

蘇澳港防波堤改善工程規劃

第十子計劃

蘇澳港防波堤損壞成因檢討

邱 永 芳

委託單位：省交通處基隆港務局蘇澳港分局

承辦單位：省交通處港灣技術研究所

中華民國八十六年二月

第十子計劃

蘇澳港防波堤損壞成因檢討

計劃主持人：港研所海岸工程組

研究員 邱永芳博士

摘 要

蘇澳港附近海域受海底地形之影響波況相當惡劣，因此防波堤經常承受較大波浪拍擊及長年浸泡於海洋惡劣環境下，混凝土容易形成劣化等不良現象。加上波浪不斷的衝擊施加能量更形加速結構體破裂塌陷等嚴重損壞之可能性。本研究即從各研究子題內歸納出防波堤破壞發生的現象來探討防波堤可能損壞的成因，並做合理性說明。

目 錄

摘要	-----	1
目錄	-----	II
圖目錄	-----	III
表目錄	-----	VIII
第一章	前言 -----	1
第二章	防波堤破壞現況之調查 -----	2
第三章	混凝土材料劣化檢討 -----	13
第四章	作用於堤面波浪特性之檢討 -----	24
第五章	設計波高與周期之檢討 -----	45
第六章	沉箱設計與安全性檢討 -----	53
第七章	沉箱移位檢討 -----	90
第八章	沉箱振動之影響檢討 -----	91
第九章	沉箱內填材料與側牆受力檢討 -----	114
第十章	防波堤裂縫損壞現象之檢討 -----	128
第十一章	防波堤斷裂原因之力學探討 -----	132
第十二章	防波堤損壞過程重視之模擬 -----	143
第十三章	結論與建議 -----	144

圖目錄

圖 2-1 南外廓防波堤海側破壞示意圖	6
圖 2-2 南外廓防波堤港側破壞示意圖	7
圖 2-3 防波堤外開內擠示意圖	8
圖 2-4 防波堤位置圖	9
圖 2-5 漁港北外堤破壞位置示意圖	10
圖 2-6 南外廓防波堤、漁港北外堤破壞位置示意圖	11
圖 2-7 北外廓防波堤破壞位置示意圖	12
圖 3-1 試錘反彈數等高線分佈圖(SB23)	17
圖 3-2 保護層厚度等高線分佈圖(SB23)	18
圖 3-3 電阻係數等高線分佈圖(SB23)	19
圖 3-4 鋼筋腐蝕電位值等高線分佈圖(S3)	20
圖 3-5 掃描式電子顯微鏡分析結果(SB19、SB23)	21
圖 3-6 試體 X 光繞射波峰圖(SB8)	22
圖 3-7 試體 X 光繞射波峰圖(SB8)	22
圖 3-8 鹼骨材反應度判定圖	23
圖 4-1 港池水深分佈圖	26
圖 4-2 東北向波高比值分佈	27
圖 4-3 東北向波高比值分佈	28
圖 4-4 東北向波高比值分佈	29
圖 4-5 東北向波高比值分佈	30
圖 4-6 東北向波高比值分佈	31

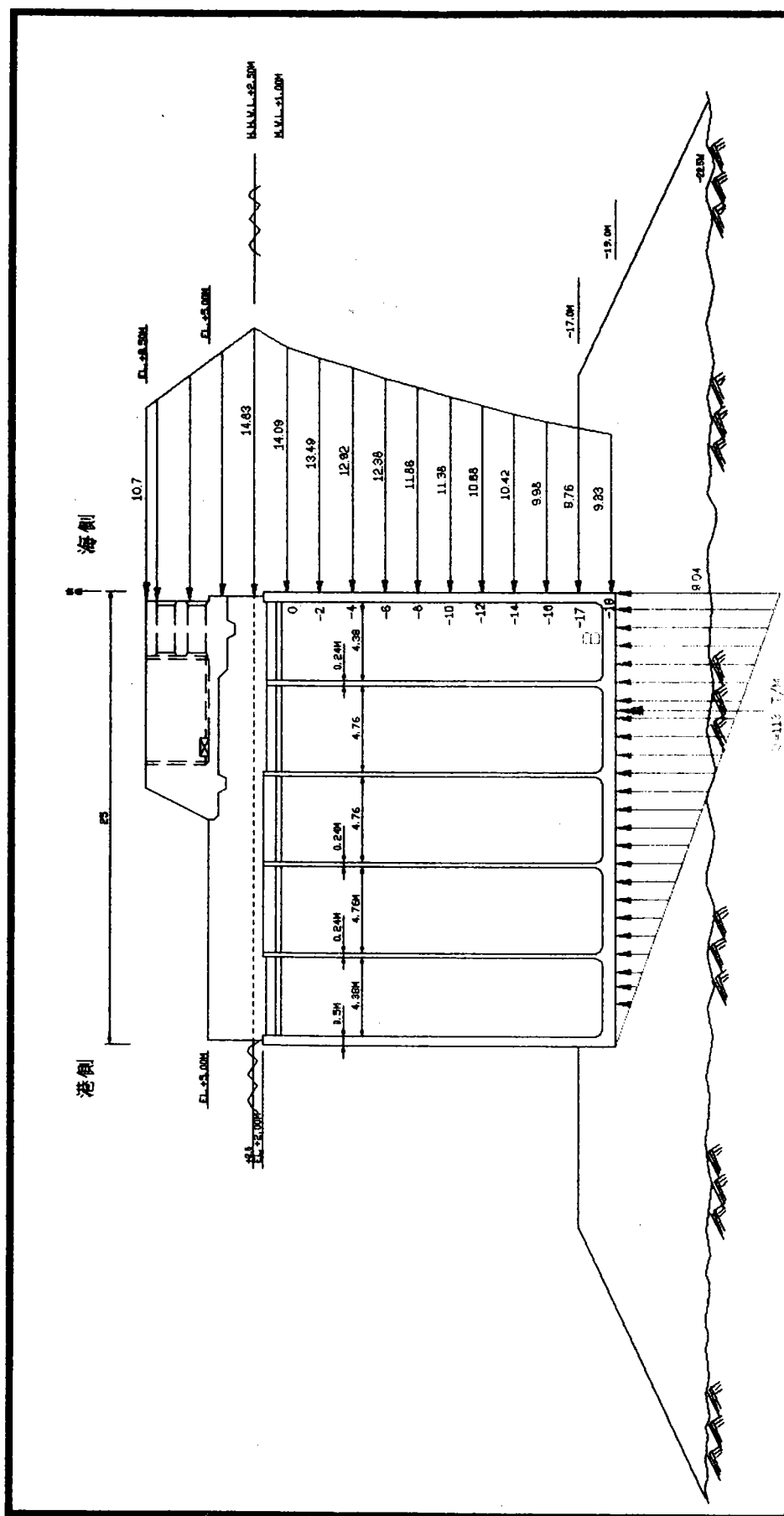


圖 6-9 波壓分佈圖(經驗公式)

圖 6-3 非碎波帶內直立壁前波高與波力矩關係圖	57
圖 6-4 波力與波力矩之修正係數	59
圖 6-5 沉箱斷面圖	60
圖 6-6 波力分佈圖	64
圖 6-7 波壓分佈圖(Goda)	69
圖 6-8 波力分佈圖(Goda)	70
圖 6-9 波壓分佈圖(經驗公式)	72
圖 6-10 波力分佈圖(經驗公式)	73
圖 6-11 波壓分佈圖(50 年重現期, 經驗式)	76
圖 6-12 波力分佈圖(50 年重現期, 經驗式)	77
圖 6-13 研土之承载力(摘自 Bjerrum, 1973)	80
圖 6-14 承载力因素值與內摩擦角之關係(摘自 Bjerrum, 1973) ...	81
圖 6-15 基礎承载力分析配置圖	82
圖 6-16 不平整海床引起之應力集中(摘自 Bjerrum, 1973)	85
圖 6-17 沉箱基礎下降示意圖	86
圖 8-1 防波堤振動量測示意圖	95
圖 8-2 加速度歷時圖	96
圖 8-3 加速度頻譜圖	97
圖 8-4 加速度歷時圖	98
圖 8-5 加速度頻譜圖	99
圖 8-6 加速度歷時圖	100
圖 8-7 加速度頻譜圖	101
圖 8-8 加速度頻譜能量比較圖	102

圖 8-9 加速度能量比值比較圖	102
圖 8-10 防波堤振動量測示意圖	103
圖 8-11 加速度歷時圖	104
圖 8-12 加速度頻譜圖	105
圖 8-13 加速度能量比較圖	106
圖 8-14 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側破壞示意圖	107
圖 8-15 防波堤振動量測示意圖	108
圖 8-16 加速度歷時圖	109
圖 8-17 加速度頻譜圖	110
圖 8-18 加速度歷時圖	111
圖 8-19 加速度頻譜圖	112
圖 8-20 加速度頻譜能量比較圖	113
圖 9-1 沉箱內填材料沉陷圖	116
圖 9-2 沉箱內填材料沉陷圖	117
圖 9-3 粒徑分佈圖	122
圖 9-4 粒徑分佈圖	123
圖 9-5 粒徑分佈圖	124
圖 9-6 安放後作用於海側側牆之外力計算	125
圖 9-7 長久後作用於海側側牆之外力計算(無裂縫)	126
圖 9-8 長久後作用於海側側牆之外力計算(有裂縫)	127
圖 10-1 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側破壞示意圖	130
圖 10-2 南外廓防波堤 SB20-SB22 沉箱海側側樁損壞調查結果	131
圖 11-1 受力示意圖	132

圖 11-2 元素分割圖	132
圖 11-3 加速度歷時實測計算比較圖	136
圖 11-4 反力與反彎力矩歷時圖	137
圖 11-5 反力與反彎力矩歷時圖	138
圖 11-6 反力與反彎力矩歷時圖	139
圖 11-7 反力與反彎力矩歷時圖	140
圖 11-8 反力與反彎力矩歷時圖	141
圖 11-9 各情況之最大反力與彎力矩比較圖	142

表目錄

表 5-1 以韋伯分佈計算各重現期之波浪波高	52
表 9-1 鑽探及試驗報告	118
表 9-2 鑽探及試驗報告	119
表 9-3 鑽探及試驗報告	120
表 9-4 鑽探及試驗報告	121

第一章 前言

根據中央氣象局運用 96 年(1986 ~ 1992)的資料,統計侵襲台灣之颱風,得知在台灣每年平均發生 3.5 次颱風經過或者通過,而通過蘇澳港或經過沿岸約佔 40 %,對蘇澳港而言每年需面臨 1.4 次颱風波浪直接強烈作用,對防波堤安全性是極大考驗。同時每年冬季東北季風盛行期,蘇澳海域受海底山脊地形之影響波況相當惡劣,據 1996 年 11 月到 2 月初之實測結果顯示堤面上之波高平均值皆達 2 公尺左右週期約 6 至 7 秒,最大波高達 6 公尺左右週期約在 7 秒左右,由此可知蘇澳港防波堤經常承受較大波浪拍擊及長年浸泡於海洋惡劣環境下,混凝土又具多孔隙之特性,更易受到海水鹽份,硫酸鹽類---等有害質的侵入,造成防波堤沉箱之混凝土品質劣化,表面龜裂,剝落,內部鋼筋腐蝕,體積膨脹開裂---等不良現象,加上波浪不斷的衝擊施加能量,更形加速結構體破裂塌陷等嚴重損壞之可能性。

從民國 83 年 7 月到 83 年 10 月間連續四個月颱風經過蘇澳港直接對外廓防波堤造成破壞, 85 年賀伯颱風亦造成外廓防波堤破洞損壞,如此經年來的破壞、使得防波堤本身的安全性及抗波性令人感到憂心。為避免蘇澳港防波堤災害的繼續擴大,應嚴密的檢查防波堤的損壞現況並且針對破壞成因做合理的探討,方能對症下藥,一勞永逸的解決防波堤破壞的問題,本文即從各研究子題內歸納出防波堤可能破壞的成因,以下各章即將針對每一現象做深入的探討與說明。

第二章 防波堤破壞現況之調查

(本章依據蘇澳港防波堤損壞現況之調查研究整理)

本調查主要分為防波堤沉箱與位移檢測、水下結構物檢測、水上結構物檢測，各項調查結果說明如下：

(一)防波堤沉陷

經由港務局施工期間及完工後每年之高程水準測量資料和本次調查所得結果發現，除沉箱拖放定位後因基礎拋石尚未完全壓密穩定時較大之沉陷量外，其後之沉陷量並無明顯增加。

(二)防波堤位移

因港務局未能提供完工時之測量記錄，因此無法與本所量測結果做比對，但由防波堤頂上以目視方式觀測防波堤海側面線可明顯發現堤面線為凹凸起伏狀，較凹陷位置在 SB32 及 SB22 附近，但凹陷亦可能施工的誤差，亦可能為波浪作用而引起的位移。依本所量測的沉箱港側線亦有明顯的凹凸出現。

(三)結構體之檢測

結構體分成水上及水下二部份，依據調查結果，其損壞位置如附表所示，損壞現象分類如下：

(1)沉箱斷裂

SB19 沉箱堤面及胸牆混凝土均已掉落海中，沉箱主體部份除中間二道隔艙外，從頂部以下 17 公尺段已遭受最嚴重破壞，但目前已修復。SB31 情況亦與 SB19 一樣，恰巧其損壞亦從頂部以下 17 公尺。

(2)破洞

SB23 在 85 年 6 月本所第一次調查時尚稱完好，85 年 7 月 30 日至 85 年 8 月日賀伯颱風經過後，發現沉箱破洞長 20 公尺寬 1 公尺，但至 85 年 10 月本所再度去調查時發現破洞已擴展至 6 公尺寬 24 公尺長。LNB5(北外廓防波堤)在潮間帶±0M 附近直徑 75 公分破洞。

(3)側牆混凝土剝落及鋼筋外露

a. 海側

SB13、SB18、SB20-21、SB22、SB25、SB26 以上各沉箱之混凝土剝落、鋼筋外露等皆發生在堤頂消波胸牆下之角落處，SB30 在 E.L.-12M 處發生面積約 35 公分長 35 公分寬接近護基方塊。至於沉箱底板角落是否有損壞，無法觀測便不得而知。

b. 港側

SB12-SB13、SB17-SB18、SB15-SB16、SB25-SB26、SB31-SB32、LNB5 其破壞位置皆在沉箱堤頂消波胸牆版下交接處。

c. 漁港北外堤

漁港北外堤因與南外廓堤防成直角交接引導各方來之波浪集中作用於此故受力較大，尤其堤頭附近之 FNB8、FNB9(在 71 年 8 月破壞)沉箱上部約 10 公尺掉落入海中，FNB3 至 FNB7 南北二側皆發生混凝土剝落鋼筋外露之現象。

(4)側牆混凝土剝落

a. 海側

SB34-SB35 沉箱主體混凝土剝落

b. 港側

LNB1 至 LNB5 皆有發生混凝土剝落，惟情況不是很嚴重。

(5) 基礎淘空

LNB2 基礎淘空為 50 公分到 70 公分，LNB3 沉箱基礎淘空 50 ～ 250 公分較為嚴重。

(6) 水平裂縫

SB14 在水下 13 公尺處靠近護基方塊附近發生長約 770 公分之水平裂縫。SB20 往昔曾修補灌漿破洞處以鋼板當做模板止水，但修補下方亦再出現水平裂縫。

(7) 垂直裂縫

SB22 在水下 -5 到 -9 公尺處發生垂直裂縫，此係在 85 年 10 月賀伯颱風過後才發現，85 年 6 月調查時尚無此裂縫存在。SB21 曾以鋼板當做模板在鋼板上打洞注入水泥沙漿填充空隙，水泥漿亦曾加入藥劑來處理，但在 85 年 6 月第一次調查時即發現修補位置發生垂直裂縫，又在 85 年 10 月第二次調查時發現裂縫加大，這是值得重視的問題。

經由以上觀測共發生 7 種破壞現象，從整體性來分析可歸納出以下各點特性；

(1) 沉箱嚴重破壞區域幾乎以 200 公尺為一間隔，即破壞點在特定區域，如圖 2-1。

- (2)港側沉箱頂的混凝土剝落及鋼筋外露之地點亦是 200 公尺左右的循環，如圖 2-2。
- (3)港側堤頂如發生破壞，其海側二沉箱之間距皆大於 50 公分，而形成一個楔形，造成楔形尖端的作用力集中加大現象及相互擠壓的情況，如圖 2-3 所示。
- (4)防波堤之堤線向內凹之區域與沉箱破壞較嚴重的區域相吻合，但沉箱堤線的向內凹陷是否為當時施工所造成的不得而知。如圖 2-4 所示。

圖例

- △：沉箱側牆混凝土剝落
- ：沉箱側牆混凝土剝落至鋼筋外露
- ⊗：破洞
- ：沉箱側牆混凝土裂縫

說明

1. 南外廓防波堤 SB19，SB31 沉箱於 83 年 8 - 10 月損毀
2. 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側側牆於 85 年 9 月損毀
(賀伯颱風 85 年 8 月 1 日過境臺灣)

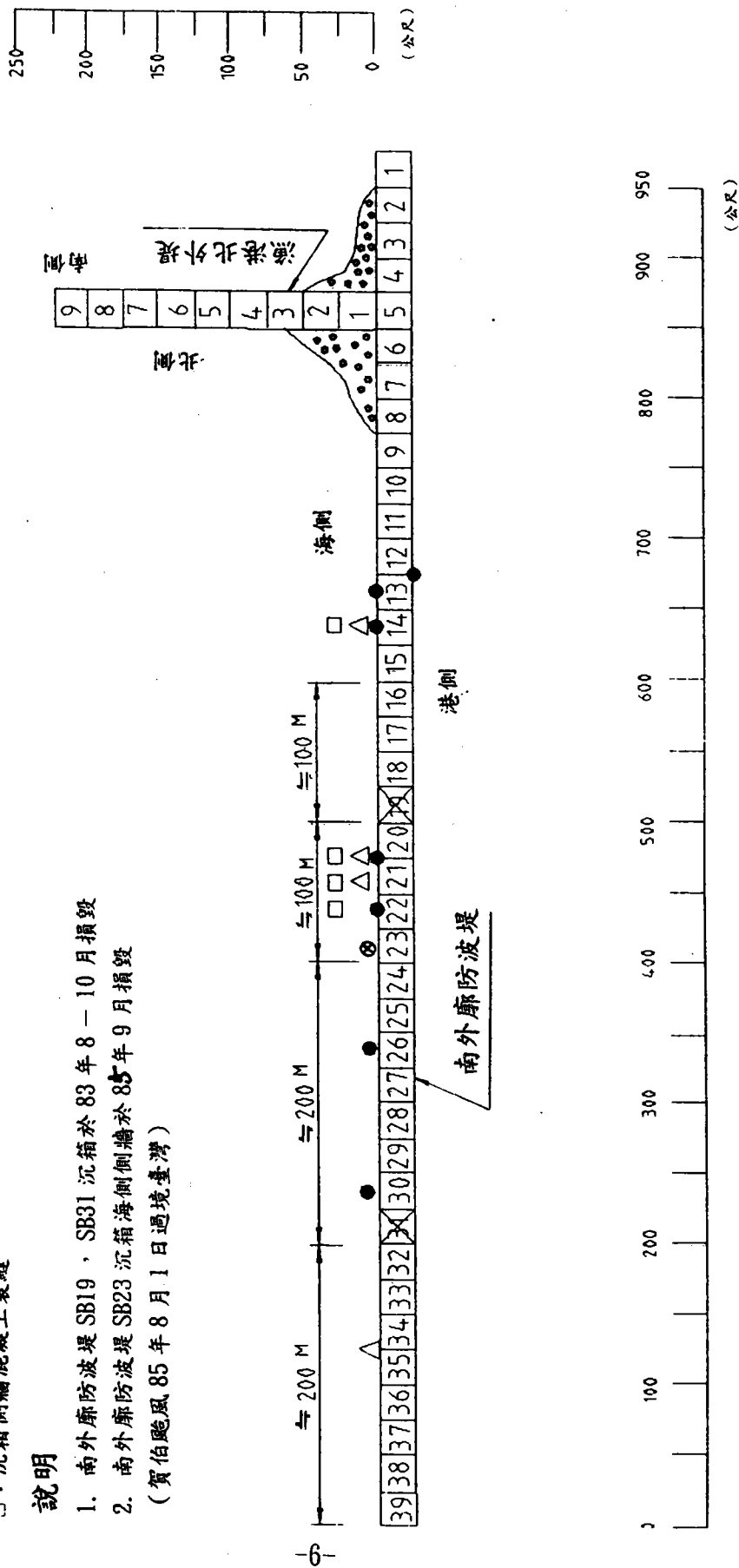


圖 2-1 南外廓防波堤海側破壞示意圖

圖例

- △：沉箱側牆混凝土剝落
- ：沉箱側牆混凝土剝落至鋼筋外露
- ×：消波胸牆及堤面混凝土塌落，沉箱主體破壞
- ⊗：破洞
- ▲：堤面混凝土坍塌

說明

1. 漁港北外堤 FNB8，FNB9 沉箱於 71 年 8 月損毀
2. 南外廓防波堤 SB19，SB31 沉箱於 83 年 8 - 10 月損毀
3. 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側側牆於 85 年 9 月損毀
(賀伯颱風 85 年 8 月 1 日過境臺灣)

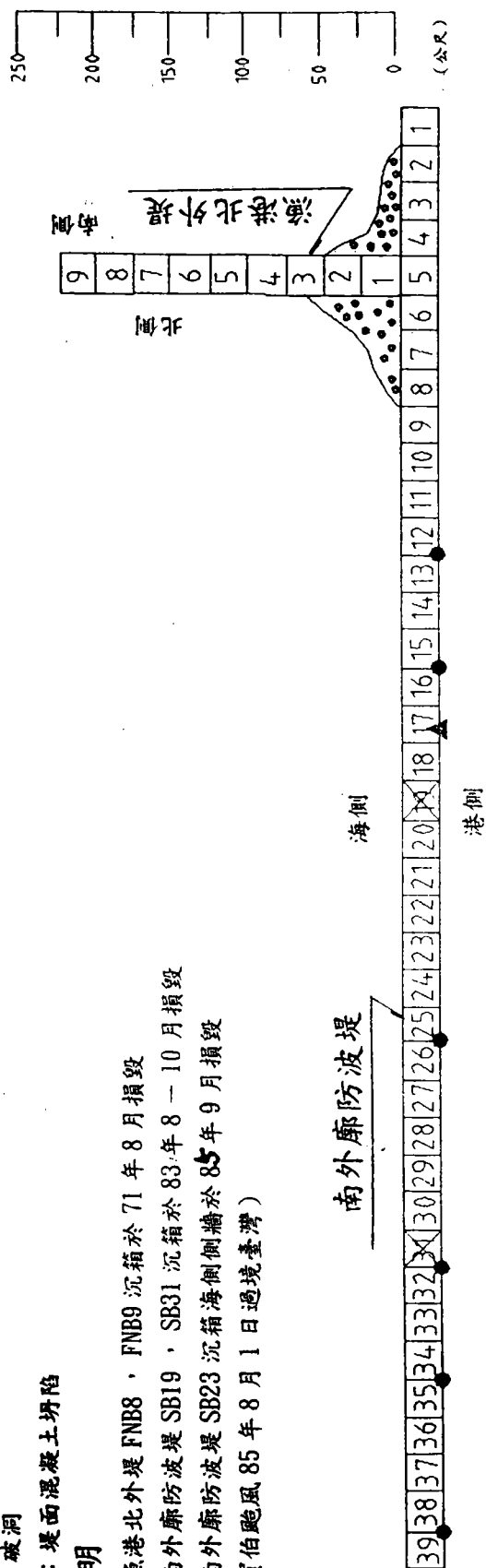


圖 2-2 南外廓防波堤港側破示意图

加壓衝擊
擠壓破壞

蘇澳港側

EL+4.838m

EL+4.827m

EL+4.980m

EL+4.909m

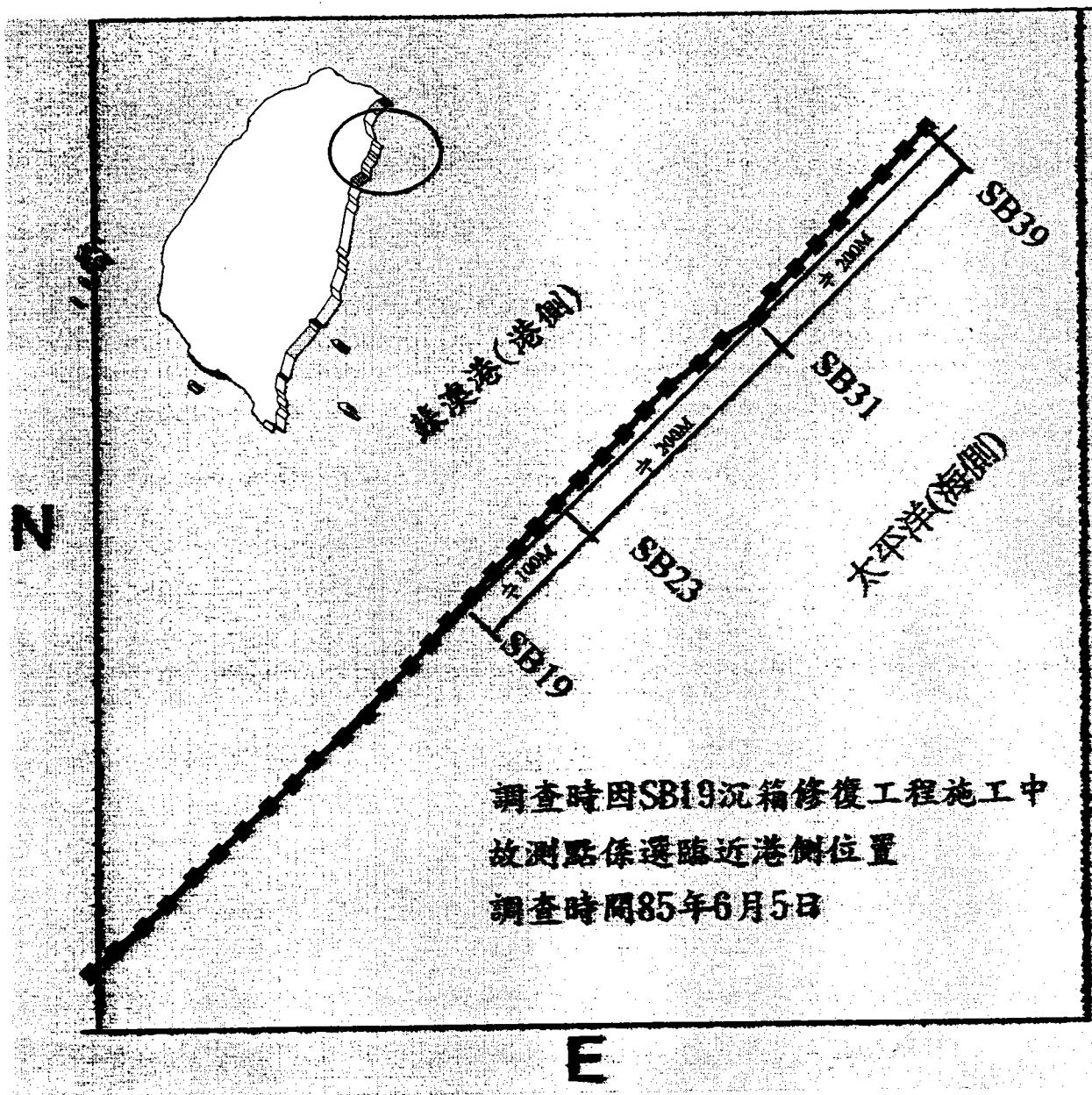
SB35

SB34

太平洋(海側)

90cm

圖 2-3 防波堤外開內擠示意圖



南外廓防波堤方位示意圖

圖 2-4 防波堤位置圖

圖例

- △：沉箱側牆混凝土剝落
- ：沉箱側牆混凝土剝落至鋼筋外露
- ×：消波胸牆及堤面混凝土塌落，沉箱主體破壞
- ⊗：破洞
- ▲：堤面混凝土坍陷

說明

1. 漁港北外堤 FNB8，FNB9 沉箱於 71 年 8 月損毀

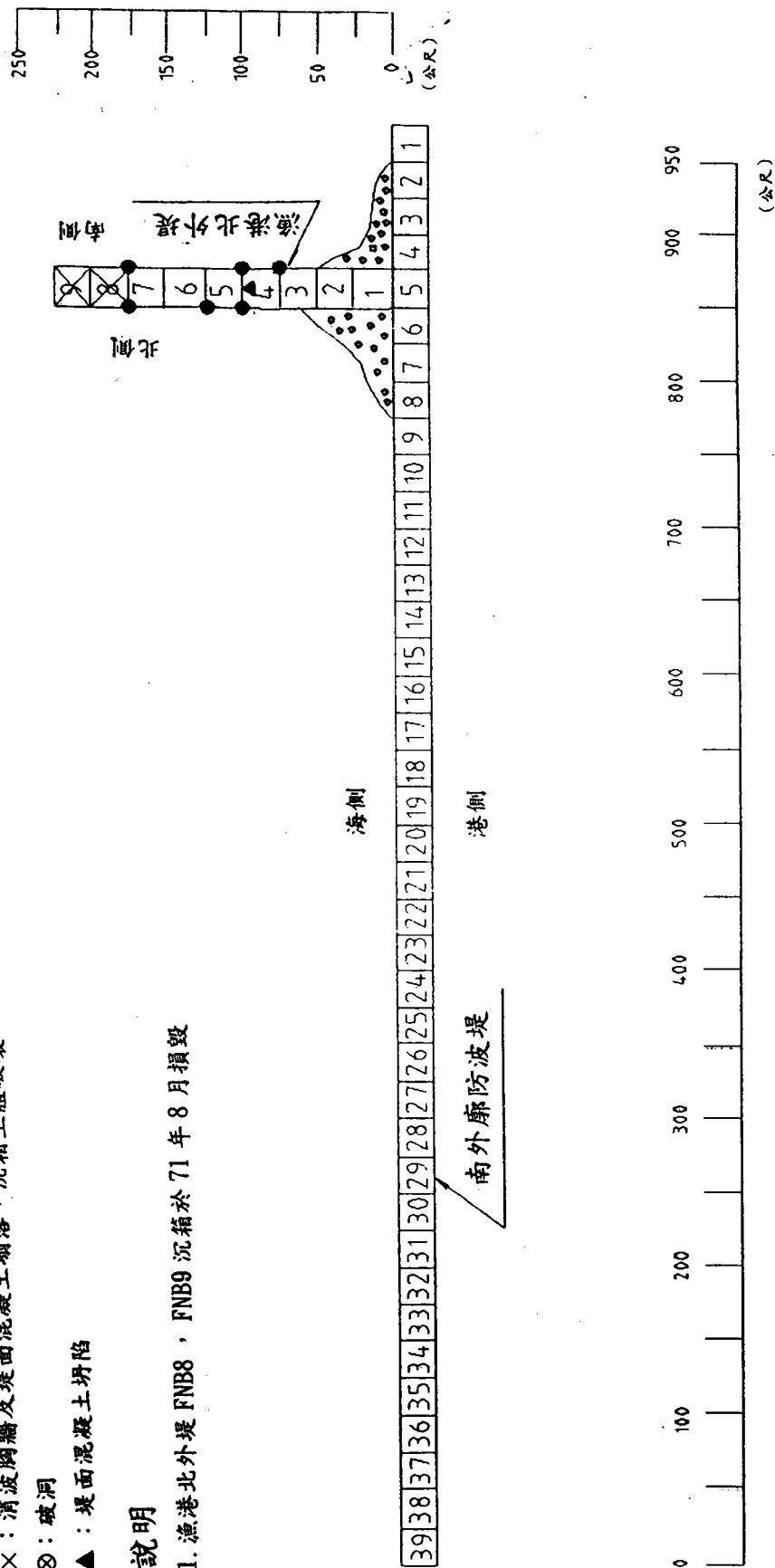


圖 2-5 漁港北外堤破位置示意圖

圖例

- △：沉箱側牆混凝土剝落
- ：沉箱側牆混凝土剝落至鋼筋外露
- ×：消波胸牆及堤面混凝土塌落，沉箱主體破壞
- ⊗：破洞
- ▲：堤面混凝土坍塌
- ：沉箱側牆混凝土裂縫

說明

1. 漁港北外堤 FNB8，FNB9 沉箱於 71 年 8 月損毀
 2. 南外廓防波堤 SB19，SB31 沉箱於 83 年 8 - 10 月損毀
 3. 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側側牆於 83 年 9 月損毀
- (賀伯颱風 85 年 8 月 1 日過境臺灣)

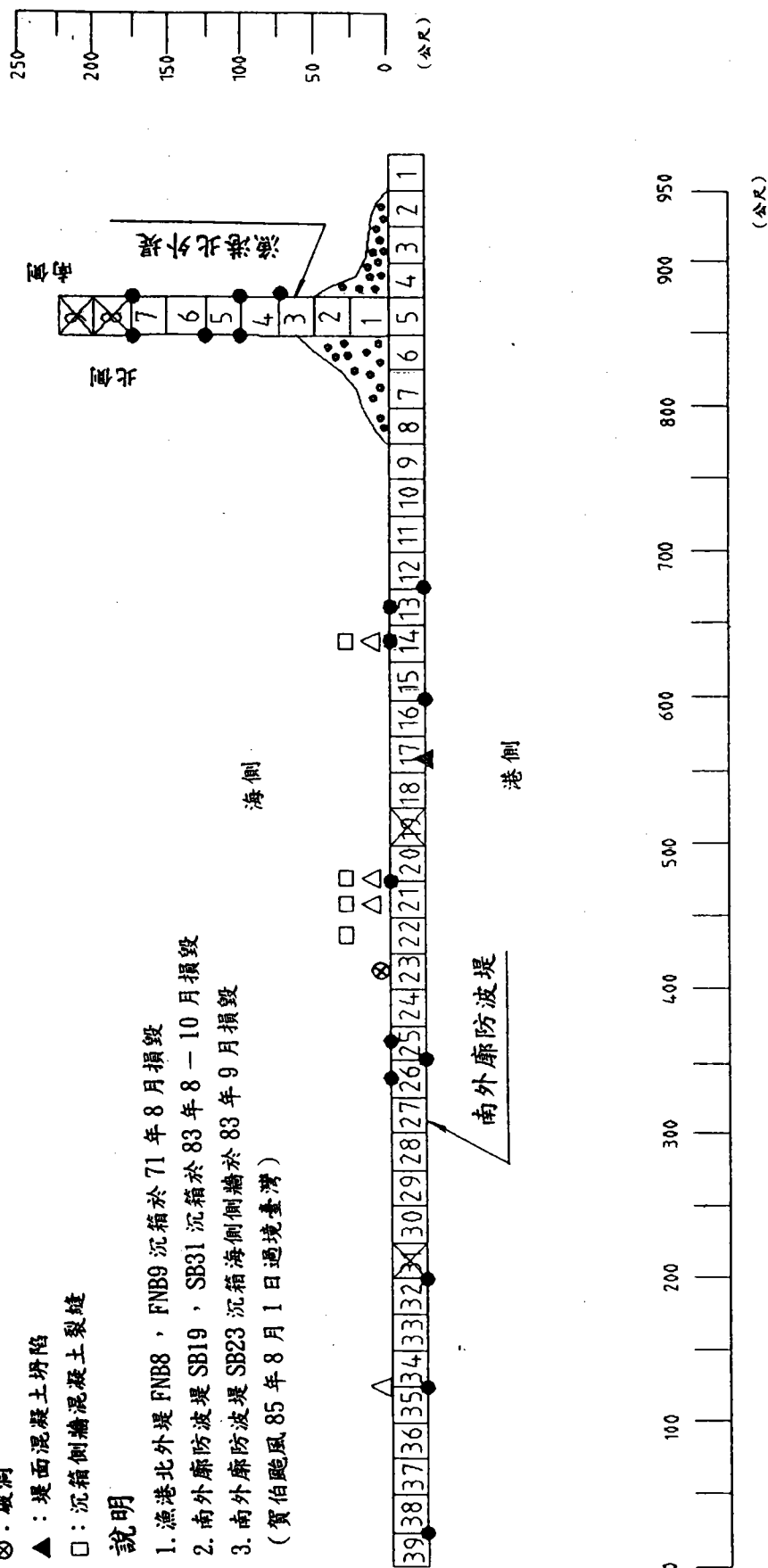


圖 2-6 南外廓防波堤、漁港北外堤破壞位置示意圖

圖例

△：沉箱側牆混凝土剝落

●：沉箱側牆混凝土剝落至鋼筋外露

說明

1. 北外廓防波堤延長段 LNB2，LNB3 沉箱基礎洶空已於 85 年修復
2. 北外廓防波堤海側消波塊流失損毀已於 85 年拋放補充
3. 賀伯颱風 85 年 8 月 1 日過境臺灣

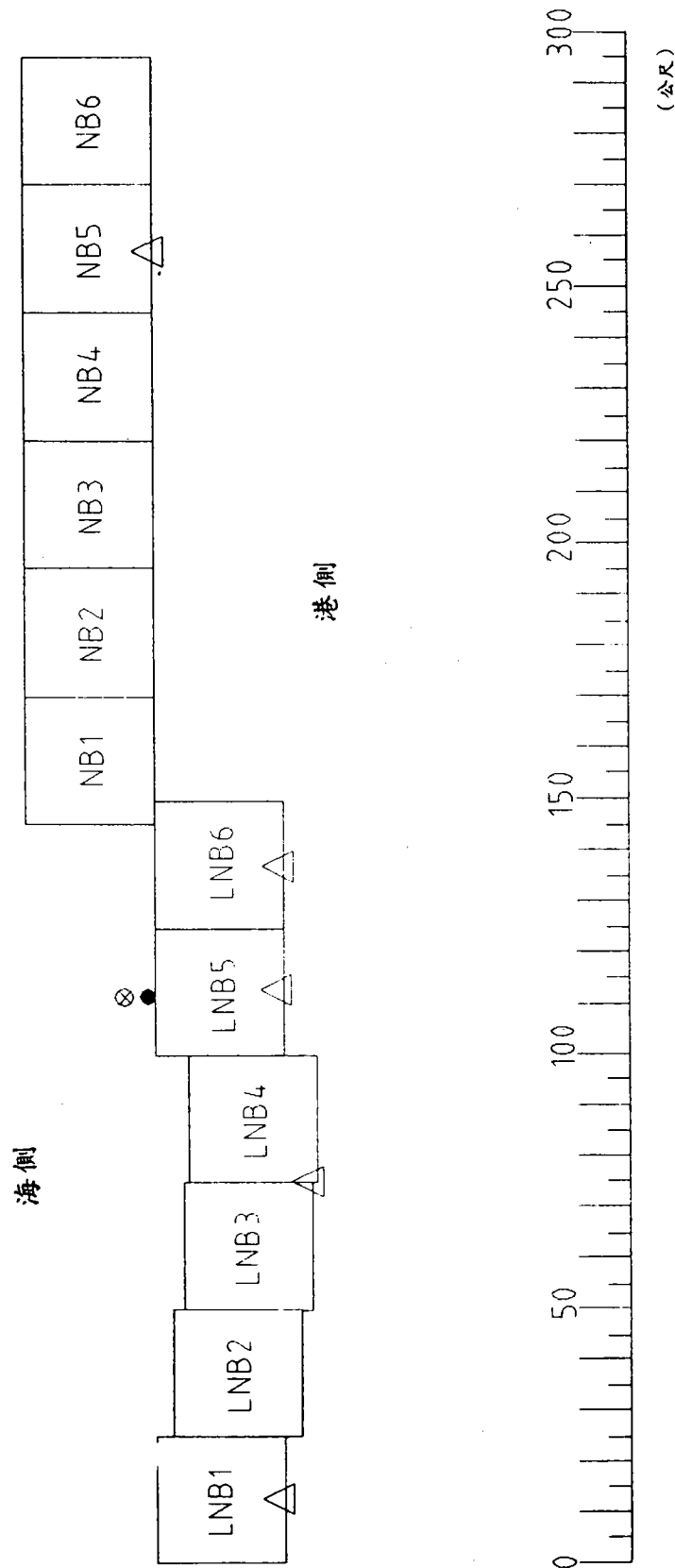


圖 2-7 北外廓防波堤破壞位置示意圖

第三章 混凝土材料劣化檢討

(本章依據混凝土材料劣化損壞評估與改善研究整理)

本計畫依抽樣檢驗方法來討論防波堤整體之混凝土材質劣化狀況，做為改善與補強防波堤之依據或破壞成因之檢討，本研究共從事三項主要工作。分別為現場非破壞性檢測、實驗室之物性化性檢測及混凝土材質病變鑑定，分述如下：

(一)現場非破壞物性檢測

1. 試錘試驗

以試錘擊堤身混凝土表面，量測沉箱混凝土材料目前強度。由試驗結果顯示大部份混凝土表面強度約 $210\text{kg/cm}^2(3000\text{psi})$ 到 $350\text{kg/cm}^2(5000\text{psi})$ ，原設計為封箱蓋 2000psi ，主體部份 3000psi ，故整體而言，混凝土表面強度仍屬正常狀況。

2. 電阻係數量測

本試驗可輔助研判混凝土內部微觀之結構孔隙含量與鋼筋腐蝕之難易程度。量測結果其鋼筋腐蝕電阻值均介於 5 至 $15\text{K}\Omega\text{-cm}$ 之間，而有斷裂破壞沉箱低於 $5\text{K}\Omega\text{-cm}$ 以下，故顯示沉箱內鋼筋已呈趨漸腐蝕且可能會有較大的腐蝕速率。

3. 保護層厚度量測

利用鋼筋探測儀借由量測磁力的強弱來辨別鋼筋混凝土保護層之厚度。量測結果僅有 SB23 在量測區內約有二分之一面積之保護層在 4 至 5 公分之間，低於保護層須 7 公分以上之規定，其餘檢測點之保護層厚度皆在 8 公分到 10 公分之間，符合要求。故保護層厚度整體上屬符合規定。

4. 中性化深度量測

以酚酞指示劑填洒混凝土試塊判定其中性化程度，量測結果顯示中性化深度僅 2 ~ 3mm 左右，顯示混凝土內部仍屬鹼性環境，對鋼筋仍具適當的保護作用。

5. 鋼筋腐蝕電位量測

以電池腐蝕電位儀量測堤身的內部鋼筋的腐蝕電位值，來判斷鋼筋腐蝕範圍和程度。經量測結果發現在部份腐蝕電位值等於-200mV 至 -350mV 之間，斷裂破壞之沉箱腐蝕-650mV，因此可推斷內部鋼筋已有發生腐蝕的傾向。

(二) 試驗室之物性化性檢測

1. 骨材組成

描繪鑽心試體表面外觀判定混凝土骨材之組成，發現混凝土骨材大小粒徑分佈，級配及拌合大致均勻正常。

2. 抗壓強度

抗壓試驗採用本所與中央大學二地之重覆試驗來相互檢測，結果檢測出之強度相似。大部份沉箱抗壓強度皆超過 4000psi，均比原先設計 2000psi 高很多，顯見目前沉箱混凝土強度目前仍無劣化跡象。

3. 透水試驗

以透水試驗來探討混凝土的緻密性，發現其透水係數介於 0.128×10^{-10} 到 7.191×10^{-10} 之間有偏高現象，因此較易受外界有害因子之侵入，造成增加混凝土內部鋼筋腐蝕的機率。

4. Cl^{-} 和 SO_4^{2-} 含量檢測

氯離子與硫酸根離子濃度的檢驗皆發現含量有偏高現象，可能形成鋼筋腐蝕及產生膨脹性的水化物而導致混凝土破壞，即隱藏著鋼筋腐蝕破壞的危機。

5. 壓汞孔隙分析

利用壓汞孔隙分析儀以微觀方式來瞭解混凝土內部孔隙大小分佈情形，量測結果發現部份呈有膠體孔隙量減低之現象，即表示混凝土已受到相當程度之侵蝕。

(三) 混凝土材質病變之鑑定

1. 微觀分析

使用 X-光繞射分析儀(XRD)，掃描式電子顯微鏡(SEM)等精密儀器觀察混凝土內部結構變化，觀測結果顯示，因混凝土長期浸泡於海水中，材質內部已有鈣礬石水化物產生，即可能會造成混凝土體積的膨脹，而發生結構體之龜裂而破損之現象。

2. 鹼骨材潛能反應

由鑽心試體檢測骨材是否含有活性矽化物之成份，由試驗結果發現 R_c 值(消耗鹼量濃度)與 S_c 值(SiO_2 濃度)均落在「有潛在性鹼骨材反應」的區域內，值得進一步分析與調查，以確保結構體的安全性。

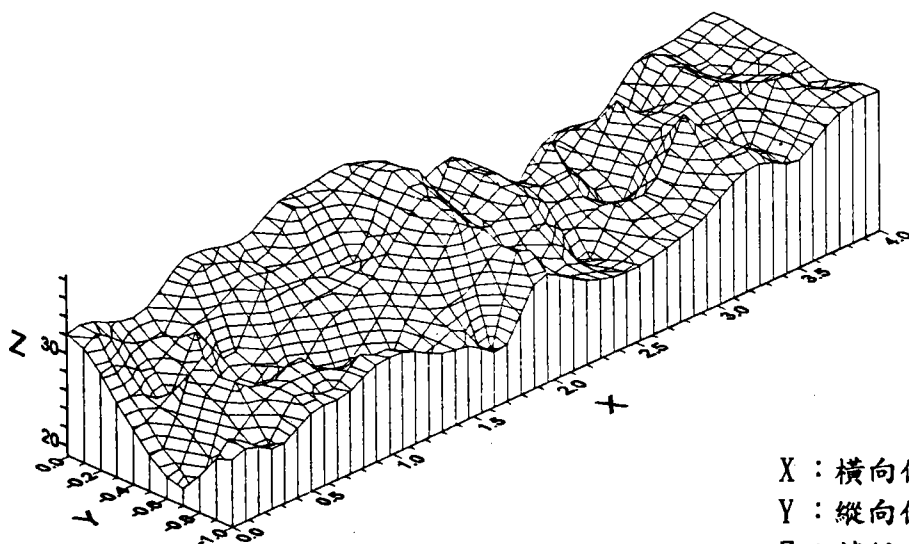
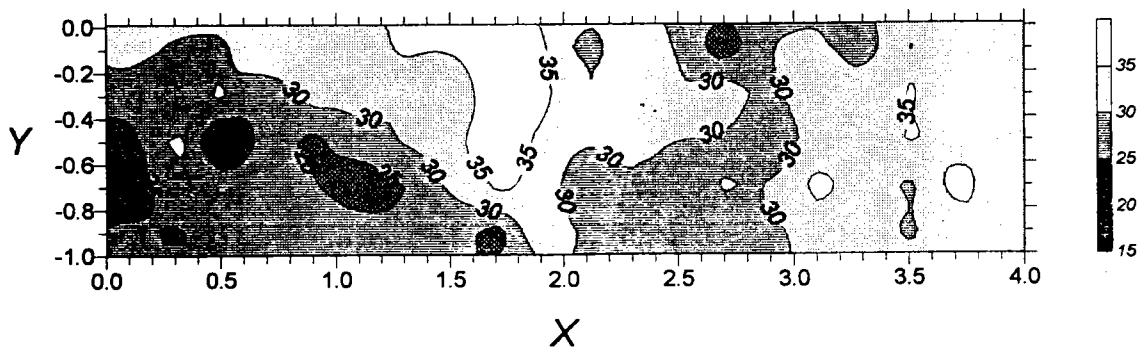
經由以上針對混凝土骨材與鋼筋所作的試驗，得到下列結論：

- (1) 混凝土強度尚佳，因混凝土材料體質劣化而產生損壞的機率較小。
- (2) 沉箱表面保護層厚度雖有部份厚度不足，但整體上皆符合 7 公分以上之規定。
- (3) 沉箱內部鋼筋從電阻係數、腐蝕電位量測、透水係數、氯離子、硫酸

根離等試驗皆得到鋼筋具有潛在腐蝕現象的相互印証，但混凝土中性化程度尚低稍具有保護鋼筋之功效。

- (4)從混凝土材質病變的微觀分析中，發現混凝土內具有鈣礬石水化物，同時骨材檢測時發現有鹼骨材反應，二者皆有可能造成骨材潛在性膨脹的危險，未來需持續觀察。

SB-23 Hammer



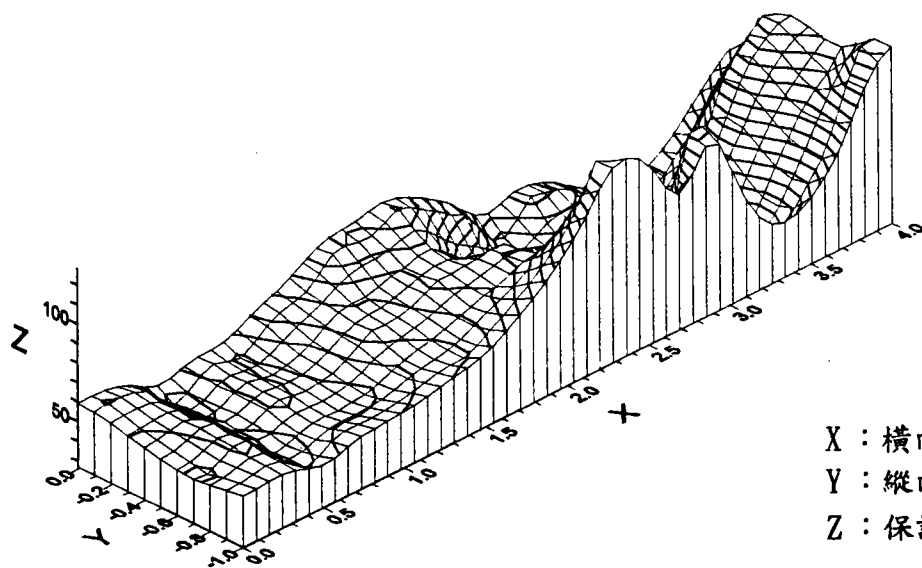
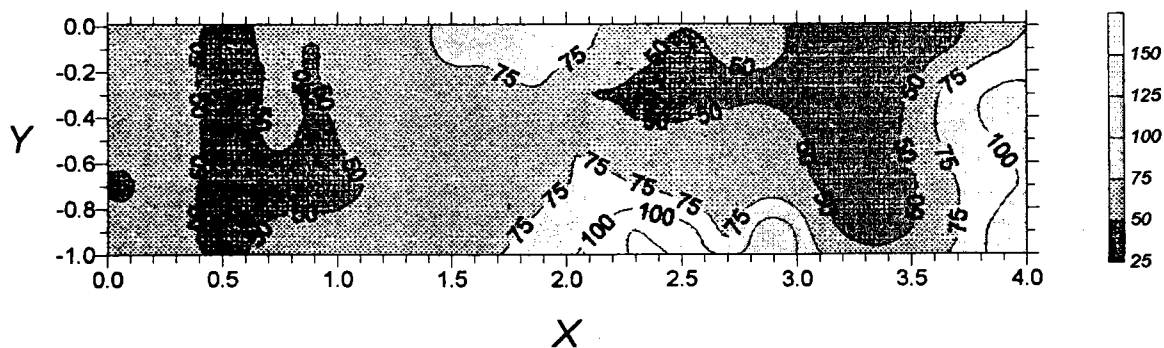
X : 橫向位置(公尺)
Y : 縱向位置(公尺)
Z : 試錘反彈讀數

32	29	29	35	33	32	36	35	37	36	27	34	29	22	30	31	27	35	33	35
27	24	31	25	32	31	30	30	38	37	30	34	30	34	28	35	32	35	32	34
23	33	18	27	24	29	30	34	37	34	31	33	30	29	25	32	32	35	34	35
19	30	28	30	26	20	25	31	36	34	25	29	24	31	30	37	32	29	37	32
28	24	29	27	30	29	27	28	22	34					29		33	29	34	35

圖 3-1 試錘反彈數等高線分佈圖(SB23)

SB-23 cover depth distribution

unit:mm



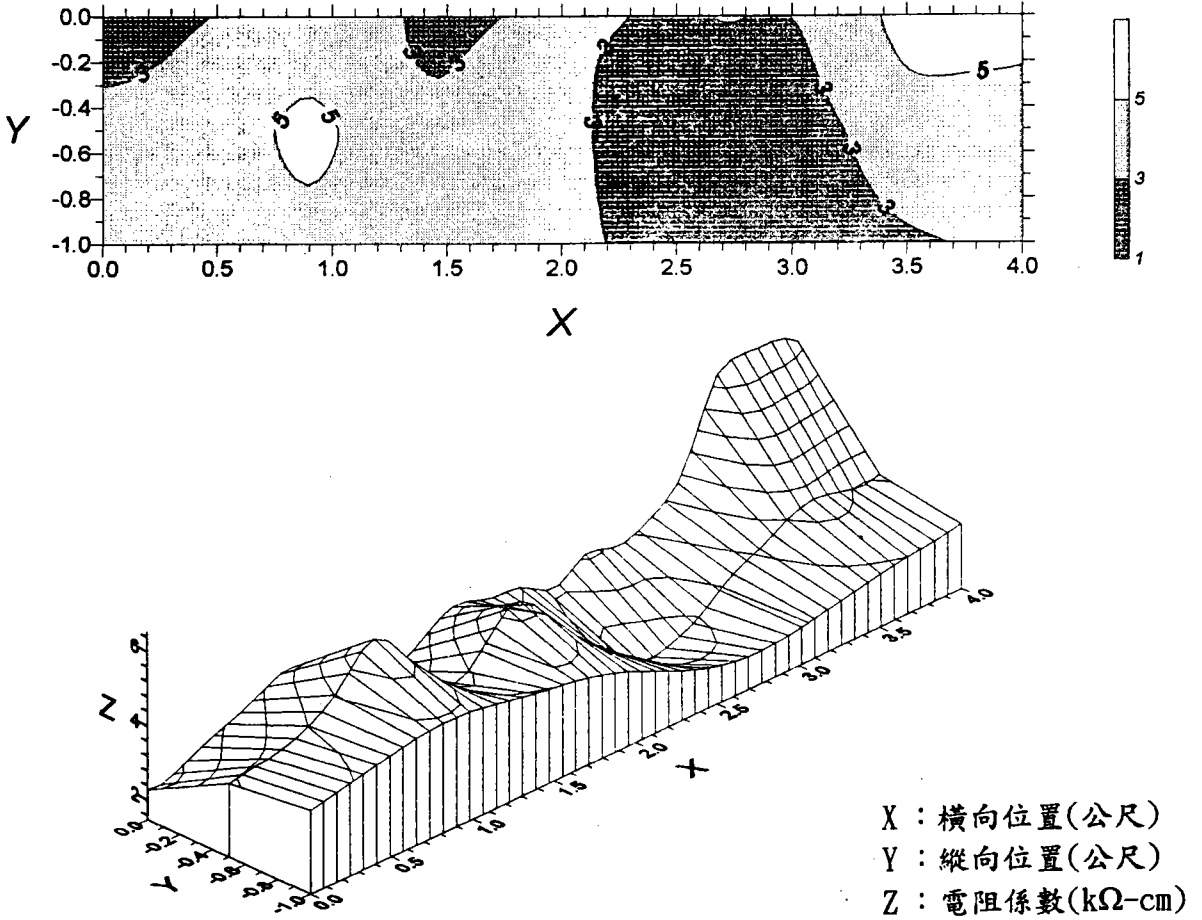
X : 橫向位置(公尺)
Y : 縱向位置(公尺)
Z : 保護層厚度(公厘)

61	58	41	54	49	62	66	82	78	86	76	65	41	58	54	39	31	33	51	73
55	57	44	52	49	54	64	65	70	73	48	42	39	41	46	42	29	53	93	109
52	58	44	52	49	53	63	64	72	73	78	59	60	71	62	46	25	60	87	103
49	58	41	47	48	49	56	61	66	71	77	75	54	58	57	49	24	47	76	93
53	55	43	53			58	59			98	129	119	67	132	60	41	50	72	117

圖 3-2 保護層厚度等高線分佈圖(SB23)

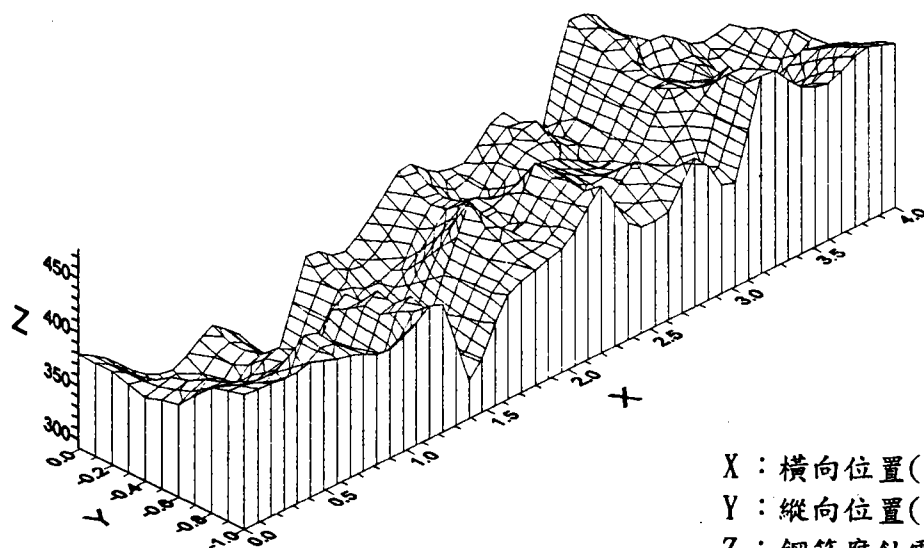
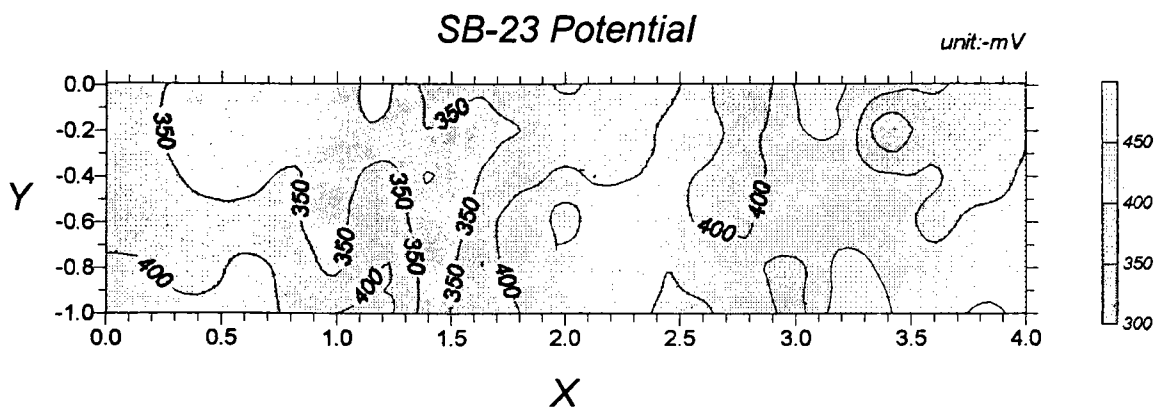
SB-23 Resistivity

unit: Kohm-cm



2.2	2.9	3.2	3.7	4.4	3.2	3.4	2.1	3.1	3.8	3.0	3.1	1.9	3.2	2.4	3.0	3.3	6.7	6.2	6.3
3.4	3.1	3.7	3.8	7.5	3.9	2.3	2.2	5.9	4.9	2.5	2.8	0.7	1.7	1.8	3.4	3.2	4.8	4.6	3.6

圖 3-3 電阻係數等高線分佈圖(SB23)



X : 橫向位置(公尺)
Y : 縱向位置(公尺)
Z : 鋼筋腐蝕電位值(-mV)

380	359	330	322	347	322	281	373	350	376	410	384	380	415	340	466	455	423	407	382	387
379	357	311	301	338	316	298	353	336	348	392	358	405	420	388	446	449	375	400	362	400
369	377	332	338	360	321	388	288	347	387	409	391	406	396	379	437	425	414	411	360	414
378	391	370	363	356	330	404	306	366	436	382	440	413	396	395	449	434	425	378	425	414
410	401	365	425	383	332	413	326	376	409	398	438	396	426	406	380	470	438	416	440	430
418	416	419	407	395	401	422	322	386	400	409	449	391	389	436	379	485	450	438	456	445

圖 3-4 鋼筋腐蝕電位值等高線分佈圖(SB23)



照片 10 掃描式電子顯微鏡分析結果(沉箱編號 SB-19)



照片 11 掃描式電子顯微鏡分析結果(沉箱編號 SB-23)

圖 3-5 掃描式電子顯微鏡分析結果(SB19 、 SB23)

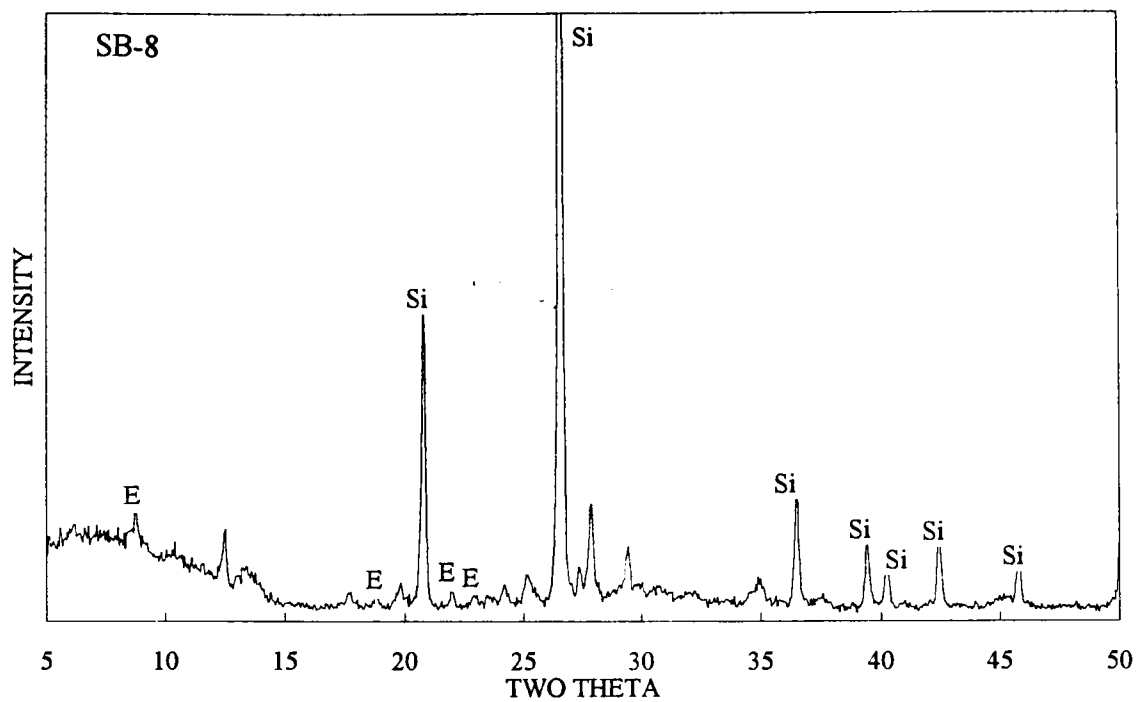


圖 3-6 試體 X 光繞射波峰圖(SB8)

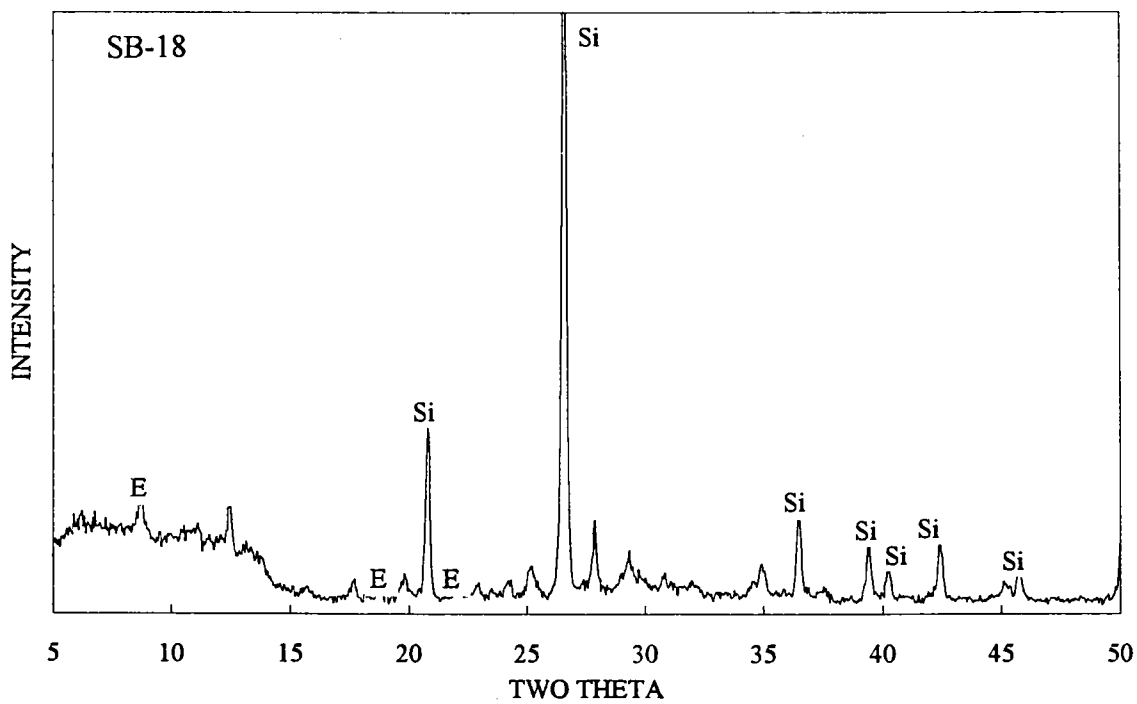


圖 3-7 試體 X 光繞射波峰圖(SB8)

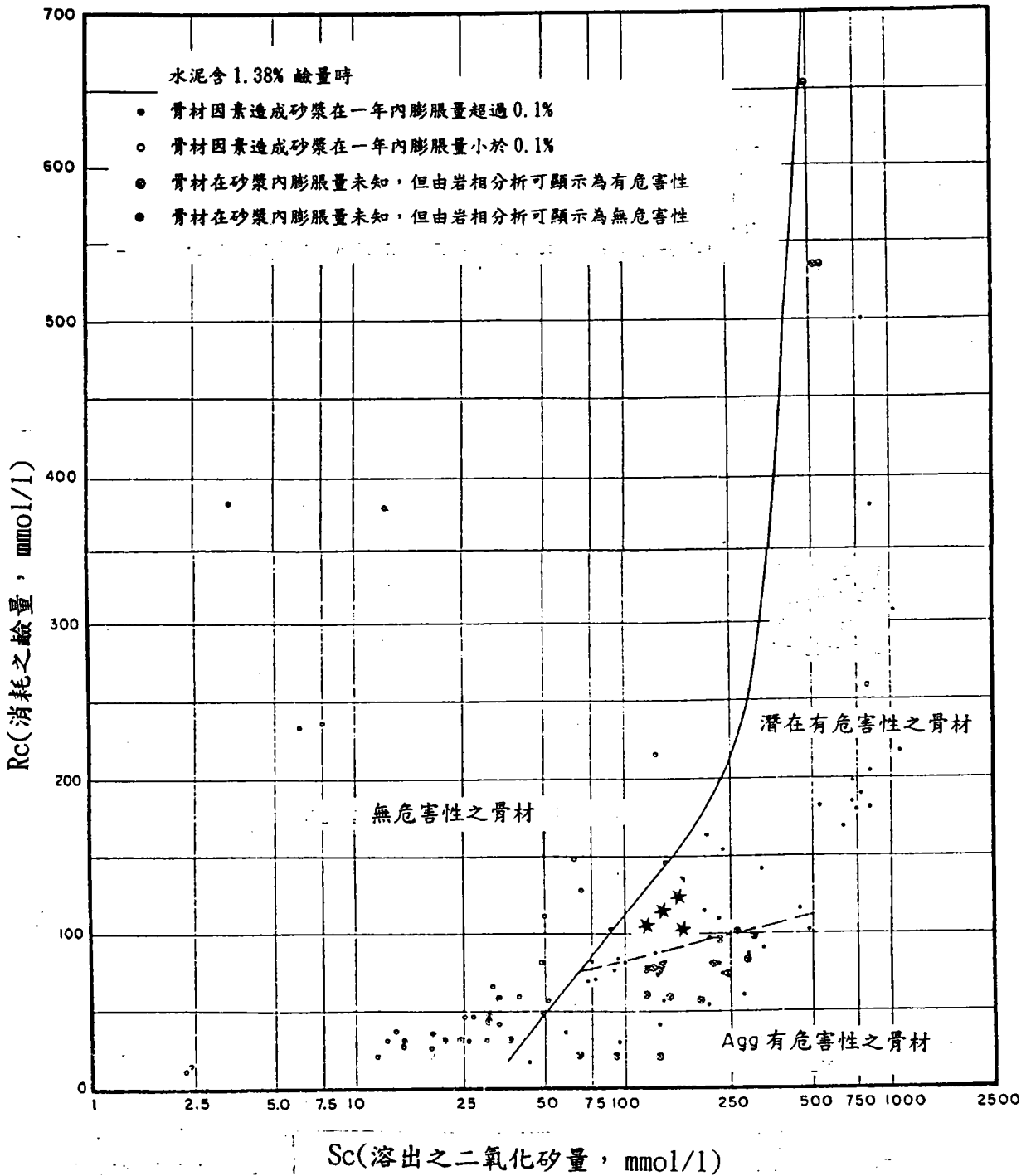


圖 3-8 鹼骨材反應判定圖

第四章 作用於堤面波浪特性之檢討

本數值模式之建立，基本上是用於港內波浪狀況與港池振盪問題之探討。雖然如此，本研究目的在確定前即考慮到防波堤前之波浪引致的波力可能是破壞防波堤的主因之一。故在模式設計時即考慮變水深可適用的控制方程式，因此選用緩坡方程式來討論在不定水深中波浪進行時發生的折射、繞射、反射等效應之共同組合，即本模式能兼顧港內、港外波浪同時考慮受水深變化影響的特性，這是與一般在計算港池振盪問題研究上的一大不同與特色。

本模式計算整個港池之波浪分佈時採用圖 4-1 等深線再以網格差分化將整個計算點之水深計算，整個數值計算係採用有限元素法來計算，其計算條件採用二個主要方向即東北與東南向二種入射方向波浪條件採週期由 8 秒每隔二秒計算一次到 20 秒波高為單位長度，計算過程不考慮底床摩擦，防波堤處之反射率採用全反射，僅在漁港北外堤與南外廓防波堤間之交角處設入反射率為零，令波浪能量被吸收掉，亦不考慮波浪行進中的碎波。

經由以上之計算條件，計算得到的結果如圖 4-2 至圖 4-8 為東北向週期由 20 秒到 8 秒之波高比值分佈圖，圖 4-9 到圖 4-14 為東南向週期由 20 到 8 秒之波高比值分佈圖。由東北向各圖可明顯發現南外廓堤防從 20 秒到 8 秒都會出現波浪集中在某一區域，且在一定間隔處出現，這種現象週期愈長愈明顯，由各圖比較其出現波浪較大處即在 SB31、SB23、SB19、SB15 附近，而此正好與防波堤損壞嚴重處呈現相互印証，尤其在 14 秒附

近更為明顯。再從另一個相差 90 度入射的波浪情況即採入射波方向為東南向，亦呈現與東北向相似之現象，唯波浪集中的區域範圍較小，但出現的區間相似，而且亦在 14 秒左右出現明顯集中在 SB20 附近與 SB31 附近，由以上討論可得知，波浪在夾角 90 度內(即東北與東南之夾角內)某些週期會造成波浪集中於目前波破壞較嚴重區域，尤其週期在 10 到 14 秒之間更顯現。

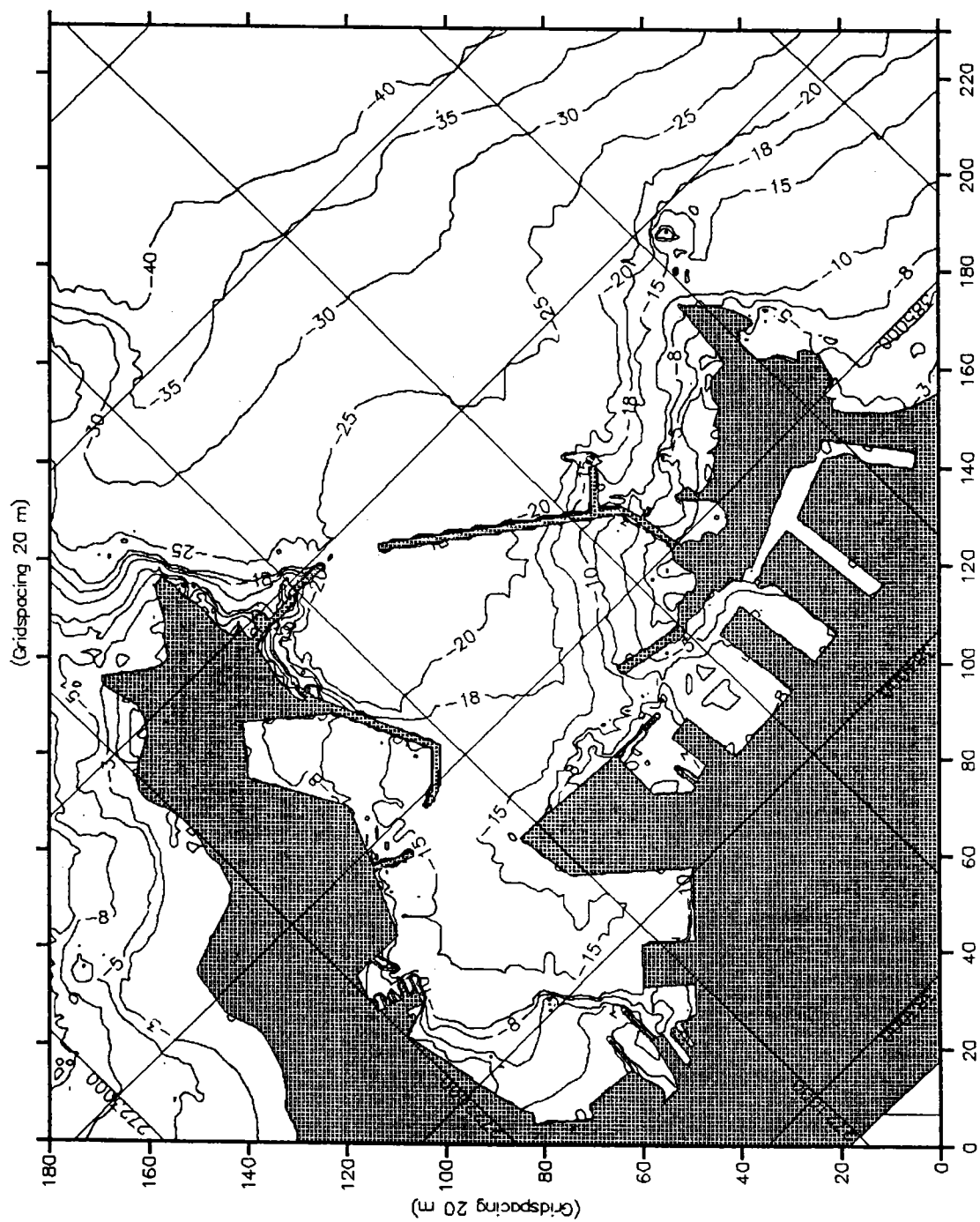


圖 4-1 港池水深分佈圖

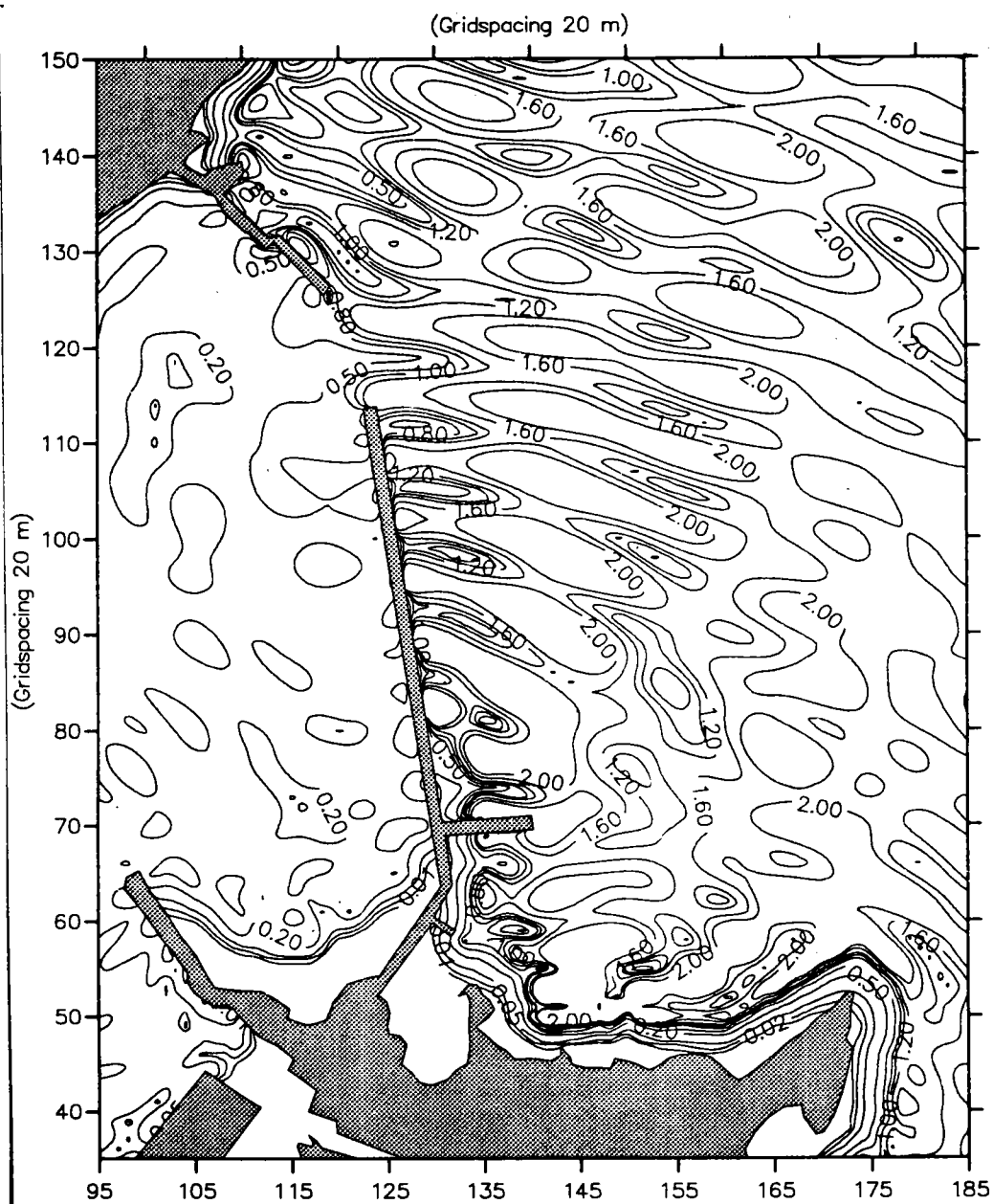


圖 4-2 東北向波高比值分佈

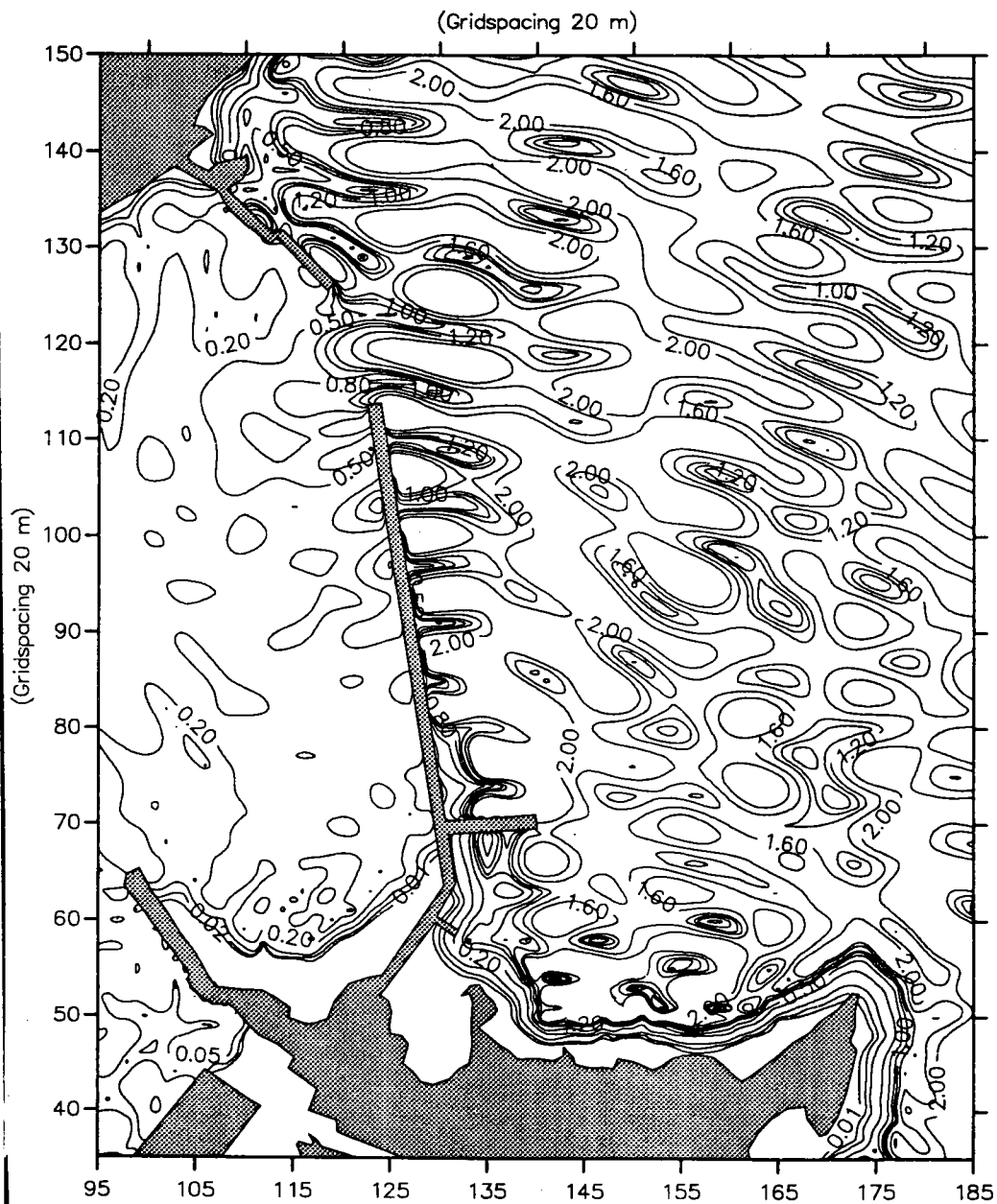


圖 4-3 東北向波高比值分佈

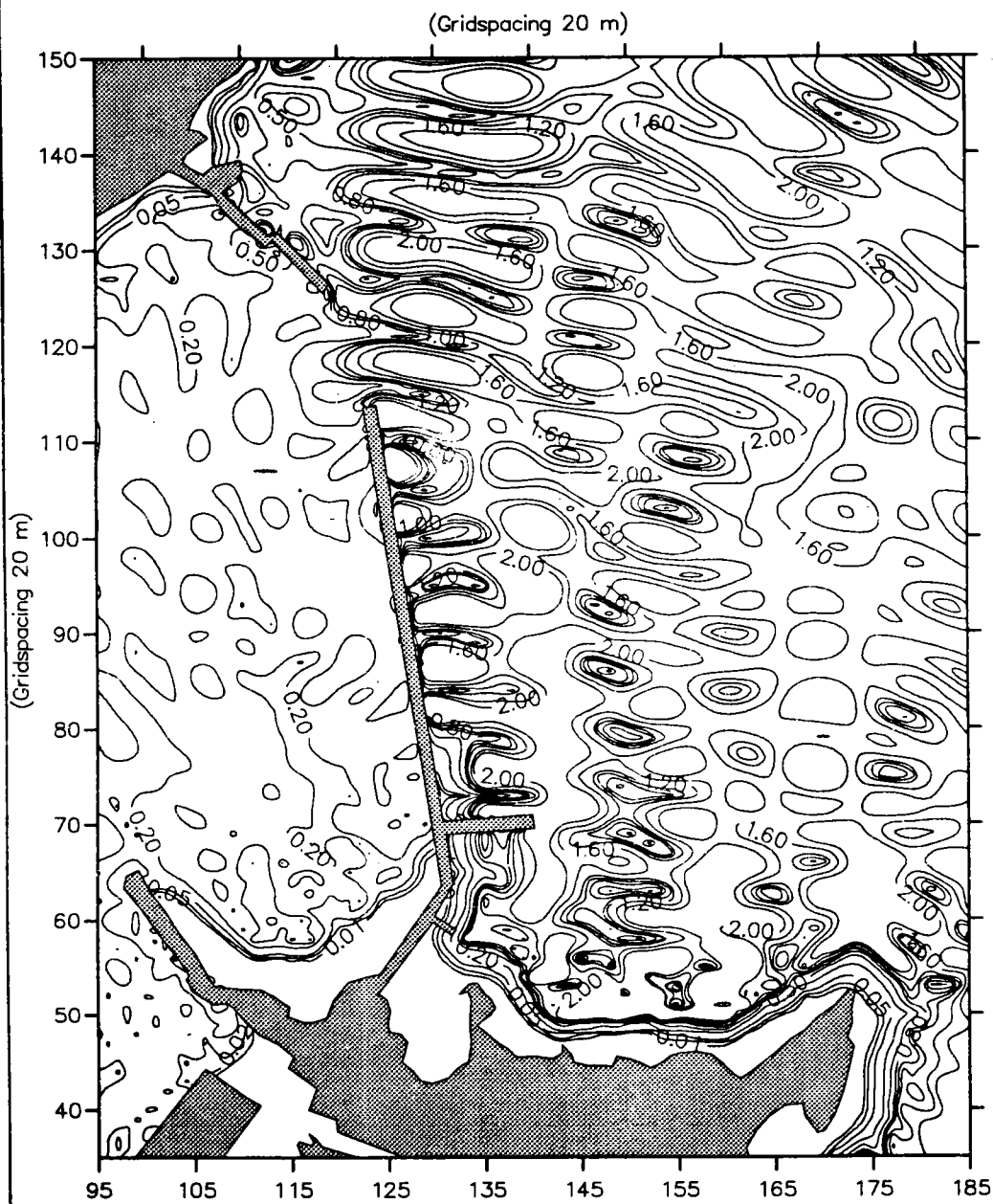


圖 4-4 東北向波高比值分佈

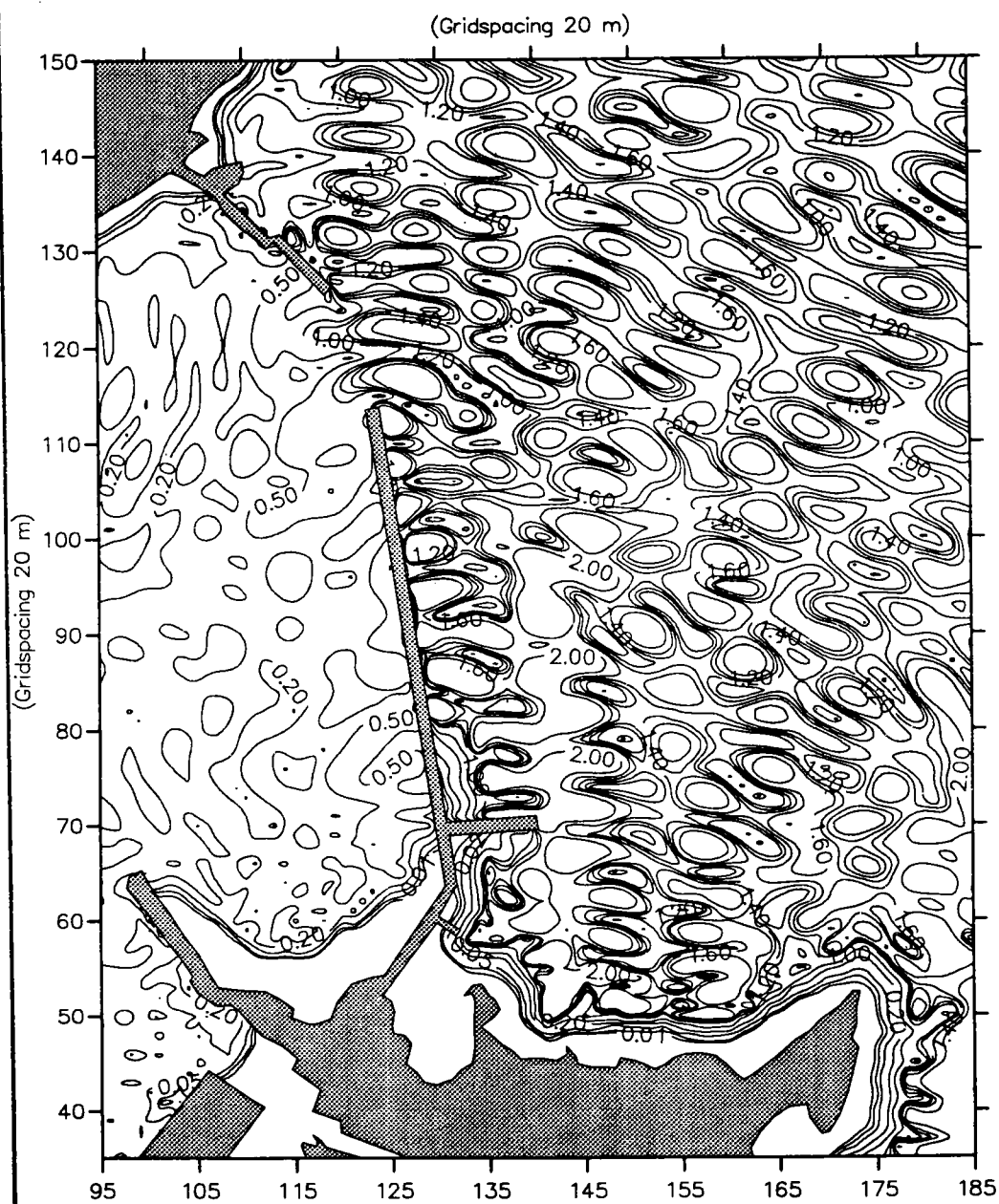


圖 4-5 東北向波高比值分佈

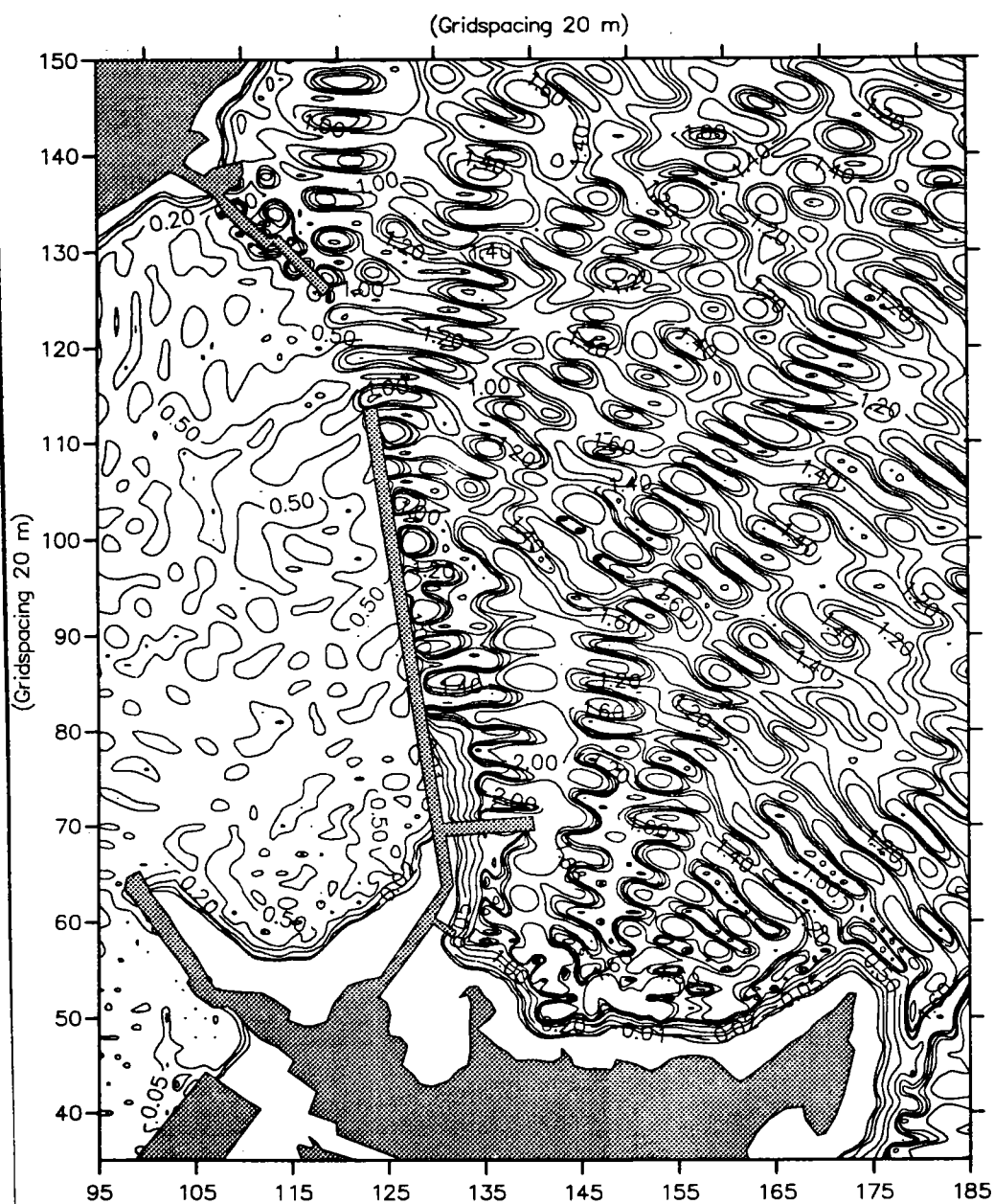


圖 4-6 東北向波高比值分佈

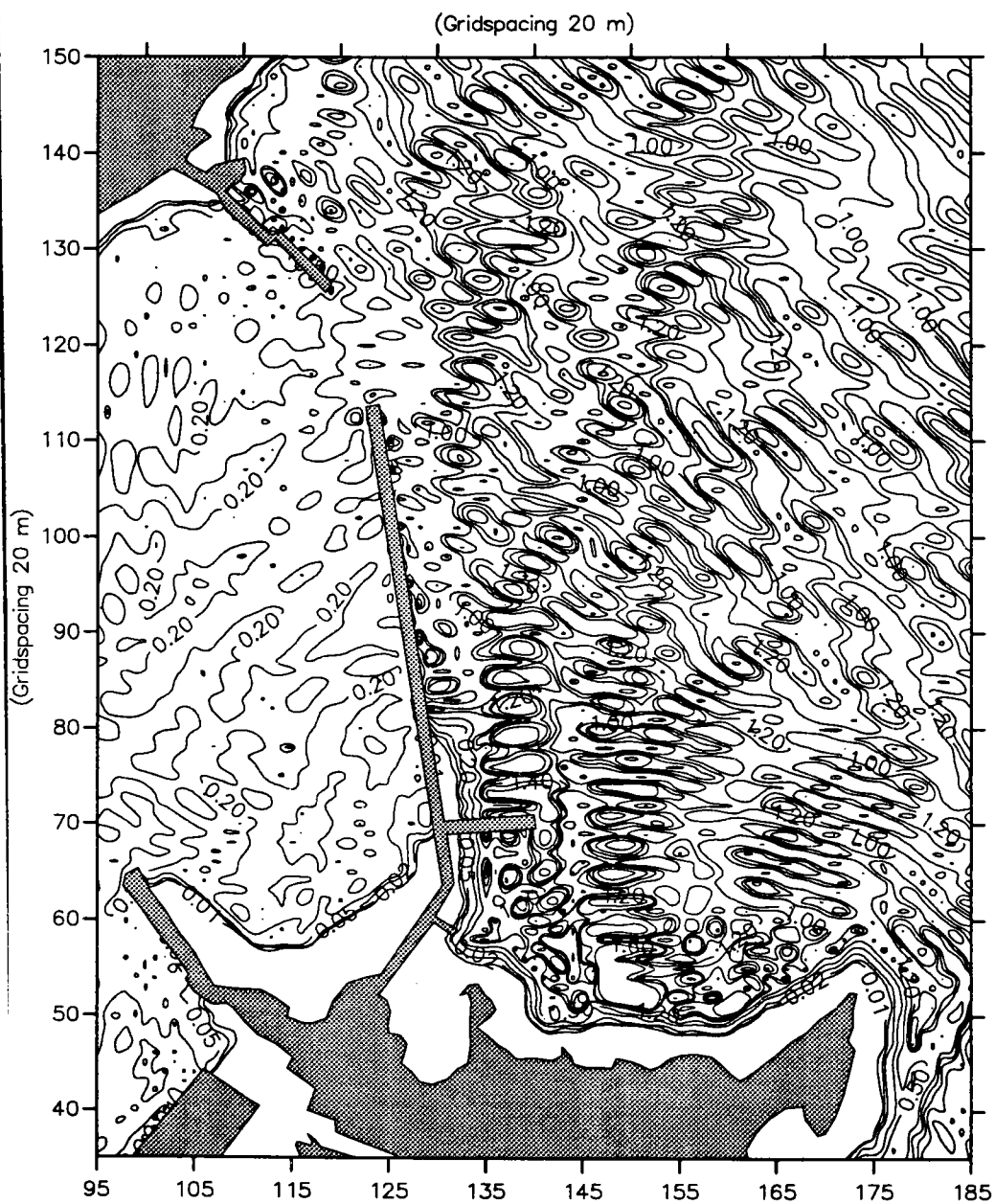


圖 4-7 東北向波高比值分佈

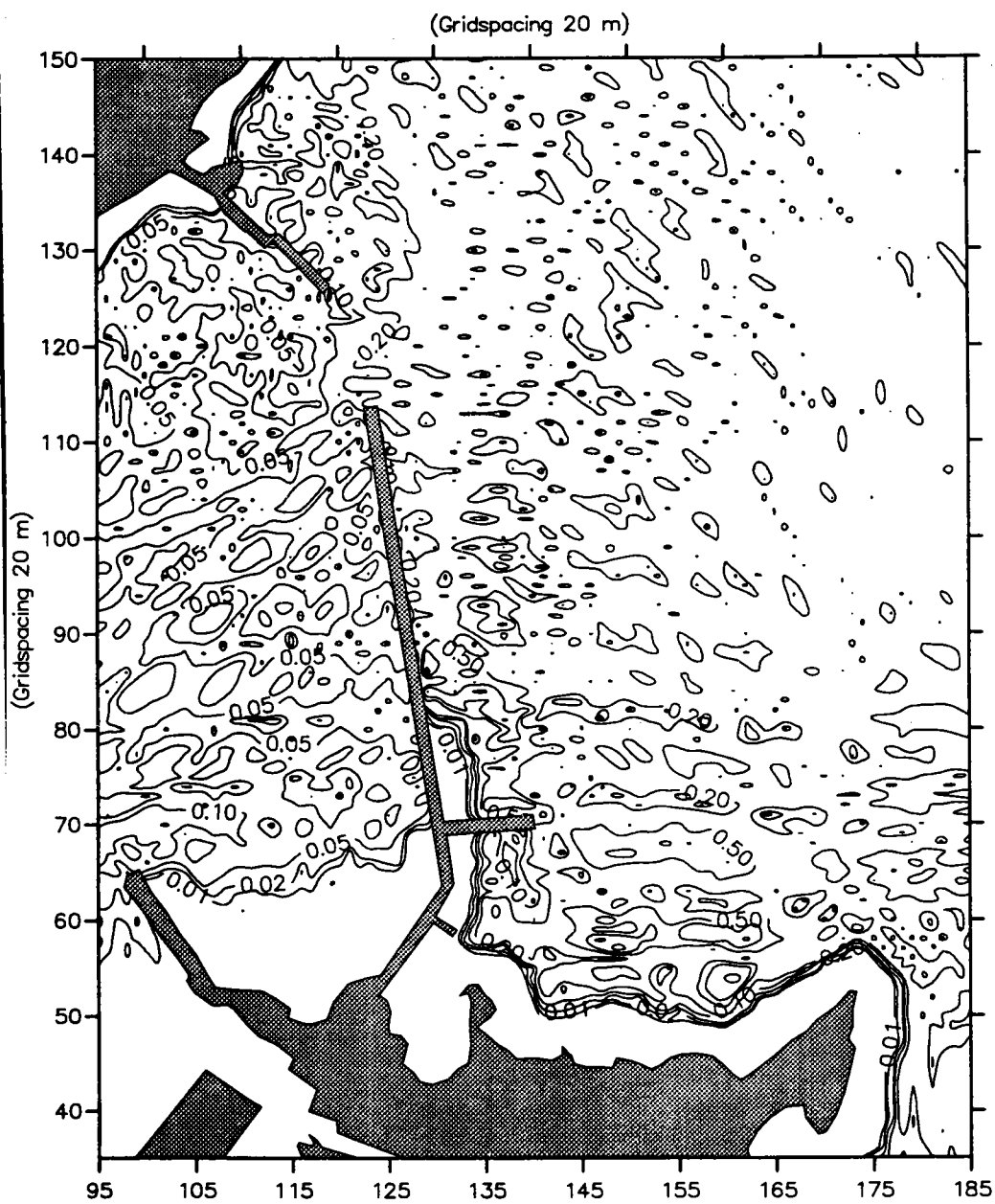


圖 4-8 東北向波高比值分佈

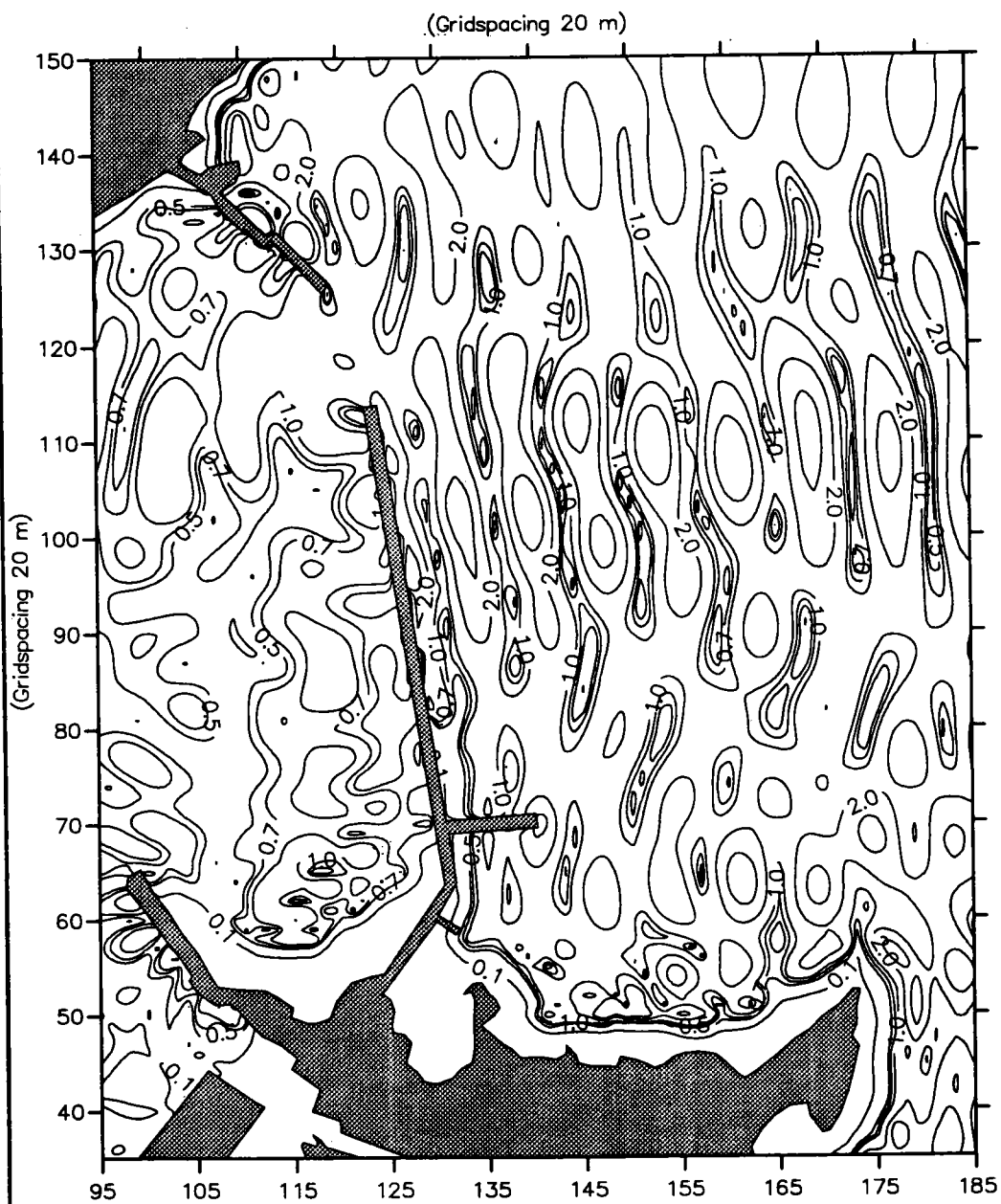


圖 4-9 東南向波高比值分佈

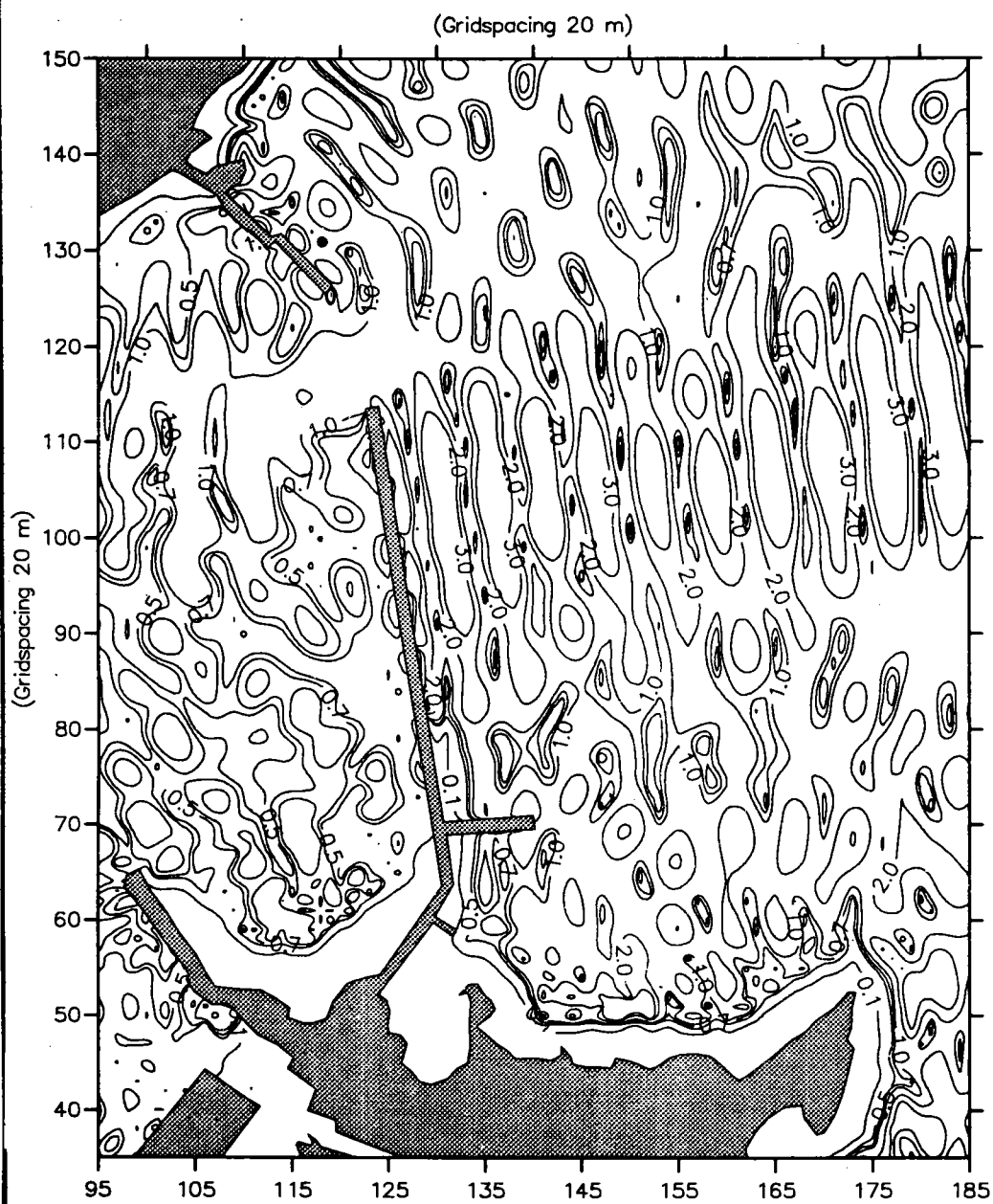


圖 4-10 東南向波高比值分佈

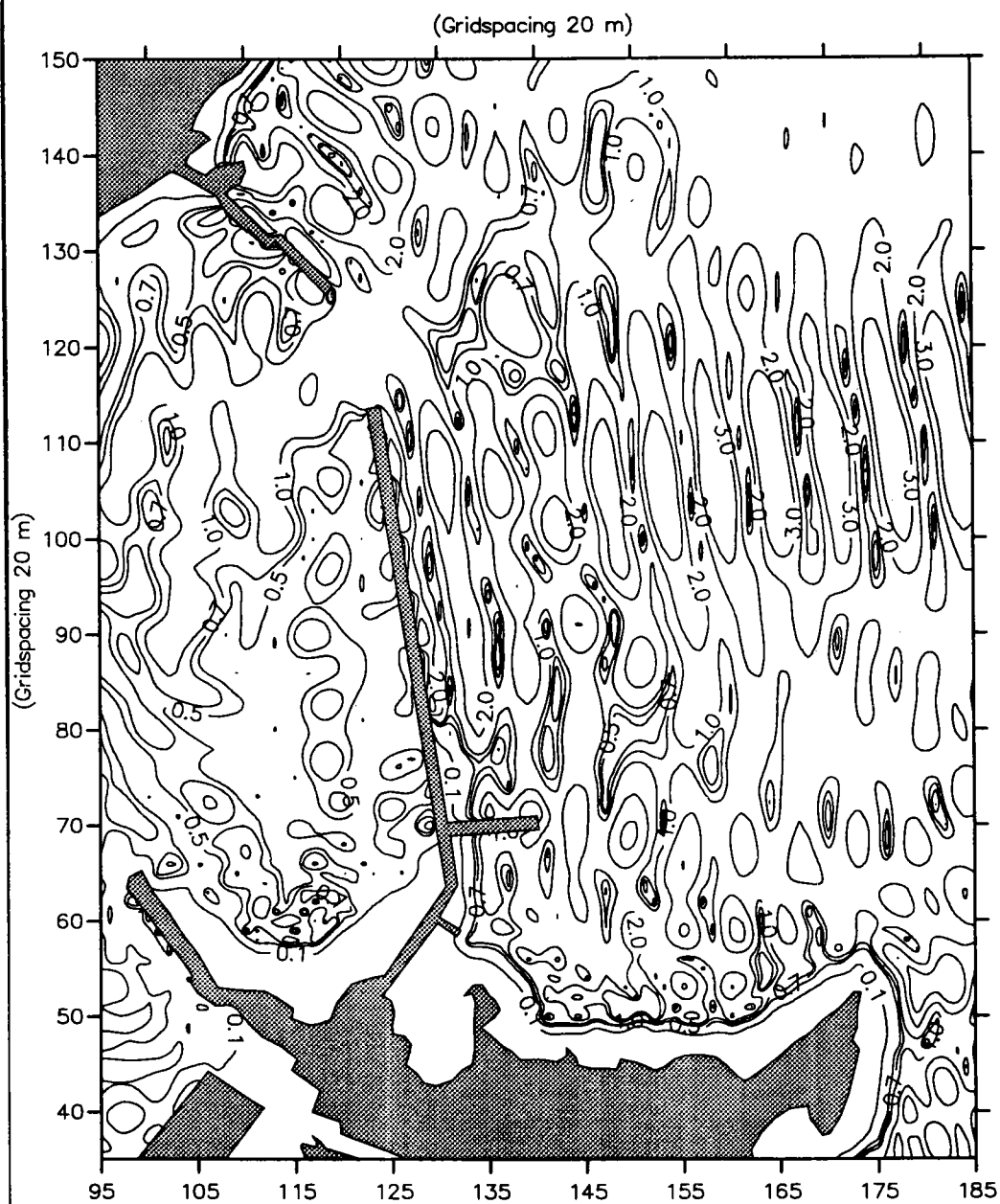


圖 4-11 東南向波高比值分佈

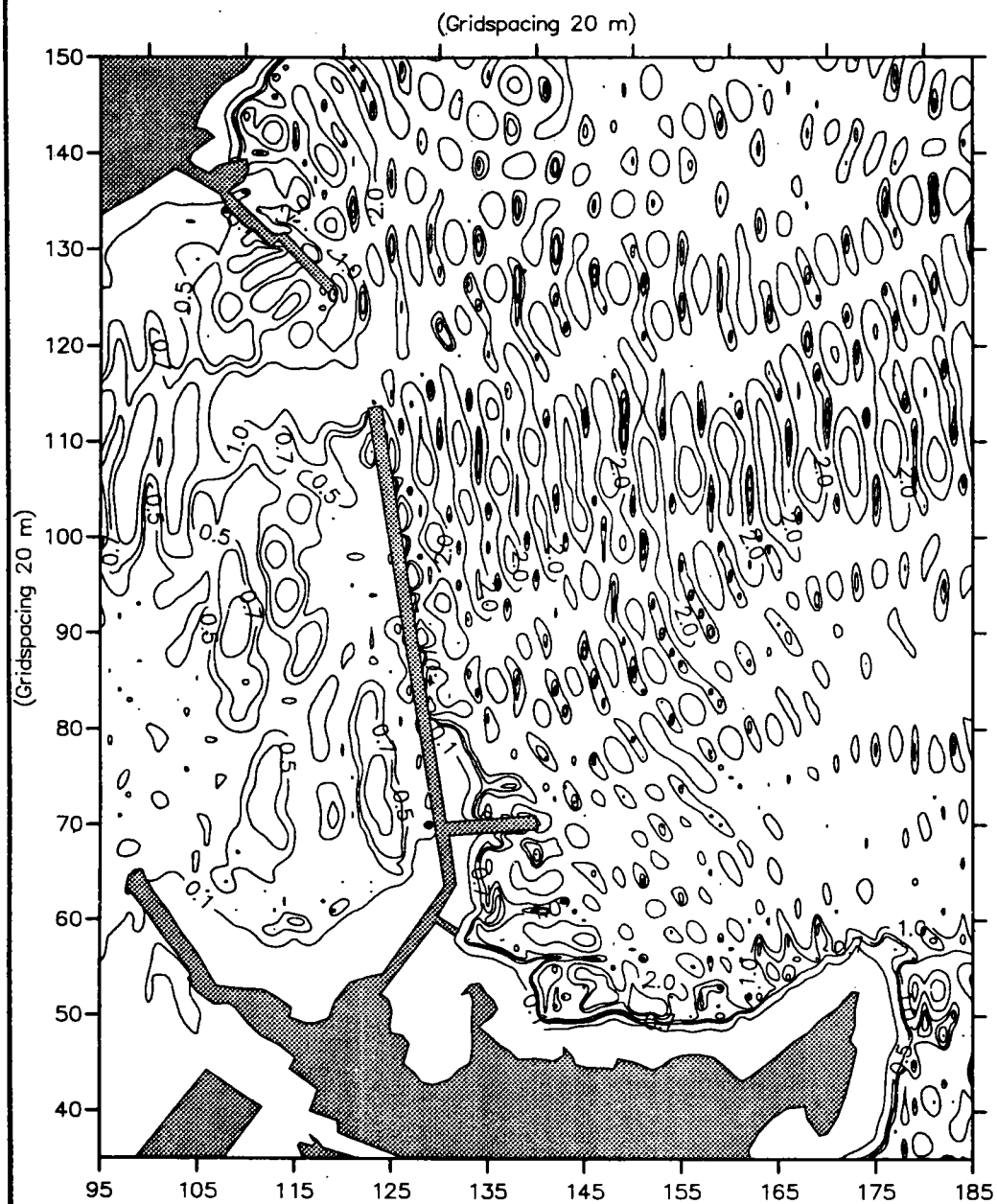


圖 4-12 東南向波高比值分佈

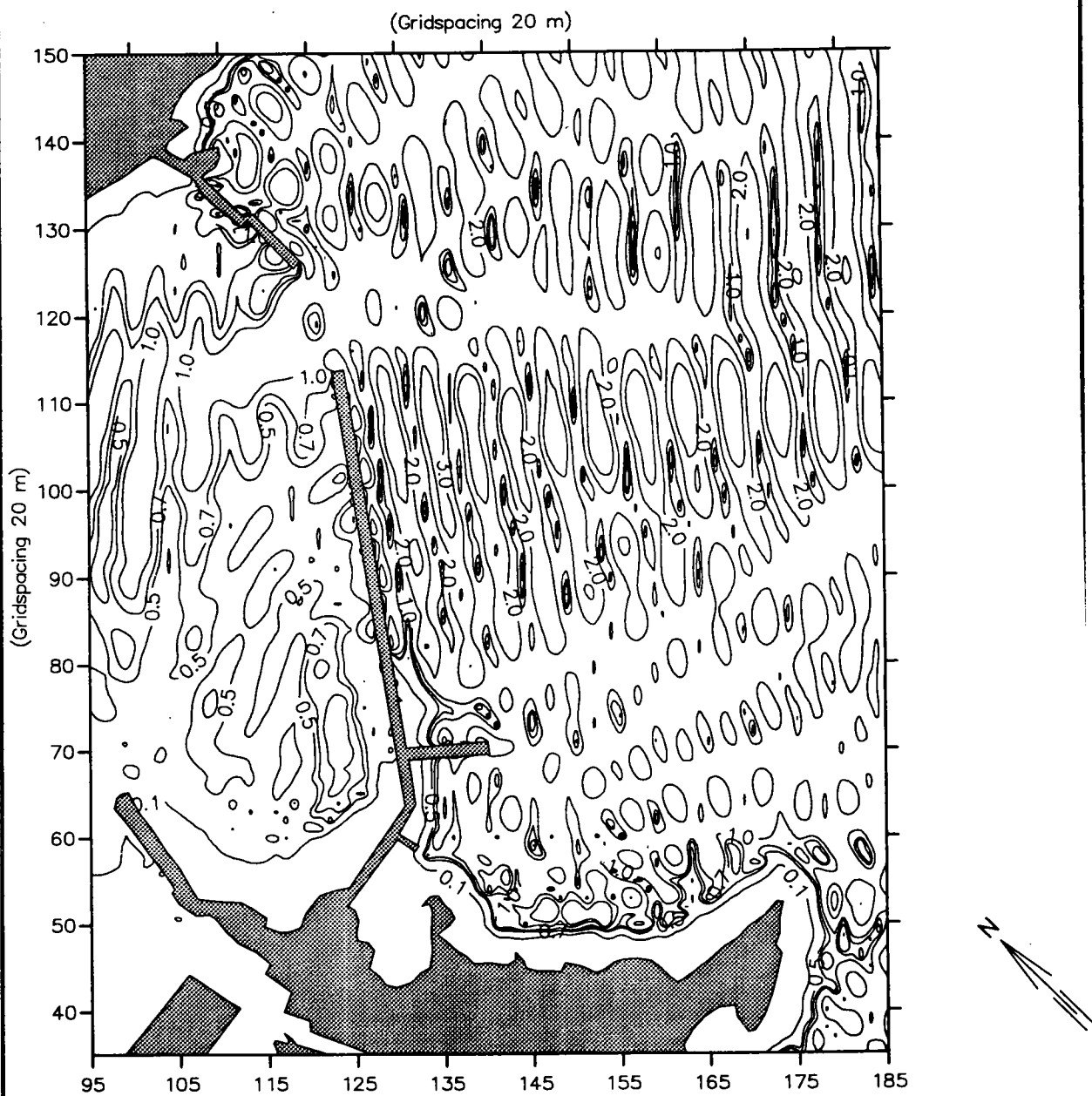


圖 4-13 東南向波高比值分佈

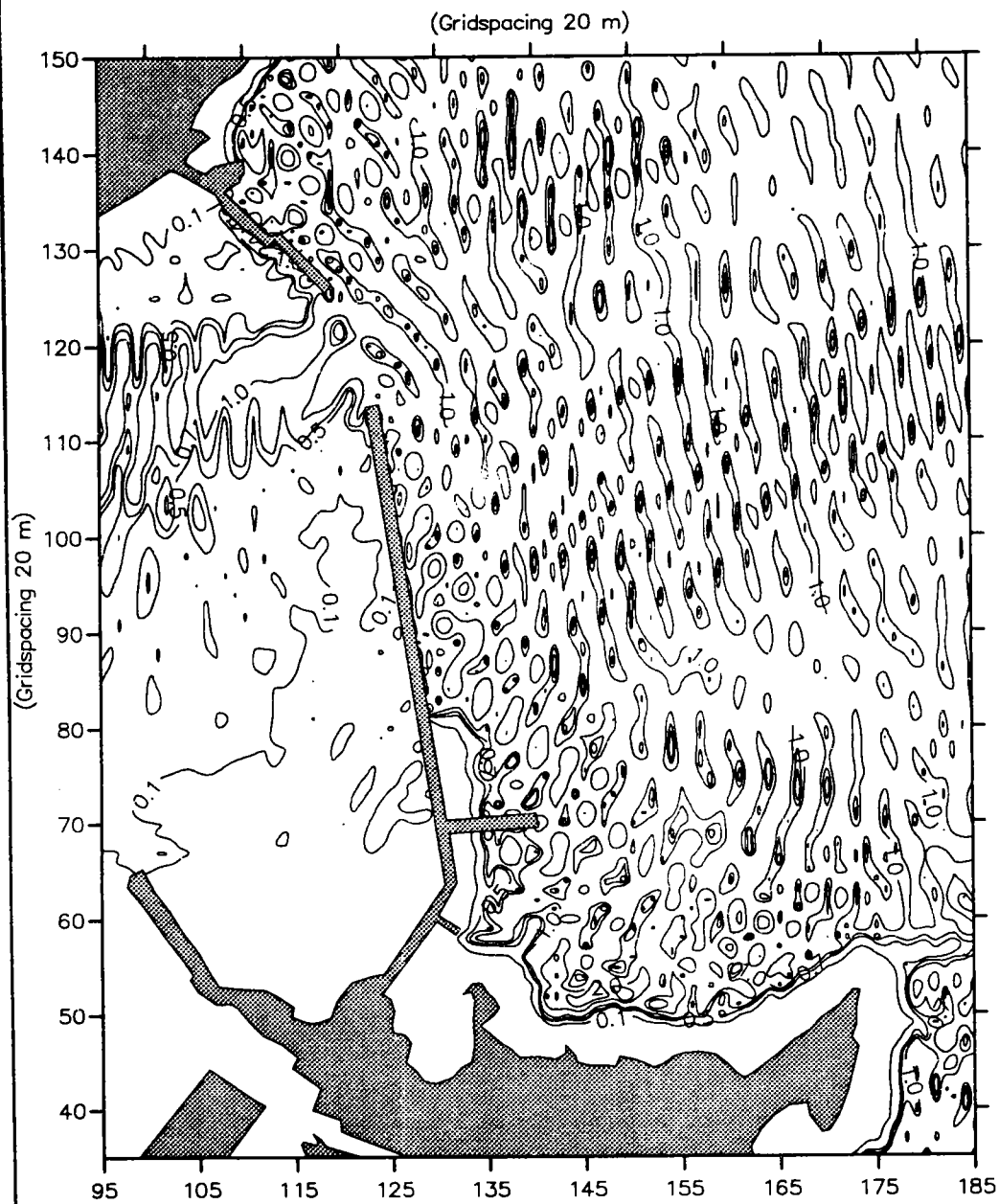


圖 4-14 東南向波高比值分佈

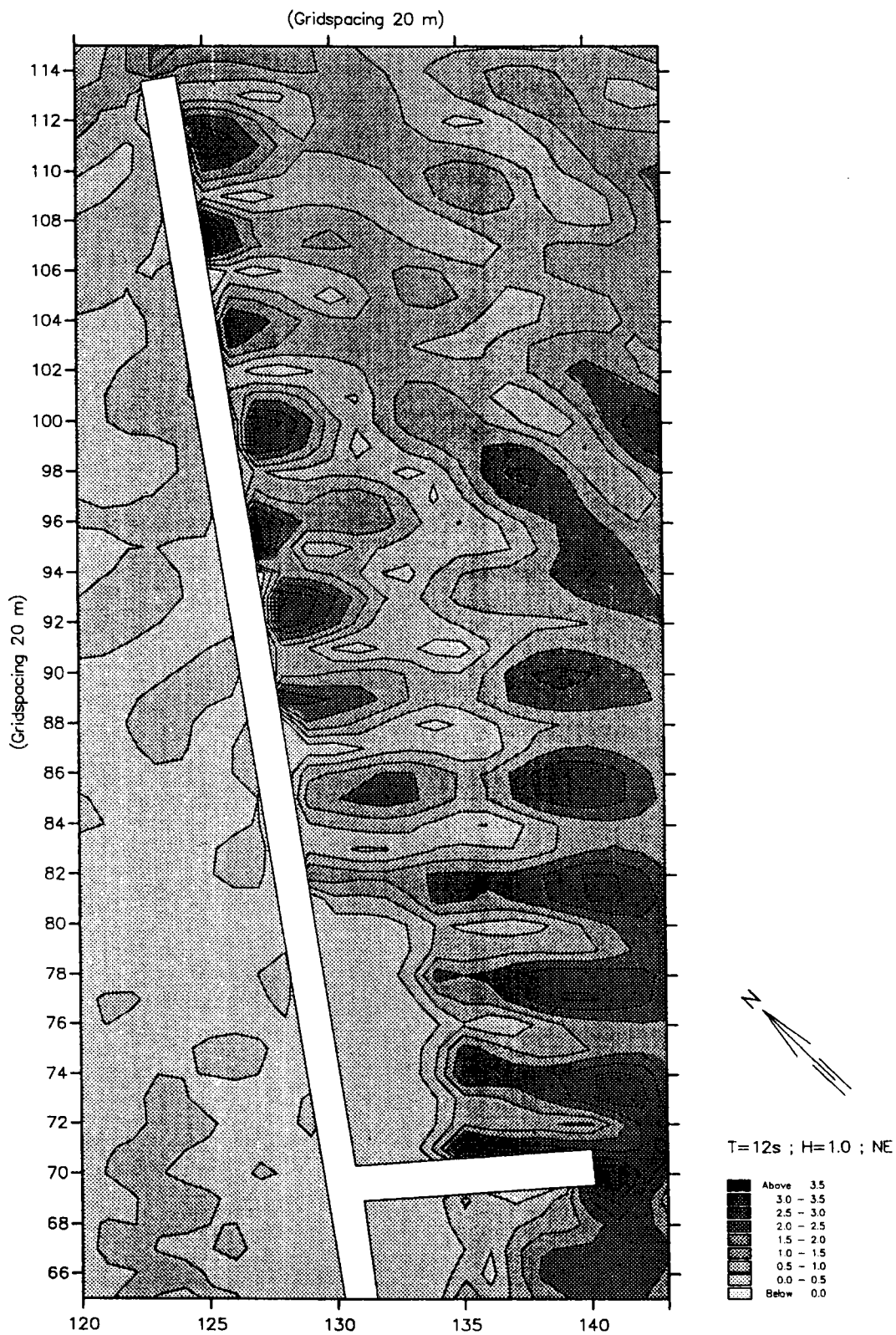


圖 4-15 東北向南防波堤 12 秒之波高比值圖

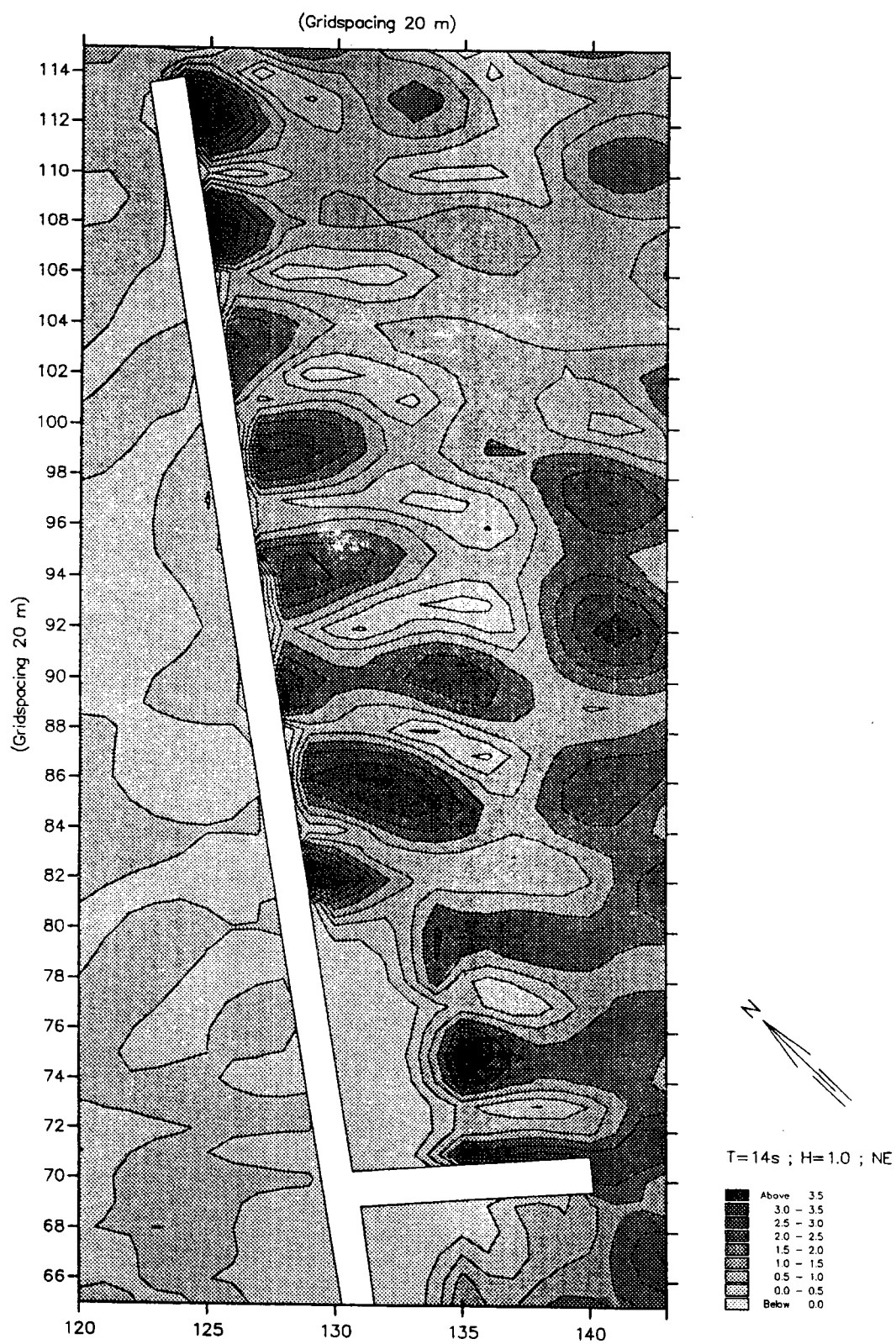


圖 4-16 東北向南防波堤14秒之波高比值圖

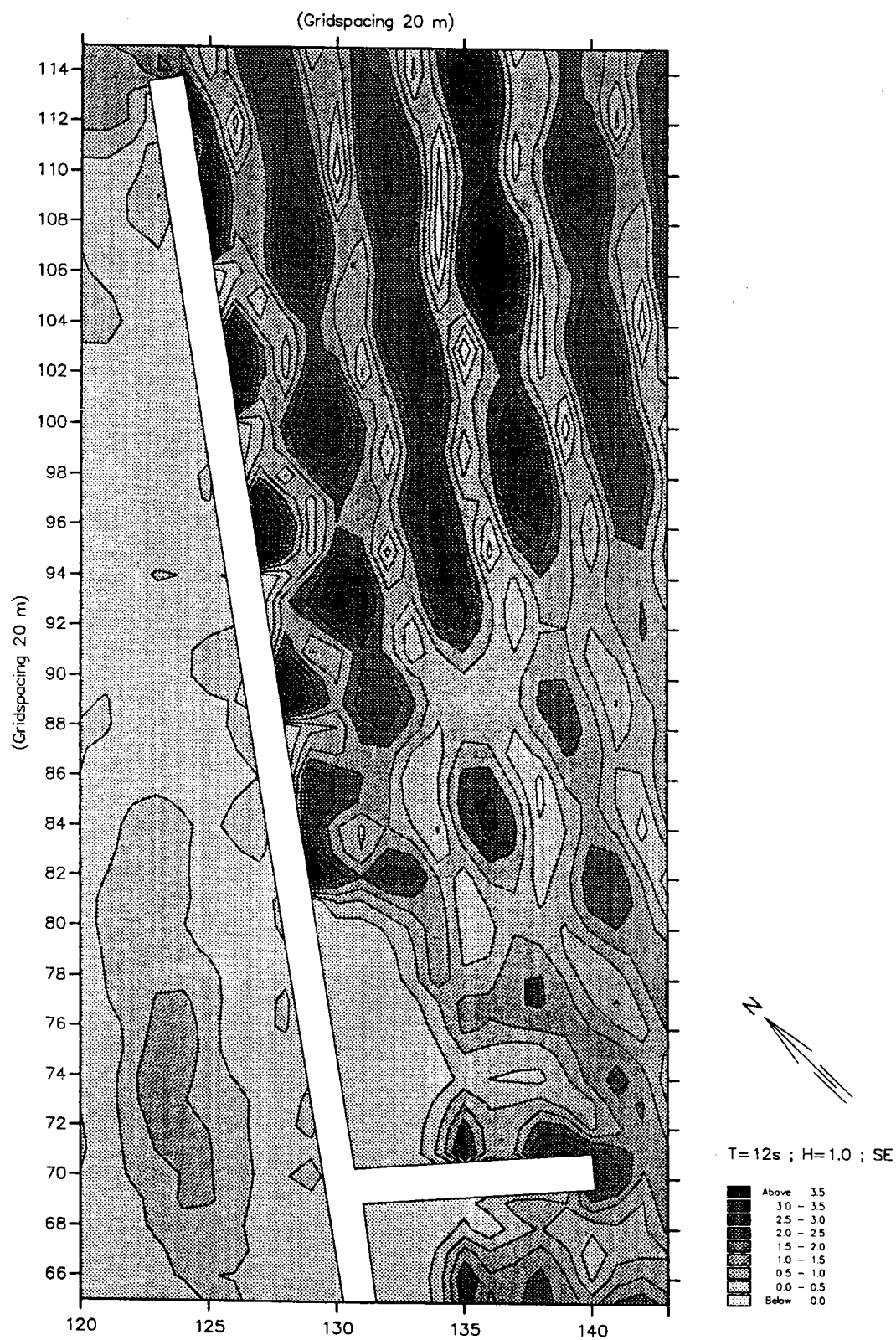


圖 4-17 東南向南防波堤 12 秒之波高比值圖

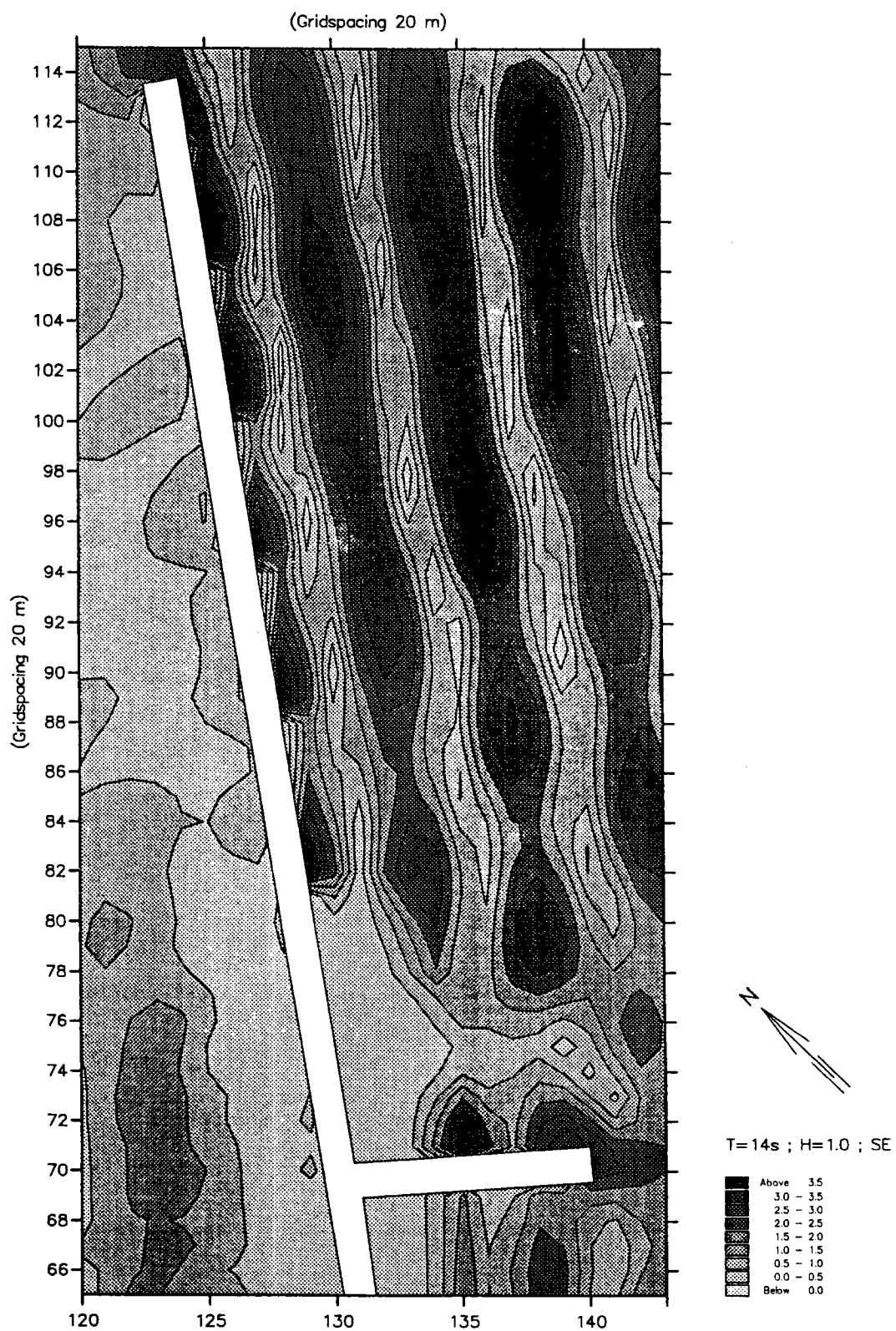


圖 4-18 東南向南防波堤 14 秒之波高比值圖

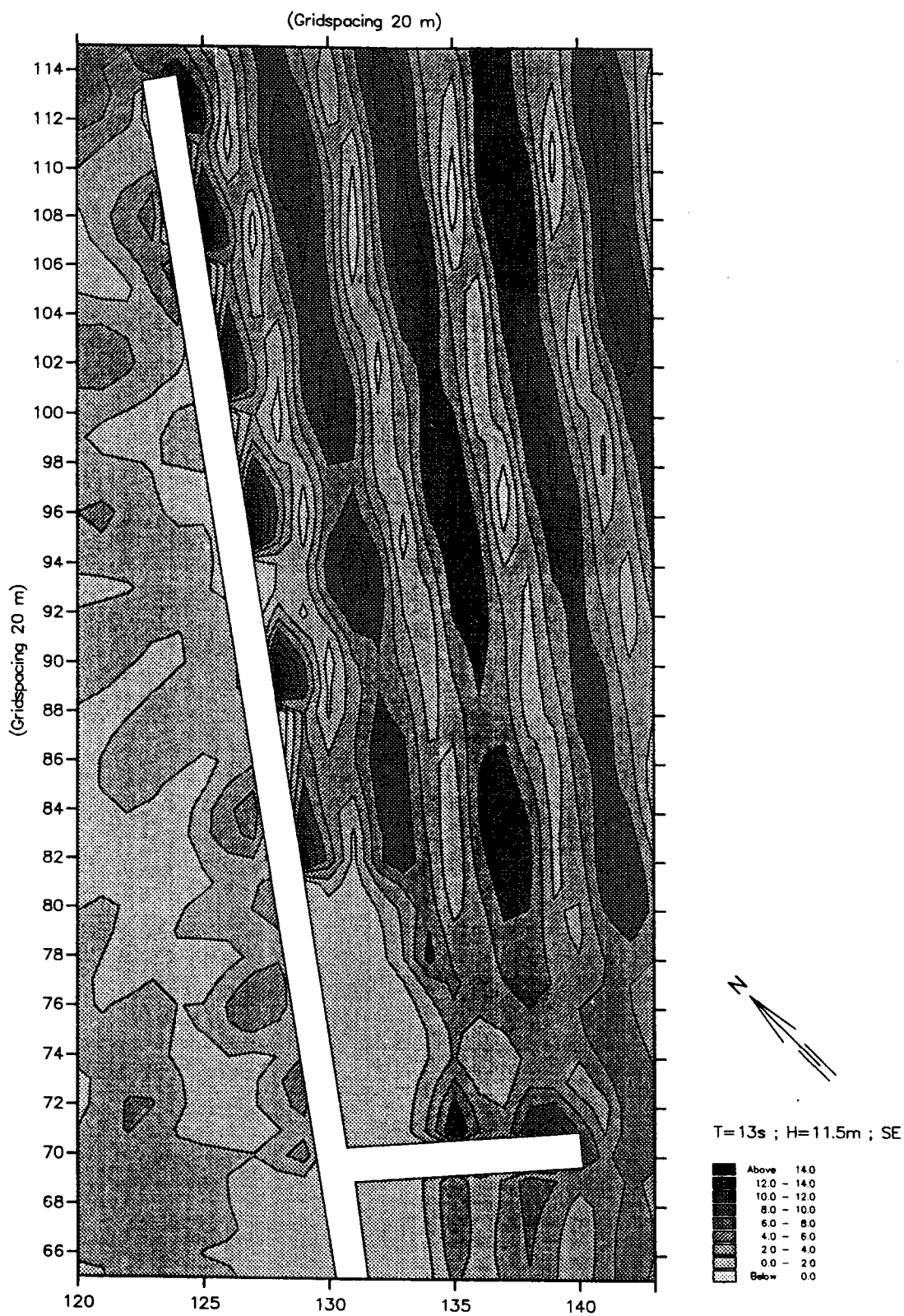


圖 4-19 颱風東南向 $T_{1/3}=13$ 秒， $H_{1/3}=11.5$ 秒防波堤堤面波高分佈圖

第五章 設計波高與週期之檢討

(本章依據颱風波浪資料分析及預測模式之建立整理，並依港池振盪之數值模擬提供之程式計算)

本研究採用示性波推算模式，數值模式及極值統計的方式，來建立蘇澳港之湧浪與風浪之推算模式。經由推算模式計算的結果，再使用極值統計的方法來找出其各重現週期之波高與週期，其中數值模式運用到台灣東部海岸之計算，對波高的預測能力尚可，對週期之預測能力尚無法得到合理的結果，因此目前放棄使用。待修正其基本理論架構及數值技巧後或許能得滿意結果。

示性波推算模式係以因次分析為其基礎，統計分析颱風波浪及季風波浪之影響因子，包括氣壓差(ΔP)，最大風速(U_R)，颱風前進速度(V_F)，吹風距離(F)，科氏參數(f)及最強風速之半徑(R)，表示如下式：

$$H = f_1(\Delta P, U_R, V_F, F, f, R) \quad (5-1)$$

目前台灣收集颱風波浪資料非常有限，蘇澳港附近之颱風資料更是缺乏，本計畫係採用港研所在花蓮港所測得之颱風波浪資料，並使用非線性迴歸方式加以分析，同時依據港研所提供花蓮港颱風波浪資料，將波浪在 7 級風半徑外定義為湧浪，而在 7 級風半徑內定義為風浪，故分別使用湧浪及風浪的資料去做個別的迴歸得到其波高與週期之計算式如下：

湧 浪

$$H_s = 1.4 + 65 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) e^{3.0 \left(\frac{R_r}{D} \right)^2} (1 - A_S) \quad (5-2)$$

$$T_s = 4.0 + 52.69 \left(\frac{\Delta P}{100g} \right)^{\frac{1}{2}} e^{0.74 \left(\frac{R_7}{D} \right)^{\frac{1}{2}}} (1 - A_S) \quad (5-3)$$

風 浪

$$H_H = 1.4 + 95.68 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) (1 - A_S) \quad (5-4)$$

$$T_H = 4.0 + 120.5 \left(\frac{\Delta P}{100g} \right)^{\frac{1}{2}} (1 - A_S) \quad (5-5)$$

若合併所有颱風波浪資料再做非線性迴歸，獲得之結果為

$$\begin{aligned} H &= 1.4 + 11.50 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) e^{2.02 \left(\frac{R_7}{D} \right)^{\frac{1}{2}}} (1 - A_S) \quad R_7 > \frac{D}{2} \\ &= 1.4 + 11.50 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) e^{2.02} (1 - A_S) \quad R_7 \leq \frac{D}{2} \end{aligned} \quad (5-6)$$

$$\begin{aligned} T &= 4.0 + 55.39 \left(\frac{\Delta P}{100g} \right)^{\frac{1}{2}} e^{0.74 \left(\frac{R_7}{D} \right)^{\frac{1}{2}}} (1 - A_S) \quad R_7 > \frac{D}{2} \\ &= 4.0 + 55.39 \left(\frac{\Delta P}{100g} \right)^{\frac{1}{2}} e^{0.74} (1 - A_S) \quad R_7 \leq \frac{D}{2} \end{aligned} \quad (5-7)$$

以上各式經由芭比、提姆、弗雷特等三個不同路徑之颱風實測結果驗證得到相當良好的結果，故以上各式應能準確而簡易的預測蘇澳港之湧浪及風浪的統計特性。

引用以上之經驗公式分別計算，從 74 年到 83 年間，中央氣象局公佈侵台之颱風共 58 個颱風，對蘇澳港引起之湧浪及風浪的波高與週期，分別取用個別迴歸之最大波高及合併迴歸之最大波高，再依上述資料採用 FT I 型、FT II 型、韋伯分佈及對數值正規分佈等四種極端值分佈方式，並以相關係數來判定出何種分佈為蘇澳港颱風波浪極值分佈的最佳型態，結果顯示韋伯分佈之 MIR 最小，因此韋伯分佈較適合蘇澳港颱風波浪波高分佈之函數。

利用韋伯分佈並採用非年選用法，得到之相關係數將比使用年選用法的相關係數為高，此可能係選用之颱風年數僅 10 年數據可能偏少所致，經由統計檢驗分析的結果得到如表 5-1 所示之各種重現期之浪高，但其週期引用 SPM(1984)之關係式來推算，表示如下：

$$T_s = 12.1\sqrt{H/g} \quad (5-8)$$

若依蘇澳港 50 年重現期波浪之波高 9.6 ~ 12.9 公尺代入得 50 年重現週期為 11.84 ~ 13.88 秒，波高為 10.3 ~ 11.7 公尺。

經由以上之分析，再利用港池振盪數值模式，並在模式中加入碎波條件及底床摩擦來計算南外廓防波堤前之波高分佈如圖 4-19 所示，經計算結果得到在 SB19 附近堤面波高達 16.2 公尺週期為 13 秒，同時由此圖亦明顯出現波浪集中作用在防波堤破壞較嚴重之區域的現象。

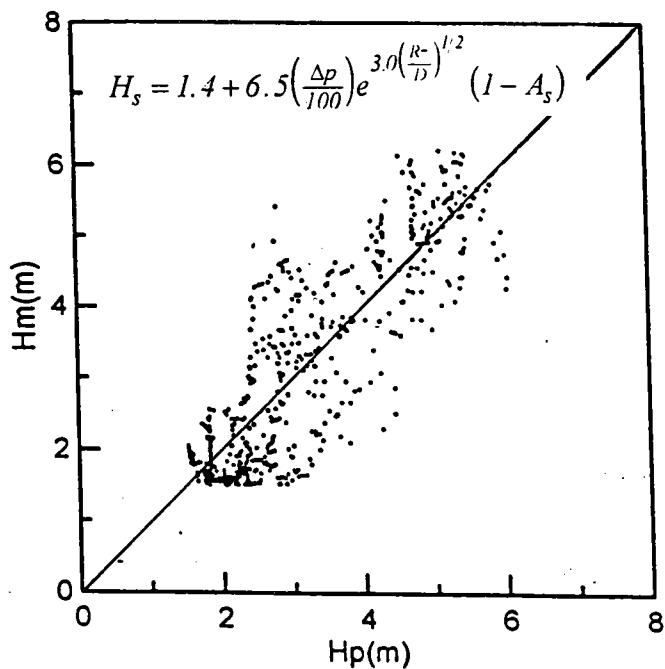


圖 5-1 湧浪推算之波高與實測波高之比較

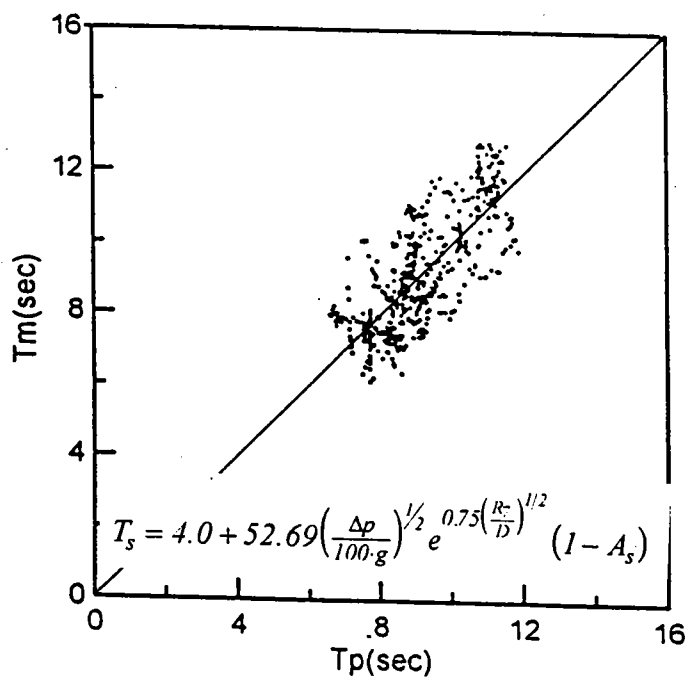


圖 5-2 湧浪推算之週期與實測週期之比較

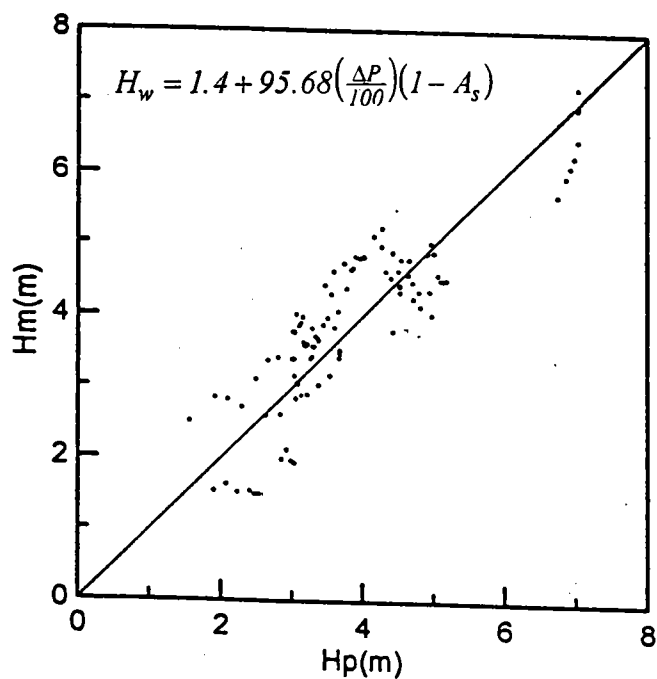


圖 5-3 風浪推算之波高與實測波高之比較

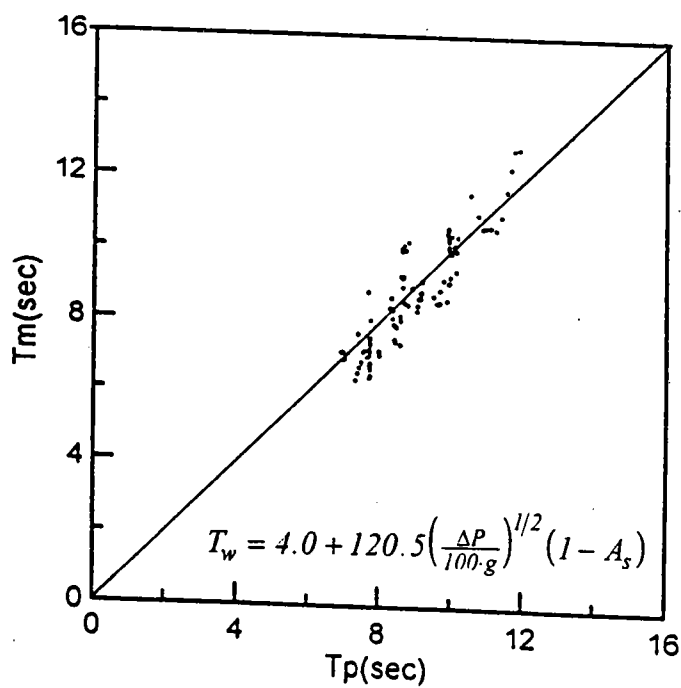
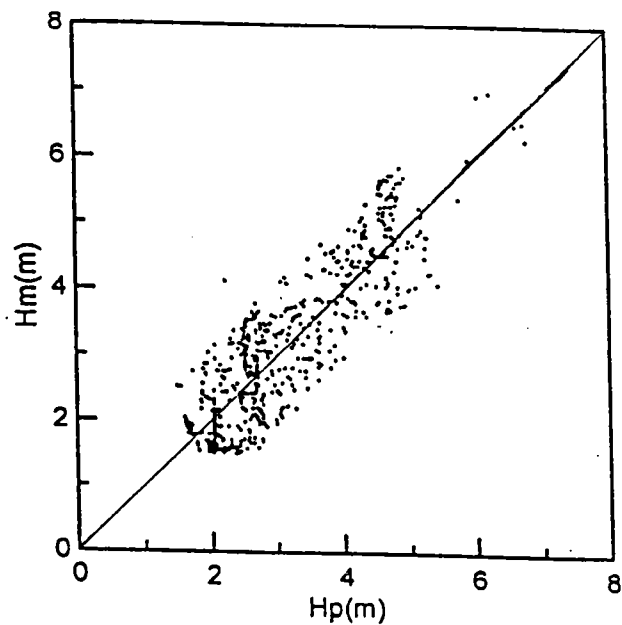


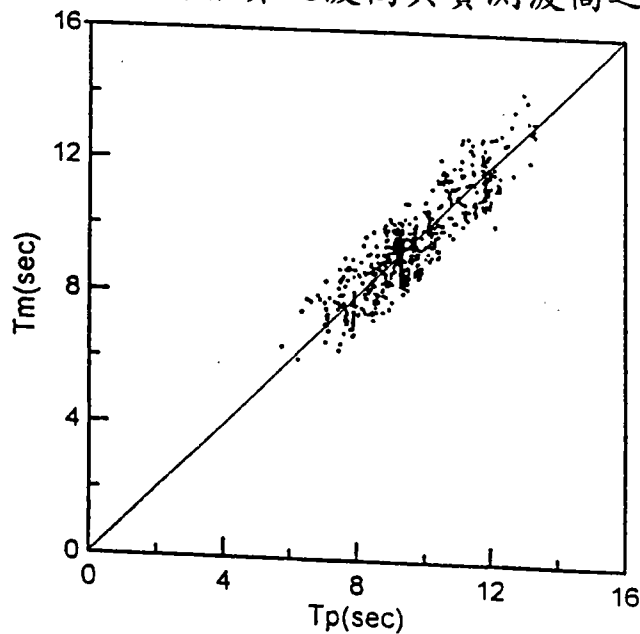
圖 5-4 風浪推算之週期與實測週期之比較



$$H = 1.4 + 11.50 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) e^{2.02 \left(\frac{R_7}{D} \right)^{1/2}} (1 - A_s), \quad R_7 > \frac{D}{2}$$

$$= 1.4 + 11.50 \left(\frac{\Delta P}{100} \right) e^{2.02} (1 - A_s), \quad R_7 \leq \frac{D}{2}$$

圖 5-5 合併推算之波高與實測波高之比較



$$T = 4.0 + 55.39 \left(\frac{\Delta P}{100 \cdot g} \right)^{1/2} e^{0.74 \left(\frac{R_7}{D} \right)^{1/2}} (1 - A_s), \quad R_7 > \frac{D}{2}$$

$$= 4.0 + 55.39 \left(\frac{\Delta P}{100 \cdot g} \right)^{1/2} e^{0.74} (1 - A_s), \quad R_7 \leq \frac{D}{2}$$

圖 5-6 合併推算之週期與實測週期之比較

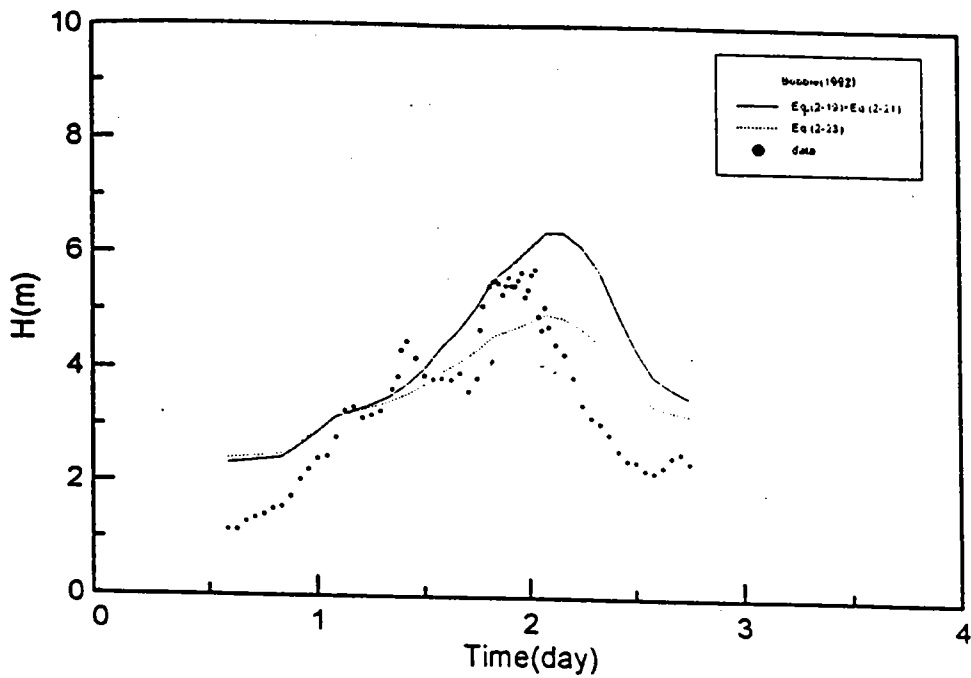


圖 5-7 芭比颱風統計推算波浪波高與實測比較

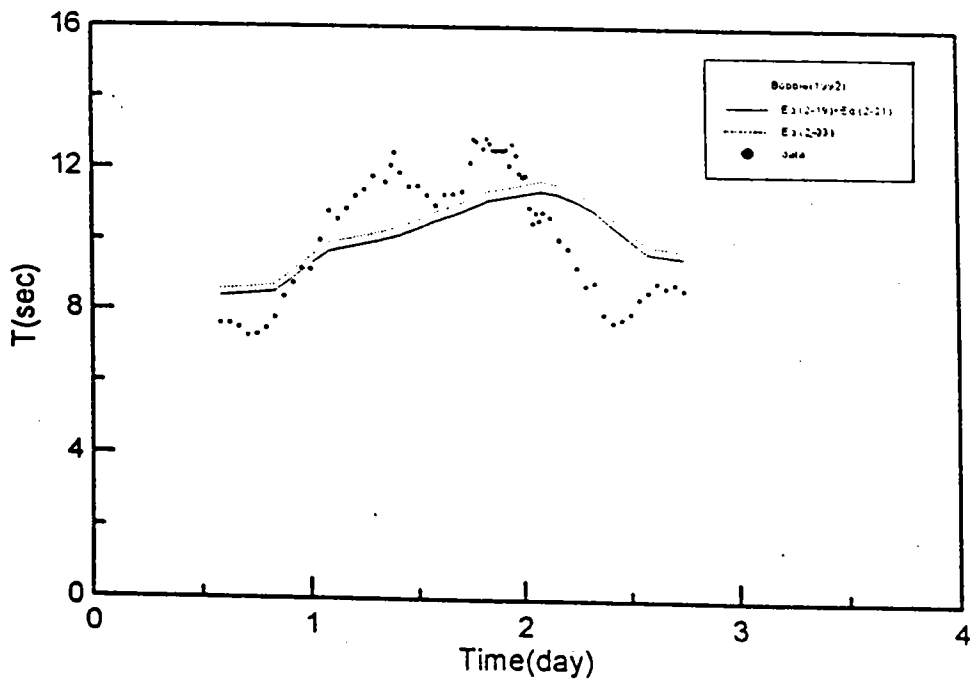


圖 5-8 芭比颱風統計推算波浪週期與實測比較

表 5-1 以韋伯分佈計算各重現期之波浪波高

單位：公尺

重現期(年)	分別迴歸	合併迴歸	數值計算
5	8.10 ± 0.57	8.47 ± 0.79	7.99 ± 0.40
10	8.84 ± 0.63	9.51 ± 0.92	8.90 ± 0.48
20	9.53 ± 0.69	10.48 ± 1.03	9.68 ± 0.56
50	10.35 ± 0.76	11.71 ± 1.19	10.58 ± 0.65
100	10.94 ± 0.82	12.59 ± 1.30	11.20 ± 0.71
● 註：數值結果為港研所（1985）以單位元素面積風域法計算所得數據，經本文極值推定。			

第六章 沉箱設計與安全性檢討

(本章依據防波堤受力之現場觀測與分析整理)

[A]位移和傾覆檢測

本章將依原始設計條件配合計算公式，Goda 公式及由實測結果建立的經驗轉換函數來計算外力，並檢測沉箱之安全性。

一、原始設計公式

(1)外力計算

海側

$$\frac{H_i}{d} = \frac{9.0}{25} = 0.36$$

$$\frac{H_i}{gr^2} = \frac{9.0}{9.8 \times 13^2} = 0.0054$$

查圖 6-1 得

$$\frac{h_o}{H_i} = 0.37$$

查圖 6-2 得

$$\frac{F_c}{rd^2} = 0.86$$

查圖 6-3 得

$$\frac{M_c}{rd^3} = 0.42$$

依此值可得

$$h_o = 0.37 \times 9 = 3.33^M$$

$$\begin{aligned} y_c &= d + h_o - H_l \\ &= 25 + 3.33 - 9 \\ &= 37.33^M \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_c &= 0.86 \times r d^2 \\ &= 0.86 \times 1.03 \times 25^2 \\ &= 553.62 T/M \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= 0.42 r d^3 \\ &= 0.42 \times 1.03 \times 25^3 \\ &= 6759.38 T - M/M \end{aligned}$$

港側

$$\frac{H_l}{d} = \frac{5.4}{25} = 0.22$$

$$\frac{H_l}{g T^2} = \frac{5.4}{9.8 \times 13^2} = 0.0033$$

查圖 6-1 得

$$\frac{h_o}{H_l} = 0.23$$

查圖 6-2 得

$$\frac{F_l}{r d^2} = 0.35$$

查圖 6-3 得

$$\frac{M_l}{r d^2} = 0.098$$

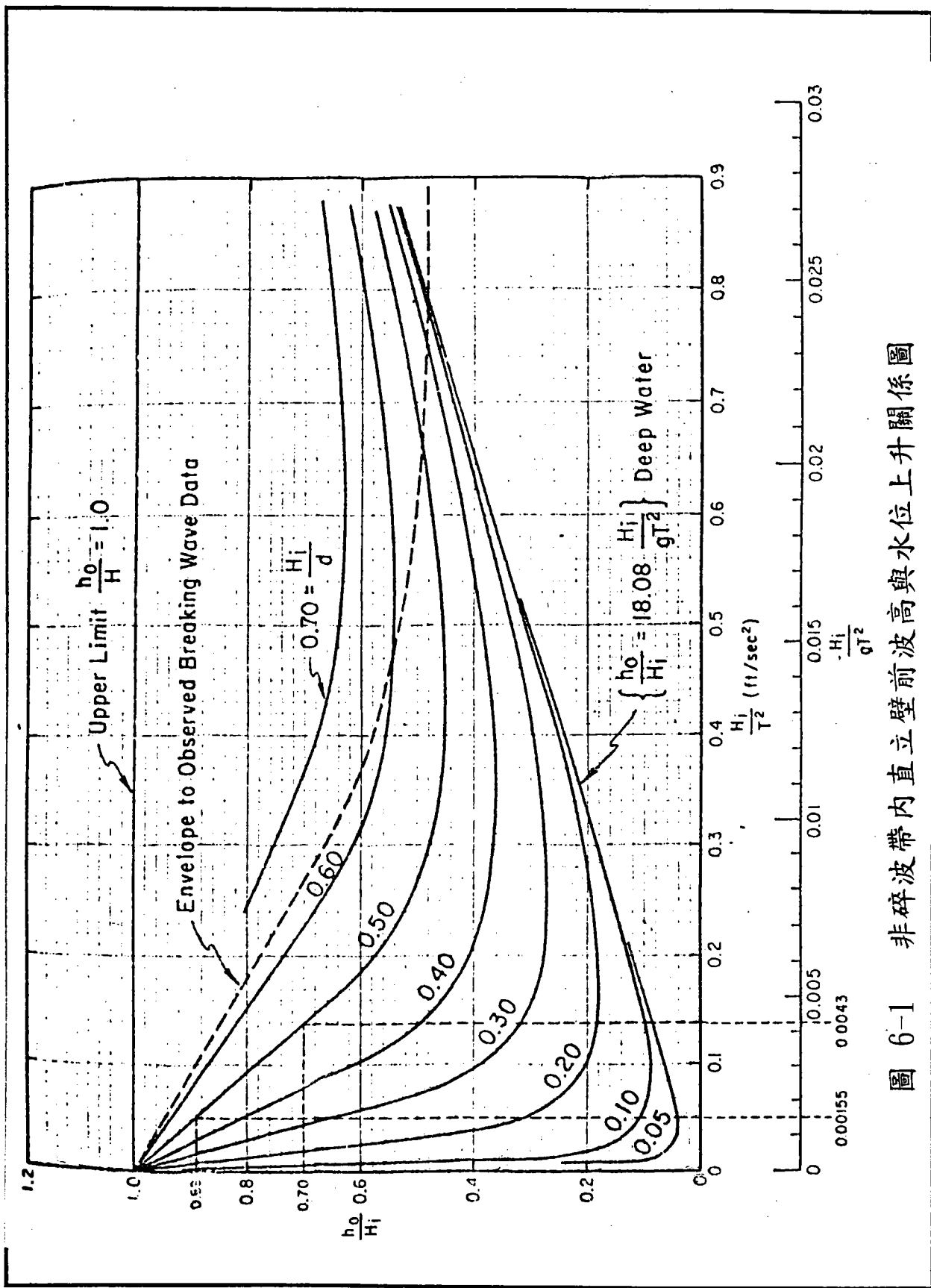


圖 6-1 非碎波帶內直立壁前波高與水位上升關係圖

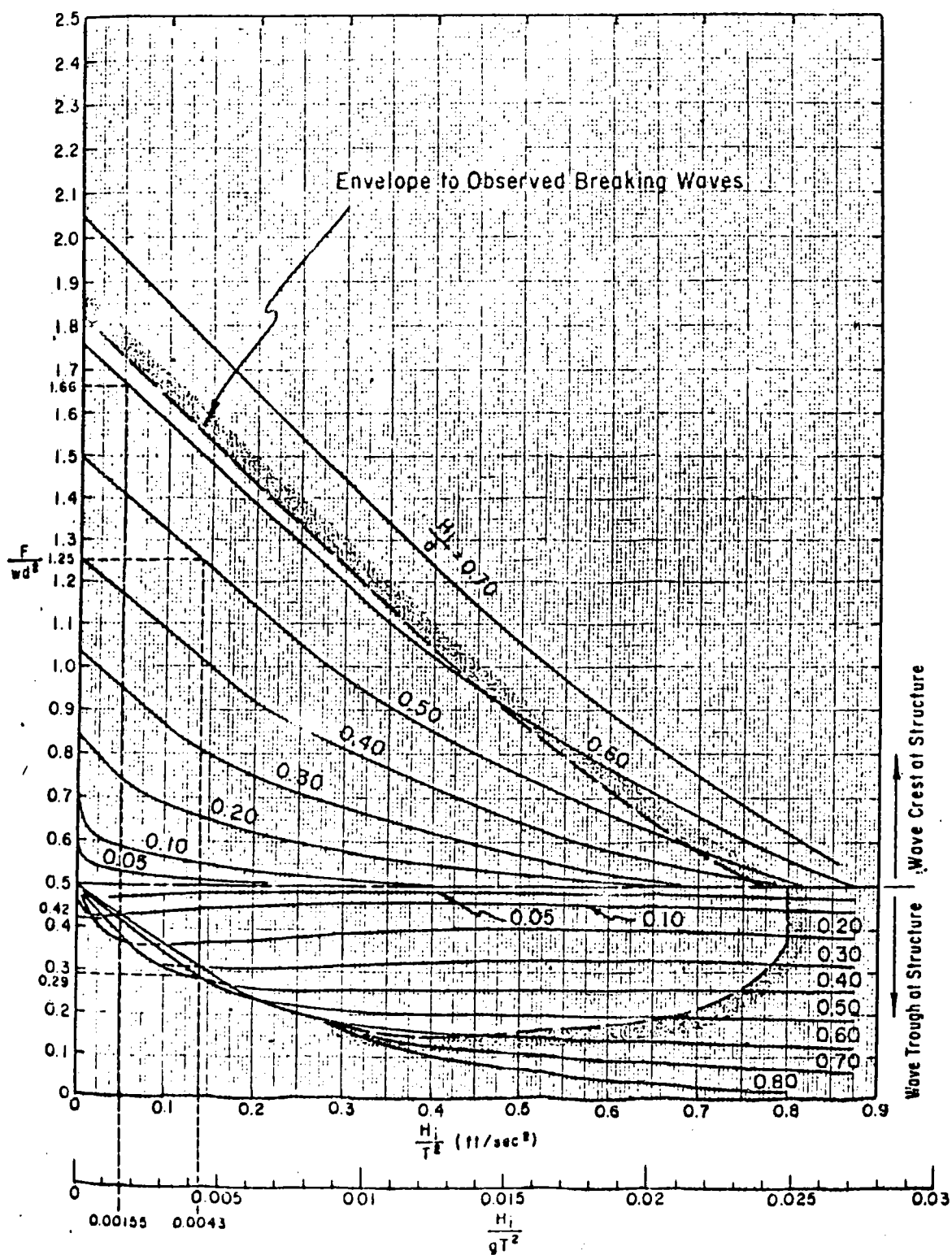


圖 6-2 非碎波帶內直立壁前波高與波力關係圖

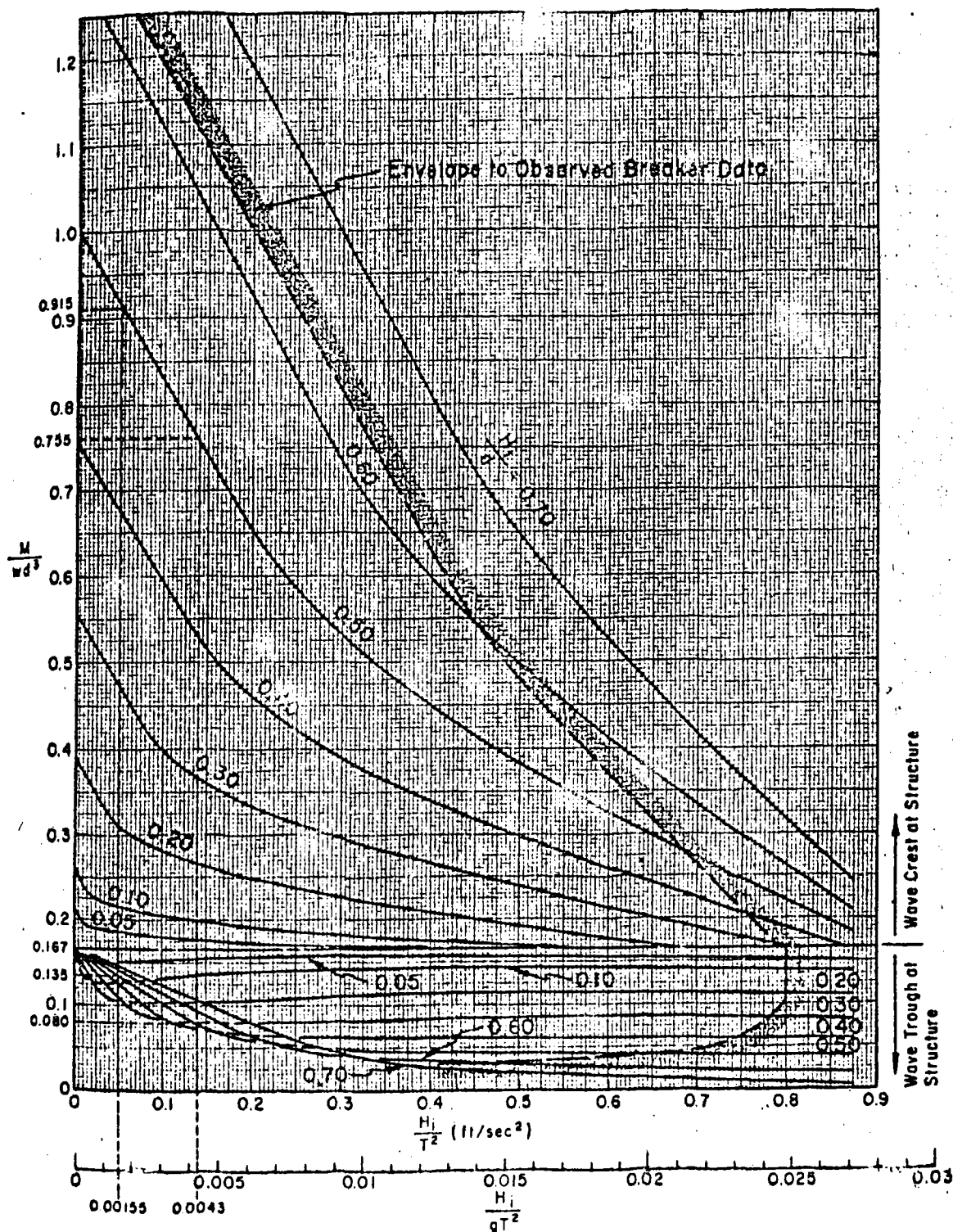


圖 6-3 非碎波帶內直立壁前波高與波力矩關係圖

計算得

$$h_o = 0.23 \times 5.4 = 1.24^M$$

$$\begin{aligned} y_t &= d + h_o - H_t \\ &= 25 + 1.24 - 5.4 \\ &= 20.84^M \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_t &= 0.35 \times 1.03 \times 25^3 \\ &= 225.31 T/M \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= 0.098 \times 1.03 \times 25^3 \\ &= 1577.19 T - M/M \end{aligned}$$

越波發生對波力及波力距之修正

$$\frac{b}{y_c} = \frac{31}{37.34} = 0.80 < 1.0$$

$$\frac{b}{y_t} = \frac{27.5}{20.84} = 1.32 > 1.0$$

查圖 6-4 得

$$V_{jc} = 0.97, \quad \gamma_{mc} = 0.924$$

$$V_{jt} = 1.0, \quad \gamma_{mt} = 1.0$$

修正得

$$F'_c = F_c \times \gamma_{jc} = 553.62 \times 0.97 = 537.01 T/M$$

$$(M'_c)_A = M_c \times \gamma_{mc} = 6759.38 \times 0.924 = 6245.67 T - M/M$$

$$F'_t = F_t \times \gamma_{jt} = 225.31 \times 1.0 = 225.31 T/M$$

$$(M'_t)_A = M_t \times \gamma_{mt} = 1577.19 \times 1.0 = 1577.19 T - M/M$$

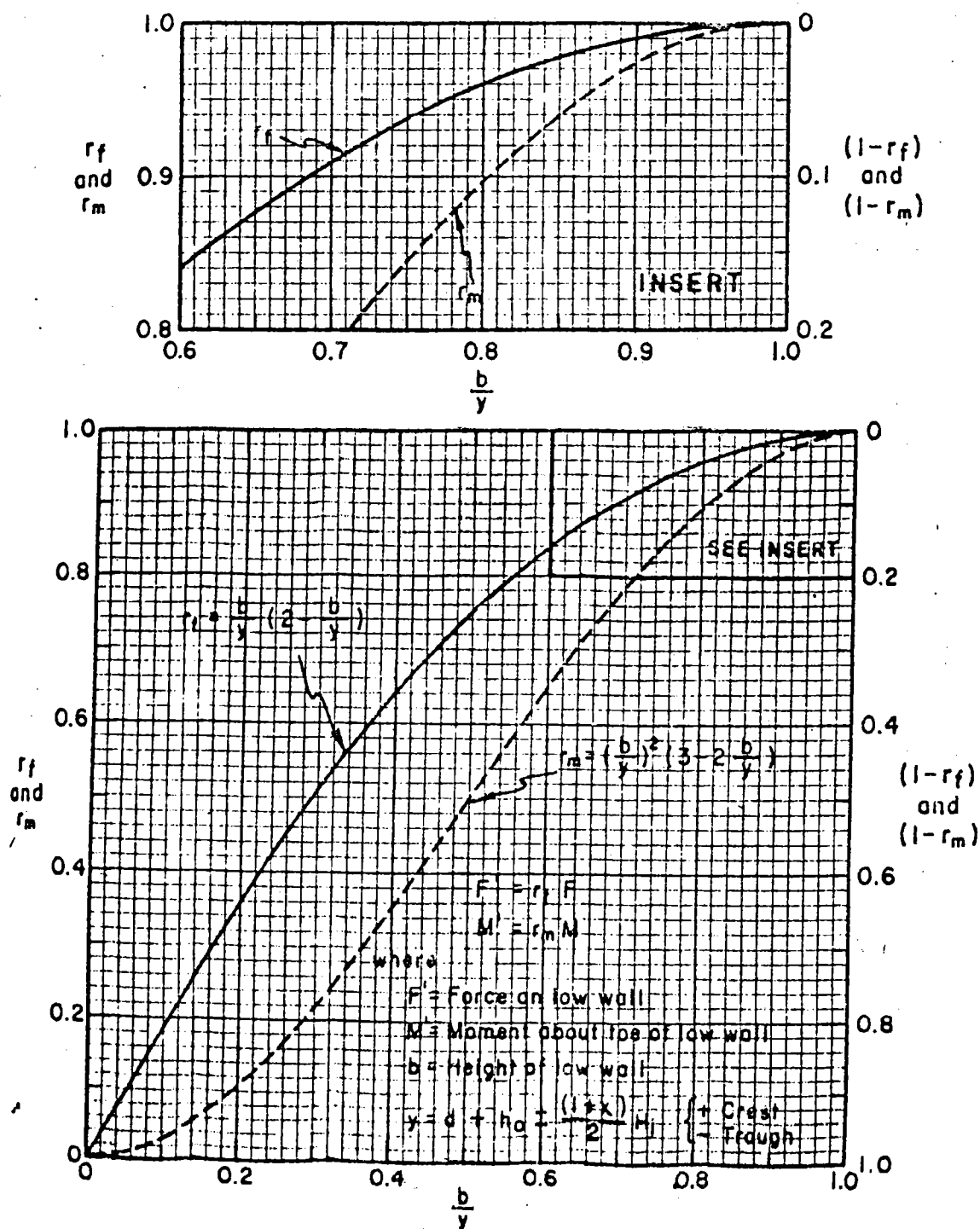


圖 6-4 波力與波力矩之修正係數

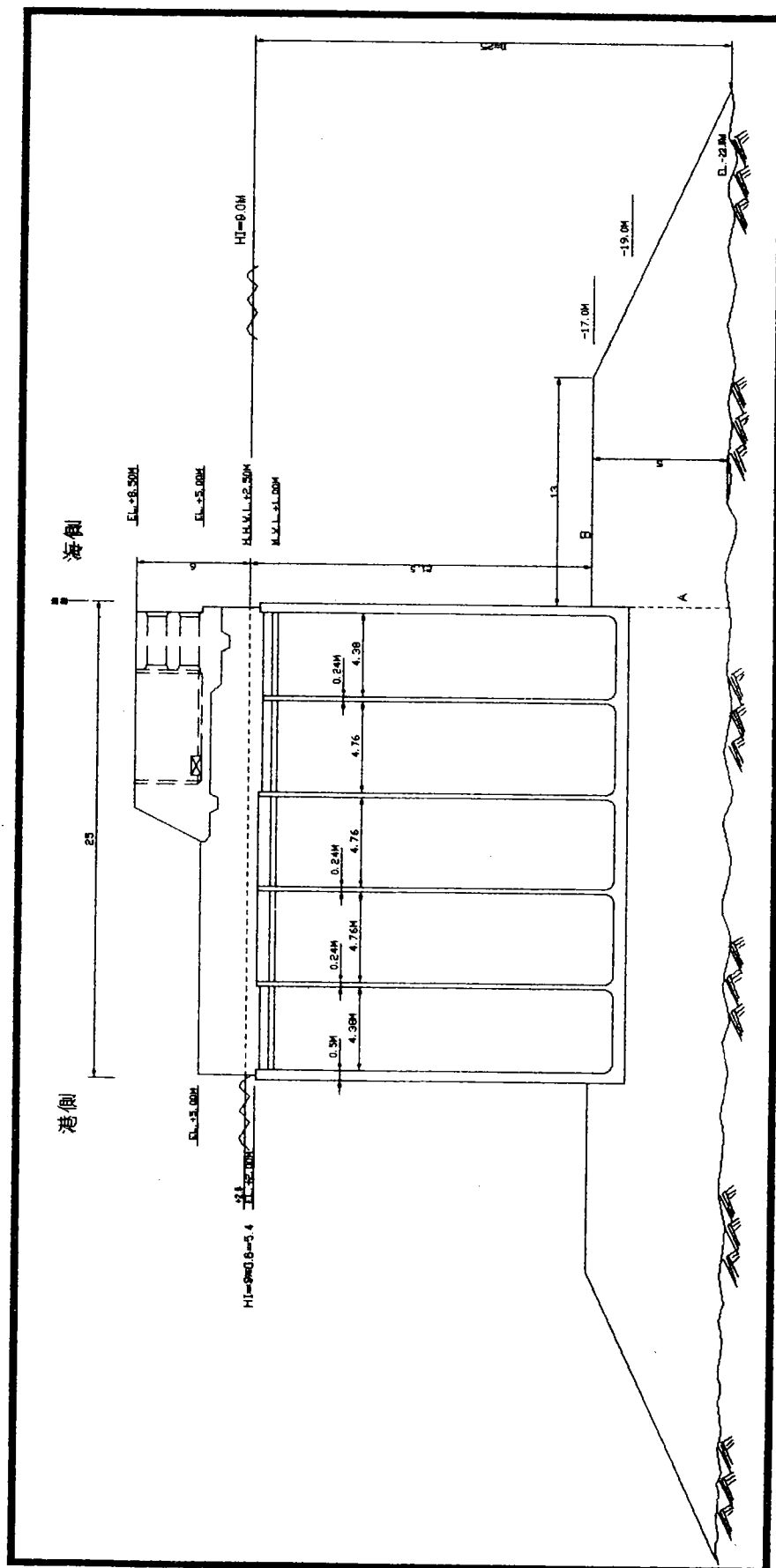


圖 6-5 沉箱断面圖

拋石基礎對波力及波力矩之修正

$$\frac{b}{y_c} = \frac{5.0}{37.34} = 0.134 < 1.0$$

$$\frac{b}{y_t} = \frac{5.0}{20.84} = 0.24 < 1.0$$

查圖 6-4 得

$$1 - \gamma_{fc} = 0.75, \quad 1 - \gamma_{mc} = 0.95$$

$$1 - \gamma_{ft} = 0.58, \quad 1 - \gamma_{mt} = 0.855$$

修正得

$$F_c'' = F_c \times (1 - \gamma_{fc}) = 553.62 \times 0.75 = 415.22 \text{ T/M}$$

$$(M_c'')_A = M_c \times (1 - \gamma_{mc}) = 6759.38 \times 0.95 = 6421.41 \text{ T-M/M}$$

$$F_t'' = F_t \times (1 - \gamma_{ft}) = 225.31 \times 0.58 = 130.68 \text{ T/M}$$

$$(M_t'')_A = M_t \times (1 - \gamma_{mt}) = 1577.19 \times 0.855 = 1348.50 \text{ T-M/M}$$

港側及海側波力及波力矩之淨值

海側

$$(F_c)_{Net} = F_c' + F_c'' - F_c = 537.01 + 415.22 - 553.62 = 398.61 \text{ T/M}$$

$$\begin{aligned} (M_c)_{ANet} &= M_{CA}' + M_{CA}'' - M_{CA} \\ &= 6245.67 + 6421.41 - 6759.38 \\ &= 5907.70 \text{ T-M/M} \end{aligned}$$

港側

$$(F_t)_{Net} = F_t' + F_t'' - F_t = 225.31 + 130.68 - 225.31 = 130.68 T/M$$

$$\begin{aligned}(M_t)_{ANet} &= M_{tA}' + M_{tA}'' - M_{tA} \\ &= 1577.19 + 1348.50 - 1577.19 \\ &= 1348.50 T-M/M\end{aligned}$$

作用在防波堤上之總波力及總波力矩

$$\begin{aligned}(M_A)_{Net} &= (M_{CA})_{Net} - (M_{tA})_{Net} \\ &= 5907.70 - 1348.50 \\ &= 4559.2 T-M/M\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{Net} &= (F_c)_{Net} - (F_t)_{Net} \\ &= 398.61 - 13.68 \\ &= 267.93 T/M\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(M_B)_{Net} &= M_{ANet} - b \times F_{net} \\ &= 4559.20 - 5 \times 267.93 \\ &= 3219.55 T-M/M\end{aligned}$$

(2) 沉箱體之重量及抵抗力矩計算

$$1. \text{ 沉箱體積 } \Sigma V = 2311.22 M^3$$

$$\text{力矩 } \Sigma M_y = 1890156 M^4$$

$$\text{沉箱總重} = 2.45 * \Sigma V = 5662.49 T$$

$$\text{沉箱抵抗力矩} = 2.45 * \Sigma V * 12.5 = 70781.12 T-M$$

2. 沉箱內之填充砂

$$\begin{aligned} \text{填充砂體積} \quad \Sigma V &= \left[(24 - 0.024 \times 4) * 4.38 - \frac{0.3^2}{2} \times 4 \times 5 \right] * (18.8 - 0.7) * 2 + \\ &\quad \left[(24 - 0.024 \times 4) * 4.76 - \frac{0.3^2}{2} \times 4 \times 5 \right] * (18.8 - 0.7) * 3 = 9526.78 M^3 \end{aligned}$$

$$\text{填充砂量} \quad \varpi = 2.0 * \Sigma V = 2.0 \times 9526.78 = 19053.56 T$$

$$\text{填充砂之抵抗力矩} \quad M = 2.0 \Sigma V * 12.5 = 19053.56 * 12.5 = 238169.5 T-M$$

3. 澆注混凝土重(現場)

包括封頂堤面及胸牆之部份

$$\text{現場混凝土體積} \quad \Sigma V = 1950.0 M^3$$

$$\text{現場混凝土抵抗力矩} = 28126.16 M^4$$

$$\text{現場混凝土重} = 2.35 * \Sigma V = 4,582.50 T$$

$$\text{現場混凝土抵抗力矩} = 2.35 * 28126.16 = 66096.48 T-M$$

4. 沉箱堤身之浮力

$$\text{沉箱體身之總體積} \quad \Sigma V = 13769.06 M^3$$

$$\text{沉箱體身之總浮力矩} \quad \Sigma M_o = 175864.40 M^4$$

$$\text{沉箱體身之浮力} = \gamma \Sigma V = 1.03 * 13769.06 = 14182.13 T$$

$$\text{沉箱體身之浮力矩} = \gamma \Sigma M_o = 1.03 * 175864.40 = 181140.33 T-M$$

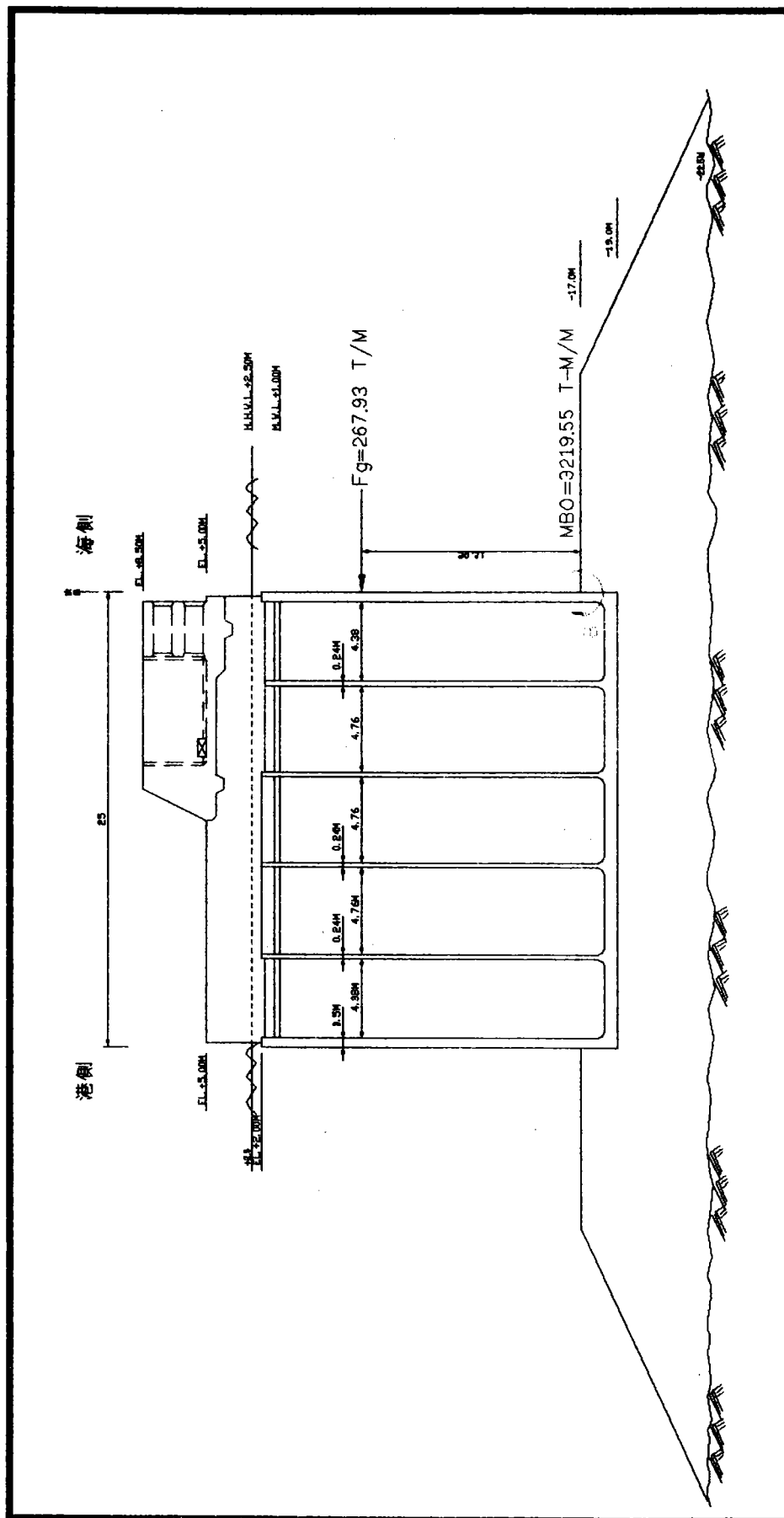


圖 6-6 波力分佈圖

5. 單位長度之堤身淨重

	$W(T)$	$M_R(T-M)$
沉箱	5662.49	70781.12
填充料	19053.56	238169.50
現場混凝土	4582.50	66096.48
浮力	-14,182.13	-181140.33
合計	15116.42	193906.77
單位長度 $\Sigma *1/25$	604.66	7756.27

(3) 安全檢驗

1. 滑動

$$SF_s = \frac{\mu W}{F} = \frac{0.6 \times 604.66}{267.93} = 1.35 > 1.2 \quad O.K.$$

2. 傾覆

$$SF_o = \frac{M_R}{M_B} = \frac{7756.27}{3219.55} = 2.41 > 2.0 \quad O.K.$$

二、Goda 公式

依興建工程報告設計條件為

$$\beta = 17^\circ$$

$$H_t = 9.0M$$

$$T = 13\text{sec}$$

$$H_{\max} = 1.63H_t = 14.67^M$$

$$S = \frac{1}{92}$$

$$L_0 = 1.56T^2 = 264 M, \quad L = 183.25^M$$

波力計算

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_{\max} = 0.75(1 + \cos 17^\circ)14.67 = 21.52$$

$$\frac{4\pi h}{L} = \frac{4\pi * 25}{183.25} = 1.71$$

$$\cosh\left(\frac{4\pi h}{L}\right) = 2.85$$

$$\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 1.39$$

$$\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 2.67$$

$$h_p = h + 5H_{1/3} \tan \theta = 25 + 5 * 9 * \frac{1}{92} = 25.5$$

$$h' = 21.5$$

$$hc = 6$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \\ &= 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{1.71}{2.67} \right]^2 = 0.805 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\alpha_2 &= \text{Min} \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_d} \right] \\
&= \text{Min} \left[\frac{25.5 - 19.5}{3 \cdot 25.5} \left(\frac{14.67}{19.5} \right)^2, \frac{2 \cdot 19.5}{14.67} \right] \\
&= \text{Min}[0.0442, 2.66] \\
&= 0.0442
\end{aligned}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh \left[\frac{2\pi h}{L} \right]} \right] = 1 - \frac{21.5}{25} \left[1 - \frac{1}{1.39} \right] = 0.76$$

$$\begin{aligned}
P_1 &= \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H_d \\
&= \frac{1}{2} (1 + \cos 17^\circ) (0.805 + 0.0442 \cos^2 17^\circ) 1.03 \cdot 14.67 = 12.46 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_2 = P_1 / \cosh(2\pi h/L) = \frac{12.46}{\cosh \left[\frac{2\pi h}{L} \right]} = \frac{12.46}{1.39} = 8.96 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 = 0.76 \cdot 12.46 = 8.47 \text{ t/m}^2$$

$$P_4 = P_1 \left(1 - \frac{hc}{\eta^*} \right) = 12.46 \left(1 - \frac{6}{21.52} \right) = 8.99$$

$$P_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H_{\max} = \frac{1}{2} (1 + \cos 17^\circ) 0.805 \cdot 0.76 \cdot 1.03 \cdot 14.67 = 9.04 \text{ t/m}^2$$

	F	D	M _B
1	$8.99 \times 6 = 53.94$	$3 + 19.5 = 22.5$	1213.65
2	$(12.46 - 8.99) \times 6 \times 1/2 = 10.41$	$2 + 19.5 = 21.5$	223.82
3	$8.96 \times 19.5 = 174.72$	9.75	1703.52
4	$(12.46 - 8.96) \times 19.5 \times 1/2 = 34.13$	13.0	443.63
5	$8.47 \times 2 = 16.94$	1	-16.94
6	$(8.96 - 8.47) \times 2 \times 1/2 = 0.49$	1/3	-0.16

$$\Sigma F_s = 290.63$$

$$\Sigma M_{Bg} = 3567.52$$

$$h_o = \frac{3567.52}{290.63} = 12.28$$

依原始計算之沉箱單位長度堤身淨重為 604.66T 抵抗力矩為 7756.27T-M

安全檢查

1. 滑動

$$(SF_s)_G = \frac{0.6(604.66 - 113)}{290.63} = 1.015 < 1.2 \quad N.G.$$

2. 傾覆

$$(SF_0)_G = \frac{7756.27}{3567.52 + 113 \times \frac{1}{3} \times 25} = \frac{7756.27}{4509.19} = 1.72 < 2.0 \quad N.G.$$

經由滑動與傾覆之檢驗二者皆不符合規定，即有潛在可能會發生滑動或晃動之可能性。

三、經驗公式

利用本計畫在蘇澳港南防波堤 SB19 沉箱外設立之中長期及時監測系統所量測之波高與波壓建立的波高與波壓間之轉換函數，目前所建立之公式係採用 85 年 11 月 10 日到 86 年 2 月 2 日間之記錄，隸屬東北季風期間之風浪條件，其堤面波高常高達 H_{max} 在 6 公尺左右， H_{mean} 亦在 1.0 公尺到 2 公尺之間，波浪相當大，週期亦較長。其轉換函數如下式示

$$\frac{P_{1/3}}{\rho g H_{1/3}} = EXP \left[-0.905 \frac{\omega_{1/3}^2 z}{g} - 0.027 \right] \quad (6-1)$$

依颱風風浪推算結果 $H_T = 9m$ $T = 13 \text{ sec}$ 經由數值計算推算到壁面等其波高為 $H_{1/3} = 14.87M$ 依原始計算之沉箱單位長度堤身淨重為 604.66T/M 抵抗力矩為 7756.27T-M

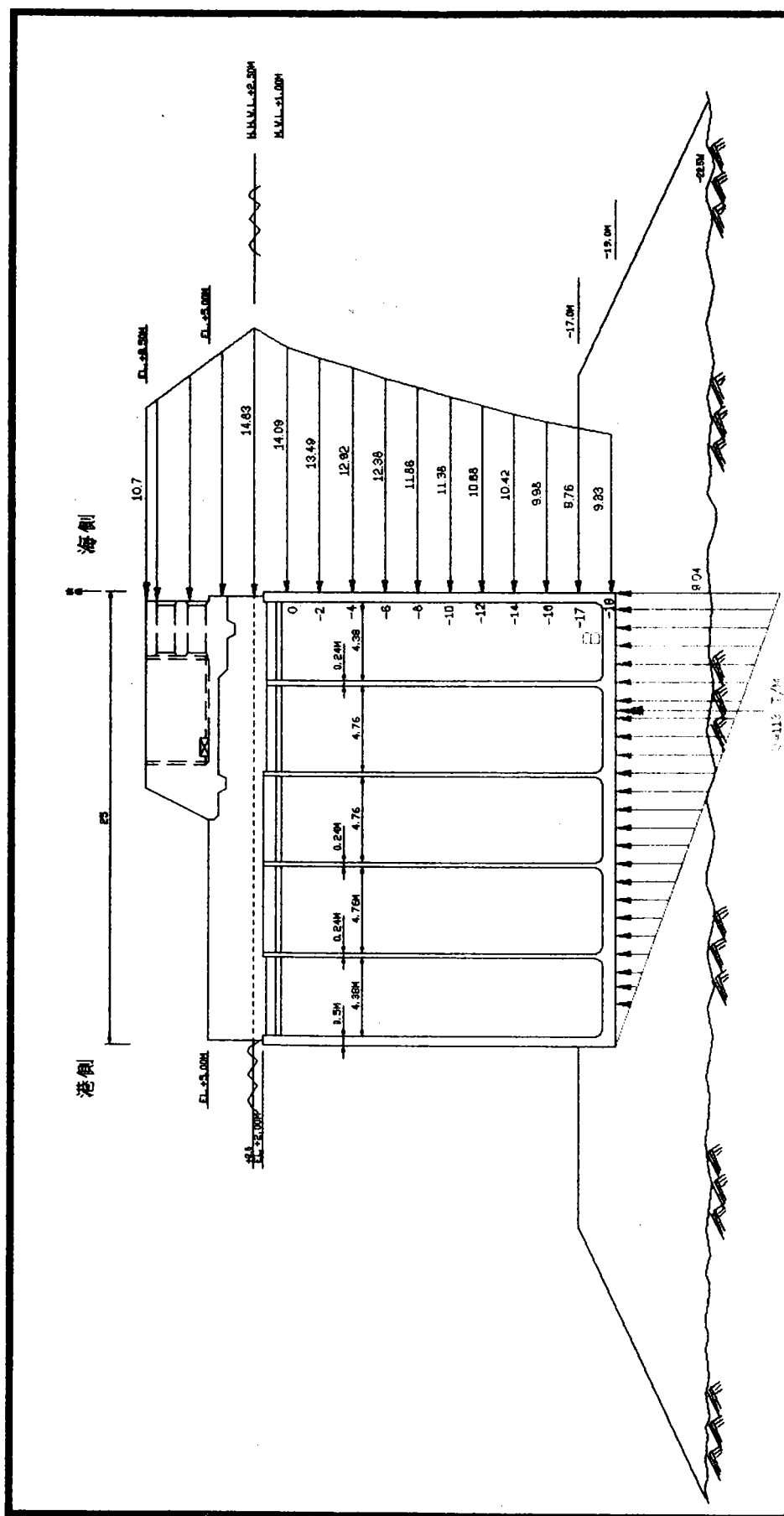


圖 6-9 波壓分佈圖(經驗公式)

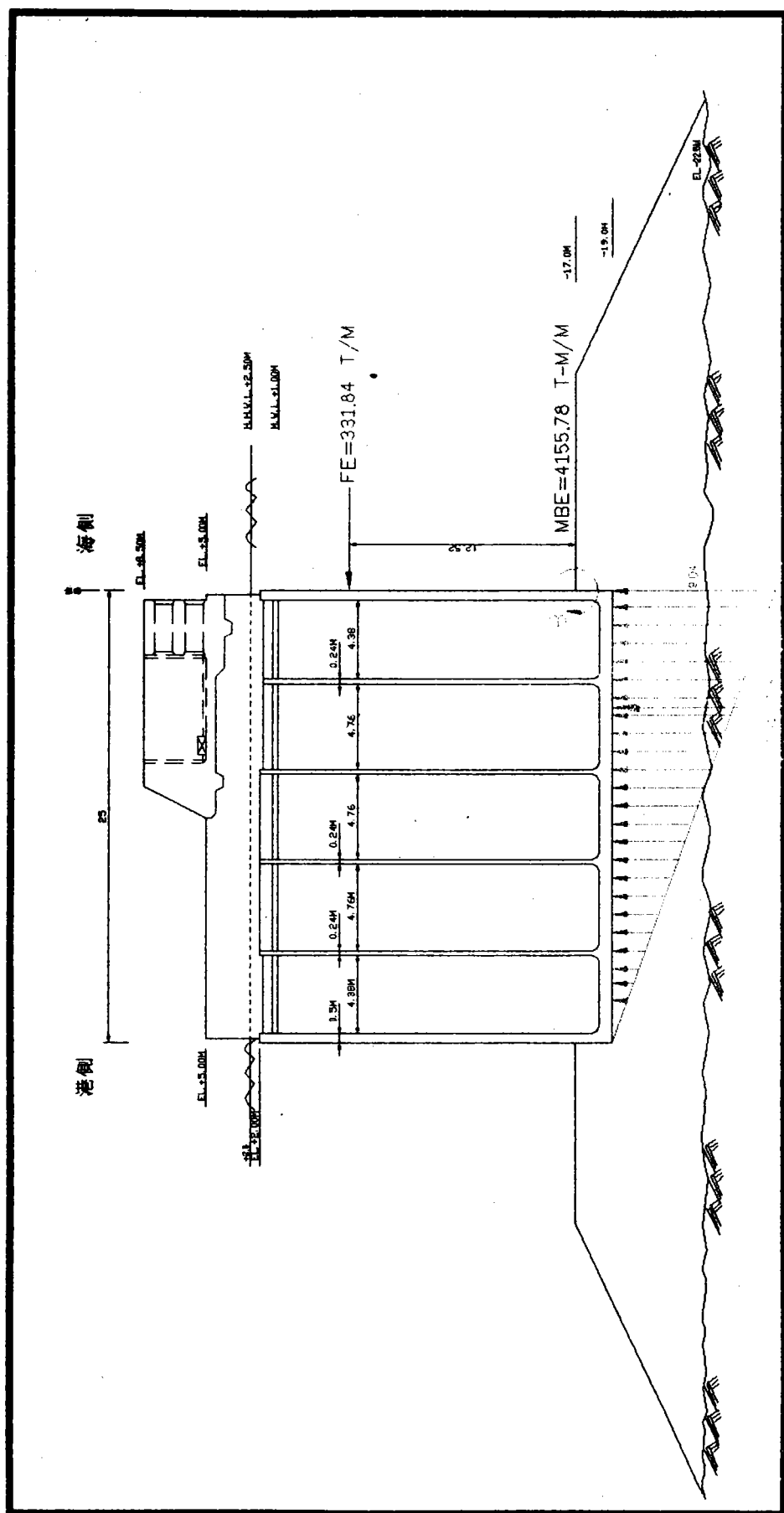


圖 6-10 波力分佈圖(經驗公式)

安全檢查

1. 滑動

$$(SF_s)_E = \frac{0.6(604.66 - 113)}{331.84} = 0.89 < 1.2 \quad N.G.$$

2. 傾覆

$$(SF_o)_E = \frac{7756.27}{4155.76 + 113 \times \frac{1}{3} \times 25} = \frac{7756.27}{5097.43} = 1.52 < 2.0 \quad N.G.$$

依經驗公式其滑動與傾覆檢驗亦不符合規定，即其有潛在發生滑動與傾覆的可能性。

四、依推估重現期 50 年並使用經驗公式

依據本計畫之子計畫“颱風波浪資料分析及預測模式之建立”中推測 50 年之設計波高為 11.5 公尺週期為 13 秒，再經由“港池振盪數值模式”計算波浪由深海進入到防波堤前，其中考慮碎波及底床摩擦後得到 $H_I = 11.5$ $T_{1/3} = 13 \text{ sec}$ 入射到堤面時為 $T_{1/3} = 13 \text{ sec}$ $H_{1/3} = 16.2$ 公尺。

利用預測及推估結果之條件，引用本研所得之轉換關係，計算由 50 年設計波作用堤面時之波力分佈如下圖所示。由於經驗公式只限用於水下因此水上部份暫用 Goda 公式推算，上揚力亦然，期望使用更多的量測資料能建立更明確而簡易公式使用。

依原始計算之沉箱單位長度堤身淨重為 604.66T/M 抵抗力矩為 7756.27T-M/M。

安全檢查

1. 滑動

$$(SF_s)_{E50} = \frac{0.6(604.66 - 113)}{362.51} = 0.81 < 1.2 \quad N.G.$$

2. 傾覆

$$(SF_o)_{E50} = \frac{7756.27}{4545.91 + 113 \times \frac{1}{3} \times 25} = \frac{7756.27}{5487.58} = 1.41 < 2.0 \quad N.G.$$

經由以上 4 種方法之檢測僅原始設計方式能符合安全性，其餘方法在傾覆和滑動二種檢查皆不符合規範規定，即潛在有發生位移和晃動可能性。依上述章節之討論得知在波浪集中處防波堤呈現海側間隙較寬港側較窄的現象可能係防波堤重量不足而產生位移。

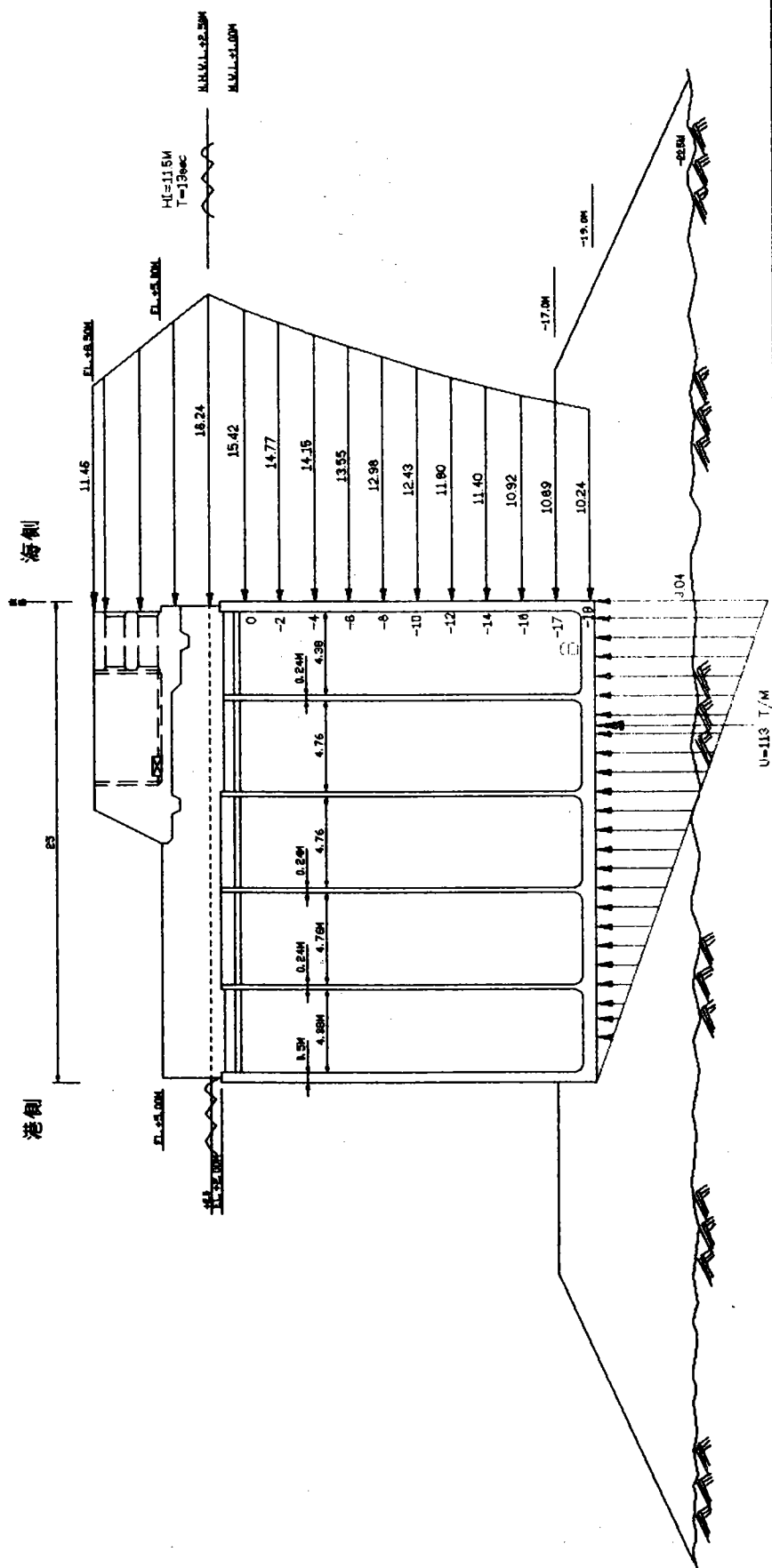


圖 6-11 波壓分佈圖(50 年重現期，經驗式)

B 基礎承载力檢測

(1) 承载力分析

當作用於基礎土壤之剪應力超過土壤之剪力強度時，基礎土壤將可能由於承载力不足而破壞。Bjerrum (1973) 建議置於緊密砂土層之重力式海域平台承载力，可由下式求得

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 2e)^2 \cdot S_\gamma \cdot i \quad (6-1)$$

其中，

q_u : 土壤之承载力

γ' : 土壤在水中之單位重

B : 海域平台基座寬度

N_γ : 土壤承载力因素

e : 偏心率

B' : 海域平台基座有效寬度

S_γ : 形狀因素

i : 作用力傾斜因素

式(4.6)中之各項定義，表示於圖 6-13 中。其中，偏心率 e 、與偏心距 E 之關係可由下式計算得之

$$e = \frac{E}{B} \quad (6-2)$$

偏心矩 E ，可由作用於結構物之傾覆彎矩 M ，與作用於結構物之最小垂直載重 F_{min} 求得，如下所示

$$E = \frac{M}{F_{v \max}} \quad (6-3)$$

式(4.6)中之 N_r 值與土壤之內摩擦角 ϕ 有關。多位學者所提議之 N_r 值與 ϕ 角之關係示於圖 6-14 中。由圖可見，各學者所得結果相當分歧。 N_r 值一般均由半經驗方式，由較小之比例模型試驗求得。模型試驗結果，尚可應用於一般淺基礎設計，但要用於計算較大寬度基座重力式海域平台之承载力，則比例效應(scale effect)應加以考慮。Bjerrum (1973) 認為 Hansen (1970) 所提議之 N_r 與 ϕ 之關係 (圖 6-14 粗線)，所設計寬度 1 公尺以下淺基礎之承载力，可得到較滿意之結果。但若基礎寬度超過 1 公尺，則利用圖 6-14 之 N_r 值計算將超估基礎之承载力。根據挪威地工學院 (NGI) 在歐洲北海油田設計重力式海域結構物之經驗，Bjerrum 認為在使用 Hansen 提議的 N_r 值時，當基礎寬度每超過 10 的一次方公尺時，土壤之內摩擦角要折減 1 至 4 度。在 Hansen 做直傾斜 N_r 與 ϕ 之關係中，內摩擦角則由三軸壓縮試驗求得。

若基礎置放於堅硬黏土層上，則可採用 Meyerhof (1953) 所提議之承载力公式

$$q_u = C_u \cdot N_c \cdot (1 - 2e) \cdot S_c \cdot i \quad (6-4)$$

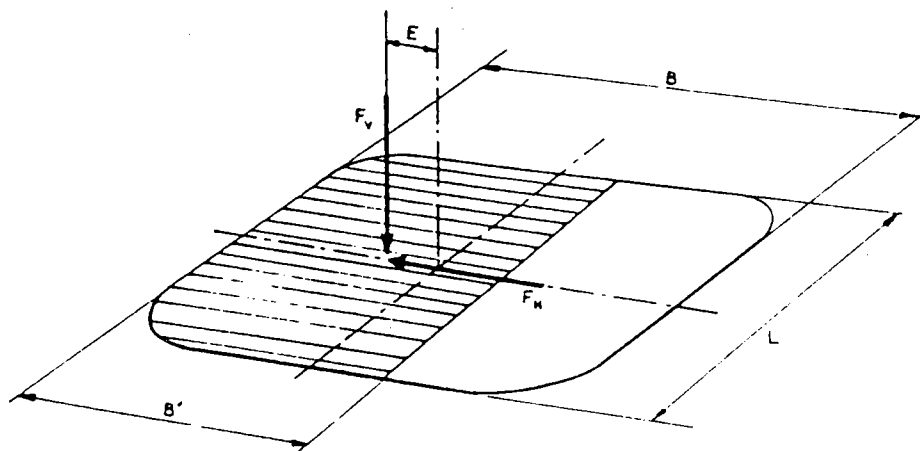
其中 C_u : 土壤不排水剪力強度

N_c : 承载力因素，與內摩擦角有關，當 $\phi = 0$ 時， $N_c = \pi + 2 = 5.14$

S_c : 形狀因素

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L} \quad (6-5)$$

其中 i : 作用力傾斜因素



$$q = \frac{1}{2} r B N_r (1 - 2e)^2 s_r i_r$$

集中載重作用下之垂直承載力 $= \frac{1}{2} r B N_r$

偏 心 因 數 $= (B' = B(1 - 2e))$

形 狀 因 數 $= 1 - 0.4 \frac{B'}{L} i_r$

傾 斜 係 數 $= \left[1 - 0.7 \frac{F_H}{F_v} \right]^5$

圖 6-13 研土之承載力(摘自 Bjerrum, 1973)

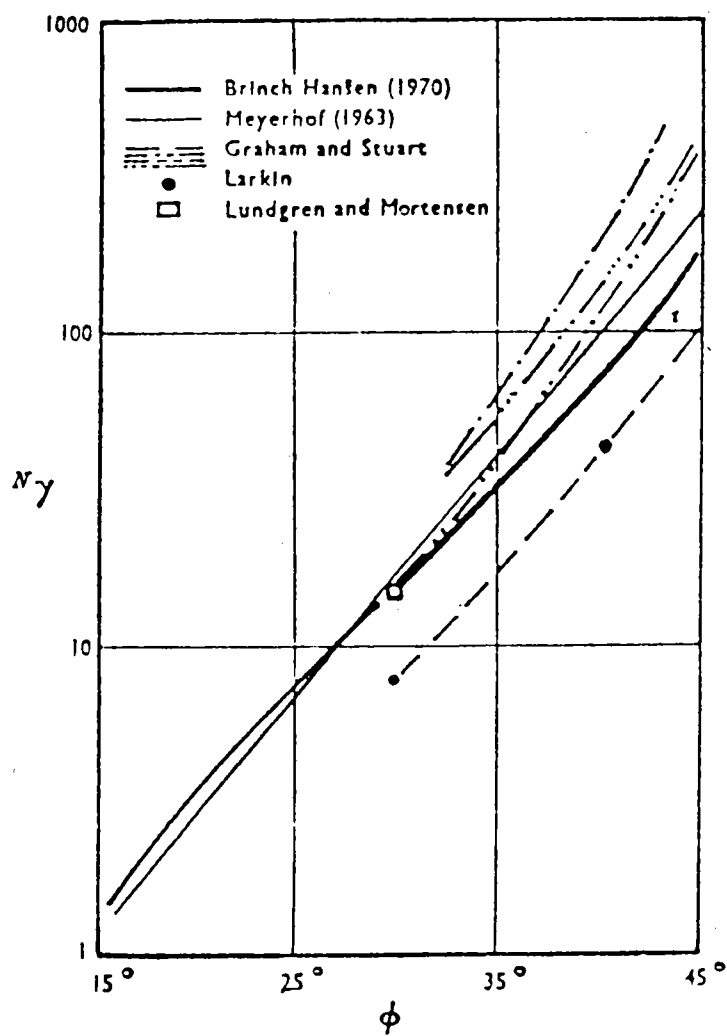


圖 6-14 承载力因素值與內摩擦角之關係(摘自 Bjerrum, 1973)

其中 i :作用力傾斜因素

$$i = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \quad (6-6)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{F_h}{F_{v \max}} \quad (6-7)$$

今利用如前所示 Bjerrum(1973)建議重力式海域平台基礎之承载力分析沉箱基礎面所受之壓力，相關尺寸示於圖 6-15 中

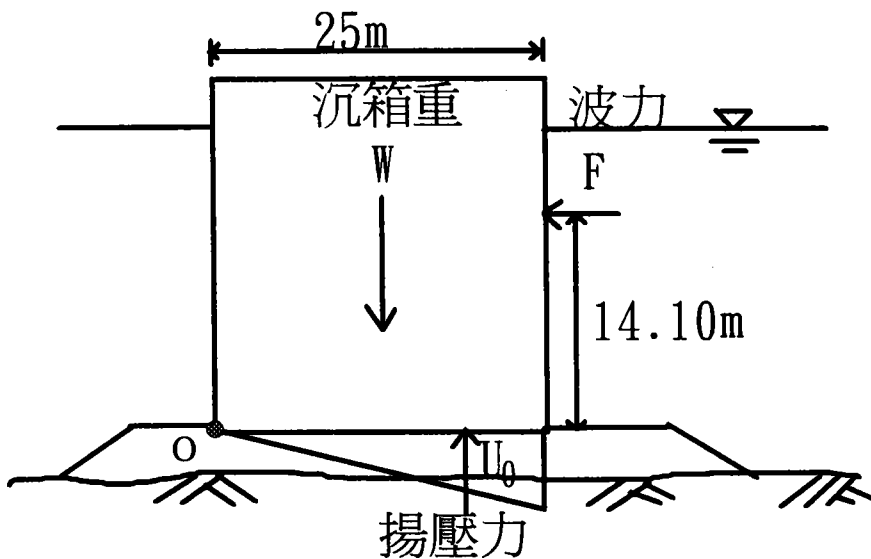


圖6-15 基礎承载力分析配置圖

由興建工程報告第一冊(p.163)建議取鋼筋混凝土塊石對塊石之摩擦係數 $\mu=0.8$ 。由 $\tan \psi=0.6$ 則 $\psi=38.66^\circ$ ，查表得 $N_f=86$ 。

偏心距 E 可求得如下

$$E = \frac{F \cdot h_0 + U_0}{F_v} - \frac{B}{2} = \frac{4155.6 + 1883.3}{542.12} - 12.5 = 11.14 - 12.5 = -1.36$$

$$E \left\langle \frac{B}{6} = \frac{25}{6} = 4.16m \right.$$

$$\therefore P_{\max} = (1 + 6 \frac{E}{B}) \frac{W}{B} = (1 + 6 \times \frac{1.36}{25}) \frac{542.12}{25} = 28.76 t/m^2$$

$$e = E/B = 1.36/25 = 0.0544$$

$$B = B(1 - 2e) = 25(1 - 2 \times 0.0544) = 22.28$$

$$i_y = 1 - 0.7 \frac{F_H}{F_v} = 1 - 0.7 \frac{294.62}{542.12} = 0.62$$

$$S_y = 1 - 0.4 \frac{B}{L} i_y = 1 - 0.4 \frac{22.28}{25} \cdot 0.62 = 0.779$$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 2e)^2 \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 25 \cdot 86 \cdot (1 - 2 \cdot 0.0554) \cdot 0.779 \cdot 0.62 = 412.37 t/m^2 \end{aligned}$$

$$SF = q_u / p_{\max} = 412.37 / 28.49 = 14.34 > 2.5 \quad \text{OK}$$

(2) 基礎下方之應力集中

基礎下方應力集中現象，可能在以下兩種不同的情況產生。

1. 在風浪的反覆載重之下，較高的剪應力可能集中於結構物基座邊緣。應力集中將導致基礎邊緣土壤剪力強度降低而造成結構物不穩定現象。

2. 由於一般重力式海域結構物，乃直接置於未整平之海床上。

因此，在安置完妥後，結構物有可能僅放置於幾處海床凸出物上。局部性的點接觸，將造成基座下方應力集中現象。

以上第一種情況至今尚無較嚴謹的分析方法可解。一種可接受的近似解，可由基礎土壤之承載力及基座邊緣之應力分佈情況求得。因求解過程較長，在本文中省略不述。

第二種情況則可根據Bjerrum (1973) 的假設而簡化問題，以求得近似解。今假設一重力式海域結構物置於水平砂質海床上。在基礎中央有一直徑為 D ，高為 ΔH 之圓錐凸出物（見圖6-16）。依彈性力學原理，則平均接觸應力 q 可由下式算得

$$q = \alpha \frac{\Delta H}{D} \quad (6-8)$$

其中 α 為與基礎土壤之楊氏模數 E 及柏松比有關的常數。

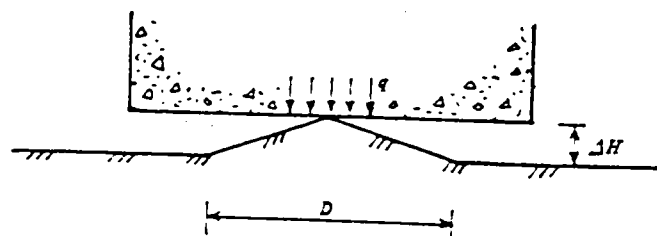
$$\alpha = \frac{E}{1 - \mu^2} \quad (6-9)$$

若依塑性力學原理，則接觸應力之極限值則等於極限承載力，其值可由下式算得

$$q = \frac{1}{2} \gamma' \cdot D \cdot N_r \cdot S_r \cdot i_r = \eta \cdot D \quad (6-10)$$

根據式(6-8)及式(6-10)則一固定高為 ΔH 之圓錐凸出物之接觸應力，可由上二式所繪得之 q 與 D 之曲線交點求得（見圖6-16）。

由於沉箱下方之塊石基礎在築堤過程中，其50kg-200kg之塊石先用整平船進行粗整平，而表面厚約50cm之5kg-50kg之較小塊石再用人工修整。且在不同高度沉箱相接處之基礎，再利用下降方塊處理（參見圖6-17）。



(1) 彈性力學解法

(2) 塑性力學解法

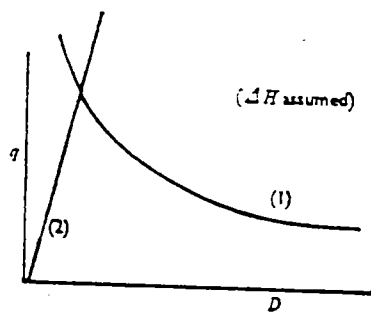


圖 6-16 不平整海床引起之應力集中(摘自 Bjerrum, 1973)

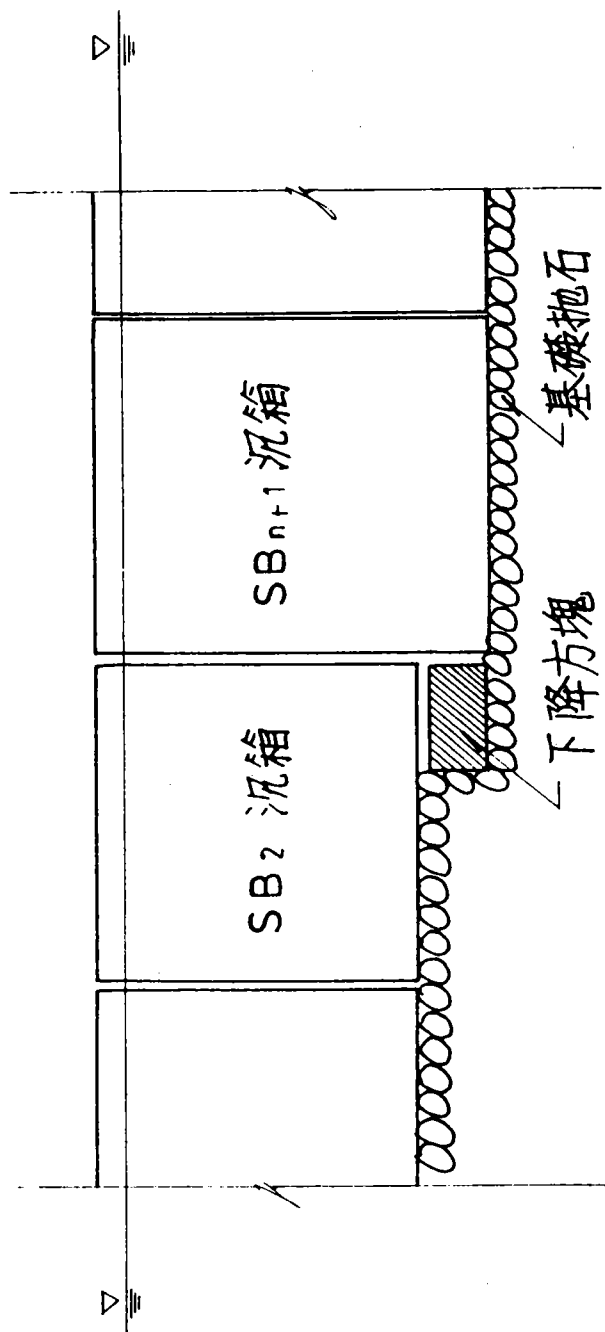


圖 6-17 沉箱基礎下降示意圖

(3) 沈陷量分析

重力式海域平台之總沈陷量，可由下列沈陷分量之總和求得。

1. 初始沈陷量
2. 壓密沈陷量
3. 次要沈陷量
4. 風暴引起之沈陷量

南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成，平均厚度約2m-4m。沉箱拖放至預定位置並回填砂石，此時沈陷量最大，可是為初始沈陷量。根據蘇澳港興建工程報告第一冊(p.205)，沉箱一般在10天內產生20cm之沉陷量，一年內則約為20cm-30cm左右。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，乃難以臆測。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱之一項弱點，應無庸置疑。由塊石拋放整平組成之基礎可視為砂土層，應無壓密沈陷量及次要沈陷量產生。今僅就風暴引起之沈陷量分析如下。

由風暴引起之週期性垂直及水平力之增加及傾覆彎矩之增量，將對結構物產生超額位移量。分析這些力及彎矩同時對結構物造成之影響，相當繁雜。但若僅單獨計算個別增量對結構物造成的影響，則可採用較簡單的模式得到近似解。Janbu (1979) 以質量-彈簧模式(mass-elastic spring analog) 對單獨由水平、垂直及傾覆彎矩增量引起之位移量，提出下列解法

$$x = \frac{\Delta F_h}{5G \cdot R} \quad (6.11)$$

$$y = \frac{\Delta F_v}{6G \cdot R} \quad (6.12)$$

$$\varphi = \frac{\Delta M}{4G \cdot R} \quad (6.13)$$

其中， x 、 y 和 φ 分別為水平、垂直力及傾覆彎矩增量， ΔF_h 、 ΔF_v 和 ΔM 所造成之水平及垂直位移和傾角。 G 為基礎土壤之剪力模數， R 為基礎等量半徑。

今將以Janbu之公式計算SB19沉箱之水平位移，垂直沈陷與轉動傾角。式(6-11)，式(6-12)和式(6-13)中所須之水平、垂直力及傾覆彎矩增量分別由防波堤設計波浪資料計算所得。而基礎土壤之剪力模數 G ，則由本改善工程現場觀測及地質鑽探與試驗計畫中，由地震儀孔鑽取時，以薄管取不擾動土樣，供作土壤動態性質試驗之結果及假設Poisson's ratio, $\nu=0.35$ 求得。土壤動態性質試驗結果示於附錄中。

今以如下數值計算。

$$\Delta F_h = 294.62.34 \times 21.5 = 6334.33 \text{ ton}$$

$$\Delta F_v = 13553 \text{ ton}$$

$$\Delta M = 4155.6 \times 25 = 103890.0 \text{ ton-m}$$

$$G = 10000 \text{ kpa} = 1020.5 \text{ t/m}^2$$

$$R = 25/2 = 12.5 \text{ m}$$

代入式(4-16)，式(4-17)和式(4-18)中。

$$x = \frac{\Delta F_h}{5G \cdot R} = 6334.33 / (5 \times 1020.5 \times 12.5) = 0.10 \text{ m}$$

$$y = \frac{\Delta F_v}{6G \cdot R} = 13553 / (6 \times 1020.5 \times 12.5) = 0.18\text{m}$$

$$\varphi = \frac{\Delta M}{4G \cdot R} = 103890 / (4 \times 1020.5 \times 12.5^3) = 0.01303 \text{ rad.} = 0.75^\circ$$

由以上之計算得知，在設計之波浪作用下，SB19沉箱將產生約10cm之水平位移，18cm之垂直沈陷量和0.75度之傾角。惟以上情況乃以基礎均為砂質土壤之條件下計算所得。然而，南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成。根據蘇澳港興建工程報告第一冊對防坡堤沉箱之沈陷觀測，沉箱一般在1天內產生20cm之沈陷量，一年內則約為20cm-30cm。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在同一觀測時間內，所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，殊難以判定。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱拋放塊石之一項弱點，應無庸置疑。

第七章 沉箱移位檢討

由上節驗算防波堤之安全性得知，在滑動檢驗時其安全係數小於 1.2，不符合設計規範之規定，但其差值不大(依 Goda 公式計算其安全係數尚大於 1)，表示如有滑動亦相當輕微但也有滑動之可能。從防波堤之現況調查報告中發現，防波堤港側的堤線不是直線而存在內凹現象，雖無法直接證明係波力作用而令其移向港側，但亦可由滑動檢測結果合理的臆測防波堤有內移之現象，此應可算是稍具明確的佐證。

第八章 沉箱振動之影響檢討

在檢算沉箱設計之傾覆安全檢驗時，發現原始斷面設計之重量不足，其傾覆之安全係數小於 2，不符合規範規定，但其安全係數尚接近 2，因此即使防波堤受波力作用會有晃動之現象亦不會相當明顯，但據了解防波堤在冬季或颱風來前受湧浪作用時，防波堤確有明顯的震動。

為了解防波堤本身震動的特性，特地使用攜帶式微震量測系統，到蘇澳港南防波堤上做實地量測。攜帶式微振量測系統包括振動計，資料處理電腦，擷取資料之設備，而其量測範圍加度速的解析度為 1mgal ，速度為 $2\mu\text{kin/s}$ ，取樣頻率可高達 1000Hz ，同時手提電腦具備及時顯示量測結果的功能。

1. 現場量測

本次量測以防波堤海側第一艙為研究標的，選測沉箱為 SB21、SB22、SB23、SB24 共四座，而此四座沉箱正好為 SB21 曾使用鋼模灌漿補過，SB22 有垂直裂縫，SB23 潮間帶附近破一大洞，SB24 無破損，皆為不同損壞情況，量測點分布在消波胸牆頂面上，其量測佈置圖如圖 8-1、圖 8-10、圖 8-15 所示，限於振動計只有 4 個因此只能同時量測 4 個點的同時加速度記錄，每次採樣時間為 60 秒，採樣頻率為 100Hz ，共可取得 6000 個資料點，每一樣本取 4096 點做頻譜分析，並採 7 條線之移動平均。

2. 現測結果討論

a. 不同沉箱之比較

在 4 座沉箱同時量測相同斷面的加速度值，各座沉箱每個斷面上測之微震記錄如圖 8-2、圖 8-4、圖 8-6 所示，其最大加速度列於表 8-1，由表中可得出 SB23 之最大速度皆大於其他三座沉箱，同時參考麥寮晶圓廠基地振動測試報告得知地盤在沒有外截振動時其微動量約在 0.5gal 以

下，由各個沉箱量測振動時當日因無實際的波浪資料，僅以目視波況發現當日之波浪很小風平浪靜，因此對防波堤的作用力不大。但沉箱在外力很小情況與大地地盤微動做比較，一般情況最大加速度皆高達大地地盤微量的 3 倍以上。再由各沉箱之最大加速度與 SB24 之最大加速度比發現各沉箱之最大加速度平均皆大於 SB24 沉箱，顯示沉箱破損時其振動加速度會增加。再由頻譜之能量觀點來評估，圖 8-3、8-5、圖 8-7 等三圖為各沉箱三個位置之加速度能譜，由各圖中可明顯發現在頻率為 0.146Hz 有一尖峰，5Hz 附近能量較大，35Hz 附近又是另一個能量集中區，尤其 SB23 在高頻區域之能量特別明顯，其餘三座沉箱除共同在 5Hz 附近有能量外在高頻 35Hz 附近幾近沒有能量，此現象在三個斷面上皆有唯有向內側呈遞減之狀況。圖 8-8 表示各沉箱之速度能譜能量之比較圖，圖 8-9 表示加速度能譜能量與 SB23 加速度能譜能量之比值，由圖可知沒有破壞之沉箱振動能量僅為破洞沉箱之二成左右。基於以上之討論可得知如建立良好的沉箱振動頻率資料庫，便可做為往後評估沉箱損壞與否的依據，此法將成為另一非破壞性檢測的簡便且可行的方法。

沉箱編號 量測斷面	SB21	SB22	SB23	SB24
(一) 距前沿 5 公分	$\frac{0.6}{0.60}$	$\frac{0.9}{0.90}$	$\frac{2.30}{2.30}$	$\frac{1.00}{1.00}$
(二) 距前沿 150 公分	$\frac{1.25}{1.19}$	$\frac{1.20}{1.14}$	$\frac{1.60}{1.52}$	$\frac{1.05}{1.00}$
(三) 距前沿 295 公分	$\frac{1.24}{1.91}$	$\frac{0.70}{1.08}$	$\frac{1.10}{1.69}$	$\frac{0.65}{1.00}$

$$\frac{\text{最大加度(gal)}}{\text{對 SB24 之加速度比值}}$$

b. 不同隔艙之比較

以 SB23 沉箱五個隔艙上四測點除第四艙不施測外其餘皆在距堤沿 150 公分處量測其同一時段之加速度訊號，其訊號歷時圖如圖 8-11 所示，量測點如圖 8-10。圖 8-10 明顯表示加速度變化相位相同大小不同，即說明四個振動計量測效果相當不錯，由此四個頻道訊號分別其做頻譜分析，其結果如圖 8-12，由圖中可發現全部頻率共有三個較明顯能量集中的部份，其頻率分別為 0.195Hz、5.1Hz、25Hz 左右。頻率 0.195Hz 可能為波浪激發的頻率，5.1Hz 可能為彎力矩 25Hz 可能為扭轉力矩。再從各圖可知頻率 5Hz 附近頻譜能量以第一隔艙為最大，其次分別為第二隔艙，最小為第五隔艙。頻率 25Hz 附近之分佈亦相同，但第五隔艙出現 30Hz 附近又有一個能量集中，表示其能量有轉移到更高頻，基於以上能量頻率的分佈大致上可判斷 SB23 沉箱之破洞以第一隔艙靠近 SB22 處破裂最大，愈往第五隔艙愈小，故其扭轉中心偏到較近第五隔艙，因此才會有第五隔艙處出現在更高頻(30Hz 附近)處的能量集中現象。以上說明之破壞情況可由圖 8-14 得到驗證。

(c)縱向牆之比較

在同一縱向牆上不同位置上同時量測 4 個測點，如圖 8-15 所示。圖 8-16 為其加速度歷時變化圖，圖 8-17 為第四和第五隔艙間之隔牆上加速度能譜圖，由圖中發現除了在 5Hz 和 25Hz 附近有能量集中外，特別出現在各艙中間部份量測結果所沒有發現的 10Hz 附近能量的集中，此現象在任一隔艙上量測皆會發生，見圖 8-19。10Hz 附近能量的集中可能係由於隔牆之破壞尚未完全斷裂仍有頂住上截荷重。

3. 結論

- a. 防波堤平常即時常受波浪力之衝擊而發生震動或微動現象，此現象可能造成沉箱內填料的搗實骨材重新排列。

- b. SB23 沉箱破洞不均勻，以靠近 SB22 附近破洞較大，靠近 SB24 較小。能量中心偏向靠 SB24 側。
- c. 每個隔艙間的隔牆至目前可能尚未完全破壞，而撐住上截荷重。

側

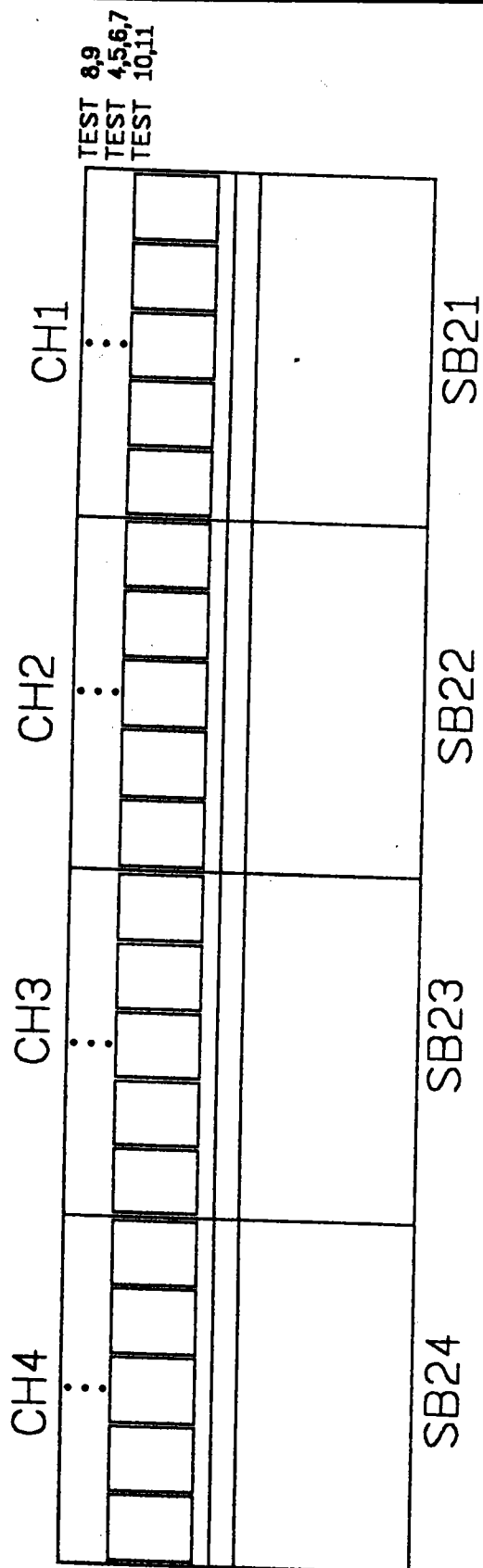


圖 8-1 防波堤振動量測示意圖

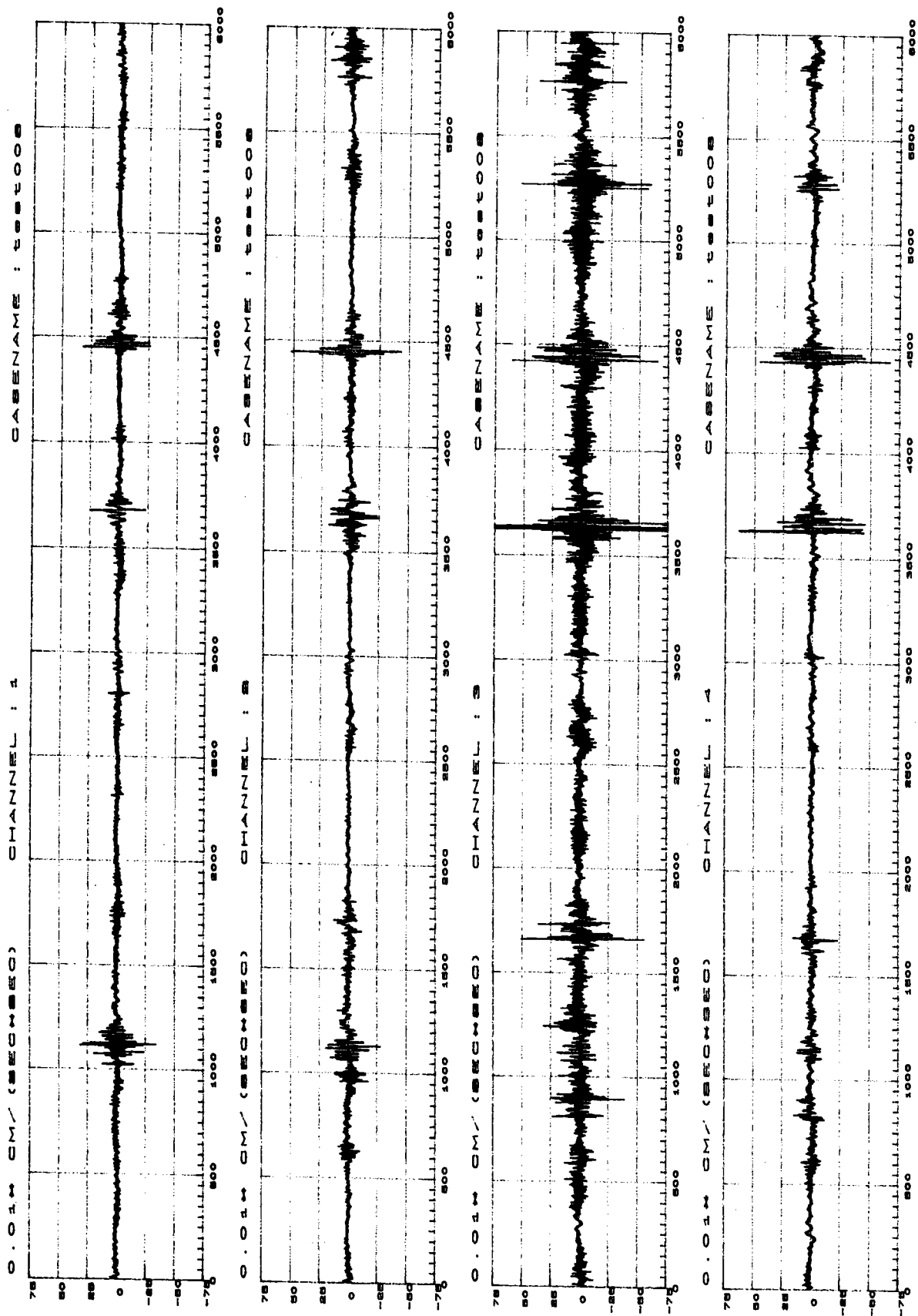
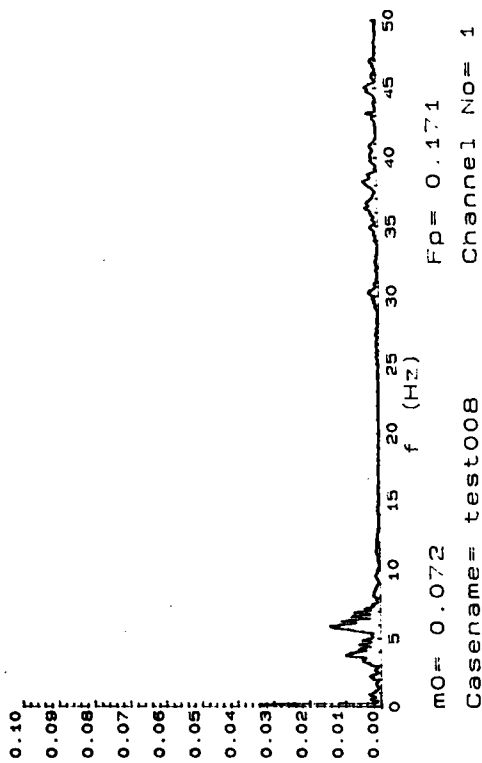
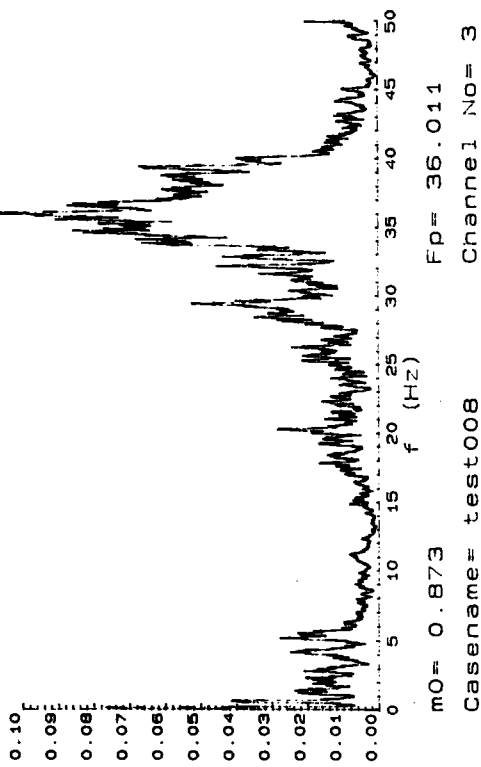


圖 8-2 加速度歷時圖

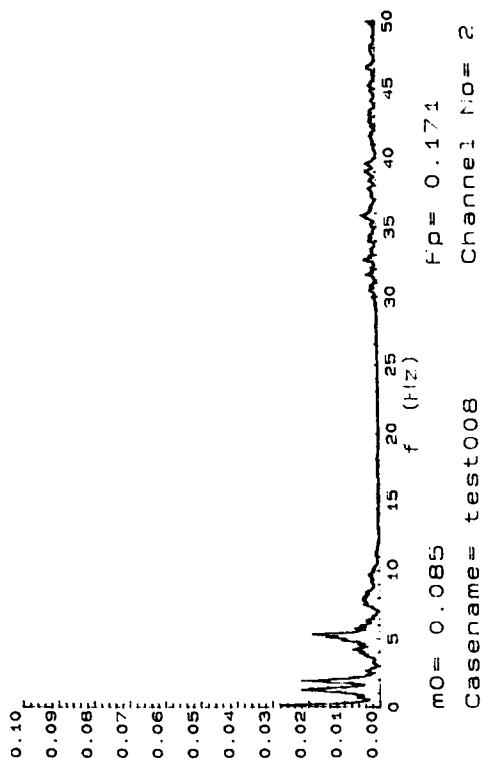
Eaa



Eaa



Eaa



Eaa

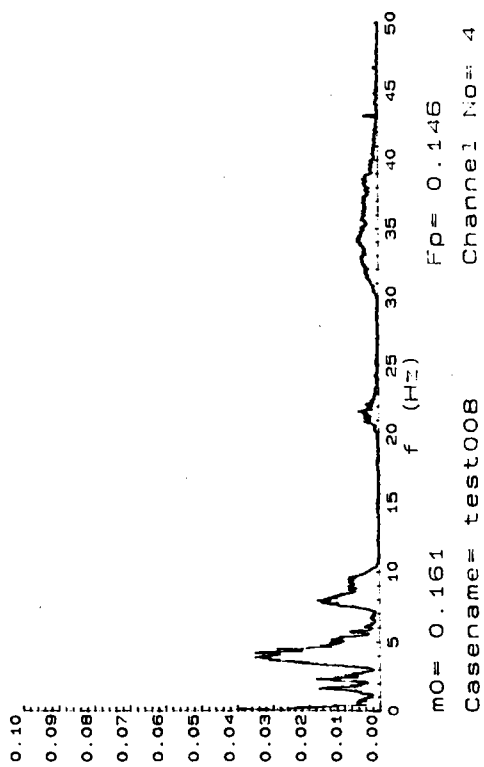


圖 8-3 加速度頻譜圖

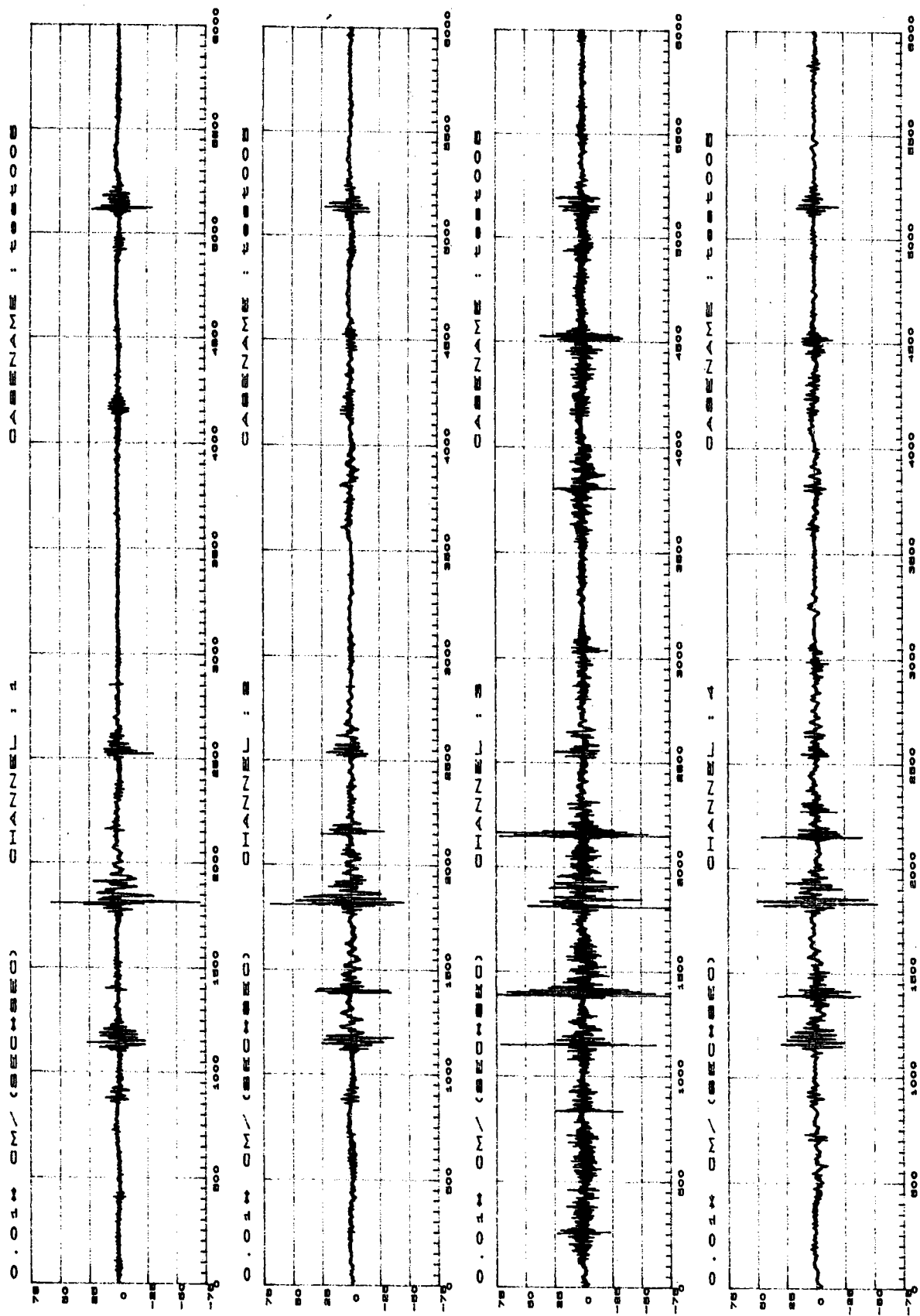
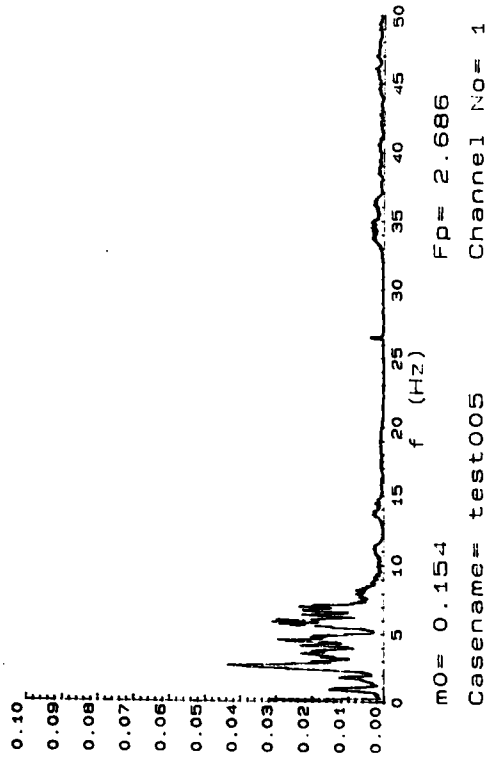
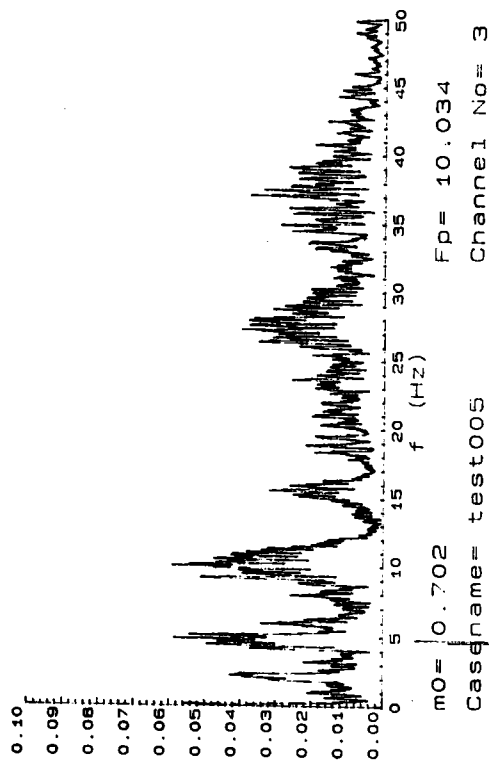


圖 8-4 加速度歷時圖

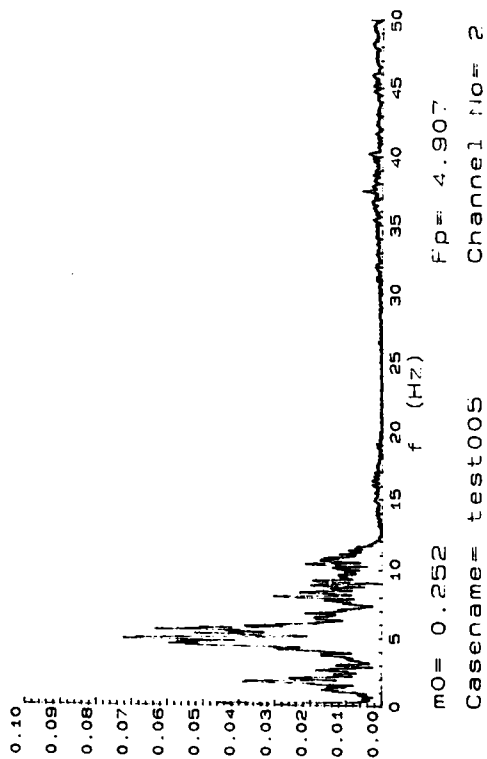
Eaa



Eaa



Eaa



Eaa

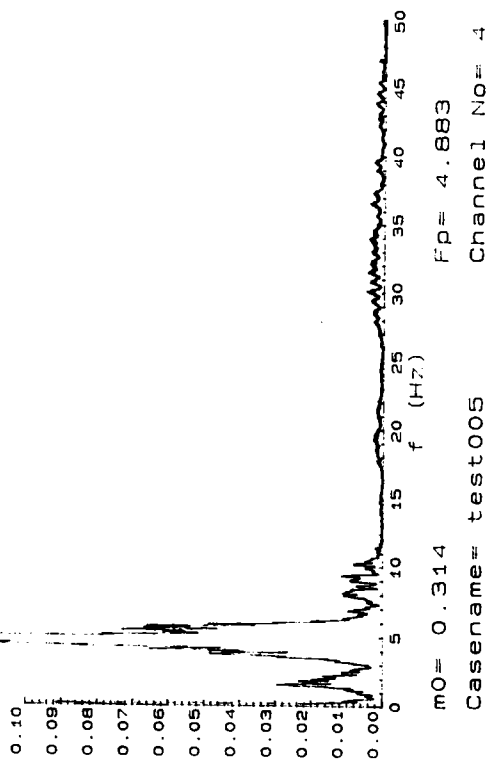


圖 8-5 加速度頻譜圖

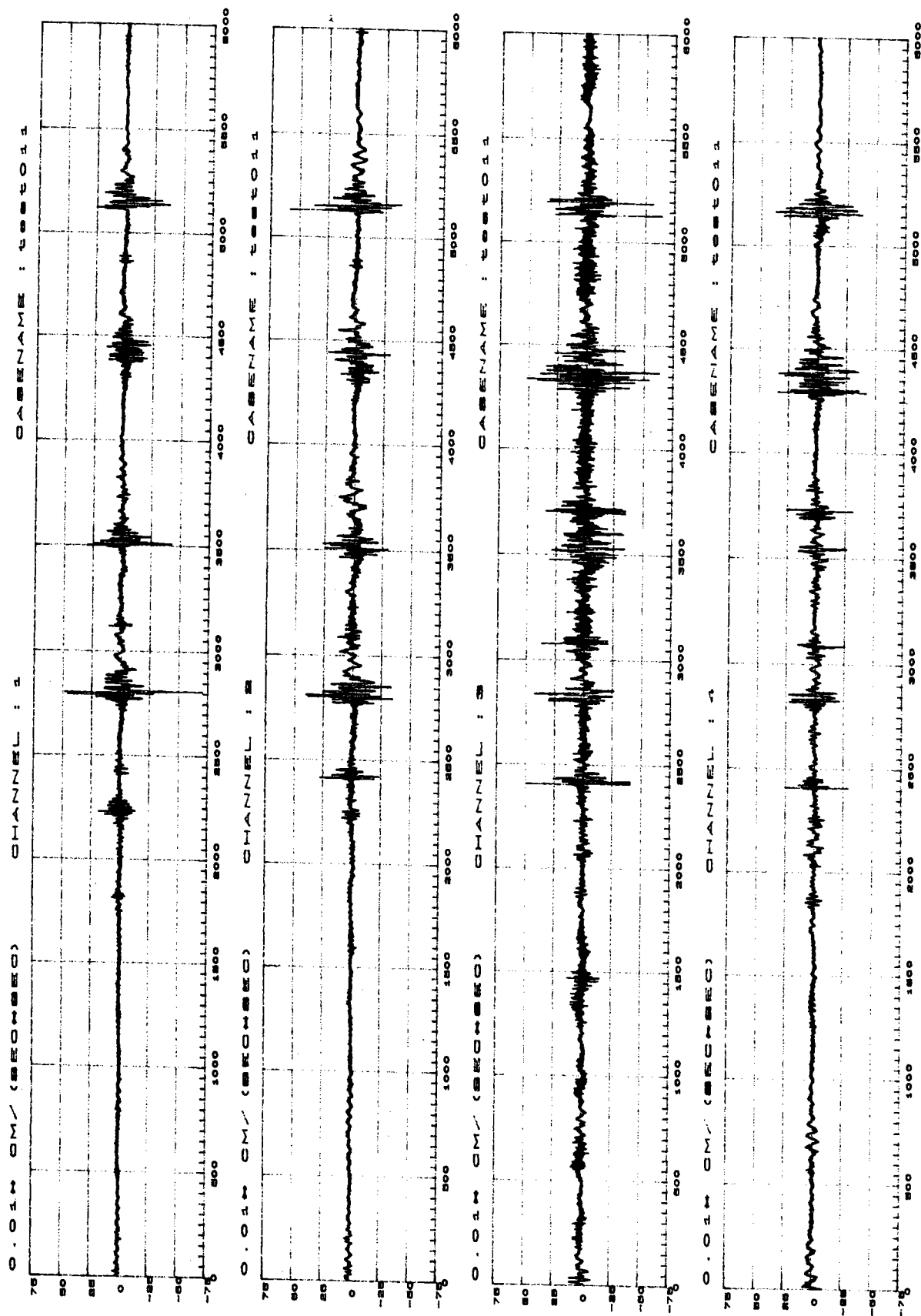


圖 8-6 加速度歷時圖

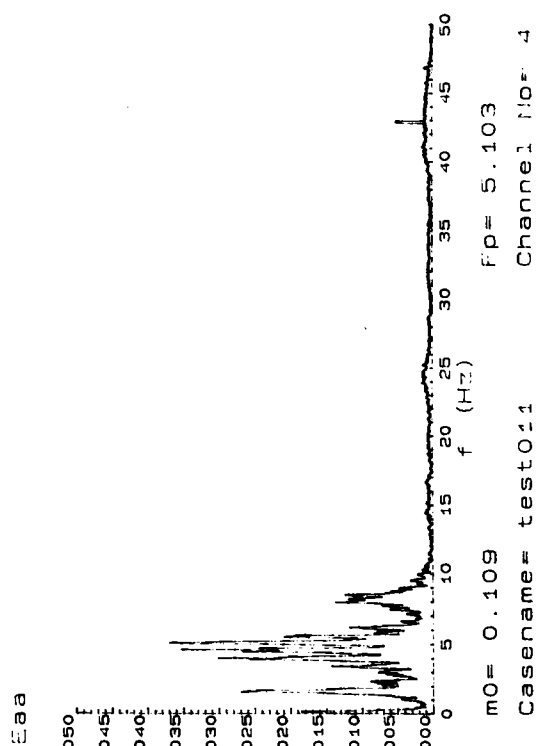
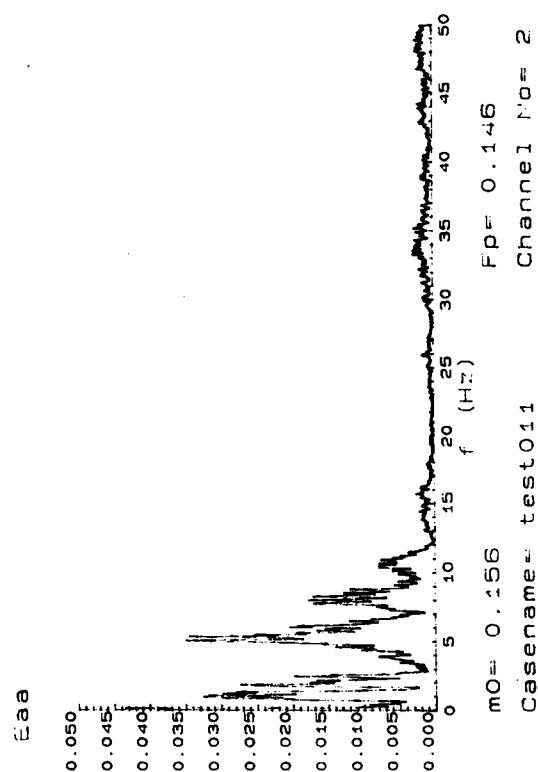
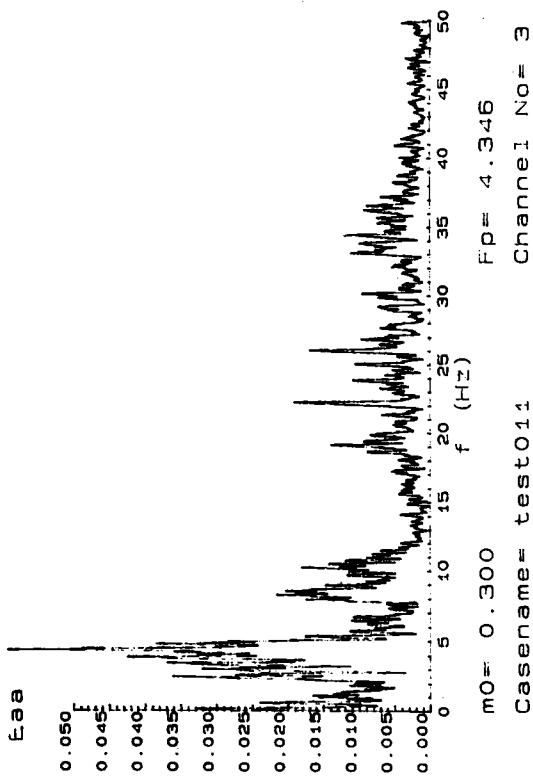
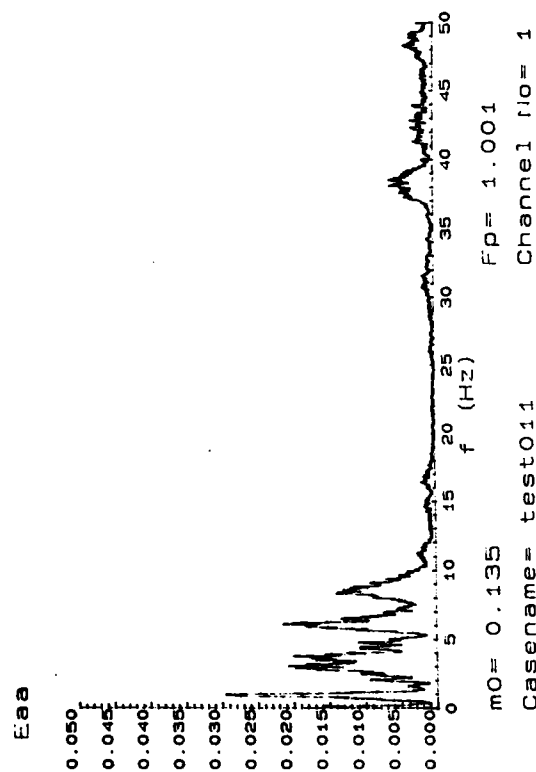
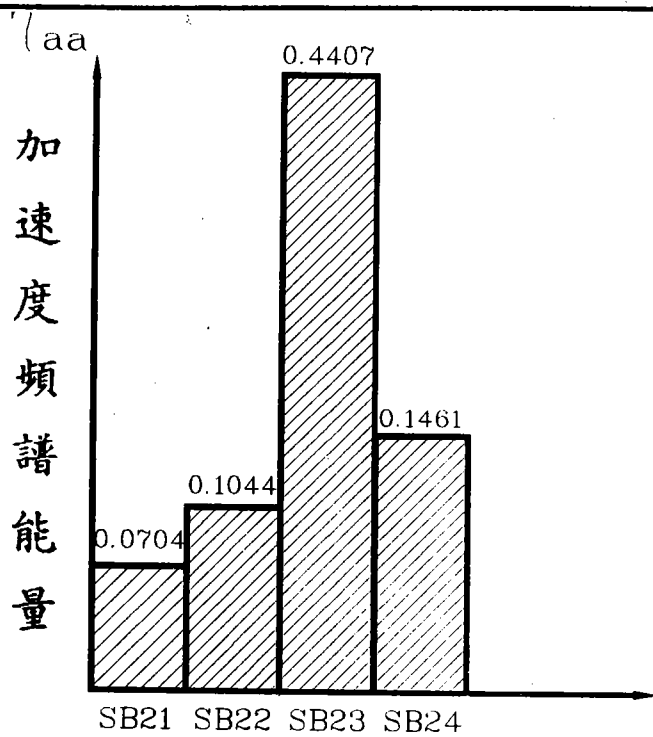
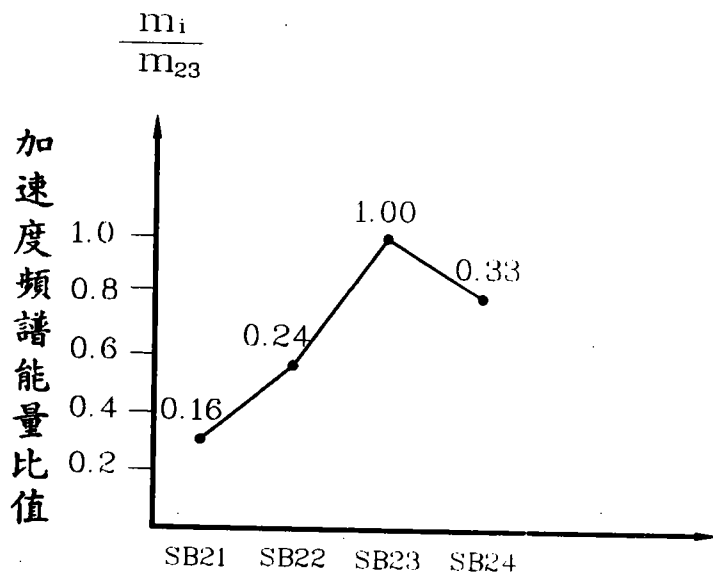


圖 8-7 加速度頻譜圖



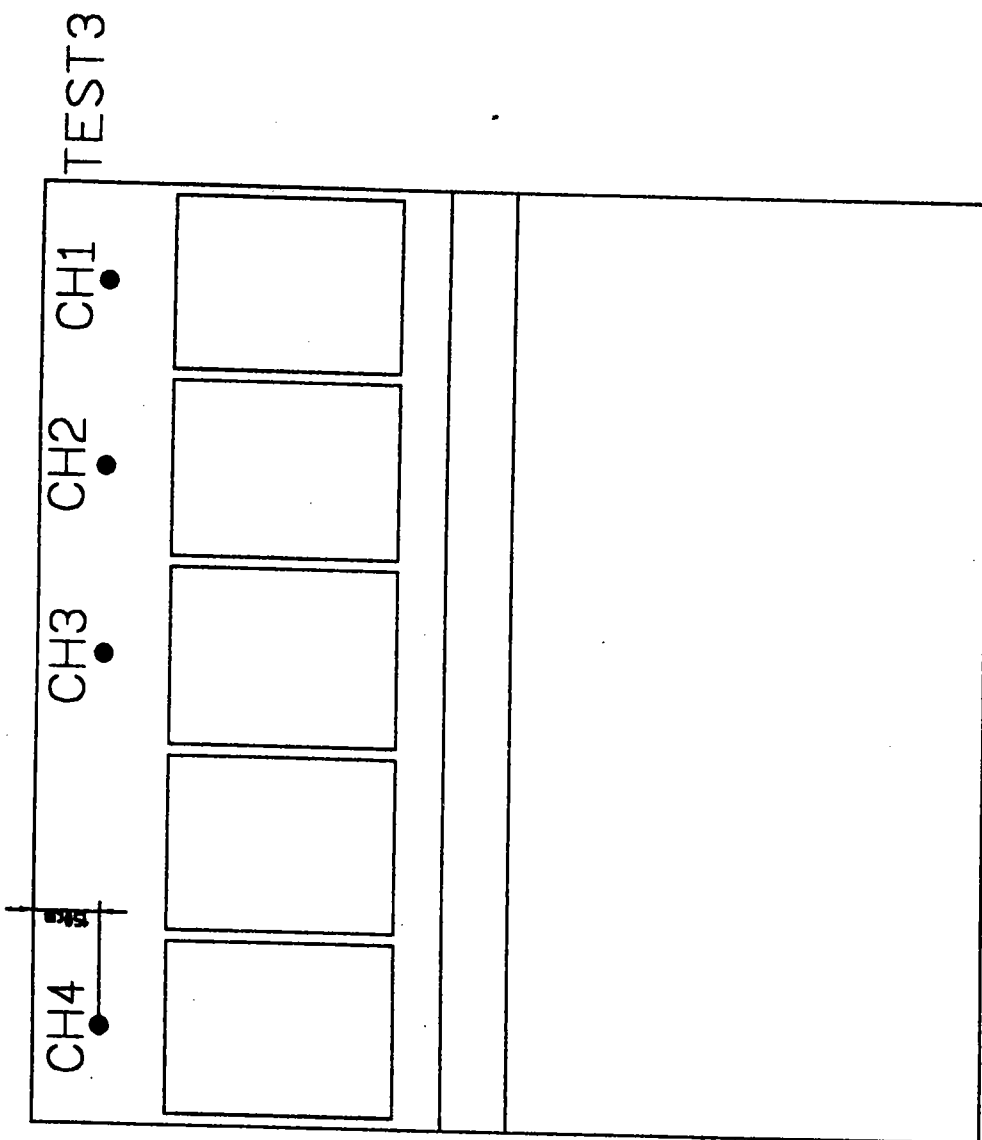
沉箱位置

圖 8-8 加速度頻譜能量比較圖



沉箱位置

圖 8-9 加速度能量比值比較圖



SB23

圖 8-10 防波堤振動量測示意圖

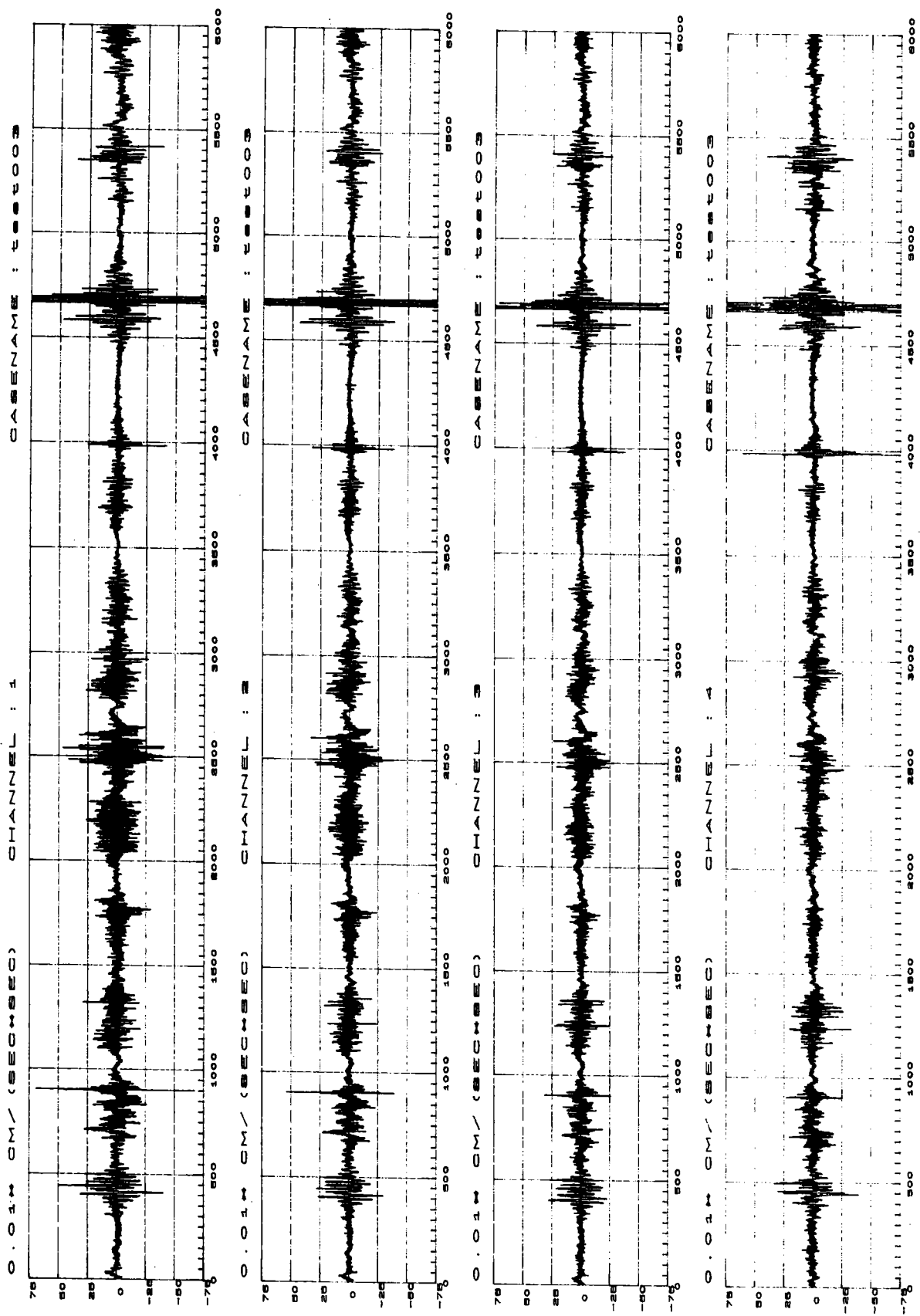
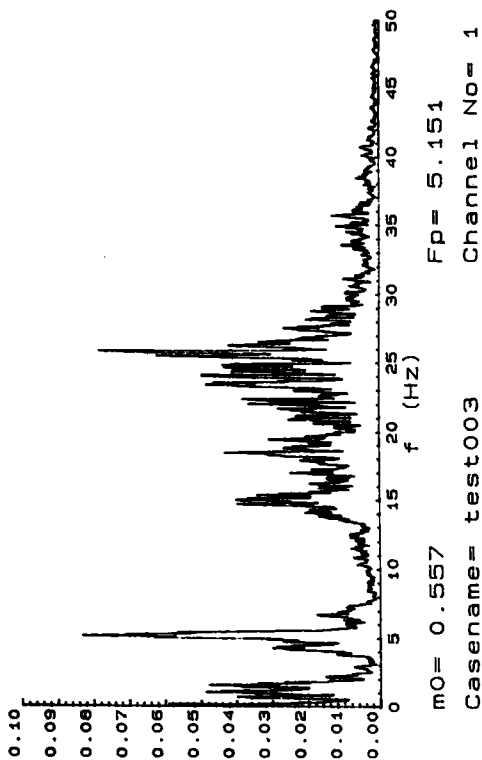
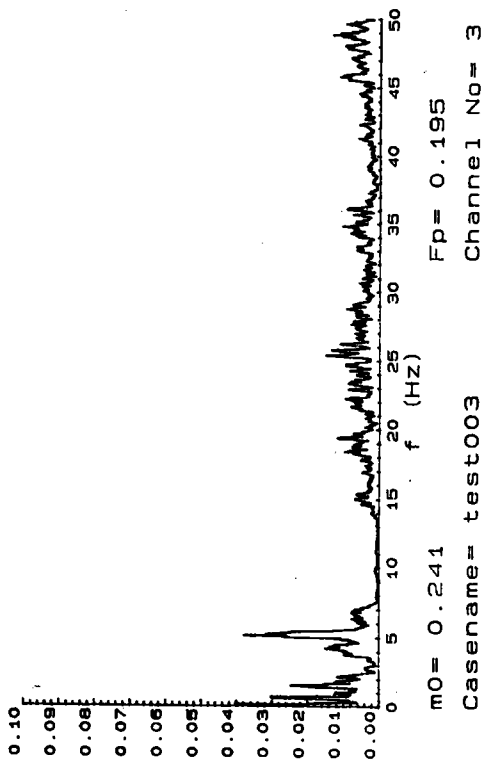


圖 8-11 加速度歷時圖

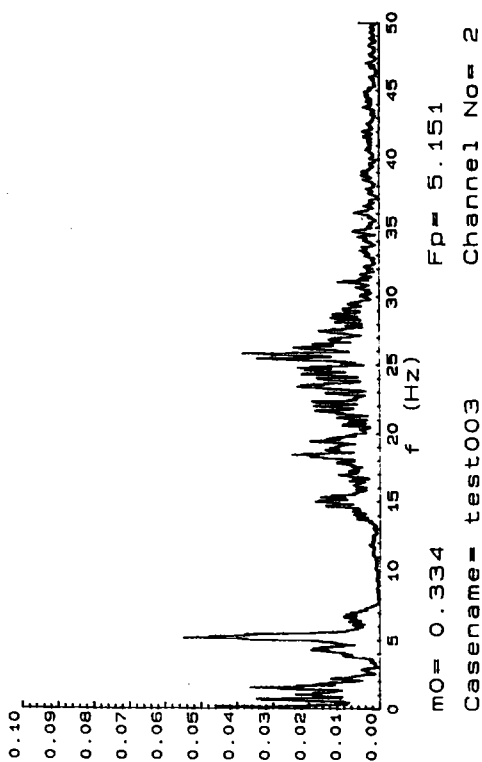
Eaa



Eaa



Eaa



Eaa

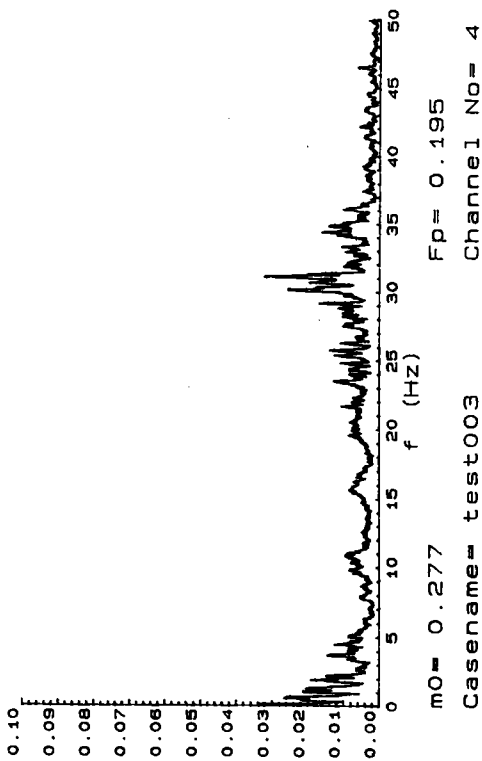


圖 8-12 加速度頻譜圖

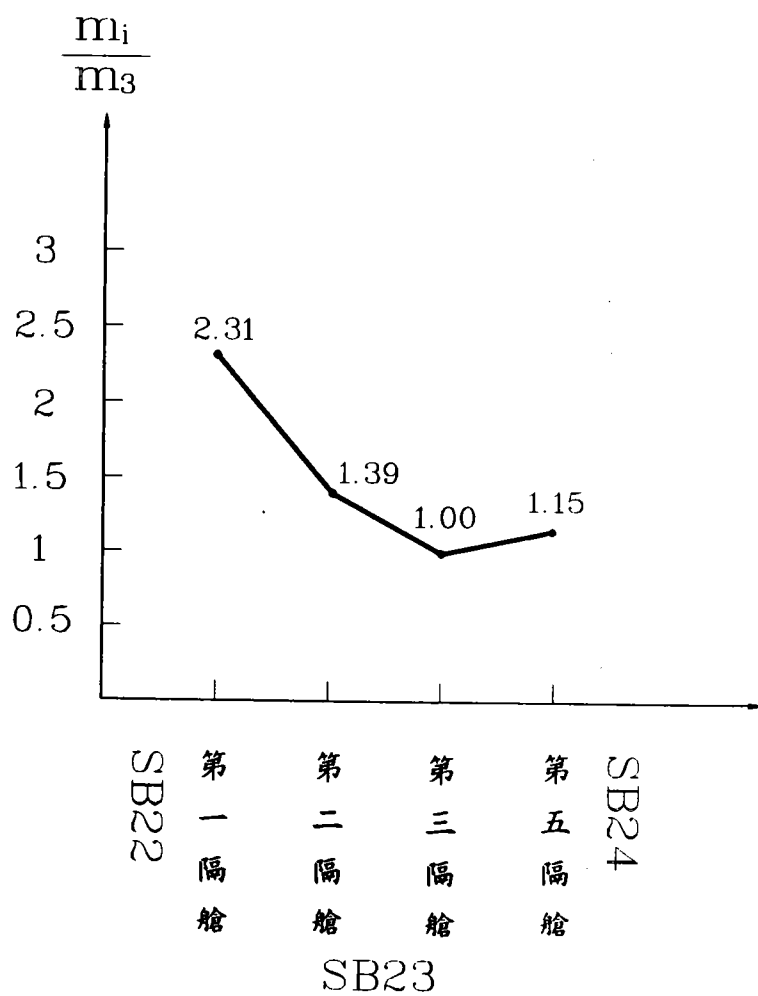


圖 8-13 加速度能量比較圖

側牆保護層厚度檢測位置

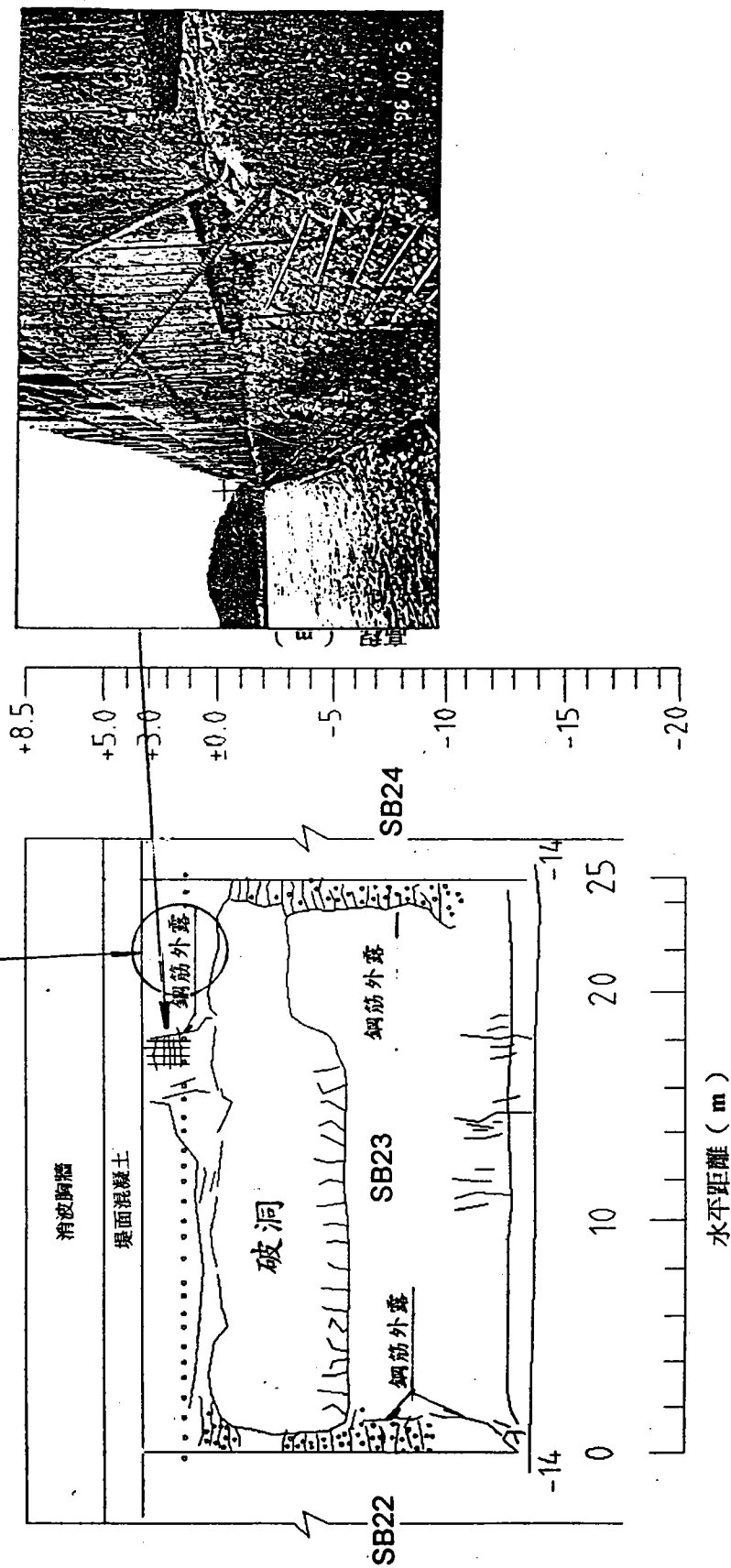


圖 8-14 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側破壞示意圖



圖 8-15 防波堤振動量測定示意圖

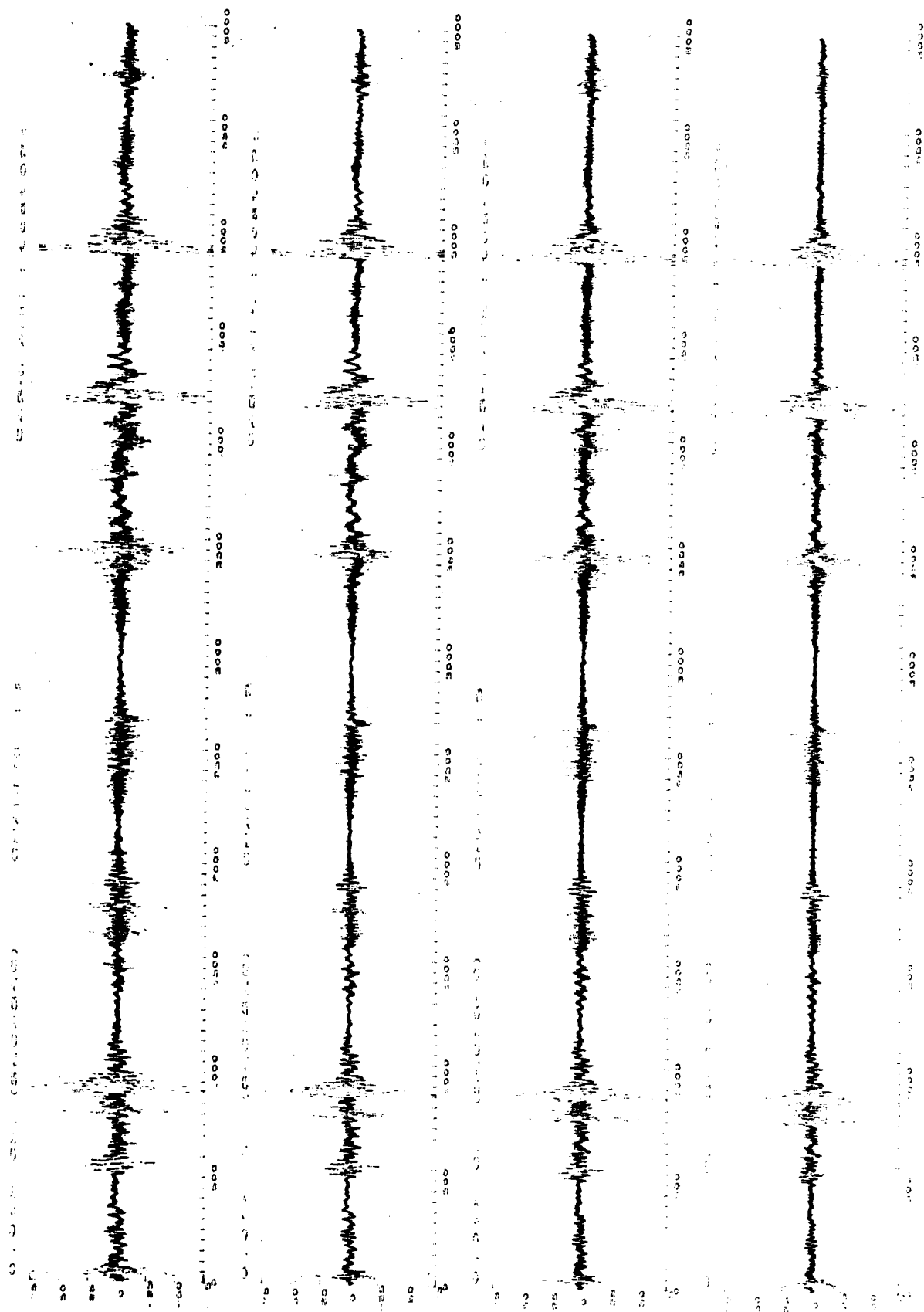
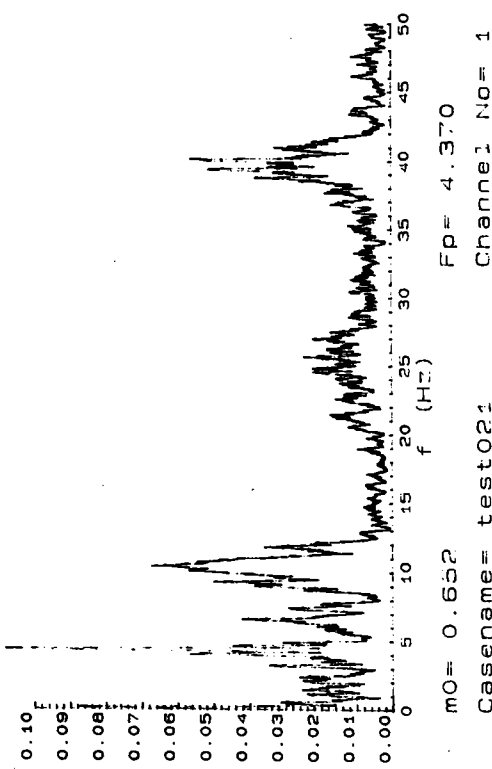
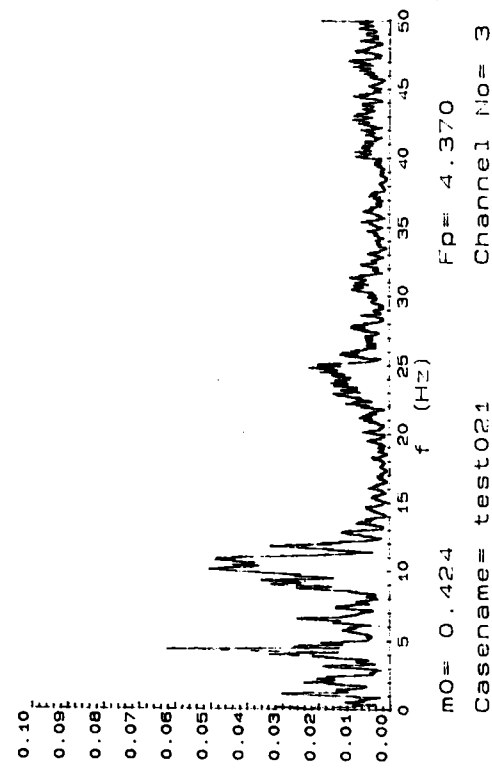


圖 8-16 加速度歷時圖

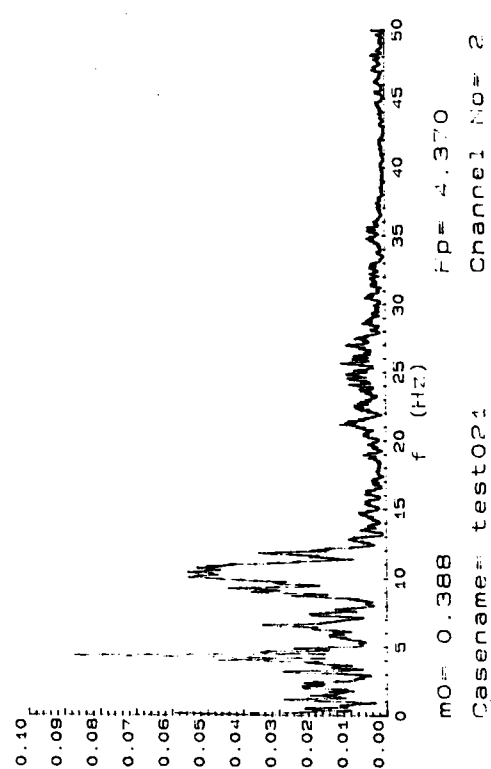
Eaa



Eaa



Eaa



Eaa

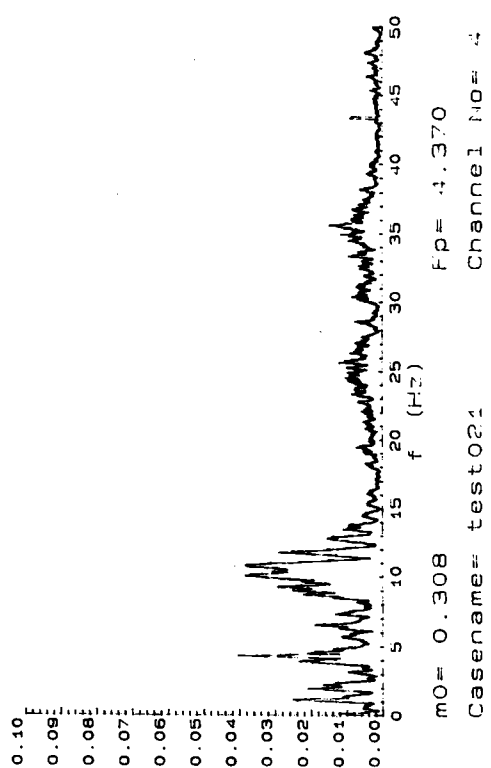


圖 8-17 加速度頻譜圖

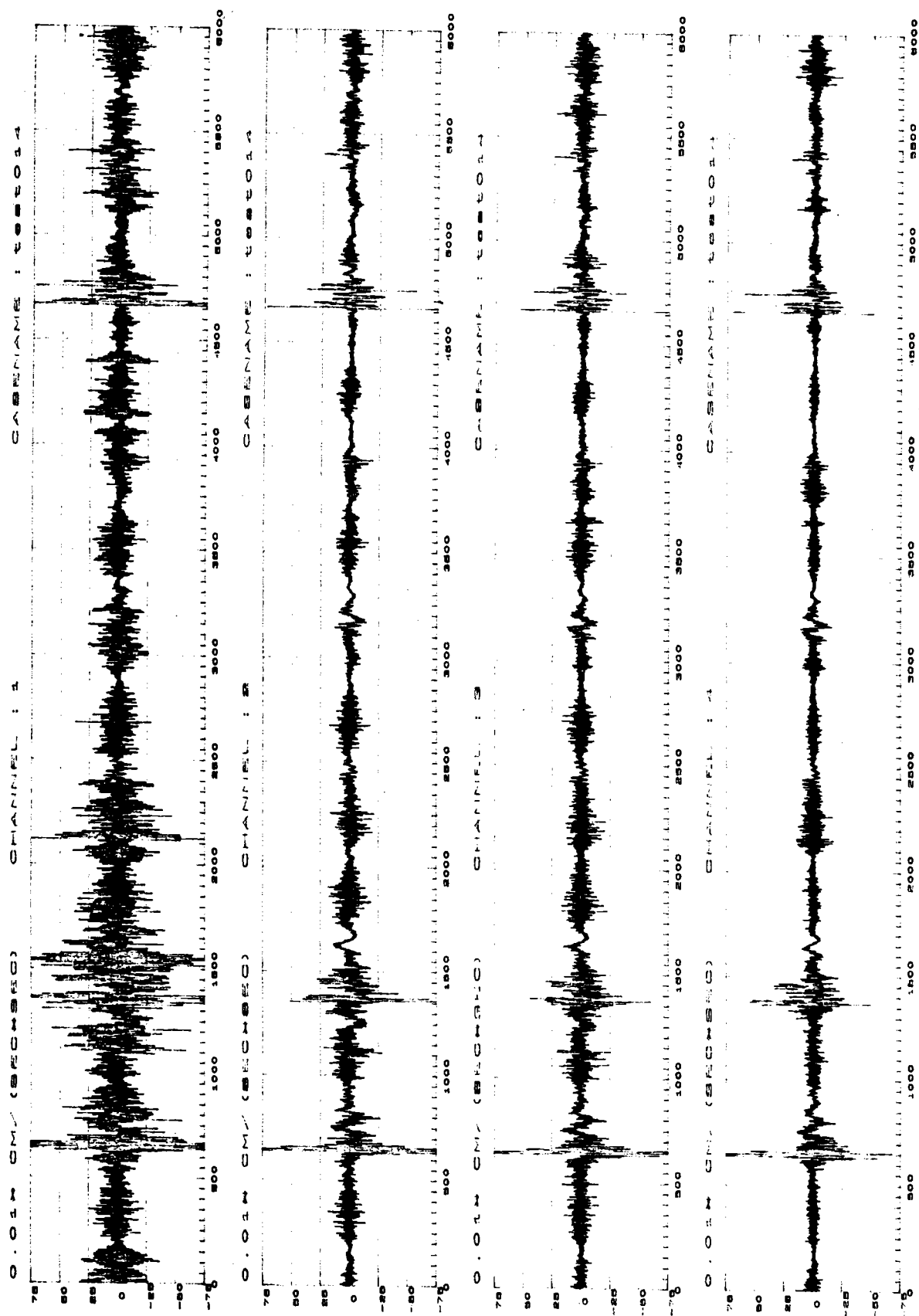


圖 8-18 加速度歷時圖

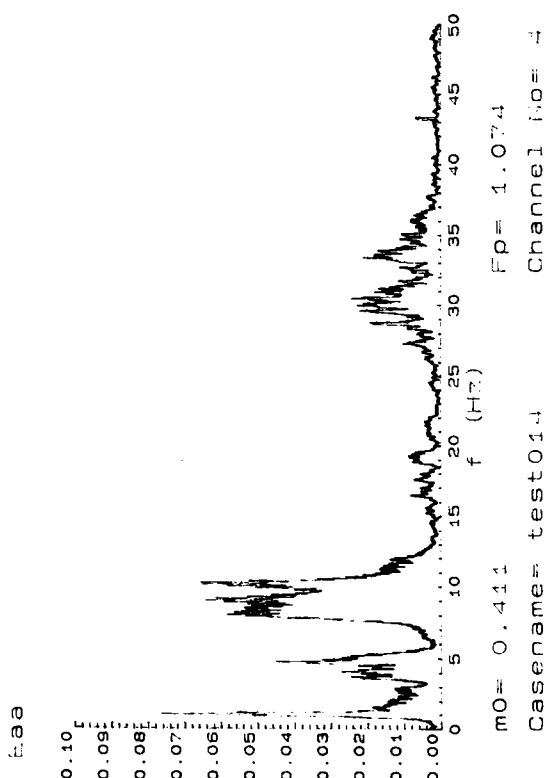
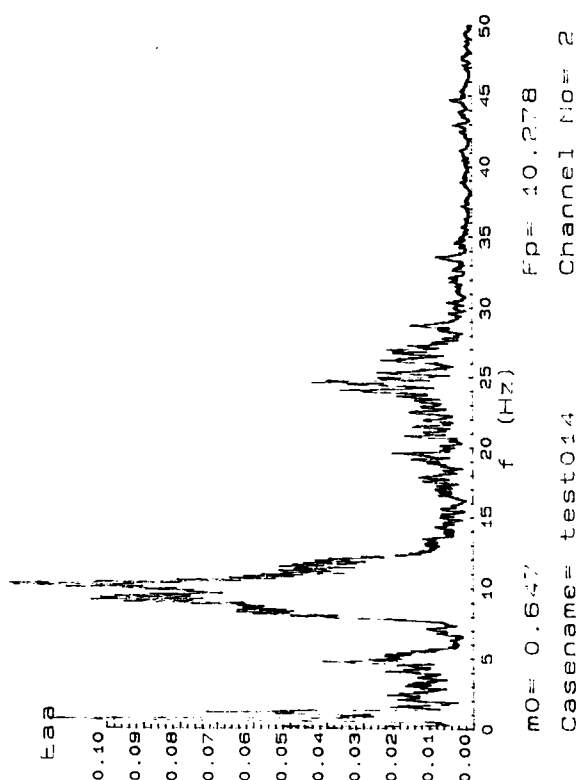
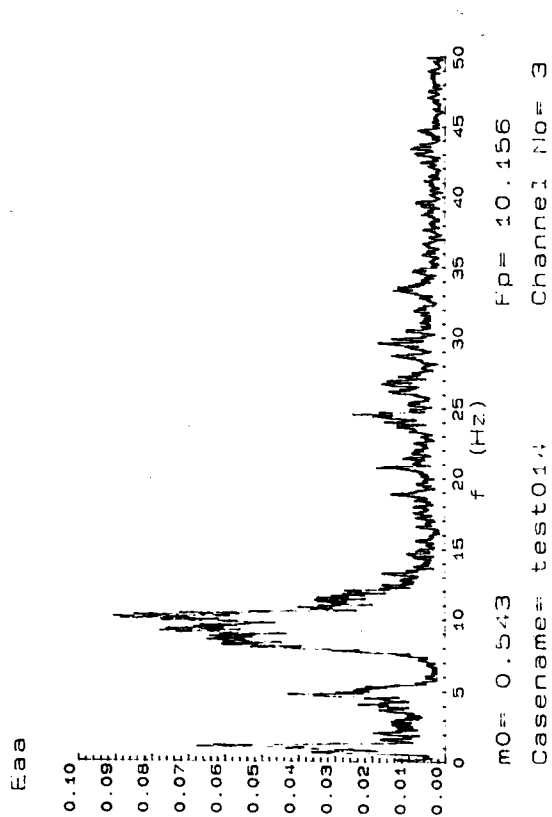
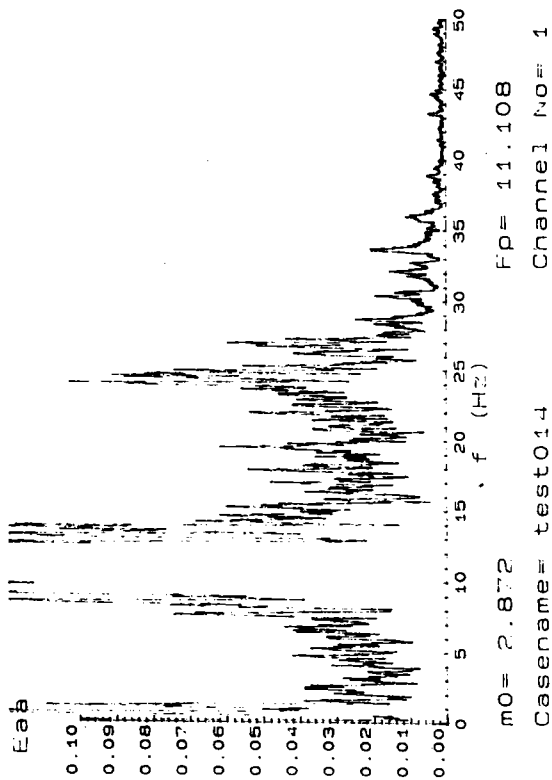


圖 8-19 加速度頻譜圖

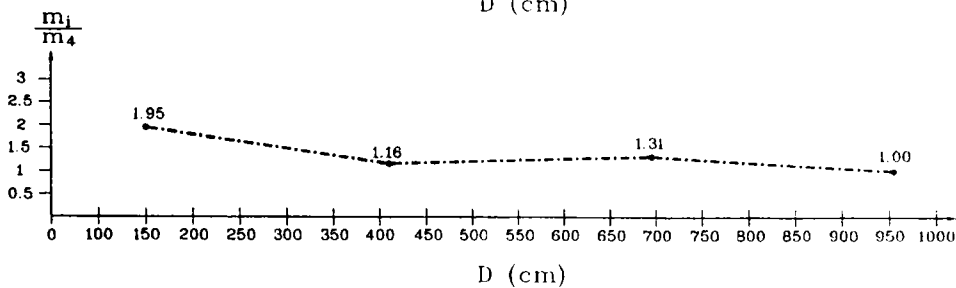
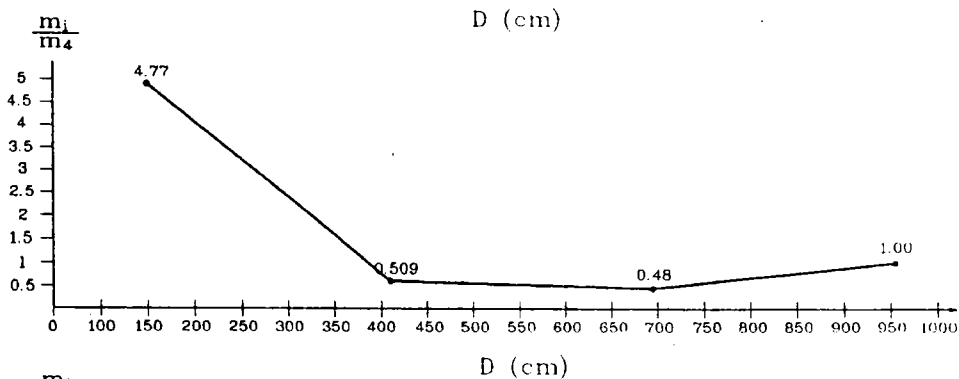
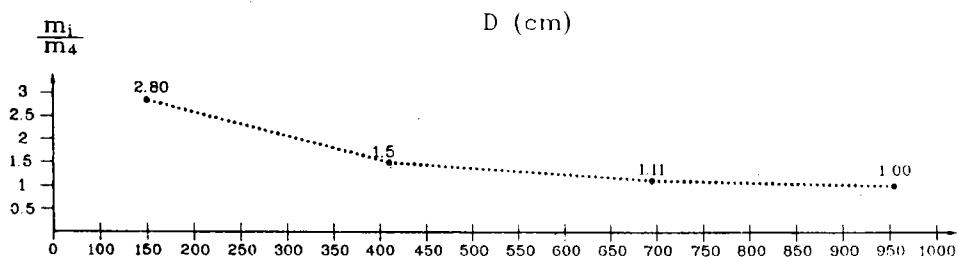
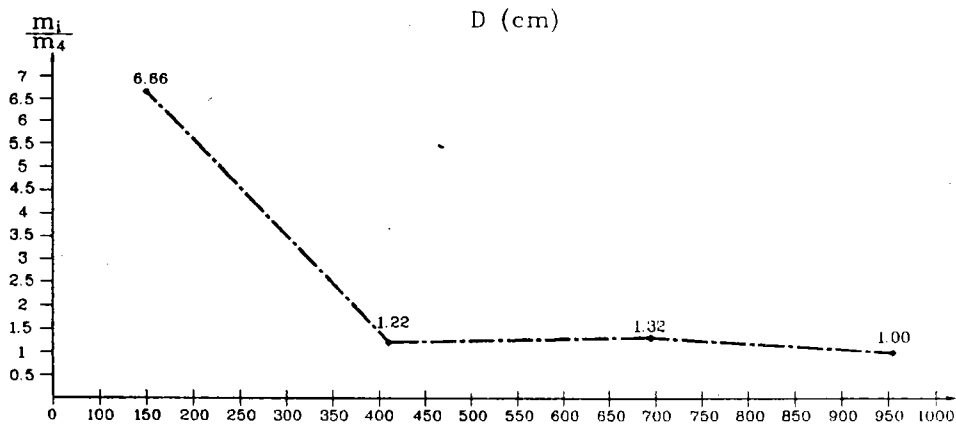
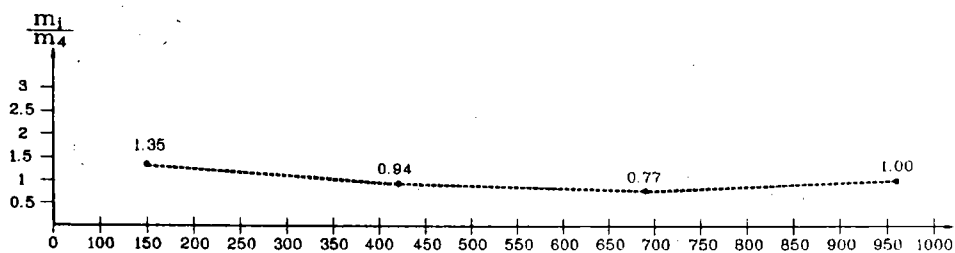


圖 8-20 加速度頻譜能量比較圖

第九章 沉箱內填材料與側牆受力檢討

(一)內填材料

南防波堤沉箱因常年受波力作用，可能使得沉箱內填材料更為壓實，而產生與沉箱蓋板間出現空隙，為了瞭解此空隙究竟有沒有，或空隙多大，選擇了 SB22 沉箱和 SB24 沉箱做鑽探試驗調查，其中 SB22 沉箱在 EL-5m 至 -9m 間有垂直裂縫，SB24 較為完整。選擇這二座標的目的係為瞭解裂縫對沉箱本身的影響性為何。二座沉箱鑽孔位置皆在消波室靠近消波孔內側距防波堤面約 3 公尺(即海側第一艙內)，鑽探及試驗報告如表 9-1 到表 9-4 所示，位置如圖 9-1 和 9-2 所示。由此二表得知沉箱內確實有空隙出現 SB22 沉箱 80 公分，SB24 沉箱 35 公分，沉箱之內填材料二座沉箱皆相似上層為灰色岩塊夾卵礫石粗細砂較下層為卵礫石夾棕灰色粗細砂，其土壤分類為 GP，從顆粒分析得知礫石比例 SB22 佔 65 % 到 75 % 之間，SB24 45 % 到 75 % 之間二者相差無幾，因沒有含粘土成份，故砂(200 號篩至 4 號篩)之含量與粒徑分布(見圖 9-3 至圖 9-5)亦相近，含水量皆在 25%~ 28% 之間亦相似空隙比在 0.58 左右亦相似，由以上各物理量比較發現雖 SB22 有裂縫但至目前為止裂縫對內填料的物性沒有改變，其空隙較 SB24 大亦非直接顯示因細骨材漏出(流出)的關係，因此可能的空隙較大之原因即應回歸至起初填料時個別性的差異所造成，故從整體來看每一個沉箱目前可能有 50 公分左右甚至高達 1 公尺以上之空隙，這是相當值得注意的，因為空隙位置正好在潮間帶波力作用最大的區域。

(二)側牆受力

沉箱安放填料並封箱頂蓋澆注完成後之力量分布如圖 9-6 所示，其換算設計荷重每單位寬為 113.83T、如因填料密實空隙為 0.5 公尺時其

換算設計荷重每單位寬增為 158.58T 如圖 9-7 所示，至 1 公尺時其值更增到 162.43T 如圖 9-8 所示，每單位設計荷重因空隙出現 0.5 公尺增加 39 %，1 公尺增 43 %，整體來看其比例相當大，假如只考慮潮間帶附近因其作用力分布斜率不一樣力量往堤頂增加，力量較集中在靠近堤頂處。單位寬上之總作用力，在空隙 0.5 公尺時為原設計時之 1.26 倍，1 公尺時為原設計之 1.29 倍。以上分析明顯發現因沉箱長期震動引致沉箱內填料的搗實骨材重新排列，使得潮間常附近放空，造成背填土壓力驟然降低，對側牆的抵抗能力影響很大，因此相對形成沉箱側牆厚度不足，加速其破壞。

表 9-1 鑽探及試驗報告

鑽探及試驗報告

BORING AND TEST DATE

編號：22 時波室

工程名稱：宜蘭蘇澳港孔位標高：

孔號：B4 地下水位：鑽孔時間：

鑽探 深度 NO. M	柱狀 圖	擊 數 N	地質說明 Description	分 類	顆粒分析	含 水 量 w%	液 性 限 度	塑 性 指 數	塑 性 限 度	單 位 重 量	孔 隙 比 e	比 重	承 載 力 Qa	岩 心 取 樣 D
1			泥凝土夾少許鋼筋											
2			2.50											
3		12	空隙	GP	64.0	40.0	0.0	0.0	28.6	—	0.52	2.68	14.4	
4														
5		29	灰色片岩夾鋼筋粗砂	GP	65.0	35.0	0.0	0.0	23.0	—	0.29	2.67	OVER 30	
6		100/16cm	5.60											
7		100/7cm												
8		100/9cm												
9		100/10cm		GP	70.0	30.0	0.0	0.0	26.1	—	0.43	2.68	OVER 30	
10														
11		100/3cm	卵礫石夾棕灰色粗細砂	GP	74.0	26.0	0.0	0.0	27.1	—	0.51	2.69	OVER 30	
12														
13		100/9cm											OVER 30	
14														
15		100/7cm											OVER 30	

鑽探及試驗報告

鑽探及試驗報告

表 9-3 鑽探及試驗報告

鑽探及試驗報告														
BORING AND TEST DATE														
編號：24 號波室														
工程名稱：宜蘭蘇澳港孔位標高：														
鑽探深度 M	柱狀圖	擊數 N	地質說明 Description	分	孔號：B5 地下水位：			液性指數	塑性限度	單位重量 γ	孔隙比 e	承载力 Qa	岩心取樣 R Q D	
					卵石	砂	粉土 粘土							
1			混凝土夾少許鋼筋											
2														
3		48	2.50 2.85	GP	71.5	28.5	0	35.6	—	2.41	0.52	OVER 30		
4			空隙											
5			灰色片岩夾砂礫石粗細砂											
6		56	5.10	GP	62.0	38.0	0	28.4	—	2.12	0.63	OVER 30		
7		100/4cm	卵礫石夾棕灰色粗細砂	GP	54.5	45.5	0	28.9	—	2.18	0.58	OVER 30		
8			8.00											
9		100/12cm		GP	73.5	26.5	0	26.3	—	2.35	0.44	OVER 30		
10		100/6cm										OVER 30		
11		100/3cm										OVER 30		
12												OVER 30		
13		100/8cm	卵礫石夾棕灰色粗細砂	GP	46.0	54.0	0	30.7	—	2.18	0.60	OVER 30		
14												OVER 30		
15		100/7cm										OVER 30		
S-1														
S-2														
S-3														
S-4														
S-0														
S-0														
S-5														
S-0														

鑽探及試驗報告

–121–

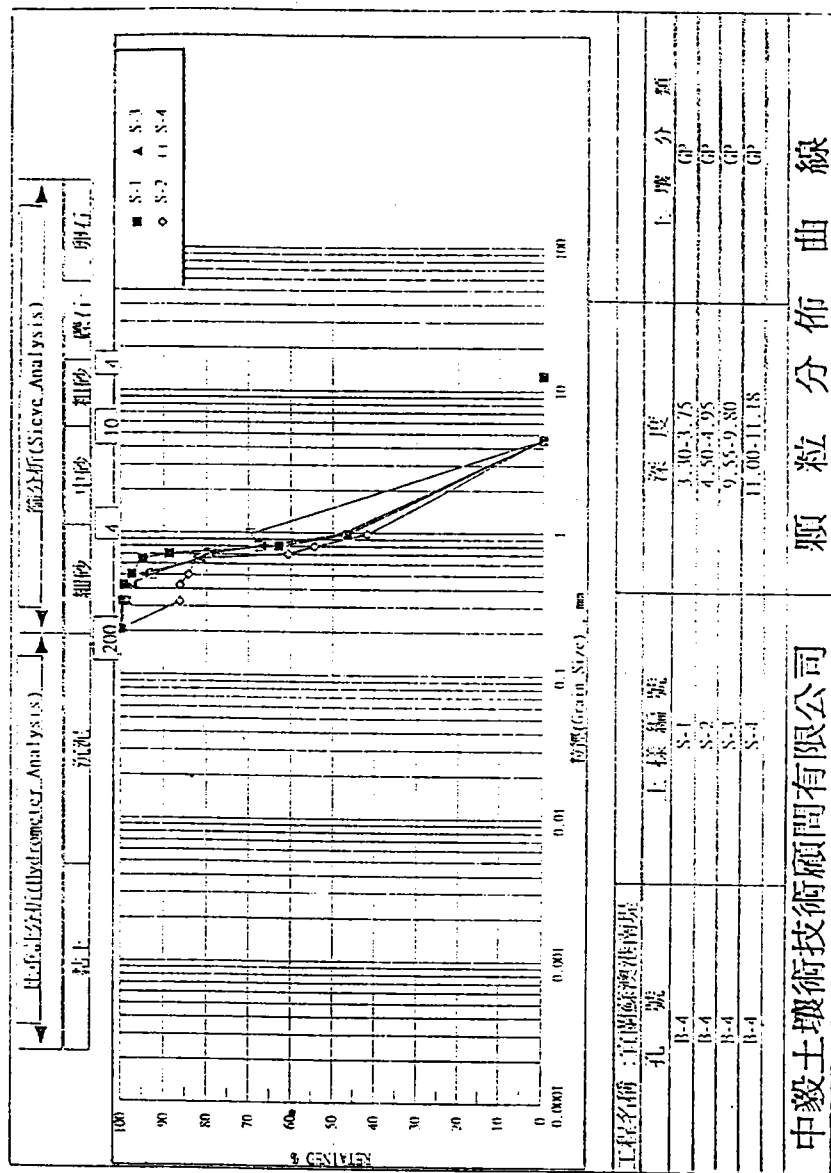
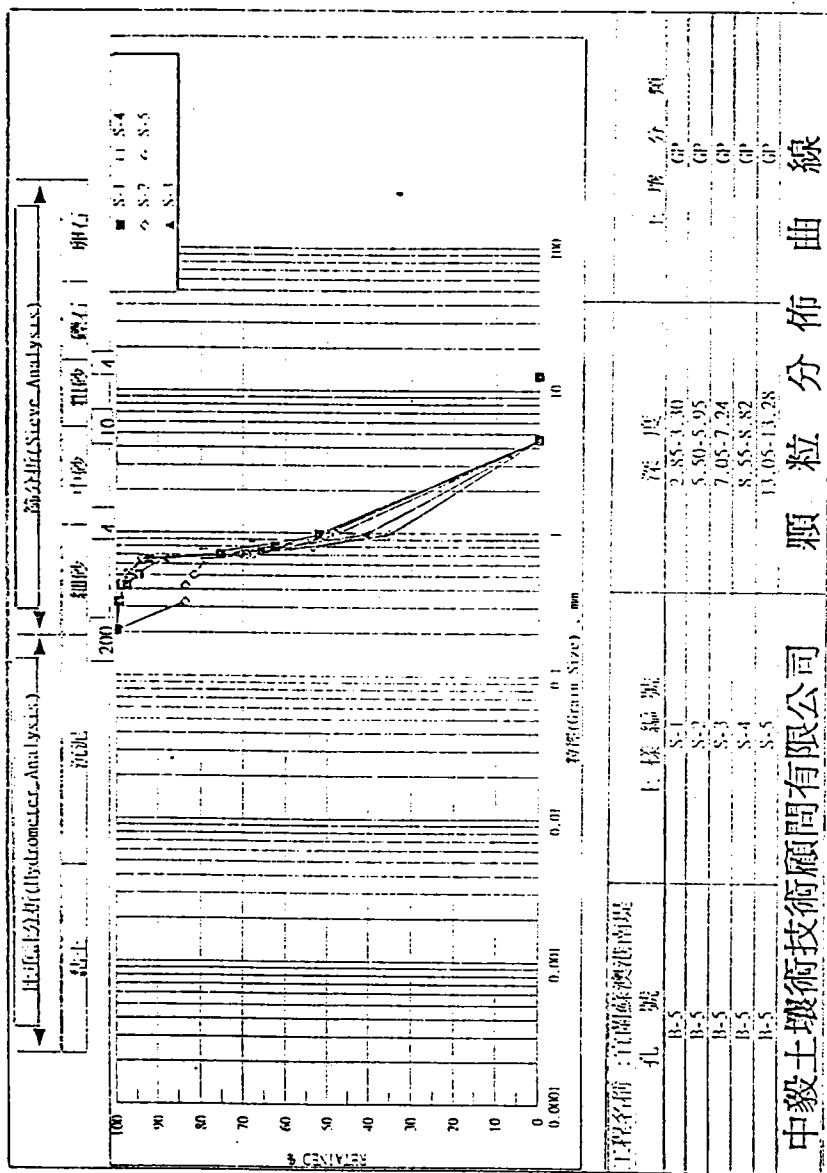
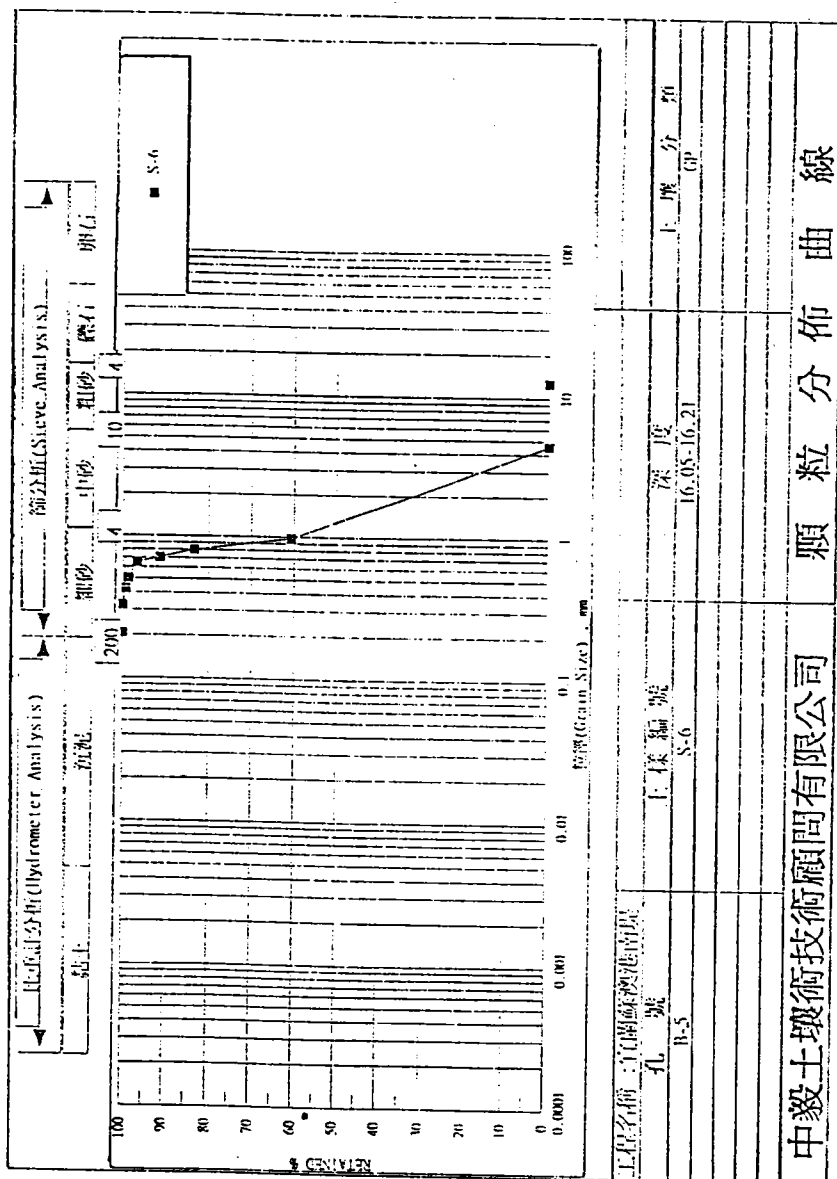
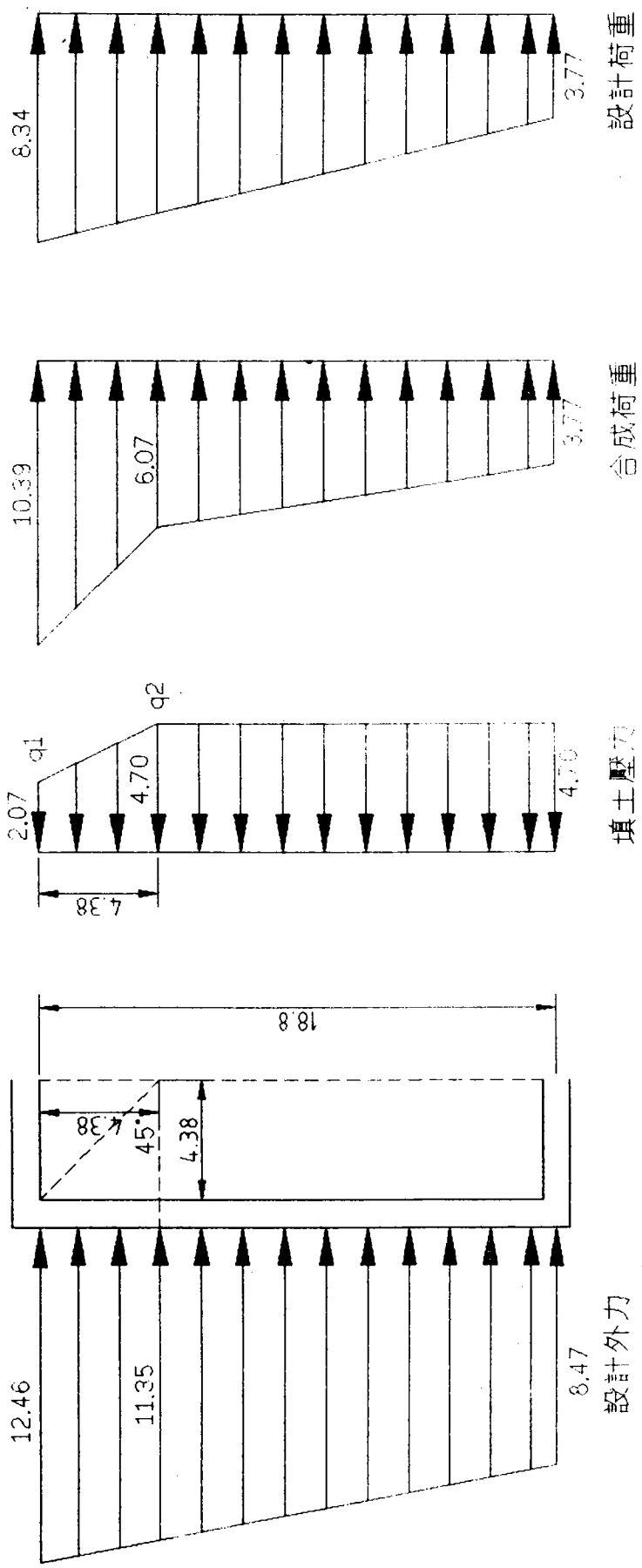


圖 9-3 粒徑分佈圖

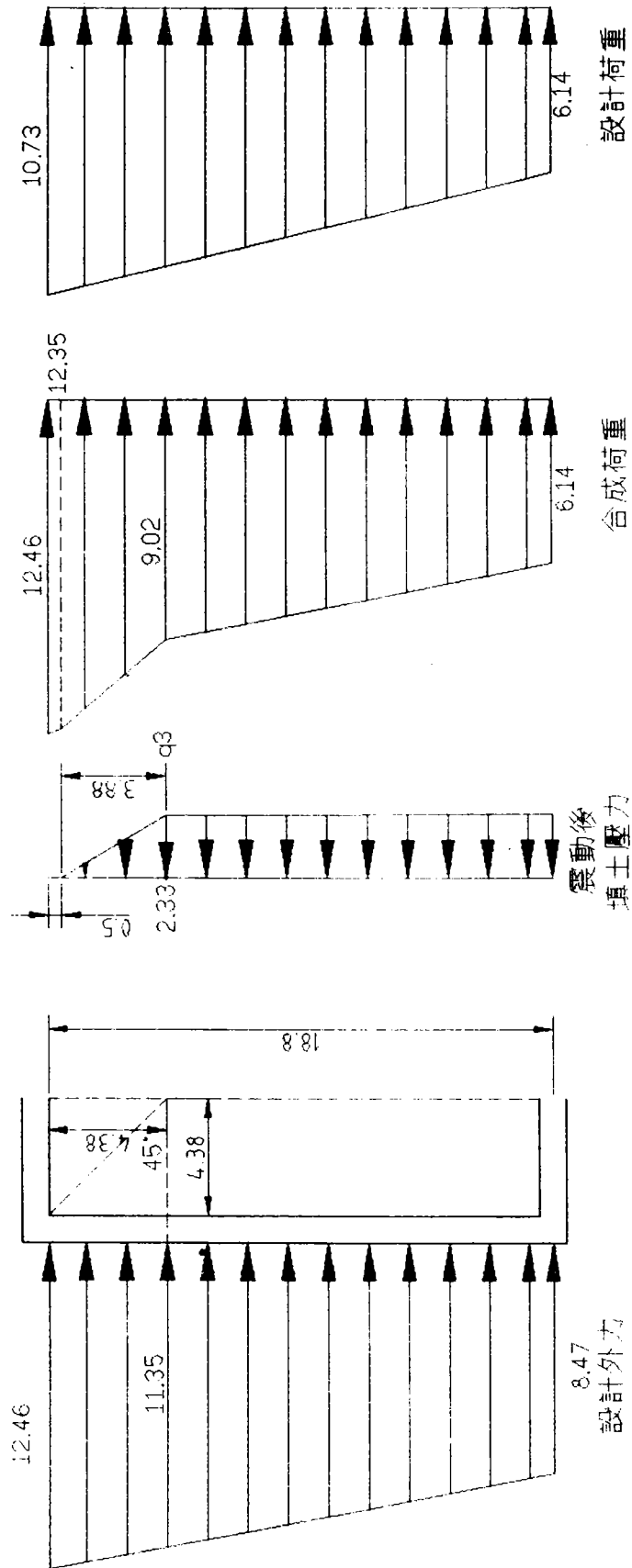






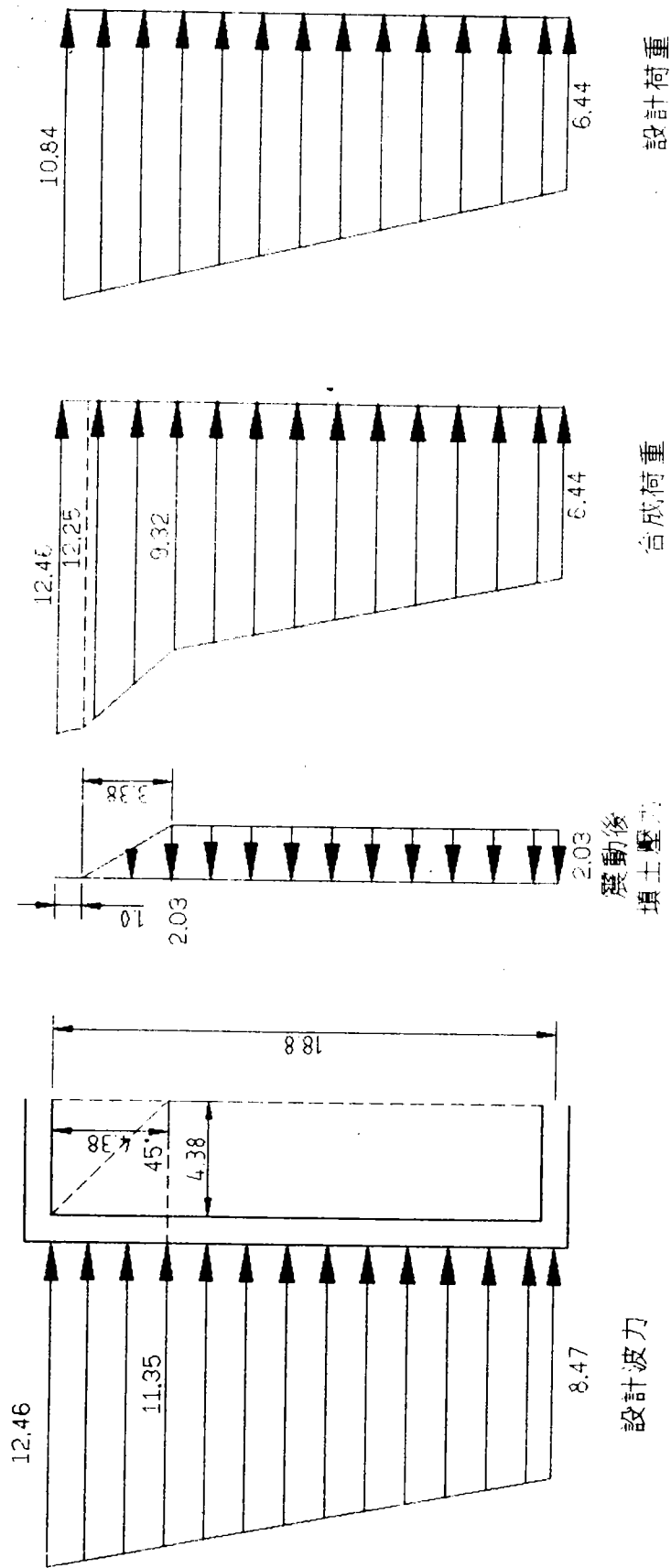
安放後作用於海側側牆之外力計算

圖 9-6 安放後作用於海側側牆之外力計算



長久後作用於海側側牆之外力計算(無裂縫)

圖 9-7 長久後作用於海側側牆之外力計算(無裂縫)



長久後作用於海側側牆之外力計算(有裂縫)

圖 9-8 長久後作用於海側側牆之外力計算(有裂縫)

第十章 防波堤裂縫損壞現象之檢討

(1) 港側堤頂破損

由第七章之討論得知某些區域之防波堤有內移(港側)的現象由圖 2-4 可看出在港側二沉箱相當接近，而且海側開口變大形成楔形，海水從中間灌入會造成水體壓縮水流加快，水壓增大，衝擊堤頂而造成混凝土剝落鋼筋外露。亦有可能係二防波堤因振動而產生傾傾擠壓破壞混凝土。

(2) 水平裂縫破壞

由第九章之討論得知在潮間帶因背填土沉陷壓實即形成抵抗波力之土壓力減少復加上潮間帶係受大波力作用之區域更形易於造成破壞，蘇澳港之波浪週期稍長、波長亦較長，整個防波堤面可視為相同受力面，不會造成在整個同一高程堤面上之波壓力分布不均勻之現象，因此堤面上的破壞會先形成水平裂縫如 SB23 之破洞，即為水平裂縫見圖 10-1 所示。

(3) 垂直裂縫破壞

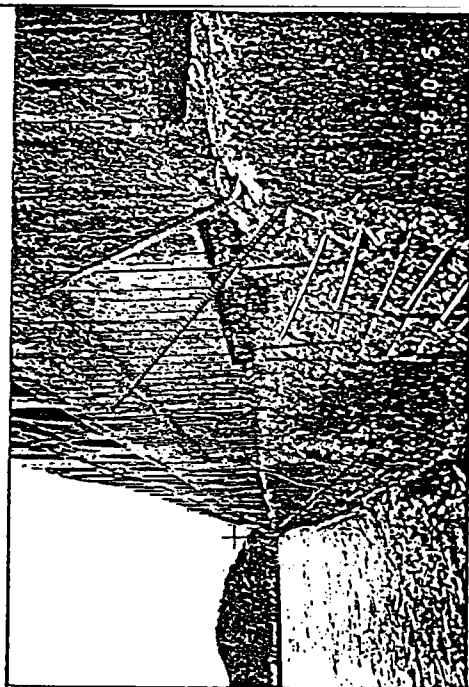
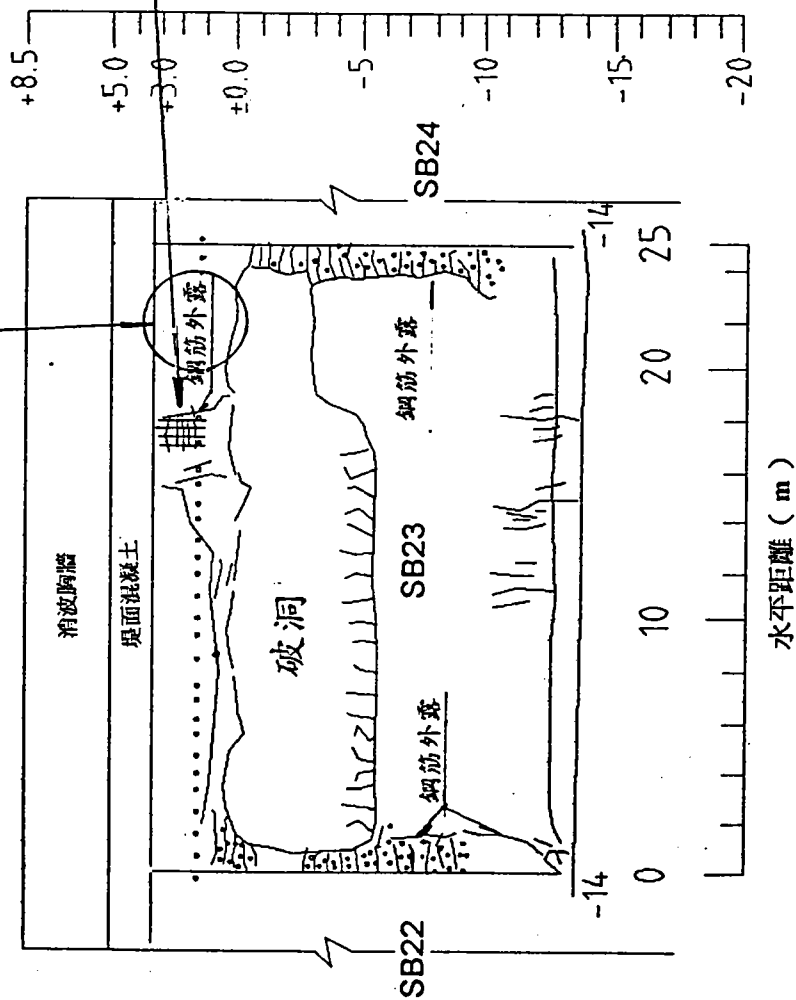
在堤面中間會出現垂直裂縫是較奇怪而有趣的現象，此垂直裂縫應為拉力破壞之型式，沉箱下方之底床為起伏不平之岩盤雖比較容易造成不均勻沉陷或應力集中，而產生拉力裂縫，但此裂縫應在沉箱上由頂到底長條型的裂縫方為合理。另一方面，波浪亦不可能僅集中於破壞處除非破壞後有單點集中應力，另一懷疑是否為鋼筋體積膨脹而逼使混凝土面破裂，但沉箱外層之鋼筋排列係為水平排列不是垂直排列，會產生垂直膨脹破壞的可能性又較低，造成混凝土版類似薄膜振動一樣形成垂直裂縫，唯可能性亦不甚強，再則僅能懷疑該處(SB22)之混凝土骨材剛好

鈣礬石水化物量大或活性含量高可能形成的骨材膨脹破壞，唯要只裂一條垂直狀的裂縫可能性亦不很高，基於以上討論垂直裂縫發生的問題應再研究。

(4)破洞下方之垂直裂縫

沉箱破洞後因波浪呈週期性變化，故破洞之進水與退水會在密閉隔艙內形成向外噴氣洩壓及渦動內掏，將沉箱內之骨材往外帶。而使得側牆受到向外之力而一段一段拉斷而擴大破洞面積，如 SB23 賀伯颱風後二個半月期間由 1 公尺寬 20 公尺長，破成 6 公尺寬 24 公尺長之破洞、其破壞力相當驚人，破洞破到波浪水粒子運動較小區域後其波浪水體下部攪動沉箱下部之填材能力低時，沉箱內之骨材不再外流，破洞下方自然使會留下垂直裂縫。

側牆保護層厚度檢測位置



(E) 照像

圖 10-1 南外廓防波堤 SB23 沉箱海側破壞示意圖

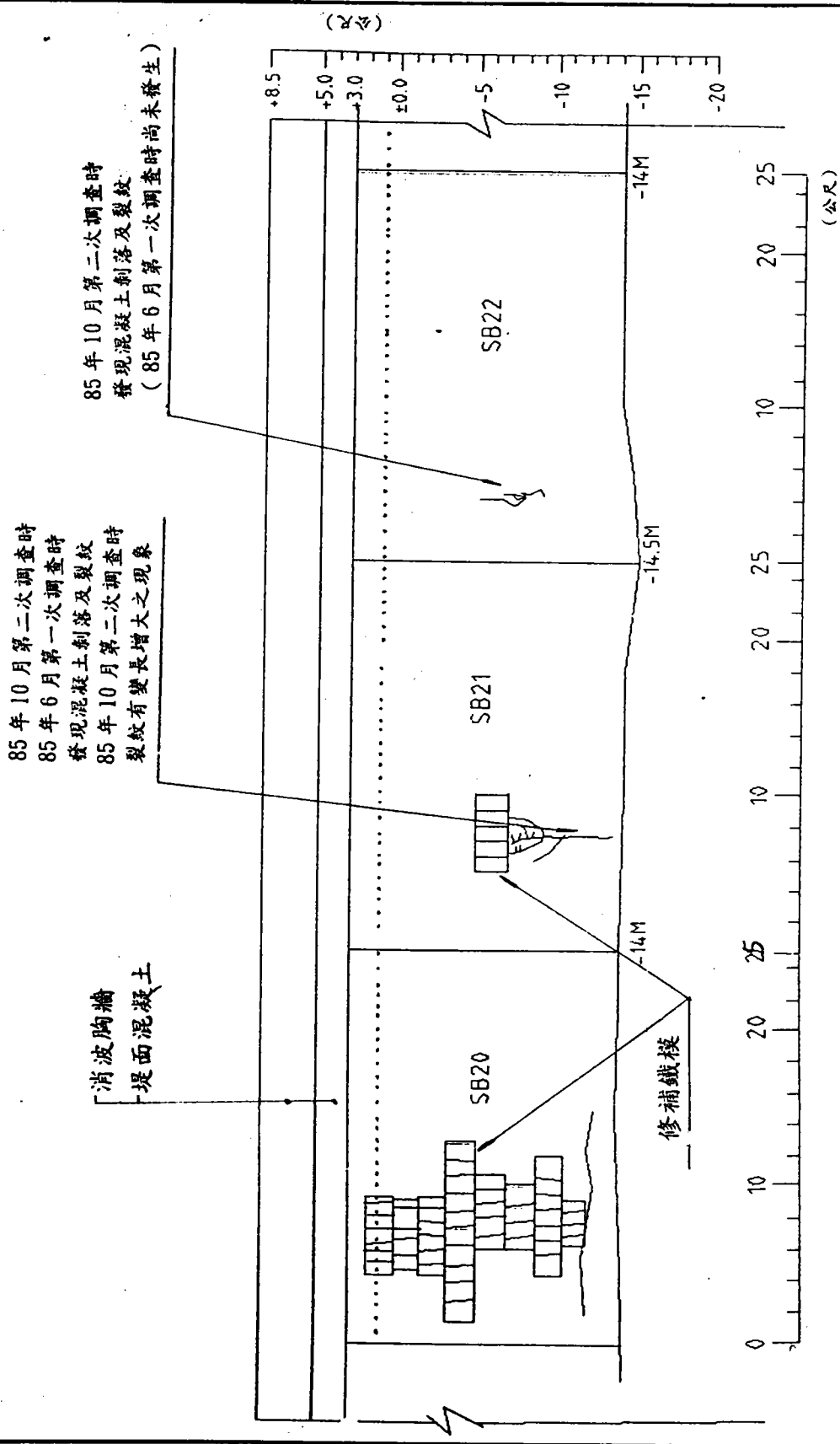


圖 10-2 南外廓防波堤 SB20-SB22 沉箱海側側樁損壞調查結果

第十一章 防波堤斷裂原因之力學探討

在八章討論防波堤震動時，已經說明了破洞沉箱 SB23 之堤頂上下振動的加速度已經達近十倍的自然微震值，尤其波浪從破洞灌入形成擠壓空氣，使得水壓氣壓一起作用在沉箱堤頂蓋上面，其作用力為由下往上作用，而氣爆產生的作用力不可忽略。

在沉箱由裂縫到達破洞時，水由破洞灌入而後退出時會有類似渦動現象將沉箱內填料以土石流型態淘出，淘出土石之過程會壤土石撞擊側牆，在較長時間的淘撞，先使側牆撞出垂直裂縫再形成破洞之擴大，破洞擴大到整個堤面時會形成類似懸臂板上截消波胸牆的狀況一樣，因此本文先將問題簡單化而以懸臂樑的觀念使用有限元素法來計算每個橫向側牆之力與力矩大小，進而預測在相同外力作用下，橫向側牆之受力狀況如其承受之拉力、彎力矩，如拉力過大便会形成橫向側牆之拉裂、破洞、損壞之過程加速進行，最後整個消波室與堤頂斷裂而全部向海側傾倒，整個混凝土塊體便散亂堆置在堤前。

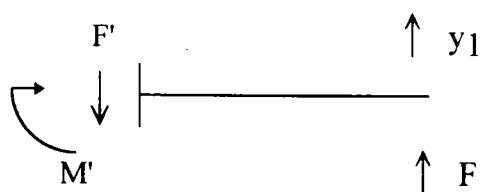


圖 11-1 受力示意圖

分析時將懸臂樑切割為 3 個樑元素，每一節各有 y 及 θ 兩自由度，在每一節點上均可加入附加質量。

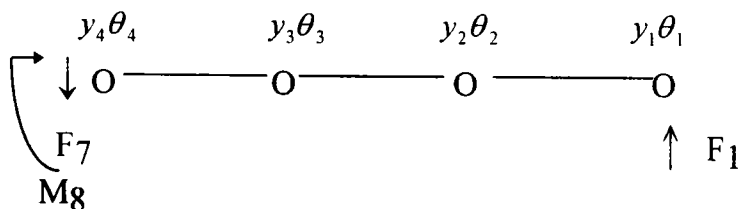


圖 11-2 元素分割圖

以上為 Free-Free Beam 系統，整個懸臂樑系統共有 8 個自由度 ($y_1\theta_1$ 、 $y_2\theta_2$ 、 $y_3\theta_3$ 、 $y_4\theta_4$)，使用有限元素法分析可推導出其運動方程式

$$[M]\{\ddot{y}\} + [D]\{\dot{y}\} + [k]\{y\} = \{f\} \quad (11-1)$$

其中

$$\begin{aligned} [M] &= [M]_{8 \times 8} && \text{Mass} \\ [D] &= 2 \times [M] + 7 \times 10^{-5} \times [k] && \text{Proportional Damping} \\ [k] &= [k]_{8 \times 8} && \text{Stiffness} \end{aligned}$$

將(11-1)式由時間領域轉換為頻率領域，則得

$$(-\omega^2[M] + i\omega[D] + [k])\{y\} = \{F\} \quad (11-2)$$

可推得位移反應函數為

$$\{Y\} = (-\omega^2[M] + i\omega[D] + [k])^{-1} \{F\} = [H]_{8 \times 8} \{F\} \quad (11-3)$$

將(11-3)式矩陣化得到

$$\begin{aligned} \{y\} &= [H] \{F\} \\ &= \begin{bmatrix} H_{11} & H_{12} & \dots & H_{18} \\ H_{21} & H_{22} & \dots & H_{28} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{81} & H_{82} & \dots & H_{88} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ 0 \\ \vdots \\ F_7 \\ F_8 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (11-4)$$

施於樑上之外力只考慮外力 F_1 ，束制力 F_7 及 M_8 上式可簡化成

$$\begin{Bmatrix} y_1 \\ y_7 \\ \theta_8 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{11} & H_{17} & H_{18} \\ H_{71} & H_{77} & H_{78} \\ H_{81} & H_{87} & H_{88} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_7 \\ M_8 \end{Bmatrix} \quad (11-5)$$

因為 y_7 ， θ_8 為固定端，

故 $y_7 = \theta_8 = 0$ (11-6)

故得

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_7 \\ M_8 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{11} & H_{17} & H_{18} \\ H_{71} & H_{77} & H_{78} \\ H_{81} & H_{87} & H_{88} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} y_1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

(11-7)

$$= [S]_{3,3} \begin{Bmatrix} y_1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

由於(11-7)式中 y_1 可由現場量測到之加速度 $\ddot{y}_1$ 轉換得到

$$\ddot{y}_1 = -\omega^2 y_1 \quad (11-8)$$

故 $y_1 = \ddot{y}_1 / -\omega^2$ (11-9)

根據(11-9)式可求出反作用力 F_7 和 M_8 ，以上之推導均在頻率領域 (frequency Domain) 中求出，因此量測到之加速度時間反應 $\ddot{y}_1(t)$ 必須做傅立葉轉換(FFT, Fast Fourier Transform)，來求出頻率反應

即

$$\ddot{y}_1(t) \xrightarrow{FFT} \ddot{y}_1(\omega) \xrightarrow{\times \frac{-1}{\omega^2}} y_1(\omega) \quad (11-10)$$

相同的，由(11-7)中算出來之 F_7 ， M_8 為頻率反應函數必須經過逆傅立葉轉換(IFFT)以求出 F_7 及 M_8 之時間反應(時間領域)

$$\begin{Bmatrix} F_7(\omega) \\ M_8(\omega) \end{Bmatrix} \xrightarrow{IFFT} \begin{Bmatrix} F_7(t) \\ M_8(t) \end{Bmatrix} \quad (11-11)$$

實例計算時楊氏係數採用 2.1×10^{10} ，密度採用 $2.3 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ ，首先須驗證以速度之時間反應記錄來推算作用力，再以此作用力來推算堤前加速度之時間領域內之記錄，其結果如圖 11-3。由圖中可發現計算結果與實測記錄在形狀上相似大小稍有誤差，因計算過程中做了很多次的 FFT 轉換誤差在所難免，其結果尚能令人滿意。

圖 11-4 到圖 11-8 分別表示從側牆破壞後，其固定端在第一橫側牆上，懸臂長為 5 公尺，依序每增懸臂長 5 公尺計算一次。各圖皆有三個圖，上圖表示速度歷時圖，中間為作用力歷時圖，下圖為彎力矩歷時圖。第一橫側牆為固定端時採用實測之加速度記錄做為自由端的外力來計算固定端反力、力距，而後皆以相同的外力來預測懸臂樑長度每增 5 公尺時其加速度歷時，反作用力歷時，彎力矩歷時等之變化。由各圖之結果可發現在懸臂樑之固定端先受向下的力而變成向上力、彎力矩先為逆時針方向轉，再往順時針方向轉，亦即對橫側牆先產生壓力而後變成拉力，如此往作用形成橫側牆，不僅有波浪作用，氣帶壓力外尚有震動而引起之拉力與拉彎矩，如此形成橫側牆加速度損壞破裂，愈往內艙發展，愈增加其彎力矩，愈容易造成沉箱加速損壞。圖 11-9 表示，每個橫側牆破洞後各固定支端之作用力加速度與彎力矩之最大值比較圖。由圖中可知沉箱內之橫側牆全部破壞後，其港側側牆上之力為 -120T 到 160T 之間，彎力矩呈拉力方向轉時最大彎力矩為 400T-m，原設計沉箱時皆無考慮各隔艙上之拉力，因此很容易造成破壞。再經模式預測各損壞階段在海側端之加速度最大值，其中以全部隔艙損壞時其堤端上之震動達到 -15gal 到 20gal 之間為最大，由加速度分類此種加速度已達三級地震震度，因此很快就達到全部斷裂，使得消波室及堤頂上的混凝土全部掉落海側。

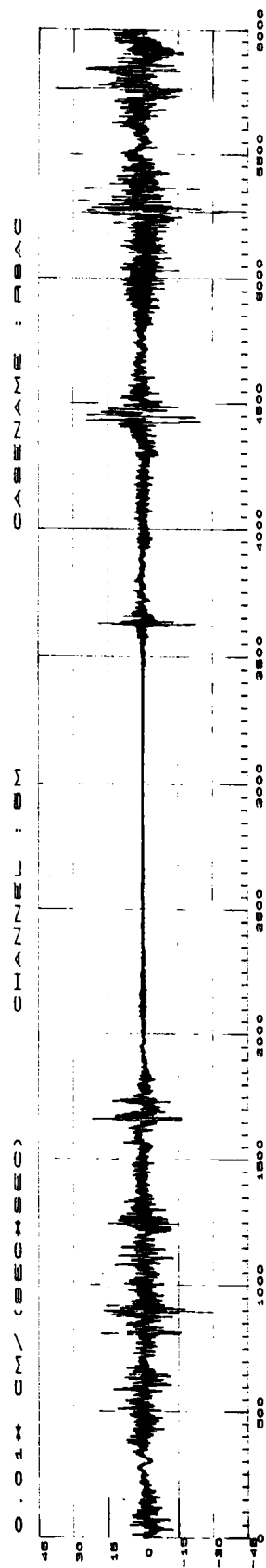
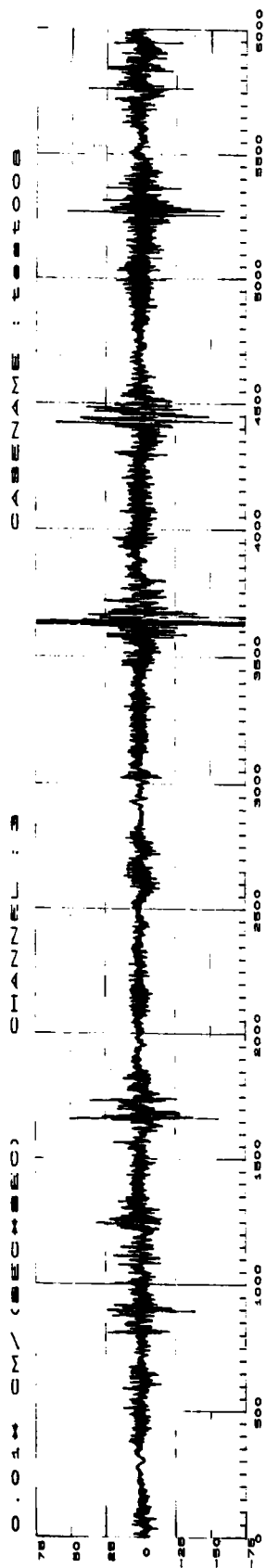


圖 11-3 加速度歷時實測與計算比較圖

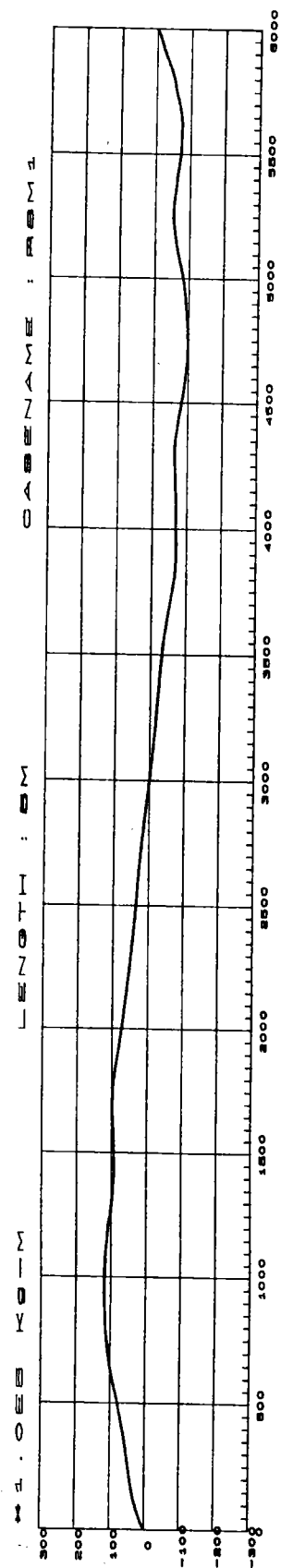
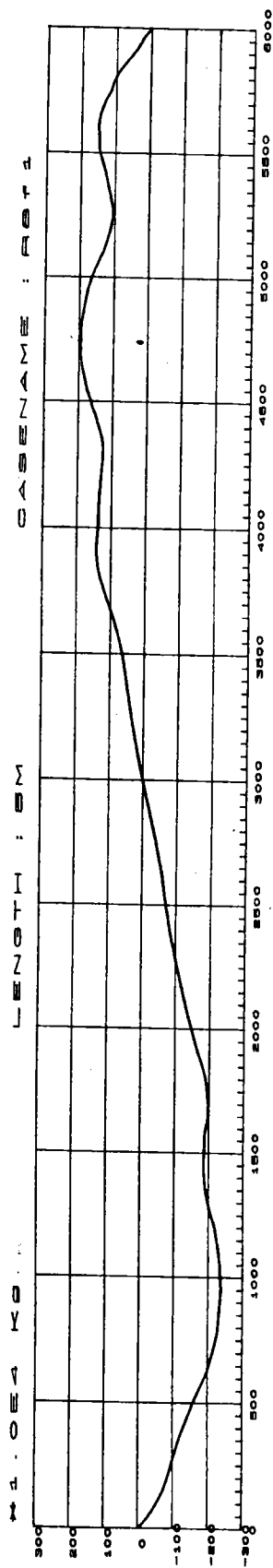
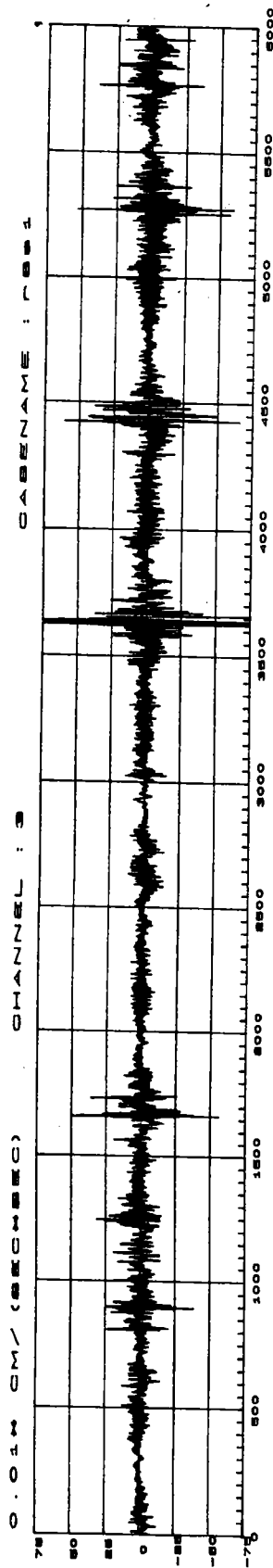


圖 11-4 反力與反彎力矩歷時圖

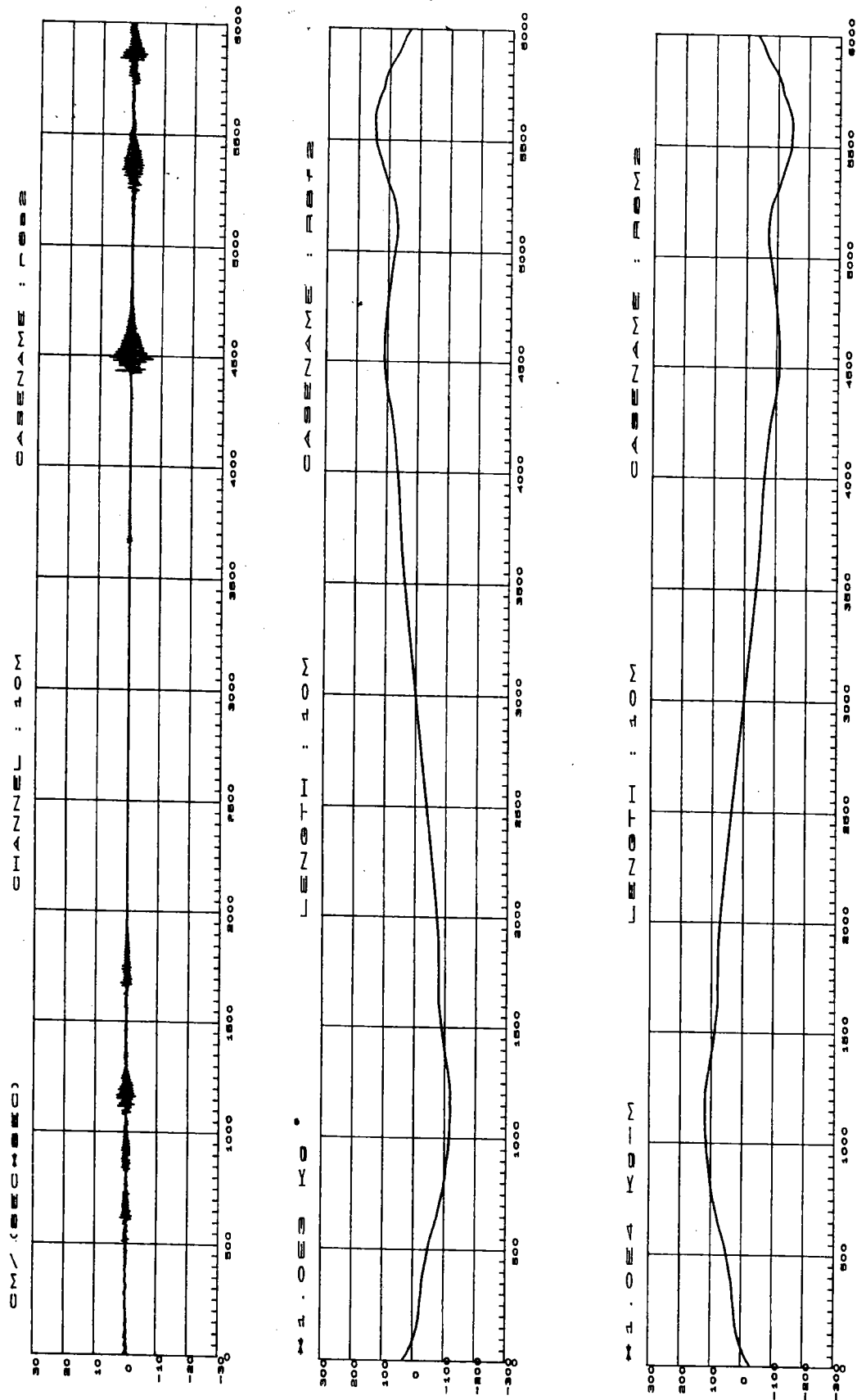


圖 11-5 反力與反彎力矩歷時圖

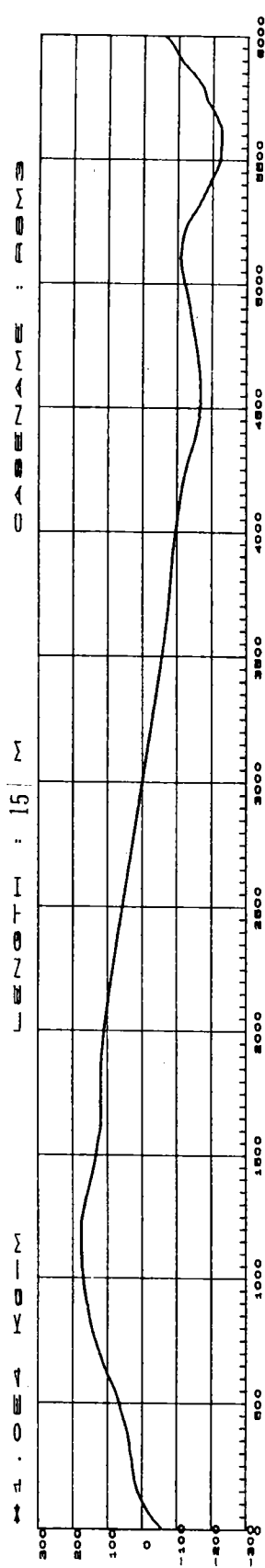
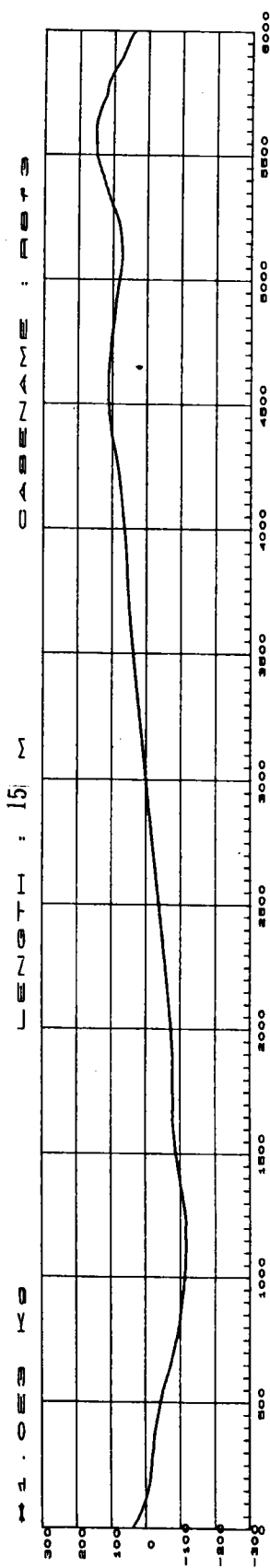
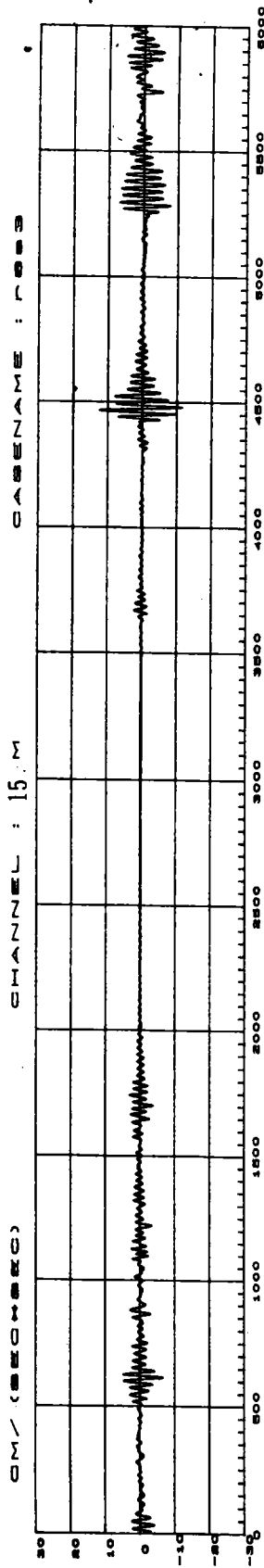


圖 11-6 反力與反彎力矩歷時圖

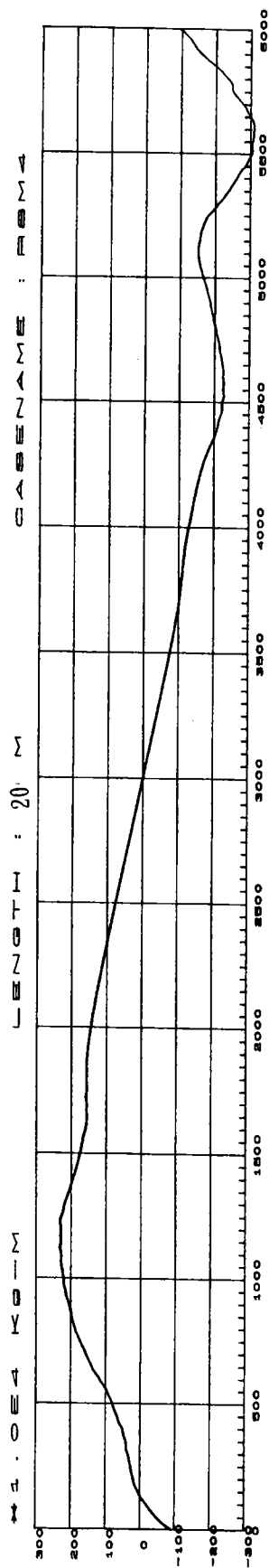
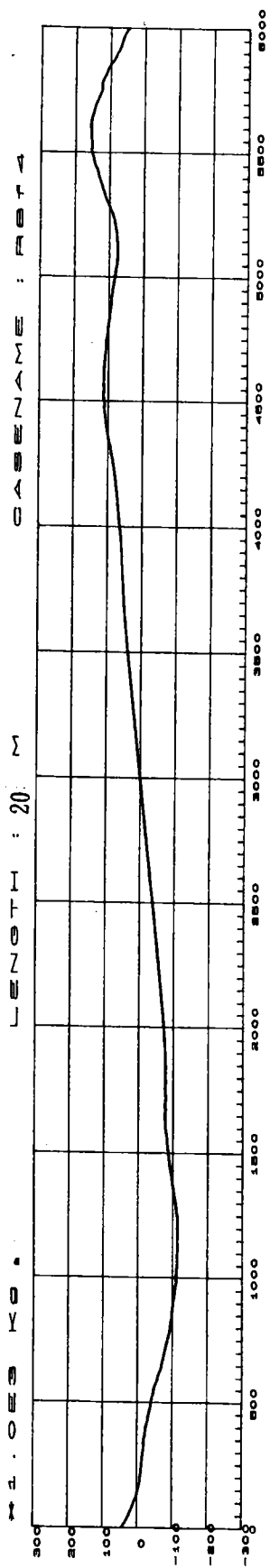
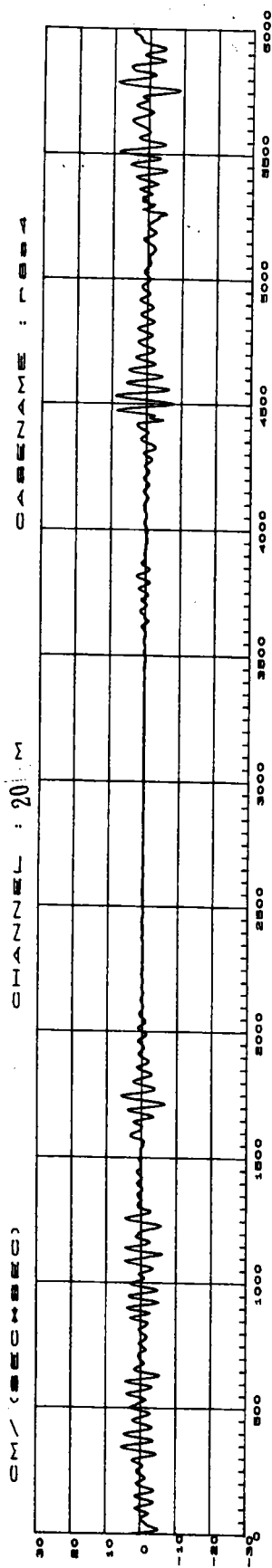
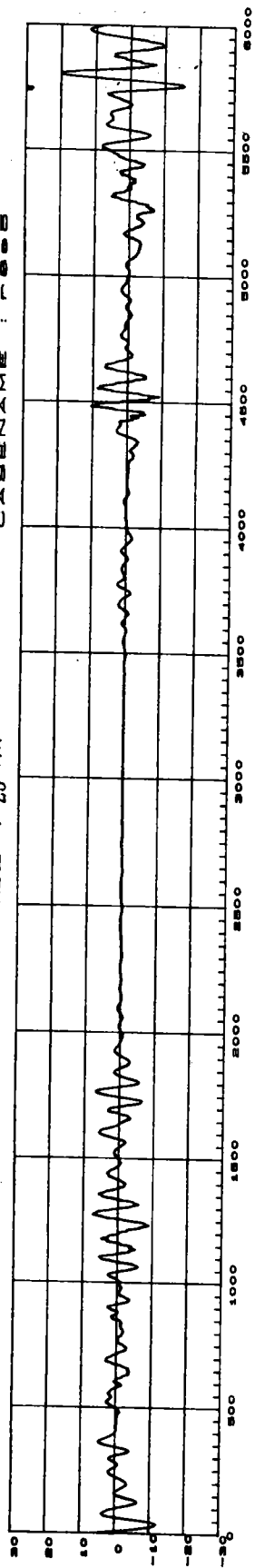


圖 11-7 反力與反彎力矩歷時圖

CM (RECORDING)

CHANNEL : 25 M

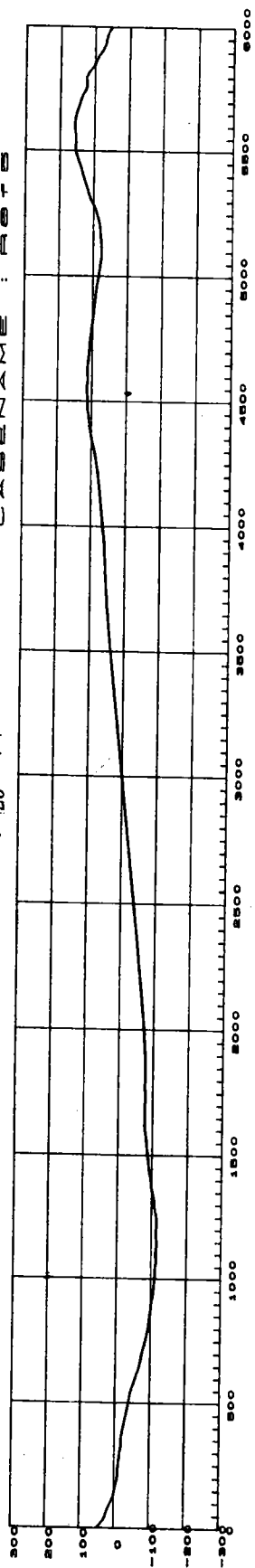
CASE NAME : 1000



CM (RECORDING)

CHANNEL : 25 M

CASE NAME : 1000



CM (RECORDING)

CHANNEL : 25 M

CASE NAME : 1000

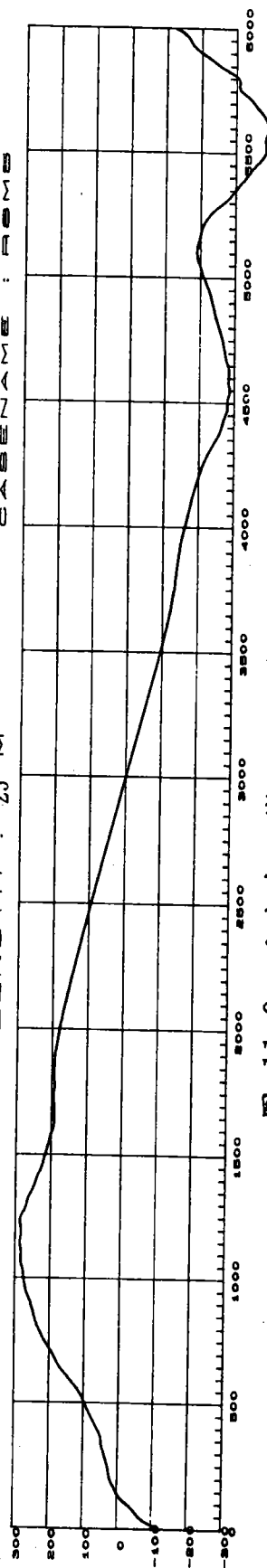


圖 11-8 反力與反彎力矩歷時圖

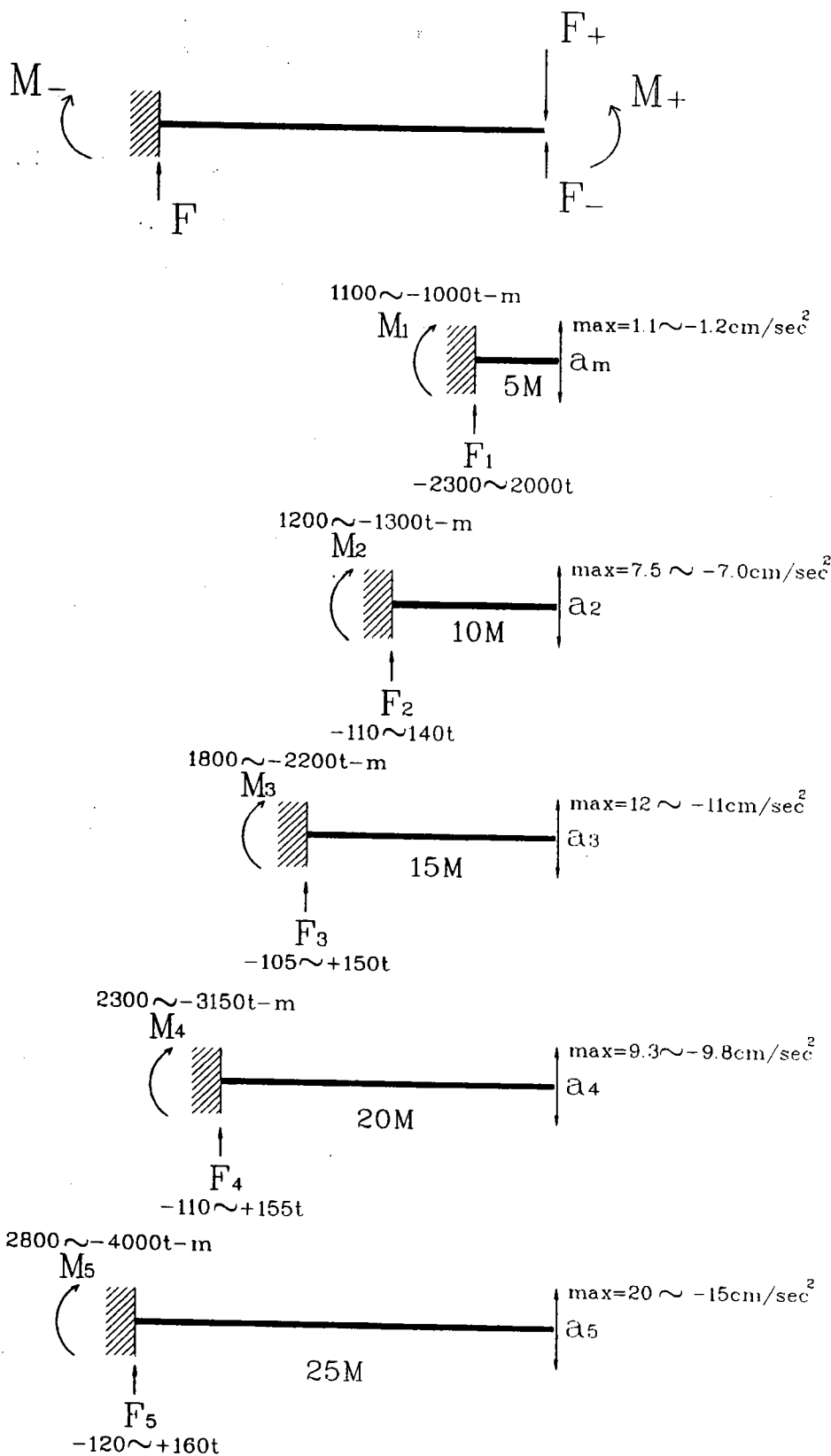


圖 11-9 各情況之最大反力與彎力矩比較圖

第十二章 防波堤損壞過程重現之模擬

基於以上各章對現象與成因之討論，大致可想象整個沉箱斷裂步驟模擬如下：

- (一)防波堤長期受波力作用或地震發生震動或微震。
- (二)颱風期間大浪造成沉箱內移。
- (三)內移後港側相接海側間隙變寬，形成楔形夾縫。
- (四)港側因沉箱振動產生擠壓或波壓力集中衝擊造成港側堤頂破壞。
- (五)沉箱內填材料因常期震動或微震而搗實材料重新排列，形成大小不一之空隙。
- (六)空隙形成後，海側側牆所受之背填土壓力減少，相對的版厚不足，因此側牆版產生振動破裂。
- (七)海側側牆破裂後，沉箱蓋板及消波室受波力與氣壓衝擊，震動加速。
- (八)上部結構震動造成橫側牆的拉力與拉彎矩，使得橫側牆受拉力破壞。
- (九)進而第二隔艙橫側牆破洞，第二隔艙內填材料往外帶加破洞擴大。
- (十)橫側牆接連破壞更形成下一個側面的受拉彎矩的增大破壞加速。
- (十一)終於沉箱各隔牆無法承受上截荷重及震動拉力導致全體斷裂。
- (十二)斷裂之上部結構物材料便往前傾墮入大海，散落在堤址前方。

第十三章 結論與建議

(一)結論

經由以上各章之現象，成因與力學上之探討獲得以下之結論：

1. 往昔施工品質相當不錯，混凝土強度尚能保持。
2. 原始設計之計算方式對外力之評估過小。
3. 設計波高與週期，經利用因次分析及統計觀點檢測結果，在學理上應為 10.3 到 11.7 公尺，波高標準偏差為 0.7 到 1.2 公尺之間，波浪週期為 11.84 到 13.88 秒之間，設計時可採用波高 11.5 尺週期 13 秒較適中。
4. 在蘇澳港如無立即擴建計畫構築外圍防波堤之前題下，南外廓防波堤應儘速改善。

(二)建議

每年應編列維護預算，維持監測系統的長期運作。