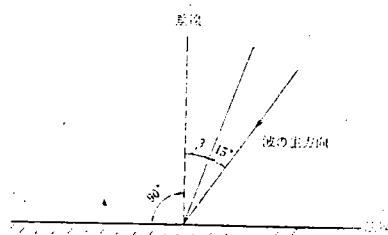
浮力之考慮則以設計潮位線為準，該線以下全部受浮力作用。

以上，即為目前為一般人所熟悉的合田公式，另外，如波浪入射與堤面不成直角時，將其入射角作 $\pm 15^\circ$ 的修正後，將角度的影響代入公式中，即成為：

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) H_D$$

$$P = 1/2 (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) W_0 \cdot H_D$$

$$P_u = 1/2 (1 + \cos \beta) \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot W_0 \cdot H_D$$



公式之說明如前，此外，如堤體前有消波塊放入時，公式又修正為：

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \cdot \lambda \cdot H_D$$

$$P_1 = 1/2 (1 + \cos \beta) \cdot \lambda \cdot \alpha_1 \cdot W_0 \cdot H_D$$

$$P_3 = 1/2 (1 + \cos \beta) \cdot \lambda \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot W_0 : H_D$$

λ ：由於消波塊的放入，所產生波壓的遞減率，通常為 0.8—1.0

由以上之式子可知：當合成式防波堤在基本設計時，由於拋石基礎厚度之改變，亦或消波塊之放入與否，甚至胸牆高度之變更，均將使作用於堤體之波力改變，因而影響沉箱之大小。所以為求取一經濟斷面，計算之煩，不言可知。一般而言，拋石基礎愈深，所費之工程費用愈少，可是在最近來說，由於防波堤之設置水深已漸往深海方向發展，在此種情況下，上述之說法，並不一定能成立，而且在大水深的場合，每公尺的工程費用也相當龐大，所以在基本設計時，更有詳加研討的必要。

另外，有關沉箱式防波堤設計時的各種條件限制如下：

1. 堤體滑動安全率 ≥ 1.2

2.堤體轉動安全率 ≥ 1.2

3.沉箱底面反力 $\leq 50 \text{ t} / \text{M}^2$

4.海底地盤支持力 $\leq \frac{1}{2.5} (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D$

5.直線滑動安全率 ≥ 1.2

6.摩擦係數 0.6

7.填充砂單位體積重量：2.0 t / M^3

8.鋼筋混凝土體積重量：2.45 t / M^3

9.混 凝 土 體積重量：2.3 t / M^3

10.壓 艙 物體積重量：水：1.03 t / M^3

：混凝土：2.3 t / M^3

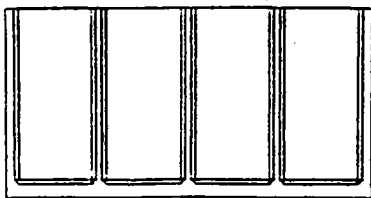
：填充砂：2.0 t / M^3

五、沉箱式防波堤的標準化

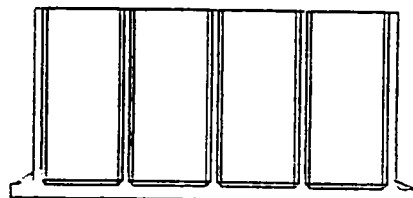
爲使本程式的應用範圍，能儘量擴大，同時便於設計計算的方便起見，在此將異形沉箱、有孔胸牆及圓形沉箱均予以除外，而將通常所用之沉箱加以標準化。

(一)沉箱的標準化：

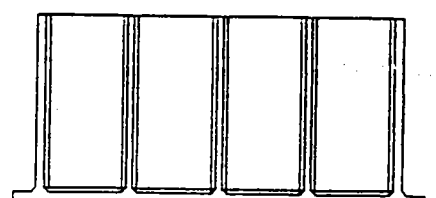
目前，一般所使用的沉箱，大致可分爲二種，即無基腳（圖一）及有基腳者，而基腳又可分爲兩種，如圖二、三。



圖一



圖二

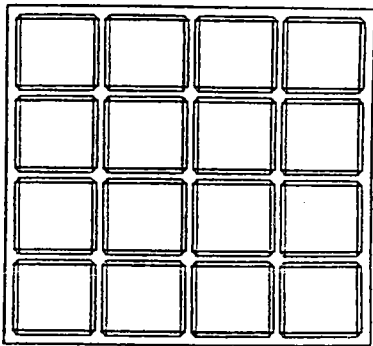


圖三

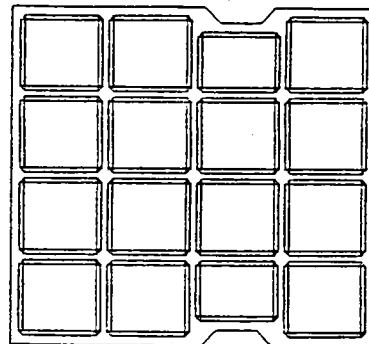
在一般之設計過程中，爲便於施工起見，儘可能不加基腳但在目前

而言，由於水深漸深，沉箱的重量漸趨大，為有效分散底面反力，却又經常不得不加基腳，至於基腳形式之選擇，則視其長度，由設計者自行決定。

另外，沉箱之形狀，亦有考慮彼此間之連結，而加Key 者，（雖然加Key 並不見得有利），為能適用此類型之沉箱，所以本程式亦加以考慮，如圖四、五。



圖四

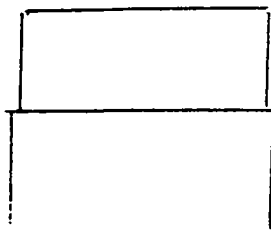


圖五

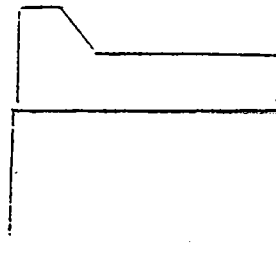
所謂沉箱的標準化，即是在確立了所選擇的沉箱形狀後，建立一標準的尺寸對應組合。亦即在設計之過程中，隨著所求解之沉箱斷面之變大或縮小，各有與其相呼應之各種部材尺寸、隔間數目，以配合將來細部設計時，能滿足配筋之須要。所以在本程式中，依據目前的設計經驗，將側牆厚度訂在 30 cm~50 cm，隔牆厚度訂在 15 cm~30 cm，底板厚度訂在 50 cm~80 cm，水平及垂直托肩 15 cm~30 cm，蓋板混凝土 50 cm~80 cm，與胸牆之連結則訂為 20 cm，至於基腳則以不能滿足轉動或沉箱底面反力之條件時，自動加入，最長以 150 cm 為極限。而隔間，亦以彼此中心距離不超過 5 公尺為原則，由計算機去劃分。如此，對於每一沉箱之高度及厚度，均有一組適合的部材尺寸與之相對應，當然此種標準化，只是根據經驗所構成的一簡便組合，在實際之設計時可再依實際之情況，再加以若干修正，而不會影響整個流程。

(二)胸牆的標準化：

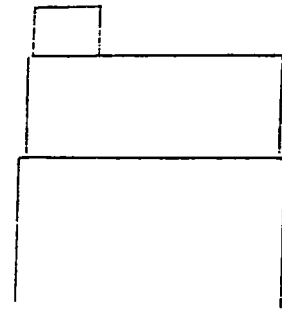
胸牆的型式，在目前而言，大致有下列 3 種（在此不考慮有孔胸牆）



圖六



圖七



圖八

圖六爲一般最常見的胸牆，好處爲沉箱寬度可減少，不過，因上部胸牆打設量多，且沉箱底面反力較大，所以通常是在沉箱不很大時使用較多。圖七，胸牆混凝土之量減少，不過堤體斷面較大，好處在於由其所產生之偏心，可避免沉箱反力全集中於後部，對一般大型沉箱而言，採用此型式較爲有利。圖八，爲當一堤體完成後，由於沉下亦或爲減少越波，而在後來又加上者。

當胸牆之形狀確立後，胸牆高層之選擇，則應考慮港內之利用港灣設施之保全，以及所須靜穩度情況，全盤加以考慮而決定。如對一般大型船隻進出之港，防波堤後如有廣大之水域，其高程通常可取在朔望平均高潮面上 $0.6 H_1/3$ ，即可。而若防波堤後之泊地所停泊之船舶較小，同時泊地之面積較小者，則因越波之影響較顯著，所以其高程訂在朔望平均高潮面上 $1.25 H_1/3$ ，使其不生越波。另外對於某些特殊之用途，亦可依使用者之須要，而自行決定其高程，因此，在本程式中將胸牆高程予以標準化如下：

1. 允許越波： $0.6 H_1/3$
2. 不允許越波： $1.25 H_1/3$
3. 依所允許的越波量或某特定須要而自行決定的高程。

另外，沉箱高度之決定，由於考慮沉箱拖放、填充砂之投入，以及蓋板混凝土，上部混凝土打設所受之限制，因此，在本程式中，將其高程統一設定在朔望平均高潮位上 $+ 0.5 M$ 處。

(三) 覆基方塊及被覆石（塊）之標準化：

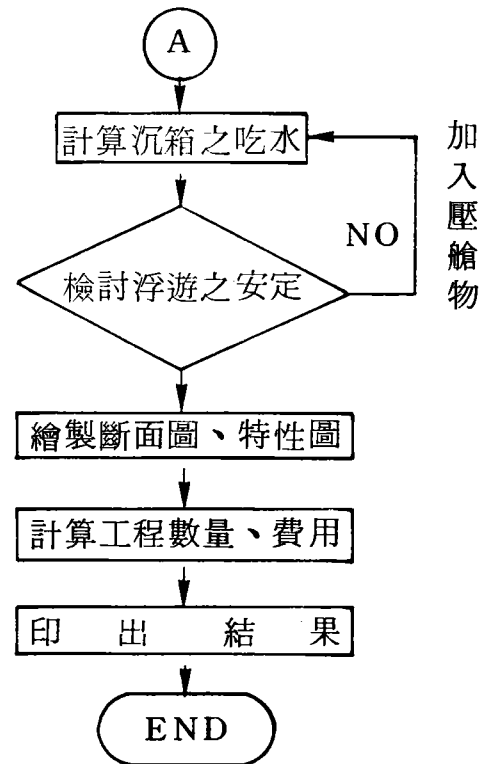
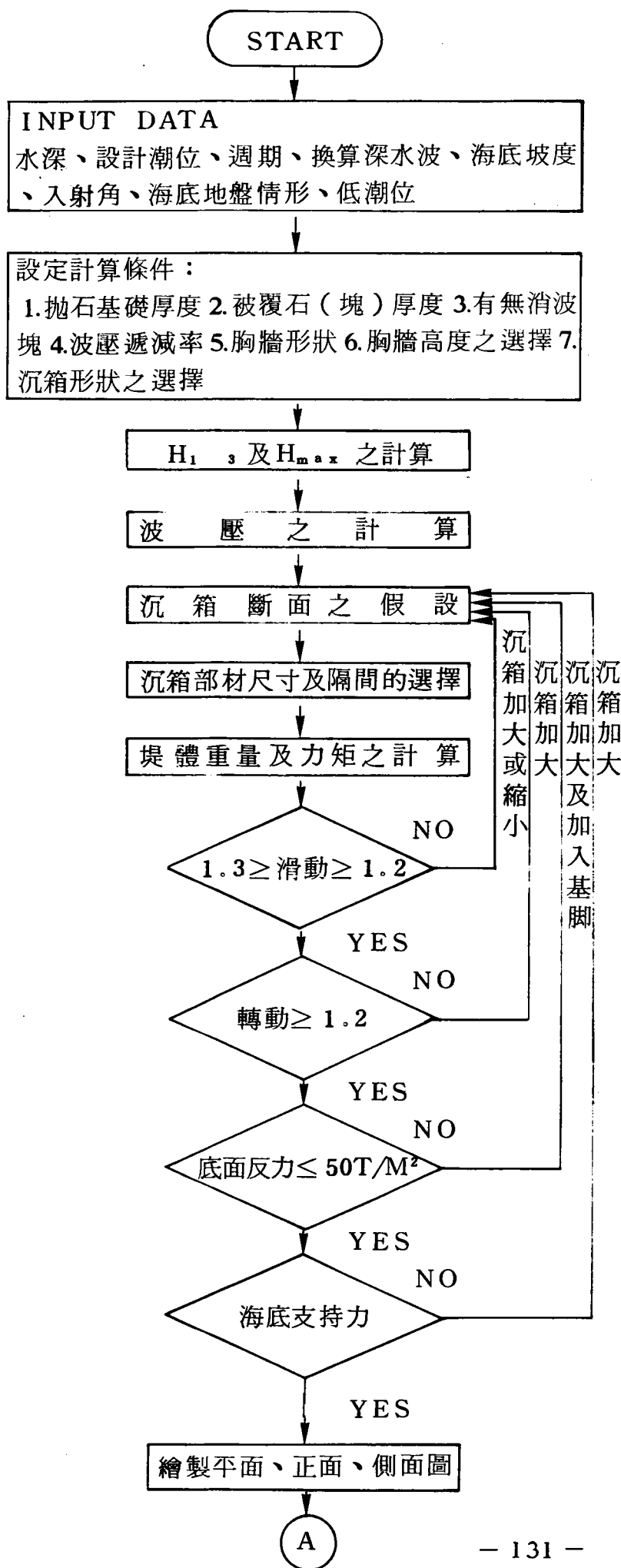
在防波堤之設計中，覆基方塊及被覆石（塊）之重量，是最難加以

定式化者。在目前來說，雖有種種公式可決定其重量，但由於彼此間之差距過大，最後仍須以實驗作為安定與否之檢核。不過，由於在沉箱之設計過程中，此部份之重量，並不影響整個設計流程，只有高度與波壓之計算有關。因此，在計算之過程中，須留意被覆石（塊）之厚度（包括放置消波塊），不過對一般較大之防波堤而言，通常以一噸之塊石兩層擺放為準，將其厚度訂為 1.5M，而在作完所須被覆塊石之重量，求出所須之厚度後，再以此檢核所設計之斷面的正確性。至於覆基方塊之重量，通常視波浪之大小而定。在本程式中，為方便起見，將其厚度與被覆石取相同，而長度則一律定為 3.5M，而以寬度修正其重量。至於數量，則視mound 寬度之變化，放置 1～3 個，而Mound 寬度之變化，則視沉箱之寬度而改變，港外側則由 7 M～15.M。港內側則由 6 M～12.M。至於坡度，港外側取 1：2～1：3，港內側則取 1：1.5～1：2，視水深、波高及沉箱大小而決定。

六、設計計算及繪圖之自動化

在設計基準及堤體標準化作業確立後，其次就是如何能在最短的時間內，將所賦予的條件，作一正確的計算了。一般而言，每一水深，應對應一最經濟之斷面。經濟斷面之檢討不外乎(1)拋石厚度(2)胸牆形狀，至於沉箱高度，嚴格而言，亦應在檢討之中，但因牽涉因素過多，在此不予檢討。由於沉箱之重量，須先由基礎拋石層承擔，再分散到海底地盤。因此，拋石層須有一最小可承擔之厚度，在現今之設計中，認為拋石層之厚度最少須有 1.5M 才可充分承擔沉箱之重量，同時對波浪之冲刷亦可發揮部份效果。所以，在本程式中，拋石層之厚度雖可適應各種情況之變化，但為保持基礎之安定，拋石層之厚度，將不得小於 1.5M。圖九為本程式之設計流程，至於輸入之資料則如下：

水深	潮位	換算深水波	週期	海底坡度	入射角	海底地質情況	低潮位
----	----	-------	----	------	-----	--------	-----



(圖 九)

七、實 例

現以如下之條件，作一防波堤之設計，以說明本程式之使用。

設計條件：

- 1.設計水深：- 15.0 M
- 2.設計潮位：H.W.L + 2.5 M
- 3.換算深水波 (H_0')：6.8 M
- 4.週期 (T_0)：11.5 sec
- 5.波浪入射角：15°
- 6.海底坡度：1 / 100
- 7.海底地質：砂質土 ϕ ：32°

首先，本程式將計算出在此種條件下，所將產生的 $H_{1/3}$ 及 H_{max} 得到：

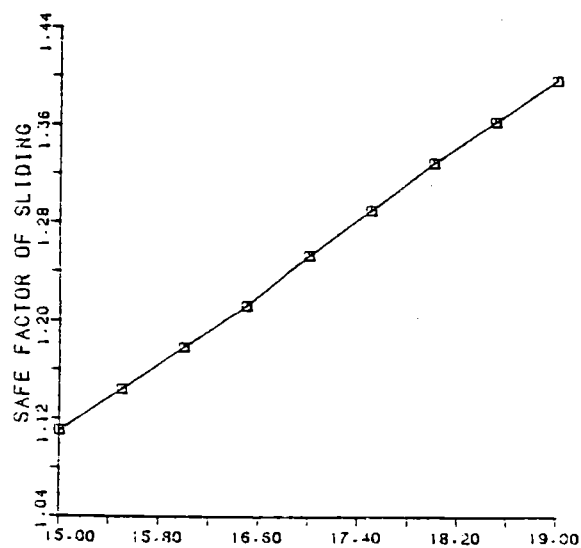
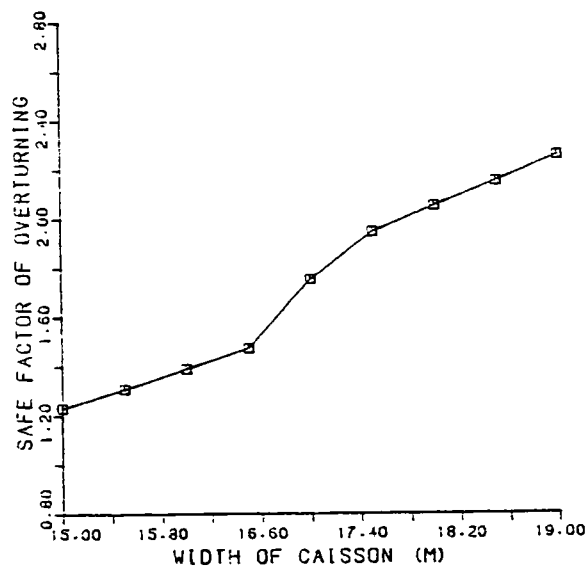
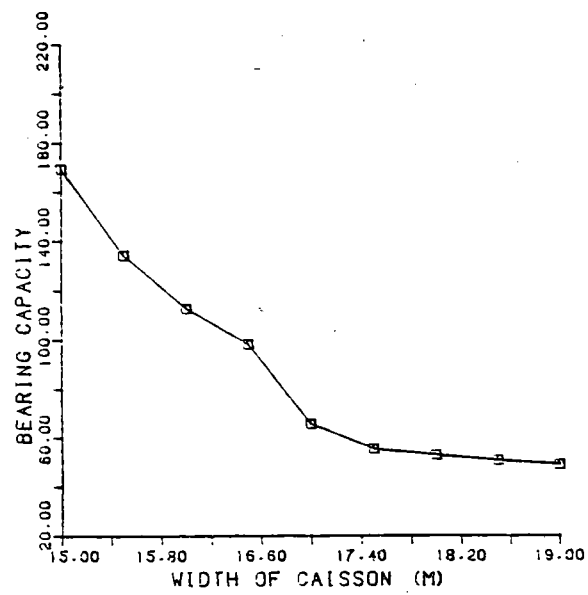
```
*****
RESULT OF WAVE CONDITION
*****
```

BO = 0.104	B1 = 0.542	BMAX = 0.920	KS = 0.94
A = 10.201	B = 6.256	C = 6.448	
BO = 0.194	B1* = 0.634	BMAX* = 1.650	KS = 0.94
A = 12.978	B = 11.220	C = 11.534	
HS = 6.300	HMAX = 11.200	L = 137.162	L1 = 139.147

其次，依照所設定之拋石基礎高層，利用合田公式，計算波力及波力矩。

ALFA1 = 0.826	ALFA2 = 0.046	ALFA3 = 0.776	PM = 16.514
P1 = 9.851	P3 = 7.643	P4 = 5.377	PU = 7.268
PSUM = 192.684	PMON = 2173.264		

再根據所受波浪力之大小，檢討各種可能之斷面的安全係數及反力。



經由以上之檢討，而決定並選擇一最佳之斷面尺寸，並檢核其直線滑動及海底支持力。

```

*****
*          SELECT OF CAISSON DIMENSION          *
*****

      CAISSON LENGTH      : 20.00      (M)
      CAISSON WIDTH       : 19.00      (M)
      CAISSON HEIGHT      : 16.00      (M)

      BOTTOM THICKNESS    : 0.70      (M)
      SIDEWALL THICKNESS  : 0.45      (M)
      PARTITION WALL THICKNESS : 0.25      (M)

      HAUNCH              : 0.20      (M)
      COVER THICKNESS     : 0.30      (M)

      SHUTTERING THICKNESS : 0.15      (M)

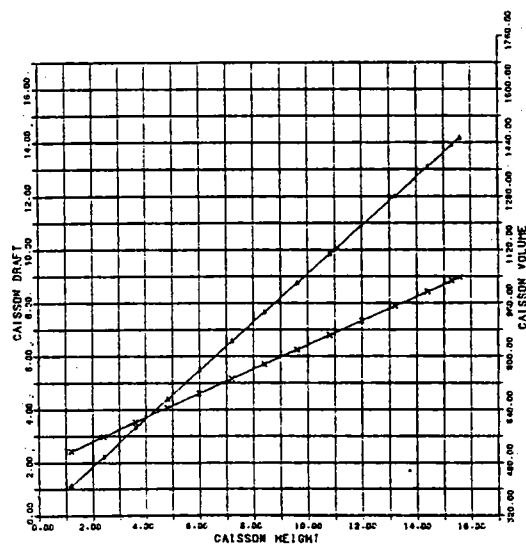
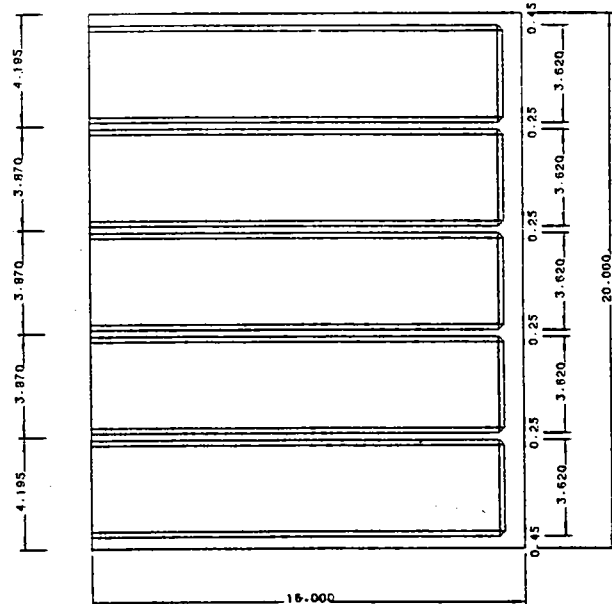
      BACKFILL            : 0.20      (M)
      COPING CONCRETE THICKNESS: 7.00      (M)
      CONTROL NUMBER      : 4.00

      FOOTING HEIGHT      : 0.30      (M)
      FOOTING LENGTH      : 1.50      (M)
      FOOTING HAUNCH      : 0.30      (M)

```

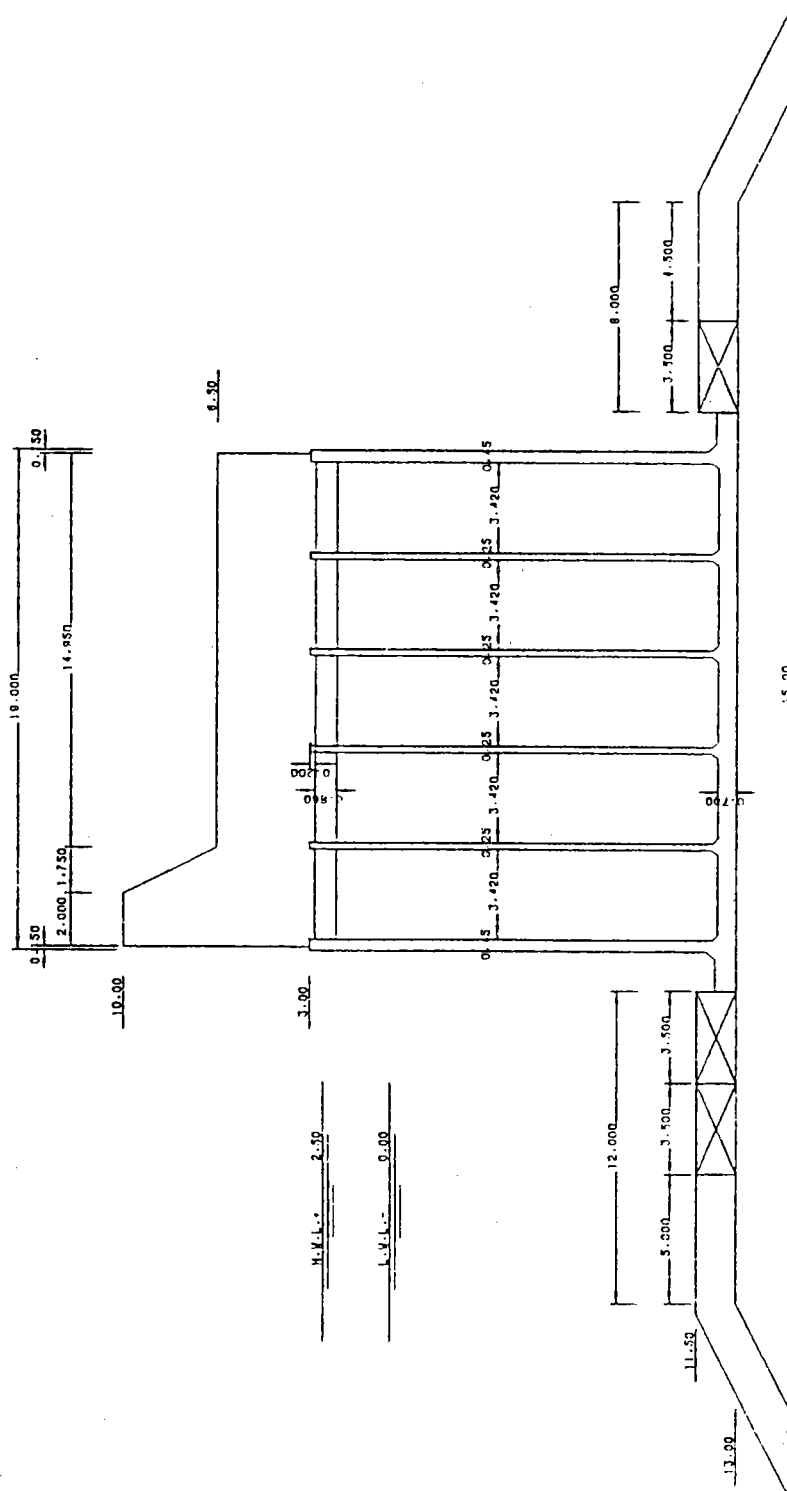
然後詳細劃分出其隔間，劃出斷面圖，並檢討計算其吃水狀況，而劃出特性圖。(圖九)

Y-DIRECTION ROOM WIDTH:	3.620	3.620	3.620	3.620	3.620
X-DIRECTION ROOM WIDTH:	3.420	3.420	3.420	3.420	3.420



Δ 混凝土打設量

圖九



NO	HEIGHT	DRAFT	VOLUME	ARMLLENGTH
1	1.20	2.43	409.29	12.33
2	2.40	2.38	495.23	10.26
3	3.60	2.52	533.27	9.58
4	4.80	4.06	670.26	7.41
5	6.00	4.51	757.25	6.37
6	7.20	5.15	844.23	5.47
7	8.40	5.70	931.22	4.58
8	9.60	6.24	1018.21	3.95
9	10.80	6.79	1105.20	3.31
10	12.00	7.33	1192.19	2.71
11	13.20	7.88	1279.17	2.14
12	14.40	8.42	1366.16	1.60
13	15.60	8.97	1453.15	1.09
14	15.30	8.83	1431.40	1.22

以上之檢討完成後，即進行數量計算，得出

SHUTTERING	:	19760.59	(M**2)
CAISSON CONCRETE	:	1431.40	(M**3)
COVER CONCRETE	:	244.01	(M**3)
COPING CONCRETE	:	1571.75	(M**3)
FILLING SAND	:	4390.89	(M**3)
RUSPLE MOUND	:	117.52	(M**3)
ARMOR STONE	:	42.05	(M**3)
TRIM	:	33.50	(M**2)

如此，即可完成整個基本設計，如作比較設計時，只要再改變拋石基礎高層或胸牆形狀，重複以上之步驟即可。

八、結 論

本研究，目前僅限於作比較設計及基本設計之應用方面，同時限於時間，僅適用於防波堤上，對於沉箱式碼頭的應用上，只須再略加修改即可使用。由於在防波堤之整體設計上，比較設計往往是決定整個設計之最重要關鍵。因此，在自動化之研究上，亦把此列為重點，使能迅速提供在各種條件下所會有的結果，以便使設計者能作一最佳判斷的參考，如此才能使設計之最適化能更向前邁進。

台灣西海岸沈泥質土壤之動態性質

李豐博

港灣技術研究所大地工程組組長

一、前言

港灣結構物通常承受強大之波浪作用，使得基礎土壤承受不能忽視之反復荷重作用；再者，台灣位於環太平洋地震帶之西環，大小地震頻繁，地震來襲時，土層即承受相當的地動作用；此外，機械之震動，基礎土壤亦隨著振動。土壤在動態荷重作用下所引發之問題遠較靜態荷重者複雜與重要，這些問題包括土壤或基礎之沉陷，機械或上部結構之共振現象，飽和鬆軟砂性土層甚且可能發生液化現象（Liquefaction），喪失基礎承載能力，造成上部結構物之沉陷、傾倒與破壞，尤其一般港灣結構物大都建築在軟質地層上，承受震動之損害可能更為嚴重。因此，承受動態荷重之基礎及結構在規劃設計時，應對土層動態反應、液化潛能以及土壤與結構互制問題加以分析評估，確保工程安全。

在過去數十年，吾人對於有關土壤承受動態荷重問題之動力分析上，已有長足進展，然而，獲取具有代表性與決定性之土壤動態性質，通常是動力問題解析上最感困難者，其主要原因在於土壤之動態性質受太多不同而獨立因素之影響，包括孔隙比、應變振幅以及應力狀態等等。吾人相信，任何動力分析方法之可靠性，在於取用之土壤性質之代表性與正確性。

有關土壤之動態性質，前人之研究多集中於純砂和純粘土之探討，鮮少涉及沉泥質砂或砂質沉泥之動態反應。然而台灣西海岸多屬沖積土層，其主要結構為沉泥質細砂或砂質沉泥層，因此，探討該土層之動態性質實

屬必要。此外，影響土壤動態性質之因素很多，對這些影響因素之探討，有助於土壤動態性質之闡釋與應用，因此，本研究針對上述需要，主要利用室內共振柱法（Resonant column method）與動力三軸試驗（Cyclic triaxial testing）輔以現地地震測法（Seismic method）予以探討分析，冀能提供港灣工程或其他營建工程規劃設計之參考。

二、土壤動態性質之評估

(一) 土壤承受動態荷重之應力狀況

結構物承受海洋波浪作用，或在地震作用下，地震波由岩層向上傳播，可在基礎土層內產生極複雜之應力現象，惟在本質上，該項應力仍是反復性的。圖 2-1 表示土層內之土體元素在上述動態荷重作用下之應力狀況，其中顯示在重力結構底下之不同位置及在水平或傾斜地層內之土體元素上引致了反復剪應力。

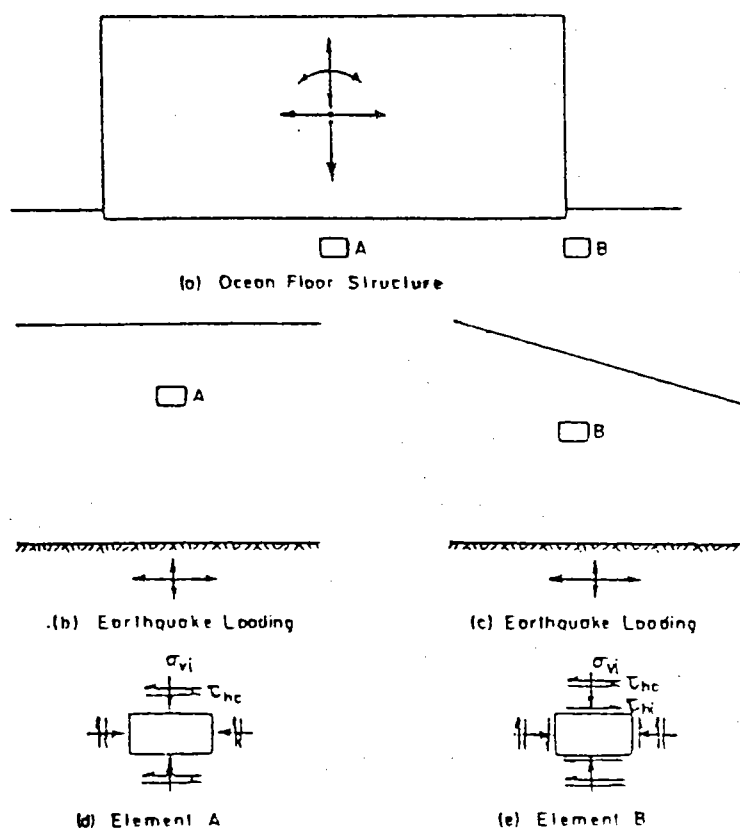


圖 2-1 土層內土體元素在動態荷重作用下之應力狀況

基礎土壤在上述反復應力作用下之動力反應及強度特性，如液化潛能以及土壤與結構互制反應等，對結構物之設計與安全具有重大影響，需加以分析評估。在該動力分析上，必需知道土壤之動態特性，最重要者為土壤在動態荷重作用下之應力應變關係，如圖 2-2 所示，該項關係是非線性的，具有環圈現象（Hysteresis），但可將該環圈應力應變關係以剪力模數（Shear modulus）， G 及阻尼比（Damping ratio）， D ，兩參數加以定義。剪力模數係以通過環圈兩端之直線斜率表示，而阻尼比以 $D = \frac{A_L}{4\pi A_T}$ 表示之，其中 A_L 為環圈面積， A_T 為圖 2-2 所示之三角形面積。因此，土壤之動態性質即由其剪力模數與阻尼比兩值加以評估之。

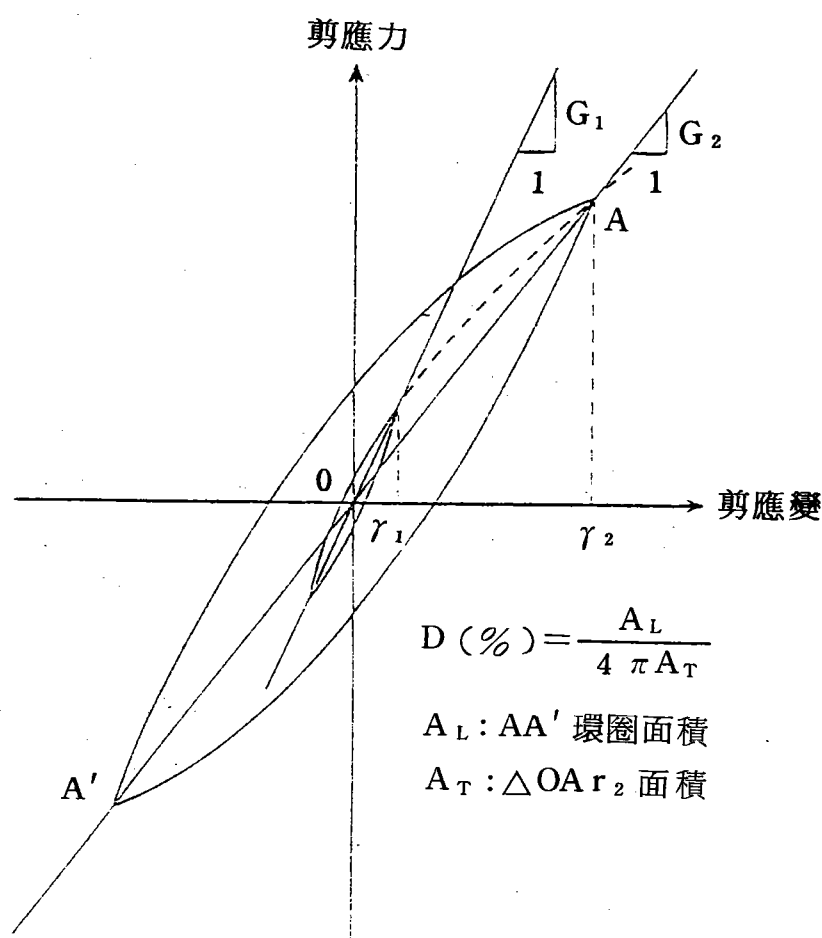


圖 2-2 土壤承受反復動態荷重之應力應變關係

ㄟ測定方法探討

綜合前人對土壤動態性質之試驗研究，其測定方法包括試驗室與現地試驗方法，可歸納出如下所述者：

1. 現地波速之測定

現地試驗利用人工震源產生壓力波、剪力波或雷利波 (Rayleigh wave)，測定其在不同土層之傳播速度，以計算不同土壤之動態剪力或彈性模數，其相對應之應變振幅範圍甚低，約在 $10^{-4} \sim 10^{-5} \%$ 之間，惟本試驗不克測求土壤之阻尼比特性。

2. 強制振動試驗 (Forced vibration test)

本試驗係利用圓柱狀之土壤試體，於試驗室中施以縱向或於兩端施以扭轉之強制振動，測定土壤之共振頻率 (Resonant frequency) 以及其他頻率之動態反應，以測定土壤之動力模數與阻尼比。本試驗所測定之應變振幅範圍自相當低至中等程度，約在 $10^{-4} \sim 10^{-2} \%$ 之間。

3. 自由振動試驗 (Free vibration test)

本試驗係利用土層或土壤試體自由振動之衰減反應，以測定土壤之動力模數與阻尼比特性，其試驗激動方法與強制振動試驗相似，本試驗測定之應變振幅範圍自相當低至高程度，約在 $10^{-3} \sim 1 \%$ 之間。

4. 由應力應變關係直接測定

利用土壤試體在實驗室實施動力三軸試驗 (Cyclic triaxial test)，動力單剪試驗 (Cyclic simple shear test) 或扭剪試驗 (Torsional shear test)，由土壤在反復荷重情況下之應力應變關係，直接測定其剪力模數與阻尼比，其所測定之應變振幅範圍自中等至相當高程度，約在 $10^{-2} \sim 5 \%$ 之間。

5. 土層動態反應分析

利用計算機分析法計算分析土層在地震荷重作用下之動態反應，以獲取支配該反應之不同深度土層之剪力模數與阻尼比，目前已發展之計算機程式有 Schnabel，Lysmer 及 Seed (1972) 之 SHAKE-II，Idriss et al. (1973) 之 QUAD-4 以及 Lysmer et al. (1974) 之 LUSH

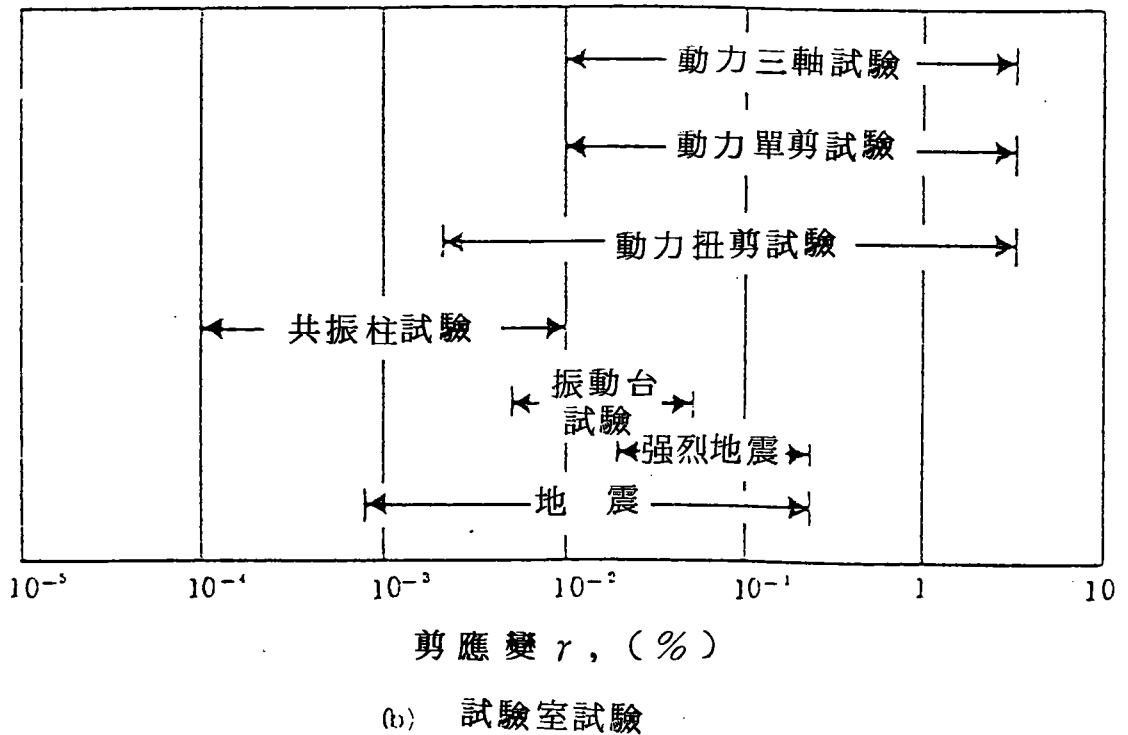
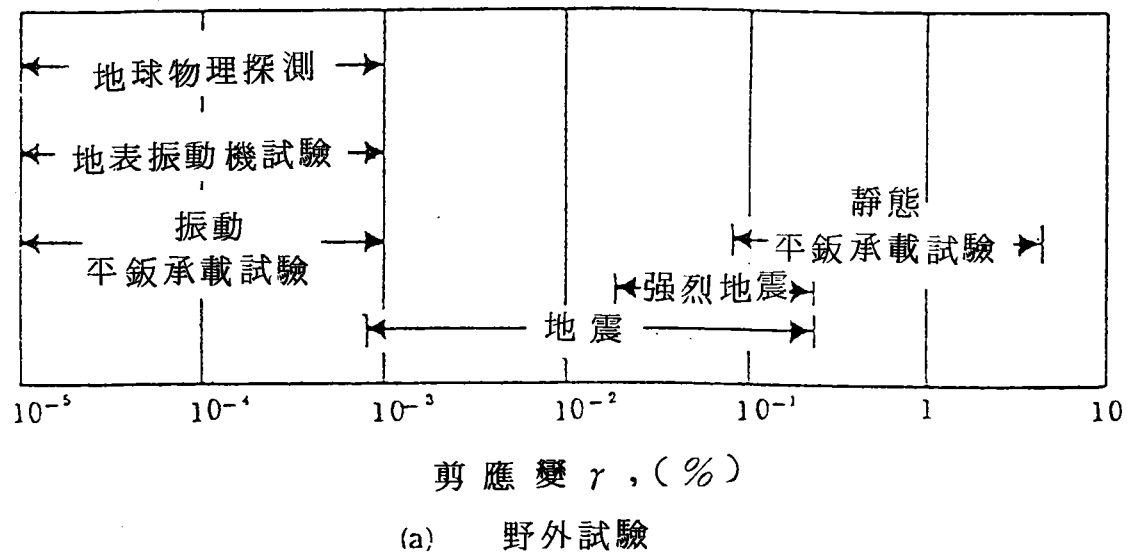


圖 2-3 土壤動態性質測定方法及其應變範圍

等。

圖 2-3 表示由現地及試驗室試驗測定土壤動態性質之各種試驗方法及其相關之應變振幅範圍。

本研究係以試驗室共振柱法以及動力三軸試驗，輔以現地震測法探討

土壤在不同應變振幅情況下之動態特性。

三、取樣與試驗

(一)取樣

本研究主要探討台灣西海岸沉積層砂質或沉泥質土壤之動態性質，供本研究試驗之土樣，分別取自本所附近台中港區、新竹附近外海，以及高雄興達港附近等地區。採取之土樣包括原狀及擾動土樣，其中於台中港區附近除鑽孔 6 孔，孔深 25 m，採取 3'' 薄管原狀土樣外，並同時辦理標準貫入試驗（SPT），以探討 SPT-N 值與土壤動態性質之關係，並在鑽孔附近辦理震測試驗。於新竹附近外海地區鑽取擾動土樣，取樣深度在 5—18 m 間，另於興達港附近取得原狀土樣，取樣深度至 25 m。各地區沉泥質砂性土壤之一般物理性質列如表 3—1 所示，由於各地區差異不大，顯示可用以試驗評估台灣西海岸沉泥質砂性土壤動態性質之一般狀況。

(二)試驗概況

如前所述，吾人知土壤動態性質與其所受之應變振幅大小密切相關，涵蓋較大範圍之土壤動態性質需由不同試驗方法分別加以測定。因此本研究試樣分別進行試驗室共振柱試驗及動力三軸試驗，分別測定應變振幅範圍在 $10^{-4} \sim 10^{-2} \%$ 及 $10^{-2} \sim 1 \%$ 間之土壤動態性質。共振柱試驗係控制圍壓與現地有效覆土壓力相當，約在 0.2 至 2.0 kg/cm^2 之範圍，以求取不同圍壓時土壤之剪力模數及阻尼比特性。

反復式動力三軸試驗係控制試樣在等向壓密作用及不排水情況下施以不同剪應力比值之反復荷重，由試驗結果繪製土壤之應力應變關係曲線，直接求取在不同軸向應變時之楊氏模數及阻尼比，利用彈性理論推求不同剪應變時之剪力模數特性，並研究分析原狀與重模土樣之相關性，以及有效圍壓，細粒料含量（200 # 篩以下）對沉泥質砂土動態特性之影響等，配合共振柱試驗結果，以求得較完整的特性曲線。

現地震測試驗測定應變振幅一般小於 $10^{-4} \%$ ，用以比較試驗室之試

表 3 - 1 沉泥質砂性土壤一般物理性質

地 區	深 度 (m)	土 壤 類 型	含 水 量 (%)	乾 土 單 位 重 (T/m^3)	比 重	平 均 粒 徑 D_{50} (mm)	均 勻 係 數	細 料 含 量 (%)	備 註
台中港區	0~25	SM SP-SM	25 ~ 31	1.47 ~ 1.62	2.64 ~ 2.70	0.08 ~ 0.23	1.6 ~ 2.9	6 ~ 23	
新竹外海	5~18	SM SP-SM	21 ~ 31	1.45 ~ 1.60	2.66 ~ 2.67	0.12 ~ 0.22	1.6 ~ 2.5	5 ~ 17	
興達港區	0~25	SM	27 ~ 32	1.41 ~ 1.57	2.67 ~ 2.71	0.09 ~ 0.15	2.4 ~ 2.6	15 ~ 34	

驗結果。

四、試驗結果分析與討論

(一)共振柱與動力三軸試驗

1. 剪力模數與阻尼比

圖 4 - 1 表示代表性之試驗結果，一般顯示台灣西海岸沉泥質砂性土壤之剪力模數隨應變增加而減少，隨圍壓（深度）增加而增加，而阻尼比則隨應變增加而增加，隨深度之變化並不明顯。表 4 - 1 係整理動力三軸試驗及共振柱試驗結果，提出台灣西海岸沉泥質砂性土壤動力參數之建議值，供設計參考。

表 4 - 1 西部海岸地區砂土層土壤動力參數建議值

有效 圍壓 kg/cm ²	剪力模數 G, kg/cm ²				楊氏模數 E, kg/cm ²				阻尼比 D, %			
	剪應變 %				軸應變 %				剪應變 %			
	1×10 ⁻⁴	1×10 ⁻²	5×10 ⁻²	1×10 ⁻¹	1×10 ⁻⁴	1×10 ⁻²	5×10 ⁻²	1×10 ⁻¹	1×10 ⁻⁴	1×10 ⁻¹	5×10 ⁻²	1×10 ⁻¹
1.0	460	350	270	220	1380	1010	740	580	1.0	6.1	10.3	12.7
2.0	660	510	380	310	1980	1500	1080	840				

2. 剪應變之影響

Hardin and Drnevich (1970) 及許多學者之研究結果皆指出，剪應變大小為影響剪力模數與阻尼比之主要因素，前已述及根據本研究試驗結果顯示剪力模數隨剪應變之增加而遞減，阻尼比則隨剪應變之增加而增加。

本研究將全部砂質土壤之剪力模數試驗結果予以正規化處理，以 G/G_{max} 表示其與剪應變之關係，如圖 4 - 2 所示，其中 G_{max} 為剪應變 $1 \times 10^{-4} \%$ 時之 G 值，顯示其隨剪應變之增加而減少。圖 4 - 3 為阻尼比與剪應變之變化關係。圖 4 - 2 及圖 4 - 3 所示之變化範圍分別與 Seed and Idriss (1970) 之建議值相比較，顯示本研究 G/G_{max} 與剪應變關係偏向其上限範圍，即沉泥質砂性土壤之剪力模數

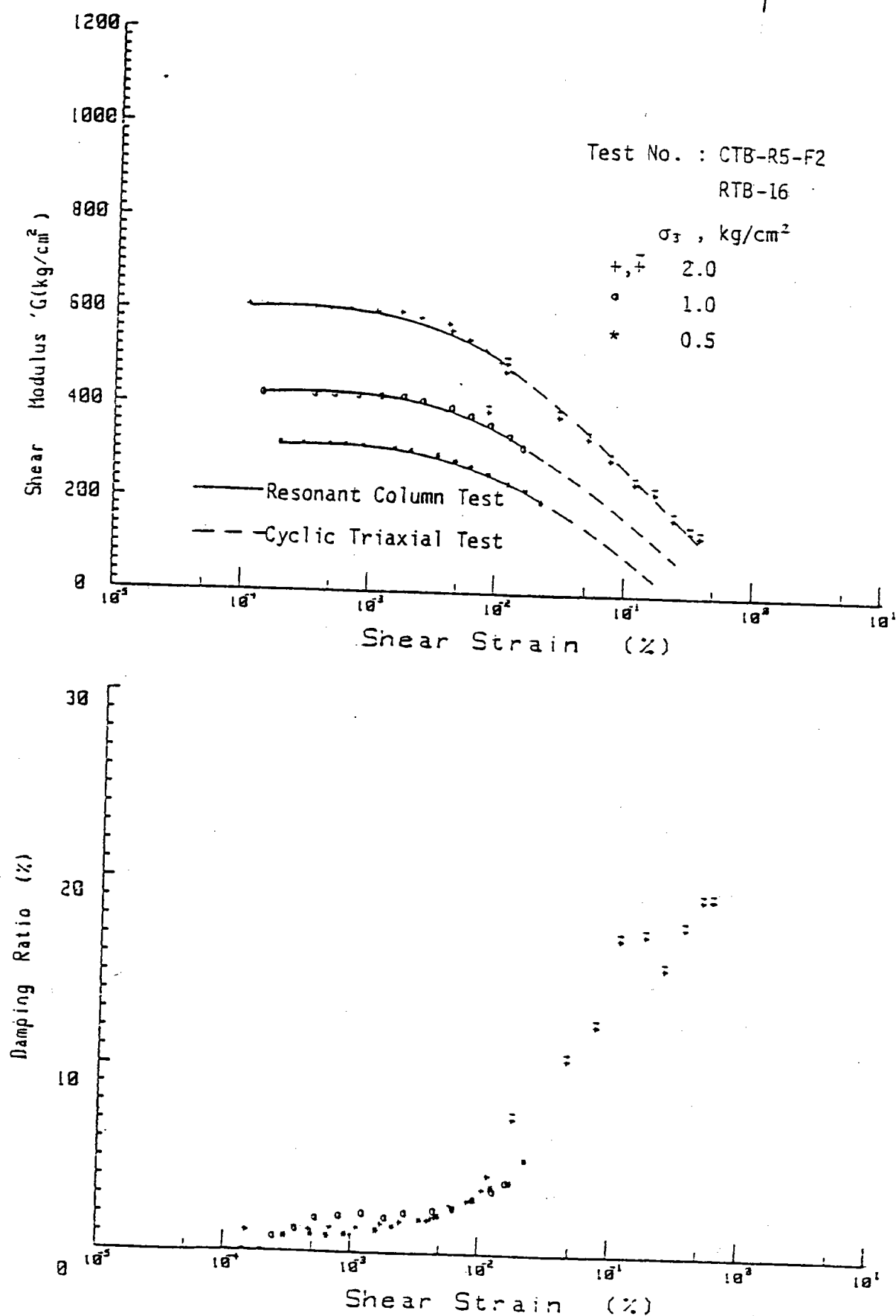


圖4-1 共振柱與動力三軸試驗代表性結果

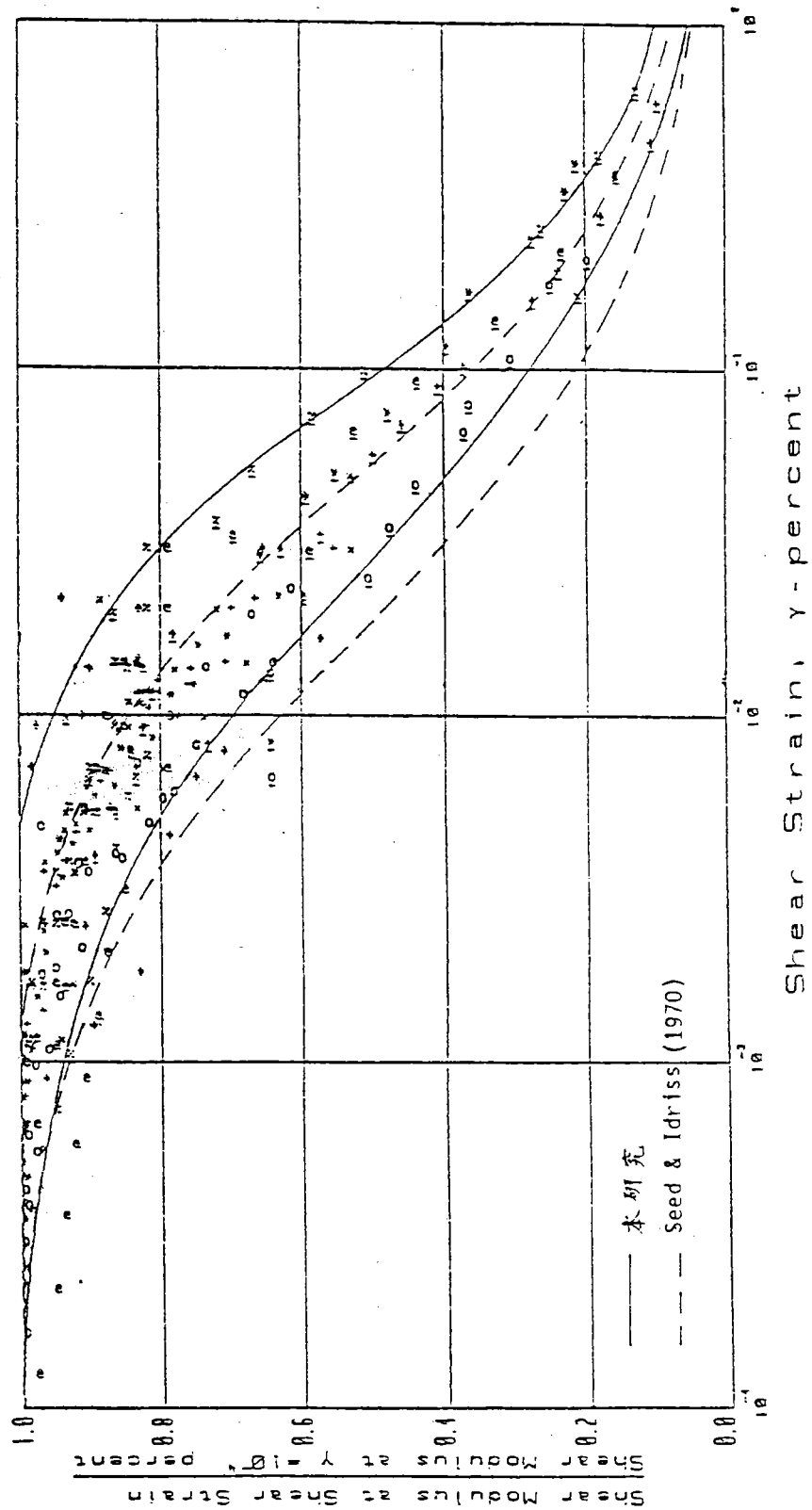


圖 4-2 沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

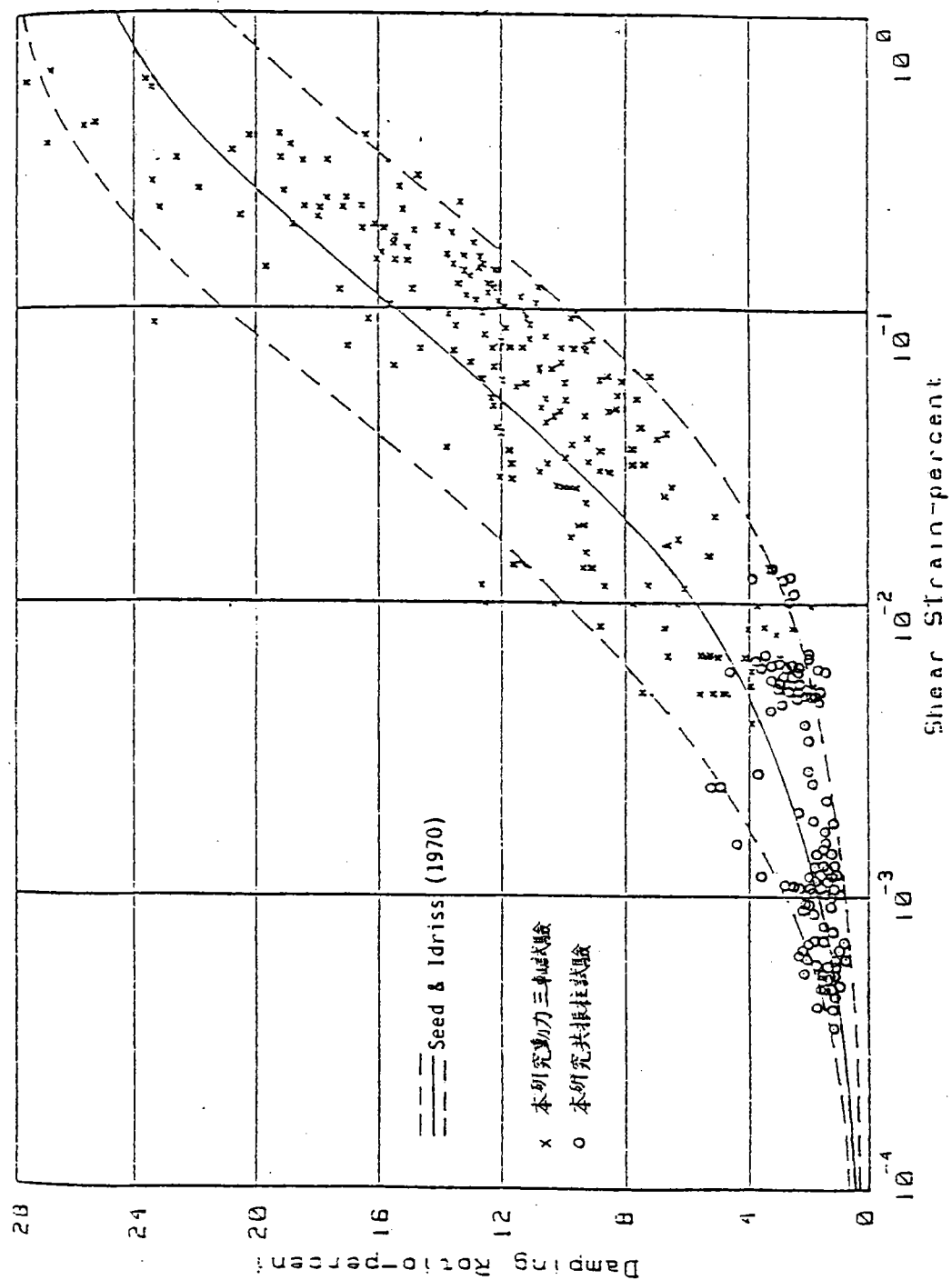


圖4-3 沈泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

隨剪應變增加而減小之趨勢略較純淨砂為緩，而阻尼比與剪應變關係則在其建議範圍內。根據圖 4-2 及圖 4-3，顯示台灣西海岸沉泥質砂性土壤之剪力模數及阻尼比特性與範圍。

3. 圍壓與孔隙比之影響

土壤孔隙比及圍壓對剪力模數值之影響極大，許多推求剪力模數之經驗公式均以土壤孔隙比及圍壓表示。Hardin and Richart (1963) 即對圓形顆粒純淨砂建議：

$$G_{\max} = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5}$$

式中， $G_{\max}$ = 最大剪力模數， $\bar{\sigma}_0$ = 有效圍壓，均以 kg/cm^2 表示； e = 孔隙比。

如前已述及剪力模數隨圍壓之增加而增加，而圍壓對阻尼比之影響並不明顯（圖 4-1）。

圖 4-4 表示相對密度（或孔隙比）對土壤剪力模數之影響情形，顯示剪力模數與相對密度之增加成正比，至相對密度對阻尼比之影響則不顯著，如圖 4-5 所示，此項結果與 Hall and Richart (1973) 之研究結論相同。

4. 細料含量之影響

本研究選擇台中港區砂土就不同細料含量（0 ~ 20 %）在相同之乾密度情況下進行土壤動態性質試驗研究。圖 4-6 係根據動力三軸試驗結果顯示不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響之一。試驗結果顯示，細料含量低於約 10 % 時，對砂土動態模數之影響不顯著，細料含量高於 10 % 時，可使砂土動態模數降低，當細料含量為 20 % 時，砂土動態模數約降低 20 %。至於細料含量對阻尼比之影響仍屬輕微。以上結果亦可由共振柱試驗獲得，如圖 4-7 及圖 4-8 所示。

5. 原狀與重模土樣動態特性比較

本研究同時進行重模試樣之試驗研究，以資與原狀土樣之試驗結果加以比較，重模土樣係以濕夯法（Moist tamping）控制其乾密度與

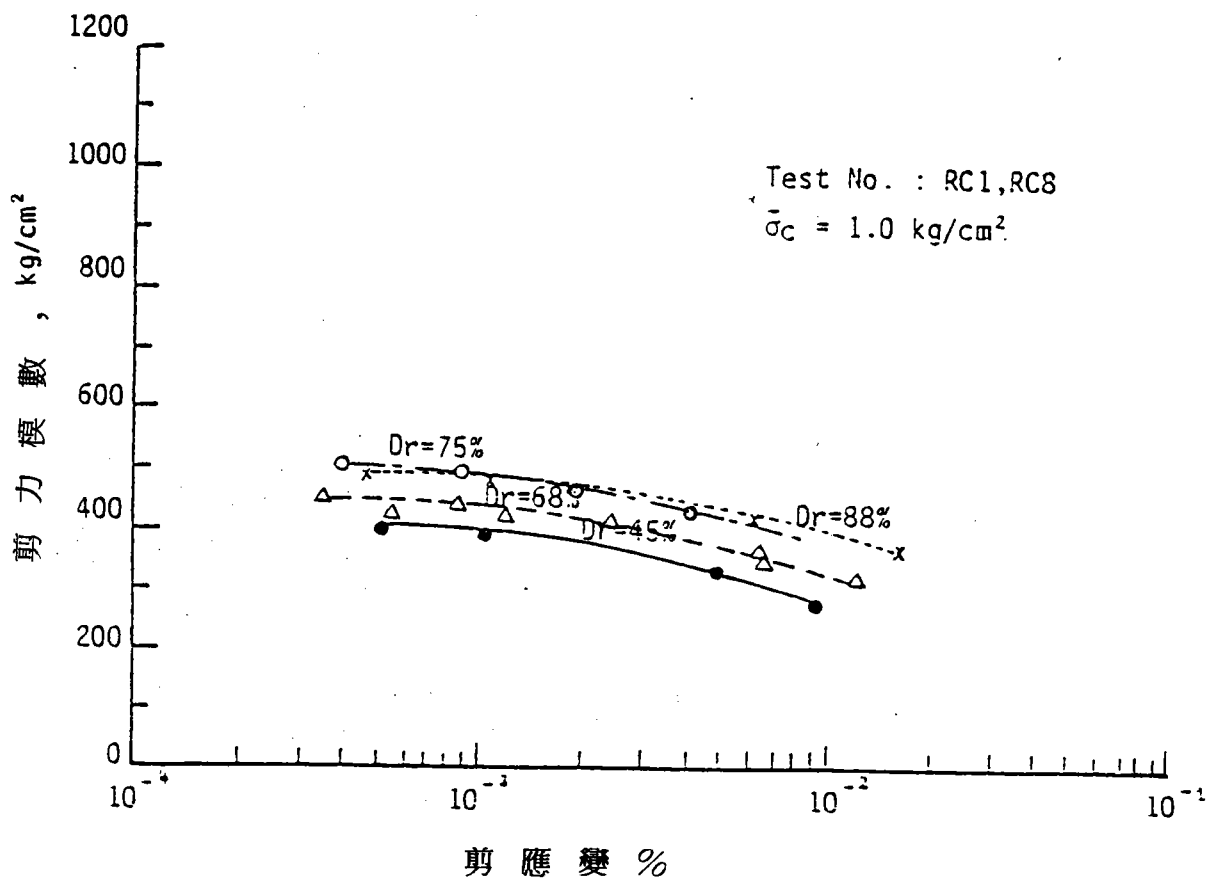


圖4-4 砂性土壤剪力模數與相對密度之關係

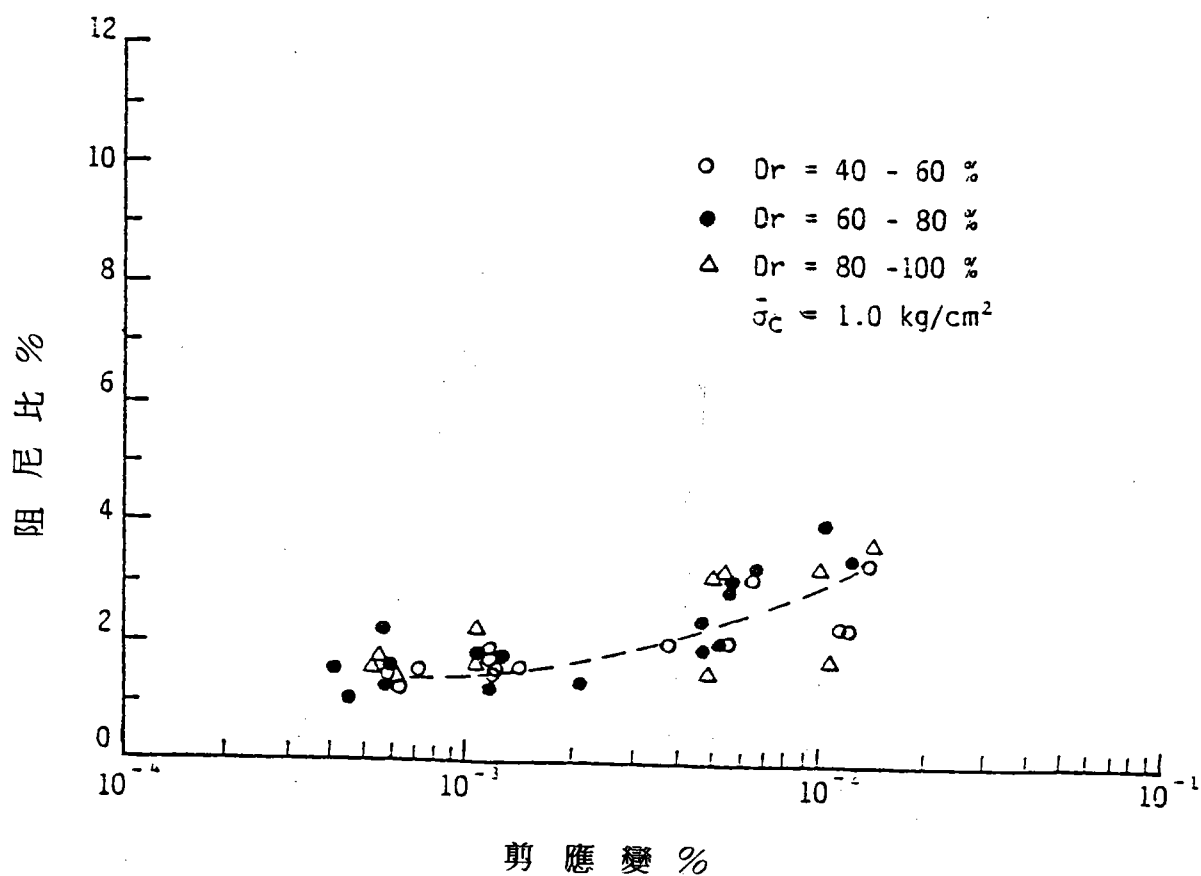


圖4-5 砂性土壤相對密度對阻尼比之影響

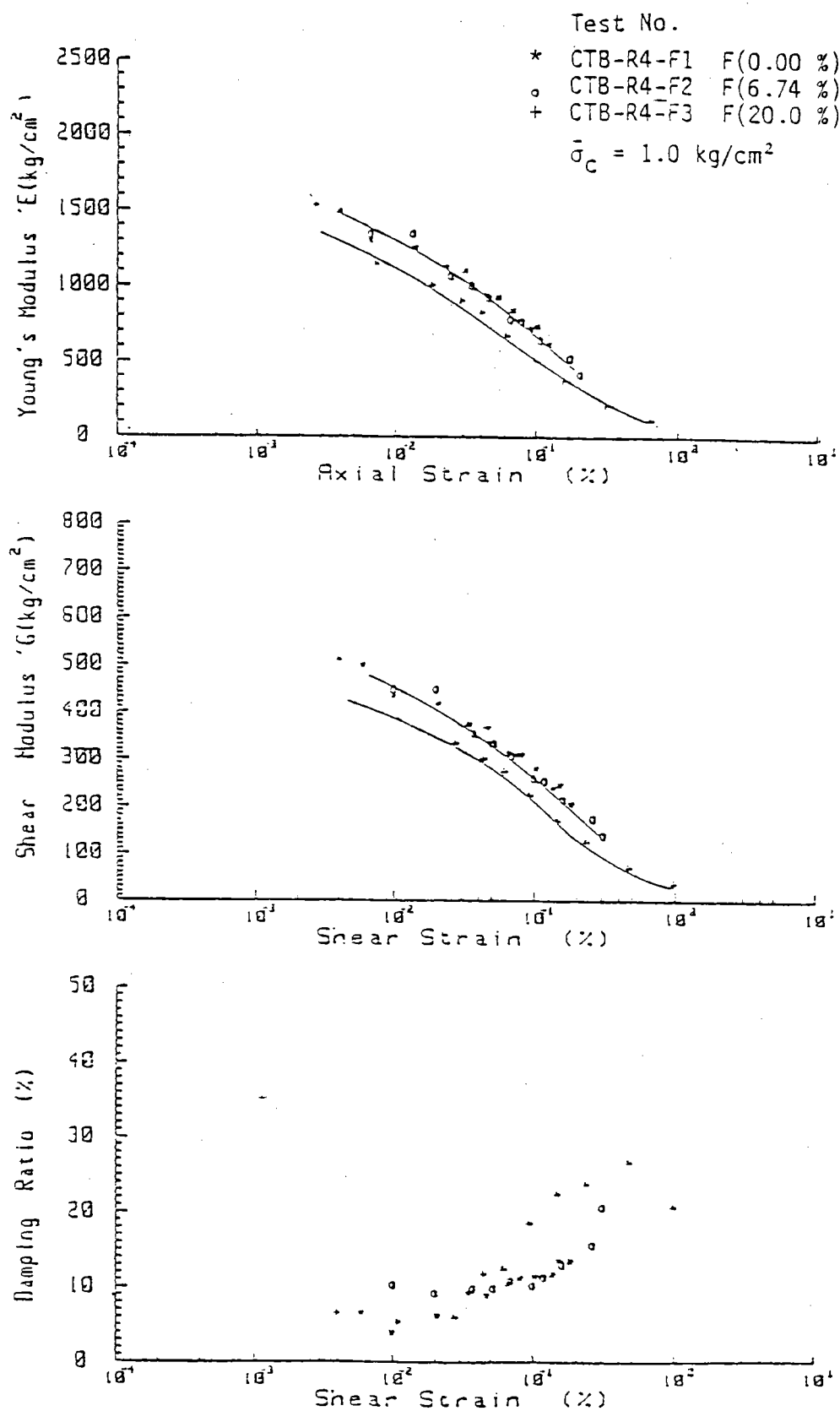


圖 4 - 6 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

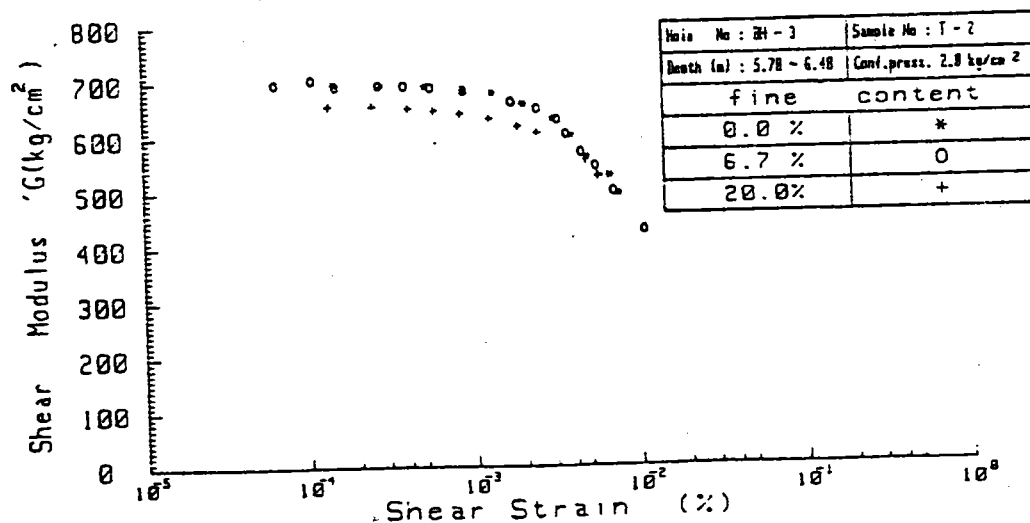
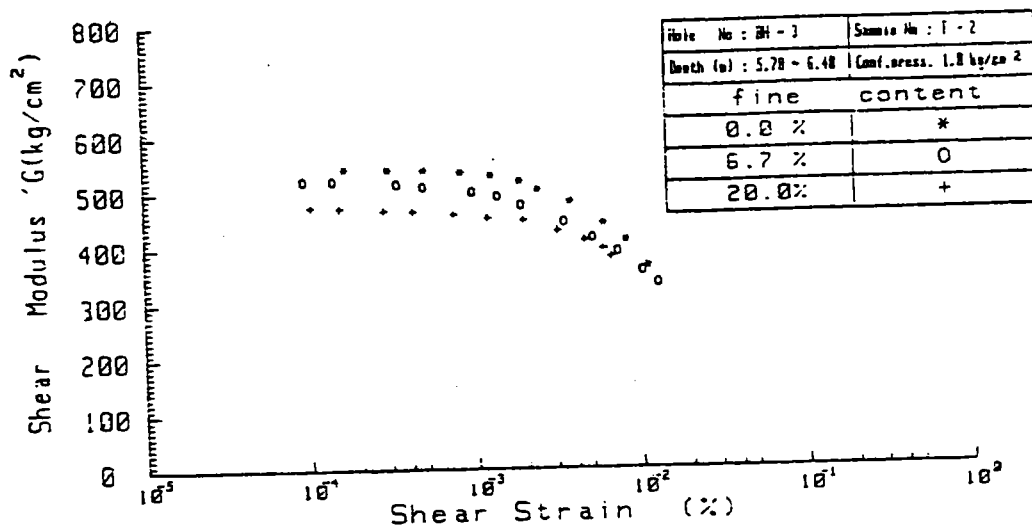
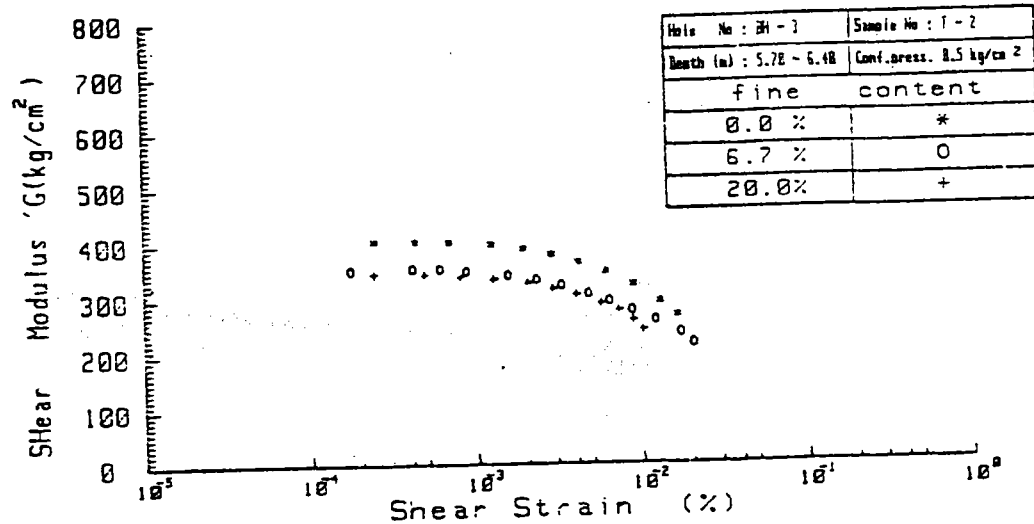


圖 4 - 7 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

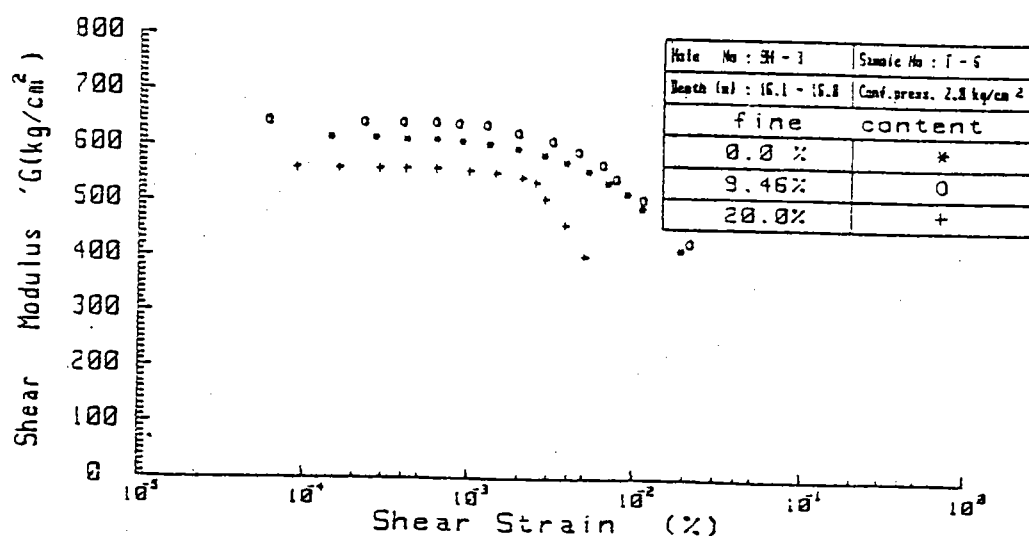
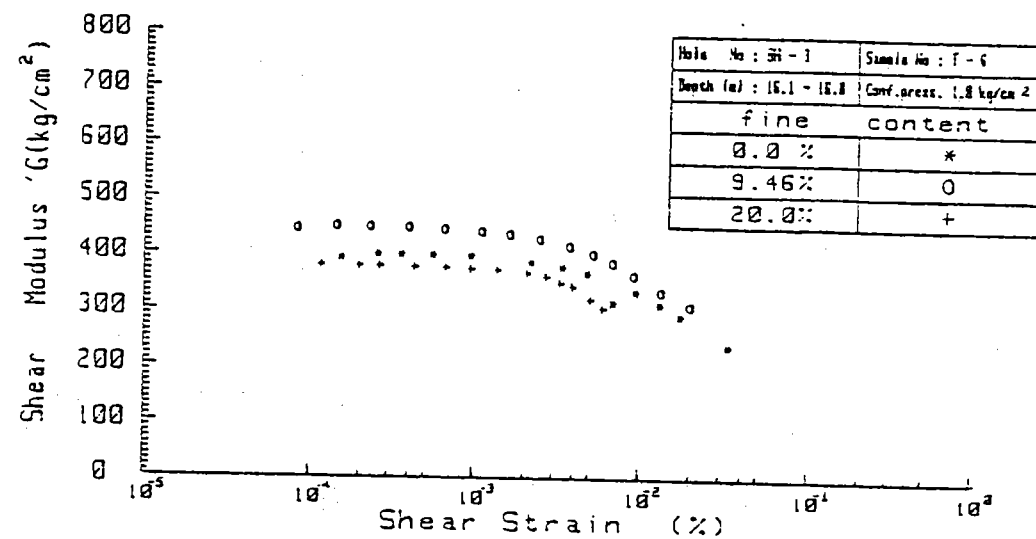
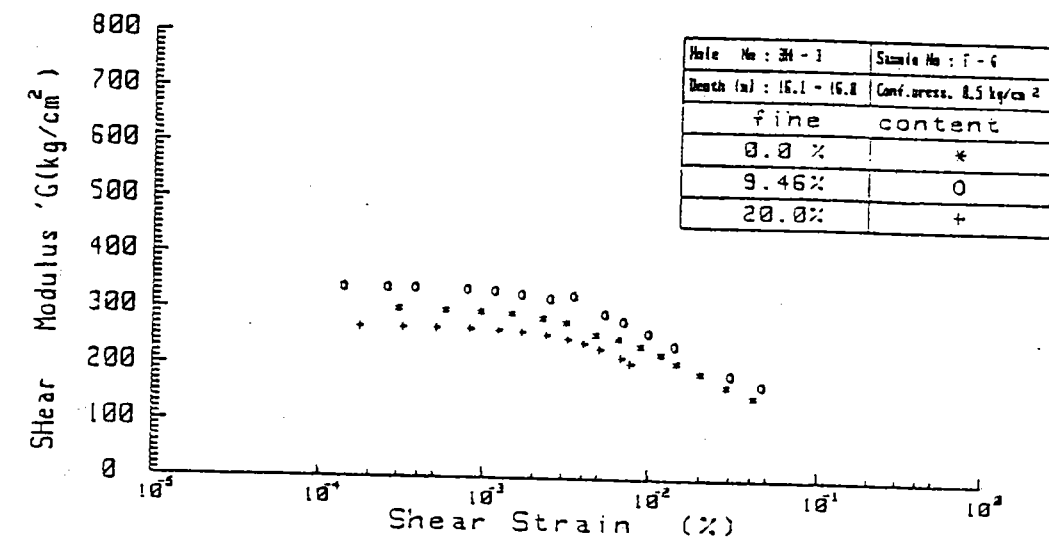


圖 4 - 8 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

原狀土樣相同。

根據試驗結果顯示，重模砂土試樣之動態性質參數隨應變之變化趨勢與原狀土樣相同。圖 4-9 為在不同圍壓情況下原狀與重模土樣動態性質參數之比較之一，其為動力三軸試驗之結果，顯示兩者在動力模數上之差異不大，其差異範圍約在 0~20 % 之間，而重模土樣之動力模數有略高傾向。在阻尼比特性上，兩者並無明顯差異。根據共振柱試驗亦顯示出相同結果。

綜合本研究試驗結果，考慮前述主要影響參數，台灣西海岸沉泥質砂性土壤之剪力模數在剪應變低於 1×10^{-3} % 時趨近其最大值，最大剪力模數 G_{max} 可以下列關係式表示：

$$G_{max} = AF(e)(\bar{\sigma}_0)^n$$

上式中， A, n 為常數； σ_0 為平均有效圍壓； $F(e)$ 為孔隙比 e 之函數，茲引用 Hardin & Richart (1963) 提出 $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ 之函數型式，表示沉泥質砂性土壤剪力模數與孔隙比之關係。根據試驗結果分析，求得 A, n 之平均值，分別為 $A = 420$ ， $n = 0.51$ ，可得

$$G_{max} = 420 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.51}$$

式中， G_{max} 及 σ_0 皆以 kg/cm^2 表示。與其他學者 Hardin & Richart (1963)，翁作新 & 林中平 (1984) 等對純淨砂（細料含量少於 5%）之類似試驗結果比較，上式所得結果大致偏低 30%，由前述細料含量之影響可說明偏低之結果。

(二) 現地震測試驗

1. 震測法與共振柱試驗結果比較

本研究於港研所附近之台中港區配合前述鑽探取樣進行三個鑽孔測點之現地震測試驗，利用下井震測法測定土層之剪力波速 V_s ，再根據波動公式 $G = \rho V_s^2$ 計算土層之剪力模數 G ，式中 ρ 為土層之質量密度

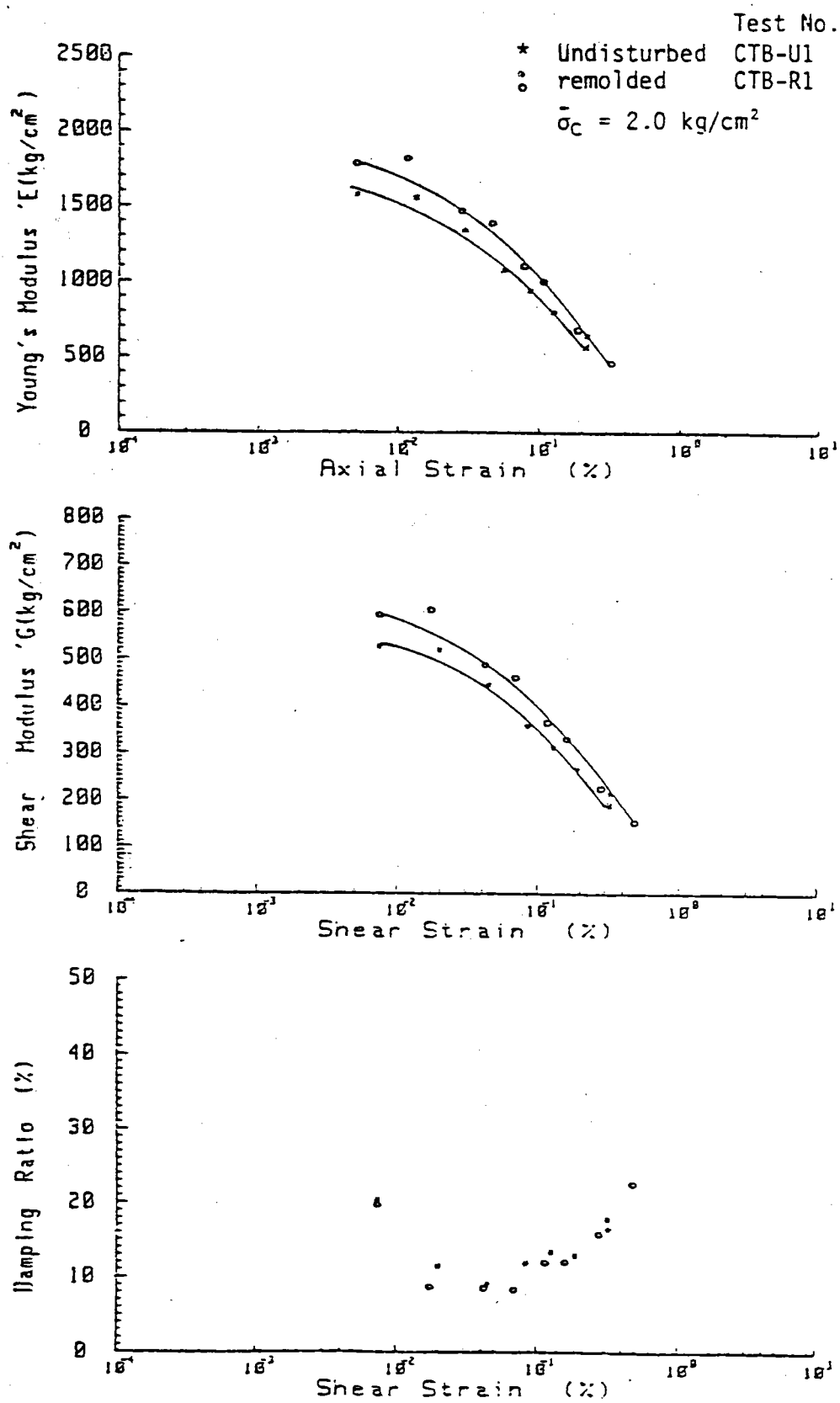


圖 4 - 9 原狀與重模上樣動態性質之比較

。本研究測得該沉泥質砂土層之剪力波速大致在 $100 \sim 260 \text{ m/sec}$ 之間，計算得其剪力模數約在 $200 \sim 1400 \text{ kg/cm}^2$ 之間。

根據各學者專家之研究指出 (Ishihara, 1971, Hoar and Stokoe, 1977; Imai, 1977; Marcursen and Curro, 1981)，經由震測法所得剪力模數值相對應之剪應變範圍不大於 $10^{-4} \%$ ，其所得剪力模數可與室內共振柱試驗所得剪應變約 $10^{-4} \%$ 時之剪力模數相比較，如圖 4-10 所示，圖中剪力模數值係分別取現地土層平均包圍壓力與室內試驗圍壓相當者相比較，該圖顯示室內共振柱法所得結果較現地震測法略大約 8% 。由於可供比較之資料尚少，此項結果有待進一步補充資料分析。

2. 剪力模數與 SPT-N 值之相關性

為了解土壤動態性質與其 SPT-N 值之相關性，於進行剪力波速測定之三個鑽孔另進行標準貫入試驗，利用 55 組試驗數據進行統計迴歸分析，以求取剪力波速，剪力模數與 N 值之關係式，分別為：

$$V_s = 91.2 N^{0.242}$$

$$G = 309 N^{0.254}$$

圖 4-11 表示 $V_s \sim N$ 及 $G \sim N$ 之關係。Imai (1970) 曾作過類似之研究，得到 V_s 與 N 之關係式為

$$V_s = 92.1 N^{0.329}$$

兩者比較，本研究結果求取之 G 值略低。

五、結論與建議

在動力分析上，土壤之剪力模數及阻尼比特性為最重要之參數。本研究利用試驗室共振柱法與動力三軸試驗，輔以現地下井法震測試驗，初步探討台灣西海岸之沉積性沉泥質土壤之剪力模數與阻尼比特性及其相關影響因素，並探討其與一般現地貫入試驗結果之相關性，得到下列結論與建

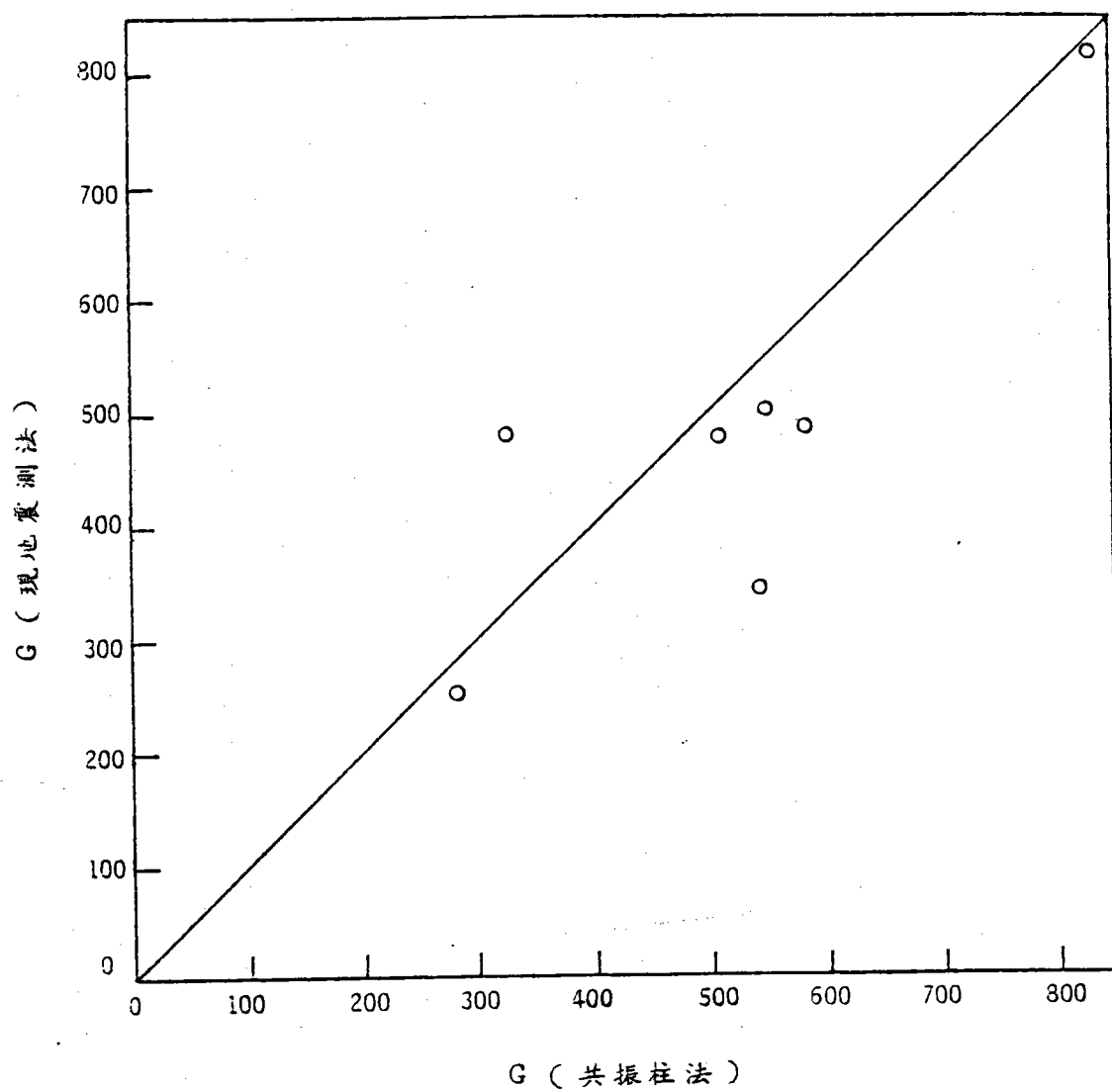


圖 4 - 10 現地震測與共振柱試驗結果比較

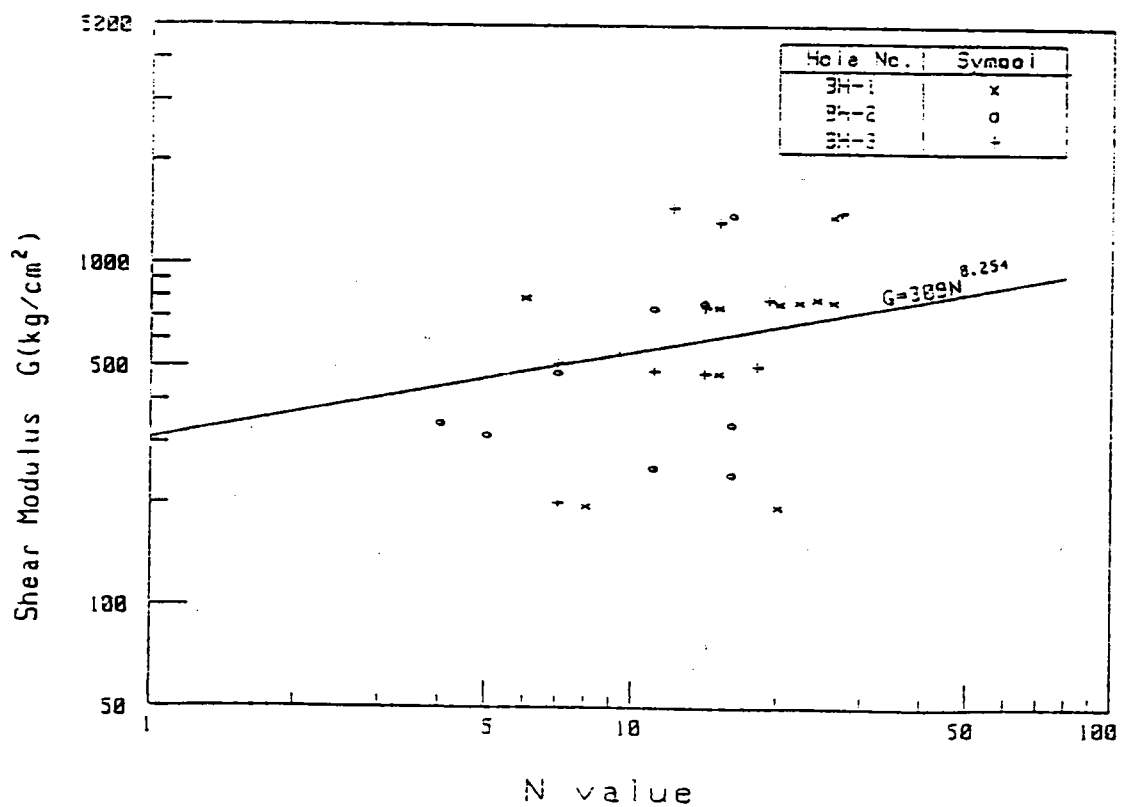
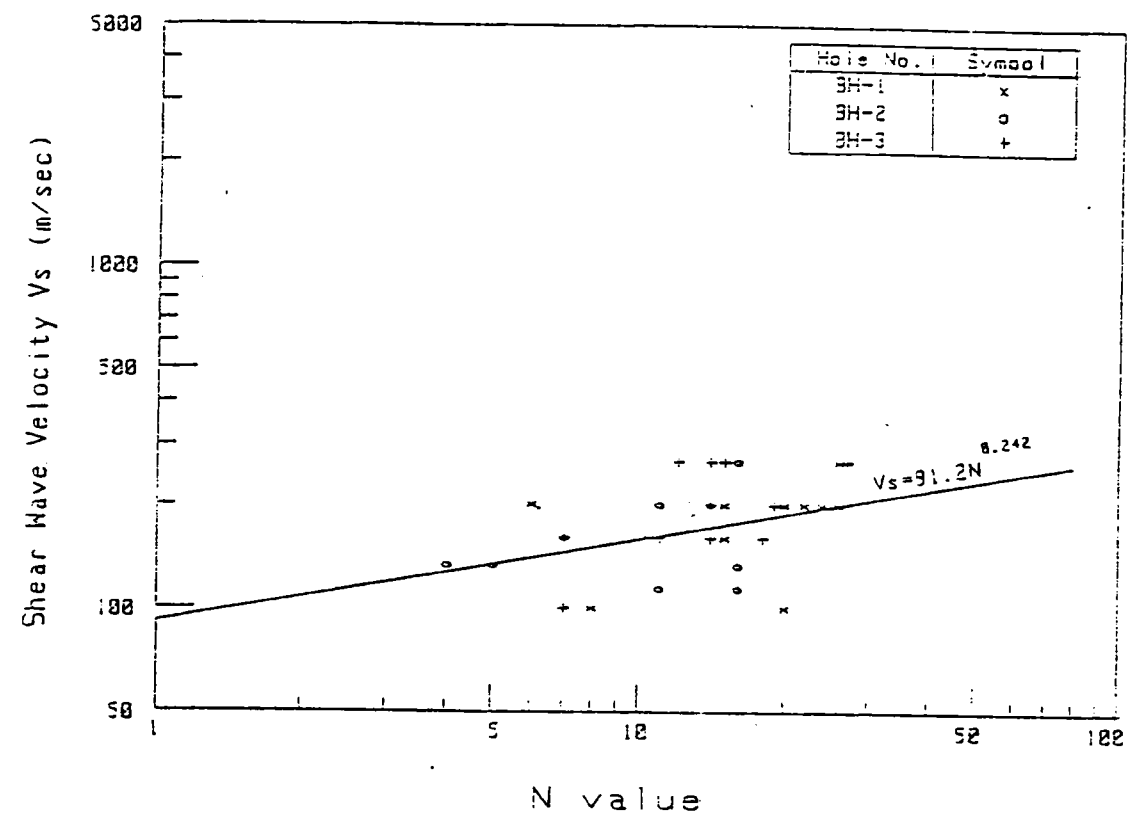


圖 4 - 11 剪力波速與剪力模數與 SPT - N 值之關係

議：

1. 沉泥質砂性土壤之動態性質隨剪應變大小而變化，其剪力模數隨剪應變之增加而減小，阻尼比則隨剪應變增加而增加，變化趨勢大致與純淨砂相同（圖 4-2 及圖 4-3），惟其正規化剪力模數隨剪力變增加而減小之勢略較純淨砂為小，大致在 Seed & Idriss (1970) 建議之上限範圍。

2. 台灣西海岸一般沉泥質砂性土壤之剪力模數及阻尼比特性大致可分別依據圖 4-2 及圖 4-3 所示之平均值推估，其最大剪力模數 G_{max} 大致為：

$$G_{max} = 420 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.51}$$

其中 e 為土壤孔隙比， $\bar{\sigma}_0$ 為平均有效圍壓， G_{max} 及 $\bar{\sigma}_0$ 皆以 kg/cm^2 表示。

3. 孔隙比或相對密度、有效圍壓以及細料含量等對沉泥質砂性土壤之剪力模數有很大影響；對阻尼比之影響較不顯著。孔隙比減小或有圍壓增加則剪力模數增加，細料含量增加（大於 10%）則剪力模數減小。

4. 動力三軸試驗測定之土壤動態性質在剪應變約為 10^{-2} % 範圍與共振柱試驗結果續接，其連續性大致良好，利用該兩種試驗方法可測定出剪應變範圍在 $10^{-4} \sim 1$ % 間之土壤動態性質，其在剪應變高於 1% 者，由於試體發生縮頸現象，利用動力三軸試驗之測定已受限制。

5. 利用現地地震測法測得之剪力模數與共振柱試驗結果相近，但需要補充資料進一步分析。

6. 利用標準貫入試驗 N 值可推求土層之剪力波速或剪力模數，但其間關係仍相當分散。本研究得到 SPT- N 值與沉泥質土壤之剪力波速 V_s 及剪力模數 G 之關係式分別為：

$$V_s = 91.2 N^{0.242}$$

$$G = 309 N^{0.254}$$

7.本研究試驗土樣採取範圍未廣及台灣西海岸多數地區，需要擴大取樣範圍以進一步對沉泥質土壤動態特性試驗研究，對於部分試驗研究結果仍只有「定性」之描述，將來尚應進一步作「定量」之探討。

六、參考文獻

1. Hardin, B. O., and Black, W.L., "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", JSMFD, Vol. 94, NO. SM2, Mar. 1968.
2. Hardin, B.O., and Richart, F.E., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", JSMFD, ASCE. Vol.89, NO.SM1, Feb. 1963.
3. Iwassaki, T., and Tatsucka, F., "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands", Soils and Foundations, Vol.17, NO.3, Sept. 1977.
4. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P., "shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", JSMFD, ASCE, Vol.98, No.SM7, July, 1972.
5. Shibata, T., Soelarno, D.S., "Strees-Strain Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", Proc. of Japanese Society of Civil Engineering, No. 239, July, 1975.
6. Silver, M.L., and Park, J.K., "Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior", JGED, ASCE, Vol. 101, No.GT10, Oct. 1976.
7. Seed, H.B., and Idriss, I.M. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", No. EERC 70-10, 1970, Univ. of California, Berkeley.
8. Skoglund, G.R., Marcanson, W.F. III, and Cunny, R.W.,

- "Evaluation of Resonant Column Test Devices", JGED, ASCE, Vol.102, No.GT11, 1976.
9. Hall, R.T., and Richart, F.E., "Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils", JSMFD, ASCE, Vol.89, No.SM6, Nov. 1973.
 10. Tatsuoka, F., Iwaski, T., and Takagi, Y., "Hysteretic Damping of Sands Under Cyclic Loading and Its Relation to Shear Modulus", Soil and Foundations, Vol.18, No.2, June, 1978.
 11. Imai, T., Yoshimura, M., and Uchiyama, S., "The Relation of Mechanical Properties of Soils to P-and S-Wave Velocity", Autumnal Lecture Meeting for 1970 of Seismological Society of Japan.
 12. Ishihara, K., "Factors Affecting Dynamic Properties of Soils", Proc. Fourth Asia Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971.
 13. Hoar, R.J., and Stokoe, K.H., "Crosshole Measurement and Analysis of shear Wave", Proc. Tenth ICSHFE, Stockholm. 1977.
 14. Marcuson, W.F., and Curro, J.R., "Field and Laboratory Determination of Soil Moduli", JGED, ASCE, Vol.107, No.GT10, Oct., 1981.
 15. Imai, T., "P-and S-Wave Velocities of the Ground in Japan", Proc. Ninth ICSMFE, Tokyo, 1977.
 16. Richart, F.E.Tr., "Dynamic Stress-Strain Relations for Soils, State of the Art Report", Proc. Ninth ICSMFE, Tokyo, 1977.
 17. Prakash, S., and Pari, V.K., "Dynamic Properties of Soils From Insitu Tests", JGED, ASCE, Vol.107,

No.GT7, July, 1981.

- 18.吳偉特(1983)『台北盆地土壤之剪力模數與阻尼比特性』, 土木水利季刊第十卷第一期, 民國七十二年五月
- 19.翁作新、林中平(1984)『粘土含量對福隆砂動態剪力模數與阻尼比之影響』中國土木水利學會73年度研討會論文集, 民國七十三年十一月。