

MOTC-IOT-IHMT-GD8901

# 港灣工程耐震安全評估與災害防治 研討會

主編：張金機

交通部  
運輸研究所 港灣技術研究中心 主辦

中華民國八十九年七月二十五日

# 港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會

時間：中華民國八十九年七月二十五、二十六日(星期二、三)

地點：國立台灣大學應用力學研究所國際會議廳

## 議 程

89年7月25日(星期二)

時 間	講 題	主 講 人	主 持 人
08:30~09:10	報 到	-	-
09:10~09:30	開幕及貴賓致詞	貴 賓	張金機
09:30~10:30	集集地震強地動特性及其對結構物之影響	羅俊雄	張金機
10:30~10:50	休 息		
10:50~11:50	港灣構造物設計基準檢討	王慶福	歐陽餘慶
11:50~13:20	午 餐		
13:20~14:20	集集地震台中港沉箱滑移之初步分析	陳正興	胡邵敏
14:20~15:20	大區域土壤液化評估與處理對策研擬	蘇鼎鈞	簡連貴
15:20~15:40	休 息		
15:40~16:40	阪神地震後碼頭斷面復建研究	陳吉紀	賴淵光

89年7月26日(星期三)

時 間	講 題	主 講 人	主 持 人
08:30~09:30	港灣地區土壤液化與震陷潛能評估	賴聖耀	莊甲子
09:30~10:30	彰濱工業區地質改良及液化防制研討	余明山	尤福興
10:30~10:50	休 息		
10:50~11:50	港灣及海堤工程震後緊急調查及措施研究	陳永祥	張金機
11:50~12:00	閉 幕		張金機

註：每節演講50分鐘開放10分鐘發問

# 港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會

## 目 錄

一、集集地震強地動特性及其對結構物之影響	羅俊雄 .....	1-1
二、港灣構造物設計基準檢討	王慶福 .....	2-1
三、沉箱碼頭動力分析研討	陳正興 .....	3-1
四、大區域土壤液化評估與處理對策研擬	蘇鼎鈞 .....	4-1
五、阪神地震後碼頭斷面復建研究	陳吉紀 .....	5-1
六、港灣地區土壤液化與震陷潛能評估	賴聖耀 .....	6-1
七、彰濱工業區地質改良及液化防制研討	余明山 .....	7-1
八、港灣及海堤工程震後緊急調查及措施研究	陳永祥 .....	8-1

# 921 集集大地震之強地動特性 及其對結構物之影響

羅俊雄<sup>1</sup> 柴駿甫<sup>2</sup>

1 國立臺灣大學土木系 教授  
國家地震工程研究中心 主任

2 國家地震工程研究中心 副研究員

## 摘 要

本文的主旨在於探討 921 集集大地震之地震觀測及地表強地動的行為特徵。於中央氣象局的強地動觀測計劃中，有超過四百筆分布於全臺各地的強地動資料已被收錄下來。這些資料提供了研究近斷層附近強地動特性豐富資訊，特別是地表的脈衝型(pulse-like)行為。本文除了介紹中央氣象局近年來於強地動觀測網的佈設外，同時將根據這次 921 集集大地震的記錄資料分析斷層附近地表尖峰加速度值的衰減行為、強地動資料的頻譜分析、地表之主運動方向、彈性反應譜以及非彈性反應譜，以說明集集地震的強地動特性。

關鍵字：板塊運動、內陸斷層、強地動分析、反應譜、耐震需求分析

## 第一章 前 言

921 集集大地震發生於臺灣時間 1999 年 9 月 21 日凌晨 1 點 47 分。震央在北緯 23.85 度、東經 120.82 度、深度 8.0 公里、規模 7.3 (ML)。主震過後至 10 月 10 日前止，計有 10252 次餘震發生，其中亦有四次餘震規模超過 6.5。在這次的地震中有 2333 人死亡、10002 人受傷、超過 10000 棟房屋損毀，而且鄰近斷層附近之橋樑無一幸免於毀損，這是自 1935 年 4 月 2 日新竹-臺中大地震(規模 7.1，死亡人數 3325 人) 以來，臺灣最嚴重的大災難。

由地質調查結果了解，921 集集大震係由臺灣中部地區車籠埔斷層巨大之



地表錯動所引起的。這次地震的侵襲下，眾多鋼筋混凝土構造的樓房、橋樑、以及許多維生管線遭到毀損，這是臺灣中部地區第一個土木結構嚴重破壞案例。在強地動資料的收集方面，交通部中央氣象局 TSMIP(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program) 計劃收錄了多筆近斷層附近地表強地動資料，這是國內外有關斷層附近地表運動最詳實的一次記錄，這些資料將有助於工程界和科學界研究斷層的構造和特性。本文的目的除了介紹氣象局「強地動觀測計劃」外，並將引用觀測計劃所收錄到的 921 地表運動記錄分析斷層附近地表運動行為，這些分析研究包括了：地表尖峰加速度之衰減、反應譜之衰減、等震圖之製作、地表主運動方向、單自由度彈性及非彈性反應譜分析等。

## 第二章 臺灣區域地質構造、地震環境及 921 地震成因

在地體構造上，台灣正位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面，是屬於西太平洋板塊東緣菲律賓海板塊中一系列島弧群島之一。台灣島的東北及東南海域各有一板塊隱沒帶(subduction zone)。在台灣花蓮東方約從北緯 24 度開始，菲律賓海板塊以大約 45 度的角度往北隱沒至歐亞大陸板塊之下；在東南方從東經 121 度附近則是中國南海海洋板塊(歐亞大陸板塊)隱沒至菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊互相作用所產生的島弧之下。而在台灣島上則是菲律賓海板塊之島弧仰衝至歐亞大陸板塊之上，板塊界限由菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊之間約五十度向東南傾斜的花東縱谷逆衝斷層所構成。台灣即因此所構成之造山運動而隆起形成。臺灣西部麓山帶的一般地質構造特徵，由東而西分別為雙冬-哮貓斷層、三義-車籠埔斷層、及後龍-彰化斷層；每個斷層伴隨有背斜褶皺構造(上盤)及向斜褶皺構造(下盤)。地層的分佈基本上是越向西地層年代越來越年輕，顯示逆衝斷層作用基本上是由東向西逐漸遷移發展。台灣西部前緣斷層帶，呈現蜿蜒彎曲的形狀，原因可能是由於各段斷層不等時不等量的逆衝位移所形成，前緣斷層帶表示台灣造山作用至今之變形範圍，與活斷層作用亦有非常密切的關連。

臺灣地區的斷層分為三類：第一類為活躍性斷層，第二類為較不活躍斷層，第三類為存疑性斷層。這次造成集集地震的車籠埔斷層為圖上編號 17 之斷層，屬於第二類為較不活躍性斷層。另外，從地震活動的歷史資料亦是檢視地震發生的機會與徵兆的方法，圖 1a 所標示為臺灣中部地區自 1900 年以來曾發生規模大於 5 且深度小 35 公里之地震震央，計算該區地震所釋放的累計能量，可得到圖 1b。從圖 1b 可知中部地區確實累積了五、六十年應變能，而在集集地震中一股兒釋放出來。根據圖 1b 斜直線可預計集集地震規模約是 7.4，而氣象局所發布的地震規模是 7.3，兩個數據相去不遠，呼應了前述的推論過程。

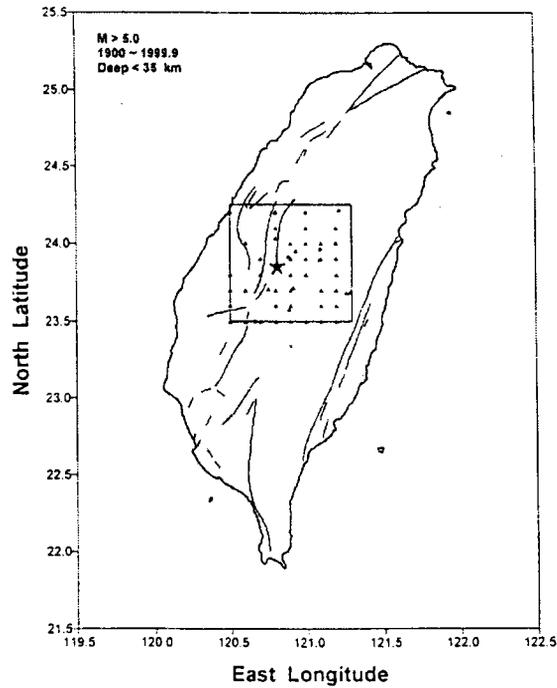


圖 1a 所標定區之地震震央分佈圖(1900~1999.9,  $M \geq 5.0$ )

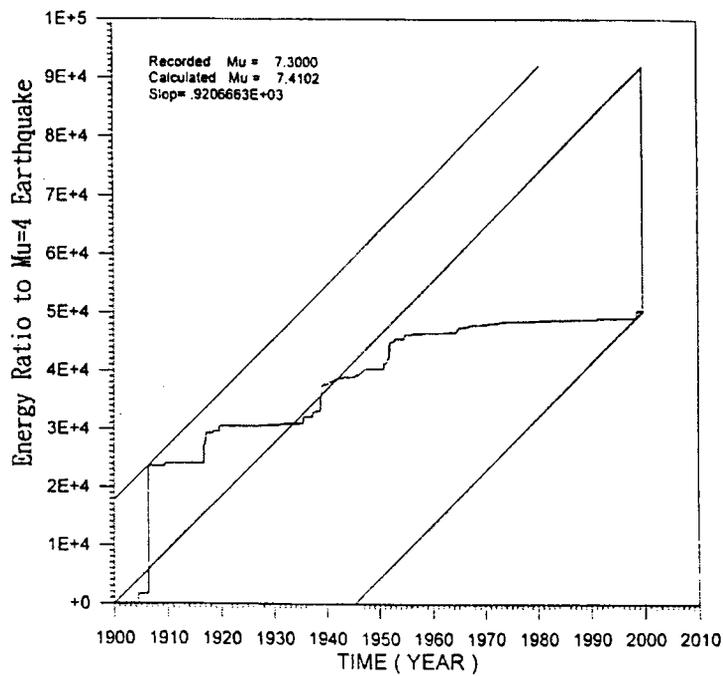


圖 1b 以能量積法以決定圖 1a 中所示地區之最大可能發生地震之規模

集集大地震發生於臺灣時間 1999 年 9 月 21 日凌晨 1 點 47 分。震央在北緯 23.85 度、東經 120.78 度、深度 7.5 公里、規模 7.3 ( $ML=7.3$ )。主震過後亦發

生超過一萬次餘震發生，其中亦有四次餘震規模超過 6.5。集集地震為中部地區車籠埔斷層錯動（北自大甲溪，分支大安溪，南至濁水溪）所引發之內陸淺層地震，斷層地表破裂在主斷層長約 83 公里，東北延段長約 22 公里，全長約 105 公里。車籠埔斷層為一逆衝斷層，其斷層面以約 25 度至 35 度之低角度向東傾斜。此次烈震造成地表斷層最大垂直錯動量達 11 公尺、最大水平錯動量達 10 公尺以上，平均錯動量約 4 公尺，破壞力相當大。斷層線上從大安溪北岸由北而南，包括卓蘭（、東勢）、石崗、豐原、大坑、太平、霧峰、草屯、中興新村、名間、竹山、桶頭及緊鄰車籠埔斷層線地區的結構物幾乎均遭受嚴重破壞。除在震央（斷層）附近的南投縣、台中縣市、造成極大災害，甚至遠在震央 150 公里外的台北地區亦有不小震災發生。依據行政院 921 災後重建委員會 11 月 29 日的統計，在這次的地震中死亡（含失蹤）有 2,403 人，重傷 612 人，房屋全倒 48,018 戶，房屋半倒 40,314 戶。

菲律賓海板塊的呂宋島弧仍以平均每年約 7~8 公分的速率由東南向西北（北 130 度東）方向推擠歐亞大陸板塊，從圖 2 可知。本次地震主要成因是臺灣西部麓山帶系列逆衝斷層長期受呂宋島弧推擠，蓄積大量能量，而由車籠埔斷層發生錯動所造成，斷層東側（上盤）上升數公尺。因屬逆衝斷層，東側上盤地區地震力格外激烈，由中央氣象局名間地震站測得最大水平地表加速度高達  $1g$  為日本阪神地震  $0.8g$  之 1.2 倍，主要強震延時更高達 25 秒，其頻率內函分佈也很廣，因此其破壞性也強。

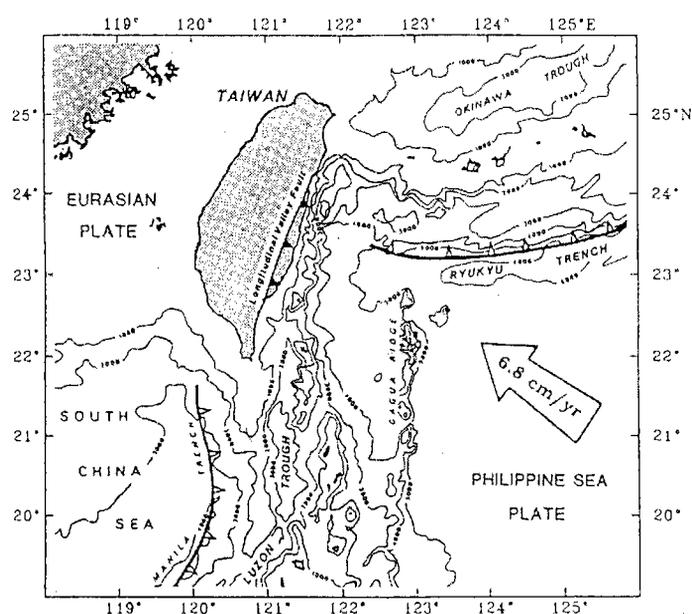


圖 2 菲律賓海板塊每年以 6.8cm 之速率向台灣方向擠壓

### 第三章 地震觀測及強地動資料

中央氣象局在 1989 年以前是由地球物理科負責地震測報業務，當時的地震觀測站僅有十八站，地震發生後，需經過一至兩小時的處理時間後才能發佈地震消息。1989 年成立地震測報中心後，開始執行「加強地震測報—建立地震觀測網計畫」，合併中央研究院地球科學研究所所屬之二十五個地震監測站，並陸續建置新的地震站，完成總數七十三站之地震觀測網，測報時間亦提升至半小時左右。1992 年至 1997 年，開始推動「強地動觀測計畫」，1998 年繼續推行「強地動觀測第二期計畫—建置強震速報系統」，截至 1999 年度，在全台灣共設置了六百三十七個自由場強地動觀測站，五十六座結構物（包括橋樑及建築物）強震監測系統（圖 3）。大地震發生後，立即至震央區收集強震資料進行分析，並提供學術界及工程界，從事防震工程及耐震規範的研究，和供工程主管單位修訂建築物耐震設計規範的參考。

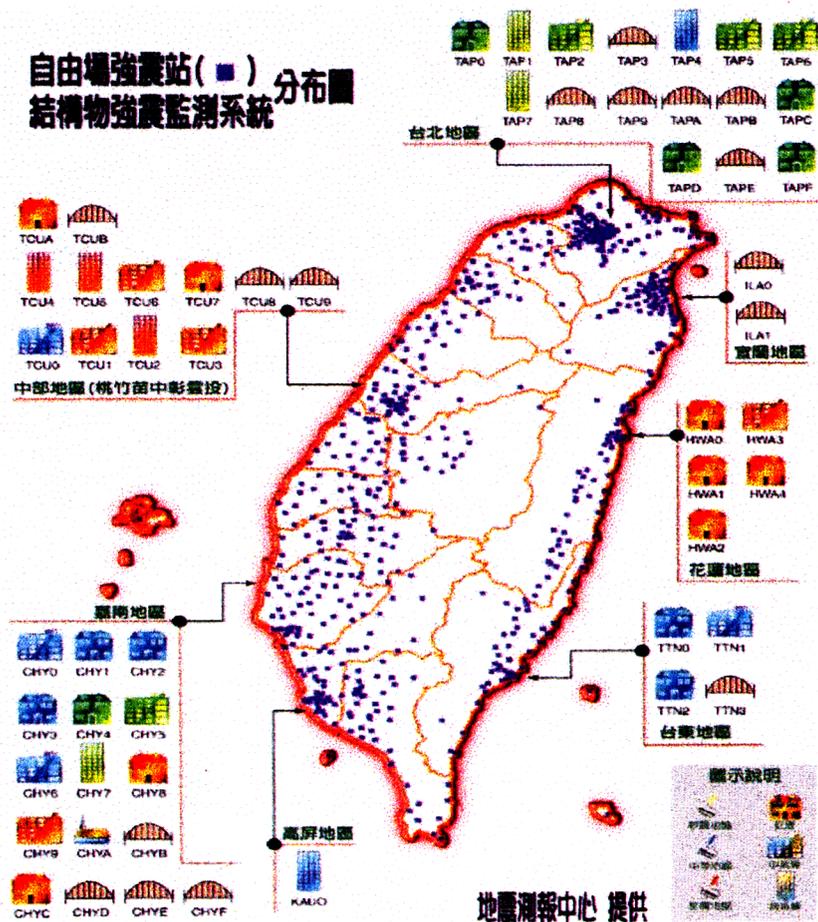


圖 3 中央氣象局強地動觀測網分佈情形

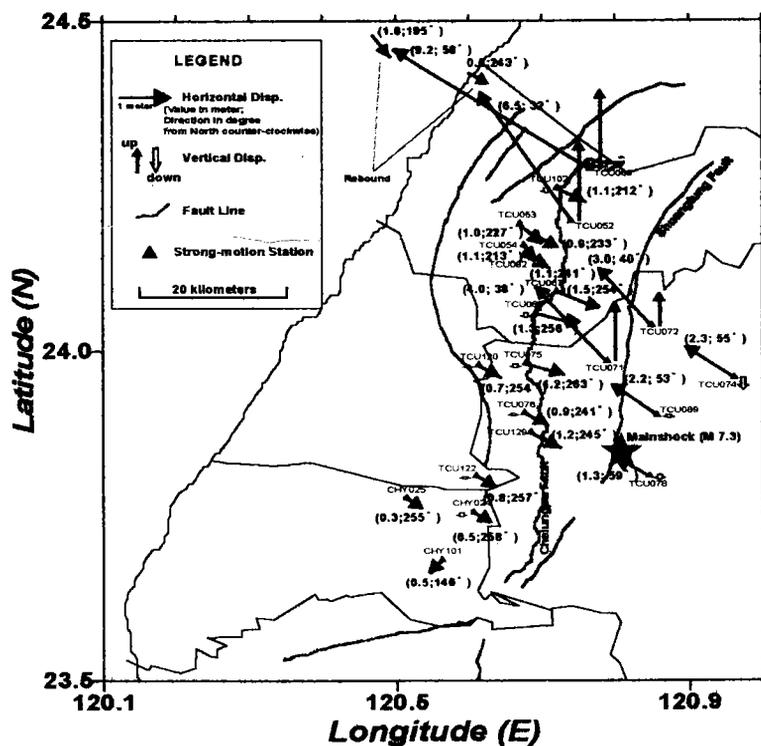
中央氣象局自 1998 年開始推動「強地動觀測第二期計畫—建置強震速報系

統」，配合強震觀測網之建置完成，同時研發完成強震速報離型系統，使氣象局在地震即時資料處理及分析研判作業能力明顯提升。一般而言，於地震發生後一分鐘左右即可得知各地震度資料，三分鐘完成地震規模及震央位置的研判作業，五分鐘內即可透過網際網路、呼叫器、傳真存轉等多重管道迅速對外發布完整的地震消息。強震速報離型系統是利用即時強震儀所輸出之加速度資料在地震測報中心以一自動定位程式計算地震位置等相關參數，由於使用加速度資料各地震度可同時得到，而地震規模則由加速度資料模擬伍德安得森記錄求取水平最大向量值依辛(1993)之衰減公式計算。由於只有 60 個即時強震站作為即時定位，並未有周全之方向涵蓋性，所以地震相關參數於一個月後加入自由場之強震資料後，重新定位而得。

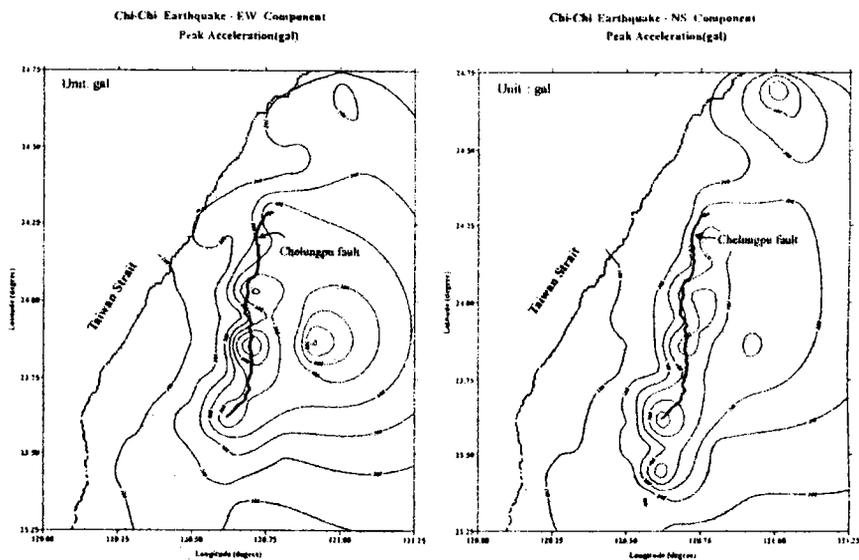
本次集集大地震中央氣象局於地震發生後 102 秒已充分掌握地震發生之時間、地點、及各地震度，而其後之餘震則在 60-80 秒內，已可發布地震訊息，此項工作充分顯示中央氣象局之地震速報系統達到世界級的水準。自 1992 年強震網觀測計劃實施以來，中央氣象局於全臺各地佈設強震儀以收錄地震發生時自由場和結構物的反應資料。這次地震，有超過五十座以上的強震儀位在車籠埔斷層附近，在震源區所記錄的強震資料，有兩個測站分別測得約 1 G 的最大加速度資料，且由強震資料所推算之位移量充分顯示與地面破壞和建築物毀損有密切的關係，其在震源區內位移分布情形與由衛星影像處理之結果甚為吻合，目前此組資料已引起國際地震界及工程界之注目。

圖 4 則配合 GPS 系統所獲得沿斷層附近之地表變位，很明顯的看出在斷層之北端其水平向之變位有高達 7~8 米。圖 5 為沿著斷層線上所收錄到的地表東西向、南北向加速度歷時記錄。就加速度分佈來看沿車籠埔斷層南端位置其 PGA 值偏高。圖 6 則將其 PGV 之分佈繪出，與 PGV 分佈不同之處，在斷層之北端其 PGV 值則相當高。將收錄的加強速歷時經由積分和濾波過程可得到速度歷時記錄，如圖 7 所示可發現有明顯之脈衝型波存在於速變波內與 Makis(1998)所提出脈衝型波之比較，其中延續時間最久的脈衝波達到 8 秒鐘，這樣的結果顯示車籠埔斷層線附近的強地動有顯著的脈衝現象或回彈現象。此現象為近斷層地震記錄之現象其對結構物之破壞有明顯之證據。

**Final Displacement Distribution  
21 Sep. 1999 Chi-Chi Earthquake**



**圖 4 延車籠埔斷層之地表變位置**



**圖 5 延車籠埔斷層東西向及南北向最大地表加速度分佈圖**

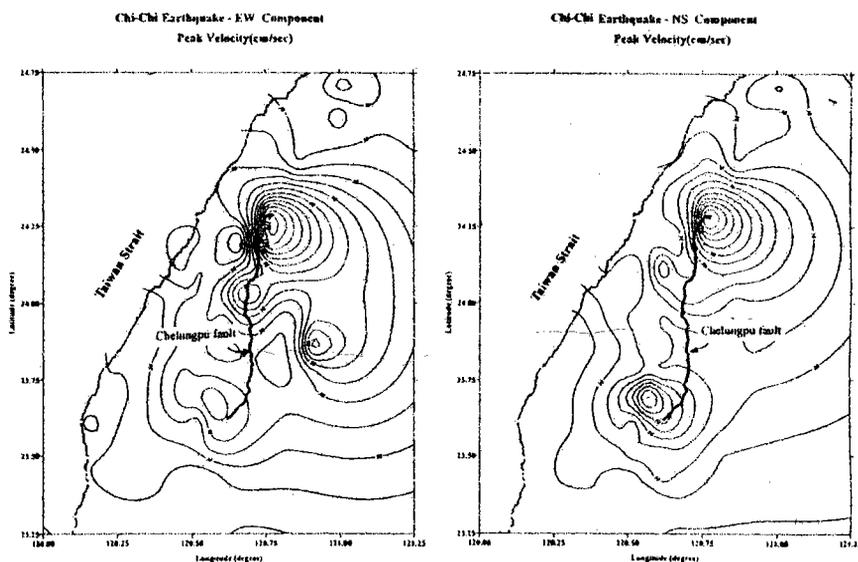


圖 6 延車籠埔斷層東西向及南北向最大地表速度分佈圖

表 1 Input Near-fault Ground Motions

Station	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGV (cm/s)	Distance (km)	PGV/PGA	Pulse duration (sec)
TCU052	348.7	181.8	2.34	0.521	5.54
TCU068	501.6	280.2	0.49	0.559	3.85
TCU075	325.3	116.5	0.43	0.358	3.08

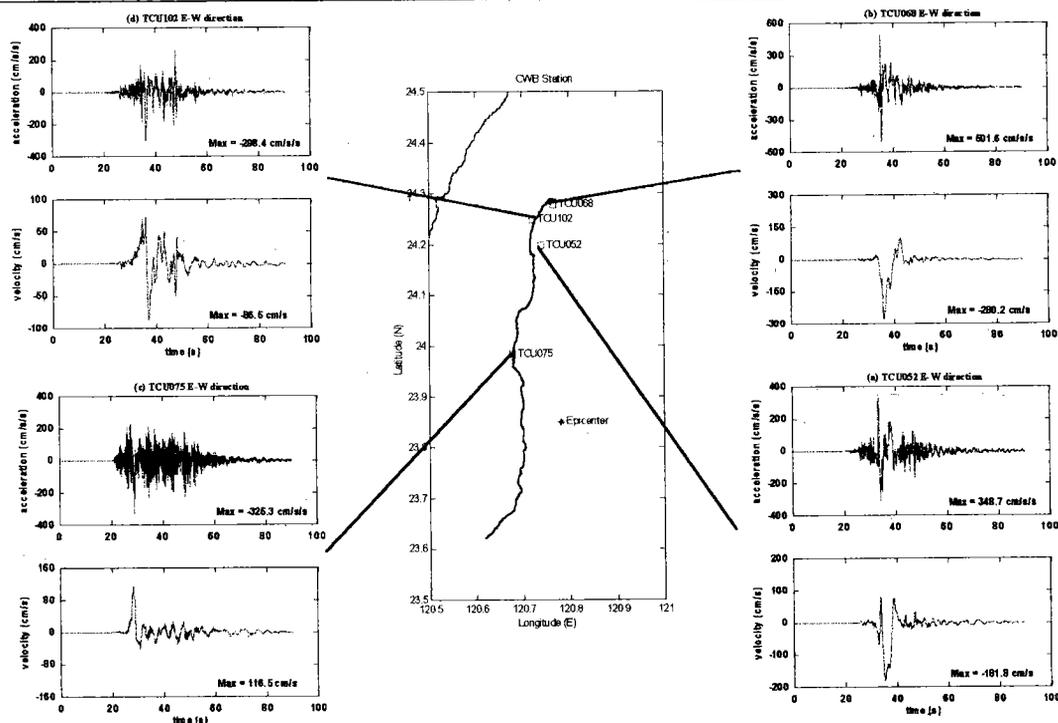


圖 7 集集地點延車籠埔斷層四個測站之加速度及速度記錄

## 第四章 地表運動衰減特性

茲定義距離為工址至斷層破壞面之最短距離。圖 8 為自由場尖峰地表加速度與距離的關係圖，其中有兩個站的尖峰加速度值高達一個重力加速度。圖中的實線為迴歸後的衰減公式曲線，其方程式與參數如下 圖中的虛線為臺灣硬地盤的衰減公式曲線(羅俊雄等 1998) ，其方程式如下：

$$y(g) = 0.02968 \exp[1.2 M] \left[ R + 0.1464 e^{0.6981M} \right]^{-1.7348} \quad (1)$$

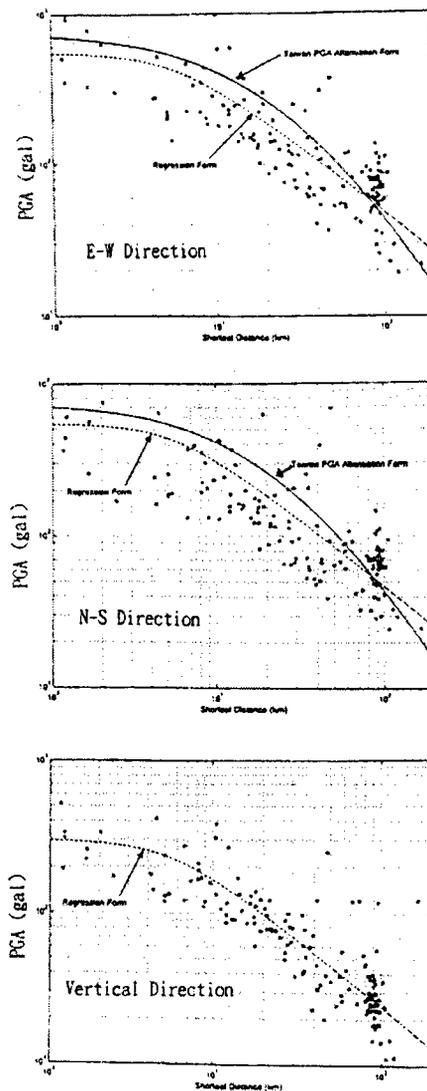


圖 8 EW, NS 及 VR 三方向集集地表最大地表加速度衰減特性，並與地震危害度分析採用之加速度衰減公式比較

從圖形的資料點和曲線的比較可知臺灣硬地盤的衰減公式曲線與集集地震強地動衰減特性尚稱吻合。下表則列出式(1)中之各個參數之迴歸值：

$\ln \text{PGA (cm/sec}^2) = C_1 + C_2 (m-6) + [C_4 + C_5 (m-6)] \ln (R^2 + C_6^2)^{1/2}$					
	C1	C2	C4	C5	C6
東西向	8.7482	-0.6829	-1.3397	0.3645	6
南北向	8.7574	-0.6760	-1.3479	0.3628	6
垂直向	7.8809	-0.4428	-1.5474	0.5025	6

分析出迴歸曲線後，便可依據某一工址與斷層面的最短距離求得該工址迴歸曲線上的尖峰地表加速度值，之後，再參考工址周邊 20 公里內測站的尖峰地表加速度值加以“平滑化”即可推估該工址尖峰地表加速度值，計算過程如下：

$$\ln(\text{PGA}_j) = \ln y(\text{Dist}_j, \text{Site}_j) + \frac{\sum_{i=1}^{nsta} w(D_{ij}) \text{Res}_i}{1 + \sum_{i=1}^{nsta} w(D_{ij})} \quad (2)$$

$\text{PGA}_j$  為某工址  $j$  經過“平滑化”後估算之地表尖峰加速值。 $y(\text{Dist}_j, \text{Site}_j)$  為某工址  $j$  依距離和土層狀況於迴歸曲線上所對應的地表尖峰加速度值。 $i$  為強震儀觀測站序號， $w(D_{ij})$  為測站  $i$  和工址  $j$  距離所決定之權重， $nsta$  為最後一個測站序號。 $\text{Res}_i$  為測站  $i$  之殘值（記錄值與迴歸值之差）。其中

$$w(D) = \begin{cases} 1/(D+0.1) & \text{if } D \leq 20\text{km} \\ 0.1 & \text{if } D > 20\text{km} \end{cases} \quad (3)$$

圖 9 之等震圖即依上述方法計算求得，從此圖可以發現臺北盆地與宜蘭盆地有明顯的“盆地放大效應”。

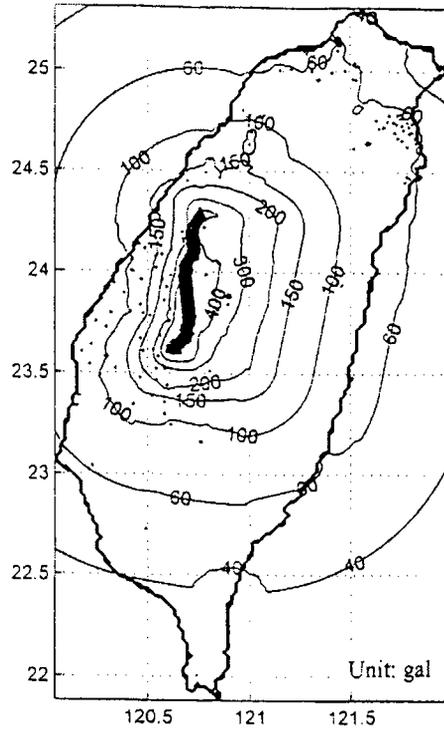


圖 9 依式(3)所示方式建立集集地表加速之"shake map"

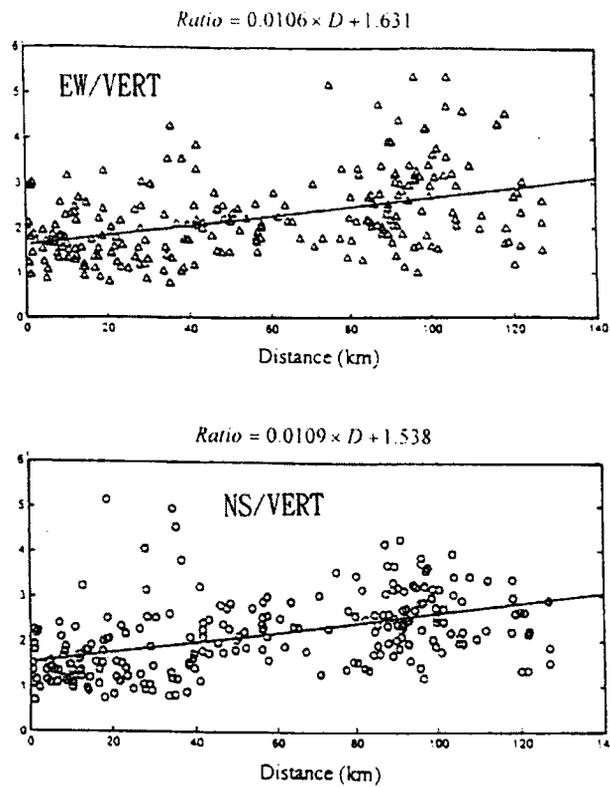


圖 10 水平向與垂直向最大地表加速度比值與震源距離之關係圖

圖 10 為工址距斷層面之最短距離與水平向地表尖峰加速度對垂直向地表尖峰加速度比值分析。從圖可知靠近斷層垂直向地表尖峰加速度值幾乎可達水平向地表尖峰加速度值。這現象使得近斷層附近結構物 P-Delta 二次效應有進一步研究的需要。接著引用斷層線附近測站所集錄到的加速度資料求取單自由度線彈性反應譜(阻尼比固定為 2% 與 5%)，圖 11a 與圖 11b 分別為斷層線附近測站東西向及南北向( $T=0.6$  sec 及 1.2 sec)分佈 SDOF 之  $S_a$  圖。圖 12 則斷層線  $S_v$  值在  $T=1.2$  sec 及 4.0 sec 之分佈由圖形可知：在週期  $T$  等於 4 秒，系統仍然有數值頗高的  $S_v$  值。

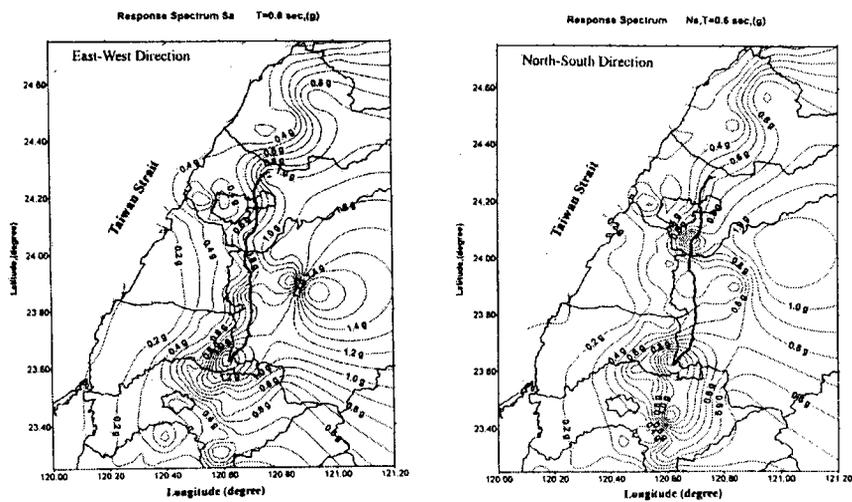


圖 11a 東西向及南北向沿車籠埔斷層加速度反應譜  $S_a$  在  $T=0.6$  秒之分佈圖

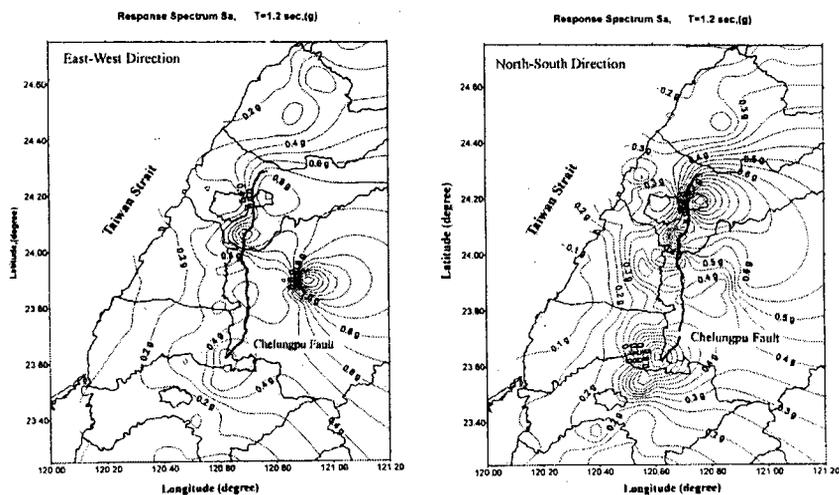


圖 11b 東西向及南北向沿車籠埔斷層加速度反應譜  $S_a$  在  $T=1.2$  之分佈圖

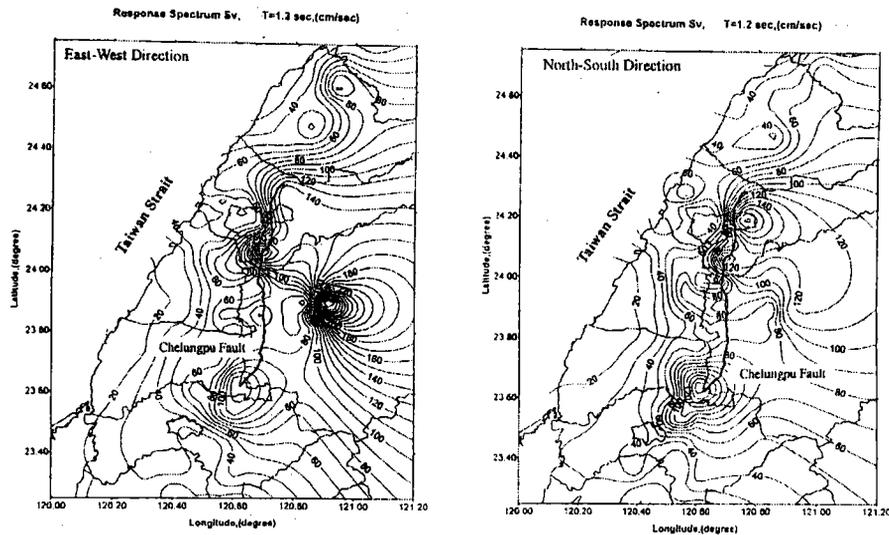


圖 12a 東西向及南北向沿車籠埔斷層速度反應譜  $S_a$  在  $T=1.2$  之分佈圖

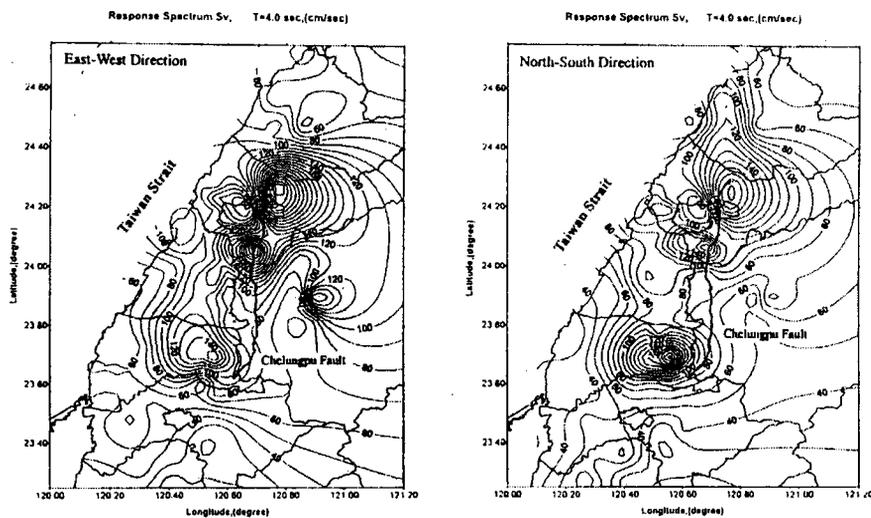


圖 12b 東西向及南北向沿車籠埔斷層速度反應譜  $S_a$  在  $T=4.0$  之分佈圖

## 第五章 台灣地區震區劃分與台北盆地正規化反應譜

考慮台灣地區西部麓山帶第一類主要活動斷層之影響，將斷層兩側 50 公里範圍內之地震均視為斷層關連地震，而車籠埔斷層則參考此次集集地震之規模估算其發生率，重新進行台灣地區全島地震危害度分析。

配合目前危害度分析沿用之現有衰減律公式，分析結果繪出 475 年迴歸期之 PGA 等震度圖如圖 13 所示。基於此等震度圖，並考量車籠埔斷層之存在事實，台灣地區震區劃分之修訂建議如圖 14 所示。其中地震甲區為紅色區域，其

震區水平加速度係數為  $Z=0.33g$ ；而地震乙區則為黃色區域，其震區水平加速度係數為  $Z=0.23g$ 。

另一方面，根據台北盆地內各強震網站於此次 921 集集地震收錄的強地動資料，計算各測站之正規化反應譜並加以平均，平均值與一個標準差如圖 15 之藍色實線所示。圖 15 中亦以虛線描繪出現有建築耐震設計規範之正規化反應譜，兩相比較發現，台北盆地短週期反應譜係數(等加速度平台)之規範值( $C=2.0$ )無法達到結構耐震的需求，而在中週期部分卻可適當反應實際結構反應。故建議將台北盆地正規化結構設計反應譜中之短週期平台由現有之  $C=2.0$  提昇至  $C=2.5$ ，使至少滿足實際結構反應之平均需求，並與其他地盤種類之短週期平台一致；而中週期部分則維持為  $C=3.3/T$ ，保有結構週期 1.65 秒時正規化反應譜係數  $C=2$  之現況。修正後之台北盆地正規化反應譜如圖 13 之黑實線所示，其中短週期與中週期之分界為  $T=1.32$  秒，而較短週期 ( $0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.2 \text{ 秒}$ ) 之線性變化公式為  $C=8.823T+0.735$ 。

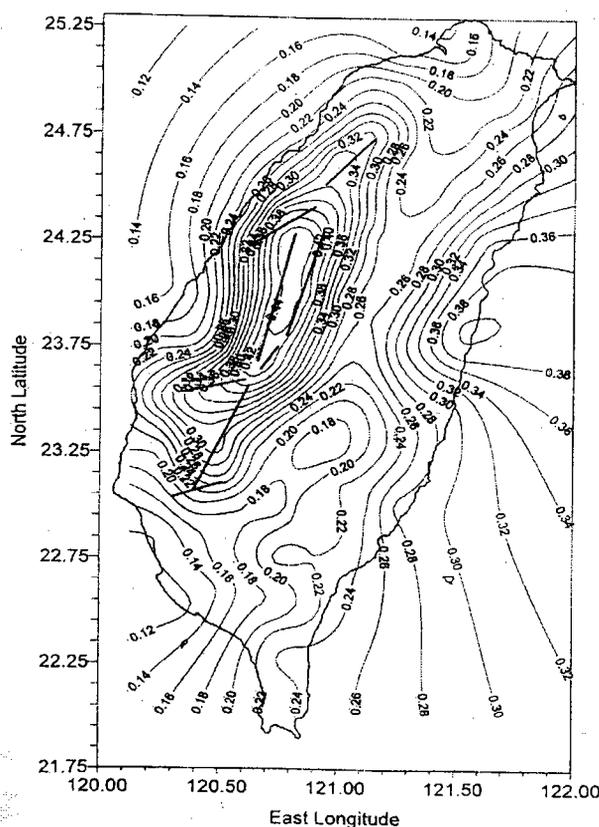


圖 13 475 年迴歸期之 PGA 等震圖

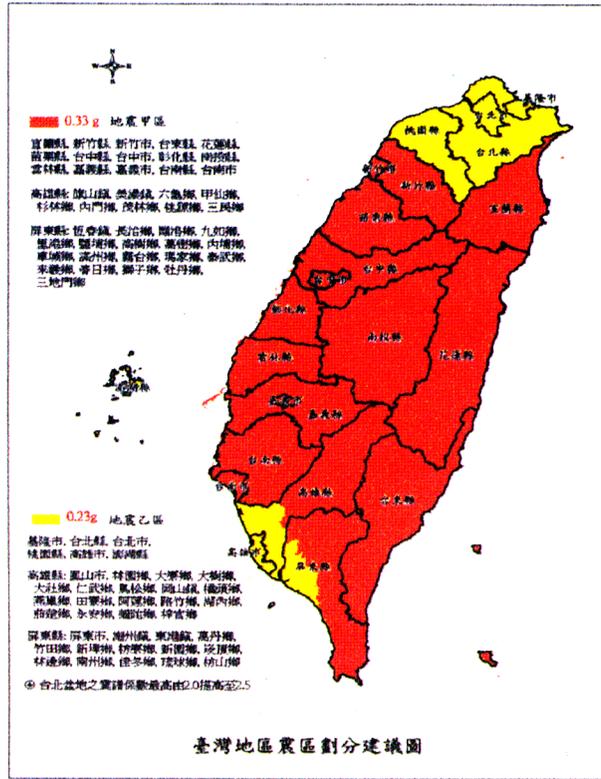


圖 14 台灣地區震區劃分建議圖

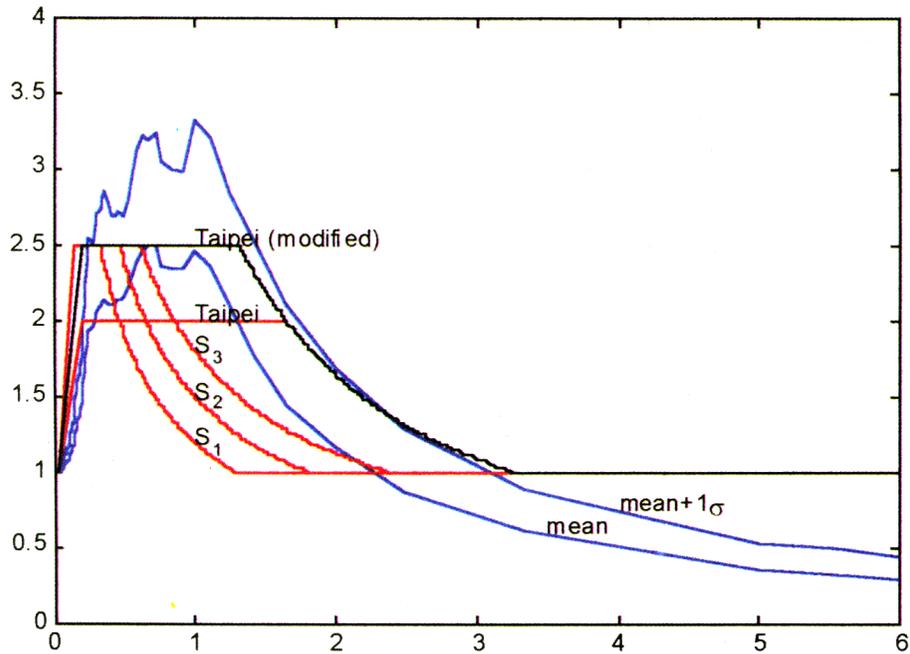


圖 15 台北盆地正規化反應譜需求與規範修訂建議

## 5.1 近斷層設計地震力

考量近斷層對短週期與中、長週期結構的威脅性，可比照美國 UBC97 之對策，針對車籠埔斷層附近之地震甲區( $Z=0.33g$ )，定義近斷層因子  $N_A$  與  $N_V$ ，修正第一類地盤的水平向加速度正規化設計反應譜。

首先根據 921 集集地震各測站測得之強地動資料計算結構反應譜，平均求得結構週期在 0.3 秒附近之譜加速度平台(以  $S_{A,0.3}$  表示)，並針對中週期區段藉由  $S_A(T)=S_{A,1.0}/T^{2/3}$  之譜加速度公式，平均求得  $S_{A,1.0}$ 。接著，再根據各測站與地表斷層破裂線的最短距離( $r$ )，回歸求得規模為 7.3 之斷層破裂引致之最大地表加速度與短、中週期結構譜加速度之衰減公式，滿足

$$\begin{aligned} PGA(gal) &= 7.7986 - 0.9526 \ln(r^2 + 6.0^2)^{0.5} \\ S_{A,0.3}(gal) &= 8.4867 - 0.8249 \ln(r^2 + 6.0^2)^{0.5} \\ S_{A,1.0}(gal) &= 7.9617 - 0.8077 \ln(r^2 + 6.0^2)^{0.5} \end{aligned} \quad (3)$$

配合現行耐震設計規範的震區係數(地震甲區： $Z=0.33g$ )，與正規化反應譜係數( $CT=0.3=2.5$ 、 $CT=1.0=1.2$ )，位於近斷層第一類地盤的結構耐震設計需求應滿足

$$\begin{aligned} PGA(r) &= \max[PGA(r), Z = 0.33g] \\ S_{A,0.3}(r) &= \max[S_{A,0.3}(r), 2.5Z] \\ S_{A,1.0}(r) &= \max[S_{A,1.0}(r), 1.2Z] \end{aligned} \quad (4)$$

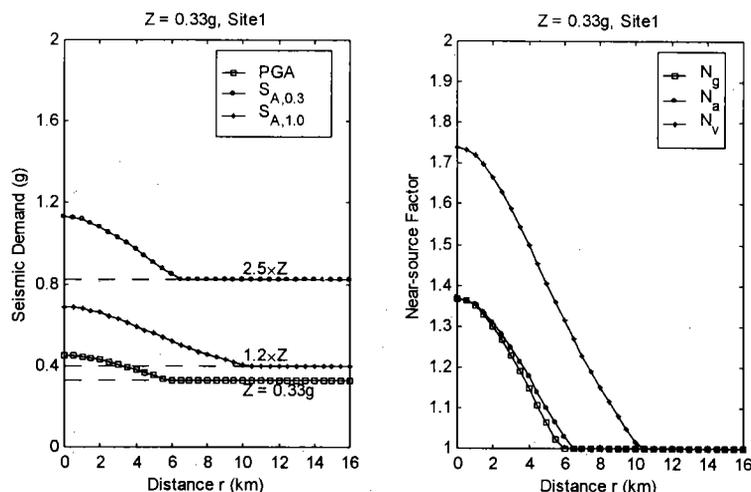


圖 16a 近斷層結構耐震需求 圖 16b 近斷層因子， $N_a$  及  $N_v$

如圖 16(a)所示。因此，可針對近斷層區域，藉由(2.3)式分別定義 PGA、短週期與中週期譜加速度的近斷層因子( $\geq 1$ )，滿足

$$\begin{aligned} N_g(r) &= PGA(r)/Z \quad (\text{with } Z = 0.33g) \\ N_a(r) &= S_{A,0.3}(r)/2.5Z \\ N_v(r) &= S_{A,1.0}(r)/1.2Z \end{aligned} \quad (5)$$

如圖 16(b)所示。由圖 16(b)發現，在距斷層 6 公里內，耐震設計規範不足以提供極短週期與短週期結構之耐震需求，必須分別藉由  $N_g(r)$  與  $N_a(r)$  兩近斷層因子予以提昇；而在距斷層 10 公里內，耐震設計規範不足以提供中週期結構之耐震需求，必須藉由近斷層因子  $N_v(r)$  予以提昇。同時，藉由  $N_v(r)$  與  $N_a(r)$  之影響範圍與提昇倍率，可驗證近斷層地震對中週期結構之衝擊遠大於短週期結構。

因此，藉由耐震設計規範(地震甲區  $Z=0.33$ 、第一類地盤)與近斷層因子，距斷層不同距離之結構譜加速度需求可表示為

極短週期：	$T \leq 0.03$ 秒	$S_A(r,T) = ZN_g(r)$
較短週期：	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15$ 秒	線性變化
短週期：	$0.15 \text{ 秒} \leq T \leq T_1$	$S_A(r,T) = 2.5ZN_a(r)$ (6)
中週期：	$T_1 \leq T \leq T_2$	$S_A(r,T) = 1.2ZN_v(r)/T^{2/3}$
長週期：	$T_2 \leq T$	$S_A(r,T) = Z$

其中，短週期與中週期以及中週期與長週期的分界  $T_1$  與  $T_2$  滿足

$$\begin{aligned} T_1 &= [1.2N_v(r)/2.5N_a(r)]^{3/2} \\ T_2 &= [1.2N_v(r)]^{3/2} \end{aligned} \quad (7)$$

為便於規範定義與工程師查閱，特將圖 16(b)之近斷層因子每隔 2 公里予以定量，並將具有相同提昇倍率的  $N_g(r)$  與  $N_a(r)$  兩近斷層因子合併考量(圖 17)，使距斷層不同距離的近斷層因子建議值如表 2 所示：

表 2 近斷層因子建議值 (線性內插求值)

距離 (km)	r≤2	r=4	r≥6	距離 (km)	r≤2	r=4	r=6	r=6	r≥10
NA	1.34	1.16	1.0	NV	1.70	1.50	1.30	1.15	1.0

UBC97 針對 A 類斷層定義之近斷層因子列於表 3.2，與表 3.1 比對發現，本報告之建議值與影響範圍均略小於 UBC97 之規範，故應可被台灣之工程師所接受。

表 3 UBC97 (A 類斷層) 之近斷層因子(線性內插求值)

距離 (km)	r≤2	r=5	r≥10	距離 (km)	r≤2	r=5	r=10	r≥15
NA	1.5	1.2	1.0	NV	2.0	1.6	1.2	1.0

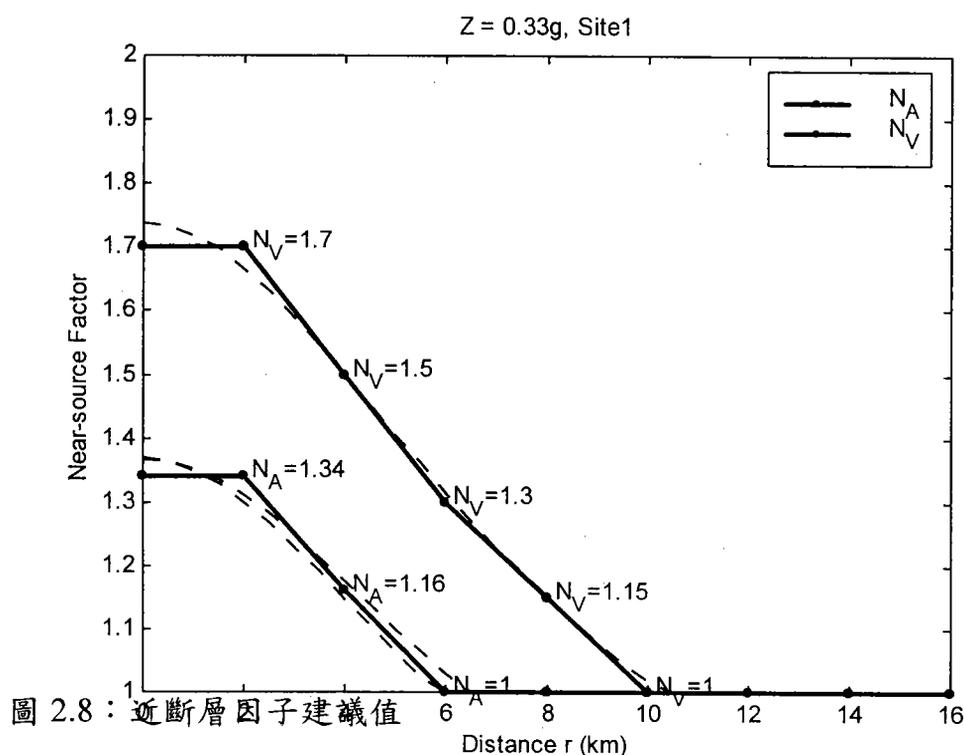


圖 17 近斷層因子之建議值

因此，藉由表 2 之近斷層因子建議值，距斷層每 2 公里之近斷層正規化設計反應譜可定義為

極短週期：	$T \leq 0.03$ 秒	$C(r,T)=N_A(r)$	
較短週期：	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15$ 秒	線性變化	
短週期：	$0.15 \text{ 秒} \leq T \leq T_1$	$C(r,T)=2.5N_A(r)$	(8)
中週期：	$T_1 \leq T \leq T_2$	$C(r,T)=1.2N_V(r)/T_2/3$	
長週期：	$T_2 \leq T$	$C(r,T)=1.0$	

其中，短週期與中週期以及中週期與長週期的分界  $T_1$  與  $T_2$  滿足

$$T_1 = [1.2N_V(r)/2.5N_A(r)]^{3/2}$$

$$T_2 = [1.2N_V(r)]^{3/2} \quad (9)$$

藉由表 2 與 (8)、(9) 兩式定義，距斷層每 2 公里之近斷層正規化設計反應譜如圖 18 所式，當斷層距大於 10 公里時，則回復至現行規範標準，不再需要考量近斷層因素。

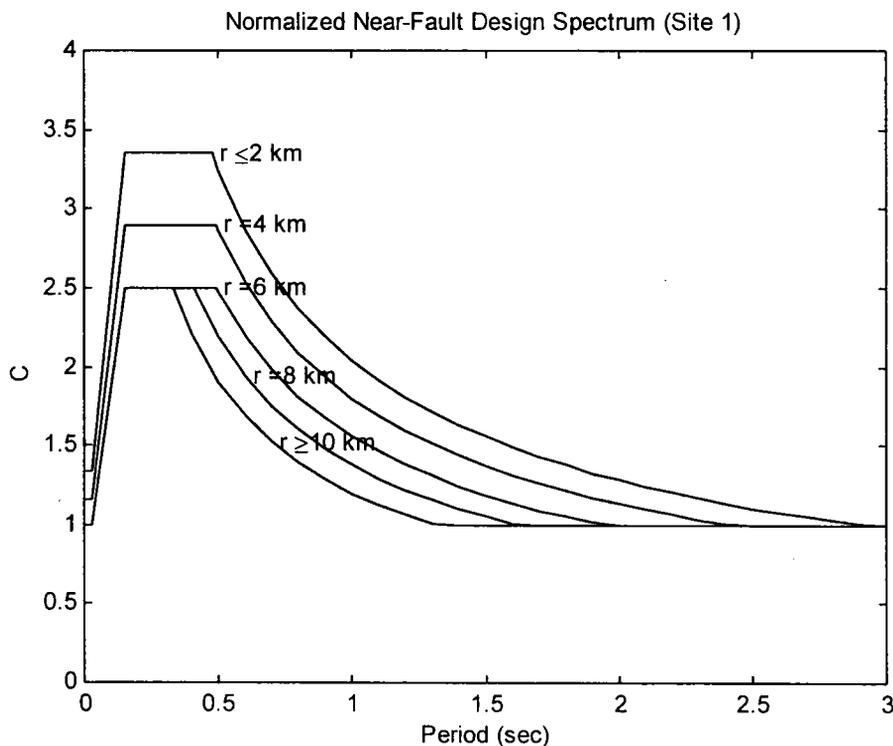


圖 18 近斷層地震力之設計反應譜

最後，考量基底剪力係數  $C/F_u$  ( $F_u$  為結構系統地震力折減係數，與系統韌性容量  $R$ 、結構週期  $T$  與地盤種類有關)。根據現行耐震設計規範，基底剪力係數依韌性容量  $R$  值等於 1.6、3.2 與 4.8 分別給予適當上限值  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$  為 1.2、1.1 與 1.0， $R$  值不等於 1.6、3.2 與 4.8 的建築物，可內插求得  $C/F_u$  的上限值。因此，假設地震力折減係數  $F_u$  為結構固有特性而與斷層無關，則可在考慮近斷層效應時針對短週期結構，在距斷層 6 公里的範圍內，藉由近斷層因子  $N_A$  提昇基底剪力係數上限為

$$\left(\frac{C}{F_u}\right)_m = N_A \left(\frac{C}{F_u}\right)_{m,current} \quad (10)$$

針對不同韌性容量與距斷層距離，基底剪力係數上限定義如表 4 所示。

表 4 近斷層基底剪力係數上限

	$r \leq 2$ km	$r = 4$ km	$r \geq 6$ km
$R=1.6$	1.608	1.392	1.2
$R=3.2$	1.474	1.276	1.1
$R=4.8$	1.34	1.16	1.0

線性內插求值

針對地震甲區 ( $Z=0.33g$ ) 內之近斷層第一類地盤，可藉由表 2.1 與 (2.7)、(2.8) 兩式計算近斷層正規化設計反應譜係數  $C(r,T)$ ，再依據現行規範計算第一類地盤之地震力折減係數  $F_u(R,T)$ ，求得近斷層基底剪力係數，並依表 3 考慮其上限。另外，近斷層效應將引致極大之結構位移，故依本報告建議實施近斷層設計地震力完成結構設計後，應進行結構動力分析，檢核結構位移是否超過設計之韌性容量，以確保安全。

## 第六章 結論

1999 年 9 月 21 日規模 7.3 臺灣集集大地震，提供了眾多的自由場反應資料以研究近斷層地表運動以及近斷層結構反應。由前文的分析可以得到下列結論：

1. 由近車籠埔斷層所收集到的資料，觀察其速度型式的脈衝型波，可以發現波的主要週期  $T_p$  約介於 4~8 秒。

2. 這次集集地震中有三個測站的 PGA 值大於一個重力加速，較大的地表加速度值發生在斷層線的南北兩端以及斷層線的東側。部分近斷層的測站除外，整體而言 PGA 隨著距離的衰減趨勢與臺灣的衰減公式，並無特別的差異。
3. 由完全彈塑性單自由度結構承受近斷層地震力的研究可以發現：依據目前規範設計的中短周期結構承受實際地震歷時所需要的韌性值較設計的韌性值高出許多，未來規範的修訂有需要將近斷層的影響納入考慮。
4. 中央氣象局「強地動觀測計劃」，於最短時間內掌握和發布各地震度，對於救災時間的迫切有相當程度的助益，同時各地自由場強震儀完整地記錄地表運動過程，這些資料對於將來工程界與科學界對地震的研究相當重。「強地動觀測計劃」在這次地震事件中充分發揮了功能。
5. 針對所收集之強地動記錄，探討有關地震危害度與近斷層地震力需求的研究分析，並提供合理可行之近斷層設計反應譜。

### 參考文獻

- [1] Chung, J.K. and Shin, T.C. "Implications of rupture processes from the displacement distribution of strong ground motions recorded during the 21 September Chi-Chi, Taiwan earthquake," *Accepted by TAO*. 1999
- [2] Hsu, T.L. and Chang, H.C. "Quaternary faulting in Taiwan." *Mem. Geol. Soc. Chian*, (3):p.155-165, 1979
- [3] Silvio, K. Pezzopane and Steven G. Wesnousky "Large earthquakes and crustal deformation near Taiwan," *J. of Geophysical Research*, Vol. 94, No. B6, 7250-7264, June, 1989.
- [4] Huang, N.E., Z. Sheng, S.R. Long, M.C. Wu, H.H. Shih, Q. Zheng, N.C. Yeh, "The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for non-linear and non-stationary time series analysis," *Proc. R. Soc. Lond. A*, 454, p.903-1995, 1998

- [5] Loh, C.H., Yeh, Y.T., Jean, W.Y., and Yeh, Y.H., "Seismic hazard analysis in Taiwan: based on PGA and spectral acceleration attenuation formula," *Int. J. of Engineering Geology*, 30, p.277-304, 1991.
- [6] Loh, C.H., Hwang, C.S. and Jean, W.Y. "Seismic demand based on damage control model-considering basin effect and source effect," *Soil Dynamics and Earthquake* 17, p335-345, 1998
- [7] Makris, Nicos and Roussos, Yiannis "**Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse-like motion,**" Earthquake Engineering Research Center, UC-Berkeley, PEER-1998/05, October.
- [8] Shin, T.C. "The calculation of local magnitude from the simulated Wood-Anderson Seismograms of the short- period seismograms in the Taiwan area," *TAO*, 4, 2, 155-170. 1993
- [9] Somerville, Paul. Et al., "Characterizing Crustal Earthquake Slip Models for Prediction of Strong Ground Motion," *Seismological Research Letters*, Vol. 70, No. 1, p.59-80, 1999.
- [10] Wesnousky, Steven G., "Earthquakes, Quaternary Faults, and Seismic Hazard in California," *J. of Geophysical Research*, Vol. 91, No. B12, p. 12587-12631, 1986.
- [11] 九二一集地震全面勘災精簡報告(初稿), 國家地震工程研究中心 NCREE-99-033, 1999.

# 港灣構造物設計基準檢討

王慶福

港灣技術研究中心規劃設計組組長

## 第一章 前言

台灣地區之港灣建設雖歷經了台中港、蘇澳港之興建，以及港區內各大小碼頭之整修建，但多年來並無一國內官方正式之基準或規範，可供工程人員參考及依循，設計者只好自己尋找國外之基準為自己之設計尋求合理之解釋，雖使設計之自由度較高，但亦有不少之困擾；民國八十五年，交通部對港灣類工程設計部頒佈了『港灣構造物設計基準——防波堤設計基準及說明』，隨後又於民國八十六年頒佈『港灣構造物設計基準——碼頭設計基準及說明』後，使得國內之港灣工程界終於能有一能符合時代及本土化需求之規範，不僅使得國內之港灣構造物在設計及規劃上有所依循，也對促進設計等級及技術能力之提昇有很大的幫助。

基準頒佈至今，雖僅歷經3~4年，還不到要去作全面檢討之時，但由於原為本基準藍本之日本基準在1999年作了大幅度之修訂，同時在發生921集集地震後，本中心在全面檢討港灣構造物之耐震設計時也發覺現行基準使用上之若干疑點，因此藉由此機會除將目前日本及國內港灣構造物設計基準之沿革作一說明外，並針對日本在神戶地震後有關港灣構造物之耐震設計理念及基準修訂之重點作一整理，以提供國內港灣界作為今後修訂基準之參考。

## 第二章 基準概述

規範、基準、標準、準則、手冊、規則等，雖在意義上稍有不同，但均係為使規劃、設計、施工、維護、驗收能有一大多數人皆認為可資依循之統一規



則，以避免工程師們因使用公式、原理與想法等之不同而造成混亂，並使工程能順利進行而準備的，因此如係由權責機構所核定的，一般較易取得協調及共識，所以，規範、基準類等，通常都是由各學會或相關部門之專家所組成之小組來制定的較多，而由權責單位監修，亦有成法律的。

如同法規一般，規範、基準若制訂得過細，將限制工程師專業判斷之空間，使其喪失自由與創意，但若語焉不詳、曖昧、規定鬆散，則又將產生混亂，所以若配合製作設計案例集，將標準設計法加以明確化，將可配合自由度提昇之創意。

所以，基準絕非為了要限制自由思想所進行的規劃或設計，同時基準也非最先端之技術，而是稍顯保守並已達共識之技術，其主要規定以下事項：

- (1)安全上所應遵守以及考慮之最起碼條件
- (2)經長期經驗之累積，在安全上已被視為一般的及合理之事項。
- (3)設施或材料規格之標準化，有助於提昇工程之安全性，同時使工作能合理化之事項。

民國六十九年，由台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並配合本省之地理環境及港灣特性，以民國五十六年日本港灣協會發行之『港灣結構物設計基準』為藍本，加以整理修正發行『港灣構造物設計標準』，雖未報部頒佈，但至少提供港灣界一中文之參考規範，其主要特徵為：

- (1)依據民國五十六年版之『港灣結構物設計基準』，將全文分為八篇，先對共同之設計條件、材料、基礎等加以敘述，而後依水域設施、外廓設施、繫靠設施等分別敘述。
- (2)敘明基準之適用範圍，同時基準亦分為本文及說明，本文很簡明的將敘述之事加以明示，說明則針對其背景加以敘述，此外並依場合補充其內容。
- (3)隨著技術之成熟，對於絕對應遵守之事，建議應遵守之事，及雖有問題但尚無適當之處理法，提供一判斷之方法。
- (4)航道、泊地等之水域設施，所須之水深、寬度等之標準值以船長為單位，加以表示。

所以本基準所具有之特色，實為提供規劃設計時之依據。不過由於『港灣構造物設計標準』發行之時，適逢日本之基準正進行全面修改，因此改正後之新理念，無法適時予以加入。為彌補此缺憾，本所於民國八十年起著手蒐集以1989年最新改正之日本港灣協會發行之『港灣設施技術上之基準與解說』為藍本，由本所邀請各港務局總工程司、相關學者及顧問公司人員共同參與，經過不斷之研討及意見溝通，自行進行部份之增修，完成基準之初步草案。不過由於設計基準涵蓋範圍相當廣泛，除須具備充分的理論基礎外，更應有實務上之驗證，因此修訂基準必須結合各界人士共同參與才可完成。本所雖在人力、經驗並不很充足情況下，肩負設計基準草案訂定之重任，主要目的是希望能藉由本研究整合港灣界人士智慧及經驗，建立港灣結構物設計基準，以解決規劃設計無所依循之困擾，進而提昇未來規劃設計品質，為今後之港灣發展貢獻一份力量。因此在草案完成後即分送各單位，同時當時適逢交通部運研所運輸工程組組長歐陽餘慶之鼎力支持，以本所完成之草案為版本，經運研所及本所再一次檢討後送交通部技監室，而後由交通部再委託中華顧問工程司主辦，並由交通部聘請各方專家學者作為審查委員進行草案之逐條審查，並透過公開研討，藉各位專家學者之豐富學識經驗予以完成一可供參考之規範，為今後規範之制定奠下一良好之基礎。

基準之編排分為「基準」及「基準說明」兩部份，「基準」部份簡單扼要，把握提綱挈領；「基準說明」部份則為提供設計之依循；如此之編排易於配合新技術及理論之發展，進行修訂，同時可達功能性之要求。

### 第三章 日本港灣設計基準

日本真正具有法定約束力之基準係在1973年時，由於當時港灣法第56條之2的修訂，明定為建設或修建水域設施、外廓設施、繫留設施等之港灣設施時，相關之技術基準(港灣設施技術上之基準)應由運輸省令加以規範，因此日本運輸省在1974年完成省令(僅16條)，而後港灣局根據此省令在1978年10月將基準本文相當之部份，以局長通告頒佈，同時解說書亦於1979年由日本港灣協會發行，此即為一般人所熟悉之日本基準，其實完整之日本港灣設施技術基準是由運輸省令、基準細則通告及解說書三部份所構成。以下將對日本基準演變過程作一介紹。

日本早期（明治時代）之港灣建設，主要是依賴國外技術人員，特別是荷蘭人，此可由目前遺留在神戶港工事事務所之設計圖仍有荷蘭語可茲證明，同時在第二次世界大戰前之港灣工程，各國大都是以經驗準則佔多數，期間技術理論上並未有很大之差異。所以在此段時間，日本主要為吸收及導入國外之技術，而後再依據所累積之經驗與資料，在 1950 年出版「港灣工事設計示範要覽」，此為日本港灣界最初之技術指針，同時亦是早期日本港灣技術人員吸收國外技術及本身累積之經驗法則之集大成之作。『港灣工事設計示方要覽』雖在戰後才發行，但主要部份均為戰前所完成，因此雖然在 1930~1940 年代，特別是在美國因海岸工程及土質力學方面之進步，使得港灣工程亦由經驗累積進化成依據科學知識之技術體系，而日本之技術人員是在戰後才很驚訝的發現彼此之間差距之大，所以日本在戰後拼命努力導入新技術，當時海岸工程上美國陸軍工兵隊之海岸保全計劃與設計(shore protection planning and design)即成了日本技術人員之聖經。

將第二次世界大戰前後歐美最新海岸工程及土質力學研究成果加以吸收導入的為在 1959 年發行之『港灣工事設計要覽』，此之前之港灣工程技術均以國外之技術為主，1960 年代後由於日本經濟之高度成長，各地區大型港灣工程急速進行，對技術開發之需求異常強烈，而此期間歐美方面並無大規模之港灣建設，同時技術上又無很大之突破，使得日本之港灣技術亦逐漸由依賴國外轉型邁向本土化發展。1962 年日本成立港灣技術研究所，並在 1963 年設立設計基準課以建立簡單的設計手冊為開端，經過二年之審議檢討於 1967 年完成『港灣結構物設計基準』，事實上本基準原本是要作為運輸省之內部資料用，但後來由於資料豐富，可供設計者參考，因此其後經由日本港灣協會將其出版。以上是日本港灣設計基準之前身，但無論是『設計示方要覽』、『設計要覽』、『設計基準』均只具備作為參考之指針特性，並不具備法上之約束，

1973 年港灣法之修正，使得「港灣設施技術上之基準（省令）」之制定得以決定，1974 年運輸省完成了省令（僅 16 條），而後港灣局根據此省令在 1978 年 10 月將基準本文相當之部份，以局長通告頒佈，同時解說書，亦於 1979 年由日本港灣協會發行。

此技術基準並非設計之指引，由於具備法上之特性，所以篇幅與「設計基準」相比，縮小很多，同時超大型原油船用設施與海上儲油基地設施，在 1980 年以另冊由港灣協會發行。

在技術上基準制定 10 年後，由於社會經濟情勢之變化，對港灣所要求之功能日益增多，因此在 1988 年基準本文作了修正，目前與前次修正又過了 10 年，面對全球化之發展趨勢，基準在 1999 年又作了一次全面之檢討，本次修定之基本原則為：

- (1)反映運輸省之技術政策
- (2)資訊公開之對策
- (3)制定明確化與自由度之提昇
- (4)新技術之導入
- (5)港灣需求變化之對策
- (6)國際化之對策

本次基準內容作了相當多之修正，特別是在設計理念及方法上可說完全採用新的觀念及理念，例如將原工作應力法改成強度設計法、導入信賴性設計法等；本文因主要為針對耐震設計來討論，因此以下將針對修訂前後耐震設計作一說明。

### 3.1 日本 1988 年版基準

在 1988 年版之『港灣設施技術上之基準，同解說』將耐震設計放在第二篇設計條件之第十二章地震及地震力上，有關地震及地震力在設計上之考量內分六小節概述如下：

#### 3.1.1 概述

港灣設施須具適當的耐震性，故在設計時須考慮地震之影響。

##### 1.說明

港灣設施須依本章所述的方法作耐震設計，但以下之設施則可分別適用各相關之基準、規範等，加以檢討其耐震性。



- (1)道路橋樑
- (2)鐵路橋樑
- (3)管線
- (4)建築物

檢討設施之耐震性時，須考慮下列事項：

- (1)區域內之地震活動度
- (2)工址之地層條件
- (3)設施之重要性(依據社會性、經濟性等綜合之判斷)

有關耐震性之檢討項目如下：

- (1)結構物整體之安定性
- (2)對於基礎地層滑動的安定性
- (3)液化現象對基礎地層的安定性及上部結構物之影響
- (4)結構物的材料應力
- (5)由功能上來看結構物各部份或鄰近結構物與地層之相對變位

### 3.1.2 震度法

作用於固有振動週期較短、減衰性大之結構物之地震力，以震度法計算，同時採用下節設計震度所規定之設計震度，並採用以下二式中對結構物較不利者，為作用於結構物重心之地震力。

$$\text{地震力} = \text{自重} \times \text{設計震度}$$

$$\text{地震力} = (\text{自重} + \text{上載載重}) \times \text{設計震度}$$

#### 1.說明

- (1) 設計港灣耐震結構物時與一般土木工程相同，均依照震度法辦理。
- (2) 垂直震度對港灣結構物安全之影響，按結構物之結構與種類而不同，且又非常複雜，故實際上設計耐震結構物時，為避免計算之複雜，普通不考慮垂直震度。
- (3) 計算地震力時，不能以減去浮力後之重量乘設計震度。但是，計算土壓力時，因係用已考慮浮力之水中單位體積重量，故可用假震度。
- (4) 依據震度法，設計時如將最大地震力當作靜力經常作用於結構物，故所用材料之容許應力強度及安全率等應採用與平時不同之數值。

### 3.1.3 設計震度

1. 設計震度須依地區、地層及結構物之重要性，依下式計算：

$$\text{設計震度} = \text{地區震度} \times \text{地盤分類係數} \times \text{重要度係數}$$

但設計震度僅考慮水平震度，取小數點以下二位為止，第二位以下以 2 捨 3 取或 7 捨 8 取，取捨後當 0 或 5。

決定結構物設計震度之因素為地震發生地區之危險度，地層之良否，結構物之力學特性及結構物之重要性等。但其中結構物之力學特性，因大部份港灣結構物之固有振動週期較短，其衰減較大，故不必加以考慮。然直樁棧橋或高聳建築物須依照動力學解析之耐震設計法或修正之震度法來設計。

#### 2. 地區震度

將日本全國港灣分為三個地區，地區別震度分別為 0.05，0.1，0.15，此為參考迴歸期 75 年之震度期待值分佈所決定。

#### 3. 地盤分類係數

地盤分類係數以表 1 所示之值為準，地盤分類則示如表 2。

表 1 地盤分類係數

地盤別	第 1 種地盤	第 2 種地盤	第 3 種地盤
係 數	0.8	1.0	1.2

表 2 地盤分類表

第 4 紀層厚度	砂礫層	一般之砂、黏土地盤	軟弱地盤
5m 以下	第 1 種	第 1 種	第 2 種
5~25m	第 1 種	第 2 種	第 3 種
25m 以上	第 2 種	第 3 種	第 3 種

兩種地層之混合地盤，以較厚之地盤為其地盤種類，若由兩種以上厚度相同之地盤混合而成者，取其低地盤種類為準(例如砂土地盤與軟弱地盤混合時，取軟弱地盤之種類)。

表 2 所列地層種類中，N 值小於 4 之砂質地層，及地盤承载力  $q$  小於  $0.2\text{Kg/cm}^2$  之粘土地層，均視為軟弱地盤處理。

#### 4.重要度係數

重要度係數，除臨時結構物外，依結構物之重要程度而定，其範圍為 0.5 ~1.5。

結構物之重要程度劃分，可參考下列事項決定之：

- (1)結構物破壞後，對四周居民生命、財產之影響。
- (2)結構物破壞後其修護之難易程度及對四周城市之震災復舊影響
- (3)復修結構物所需經費與期間
- (4)興建地點之地質條件
- (5)其他相關事項

表 3 重要度係數

結構物之種類	結構物之特性	重要度係數
特定	A 級結構物之特性中 1 至 3 項之情形特別顯著者	1.5
A 級	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.5

### 3.1.4 耐震強化設施

日本在發生神戶地震前之港灣建設即已有「耐震強化碼頭」，此為以設計震度 0.25 所設計具有高耐震力之碼頭，配置在各港之碼頭上，並以此為設計震度之上限。當初之理念即為，當有遠大於所設計之地震發生時，能提供緊急物資裝卸，救援活動等之功能。

### 3.1.5 水中震度(Apparent)

計算地震時之土壓所採用之水中之換算震度  $K'$  為

$$K' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} K$$

$K$ ：設計地震震度

### 3.1.6 液化檢討

在此不予討論

## 3.2 1999 年修訂版

日本自 1978 年依港灣法正式發佈技術基準以後，大約每隔十年即進行檢討修正，目前已是第三次修訂，基本上對於設計震度之取法並無很大之差異，1988 年版與 1999 年版對耐震設計之考量除因神戶地震後由於對重要度係數之重新檢討所導致設計震度之變更外，最主要的差異應是導入耐震功能設計之理念，以下將分別加以敘述。

### 3.2.1 設計震度之變更

1999 年版基準其中有關設計震度之變更重點如下：

#### 1. 地域區分與地域別震度

地區別震度為依港灣地區強震觀測網（日本港灣地震儀早期為機械式的 SMAC-B2 型為主，目前已轉換為數位式 ERS 型，1998 年 60 港強震計 94 台）等之觀測結果，以迴歸期 75 年之地震強度，對於重要度係數為 1.0 之結構物，在迴歸期 75 年之地震來臨時不損壞其完整功能之設計，將全國港灣地區由原本劃分為三地區改為劃分成五地區之區分，並將原本之地域別震度由 0.15、0.1、0.05 改為 0.15、0.13、0.12、0.11、0.08。

#### 2. 地盤種別係數如以往

#### 3. 重要度係數由原 0.5~1.5 改為 0.8~1.5

#### 4. 設計震度小數點下二位改為四捨五入

由於設計震度 0.25 與 0.2 之間結構物之工程費用相比差距很大，所以以前設計震度小數點以下二位採 2 捨 3 入，7 捨 8 入成為 0 或 5，現小數點以下二位一律改為 4 捨 5 入。

### 3.2.2 導入耐震功能設計之概念

所謂耐震功能設計主要包括二部份，即耐震功能之設定及地震規模之設定。所謂耐震功能意謂對於所設定之地震，結構物所應滿足之功能，在作耐震功能之設計時，對所設定之地震，應明確規定結構物所應達成之功能，並作耐震功能檢定，其結果若無法滿足所需之耐震功能時，即進行設計斷面之變更或改良，使結構物能滿足所需要之耐震功能。

在以往，日本之港灣設計基準中有關耐震設計方面，是將港灣設施區分為所有港灣設施(但不包含依其他基準設計者)與耐震強化設施兩類來考量。港灣上所謂耐震強化設施係指發生地震後，為確保緊急物資運送，以及維持社會經濟活動等，將耐震性加以強化之耐震強化碼頭；或震災時，作為保護市民安全之防災據點之護岸稱之。依此理念，港灣設施之耐震功能設計即為依設計時所考慮之地震等級與港灣設施之耐震功能來決定。

有關地震等級在此次之修訂中係以概率之觀念將地震設定為二等級：

等級 1 地震：迴歸期 75 年之地震

等級 2 地震：迴歸期 475 年之地震，但是若有內陸活斷層所產生之直下型地震，其發生機率即使很小，也要設為此等級。

通常與港灣結構物耐用年數有密切關係者為遭遇概率，此遭遇概率可以下式求得：

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L_1}$$

在此；  $L_1$ ：耐用年限

$T$ ：迴歸期

一般再現期間要如何決定，亦即遭遇概率要降到何種程度應綜合考慮結構物之重要性、經費等各方面之因素再決定，同時以概率來說，即使較設計震度還大之地震來時，結構物也不一定會損害，所以遭遇概率與破壞概率並不一致。

表 4 迴歸期與遭遇概率

迴歸期 耐用年限	25	50	75	100	475
50	0.870	0.636	0.488	0.395	0.100

所以等級 1 之地震即表示在通常港灣結構物耐用期間 50 年中，遭遇等級 1 之概率小於 50%。等級 2 之地震即表示在通常港灣結構物耐用期間 50 年中，遭遇等級 2 之概率小於 10%。

至於地震等級與港灣設施之耐震功能間之關係可以下表來說明。

表 5 港灣設施耐震性設計時考慮之地震等級

地震等級	耐震設計所考據之地震	設 施	耐震功能
等級 1	再現期間 75 年之地震	所有的設施(除了其他之基準所規定的設施以外)	不損壞設施完整的功能
等級 2	再現期間數百年之地震，地殼內地震或板塊境界地震	耐震強化設施	保持所期待之功能

- 1.所有的港灣設施對於等級 1 之地震(設施使用期間發生機率較高之地震)，必須要能確保所要結構之安全，而且不損壞該設施完整之功能。
- 2.耐震強化設施(特別重要的設施，其耐震功能加以強化者)，在等級 2 之地震發生時(在設施使用期間發生之機率雖很低，但具有很大強度之地震)，所產生之損害輕微，而且地震後能很快回復其機能者。事實上日本在發生神戶地震前之港灣建設即已有「耐震強化碼頭」，而此亦與目前所設定之等級 2 之地震概念相同，但若僅有碼頭之耐震強化，而岸肩、臨港道路等被破壞時，亦無法確保港灣功能，因此耐震強化設施為對整體之耐震性加以評估。

在此所謂「不損壞設施完整之機能」係指保持當初結構之安定性，而「保持所期待之機能」係使設施即使受損壞，但也是輕微，地震後能很快地回復機能，至於如何確保此機能；此可經由適當的地震動力分析求取設施之位移等加

以確認。不過為方便計，基準在此將地震後暫時還可利用之變位量加以整理如下表以供參考。

表 6 由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針

	受災變形量：最大膨脹量亦或最大岸肩下陷量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	-7.5m 以下	-7.5m 以上	-7.5m 以下
使用可能	0 ~ 30 cm	0~20cm	0~30cm	0~20cm
限制使用	30~100cm	20~50cm	30~50cm	20~30cm

表 7 由功能上之觀點來看碼頭變型量之上限

結構物主體	岸肩整體沉陷量	20~30cm
	傾 斜	3~5'
	法 線 之 出 入	20~30cm
岸 肩	沉陷 岸肩上之落差	3~10cm
	岸肩與後線地落差	30~70cm
	傾斜 順坡斷 3~5% 逆坡 0%	

### 3.2.3 容許受損程度

結構物之耐震功能，隨所設定之地震等級，設定其所容許之受損程度。容許受損程度由結構物功能減低之影響與完全復舊之難易度（費用、時間）二個因素所決定。

所謂結構物之「功能減低之影響」為一廣義之用語，如作為海上運輸路線之功能降低之影響，對人命、財產之影響、危險品、有害物質之影響，作為震災復興據點之功能降低之影響等，同時亦含設施既有功能受災之影響；而結構物之完全復舊難易度，則依結構特性而異，例如重力式碼頭為由位移及傾覆角度，板樁式碼頭主要為由產生之應力狀態而定，所以容許受損程度，與結構物之功能與結構特性二者有關，若以定性之表現將受損程度以 I~III 級加以區分可表示如下：

表 8 耐震功能設計時容許受損程度

容許受損程度	與功能有關之受損程度 (緊急復舊之難易度)	與完全復舊有關之受損程度 (完全復舊之難易度)
受損程度 I	不須進行緊急修復，只要以簡易之修復即能回復功能	無受害亦或輕微的受害
受損程度 II	短期間之緊急復舊，即可恢復功能	中程度之受損
受損程度 III	短期間內功能回復困難	雖有顯著受損，但未破壞

### 3.2.4 重要性與耐震功能等級

考量設施之安全性及經濟性，為進行適當地設計，須考慮設施之重要度決定重要度時，應考慮以下之事項：

1. 設施之損壞對人命、財產之影響
2. 設施之損壞對社會、經濟之影響
3. 設施之損壞對其他設施之影響
4. 設施之替代性

耐震功能之等級與結構物之重要性有密切關係，通常結構物之重要性愈高，耐震功能之等級要求亦愈高。港灣結構物之重要性是隨功能減低之影響與完全復舊之難易度而定，亦可說是表現結構物受災影響程度之指標。

設計震度取大的話，結構物受損之災害額將較小，相反地，設計震度取小，初期建設費用雖較便宜，但將來受災額將較大，所以此初期工程費與預估之災害全額之總和（期待總費用）成為最小時，此為由經濟之觀點之最適設計震度，而經由重力式碼頭之試算研究結果，現行設計法所給予之設計震度，由經濟之觀點來看，還很適當。

此外，以震度法所作碼頭之設計，原本即是以背後地層或基礎地盤並未發生液化為前提所作之設計，所以即使是以很正確的震度法所設計之碼頭，當發生液化時，受災之可能性亦很大。

### 3.2.5 耐震功能檢驗

考慮耐震功能之設計，為如以上般依據結構物之功能、形式以及重要性，設定耐震功能後，其次檢討結構物是否滿足此耐震功能，此檢討稱為「耐震功能檢驗」而「耐震功能設計」即為依據此耐震功能檢意驗之結果，若有需要再進行結構斷面、液化對策之變更或改良，此即為完整之耐震功能設計過程。

### 3.3 耐震設計流程

下圖 1 為所有港灣設施之設計流程，圖 2 為耐震強化設施之設計流程，無論為何種設計流程，首先均為進行結構物之設計，在確定了各種尺寸後再進行液化檢討與對策，顯示重視港灣設施耐震設計之液化對策之重要性。

圖 1 等級 1 地震時港灣設施之設計流程

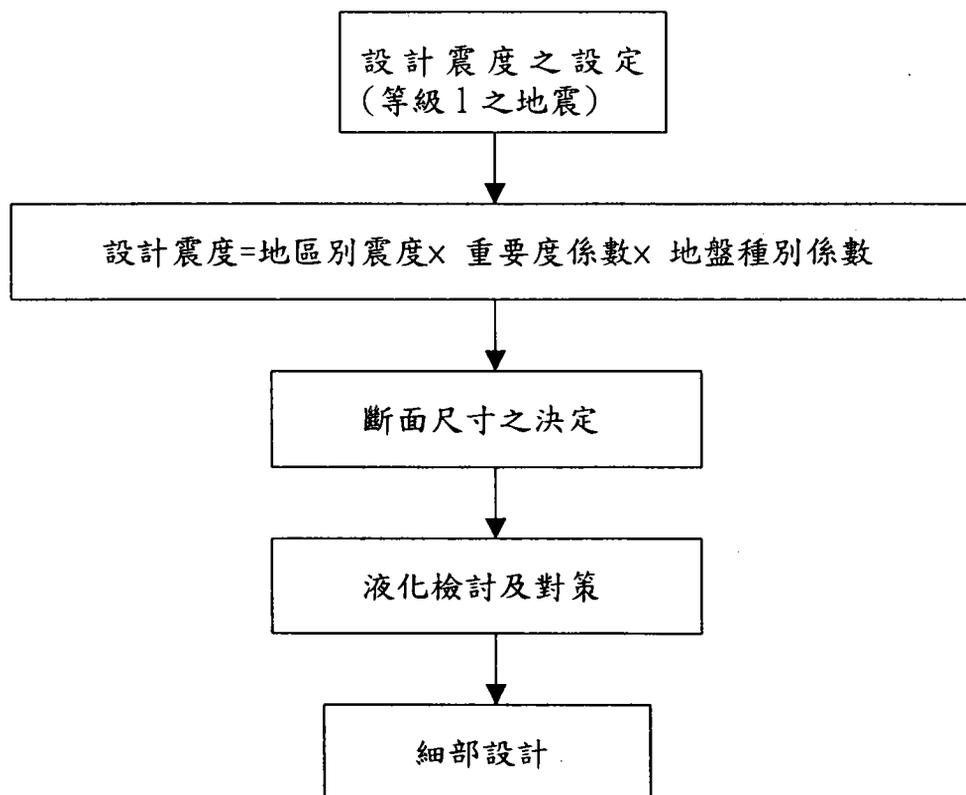
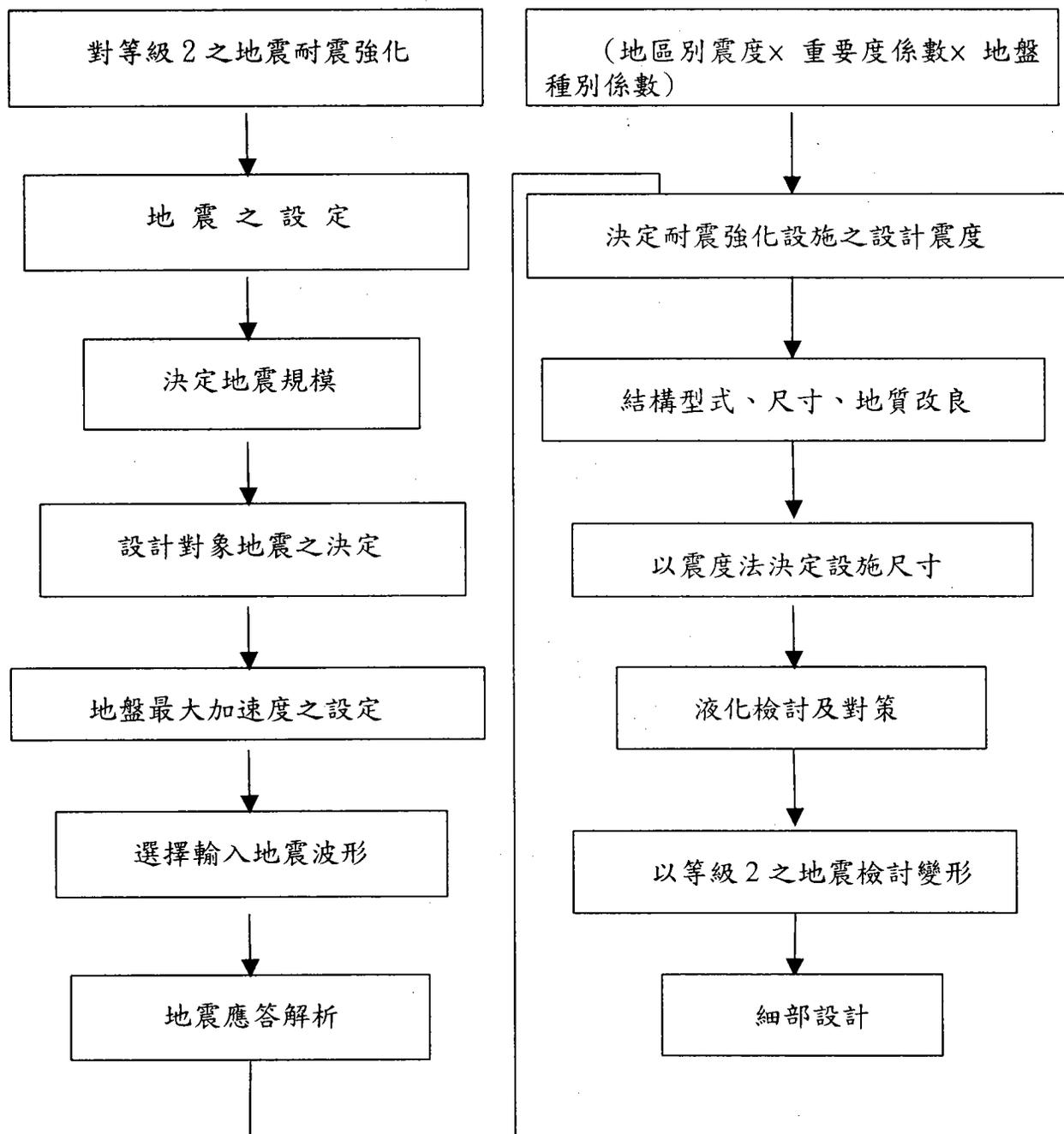


圖 2 等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程



## 第四章 台灣地區港灣耐震設計基準

依據民國八十六年，交通部頒佈『港灣構造物設計基準---碼頭設計基準及說明』，第九章耐震設計，作如下之規定。

### 4.1 耐震設計之目標

一般性之港灣結構物須設計、建造使其能至少抵抗工址 475 年回歸期之地震。

此處所謂之港灣結構物，主要係指碼頭結構。碼頭結構就其動力特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。

此處設定需要抵抗的大地震，為工址回歸期 475 年之地震，意即在碼頭結構物預計使用的 50 年壽命，只有百分之十的機會會碰到比此更大的地震。通常地震的大小，係以地表加速度來表示。對於重要性高的結構物，上述標準要加以提高，其設計地表加速度要再乘以用途係數。

對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 475 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之破壞。對非剛性結構物如棧橋式碼頭而言，在 475 年回歸期之地震發生時，容許產生塑性變形，但其韌性比不得超過其容許韌性容量。

### 4.2 剛性結構物之設計地震力

地震時與土體一起運動之剛性結構物，計地震力  $V$  依下式計算：

$$\begin{aligned} V &= K_h W \\ &= AIW \end{aligned}$$

其中  $K_h$  為設計震度， $W$  為結構物全部靜載重。

設計震度  $K_h$  為工址震度  $A$  與用途係數  $I$  之乘積。工址震度  $A$  隨震區不同而異，其值為工址 475 年回歸期之地震地表水平加速度係數  $Z$  除以 2.0。

重力式碼頭等之設計，在地震時除須考慮本節因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮地震動土壓與動水壓。

#### 4.2.1 概要

剛性結構物係地震時與土體一起運動之結構物，此時剛性結構物隨地表運動，其加速度與地表加速度相同。

根據文獻解說的說明，如重力式碼頭等擋土結構，若地震時可向海側產生稍許變形，則計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度  $K_h$ ，可取為地震地表加速度係數的一半。

#### 4.2.2 工址水平加速度係數

工址水平加速度係數  $Z$  代表工址回歸期 475 年地震地表加速度與重力加速度  $g$  之比值。台灣地區劃分為地震一甲區、地震一乙區、地震第二區及地震第三區，其對應之加速度係數分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18。各震區包括之鄉、鎮、市如下所列：

##### 1. 地震一甲區：

宜蘭縣：南澳鄉、蘇澳鎮。

花蓮縣：花蓮市、秀林鄉、新城鄉、吉安鄉、壽豐鄉、豐濱鄉、鳳林鎮、光復鄉、萬榮鄉、瑞穗鄉。

雲林縣：斗六市、古坑鄉、林內鄉、斗南鎮。

嘉義縣：大林鎮、梅山鄉、民雄市、竹崎鄉、中埔鄉、番路鄉、大埔鄉、水上鄉。

嘉義市

台南縣：東山鄉、白河鎮、後壁鄉、鹽水鎮、新營市、下營鄉、柳營鄉、六甲鄉、大內鄉、官田鄉、楠西鄉、玉井鄉。

##### 2. 地震一乙區：

宜蘭縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

花蓮縣：卓溪鄉、玉里鎮、富里鄉。

台東縣：綠島鄉、蘭嶼鄉及各鄉鎮市。

苗栗縣：獅潭鄉、頭屋鄉、苗栗市、公館鄉、銅鑼鄉、大湖鄉、西湖鄉、造橋鄉、三灣鄉、後龍鎮、三義鄉、卓蘭鎮、苑裡鎮、通霄鎮、竹南鎮、頭份鎮。

台中縣：東勢鎮、石岡鄉、豐原市、神岡鄉、清水鎮、沙鹿鎮、梧棲鎮、潭子鄉、大雅鄉、大甲鎮、大安鄉、外埔鄉、后里鄉。

雲林縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

嘉義縣：溪口鄉、新港鄉、太保市、鹿草鄉、六腳鄉、朴子市、義竹鄉、布袋鎮、東石鄉。

台南縣：北門鄉、學甲鎮、將軍鄉、佳里鎮、西港鄉、麻豆鎮、安定鄉、善化鎮、新市鄉、山上鄉、新化鎮、左鎮鄉、南化鄉。

屏東縣：恆春鎮、滿州鄉。

### 3.地震三區：

台北縣：林口鄉、八里鄉。

桃園縣：除大溪鎮、復興鄉外各鄉鎮。

高雄縣：茄萣鄉、湖內鄉、路竹鄉、阿蓮鄉、永安鄉、彌陀鄉、岡山市、梓官鄉、橋頭鄉、燕巢鄉、大社鄉、仁武鄉、鳥松鄉、大樹鄉、鳳山市、大寮鄉、林園鄉。

高雄市

屏東縣：屏東市、萬丹鄉、新園鄉、東港鎮、崁頂鄉、南洲鄉、林邊鄉、琉球鄉、九如鄉。

澎湖縣：各鄉鎮市。

4.地震二區：上述以外之地區。

金門與馬祖的工址水平加速度係數，分別為 0.20 與 0.15。

### 4.2.3 用途係數

為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，計算設計地震力時使用用途係數，其值介於 0.5 至 1.5，依下表決定之。

表 9 用途係數 I 值

結構物之種類	結構物之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 負有震災後復建工作之重要任務者。 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.5

### 4.3 非剛性結構物之設計地震力

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$$

式中

$$\frac{C}{Fu} \leq 1.1$$

$\frac{C}{Fu}$  經上式限制後，命為  $\left(\frac{C}{Fu}\right)_m$ ，則

$$V = \frac{ZI}{1.2} \left(\frac{C}{Fu}\right)_m W$$

其中  $Z$  為工址水平加速度係數， $I$  為用途係數， $C$  為工址正規化水平加速度反應譜係數， $W$  為結構物全部靜載重， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

#### 4.3.1 概要

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因周期不同，加速度之放大或縮小，亦即要考慮不同地盤約正規化水平加速度反應譜係數。此等結構物可設計為具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數  $F_u$ 。

#### 4.3.2 工址正規化加速度反應譜係數

工址正規化加速度反應譜係數  $C$  隨周期  $T$  與地盤種類而改變。結構物基本振動周期  $T$ ，單位為秒。

地盤之分類，依工址地盤周期  $T$  決定之。 $T_c \leq 0.2\text{sec}$  者為第一類地盤(堅實地盤)； $0.2\text{sec} < T_c \leq 0.6\text{sec}$  者，為第二類地盤(普通地盤)； $T_c > 0.6\text{sec}$  者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

#### 4.3.3 結構系統地震力折減係數

結構系統地震力折減係數  $F_u$  與結構系統容許韌性容量  $R_a$ 、基本振動周期  $T$  及地盤種類有關。韌性容量  $R$  與結構系特性係數  $R^*$  間之關係如下：

$$R = \frac{R^*}{1.2}$$

而容許韌性容量  $R_a$  與韌性容量  $R$  間之關係如下:

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$$

一般棧橋式碼頭，若樁頂與碼頭版面的梁剛接，並控制塑鉸產生在樁頂，樁頂附近並配合配置圍束箍筋者；或樁頂與梁鉸接，並控制塑鉸產生在樁之底部某處，且配合配置圍束箍筋者，結構系統特性係數  $R^*$  可取 3.0。

各種地盤  $F_u$  值與  $R_a$ 、 $T$  間的關係如下。

### 1. 第一類地盤(堅實地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.242)}{0.091} & ; 0.242\text{sec} \leq T < 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} \leq T < 0.242\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} \leq T < 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

### 2. 第二類地盤(普通地盤)

$$Fu = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.308)}{0.157} & ; 0.308\text{sec} \leq T \leq 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} \leq T \leq 0.308\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

### 3. 第三類地盤(軟弱地盤)

$$Fu = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.406)}{0.205} & ; 0.406\text{sec} \leq T \leq 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2\text{sec} \leq T \leq 0.406\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.2)}{0.17} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.2\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

當結構物之周期較短時，C 值大而 Fu 值小，設計地震 V 會很大。謹考慮短期結構物與土壤的互制作用較顯著，其有效阻尼比較大，因此 Fu 值不必超過 1.1。

### 4.4 921 地震後修正

921 地震後經交通部邀集相關之學者專家對現行基準作了若干修正將其整理如下表：

表 10 九二一地震後碼頭相關設計規範修訂摘要說明表

章節	原 規 範	修 訂 規 範	說 明
9.2.2 工址水平加速度係數	地震分四區，Z 值由 0.18~0.33	地震分兩區，Z 值為 0.23、0.33	水平加速度 Z 值改變
9.3 非鋼性結構物之設計地震力	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$ 式中 (C/Fu) ≤ 1.1	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha_y}$ 式中 (C/Fu) ≤ 1.1	加入 $\alpha_y$ 值(起始降伏地震力放大倍數)
9.3.2 工址正規化加速度反應譜係數	表 9-3.1 中正規化加速度反應譜係數 C 在長週期 T 時，C 取 1.25	表 9-3.1 中，C 值在長週期時取 1.0	C 值在長週期時係數修正
9.3.3 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數	僅針對 Fu(地震力折減係數)與 Ra(結構系統韌性容量)間之關係作一說明	鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\alpha_y$ 可取 1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。	$\alpha_y$ 值取用說明
9.4.2 設計地表加速度	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu}$	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
9.4.3 加速度反應譜	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2} g$	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2\alpha_y} g$	加入 $\alpha_y$ 值
9.5 地震時之動土壓	計算動土壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 Kh，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動土壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 Kh，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
9.6 地震時之動水壓	計算動水壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 Kh，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動水壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 Kh，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
9.7 載重組合	結構物之設計，宜採用極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，靜載重效應之載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應 EQ、動態土壓力效應 E 及動水壓力 H 之載重係數可酌予調整，使容許應力設計法結果與極限強度設計法之設計結果相近。	結構物之耐震設計亦可採用容許應力法設計之，惟設計者應依國際慣用並經業主同意之設計規範中，有關載重組合之相關規範進行設計，其地震力效應 EQ 中之 $\alpha_y$ 應依所採用之規範分析制定之。	

## 4.5 實例探討

以日本神戶港為例，基準修正前後地區別震度均為 0.15，而重要度係數一般性構造物為 1.0 (B 級)，重要構造物為 1.2 (A 級)，耐震強化碼頭之重要度係數為 1.5 (特級)，由於震災之發生，重新檢討結構物之重要性，結果將 7.5 公尺以上之大型碼頭或很重要之小型碼頭、護岸等，將原本重要度為 B 級者提昇至 A 級，使得設計震度在震災前為 0.1~0.18 之碼頭，復舊後提昇至 0.20，增加其耐震性。而耐震強化碼頭，由於在此次之地震所受損壞輕微，所以設計震度仍比照以往之 0.25。但由本次震災後之狀況來看，耐震碼頭之功能，不僅是緊急時之物資運送為目的而已，亦應當作為緊急時之一般裝卸作業之功能，因此，為檢討大地震時之碼頭安定性，需以地震動力分析來驗證。

此外，在神戶港地震之時，由於幾乎神戶港內大多為相同的重力式碼頭為主，因此幾乎也多承受相同之損害，地震所獲得之教訓為假若港區內結構型式能多樣化，對地震之反應亦將不同，所以未來結構型式之選擇時，多樣化亦將是考慮之一因素。

目前之設計法，係依重要度而決定設計震度，但在耐震功能設計上重要度與地震等級為獨立設定的，但重要度與耐震功能等級互有關聯，所以現行設計法與耐震功能設計在考量上雖有基本之不同，但其結果是相同的。

再以台灣地區為例，早期台灣地區各港口設計震度之取法，主要為參考日本基準，結構物不分剛體或非剛體，設計震度=地區震度×地層分類係數×重要度，當時台灣地區各國際港口慣用設計地震震度整理大致如下表所示，其地區震度則依建築技術規則。

表 11 基準頒佈前台灣各港口慣用設計震度

港 口	重力式碼頭	棧橋式碼頭	版樁式碼頭
高雄港	0.1	0.1	0.1
基隆港	0.1	0.1	0.1
台中港	0.15	0.15~0.18	0.15
花蓮港	0.2	0.2	0.2

由該表可知，當初對重要度係數並無很明確的認知，而是將港灣構造物大多視為重要構造物來設計，而在交通部之基準頒佈後，重力式結構物與以往之震度並不會有很大之差異，但在非鋼性結構物方面則有存在很大之差異。而 921 地震後依新修定之基準其與現行基準之異同列表如下

表 12 依據交通部頒基準各港口設計震度表

港 口	地震分區	項 目	重力式	棧橋式	鋼板樁式
基隆港	2 區 0.23	原基準	0.115	0.192	0.192
	乙區 0.23	921 後修正	0.115	0.159	-
高雄港	3 區 0.18	原基準	0.09	0.15	0.15
	乙區 0.23	921 後修正	0.115	0.19	
台中港	乙區 0.28	原基準	0.14	0.23	0.23
	甲區 0.33	921 後修正	0.165	0.23	
花蓮港	甲區 0.33	原基準	0.165	0.275	0.275
	甲區 0.33	921 後修正	0.165	0.23	

註：

- 地震式採  $V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha_y}$
- 棧橋式碼頭採鋼管樁式計算
- 用途係數 I 取 1.0
- 各區的  $\left(\frac{C}{Fu}\right)_m$  取 1.0

## 第五章 結論與建議

經由本次之檢討分析發現，目前港灣結構物之設計與日本相比趨向於保守，對所有結構物均以 475 年回歸期之地震為對象，同時大都採相同之重要度，將來是否應予區分可待進一步之討論，另外，耐震強化碼頭之觀念頗值得學習，至於設計理念，亦有待進一步釐清。

在設計震度之決定方面，依照現行部頒基準，會使得剛性結構物之震度遠小於具脆性之非剛性結構物，此非常不合理，應加以再檢討，同時非剛性結構物之震度決定程序頗為複雜，非一般技術人員可勝任，此作為基準是否合適。

在 921 地震發生後，重新檢討現有設計基準之適用性時，才發現有很多未遵守之現象，交通部頒基準之定位究竟係只供參考，亦或具有一定之地位，此有待進一步釐清。

有關碼頭設計基準及說明修訂後，經初步檢討仍有以下之疑點：

1. 非鋼性之鋼筋混凝土結構物採強度設計法時，若依規範將  $\alpha_y$  值取 1.0，則設計地震力將明顯偏高，詳下表所示，故  $\alpha_y$  值似應有檢討修訂之必要。

**表 13 非鋼性結構物之耐震設計比較表(RC 結構物)**

規範	交通部修訂之碼頭設計基準	交通部修訂之公路橋樑設計基準	建築物耐震設計規範
公式	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I: 重要度係數, 取 1.0 $\alpha_y$ : RC 結構物, 取 1.0	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I: 重要度係數, 取 1.0 $\alpha_y$ : RC 結構物, 取 1.65	$K = \frac{ZIC}{1.4Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.0, Z= 0.33 I: 重要度係數, 取 1.0 $\alpha_y$ : RC 結構物, 取 1.5
K 值	0.30	0.18	0.16
備註	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法

註：同以台中港區之非鋼性之鋼筋混凝土結構物為例，碼頭結構之設計地

震力遠高於橋樑及建築物，故其 $\alpha_y$ 值(規範定為1.0)應有檢討之必要。

2.應針對各種不同材料及不同設計法之 $\alpha_y$ 值作一明確規範說明，因港灣之非鋼性結構物(如棧橋式碼頭)於設計時多採用工作應力法設計，而本次修訂規範中鋼構結構物採用工作應力法設計時，並未針對其 $\alpha_y$ 值作一規範或說明，致設計者需引用其他規範，無法統一，建議應檢討後加以規範。

3.全省分區地震震度是否有再檢討之必要

設計震度取捨，分剛性與非剛性兩種，在剛性結構方面，採傳統 $K=AIW=ZIW/2$ 方式處理，雖然有用途係數可調整設計震度，但一般工程師不易了解容許災損與重要度之關係，而在921地震後，全國震區分佈調整後，東部之花蓮港之設計震度將與台中港、麥寮港、安平港、布袋港...等相同，均列入地震甲區，水平加速度係數取 $Z=0.33$ ，與長久以來港灣設計採用之地震係數有很大不同，今配合地區震度修訂，是否合理且合宜，值得深入探討與省思，且在新震度區分下，全國所有港口將只有兩種，一為地震甲區，一為地震乙區，影響所及除了各國際港口之投資費用將提昇外，就是各漁港，由於大多採用傳統重力式結構，屆時如果一切按規範施作，那建設費用大幅提昇是可預期的，造成國家財政問題。在非剛性結構物方面，地震力取捨於港灣規範採用與建築橋樑相同之動力模式(交通部另行新頒之修訂本)，但對於 $\alpha_y$ 則未有明確規定，其中更將混凝土構造物訂為1.0，係屬相當不合理，因為同地區港灣構造物之設計震度將遠大於橋樑及建築。至於鋼構件之非剛性結構物，則僅略以：「依設計者採用之規範之相關規定辦理」。如此之港灣規範似無任何效力，也沒有任何用處。

4.建議：

隨著內政部頒訂之修訂地區震度分佈，可預期全國各國際港、商港、漁港等港灣設施，其設計震度將大幅提高，港灣構造物之設計斷面勢必更巨大，影響所及對於目前多強調BOT之各國際港口而言，如何吸引投資業者在增加投資成本情況下，取得合理投資效益，對於政府則為港灣建設成本，尤其是各級縣市政府。故是否有必要通盤檢討各港之地區震度(非用內政部那一套)，或仍採用內政部那一套但重新檢討調整用途係數，導入地區不同、港口功能不同、碼頭功能不同、.....等觀念，同時引用日本耐震強化碼頭觀念，各港口積極評估選擇耐震強化碼頭，來符合實際之需求與在安全及投資成本、經濟效益間取得

平衡。

非剛性結構物之設計觀念，是否通盤檢討港灣構造物之適用性，求得地震力時，相關~~系~~<sup>數</sup>值應明訂，且地震載重組合之係數亦須明訂，以為設計者規範。

## 參考文獻

- 1.交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，1997,7
- 2.日本港灣協會，「灣構造物設計基準」，1967年
- 3.日本港灣協會，「港灣の施設の技術上の基準同解説」，1979,3
- 4.台灣省政府交通處，「港灣構造物設計標準」，1980,7
- 5.日本港灣協會，「港灣の施設の技術上の基準同解説」，1989,6
- 6.日本港灣協會，「港灣の施設の技術上の基準同解説」，1999,4
- 7.稻富隆昌等，「1995年兵庫縣南部地震による港灣施設等被害報告」，港灣技研資料No857，運輸省港灣技術研究所，1997

# 集集地震臺中港沈箱滑移之初步分析

陳正興<sup>1</sup> 黃國祥<sup>2</sup>

1 國立台灣大學土木工程學系 教授

2 國立台灣大學土木工程學系博士班 研究生

## 摘要

臺中港區之#1至#4A碼頭於民國88年9月21日凌晨遭受集集地震侵襲時發生災害，其重力式沈箱碼頭產生滑移，後線作業區有噴砂、龜裂與下陷現象，損失不輕。本文針對其沈箱穩定性進行初步分析，根據所蒐集之調查與設計資料，以擬靜態穩定分析法檢討其抗滑動與抗傾倒之安全係數，而以滑動塊體分析法進行反算分析，推估臺中港區沈箱背填土壤於地震期間可能激發之平均超額孔隙水壓力以及其影響範圍。分析結果顯示，沈箱產生滑移所需之超額孔隙水壓參數 $r_u$ 達0.7以上，而不穩定土楔之地表延伸範圍可達100公尺以上，與現場災損情形相當一致。

## 第一章 前言

1999年9月21日凌晨1時47分15.9秒於南投縣集集鎮東北方約2公里處，發生芮氏規模 $M_L=7.3$ 之大地震，震源深度約為8公里，斷層出露地表之破裂線長達105公里，地震強度搖撼台灣全島，造成無數之地變、山崩、屋倒、橋垮與路毀，亦有多項水利、電力與通訊設施嚴重受損，人民生命財產遭受鉅大之重創，總計二千餘人死亡，一萬餘人受傷，房屋全毀者超過一萬棟以上，估計直接損失達新台幣約3000億以上，社會總體損失更是無法量計，為台灣百年罕見之大地震與災害。

此次集集大地震所造成之災害中，台中國際商港之#1至#4A碼頭亦發生損

害，擋土沈箱向海側滑移而後線作業區有噴砂、龜裂與下陷現象，使得#1 至#4A 碼頭區無法正常作業，頗受國人重視。同樣地，於 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震中，神戶港口地區亦發生嚴重之土壤液化現象，港口護岸損壞情形更是嚴重，水平位移達數公尺之多，各項設施亦因地層下陷而不堪使用，使港口幾乎完全癱瘓，損失不計其數。

由於上述兩地震相繼造成重要港口之沈箱碼頭受損害，使得擋土結構之耐震性引起普遍之關切，成為港灣及大地工程師必須再度重新探討之問題。但是由於土壤之組成律以及地震的不確定性，目前對於港灣擋土結構受震行為之研究仍未臻完善，慣用之耐震設計方法亦過於簡單，似乎有重新檢討與改進之必要。有鑑於此，本研究擬針對臺中港於集集地震受損之案例進行初步分析，探討其破壞模式與機制，可作為修護與補強之依據，更可作為未來改進相關設計規範之參考。

## 第二章 臺中港沈箱之損害

### 2.1 災害調查

臺中港為我國六十年代之十大建設之一，於民國 63 年間開始興建，使成為台灣中部地區之國際商港。港區共有四十五座碼頭，其中#1 至#4A 碼頭位於港區北渠道北側，全長共 1135 公尺，為沈箱式設計之深水碼頭，此段碼頭於本次集集地震時發生損害，擋土沈箱向海側滑移，其後側作業區發生土壤液化現象，地表嚴重下陷與龜裂，為我國歷年來港埠設施遭受地震損害最嚴重之一次。

台中港於集集地震發生災損後，已有很多之災損調查報導，詳細情形可參考各調查報告內容[1, 2, 3]，本文為研究需要以下僅針對#1 至#4A 碼頭沈箱之滑移情形作一概略性之敘述。根據交通部運輸研究所港灣技術研究中心於地震後所作之測量結果顯示[1]，地震後#1 至#4 碼頭法線往港池方向產生微弧狀偏移現象，若以現地 00-44 繫船柱基線為準，#1 碼頭偏移量為 5~15cm，傾角（向海側）為 1.5%~4%，#2 碼頭偏移量為 75~95cm，傾角約 1%左右，#3 碼頭之偏移量為 65~160cm，其中最大位移發生於 28 與 29 號沈箱之間，最大傾角約為 4%，#4 與#4A 碼頭之偏移量較小，平均約有 5~10cm 之偏移量。另根據宇泰工程顧問公司之勘災報告 [2]，測量所得沈箱變位亦具有類似之分布情形，其最大變位為 168cm(28 與 29 號沈箱之間)，此外相鄰沈箱間隙亦因沈箱滑移而變大，各碼頭沉箱間隙自標準 10cm 擴大為 20cm 至 40cm 不等，更嚴重者亦有擴大達 123cm 者。

由於#1 至#4 碼頭之沈箱產生往港池方向之偏移現象，其與背填土間大都產生明顯裂縫，情形較嚴重者之裂縫寬度達 50~60cm，背填土之相對下陷量達 1m 左右。而後線作業區範圍內有多處裂縫及噴砂現象，影響範圍達 150m 左右（距海側），平均沉陷量達 50cm 以上，其中#1 與#2 碼頭區域更有多處大型坑洞產生，坑洞寬度達數十公尺，深度有達 5 公尺者，破壞情形相當嚴重。

## 2.2 沈箱工程概述

臺中港#1 至#3 碼頭護岸工程採沈箱式設計，沈箱剖面如圖 1 所示，船席水深低潮線下-13 公尺，於民國 63 年 12 月開工，主要之工程於 65 年 9 月完成，施工順序依序為基礎挖泥、挖泥邊坡、基礎拋石及整平、沈箱製作及安放填充、沈箱背填及碼頭面附屬設施等。其中基礎挖泥至高程-15.4 公尺，挖泥邊坡從碼頭線至內陸 70 公尺處約為 1:3.5 邊坡，沈箱填砂係以抽砂船抽取港池之砂土直接回填於沈箱內。

沈箱背填作業是當沈箱安放穩定後陸側先回填卵石及背填濾料，然後以水力回填方式實施背填土。其中背填卵石是以#4 篩以上石料依 1:1.5 邊坡拋成，濾料係採 10 公分以下河床料鋪設 2 公尺厚度。水力回填工作係分別於#20、#29 及#3 沈箱背填築水力回填隔堤，築堤材料為大甲溪河床料，以卡車載運直接倒放填築。築堤完成之後，即以挖泥船抽取港池內之泥砂直接排填[4]。

## 第三章 擬靜態法穩定分析

### 3.1 分析方法

在港灣工程中，擬靜態法穩定分析為工程界最常用之擋土結構耐震設計方法，其方法主要是以適當的地震係數乘上自重，以考慮地震期間之慣性作用力，計算方式完全是依照靜力平衡方式考慮之。地震時之動態土壓力通常是以 Mononobe-Okabe 動態土壓力理論考慮之，即

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \quad (1)$$

其中， $K_{AE}$ ：地震時牆背填土之主動土壓力係數；

$\phi$ ：牆背土壤之內摩擦角；

$\gamma$ ：土壤單位重；

$\psi$ ：牆背面與垂直面交角，以逆時針方向為正，順時針方向為負；

$\delta$ ：牆背面與土壤間之摩擦角；

$\theta = \tan^{-1} k$ ，其中  $k$  為水平向地震係數。

對於動態水壓力之計算方面，根據日本港灣碼頭技術標準[5]中之規定，設計分析時可忽略牆前側之動態水壓力，並可將牆背填土之動態水壓力合併於上述之土壓力計算式中，以方便計算，此時水平向地震係數  $k$  應改用視地震係數  $k'$ ，即：

$$\theta = \tan^{-1} k', \quad (2)$$

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k \quad (3)$$

擬靜態穩定分析法僅能計算得代表穩定性的安全係數，並沒有提供任何有關擋土結構受震產生滑移之資料。此法雖有上述之缺點，但是由於長期以來已具有相當多之工程案例與經驗，使用擬靜態法穩定性分析仍然具有相當重要之參考價值。

## 3.2 土壤參數

欲進行臺中港#1至#4A碼頭之穩定性分析，首先蒐集其地質資料，評估其土壤參數，作為穩定分析之基本資料。

### 1. 原地盤

目前根據臺中港第一期完工報告，過去曾於民國59年5月委託經濟部工業研究所進行港區內原地盤之地質鑽探，在計畫興建#1至#4A碼頭之區域內共有9孔，結果顯示原地盤之海床為沈泥質砂與沈泥質細砂所構成之海沖積土層，中間偶夾有薄層黏土，各孔鑽探結果相似，約可概分為三層：

- (1) 上層：0~11 公尺，為鬆至密之沈泥質砂與沈泥質細砂。
- (2) 中層：11~26 公尺，為比較密至堅密之沈泥質砂與沈泥質細砂。
- (3) 下層：26 公尺以下，為很堅密之沈泥質砂與沈泥質細砂。

於標高-10 公尺以內之地層，其標準貫入試驗 N 值約為 10，抗剪角約為 30°，標高-10 公尺以下之地層，其標準貫入試驗 N 值超過 10，屬於密至堅密之沈泥質砂與沈泥質細砂，抗剪角約為 35°。

## 2. 背填土壤

沈箱背填土壤包含有背填卵石、背填濾料，及以水力回填方式填築之背填土壤，其中水力回填作業係以挖泥船抽取港池內泥沙直接排填。由於#1 至#4A 重力式沈箱碼頭背填土壤未曾於完工後進行相關之地質鑽探調查，目前暫時依照 Peck 等人(1973)之建議，以疏鬆沈泥質砂來考慮之，其標準貫入試驗 N 值不超過 10。為便於分析，將重力式沈箱碼頭之背填土壤剖面視為單一土層，其抗剪角 $\phi$ 依照上述之判斷，暫以 $\phi=30^\circ$ 進行初步穩定分析；至於背填卵石顯然具有較大之抗剪角，可增加整體穩定性，惟其效果則不易客觀量化，故於本章之擬靜態穩定性分析時暫不考慮其效應，以作保守之分析評估。

### 3.3 背填土未液化時之沈箱穩定性

地震災害發生後，根據對於#1 至#4A 碼頭之變形測量結果顯示，沈箱產生向海側方向滑移與傾斜之現象，而沈箱本身之沈陷量相對而言幾乎可以忽略，因此，以下分析主要針對重力式沈箱之抗滑動與抗傾倒穩定性進行初步之探討。

茲將穩定性分析之簡化模型示如圖 2 所示，其中 $\gamma$ 代表土壤總單位體積重量， $\delta$ 代表背填土壤與沈箱牆背之摩擦角，另參閱臺中港第一期完工報告[4]，假設沈箱底部與基礎拋石之間的摩擦係數 $\mu$ 為 0.5。此外，根據潮汐資料顯示，地震來襲當時之海水面高程為+1.9 公尺[1]，正當最低潮位，至於殘留水位，可以平均高潮位減去平均低潮位後除以 3 計算得約為 1.3 公尺，其影響不大，故本分析暫不考慮殘留水位之影響。

本文於進行重力式沈箱的擬靜態穩定性分析時，假設鋼筋混凝土單位重為

2.45 t/m<sup>3</sup>，箱內填砂單位重則以 1.8t/m<sup>3</sup> 及 2.0t/m<sup>3</sup> 兩情形分別考慮之，因此沈箱自重為 657.20t/m 及 707.20t/m，當扣除水浮力後，沈箱之浸水自重為 392.00t/m 及 442.00t/m，同時又於上述之兩種情形中，分別比較背填土壤與沈箱牆背之摩擦角為 $\delta=0^\circ$  及 $\delta=15^\circ$  兩種不同狀況。茲將穩定分析中所包含各力之分量表示如圖 3 所示，以 $\phi=30^\circ$  為例，其中  $K_{AE1}$  與  $K_{AE2}$  分別代表地下水面上與以下之動態主動土壓力係數。目前常用之擬靜態設計法並不考慮背填土壤液化後之影響，故本節首先假設背填土未液化時之情況進行沈箱穩定性分析。

假設沈箱內填砂總單位重 $\gamma=1.8\text{t/m}^3$  之分析結果如圖 4 與圖 5 所示；當沈箱內填砂單位重愈高者( $\gamma=2.0\text{t/m}^3$ )，穩定性就愈好。

### 1. 抗滑動穩定性：

圖 4 表示沈箱抗滑動之安全係數與水平地震係數 $k_h$ 之關係，於靜態( $k_h=0.0$ )時，抗滑動之安全係數高達 2.4 以上，抗滑動之安全係數隨著水平地震係數之增加而遞減，假設牆背摩擦角 $\delta=0^\circ$  時，水平地震係數 $k_h$ 達 0.12 時仍有大於 1 之抗滑動安全係數，考慮牆背摩擦角 $\delta=15^\circ$  時，則具有較高的安全係數。

### 2. 抗傾倒穩定性：

地震期間之背填土壓力作用位置與擋土結構之位移模式有關，為了保守估計沈箱抗傾倒之穩定性，假設沈箱所承受之土壓力合力作用位置位於沈箱之中央高度處。分析結果如圖 5 所示，於靜態時( $k_h=0.0$ )時，抗傾倒之安全係數高達 4.0 以上，隨著地震係數之提高至 0.2 時，安全係數仍有 1.2 以上，顯示其抗傾倒之穩定性應無問題。

## 3.4 背填土完全液化時之沈箱穩定性

目前常用之擬靜態設計法並不考慮背填土壤液化後之影響，但有鑑於台中港#1 至#4A 碼頭區域於地震後有嚴重之龜裂與孔洞現象，並殘留有大量之噴砂痕跡，顯然於本次地震中有土壤液化現象發生，因此，本節再行考慮假設地下水面以下之背填土壤完全液化後之情形進行分析。

對於假設背填土壤完全液化後之分析，可參考 Ishibashi & Madi [6] 之建議，假設背填土壤液化後為比重 2.0 t/m<sup>3</sup> 之重液體；圖 6 為此情況時各力分量之示意圖， $k_h$  表示水平地震係數，其中沈箱之左側代表海側，而右側代表陸側；

於海側方面有 Westergaard[7]動態水壓力  $120.55k_h$  t/m 及靜水壓力  $111.00$  t/m，其中動態水壓合力  $P_w$  計算方式如下

$$P_w=0.543\gamma_w(H_w)^2k_h \quad (4)$$

式中  $P_w$  代表每米寬度之動態水壓合力， $\gamma_w$  代表水之單位重，而  $H_w$  與  $k_h$  分別表示水深與地震係數，其合力位於牆底起算  $0.4H_w$  高度處。另外於陸側之海水面以下，靜態液體壓力為  $222.00$  t/m，Westergaard 動態液壓力為  $241.10k_h$  t/m，以及海水面以上之土壤自重均佈荷載  $7.74$  t/m 所造成之液壓力  $115.32$  t/m；海水面以上之土壓力作用則假設液化後剪力波無法傳遞至海水面以上，依照靜態主動土壓力  $5.5$  t/m 考慮之，至於沈箱本身則有慣性力  $657.20k_h$  t/m 或是  $707.20k_h$  t/m 作用，沈箱底部之抗滑能力則是以其垂直向有效反力乘以摩擦係數  $\mu$  考慮之。

分析時假設海水面以下背填液化土壤與沈箱之間的摩擦角  $\delta=0^\circ$ ，對於沈箱內填砂總單位重  $\gamma=1.8$  t/m<sup>3</sup> 與  $\gamma=2.0$  t/m<sup>3</sup> 兩種情形之分析結果如圖 7 與圖 8 所示。

### 1. 抗滑動穩定性：

如圖 7 所示，安全係數隨著水平地震係數之增加而遞減，當水平地震係數達到  $0.1$  時，安全係數則僅有  $0.6$  左右，即使於  $k_h=0.0$  時，其安全係數仍然稍微小於  $1$ ，表示此種情況之穩定性不足。

### 2. 抗傾倒穩定性：

如圖 8 所示，抗傾倒之安全係數較高，於  $k_h=0.0$  時，抗傾倒之安全係數達  $2.3$ ，當地震係數為  $0.2$  時，仍然有安全係數  $1.75$ 。

由以上之擬靜態穩定性分析結果顯示，如圖 4 至圖 8 所示，臺中港沈箱之抗傾倒穩定性應無問題，即使在假設背填土壤完全液化之情形進行分析，於地震係數  $0.2$  以下時，計算所得之抗傾倒安全係數仍然相當高。但是其抗滑動之穩定性就值得注意：對於背填土壤尚未液化時，重力式沈箱具有之抗滑動設計地震係數為  $0.12$  以上，然而於液化發生之後，其安全係數將小於  $1$ 。此外，若是合併殘留水位與海側動態水壓力兩因素同時考慮，則於地震係數  $k_h=0.0$  至  $0.2$  之範圍內，其對應之安全係數至多折減為目前分析結果之  $94\%$ 。

對於上述之擬靜態法穩定分析結果，特別要說明的是，擬靜態法穩定分析因為方法簡單，仍然是擋土結構常用之耐震設計方法，但是由於其含有相當多之簡化與假設，實際之工程環境不一定完全滿足其假設與簡化之行為模式。尤其是當工程師欲對破壞案例進行探討檢核時，對於其分析所得之安全係數僅能依照其是否大於 1 而判斷是否安全，然而對於擋土結構於地震期間之行為如滑移量等，則應該以動態分析進行檢討。

## 第四章 滑動塊體法分析

相對於擬靜態分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法[8]的精神是考慮土工結構之容許滑移量，分析地震加速度歷時作用期間，土工結構受震超出其抗滑能力時之反應，計算地震引致之總滑移量；此法不僅能提供大地工程師最重要之量化數據，而且不需要大量材料參數與運算工作，因此，滑動塊體分析法已經漸漸成為土工結構耐震分析的重要方法，符合近年來所發展"性能設計"之趨勢[9,10]。

### 4.1 分析方法

當地震發生時，邊坡面上之土楔因慣性力作用，有向外滑動之趨勢，當驅動力大於土楔之抗剪力時即可引發滑動。滑動塊體分析法的觀念是由 Newmark[8]所提出，如圖 9 所示，假設滑動塊體為剛體，而滑動面的力學行為符合剛塑性模式。當地震發生時假設地表位移歷時為  $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為  $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，當驅動力大於滑動面之極限抗剪力時即可引發滑動，此時之加速度稱為臨界加速度  $N$ 。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動，而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度為零，則滑動停止，塊體又與地表一起運動。根據滑動面為剛塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度  $N$  運動，滑移量即可由滑動塊體對地盤之相對加速度積分兩次而得。

### 4.2 地震記錄

在中央氣象局所量得之 9 月 21 日集集主震資料中，最靠近臺中港區之地震記錄為位於台中縣清水國小測站之記錄(TCU059)。清水國小測站位於臺中港東南方約 4.7 公里處，所量得水平兩方向之加速度歷時記錄如圖 10 所示，地震延

時長達 90 秒，南北向記錄之最大地表尖峰加速度值為 152 gal，而東西向記錄之最大地表尖峰加速度值為 165 gal；根據富氏譜分析，知此地震記錄之卓越週期為 1.2 秒，屬於相當低頻之振動。

### 4.3 背填土壤尚未液化之滑動分析

地表運動引致擋土結構之滑移量受地震延時、加速度峰值及卓越週期等因素影響甚鉅，但由於沒有在臺中港區內直接量得之地震記錄可用，以下分析將引用清水國小之南北向及東西向記錄作為輸入運動，以滑動塊體法分析臺中港區沈箱受震時可能引致之滑移現象。

地震作用時，沈箱所承受之力量包含有沈箱自重之慣性力，海側之靜、動態水壓力，以及陸側之動態土壓力，其中有關於陸側之動態土壓力之問題較複雜，是目前仍在研究之課題，尚未有一致的明確結論，因此，本節將僅就圖 2 所示簡化模型，視背填土壤為單一土層（不考慮背填卵石效應）且尚未液化時之條件下進行簡化分析。於分析時，陸側動態土壓力是以 Mononobe-Okabe 動態土壓力理論考慮之，同時假設背填土壤為沈泥質細砂而滲透係數極小，地震期間孔隙水與土壤顆粒完全一起運動。

分析結果示於圖 11，表示出相對速度及相對位移歷時；於南北向記錄輸入時，滑移量僅有 1.6 公釐，而東西向記錄輸入時亦僅有 2.6 公釐。據此分析結果顯示：當假設背填土壤尚未液化時，臺中港重力式沈箱受上述地盤運動時幾乎不會產生滑動。

### 4.4 根據現場變形量之反算分析

將前節假設背填土壤未液化之滑動分析結果與臺中港區#1 至#4A 碼頭之現地變形狀態比較，明顯地可以推斷地震期間之陸側動態土壓力遠大於前節之假設。若從完工報告之說明與現場的損壞情形，推估水力回填之沈泥質細砂於地震期間之反覆剪應變過程中激發超額孔隙水壓，使其土壤強度減為殘餘抗剪角  $\phi$ ，導致背填廣大區域土壤形成巨大質量之不穩定土楔，於地震期間發生滑動，其慣性力將遠大於 Mononobe-Okabe 動態土壓力理論之假設估計，因此，就地震災害當時之情形而言，顯然無法以傳統之陸地上擋土牆設計方法考慮之。若

欲探究真實的受損過程，背填土壤的動態行為乃是重要的研究課題，惟現階段仍於鑽探取樣之作業當中，詳細的動態分析留待日後進一步研究。

由於#1 至#4A 碼頭，除了#2 碼頭之外，後方皆有巨型建築物，其對於鄰近地盤之影響不易評估，為了簡化問題，本節主要針對#2 碼頭之情形進行反算分析。從港灣技術研究中心的測量結果，顯示#2 碼頭附近沈箱頂端之於水平位移量約為 80 公分，傾斜角約為  $1^\circ$ ，據此推估此沈箱底部之水平位移量約為 50 公分，以下將以此沈箱之滑移量作為代表性之分析。

本研究採用之分析模型如圖 12 所示，係依據圖 1 所示之剖面將其分為三個區域，依序為沈箱區、背填卵礫石區與不穩定土楔區，其中沈箱與背填卵礫石均假設為剛體，而不穩定土楔區係表示於地震期間之有效振動土體，其水平作用力將傳經卵礫石區及沈箱區而引致沈箱產生滑動，圖中假設之土楔大小為一底部為  $\alpha$  角度之土楔，其值與超額孔隙水壓  $r_u$  具有下列關係

$$\alpha = \tan^{-1}((1-r_u) \tan \phi) \quad r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} \quad (5)$$

其中  $r_u$  為超額孔隙水壓係數，定義為超額孔隙水壓  $\Delta u$  與土壤有效圍壓  $\sigma'_0$  之比值，而  $\phi$  為背填土壤之抗剪角。上式表示當超額孔隙水壓於地震期間升高時，不穩定土楔坡角  $\alpha$  亦隨之降低。

根據圖 12 所建立之分析模型，不穩定土楔區於地震期間所產生之水平作用力包含靜態土壓力  $P$  與慣性力  $(WT)(N)$ ，其中  $WT$  為不穩定土楔之質量，為坡角  $\alpha$  之函數，而  $N$  為導致滑動之臨界加速度係數，決定於清水國小地震記錄之滑動反應譜，如圖 13 所示，該圖顯示在清水國小地盤運動作用下，欲使土楔產生 50 公分總滑移量時，其  $N/A=0.27$ ，又清水國小南北向記錄之地震加速度峰值係數  $A=0.15$ ，因此

$$N=(0.27)(0.15)=0.0405 \quad (6)$$

今考慮沈箱於地震期間所承受之水平作用力，沈箱除了本身之慣性力與水陸兩側之 Westergaard 動態水壓力（兩者之等值作用力為 948.30 t/m）外，尚須承受由卵礫石區傳達於沈箱之水平作用力，可將其分為靜態土壓力  $P$  與動態作用力  $D$ ，由水平方向力平衡條件，可以得知不穩定土楔範圍（自海岸線起算）與土壤在地震期間之殘餘抗剪角  $\phi_r$  之關係，如圖 14 所示，圖中假設卵石區寬度

為 24 公尺，當  $\phi_r$  愈大時，表靜土壓力  $P$  較小，因此所需之不穩定土楔延伸範圍愈大。又由幾何關係可建立  $\alpha$  角度與不穩定土楔範圍之關係，如圖 15 所示，當  $\alpha$  角度愈小時，代表所延伸之土體愈廣大。今假設  $\phi_r = \alpha$  即可以求得不穩定土楔影響範圍，即圖 14 與圖 15 兩曲線之交點。由上述分析，可以求得不穩定土楔影響範圍約為 155 公尺，而殘餘抗剪角  $\phi_r$  約為  $7^\circ$  至  $8^\circ$ 。再根據式(5)，可推估得對應之超額孔隙水壓參數  $r_u$  約為 0.76。

綜合上述之反算分析，可以得知當超額孔隙水壓提高過程中，不穩定土楔逐漸向內陸延伸；而當  $r_u$  超過 0.70 以上，巨大之不穩定土楔足以造成極大之慣性力與靜土壓力作用於沈箱，而使沈箱產生滑移現象，此分析結果與現場之噴砂孔痕跡範圍相當一致。

## 第五章 結論與建議

根據本文以上之初步分析，所得的初步結論如次：

1. 根據所建立之簡化分析模式，以擬靜態法分析臺中港區重力式沈箱之穩定性，於地震係數 0.2 以下時，抗傾倒之安全係數達 1.5 以上，而在抗滑動方面，則可承受之水平地震係數至少達 0.12 以上。
2. 若以清水國小測站地震記錄進行滑動塊體法分析，則臺中港區重力式沈箱於背填土完全未液化之情形下幾乎不會產生滑動現象。
3. 根據災害現場之沈箱滑移量進行反算分析，初步研判地震期間之反覆剪應變導致沈箱背填土壤激發超額孔隙水壓，造成不穩定土楔逐漸向內陸延伸，於地震期間提供巨大之質量慣性力與動量衝擊，導致沈箱產生滑移現象。估計所需之超額孔隙水壓參數  $r_u$  達 0.7 以上，而不穩定土楔之地表延伸範圍可達 100 公尺以上。

本次臺中港區之地震災害現象為相當典型的破壞模式，本文僅係根據簡單模型進行初步分析，所得結果雖可對港區沈箱的損壞現象作一說明，惟對於沈箱在地震期間之受震反應行，應有更進一步之調查與分析，並作深入之研究與探討，才能真正瞭解其受震行為，作為日後設計改進之根據。

## 致謝

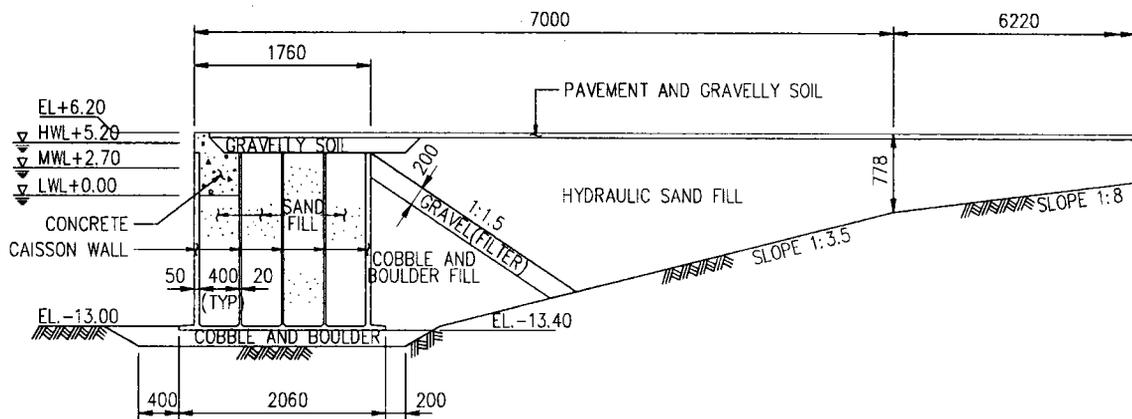
本研究承蒙港灣技術研究中心提供部份資料，特此感謝。

## 參考文獻

- [1] 港灣技術研究中心 (1999), “台中港#1 至#4 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究”, 專刊 172 號。
- [2] 臺中港務局 (1999), “九二一地震台中港北碼頭區現況資料蒐集與補實成果”, 宇泰工程顧問公司。
- [3] 李崇正與陳慧慈 (1999), “集集大震中港穀類碼頭側移及沉陷初勘”, 港灣報導, 季刊, No. 50, pp. 1-10。
- [4] 臺中港務局 (1976), “臺中港第一期工程完工報告”。
- [5] Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, (1992). “**Earthquake Resistance Design for Quaywall and Piers in Japan**,” The Japan Society of Civil Engineers, pp. 43~48.
- [6] Ishibashi, I. and Madi, L. (1990). “Case Studies of Quaywalls' Stability with Liquefied Backfills,” *Proc. 4th U.S. National Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol. 3, pp. 725~735.
- [7] Westergaard, H. M. (1933). “Water Pressure on Dams During Earthquakes,” *Transactions, ASCE*, Vol. 98, pp.418-433.
- [8] Newmark, N. M. (1965). **Effects of Earthquakes on Dams and Embankments**. *Geotechnique*, 15(2), pp. 139~159.
- [9] Whitman, R. V. (1970). “**Seismic Design Behavior of Gravity Retaining Walls**,” Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 817~842.
- [10] Seed, H. B. and Whitman, R. V. (1970). “**Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads**,” Proceedings, ASCE Specialty Conference

on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp.  
103~147.





附註：除高程單位為公尺外，全部尺寸單位為公分

圖 1 台中港#1 至#3 碼頭沈箱及背填土斷面圖

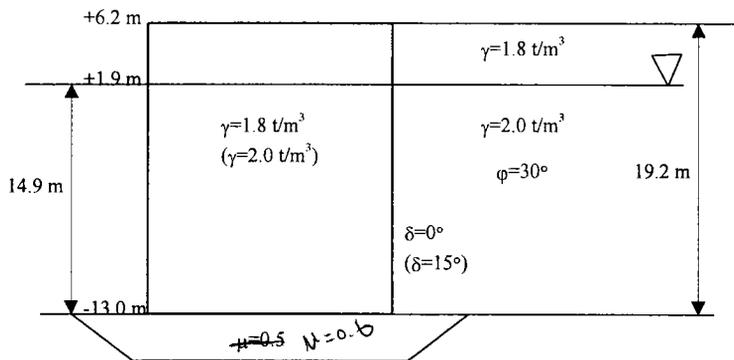


圖 2 臺中港#1 至#4A 碼頭重力式沈箱斷面示意

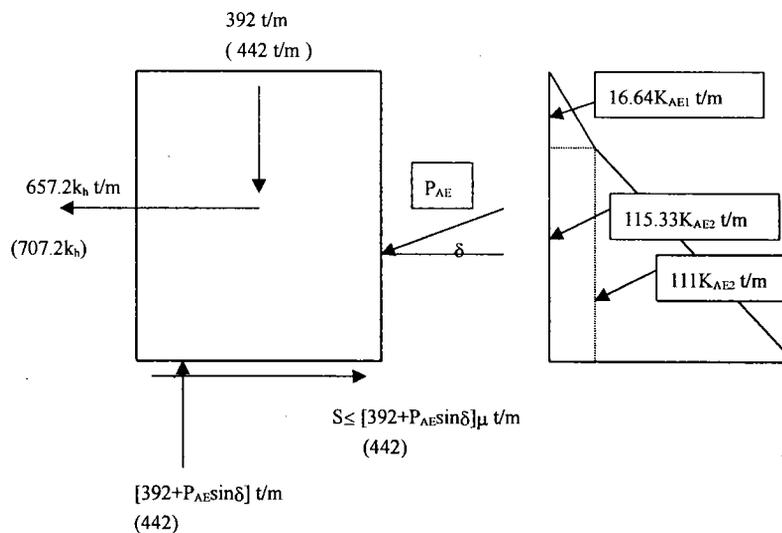


圖 3 重力式沈箱抗滑動擬靜態穩定分析示意圖

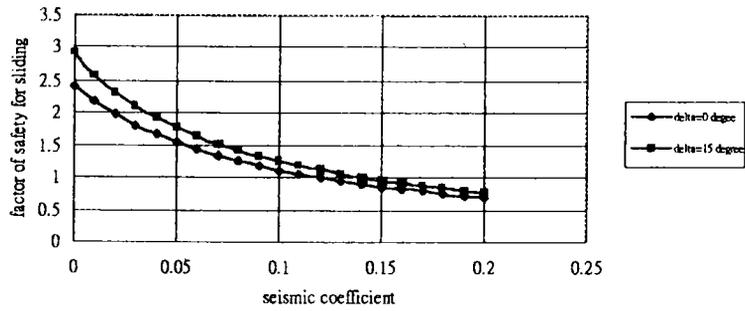


圖 4 沈箱內填砂單位重  $1.8 \text{ t/m}^3$  之抗滑動安全係數與地震係數關係圖( $\varphi=30^\circ$ )

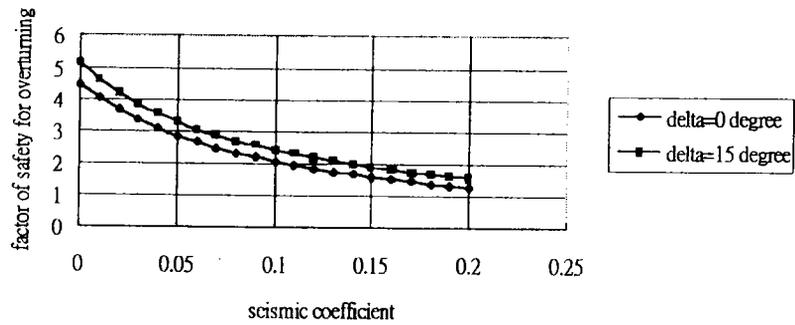


圖 5 沈箱內填砂單位重  $1.8 \text{ t/m}^3$  之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖( $\varphi=30^\circ$ )

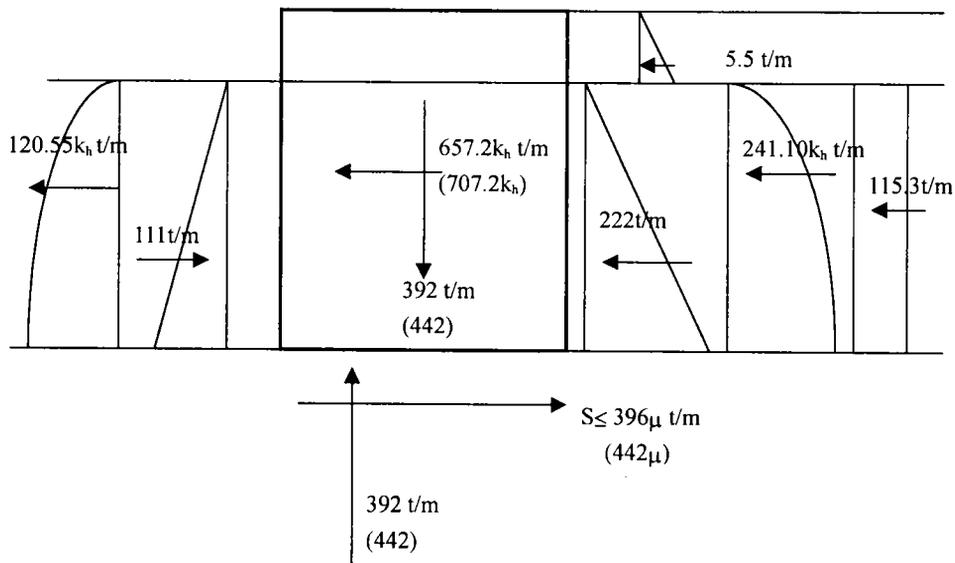


圖 6 假設沈箱背填土壤液化時之擬靜態穩定分析圖

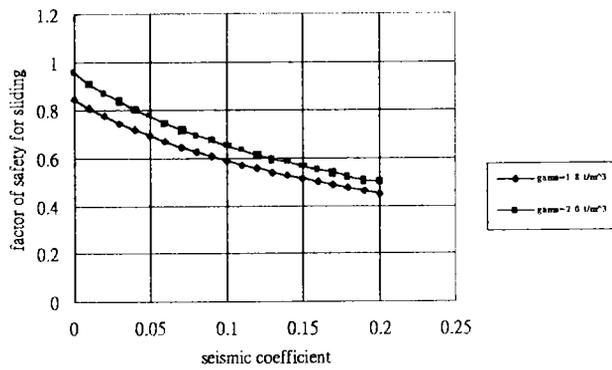


圖 7 沈箱背填土壤完全液化後之抗滑動安全係數與地震係數關係圖

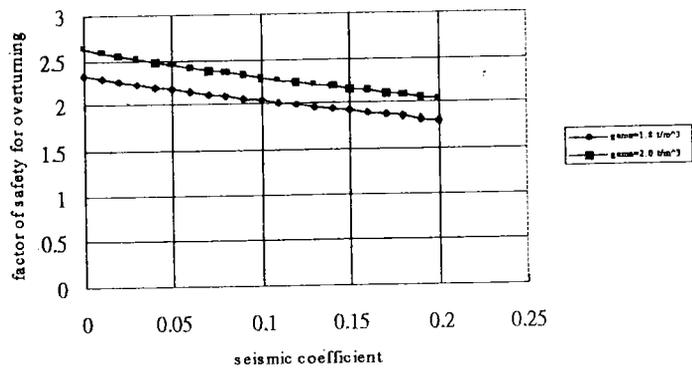


圖 8 沈箱背填土壤完全液化後之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖

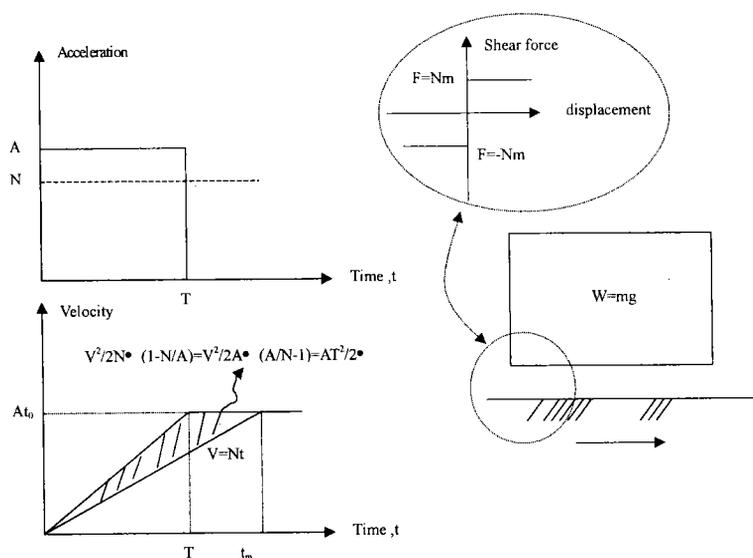


圖 9 Newmark 滑動塊體分析法

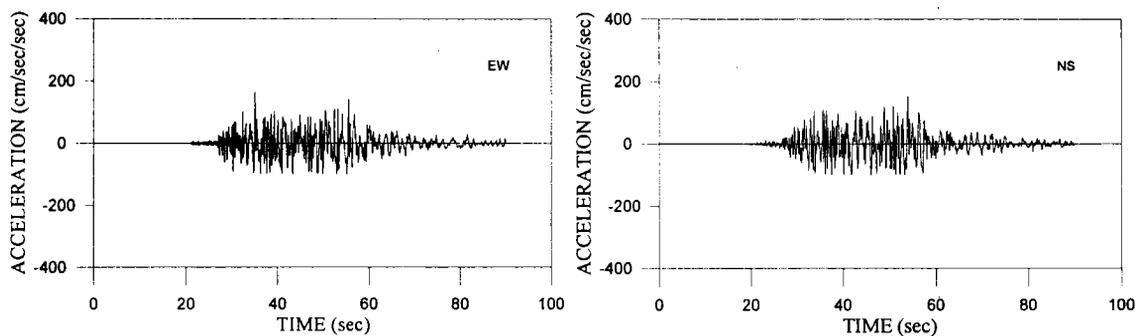


圖 10 集集地震清水國小測站之東西向與南北向加速度歷時記錄

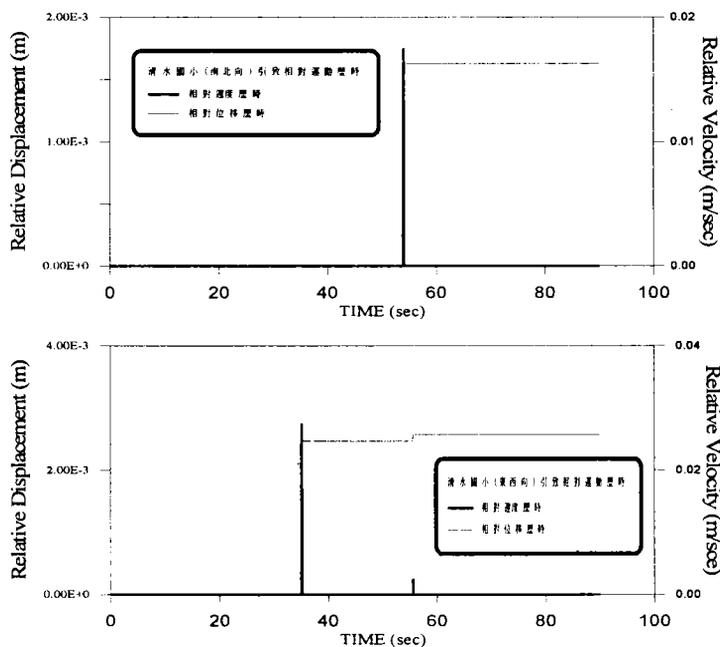


圖 11 沈箱背填土壤尚未液化之滑動分析結果

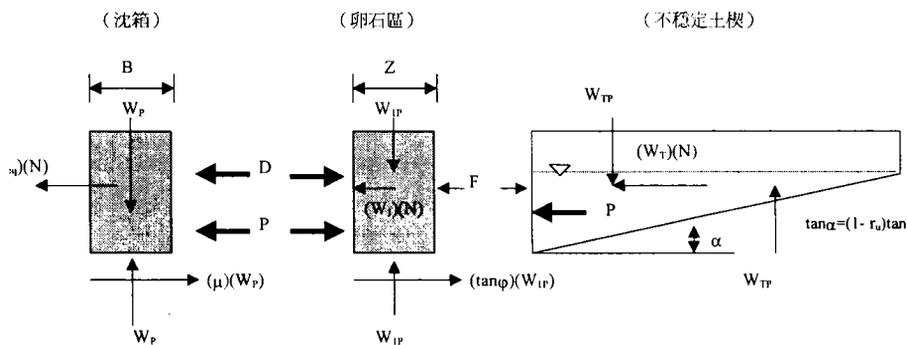


圖 12 沈箱滑移反算分析之分析模型圖

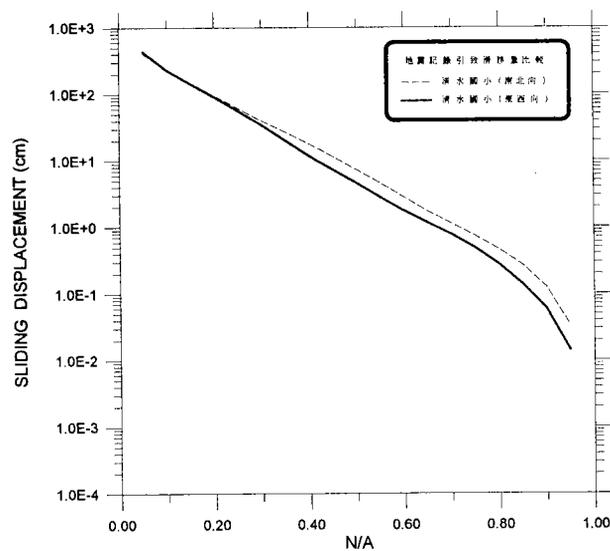


圖 13 集集地震清水國小地震記錄之滑動反應譜

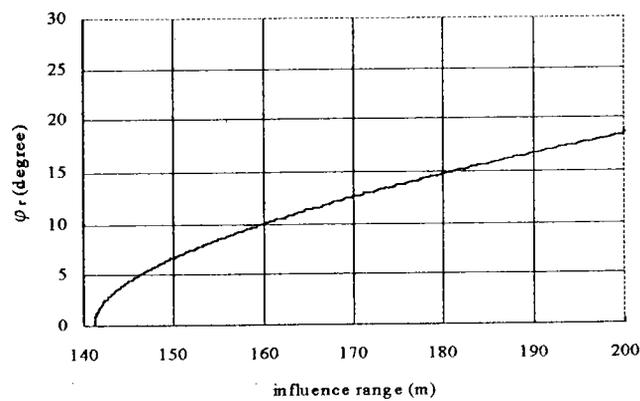


圖 14 沈箱背填土壤殘餘抗剪角 $\phi_r$ 與不穩定土楔延伸範圍之關係圖

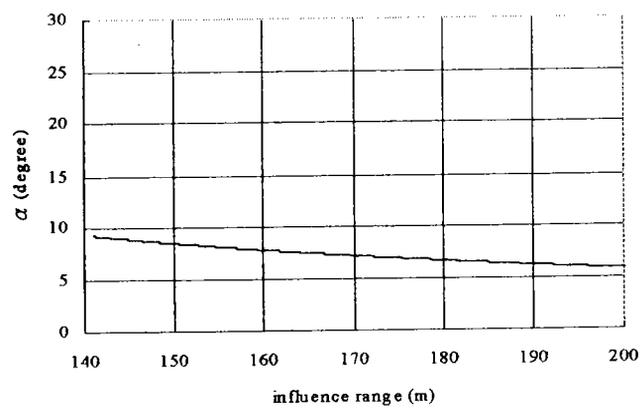


圖 15 超額孔隙水壓導致不穩定土楔坡角 $\alpha$ 與延伸範圍之關係圖

# 大區域土壤液化評估與處理對策研究

蘇鼎鈞<sup>1</sup> 王天佑<sup>2</sup>

1 亞新工程顧問股份有限公司 正工程師

2 亞新工程顧問股份有限公司 正工程師

## 摘要

彰化縣的員林地區，在此次地震中，發生較為特別的土壤液化現象，包括地面出現噴砂、道路沉陷或破裂、以及建築物發生沉陷或傾斜的情形。根據現地調查結果顯示，除地層分布、土壤性質、地下水位、地震強度與特性等對液化情形有影響外，不同的建物由於其位置、基礎型式與深度的不同，對液化程度的敏感性與受影響程度亦有所不同。

本文將介紹 ISSMFE(1993)有關大區域土壤液化評估之方法，並以員林地區液化調查為例，彙整液化現況、地質調查以及液化潛能分析成果，整體上而言，以 Seed 方法配合液化潛能指數(PL)的評估結果與現地液化表徵的分布最為一致，即在本次地震員林地區案例回饋分析中的表現最佳。

有關位於液化潛能地區之新建建物，文中除提供未來設計及施工應注意事項外，亦針對建築物之復建提供適當之處置對策，另建議應依房屋的重要性與價值，以及發生液化時可能造成的嚴重性與安全性的影響，委託或諮詢相關專業技師或專家，以決定最適當且經濟安全的作法。

## 第一章 前言

民國 88 年 9 月 21 日凌晨 1:47 分發生之集集大地震，地震規模高達 7.3，震央位於北緯 23.85 度，東經 120.81 度，即在於日月潭西偏南 12.5 公里，依中央氣象局設置於南投縣魚池水社村中山路之日月潭測站量測結果，東西向之水

平地表加速度高達 989gal，根據統計結果計有 2300 多人喪生，約 18000 棟房屋全倒或半倒，災情堪稱百年來之最。地震當時，台灣中部有許多地方發生土壤液化之現象，陸續有被報導者包括台中港 1~4A 號碼頭及貨櫃碼頭，彰濱工業區之試車中心，南投縣貓羅溪沿岸之軍功里、振興里，台中縣伸港鄉大度溪岸，霧峰鄉乾溪和草湖溪兩岸之太子城堡、省議會高爾夫球場及停車場、四德路一帶，太平鄉土地公坑溪光興路上光隆橋一帶以及彰化縣員林鎮、大村鄉、社頭鄉等地，其中又以員林地區之大區域土壤液化最為嚴重且最廣為人知，由於當地報紙之大肆報導，進而引起政府之重視，負責協助員林鎮復建工作之行政院國家科學委員會乃委託亞新工程顧問公司，針對彰化縣員林鎮、大村鄉及社頭鄉等三地進行「土壤液化評估與對策研擬」工作。本文除概述 ISSMFE(1993) 有關大區域土壤液化評估之方法外，並將以員林地區液化調查為例，彙整現場踏勘時之液化現況紀實報告，並摘錄現場地質調查及液化分析評估成果，期提供地工界參考。

## 第二章、液化之機制和影響

飽和疏鬆砂土在地震力或反覆振動作用下，造成土壤中超額孔隙水壓的上昇，俟土壤中的孔隙水壓升高至土壤顆粒所承受的垂直壓力相同時，土壤的有效應力降為零，則稱為土壤液化(liquefaction)。如果發生液化的砂層位置較淺，其上方覆蓋的未液化土層厚度又很薄，即可能發生地表破裂，產生噴砂及大量沉陷的土壤液化表徵。

由土壤液化的成因來看，具有下列條件者，有較高的液化潛能：

- (1) 地下水水位：水位高。
- (2) 土層特性：土壤主要為飽合之疏鬆細砂、粉土質砂，而且分布深度較淺。
- (3) 地盤振動：強震規模大、地表加速度大、場址地震強度放大效應強。

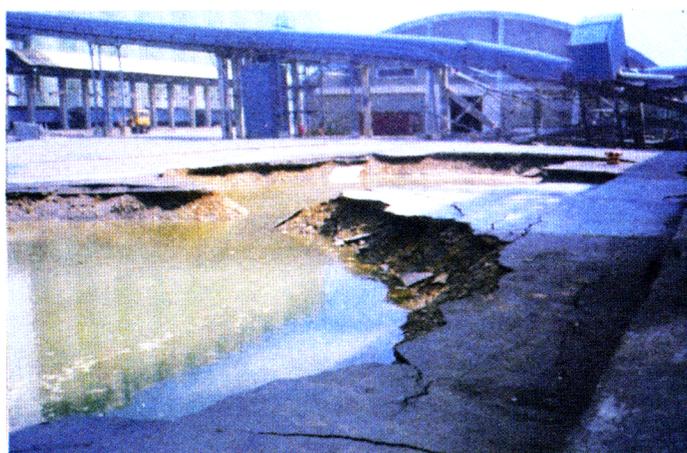
本次 921 集集大地震在台中港 1~4A 號碼頭所引致之港灣工程破壞，如照片 2.1~2.3 所示，在全世界而言並非首例，1995 年 1 月 27 日在日本發生規模高達 7.1(Mj) 級的阪神地震，對神戶港造成的直接破壞即超過一百億美金以上，尤其在港內的三座人工島嶼 Maya Container Terminal、Port Island 以及 Rokko Island 上，亦發生嚴重的液化破壞，圖 2.1 顯示這幾座人造島的典型破壞模式，照片 2.4~2.9 則為在港內發生之液化破壞照片，仔細比較結果，不難發現兩地之災情頗為一致。



照片 2.1 台中港於集集地震之災損情形



照片 2.2 台中港於集集地震之災損情形



照片 2.3 台中港於集集地震之災損情形

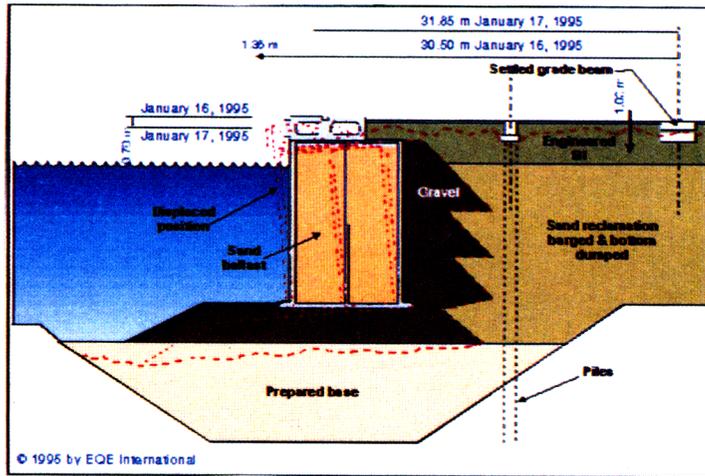
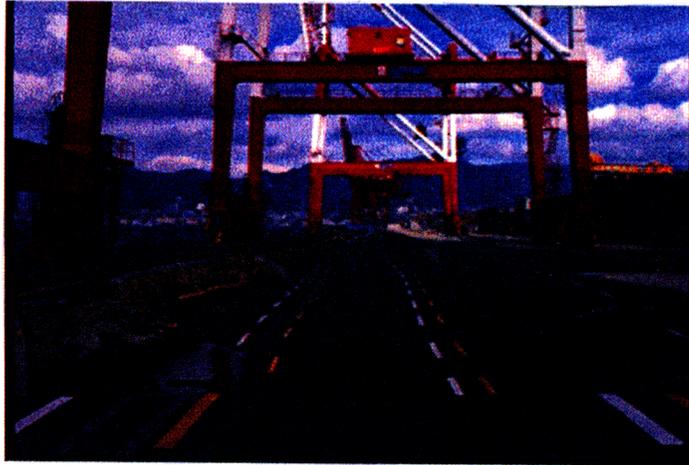


圖 2.1 神戶港破壞模式示意圖(After EQE,1995)



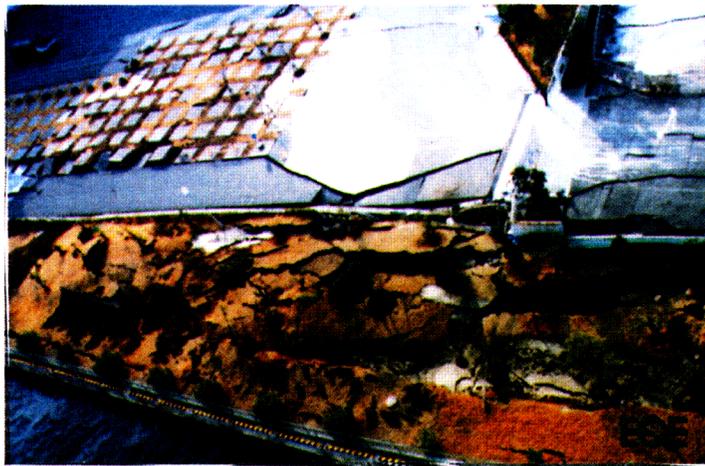
照片 2.4 Rokko Island 碼頭因液化沉陷引致之路基流失  
(After EQE,1995)



照片 2.5 Rokko Island，因液化沉陷引致之吊車結構破壞  
(After EQE,1995)



照片 2.7 Hyogo 1 號碼頭，地面沉陷至水位以下  
(After EQE,1995)



照片 2.8 神戶港內之側向位移及沉陷(After EQE,1995)



照片 2.9 防撞堤之側向位移(After EQE,1995)

## 第三章、大區域土壤液化評估

液化潛能分區所需考慮之因素包括地震之特性，如強度及震動時間，以及土壤材料之抗液化潛能等等。在大區域之土壤液化分區工作中，考慮所需之精準程度及經濟性，一般均依據國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會在「大地地震危害分區手冊」(ISSMFE TC4, 1993)中所建議之三級調查法(如表 3.1 所示)進行評估。其中第一級及第二級均以蒐集現有的資料作研判為主，第三級則需配合現場鑽探調查對調查區域作詳細之液化分析。有關各等級調查之項目與方法分述如後：

表 3.1 ISSMFE 所建議之三級調查法

分級	調查項目	適用地圖比例
第一級 簡略分區	地震歷史紀錄 區域地質圖 地質變遷歷史資料	1:1000000~1:50000
第二級 詳細分區	航照圖及遙測圖 現有之地層鑽探資料 居民訪談	1:100000~1:10000
第三級 精準分區	大地工程調查 液化分析	1:25000~1:5000

### 3.1 第一級(簡略分區)

第一級分區主要係利用現有已公開之資料，並根據過去地震及發生液化現象之紀錄，對調查區域作大致的分區。

#### 3.1.1 依據過去之地震紀錄

調查區域的地震活動狀況可依現有之地震紀錄統計而得，而液化區域之範圍則可由地震的規模及震度粗略推估而得。此外，根據研究顯示，嚴重之液化災害多發生於震度大於或等於五級(JMA scale)之區域，比較輕微的液化現象亦多發生於震度大於或等於四級(JMA scale)之區域。

#### 3.1.2 依據過去之液化現象紀錄

根據研究顯示，液化現象常在同地點一再地發生。因此，過去曾發生液化現象之地點，在未來的地震中發生液化之機率亦較未發生過液化現象之地點為高。如將過去的液化紀錄與區域地質狀況加以比較，應可作為工程師判斷的重要依據，Iwasaki et al.(1982)分析了數十個日本地震引致的液化案例，提出區域地質狀況與液化現象間之關係如表 3.2 所示。

表 3.2 可能發生液化之地質(Iwasaki,1982)

等級	地質	液化潛能
A	現有河床、古河道、沼澤、新生地、谷地	最可能發生液化
B	沖積扇、天然土堤、沙丘、沖積平原、河灘、海灘、平原地	可能發生液化
C	台地、丘陵、山地	較不會發生液化

### 3.2 第二級(詳細分區)

在第一級分區中，通常僅能提供區域性的液化潛能評估，如需對特定工址作液化潛能評估，即需要進一步的資料蒐集及研判，其中所需蒐集的資料如：

- 1.航照圖
- 2.現場勘查成果
- 3.洪水過後不久所拍攝的航照圖
- 4.當地居民訪談以瞭解過去之地震影響及液化現象

第二級分區與第一級分區之工作內容雖然大同小異，但所需蒐集的資料及整理工作卻遠為繁瑣，其費用亦通常為第一級分區工作之數倍。

### 3.3 第三級(精準分區)

第一級分區及第二級分區基本上已可達到相當的精準度，但仍不敷一般營建工程之所需。第三級分區通常需要進行額外的現場鑽探調查及試驗室試驗，再根據調查及試驗之結果，分析其應力行為及抗液化強度。有關第三級分區所

採取之方法如下：

- 1.根據現場調查及試驗結果，推估土層之抗液化強度
- 2.推估在地震下土層所受之最大剪應力或相當之反覆剪應力。
- 3.比較前述之結果，計算其液化潛能。

有關液化潛能之分析方法，由簡而繁大致可以分成三個層次，第一層次就是經由歷年累積下來的案例研究所建立的經驗公式，以安全係數是否大於1的方式評估土層之液化潛能，例如應用標準貫入試驗結果(SPT)的 Seed(1997)、JRA(1996)及圓錐貫入試驗(CPT)的 Roberson & Wride(1997)、Olsen(1997)等方法；第二個層次就是假設土壤呈線性行為，而以擬線性的方式考慮土壤勁度隨應變增長而折減的特性，由土壤受地震作用下土層之反應，例如最大剪應力隨深度之分佈，做為評估液化之標準，但是這種方法無法考慮孔隙水壓之因素，且土壤抗液化強度需由試驗(現場試驗或試驗室試驗)求得，這種分析常稱總應力分析法(Total Stress Analysis)，SHAKE 程式是一個最具代表性與歷史價值的分析方法；第三個層次也就是有效應力分析法(Effective Stress Analysis)，這種方法理論架構最為嚴謹，相對的，也較為複雜，功能上來說，有效應力分析可由土壤的非線性行為及達西定律計算孔隙水壓的反應及傳遞，進而可判定液化可能發生的深度及後續孔隙水壓消散的影響，由於有效應力分析法可以充份模擬土壤在地震作用下的可能反應，因此在瞭解發生液化深度之後，亦可經由參數研究(Parametric Study)的方式評估不同土壤改良方案之成效。

惟無論是採用簡易經驗法、總應力法或者有效應力法分析，其計算之結果，均係針對特定調查孔位、特定深度之安全係數，對於預估未來液化之嚴重程度及區域性之分布，並無法提供定量之參考。因此，液化潛能指數  $P_L$  (Iwasaki et al., 1982) 定義了地盤液化之嚴重程度，其反應了土壤液化在地表產生表徵的三個關鍵因素，即

- 1.抗液化安全係數  $F_L$  之大小，
- 2.液化土層之厚度，
- 3.液化土層之深度。

液化潛能指數  $PL$  之量化係以下列公式計算：

$$PL = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

其中

$P_L$  = 液化潛能指數，介於 0~100。

$z$  = 地盤深度(m)，考慮深度範圍為 0~20m。

$F(z) = 1 - F_L(z)$ ，其值介於 0~1 之間。

$F(z)$  = 抗液化係數，若  $F_L(z) > 1$ ，則  $F(z) = 0$ 。

$F_L(z)$  = 抗液化安全係數

$W(z)$  = 深度權重係數

$$W(z) = 10 - 0.5z$$

Iwasaki et al.(1982)根據對日本地震案例之研究，將地盤可能液化的嚴重程度分為四級，如下所示：

1.  $P_L \geq 15$  高度液化潛能，地表發生明顯液化表徵機會較高，如噴砂或顯著沉陷等現象。
2.  $5 \leq P_L < 15$  中度液化潛能，地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沉陷量不明顯。
3.  $0 < P_L < 5$  輕度液化潛能，液化之可能性很低。
4.  $P_L = 0$  無液化潛能區。

## 第四章、員林地區之大區域土壤液化評估

有關本次員林地區之土壤液化評估主要係參考 ISSMFE(1993)之三階段評估法進行，其調查及評估工作流程詳圖 4.1 所示，並分述如下：

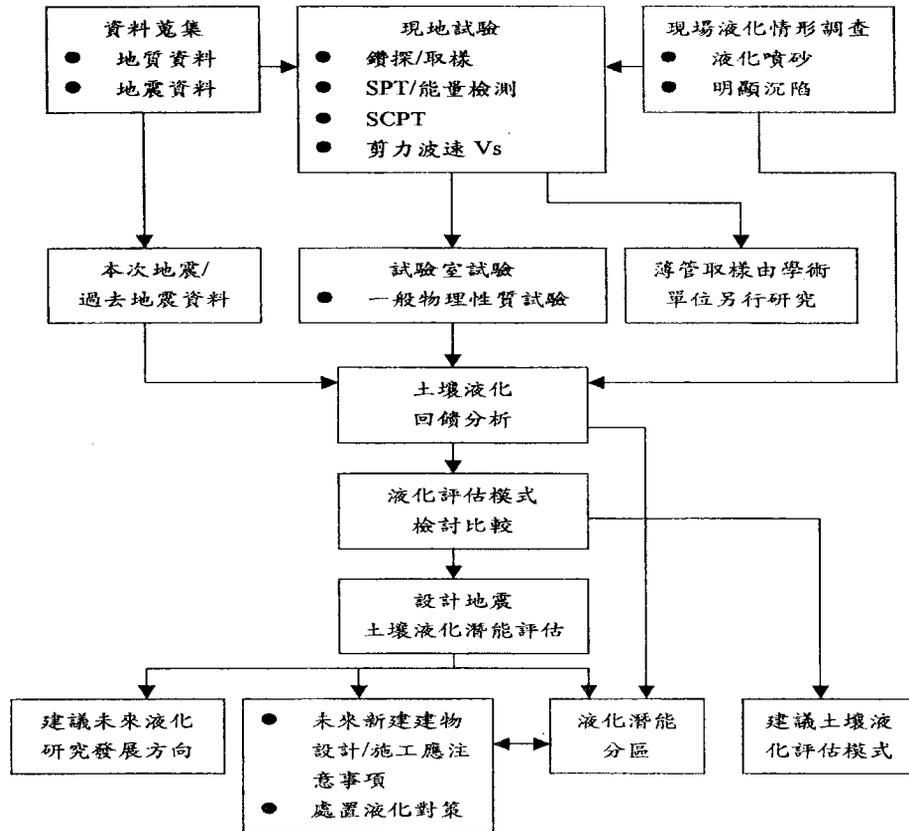


圖 4.1 液化調查及評估流程

## 4.1 區域地質概況

依據台灣地質分區，員林地區屬於西部平原地質區，地層主要為第四紀之沖積層。由沉積環境分析，本區係屬於濁水扇洲，即濁水溪沖積扇(林朝榮，1957)之一部份。逆衝斷層沿濁水扇洲之東側發育。濁水扇洲北方為八卦山背斜所造成之八卦台地，南邊則有斗六背斜所造成之斗六丘陵，此二山塊均為第四紀之頭嵙山層所組成。依據中油之鑽井資料，本區第四紀地層之厚度在田中鑽井(TC-1)厚達 2,500 公尺，而在其西南方約 40 公里之褒忠一號井(PC-1)則厚僅約有 800 公尺，此顯示第四紀地層自東而西迅速變薄。其中出露於地表之全新世地層之厚度則約 50 至 60 公尺。另本區位於鹿港溪及洋子河流域內，以砂及泥質沉積物為主，砂質沉積物呈河道狀分布，而泥質沉積則為氾濫平原及洪水河道之沉積。

## 4.2 地震資料

根據中央氣象局測站收錄彰化縣員林鎮三民東街員林國小員林測站(TCU110)之資料，其垂直向、水平東西向和水平南北向之地表最大加速度分別

為 116gal、178gal 和 188gal。

### 4.3 現場液化調查成果

在地震過後，有相當多的專業人士至各地調查。本次液化調查成果主要係根據大地工程師進行現地勘查和訪談當地里、村長及居民的結果。根據筆者在彰化縣員林鎮實際之踏勘結果發現，土壤液化在當地引致之現象主要包括有下列情形：

1. 地表噴砂
2. 地層下陷
3. 建築物沉陷
4. 建築物傾斜、大村鄉
5. 溝渠等構造物水平側移

員林鎮由於災情範圍較大，透過員林鎮公所之協助，經由電話詢問以及里長之主動查報，顯示有 17 個里發現地層下陷，和 8 個里有明顯噴砂情形，此外亦有可能因災情不大，及居民不願聲張而未回報者，所以實際液化地區應較查報者範圍為廣。惟經進一步現地踏勘結果發現，液化區域並不適合以行政里來劃分，除崙雅里有大區域之液化表徵外，其餘行政里之液化表徵則零星散佈在數小區域之內。

在現狀調查時若發現地表有噴砂噴水、道路嚴重變形、建物嚴重傾斜或者位移等情形，是否有液化之發生較易判定。如果沒有明顯表徵，並不表示深層土壤沒有液化情形之發生。員林地區有相當多的房屋有相當大的沉陷，其中不少是因為深層土壤液化而失去部份承载力所致。對於沉陷量較小或較不易研判者，則需要進一步深入評估探究。因此在現狀踏勘時，儘可能將有明顯液化表徵者，以及現地研判是因土壤液化造成明顯沉陷者，予以訪查記錄並拍照，且從寬認定避免遺漏。至於實際土壤發生液化可能的範圍，則須經由現場鑽探、試驗，以及液化評估分析比對後，方可獲得較可靠的結果。

本現地勘查結果是以地點(即每處)來表示，每處面積不一，大致二、三十戶，小至獨棟建築，原因是有些地區液化情形嚴重，無論房舍、道路、農田整片地區皆有明顯液化情形，例如崙雅里屬於此種情形；而有些地區或者因地質變化關係，或者屬於深層而非淺層的液化，液化表徵則較不明顯。員林鎮共計有 39 個里，根據液化現狀調查結果顯示有明顯液化表徵及道路建物有明顯因土壤液化發生沉陷傾斜者，計有中山、溝皂、民生、東和、惠來、大饒、萬年、崙雅、振興、林厝、鎮興、浮圳、南東、西東、東北和新生等 16 個行政里，共計 50 處，而其中又以崙雅、振興、鎮興、民生、大饒和惠來等 6 里液化情形較為嚴重。有液化表徵之位置或範圍，如圖 4.2 所示，其中具代表性之照片則詳照片 4.1~4.5。

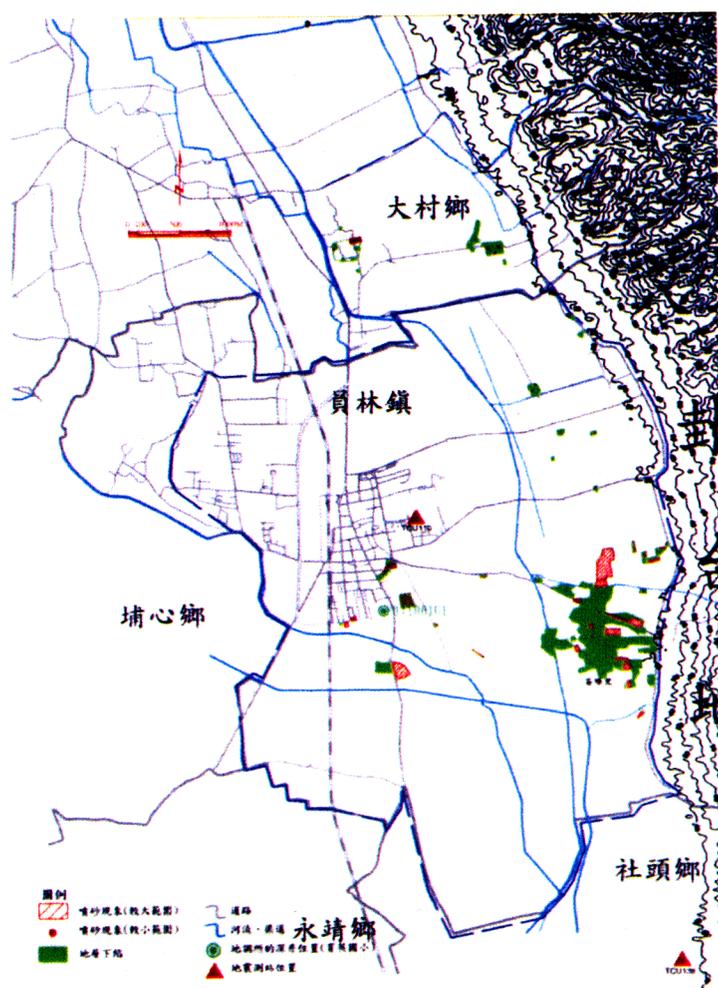
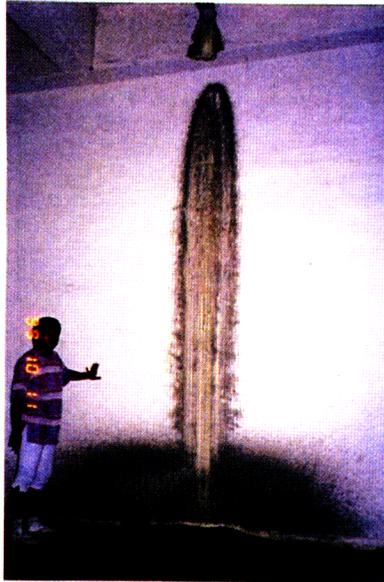


圖 4.2 液化表徵範圍及位置圖



照片 4.1 崙雅里古井噴砂



照片 4.2 國富鎮地下室之噴砂現象



照片 4.3 室內噴砂



照片 4.4 沉陷引致之結構物破壞



照片 4.5 排水溝內之噴砂現象

#### 4.4 現場鑽探取樣及試驗

本次調查共佈設 50 個鑽探孔和 45 個電子錐孔，除崙雅里因液化最為嚴重而加密調查點外，其餘則配合現場液化情況大致採棋盤式配置，以利後續之液化潛能分區使用。鑽探過程中，地表下 30 公尺以內每隔 1.5 公尺，地表下 30 公尺以下每隔 2.0 公尺，進行標準貫入試驗兼取劈管土樣，以供土壤一般物理性質試驗之用。同時，為了減輕人為操作對貫入試驗之貫入能量的影響，乃採用自動落錘施作；另於土層適當深度以三英吋薄管採取不擾動土樣，並送交學術單位，以利進行後續之動力三軸等相關試驗。待完成各鑽探孔之施工後，部份鑽孔即埋設觀測井及水壓計，以量測地下水位和水壓之分布情形。同時，現

場亦進行 6 孔跨孔剪力波波速量測且佈置四條反射震測測線，並配合震測錐之土層波速量測，以求得土層之剪力波速，並提供學術單位後續研究之用。

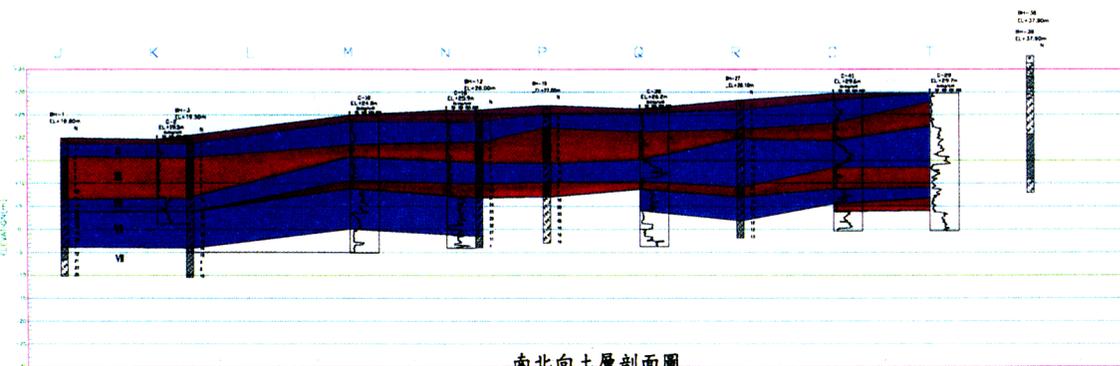
#### 4.5 土層和地下水分布

由本次調查之鑽探與試驗資料顯示，員林鎮地區在地表下深度 50 公尺內土層可概分為九個主要層次，茲將本基地之土層分布情形由上而下分述如后：

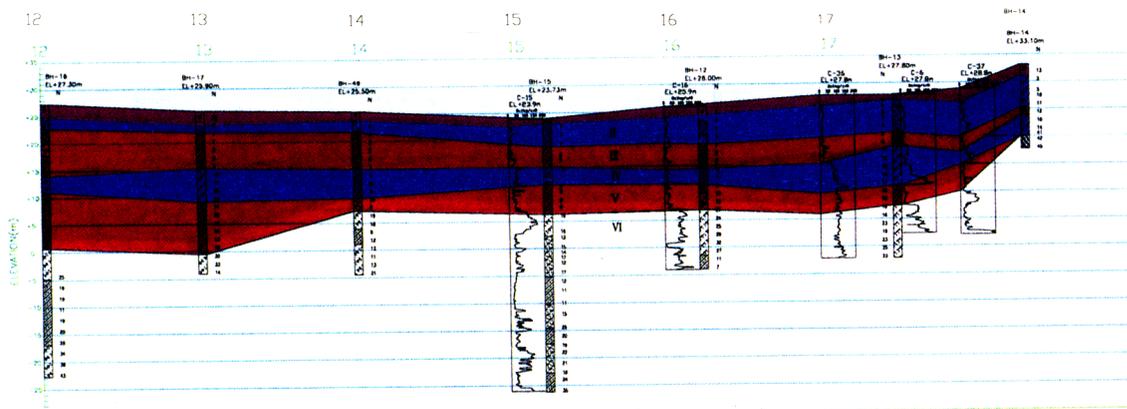
1. 第一層次：回填層，平均厚度約 1.5m，以回填級配料為主。
2. 第二層次：粉質細砂至粉質中細砂層，平均厚度約 3m，為本次地震液化噴砂之主要來源，其分布以崙雅里較厚，具極疏鬆至疏鬆程度。
3. 第三層次：粉質粘土層，平均厚度約 4m，具極軟弱至中等堅實稠度。
4. 第四層次：粉質細砂至粉質粗中細砂層，平均厚度約 8.5m，具疏鬆至中等緊密程度。
5. 第五層次：粉質粘土層，平均厚度約 5.5m，具中等堅實至極堅實稠度。
6. 第六層次：粉質細砂至粉質粗中細砂層，平均厚度約 9.5m，中等緊密至極緊密程度。
7. 第七層次：粉質粘土層，平均厚度約 7m，具堅實至極堅實稠度。
8. 第八層次：粉質細砂至粉質粗中細砂層，平均厚度約 10m，中等緊密至極緊密程度。
9. 第九層次：粉質粘土層；分布於地表下 46.5m 以下。具堅實至堅硬稠度。

有關員林地區具代表性之土層剖面如圖 4.3 所示。

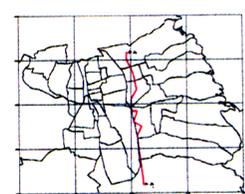
員林鎮之地表高程約介於 EL.+20m 至 EL.+33m 之間，地勢大致呈東南高西北低，地下水位大致位於 EL.+18m 至 EL.+25m(即約位於地表下 0.5m 至 4.0m) 之間，地下水位大致呈靜態水壓分布，深層地下水壓有局部區域略低於靜態水壓。有關地下水位高程分布圖如圖 4.4 所示。



南北向土層剖面圖

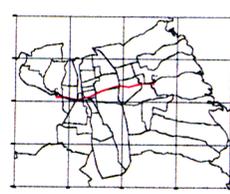


東西向土層剖面圖



圖例

- 表土層
- 粉質粘土
- 粉質細砂



共 2 頁

圖 4.3 員林地區土層剖面圖

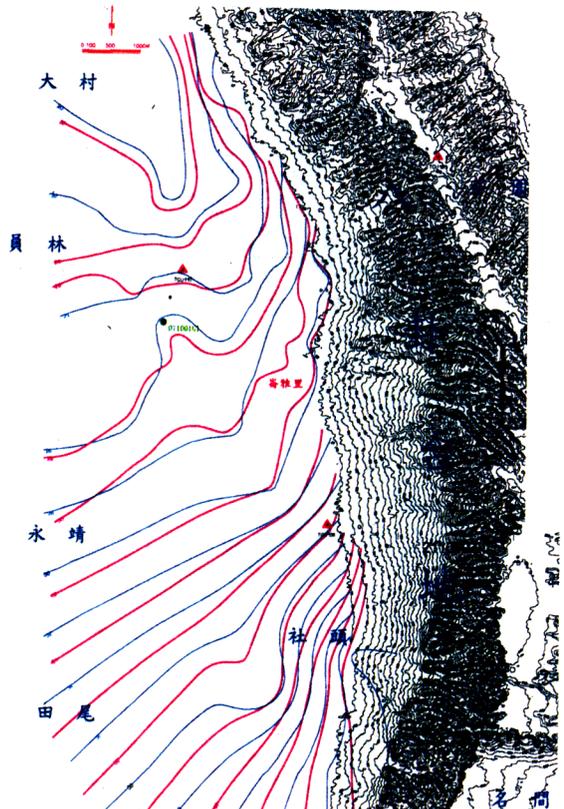


圖 4.4 地表高程及地下水位分布

另蒐集本次地震中地表發生液化所噴出的砂樣進行一般物理性質試驗，其粒徑分布曲線如圖 4.5 所示。顯示本地區土壤液化所噴出之砂土，細粒料含量約介於 10%至 45%之間，不具塑性，粒徑分布情形大都屬於較容易液化的土壤，與過去經驗一致。同時，崙雅里在本次地震中有明顯液化表徵之區域，其地表下約 0.5~2m 即為疏鬆砂層，地下水位又高，加上遭遇本次中部地區百年以來的大地震，確實有較高的液化潛能。

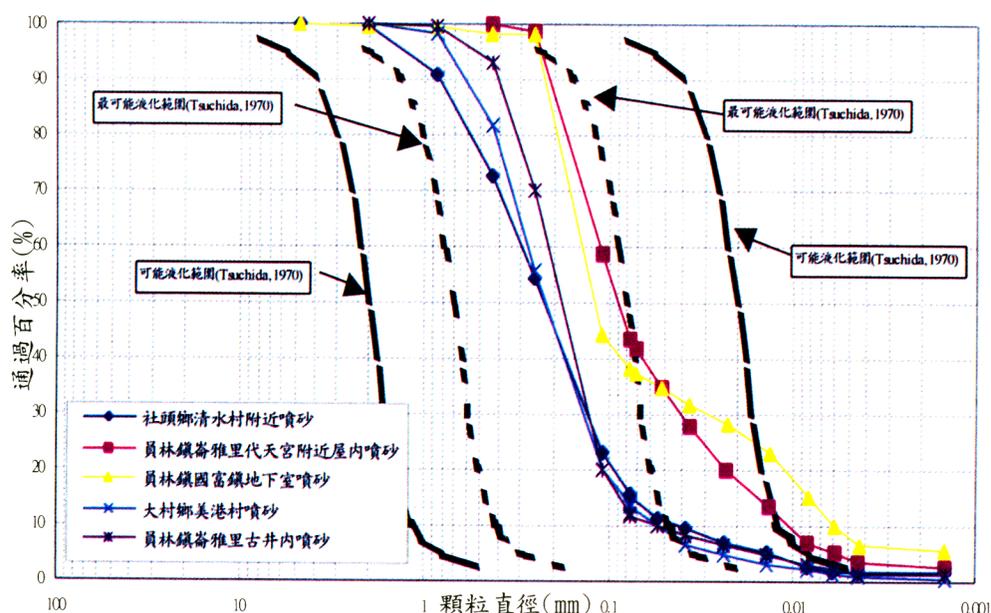


圖 4.5 噴砂粒徑分布圖

## 4.6 土壤液化迴饋分析

本次土壤液化潛能之回饋分析工作係依 ISSMFE(1993)中之精準分區方法進行，期建立員林地區之液化潛能分布圖。另為評估員林地區土壤液化潛能，乃利用目前國際間最新修正之液化分析方法，及根據現場標準貫入試驗(SPT-N值)和電子錐貫入試驗結果(CPT)，進行液化評估。分析方法包括

### 4.6.1 SPT-N 法

1. NCEER 修正之 SEED 簡易經驗法(1997)，簡稱 Seed 方法。
2. Tokimatsu & Yoshimi 簡易經驗法(1983)，簡稱 T&Y 方法。

3. 日本道路協會簡易經驗法(JRA, 1996), 簡稱 JRA 方法。

#### 4.6.2 CPT 法

1. Roberson and Wride 評估法(1997), 簡稱 R&W 方法。

2. Olsen 評估法(1997), 簡稱 Olsen 方法。

本次回饋分析中並檢討下列兩項重點：

##### 1. 液化土層與被覆非液化土層相對厚度之關係

Ishihara(1985)根據新瀉地震及唐山地震之觀測資料，整理出一份經驗圖表，用以決定液化是否會造成對地表的顯著影響。該方法以地表未液化土層厚度( $H_1$ )與液化土層厚度( $H_2$ )進行比較，其中液化砂層  $H_2$  厚度是使用經過研判會液化的 N 值( $N \leq 10$ )及其分布範圍來決定。故應用時須注意可能液化土壤 N 值之研判，即應考量地層與地震特性，並經由液化分析或研判來決定。本次為探討員林地區土壤發生液化是否會對地表造成顯著影響，首先過濾出地表發生明顯液化表徵和沒有液化表徵之鑽孔位置，若不確定是否屬於前述二種情形者，則予以排除。其次考量鑽孔地下水位及分別利用 Seed 方法和 JRA 方法決定液化土層深度分布範圍後，完成員林地區液化土層相對厚度影響之比較如圖 4.7 之數據點。比較結果顯示有液化表徵和無液化表徵數據分布情形，均與 Ishihara (1985)研究結果中提出之地表加速度 200gal 的分界曲線有相當程度的吻合，亦驗證了是否會出現液化表徵，確實而且顯著的受到液化土層與被覆非液化土層相對厚度之影響。此外，Ishihara (1985)研究結果中，亦有些具液化表徵惟其液化土層厚度較薄者，即數據點座落於曲線右側之無液化表徵之區域，故根據本次集集地震員林地區之液化現況及液化潛能評估結果，建議將 Ishihara (1985)之 200gal 分界曲線下段略為向右修改成如圖 4.6 所示之實線。

##### 2. 液化潛能指數比較

利用 SPT-N 值方法和 CPT 方法計算出之液化潛能指數，其數值變化趨勢雖然類似，但數值差異卻很大。在 SPT-N 法中，以 Seed 方法評估之  $P_L$  值較高，JRA 方法次之，T&Y 方法則最低。評估結果若與 Iwasaki(1982)之研究結果比較，對於有液化表徵地點的  $P_L$  值，以 Seed 方法最為接近。對無液化表徵地點的  $P_L$  值評估結果，則以 T&Y 方法較為接近。

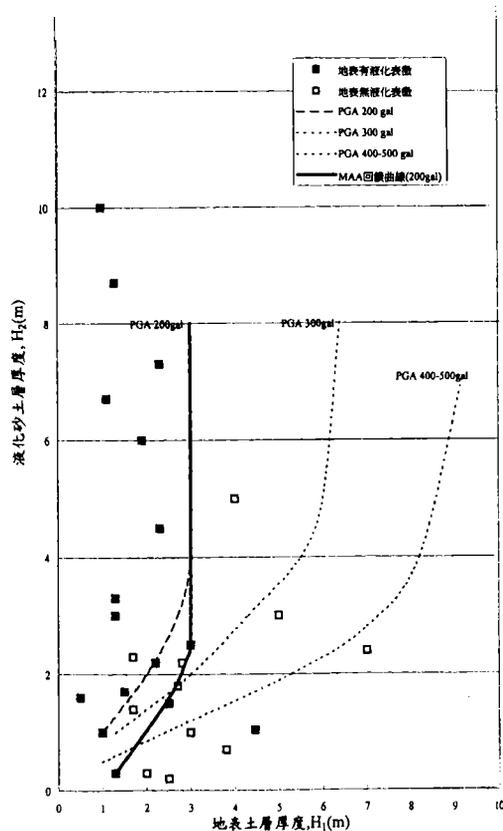


圖 4.6 液化土層相對厚度之影響

在 CPT 法中，以 R&W 方法評估之  $P_L$  值較高，Olsen 方法較低。評估結果與 Iwasaki(1982)研究結果比較，則以 Olsen 方法較為適當，而 R&W 方法  $P_L$  值則明顯偏高，全部在 20 以上。

綜合評估結果顯示，利用 SPT-N 值方法的評估結果與現地液化現狀調查結果是否有液化表徵之趨勢進行回饋比較，以 Seed 方法最為一致。而利用 CPT 方法的評估結果，則以 Olsen 方法較佳。整體上而言，則是以 Seed 方法在本次地震員林地區案例中表現最佳。

此外，本次液化潛能之回饋分析是依本次地震觀測站所測得的地震強度進行分析之結果，未來若設計地震高於本次引用的地表加速度，或者員林地區本次地震實際發生的地震強度與分析時所採用者不同時，都將會影響液化潛能評估結果。例如將最大地表水平加速度值提高至 0.35g，以 Seed 方法進行液化潛能分析，則評估結果顯示本計畫研究範圍內各區域之液化潛能指數  $P_L$  幾乎都大於 15。

經比較不同方法之評估結果以及檢討液化土層相對厚度的影響之外，同時亦比對液化現狀調查結果，綜合納入考量，彙整可得員林鎮集集地震液化潛能等值線分布綜整圖如圖 4.7 所示。

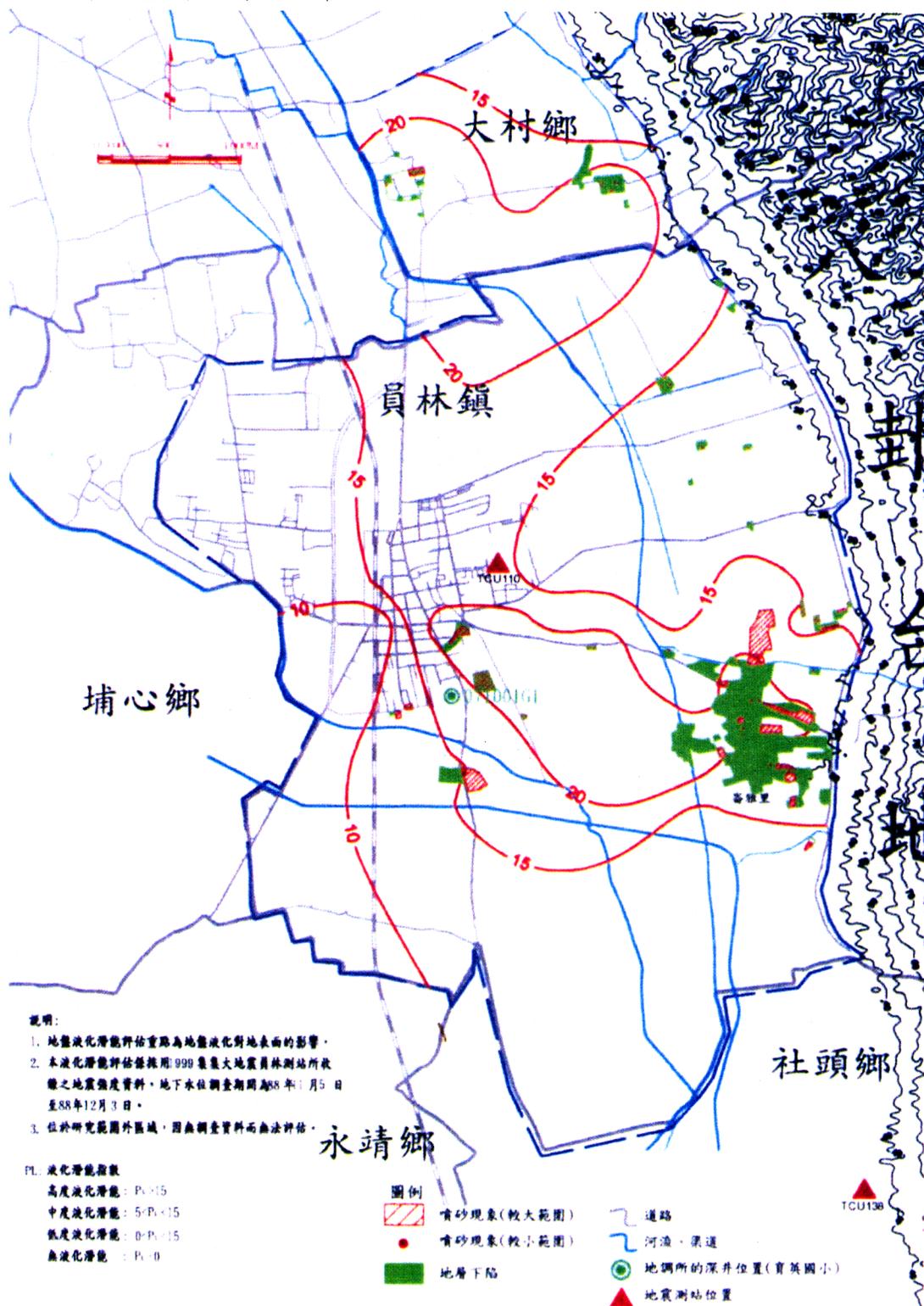


圖 4.7 液化潛能等值線分布圖

## 第五章、土壤液化之處理對策

### 5.1 降低液化潛能之方法

有液化潛能的土層，是可以經過改良以提升其抗液化能力。例如台電台中火力發電廠採用擠壓砂樁(台電、中鋼、中油、台肥和高雄港等均有實例)，台塑雲林麥寮六輕廠採用動力夯實工法及礫石樁工法等，前述案例在其曾進行地質改良的地區，本次地震均未發現土壤液化現象。有關大面積處置土壤液化的方法包括有擠壓砂樁、動力夯實、振動揚實、礫石樁、灌漿穩定、開挖置換和震爆穩定等，其中除灌漿穩定、開挖置換外，其他由於施工噪音、振動的關係，並不適合於已開發如員林市區的建物密集地區。而礫石樁工法若應用於小區域施工，亦需考量其經濟性。

經檢討可考慮為本地區使用的液化處置措施包括：

1. 樁基礎
2. 加深地下室或地下永久擋土結構
3. 壓實地盤
4. 固結地盤
5. 增加地中壁或限制土體位移之鋼板
6. 開挖置換土壤
7. 排水
8. 其他可行工法，例如擠壓灌漿工法或雙柵管灌漿工法等。

惟其選擇應考慮處置液化的需求(例如液化深度範圍)、建物構造或特殊性、建物重要性、地形狀況、地質條件、對四周環境(如噪音、振動、污染和地下水)影響、施工便易性和經濟性，以及過去施作經驗與成效等而定。

員林鎮部份地區雖有明顯的土壤液化表徵，但除磚造、土牆或者缺少地梁者，其結構上的損壞，多不如功能上的影響來的明顯。至於現有建物若結構未

受損壞，亦未影響使用功能者，則不一定要應用前述處置液化對策與措施，或者補強其結構，以改善地盤抵抗液化的能力。建議可考慮房屋的重要性與價值，以及發生液化時可能造成的嚴重性與安全性的影響，並且諮詢相關專業技師或專家來評估，以決定適當且經濟安全的作法。

## 5.2 傾斜建物之扶正方法

建築物發生傾斜後，經常使用的扶正方法可歸納為下列三種：

1. 灌漿頂升建物：即利用灌漿壓力頂起及扶正建物，同時以漿材填實。
2. 排土扶正建物：即挖除建物沉陷量較小側之土壤，而扶正建物。
3. 托底頂升：即先利用托底樁或其他設備托住建物沉陷量較大側，其次用千斤頂頂起建物，然後再填實空隙。

## 第六章、結論與建議

1. 員林鎮有明顯液化表徵之地區，計有 16 個行政里，其中以崙雅、振興、鎮興、民生、大饒和惠來里液化情形較為嚴重。根據現地調查結果顯示，除地層分布、土壤性質、地下水位、地震強度與特性等對液化情形有影響外，不同的建物由於其位置、基礎型式與深度的不同，對液化程度的敏感度亦有所不同。
2. 在 SPT-N 值方法中以 Seed 方法配合液化潛能指數(PL)的評估結果與現地液化表徵的分布最為一致；在 CPT 方法的評估結果，則以 Olsen 方法較佳。整體上而言，則以 Seed 方法在本次地震員林地區案例回饋分析中的表現最佳。
3. 本次進行液化潛能評估時，除比較 SPT-N 法和 CPT 法等不同方法之評估結果，並檢討液化土層相對厚度的影響，同時亦比對液化現狀調查結果，進而繪製員林地區集集地震液化潛能等值線分布綜整圖。
4. 液化處置措施之選擇，應考慮處置液化的需求(例如液化深度範圍)、建物構造或特殊性、建物重要性、地形狀況、地質條件、對四周環境(如噪音、振動、污染和地下水)影響、施工便易性和經濟性，以及過去施

作經驗與成效等而定。並建議應委由專業技師或專家針對個別案件進行詳細評估，更能掌握經濟和安全的效果。

## 致謝

員林地區之土壤液化評估與對策研擬工作係由行政院國家科學委員會委託亞新工程顧問公司辦理，本文撰寫期間，承蒙莫若輯博士之鼓勵，黃南輝博士和大地工程部王劍虹經理之提供卓見與指正，以及段紹緯先生和姜凱文先生之鼎力協助，特此一併申謝。

## 參考文獻

- [1]“The January 17, 1995 Kobe Earthquake”, An EQE Summary Report. April 1995, EQE International, www.eqe.com
- [2]Ishihara, K. (1993) “Liquefaction and Flow Failure during Earthquake” Geotechnique, Vol.43 No.3. pp. 351-415.
- [3]Ishihara,K. (1985) ”Stability of Natrual Deposits During Earthquakes,” Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.A. Balkema Publishers,Rotterdam,Netherlands. pp. 321-376
- [4]Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982), “Simplified Procedure for Assessing Soil Liquefaction during earthquakes”, Proceeding of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Southampton, pp. 925-939.
- [5]P. K. Roberson and C. E. Wride(1997), “Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on SPT and CPT”, Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Edit by T. L. Youd and I. M. Idriss. NCEER-97-0022. pp. 41-88.
- [6]R. S. Olsen (1997), “Cyclic Liquefaction Based on the Cone Penetrometer Test”, Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Edit by T. L. Youd and I. M. Idriss. NCEER-97-0022. pp. 225-276.

- [7] Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE, (1993), "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards" 149pp.
- [8] Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Contents," Soil and Foundations, JSSMFE, Vol.23 No. 4, pp. 56-74.
- [9] 日本道路協會(1996), 道路橋樑示方書 同解說(I 共通編, VI 下部構造編, V 耐震設計編).
- [10] 林朝榮(1957), 台灣地形, 台灣省通誌稿卷一, 土地誌, 地理篇, 424pp.

# 阪神震災神戸港碼頭復舊斷面研究

陳吉紀<sup>1</sup> 張文欽<sup>2</sup> 藤田建二<sup>3</sup>

1 宇泰工程顧問公司 總經理

2 宇泰工程顧問公司 組長

3 日本港灣顧問公司 取締役

## 摘要

1995.1.17 日本兵庫縣淡路島北側發生芮式規模 7.2 級之大地震，造成重大損失與傷亡，其中神戸港受創嚴重，包含碼頭、場地、裝卸機械、防波堤、連絡橋樑、倉棧、管線等嚴重受損，對人民生活與經濟活動影響甚大。本文僅針對神戸港碼頭災損情況、及災損碼頭之復舊方式、斷面予以整理介紹，並與 921 集集大地震台中港碼頭受損後之復舊方式、斷面加以比較，以作為日後地震天災時碼頭受損時復舊之參考。

## The Study of Restoration of Damaged Wharves of the Port of Kobe during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake

Chen, Chi-Chi<sup>1</sup> Chang, Wen-Chin<sup>2</sup> Kenji Fujita<sup>3</sup>

## ABSTRACT

When the Hyogoken-Nambu earthquake (CWB ML=7.2) occurred on 17 Jan. 1995, the Kansai district of Japan suffered great damage. During the destructive

disaster, most of the wharves, yard, facilities, seawall, connecting bridges, storage, pipeline etc. of the Port of Kobe has severe destroyed. Also, the civil life, civil economy, and the domestic and international trade of economy have greatly influenced. This paper is aiming to study the restoration of damaged wharves of the Port of Kobe, and compare to the restoration of the TaiChung Harbor in which damaged in the 921 earthquake. In the meanwhile these information and experience shall be useful to reconstruct the wharf which damaged in the disaster.

## 壹、神戶港港灣設施災害狀況

### 1.1 地震概要

1995年01月17日上午5時46分發生於日本兵庫縣淡路島北側之芮式規模7.2級之地震，其震源深度14.5km，命名為「1995年兵庫縣南部地震」。又因此地震對阪神地區造成重大之災損，故又另稱為「阪神、淡路大震災」。

依設置於神戶港內之強震計及阪神地區周遭強震測站所測得之地震資料，顯示神戶港於本次地震中遭受到200~686gal之最大地表加速度作用，以南北向加速度較大、東西向略小。其中設置於神戶港新港突堤區第8突堤之強震計，更測得水平最大加速度值高達686gal，主震動持續時間約5~10秒。分析作用於神戶港各碼頭岸壁(垂直碼頭法線)之最大地表加速度值，其值約在200~538gal，詳圖1-1。

前述最大地表加速度值，依下列修正公式計算作用於港灣設施之實際作用震度已達0.20~0.273。

$$\text{作用震度}(K_e) = \alpha / g \quad \dots\dots\dots \alpha \leq 0.2g$$

$$\text{或 } (K_e) = 1/3(\alpha / g)^{1/3} \quad \dots\dots\dots \alpha > 0.2g$$

其中， $\alpha$ ：地表最大加速度(gal)； $g$ ：重力加速度(980gal)

由於阪神地震時，實際作用於各碼頭岸壁之作用震度可能已超過神戶港碼頭岸壁的設計震度(僅約0.10~0.18)，故造成神戶港部份港灣設施損壞嚴重。

### 1.2 港灣設施損壞概況

神戶港內碼頭區計分為兵庫突堤區、中突堤區、新港突堤區、摩耶碼頭區、

PORT ISLAND 區、ROKKO ISLAND 區等。神戶港於 1867 年開港以來，大部份碼頭及港埠用地係於海中填地建立，其海底地盤之基盤岩層深度難以確定，大約數公里深且愈往外海愈深。圖 1-2 為神戶港地層斷面圖，其海底底床表層為一層軟弱之沖積黏土層(Ma13)、其下則有第 1 洪積砂礫層(Dg1)，基本上地層概由此二土層連續交錯形成，且港埠用地係於此地層上回填取得。阪神震災後，由現地調查地表噴砂狀況與空照圖比對，判定部份區域曾發生土壤液化現象，詳圖 1-3。

阪神地震中，共造成神戶港、大阪港在內等之 24 座港口發生災損，其中以神戶港災損最為嚴重，多數的港灣設施及碼頭遭到破壞。以下僅針對神戶港地區各類型碼頭災損情形作一概要說明。

### 1.2.1 重力式碼頭

神戶港之重力式碼頭，係於原地層以置換砂進行地盤改良後，再於其上施築沉箱結構。本次地震中，主要災損包括有：碼頭法線朝海側位移約 1~5.9m、碼頭沉陷量約 1~2.5m、碼頭沉箱傾斜約 5 度左右、碼頭面版與後線高差約 1~4m、背填土流失、沉陷、龜裂等現象，並造成其上裝卸設施、倉棧、管線等損壞嚴重，詳圖 1-4 及圖 1-5。

### 1.2.2 圓筒式(Cell)碼頭

損壞較重力式碼頭輕微，法線位移量約 1~4m、沉陷量約 0.5~1m。

### 1.2.3 版樁式碼頭

法線位移量約 0.6~0.7m、沉陷量約 0.04~0.08m。

### 1.2.4 棧橋式碼頭

法線變位及沉陷量極輕微，惟部份鋼管樁發現有挫曲現象。

本次震災中，共計造成日本港灣設施損壞約 1 兆 400 億日圓，其中整個神戶港復舊費用即高達 5,700 億日圓。單就神戶港碼頭公社所屬 PORT ISLAND 及 ROKKO ISLAND 中之港灣設施受損金額即高達 1,245 億日圓，其中碼頭公社所屬 35 座碼頭全部損壞及其裝卸設施部份損壞，損失金額達 875 億日圓(約

新台幣 250 億)。

公社所屬碼頭主要受損金額及狀況詳如下表 1-1 及 1-2。

## 貳、神戶港碼頭復舊方式

### 2.1 復舊方針擬訂

日本運輸省港灣局、神戶市(神戶港灣管理者)、及財團法人神戶港碼頭公社，於地震後即研議擬定神戶港復舊之四大基本方針：儘速恢復港灣機能、強化港灣設施之耐震性、帶動神戶市之復興與繁榮、及復舊為國際據點之港灣。並以此基本方針，擬訂復舊順序與目標。

### 2.2 復舊順序

阪神大地震造成神戶港碼頭嚴重災害，運輸系統幾至癱瘓，日本相關單位除積極從事永久性復舊工作，並對部份受損較輕微之碼頭進行簡單之維修作為緊急及暫時碼頭以提供必要運輸之用。

#### 2.2.1 緊急復舊

緊急復舊方式僅於部份碼頭後線沉陷部份予以簡單回填整平而已，工程約一週至一個月內完成(詳圖 2-1)，主要提供緊急物資與人員旅客必要運輸之用。

#### 2.2.2 暫時復舊

暫時性碼頭則係利用原碼頭沉箱頂設置軌道基礎，陸側軌道以簡單型彈性板方式作為基礎，兩側軌道採高低腳方式，碼頭後線沉陷處則予以回填並補以瀝青鋪面，以供貨櫃船或 Ro/Ro 船緊急裝卸之用，工程約在三個月內完成(詳圖 2-2)。

#### 2.2.3 永久復舊

永久性復舊工程則依各碼頭災損狀況，進行復舊斷面設計、工法研擬後據以施工，約在地震後十五個月至廿六個月內完成。神戶港碼頭復舊工程預定進度如圖 2-3 所示。

## 參、神戶港碼頭復舊設計震度

### 3.1 震災前設計震度

震災前神戶港碼頭岸壁之設計震度為 0.10~0.18，其中屬運輸省港灣局直轄施工之碼頭，其設計震度為 0.18(區域震度 0.15×地盤係數 1.2×重要度係數 1.0)，屬神戶市管理之碼頭其設計震度為 0.15，至於碼頭公社(KTPC)所屬之 PORT ISLAND 區設計震度為 0.10、ROKKO ISLAND 區之設計震度則為 0.15。

### 3.2 復舊設計考量

於個別災損碼頭復舊設計時，均考量以下主要因素：以原有碼頭復舊為原則並酌予提高耐震性、碼頭災損情況與外在條件限制、新設法線突出量最小化、原有碼頭設施與機能儘可能確保及再利用、縮短復舊工期之可能工法檢討、復舊斷面型式多樣化與施工性及經濟性檢討、後線背填土液化檢討分析與土壤改良等。

由於震災前神戶港重力式碼頭結構約佔 9 成，且於地震後發現災損均較其它型式碼頭嚴重，故進行復舊設計碼頭結構型式研選時，即以朝向多樣化結構型式為目標，總計復舊工作完成後，重力式碼頭結構比例降至約 7 成，鋼結構碼頭比例則提高至約 3 成。

### 3.3 一般碼頭復舊採用之設計震度

由於阪神震災神戶港碼頭損毀嚴重，運輸系統幾至癱瘓，日本運輸省港灣局等相關單位根據此次震災之經驗制定碼頭復舊規劃設計原則如下：

- 1.大型碼頭(水深-7.5m 以上)之重要度係數較震災前原設計提高一級，實際設計震度依施工之可行性及鄰近建築物之影響而決定。
- 2.貨櫃碼頭及客運碼頭部份船席採耐震強化碼頭並予以分散配置。

神戶港復舊時採用之設計震度原則上仍以港灣設計規範規定之震度法為之，即：設計震度=區域震度×地盤係數×重要度係數。

對於水深-7.5m 以上大型碼頭，其重要度係數由原震災前之 1.0 提高至震災

後之 1.2，設計震度則依地盤係數之不同，由原震災前之 0.15~0.18 提高至震災後之 0.20( $0.15 \times 1.2 \times 1.2 = 0.216 \rightarrow$ 取 0.2，小數點後第二位二捨三入)。

至於水深較淺之小型碼頭，其重要度係數仍維持 1.0，設計震度則為 0.15。

### 3.4 耐震強化碼頭之配置與設計震度

神戶港摩耶碼頭區原即設置三席耐震強化碼頭(設計震度 0.25)，於阪神地震中災損極為輕微，除可於救災過程中作為緊急救援用碼頭外，對於日後碼頭之復舊設計，亦提供了重要之參考依據與經驗。

神戶港復舊中之耐震強化碼頭，其重要度係數由原 1.0 至 1.2 提高至 1.5，其設計震度則採用  $0.25(0.15 \times 1.2 \times 1.5 = 0.27 \rightarrow$ 取 0.25，小數點後第二位七捨八入)。於斷面設計時，除提高設計震度外，碼頭後線背填土壤之液化分析與土壤改良亦需一併檢討，且依實測地震資料，進行碼頭結構與背填土之動態解析，以瞭解強震時碼頭可能之變形量，確保碼頭結構之安全性。

總計阪神震災後，神戶港除原有摩耶碼頭既設之三席耐震強化碼頭外，另於兵庫突堤區(水深-9m)、新港突堤區(水深-12m)、摩耶碼頭區(水深-10~-12m)、ROKKO ISLAND 區(水深-8.5~-16m)、及 PORT ISLAND 區(水深-15m)等區域，共設置 17 席耐震強化碼頭。

## 肆、神戶港碼頭復舊斷面

### 4.1 復舊斷面與工法研選

神戶港於研擬碼頭復舊斷面及工法時，除考量設計震度之提高外，亦考慮災損碼頭狀況、構造型式、外在限制條件、工期及費用等。神戶港於進行碼頭復舊設計時，主要考慮三種最適之復舊方案：

- A 案：災損碼頭結構前方另行新設結構物
- B 案：災損碼頭結構拆除並於原處設置新結構物
- C 案：災損碼頭結構補強並降低背填土壓

復舊斷面與工法研選流程詳圖 4-1，由此研選流程決定之復舊斷面與工法，摘錄詳如圖 4-2，神戶港各災損碼頭復舊工法詳圖 4-3。

## 4.2 復舊斷面安全性分析

由於神戶港復舊碼頭眾多，本文僅針對前述三方案中，摘錄三例復舊斷面及其安全性分析，加以分析說明比較。

- (1)PORT ISLAND PL1 碼頭，原沉箱式碼頭、水深-12m，設計震度 0.1，災損後利用原有沉箱結構進行堤體補強，採鋼版樁輔以錨樁錨碇方式，將耐震力提高至 0.2，詳圖 4-4，復舊後安全性分析詳表 4-1。
- (2)ROKKO ISLAND RC2 碼頭，原沉箱式碼頭、水深-13m，設計震度由 0.15 提高至 0.25，採既有沉箱前方新設沉箱結構方式，並於新設沉箱後方採鏤空方式，降低背填土壓，碼頭後線進行土壤改良，詳圖 4-5，安全性分析詳表 4-2。
- (3)ROKKO ISLAND RC7，原沉箱式碼頭、水深-14m，復舊為耐震強化碼頭，採既有沉箱前方新設棧橋結構，於新設棧橋後方以排樁擋土，並採鏤空方式以降低背填土壓，碼頭後線並以固化方式進行土壤改良，詳圖 4-6，安全性分析詳表 4-3。

## 伍、台中港 921 地震碼頭災損狀況及復舊斷面

### 5.1 碼頭災損情況

台中港 9 座沉箱式碼頭於 921 集集大地震中，計有 5 座沉箱式碼頭及其貨物輸送系統、糖密儲槽、維生管線、貨櫃場..等受損，其中沉箱碼頭最大位移量約 1.68m、沉陷量最大約 0.57m。詳細受損內容及金額如表 5-1 所示，碼頭損壞示意圖詳圖 5-1。

### 5.2 復舊方式及斷面

由於台灣中部地區穀物全由台中港 1 號及 3 號碼頭進口，此兩碼頭受 921 震災後，中部及其以北地區之穀物改由高雄港進口再以陸運方式北送，除運輸成本增加外亦增添高速公路之擁塞，故復舊順序及目標乃以此兩座碼頭列為優先。

1 號碼頭與 3 號碼頭因沉箱本體位移及沉陷，造成吸穀機軌道彎曲、起伏無法行走，1 號碼頭平行碼頭方向之輸送帶架並無重大損壞，至於 3 號碼頭則因支架採獨立基腳，致整排輸送帶架均已沉陷無法使用而必須重建。1 號及 3 號碼頭垂直碼頭方向之輸送帶架則全部損壞，均須重建。

經估計 1 號碼頭復舊約須三個月，3 號碼頭則須半年，且 1 號碼頭穀倉容量達 90,000 噸，較 3 號碼頭 80,000 噸多，故乃決定先復建 1 號碼頭。研究後 1 號碼頭輸送帶支架採用施工工期較短之鋼構架預製方式，支柱下並打設基樁作為基礎結構，在整個輸送系統修復完成前，軌道之修正及碼頭面整修亦同時施工，此部份約於開工後三個月內完成。

1 號碼頭緊急復舊工程已於 88 年底大致完成，並於今年(89 年)2 月 8 日開始靠船卸穀物，使用後一個月之穀物卸載量達 34 萬噸，充份發揮緊急復舊之功能與成效。緊急復舊斷面詳圖 5-2。

2 號、4 號及 4A 碼頭則為水泥、液散貨碼頭，921 震災後此三座碼頭亦產生位移、沉陷，但如僅作緊急靠泊應無安全顧慮，故隨即在碼頭後線經略為整修後，即開放供船舶靠泊卸貨。此三座碼頭於復舊施工期間亦保持最少有一座碼頭可供使用，故不太影響水泥、糖密、油品等之卸料作業。

永久復舊斷面設計採既有沉箱補強輔以鋼管樁錨碇方式，並將耐震力有原設計震度之 0.15 提高至 0.20，永久復舊工程除 4A 碼頭於三個月內完成，其餘四座碼頭則均已 89 年 06 月底全部完成，詳圖 5-3。

## 陸、碼頭復舊工法分類及比較

經過日本阪神大地震、台灣 921 集集大地震及日本前幾次地震等對碼頭產生災害之地震，本文特搜集碼頭災害復舊斷面，並加以分類介紹以供作參考。碼頭復舊斷面實例係參考下列地震後，各災損港灣之災害復舊資料加以整理分類。

- ①日本海中部地震(1983.05.26)
- ②日本釧路沖地震(1993.01.15)
- ③日本北海道南西沖地震(1993.07.17)
- ④日本北海道東方沖地震(1994.10.04)

⑤日本兵庫縣南部地震(阪神大地震)(1995.01.17)

⑥台灣 921 集集大地震(1999.09.21)

本文僅針對前述地震災損中，各災損港灣原有重力式碼頭於受到地震破壞後，進行耐震補強工法之分類、工法概要介紹及既有實際案例介紹，並加以摘錄，詳表 6-1。至於版樁式碼頭之耐震補強工法，及棧橋式碼頭耐震補強工法，本文中則暫不予節錄。

## 柒、台中港與神戶港震災及復舊斷面比較

### 7.1 台中港 1~4A 碼頭與神戶港碼頭設計條件及災損比較

項 目		神 戶 港 (1995.1.17)	台 中 港 (1999.9.21)
<b>7.1.1 設計條件</b>			
1.碼頭面高程		+4.0m	+6.2m
2.碼頭水深		-7.5m~-15.8m	-9.2m~-13.0m
3.潮位	H.H.W.L.	+3.7m	+5.86m
	H.W.L.	+1.7m	+4.42m
	L.W.L.	± 0.0m	+0.88m
4.碼頭背填料		塊石( $\phi=40^\circ$ )	卵石( $\phi=35^\circ$ )
5.原設計震度(Kh)		PORT ISLAND 0.10 ROKKO ISLAND 0.15 其他 0.1~0.18	0.15
6.復舊設計震度(Kh)		大型碼頭 0.20 耐震強化碼頭 0.25	0.20(#1~#4) 0.15(#4A)
7.超載(T/m <sup>2</sup> )		貨櫃碼頭：1.0 T/m <sup>2</sup> (常時) 0.5 T/m <sup>2</sup> (地震時) 散什碼頭：2.0 T/m <sup>2</sup> (常時)	3 T/m <sup>2</sup> (常時) 1.5 T/m <sup>2</sup> (地震時)

	1.0 T/m <sup>2</sup> (地震時)	
<b>7.1.2 災損狀況</b>		
1.碼頭最大加速度	538gal	160gal
2.碼頭最大位移量	5.9m	1.683m
3.碼頭面最大沉陷量	2.8m	0.57m
4.碼頭最大傾斜量	11.8%	2%
5.卸料機	損壞嚴重	未受損
6.輸送帶系統	損壞嚴重	部份受損
7.後線設施	損壞嚴重	較輕微

## 7.2 台中港與神戶港復舊斷面考慮因素之比較

	台中港 1~4A 碼頭	神戶港碼頭
設 計 部 份	1. 台中港潮差較神戶港大，殘留水位之考慮應特別注意。	1. 神戶港潮差較台中港小甚多。
	2. 原碼頭背填卵石 $\phi = 35^\circ$ 除非加以改良否則無法提高。	2. 原碼頭背填料為塊石 $\phi = 40^\circ \sim 45^\circ$ 。
	3. 原沉箱碼頭基礎拋石厚僅 2 公尺，震災沉陷後僅在 1.5~1.8 公尺間，復舊設計時應特別注意基礎容許承载力。	3. 原沉箱碼頭基礎拋石較厚且原有土壤經過置換改良。
	4. 碼頭沉陷後土壓及水壓等較原來為大，應予以考慮。	4. 同左
	5. 碼頭震災位移及沉陷量較小，原碼頭沉箱未受損，應予以留用。	5. 視損壞狀況而定。
	6. 背填料可能液化部份應加處理。	6. 背填料予以改良
	7. 濾料因震災損壞應重新鋪設。	7. 視復舊斷面型式而定。
	8. 復舊斷面設計震度應適度提高。	8. 設計震度自 0.1~0.18 提高至 0.2~0.25。
	9. 卸殼機軌道及輸送系統損壞，應配合修復。	9. 卸料設施重新設置。
	10. 輸送帶系統支架應打設基樁以免重蹈覆轍。	10. 輸送帶系統支架打設基樁。

使 用 部 份	<p>1. 台中港營運單位要求復舊完成後，五座頭法線應在同一直線上，以利靠泊營運。</p> <p>2. 航道船席水域不得減少。</p> <p>3. 施工期間應有部份碼頭可供靠泊使用。</p> <p>4. 最少有一座卸穀物專用碼頭可於 88 年 12 月底前修復完成。</p> <p>5. 所有復舊工程應於 89 年 6 月底前完成。</p>	<p>1. 碼頭法線在同一直線上，以利靠泊營運。</p> <p>2. 視情況而定。</p> <p>3. 修護緊急復舊碼頭以供使用。</p> <p>4. 修建暫時復舊碼頭以供使用</p>
------------------	--	--

### 7.3 台中港#1~#4A 碼頭與神戶港碼頭震災復舊工程費用比較

項目		碼頭水深	碼頭全高	工程費(新台幣元/m)	備註
台 中 港	#1 碼頭	-13m	19.2m	800,000	Kh=0.2
	#2 碼頭	-13m	19.2m	720,000	Kh=0.2
	#3 碼頭	-13m	19.2m	850,000	Kh=0.2
	#4 碼頭	-11m	17.2m	670,000	Kh=0.2
	#4A 碼頭	-9.2m	15.4m	270,000	Kh=0.15
神 戶 港	貨櫃碼頭	-12~-14m	16~18m	2,600,000	Kh=0.2
	散雜碼頭	-10m	14m	2,400,000	Kh=0.2
	客輪碼頭	-7.5~-9m	11.5~13m	2,000,000	Kh=0.2

### 7.4 台中港1~4A碼頭與神戶港碼頭震災復舊工期比較

	1999					2000					1996					1997		
	9/30	10/3	11/3	12/3	1/31	2/29	3/31	4/30	5/31	6/30	7/31	8/31	9/30	10/3	11/3	12/3	3/31	3/31
台中港(9.21)																		
#1(穀物)					●					■								
#2(散件)	▲					●				■								
#3(穀物)						●				■								
#4(散件)	▲						●			■								
#4A(散件)	▲							■										
神戶港 (公社部份)																		
PCI-12貨櫃	▲				●												■	
PL1-15散件	▲																■	
PCI4-15貨櫃																	■	
RC1-7貨櫃	▲				●												■	
RF1-3客輪	▲																■	
神戶港(1.17)																		

▲緊急復舊供用    ●暫時復舊供用    ■永久復舊供用



## 參 考 文 獻

- [1]「神戸港震災復興誌—1995年阪神・淡路大震災 港湾施設の復舊の記録」，日本運輸省第三港湾建設局震災復興建設部(1997.12)
- [2]「公社埠頭復舊復興記録—阪神・淡路大震災から明日に向かって」，  
「K.P.T.C.'s Terminal Restoration and Recovery Record—Toward the future from the Great Hanshin-Awaji Earthquake」 日本神戸港埠頭公社(1997.5)
- [3]「岸壁の耐震補強工法の考え方」と「ケーソン式岸壁の地震災害復舊マニュアル」，財團法人沿岸開発技術研究センタ(1999.3)
- [4]「地震対策に関する港湾技術セミナーテキスト」，財團法人沿岸開発技術研究センタ(1995.10)
- [5]「921 地震台中港北碼頭區港埠設施災損勘測及原因探討分析報告書(初稿)」…宇泰工程顧問公司(2000.4)

表 1-1 KPTC(公社)所屬設施阪神大地震受損金額

單位：(億日圓)

PORT ISLAND			ROKKO ISLAND		
項 目		受損金額	項 目		受損金額
貨櫃碼頭		462	貨櫃碼頭		438
	碼 頭	(275)		碼 頭	(314)
	舖 面	(124)		舖 面	( 52)
	起重機械	( 60)		起重機械	( 70)
	其 他	( 3)		其 他	( 2)
一般碼頭		292	客輪碼頭		53
	碼 頭	(239)		碼 頭	( 47)
	其 他	( 53)		其 他	( 6)
合 計		754	合 計		491
受 損 金 額 總 計			1,245 億日圓(NT\$350 億)		

表 1-2 KPTC(公社)PORT ISLAND 及 ROKKO ISLAND

所屬設施阪神大地震災害狀況

項 目	數 量	主要災害內容
貨 櫃 碼 頭	碼 頭 17 席 6,430m	[本體]滑動・傾倒・沉陷 [岸肩]陷沒
	場 地 面積 183ha	破損・陷沒、沉陷・液化
	起重設備 37 座	[本體]全毀 1 座・腳等損壞 36 座 [基礎]軌距分開
	建 築 物 1 式	部份損壞・沉陷
一 般 碼 頭	碼 頭 15 席 3,406m	[本體]滑動・傾倒・沉陷 [岸肩]陷沒
	場 地 面積 27.7ha	破損・陷沒、沉陷・液化
	建 築 物 14 棟	全毀、半毀、部份損壞・沉陷
客 輪 碼 頭	碼 頭 3 席 758m	[本體]滑動・傾倒・沉陷 [岸肩]陷沒
	場 地 面積 6.5ha	破損・陷沒、沉陷
	橋 樑 3 座	[本體]變形
	建 築 物 2 棟	部份損壞

表 4-1 PORT ISLAND PL1 碼頭復舊安全性分析

震災後復舊斷面

設計條件： 設計震度 Kh=0.20

超載  $Q = 1.0T / m^2$  (常時)  $Q' = 0.5 T / m^2$  (地震時)

潮位 H.W.L + 1.7m --- L.W.L ± 0.0m

主鋼管板樁

項 目	常 時	地 震 時
貫入深度	3.56 > 1.5	1.21 > 1.2

應力計算

項 目	常 時	地 震 時	備 註
主鋼管板樁(SKY400) $\phi 1,200 \times 12t \cdot L=28.0m$	$\sigma_s = 1,062 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 1,400 \text{kgf/cm}^2$	$\sigma_s = 1,945 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 2,100 \text{kgf/cm}^2$	
圍樑(SS400) H300×300×10×15	$\sigma_s = 1,060 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 1,400 \text{kgf/cm}^2$	$\sigma_s = 1,922 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 2,100 \text{kgf/cm}^2$	
拉桿 $\phi = 75 \text{mm}$	張力 53.35tf/支 < 68.0 tf/支	張力 102.19tf/支 < 103.4 tf/支	
錨碇直樁(SKK400) $\phi 1,000 \times 11t \cdot L=16.0m$	$\sigma_s = 936 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 1,400 \text{kgf/cm}^2$	$\sigma_s = 1,968 \text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 2,100 \text{kgf/cm}^2$	港研方式

錨碇直樁

項 目	常 時	地 震 時	備 註
貫入深度(m)	-11.74 < 13.70	-13.47 < -13.70	港研方式
頂部變位(mm)	14.8	38.3	港研方式
設置位置(m)	—	25.77 < 26.00	

震災前斷面

設計條件： 設計震度 Kh=0.10

超載  $Q = 2T / m^2$  (常時)  $Q' = 1T / m^2$  (地震時)

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	1.92 > 1.2	1.13 > 1.0
傾 倒	3.51 > 1.2	2.01 > 1.1
圓弧滑動	1.16 > 1.1	—

表 4-2 ROKKO ISLAND RC2 碼頭復舊安全性分析

震災後復舊斷面

設計條件： 設計震度  $K_h=0.25$

超載  $Q=1.0T/m^2$ (常時)  $Q'=0.5T/m^2$ (地震時)

潮位  $H.W.L + 1.7m$   $L.W.L \pm 0.0m$

新沉箱部份

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	21.96 > 1.2	1.30 > 1.0
傾 倒	31.28 > 1.2	2.12 > 1.1
偏心傾斜	—	1.02 > 1.0
圓弧滑動	1.41 > 1.1	—

新舊沉箱一同考量

項 目	常 時	地 震 時
滑 動		1.04 > 1.0

舊沉箱部份

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	2.34 > 1.2	1.00 > 1.0
傾 倒	3.49 > 1.2	1.13 > 1.1

震災前斷面

設計條件： 設計震度  $K_h=0.15$

超載、潮位同復舊斷面

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	2.82 > 1.2	1.11 > 1.0
傾 倒	4.67 > 1.2	1.82 > 1.1
圓弧滑動	1.30 > 1.1	—

表 4-3 ROKKO ISLAND RC7 碼頭復舊安全性分析

震災後復舊斷面

設計條件： 設計震度  $K_h=0.25$   
 超載  $Q = 1.0T/m^2$ (常時)  $Q' = 0.5 T/m^2$ (地震時)  
 潮位 H.W.L + 1.7m L.W.L  $\pm$  0.0m

項 目		海側直樁	陸側直樁	斜 樁
管徑(mm)		1,500	1,500	1,800
厚度(mm)		23	23	25
材質		SKK400	SKK400	SKK400
常	應力比	$0.32 \leq 1.0$	$0.15 \leq 1.0$	$0.24 \leq 1.0$
	變位(mm)	10.6 < 30.0		
時	軸力 承载力 (tf/支) 拉 力	333 —	127 —	281 —
	極限應力 承载力 (tf/支) 拉 力	1,220 —	1,267 —	1,714 —
地	應力比	$0.54 \leq 1.0$	$0.67 \leq 1.0$	$0.87 \leq 1.0$
	變位(mm)	99.4 < 100.0		
震	軸力 承载力 (tf/支) 拉 力	62 —	— -339	821 —
	極限應力 承载力 (tf/支) 拉 力	2,033 —	— -390	2,857 —

舊沉箱部份

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	$5.82 > 1.2$	$1.31 > 1.0$
傾 倒	$5.58 > 1.2$	$1.55 > 1.1$
偏心傾斜	—	$2.52 > 1.0$
圓弧滑動	$1.29 > 1.2$	—

震災前斷面

設計條件： 設計震度  $K_h=0.15$   
 超載、潮位同復舊斷面

項 目	常 時	地 震 時
滑 動	$2.9 > 1.2$	$1.1 > 1.0$
傾 倒	$5.9 > 1.2$	$2.2 > 1.1$
圓弧滑動	$1.3 > 1.1$	—

表 5-1 台中港 921 地震災害狀況及受損金額

項 目		主要災害內容	受損金額 (NT 萬元)
碼頭	碼頭 5 座(1135m)及輸送帶架基礎	碼頭位移、沉陷、軌道移位沉陷、後線坍塌、輸送架傾倒、建物受損	88,000
	輸送帶機械系統	#1 及#3 碼頭二套受損	15,000
	儲槽及其他	儲槽受損 11 座、糖密外洩、鐵路下陷凹曲、地面下陷	
什項	貨櫃場鋪面等	地面下陷、坑洞	5,500
	公共工程、建築及其他	部份建築物、排水系統及電力管線受損	4,500
合 計			113,000

【法線】	【原碼頭結構】	【工法概要】	【工法編號】	【實例】	
法線些微變更	留用	背填拆除工法(1) 拆除部份背填減少土壓(擋土牆護岸)	JA1-1	神戶港 台中港方案UT9、10、11	
		背填拆除工法(2) 拆除部份背填減少土壓(鋼板樁護岸)	JA1-2	神戶港 台中港方案UT12	
		背填拆除工法(3)	UT6	台中港方案UT6、7、8	
		背填料減輕置換工法 背填料輕質化減少土壓(輕質混合處理土)	JA2	神戶港 台中港方案UT13相似	
		水碎爐石置換工法 背填料輕質化減少土壓(水碎爐石)	JA3	神戶港 台中港方案UT13	
		事前混合處理土置換工法 背填料輕質化減少土壓	JA4	神戶港 台中港方案UT17	
		水泥系固化處理工法 增強背填料強度減少土壓	JA5	神戶港 台中港方案UT14	
		一體化混凝土工法 澆製新混凝土使與原碼頭一體化	JB1	青苗漁港	
		沉箱內填料重量化工法	JB2	神戶港	
		上部重量化工法	JB3	神戶港	
		沉箱前趾加強工法 沉箱前趾打設版樁增加抗力	JC1	神戶港 台中港方案UT16	
		錨碇樁工法 設錨碇設施增強抵抗力	JC2	神戶港 台中港方案UT15	
		灌漿工法	UT19	無實例	
		部份留用	沉箱扶正(加鋪增摩擦力設施)	UT18	神戶港
		完全拆除	新設碼頭結構		神戶港

表 6-1(1) 碼頭耐震補強工法分類(原有碼頭型式：重力式)

【法線】	【原碼頭結構】	【工法概要】	【工法編號】	【實例】	
法線前移	留 用	一體化混凝土工法 碼頭前澆置混凝土成一體化	JD1	釧路港、根室港 台中港方案UT4相似	
		一體化鋼板樁混凝土工法 碼頭前設鋼板樁與原結構體間澆置混凝土成一體化	JD2	神戶港 台中港方案UT4	
		一體化鋼板樁混凝土工法 碼頭前設鋼板樁與原結構體間澆置混凝土成一體化	JD3	無實例 台中港方案UT4	
		重力式結構工法 原碼頭前設沉箱結構體	JE1	神戶港 台中港方案UT11相似	
		鋼板樁式工法 增設鋼板樁及錨碇設施	JE2~3	森港、神戶港 台中港方案UT2、3 高雄港17~21號碼頭改建	
		棧橋式工法(設擋土版樁) 碼頭前設棧橋碼頭	JE4	神戶港、清水港 台中港方案UT1、5綜合	
		棧橋式工法(不設擋土版樁) 碼頭前設棧橋碼頭	JE5	清水港、神戶港 台中港方案UT1	
		鋼管排樁工法	UT5	台中港方案UT5 基隆港31、32號碼頭改建	
		留存但不予利用			
		完全拆除			

表 6-1(2) 碼頭耐震補強工法分類(原有碼頭型式：重力式)

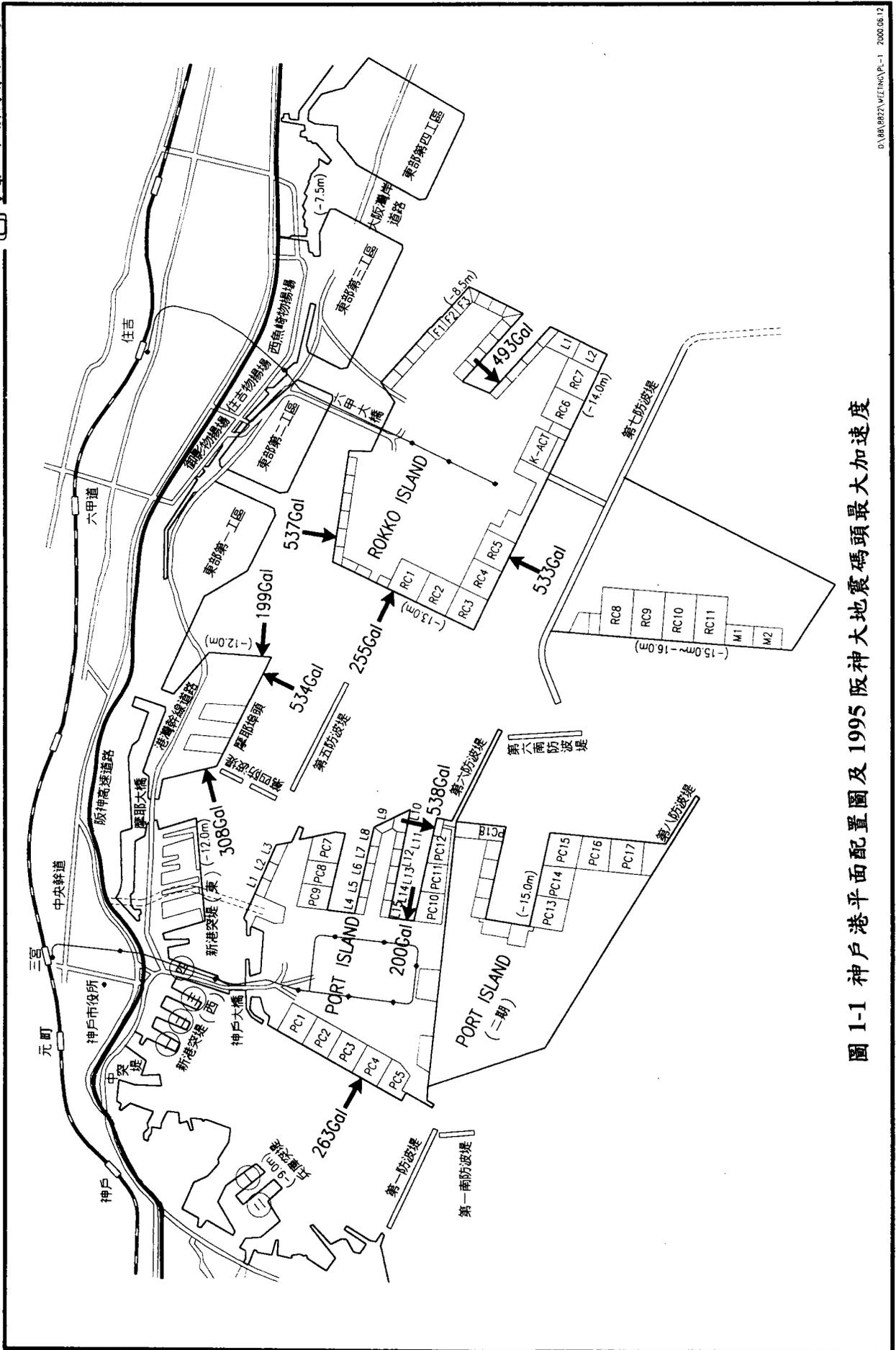


圖 1-1 神戶港平面配置圖及 1995 阪神大地震碼頭最大加速度

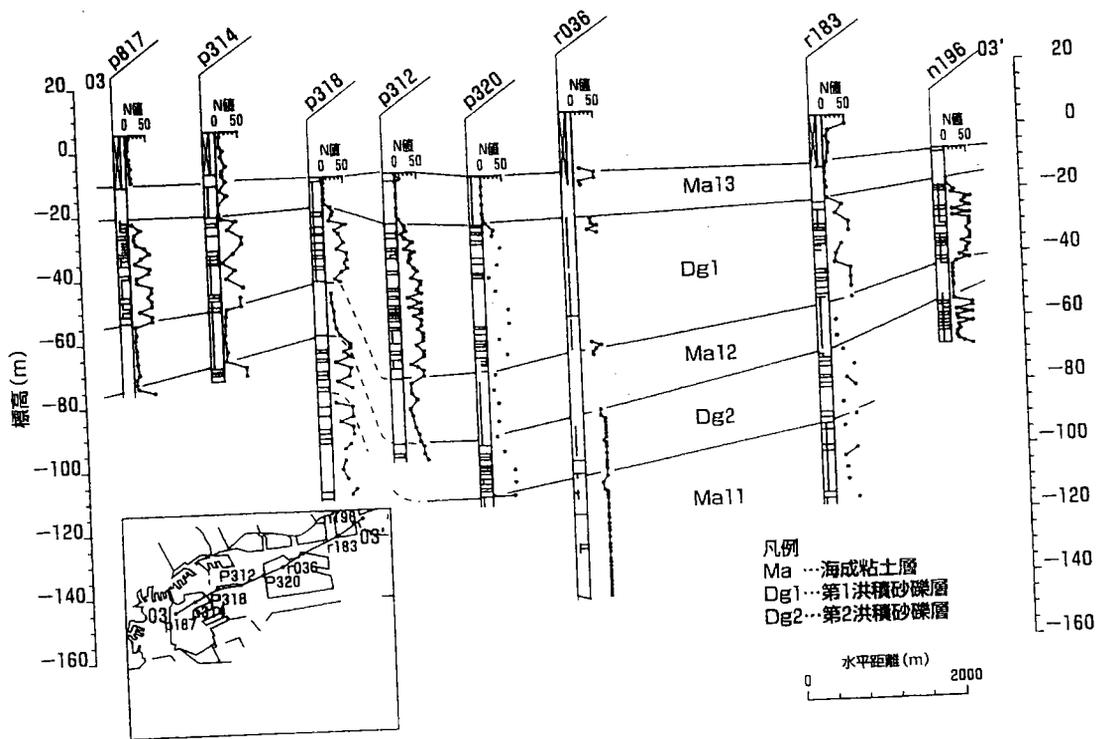


圖 1-2 神戸港地層断面圖(神戸：03,03')

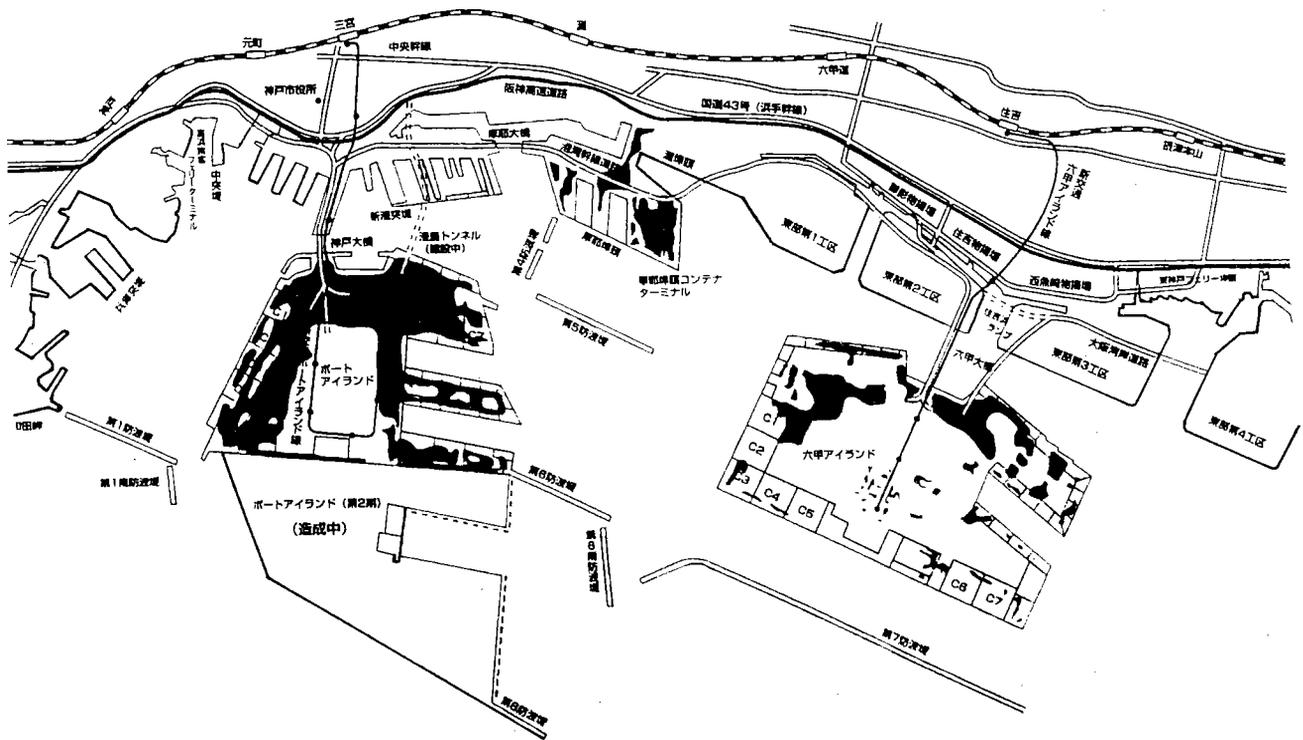


圖 1-3 回填地區噴砂位置圖

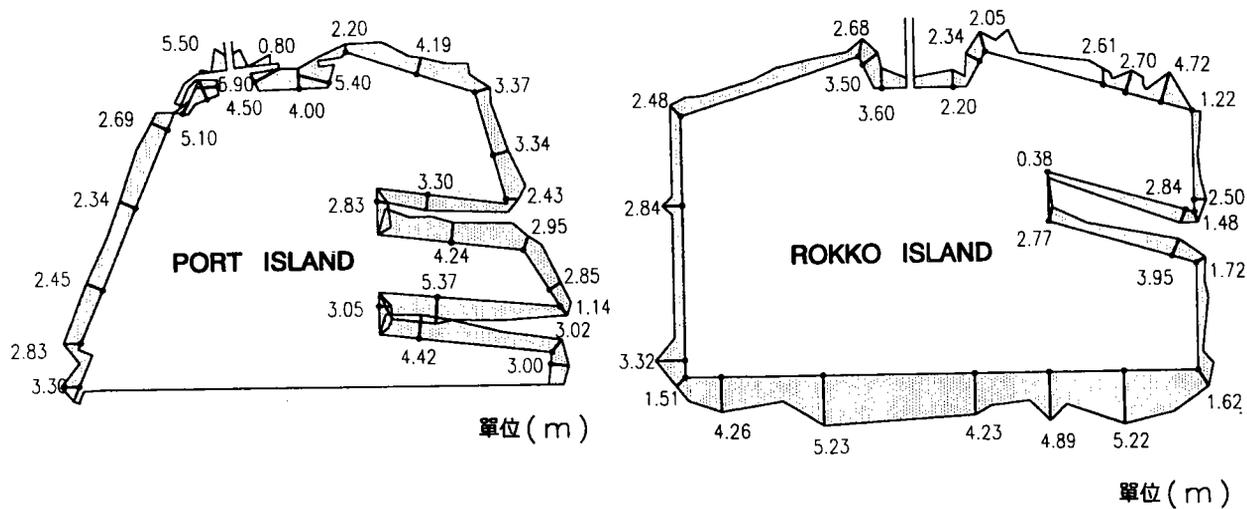


圖 1-4A 日本阪神震災碼頭法線變位圖

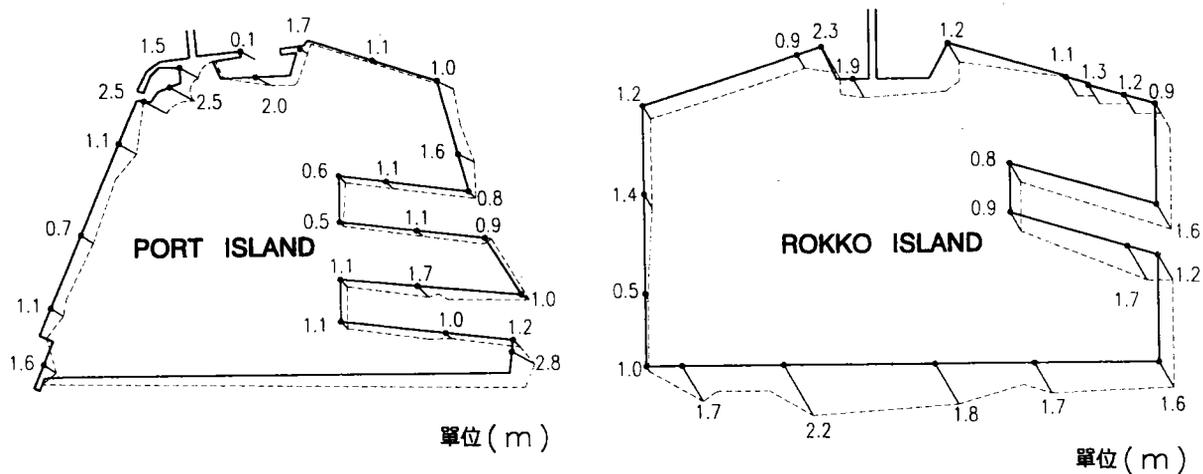


圖 1-4B 日本阪神震災碼頭沉陷圖

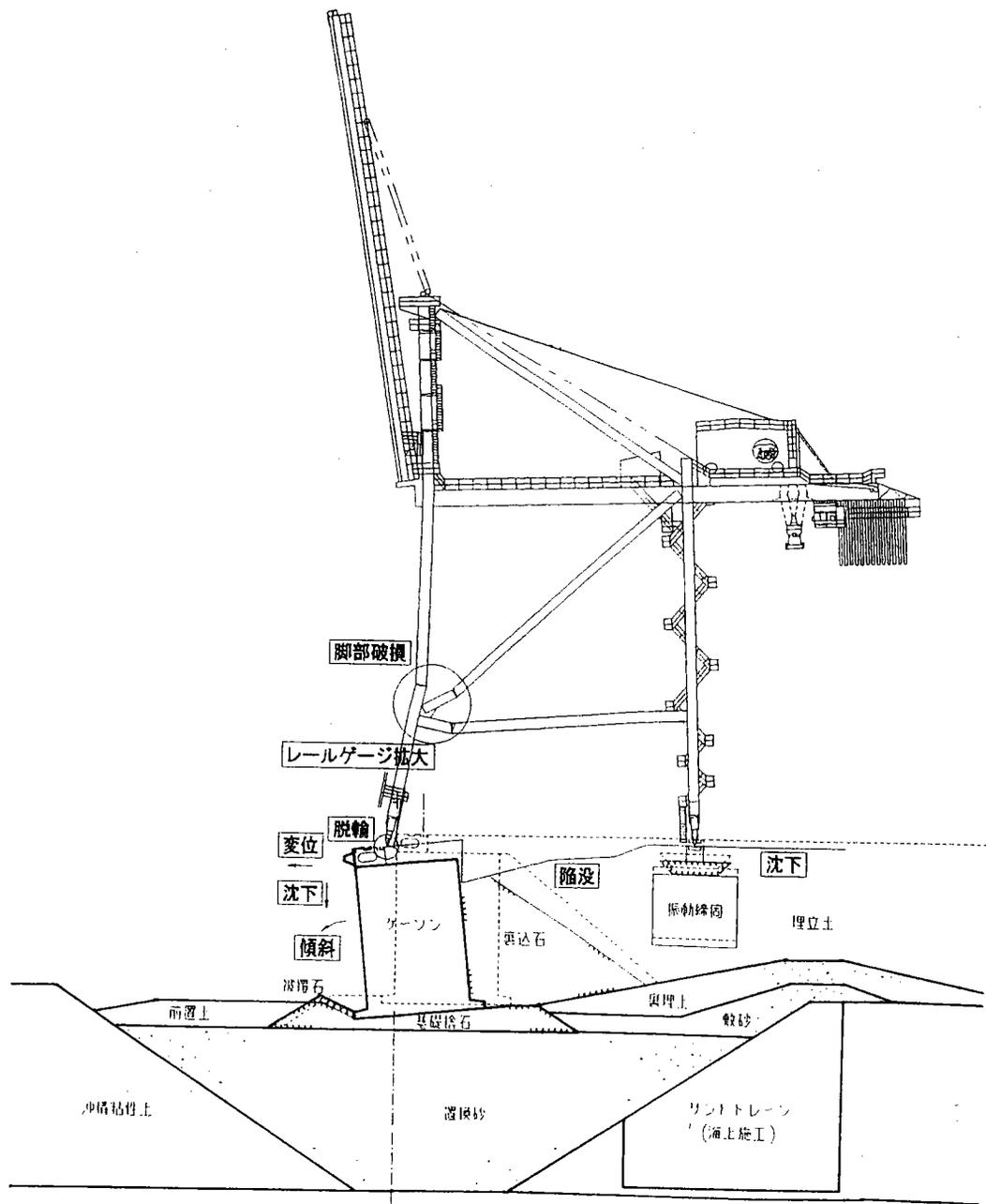


圖 1-5 碼頭災害斷面示意圖

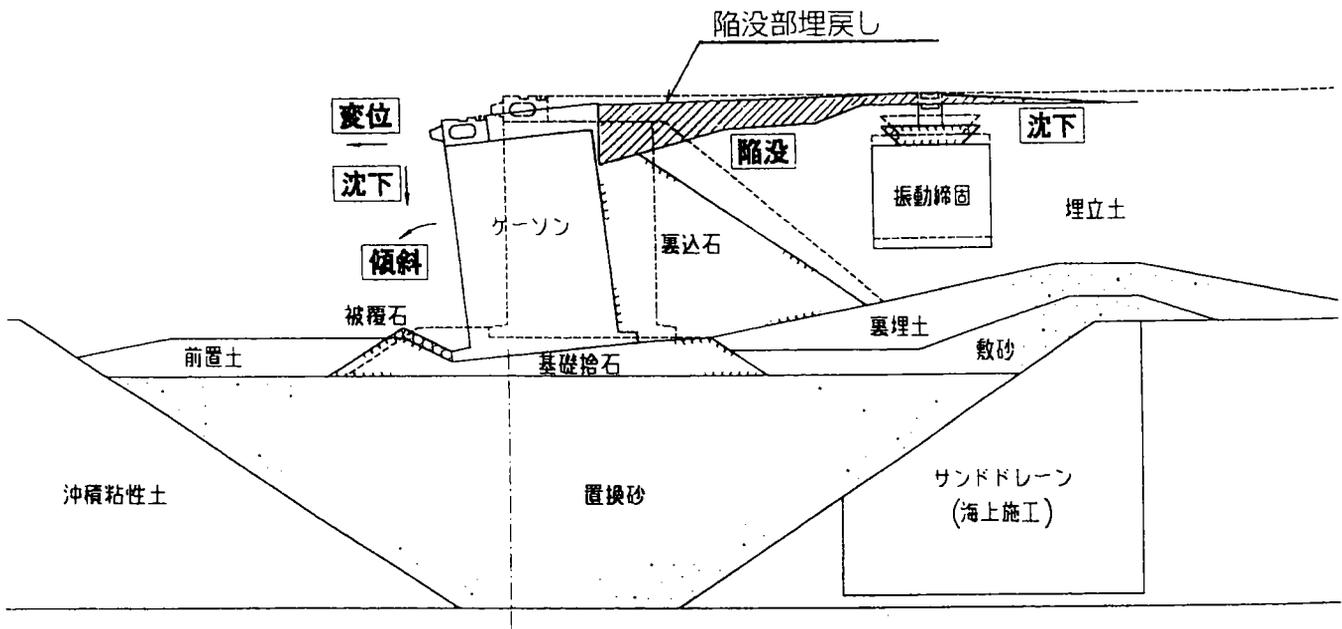


圖 2-1 緊急復舊標準断面圖

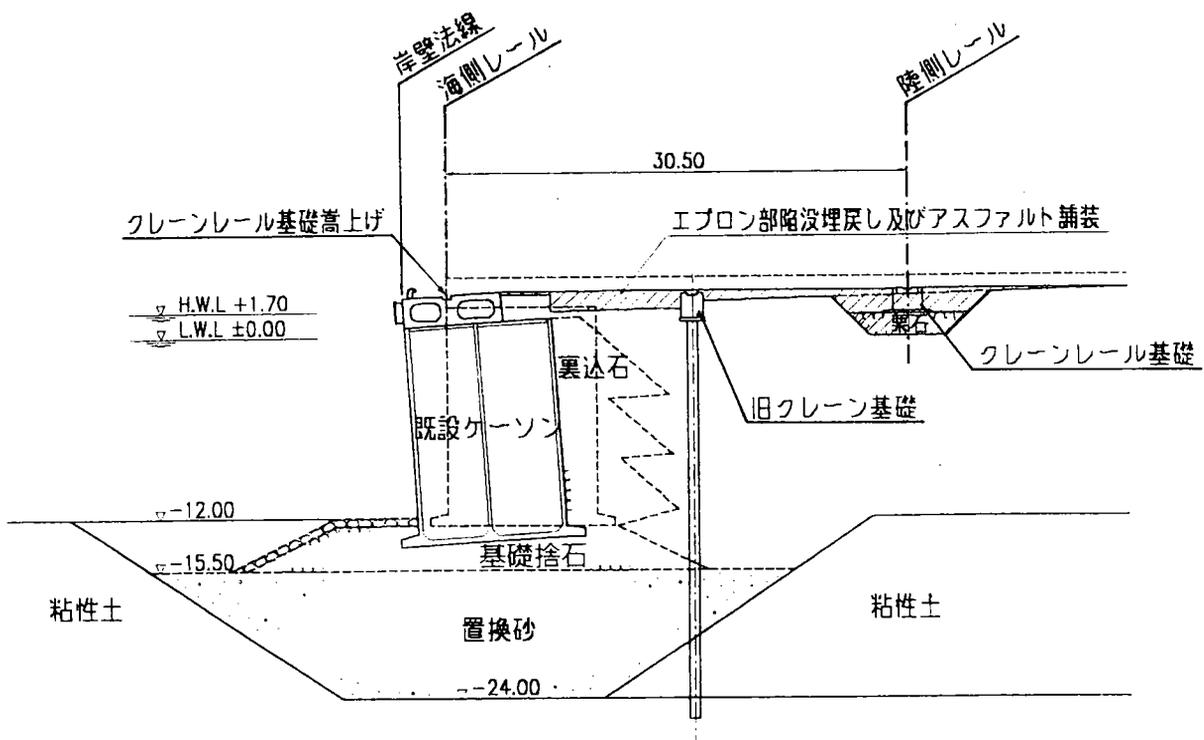


圖 2-2 貨櫃碼頭暫時復舊標準断面圖

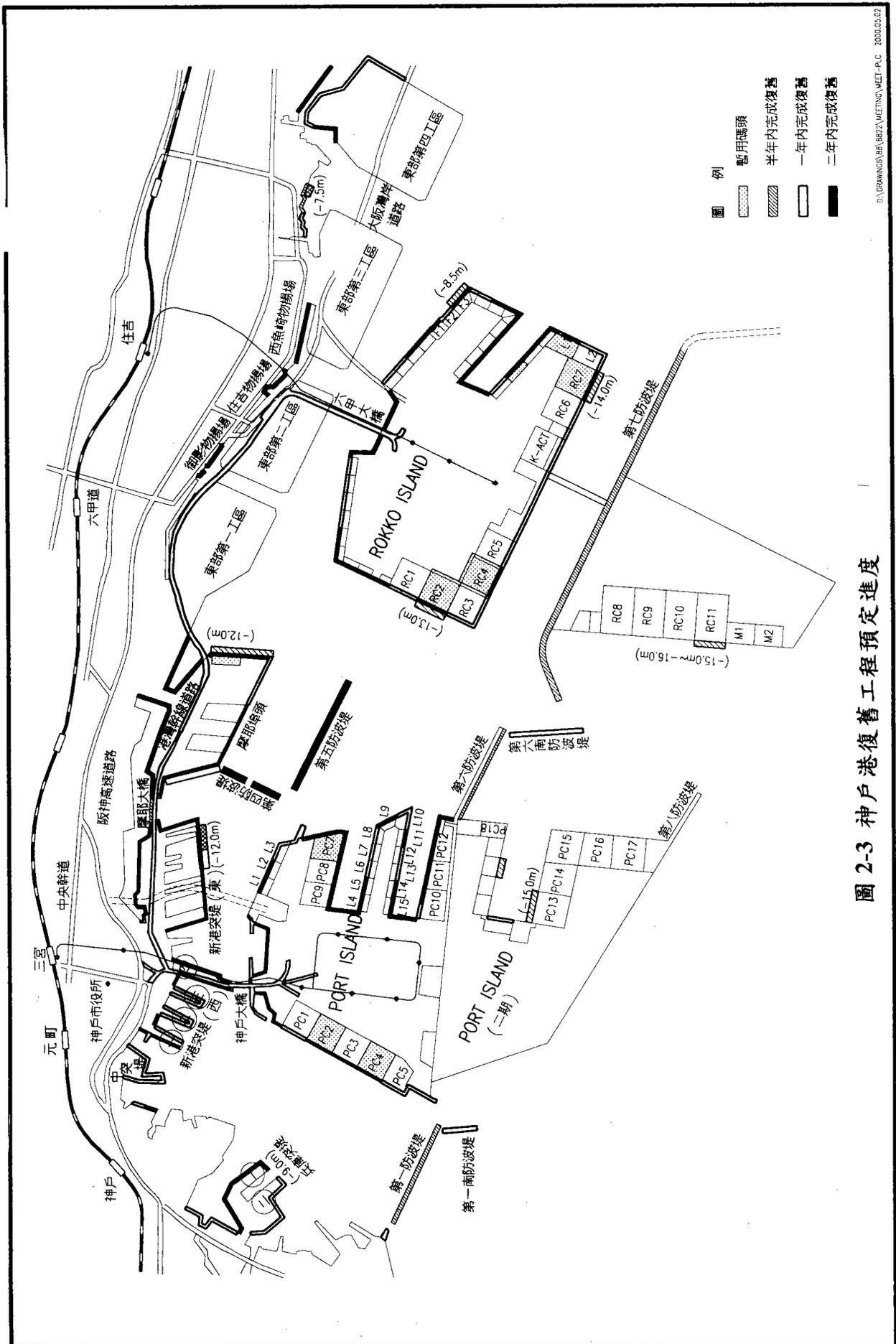


圖 2-3 神戶港復舊工程預定進度

BY DRAWING: B1, B62, MEETING, WEST, PLC, 2003.05.07



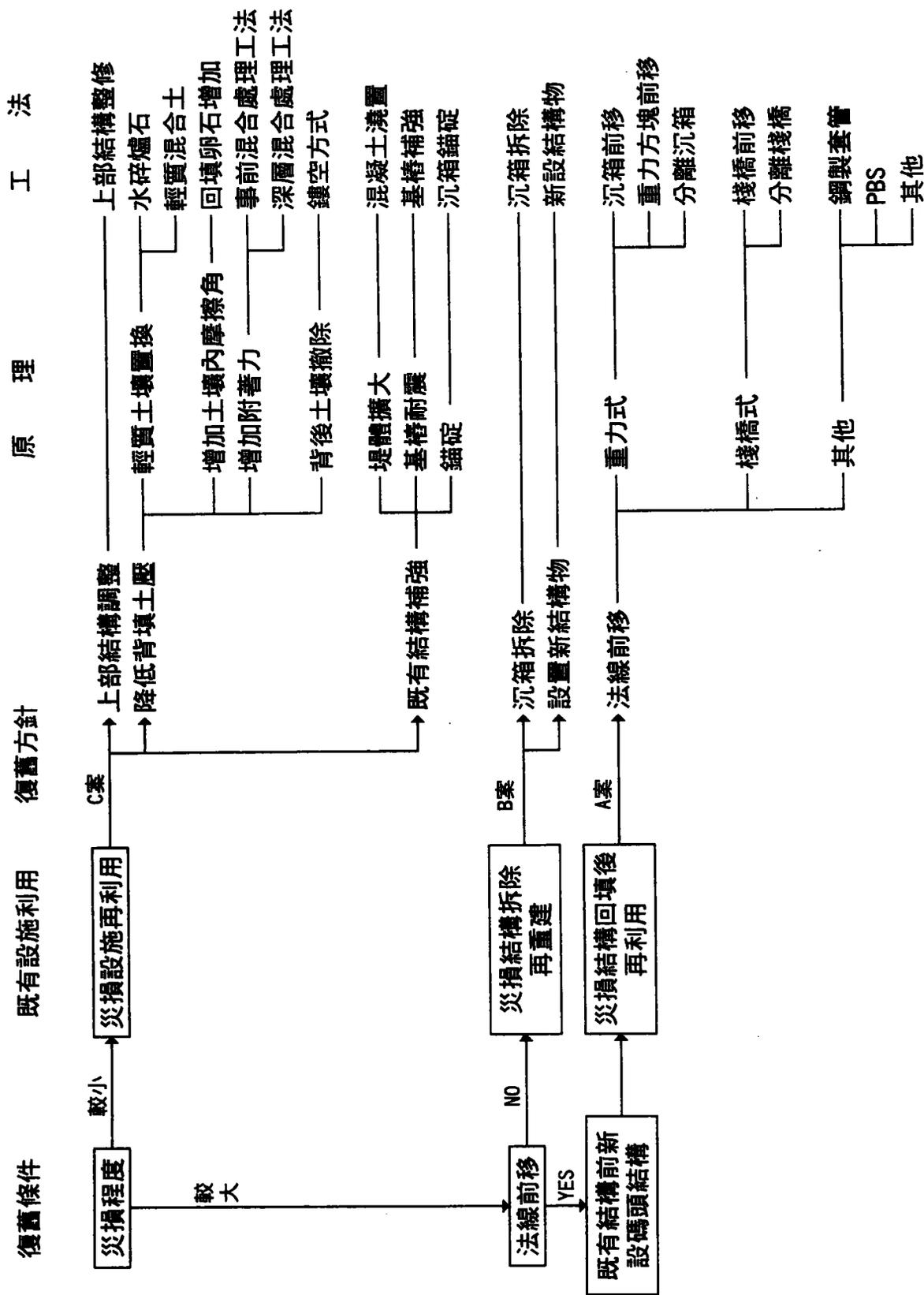


圖 4-1 神戶港碼頭復舊工法研擬流程

圖 4-2(1) 碼頭耐震補強工法斷面示意圖(重力式)

JA1-1	裏込撤去工法(1)
工法概要	裏込石等を撤去し、土圧を低減する。(既設背後に土留め構造必要)
JA1-2	裏込撤去工法(2)
工法概要	裏込石等を撤去し、土圧を低減する。(既設背後に土留め構造必要)
JA2	軽量混合処理土置換工法
工法概要	裏込石等を撤去し、軽量混合処理土と置換し、作用土圧を低減する。

圖 4-2(2) 碼頭耐震補強工法断面示意圖(重力式)

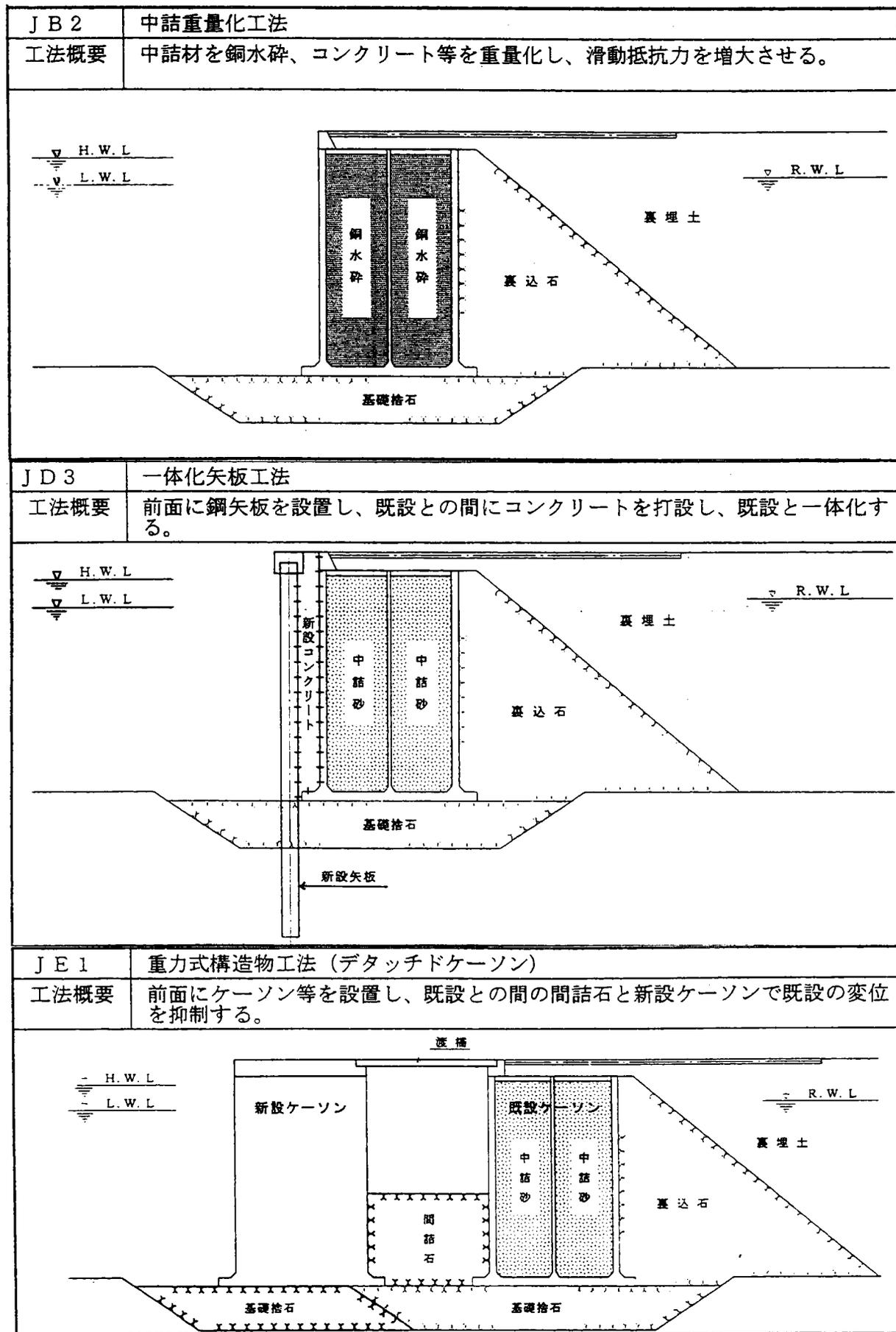
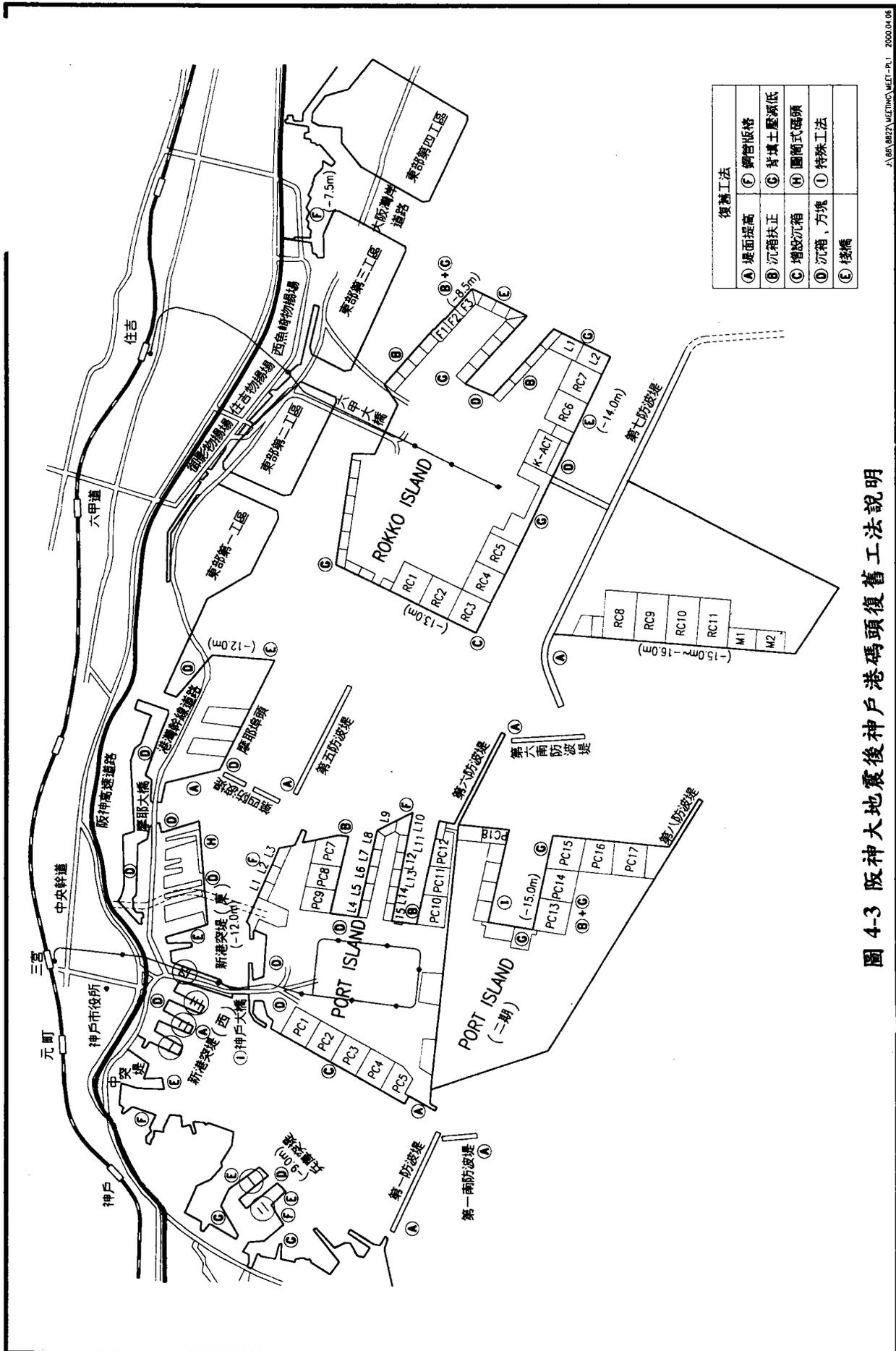


圖 4-2(3) 碼頭耐震補強工法斷面示意圖(重力式)

J C 1	根固矢板工法
工法概要	既設直前面に根固矢板を打設し、既設と水中部で結合し、滑動抵抗力を増大させる。
J C 2	控え杭工法
工法概要	既設背後に控え杭を設置し、既設とタイ材等で結び、滑動抵抗力を増大させる。
J E 4	栈橋式構造物工法 (土留め機能付き)
工法概要	前面に栈橋 (土留め構造あり) を設置し、既設との間の間詰石と新設の栈橋で既設の変位を抑制する。



復舊工法	
Ⓐ 堤面提高	Ⓕ 鋼管版樁
Ⓑ 沉箱扶正	Ⓖ 背填土壓減低
Ⓒ 增設沉箱	Ⓖ 圓筒式碼頭
Ⓓ 沉箱, 方塊	Ⓖ 特殊工法
Ⓔ 棧橋	

圖 4-3 阪神大地震後神戸港碼頭復舊工法說明

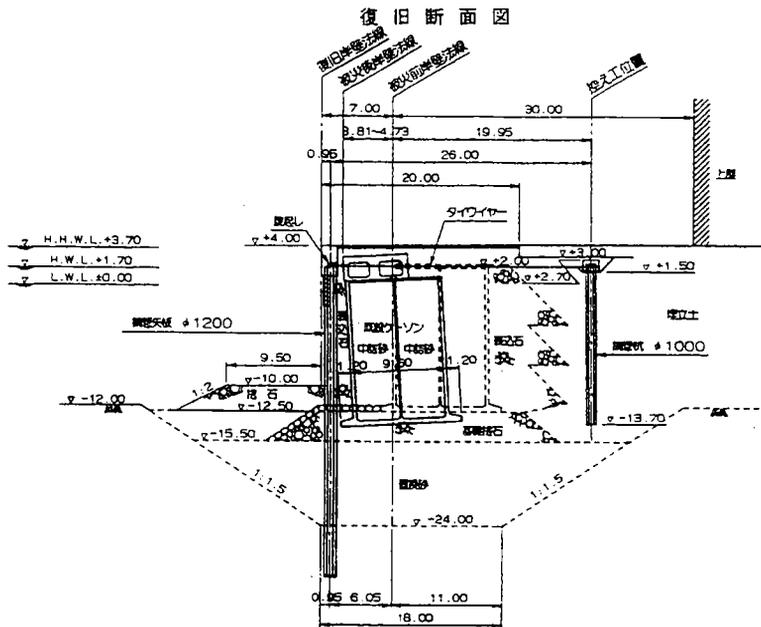
J1, B6, B8Z, WEI, TINO, MET, -P.1 2000.04.06



圖 4-4 神戶港 PL1 碼頭復舊断面圖

復舊編號	1(PL1)	港名	神戶港	破壞原因	阪神大地震
	復舊改良前			復舊改良後	
水深	-12.0m			-10.0m	
構造形式	沉箱式			鋼板樁式	
設計震度	0.10			0.20	
復舊改良工法特徵	法線外移	7.0m			
	現有碼頭利用情況	無			
	工法概要	舊碼頭前打設鋼板樁，並以錨樁後拉			
	設計施工上之要求				

復舊改良後断面



復舊改良前断面

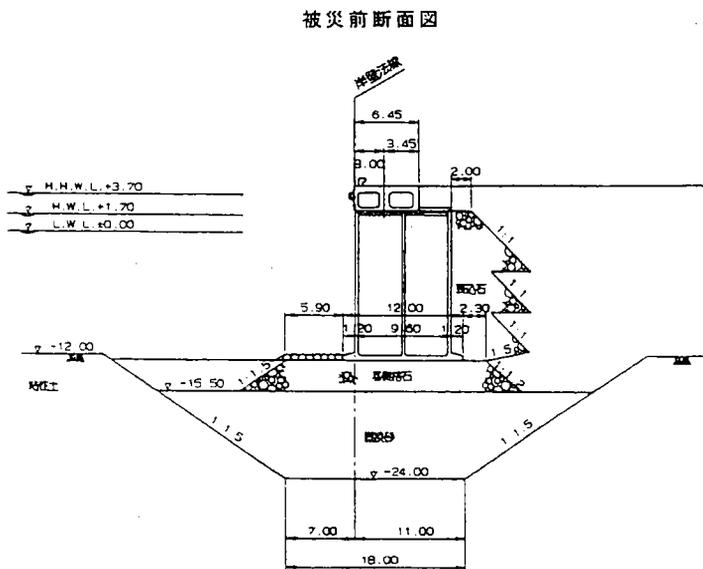
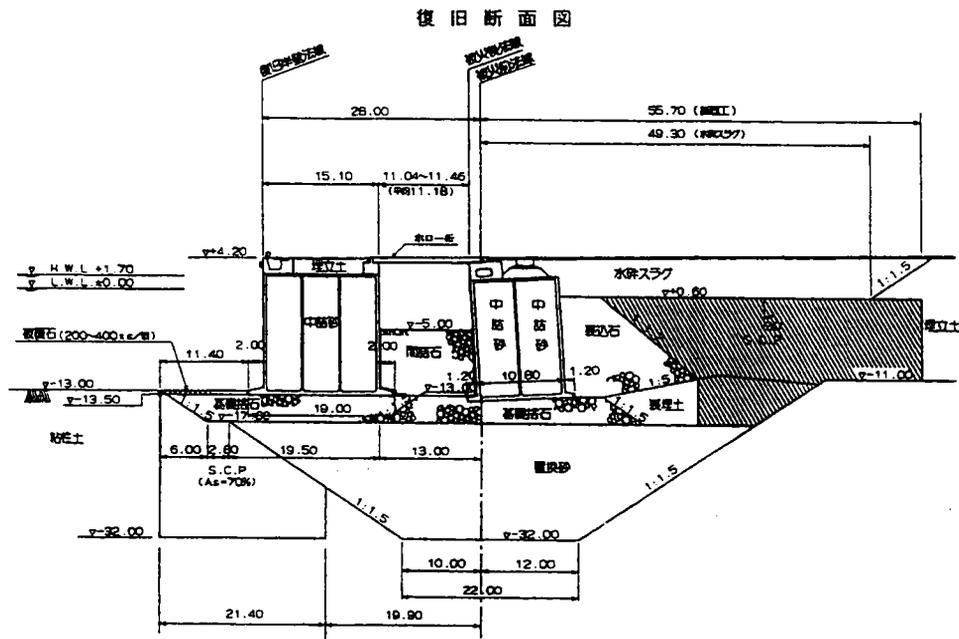


圖 4-5 神戸港 RC2 碼頭復舊断面圖

復舊編號	2(RC2)	港名	神戸港	破壞原因	阪神大地震
	復舊改良前			復舊改良後	
水深	-13.0m			-13.0m	
構造形式	沉箱式			沉箱式	
設計震度	0.15			0.25	
復舊改良工法特徴	法線外移	28.0m			
	現有碼頭利用情況	有			
	工法概要	1. 碼頭前另設沉箱碼頭 2. 新舊碼頭以連絡橋連接 3. 舊碼頭後背填料改良			
	設計施工上之要求				

復舊改良後断面



復舊改良前断面

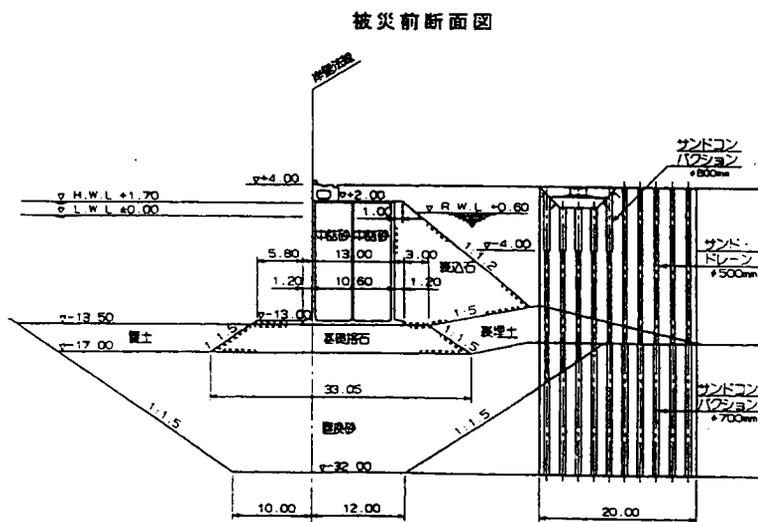
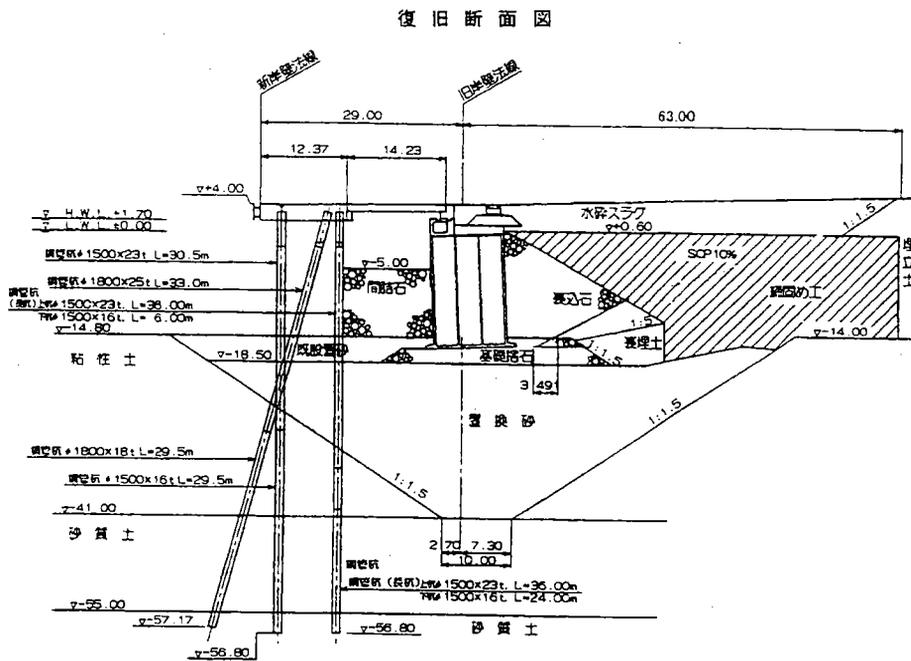


圖 4-6 神戶港 RC7 碼頭復舊断面圖

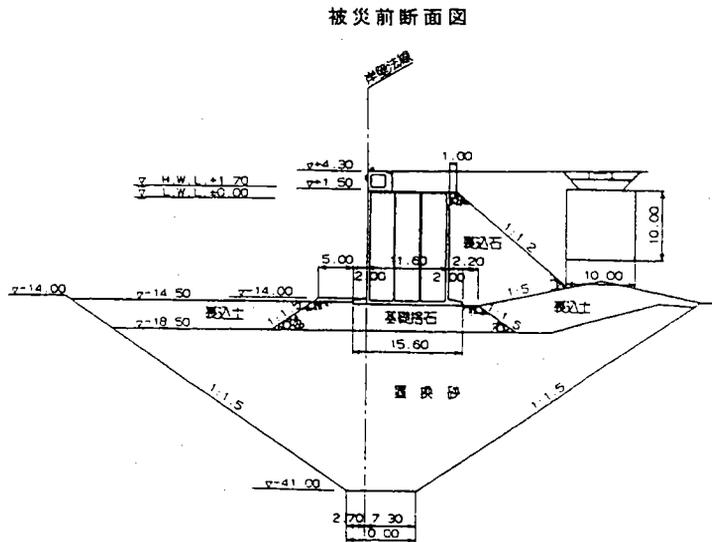
宇泰工程顧問有限公司

復舊編號	3(RC7)	港名	神戶港	破壞原因	阪神大地震
	復舊改良前		復舊改良後		
水深	-14.0m		-14.8m		
構造形式	沉箱式		棧橋式		
設計震度	0.15		0.25		
復舊改良工法特徵	法線外移	29.0m			
	現有碼頭利用情況	有			
	工法概要	1. 舊碼頭前加設棧橋碼頭 (並以排樁擋土) 2. 舊碼頭背填料改良			
	設計施工上之要求				

復舊改良後断面



復舊改良前断面



D:\DRAWINGS\95\8822\PLAN\ALT18 2000.05.03



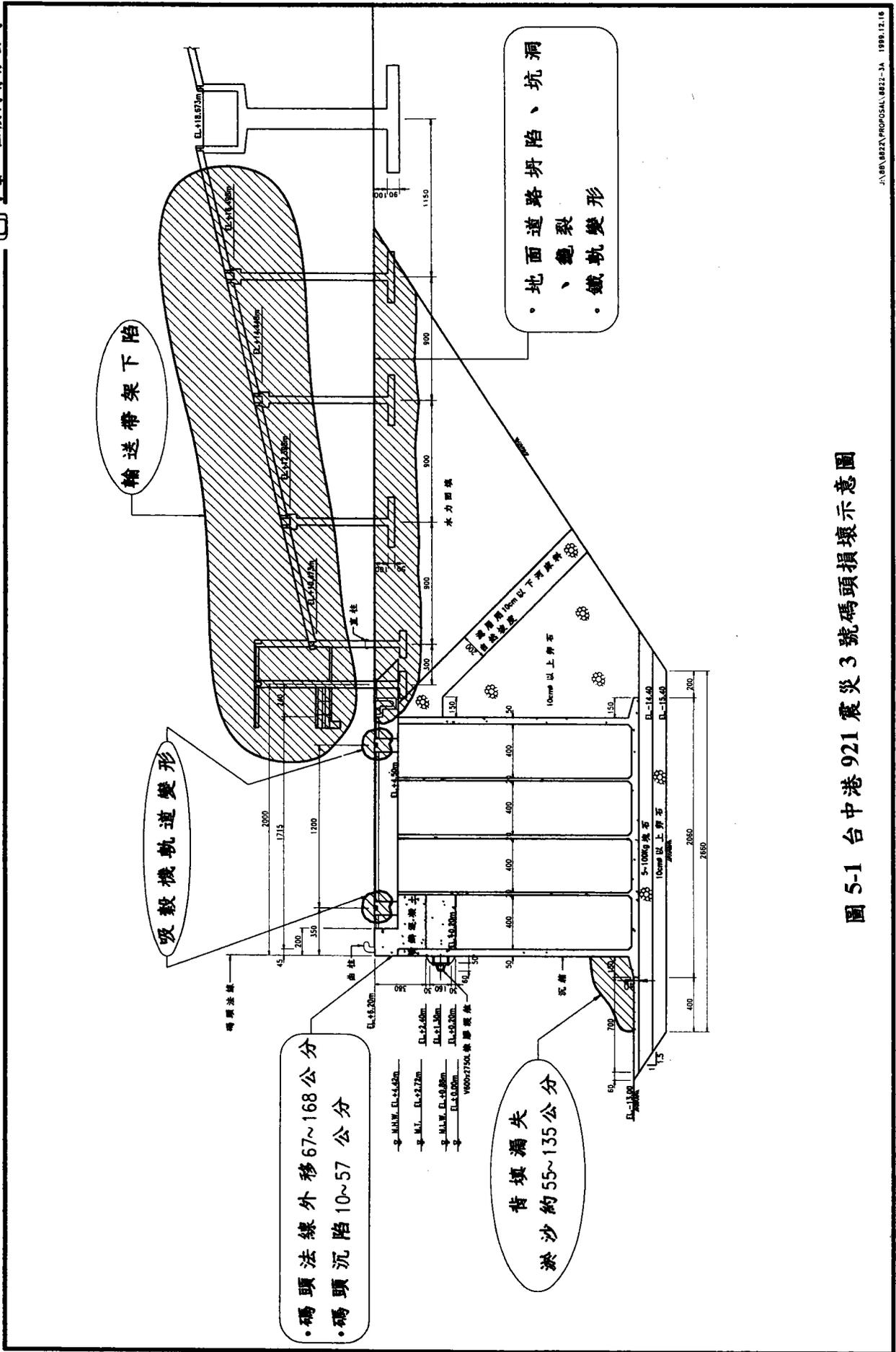
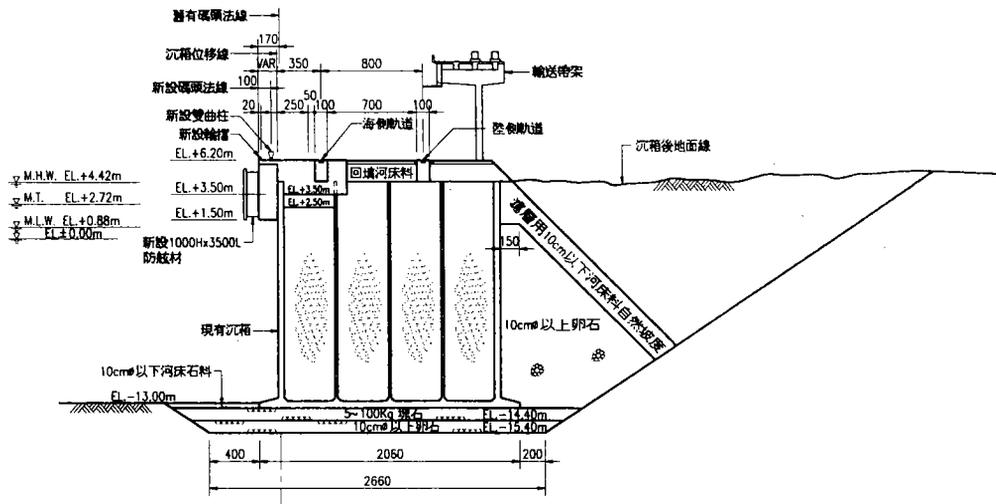
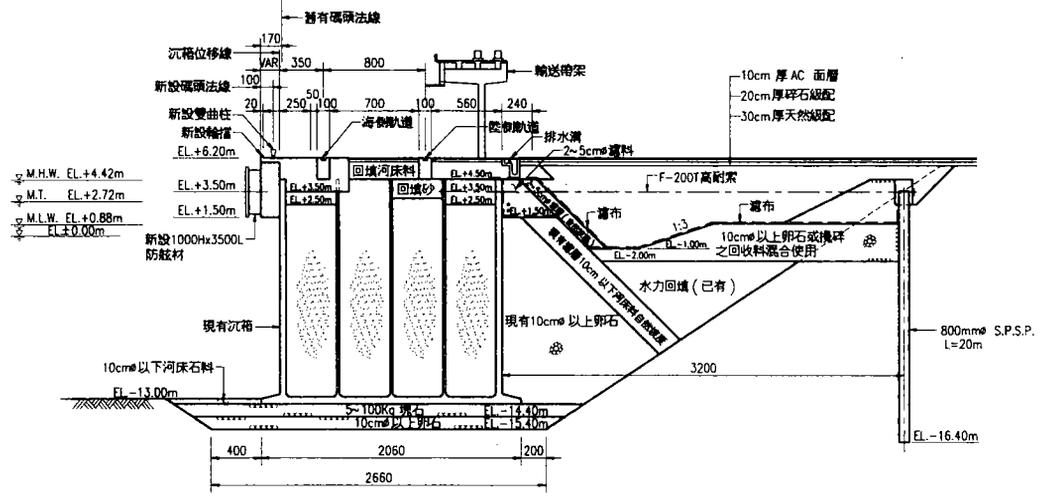


圖 5-1 台中港 921 震災 3 號碼頭損壞示意圖



暫時復舊断面 (#1 碼頭)



永久復舊断面 (#1 碼頭)

圖 5-2 台中港 921 震災後 #1 號碼頭暫時及永久復舊断面圖

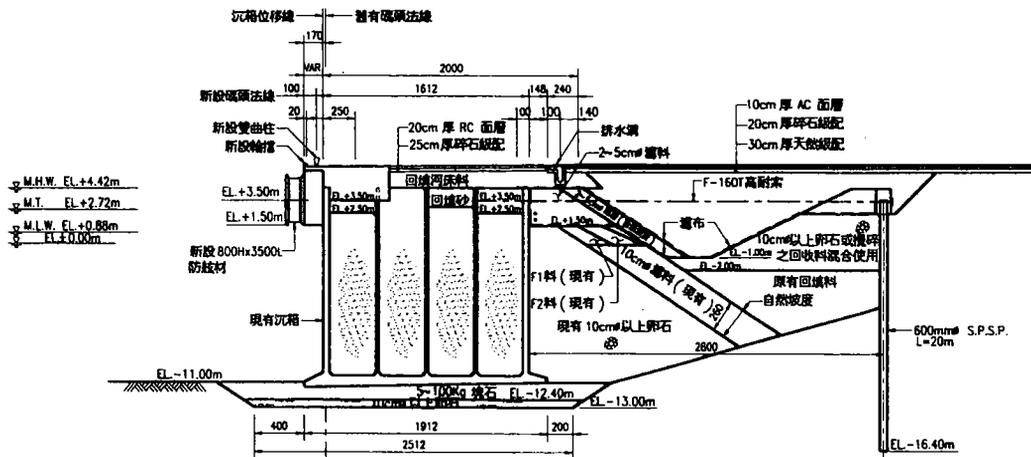
ANTA 2000.05.05

圖 5-3 台中港 921 震災 4 號碼頭復舊断面圖

碼頭編號	4	港名	台中港	破壞原因	921大地震
復舊改良前			復舊改良後		
水深	-11.0m			-11.0m	
構造形式	沉箱式			沉箱 + 錨錠式	
設計震度	0.15			0.20	
復舊改良工法特徵	法線外移	1.7m			
	現有碼頭利用情況	有			
	工法概要	1.錨錠設施 2.碼頭面整修 3.背填料及濾料重設			
	設計施工上之要求	碼頭應於開工後 3 個月內整修完成供使用, 8 個月內全部完成			

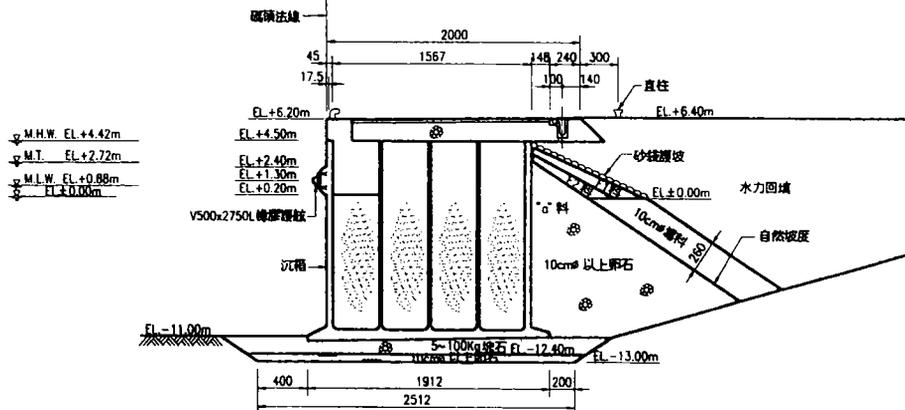
復舊改良後断面

復舊断面



復舊改良前断面

震災前断面



# 港灣地區土壤液化與震陷潛能評估

賴聖耀<sup>1</sup> 謝明志<sup>2</sup>

1 港灣技術研究中心 副研究員兼組長

2 港灣技術研究中心 副研究員

## 第一章 前言

台灣西部海岸及港灣地區之地層大都屬現代沖積層,另港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成。在強烈地震作用下,沖積土層與抽砂填土極有可能發生液化或沉陷現象,造成海岸與港灣設施、房屋、地下管線等發生破壞之災害。1994年美國發生地震規模 6.6 之北嶺大地震,造成加州 King 港之土壤液化下陷及護岸前傾<sup>(2)</sup>,最大下陷達 1.5-2.0 公尺,海堤最大水平位移量達 5.5 公尺,1995 年日本發生地震規模 7.2 之阪神大地震,港區新生地發生液化,產生 0.3-1.5 公尺之地層下陷,造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損,港灣機能全面癱瘓。台灣過去亦曾發生類似地震規模之地震,1906、1941 年之嘉義烈震其地震規模 7.1,1935 年之台中烈震其地震規模 7.1,1927、1930、1946、1964 年之台南烈震其地震規模超過 6.3,以上地震皆有造成液化、噴砂、沉陷等災害,1999 年 9 月 21 日中部發生地震規模 7.3 之地震,亦造成台中港 1 至 4A 號碼頭後線地區液化、沉陷災害及碼頭外移等災害,其液化及沉陷災害如照片 1-1 至、1-8 所示,1999 年 10 月 22 日嘉義發生地震規模 6.4 之地震,亦造成八掌溪河岸土壤液化,沉箱向河中傾斜,其液化災害如照片 1-9 至、1-10 所示,因此我們相信台灣發生大地震之可能性很大,而地震造成液化、沉陷等災害問題我們須加以重視。

本文以 921 大地震台中港區 1 至 4 號碼頭之液化與震陷分析為釋例,說明港灣地區土壤液化與震陷潛能評估之方法及其應用。



## 第二章 現場災害及震後地質調查分析

921 大地震台中港區 4000 多公頃中，僅有 1 至 4A 號碼頭 7 公頃多受損較為嚴重，該沉箱碼頭因為地震外移，如圖 2-1 所示，(最大外移量約在 1.7 公尺)，碼頭後線作業區及道路發生崩裂、噴砂、凹洞或隆起現象，緊鄰沉箱碼頭之倉儲棧房地基淘空，機具傾斜，距離較遠的倉儲亦受波及導致糖蜜和化學品外漏、油管和污水等管線塌陷破裂，損失較大。另有 9 至 11 號碼頭後線作業區及道路發生噴砂、崩裂，如照片 1-11 所示，後線作業區平均差異沉陷約 10-15cm，而 13 號碼頭後線亦有少部分噴砂及裂縫，如照片 1-12 所示，所幸造成之災害及損失均不大。

由於發生災損較為嚴重之 1 至 4A 號碼頭地區為抽砂回填區，無地質資料故本研究於地震災後立即進行現地地質補充調查及試驗室土壤試驗，希望對災損區域地質情況及土壤工程性質有更詳細的資料作為災損原因研判的依據，並提供台中港區作為碼頭設計及維修的參考。

### 2.1 碼頭規劃及設計資料檢討

台中港 1 至 4A 號碼頭<sup>(1)</sup>皆屬沉箱重力式碼頭，碼頭面高程均為 +6.2m，設計水深分別為 1 至 3 號碼頭高程 -13m，4 號碼頭 -11.0m，4A 號碼頭為 -9.0m，沉箱寬度在 16m 至 18m 間，1 至 3 號碼頭長度均為 250 公尺，4 號及 4A 號碼頭長度分別為 200 公尺及 185 公尺，沉箱碼頭基礎為厚約 1.5 公尺之塊石及 1 公尺厚之卵石基礎拋石。

1 至 4A 號碼頭建造於民國 65 年，根據台中港務局提供之碼頭結構斷面資料如圖 2-2 所示，設計資料顯示 1 至 4 號碼頭牆背為粒徑 10cm 以上之卵石，回填料成三角形分佈，回填料坡度約 1:1.5 接近回填料之安息角，其上加鋪 2 公尺厚粒徑 10cm 以下之河床料作為濾層，圖 2-2 顯示，碼頭基礎浚挖時係分成三層作階梯式施工，各層坡度分別為 1:2，1:3.5 及 1:8，其上再以水力回填砂回填作為碼頭後線作業場，根據碼頭基礎竣工圖研判，自沉箱至現有倉儲區亦即 921 地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區。

1 至 4A 號碼頭係在強震作用下破壞，故地震力對沉箱碼頭結構之作用行為影響極大，而現場碼頭後線回填砂土層明顯之液化現象亦是造成這次震災之重要因素。

## 2.2 震災後地質調查分析

921 集集大地震後，本中心隨即針對台中港 1 至 4 號碼頭液化地區進行荷式錐貫入試驗(CPT)地質調查工作，並研判該區土層特性進而分析液化潛能。

### 2.2.1 調查位置與深度

本次調查位置為 1 至 4 號碼頭之後線第一線(距沉箱約 17 公尺)、第二線(距沉箱約 42 公尺)及後方道路中心線(距沉箱約 57 公尺)等 3 個斷面，各個碼頭為 3~5 個試驗孔，共計 18 孔，如圖 2-3。各孔試驗深度自-11 公尺~-30 公尺不等，其中由於近碼頭之後線第一線於深度-11 公尺左右即遇卵石，故貫入深度較淺。

### 2.2.2 土層之研判

根據 CPT 所獲得的資料可以研判土層之層次變化及各層次之工程性能，除了錐端阻抗  $q_c$  值在 0 到  $0.5\text{kg/cm}^2$  可確定為軟弱粘土外，一般均同時考慮錐端阻抗  $q_c$  值、摩擦阻抗  $f_s$  值及孔隙水壓  $P_w$  值，並以  $R_f$  摩擦比( $R_f=f_s/q_c \times 100\%$ )及孔隙水壓  $P_w$  值來配合研判土層分類及特性，以下為各斷面土層分佈情形：

1. A-A 斷面：距碼頭沉箱約 17 公尺，表層回填級配厚約 1 公尺，地表下-1m~-6m 為疏鬆之粉土質細砂， $q_c$  值於  $50\text{kg/cm}^2$  左右，-6m~-12m(或-14m)為更疏鬆之粉土質細砂或粉土， $q_c$  值於  $5\sim 35\text{kg/cm}^2$  之間。-1m~-12m(或-14m)應為水力回填砂，因此土層極疏鬆軟弱，-12m(或-14m)以下為較緊密之粉土質細砂含回填卵石。其土層分佈如圖 2-4 所示。
2. B-B 斷面：距碼頭沉箱約 42 公尺，表層級配厚約 1 公尺，地表下 30m 內約可分為上下層兩種土層，上層為疏鬆之粉土質細砂，其  $q_c$  值約為  $20\sim 50\text{kg/cm}^2$ ，下層為較緊密之粉土質細砂，其  $q_c$  值約為  $50\sim 200\text{kg/cm}^2$ ，上下土層之分界線，如圖 2-5 所示。
3. C-C 斷面：距碼頭沉箱較遠約 57 公尺之道路中心線上，表層級配厚約 1.1 公尺，地表下 30m 內，除了 20~23m 處有一 2m 厚之粘土外，其餘皆為粉土質細砂，上層為疏鬆之粉土質細砂，其  $q_c$  值約為  $25\sim 50\text{kg/cm}^2$ ，下層為較緊密之粉土質細砂，其  $q_c$  值約為  $50\sim 200\text{kg/cm}^2$ ，上下土層之分界線，如圖 2-6 所示。

4. D-D 斷面：為 3 號碼頭之縱斷面土層，表層回填級配約 1 公尺厚，地表下約可分為兩種粉土質細砂層，一為疏鬆之水力回填砂，其  $q_c$  值約為 25~50kg/cm<sup>2</sup>，另一為較緊密之原沖積土層，其  $q_c$  值約為 100~200kg/cm<sup>2</sup>，兩種土層之分界線之坡度，幾乎與碼頭基礎浚挖時之坡度 1:3.5 及 1:8 相似，如圖 2-7 所示。

## 2.3 現場災害與鬆軟土層分佈之關係

現場災害有下陷、噴砂、崩裂、凹洞，其分佈如圖 2-8 至 2-11 所示；鬆軟土層之分佈，如圖 2-12 至 2-13 所示。現場災害與鬆軟土層分佈之關係，概述如下：

1. 由圖 2-5 及圖 2-13 可知，1 至 4 號碼頭之後線第二線疏鬆土層之分佈：1 號碼頭較厚，往 1-2 號碼頭交界漸薄，往 2-3 號碼頭交界最厚，又往 3 號碼頭中心漸薄，至 3-4 號碼頭交界附近又變厚。此可說明碼頭之後線第二線下陷及大坑洞之分佈：1 號碼頭坑洞、2 號碼頭近 2-3 號碼頭交界處之大坑洞、及 3-4 號碼頭交界處之下陷及大坑洞。現場災害如圖 2-8 至 2-11 所示。
2. 由圖 2-6 及圖 2-13 可知，1 至 4 號碼頭之後方道路中心線疏鬆土層之分佈：1 號碼頭最厚，往 3 號碼頭中心漸薄，往 3-4 號碼頭交界又變厚。此可說明 1 號碼頭鐵道及 3-4 號碼頭交界附近鐵道，為何有大面積之液化噴砂？如圖 2-8 及 2-10 所示。
3. 由圖 2-7 可知，碼頭後線第一線、第二線至後方道路中心線之疏鬆土層分佈：碼頭後線第一線最厚約 12-14m，往第二線至後方道路中心線漸薄。此可說明：為何碼頭後線第一線下陷量較大及大坑洞較多？除了因碼頭外移增加下陷量，少量滲漏產生坑洞外，12-14m 厚之疏鬆土層亦為重要因素。

## 第三章 液化潛能評估

### 3.1 液化潛能之評估方法

當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場及室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。一般液化

評估方法之計算工作可分為兩大部份，第一部份是利用地震時地表最大加速度 PGA (peak ground acceleration)，以半經驗之簡易公式計算地震時土層所受之反覆剪應力比 (cyclic stress ratio)，第二部份則是估計土層之抗液化強度 (以反覆剪應力比表示)，此部份之抗液化強度可取現地不擾動土樣於室內進行動態強度試驗求得，稱之為室內試驗法；或採用現地試驗參數，如 SPT-N 或 CPT-q<sub>c</sub>，震測剪力波 Vs 等，利用地震液化案例反求之經驗曲線求得，稱之為現地經驗法。

目前工程界評估液化潛能最常用的兩種現地試驗方法，一為 SPT-N 法，另一為 CPT-q<sub>c</sub> 法，惟影響 SPT-N 值之因素甚多，導致所得之結果變化極大，尤其國內目前所用的所謂標準貫入試驗受人為操縱的影響很大，若監督工程師本身了解不夠或監督不周，常使所得結果毫無代表性。因此，由標準貫入試驗 N 值所評估之土壤抗液化潛能常變化極大，僅可作為設計者參考之用。

荷式圓錐貫入試驗約於 1930 年代在荷蘭發展出，該試驗係以靜壓力將圓錐貫入儀 (cone penetrometer) 貫入土層，由錐頭貫入阻力紀錄可以研判土層各層次之變化。1965 年圓錐貫入儀增加摩擦力之量測，以及其後電子式圓錐貫入儀之發展，增加孔隙水壓、電阻、震測等之量測，更增加該試驗對土層工程性能研判之功能與可靠性。而且該試驗操作容易，且試驗及設備標準化，人為誤差小，並提供土層之連續變化紀錄，所得資料較標準貫入試驗更有理論依據。因此，荷式圓錐貫入試驗目前已逐漸受到美國及世界其他地區之重視與採用，目前以 CPT-q<sub>c</sub> 值評估液化潛能亦很普遍，在國內亦有很多液化潛能分析案例，唯 CPT 試驗遇有礫石或岩石層時，電子錐頭即會受損，致其適用地區較受限制。但海岸與港灣地區之沖積土層與海埔新生地，以 CPT-q<sub>c</sub> 值評估液化潛能極為可靠有效。

以 CPT-q<sub>c</sub> 值評估液化潛能其中抗液化安全係數之方法有很多，但大致可分為三大類，第一類為經驗判斷之液化臨界下限曲線，如 Shibata & Teparaksa (1988)<sup>(17)</sup>、Robertson & Campanella(1985)<sup>(13)</sup> 評估法，這類分析方法所推求而得之抗液化安全係數最保守，第二類為經驗判斷之液化潛能曲線，如 Olsen(1998)<sup>(12)</sup>、Robertson & Wride (1998)<sup>(14,15)</sup> 評估法，這類分析方法所推求而得之抗液化安全係數較適中，另一類分析方法為統計分析之液化潛能判別式，如[賴聖耀(1990,1999)<sup>(6,7)</sup>、Liao(1988)<sup>(11)</sup>、Christian(1975)] 評估法，此類分析方法所推求而得之抗液化安全係數較合理。本文分別以 Shibata & Teparaksa (1988)所建立之液化臨界下限及 Olsen(1997)、Robertson & Wride (1997) 所建立之液

化潛能曲線及賴聖耀(1999)所建立之液化潛能判別模式，作為 CPT 評估液化潛能之依據，另本文亦介紹一種液化機率評估法，以上各種評估法之分析步驟分別說明如下：

### 3.1.1 Olsen (1998) 評估法

本法係根據 Olsen (1998)，第一部份先算出由地震力作用所引發之地盤反覆應力比 CSR (Cyclic Stress Ratio)，其關係式如下所示：

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \left( \frac{A_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \gamma_d \quad (3-1)$$

其中

$\tau_{av}$  : 平均反覆剪應力

$A_{max}$  : 地表最大水平加速度, g

$g$  : 重力加速度 9.81 m/s<sup>2</sup>

$\sigma_v$  : 總垂直覆土應力

$\sigma'_v$  : 有效垂直覆土應力

$\gamma_d$  : 應力折減係數

第二部分計算地盤本身所能抵抗的反覆剪應力強度 CRR (Cyclic Resistance Ratio)，即抗液化強度。

$$CRR = \left( 0.00128 \frac{q_c}{(\sigma'_v)^c} \right) - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad (3-2)$$

其中

$c$  : 為土壤應力指數 (Stress exponent based on soil type)

$q_c$  : 貫入錐之錐尖抵抗

$R_f$  : 摩擦比

$\sigma'_v$  : 有效垂直覆土應力

抗液化之安全係數與式為：

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} MSF \quad (3-3)$$

其中 MSF (Magnitude Scaling Factor) 為地震規模係數

### 3.1.2 Robertson and Wride (1998) 評估法

根據 Robertson and Wride. (1998) 簡稱 R&W 評估法進行分析。

第一部份先算出由地震力作用所引發之地盤反覆應力比 CSR (Cyclic Stress Ratio) 其關係式與式 (3-1) 相同，如下所示：

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \left( \frac{A_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \gamma_d$$

第二部分計算 CRR：

先求取土壤分類指數  $I_c$  (Soil Behavior Type Index)，接著利用求得顆粒特性修正參數  $K_C$ ，再計算正規化 CPT 貫入阻抗值  $(q_{c1N})_{CS}$  (Clean Sand Normalized CPT Penetration Resistance)：

$$(q_{c1N})_{CS} = K_C \times q_{c1N} \quad (3-4)$$

最後利用  $(q_{c1N})_{CS}$  計算地震規模為 7.5 時之反覆阻抗比  $CRR_{7.5}$ 。

抗液化之安全係數與式 (4-3) 相同為：

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

### 3.1.3 Shibata & Teparaksa(1988) 評估法

#### 1. 計算地震引致之反復應力比

首先計算出由地震力作用所引發之地盤反覆應力比 CSR (Cyclic Stress

Ratio) 其關係式,地震引致現地土層之反復應力比 CSR 計算乃根據 Tokimatsu & Yoshimi(1983)所推導之公式:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.1(M-1) \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} (1-0.015Z) \quad (3-5)$$

其中,  $\tau_{av}$ : 地震引致土層之相當剪應力,  $\text{kg/cm}^2$

$\sigma'_v$ : 最初有效覆土壓力,  $\text{kg/cm}^2$

$\sigma_v$ : 最初垂直覆土壓力,  $\text{kg/cm}^2$

M: 芮氏地震規模

g: 重力加速度,  $\text{m/sec}^2$

$a_{max}$ : 地表最大水平加速度, g

Z: 土層深度, m

## 2. 計算經有效覆土壓力與平均粒徑修正之正規化錐端阻抗

荷式錐貫入試驗(CPT)之錐端阻抗  $q_c$  值, 因受有效覆土壓力之影響, 以 Baldi et al.(1982)<sup>(17)</sup>方法修正, 以式(3-6a)表示:

$$q_{c1} = C_1 \cdot q_c = \frac{1.7 \cdot q_c}{(\sigma'_o + 0.7)} \quad (3-6a)$$

其中,  $C_1$ : 有效覆土壓力之修正係數

$q_{c1}$ : 修正至有效覆土壓力為  $1\text{kg/cm}^2$  之正規化錐端阻抗,  $\text{kg/cm}^2$

$q_c$ : 錐端阻抗,  $\text{kg/cm}^2$

由於土壤平均粒徑  $D_{50}$  之大小亦影響其抗液化強度, 續再以 Shibata & Teparaksa(1988)方法將  $q_{c1}$  加以修正為式(3-6b):

$$q_{c2} = C_2 \cdot q_{c1} \quad (3-6b)$$

當  $D_{50} < 0.25\text{mm}$  時  $C_2 = 0.25/D_{50}$

當  $D_{50} \geq 0.25\text{mm}$  時  $C_2 = 1.0$

其中， $q_{c2}$ ：經有效覆土壓力與平均粒徑修正之正規化錐端阻抗， $kg/cm^2$

$C_2$ ：平均粒徑之修正係數

$D_{50}$ ：平均粒徑， $mm$

但因 CPT 試驗無法直接取得土壤平均粒徑  $D_{50}$  資料，本文乃建立 CPT 之摩擦比  $R_f$  與平均粒徑  $D_{50}$  之關係式，根據港研所(1984)<sup>(6)</sup>之研究，純淨中細砂之摩擦  $R_f \leq 0.5$ ，粉土質砂之  $R_f$  為  $0.5 < R_f < 1.1$ ，粉土之  $R_f$  為  $1.1 < R_f \leq 2.4$ ，而根據 Seed、Idriss & Arango, (1983)<sup>(6,7)</sup> 液化評估之土壤分類， $D_{50} \geq 0.25$  為純淨砂， $0.15mm \leq D_{50} < 0.25mm$  為粉土質砂，因此  $R_f$  與  $D_{50}$  之相關式如下式所示：

$$D_{50} = \frac{1}{3} - \frac{R_f}{6} \quad (3-7)$$

### 3. 計算液化臨界之錐端阻抗值

Shibata and Teparaksa(1988)收集了日本新潟(1964)，Nihonkai(1983)，唐山(1976)，Vrancea(1977)與 Imperial Valley(1979)等五個地震區的 109 組 CPT 資料，研究整理後得到臨界錐尖阻抗與反覆應力比的關係來界定液化區和非液化區。其關係式如下：

$$(q_{c2})_{cr} = C_2(q_{c1})_{cr} = 50 + 200 \left[ \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} - 0.1\right)}{\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} + 0.1\right)} \right] (kg/cm^2) \quad (3-8)$$

### 4. 計算土層抗液化之安全係數 $F_L$

$$F_L = q_{c2}/(q_{c2})_{cr} = q_{c1}/(q_{c1})_{cr} \quad (3-9)$$

#### 3.1.4 賴聖耀(1999)評估法之分析步驟

##### 1. 計算地震引致之反復應力比 CSR

以式(3-1)計算地震引致之反復應力比 CSR

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \left( \frac{A_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \gamma_d$$

## 2. 計算土壤抗液化強度 CRR

賴聖耀(1990)以判別分析之統計分類法統計世界上震災地區 278 筆液化與非液化之 SPT-N 值資料，再依據本中心多年來針對台灣各港區之研究 CPT-qc 值與 SPT-N 值之關係，求得土壤抗液化之反復應力比 CRR 與  $q_{c1}$  之關係式如下：

$$q_{c1} = q_c / \sigma'_v{}^{0.5} \quad (3-10)$$

### (1) 淨砂-粉土質砂模式 ( $R_f \leq 0.8$ )

誤差機率  $P=0.29$ ：

$$CRR = 0.08439 \times \text{Exp}(q_{c1} / (2.83 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f))^2 + 31.01 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f)) + 126.26)) \quad (3-11a)$$

誤差機率  $P=0.05$ ：

$$CRR = 0.069215 \times \text{Exp}(q_{c1} / (2.83 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f))^2 + 31.01 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f)) + 126.26)) \quad (3-11b)$$

### (2) 粉土質砂-粉土模式 ( $0.8 \leq R_f \leq 1.8$ )

誤差機率  $P=0.29$ ：

$$CRR = 0.09053 \times \text{Exp}(q_{c1} / (2.15 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f))^2 + 23.62 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f)) + 96.16)) \quad (3-12a)$$

誤差機率  $P=0.05$ ：

$$CRR = 0.06166 \times \text{Exp}(q_{c1} / (2.15 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f))^2 + 23.62 \times (\ln(0.3333 - 0.1666R_f)) + 96.16)) \quad (3-12b)$$

## 3. 計算土層抗液化之安全係數 $F_L$ ：

抗液化之安全係數與式 (3-3) 相同為：

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

### 3.1.5 港研中心(2000) 液化機率評估法之分析步驟

本中心多年來針對台灣各港區之研究,建立 CPT- $q_c$  值與 SPT-N 值之關係,再依據 Liao et al.(1988)以 SPT-N 值所建立液化機率評估法,求得以 CPT- $q_c$  值評估液化機率之方法,

(1)淨砂-粉土質砂模式( $R_f \leq 0.8$ )

$$PL = \frac{1}{\{1 + \exp[-(16.447 + 6.4603 \ln(CRR) - 0.0882 \lambda q_{cl})]\}}$$

(3-13a)

(2)粉土質砂-粉土模式( $0.8 \leq R_f \leq 1.8$ )

$$P_L = \frac{1}{\left\{1 + \exp \left[ - \left( \frac{6.4831 + 2.6854 \ln(CSR) - 0.1890}{(q_{cl} / (0.153 (\ln(0.3333 - 0.1666 R_f))^2 + 1.68 (\ln(0.3333 - 0.1666 R_f) + 6.84))) \right) \right] \right\}}$$

(3-13b)

## 3.2 液化危害度分析方法

### 3.2.1 安全係數法

當某一深度土層之  $F_L$  小於 1.0 時,則視為液化。依上述各種液化評估法分析,進行液化潛能評估時,所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化,對於整個鑽孔而言,是否為液化區仍無定論。因此,為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化潛能分佈圖,則採用 Iwasaki 之深度加權法加以評估。Iwasaki 等人(1978; 1982; 1986)考慮深度的影響,提出一評估液化潛能之深度加權法,建議以液化潛能指數(Liquefaction Potential Index) IL 表示任一鑽孔之液化危險程度。

$$IL = \int_0^H F(Z) \cdot W(Z) dz \quad (3-14)$$

其中

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

$$F(Z) = 1 - F_L(Z) \quad \text{for } F_L(Z) < 1.0$$

$$F(Z) = 0 \quad \text{for } F_L(Z) > 1.0$$

$$W(Z) = 10 - 0.5Z$$

Z：距地表之深度，單位 m

H：鑽孔深度

Iwasaki 等人(1982；1986)依此分析過去 6 次地震中，64 個液化區域和 23 個非液化區域的資料，綜合整理後，提出下列指標：

1.  $IL=0$             為液化危害度極低者
2.  $0 < IL < 5$        為液化危害度輕微者
3.  $5 < IL < 15$       為液化危害度中度者
4.  $15 < IL$           為液化危害度嚴重者

### 3.2.2 液化機率評估法

依上述 3.1.5 節液化機率評估法分析，進行液化機率評估時，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層液化機率，對於整個鑽孔而言，液化危害程度如何仍無定論。因此，為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化危害程度分佈圖，則採用賴聖耀、謝明志(1996)<sup>(5)</sup>之深度加權法加以評估。賴聖耀、謝明志等人(1996；1999)考慮深度的影響，提出一評估液化危險度之深度加權法，建議以液化危險度  $P_{LW}$  表示任一鑽孔之液化危險程度。

$$P_{LW} = \int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz / \int_0^{20} W(z) \cdot dz \quad (3-15)$$

上式中

$P_L(z)$ ：為各孔各個深度之液化機率，介於 0~1 之間

$P_{LW}$ ：為各孔之液化危險度，介於 0~1 之間

$W(z)$ ：為權重函數， $z$  為深度(公尺)。 $W(z)=1-0.05z$

### 3.3 液化潛能評估結果

台中港 1 至 4A 碼頭距離 921 地震之震央約 55 公里，根據中央氣象局提供 921 地震之資料，目前距離台中港最近之清水國小測站，其距離本次地震之震央約 52.9 公里，東西向 PGA 值為 157gal，南北向 PGA 值為 162gal，垂直向 PGA 值為 64.5gal，另本中心於主震過後，即架設一臨時強震儀，測得 9 月 26 日地震規模  $M=6.8$  之強烈餘震資料，距台中港約 68 公里，測得台中港之東西向 PGA 值為 75gal，南北向 PGA 值為 92.76gal，垂直向 PGA 值為 34gal，本中心根據 926 之實測資料再依據五種地震衰減公式，推估台中港區 921 主震時之可能 PGA 值，東西向 PGA 值為 130gal，南北向 PGA 值為 160gal，垂直向 PGA 值為 60gal，因此台中港之 PGA 值取 160gal。

本文以本次地質調查之 18 孔電子式水壓錐貫入試驗 (CPTU) 為評估地震引致液化之分析依據，其試驗點位如圖 2-3 所示，分別以 Olsen(1998)、R & W(1998)、S & T (1985)、賴聖耀(1999)誤差機率  $P=0.2$  之判別式及港研中心(2000)液化機率法進行分析，土壤液化潛能之分析深度依實際鑽孔的深度進行安全係數或液化機率計算，而液化危害度分析則以 20 M 進行加權計算。

液化潛能分析結果分為碼頭後線第一線即 A-A 斷面、第二線即 B-B 斷面及後方道路中心線即 C-C 斷面等 3 個部分討論：

以安全係數比較：後線第一線最低，第二線次低，後方道路中心線較高。

以液化機率比較：後線第一線最高，第二線次高，後方道路中心線較低。

以分析方法比較：Shibata & Teparaksa (1988)之液化臨界下限法之液化潛能最高。Robertson & Wride (1997) 分析結果次之，Olsen(1997)及賴聖耀(1999) 分析結果之液化潛能較低。

以液化土層深度比較：後線第一線可能液化之土層最厚，其可能液化土層約為地表下 3~14m，後線第二線可能液化之土層次厚，其可能液化土層約為地表

下 3~12m, 後方道路中心線可能液化之土層最薄,其可能液化之土層約為地表下 3~10m。

圖 3-1~3-3 為 1 號碼頭代表性之分析結果：

### 3.4 液化危害指數 (IL) 分析結果

為瞭解 921 地震發生時台中港 1 至 4 號碼頭液化危害之影響程度，根據各孔以各種 CPT 液化分析方法求得安全係數，計算得出各孔之液化危害指數 (IL) 如表 3-1 及圖 3-4 至 3-6。由表 3-1 顯示：

表 3-1 台中港區 1-4 號碼頭後線回填區 921 大地震液化危害指數(IL)

孔號	(Olsen,1998 + Iwasaki,1986) 危害指數 IL	(R & W ,1998 + Iwasaki,1986) 危害指數 IL	(S & T,1988 + Iwasaki,1986) 危害指數 IL	(Lai-P=0.20 + Iwasaki,1986) 危害指數 IL	(港研中心 + Liao,1988) 液化機率 $P_{LW}$
TH1-02	24.21	17.50	34.90	7.42	0.46
TH1-03	9.79	13.41	29.88	5.29	0.37
TH1-05	0.13	6.89	7.56	0.80	0.29
TH1-06	0.32	5.90	6.18	0.17	0.28
TH1-07	1.64	7.21	8.60	0.46	0.26
TH2-01	9.37	7.48	14.29	1.70	0.21
TH2-02	10.89	13.06	20.19	0.54	0.26
TH2-03	22.90	18.66	34.74	7.68	0.45
TH2-04	17.83	7.19	30.29	11.51	0.44
TH2-05	10.16	17.03	30.16	1.57	0.24
TH3-01	14.06	19.02	39.26	8.63	0.50
TH3-02	0.57	13.63	17.29	0.20	0.29
TH3-03	0.00	2.89	3.19	0.00	0.13
TH3-04	5.17	10.19	27.38	6.92	0.42
TH3-05	0.00	0.30	0.74	0.02	0.06
TH4-01	9.06	16.64	32.19	5.11	0.44

TH4-02	1.06	14.80	22.49	0.87	0.38
TH4-03	2.26	8.93	11.49	0.18	0.27
後線第一線平均值	9.55	12.98	27.01	5.41	0.39
後線第二線平均值	8.92	12.69	23.21	2.92	0.30
後線道路中心線平均值	0.87	5.85	6.91	0.33	0.23
後線總平均值	7.74	11.15	20.60	3.28	0.32

後線第一線之平均液化危害指數: R & W 法、Olsen 法和 Lai 法分析結果為中度液化, S & T 法分析結果為嚴重液化, 而平均液化機率約為約 0.4 。

後線第二線之平均液化危害指數: R & W 法、Olsen 法分析結果為中度液化, S & T 法分析結果為嚴重液化, Lai 法分析結果為輕度液化, 而平均液化機率約為 0.3 。

後方道路中心線之平均液化危害指數: Olsen 法、Lai 法分析結果為輕度液化, R & W 法、S & T 法為中度液化, 而平均液化機率約為 0.23 。

1 至 4 號碼頭後線全區之平均液化危害指數: 由整體之分析結果顯示, R & W 法、Olsen 法分析結果為中度液化, S & T 法分析結果為嚴重液化, Lai 法分析結果為輕度液化, 而平均液化機率約為 0.32 。

整體而言應為中度液化。

### 3.5 液化之側壓力分析

液化時之側壓力分析, 依據日本沿岸開發技術研究 (1997)<sup>(19)</sup> 及日本土質工學會 (1993)<sup>(20)</sup> 之建議, 如圖 3-7 所示, 可分為二部分, 一為液化時增加之超額孔隙水壓力 (或液化砂土層之靜流體壓力減原來之靜水壓力), 另一為液化砂土層流體之動流體壓力, 本文分別以液化之定義及 Westergaard 動水壓

力公式解釋如下：

### 3.5.1 液化時增加之超額孔隙水壓力

所謂液化是指土壤中之超額孔隙水壓上升至與原來土壤之有效應力相等時，因此液化時增加之超額孔隙水壓力即為原來土壤之有效應力，如圖 3-7 所示。其合力及作用點位置如下式：

$$P_{LW1} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times h \times h \quad (3-16a)$$

$$h_{LW1} = \frac{2}{3} \times h \quad (3-16b)$$

式中  $\gamma'$ ：液化砂土層在水中單位體積重量 ( $t_f/m^3$ )

$h$ ：液化砂土層厚度

$h_{LW1}$ ：液化時增加之靜水壓力合力作用點與水面距離

### 3.5.2 液化動流體壓力

液化動流體壓力，由下式及圖 3-7 所示，以 Westergaard 之動水壓力公式計算之。

液化砂土層動流體壓力之合力及其作用點位置如下式：

$$P_{LW2} = \frac{7}{12} \times a_{\max} / g \times \gamma_{\text{sat}} \times h \times y^{3/2} \quad (3-17a)$$

$$h_{LW2} = \frac{3}{5} \times h \quad (3-17b)$$

式中  $a_{\max}$ ：地表最大加速度(g)

$\gamma_{\text{sat}}$ ：液化砂土層之飽和單位體積重量 ( $t_f/m^3$ )

$y$ ：殘留水位與動流體壓力作用深度

$h_{LW2}$ ：液化砂土層動流體壓力合力作用點與水面距離

## 3.6 液化防治之地盤改良範圍

液化防治之地盤改良範圍，依據日本沿岸開發技術研究 (1997) 及日本土質工學會 (1993) 之建議，如圖 3-8 所示，其地盤改良範圍如下式：

$$L = H \times \tan(45^\circ - 1/2 \times \phi) + H \times \tan(30^\circ) \quad (3-17)$$

式中 L：地盤改良範圍(m)

H：港灣構造物之深度(m)

$\phi$ ：土層之抗剪摩擦角

假設 $\phi=30^\circ$ ，則 $L=1.155H$

## 第四章 地震下陷潛能分析

地震力引致之沉陷對於較為深厚且疏鬆之沖積土層，尤其是抗液化安全係數小於 1.6 之土層(Tokimatsu & Seed, 1987)<sup>(18)</sup>，應對此項沉陷之影響作審慎之考慮。對於此項沉陷之研究，一般均如同液化潛能分析一樣，將其邊界條件簡化為水平地盤且無結構物荷重影響之情況，而於此情況下，土體將呈現單向度壓縮行為，亦即其垂直應變量等於其體應變量。

目前以現地試驗評估土層沉陷方法有兩種：一為 Tokimatsu & Seed (1987) 法，其曾綜合許多飽和砂土之試驗結果，建議一反覆剪應力比( $\tau_{av}/\sigma'_{vo}$ )，N 值及體積應變之關係，如圖 4-1 所示；另一為 Ishihara et al.(1991,1996)建議之 N 值、 $q_c$  值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係，如圖 4-2 所示，以上均可作為沉陷推估之參考。

本文以 Ishihara et al. (1991,1996) 建議之 N 值、 $q_c$  值、抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，如圖 4-2 所示，為沉陷分析依據。茲分別對地震所引致之土壤液化與沈陷之相關性、CPT- $q_c$  值評估地震引致沉陷之方法、及 921 地震引致台中港區沉陷分析之結果，分述如下：

### 4.1 液化與沈陷相關性之探討

土壤液化後，在其孔隙水壓消散過程將使得土壤產生壓密現象，而使基礎構造產生超額之差異沈陷，致使結構物發生破壞或傾斜現象。一般設計者可能會較為注意淺層土壤之液化問題，其實較深層土壤液化時，雖不致直接影響基礎之支承力，但因超額孔隙水壓消散引致之沉陷，則可能影響結構物之安全，對於沉陷較為敏感及重要之結構物於設計時應作適度之考慮。

根據 Lee & Albaisa(1974)<sup>(10)</sup>整理多位學者之研究及實地觀測資料，發現不論飽和或不飽和之砂土層在強震或人造反覆前應力作用時，均會產生沉陷現象；對於未發生液化之砂土層沉陷應變量均小於 1%，而發生液化後產生之沉陷應變量將可達 2%至 5%，Ishihara et al.(1991,1996)亦提出抗液化安全係數與沉陷應變量之相關經驗圖如圖 4-2 所示。如圖 4-2 可明白液化程度與沉陷應變量之關係，或未液化情況 ( $F_L > 1.0$ ) 之沉陷應變量。EERI(1986)提到在一些大地震中曾觀測得沉陷量達一公尺以上者，如 1906 年之舊金山及 1964 年之阿拉斯加大地震，而發生 5 公分至 30 公分之沈陷者則十分普遍。

而 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震，造成神戶港區新生地(Port Island)液化後之沉陷，在無基礎構造物之廣闊地區平均液化後之沉陷為 50 公分，最大者為 90 公分；但在港區沉箱式碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷高達 3-4 公尺，Port Island 碼頭岸壁後 150 公尺以內，其土壤液化造成地表之沉陷量由岸壁向碼頭後線遞減。921 集集大地震，造成台中港區 1-4 號沉箱式碼頭背填土液化後之沉陷及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷高達 60-100 公分，台中港區 1-4 號沉箱式碼頭後線 100 公尺以內，其土壤液化造成地表之沉陷量亦由岸壁向碼頭後線遞減。在碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空及沉箱位移後砂土填補位移空間造成十幾個大坑洞深度高達 4-5 公尺，如照片 1-1 所示。

## 4.2 震陷潛能之評估方法

(1)計算土層抗液化之安全係數  $F_L$ ：

以第三章各種液化潛能之評估方法,求得抗液化之安全係數  $F_L$

(2)計算體積應變量  $\varepsilon_v$

由第三章各種液化潛能之評估方法計算而得之  $qc_1$  值及  $F_L$ ，再利用圖 4-2 即 Ishihara et al.(1991,1996)建議之  $qc_1$  值、抗液化安全係數  $F_L$  及體積應變之相關經驗圖，計算某一點之體積應變  $\varepsilon_v$  值。

(3)計算總沉陷量  $S_d$

重覆步驟(1)~(2)計算每一點  $i$  之  $\varepsilon_v$  值，再利用下式，將每一點  $i$  的沉陷量加以累計，計算總沉陷量  $S_d$ ：

$$S_v = \int_0^{z_0} \varepsilon_v \cdot dz \quad (4-1)$$

### 4.3 921 大地震震陷潛能分析結果

本文以 CPT-qc 值評估地震引致沉陷之分析方法，分析 921 大地震造成台中港 1~4 等四座沉箱式碼頭後線六公頃下陷之區域沉陷圖，分別說明如下：

本文以本次地質調查之 18 孔電子式水壓錐貫入試驗 (CPTU) 為評估地震引致沉陷之分析依據，分別以 Olsen(1998)、R & W(1998)、S & T(1988)、賴聖耀(1999)誤差機率  $P=0.29$  之判別式及港研中心(2000)液化機率  $P_L=0.5$  之判別式，再結合 Ishihara et al.(1991,1996)所建立之  $q_c$  值、抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，作為 CPT 評估地震沉陷之依據，分析各孔 20m 內之沉陷量及區域沉陷圖，分別如表 4-1 及圖 4-3 至圖 4-4 所示，圖 4-3~4-4 為 Olsen(1998)及賴聖耀(1999)誤差機率  $P=0.29$  之判別式之分析結果，另圖 4-3 及圖 4-4 所示之區域沉陷圖，亦僅適用於碼頭後線至鐵軌間之空闊地區。

#### 4.3.1 震陷分析與土層斷面比較

分析結果將分為碼頭後線第一線即 A-A 斷面、第二線即 B-B 斷面及後方道路中心線即 C-C 斷面等 3 個部分討論。由表 4-1 顯示：

後線第一線之平均沉陷：最大為 52cm，最小為 30.6cm。以 S & T 法分析結果最大，Olsen 法分析結果最小。其中 Lai 法分析結果為 40.5cm。

後線第二線之平均沉陷：最大為 49.5cm，最小為 25.8cm。以 S & T 法分析結果最大，Lai 法分析結果最小。其中 Olsen 法、R & W 法分析結果，第二線之平均沉陷比第一線之平均沉陷還大。

後方道路中心線之平均沉陷：最大為 33.3cm，最小為 6.4cm。以 S & T 法分析結果最大，Olsen 法分析結果最小。其中 Lai 法分析結果為 9.2cm。

1 至 4 號碼頭後線全區之平均沉陷：由整體之分析結果顯示，第一線之平均沉陷最大，第二線之平均沉陷次之，後方道路中心線之平均沉陷最小。

另由圖 4-3 及圖 4-4 顯示：若不考慮碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空造成之 4-5 公尺大坑洞，沉陷量皆由岸壁向碼頭後線遞減，與沉陷災害調查結

果地表之差異沉陷趨勢相似，與回填砂厚度及液化程度亦相當吻合。唯下陷潛能分析結果皆較實測下陷量小，此與砂土填補碼頭位移之空間及部份回填砂往港池滲漏流失有關。

表 4-1 台中港區 1-4 號碼頭後線回填區 921 大地震引致土層之沉陷量

孔號	(Olsen,1998 + Ishihara,1996) 沉陷(cm)	(R & W ,1998 + Ishihara,1996) 沉陷(cm)	(S & T,1988 + Ishihara,1996) 沉陷(cm)	(Lai-P=0.29 + Ishihara,1996) 沉陷(cm)	(港研中心- P <sub>L</sub> =0.5+ Ishihara,1996) 沉陷(cm)
TH1-02	59.64	59.86	70.39	47.23	49.07
TH1-03	38.32	46.23	50.70	43.44	48.93
TH1-05	4.94	42.99	37.58	18.62	22.56
TH1-06	5.71	41.30	37.59	12.04	16.44
TH1-07	9.15	39.37	30.57	7.02	9.11
TH2-01	22.84	27.78	28.09	15.11	16.09
TH2-02	39.46	49.14	54.26	15.94	16.69
TH2-03	54.06	56.37	59.59	53.82	54.91
TH2-04	47.25	23.88	35.18	53.03	53.12
TH2-05	32.66	54.65	47.61	16.57	18.06
TH3-01	60.59	68.59	78.84	63.79	66.11
TH3-02	8.86	51.90	48.39	7.46	8.58
TH3-03	2.84	16.22	11.98	1.61	2.25
TH3-04	26.18	37.96	53.82	55.99	61.81
TH3-05	2.32	6.37	6.70	1.67	1.83
TH4-01	39.37	66.44	76.45	41.75	45.63
TH4-02	9.07	65.43	64.72	29.00	38.85
TH4-03	10.05	36.69	30.11	6.86	8.28
後線第一 線平均值	30.62	46.96	52.07	40.46	44.37

後線第二線平均值	32.96	47.14	49.54	25.80	27.47
後線道路中心線平均值	6.43	33.34	28.51	9.24	11.64
後線總平均值	26.29	43.95	45.70	27.27	29.91

### 4.3.2 震陷分析與現地災害比較

921 地震台中港一至四號碼頭後線背填土區之下陷，依據震後水準測量之估算，一至四號碼頭後線總面積約為 6 萬  $m^2$ ，總下陷體積約為 3.7 萬  $m^3$ ，其下陷原因依本中心分析約可分三方面：

- (1) 一至三號碼頭沉箱平均外移約 0.9m、四號碼頭沉箱平均外移約 0.5m，共填補沉箱外移之填砂量約有 1.5 萬  $m^3$ 。
- (2) 根據宇泰公司估算一至四號碼頭沉箱基腳淤砂量約有 0.6 萬  $m^3$ 。
- (3) 總下陷體積減去(1)、(2)項體積，即為背填土區震陷之體積約有 1.6 萬  $m^3$ ，因此背填土區液化之平均下陷約為 27 公分。

由以上現地災害之下陷分析與表 4-1 五種震陷分析比較結果，筆者初步認為 Olsen 法、Lai-P=0.29 法及港研中心  $P_L=0.5$  法較接近現地災害之下陷分析。

### 4.3.3 震陷分析方法之探討

由表 4-1 顯示：S & T(1985) 結合 Ishihara et al.(1991,1996) 分析方法之沉陷量為最大。探其原因，乃因其分析方法，是以液化臨界下限計算土層抗液化安全係數為沉陷評估參數，評估之結果較為保守，因此評估之沉陷量最大。

R & W(1998) 結合 Ishihara et al.(1991,1996) 分析方法之沉陷量亦很大。探其原因，乃因其分析方法，雖非液化臨界下限，是經驗判斷之液化潛能曲線，但其是以液化臨界下限 Robertson & Campanella(1985) 評估法修正而來，因此亦接近液化臨界下限，因此評估之結果亦較為保守，評估之沉陷量亦較大。唯 R & W(1998) 分析方法對含泥量較高之砂土或粉土，其液化或沉陷量評估較其他方法接近現地災害。

Olsen(1998) 結合 Ishihara et al.(1991,1996) 分析結果較接近現地災害之下陷分析。因其分析方法，是經驗判斷之液化潛能曲線，非液化臨界下限，因此評估之結果亦適中。唯 Olsen(1998)方法對含泥量較高之砂土或粉土，其液化或沉陷量評估較現地災害為小。

賴聖耀(1999)誤差機率  $P=0.29$  之判別式結合 Ishihara et al.(1991,1996) 分析結果最接近現地災害之下陷分析。因其分析方法，是以判別分析之統計分類法再經 921 台中港現地災害回饋分析結果，因此評估之結果最適中。

港研中心(2000)液化機率  $P_L=0.5$  之判別式結合 Ishihara et al.(1991,1996) 分析結果亦接近現地災害之下陷分析。因其分析方法，是本中心多年來針對台灣各港區之研究，建立 CPT-qc 值與 SPT-N 值之關係，再依據 Liao et al.(1988)以 SPT-N 值所建立液化機率評估法，因此評估之結果亦適中。

#### 4.4 港灣地區震陷潛能分析結果

本文另摘錄早期筆者以原來之沖積層之 SPT-N 值分析台中港<sup>(4,5)</sup>及安平港<sup>(7)</sup>之液化危險度及震陷潛能分析結果，如圖 4-5 至圖 4-7 所示，供工程界參考。

### 第五章 結論與建議

1. 根據本中心之推估，921 集集大地震台中港距離震央約 55 公里，東西向 PGA 值為 130gal，南北向 PGA 值為 160gal，垂直向 PGA 值為 60gal，因此台中港之 PGA 值取 160gal。
- 2 根據碼頭基礎竣工圖研判，自沉箱至現有倉儲區亦即本次地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區，其回填厚度由碼頭岸肩附近之 12-16 公尺逐漸遞減至鐵軌之 1-3 公尺。而水力回填砂愈厚之區域液化及下陷等破壞愈嚴重，因此碼頭後線破壞程度：1 至 3 號最大，4 號次之，4A 號最小。且各碼頭後線距離碼頭岸肩愈近破壞愈嚴重，愈遠破壞愈輕微。
3. 由震災後地質調查荷式錐貫入試驗(CPT)分析：距沉箱碼頭約 17 公尺，表層回填級配厚約 1 公尺，地表下 -1m~-12m 為較軟弱粉土質細砂或粉土，qc 值於  $5\sim 50\text{kg/cm}^2$  之間，-12m 以下為較緊密之粉土質細砂含回填卵石。可見碼頭後線之水力回填砂土質非常疏鬆軟弱。且距離碼

頭岸肩愈遠之區域,  $q_c$  值小於  $50\text{kg/cm}^2$  之疏鬆軟弱層愈薄, 此與回填砂厚薄趨勢吻合。

4. 根據圖 2-6 顯示, 1 至 4 號碼頭之後方道路中心線疏鬆土層之分佈: 1 號碼頭最厚, 約為 16M, 往 3 號碼頭中心漸薄, 約為 4M, 往 3-4 號碼頭交界又變厚, 約為 18M。此可說明 1 號碼頭鐵道及 3-4 號碼頭交界附近鐵道, 為何有大面積之液化噴砂?
5. 1 至 4 號碼頭後線全區之液化危害指數: 由整體之分析結果顯示, R & W 法、Olsen 法分析結果為中度液化, S & T 法分析結果為嚴重液化, Lai 法分析結果為輕度液化, 而平均液化機率約為 0.32。整體而言應為中度液化。
6. 由地震下陷潛能分析後所得結果如圖 4-3 至 4-4 所示, 發現碼頭後線回填土之差異沉陷量極大, 其值約在 10-60 公分之間, 其下陷量由碼頭岸肩之 35-50 公分逐漸遞減至鐵軌道之 5-20 公分, 此與回填砂厚度及液化程度亦相當吻合。唯下陷潛能分析結果皆較實測下陷量小, 此與回填砂土液化後填補碼頭位移之空間及部份砂土因滲漏現象往港池側流失有關。
7. 由現地災害之下陷分析與表 4-1 五種震陷分析比較結果, 筆者初步認為 Olsen 法、Lai- $P=0.29$  法及港研中心  $P_L=0.5$  法較接近現地災害之下陷分析。
8. 本次 1~4A 碼頭後線震災之原因, 約可分三方面: 碼頭後線儲轉區土壤嚴重液化是造成地層下陷的主因; 碼頭岸肩附近下陷量達 80-100 公分及高達 4-5 公尺深之大坑洞之原因, 為碼頭後線背填土液化後填補碼頭位移量及砂源因滲漏現象往港側流失造成; 而沉箱式碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺及側傾, 是背填土受強震影響產生極大之液化超額孔隙水壓力及液化時之動流體壓力所造成。

## 參考文獻

1. 台中港務局(1976), 「台中港第一期工程完工報告」。
2. 陳圭璋(2000) 「美國加州國王港區地震災害與重建措施」。港灣報導, 53期。
3. 賴聖耀 (1990), 「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」, 中國土木水利工程學刊, 第二卷, 第四期, PP.301-311。
4. 賴聖耀、謝明志 (1996), 「台灣各港區地震引致土層沉陷之研究---台中港」, 港灣研究所, 85-研(五)-2
5. 賴聖耀、謝明志 (1996), 「台中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1~7-18
6. 港灣研究中心(1999) 「台中港 1~4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊 172 號。
7. 港灣研究中心(1999) 「港灣地區地層下陷監測研究(II)-- 安平港」, 交通部科技顧問室委託研究。
8. Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase, H., (1996), "Soil characteristics and ground damage", Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
9. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982), "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, pp.925-939.
10. Lee, K., and Albaisa, A., (1974), "Earthquake induced settlements in saturated sands," *Journal of ASCE, Vol.100, GT 4*, pp.387-405
11. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman (1988) "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability" *J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4*, pp.389~411.
12. Olsen, R. S. (1998), "Cyclic Liquefaction Based on the Cone Penetrometer test," In Proceedings of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of

Liquefaction Resistance of Soil. Edited by T.L. Youd and I.M. Idriss. NCEER-97-0022.

13. Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1985), "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 3*, pp. 384-403.
14. Robertson, P. K. and Wride C.E. (1998), "Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on SPT and CPT", Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil, Edited by T. L. Youd and I. M. Idriss. NCEER-97-0022.
15. Robertson, P. K. and Wride C.E. (1998), "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35*, pp.442-459.
16. Seed, H.B., K. Yokimatsu, L.F. Harder, and R.M. Chung (1985) "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation", *J. of Geot. Engr., ASCE, Vol. 111, No. 12*, pp. 1425-1445.
17. Shibata, T. and Teparaksa, W., (1988), "Evaluation of liquefaction Potentials of Soil Using Cone Penetration Tests", *Soils and foundations, Vol. 28, No. 2*, pp. 49-60.
18. Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987), "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking", *Journal of ASCE, Vol. 113, GT8*, pp. 861-878.
19. 日本(財)沿岸開発技術研究センター(1997), 「埋立地の液状化対策ハンドブック」。
20. 日本土質工學會(1993), 「液状化対策の調査、設計から施工まで」。



照片 1-1 台中港 1 號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約 4-5m 深之大坑洞，地表並留下約 10cm 厚之噴砂



照片 1-2 台中港 1 號碼頭後線排水溝附近之土壤液化，地表並留下約 15cm 厚之噴砂



照片 1-3 台中港 1 號碼頭後線鐵軌之土壤液化，地表留下約長 80m、寬 20m、厚 15cm 之噴砂



照片 1-4 台中港 2 號碼頭後線之土壤液化，地表留下之長條形噴砂孔



照片 1-5 台中港 3 號碼頭輸送帶支架下陷約 50 cm



照片 1-6 台中港 3 號碼頭後線之土壤液化，地表留下之圓形噴砂孔



照片 1-7 台中港 3 號碼頭後線鐵軌附近之土壤液化，留下約長 50m、寬 20m、厚 15cm 之噴砂



照片 1-8 台中港 3 號碼頭後線鐵軌之土壤液化，留下約長 2m、深 40cm 之長條形噴砂孔



照片 1-9 1022 嘉義地震嘉義市忠義橋下，液化砂土沿版樁與土壤界面噴出而形成之噴砂孔(倪勝伙教授提供)



照片 1-10 1022 嘉義地震嘉義市忠義橋下之沈箱因液化而向河中傾斜(相片中之左下角方向)(倪勝伙教授提供)



照片 1-11 921 地震台中港 9-11 號碼頭後線之土壤液化，地表發生崩裂及差異沉陷



照片 1-12 921 地震台中港 13 號碼頭後線排水溝附近之土壤液化，地表並留下約長 30m、寬 5m、厚 10cm 之噴砂

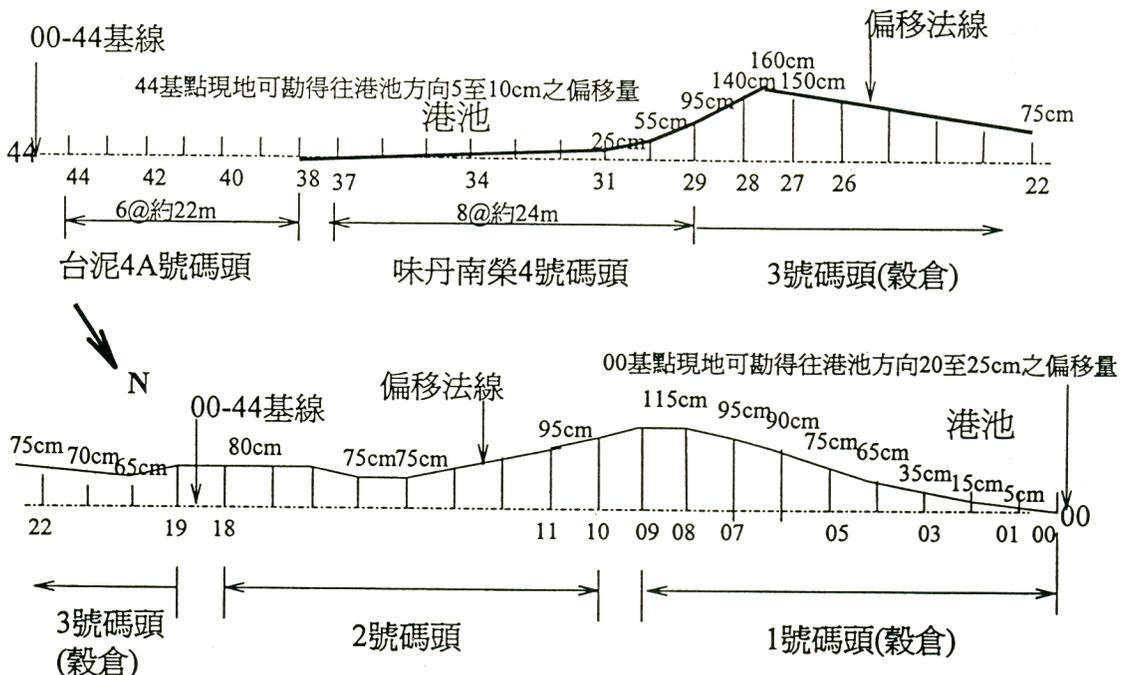


圖 2-1 1至4A碼頭面921地震後法線偏移量示意圖

1999/10 蘇吉立

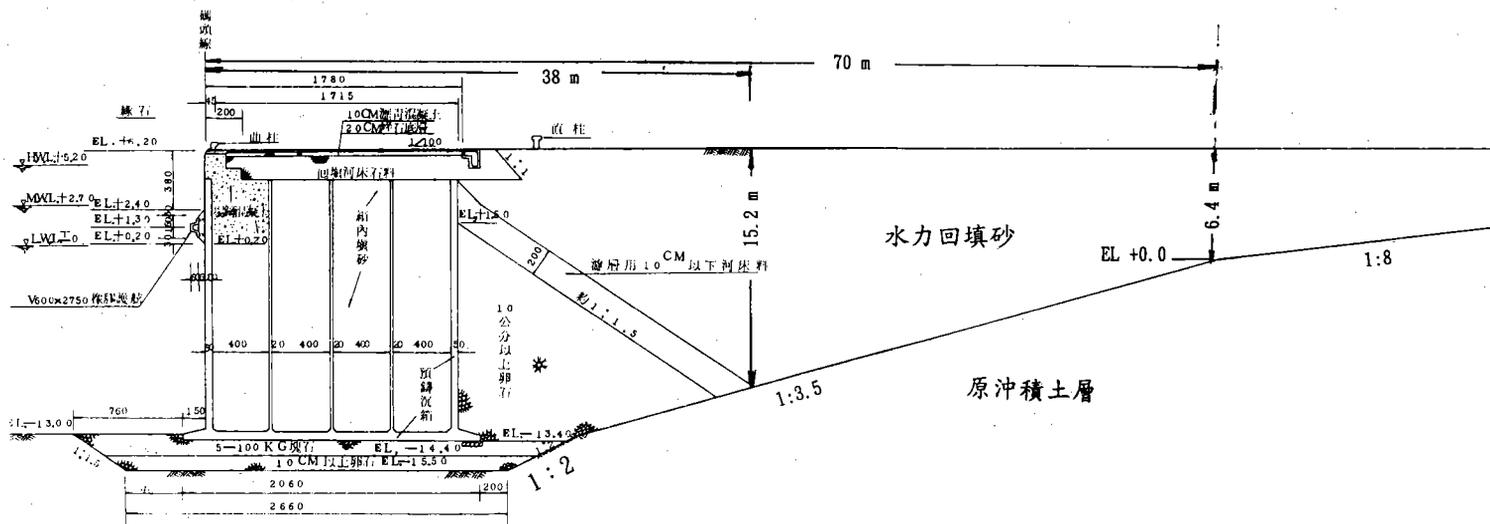
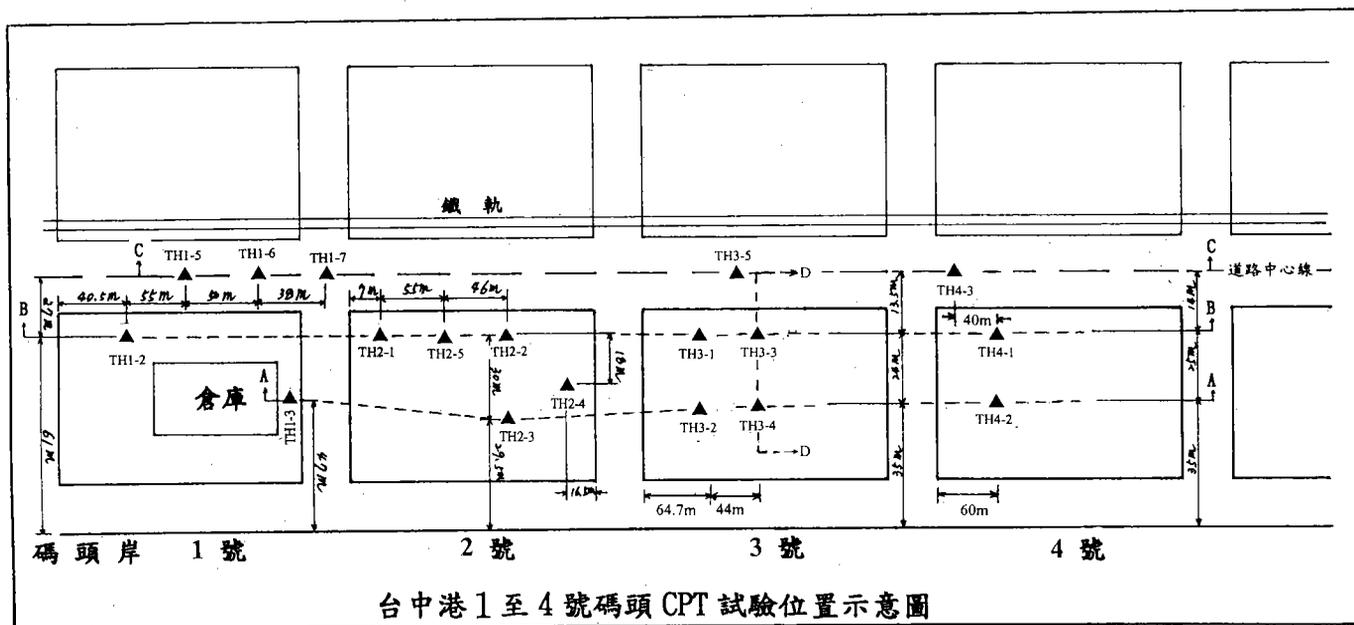


圖 2-2 1 至 3 號碼頭竣工斷面圖



台中港 1 至 4 號碼頭 CPT 試驗位置示意圖

圖 2-3 CPT 試驗位置示意圖

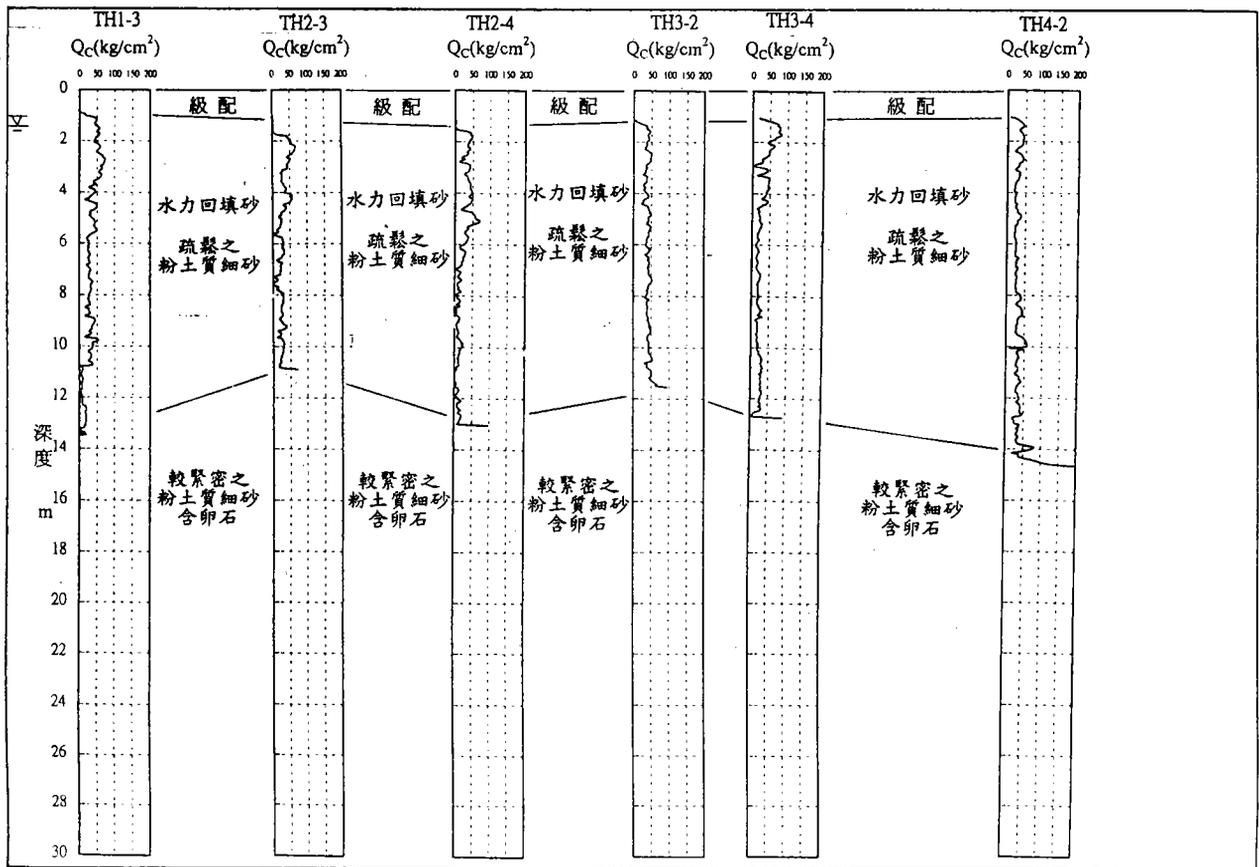


圖 2-4 A-A 斷面(碼頭之後線第一線, 距沉箱約 17 公尺)土層分佈圖

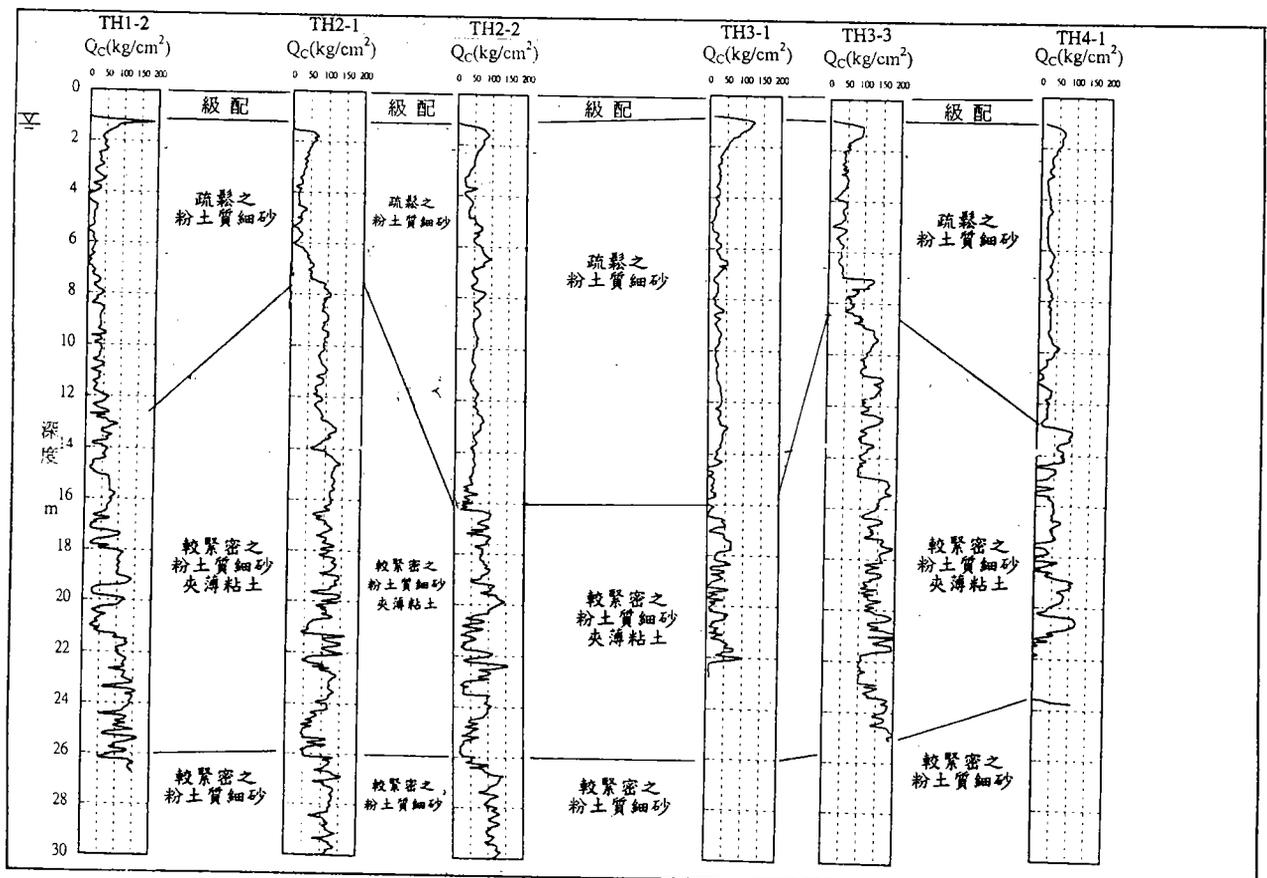


圖 2-5 B-B 斷面(碼頭之後線第二線, 距沉箱約 42 公尺)土層分佈圖

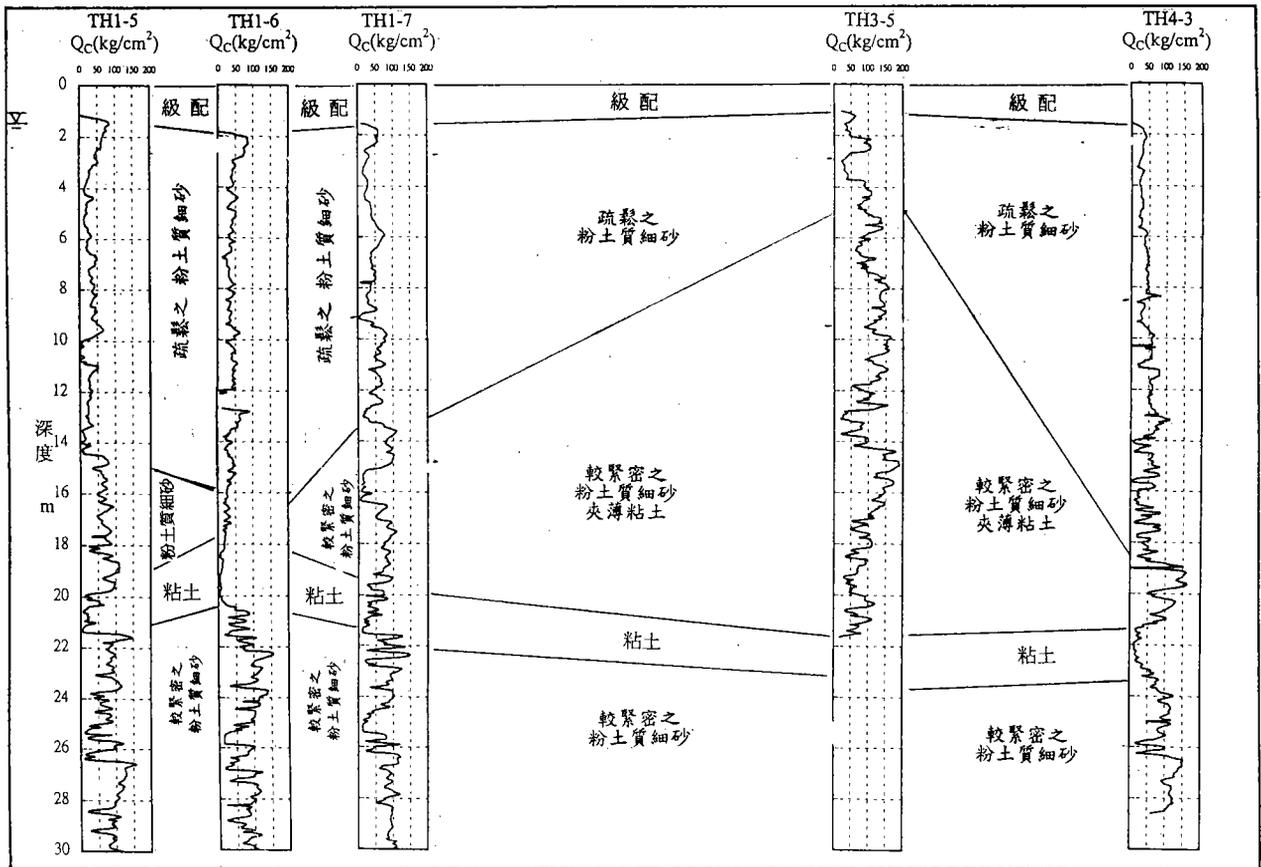


圖 2-6 C-C 斷面(後方道路中心線, 距沉箱約 57 公尺)土層分佈圖

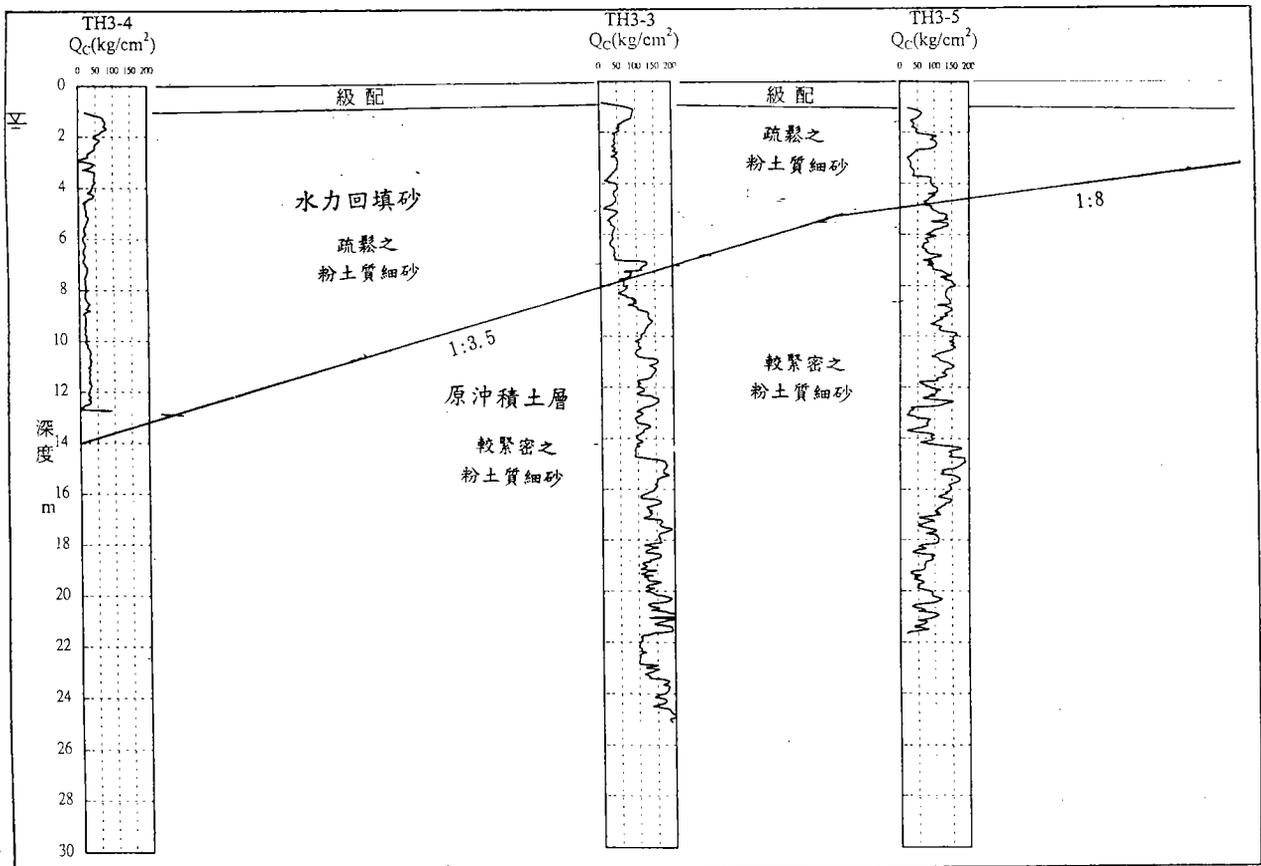


圖 2-7 D-D 斷面(垂直碼頭法線之 3 號碼頭後線縱斷面)土層分佈圖

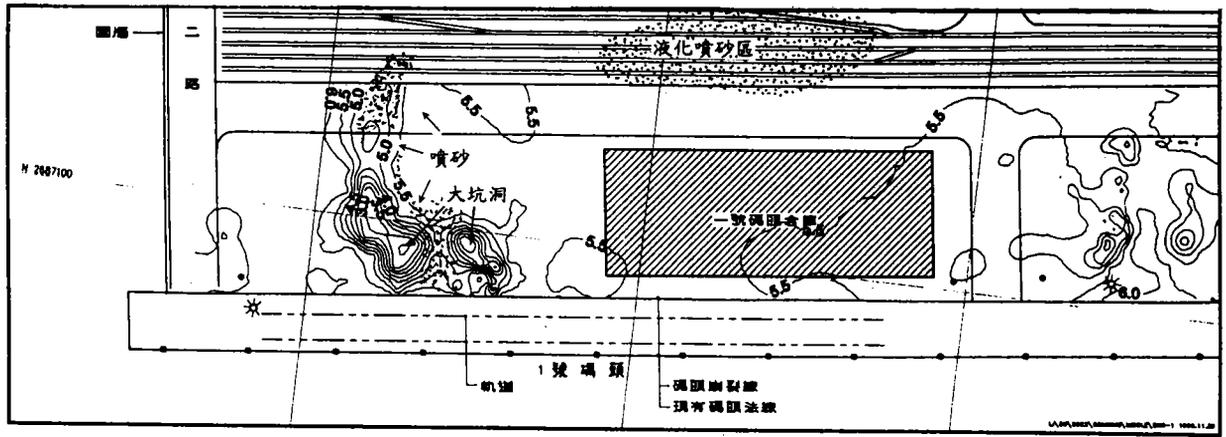


圖 2-8 台中港 1 號碼頭後線震後水準測量及噴砂、坑洞等分佈示意圖

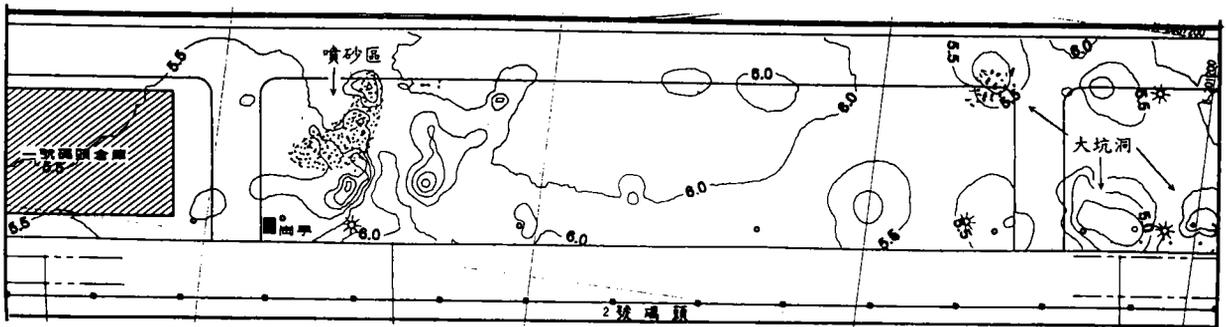


圖 2-9 台中港 2 號碼頭後線震後水準測量及噴砂、坑洞等分佈示意圖

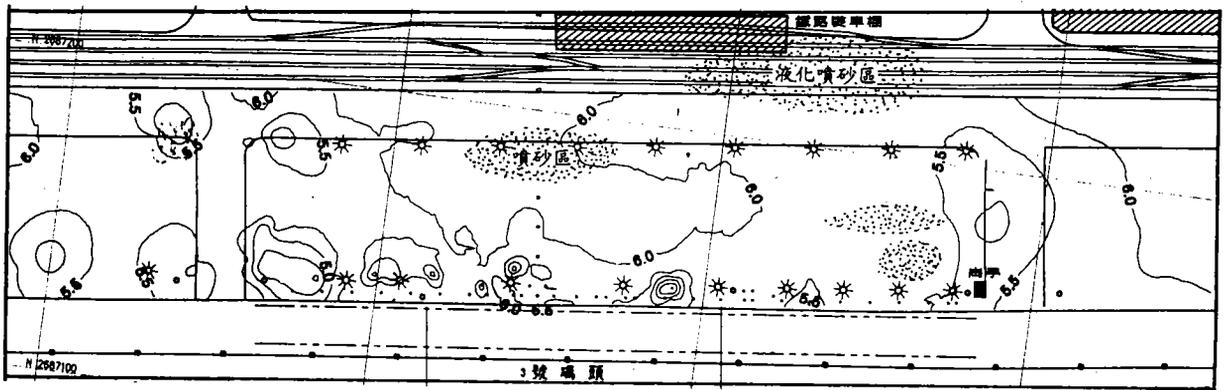


圖 2-10 台中港 3 號碼頭後線震後水準測量及噴砂、坑洞等分佈示意圖

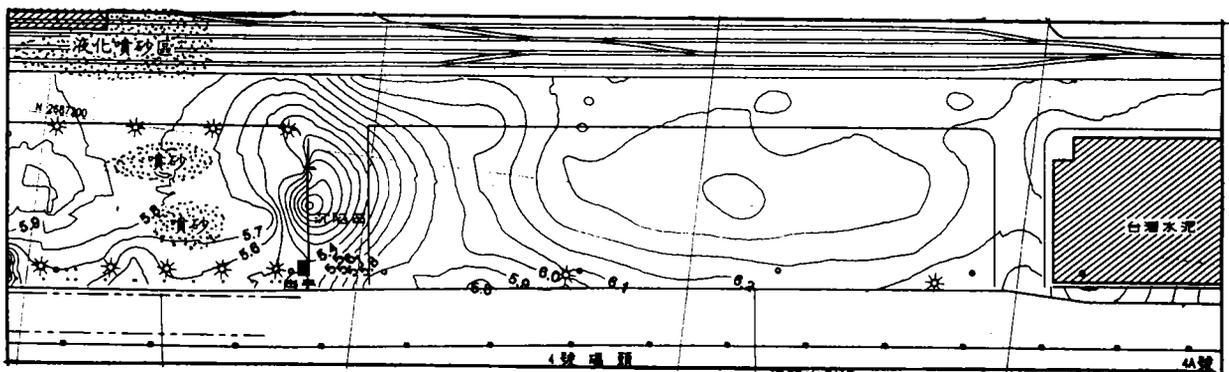


圖 2-11 台中港 4 號碼頭後線震後水準測量及噴砂、坑洞等分佈示意圖

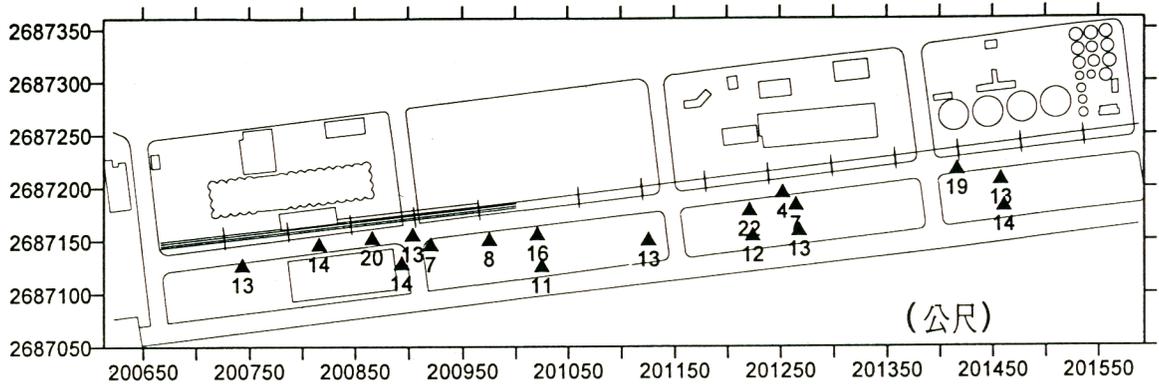


圖2-12 台中港1-4號碼頭後線疏鬆軟弱土層厚度分佈圖

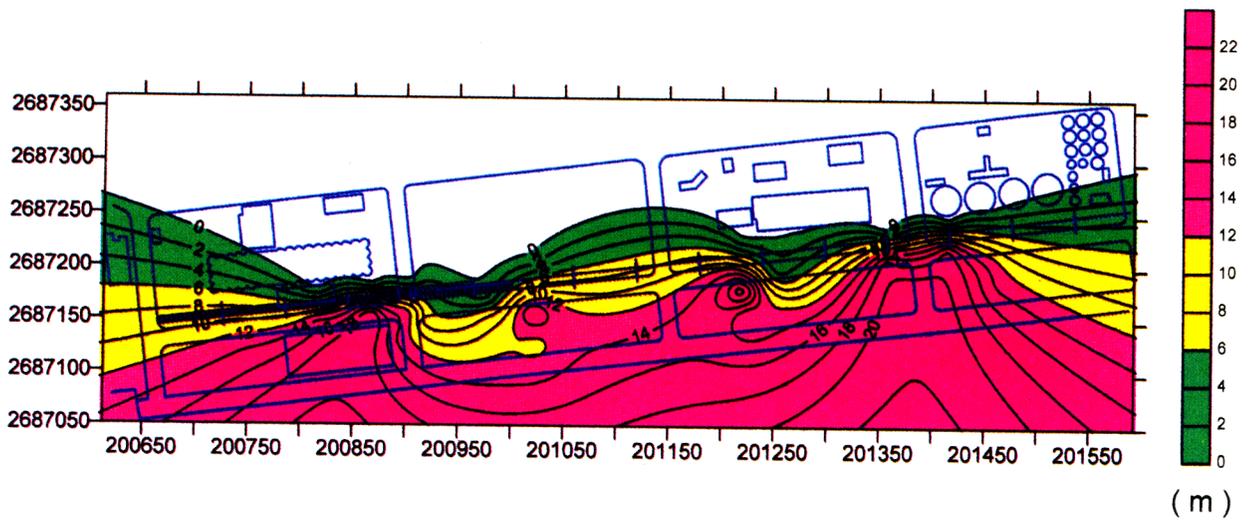


圖2-13 台中港1-4號碼頭後線疏鬆軟弱土層厚度等值分佈圖

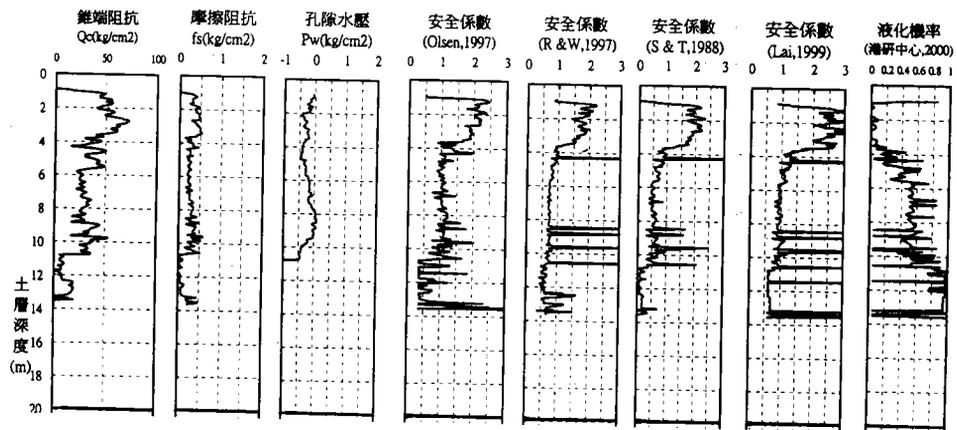


圖3-1 台中港CPT-TH1-3孔液化潛能評估結果(M=7.3, Amax=0.163g)

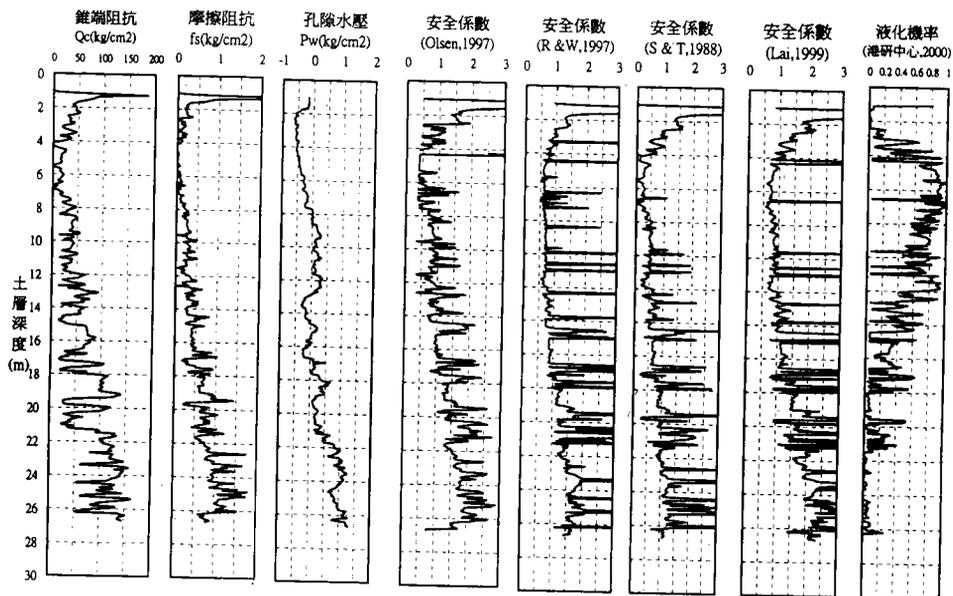


圖3-2 台中港CPT-TH1-2孔液化潛能評估結果(M=7.3, Amax=0.163g, 附近有噴砂及坑洞)

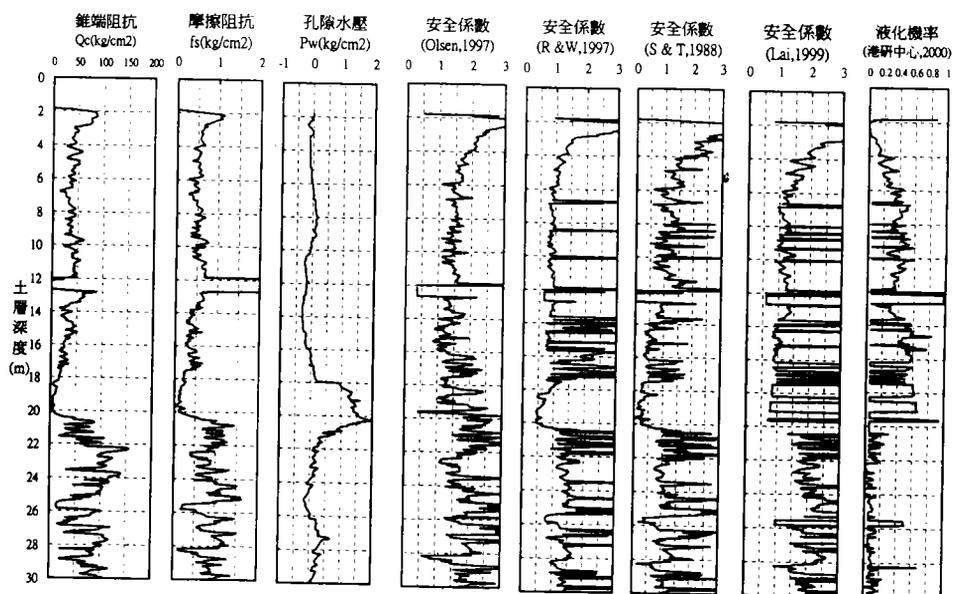


圖3-3 台中港CPT-TH1-6孔液化潛能評估結果(M=7.3, Amax=0.163g, 附近有噴砂)

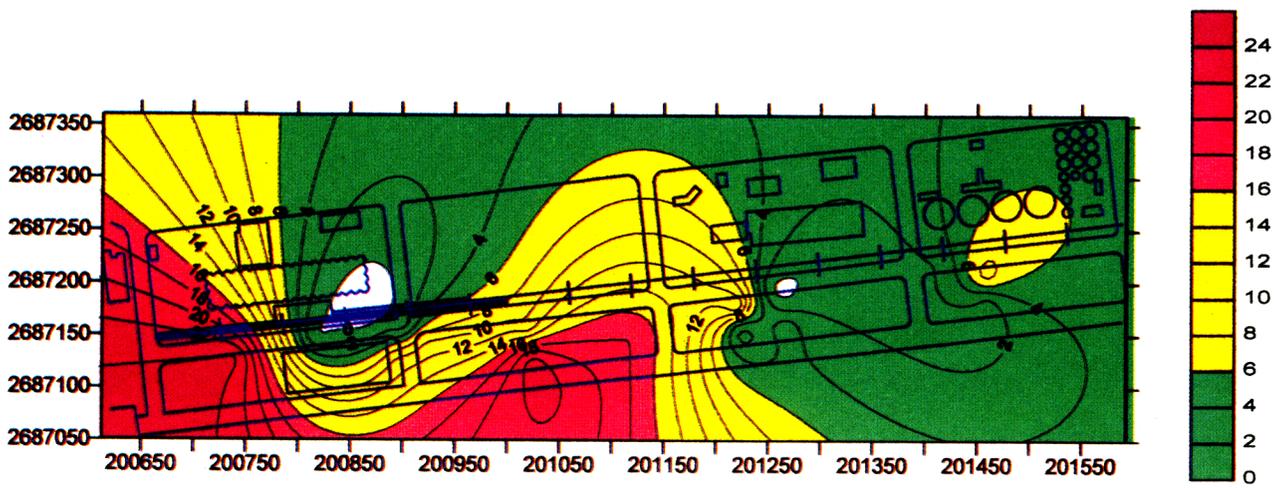


圖3-4 台中港1-4 號碼頭Olsen(1988)+Iwasaki(1986) CPT 方法 評估液化危害指數之分析結果 (危害指數)

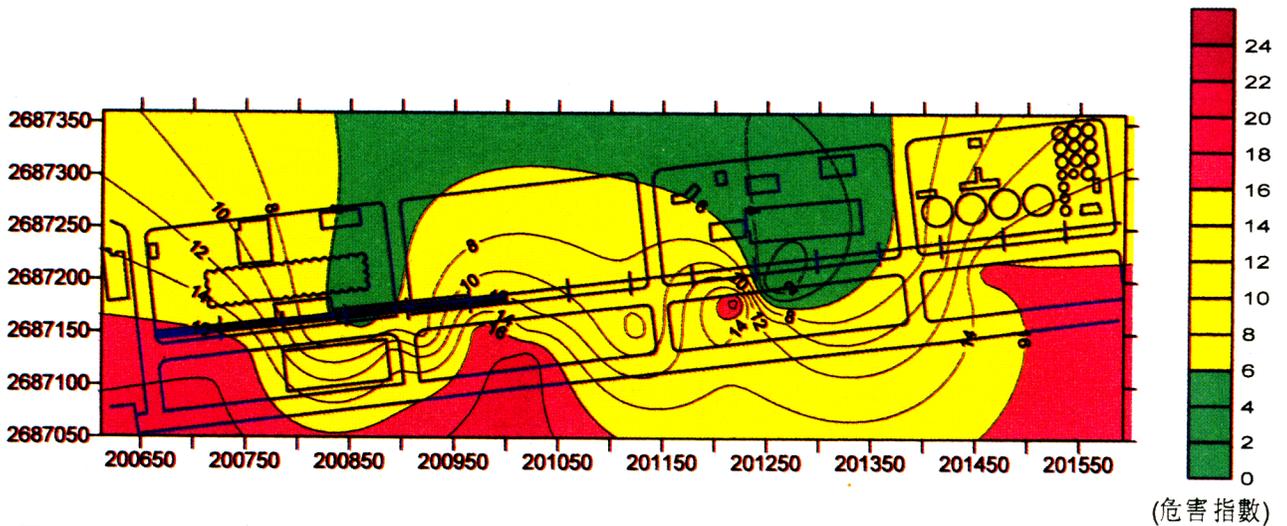


圖3-5 台中港1-4 號碼頭R & W(1988)+Iwasaki(1986) CPT 方法 評估液化危害指數之分析結果 (危害指數)

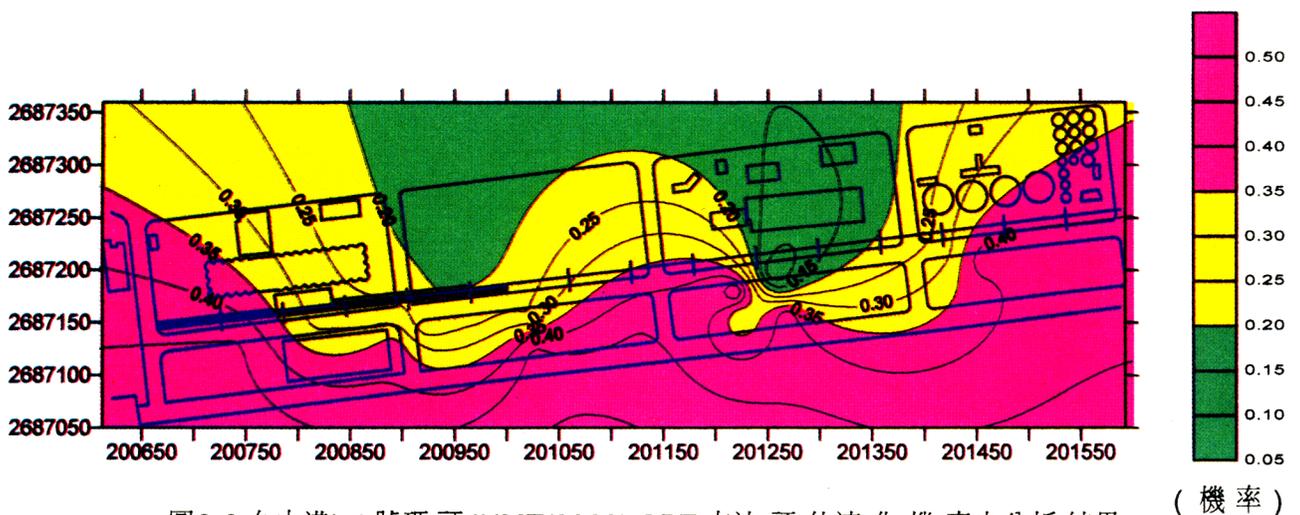


圖3-6 台中港1-4 號碼頭 IHMT(2000) CPT 方法 評估液化機率之分析結果 (機率)

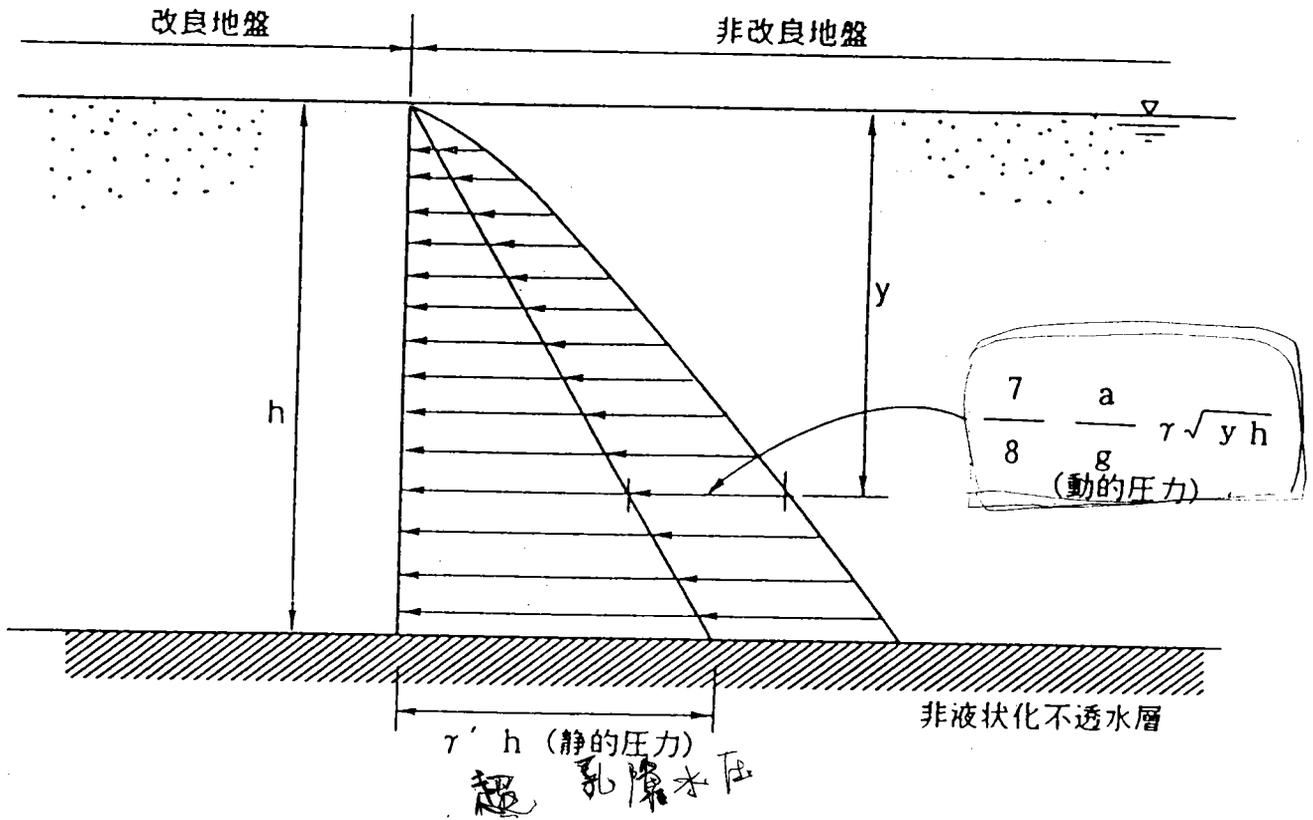


圖 3-7 液化砂土層之側壓力

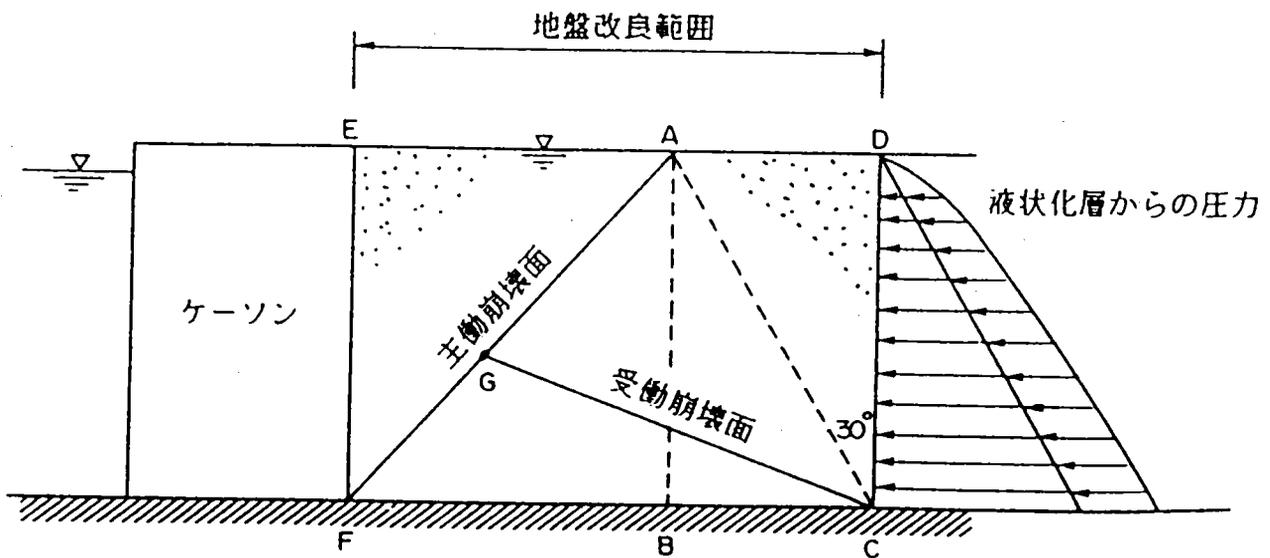


圖 3-8 港灣構造物後側砂土層液化防治之地盤改良範圍

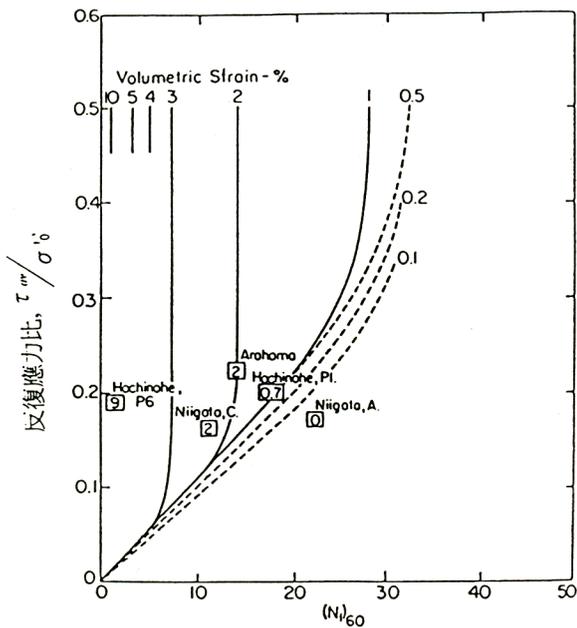


圖 4-1 體積應變與反復應力比及 N 值之關係 (Tokimatsu & Seed, 1987)

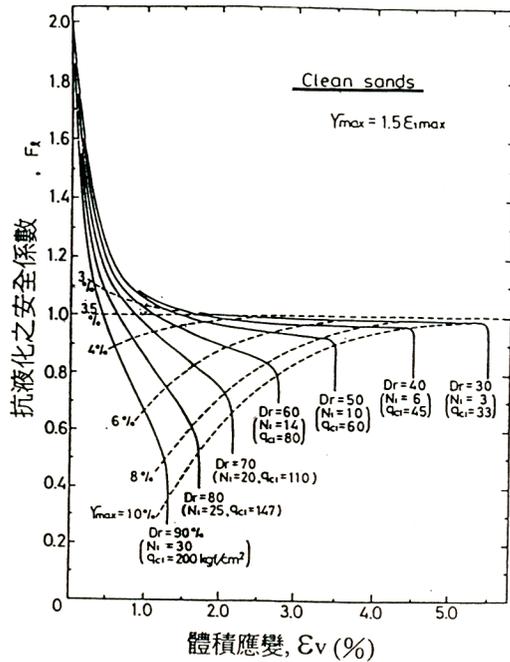


圖 4-2 體積應變與土壤抗液化安全係數之關係 (Ishihara et al. 1991, 1996)

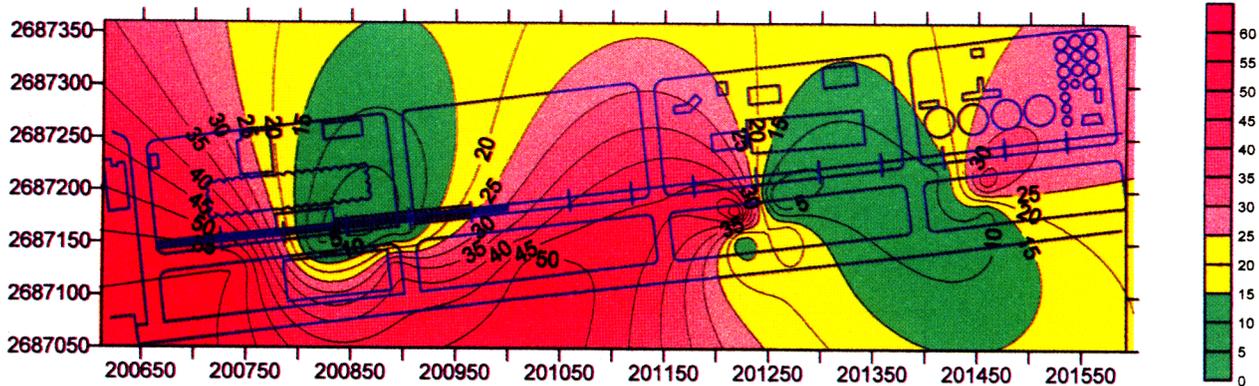


圖 4-3 台中港1-4 號碼頭Olsen(1998)+Ishihara(1996) CPT 方法 評估震陷之分析結果 (cm)

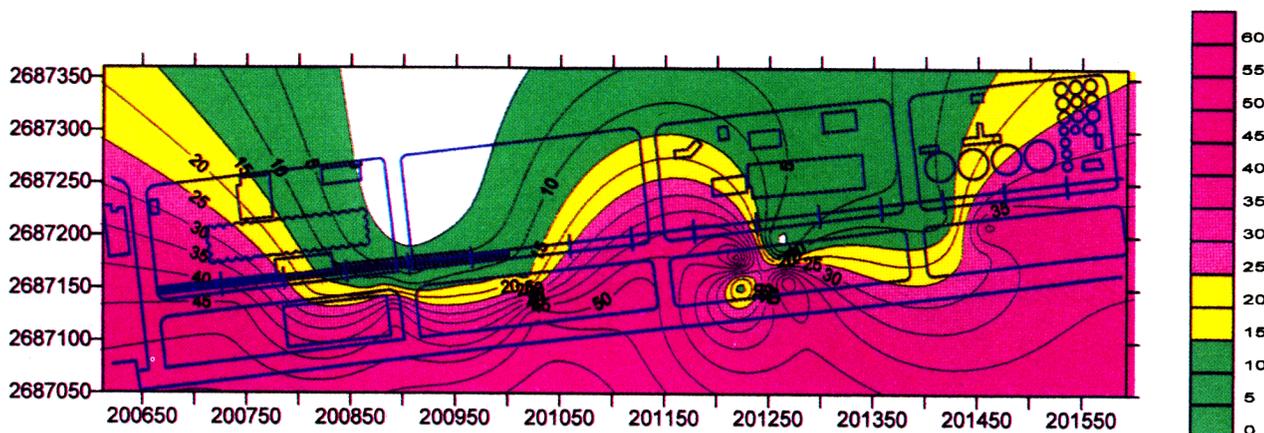


圖4-4 台中港1-4 號碼頭 Lai-P=0.29(1999)+Ishihara(1996) CPT 方法 評估震陷之等值色階圖 (cm)

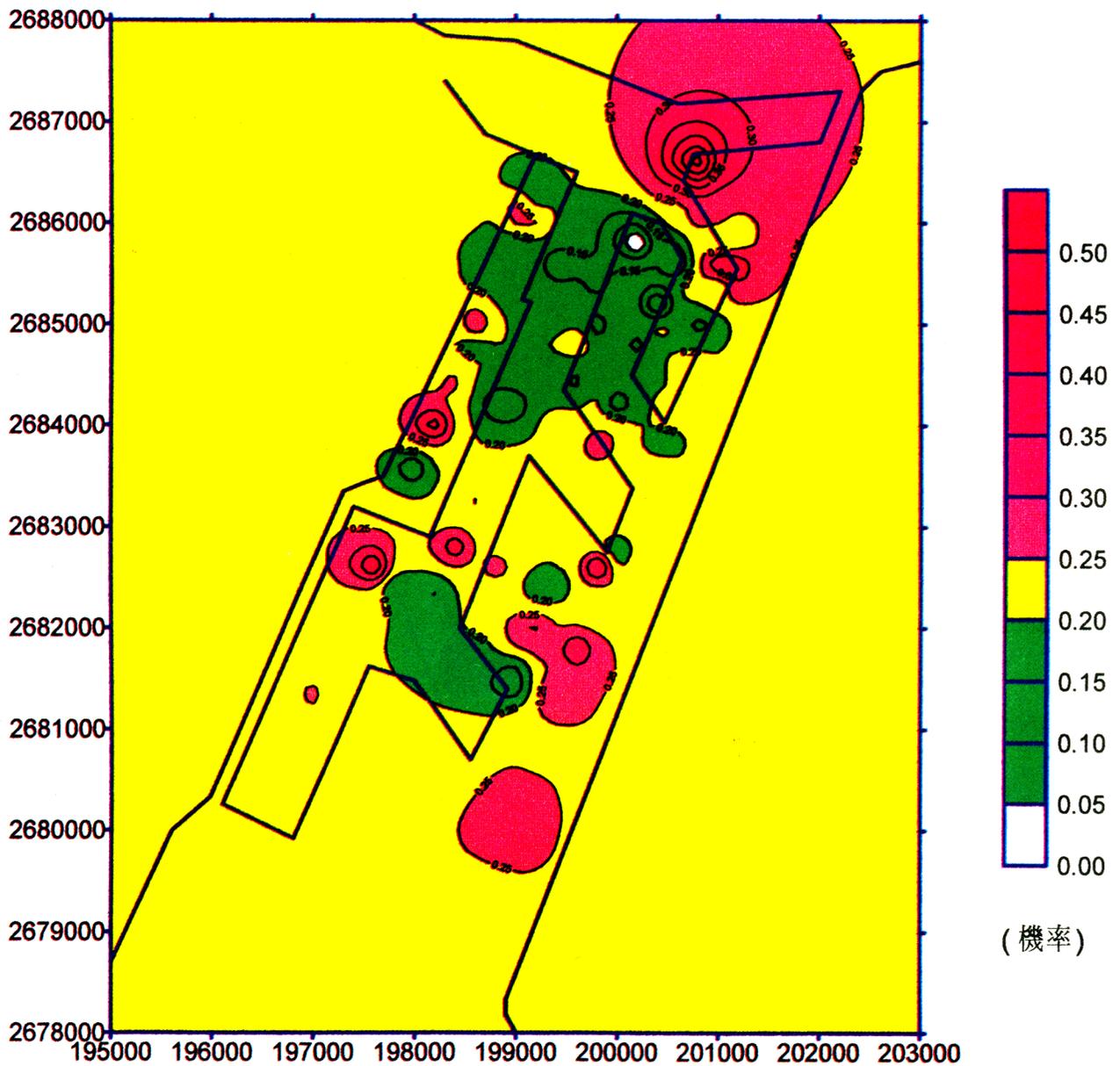


圖4-5 台中港地震引致液化之危險度等值色階圖(  $M=7.1$  ,  $A_{max}=0.15g$  )  
 ( 1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度 )

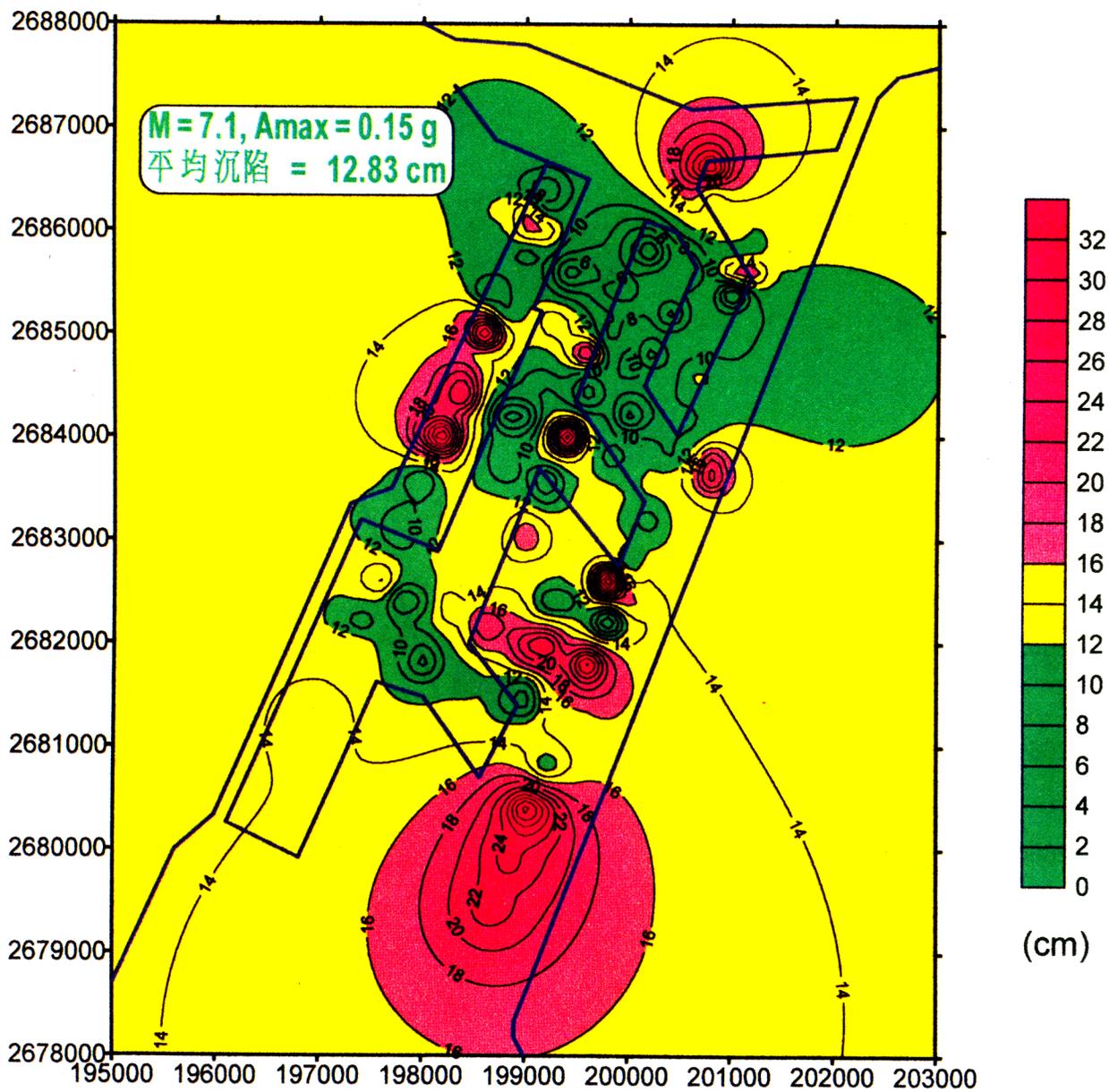


圖 4-6 台中港地震引致沉陷之等值色階圖 (M=7.1, Amax=0.15g)  
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

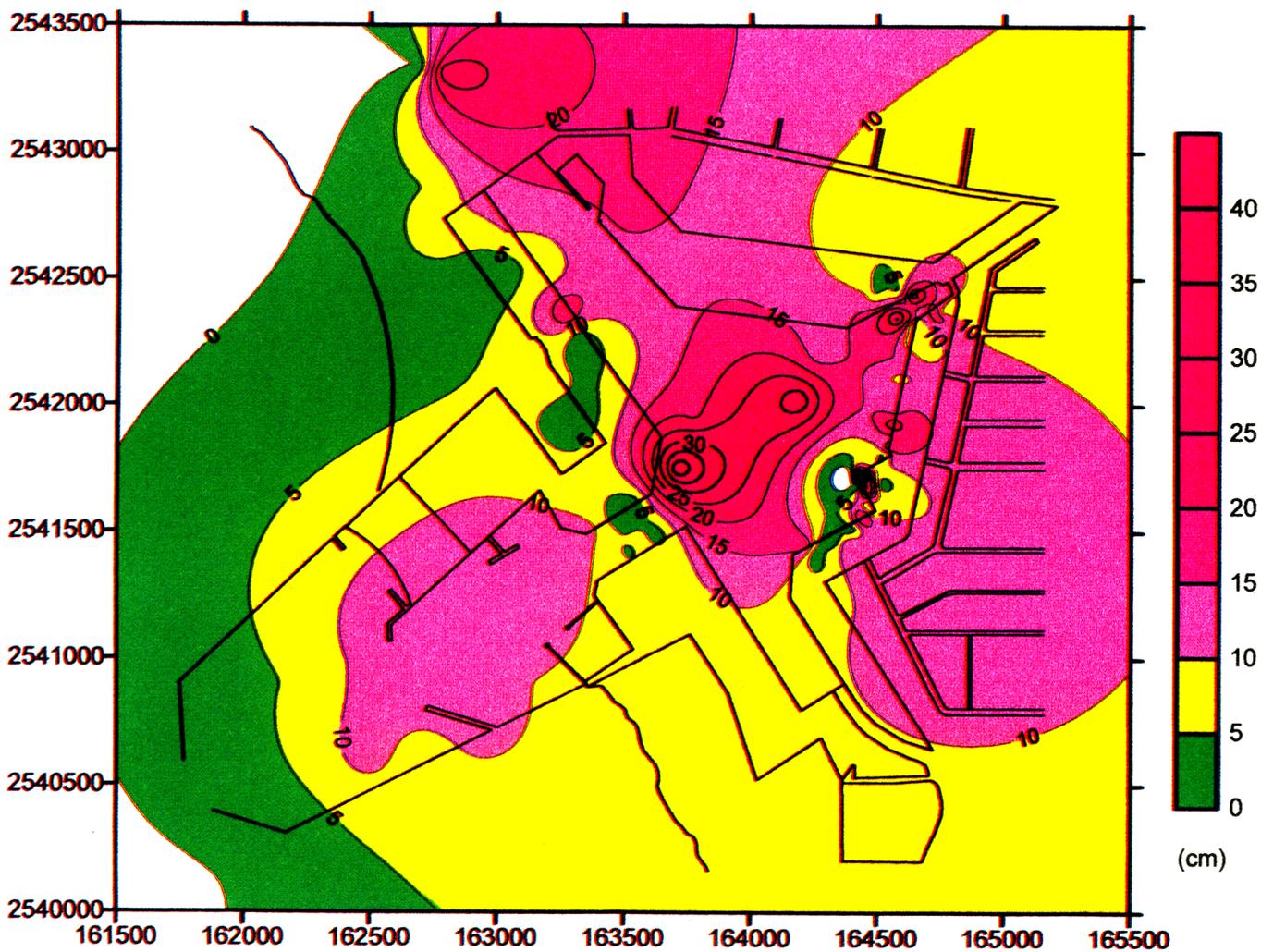


圖4-7 安平港 SPT 方法評估地震引致沉陷之等值色階圖  
(  $M=7.0$  ,  $A_{max}=0.20\text{ g}$  )

# 港灣地區地質改良與液化防治

余明山

萬鼎工程服務股份有限公司 經理

## 第一章 前言

濱海地區除岩岸外，沖積層所形成之海岸地帶地質上原屬疏鬆軟弱之地層組成，即便經圍堤築港、填海造地成埠，若未經適當之土壤改良，疏鬆之砂質地盤在地震力作用下將產生土壤液化，甚而危及新生地與海堤、碼頭、岸壁等結構之安全。1995年發生於日本兵庫縣南部之阪神大地震，規模 7.2，最大地表加速度達 502gal(N43W)之強震，造成神戶港區嚴重之液化災害，使整個港區功能幾乎陷於癱瘓，港區內碼頭岸壁於地震力及背填區土壤液化引致之強大側壓作用下，向海側位移 1~5m，沉箱岸面沉陷達 1~2.5m，背填區地表伴隨發生 1~4m 之陷落與龜裂，岸上設施則嚴重受損，再度引起世人對港灣地區液化問題之矚目。去年台灣地區發生百年罕見之 921 集集大震，不僅造成中部地區地層發生大變動，更使中部地區出現許多難得一見之土壤液化現象。距震央 55km 之台中港在本次大地震洗禮下，於 1 至 4A 號碼頭亦發生類似神戶港之液化沉陷與破壞現象，雖對整個台中港設施與作業影響並不嚴重，卻讓工程界與學術界更正視液化處理與港灣結構耐震設計之重要性。

本文旨在針對主要液化防制方法之原理作一簡介，並對較具代表性之方法及台灣地區應用之經驗作一探討與敘述，以提供工程界同仁之參考。

## 第二章 港灣地區之液化災害

港灣碼頭後線區域一般設計上均配合港池航道之浚深，採水力抽砂方式回填，根據國內外學者之研究，土壤顆粒徑由水力自然沉降後，其顆粒結構相當疏鬆，相對密度值約介於 35%~45%之間，一般則均在 50%以下，此一疏鬆浚

填土壤若未經過適當之土壤改良，即進行後續之開發建設，於遭逢較大之地震作用下，極有可能產生土壤液化，造成土壤強度降低或喪失，因而發生噴砂與地層下陷，並影響及港灣設施之安全。依據過去震害調查，港灣地區液化災害型式主要有：

### 1. 噴水冒砂

噴水冒砂為液化最直接之表徵，意味著液化區已發展至地表下之淺層，此時地表將產生沉陷、鋪面龜裂，近地表處之土壤承载力亦將明顯降低，座落其上之淺基礎構造物，將因此產生較大之位移沉陷，甚或失去穩定造成破壞。集集大地震中台中港 1 至 4A 碼頭後線回填區諸多公共設施如倉庫、道路、鐵路、輸送帶、照明設施等即因液化所引致之不均勻沉陷與支承力喪失造成不同程度之損壞。

### 2. 建築物基礎破壞

此種型式之液化災害為港灣後線區建築物中最常見之震害，由於土壤液化後，地層承载力之降低或喪失，或因岸壁破壞後液化所引致之側向擴展(Lateral Spreading)現象，導致基礎發生嚴重下陷或房屋傾斜，造成上部結構之毀損。上部結構之受害程度與結構物構造型式及基礎型式與埋置深度有關。一般而言，磚造或加強磚造之淺基礎構造物，由於結構系統薄弱，基礎發生差異沉陷後，極易造成牆體或梁柱之開裂，甚至造成傾圮，鋼筋混凝土構造之房屋，構架勁度較高，能承受較大之不均勻沉陷，因此即使地基發生液化，牆體或可能因差異沉陷而龜裂，但其梁柱系統通常可保持完整，特別是具深基礎或筏基之 RC 構造，其液化災損最為輕微。

### 3. 地下結構上浮

土壤液化後激增之超額孔隙水壓，致使埋設於地表淺層之地下管線或人孔等地下設施承受過大之上浮力而上浮，造成地下管線之破壞，影響正常營運功能。

### 4. 岸壁/碼頭破壞

岸壁/碼頭由於基礎底部土壤產生液化而使岸壁/碼頭面下陷或失去穩定性產生破壞；或因岸壁/碼頭背填區土壤液化，激增之超額孔隙水壓聯合地震力與動態土壓形成強大之水平推力，致使岸壁/碼頭向海側滑移、外傾，或造成岸壁結構之破壞，從而造成後線區地表產生向陸側遞減之差異沉陷，影響後線區地

下管線、結構物與公共設施之安全與功能，使港區功能折損。

## 5. 側向擴展

碼頭/岸壁後方背填土區之土壤由於岸壁結構損壞及土壤液化，致使後線區地盤向海側發生側向滑動之現象。此一地層之側向滑移，對鄰近岸邊之地下管線與樁基礎可能造成永久變形或破壞(如圖一所示)，規劃設計時應特別之考量。

# 第三章 液化防制工法

## 3.1 液化防制工法原理與分類

液化係飽和且疏鬆之砂質地盤於地震時所顯現之行為，其處理方式，可由改良地盤之抗液化能力，或強化結構物與基礎等兩方面著手。對疏鬆砂質地質加以改良，可以改變砂質地盤之動態性質，提昇地盤之支承力，減少地盤之壓縮性，通常可分別針對砂質土壤之性質與應力應變條件之改善來增加其抗液化能力。因此，在改良方法上可考慮以土壤置換方式來改變土壤性質，或利用擠壓夯實或填充孔隙方式，提昇土層之相對密度；或採用化學固結方法，增加顆粒間之膠結力，改善耐震特性；或以降低地下水位方式降低土壤飽和度，並提高地層中之有效應力。控制地盤中土壤之應力應變條件，亦可達到提土壤抗液化能力之目的，一般可考慮有效應力之提高，孔隙水壓之抑制與消散，或降低及限制土體變形能力等，通常可藉打設排水樁(帶)，縮短排水路徑，改善土體中超額孔隙水壓之消散能力；或於基礎下方及其周圍設置勁度較高之連續壁體，以抑制或減低地層受震時之剪力變形，降低地震引致之剪應力，達到防止液化之效果。

至於強化構造物以減輕液化災害方面，則可考量採用樁基礎貫穿液化土壤支承於下方非適當之承載層上；或採用筏式基礎或基礎下方土壤予以加勁，以減少液化可能引致之不均勻沉陷；或加強結構勁度，以承受不均勻沉陷引致之額外應力；或採用特殊基礎，以防止地震土層液化時之砂土流失或地盤之陷落，從而達到減輕液化災害之功能。

圖二所示即各種液化防制工法之原理與分類，各工法之相關特性之比較整理如表一，茲分項說明如下。

## 3.2 置換

置換工法係將可能液化之土層予以挖除，再分層滾壓夯實，以增加砂質地盤之相對密度，提昇其抗液化能力；或直接置換以低液化潛能之土壤材料，以達防制液化之功能。置換工法一般較適用於地下水位以上之淺層土壤，若置換深度加深及地下水位以下，則須配合降水甚或擋土設施進行，改良費用將明顯增加，降水引致之區域沉陷問題亦須詳加考量。

## 3.3 排水

利用排水以防止砂質地盤液化之工法可分為主動排水與被動排水兩類。主動排水係指長期降低地下水位或至少在地震預報階即將來襲段降低水位；以增加地層中之有效應力；被動降水則是提高地盤之透水性，或縮短可能液化土層之排水路徑，使地盤受震時得以將超額孔隙水壓迅速排除，以抑制地震時之孔隙水壓上升，而達到防止液化之目的。

### 3.3.1 降低地下水位工法

根據土層性質與擬降水位高度，選擇採用排水溝、點井或深井工法降低地下水位，以增加原地下水以下地層之有效應力，並降低新地下水位以上地層之飽和度，因而提高地層之抗液化能力，減少地層之壓縮性，並增加基礎支承能力。惟長期降低水位將引致區域地盤下陷問題，特別是深井抽水影響範圍最為顯著，影響半徑可達2公里以上，採用本工法時宜審慎評估，並研擬沉陷減輕對策，以縮小沉陷影響範圍與沉陷規模。

### 3.3.2 排水樁(帶)工法

本工法施工時係將透水性良好之地工材料，以一適當之配置與間距。打入或植入疏鬆之砂質地盤中，使地層中密佈柱狀、管狀或壁狀之排水管道，地震時引致之超額孔隙水得以利用其優異之排水功能迅速消散，藉此降低地層之液化潛能。排水工法打入地層中之透水材料，除傳統之粗砂或礫(碎)石所構成之排水砂樁(Sand Drain)或排水礫(碎)石樁(Gravel Drain)外，近年來隨著科技進步，更開發出許多人造之透水管材，如圖三所示包覆濾層之排水管、加勁網管、排水帶、附排水設施之鋼管樁與版樁等，打設工法亦隨透水材料不同而開發出新工法。國內應用排水工法之案例大多採用排水砂樁、礫石樁及排水帶等三種，其中前兩種工法在打設時有噪音振動之問題，常因環保問題無法應用，新開發

之工法多屬低振動低噪音、造價低，值得引進。

排水工法施作時對周圍地盤之擠壓夯實作用有限，故常被應用於港灣工程版樁式碼頭與沉箱碼頭後方之抗液化改良，惟因排水樁工法多屬小位移工法，因此排水樁周圍之地層幾與未改良之疏鬆地層相同，當實際作用之地震力超過設計地震力時，改良區內之疏鬆地盤，將因液化而完全喪失強度，並有明顯沉陷與災情發生，不像夯實工法改良後之緊密地層，雖已液化但仍保有部份殘餘強度，而呈現韌性行為，故採排水工法做為液化防制措施，應特考量此點，並規劃必要之輔助設計。排水樁之設計可參考 Seed & Brooker(1977)建議之方法進行。

### 3.4 夯實

此類方法係採用振動、擠壓或衝擊方式改善土層之工程性質，達到抗液化之目的，其中振動夯實砂樁(Sand Compaction Pile)、動力夯實工法(Dynamic Compaction)及礫石樁(Stone Column)等目前台灣已引進之深層夯實工法，均經過強震之驗證，確實可有效防止液化，施工技術單純且改良效果確認容易，故常被應用於港灣基礎與後線地區之抗液化處理。此類工法共通缺點為施工中之振動與噪音較大，較不適用近民房區之施工，且緊鄰既有構造物亦有其困難，須配合或採用其他小位移工法如排水工法等施作。如圖四所示為振動夯實砂樁與排水礫石樁搭配使用成功改良岸壁之案例，此案例於 1993 年歷經規模 7.8 之釧路沖大地震( $a_{max}$  達 315gal)後仍安然無誤。

#### 3.4.1 振動夯實砂樁(Sand Compaction Pile)

振動夯實砂樁之施工係利用振動機及高壓空氣的輔助，將中空鋼套管(一般為 40cm 直徑)貫入擬改良之地層中，於達預定改良深度後，再將回填砂料由施工機械上部之填料斗投入，經由鋼管及管底的自動靴將砂料投送至管底，然後藉鋼管的上下反覆拉拔及貫入，將回填砂料擠壓並夯實成一直徑約 60cm~70cm 的堅實柱體，使砂樁周圍土壤受到擠壓及振動趨於緊密，達到增加地層密度及剪力強度之目的，同時由於夯實砂樁本身具有一定之強度與良好之透水性，將可分擔並減低地層受震時之剪應力，並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除，故能有效防止砂質地盤之液化。

振動夯實砂樁樁徑一般約在 60~70cm 間，通常採正三角形、等腰三角形或

正方形配置，間距則視原地層特性(細料含量、強度)及改良目標值而定，一般約 1.4~1.8m 間。回填砂料部份，一般規範均要求採乾淨之級配砂，以確保夯實砂樁振動擠壓之能量，不致因回填料之過大阻尼而減損，得以確實傳遞至鄰近地層，達到擠壓及振動夯實之目的。惟筆者經實地試驗顯示，採用浚填之海砂取低優良級配之河砂做為砂樁之回填料，亦可獲致相同之改良效果(余明山等，1992)，此一發現或有助於振動夯實砂樁成本之降低，並減少資源浪費。

振動夯實砂樁應用於細料含量(Fine Content)低於 30%之砂質土壤成效最佳，改良成效隨細料含量增加而銳減(如圖五)。依筆者經驗對於台灣西部沖積平原之粉土質砂層，若改良面積比在 20%以下，則改良砂樁間土壤之  $N$  值將不超過 25，此一改良極限可能係國內施工機械之能力及施工品質之限制所致，筆者建議可考慮改用較大直徑(50cm)之鋼管及採用較大輸出功率之振動機來增加改良成效，至於在施工品質方面，則建議採用可量測管內砂面高程之五針式記錄器，取代傳統式之三針記錄器，以可確實控制每單位深度之擠砂量，確保施工品質。

### 3.4.2 動力夯實工法(Dynamic Compaction, DC)

動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘吊起相當高度，再讓重錘自由落下，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改變現地土壤之組構，使疏鬆地層壓縮趨於密實，並經過多次反覆錘擊而達到地質改良之目的，圖六所示為主錘擊(主搗實)階段之施工示意。本工法因施工迅速、機具簡單、改良費用便宜，尤適用於港灣地區、新生地等大面積之地質改良，目前國內六輕麥寮工業區、彰濱工業區、台中港及高雄港均有改良之案例，其中六輕工業區全廠約 75%以上面積採用 DC 工法改良。

動力夯實之改良原理雖然簡單，但錘擊能量、方式若規劃不當將無法達到預期之改良效果。動力夯實錘擊須依地質條件分數個階段進行，為能有效改良地盤，一般均規劃棋盤式打擊點，主錘擊階段通常採用較高之錘擊能量及較寬間距，以改良較深處之土壤。補強錘擊階段則降低錘擊能量，縮減間距，使較淺層土壤受到充份的夯實。若使用間距及能量不正確，則可能使中間層次土壤形成一緊夾層，致使較深處的疏鬆或軟弱土壤，難以改良甚或無法改良。此外，在相同的能量作用下粘土質土壤與砂質土壤所反應之影響差異甚大。因此，規劃錘擊方式程序等細節前，須徹底瞭解地層構造，特別是細粒土壤分佈情形，才能有效達到改良目標。

表二所示為動力夯實工法夯擊參數之一般建議值，可提供初步規劃之參

考，對於一個尚無 DC 先例之基地而言，模擬施工(Pilot Test)之試夯擊非常重要。透過各種不同之錘擊模式、夯擊能量與夯實次數之模擬施工，經由錘擊前、錘擊中及錘擊後之試驗與量測數據研判試夯成果，並藉此選擇經濟且安全之夯實參數。

依目前的經驗，影響動力夯實改良效果之主要因素如下：

1. 地下水位
2. 土壤細粒含量、排水條件
3. 原地層緊密度(堅硬度)及層次分佈
4. 每次錘擊能量(單擊能量)、錘擊次數、錘擊點之配置及間距
5. 每單位面(體)積之錘擊能量

其中單擊能量為影響改良深度之最主要參數，以國內現有之吊車能量，最大改良深度約為 13 公尺。每單位面(體)積之錘擊能量，雖對改良深度並無影響，但對有效改良深度內之土壤夯實效果有直接之影響，圖七所示改良後土壤 SPT-N 值增量與每單位體積錘擊能量之經驗關係。有關 DC 工法詳細改良原理及施工方法可參考黃建順等(1983)、潘少昫等(1995)之文獻。

### 3.4.3 礫石樁工法(Stone Column Method)

礫石樁乃振動揚實法(Vibroflotation)系列工法之一支。振動揚實法最早之應用係利用揚實錐(Vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂質地盤，以提高其強度並降低壓縮性及液化潛能。由於其機制主要在藉反覆振動以達夯實改良砂質地盤之目地，故稱振動夯實法(Vibro-Compaction Method)。此後，揚實錐之應用延伸至軟弱粘性土壤改良，在粘性土層中以揚實錐施做一群以砂礫等材料組成之高強度樁體，與現地土壤構成一較高強度且較低壓縮性之複合地盤。由於此種施工方式可於地層中形成連續而緊密之礫石柱狀體，故又以礫石樁工法或粗礫樁工法(Granular Column Method)稱呼之。

1930 年代振動揚實之技術在德國萌芽，台灣地區在 1980 年代初期於高雄林園工業區中美和化工廠基礎土壤改良工程中首次引進本工法，惟當時國內廠商並未購入施工設備，因此該案完成後即中斷十餘年。直至 1990 年代台塑六輕

工業區建廠工程初期各種振動揚實工法再度被引進，主要是應用於改良深度大於 13 公尺，以動力夯實工法無法有效改良之地區及護岸地區。迄今國內廠商已擁有八部以上之礫石樁施工機組。

礫石樁工法之施工可分為傳統之濕式(Wet Method)頂部投料(Top Feed)與改良之乾式(Dry Method)底部供料(Bottom Feed)兩種施工方式，如圖八及圖九所示。採用乾式高壓空氣輔助施工相較於濕式使用噴射水流之施工方式，可保持乾淨之施工環境，同時採用底部供料方式較頂部供料方式，可確保礫石料投卸至施工深度而不致半途阻塞於樁孔內，對於施工品質較易掌握。此外，改良乾式底部供料之施工機械，具有良好之品質監控記錄器，可以隨時掌握每一深度之投料量與夯實壓力等，較諸傳統流溼式施工更能確保施工品質及改良成果之均勻性。

由過去施作經驗顯示，擬改良之地層其細顆粒含量若不超過 10%，均可得到顯著之擠壓振實效果；若細料含量大於 30%，則擠密夯實效果明顯降低。圖十所示為適用於礫石樁進行抗液化改良之顆粒級配曲線範圍，圖十一所示即六輕工業區油槽區基礎土壤利用礫石樁改良後之 CPT、 $q_c$  值增量與土壤細料含量間之關係，由圖中可知隨著細料含量增加，改良成效亦隨之遞減，當細料含量大於 30% 以上時，改良後之  $q_c$  值增量則多已在  $35\text{kg/cm}^2$  以下。此外，根據六輕之經驗(吳建閔等，2000)，礫石樁之改良成效比(改良後地層之  $q_c$  值除以改良前地層之  $q_c$  值)隨改良前地層強度之增加，而有遞減之趨勢(如圖十二所示)。

礫石樁理論上應具有擠壓密實、加勁補強及加速排水之改良功效，但目前對於功效的大小，仍難有定量之評估方式，特別是降低液化潛能之排水及加勁功效評估。因此，一般在考量礫石樁改良土壤之抗液化能力上，主要以評定礫石樁之擠壓密實效能為主，依應力分擔比之觀念，考慮加勁補強效果，或依改良樁體間距，考慮排水效應之設計觀念，則仍有待進一步以現場試驗確認及長期觀察。

#### 3.4.4 爆炸夯實工法(Blasting Densification Method)

本工法係運用鑽孔裝置炸藥於所欲改良之土深層度，利用不同之炸點配置、爆炸輪進及延時，藉引爆炸藥所引起之高壓振波，使炸點附近土層產生局部液化，使土壤顆粒重組，達到密實土層之目的，並提高土壤強度。由於爆炸引致之夯實效果與引爆點之覆土荷重成正比關係，故本工法較適用於深層砂質地盤之改良；本工法在世界上已有許多成功案例，曾被使用於碼頭、道路、飛機場及土石壩等大面積基地深層土壤之改良，目前中華顧問工程司正擬將本技

術引進國內，並已於彰濱工業區進行現地試驗研究，預期不久之將來應可推廣之實際工程。本工法最大優點為改良費用較低，惟其改良效果之均勻性較差，且對於深層之緊密地層可能造成反效果，此外，因爆炸產生之振動、噪音與安全問題，本工法不適用於市區，而用以處理沿岸地區之海底地盤，亦可能造成魚類之死亡，故其應用受某種程度之限制。Hansbo(1983)曾提出一爆炸夯實工法改良疏鬆砂層之指導原則，詳如表三所示，可提供規劃之參考。

### 3.4.5 打擊式大位移群樁工法

本法係利用打擊式大位移樁(如 PC 樁、RC 樁等)打設時，樁體對周圍地層之擠壓作用與施打時所產生之振動夯實作用，使樁周土層趨於密實，進而提昇其抗液化能力。打樁對地層之加密效果與樁徑、樁距等有關，樁徑愈大且樁距愈小則加密效果愈顯著。在"中國大陸冶金建築抗震設計規範"(1992)中便容許當基礎下方之樁數不少於 5×5 支，樁距平均值在 3~4 倍樁徑內時，可考慮打樁之加密效果等影響。國內六輕麥寮工業區施工期間，針對 PC 樁打設對地層之加密效果亦曾進行調查研究，如圖十三所示，試驗區為打設樁徑 60 公分，樁長 40 公分之 PC 樁群，採正方形配置，樁中心距為 2.5m，打樁前後地層之 CPT-qc 值變化情形亦示於圖十三中，本試驗區打設 PC 樁前曾以 DC 工法進行改良，改良有效深度約 10 公尺，由打樁前後之 CPT 檢驗結果顯示，樁群內之地層於打樁後 qc 值均有明顯增加之情形，尤以 10~20 公尺間之未改良地層增益為顯著，約 40~60kg/m<sup>2</sup>；樁群外之打樁加密效果則隨距群樁外緣距離增加而遞減，依本次試驗結果研判，打樁加密效果之影響半徑約可達基樁中心外 4 倍樁徑距離。

於港灣地區之建設，打擊式基樁為最合適基礎型式之一，不僅可能解決新生地地質鬆軟承载力不足之問題，亦可減少沉陷與不均勻沉陷，打擊樁樁群更可降低基礎下方之液化潛能，此外，施工迅速、品質容易為其優點，惟施工中之噪音、振動及空氣污染等問題施工中應有適當因應對策。

### 3.4.6 擠壓灌漿工法(Compaction Grouting Method)

擠壓灌漿作使用坍度低於一英吋之高稠度水泥砂漿，藉由灌注時之夯實及灌注體對周圍土壤所產生之壓實效果，達到減低砂質地盤孔隙比，提高抗液化能力之目的。此一工法在台北捷運工程中曾被應用作用建物保護措施，使用於液化防治上尚無案例。本工法之優點為施工機具體積小，所需作業空間不大，

因此可於既有構造物下方或側面作業。且施工中無噪音振動之公害，惟其缺點為對於淺層覆土壓力較低之土壤改良成效不彰，且施工中可能造成地表之隆起，於既有構造物下方或鄰近地區作業時，應審慎評估隆起對地上設施之影響。

### 3.5 固結

#### 3.5.1 事前混合處理工法(Premixing Method)

事前混合處理工法係將水泥系之改良材料(穩定劑)加入回填用之砂土中，先行拌合後再輸送至回填地點回填，回填過程中無需再經滾壓夯實，全賴添加入砂土中之穩定劑所增加之土壤顆粒間膠結力，以達到防止液化、減輕側向土壓力，並提高土壤支承力之目的。此工法於日本常被使用於大型海岸開發計畫如人工島、海中機場或海埔新生地及港灣地區沉箱碼頭或護岸後方之填土工程，回填後即不須再從事地質改良，可縮短工期，省去工程之二次處理。圖十四為於阪神大地震中損害之六甲島沉箱岸壁，應用事前混合處理土壤工法進行修護補強之案例，為了強化沉箱岸壁之抗震性，碼頭後方之浚填土壤改以單壓強度為  $1\text{kg}/\text{cm}^2$  事前混合處理土取代，以減輕作用於沉箱之土壓力，並克服沉箱背後浚填土之液化問題。

根據過去之實務經驗顯示，大約 5% 之水泥添加量即可將疏鬆砂土處理成不液化之工程材料，若以改良土之單壓強度為判斷液化處理成效之指標，則  $0.5\sim 1.0\text{kg}/\text{cm}^2$  之單壓強度可訂為事前混合處理土不液化之指標(Zen 等, 1992)，惟由於現地施作之條件與室內材料條件不同，因拌合方式、拌合時間、水面下回填時穩定劑自改良土中分離、養護條件等之差異，以及其他未知因素常導致改良土壤強度降低，依據幾個案例之施工結果顯示，同一穩定劑用量下，現地施工之混合處理土壤單壓強度僅為室內試拌結果之  $1/1.1\sim 1/2.2$ ，因此，施作時之穩定劑用量，最好於現地根據實際施工條件進行模擬施工決定之，或根據室內試拌結果，考量現地條件將穩定劑用量提高至可以得到  $1.1\sim 1.2$  倍室內試拌試體單壓強度之用量，以確保回填土之抗液化能力。

本工法應用於水面下之回填時須特別考慮防止穩定劑自土壤中分離及回填方式對海域水質污染之問題。為防止穩定劑之析離，於穩定劑與回填砂充份拌合，並使穩定劑充分附著於土壤顆粒表面後，須再添加分散防止劑再次拌合，使分散防止劑得以包覆於穩定劑外面，以減輕混合處理土投入水中時穩定劑之逸失。至於水質污染之減輕方面，可利用特製之洩槽投放回填，縮小污染之範圍。

### 3.5.2 深層攪拌工法(Deep Mixing Method)

本工法係以先端裝有攪拌葉之鑽桿，貫入至擬改良之土層深度，利用葉片之旋轉將土壤充份切割擾動，同時由噴漿口噴出水泥系之固化材料，使土層內之土粒與水泥漿充份混合，藉由化學固結之作用改良地盤之抗液化能力。深層攪拌工法之改良配置型式一般如圖十五所示，包括塊狀(Block Type)、壁狀(Wall Type)、格柵狀(Lattic Type)及柱狀(Pile Type)等，在降低層之液化潛能成效上，以塊狀改良之方式最具實效，但施工費用亦最高，惟就抵抗液化之機制而言，似無全面改良之必要。根據 Koga 等(1986)利用振動台所進行之各種改良型式抗液化成效試驗結果，顯示柱狀、壁狀或格柵狀之改良均有助於抗液化能力之提昇，且抗液化成效隨改良面積比增加而漸增，各種非全面改良之型式中，以格柵狀改良成效最佳，此係因地層受改良體之圍束而抑制受震之剪力變形，因而減抑超額孔隙水壓之發生。另外，根據 Yoshio 等(1989)所進行之振動台模型試驗結果顯示，欲使格柵狀之改良，達到抑制改良體圍束區內土壤受震時之剪力變形，則改良體之最大間距不宜超過液化土層之厚度，方能提供足夠之圍束效用。

阪神大地震中，位於神戶港內碼頭邊之客輪中心兼旅館大樓，由於大樓基礎係採用格柵狀之深層攪拌工法作為液化之防制對策(如圖十六所示)，因此，在發生規模 7.2，最大地表加速度約 0.68g 之大地震時，即使大樓周圍之地層已發生嚴重之液化現象，而且距大樓約 10 公尺外之沉箱岸壁亦已向海側移動約 2m 並呈傾斜狀，惟大樓結構依然完好無損，基礎亦無破壞情形，證實格柵之深層攪拌改良可有效抑制圍束區內土壤之變形，降低地層之液化潛能，並能有效防止岸邊土壤液化後，向海側之側向流動，發揮其限制土壤流動之有效性(鈴木等，1995)。

灌漿工法除施工機具採灌漿設備外，其改善砂質土壤抗液化能力之機制與深層攪拌法相同。灌漿工法係利用  $150\sim 200\text{kg}/\text{cm}^2$  或更高之灌注壓力將固化材料噴射於土壤中，使固化材料與土壤充份混合，形成樁徑 30~80 公分左右之改良樁體，藉由適當之改良配置與改良面積比，以達到減抑被改良體圍住之砂質地盤發生剪力變形，並防止地層液化之產生。

### 3.6 改良工作之整體程序

地盤改良所處理的對象大多數均具有不均勻性與不確定性，尤其是台灣西

海岸之沖積層構造，此類狀況更形顯著。規劃設計時若未能確實瞭地層之整體情況與夾層變化，地層改良效果將難以掌握，因此細設前之詳細地質調查甚為重要。地盤改良工法之設計，由於大部份均無完備嚴謹之理論基礎，故實務上多憑觀念設計法(Conceptual Design)或經驗設計法，惟影響改良效果之因素甚多，以此方式所進行之設計，未必能確實掌握所有影響因素，因此正式施工前藉由模擬施工(Pilot Test)驗證設計理念之正確性，及確認設計之合理性為一極重要之步驟，此外，施工中之監測及施工後之改良成效檢驗亦屬必要之程序，以確實掌控改良地層之行為變化回饋設計，並掌握施工品質之變異性，實施必要之補強改良，以達設計改良目標需求。圖十七所示為地盤改良工作之整體程序。(鍾毓東等，1989)

### 3.7 液化改良深度與範圍

抗液處理之化改良深度一般以改良至液化土層底部為原則，惟當液化土層厚度甚厚，或擬建之建物或設備基礎可以允許較大之沉陷時，為縮節工程經費亦可考慮只改良液化土層之上部，惟為確保建物及設施不致於產生過大之震陷而危及安全，液化地基之改良深度應使殘留之液化土層所造成之液化危害指數  $PL$  值小於 4，對於獨立基礎或條形基礎，改良深度則應至少深及於基礎底面下 5 公尺及基礎長邊寬度之較大值(建築抗震設計規範，1989)，同時須儘可能加強上部結構之勁度以適應可能之不均勻沉陷。有關液化危害指數  $PL$  之定義及說明，讀者可參閱葉文謙等人(1998)文章。

液化改良之寬度範圍，除基礎覆蓋之面積範圍外，改良範圍應自基礎外緣向外延伸一定之距離，以確保基礎下方改良區之強度不受液化土壤之影響。一般改良寬度之延伸範圍為  $2/3 \sim 1.0$  倍之改良深度，特殊構造物得視其功能延伸改良寬度。至於港灣沉箱結構背填區之改良寬度(如圖十八所示)，則應足以使沉箱岸壁不致受背填區未改良土液化所引致之壓力，意即沿著  $CG$  線上之剪力強度足夠平衡作用於  $CD$  線上之液化土壓。

### 3.8 改良工法之抗震實效

Mitchell 等人(1995)曾整理 32 則經地質改良之基地於地震後之損壞情形，地質改良工法包括振動揚實法、振動夯實砂樁、動力夯實工法、礫石樁工法、振動棒(Vibro-rod)工法、排水礫石樁工法、打擊式群樁(木樁)工法、化學灌漿及深層攪拌工法。由統計案例中顯示，經各種工法改良後之基地，於歷經  $0.26g$  以下之地震作用後，仍可保持完好，無液化、沈陷或破壞之報告，而在幾個  $0.33g$

以上之大地震案例中，部份案例雖無液化現象，但仍出現沉陷或隨岸壁破壞向海側位移情形，惟並未對地面設施造成損壞，顯見深層夯實、固結或排水工法對提昇砂質土壤之抗液化能力確實有效。

根據 1995 年日本阪神地震後之震災調查，顯示大部份之液化現象都發生在濱海新生地及人工島，而許多地區雖無液化現象，卻也都發生大量地表下陷情形，最大沉陷達 50cm，圖十九所示即大阪灣港島及六甲島兩座人工島，利用不同改良地層後對地震之不同沉陷反應，由圖十九可知地盤改良對抑制地震產生之沉陷有極佳之效果，特別是以振動、擠壓方式改良之振動夯實砂樁及振動棒夯實工法效果最佳。

## 第四章 港灣設施之耐震強化對策

### 4.1 岸壁之耐震補強方法

由過去國內外震災之調查結果顯示，港灣設施的最大災害於岸壁之損壞，因此而導致岸壁後方地表嚴重下陷，岸上之起重卸貨與輸送設備及公共設施亦因而毀損，港灣營運無法正常運作，以致造成龐大之財物損失。各種岸壁破壞之案例中，尤以重力式沉箱碼頭之損害最為常見，損害亦最為嚴重，探討其破壞之原因不外為：

1. 沉箱基礎底部土壤受強震作用發生液化，導致承载力喪失，造成沉箱沉陷，位移或傾斜。
2. 沉箱背填濾層功能喪失，背填區土壤所累積之巨額超額孔隙水壓，在與地震慣性力、背填土之動態土壓與動態水壓等強大側向力聯合作用下，由於基礎承载力或沉箱底面滑移抵抗不足，導致沉箱向海側位移，或外傾。
3. 沉箱基礎底部及背填區土壤受震後發生液化，產生整體滑動造成全面性之崩潰。
4. 沉箱受震後接縫破裂，經波浪或潮汐直接淘刷後，將背填區料源帶出，造成後線區地層之嚴重下陷，或出現巨大坑洞，損及地面設施及結構。

為確保港灣設施於受震後仍能保持正常運作之能力，以利救援及復建物資之運送，故日後應加強港灣結構耐震能力之補強工作，以確保港灣工程結構設施之功能，減少地震所造成之損失。針對既有沉箱碼頭之耐震補強，依據其破壞機制，原則上可由減輕背填土壓及限制基礎下方土壤變位兩方面著手。於減輕背填土之側向壓力方面，可藉圖二十所示方式來改善沉箱受震時之穩定性。如利用事前混合處理工法或深層攪拌工法等地盤固結工法，將背填土進行化學固結處理，以提高地層之自立性；或利用深層夯實改良工法使背填土密實，以提昇地層抗液化能力，減少地震之動態土壓；或將既有背填土挖除改以輕質土回填，達到減輕背填土壓之目的。至於限制沉箱基礎下方土壤變位之措施，可考慮於沉箱基礎趾部打設排樁或其他地下連續牆，以防止沉箱基礎土壤液化時向海側流失，並提供作為沉箱抗滑之抵抗。

## 4.2 沉箱碼頭之耐震強化對策

隨著貨櫃輪船大型化之發展，未來大水深高功能自動化貨櫃碼頭之建設為必然之趨勢，基於工程經費及施工性等因素，沉箱式碼頭仍將被列為首要考量之岸壁型式之一，由過去沉箱式碼頭災損經驗，如何強化沉箱碼頭之耐震能力為規劃設計之重點，如前節所述，改良沉箱基礎下方土壤及背填區浚填土，增加其之抗液化能力，將有助於沉箱碼頭受震時之穩定性。另外改良沉箱碼頭之結構型式使其具有更佳之穩定性，亦為另一可行對策。根據日本學者近年所進行之振動台模型試驗成果顯示，採用斜底面之沉箱及擴大基礎之沉箱型式均可有效提高沉箱之抗震穩定性，減少沉箱受震後之變位與傾斜，並可降低沉箱建造成本，為未來沉箱設計可考量之方向。

斜底面沉箱工法之構築可依圖二十一所示兩種型式興建，一為將沉箱底面製作成斜面(如圖二十一 a)，再沉設於向陸側傾斜之拋石基礎上；另一型式係將傳統型式之沉箱向陸側傾斜沉放(如圖二十一 b)，其目的在使沉箱重心向陸側挪移，利用沉箱向陸側傾斜之分力來提昇沉箱向海側滑移之阻抗，並增加沉箱受震外傾之抵抗能力，從而確保沉箱岸壁受震之穩定。在同一設計條件及安全係數下，斜底面沉箱之寬度可以較傳統式沉箱為小，建造成本可以降低，但由於寬度變小基礎應力較高，相對的對基礎承载力之要求愈嚴格，特別基礎底面傾斜角較大之情形，應詳加檢核並作必要之改良。圖二十二所示為菅野高弘等人(1998)利用振動台所進行之斜底面沉箱式岸壁水中模型振動試驗結果，試驗所模擬之設計水深為 12m，沉箱底面傾斜角  $5^\circ$ ，為確保沉箱基礎下方土壤具有足夠之承载力，下方軟弱土壤已先以深層攪拌工法改良。地震力係以阪神地震之歷時(岸壁法線正交方向最大 544gal，法線方向最大 462gal，垂直方向最大 200gal)

輸入，試驗結果斜底面沉箱頂部之殘留水平變位為 0.26cm，殘留之垂直變位為 9cm，兩者均在容許範圍內，顯示此一型式之沉箱耐震性甚佳。

擴大基礎版之沉箱工法，係將沉箱底版向海陸兩側延伸，利用底版上方之填土重量來增加抵抗外傾之能力，並藉由底版面積之增加來增加滑移之阻抗，達到提昇沉箱耐震能力之目的。圖二十三所示為鹽崎禎郎等(1999)以振動台所進行之擴大基礎版沉箱工法抗震性能模型試驗結果，試驗模擬之對象為一設計水深 16m、設計水平震度 0.25 之重力式沉箱岸壁，沉箱寬度 18.5m，底版分別向海側及路側各延伸 3m 及 5m，地震力係以阪神地震歷時輸入。試驗結果顯示，受震後沉箱之殘留水平變位僅為 11.8cm，垂直變位為 6.5cm，顯示其優越之抗震性，可供未來設計之參考。

## 第五章 結 語

液化防制在做法上應是多元化的，除可直接由防止液化發生之地盤改良上著手外，在地層條件或環境因素受限之情形下，地盤改良方法無法完全有效防治時，亦可考慮採取其他方式，如補強結構勁度等，提高結構之耐震性，以將液化對構造物之影響減至最低程度。惟無論現今液化之防制工法與施工技術如何進步，由於受地質、施工等存在之不確定因素之影響，目前對於改良之成果仍難以掌握，因此施工前之詳細地質調查與模擬施工為地盤改良之程序中不可或缺之一環，以能瞭解改良區地層之整體狀況與細微變化，並藉模擬施工以確認設計之合理性與施工參數，而為確實掌控施工品質，施工中之監測及施工後之改良成效檢驗亦屬必要之程序，以能將改良地層之行為變化回饋設計，並確保施工品質之均勻性與可靠度以達設計改良之目標。針對液化防制工法之設計目前仍有許多問題存在，極待今後地工界同仁之努力與研究，以使液化防治之設計更確實，施工成本愈降低。

## 參考文獻

- [1]黃建順、鍾毓東(1985)，"土壤改良—動力壓密法"，地工技術雜誌，第 4 期，第 73~87 頁。
- [2]鳴海直信(1987)，"最新軟弱地盤對策工法設計與施工例—動力壓密工法"，月刊建設，第 67~78 頁。

- [3]張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，"砂質地質液化之防治方法探討"，地工技術雜誌，第38期，第17~29頁。
- [4]余明山、鍾毓東、陳福成、王傳奇(1992)，"新生地振動夯實砂樁改良案例探討"，地工技術雜誌，第38期，第30~46頁。
- [5]潘少昫、黃子明(1995)，"台朔麥寮重機械廠動力壓密地盤改良"，地工技術雜誌，第51期，第35~50頁。
- [6]葉文謙、吳建閩、鍾毓東、余明山(1998)，"液化風險與土壤改良評估案例"，地工技術雜誌，第67期，第43~54頁。
- [7]萬鼎工程服務股份有限公司(1999)，"麥寮六輕石化工業區大地工程綜合評估顧問工作(I、II、III)總結報告書"。
- [8]吳建閩、王鴻基、陳彥良、龔浩然、洪崇發(2000)，"礫石樁應用於抗液化之設計及施工"，地工技術雜誌，第78期，第50~74頁。
- [9]中華人民共和國建設部(1984)，"建築抗震設計規範(GBJ11~89)"，中國建築工業出版社。
- [10]鈴木吉夫、齊藤聰、木村玄、大林長仁、細見尚史(1995)，"格子狀地盤改良による液狀化對策を施しに建築基礎の調査報告"，基礎工，Vol.23，No.10，P54~58。
- [11]菅野高弘、三藤正明、及川研(1995)，"兵庫縣南部地震による港灣施設の被害の考察(その6)ケーソン式岸壁の被災に關する模型振動實驗"，港灣技研資料，No.813，P207~252。
- [12]鹽崎禎郎、菅野高弘、山本俊介、田中剛、關口宏二(1999)，"長フーチングを有するケーソン式岸壁の地震時舉動について"，第25回地震工學研究發表會發表論文集，P977~980。
- [13]Brown, R.E. (1977)，"Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils"，Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT12), P1437~1451.

- [14]Koga, Taniguchi, Nakasumi & Kurinami (1986) "Shaking Table Tests on Sandy Ground Liquefaction Measures by the Deep Mixing Soil Stabilization Method", Proceedings of 41st Annual Conference of the Japanese Society of Civil Engineers, P201~202.
- [15]Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D.(1980), "Dynamic Compaction of Granular Soils", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No.GT1, P35~43.
- [16]Lukas, R.G.(1995), "Geotechnical Engineering Circular No.1-Dynamic Compaction", U.S. Department of Transportation Report, FHWA,U.S.A.
- [17]Mayne, P. W.(1984), "Ground Response to Dynamic Compaction", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, No.6, P757~774.
- [18]Mitchell, J. K.,Baxter, D. P. and Munson, T. C.(1995), "Performance of improved ground during earthquakes", Soil Improvement of Earthquake Hazard Mitigation, Geotechnical Special Publication of ASCE, No.49, P1~36.
- [19]Seed, H.B. and Brokker, J.R. (1977), "Stabilization of Potentially Liquefiable sand Deposits Using Gravel Drains", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT7, P757~768.
- [20]Yoshio Suzuki et al. (1989), "An Example of Action Against Liquefaction by the Deep Mixing Method", *Kisoko*, 17(9), P87~95.
- [21]Yasuda, S. et. al. (1996), "Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction", Special Issue of Soil and Foundation, ASCE, P99~107.
- [22]Zen, Yamazaki and Nagasawa (1992), "Dynamic Strength and Deformation Characteristics of a Cement – treated Sand", Proceedings of 27th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, P33~34.

表一 液化防制工法之原理及相關特性比較表  
(修改自張惠文等, 1992)

原 理	改良方法	主要施工機具	施工能量	最大改良深度	適用土壤範圍	特 點	相 對費用
置換	置換	挖土機、傾卸卡車、滾石設備	—	可視需要增加	一般土壤	以抗液化能力較高之土壤置換	依置換深度而定
排水	排水樁(帶)	砂樁打設機或排水帶打設	—	35m	細料含量小於20%之砂質土	縮短排水路徑, 改善排水條件	中等
	降低地下水位工法	鑽孔機、抽水機	—	可視需要增加	乾淨砂或沉泥質砂	造成過壓密效果	依工程而異
排水兼夯實	碎(礫)石樁工法	吊車與揚實錐	約 90~120m/日 (直徑 90cm 時)	20m (國內)	一般沖積土	透水率高, 兼具夯實與排水作用	中至高
	振動壓實砂樁工法	砂樁打設機、鏈裝機、振動錘、吊車	約 180~250m/日 (直徑 70cm 時)	20m (國內)	細料含量小於20%之砂質土	施工容易, 惟對緊密層效果有限, 改良後相對密度達80%	中等
夯實	動力夯實工法	吊車與重錘	約 600~750m <sup>2</sup> /日	15m (國內)	鬆砂或黏性土	操作簡易迅速, 振動大, 適用大區域, 改良後相對密度達80%	低
	振動揚實工法	吊車、揚實錐、裝料機	約 80~120m/日	20m	細料含量小於20%之砂質土	施工迅速, 改良後相對密度可達85%或更高, 對液化防治成效頗佳	中等
	爆炸夯實工法	鑽孔機、引爆設備	—	大於40m	乾淨砂土或沉泥	施工迅速, 但產生噪音、振動, 對環境影響大, 改良後相對密度可達70~80%	最低
固結	事前混合處理	輸運、拌合及滾壓機具	約 100~150m <sup>2</sup> /日 (改良深度 2~3cm 時)	現有例約 10m	一般土層均可	用於新填地盤, 事先處理, 填後不再改良	高
	深層攪拌工法 (含 CMC 工法、DJM 工法、耐震固化工法等)	鑽孔機與灌漿設備	約 100~150m <sup>2</sup> /日 (直徑 100cm 時)	大於20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音低振動, 使用現地土壤拌合	中至高
	灌漿工法	灌漿機與拌合設備	—	大於30m	一般土層均可	低噪音低振動, 將地層予以固化, 改良後強度增加, 壓縮性減少	高
	特殊石灰樁	打樁機、吊車、挖土機鏈裝機	約 200m/日 (直徑 40cm 時)	大於20m	乾弱黏土或鬆砂	低噪音低振動, 吸水發生膨脹	中至高
抑制變形	地下連續壁工法	鑽掘機、傾卸卡車	約 50~80 m <sup>2</sup> /日	大於50m	一般土層	限制基礎土壤側向位移, 減少地震引致之剪應力	高

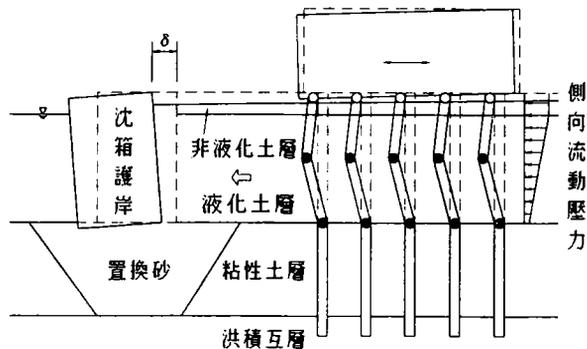
表二 動力夯實工法夯擊參數一般建議值

夯擊參數	建議值	參考文獻
夯錘底面積	1.5~9m <sup>2</sup> ~夯錘重之 1/(2.5-3)	案例統計結果 潘少昫及黃子明(1995)
單擊能量 (夯錘重 W×落距 H)	與待改良深度 D 有關，依經驗式估計： 1. $D = \alpha \sqrt{WH}$ $\alpha = 0.4 \sim 0.5$ (雲林麥寮砂) $\alpha = 0.45 \sim 0.58$ (彰濱工業區浚填砂) 2. $D = \alpha \sqrt{C \cdot WH}$ $\alpha = 0.35 \sim 0.45$ (雲林麥寮砂) $C = 0.65 \sim .95$ (連結式落錘) $C = 1.0$ (脫鉤式落錘)	Leonards (1980) 萬鼎公司 (1999) 國慶公司 (1998) Menard Soltraitement (1994) 潘少昫及黃子明(1995)
平均夯擊能量 1. 單位面積夯擊能量 EA 2. 單位體積夯擊能量 EV	150~400 t-m/m <sup>2</sup> 20~80 t-m/m <sup>3</sup>	Mayne (1984) 鳴海直信(1987)
夯擊點間距 S	1. 待改良深度 2. 2~4 倍夯錘直徑 3. 1.5~2.5 倍夯錘直徑	鳴海直信(1987) 史美筠(1987) Lukas (1995)
夯擊次數 NS	一般 5~11 次，最高 33 次，須依前導試驗中貫入—隆起試驗所得之夯擊次數與陷坑體積關係曲線決定有效夯實次數。	案例統計結果
夯擊階段數 n	一般 2~4 階段，可依平均夯擊能量、夯擊次數及夯實點間距估計。 $n = \frac{E_A \cdot S^2}{W \cdot H \cdot N_s} = \frac{E_v \cdot D \cdot S^2}{W \cdot H \cdot N_s}$	案例統計結果

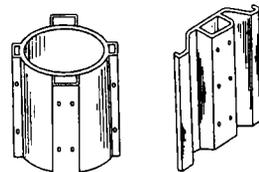
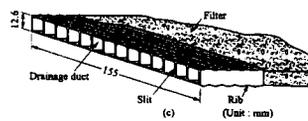
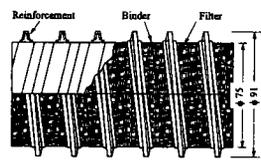
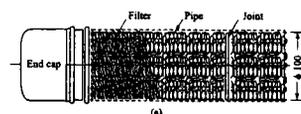
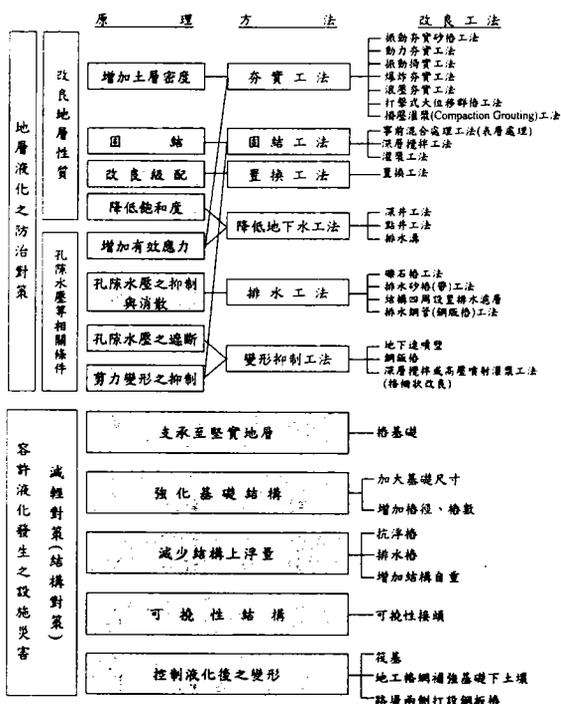
靜置時間	一般砂質土壤數十分鐘至數小時內即可消散，遇粘土夾層，靜置時間則視粘土夾層厚度及分佈而異，可於施工前埋設水壓計，監測超額孔隙水壓消散情形，再決定下一階段錘擊時機。	案例統計結果
------	--	--------

表三 爆炸夯實工法改良疏鬆砂層之指導原則(Hansbo, 1983)

地盤改良工法	指導原則
爆炸夯實工法	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 炸藥安置於欲改良深度之 2/3 處(不小於 1/4, 通常 1/2~ 3/4)。</li> <li>2. 相鄰炸孔之間距通常在 5~15m 之間。但應視試炸結果決定之。</li> <li>3. 延遲爆炸優於時爆炸。</li> <li>4. 通常爆炸輪進數為 2~3。</li> <li>5. 個別裝藥 1~12 公斤；或用藥量為 <math>10\sim 150\text{g/cm}^3</math>。</li> <li>6. 靠近地表之土壤需其它方法密實之。</li> </ol>

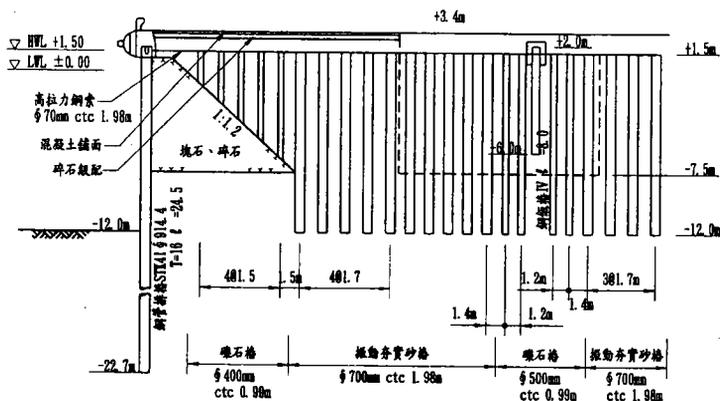


圖一 阪神地震鄰近岸邊之樁基礎破壞案例

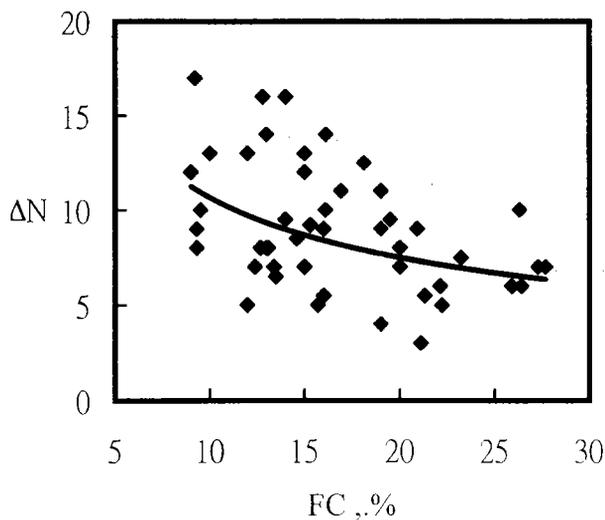


圖二 液化對策工法之原理與分類

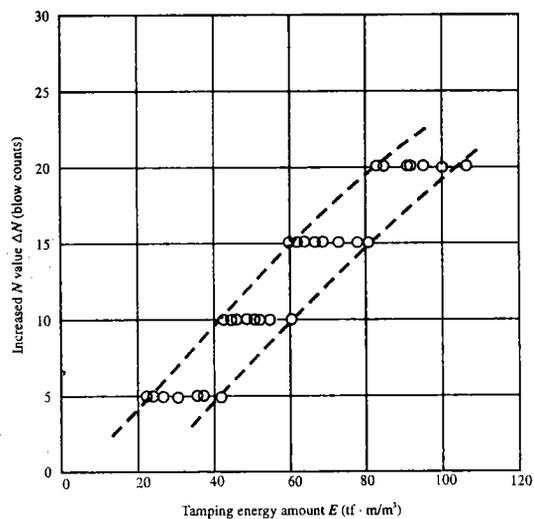
圖三 排水工法使用之人造透水材料



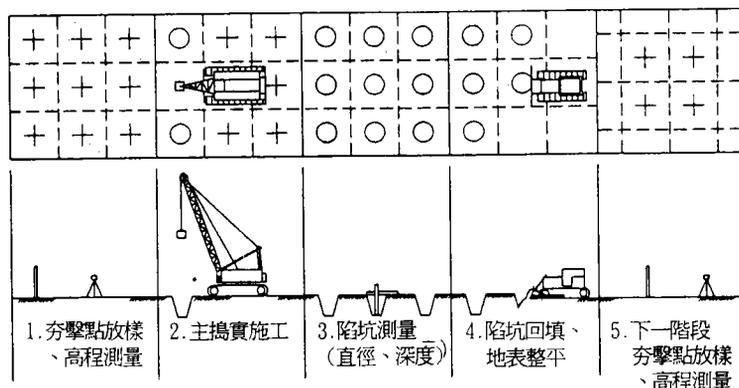
圖四 日本釧路港西港區岸壁抗液化改良對策



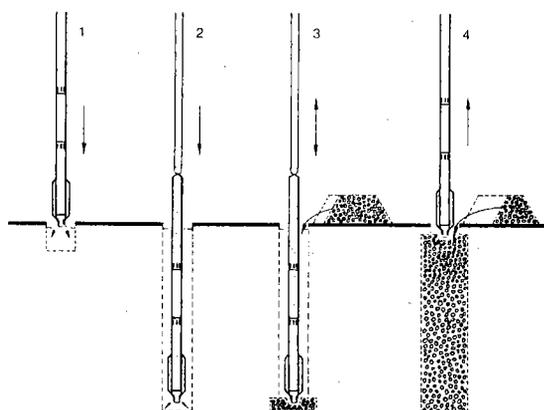
圖五 振動夯實砂樁改良成效與細料含量之關係



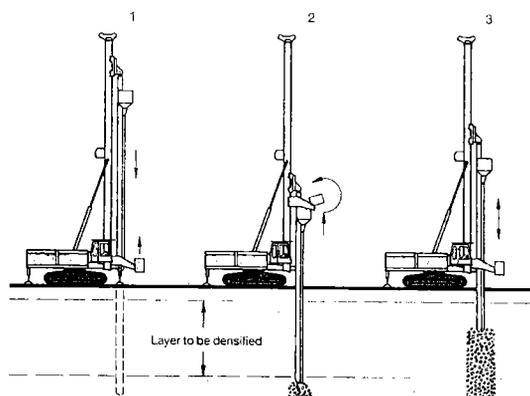
圖七 DC改良後土壤N值增量與錘擊能量之關係



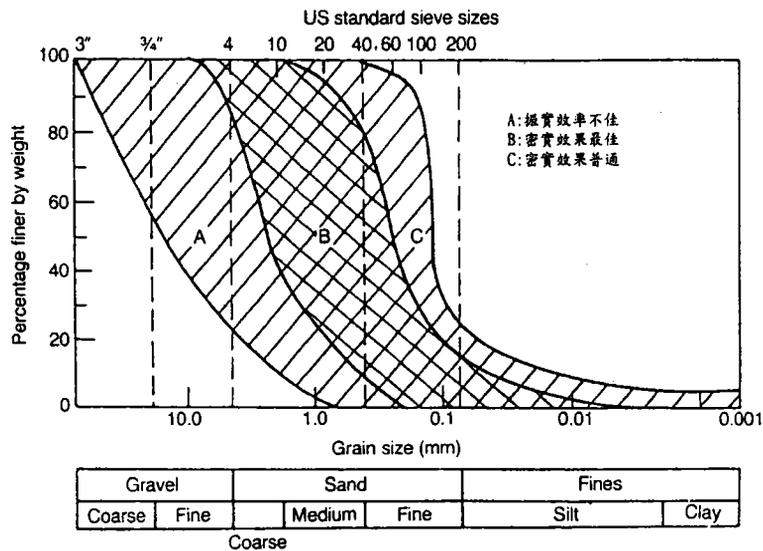
圖六 DC工法主搗實階段施工示意圖



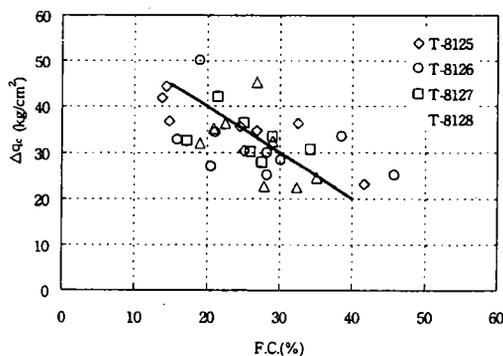
圖八 濕式頂部投料之礫石樁施工



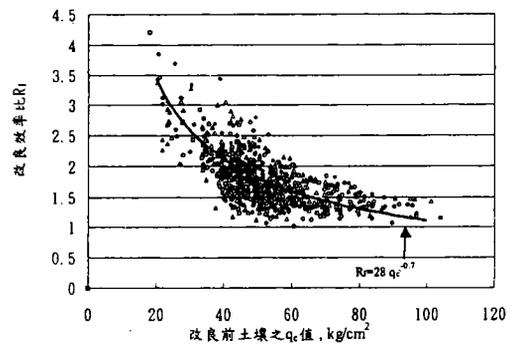
圖九 乾式底部投料之礫石樁施工



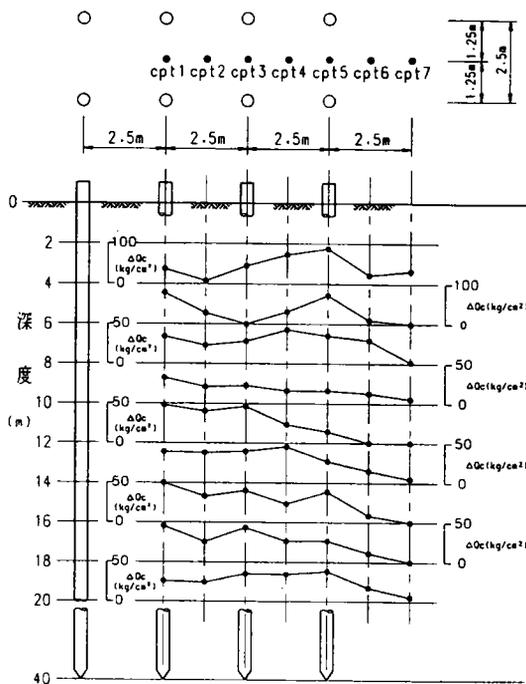
圖十 適用礫石樁改良之土壤顆徑分佈範圍



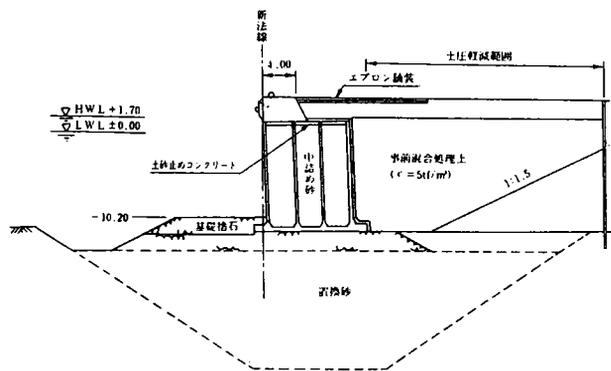
圖十一 礫石樁工法改良與細料含量之關係



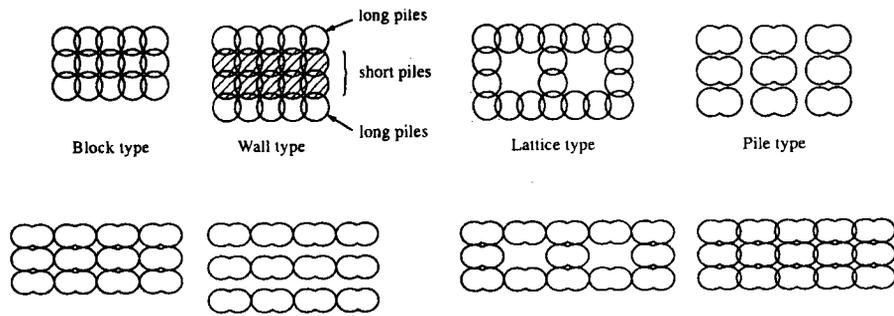
圖十二 礫石樁改良成效比與改良前 qc 值之關係



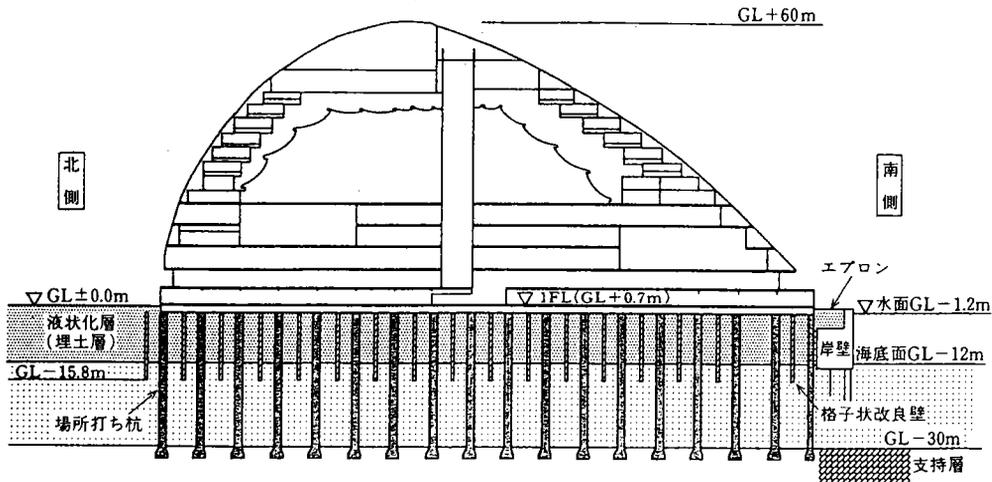
圖十三 PC 樁打設前後 qc 值增量



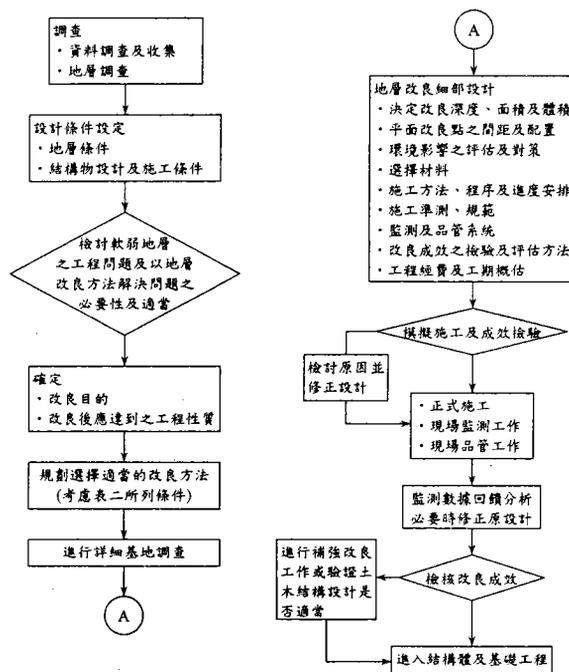
圖十四 事前混合處理工法應用於沉箱碼頭之震後復舊



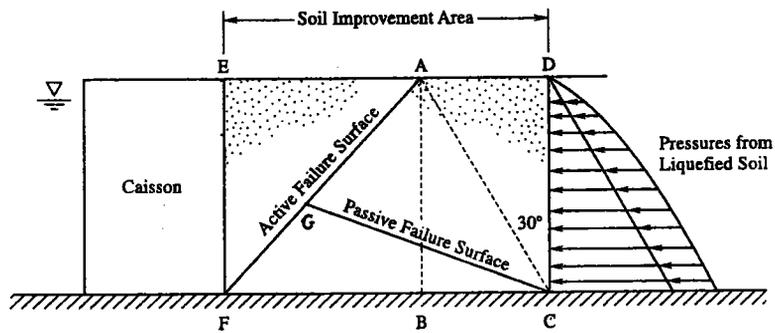
圖十五 深層攪拌工法之改良型式



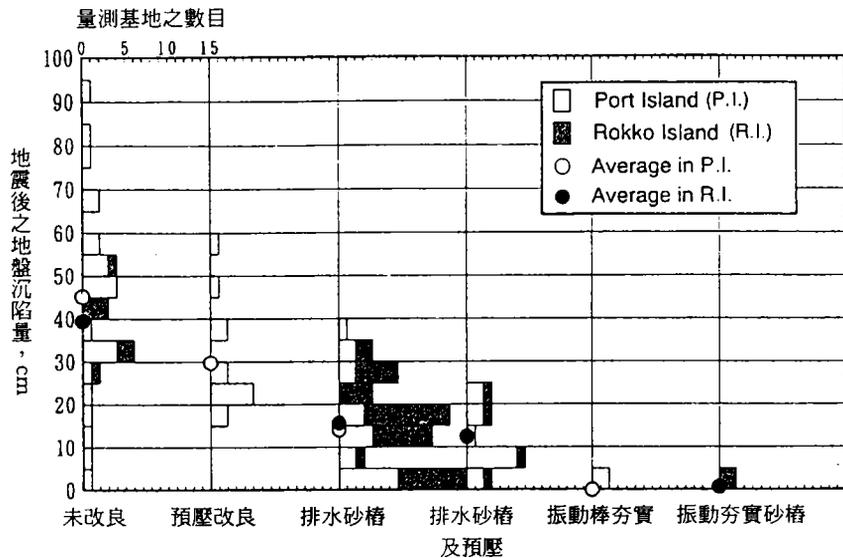
圖十六 神戶港區客輪中心大樓之液化處理工法



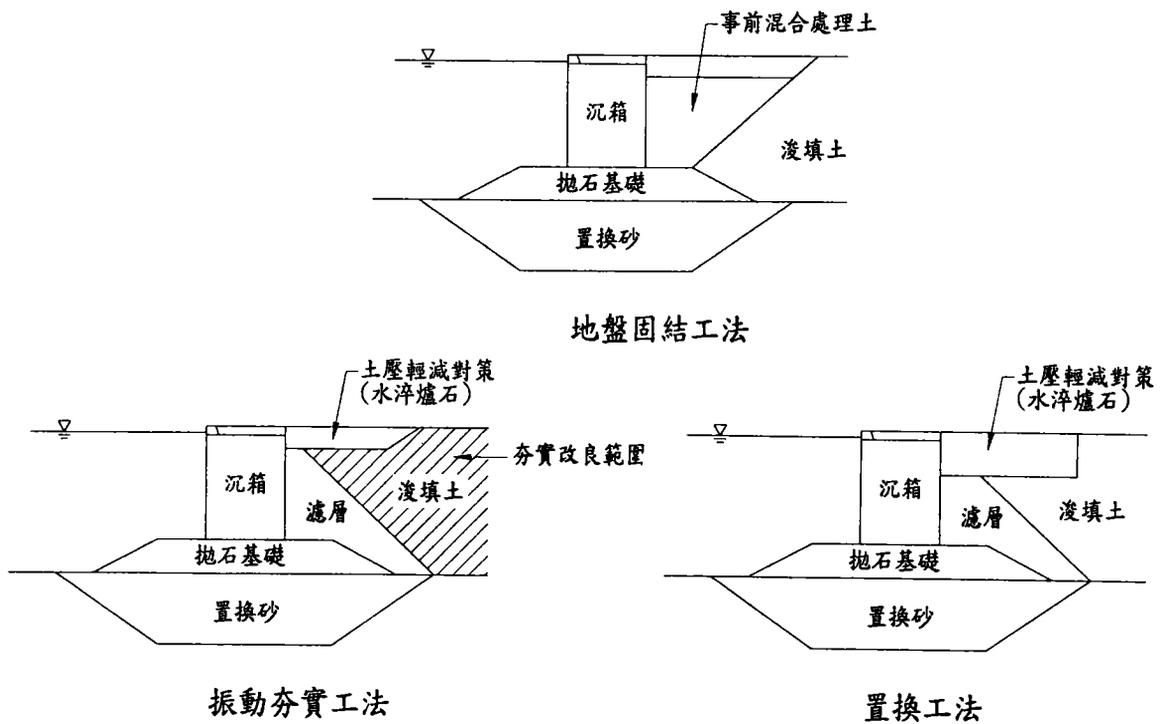
圖十七 地盤改良工作之整體程序



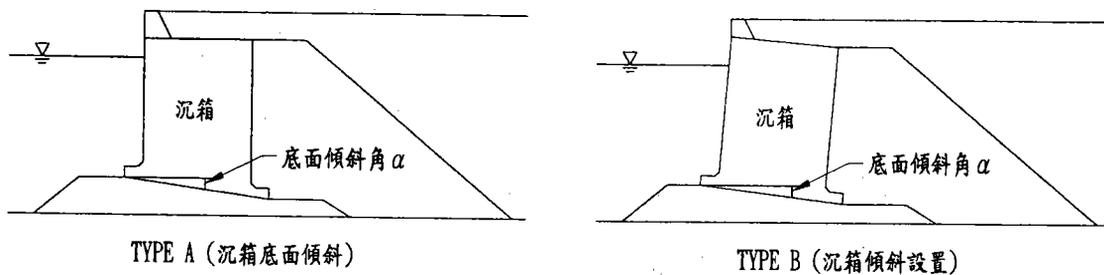
圖十八 沉箱背填區液化處理範圍



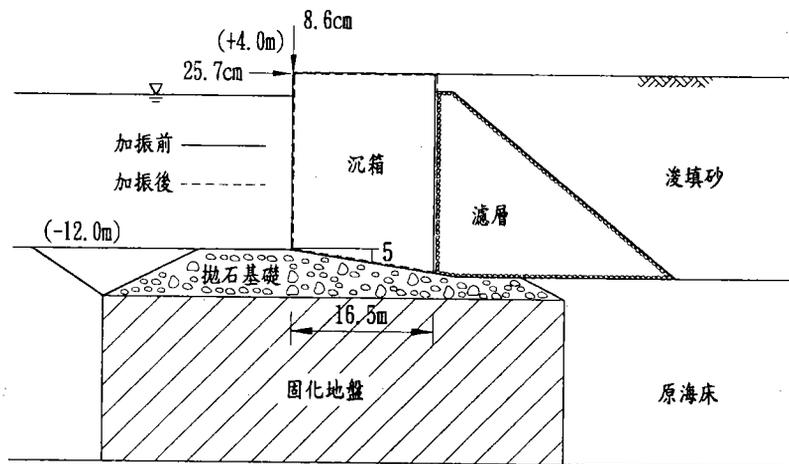
圖十九 不同改良方式之地盤於歷經阪神地震後之沉陷反應



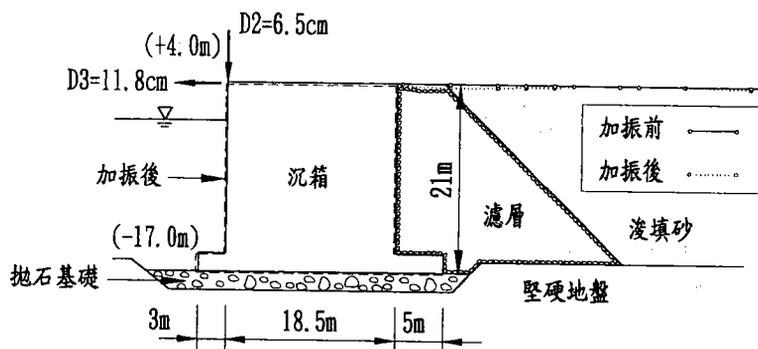
圖二十 減輕沉箱背填土壓之方法



圖二十一 斜底面沉箱之型式



圖二十二 斜底面沉箱之振動台試驗結果



圖二十三 擴大基礎版沉箱之振動台試驗結果

# 港灣及河海堤工程震後緊急調查及措施研究

陳永祥<sup>1</sup> 曹登皓<sup>2</sup> 杜振宗<sup>3</sup> 丁金彪<sup>4</sup> 黃申伯<sup>5</sup> 李浩然<sup>6</sup>

- 造船工程
1. 台灣大學土木系 教授
  2. 海洋大學河海工程系 副教授
  3. 中華顧問工程司港灣部 副理
  4. 中華顧問工程司港灣部結構組 組長
  5. 榮民工程公司海事工程隊 隊長
  6. 榮民工程公司海事工程隊 副隊長

## 第一章 緒論

### 1.1 研究背景及目的

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊相互擠壓所造成的板塊碰撞活動帶，所以地震引起之災害一直是台灣地區威脅最大的天然災害之一。1999.9.21 規模 7.3 的中部集集大地震，造成台中港港區亦發生部分碼頭傾斜，後線土壤液化下陷，輸送設備受損無法操作，儲槽頂挫曲及基座拉拔，以及道路房舍龜裂等破壞情形，影響港口正常營運。港灣及河海堤乃是政府重要交通運輸、民生經濟之重要建設與設施，如果因地震受創，又無法於最短時間內恢復功能，恐對交通運輸及民生經濟造成重大的損失，因此有必要研究港灣及河海堤震前防災及震後快速復舊之對策，以及如何應用快速診斷技術及快速補強手段，研擬評估及作業準則標準，並建立震後港灣及河海堤快速診斷手冊與港灣及河海堤快速補強手冊，以供國內相關單位之參考，期將震災減至最小程度，以維國家社會安定及經濟發展。

### 1.2 研究內容



1. 港灣及河海堤震前防災對策及震後快速復舊政策之研擬：包括震前調查防範，震後緊急快速救災、工程搶修復舊及維持營運正常之基本方針、行政組織體系、實施流程、災區管制、資訊聯絡方式，以及廣播宣傳等。
2. 震後緊急調查及緊急因應措施之建立：包括受災狀況、檢查項目與需要攜帶器材等，並擬定災區管制、對外發言、媒體宣傳及救護措施等機制。
3. 震後快速診斷技術及快速補強手段之研擬。
4. 震後快速安全檢測及補強復舊之標準及作業準則之研擬：包括安全檢測項目、安全檢測方法、港灣及河海堤安全等級評估、補強復舊之工程技術、材料選擇、及施工方法等標準及作業準則。
5. 港灣及河海堤修復施工案例調查：調查國內外之震災後港灣及河海堤緊急檢測及維修之方案，包括政策面及技術面之各種具體事項。
6. 震後港灣及河海堤快速診斷手冊之編輯。
7. 震後港灣及河海堤快速補強手冊之編輯。

### 1.3 研究步驟及方法

1. 蒐集國內外震災概況：將進行國內外港灣及河海堤受震後導致之破壞情況予以蒐集整理，作為研究之參考。
2. 國內外震災後復舊案例：他山之石可以攻錯，因此將蒐集國內外港灣及河海堤相關震災復舊之經驗（包括救災搶修體系組織、執行方式、緊急快速診斷技術及補強修復工法等資料），作為研究之參考。
3. 港灣及河海堤地震災害可能破壞模式分析：針對港灣及河海堤各種結構物型式研判分析可能之破壞模式，並據以研擬震災復舊策略與震後緊急快速診斷及補強修復方式之建議。

4. 港灣及河海堤震前防災策略：將蒐集國內外有關震前防災之政策面及技術面之相關事項，並研提適合本國之震前防災策略、防災體系及建立監測系統等建議方案。
5. 由研究分析震災破壞原因及模式，研擬港灣及河海堤震後快速診斷項目及相關技術。
6. 由研究分析震災破壞原因及模式，並配合港灣及河海堤震後快速診斷項目及相關技術，研擬港灣及河海堤震後快速補強復舊之技術與手段。
7. 研擬快速診斷之評估表：期能有較一致之標準可遵循並達到快速診斷之目標，研擬建立震後快速診斷之評估表，包括基本資料、評估項目、安全等級與評估結果等。
8. 研擬震後快速補強手段與作業準則：研擬震後快速補強之技術、施工機械及方法、材料選擇與發包程序，並研擬一套工程標準及作業準則，以資依循，另施工單位或廠商之資格亦需事先審核建檔備用，期能於震後最短時間內達到快速補強修復之目標。
9. 預估人力、任務編組及相關單位之支援配合：人員的估計、儲訓與編組為診斷復舊的重要部分。事先必須擬定各級政府之任務編組，並建立相關技師顧問公司及學界之支援系統。平時應建立相關港口聯絡管道，於震災發生後能相互支援，以維港口正常營運業務。
10. 舉辦座談會：邀請工程主管機關與相關之技術專家、學者參加座談，提供草案之修正意見，以達集思廣益更臻完善之效果。
11. 研擬震後港灣及河海堤快速診斷手冊及快速補強手冊。

## 第二章 港灣及河海堤地震災害之破壞模式

研究分析港灣及河海堤震後的破壞模式，將有助於研擬港灣及河海堤震後快速診斷項目及相關技術，以及震後快速補強復舊之技術，因此本章主要是根

據蒐集所得的資料，尤其是 1995 年日本阪神及 1999 年台灣集集大地震的災害實例，將港灣及河海堤結構及相關設施種類作一歸類，並將它們的破壞模式作一綜合整理。

港灣主要結構及其相關設施，有

1. 係留設施：碼頭、岸壁、裝卸場，
2. 外郭設施：防波堤、護岸，
3. 交通設施：公路、鐵路，
4. 作業設施：機具、倉儲，
5. 公共設施：建築物、電力、電訊、照明、給排水、消防等等。

其中碼頭及岸壁的部分，依建設型式之不同又可分為，沉箱重力式、方塊重力式、圓筒重力式、板樁式、棧橋式，等各種型式。主要破壞模式，有碼頭、岸壁、防波堤及護岸等的側移、傾斜、下陷、龜裂，裝卸場下陷，鐵公路下陷、鐵軌變形、斷裂，機具毀損，倉儲及其他建築物龜裂、倒塌，電力、電訊、照明、給排水、消防等設備破壞。

河海堤主要結構包含：堤體本身結構、防洪牆、胸牆、護坡工、護坦工、基礎工等。主要破壞模式，有堤防頂端下陷、龜裂、隆起，防洪牆及胸牆傾斜、錯動、凸出，護坡工及護坦工下陷、崩塌、破裂，基礎下沉等。

### 第三章 港灣及河海堤震前防災及震後緊急因應策略

本章就港灣及河海堤地震災害之防救災策略依其發生的先後次序分為震前、震時及震後三個階段，其每階段不同性質工作之基本方針如下：

#### 1. 震前防災策略

## 2.震時緊急應變

## 3.震後復舊策略

按以上基本方針分別探討，並參照國家相關法令與各港務局防震應變計劃，研擬防救災行政體系，供各界參考。最後與港灣及河海堤相關課題如下：

- 1.相關港灣及河川之相互關係及支援配合
- 2.港灣及河海堤平時基本調查及資料建檔
- 3.監測系統之建議。

### 3.1 基本方針

#### 3.1.1 適用範圍

台灣進出口貨物 94% 以上的運輸均以海運為主，國際港有高港、台中、基隆、花蓮四大港口，輔助港有蘇澳、安平及台北三個港，專業港有興達 LNG、雲林麥寮、花蓮和平三港，且大小漁港林立，涵蓋台灣東、南、西、北各區。另台灣海岸線長一萬一仟多公里，大小河川共 151 條，河海堤密佈全省。以台灣地震帶分佈地區分成以下地區來論：

- 1.西部及西南部地區
- 2.東部地區
- 3.北部地區

若前述任何一區發生強震，將造成區內港灣設施與河海堤相當程度損壞，相對地影響人民生命財產之安全與國家經濟之發展。是以平時加強震前預防措施，期防範災害於未然，震後發生災害時迅能完成復舊工作確保經濟持續發展。根據行政院「災害防救法」草案，我國對於「災害」涵蓋之範圍包括風災、水災、震災、旱災、寒災、重大火災，爆炸、公用氣體、油料與電器管線災害、

空難、海難與陸上交通事故、化學災害及其他由各中央主管機關公告認定之重大災害。其中震災之認定標準係參考港灣設計標準耐震設計係數 0.25G(強震區)與台灣之地震震度分級表，當地震震度達 4 級以上時，必須立即採取因應之災害復舊之相關對策，以期地震災害發生後之搶救及復原工作順利進行，使災害損失減輕至最低程度。

### 3.1.2 基本方針

在震前，平時做好各項震前防災措施，地震發生時即依規定成立救災組織展開各類緊急應變工作，當地震發生後，按震後復舊策略實施緊急調查，診斷與補強工作，集中人力、物力，以求迅速恢復港埠及河海堤功能，減少地震帶來的損失。以下針對震前防災策略、震時緊急應變、震後復舊策略作詳盡的探討外並研擬應有的作法。

#### 1. 震前防災策略

震前防災指防患災害於未然，關震前準備工作，參考各港務局編擬之事前防震措施，擬定各項震前防災策略，供各單位在平時執行的參考。

- (1)地震資訊預測報告及宣佈
- (2)人員培訓及震災演訓計劃
- (3)通信系統之建立
- (4)營造商名冊之建立
- (5)建立救援資料庫
- (6)加強港灣及河海堤設施防震措施
- (7)港灣及河海堤安全檢測系統之建議
- (8)招標作業與預算審計制度之因應

(9)檢驗救難器材

(10)維生線管道之安全維護

(11)海嘯預報體系的建立

(12)港灣及河海堤震後復原資訊管理系統

## 2.地震時緊急應變對策

震災發生或有發生之虞時，應成立各級災害防救中心，且要對加強搶救指揮系統橫向、縱向之連繫與整合，搶救執行單位整備，搶救支援單位整備，並透過健全的通訊系統以及資訊管理決策系統等相互配合，共同執行災害防救措施，以有效防止災情擴大或二次災害，確保全民生命財產安全。災害發生時之重要工作重點略述如下：

### (1)指揮系統：

- ①震災發生時，防震救難指揮系統立即展開作業，組織成員並按平時演練要領迅速採取應變行動，以救人與安定人心為首務並防止災害擴大。
- ②搶救指揮系統橫向、縱向之連繫與整合。
- ③對內以行動通訊系統向轄區內之救災單位下達指示及連絡情況，對外則以行動電話或衛星通訊向上級報告災情及請求支援。

### (2)通報與管制方式：

- ①通報方式：當震災發生時能夠立刻將現場情形回報給相關救災單位，將可以使救災單位能夠根據災害的種類、程度及現場的地形地物該做如何的調派工作，上(下)班時間震災發生時，現場發現者立即通報。各處理單位接獲通報，應即依照各作業實施要點即時進行搶救作業。
- ②管制方式：地震發生時相關單位工作人員除立即停止一切作業外，應即採取下列各項管制措施以防災害擴大。

### (3) 緊急新聞資訊：

①藉由新聞媒體報導準確性、時效性的資訊，轉告正航行進港貨輪，及早因應航向他港口支援協助，發揮區域整體海運。

②律定媒體資料供輸管道及建立發話制度。

③災害時媒體報導之目的

主要為消除災區災民不安、提高民眾防災意識及對於搶救活動之認識。

(4)疏散：當地震發生時，視情況需要，將船舶、物質、人員分別緊急疏散。船舶考量疏散航線與港口，物質與人員則需考量疏散路線與運輸工具，以免強震後之餘震造成二次災害。

(5)資源管理：港灣及河海堤針對其所在地區特性，可能發生之災害及救災時緊急應變所需之人員、裝備、技術等資源分別建立資料庫來管理，使得災害發生時能順利及時取用。

3.震後復舊策略：震後復舊執行時機為地震實際災害發生後，主要工作目標在於以最迅速和最有效的方法，將損壞的港灣及河海堤設施與結構物加以補強與復舊。期能在最短時間內恢復原有的機能，並防止可能引發的二次災害。

## 3.2 行政體系

地震災害防救行政體系工作，平時需建立起以下事項，期地震發生時，所有工作團隊能進入應變管理系統，並有效率地聯絡與行動上的支援，來圓滿完成防救災工作。

1. 地震災害防救應變單位

2. 任務分派

3. 指揮聯絡單位

4. 整合各救難團隊間的任務

## 第四章 港灣及河海堤震後緊急調查及緊急措施

### 4.1 緊急調查的重要性

港灣及河海堤震後緊急調查的目的在於短期內掌握港灣及河海堤設施周邊及設施主體之受損情況，並瞭解其附近交通網及營運之功能，評估有無造成二次災害之危險因素及其安全性，並據以擬定緊急搶修與管制措施，防止災害擴大。本階段港灣及河海堤震後緊急調查之進行流程建議如圖 1 所示。

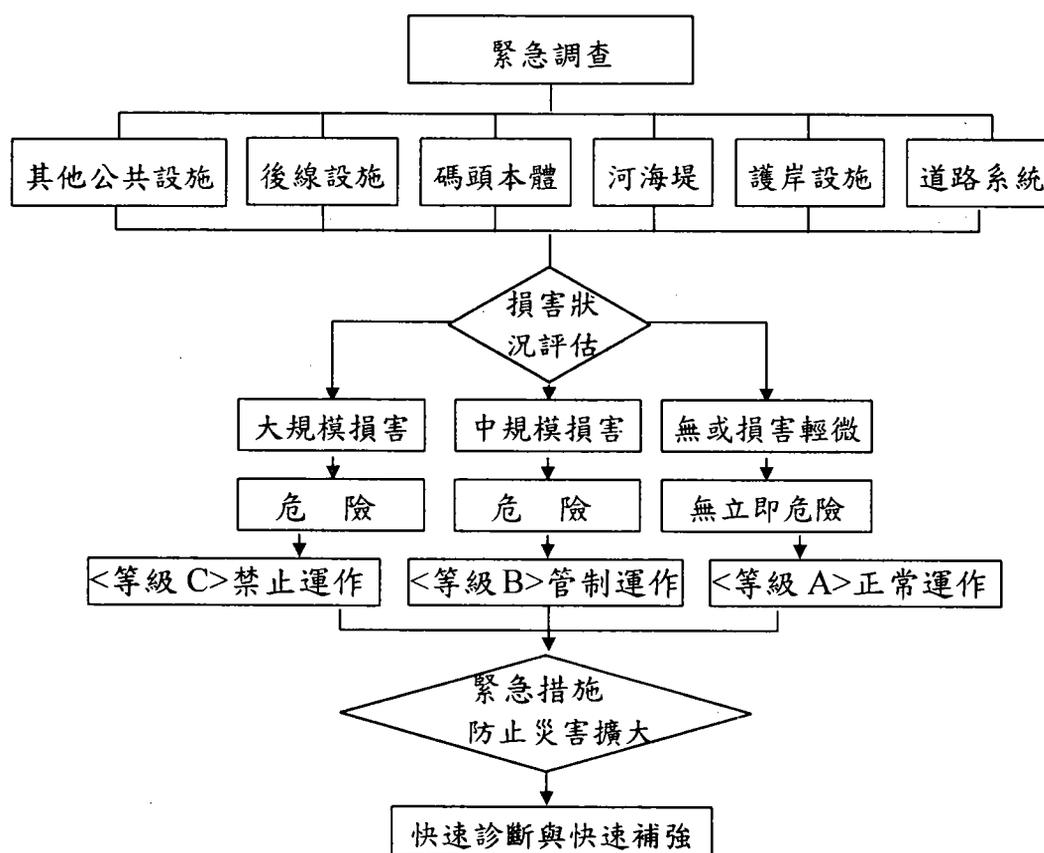


圖 1 港灣及河海堤震後緊急調查階段之進行流程圖

### 4.2 調查項目

除了掌握上述緊急調查之重點外，一般而言，緊急調查以短期內完成設施受損之必要項目為原則，其項目宜儘量少而單純。緊急調查對象與項目，如表 1 所示。

表 1 緊急調查對象與項目

緊急調查對象	緊急調查項目
道路系統	洞門、排水設施、路面、洞口邊坡、附屬設施
碼頭本體	位移、傾斜、沉陷、混凝土開裂、鋼筋外露、基樁彎折、挫曲、液化
護岸	位移、傾斜、沉陷、混凝土開裂、鋼筋外露、液化
河海堤	位移、傾斜、沉陷、堤面破壞情形、坡面穩定、混凝土開裂、鋼筋外露、液化
後線設施	倉儲、作業基地、作業機具、輸運設施
其他公共設施	電力系統、照明系統、電信系統、給排水設施、消防設施

緊急調查可依各主管機關之人員編制、維護管理體制、區域特性、地震規模等實施。記錄表之一如表所示，記錄項目可依狀況加以取捨，唯基本上表格內容包括以下四個部分，調查人員根據現場損壞狀況就表 3(例)異常狀態進行勾選與等級評定。

1. 設施基本資料
2. 調查項目
3. 調查結果
4. 設施等級評定

### 4.3 緊急調查的方法與標準

實施緊急調查原則上以維修巡邏車方式為之，惟由於地震後機動車輛可能

無法接近受損災區，因此緊急調查可採人員步行目視觀察，以行進記錄之方式實施；或者如狀況允許車輛通行，檢查宜使用機動性車輛，以目視作業方式就港灣及河海堤全線進行快速檢查，必要時才下車確認，以保持機動性。一般攜帶器材包括下列項目：

1. 照明器材(手電筒或投光燈)
2. 記錄表、相機或攝影機
3. 皮尺、竹竿、測微尺
4. 通訊器材
5. 交通管制及警告標誌器材

緊急調查以快速、機動為原則，至於調查人員應為港灣及河海堤所屬單位之平日養護人員為主，調查人員編組宜採多組同時進行，而每組人數以 2~4 人為原則。惟可依現地狀況及各設施主管機關之養護體系加以適當調整。

依緊急調查結果與交通輸運之功能性質，大致可將地震後之受損程度分為「無立即危險」及「危險」兩類，並區分 A、B、C 三等級：

1. 等級 A：無或僅有輕微之異狀發生，對營運無影響。
2. 等級 B：壁體有錯動、開裂、位移、液化等異狀，對營運有影響。
3. 等級 C：異常現象，使設施無法營運使用者。

有關緊急調查階段之安全等級分類與評估標準，如表 4 所示。

#### 4.4 緊急措施

根據緊急調查之結果，判斷有發生二次災害之可能性時，為了確保人車、作業機具之安全及避免災害之擴大，應立即實施緊急措施。由於地震發生初始，主體設施之損害可能有 R.C 剝落、主體單元錯動開裂、鋼筋外露、儲運設施損

害、伸縮縫及施工縫位移、湧水，大量變位、大規模液化等阻礙營運之各種異狀，因無法獲得各種材料及機具立刻進行修復作業，因此，第一階段之緊急措施應視安全等級狀況，就受損設施現況進行適當緊急處理。

其中，地震後設施無損壞或損壞輕微，此對該等設施之結構受力及通行無影響，營運維持正常。若評估等級屬 B 之中等規模損害者，對交通營運有影響之異狀，則宜先進行交通管制、標示危險範圍、進行宣傳廣播後，再依現況進行異狀排除等工作，如表 5 所示。若設施損壞嚴重無法通行或營運，則歸為 C 級，於未修復至可操作狀況時，禁止通行與營運。

## 第五章 港灣及河海堤震後快速診斷

### 5.1 快速診斷的重要性

港灣及河海堤震後快速診斷之首要目的在於完成第一階段緊急措施後，進一步瞭解震後港灣及河海堤設施之現狀，掌握對該等設施安全性與功能性有不良影響之主要及次要異狀，期能儘早實施處理對策，以確保交通及營運之安全與順暢。透過快速診斷之執行，才能掌握震後各設施之現況，判定是否應採快速補強措施，以及是否進一步執行安全檢測之依據。

快速診斷之另一目的係持續性地掌握異狀之程度及進展性，此為有效執行設施維護管理所不可或缺之作業，對於過去曾發生異狀之位置亦需持續觀察注意，以防止異狀再度發生，或擴大至危及整體設施安全之程度。

另本階段之修復亦屬應急性之作業，目的在正式復舊前維持設施之最基本功能，但當設施已發生大規模破壞致無法通行與營運，必須進行全面修復或重建時(即初步安全等級評估為危險狀態)，可直接進入正式復舊階段。

本階段震後快速診斷之進行流程建議如圖 2 所示。

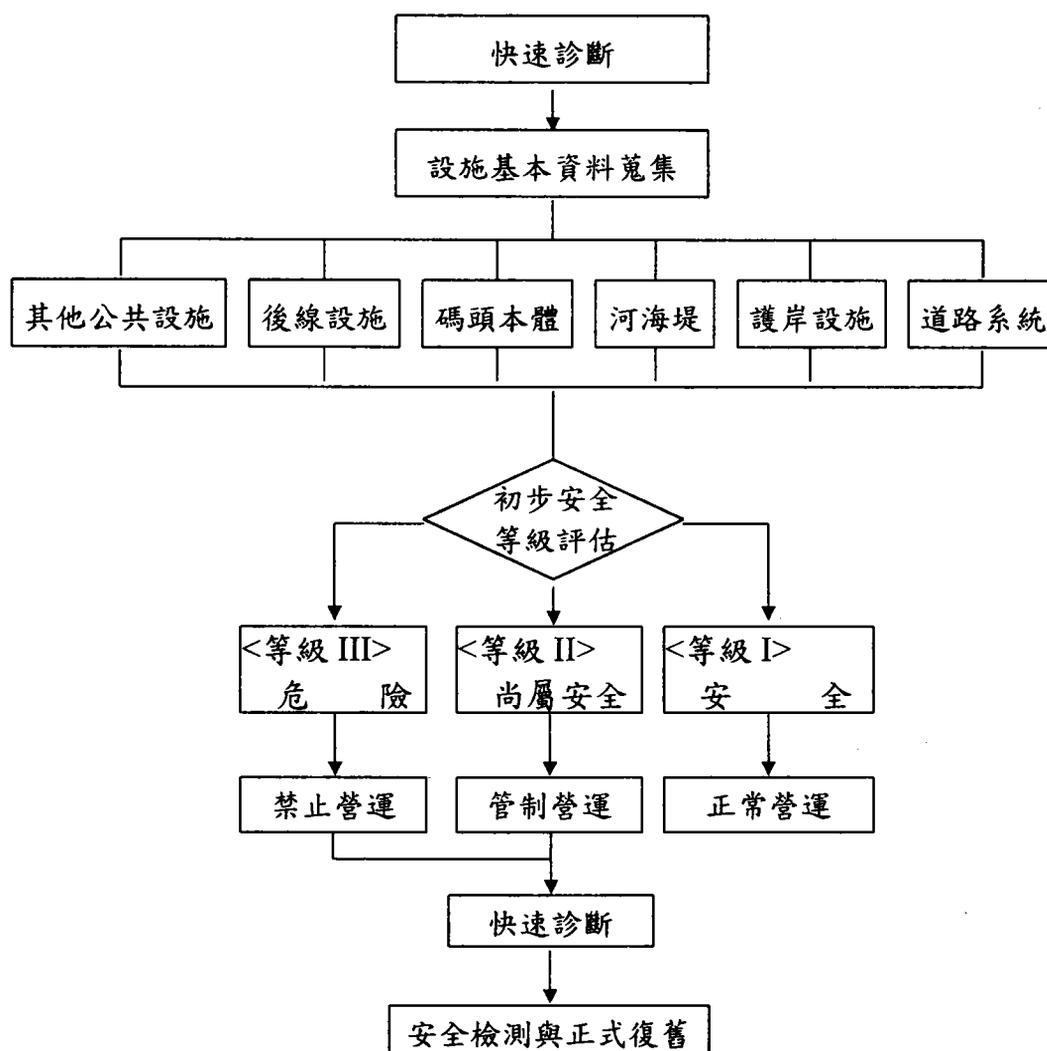


圖 2 港灣及河海堤震後快速診斷階段之作業流程圖

## 5.2 檢查項目及方法

快速診斷階段之主要檢查重點係在瞭解港灣及河海堤設施震後受損程度有無變化或延展之情形，必要時得藉助簡易之儀器量測記錄異狀變化情形，以為後續修復工作之參考。其檢查項目及檢查方法與緊急調查階段雷同，不予贅述。

## 5.3 評估標準

由於快速診斷以目視進行為主，偶輔以簡單工具進行探查，因此只能初步判斷是否有「目視可鑑別」之異狀存在。除了無異狀發生或輕微異狀發生而不須進一步檢查外，正式復舊前之等級評定，尚賴進一步之安全檢測方能確定。

### 5.3.1 快速診斷安全等級分類

根據快速診斷記錄，宜儘早針對檢查結果進行設施等級評定，以決定快速補強之處理措施。由於本階段尚無法採儀器進行詳細檢查，因此一般仍以營運安全為主要等級分類重點。發現影響營運安全之異狀時，須檢討進一步實施安全檢測工作(標準檢測等)之必要性，以掌握並深入瞭解設施之實際穩定狀態。

快速診斷階段之設施等級分類係依異狀程度分為 I、II、III 等三類，分類之目的在於發現異狀時，專業之檢查員可迅速決定處理對策。當判斷異狀對於營運造成危險時，屬等級 III，除繼續實施營運管制等應急措施與對策，並應儘快實施安全檢測。當異狀對營運造成之影響不明確時，則屬等級 II，應擇期進行安全檢測。當設施無異狀或異狀輕微時，屬等級 I，無實施安全檢測之必要，僅須配合主管機關相關之養護體系繼續執行一般日常之檢查即可。

表 2 快速診斷階段之等級分類

設施等級		異狀程度	處理對策之緊急性
安全	I	無異狀，即使有異狀亦屬輕微者	無
尚屬安全	II	有異狀發生，惟尚不致對營運造成障礙，有檢討是否應補強或修復之必要性	施做初步維修並擇期實施安全檢測
危險	III	異狀非常明顯，經研判無法確保營運之安全，必須實施緊急措施及初步維修	需立即施做初步維修並實施安全檢測，據以研擬正式復舊計畫

當各類檢查項目所評定之等級同時出現 III 與 II 等級時，則以等級 III 為總體快速診斷安全等級。

### 5.3.2 快速診斷等級評定準則

快速診斷階段等級之評定須視檢查位置及異狀種類而定，並考慮異狀之型

態與進展性等，以決定其評定基準。

由於港灣及河海堤構造物，其力學行為複雜，不易正確地檢查或預測，因此在等級之評定上仍須輔以豐富之工程知識與經驗。檢查人員可依各項檢查記錄資料輕易地評定設施等級，以掌握處理時機，其宜由有經驗之專家為之。另外，快速診斷階段等級評定基準之使用上須注意下列事項：

1. 快速診斷等級評定基準雖大都為定性描述，檢查時仍應儘量掌握定量之異狀特性，並參考過去之經驗進行等級評定。
2. 如異狀有持續進展現象時，須對其進展狀況加以記述。
3. 異狀非常明顯且經判斷可能對營運安全造成障礙時(等級 III，危險狀態)，除須針對異狀進行綜合研判外，並宜由檢查人員與管理者進行交叉確認後，才實施等級 III 之快速補強對策，並儘快實施安全檢測，據以研擬正式復舊計畫。
4. 快速診斷之等級一般係以設施整體為同一安全等級評定之，惟必要時，可針對個別區段進行評定。
5. 快速診斷等級之決定，係以評定各檢查對象中最危險等級之評定項目為準。

## 第六章 港灣及河海堤震後快速補強手段

### 6.1 快速補強的重要性

港灣及河海堤震後復舊策略，依其損壞之程度，可進行以下三種方式。

1. 緊急搶修
2. 快速補強

### 3. 拆除重建等

其中快速補強方式尤其在緊急搶修不易達到功效，而拆除重建費時費錢的情形下，更顯得益為重要。有關快速補強的要性略述如下：

1. 防止二次災害，減少損失。
2. 施工期短、且成本低。
3. 震後復舊以快速補強方式為多。



表 3 碼頭本體緊急調查記錄表(例)

緊急調查報告	碼頭名稱：	碼頭型式：	碼頭位置：	檢查人：	檢查日期： 年 月 日 時 分							
碼頭單元	變位：01 橫向	02 縱向	03 垂直向	04 轉動	05 伸縮縫位移。							
碼頭面結構體	11 剝落	12 鋼筋外露	13 龜裂	14 開裂	15 斷裂。							
基礎	21 滑動	22 下陷	23 側傾	24 樁基彎折	25 樁基挫曲	26 樁基開裂。						
斜面	31 滑動	32 崩塌。										
岸肩	41 噴砂	42 下陷	43 水平位移	44 隆起。								
擋土設施	51 位移	52 下陷	53 外拱	54 鋼筋外露	55 龜裂	56 開裂	57 斷裂。					
異 常 項 目	異常位置(法線起)	異 常 狀 態			碼頭本體評定							
		異	常	狀	態	等 級	等 級					
備 註	0 B/A ∫ 2B/A B/4	後	碼頭單元變位	碼頭面結構體	基礎	斜面	岸肩液化	擋土設施		等 級	等 級	等 級
		線	01 02 03 04 05 11 12 13 14 15 21 22 23 24 25 26 31 32 41 42 43 44 51 52 53 54 55 56 57								A	B
備 註		1.等級 A：無或僅有輕微之異狀發生，對營運無影響。										
		2.等級 B：開裂、位移、液化等異狀，對營運有影響。										
備 註		3.等級 C：斷裂、大規模液化等異常現象，使碼頭無法營運者。										
		4.詳細之等級判定與緊急措施可參考表 4、表 5。										

表 4 碼頭本體緊急調查階段等級分類與評估標準(例)

等級		損害程度	損害狀況	管制措施
無立即危險	A	無損害	依目視觀察，無可確認之異狀	維持正常營運
		損害輕微	<ul style="list-style-type: none"> <li>●碼頭單元變位量小於 5cm</li> <li>●碼頭面 R.C 龜裂寬度&lt;3mm，龜裂長度&lt;5m</li> <li>●基礎變位量&lt;5cm</li> <li>●局部液化，直徑&lt;5mφ，深度&lt;1m</li> <li>●擋土設施變位&lt;5cm</li> </ul>	
危險	B	中規模損害	<ul style="list-style-type: none"> <li>●碼頭單元變位量&gt;5cm</li> <li>●碼頭 R.C 龜裂寬度&gt;3mm，龜裂長度&gt;5m</li> <li>●基礎變位量&gt;5cm，&lt;10cm</li> <li>●中規模液化，直徑&gt;5mφ，深度&gt;1m</li> <li>●擋土設施&gt;5cm</li> </ul>	管制營運
	C	大規模損害	<ul style="list-style-type: none"> <li>●碼頭單元變位量&gt;10cm</li> <li>●碼頭 R.C 漸裂</li> <li>●基礎變位量&gt;10cm</li> <li>●大規模液化，對營運造成重大影響</li> <li>●擋土設施倒塌無法通行營運</li> </ul>	禁止營運



表 6 港灣及河海堤震後破壞程度區分

等級	破壞情形	處理方式
第I級	承载力與功能均無影響	安全
第II級	產生部份龜裂但不影響結構體安全	緊急搶修
第III級	產生傾斜移位、沉陷、背後崩陷等影響原有功能	快速補強
第IV級	產生大量傾斜移位、沉陷與背後塌陷其承载力與功能明顯嚴重損傷	拆除重建

### 6.2.2 港灣及河海堤快速補強機制

強震對港灣及河海堤造成損壞之情形以①傾斜②移位③沉陷④塌陷⑤基礎土壤液化等五類為最，而快速補強主要目標將前述各項發生之損壞，迅速予以修復或加強，使港灣及河海堤設施恢復原有功能。茲參考日本阪神與台灣集集兩大地震，其港灣及河海堤震後之快速補工法。並先按港灣及河海堤震後損壞情況之不同，擬訂各種快速補強工法，其次建立各種快速補強之標準作業程序，最後製訂快速補強手冊。俾供相關單位做為震後處理準則之參考，並期能迅速展開震後復舊工作，減輕災害損失至最小。

#### 1. 港灣快速補強工法

按日本阪神與台灣集集兩大地震造成重力（沉箱）式碼頭損壞為最、棧橋式碼頭損壞輕微，就重力式碼頭損壞程度不同擬訂各種快速補強工法如表 7。

表 7 各種快速補強工法

損壞程度	損壞情形	快速補強工法
輕度	垂直線位移 1m 以內 頂端下沉 0.7m 以內 碼頭後方液化下沉 1~2m 碼頭本身變形小 損壞以碼頭上之設備為主	沉箱重整工法

中度	垂直線位移 1~4m 頂端下沉 1~3m 碼頭後方液化下沉 1~3m 碼頭本身傾斜沉 0~3。	沉箱重整工法+地盤改良
重度	垂直線位移 2m 以上 頂端下沉 1.5m 以上 碼頭後方液化下沉 2m 以上 碼頭本身傾斜沉箱 3。以上	1.沉箱分離式工法+土地改良 2.棧橋式分離工法+土地改良

## 2.河海堤快速補強工法

本節就河海堤損壞部位及可能損壞情形加以分類，並就各種損壞情形提出快速補強工法。

(1) 河海堤強震後，造成損壞之部份與分類如表 8。

表 8 河海堤損壞分類

損壞部位	損壞情形
堤身	隆起、移位、塌陷、土壤液化
護坡工	塌陷、破裂
戽台	破裂
防洪牆	錯動
胸牆	傾斜

(2) 針對損壞情形擬訂快速補強工法：

① 堤頂及堤後坡面破損及裂縫：

a. 裂縫較小，以水泥砂漿灌入防止滲水。b. 以碎石級配料填實整平並加以輾壓夯實。c. 重新澆置混凝土面。

② 護坡臨水面：

a.填高土堤築造緩坡面工法。b.重新澆置鋪築混凝土面。c.增加蛇籠保護坡面工法。

③堤趾：

以護坦工補強，吊放消波塊或方塊。

④胸牆：

a.基礎打設基樁。b.加大胸牆尺寸。

### 3.地盤改良工法

港灣地盤基礎性質係河口之沖積層以及回填之海埔新生地，河堤在河之兩岸亦多係軟弱地盤，遇強震易產生液化，如日本阪神與台灣集集兩大地震均產生土壤液化造成河海堤塌陷與碼頭後線下陷之損壞情形，港灣及河海堤快速補強，須以地盤改良工法來抗液化。

(1)礫石樁工法。

(2)擠壓砂樁工法。

(3)動力夯實工法。

(4)排水法。

(5)化學法。

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集

／張金機主編．--初版--臺中縣梧棲鎮：

交通部港研中心，民89

面；公分

ISBN 957-02-6428-4(平裝)

1. 港灣工程 - 論文，講詞等

443.207

89010483

港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集

主編：張金機

出版機關：交通部運輸研究所港灣技術研究中心

地址：台中縣梧棲鎮中橫十路二號

網址：[www.ihmt.gov.tw](http://www.ihmt.gov.tw)

電子信箱：[lsy@mail.ihmt.gov.tw](mailto:lsy@mail.ihmt.gov.tw)

電話：(04)6564216

出版年月：中華民國八十九年七月二十五日

印刷者：建州企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 350 冊

工本費：400 元

展售處：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心 電話：(04)6564216

GPN：009256890054

ISBN：957-02-6428-4(平裝)