

內 容

摘 要

壹、前 言

貳、原型自然條件

叁、試驗設備

肆、試驗條件與步驟

伍、試驗結果

陸、結論與建議

英文摘要

摘 要

本研究計劃係利用水工模型對高雄港務局所提屏東大鵬灣輔助港外廓堤防斷面穩定，堤頂越波，堤基沖淤等加以試驗，提供規畫設計參考。

試驗結果顯示，各種設計斷面均甚穩定，拋石堤反射係數大部分在0.3以下，堤頂波浪傳遞係數 k_t 在風洞水槽不規則波，介於0.3與0.4間，較規則波約0.2為大。此種情況傳遞波浪，足以影響港池穩定，規畫設計時，堤頂應考慮加高。越波量隨波浪尖度增加，相同之波浪尖度，則長週期越波量較短週期大。越波量隨入射波高加大而增加，至一極值後，受堤趾水深限制而反而急速減小。

南防波堤因堤線受SSE方向波浪導波及反射波影響，在折角處發生嚴重沖刷現象，規畫設計時應特別注意。

委託機關：交通處高雄港務局

計劃名稱：屏東大鵬灣防波堤斷面試驗研究

金額：新台幣玖拾伍萬三千一百零玖元

時間：自民國70年9月至71年8月

計劃主持人：研究員兼組長 張金機

助理研究員：何良勝

助理：廖慶堂 陳錫奎 陳明宗

技 工：張富東 陳正義 蔡金吉 梅海潮 徐如娟

臨 工：徐協隆 林朝圳 楊水龍 莊政龍

壹、前 言

高雄港務局為興建屏東大鵬灣為輔助港，委託本所辦理防波堤斷面試驗，試驗項目包括堤基塊石安定，堤頂越波量及傳遞波與堤基刷淤試驗等。有關防波堤設計斷面由中華顧問工程司提供。

本試驗北防波堤斷面有關試驗在規則波水槽中辦理，南防波堤斷面有關試驗，則於不規則波水槽中進行，而堤基沖淤及堤頭安定試驗，原於小試驗水池中辦理，因水池太小受邊界反射影響太大，故漂沙試驗結果，將南防波堤堤頭向WSW方向延伸200公尺，堤頭沖淤試驗改於大試驗水池中進行。沉箱與拋石基礎間摩擦係數則利用小型試驗水池辦理。

試驗進行中，高雄港務局為瞭解各種護面型塊性能，要求本所就現有設計斷面，改採中空三腳鼎型塊與協克塊，一併辦理試驗。

本試驗自七十年九月起著手辦理，七十一年八月底完成，歷時一年，謹將試驗結果陳述如后。

貳、原型自然條件

根據中華顧問工程司提供之海象資料，設計潮位H.H.W.L 為+2.5m，M.W.L. 為+1.0m，波浪方向主要為S S E方向，颱風波浪，波高8公尺，週期8~12秒。經波浪折射淺化後至各設計斷面波浪如表1所示。

叁、試驗設備

一、規則波部份

(一)斷面水槽：

長 28m，寬 1.0 m，高 1.0 m，水槽之一側置透明玻璃觀測段，以利試驗中各種現象觀測，與小型試驗水池共同使用一部翼板式造波機，藉調整變速齒輪與偏心距，可以製造各種試驗波浪。

(二)小型試驗水池：

長 37.5 m，寬 10m，高 1.0m，可作動床堤基沖淤及堤頭安定試驗，一端裝設 30HP 翼板式造波機一台，以製造各種試驗波浪。

(三)大型試驗水池：

長 60 m，寬 43 m，深 1m，裝設 30m 長錘擊式造波機一台，跨於弧形鐵軌上，利用齒輪傳動可以改變方向。

二、不規則部份

(一)風浪水槽：

長 100 m，寬 1.5 m，高 2.0 m，一端設有一 75 匹馬力馬達，可變速鼓風機，風量可達 30m^3 以上，兩處玻璃段各長 15m，作為試驗現象觀測用。

(二)不規則造波機：

長 1.5m，高 1.5m，英國 Armfield 公司製造，為油壓型活塞式不規則波造波機，係以波譜特性（本試驗採用 Johnswap type）為輸入條件，經由電腦程式分析，獲得控制箱各種參數值，藉調整控制箱參數，以製造所需之試驗波譜。

三、測試設備

(一)容量型波高計 (Capacity wave Meter):

電容係感應水面之起伏變化，藉增幅器成為電壓變化，以電壓高低代表水位起伏，電壓與水位間關係可經由率定手續獲得。維由電腦處理後，如圖 1 所示。

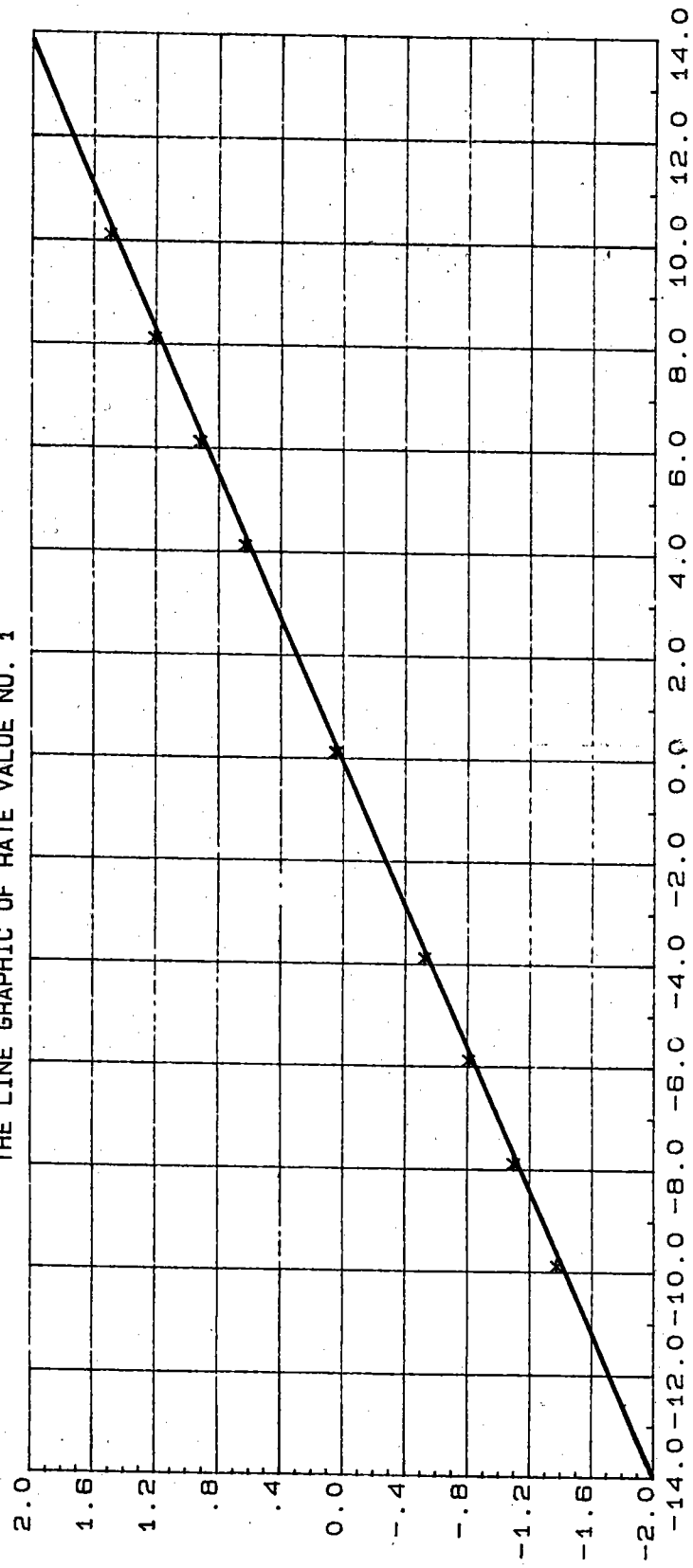
(二)電腦資料處理系統:

容量型波高計感應水位變化，輸出類比電壓信號，經由類比／數值轉換器 (A / D Convertor)，將類比信號轉換成數值，儲存於 HP 1000 型記憶體內，再經程式處理取得所需資料。

(三)越波量量取器:

越波量量取器如圖 2 所示，包括導槽與量水器。

THE LINE GRAPHIC OF RATE VALUE NU. 1



THE RATE VALUE = 6.9521 COR. COEF. = 1.000

Y = .0078 + .1438 X. VARIANCE = .0000

圖 1. 波高計率定線

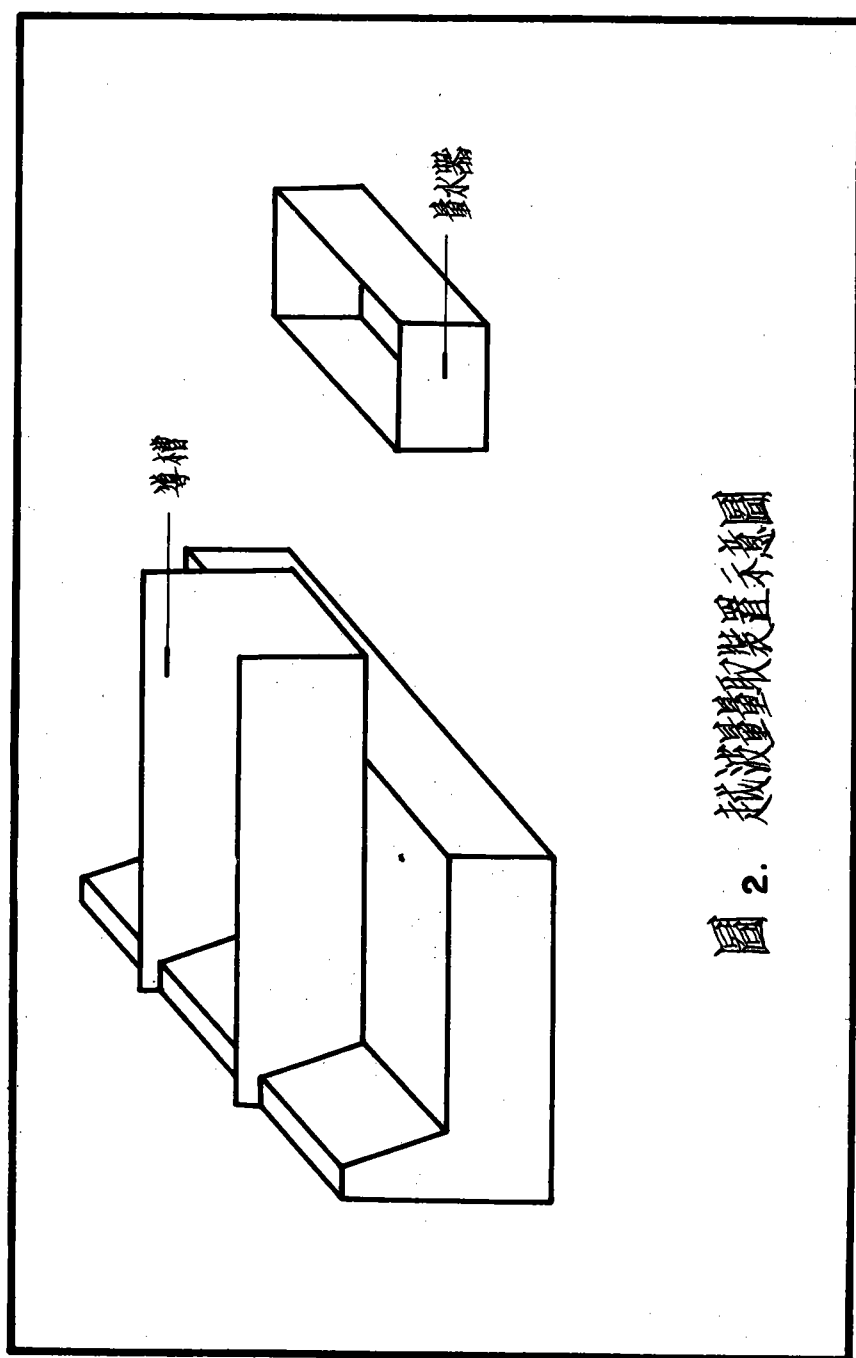


圖 2. 越波量取裝置示意圖

肆、試驗條件與步驟

一、試驗條件

由中華顧問工程司提供之試驗斷面如圖 3～圖 9。北防波堤部份於規則波水槽試驗，南防波堤部份則於不規則波水槽辦理，而堤基刷深安定試驗部份，分別於小型及大型試驗水池中進行試驗。有關斷面試驗試驗條件如表 1 所示：

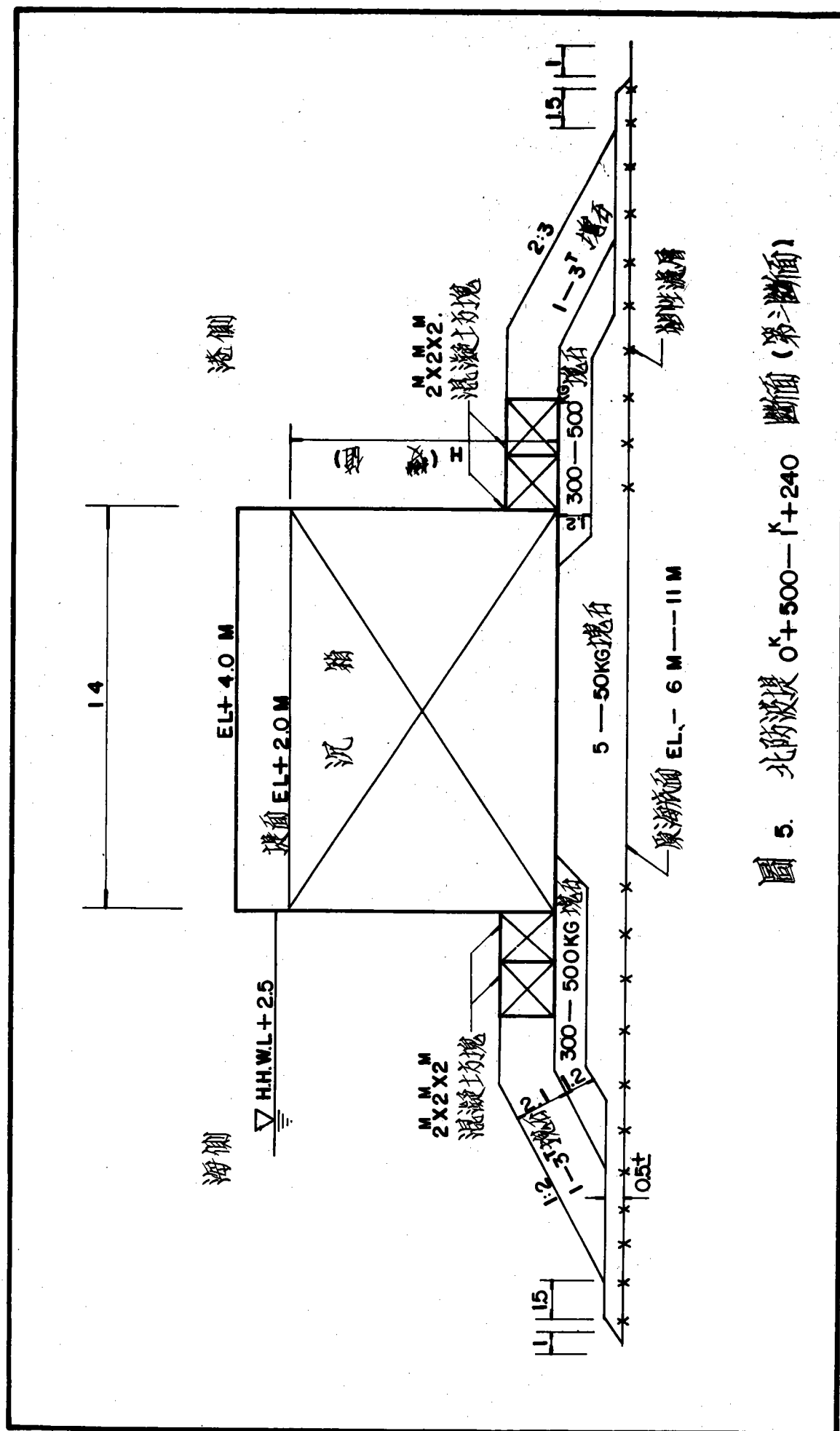


圖 5. 北防波堤 0^K+500—1^K+240 斷面 (第二斷面)

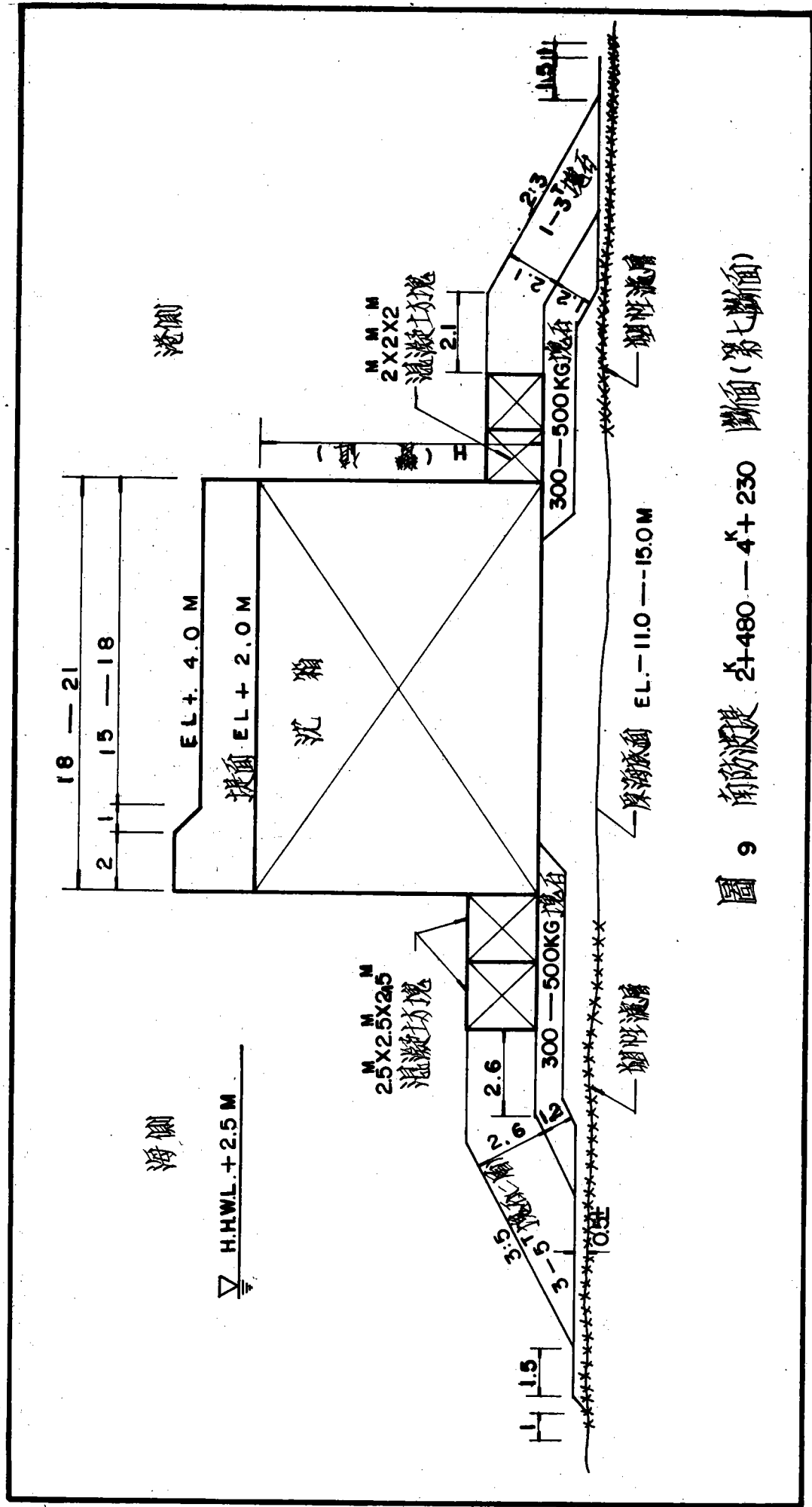


圖 9 南防波堤 2+480 — 4+230 断面 (第七断面)

表 1 斷面試驗條件

斷面 位置	編號	原 型				試驗 縮尺	模 型				備 註	
		波高 m	水 位 m	水 深 m	消波塊 Ton		波高 cm	水 位 cm	水 深 cm	消波塊 gm		
北防波堤 0 ^k +000 } 0 ^k +250	第一斷面	2.8	H.H.W.L. +2.5	-1.8	2	1 / 16	17.5	H.H.W.L. +15.6	-11.3	488.3	1.模型消波塊單位重 2.533 gm/cm ³ 個數215 個/m	2.堤前鋪設1/50 坡度以提高水位
			M.W.L. +0.8					M.W.L. +5.0				
北防波堤 0 ^k +250 } 0 ^k +500	第二斷面	3 } 5	H.H.W.L. +2.5	-5.0	5	1 / 25	12.0 } 20.0	H.H.W.L. +10.0	-20.0	320.0	模型消波塊單位重 2.550 gm/cm ³ 個數309 個/m	
			M.W.L. +0.8					M.W.L. +3.2				
北防波堤 0 ^k +500 } 1 ^k +240	第三斷面	6	H.H.W.L. +2.5	-9.5	/	1 / 36	16.7	H.H.W.L. +6.9	-26.4	/	沈箱底程 -6M	
			M.W.L. +0.8					M.W.L. +2.2				
南防波堤 0 ^k +000 } 0 ^k +300	第四斷面	2.8	H.H.W.L. +2.5	-1.8	2	1 / 16	17.5	H.H.W.L. +15.6	-11.3	488.3	1.模型消波塊單位重 2.553 gm/cm ³ 個數203 個/m	2.堤前鋪設1/50 坡度以提高水位
			M.W.L. +1.0					M.W.L. +6.3				
南防波堤 0 ^k +300 } 0 ^k +450	第五斷面	3 } 5	H.H.W.L. +2.5	-5.0	5	1 / 25	12.0 } 20.0	H.H.W.L. +10.0	-20.0	320.0	1.模型消波塊單位重 2.550 gm/cm ³ 個數294 個/m	2.同上述理由
			M.W.L. +1.0					M.W.L. +4.0				
南防波堤 0 ^k +450 } 2 ^k +480	第六斷面	5 } 9	H.H.W.L. +2.5	-9.0	/	1 / 36	13.9 } 25.0	H.H.W.L. +6.9	-25.0	/	1.沈箱底程 -6M	2.堤前鋪設1/50 坡度
			M.W.L. +1.0					M.W.L. +2.8				
南防波堤 2 ^k +480 } 4 ^k +230	第七斷面	9	H.H.W.L. +2.5	-14.0	/	1 / 36	25.0	H.H.W.L. +6.9	-38.9	/	1.沈箱底程 -14M	2.堤前鋪設1/50 坡度
			M.W.L. +1.0					M.W.L. +2.8				

*註一 試驗水深係此斷面之平均水深

堤基刷深安定試驗部份，係取南防波堤 0⁺780 轉彎處及堤頭等兩段在小試驗水池中試驗。由漂沙試驗結果顯示，南防波堤堤頭必須向 W S W 方向延伸 200 m。為瞭解修正佈置後堤頭安定情形，及小試驗水池受邊界反射影響，改於大型試驗水池中辦理三度空間沖淤定性試驗。南防波堤轉彎處，堤頭與修正佈置後堤頭之試驗條件，如表 2

表 2 南防波堤轉彎處及堤頭試驗條件

試 驗 位 置	原 型 條 件					模 型 條 件				
	波 向	波 高 m	週 期 sec	水 深 m	水 位 m	波 向	波 高 cm	週 期 sec	水 深 cm	水 位 cm
南防波堤 0 ⁺ 780 彎處	S S E	6.7	10	-9.0	+1.0	S S E	18.6	1.67	-25.0	+2.8
南防波堤堤 頭	S S E	9.7	10	-14.0	+1.0	S S E	26.9	1.67	-38.9	+2.8
南防波堤修 正佈置後堤 頭	S S E	8.7	10	-15.0	+1.0	S S E	24.2	1.67	-41.7	+2.8

二、試驗步驟

(一)規則波部份

本試驗之北防波堤部份係在規則波水槽中轉理，模型佈置如圖10，其試驗方法如下：

1. 率定波高計：

將波高計感受器，電容絲插進平靜水中，每隔兩公分由電腦讀取電壓值，繪水低與電壓關係直線，求得率定值率定直線如圖 1 所示。

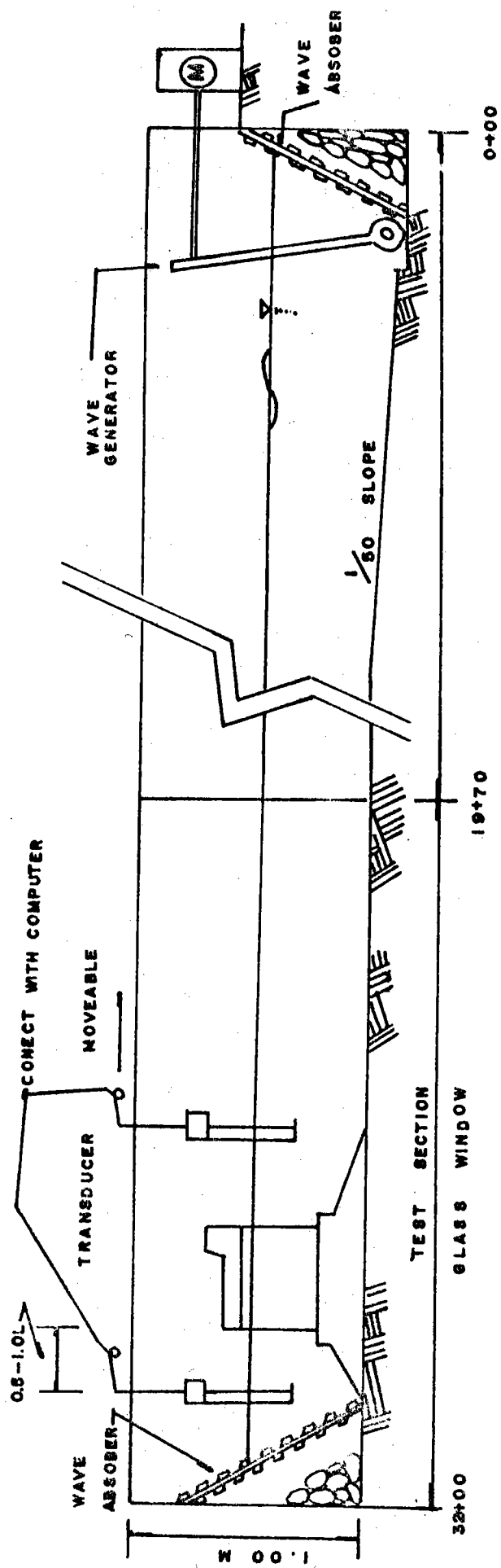


圖 10. 規則池水模型佈置圖

2. 試驗波浪之測取

試驗波浪之測取，於波浪能量成熟後，經由類比／數據轉換器，每隔0.04～0.1秒（視週期而定）掃描一次，測取因水位變化而感應之電壓值，由鍵盤輸入波高計率定值，經由電腦程式運算，以獲得所要之試驗波高與週期。

3. 反射率之測取

反射率係依據Healy公式求得，即

$$K_r = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{H_{\max} + H_{\min}} \times 100\% \quad (1)$$

而入射波高為

$$H_i = \frac{1}{2} (H_{\max} + H_{\min}) \quad (2)$$

4. 護基混凝土型塊安定觀測

試驗中護基混凝土型塊安定係數，係採用Hudson公式計算，即

$$K_d = \frac{W_r \cdot H^3}{W (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (3)$$

式中

K_r ：安定係數

W_r ：護基型塊單位重

H ：入射波高

W ：護基型塊重量

S_r ：護基型塊比重

θ ：堤防海側坡度

護基面若在水面下，則波高依下式修正之

$$H' = \frac{\pi^2 H^2}{L \sinh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \quad (4)$$

式中

L : 入射波長

d : 護基面之靜水位

因此(3)式應改為

$$K_D' = \frac{W_r \cdot H'^3}{W (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (5)$$

5. 越波量之測取

越波量之測取，係於造波有效時間內，以越波量取器（如圖2）量取越過堤防水量，測量時間係為3~5週期，求其平均值。

6. 試驗步驟

首先於試驗前檢定試驗週期與入射波高，試驗週期係依下式求得

$$T_m = T_p \times \sqrt{S} \quad (6)$$

式中

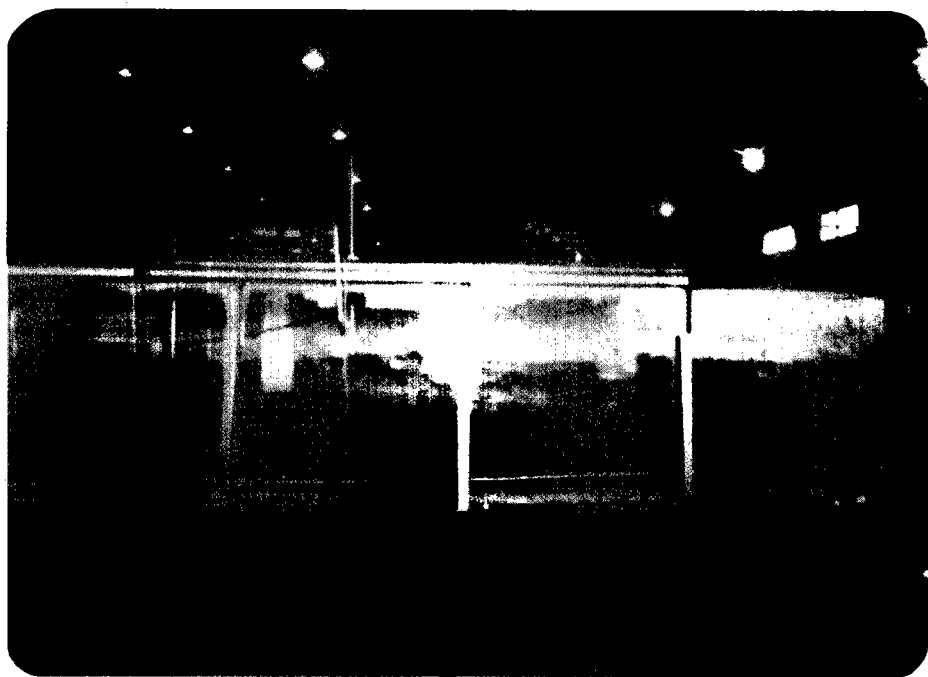
T_m : 模型週期

T_p : 原型週期

S : 模型縮尺

而原型波浪週期採用8, 10, 12秒三種，同一試驗條件先測取反射率與傳遞波高後，再以同樣試驗條件測得越波量，如此利用不同之試驗波高與週期，反覆進行測試。反射率之測取係將波高計放置於一移動架上（如照片1），於 H_{max} 與 H_{min} 可能發生的範圍內測得 H_{max} 與 H_{min} ，再依(2)式求得。

試驗波高由小逐漸增大，當異型塊破壞，或試驗波浪在堤基前一個



照片 1 波高計移動台車

波長碎波，或試驗波高達設計波高1.5倍時即停止試驗。依序選取4~5波高試驗，試驗中可由水槽玻璃觀測段觀測塊石安定情況，每次試驗皆於有效造波時間內進行，超過有效時間即停止造波機。

(二)不規則波部份

本試驗南防波堤部份係利用不規則波風浪水槽進行試驗，模型佈置如圖11所示，根據波浪示性週期，輸入電腦選定 Johnswap 波譜形成，利用特定電腦程式處理後，求得造波機控制箱參數，調整不規則造波機之參數以製造所需試驗波浪，因為風速在試驗中無法模擬，本試驗水面上風速經常保持 10 m/sec ，使試驗波型更能符合原型波浪。試驗波高，週期及護基型塊安定觀測等項目與規則波部份相同，（護基型塊之安定係數公式(3)式中以 $H_{1/2}$ 代入）。越波量係於最大波浪到達時，測取 10~20 秒，並測其相對入射波高。

試驗進行時，首先率定試驗波高與週期，先在無鋪設模型情況下測得試驗所需入射波，然後在水槽內鋪設模型，根據率定結果製造各種試驗波浪，在構造物後端一個波長處，安置波高計一支，量取傳遞波浪，並觀察可能發生最大越波的時間，繼而再以同樣情況，在可能發生最大越波時間內，測得越波量，每次測量約 10~20 秒，記錄之相對入射波浪及作用時間，找出相對作用時間之傳遞波高。

在重覆上述試驗步驟四至五次，試驗波浪由小而大涵蓋設計波浪，每次試驗時，亦同時觀測護基型塊之安定情況。

(三)堤基沖淤安定試驗部份

堤基沖淤試驗主要目的在於瞭解防波堤折角處及堤頭因波浪能量集中，流況變化所造成之堤基沖刷或淤積現象，因模型縮尺無法合理取得，故本試驗僅止於定性試驗，其試驗結果可獲得防波堤折角處及堤頭

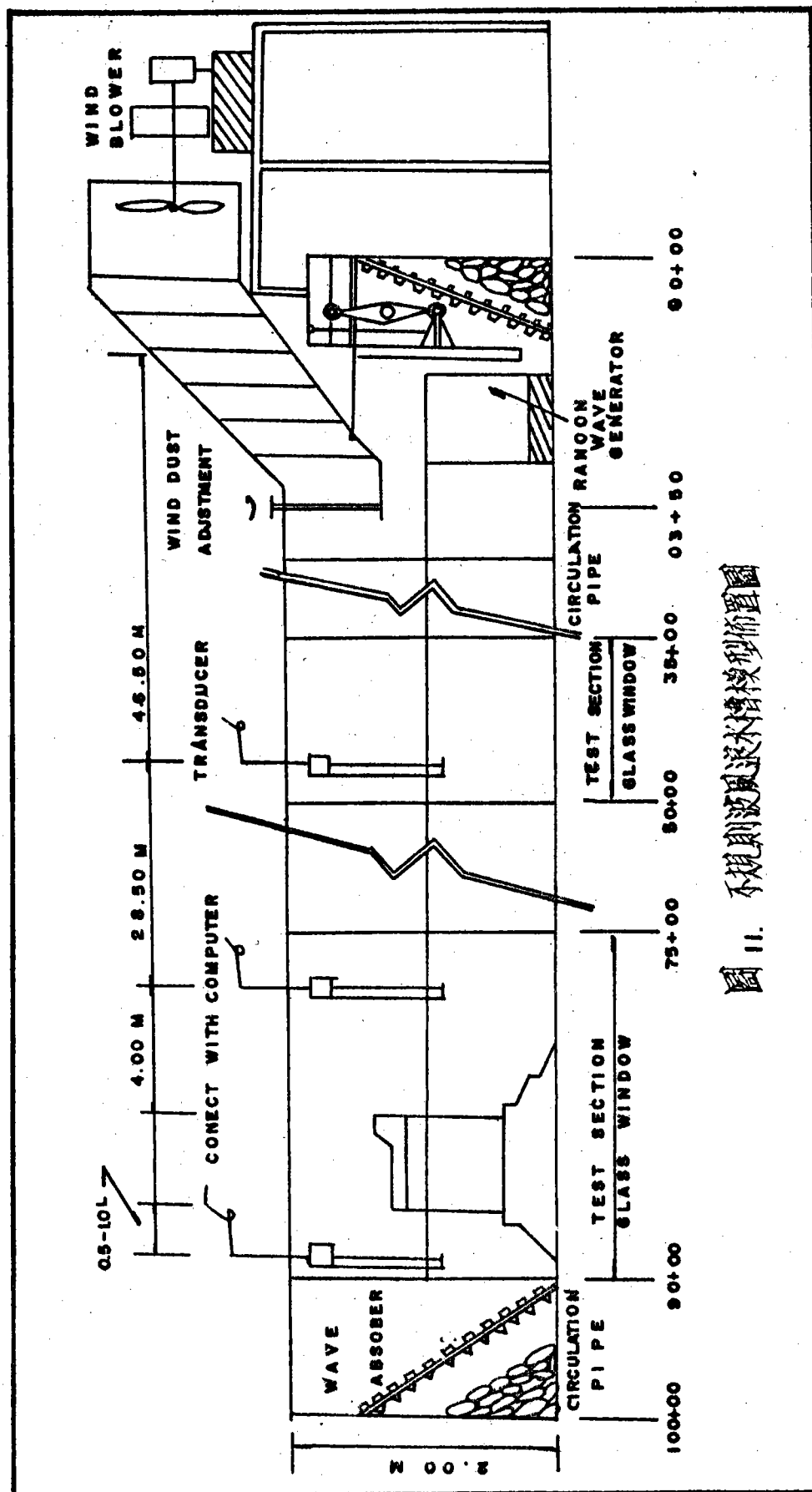


圖 11. 不規則波風浪水槽模型佈置圖

部位受波浪作用後地形變化情形，提供設計者參考。

試驗分兩部份進行， $O^k + 780$ 折角處及堤頭在小型試驗水池辦理，模型縮尺採用 $1/36$ ，而漂沙試驗所獲得之堤頭延長修正方案，則改在大型試驗水池進行，模型縮尺採用 $1/64$ ，堤前坡度均採 $1/50$ ，其佈置與尺寸如圖 12 所示。

模型製作方向係以 SSE 方向入射波考慮，試驗前先檢定試驗週期與波高，再製作模型。試驗進行時，每次連續造波 20～30 分鐘後放水觀測堤前，堤基地形變化與護基塊石安定情況，再進水造波試驗，重複上述步驟，各項試驗，累積造波時間分別為 $O^k + 780$ 折角處 180 分鐘；堤頭處 180 分鐘，而在大水池試驗之修正方案堤頭佈置因縮尺較小，故累積造波時間為 60 分鐘。

伍、試驗結果

一、規則波部份

北防波堤利用規則波水槽辦理三種斷面試驗，斷面設計如圖3～5，分別以大潮高潮位及平均潮位加以試驗，各斷面試驗波高與週期如圖13及圖14，試驗結果護基塊石安定情形，堤基沖刷與堤頂越波現象歸納如表3。

當波高調至最大，碎波直接沖擊堤身時，第一、二斷面護基型塊有幌動現象，第三斷面塊石則有小量滑落現象（如照片2-6），在平均水位時，堤基發生沖刷，但對堤身安定均不構成威脅。

反射波分大潮高潮位+2.5m及平均潮位+0.8m兩種情況，試驗結果如圖15至圖20，拋石堤反射率隨波浪尖銳度（ H_o / L_o ）增加而減少，尖銳度較小時，反射率越過0.3，而尖銳度大於0.01後，反射率大都在0.3以下。沈箱斷面反射率與波浪尖銳度關係較不明顯，反射係數係在0.5與0.7之間。

防波堤越波量試驗結果，僅有第一斷面（ $0^k + 000 \sim 0^k + 250$ ）及第三斷面（ $0^k + 500 \sim 1^k + 240$ ）在大潮高潮位時，越波量較大，在平均水位時，越波量均微量可予不計，越波量與波浪尖銳度關係如圖21～22。試驗資料顯示，相等尖銳度越波量隨週期增長而加大，週期12秒時，因在堤前發生碎波，故越波量反而降低。第二斷面因堤頂高度已由第一斷面+3.75m提高為+6.5m，較第三斷面+4.0m亦高出2.5m，故在H.H.W.L. 僅發生微量越波。

北防波堤 $0^k + 500 \sim 1^k + 240$ 沈箱斷面傳遞波高試驗

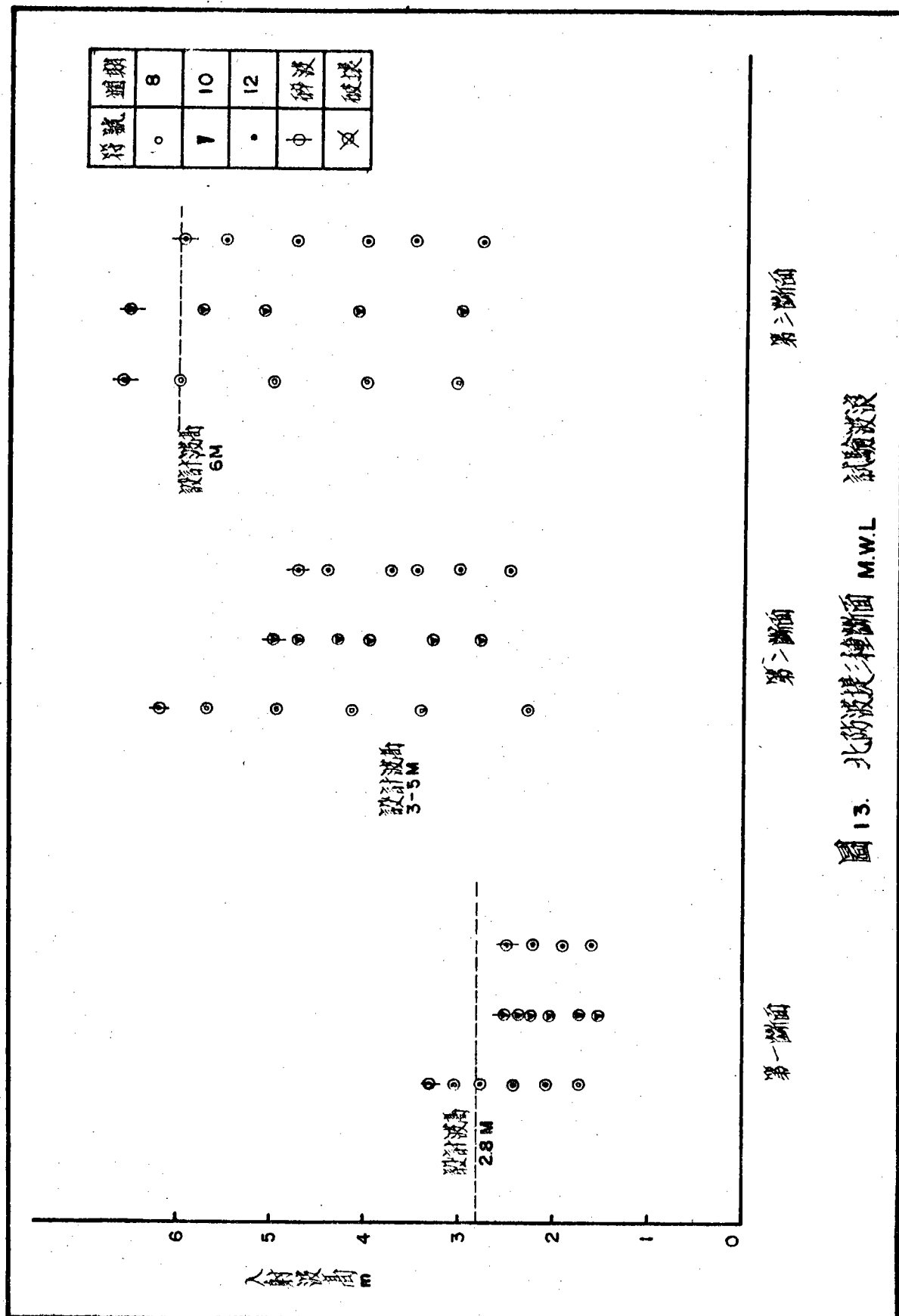


圖 13. 北防波堤三種断面 M.W.L 試驗波浪

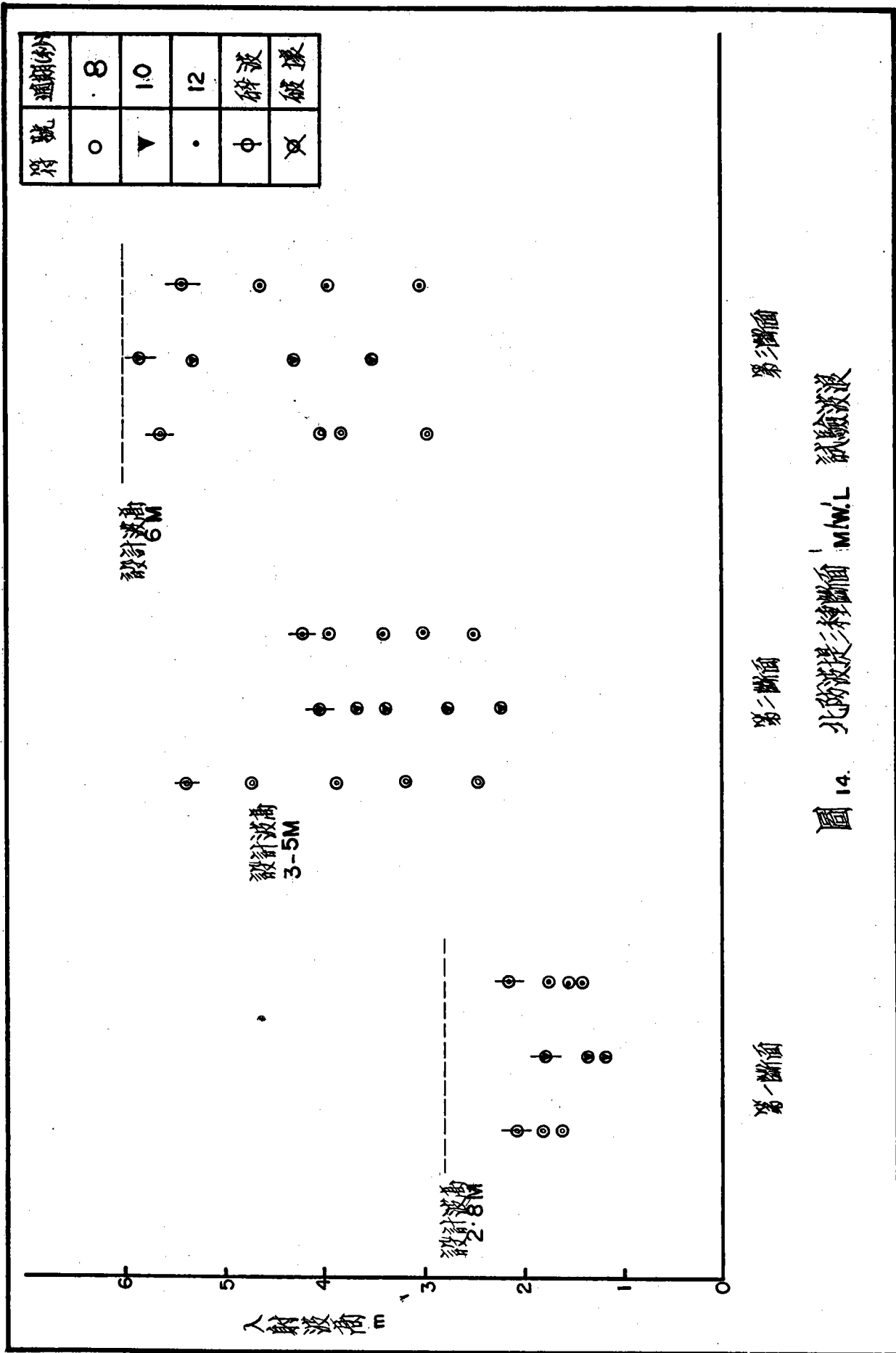


圖 14. 北防波堤三種断面 M.W.L. 試驗波浪

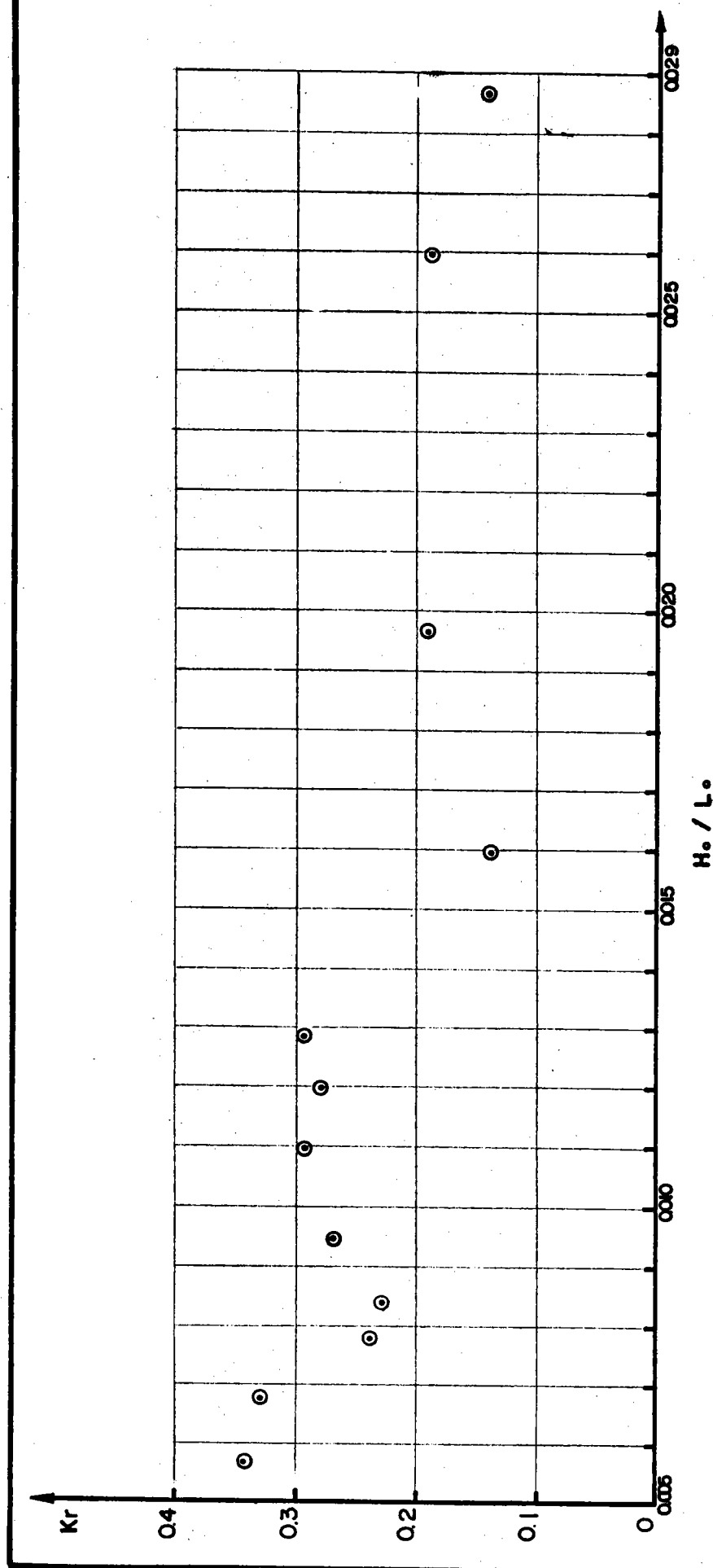


圖 15. 北防波堤第一斷面 H.H.WL Kr— H_0/L_0 關係圖

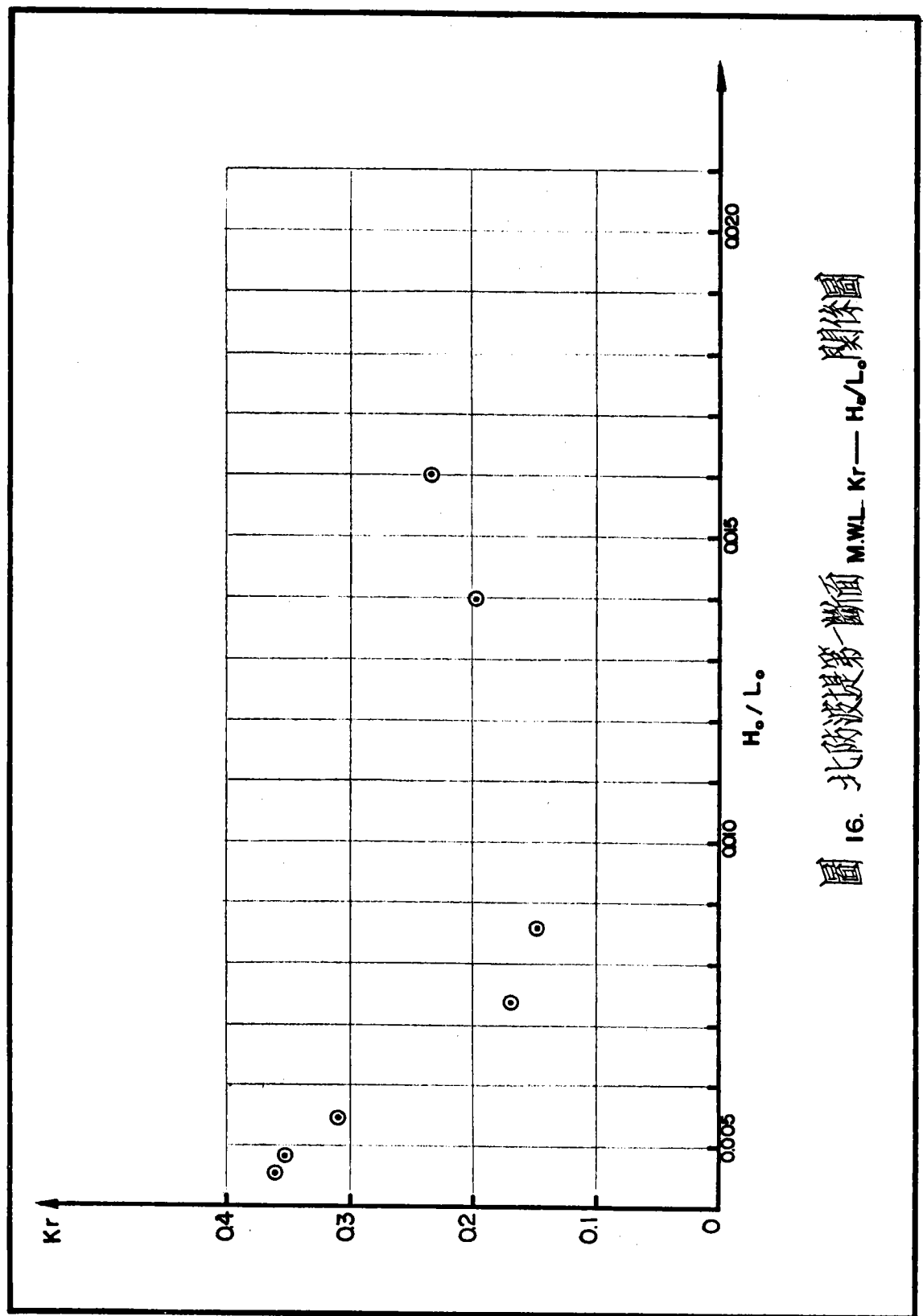


圖 16. 北防波堤第一斷面 MWL-Kr— H_0/L_0 關係圖

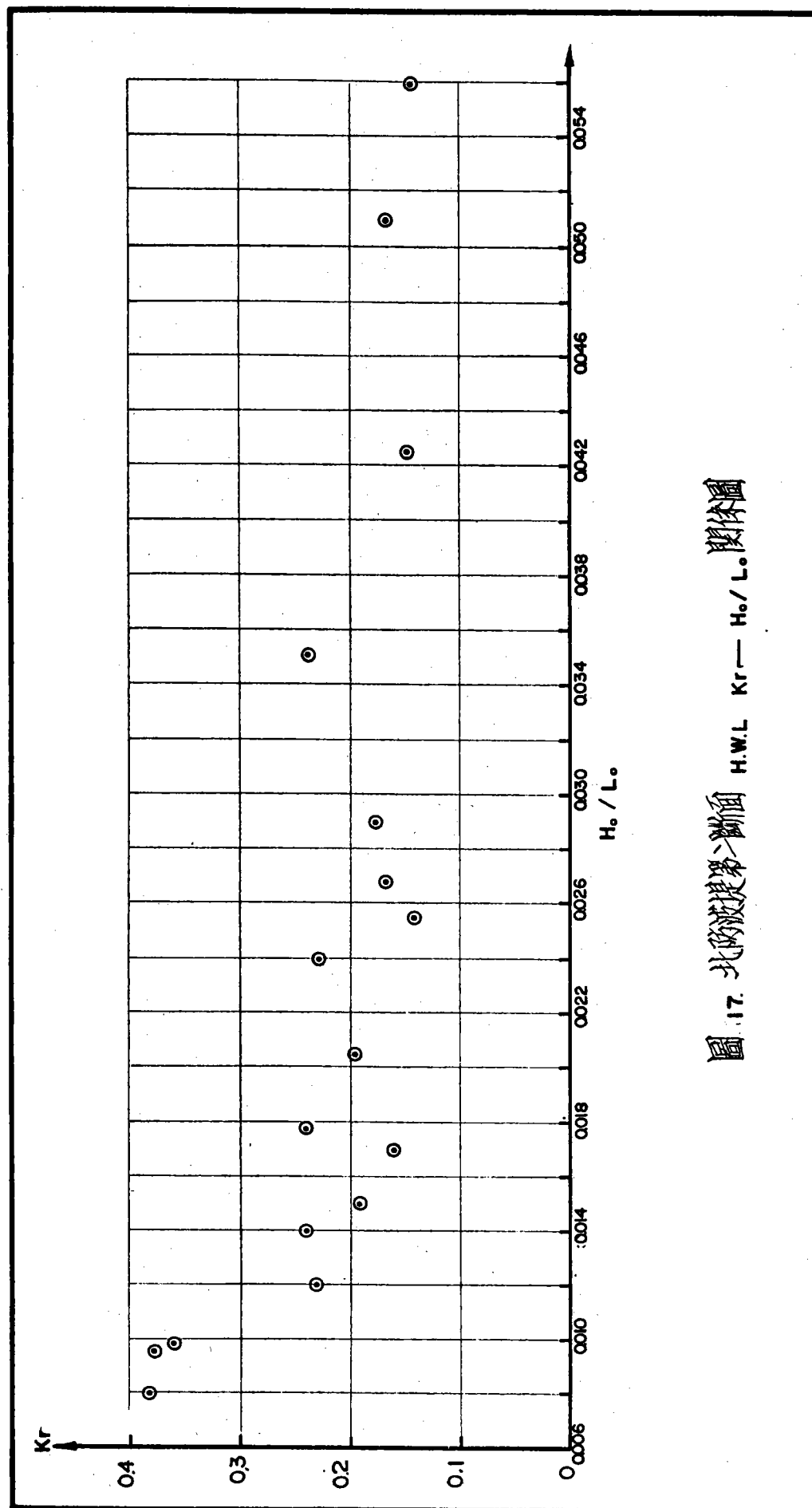


圖 17. 北碚波堤第一斷面 $H.W.L$ $K_r - H_0/L$ 關係圖

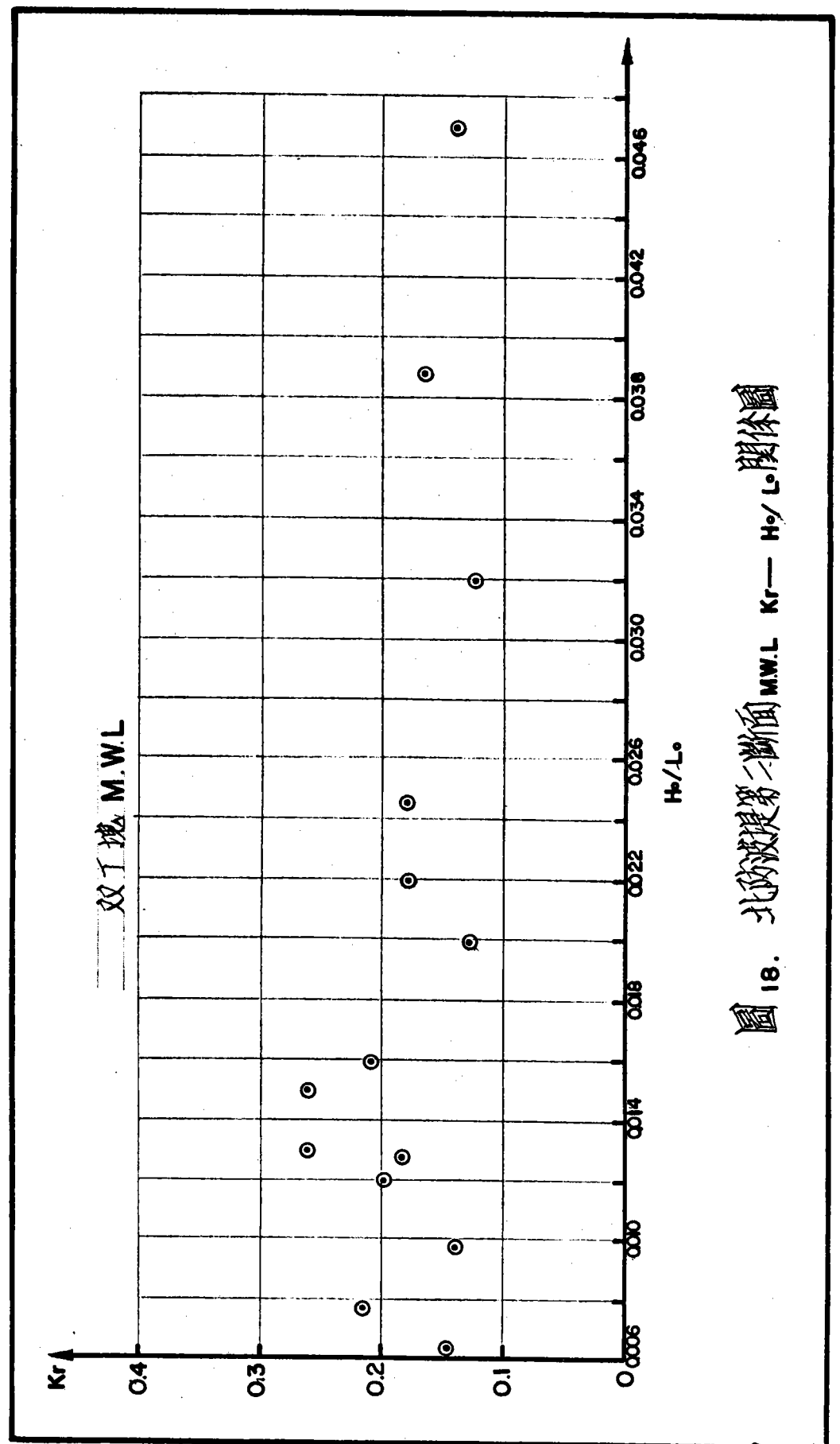


圖 18. 北防波堤第二断面 M.W.L Kr— H_0/L_0 關係圖

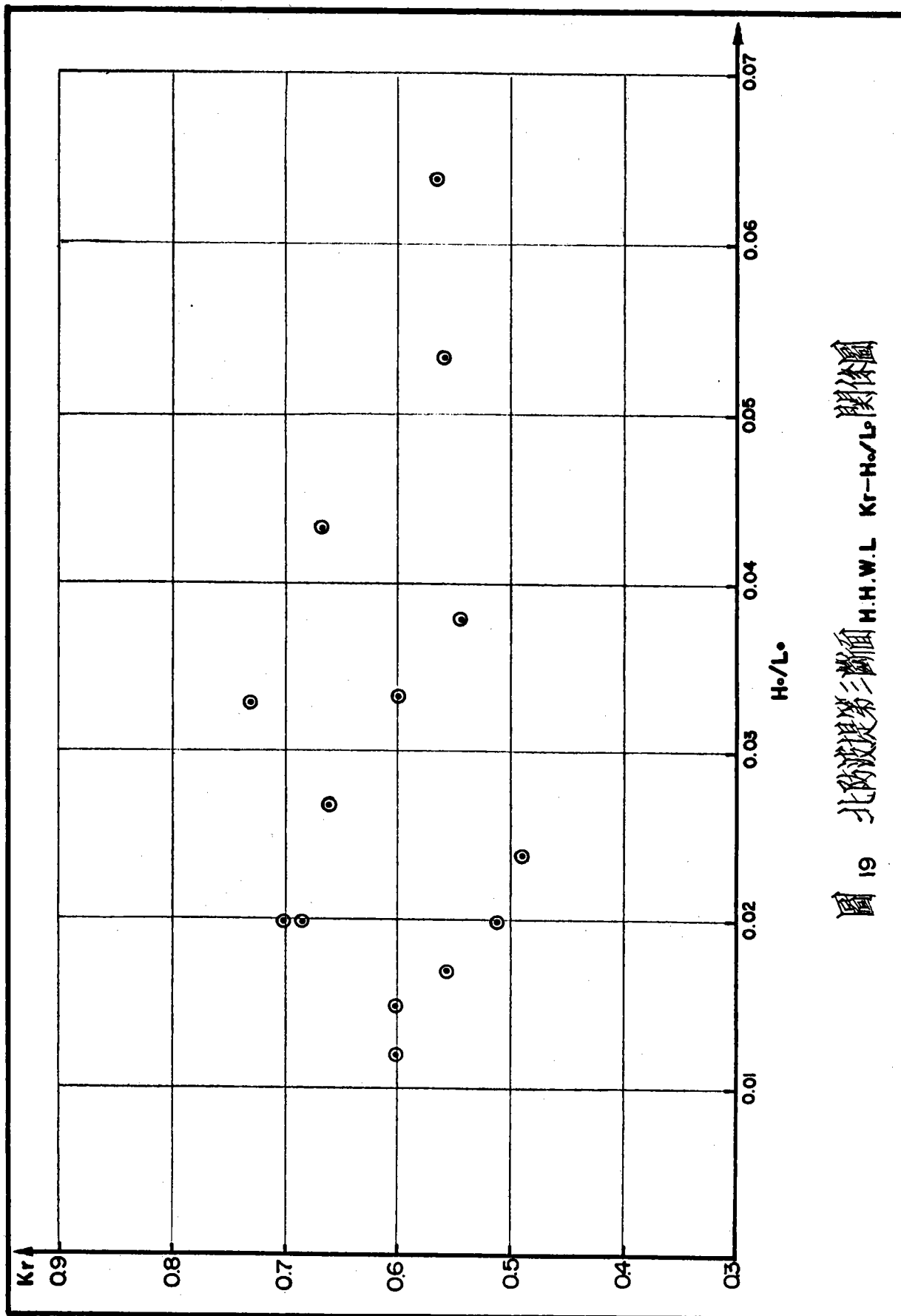


圖 19 北防波堤第三斷面 $H.H.W.L$ $Kr-H_0/L_0$ 關係圖

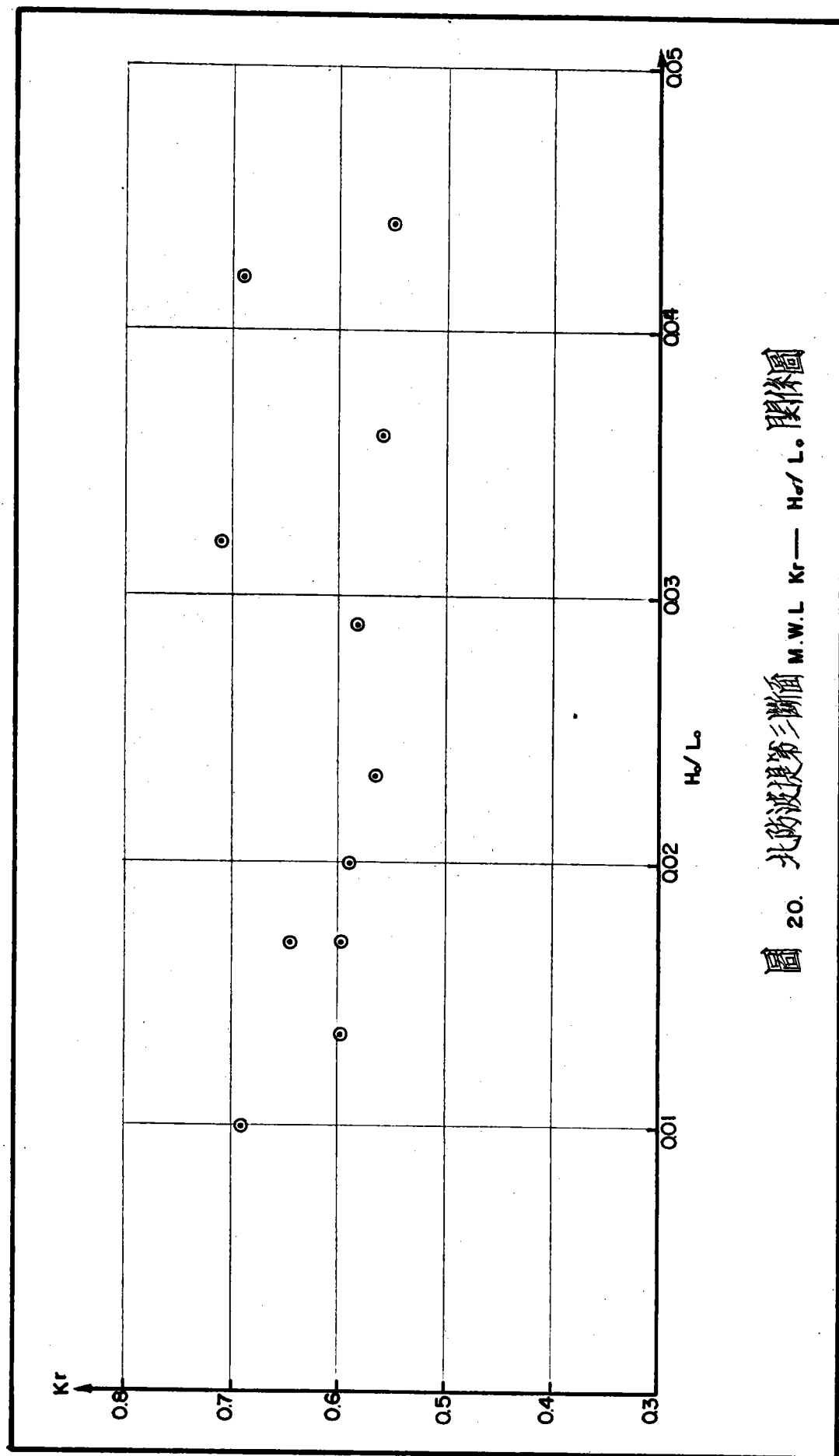


圖 20. 北防波堤第三斷面 M.W.L Kr— H_w/L 關係圖

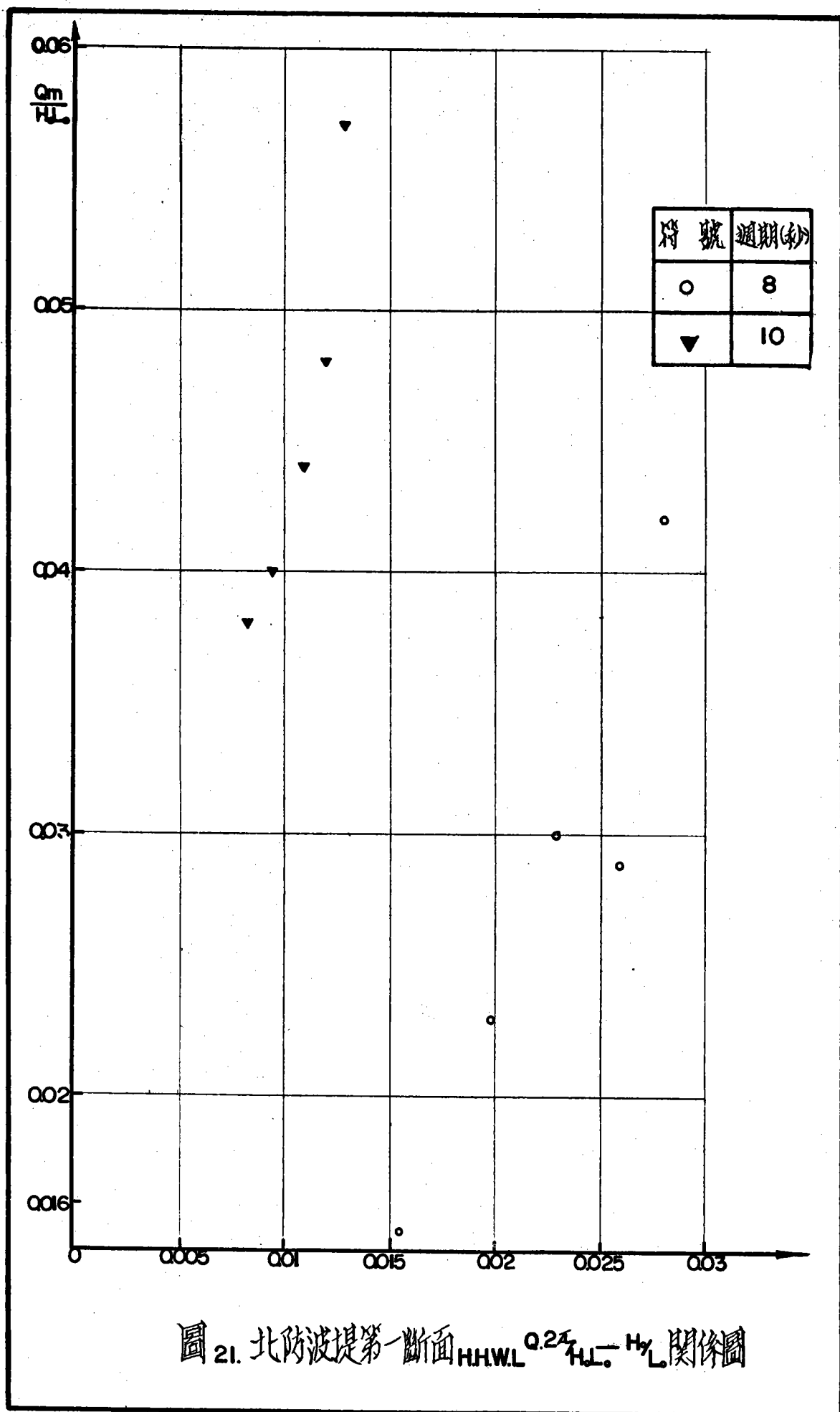


圖 21. 北防波堤第一断面 $H.H.W.L.$ $Q.2\pi$ $H.L.$ H_L 關係圖

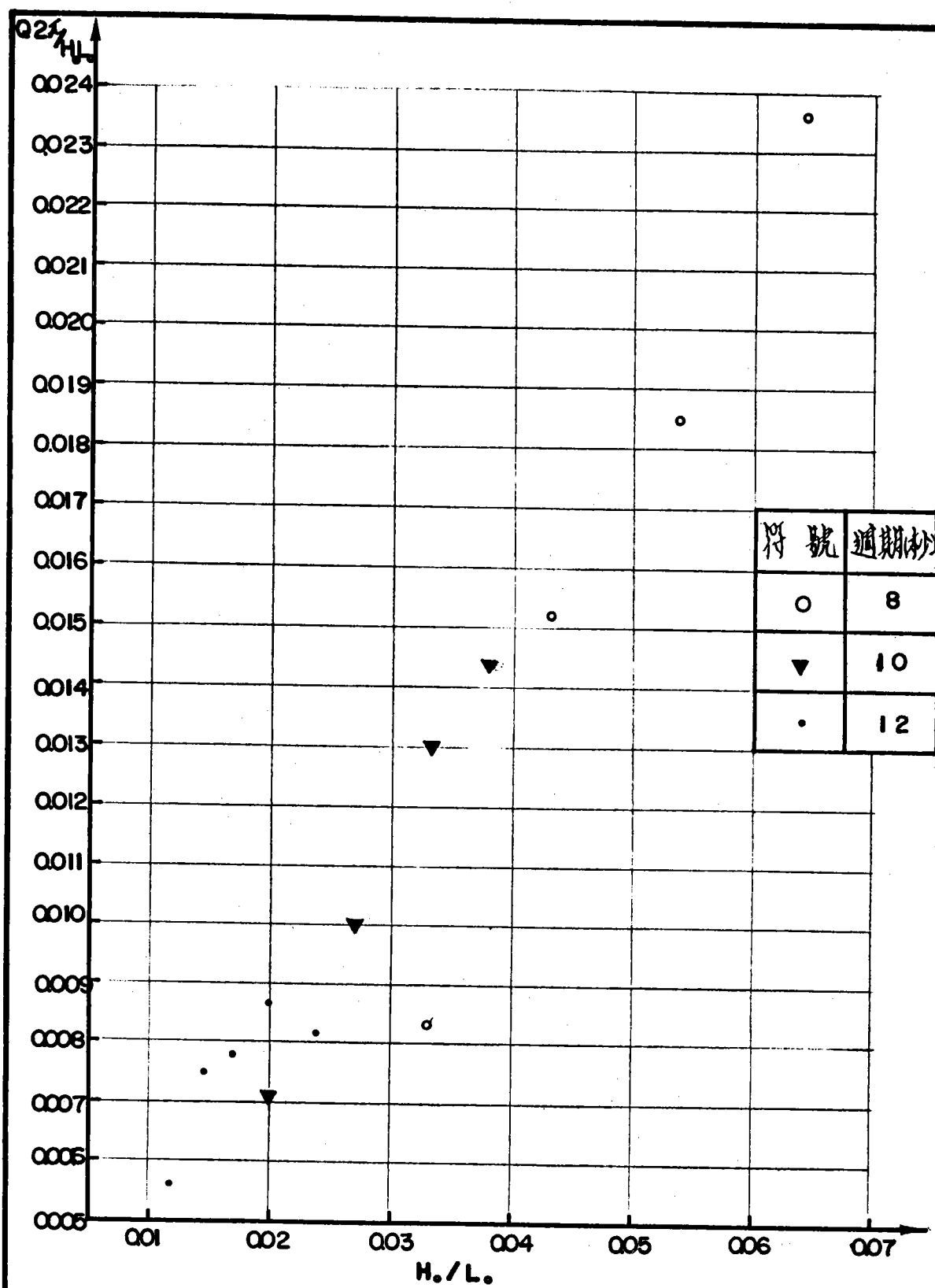
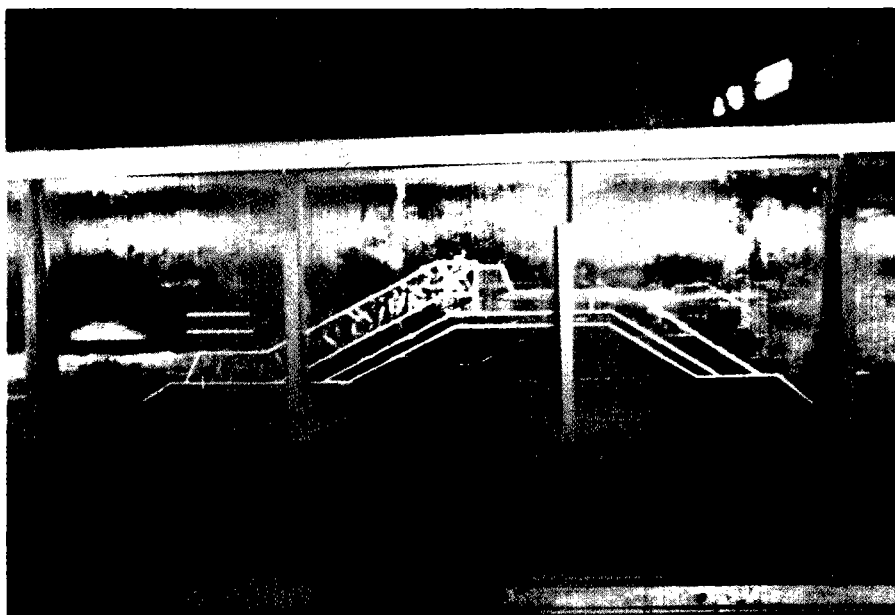
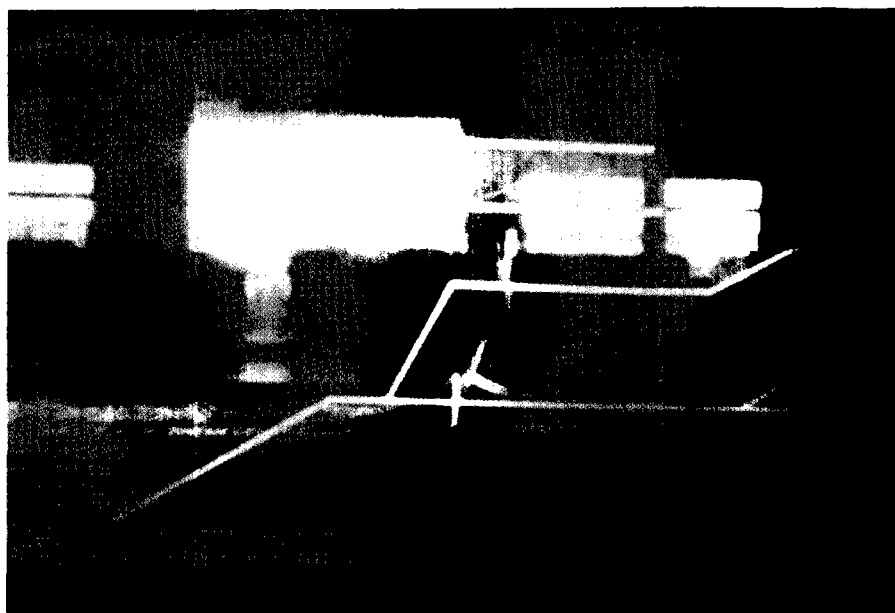


圖 22. 北防波堤第三斷面 $HHWL$. $Q_{2\%} H_0/L_0 - H_0/L_0$ 關係圖



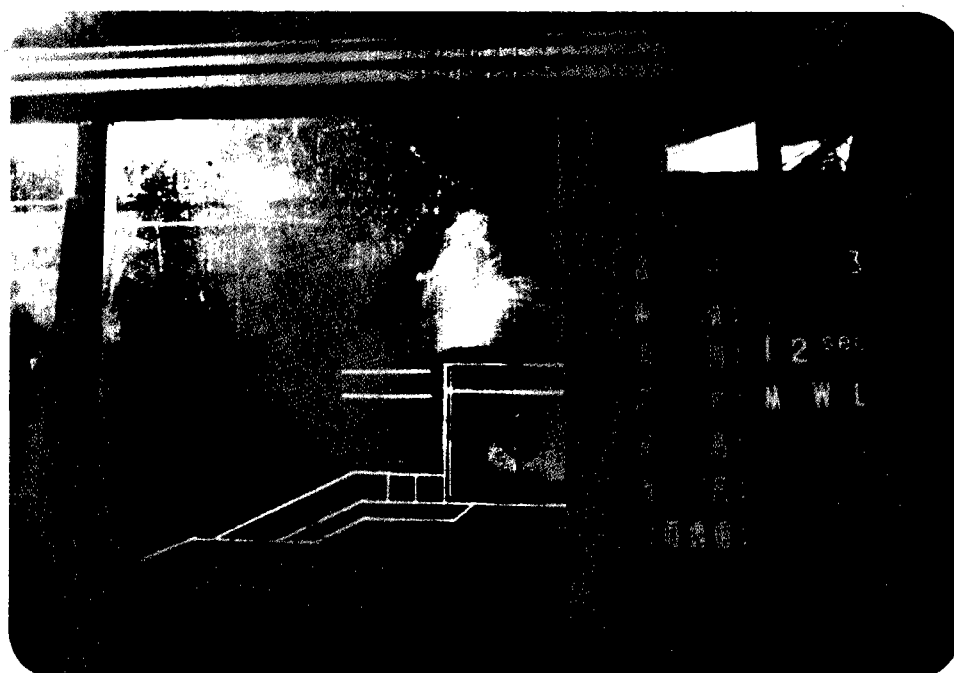
照片 2 北防波堤第二斷面未試驗前情形



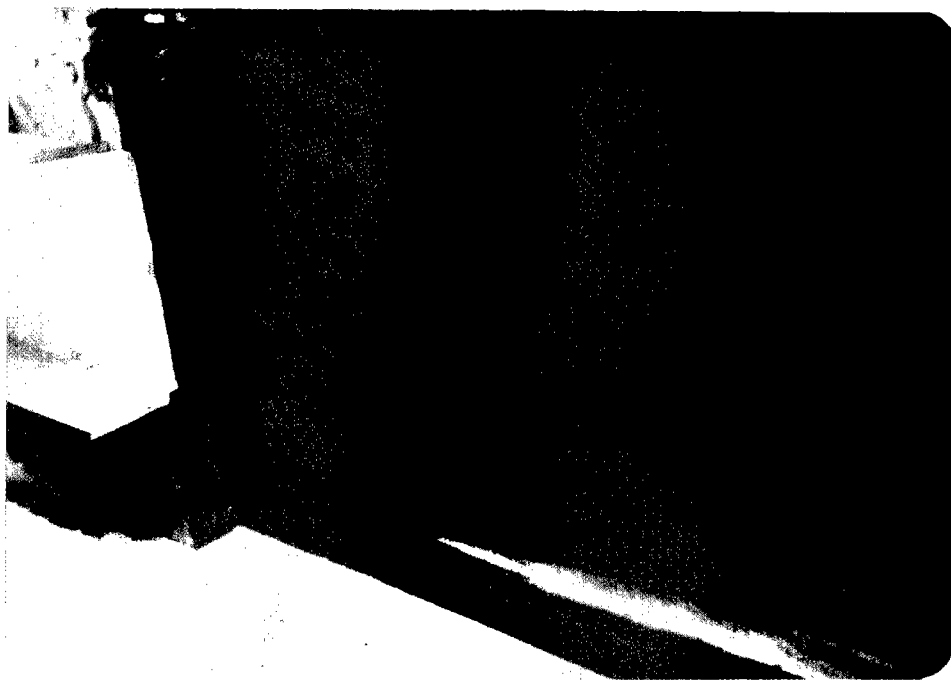
照片 3 北防波堤第二斷面，堤基塊右上冲情形



照片 4 北防波堤第二断面，堤基塊石上冲情形俯視



照片 5 北防波堤第三断面，断面模型試驗情形



照片 6 北防波堤第三斷面，斷面護基塊石滑落情形

表3 北防波堤斷面試驗情況

斷面編號	斷面位置	水位	週期 sec	護 基 塊 石 安 定 情 況	堤基與堤頂情況	備註
第一斷面	北防波堤 0 ^k +000 ~ 0 ^k +250	H.H.W.L.	8	H>2.4 M時，異型塊3個幌動	整個試驗，堤身安定，堤基無沖刷現象，堤頂有越波現象產生，但週期12秒時僅少量越波	
			10	H>2.0 M時，異型塊2個幌動，H>2.4 M時異型塊一個滾落		
			12	H>2.1 M時，異型塊1個幌動		
			8	堤身、異型塊均安定		
第二斷面	北防波堤 0 ^k +250 ~ 0 ^k +500	H.H.W.L.	10		無越波	
			12			
			8	H>5.6 M時，異型塊1個幌動，H>6.1 M時，異型塊一個滾落。		
			10	H>4.7 M時，異型塊1個幌動。		
		M.W.L.	12	H>3.0 M時，異型塊1個幌動。	各種週期均產生微量越波，但堤基塊石往上沖後堆於異型塊位置，如照片二	
			8	H>3.8 M時，異型塊2個幌動		
			10	H>3.3 M時，異型塊1個幌動		
			12	H>4.2 M時，異型塊3個幌動		
第三斷面	北防波堤 0 ^k +500 ~ 1 ^k +240	H.H.W.L.	8	H>4.0 M時，護基塊石開始滑落，H>5.9 M時護基塊石滑落至堤基處	整個試驗沈箱體安定，均有越波現象	
			10	H>5.1 M時，護基塊石開始滑落，H>5.7 M時護基塊石滑落至堤基處		
			12	H>4.0 M時，護基塊石滑落至堤基處		
		M.W.L.	8	H>4.0 M時，護基塊石開始滑落。	整個試驗沈箱體安定，當波浪增大時均產生越波現象	
			10	H>4.3 M時，護基塊石開始滑落，H>5.3 M時護基塊石開始移動		
			12	H>3.8 M時，護基塊石開始滑落		

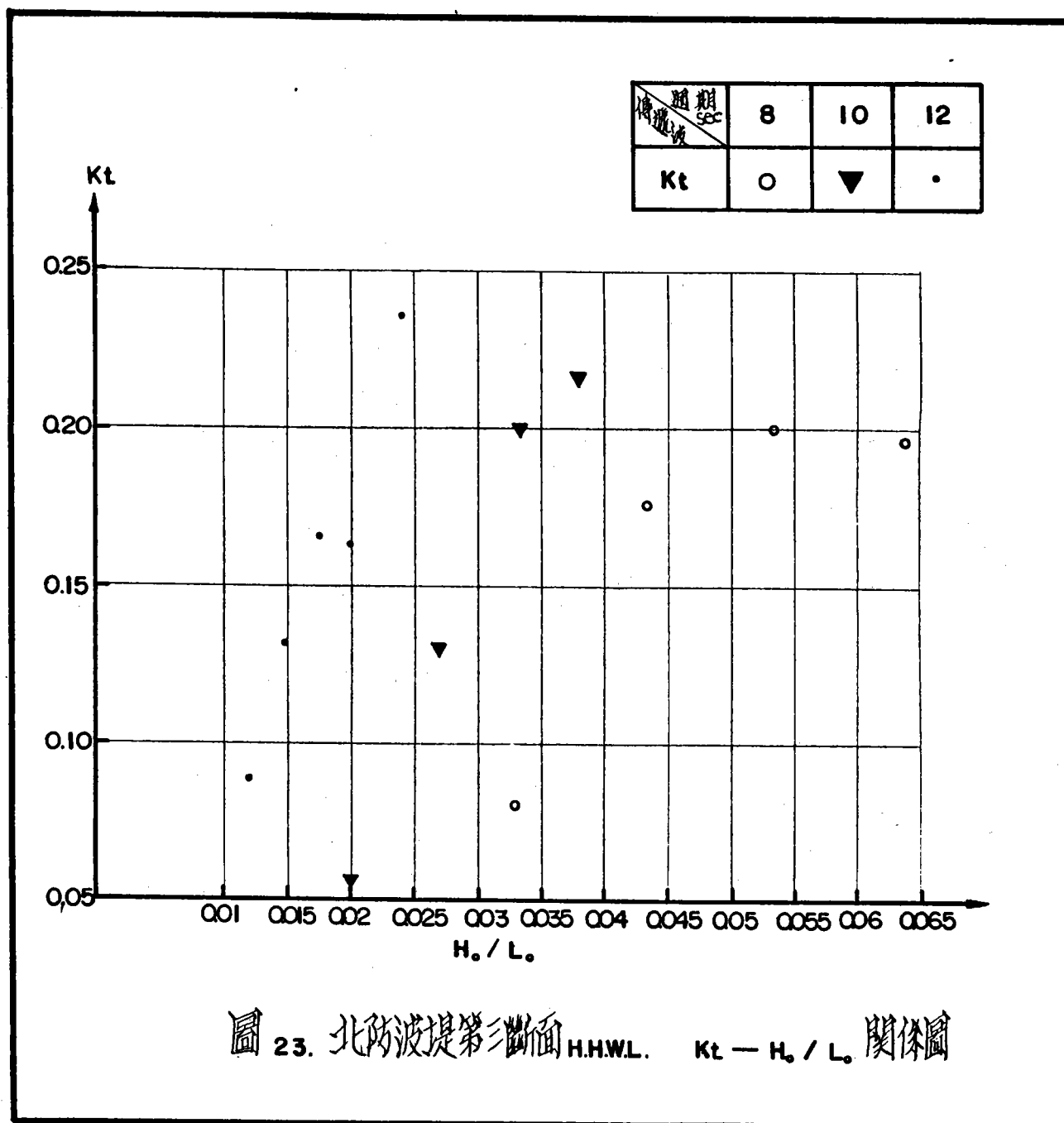
*註一：H表示入射波高

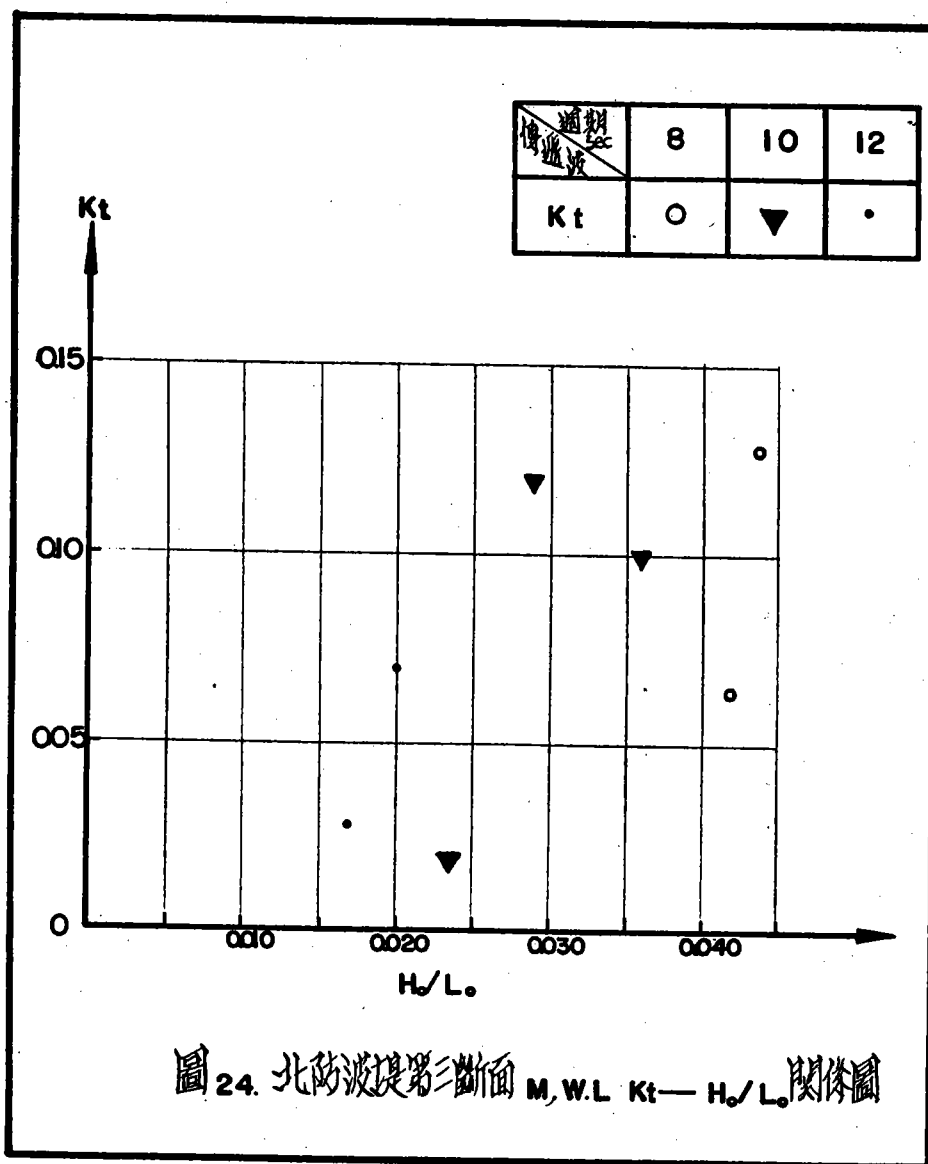
結果如圖 23 及 24，傳遞係數 (K_t) 隨 (H_o / L_o) 增大而增加，相同 H_o / L_o 則長週期較短週期為大。平均水位時，傳遞係數未超過 0.15，但高水位時，傳遞係數高達 0.235，此種傳遞波已足影響港池水域穩靜，故設計斷面堤頂有增設胸牆必要。

為瞭解中空三脚鼎塊，協克塊與雙 T 塊之消波性能，進行三種混凝土型塊之比較試驗，試驗所採用波浪條件如圖 25，第一斷面因水深較小，試驗波高大部未能達到設計波高已在堤前碎波，第二斷面平均水位試驗波浪亦未能達設計波高，試驗結果護坡混凝土型塊在較大波浪作用下雖有少數幾個型塊晃動，但對堤基、堤身安定均不構成影響。

各種型塊之反射係數均隨入射波浪尖銳度增加而減小，此種現象符合短波較長波容易減衰理論，除尖銳度較小時，反射係數超過 0.3 外，其餘均在 0.3 以下，反射係數與波浪尖銳度關係如圖 26 至圖 29。由圖中顯示，就整體而言，中空三脚鼎塊反射係數較協克塊稍微偏低，此可能因協克塊較中空三脚鼎塊拋放密度較大所造成。根據協克塊與中空三脚鼎塊標準排法，協克塊拋放個數較中空三脚鼎塊多約 0.5 成至 1 成。

第一斷面各種混凝土型塊越波量，如圖 30 所示，雙 T 塊由於採用不規則拋放，表面較不規則，越波量較其他兩種型塊顯著減小，而中空三脚鼎塊越波量亦較協克塊稍微偏低。





週期 T_p	8	10	12	碎波
符號	○	▼	.	φ

北防波堤
H.H.W.L

第一斷面
M.W.L

北防波堤
H.H.W.L

第二斷面
M.W.L

H(m)

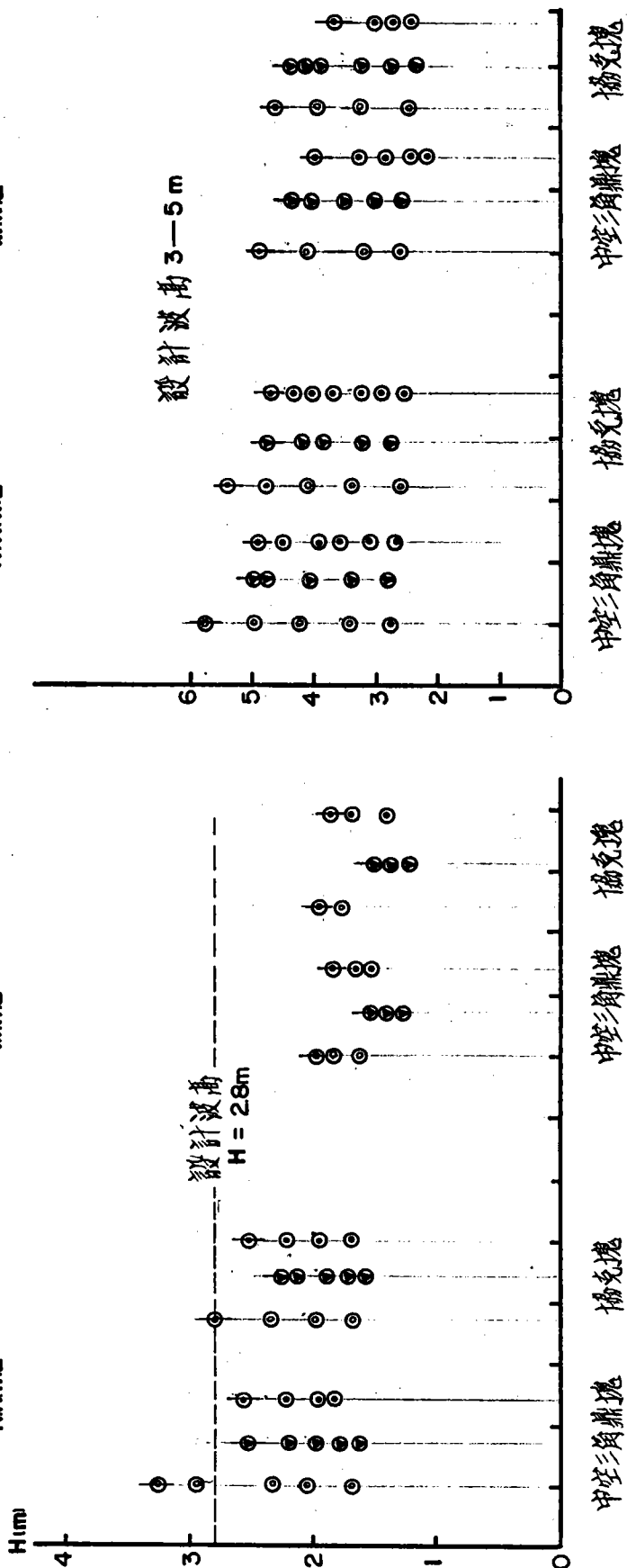


圖 25. 北防波堤第一、二斷面試驗波浪條件

雙丁塊	中三鋼塊	協克塊
將號	○	▽

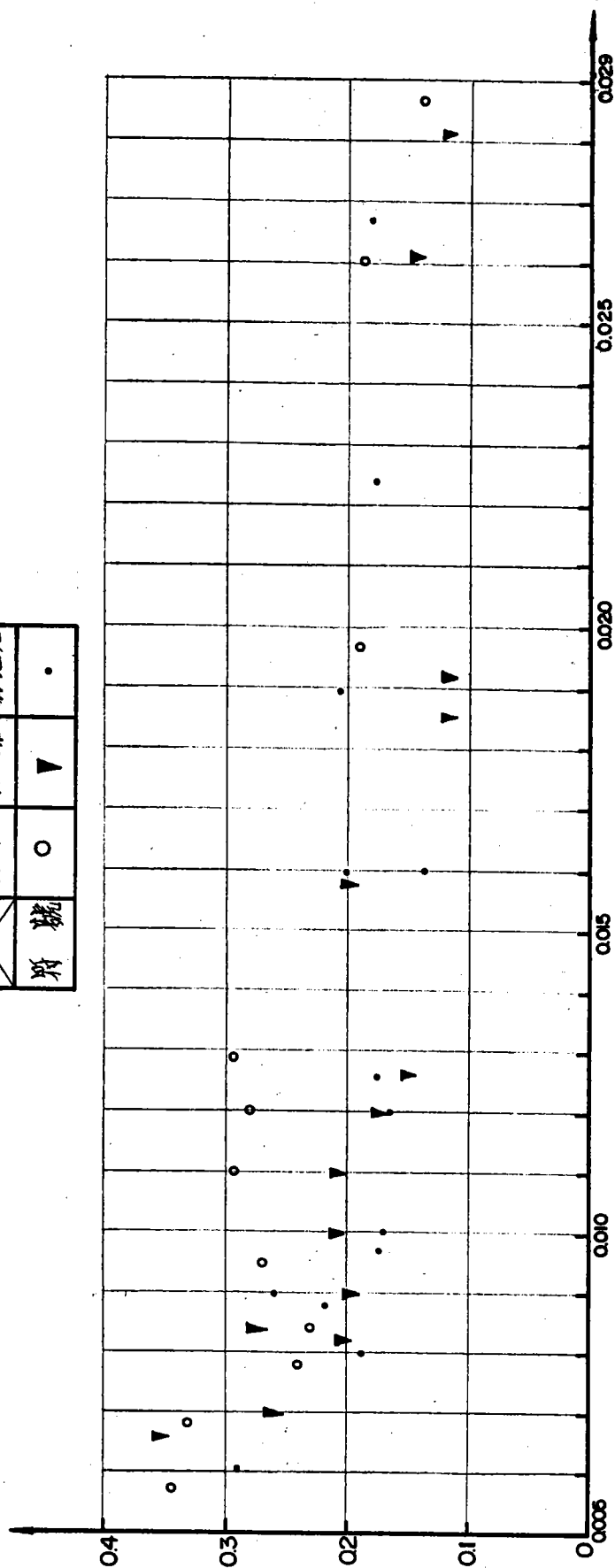


圖 26. 北防波堤第一斷面 H.H.W.L. 反射率 K_r 比較圖

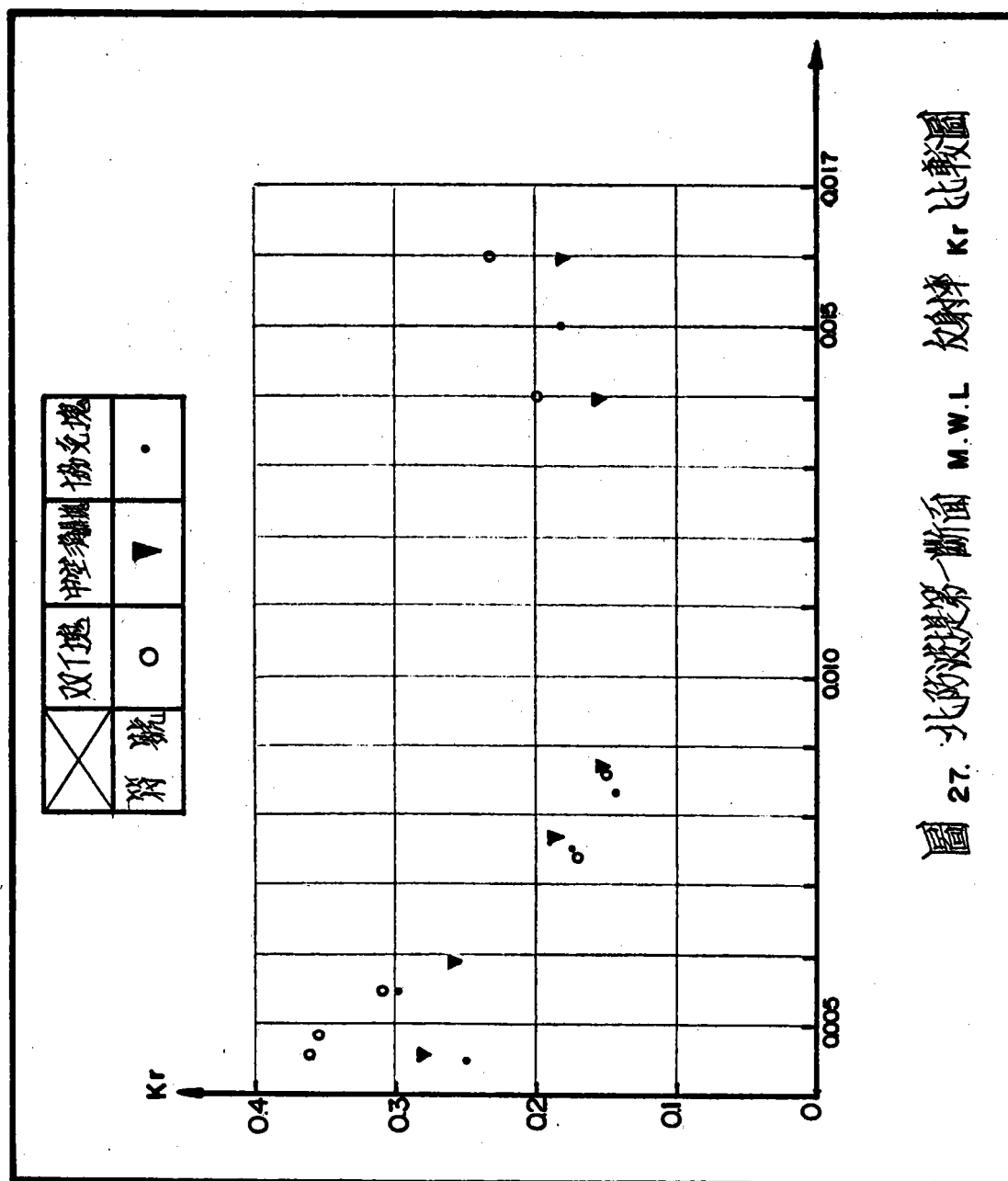


圖 27. 北防波堤第一斷面 M.W.L. 水位 Kr 比較圖

雙子塊	雙子塊	雙子塊
符號	○	▼
		•

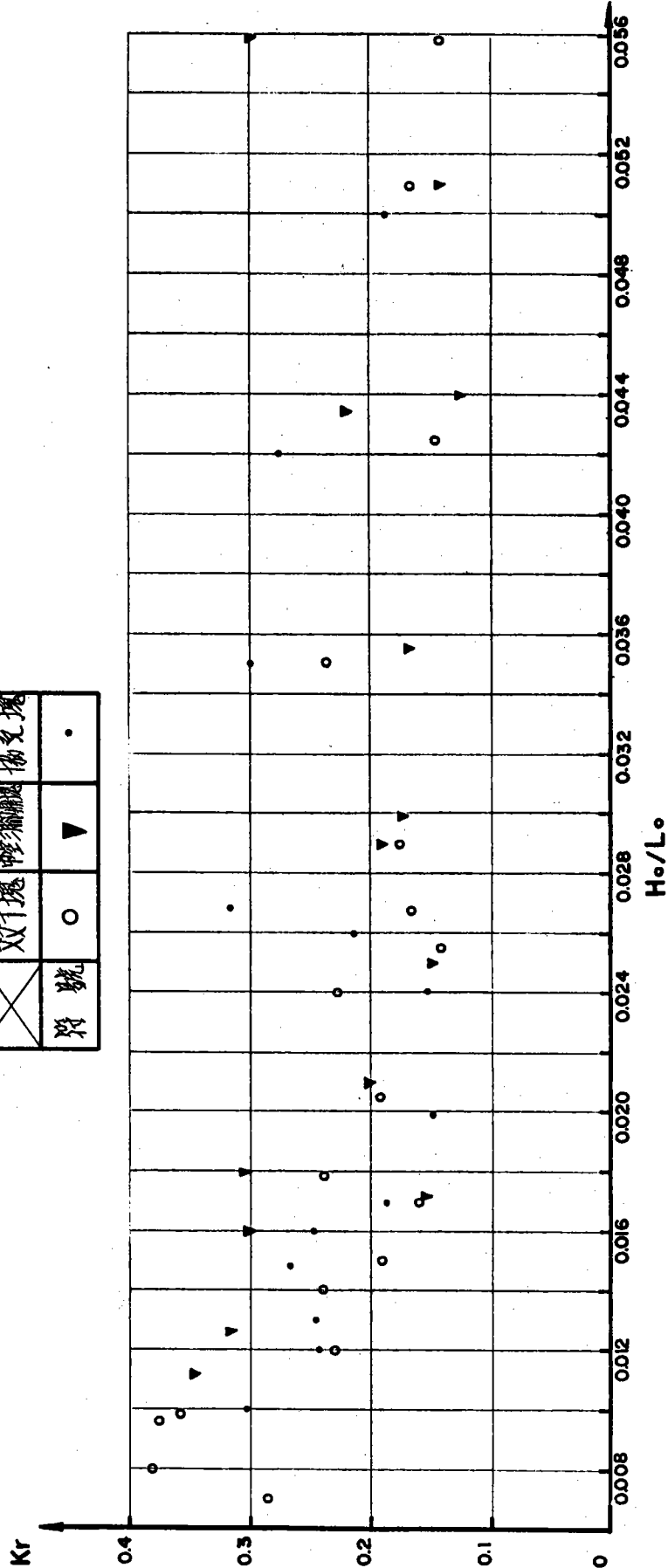


圖 28 北防波堤第二断面 H.H.W.L 反射率 K_r 比較圖

雙塊	雙塊	揚克塊
將號	○	▼

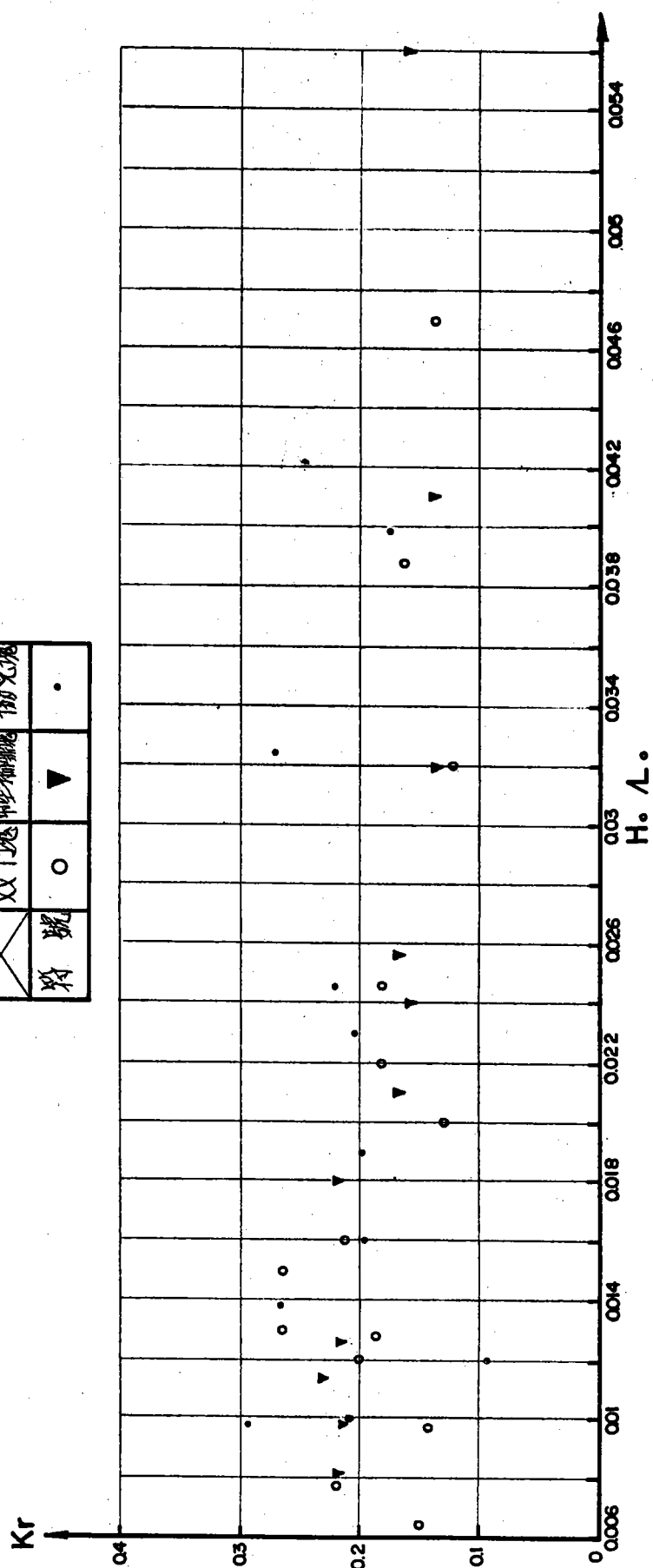


圖 29 北防波堤第二斷面 M.W.L. 反射率 Kr 比較圖

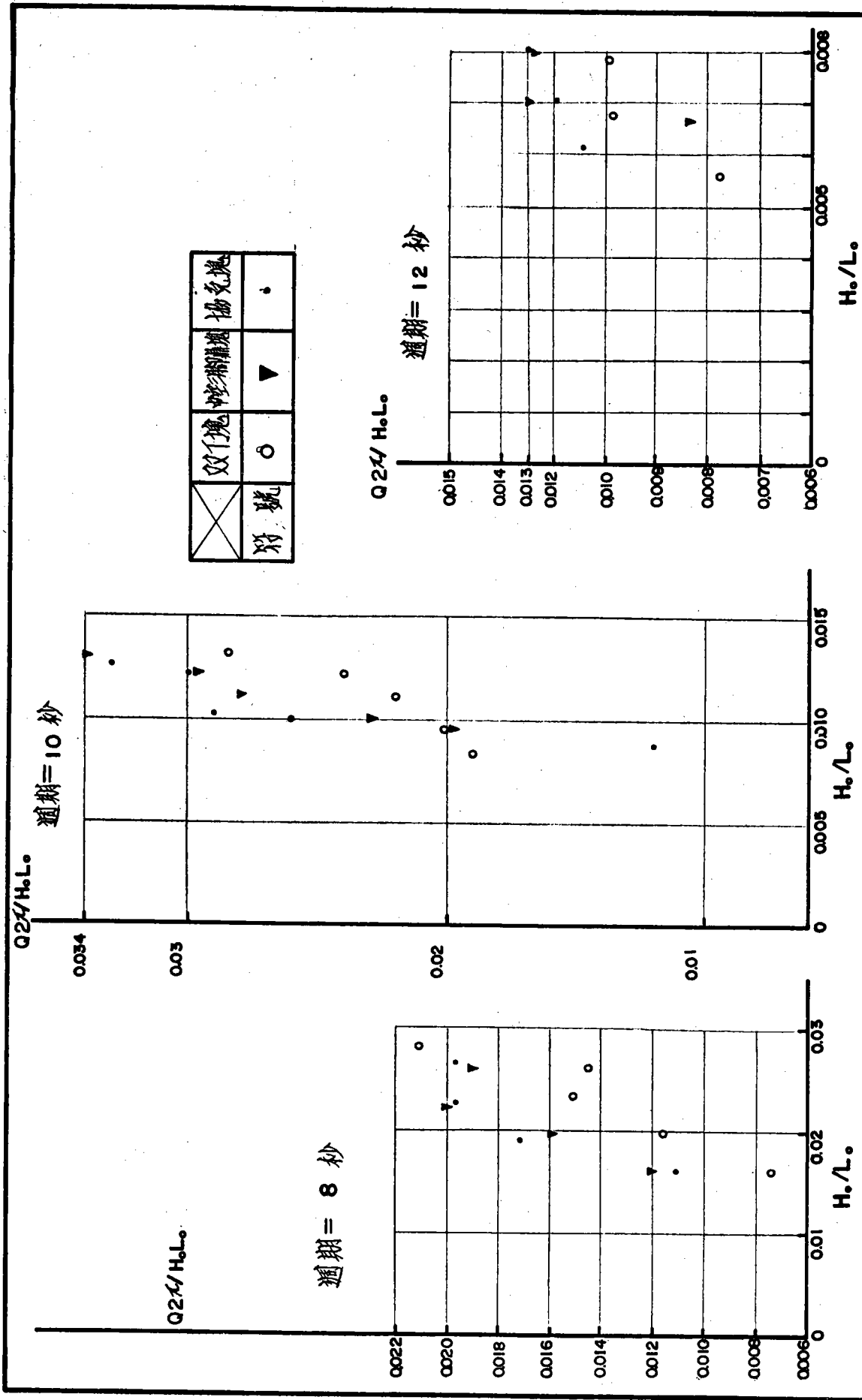


圖30 北防波堤第一斷面 H.H.W.L 越波量 $Q2/H0L0$ 比較圖

二、不規則波部份

北防波堤拋石斷面試驗結果顯示，作用於堤身波浪受水深限制，波高未達設計條件，已產生碎波；基礎拋石，護基混凝土型塊及堤身均甚安定無破壞現象，經與高雄港務局，中華顧問工程司洽商後，將南防波堤拋石斷面海側坡度由 1 : 2 改為 3 : 5，進行試驗，謹將試驗情形陳述如后：

南防波堤斷面均在風洞不規則波水槽進行試驗，所採用波浪係在未設置構造物斷面前先行率定試驗波浪，經整理後，試驗條件如表 4，由於水深限制，在平均水位 (MWL) 時，示性波高大都未能到達設計標準已在堤前碎波，試驗週期選在 8 ~ 12 秒，使能符合設計週期。

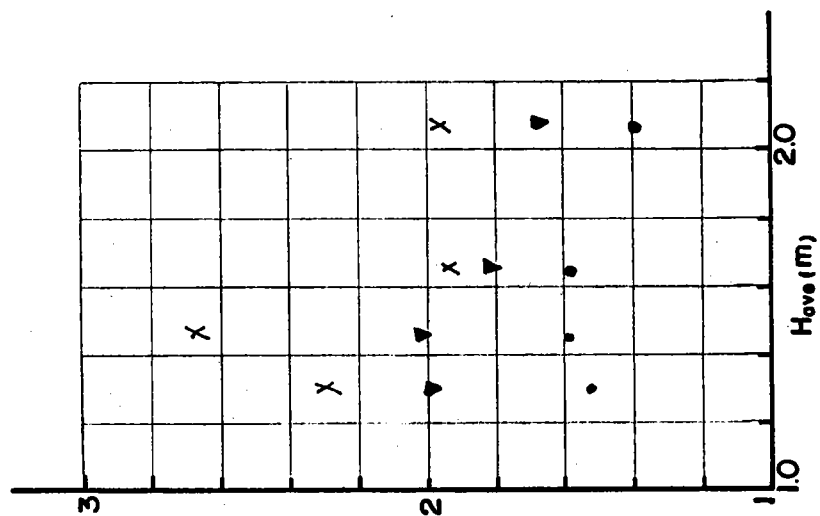
四種試驗斷面，不同水位，不規則試驗波浪，其最大波高 (H_{max})，十分之一最大波高 ($H_{1/10}$)，示性波高 ($H_{1/3}$)，與平均波高 (H_{ave}) 之關係如圖 31 ~ 34，試驗波浪取樣個數約為 50 至 70 個，資料顯示，示性波高約為平均波高之比約為 1.5 至 1.7 倍，在波浪倍計上應屬合理，惟最大波高則由取樣個數太少，變動甚大，後為平均波高之二倍。

試驗結果如表 5，各拋石堤海側護坡雙 T 塊及中空三脚型塊，雖有少量極輕微幌動，但均未滑落，堤基拋石在平均水位時略有沖刷現象，但未影響堤身安定，如照片 7 及 8，沈箱堤斷面 (第六、七斷面) 試驗結果護基塊石發生滑落現象，拋石受沖刷，堤頂越波，試驗前後如照片 9 至 14，北防波堤拋石堤規則波越波量試驗結果顯示，除第一斷面在高水位時產生較大之越波量，第二斷面由於堤頂高度已由第一斷面的 + 3.75 m 增加為 6.5 m，由於水深限制，即使在 H.H.W.L 試驗波高亦均未能超過 5 m，故在 H.H.W.L 情況下，越波量亦極有限。

符號	
	$H_{1/2}/H_{ave}$
	$H_{1/6}/H_{ave}$
	H_{max}/H_{ave}

H.H.W.L

$H_{1/2}/H_{ave}$
 $H_{1/6}/H_{ave}$
 H_{max}/H_{ave}



M.W.L

$H_{1/2}/H_{ave}$
 $H_{1/6}/H_{ave}$
 H_{max}/H_{ave}

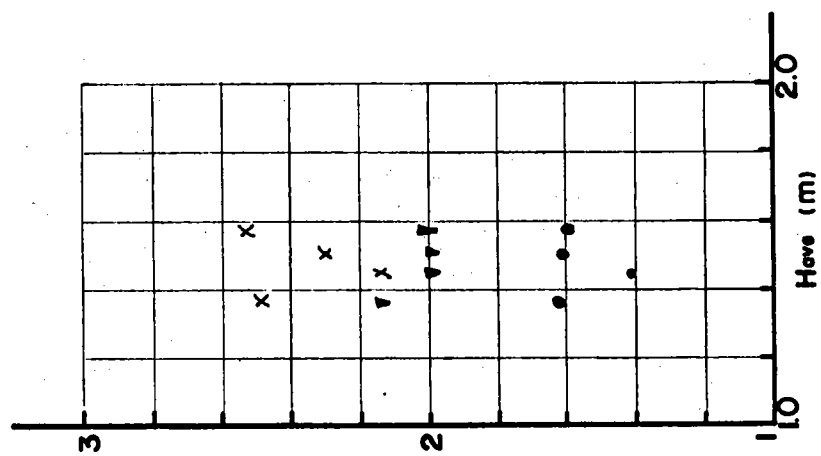
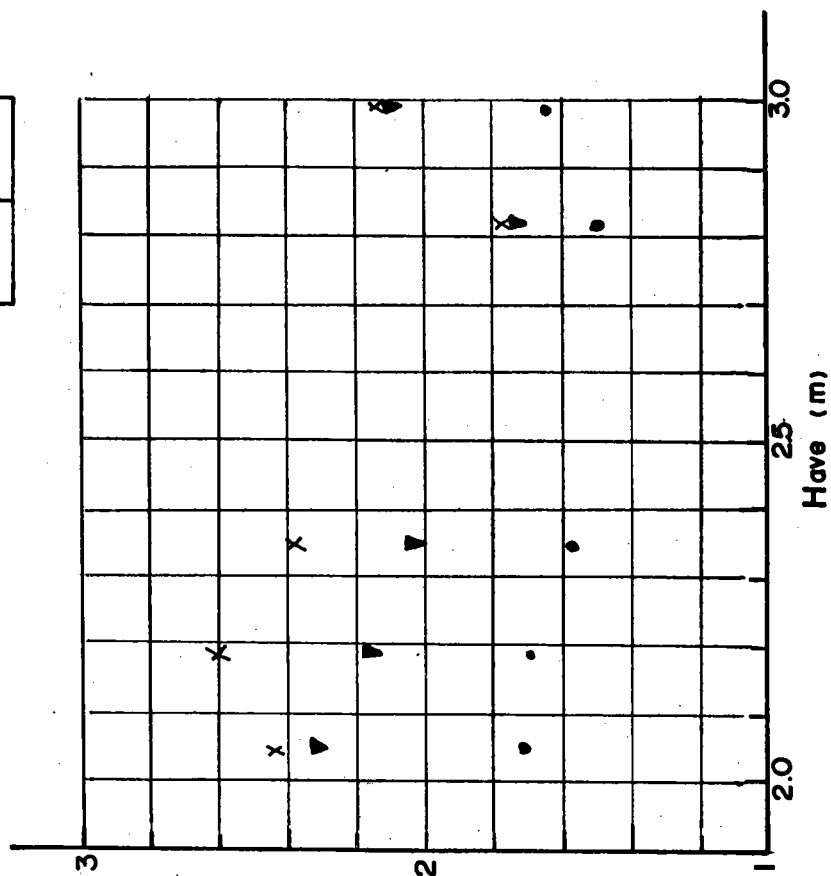


圖 31. 南防波堤第四断面 H_{max} $H_{1/6}$ $H_{1/2}$ 與 H_{ave} 關係圖

符號	$H_{1/3}/H_{ave}$
●	$H_{1/10}/H_{ave}$
▼	H_{max}/H_{ave}
X	

H.H.W.L

$H_{1/3}/H_{ave}$
 $H_{1/10}/H_{ave}$
 H_{max}/H_{ave}



M.W.L

$H_{1/3}/H_{ave}$
 $H_{1/10}/H_{ave}$
 H_{max}/H_{ave}

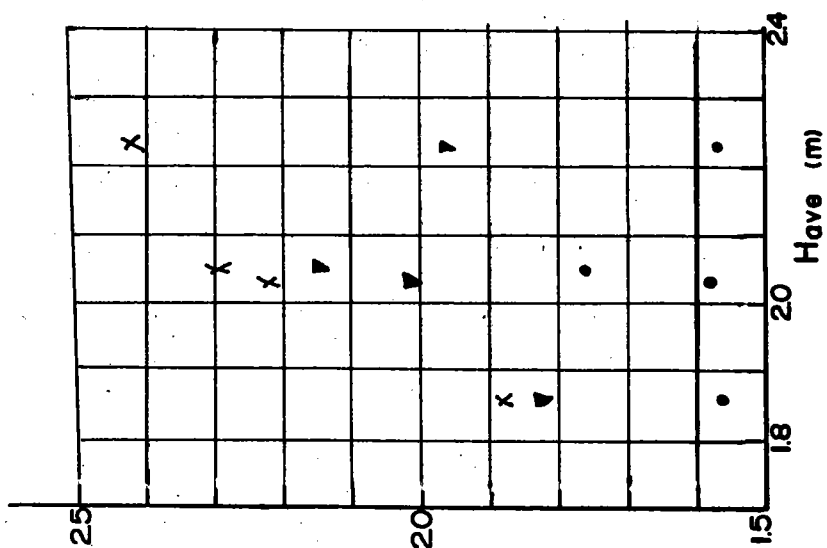


圖 32. 南防波堤第五断面 $H_{max}/H_{1/3}$ $H_{1/10}/H_{ave}$ H_{max}/H_{ave} 關係圖

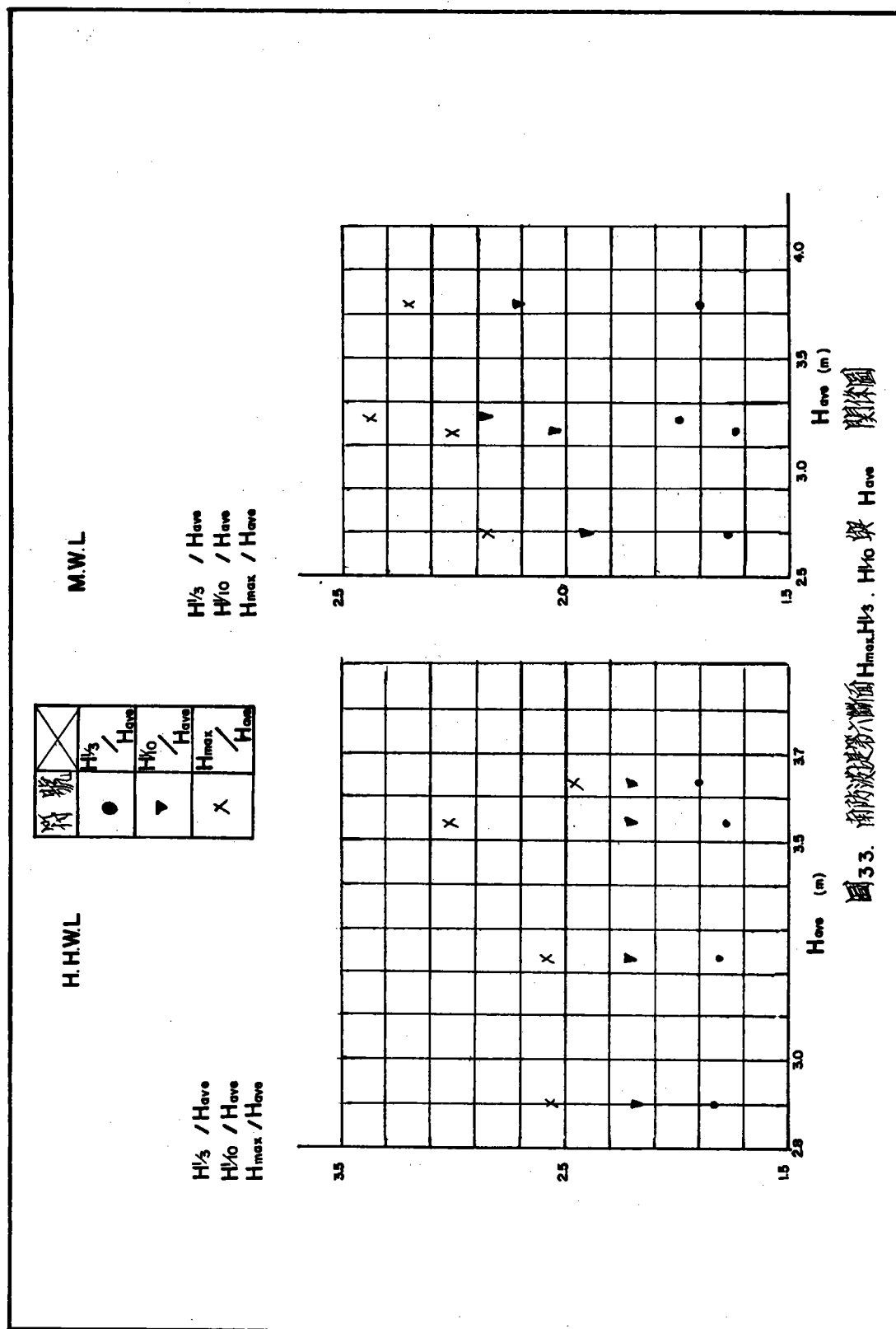
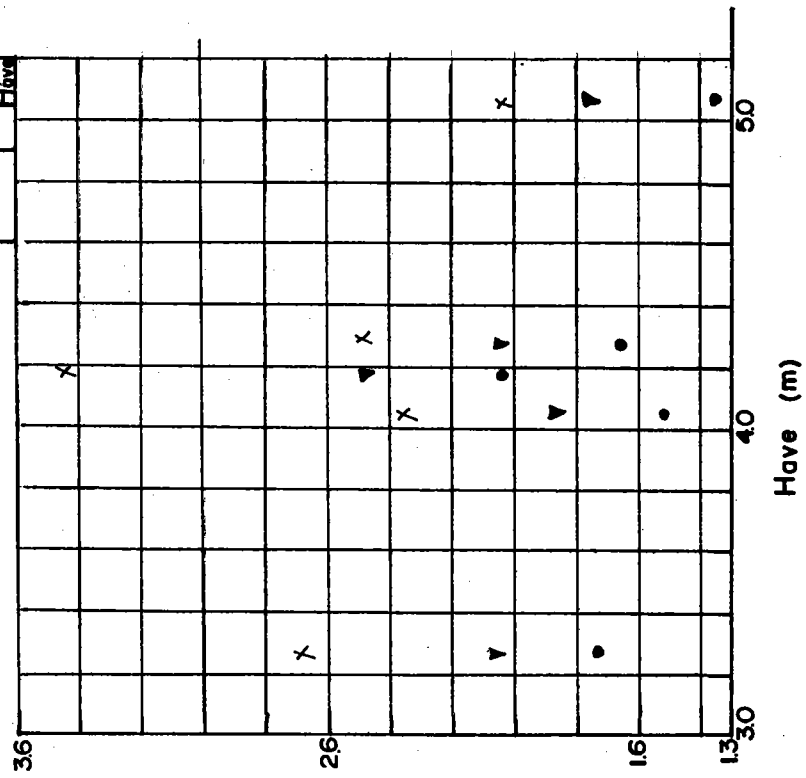


圖 3.3. 南防波堤第六斷面 $H_{max}/H_{1/3}$ 、 $H_{1/10}$ 與 H_{ave} 關係圖

符號	$H_{1/3} / H_{ave}$
●	$H_{1/10} / H_{ave}$
▼	H_{max} / H_{ave}
X	

$H_{1/3} / H_{ave}$
 $H_{1/10} / H_{ave}$
 H_{max} / H_{ave}



$H_{1/3} / H_{ave}$
 $H_{1/10} / H_{ave}$
 H_{max} / H_{ave}

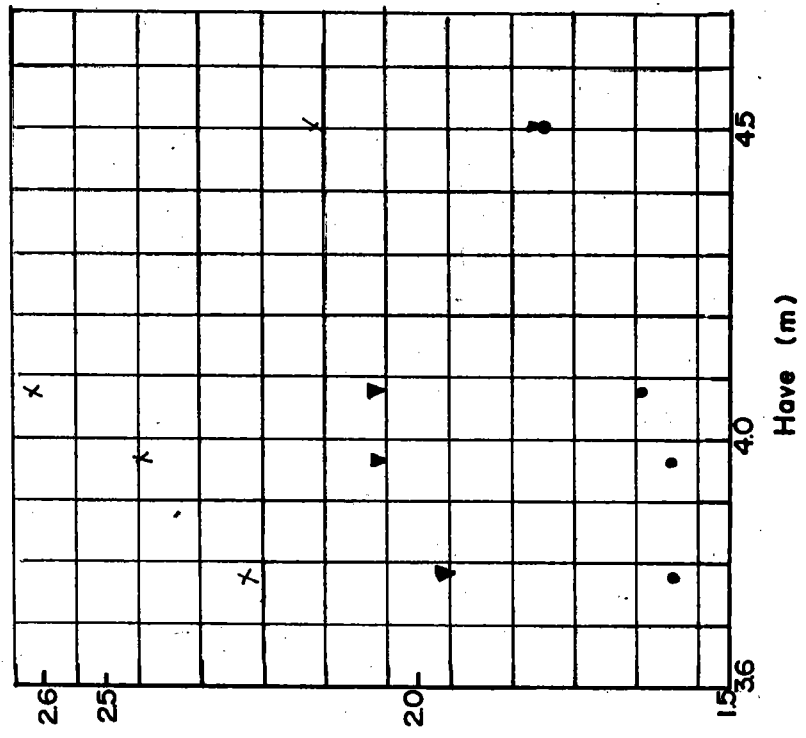
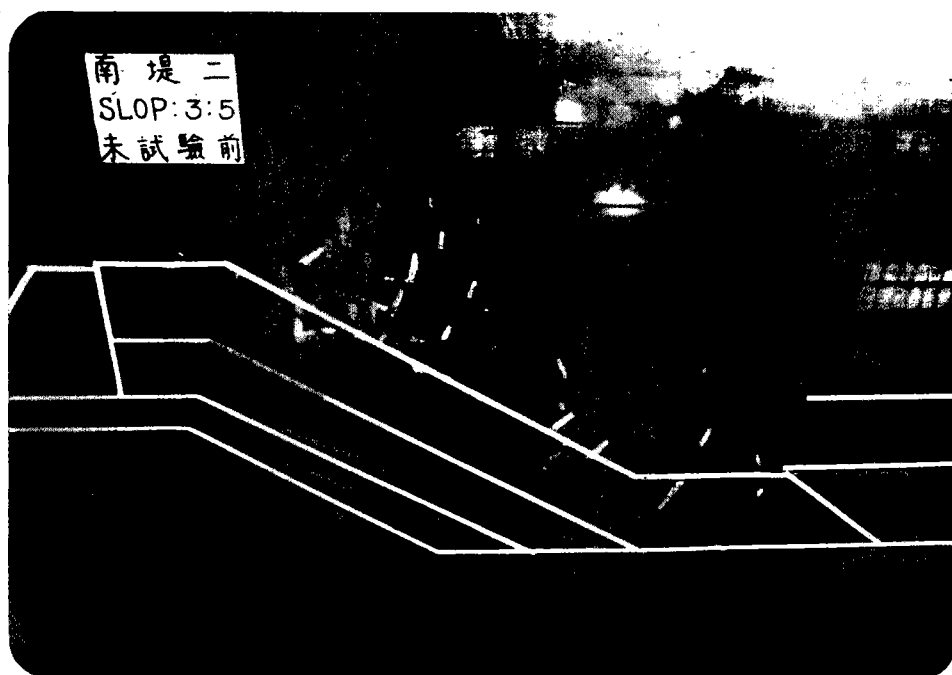


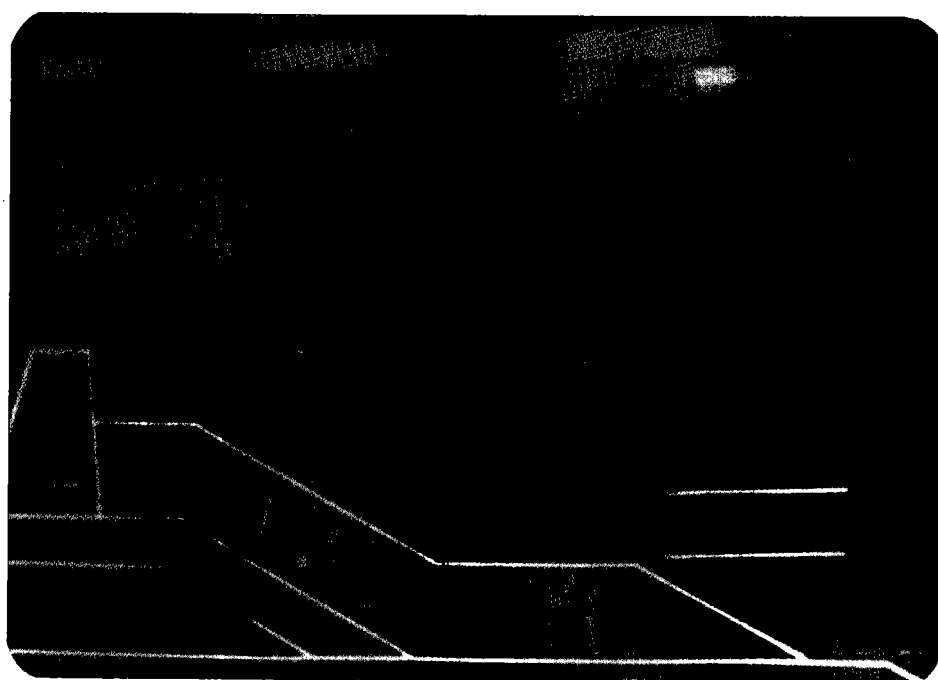
圖 34. 南防波堤第七断面 H_{max} $H_{1/10}$ $H_{1/3}$ 與 H_{ave} 關係圖

表4 湖防波堤不規則波浪作用情況

断面編號	断面位置	水位	入射波		相關之 $H_{1/10}, T_{1/10}$		相關之 H_{max}, T_{max}		堤前波浪情況	原型設計波高 $H_{1/3}$ (m)
			$H_{1/3}$ m	$T_{1/3}$ (sec)	$H_{1/10}$ m	$T_{1/10}$ (sec)	H_{max} m	T_{max} (sec)		
第四断面	南防波堤 0 ^k +000	H.H.W.L.	2.0	7.0	2.6	8.2	3.0	8.6	無碎波	2.8
			2.3	7.1	3.1	10.8	3.9	10.2	部份碎波	
			2.6	7.6	3.0	7.6	3.2	8.6	部份碎波	
			2.9	9.6	3.5	11.8	4.1	13.7	完全碎波	
	0 ^k +300	M.W.L.	1.9	5.9	2.5	7.8	2.9	10.3	無碎波	
			1.9	5.4	2.5	6.4	2.7	12.2	無碎波	
			2.1	6.9	2.6	7.8	3.0	8.6	部份碎波	
			2.2	7.6	2.8	8.9	3.5	10.9	完全碎波	
第五断面	南防波堤 0 ^k +300	H.H.W.L.	3.5	8.2	4.7	13.4	5.0	14.4	無碎波	3 ~ 5
			3.7	8.2	4.7	9.8	5.7	11.3	無碎波	
			3.7	11.0	4.8	12.3	5.6	13.5	部份碎波	
			4.2	10.8	4.9	12.8	4.9	11.5	部份碎波	
			4.9	13.3	6.3	15.3	6.3	17.1	完全碎波	
	0 ^k +450	M.W.L.	2.9	6.3	3.4	5.0	3.5	5.0	無碎波	
			3.2	7.5	4.1	11.4	4.5	11.6	無碎波	
			3.5	8.7	4.4	11.3	5.4	5.3	部份碎波	
第六断面	南防波堤 0 ^k +450 2 ^k +480	H.H.W.L.	4.7	8.8	5.8	10.9	6.9	12.2	部份碎波	5 ~ 9
			5.2	11.8	6.8	14.6	7.7	17.8	部份碎波	
			5.6	13.3	7.5	15.4	10.0	19.7	完全碎波	
			5.8	13.0	7.3	14.0	8.2	16.4	完全碎波	
		M.W.L.	4.3	10.1	5.2	12.1	5.8	16.6	部份碎波	
			4.8	10.8	6.1	11.2	6.8	13.4	部份碎波	
			5.3	12.1	6.7	16.1	7.5	18.5	完全碎波	
			6.0	13.6	7.5	15.2	8.4	19.3	完全碎波	
第七断面	南防波堤 2 ^k +480 4 ^k +230	H.H.W.L.	5.6	8.8	7.1	8.3	8.8	8.2	無碎波	9
			6.1	8.8	7.6	8.5	9.6	8.2	無碎波	
			6.8	12.6	9.0	15.7	10.3	12.1	部份碎波	
			7.0	14.0	8.8	18.0	10.6	17.9	部份碎波	
			8.5	16.3	10.4	17.5	12.4	20.1	部份碎波	
		M.W.L.	6.0	8.6	7.4	8.5	8.6	8.5	部份碎波	
			6.3	13.8	8.2	18.3	9.7	15.2	完全碎波	
			6.7	14.3	8.5	14.5	10.7	19.1	完全碎波	
			6.9	10.2	6.9	14.4	9.8	21.5	完全碎波	



照片 7 南防波堤第五斷面未試驗前情況



照片 8 南防波堤 $0^{\#}+000 \sim 0^{\#}+300$ 斷面模型試驗情形



照片 9 南防波堤 $0^k+450 \sim 2^k+480$ 断面未試験前情形



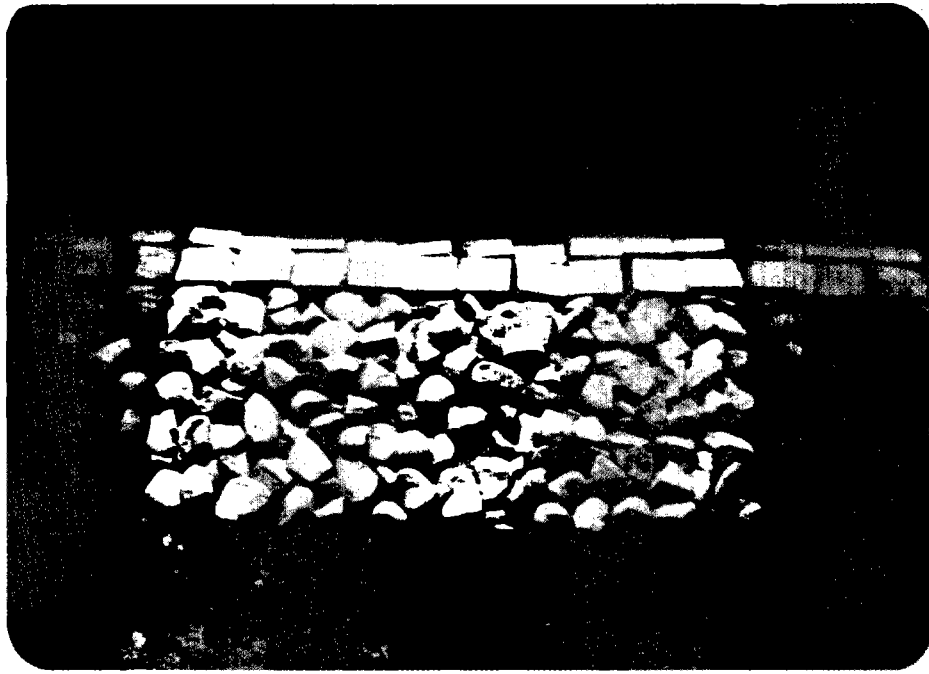
照片 10 南防波堤 $0^k+450 \sim 2^k+480$ 断面波浪作用情形



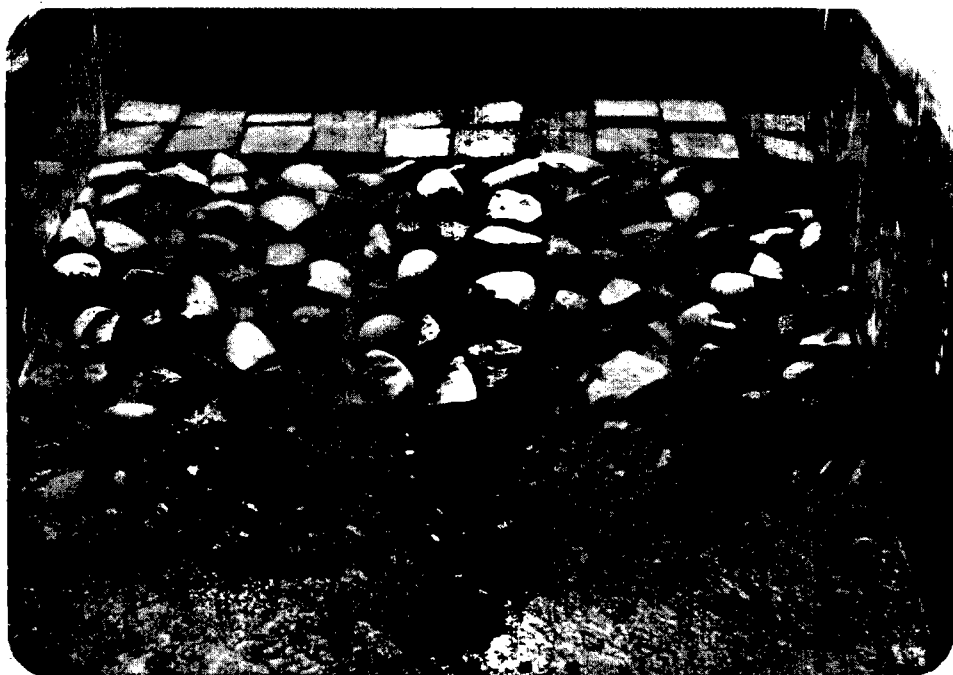
照片 11 南防波堤 $0^k+450 \sim 2^k+480$ 断面被覆塊石滑落情形



照片 12 南防波堤 $2^k+480 \sim 4^k+230$ 断面，未試驗前情形



照片 13 南防波堤 $2^k+480 \sim 4^k+230$ 斷面，未試驗前情形

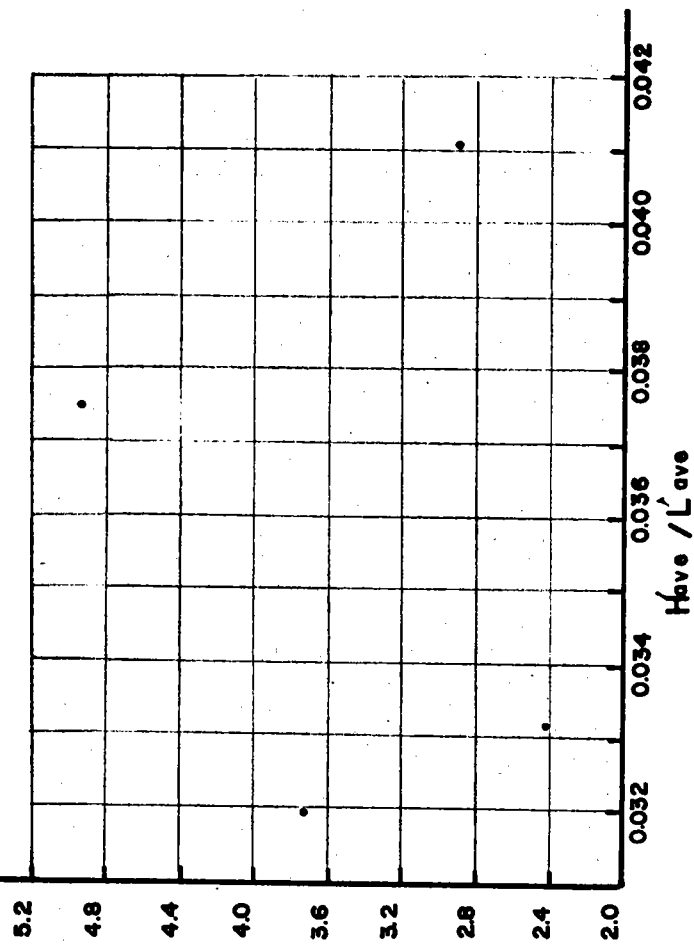


照片 14 南防波堤 $2^k+480 \sim 4^k+230$ 斷面，被覆塊石滑落情形

堤頂越波量試驗結果顯示南堤第四及第五兩斷面 ($0^k \sim 000 \sim 0^k + 450$) 僅在高水位時僅產生微量越波，主要係因為較大波浪受水深限制在堤前碎波。第六及第七兩斷面越波量與波浪尖銳度關係如圖35及36所示，由於影響越波量之函數太多，而資料太少，且量取時間稍短致未能在上述參數得到一致性關係。利用 R/d (堤頂高度與水深比) 繪 Q 與 H 關係如圖37，同一斷面越波量隨 R/d 增加而減少 Q 隨 H 增大而增加，但波高超過一界限則越波量反而減小，此係因碎波所導致。

傳遞波試驗結果顯示南防波堤第四及第五兩斷面由於水深限制未發生傳遞波。第六及第七斷面傳遞係數與波浪尖度 (H/L) 關係如圖38~39。試驗情況太少且傳遞波影響因數太多致未能獲得一致性關係，因傳遞係數與堤頂高及堤趾水深有直接關係，故將傳遞係數以入射波高及堤頂與堤趾水深比為參數如圖40，傳遞係數隨 R/d 減小而增加，在 $0.25 \sim 0.4$ 間較規則波有偏大之趨勢，推究其原因可能是傳遞波主要係由較大波浪所造成，而不規則波群中部份波高大於示性波高。第七斷面堤頂高度為 $+7.0\text{m}$ 不論高水位或中水位，傳遞係數均在 0.35 以上，設計時應酌量增加堤頂高度，以確保港池穩靜。

$Q2\epsilon/H_{ave}L_{ave}$ H.H.W.L



$Q2\epsilon/H_{ave}L_{ave}$ M.W.L

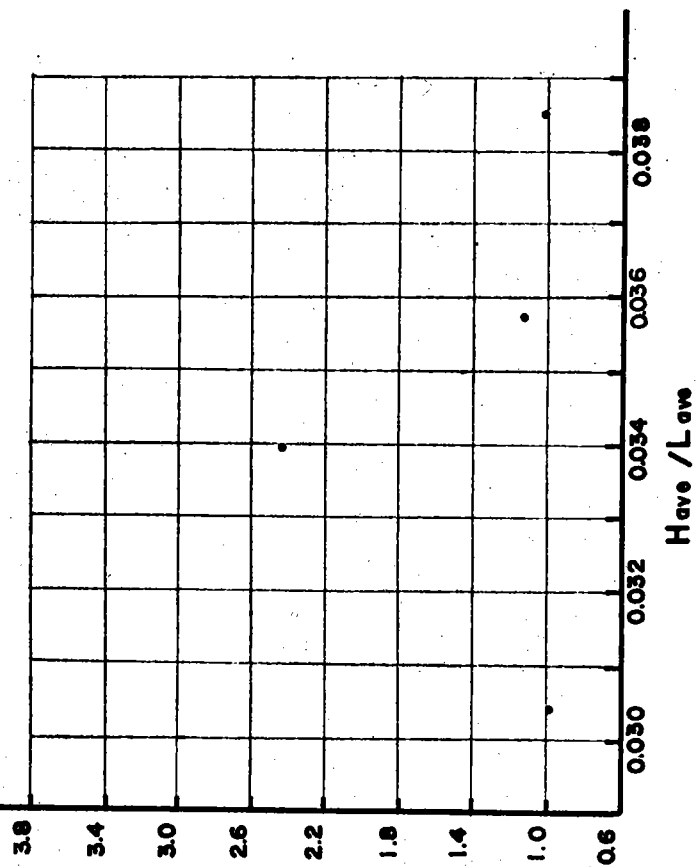


圖 35 南防波堤第六斷面 $Q2\epsilon/H_{ave}L_{ave}$ — H_{ave}/L_{ave} 關係圖

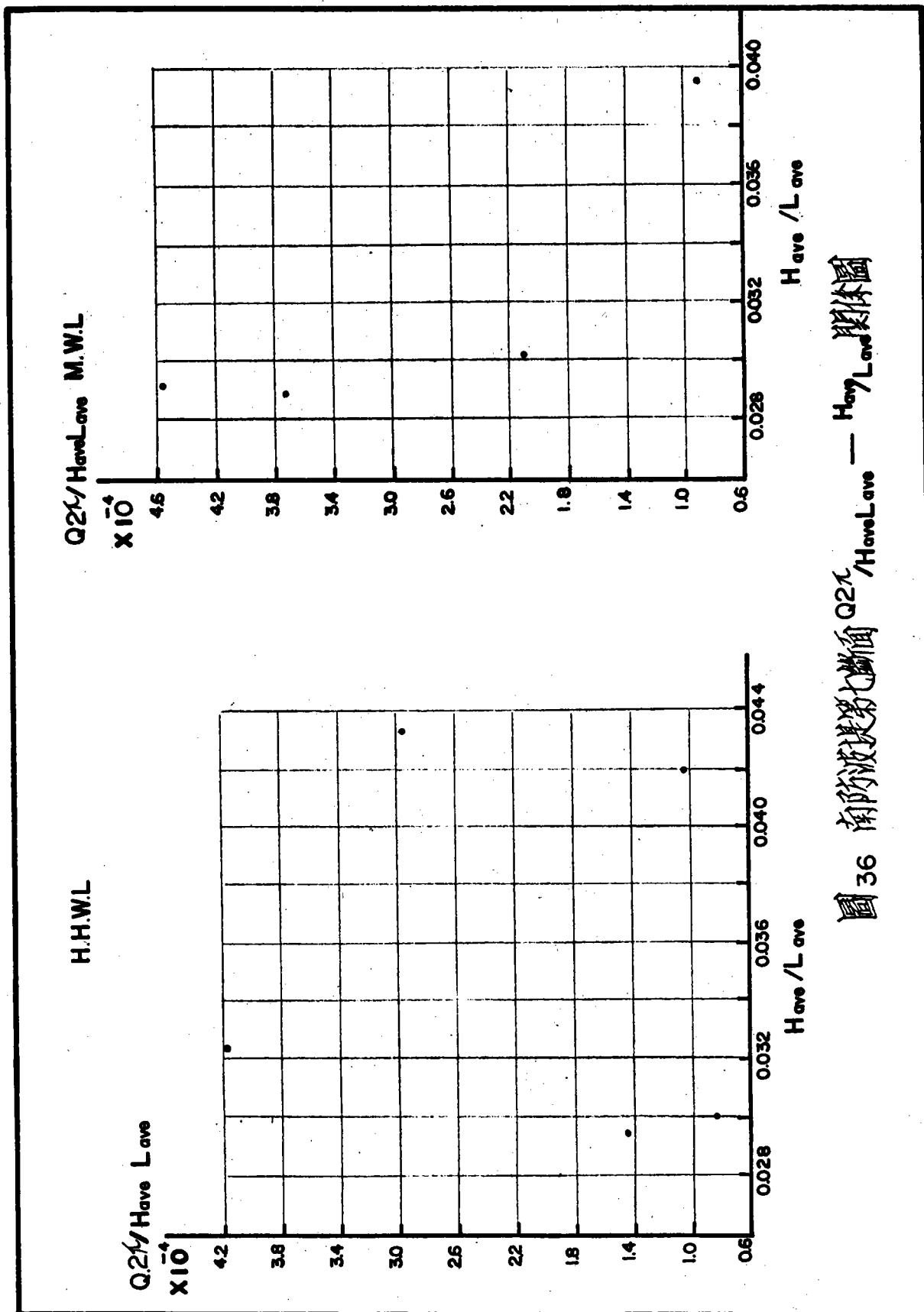
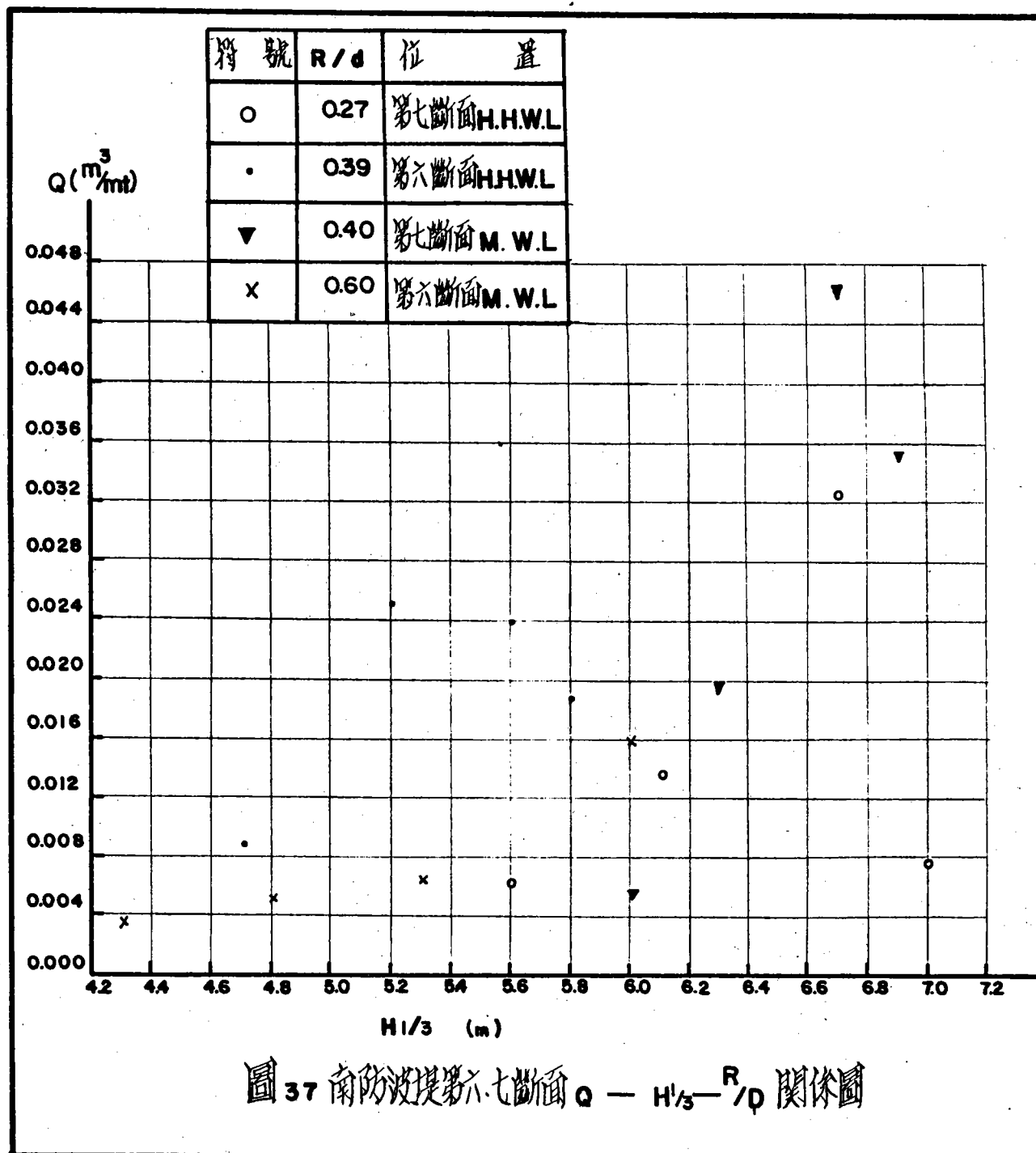


圖 36 南防波堤第七断面 Q2 π /Have L ave — Have/L ave 關係圖



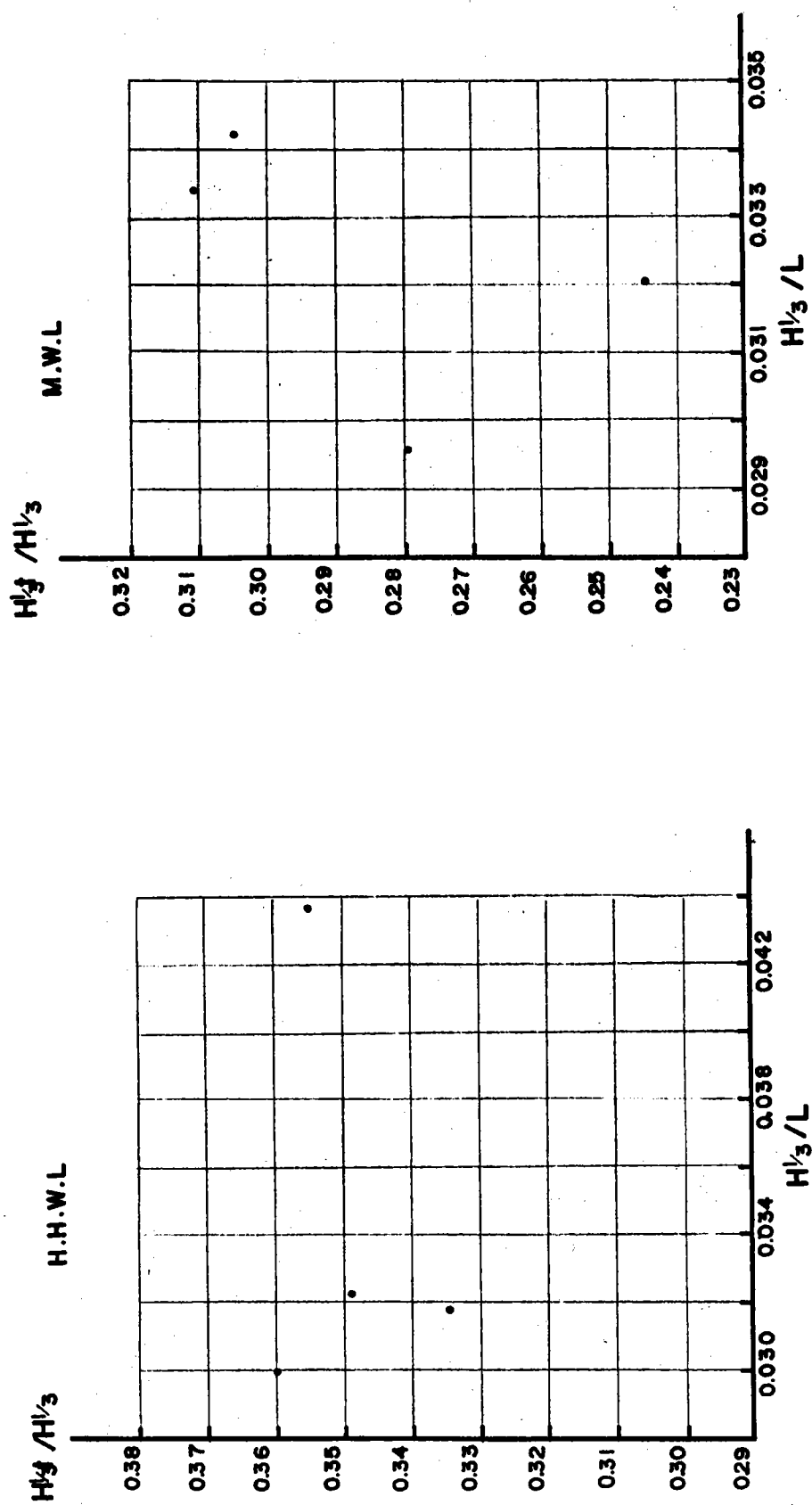


圖 38 南防波堤第六斷面傳遞波 $H^{3st}/H^{1/3}$ 與 H^{3st}/L 關係圖

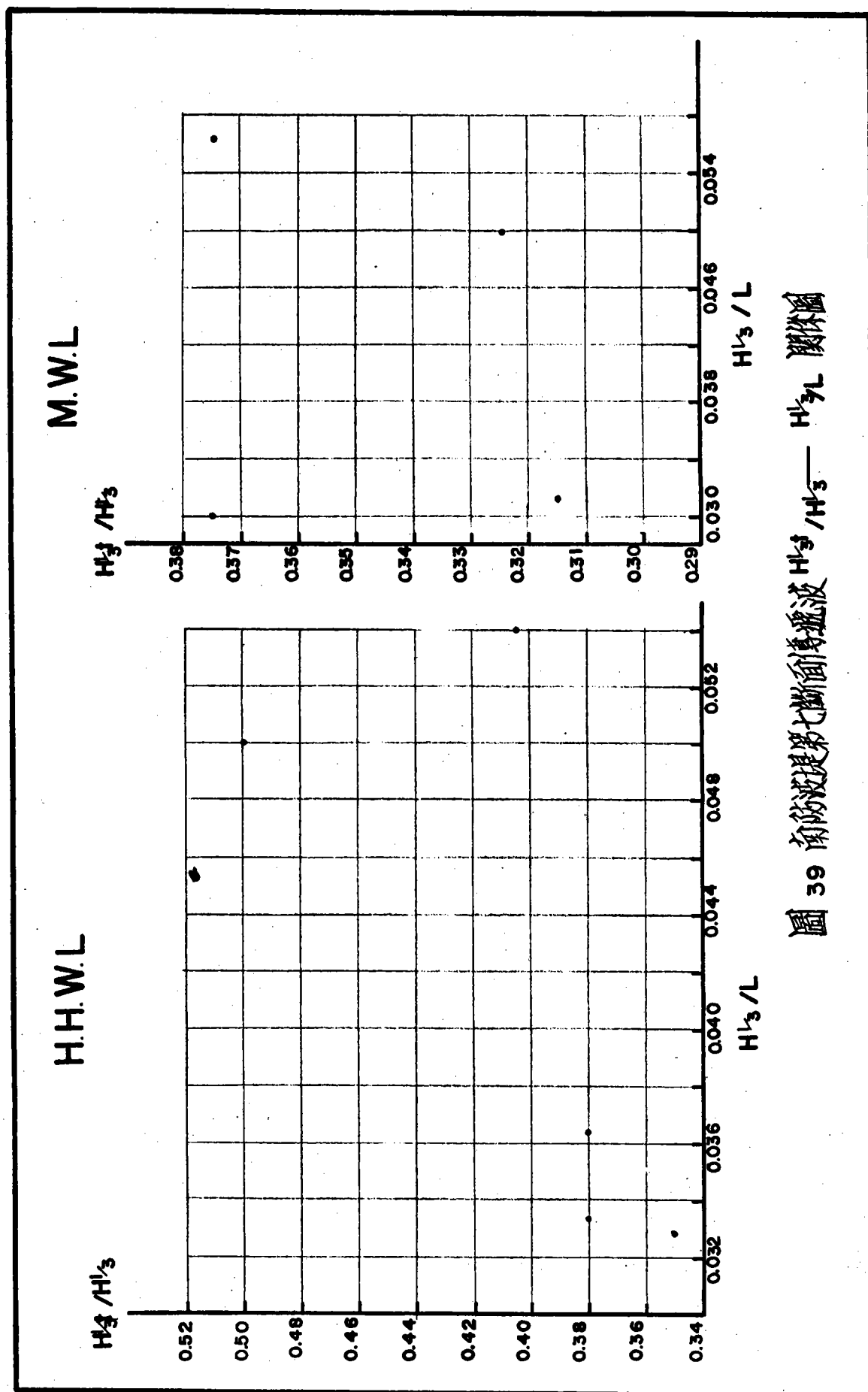


圖 39 南防波堤第七斷面湧浪波 $H_3 / H_{1/3}$ — $H_{1/3} / L$ 關係圖

符 號	R/d	位 置
○	0.27	第七断面 HHWL
•	0.39	第六断面 HHWL
▼	0.40	第七断面 M.W.L
x	0.60	第六断面 M.W.L

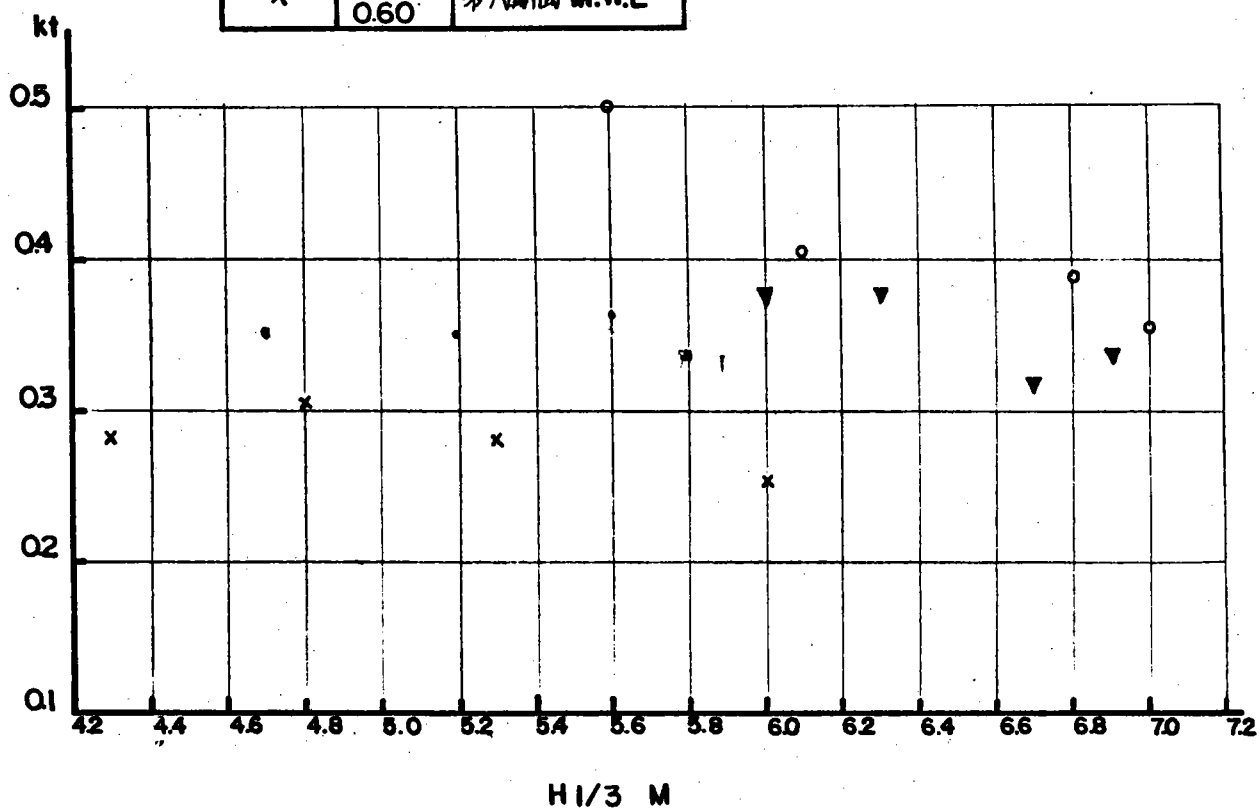


圖40 南防波堤第六、七断面傳遞係數 K_t — $H/3 M$ 關係圖

三、堤基沖刷安定試驗部分

堤基沖刷安定試驗選擇南防波堤 $0^k + 780$ 折角處，堤頭及漂沙試驗，南堤頭修正方案（向WSW方向延伸200m）三種情況進行定性試驗，茲將試驗結果分述如下：

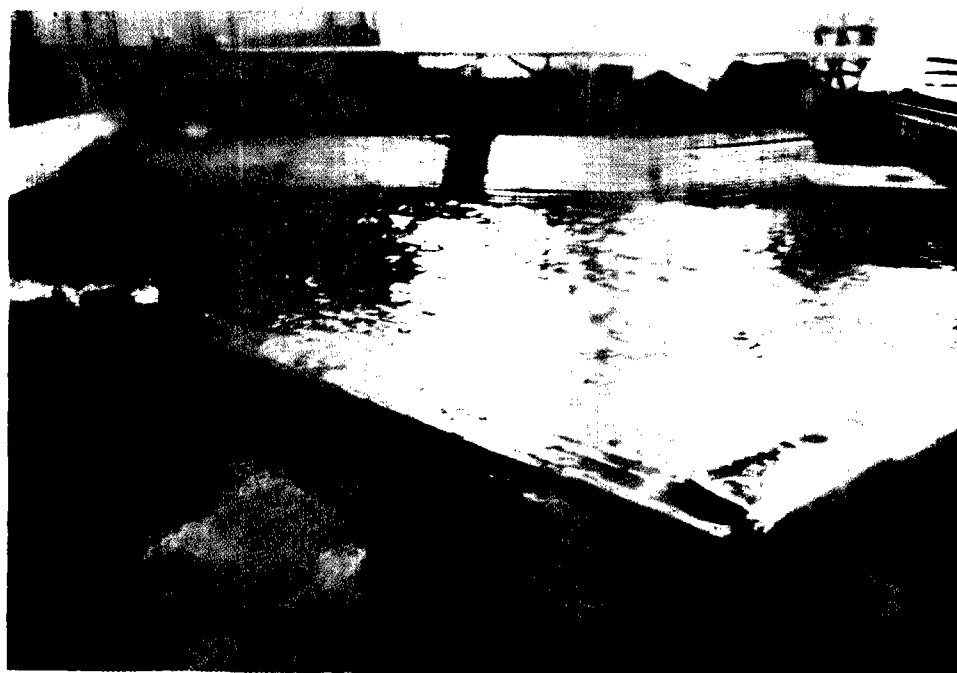
(一)南防波堤 $0^k + 780$ 折角處堤基沖淤試驗係於小型平面水池辦理，模型縮尺採用 $1/36$ ，入射波向與防波堤佈置如圖12，初期地型模型佈置如照片15，試驗情形如照片16，經SSE方向波高6.7 m，週期10 sec在模型上作用180分鐘後，地形如照片17及18所示，試驗結果顯示，折角兩側有沖刷現象，此係由於波浪撞擊折角處後在兩側產生短峯波（short crest wave），因波谷水分子運動速度較大所造成。再向兩側延伸則為堆積。但在模型上經過相當大之波浪作用長達180分鐘後，堤防基礎仍甚穩定，雖有少數塊石滑落，但不影響堤基穩定。

(二)堤頭處三度空間堤基沖刷試驗於小型試驗水池辦理，模型縮尺採用 $1/36$ ，SSE向，入射波與堤頭相關方位如圖10。初期地形如照片19，試驗過程中波浪沖擊防波堤情形如照片20，受波高9.7 m，週期10 sec波浪作用150分鐘後堤基地形及塊石滑落情形如照片21及22所示，護基塊石滑落覆蓋於內層拋石，但堤基，堤身均仍維持穩定。堤前地形受波浪侵襲後，並無明顯刷深或淤淺現象。

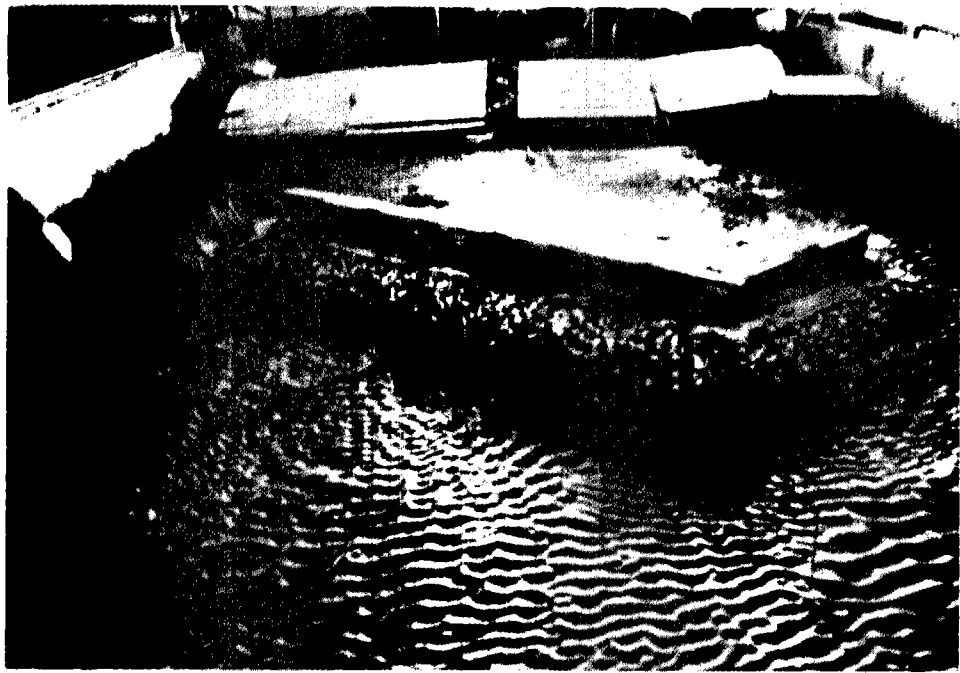
從上述兩種情況試驗結果顯示，堤前沖淤情形不如想像嚴重，研判造成此種現象之主要原因為水池太小，模型佔去水池寬度之大半，波浪受四周岸壁重覆反射作用，產生短峯波振盪現象，不能重現原型帶動土砂之沿岸流。且模型後側空間受限制，致該堆積量到達飽和後，受波浪作用起之移動，漂沙無處容納，而在原地附近淤積。故第三種試



照片 15 南防波堤 0^k+780 折角處初期地形模型



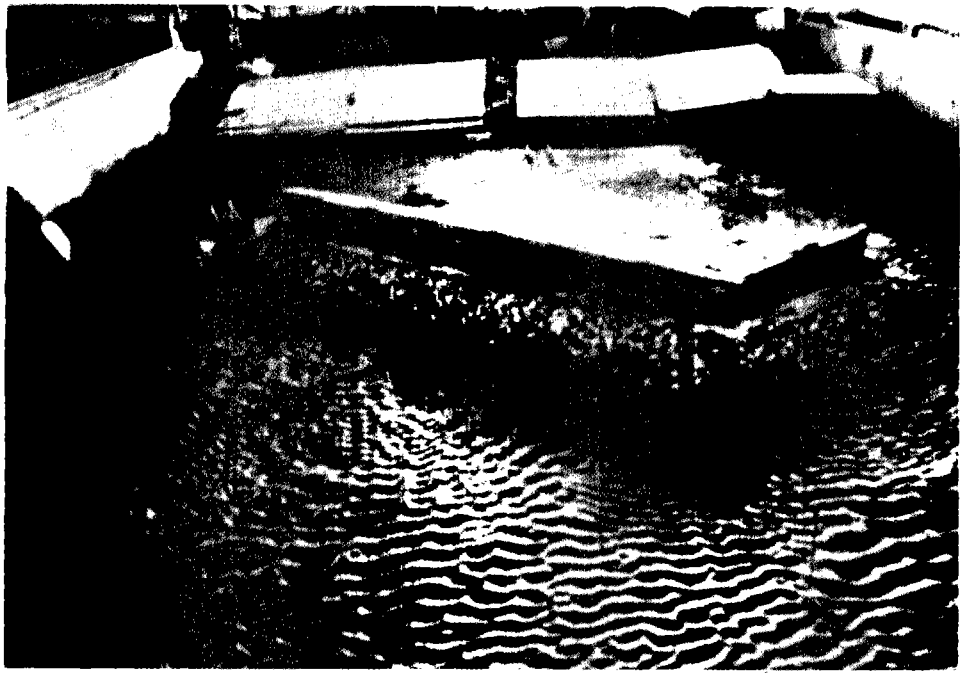
照片 16 南防波堤 0^k+780 折角處試驗情況



照片 17 南防波堤 0^k+780 折角處造波 180 分鐘後模型上地形情況



照片 18 南防波堤 0^k+780 折角處造波 180 分鐘後，堤基塊石滑落情況



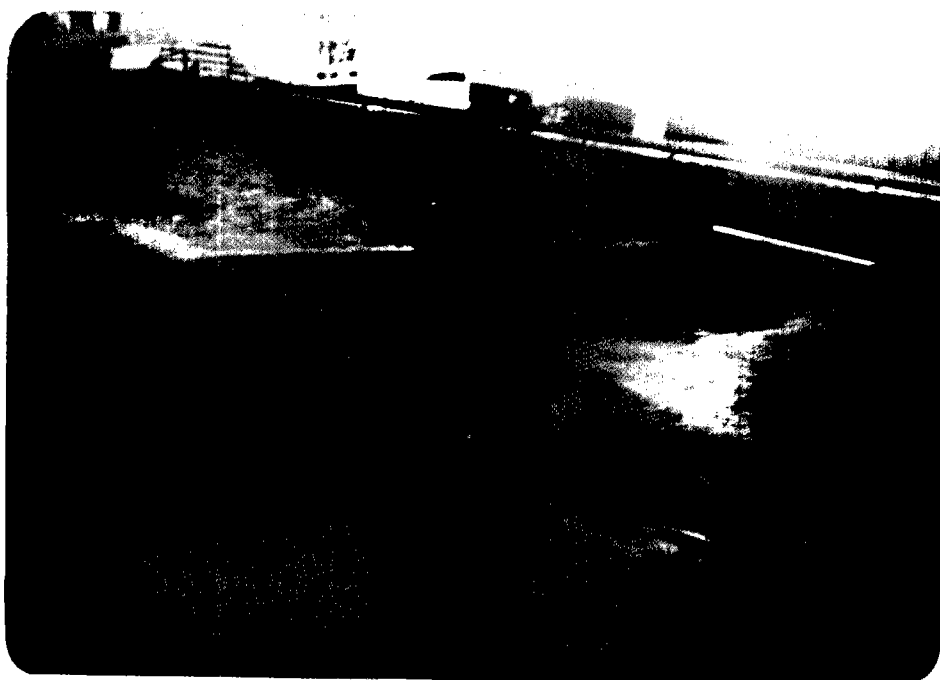
照片 17 南防波堤 0^k+780 折角處造波 180 分鐘後模型上地形情況



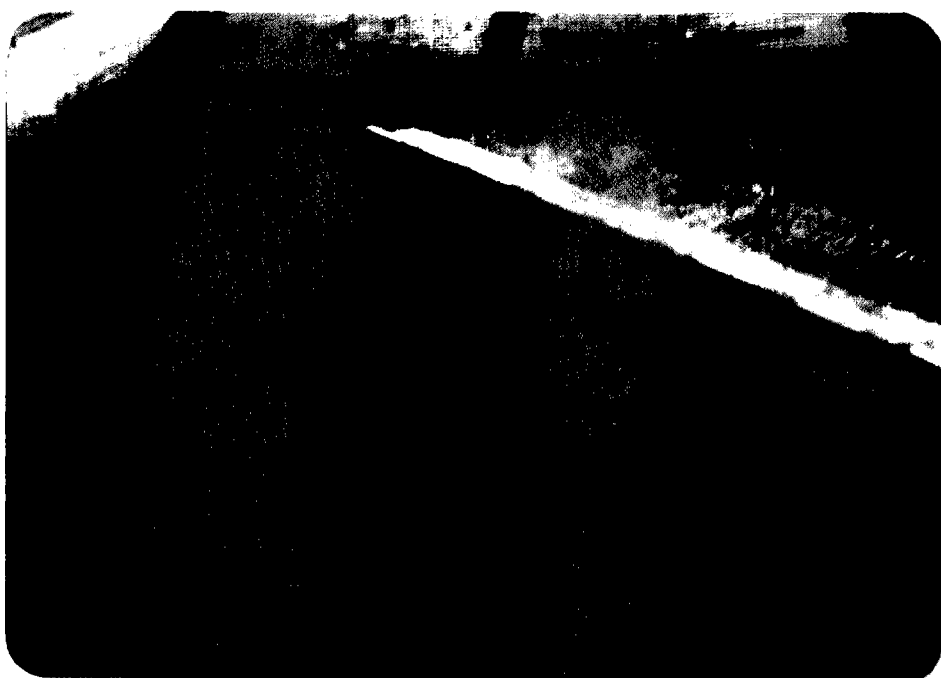
照片 18 南防波堤 0^k+780 折角處造波 180 分鐘後，堤基塊石滑落情況



照片 19 南防波堤堤頭初期地形模型



照片 20 南防波堤堤頭試驗情況



照片 21 南防波堤堤頭造波 150 分鐘後模型地形情況



照片 22 南防波堤堤頭處造波 150 分鐘後模型地形情況

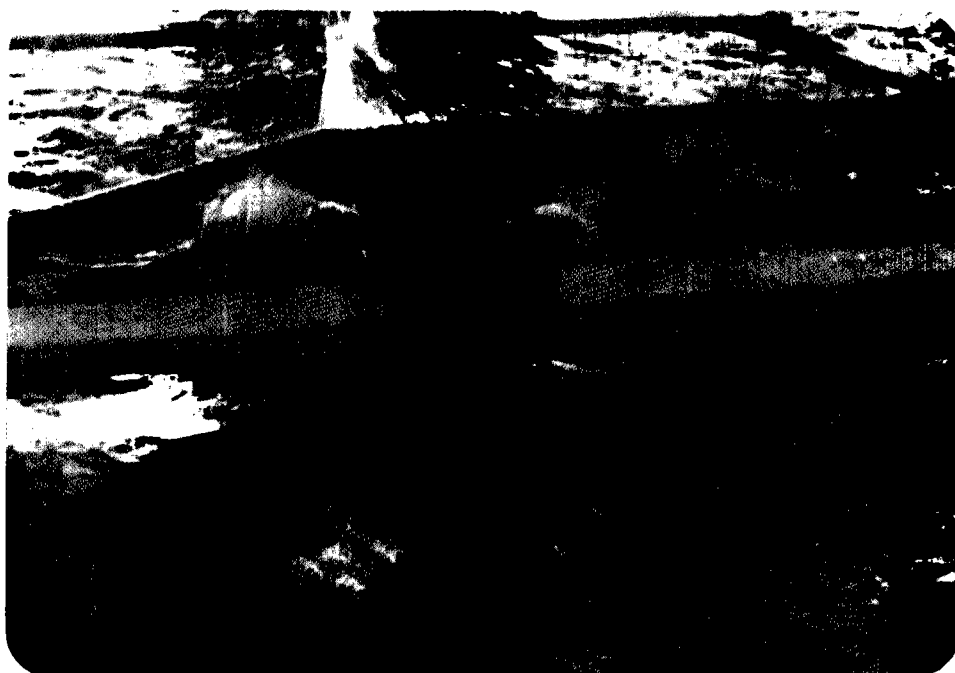
驗情形乃利用大型平面水槽進行試驗。

(三)南防波堤堤頭修正方案，堤基沖淤試驗在大型試驗水池辦理，縮型縮尺採用 1/64，入射波與防波堤方向佈置如圖 10，未受波浪侵襲前之初期模型如圖 41 及照片 23。受 S S E 向波浪（波高 8.7m，週期 10 sec）作用情形如照片 24。經 60 分鐘後等高線變化，與初期地形比較如圖 41。

折角岸側後 50m 處堤基發生嚴重沖刷，離堤線後 100m 處，明顯的沖刷成一條深溝，而所有泥沙則在折角兩側淤積，如照片 25 及 26，此種現象主要係由於南防波堤受 S S E 向波浪作用後產生導波，遇折角海側反射後所造成，堤頭部分因海側水深加大，能量擴散，底床及堤基拋石僅部份被沖刷如照片 27。



照片 23 南防波堤堤頭修正方案初期地形模型



照片 24 南防波堤堤頭修正方案試驗情形

符 號		
—	初期地形	
---	60分鐘後地形	

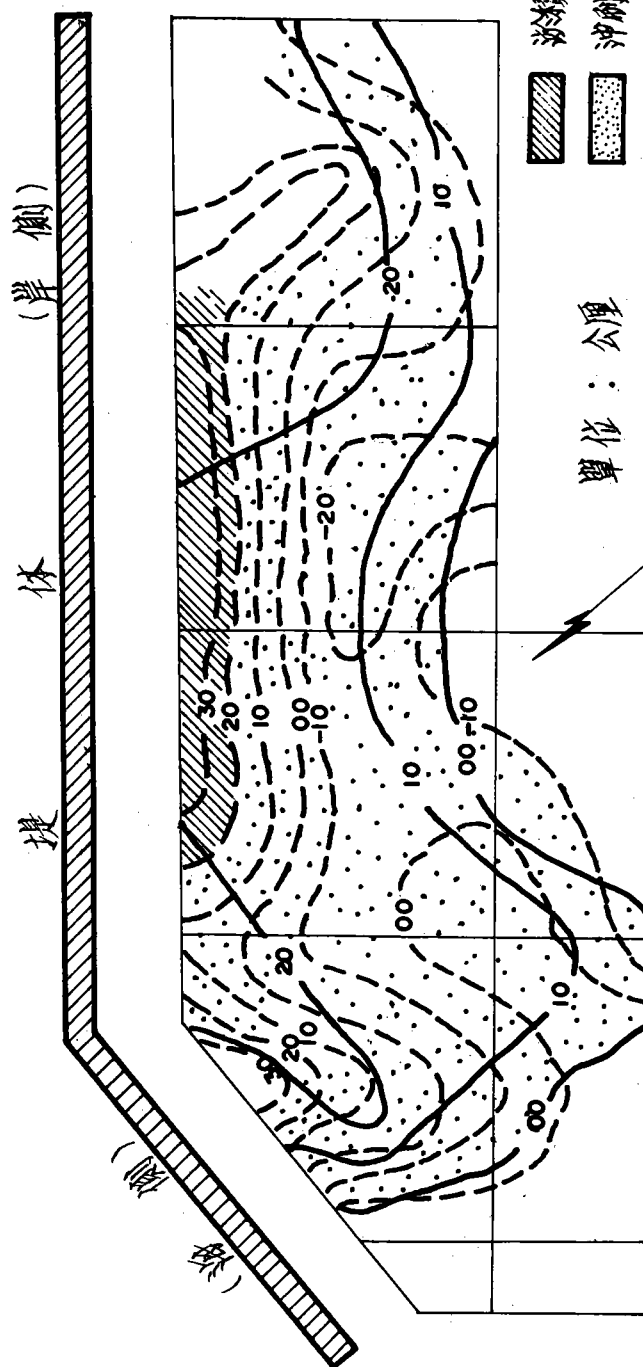
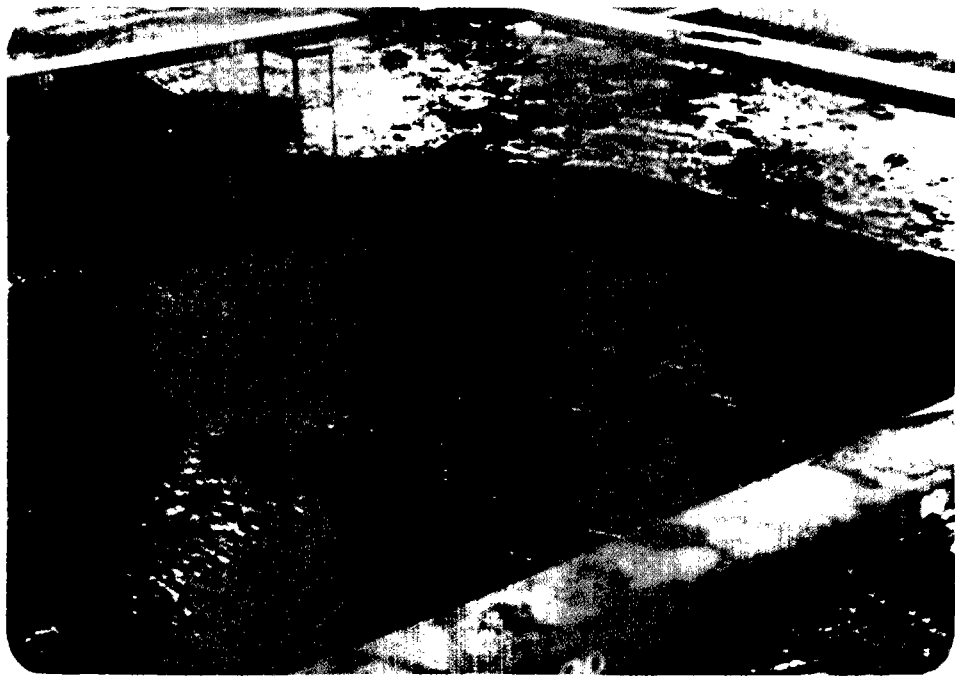
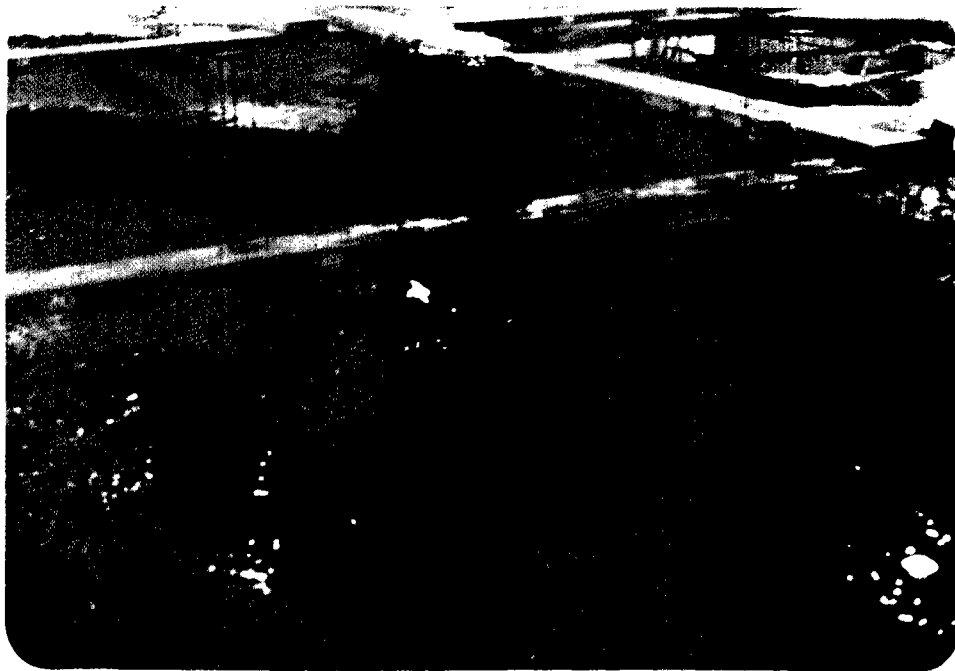


圖 41. 南防波堤堤頭修正方案初期地形與通過60分鐘後地形比較圖



照片 25 南防波堤堤頭修正方案，造波 60 分鐘後，外角部份被覆塊石冲刷情况



照片 26 南防波堤堤頭修正方案造波 60 分鐘後，堤前砂地冲刷情况



照片 27 南防波堤堤頭修正方案造波 60 分鐘後，堤頭被覆塊石情況

四、沈箱與堤基拋石摩擦試驗

沈箱與堤基拋石間摩擦試驗因尚無可依循之模型率，故試驗結果僅提供參考。試驗模型係在小型試驗水池內依斷面試驗模型縮尺 1/36 鋪設，堤基拋石，將沈箱模型放置於拋石上，放水至基礎面上約 10~15 cm，用水平力從不同方向拉沈箱，沈箱與拋石基礎間摩擦係數可由水平與沈箱在水中重量求得。

本試驗共作四次每次均分別以水泥及木製（未飽光）沈箱模型試驗，其結果如表 6，水泥及木製沈箱摩擦係數平均值分別為 0.526 與 0.519。模型摩擦係數，雖較實際設計值偏小，但在試驗上，未發生滑移現象，表示模型試驗結果偏於保守。

表6 水泥及木製沈箱模型與堤基拋石摩擦係數

種類 摩擦係數 次數	水 泥	沈 箱
1	0.594	0.516
2	0.519	0.466
3	0.530	0.556
4	0.460	0.539
平 均	0.526	0.519

結 論

一、大鵬灣外廓防波堤沈箱段，依據中華顧問工程司所提防波堤設計斷面，在可能發生之最大波浪作用下，堤基塊石雖有微量滑落現象；但對堤身穩定並不構成威脅。

二、外廓防波堤拋石段受大浪侵襲，堤基拋石雖發生小量沖刷，但對堤身穩定未構成威脅，護面混凝土型塊甚為穩定，將南防波堤海側坡度由原設計 1 : 2 改為 3 : 5 護面塊仍然穩定。

三、規則波試驗部份

(一)高水位時，除淺水段第一斷面 ($0^k + 000 \sim 0^k + 250$) 部份週期 10 及 12 秒試驗波浪因受水深限制未能達到設計波高即在堤前碎波外，其餘各種情況試驗波浪均能超過設計波高。

(二)中水位時，試驗波浪因受水深限制在堤前發生碎波未達設計波高。

(三)拋石堤反射係數隨波浪尖銳度增加而減小，尖銳度較小時反射係數大於 0.3，而尖銳度大於 0.01 後反射係數大都在 0.3 以下，沈箱堤反射係數在 0.5 ~ 0.7 間。

(四)越波量除堤前碎波外隨波浪週期增長而加大第一 ($0^k + 000 \sim 0^k + 250$) 及第三 ($0^k + 500 \sim 1^k + 240$) 斷面在高水位時發生越波量較大，在中水位時越波量甚小，可以忽略。第二斷面因堤頂高度為 +6.5 m 較第一斷面 + 3.75 m 及第三斷面 + 4.0 均高故在高水位時，亦僅產生微量越波。

(五)傳遞係數 (K_t) 隨波浪尖度 (H/L) 增大而增加，相同之 H/L 則長週期較短週期大，第三斷面堤頂高度僅為 + 4.0 m， K_t 高達 0.235 故堤頂高有增加必要。

(六)各種混凝土型塊在堤趾水深所能容許最大波浪作用下，均能保持穩定，反射係數(K_r)均隨 H/L 增加而減小，除 H/L 較小時， K_r 大於0.3外其餘均在0.3以下。

(七)就整體而言，反射係數與越波量中空三脚鼎塊均較協克稍微為低。此可能因協克塊排放密度較大所致。

四、不規則波試驗部份

(一)中水位時受堤前水深限制試驗波高均未能到達設計波高，而在高水位時在未達設計波高前均已產生部份碎波。

(二)不規則試驗波高其示性波高($H_{1/3}$)與平均波高(H_{ave})之比約為1.5至1.7倍，在波浪統計上應屬合理。

(三)拋石堤同時利用雙T塊及中空三脚鼎塊兩種護坡型塊試驗結果顯示，雖有極輕微幌動，但均未滑落，沈箱段堤基塊石雖有少量滑落，拋石受沖刷，但不影響堤身穩定。

(四)沈箱段波浪傳遞係數約為0.3至0.4較規則波試驗結果有偏大之趨勢，此可能受不規則波及水上吹風影響所致，因之設計堤頂高度時應考慮增高，以免越波影響港池穩靜。

五、堤頭折角處三度空間試驗結果顯示，受南防波堤導坡及反射波所形成之短峯波(Short Crested Waves)影響，修正佈置折角附近發生嚴重沖刷現象。

六、沈箱與基礎拋石間之摩擦係數平均約為0.52，因尚無可因循之模型縮尺，試驗結果僅供參考。

ABSTRACT

The study of this program is by using hydraulic model to investigate the stability, overtopping and toe erosion of the outer breakwater of Ta-Ping-Wan Auxiliary Harbor located at Ping Tung proposed by Kao-shiung Harbor Bureau. Testing results will be provided for reference of planning and design of the breakwater.

Experimental results show all cross section are quite stable and in the most part reflection coefficients of rubble mounds are under 0.3. Transmitting coefficients (K_t) are between 0.3 and 0.4 in wind flume of irregular wave, which are greater than those about 0.2 in regular wave flume. In such circumstance, the crest height should be added, otherwise, transmitting wave will affect the stability of harbor basin. Overtopping increases as proportional to wave height and steepness but will drop down while wave height exceeds certain limit.

For the same steepness overtopping caused by long period is greater than those of short period. During the action of SSE wave, reinforcement and reflection due to the alignment of south breakwater will cause serious erosion at the toe of breakwater near the turning point. It is suggested special care should be taken in design.