

蘇澳港防波堤改善工程規劃

第九子計劃

蘇澳港地震災害調查與初步分析

陳正興 黃國祥 邱永芳

委託單位：省交通處基隆港務局蘇澳港分局

承辦單位：省交通處港灣技術研究所

協辦單位：國立台灣大學土木工程研究所

中華民國八十六年二月

第九子計劃

蘇澳港地震災害調查與初步分析

計劃主持人：國立台灣大學土研所
教 授 陳正興博士

共同主持人：國立台灣大學土研所

助 理 黃國祥博士候選人

港研所海岸工程組
研究員 邱永芳博士

摘 要

蘇澳港位處台灣地震最頻繁地區，由歷史上災害地震與近代地震儀器觀測記錄，顯示蘇澳港具有遭受強烈地震侵襲的可能性。由地震危害度分析並考慮其用途係數為 1.2，蘇澳港碼頭耐震設計用之最大地表加速度應為 0.4g，遠超出建港時之耐震設計標準。

本研究針對碼頭重力式沉箱之穩定分析，其靜態穩定性安全無慮，動態穩定性分析結果顯示防止滑動的安全係數偏低，應進一步改善耐震安全性，同時分析沉箱之滑動行為計算結果與實測結果相吻合，本文並提出改善沉箱滑動之對策。

目 錄

摘要	I
目錄	II
圖目錄	IV
表目錄	VI
符號說明	VII
第一章計劃緣起	1
第二章蘇澳港工程概述	3
2-1 工程概述	3
2-2 碼頭工程	3
2-3 填築工程	4
第三章地震環境	10
3-1 地震活動	10
3-2 歷史上之災害性地震	10
3-3 地震危險度及耐震設計標準	11
第四章地質條件	18
4-1 地質調查資料	18
4-2 簡化土層剖面	20
4-3 土壤參數	20
第五章穩定分析	28
5-1 #4 碼頭分析模型	28
5-2 靜態穩定分析	29

5-3 動態穩定分析-----	30
第六章地震引致之沉箱位移-----	46
6-1 地震引致擋土牆或邊波滑移量之計算方法-----	46
6-2 地震期間動態水壓之探討-----	47
6-3 滑移量分析模式-----	49
6-4 分析結果-----	51
第七章結論與建議-----	67
參考文獻-----	70

圖 目 錄

圖1-1 蘇澳港民國75年震害碼頭外傾示意圖	2
圖2-1 蘇澳港工程佈置圖	6
圖2-2 砲台山新生地位置圖	7
圖2-3 砲台山鑽孔位置	8
圖2-4 砲台山地表鉗探剖面圖	8
圖3-1 台灣板塊構造及陸弧碰撞的立體示意圖	13
圖3-2 1973-1989年間地震規模大於4.5以上之震源立體分佈 圖（羅俊雄等，1992）	14
圖3-3 儀器觀測以前已定出震央和規模的33各地震分佈圖	15
圖3-4 西元1898年至1988年間台灣地區97個有災害地震震央 分佈圖	16
圖3-5 台灣地區地震劃分圖	17
圖4-1 #4碼頭鑽孔平面圖	21
圖4-2 #4碼頭土層剖面圖	22
圖4-3土層剖面圖AA	23
圖4-4土層剖面圖BB	24
圖4-5土層剖面圖CC	24
圖4-6土層剖面圖DD	25
圖4-7簡化土層剖面	26
圖4-8N值與內摩擦角的關係	27

圖5-1 #4碼頭標準斷面圖	33
圖5-2 #4碼頭分析模型	34
圖5-3 靜態主動土壓分佈圖($\delta = 0^\circ$)	35
圖5-4 靜態穩定分析自由體圖	36
圖5-5 動態土壓分佈圖	37
圖5-6 動態土壓分佈圖	38
圖5-7 動態土壓分佈圖	39
圖5-8 動態土壓分佈圖	40
圖5-9 westergarrd理論(1933)之動態水壓效應	41
圖5-10動態穩定分析自由體圖(土壓力按照日本港灣碼頭設計 1988, $\delta = 15^\circ$)	42
圖5-11動態穩定分析自由體圖(土壓力按照日本港灣碼頭設計 法1988, $\delta = 0^\circ$)	43
圖5-12動態穩定分析算由體圖(土壓力按照Mononobe-okabe 法, $\delta = 15^\circ$)	44
圖5-13動態穩定分析算由體圖(土壓力按照Mononobe-okabe 法, $\delta = 0^\circ$)	45
圖6-1 Newmark (1965)剛塑性滑動行為示意圖	53
圖6-2 Richards & Elms (1979)擋土牆滑移量計算示意圖	54
圖6-3 Westerarrd (1933)理論解之問題示意圖	55
圖6-4 iSHIBASHI ET.AL.(1985)之受制水體積比m值修正地震 係數角 θ 示意圖	56

圖6-5 Ishibashi et.al. (1994)之實驗結果與Anzo(1936)建議 m值之簡諧震動激發Westergarrd型式動態水壓力的結 果比較.....	57
圖6-6滑移量分析模型示意圖	58
圖6-7動態土壓力示意圖	59
圖6-8分析方法壹所得之地表與沉箱運動歷時	60
圖6-9分析方法貳所得之地表與沉箱運動歷時	61
圖6-10兩種分析方法所得之相對速度與累積滑移量歷時	62

表 目 錄

表 2-1 蘇澳港碼頭概況表	9
表 6-1 分析方法壹所得之滑動行為	63
表 6-1(續) 分析方法壹所得之滑動行為	64
表 6-2 分析方法貳所得之滑動行為	65
表 6-2(續) 分析方法貳所得之滑動行為	66

符號說明

C_v	壓密係數
K	地盤反力係數
N	標準貫入試驗值
δ	土壤與牆背間之摩擦角
K_v	垂直地震係數
K_n	水平地震係數
K_{AE}	動態主動土壓力係數
H	牆高度
h	牆各高度位置
W	地表上之均布載重
K_{in}	修正水平地震係數
N_q	承载力因素 (Meyerhof)
N_r	承载力因素 (Meyerhof)
w	簡諧震動頻率
n	土壤孔隙率
E_w	水之體積壓縮係數
k	水之滲透係數
G_s	土壤顆粒之比重
e	土壤之孔隙比

第一章 計畫緣起

台灣位於環太平洋地震帶，地震頻繁，尤其是東部海岸地區，正位處於菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊交接處，活動劇烈，屢有強烈地震發生，屬台灣最主要的強震區之一。蘇澳港為台灣東北角之最主要商港，由於該港正位於此強震區內，在其使用期限內，極可能遭受強烈地震之侵襲，因此港區設施之耐震能力為一極重要之問題，必須詳加檢討，以免受震時產生災害，造成難以估計的損失。

今年元月十七日清晨，日本阪神地區發生規模 7.2 之大地震，震災震驚世界，造成五千餘人死亡，神戶地區百年之建設毀壞殆盡，除鐵公路交通系統及建築物嚴重受損外，神戶港口地區亦發生嚴重之土壤液化現象，港口護岸損壞者不計其數，嚴重者水平位移達數公尺之多，港口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。

蘇澳港位居台灣強震區，飽受地震威脅。民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震時，蘇澳港區亦曾發生地盤龜裂及下陷之現象，其中 # 3、# 4、# 5 碼頭發生外傾現象。經測量隊測量結果，若以角隅為基準，其最大外傾位移分別約為 50，40，50 公分，詳附圖 1-1。

雖然災情並不嚴重，但已顯示具有災害潛能，估計該次地震時，蘇澳宜蘭地區之最大地表加速度大約為 0.20 g 左右，遠小於日本阪神地震之 0.80 g 之地表加速度，但根據最新頒佈之交通部公路橋梁設計規範，蘇澳地區屬地震一甲區，其 50 年超越機率 10 % 之最大地表加速度值達 0.33 g，遠大於 75 年 11 月 15 日地震之震度，若發生設計規範所訂強度之地震估計蘇澳港之震災情況將更嚴重。鑒於日本阪神地震所造成之震撼，行政院於今年中頒佈「災害防救法」，即欲各單位厲行防災準備，期將各種災害之損失程度減至最少，因此實有必要於此時重新對蘇澳港之護岸及地盤穩定性作檢討分析，以為地震防災之準備。

(2721574.757,336426.624)

1 0

----- displacement (*50)

2 0.0489

3 0.1923

4 -0.2634

5 0.4914

6 0.2431

7 0.1943

8 0.1784

9 0.1212

10 0.0309

11 0.2243

12 0.3183

13 0.3743

14 0.4018

15 0.3871

16 0.3635

17 0.3844

18 0.3604

19 0.3114

20 0.2447

21 0.1801

22 0.3121

23 0.3717

24 0.4904

25 0.4825

26 0.4941

27 0.5

28 0.3621

29 0.3597

30 0.2771

31 0.2805

32 0.1675

33 0.1528

34 0.0576

35 0.0946

36 0.0946

37 0.0946

38 0.0946

No.3 PIER

No.5 PIER

(2721410.395,336285.745)

No.4 PIER (Length=302m)

Scale (1:2000)

Displacement (1:40)

(2721213.395,336515.359)

圖 1-1 蘇澳港民國75年震害：碼頭外傾示意圖

第二章 蘇澳港工程概述

蘇澳港工程於民國 63 年 7 月開始動工興建，建港目的為疏解基隆港之擁擠，同時開發蘭陽平原以均衡臺灣區域發展。工程分二期施工，於民國 72 年 6 月完成，開始營運。

2-1 工程概述

蘇澳港工程位於蘇澳灣內，工程配置如圖 2-1 所示，東南灣口面向太平洋，外緣分別築有北內防波堤，北外廓防波堤，南外廓防波堤及南外堤以形成內港。港區西側為填築之新生地，面積約 82 萬平方公尺，所有碼頭設施均位於此新生地上，為蘇澳港之心臟地帶。

2-2 碼頭工程

蘇澳港區內新闢有三個港渠，由北而南，沿渠邊共設有 13 座商用碼頭，其餘尚有駁船碼頭、原木起水碼頭、小艇碼頭及漁港碼頭等。各碼頭之水深、長度及碼頭型式列於表 2-1 中，碼頭型式包括方塊重力式、沈箱消波式、沈箱重力式、鋼管橋墩式、方塊達恩塊重力式、基樁棧橋式等；其中井 4 碼頭於民國 75 年 11 月 16 日地震時曾產生災害，此碼頭屬沈箱重力式碼頭，水深 11 公尺，總長度為 300 公尺，可停靠 2 萬噸級船隻，屬蘇澳港內最重要之碼頭之一，由於曾發生震災，第五章中將重新檢討此碼頭之穩定性。

2-3 填築工程

蘇澳港三面環山，東面向海，為一天然港，所需堆貨場、道路、建築等港埠用地，皆靠填築而來。填築所需材料，來自港區西側之砲台山，新城溪下游及白米溪上游河床三處；取自砲台山之土方以輸送帶運送，後兩者則以卡車載運。填築工程分二期施工，詳如附圖 2-3。

填料來源取自白米溪上游及新城溪上游之河床天然級配僅填築於井 10、井 11 兩碼頭後側約 50000 m²之新生地；其他港區乃由開挖砲台山之土方填築而成，因此港區填土性質應可由砲台山挖方之性質概估而得。

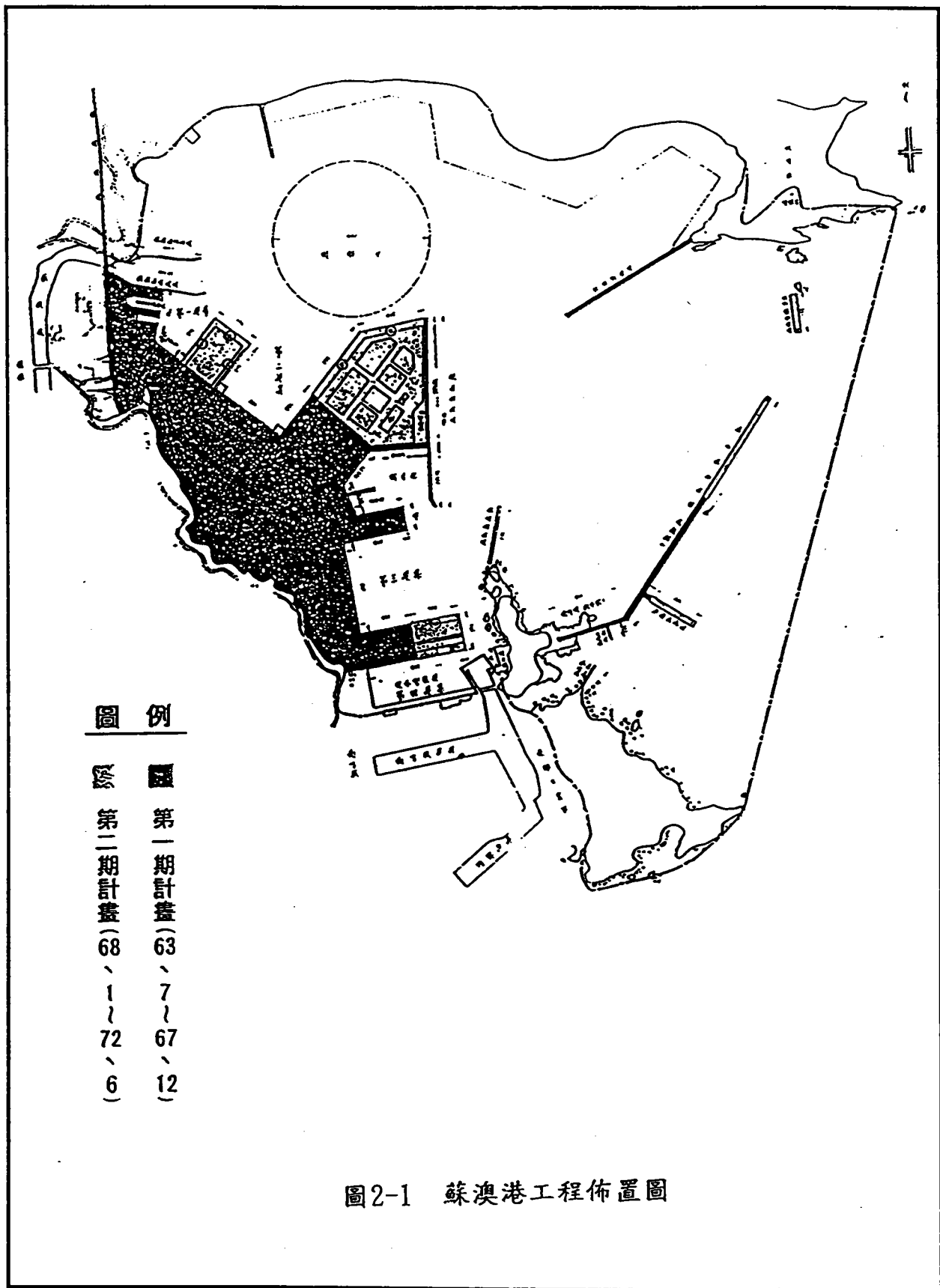
砲台山於開挖前曾進行地質調查，共鑽有五孔，鑽孔位置詳圖 2-4，其剖面詳圖 2-5，結果如下：

1. 地表下約 4~9 公尺為覆蓋層，由棕褐色粘土，砂及碎岩塊所組成。
2. 地表下約 9~30 公尺為灰白色至褐色極風化破碎之頁岩。
3. 再下層為黑灰色之粘板岩，岩石鑽取率約 50 %~60 %。

由竣工報告顯示，砲台山借土區之開挖深度平均約 30 公尺左右，根據上述鑽孔資料顯示，深度 30 公尺內均為覆蓋層及頁岩，兩者質地鬆軟，易於開挖。

蘇澳港新生地填築工程，為配合各陸續完成之碼頭背填採機動填築方式，因此施工過程中填土區之分佈呈不規則狀，土方由輸送帶運至蘇南公路山腳下之堆料場後，再由傾卸車配合裝載車作業，機動填築於各填土區。

蘇澳港因工期迫切，碼頭及填築工程同時施工，為免新填築之土方受海浪沖擊並於漲落潮時受潮流夾帶淤積於未完成之碼頭基礎及港池內，乃於填築區內以方塊堆積暫時阻絕海水，俟碼頭完成後，再將方塊吊起移往其他填築區，或為其他工程之用。



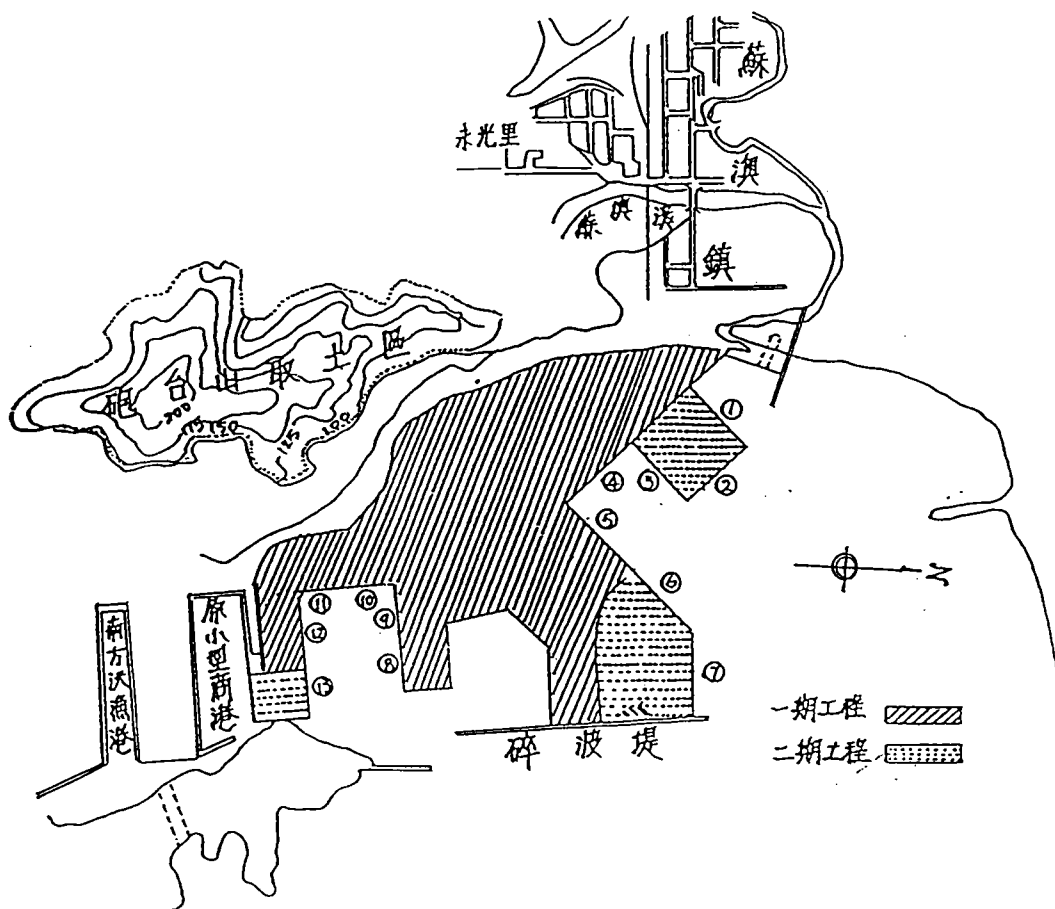


圖2-2 砲台山與新生地位置圖

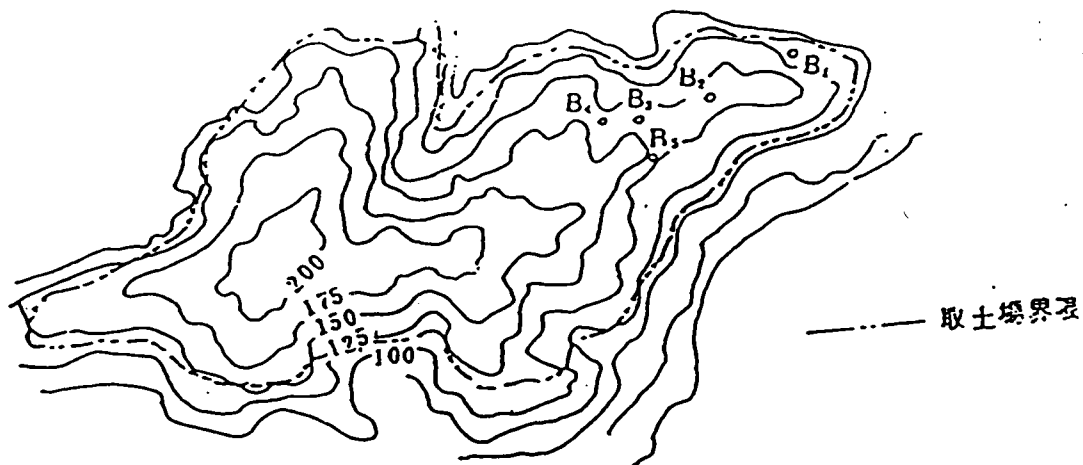


圖2-3 砲台山鑽孔位置圖

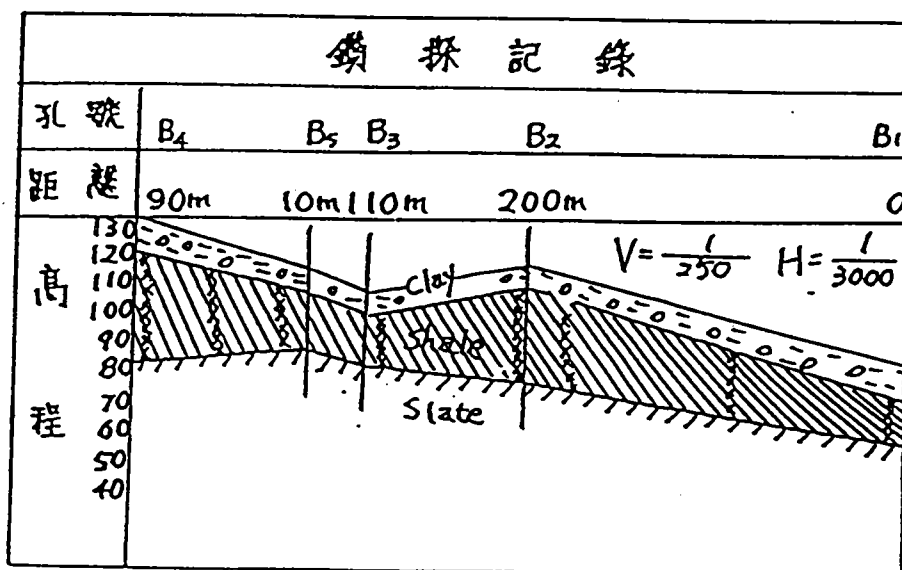


圖2-4 砲台山地表鉆探剖面圖

表2-1 蘇澳港碼頭概況表

	碼頭編號	水深 (M)	長度 (M)	碼頭型式	靠泊船隻 噸 級	備 註
管 運 碼 頭	# 1	- 4.5 ~ - 11.0	210	方塊重力式	5,000	
	# 2	- 11.0	175	沉箱消波式	20,000	
	# 3	- 11.0	215	"	20,000	
	# 4	- 11.0	300	沉箱重力式	20,000	
	# 5	- 11.0	200	"	20,000	
	# 6	- 15.0	290	鋼管格橋墩 式	80,000	
	# 7	- 13.0	240	"	50,000	
	# 8	- 7.5	124	方塊連恩塊 重力式	6,000	
	# 9	- 7.5	124	"	6,000	
	# 10	- 9.0	175	基格枝橋式	10,000	
	# 11	- 9.0	175	"	10,000	
	# 12	- 9.0	200	"	10,000	
	# 13	- 9.0	180	"	10,000	
駁船碼頭		- 4.5	338	版格式		
原木起水碼頭		- 2.0 ~ - 4.3	172	方塊重力式		
小艇碼頭		- 3.0	102	L型式岸壁		
漁港碼頭		- 5.0	292	天力塊重力 式		

第三章 地震環境

3-1 地震活動

蘇澳港位於宜蘭平原之最南端，現有地震資料均顯示宜蘭地區為台灣地震活動較頻繁的地區之一，根據徐明同博士之統計，自 1936 年至 1973 年間，中央氣象局宜蘭測震站共觀測到 877 次有感地震，即平均每年有 23 次有感地震可在宜蘭被感受到，其中不乏具有破壞性之地震，曾造成生命財產之損失，可見過去宜蘭地區地震相當頻繁。

造成宜蘭地區地震頻繁之主要原因是由於菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊之相互碰撞所致，根據安吉利爾所繪之台灣地體構造示意圖（圖 3-1），位於台灣東南邊之菲律賓海板塊，目前仍持續向西北方向移動，於花蓮附近隱沒到歐亞大陸板塊之下，形成東西走向厚約 50 公尺的地震帶向北傾斜（此即為琉球弧的班氏地震帶）。由於此種聚合作用，在隱沒帶前方造成琉球海溝，而在其後方形成弧後盆地，即沖繩海槽，此海槽西延部份之最西端為宜蘭平原，因其恰位於上述班氏地震帶之正上方，因此多地震。根據中央研究院地球科學研究所 SMART-1 陣列之地震資料，台灣地區自 1973 年後地震規模大於 4.5 的震源分佈位置示於圖 3-2，此圖不僅顯示台灣地震之分佈與地體構造有極密切之關係，亦顯示宜蘭地區實為台灣地震活動最頻繁的地區之一。

3-2 歷史上之災害性地震

從地震防災之觀點而言，最值得重視的即是災害性地震。台灣之地震測儀始設於 1897 年，因此歷史地震可概分為儀器觀測前之地震及儀器觀測期之地震；前者靠歷史文獻之記載，曾有多位學者整理出 1604 年至 1897

年間有記載之大地震，而中央研究院地球科學研究所更根據文獻資料定出其中 33 箇大地震之震央位置及規模，其分佈如圖 3-3 所示，其中蘇澳港外海即有 2 箇規模大於 7 之地震，另花蓮附近亦有 2 箇規模 7~8 地震，文獻雖未記載這些地震對蘇澳地區的影響，但直接顯示蘇澳港具有遭受強烈地震侵襲之可能性。

自 1897 年有觀測儀器以後，歷史地震之記錄較確實，自 1898 年至 1988 年間，台灣地區共有 97 箇災害性地震，分佈如圖 3-4 所示，宜蘭地區及其附近曾發生為數不少之災害性地震，顯示本區確為台灣地區地震災害潛能較高之地區之一。以往由於宜蘭地區之開發密度較低，人命財產之損失不若台灣西部地區受震之災害嚴重，但目前宜蘭地區已呈高度開發，此區若受強烈地震侵襲，勢必造成極嚴重之災害。蘇澳港位於宜蘭平原之南端，當然亦受地震之威脅，本港為國際港口，若發生嚴重震災，對此區之發展必產生嚴重之後果。

3-3 地震危險度及耐震設計標準

地震危險度係指某地在未來數年內遭到地震作用所產生最大地震加速度大於某一界限值之或然率，常以年超越機率表示，其倒數即為平均回歸期。欲求得某工址之地震危險度曲線，須將對該工址有影響之所有地震之發生機率及影響程度累加起來計算，所得之地震危險度曲線可作為工程耐震設計之基本根據。舉例來說，假設某工址採用 475 年回歸期之最大地震加速度 A 作為設計之基準，即相當於該工程在 50 年使用期限內，最大地震加速度超越 A 值之機率為 10 %。

根據交通部最新頒佈之「公路橋梁耐震設計規範」，宜蘭地區屬強震區（如圖 3-5），由地震危險度分析結果，訂定其 475 年回歸期之地震最大加速度為 0.33 g ，此值可作為一般橋梁耐震設計之標準，但對於

重要橋梁之結構設計，尚須考慮其用途係數，對於國道、省市重要道路、跨越重要設施及地震後仍須維持機能之橋梁，其用途係數應取 1.2，即相當於提高耐震設計之最大加速度值至 0.40 g。

蘇澳港屬國家重要建設，對於此港口設施之耐震設計，由於以往沒有從事地震危險度分析以訂定其設計標準，為簡便計，可直接採用上述公路橋梁耐震設計規範之標準，即建議採用 0.40 g 作為設計用之最大地震加速度，不再考慮額外之用途係數。

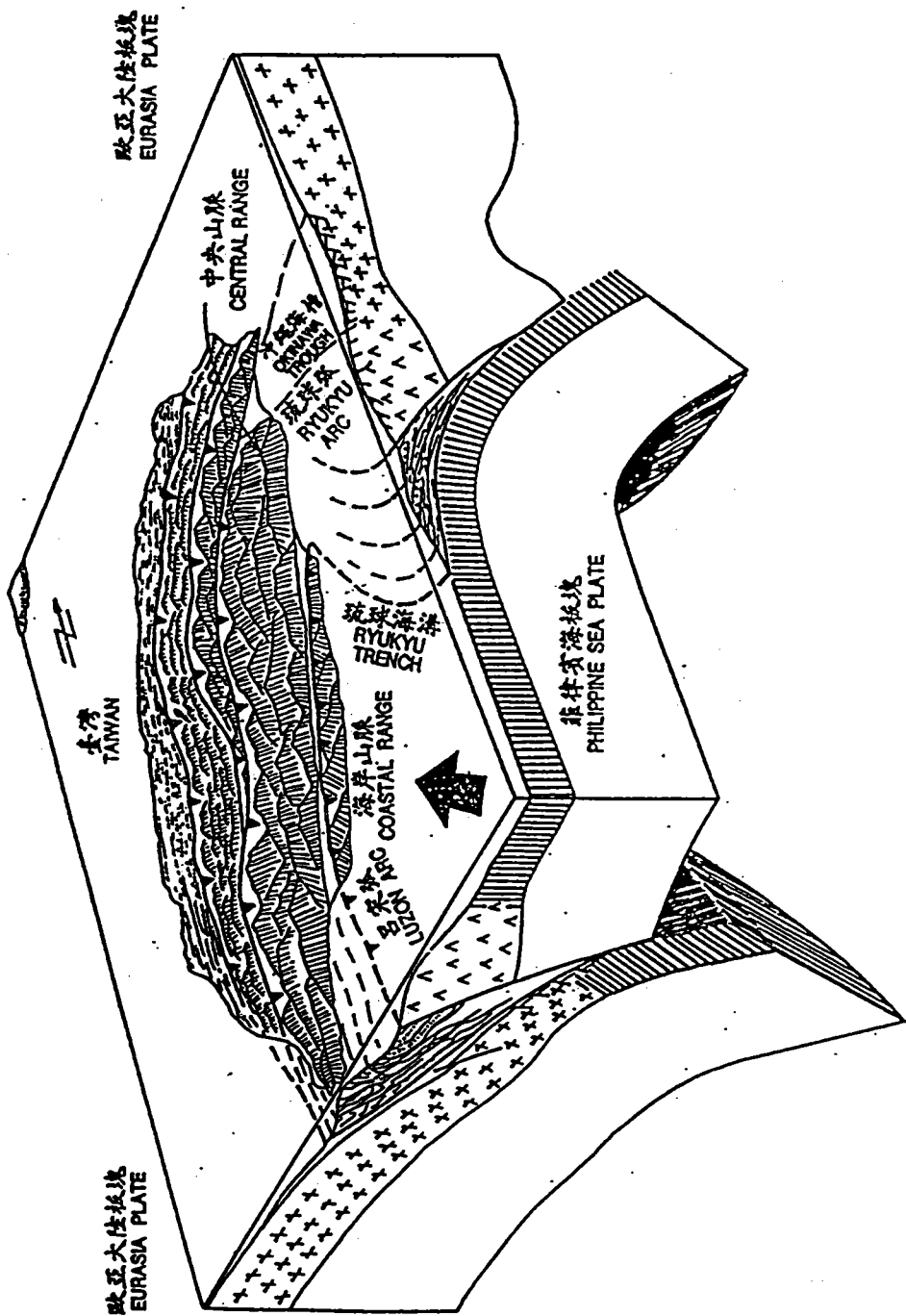


圖 3-1 台灣板塊構造及陸弧碰撞的立體示意圖 (根據安利爾)

MAGNITUDE

8 ○
7 ○
6 ○
5 •
4 •

(1973-1989)

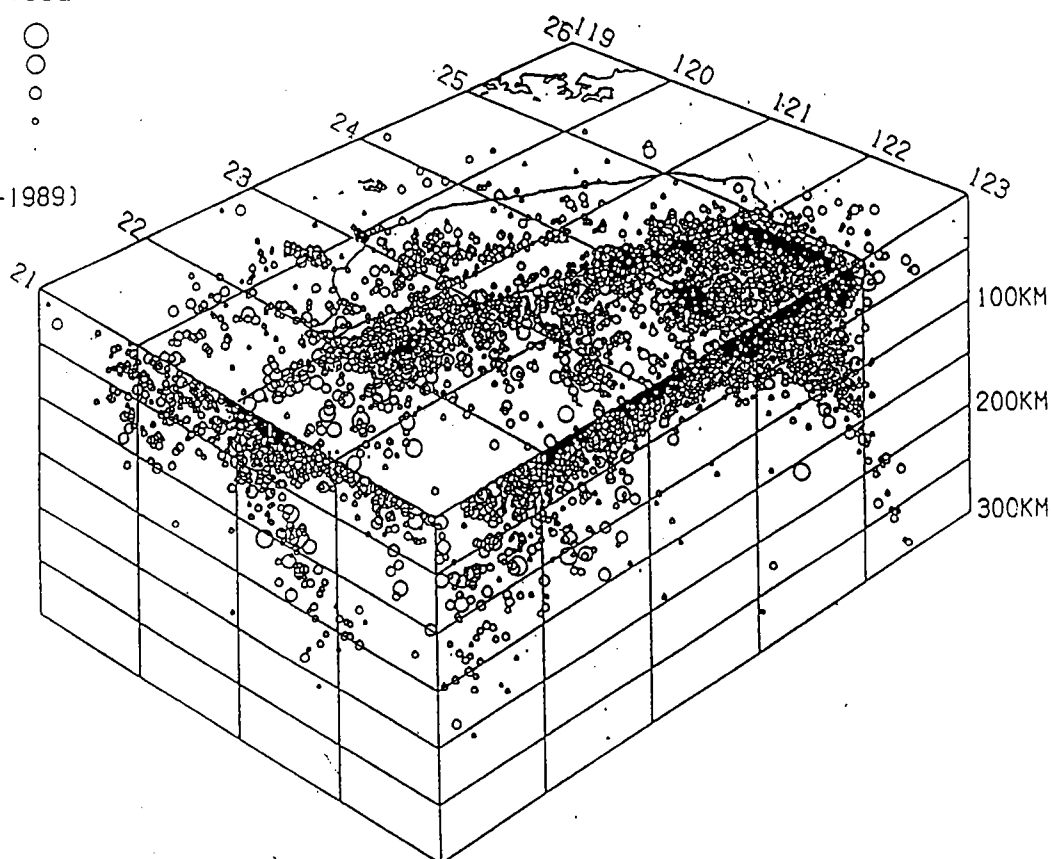


圖3-2 1973-1989年間地震規模大於4.5以上之震源立體分佈圖 (羅俊雄等, 1992)

26

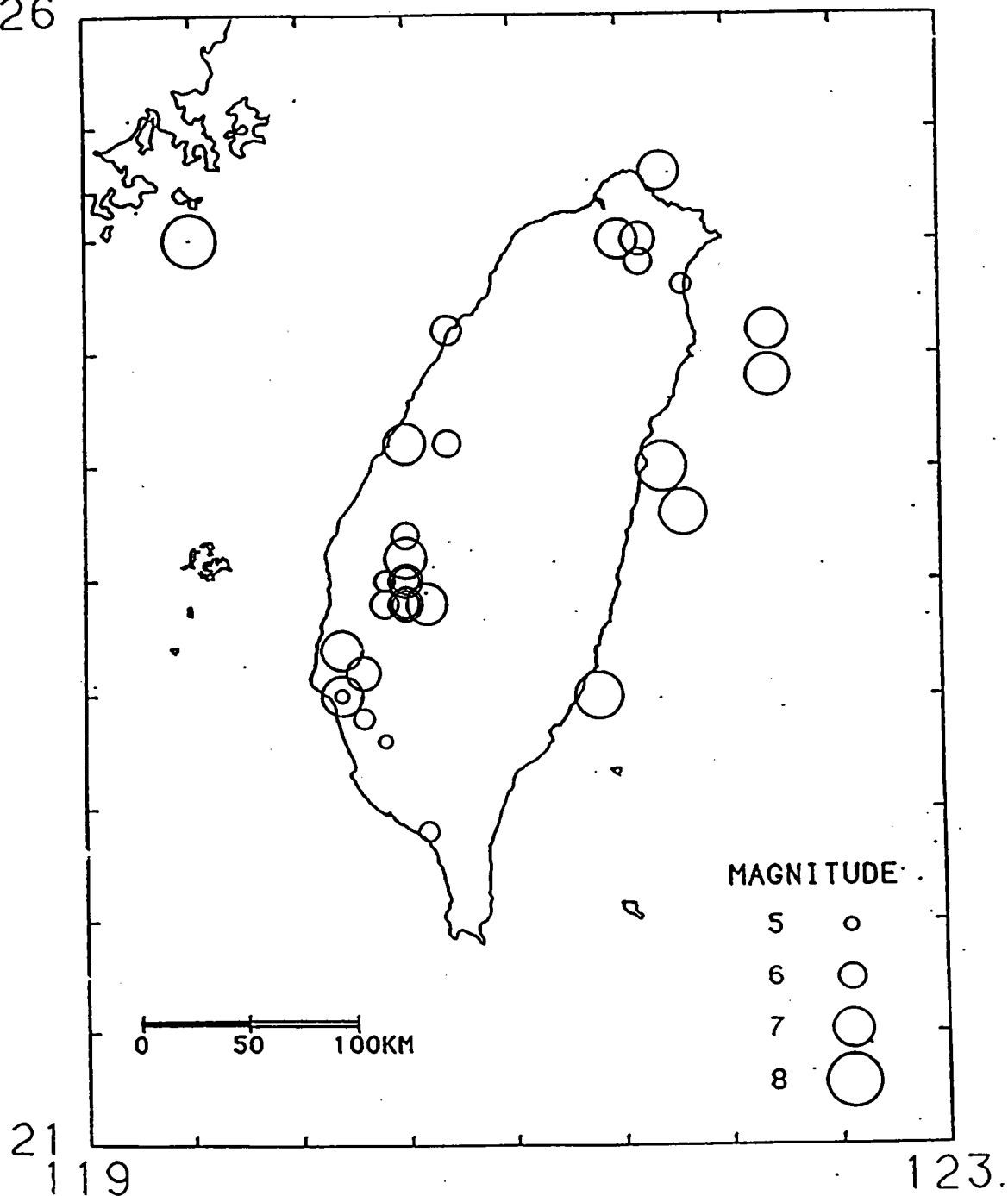


圖3-3 儀器觀測以前 (1604至1897年) 已定出震央和規模的33各地震分佈圖 (鄭世楠及葉永田, 1989)

26

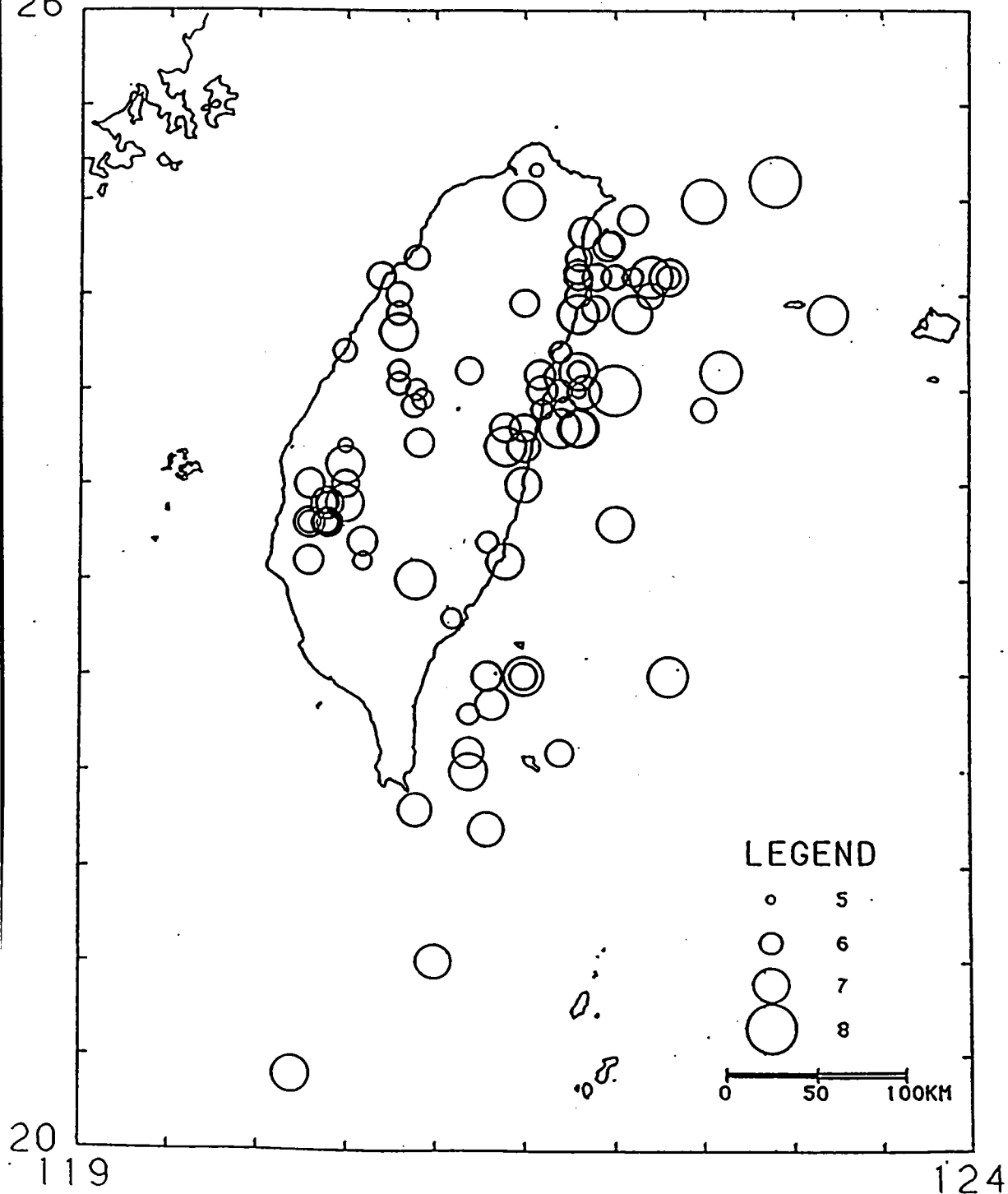


圖3-4 西元1898年至1988年間台灣地區的97個有災害地震震央分佈圖 (鄭世楠及葉永田, 1989)

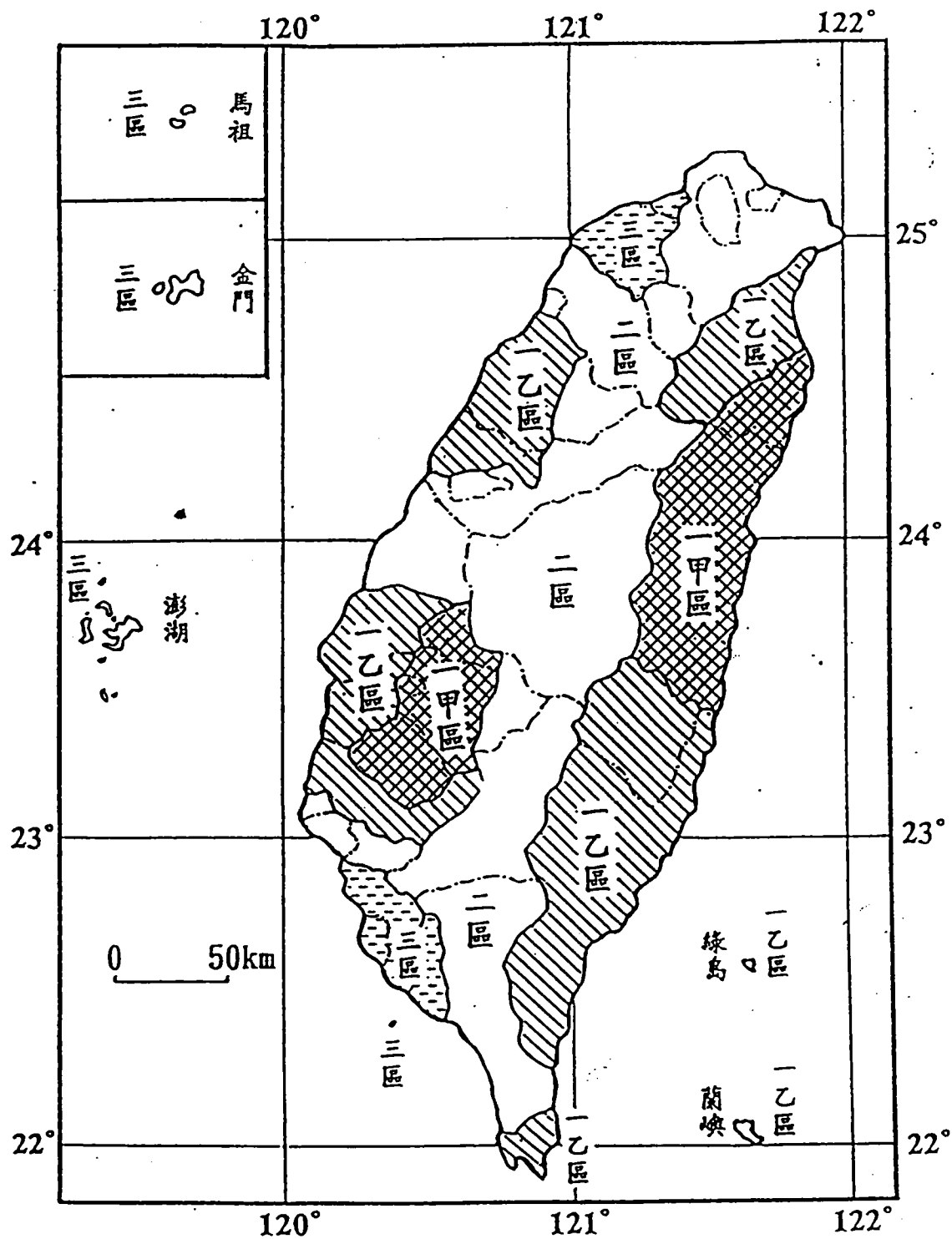


圖3-5 台灣地區震區劃分圖（交通部公路橋樑耐震設計規範，1995）

第四章 地質條件

由於蘇澳港曾於民國 75 年遭受震害，造成碼頭外傾，欲了解震害的原因，本報告下章將檢討沈箱重力式井 4 碼頭的靜態及動態穩定性，本章首先蒐集及分析其地質資料，評估其土壤參數，作為分析之基本資料。

4-1 地質調查資料

井 4 碼頭為蘇澳港第一期工程計劃內所興建的深水碼頭，曾於民國 67 年 3 月委託中華顧問工程司承辦土壤力學鑽探試驗及分析。鑽探工作是在填築工程進行前完成，共鑽 18 孔（B-1～B-18），位置如附圖 4-1，其中位於井 4 碼頭區附近之鑽孔位置如附圖 4-2 所示，報告中所繪四個斷面（斷面 AA～斷面 DD）之結果如圖 4-3 至 4-6，根據鑽探及土壤試驗結果，可將其概分成兩區（I 區及 II 區），各層次土壤之性質如下所述：

I 區

1. 鬆至適中風化碎岩與沈泥質細砂填土層

該區地表為一層厚約 1.2 公尺至 5.2 公尺不等之風化碎岩與沈泥質細砂層，呈黃色，係來自附近山坡之開挖土。

2. 鬆沉泥質細砂含貝殼填土層

頂層底下為鬆沉泥質細砂含貝殼填土層，呈灰色係來自海中抽砂，厚度延伸至地面下 5.2 公尺至 9.2 公尺不等。

3. 適中至緊密沉泥質細砂含礫石層

該層呈灰色，係海底之土壤，由鑽探記錄顯示土壤情況相當良好，其深度約至地面下 11.6 公尺至 16 公尺不等。

4 · 適中沉泥質細砂層

該層亦呈灰色，其深度約至地面下約 26 公尺。

5 · 適中砂質沉泥層

該層呈灰色，約至地面下 31 公尺。

6 · 極緊密沉泥質細砂含礫石

該層呈灰色，約在地面下 31 公尺以下。

II 區

1 · 鬆至適中，灰色碎岩與沉泥質細砂填土層

該層厚度約 7.3 公尺至 11.2 公尺不等，呈黃色，係來自附近山坡之開挖土。

2 · 適中至緊密沉泥質細砂含礫石層

該層深度約至地面下 10.6 公尺至 17.5 公尺不等，性質與 I 區第三層相同。

3 · 適中沉泥質細砂層

該層深度至地面下 26 公尺，其性質與 I 區第 4 層相同。

4 · 適中砂質沉泥層

該層呈灰色，深度約至地面下 31 公尺。

5 · 極緊密沉泥質細砂含礫石

該層呈灰色，約在地面下 31 公尺。

至於室內力學試驗方面，僅 B-17 孔有不擾動取樣，取樣深度在地表下 8 公尺，曾進行等向壓密不排水試驗，有效應力摩擦角約為 33 度；另由單向度壓密試驗的結果，知其壓密係數 C_v 約為 1cm/sec 。此外，於 B-5 鑽孔附近曾進行平鈹載重試驗，由試驗荷重與沈陷量曲線可推知地盤反力係數 K 值約為 2.17kg/cm^3 。

在土壤液化潛能分析方面，曾依其粒徑分佈曲線與日本新瀉 1964 年大地震液化區土壤顆粒分佈範圍比較，評估結果顯示未填築前的原地表下土壤在一般地震下無液化之可能。

4-2 簡化土層剖面

根據鑽探報告的結果，井 4 碼頭地區於填築工程進行前的地面高程即為 $E1.+2.5m$ 至 $E1.+3.0m$ 左右，地表面下有厚約 $8m$ 的沈泥質細砂填土層，其下則為原海底之土壤。為便於分析，茲將井 4 碼頭土層剖面予以簡化，簡化土層剖面如圖 4-7 所示，敘述如下：

1. 地表面至 $E1.+1.2m$ 為沈泥質細砂層，單位重為 $1.92t/m^3$ ，標準貫入試驗值約為 15。
2. 由 $E1.+1.2m$ 至 $E1.-6.0m$ 為沈泥質細砂層，單位重為 $2.02t/m^3$ ，標準貫入試驗值約為 10。
3. 由 $E1.+6.0m$ 至 $E1.-11.5m$ 為沈泥質砂層，單位重為 $2.09t/m^3$ ，標準貫入試驗值約為 23。
4. 由 $E1.-11.5m$ 至 $E1.-20m$ 為沈泥質砂層，單位重為 $2.07t/m^3$ ，標準貫入試驗值約為 20。

4-3 土壤參數

於下章從事碼頭之分析時所使用之土壤參數計有單位重及抗剪摩擦角。由上述簡化土層剖面可知，填築工程進行前地表面至 $E1.-20m$ 高程可簡分為四層沈泥質砂，其單位重分別為 1.92 、 2.02 、 2.09 、 $2.07t/m^3$ ；在抗剪摩擦角方面，因無剪力試驗資料可資應用，目前暫以標準貫入試驗值來估計，根據 Peck 等人(1974)的建議關係（詳圖 4-8）可查得四層沈泥質砂之抗剪摩擦角分別約為 31° 、 30° 、 34° 及 33° 。

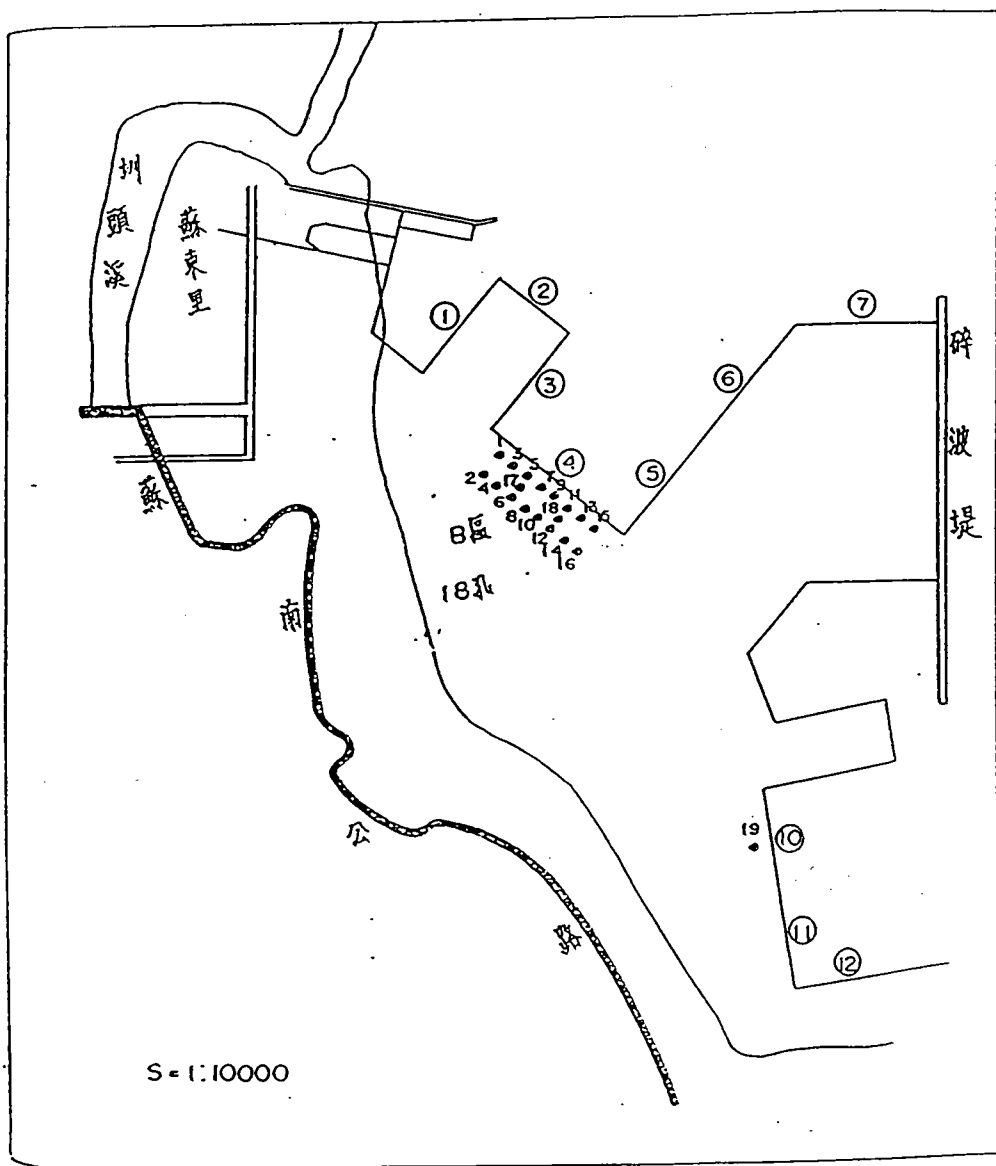


圖4-1 #4碼頭鑽孔平面圖

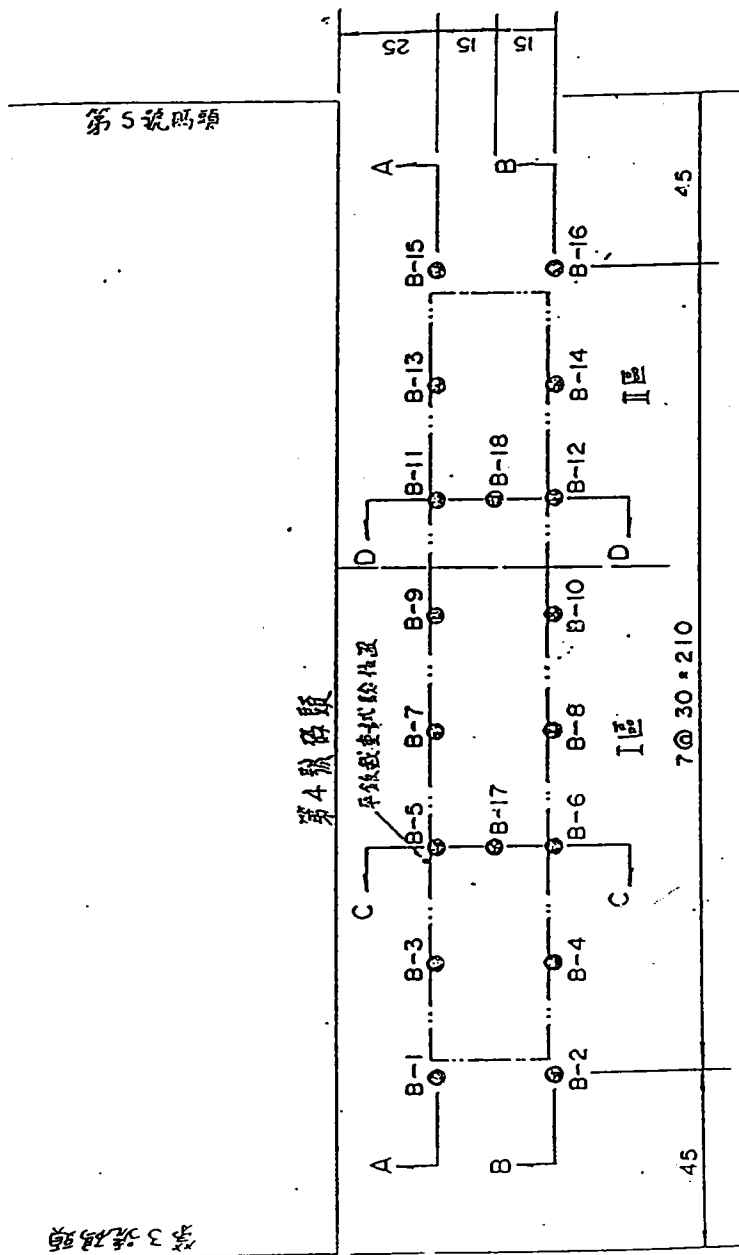
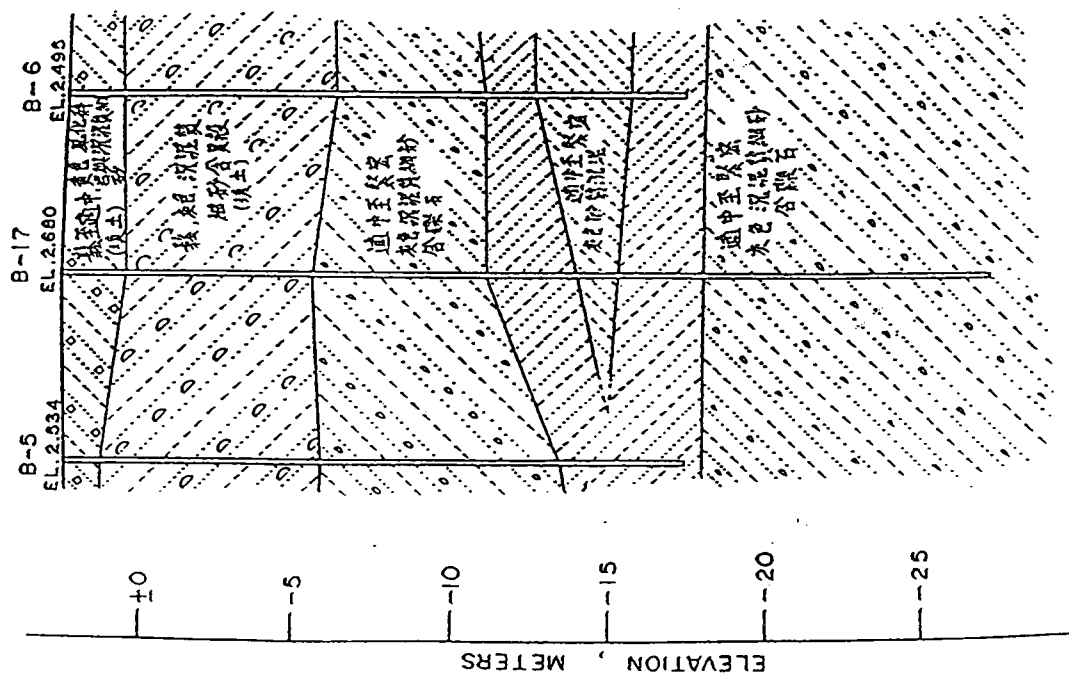
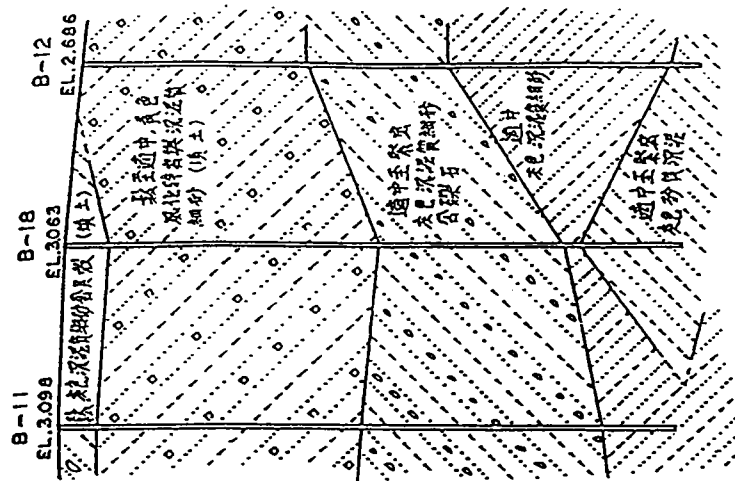


圖4-2 #4碼頭土層剖面圖



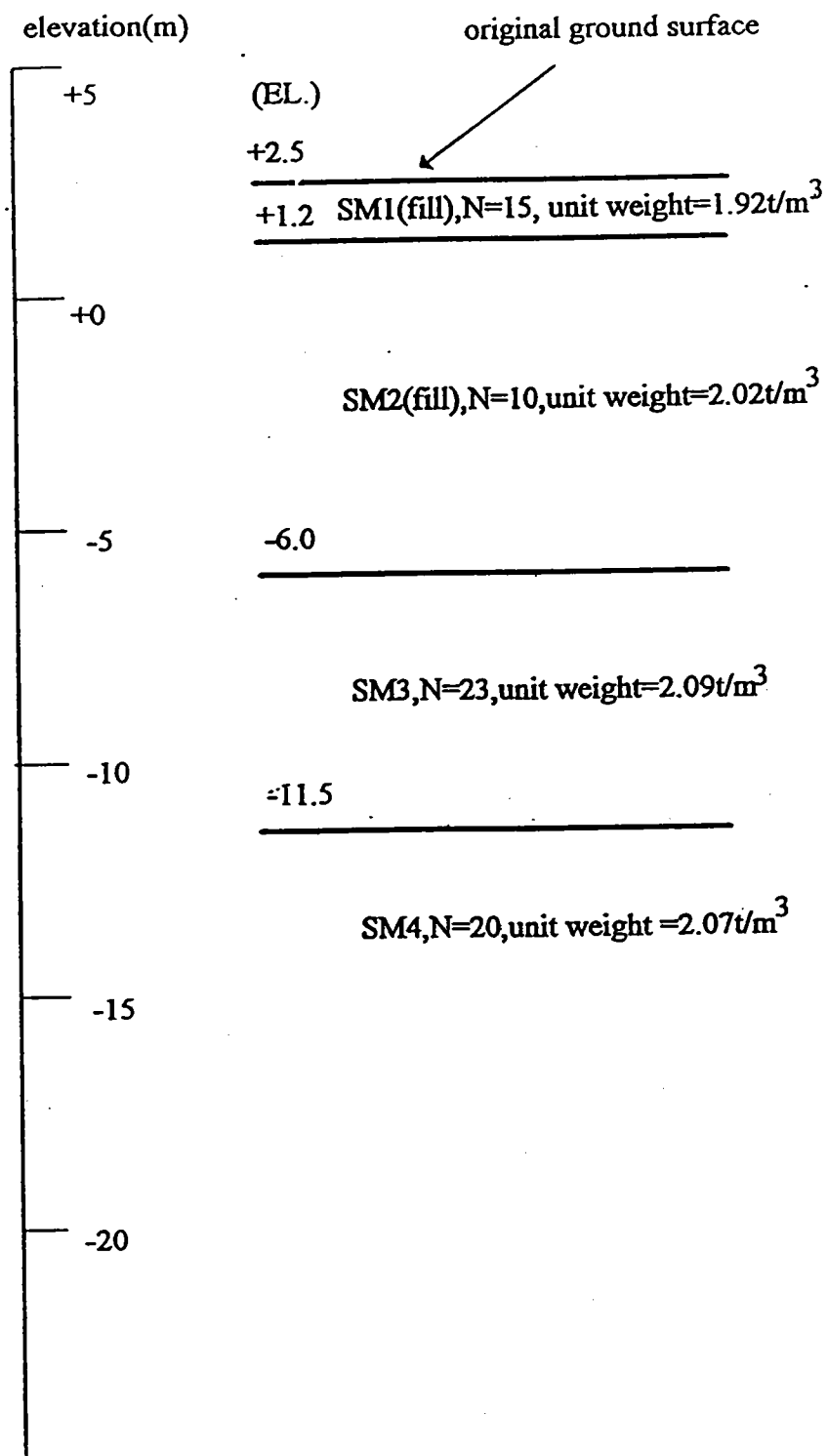


圖 4-7 簡化土層剖面

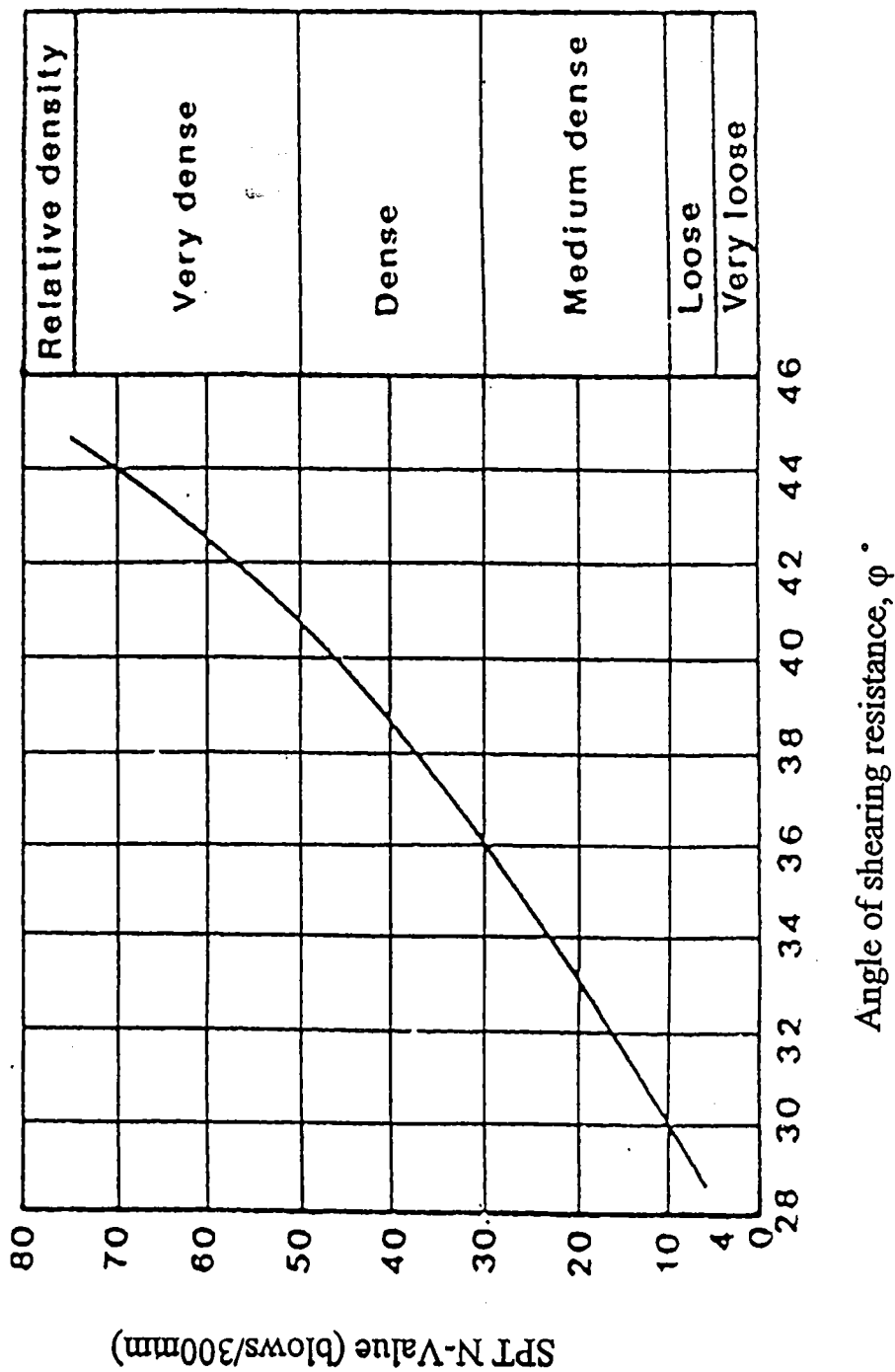


圖 4-8 N 值與內摩擦角的關係(Peck et. al. 1974)

第五章 穩定分析

蘇澳港共有 13 座商用碼頭，另有駁船碼頭、原木起水碼頭、小艇碼頭及漁港碼頭，碼頭之型式分為數種，其中 #4 碼頭為沈箱重力式碼頭，由於此碼頭於民國 75 年 11 月 15 日地震時曾有災害發生，故本章之穩定分析首先即選 #4 碼頭為分析對象，分析其靜態穩定性及動態穩定性。靜態穩定分析中分別檢核其滑動、傾倒與承载力等項目的安全係數；於動態穩定分析中則檢核承受 75 年 11 月 15 日地震時羅東地區所量得加速度記錄，考慮重力式沈箱所受之地震力，計算其滑動、傾倒與承载力等項目的安全係數。

5-1 #4 碼頭分析模型

蘇澳港 #4 碼頭全長為 300m，碼頭斷面採用重力式連結而成，每座沈箱長 25m，寬 10m，沈箱頂部築有鋼筋混凝土冠牆及瀝青混凝土路面，其標準斷面如圖 5-1 所示。地表鋪面高程位於 $E1.+3.00m$ ，由鋪面至沈箱底部的高程差為 14.65m，沈箱底部座落於 0.75m 厚的基礎拋石上，牆背面填有坡度為 1:1 之拋石，拋石後則為新生地級配。

沈箱內填有海砂或級配，根據竣工報告說明得知係由抽砂船自港內抽取海砂直接回填於沈箱內，或當背後新生地填土完成後改由陸上車運級配直接回填於沈箱內。由於重力式沈箱內之海砂或級配係於水中填築，呈疏鬆狀態，假設其飽和單位重為 $1.8/m^3$ 。另假設沈箱的鋼筋混凝土之單位重假設為 $2.4t/m^3$ ，據此可計算得沉箱單位長總重為 275.26t，若海水面的高程假設為 $E1.+0.0m$ ，重力式沉箱的總重扣除浮力可得單位長有效重為 158.76t。

在背填土方面，#4 碼頭沉箱之背填土先為拋石，再為級配，拋石分為 5 ~ 30kg 及 30 ~ 100kg 之塊石，原利用 200m³ 開底式拋石船拋填，待施工便道修築完成後，改由陸運卡車拋填。此種背填土之剖面較複雜，且無土壤性質資料可資參考，不易分析，為簡化計，在本研究分析時，假設背填土之土壤層次與原有地盤相同，即本報告 4-2 節所示之簡化土剖面；此項假設屬保守之假設。

另重力式沈箱與土壤之間的摩擦角假設可達土壤抗剪摩擦角的 2/3 倍，即 $\delta=2/3\phi$ ；沈箱底部所座落的基礎拋石抗剪摩擦角假設為

35°。綜上所述，#4 碼頭之分析模型可簡化如圖 5-2 所示。

5-2 靜態穩定分析

土壓力計算時假設土壤與牆背之間的摩擦角 $\delta=0^\circ$ ，高估土壓力的效應。另外，沈箱底與底部材料之間的摩擦角假設可達底部材料抗剪摩擦角的 2/3 倍。有效土壓力合力為 46.23t/m，作用於距底部 5.46 公尺處（如圖 5-3）；有效自重為 158.76t/m，自由體圖如圖 5-4 所示。

在防止滑動的安全係數分析方面，滑動面有兩種可能，其一為拋石與沈箱底部，另一則為拋石與土壤；若沿第一個滑動面，安全係數達 1.48；若沿第二個滑動面，安全係數為 1.42。在防止傾倒的安全係數分析方面，安全係數達 3.15。在沈箱底部土壤的承載能力安全係數分析方面，第三層粉質砂土的抗剪摩擦角 35°，承載力因子採 Meyerhof 的建議，並保守採深度及偏心修正因數皆為 1.0，安全係數可達 21.7。

5-3 動態穩定分析

#4 碼頭曾於民國 75 年 11 月 15 日的地震時發生外傾現象，地表產生裂縫，為了進行初步的外傾位移現象探討，首先針對該次地震記錄作穩定分析，考慮背填土與重力式沈箱承受水平及垂直地震力作用下的滑動、傾倒與承载力等項目之安全係數。

根據 75 年 11 月 15 日地震時，羅東地區所量得之水平最大地表加速度約為 0.20g，假設垂直最大地表加速度約為水平最大地表加速度之 2/3 倍，即 0.13g；於穩定分析時水平與垂直地震係數分別取為最大地表加速度之二分之一，即水平地震係數為 0.10，垂直地震係數為 0.07。

對於動態主動土壓力的計算上，目前常用的方法有兩種，概述如下：

1. Mononobe-Okabe 法—動態主動土壓力的合力大小為 $\frac{1}{2}\bar{\gamma}H^2(1-k_v)K_{AE}$ ，合

力作用位置依實際量測結果建議為牆高中央處。
此種計算法純為土壤顆粒的效應，動態水壓則另依照 Westergaard 理論計算。

2. 日本港灣碼頭設計法—參照日本港灣碼頭設計法(1988)，動態主動土壓力的分佈為 $\{(w+\bar{\gamma}h)(1-k_v)K_{AE}\}$ ，合力大小乃為分佈圖的面積，合力作用位置則為分佈圖面積的形心處。此種計算法已有考慮水的動態效應，另外在水面下的部份則須修正水平地震係數為

$$k'_h = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} k_h。$$

上述中, $\bar{\gamma}$ 為有效土壤單位重 (t/m^3)

H 為牆高度(m)

h 為牆的各高度位置(m)

w 為地表均佈載重造成應力 (t/m^2)

K_{AE} 為動態主動土壓力係數

k_v 為垂直地震係數

k_h 為水平地震係數

下述動態穩定分析將依兩種計算法考慮重力式沈箱牆背的動態土壓力含水的動態效應；（其中使用 Mononobe-Okabe 法，牆背填土依照厚度加權平均法求得平均抗剪摩擦角 $\phi=31.7^\circ$ ），又兩種方法分析時均考慮牆背摩擦角 $\phi=0^\circ$ 、 $\phi=15^\circ$ 兩種情形，計算所得土壓力分佈及合力大小與作用位置詳圖 5-5 至圖 5-8，Westergaard 理論計算動態水壓效應詳圖 5-9。茲將牆背土壓力的作用列於下表：

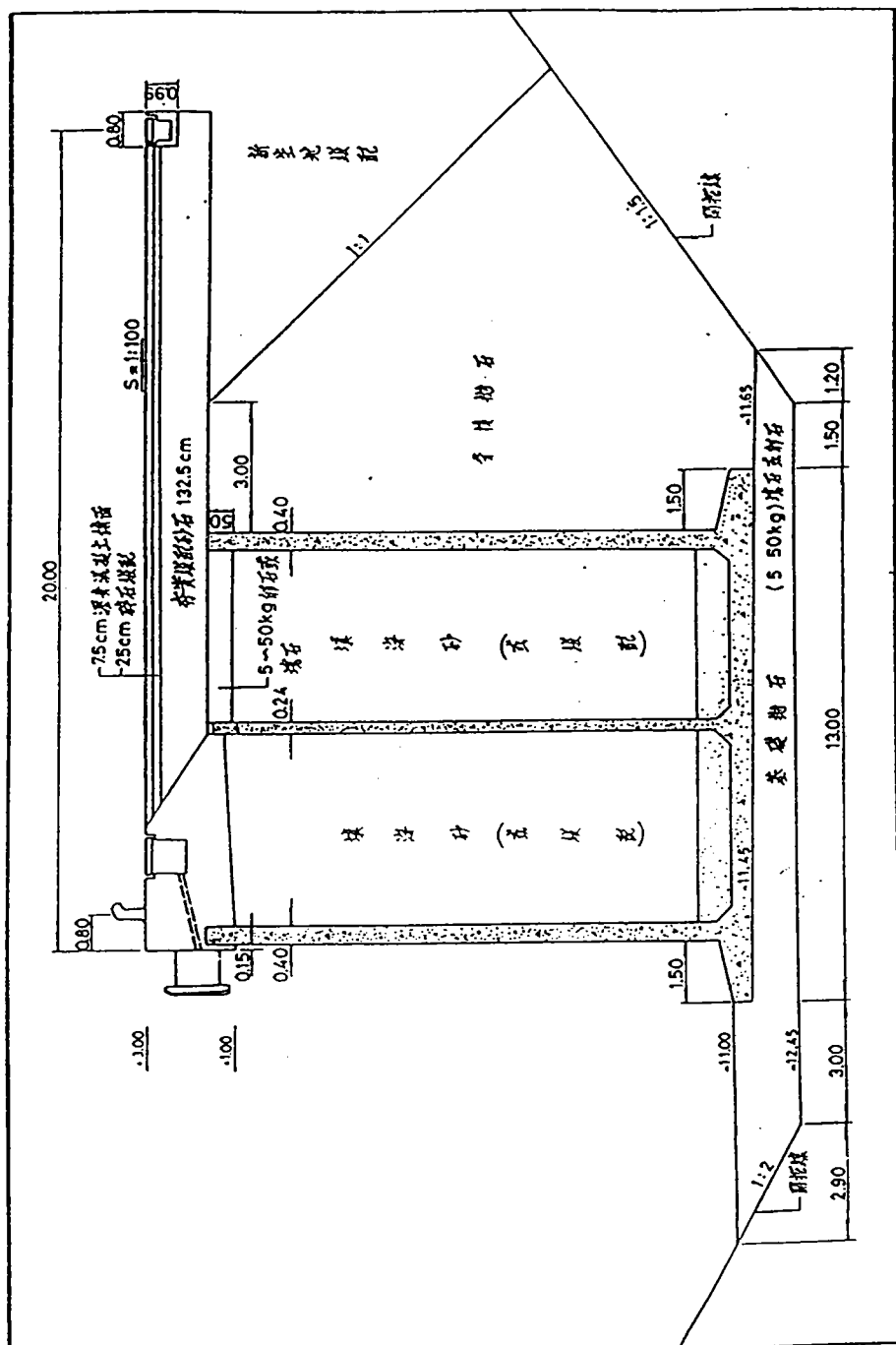
計算法	水平合力 t/m	垂直合力 t/m	傾倒力矩 t-m/m
日本港灣碼頭設計法， $\delta=15^\circ$	56.36	15.10	153.91
日本港灣碼頭設計法， δ $=0^\circ$	60.42	00.00	325.99
Mononobe-Okabe 法， $\delta=15^\circ$	42.30	9.07	219.91
Mononobe-Okabe 法， $\delta=0^\circ$	51.10	00.00	338.44

重力式沈箱因質量造成的水平地震力為 15.9t/m，垂直地震力為 141.7t/m，提供防傾力矩 622t-m/m。按照前述結果，計算抗滑安全係數及防傾倒安全係數，自由體圖詳圖 5-10 至 5-13, 結果列於下表：

計算法	抗滑安全係數	防傾倒安全係數
日本港灣碼頭設計法， $\delta=15^\circ$	0.94	2.11
日本港灣碼頭設計法， $\delta=0^\circ$	0.81	1.67
Mononobe-Okabe 法， $\delta=15^\circ$	1.12	1.94
Mononobe-Okabe 法， $\delta=0^\circ$	0.92	1.62

有關承載力的安全係數計算，依 Meyerhof 建議的承載力因數，查得當 $\phi=35^\circ$ 時 $N_q = 29.4$ ， $N_\gamma = 31.2$ ，另為保守計，取深度與偏心修正因數均為 1.0；茲將計算結果列於下表：

計算法	承載力安全係數
日本港灣碼頭設計法, $\delta=15^\circ$	16.4
日本港灣碼頭設計法, $\delta=0^\circ$	14.6
Mononobe-Okabe 法, $\delta=15^\circ$	18.4
Mononobe-Okabe 法, $\delta=0^\circ$	15.9



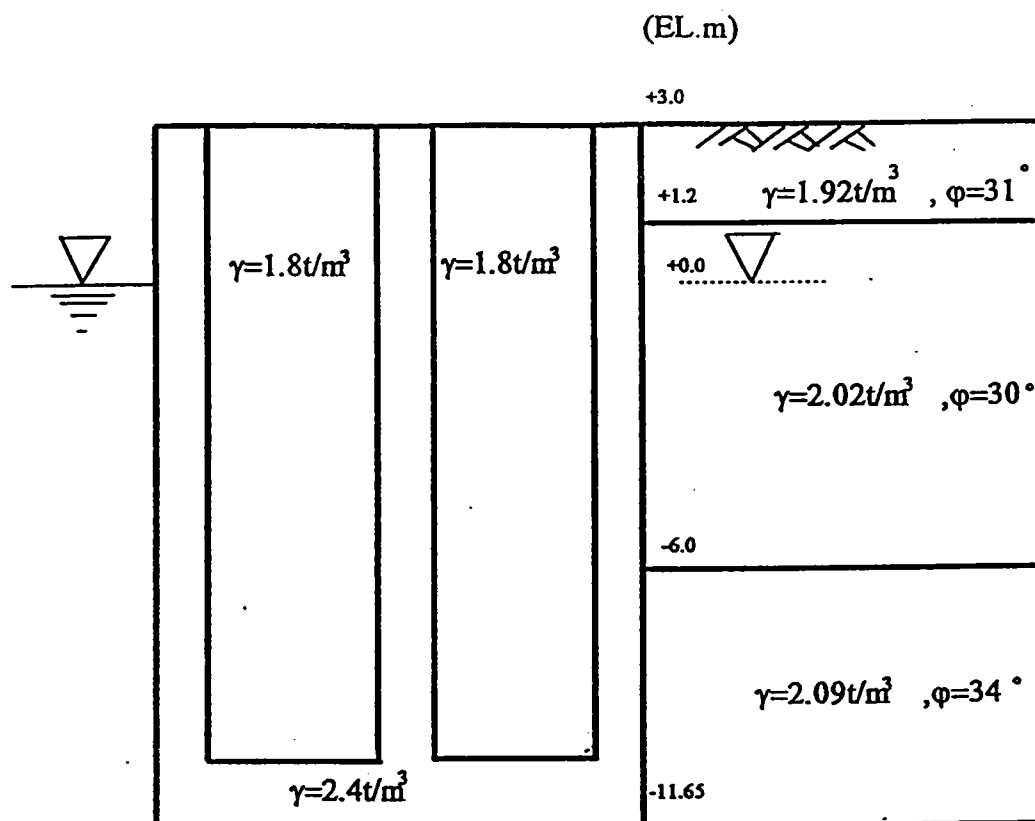


圖 5-2 #4 碼頭分析模型

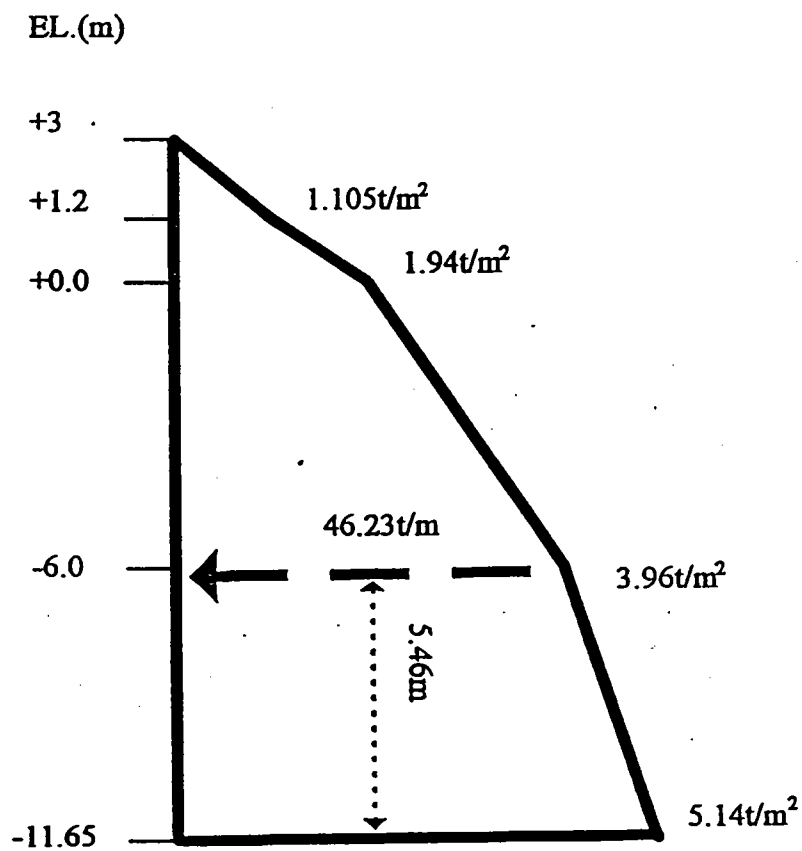


圖 5-3 靜態主動土壓力分佈圖($\delta=0^\circ$)

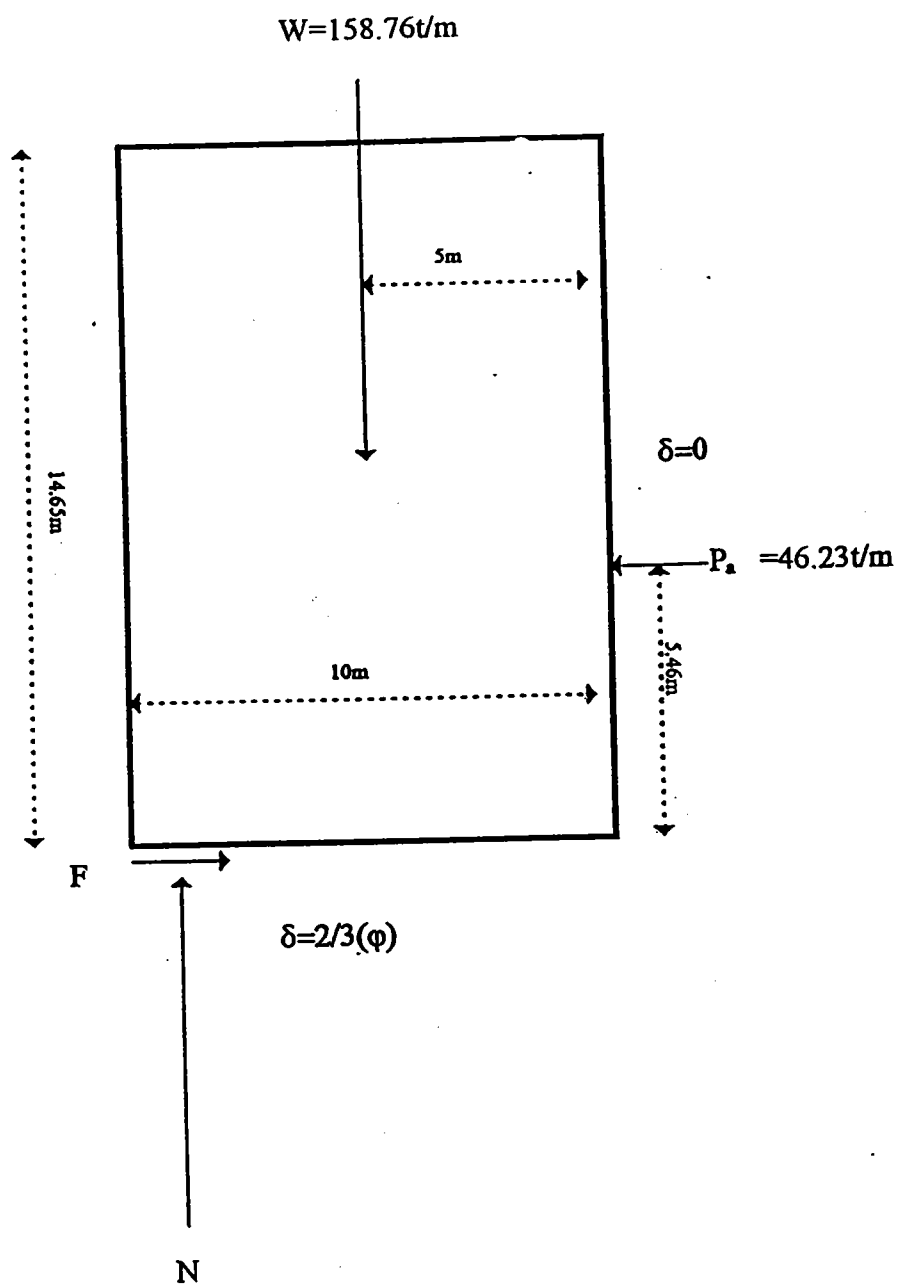


圖 5-4 靜態穩定分析自由體圖

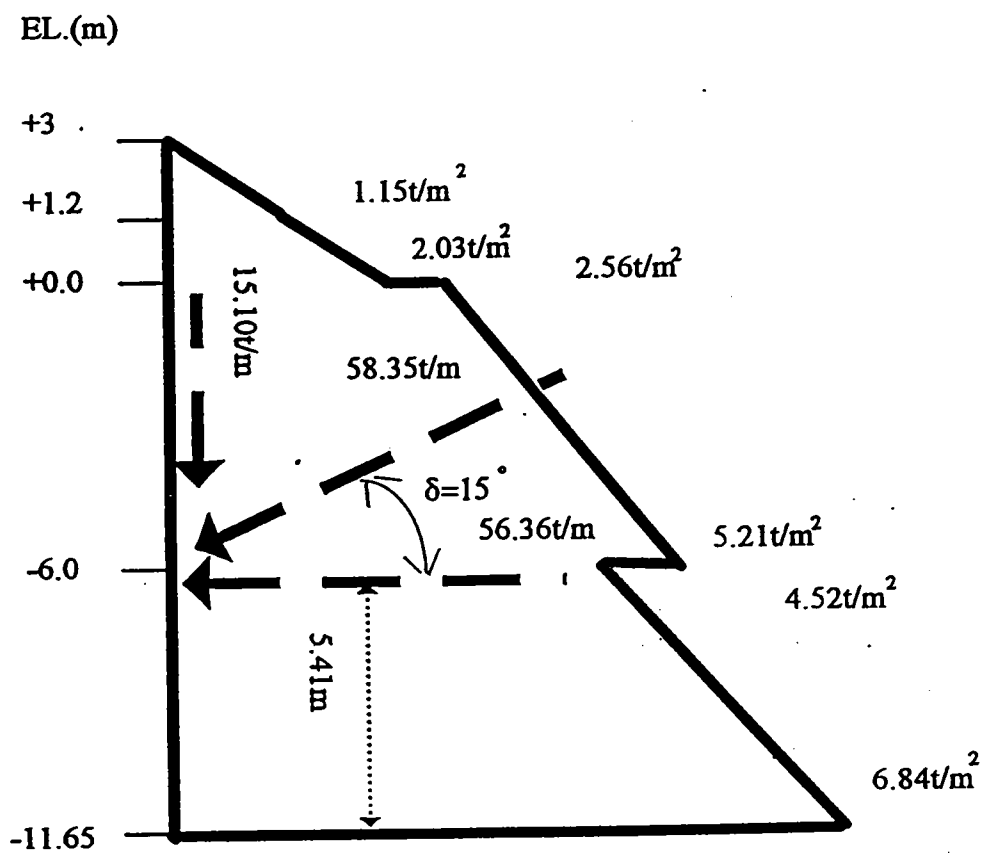


圖 5-5 動態土壓分佈圖(按照日本港灣碼頭設計法 1988, $\delta=15^\circ$)

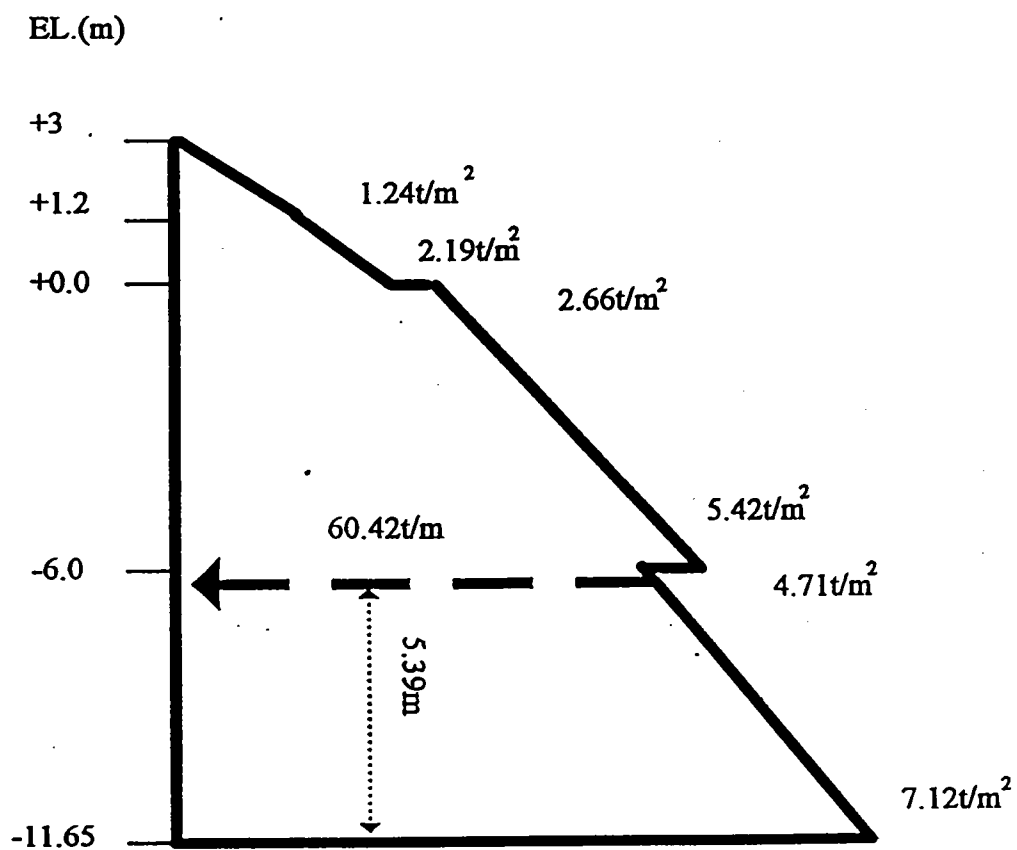


圖 5-6 動態土壓分佈圖(按照日本港灣碼頭設計法 1988, $\delta=0^\circ$)

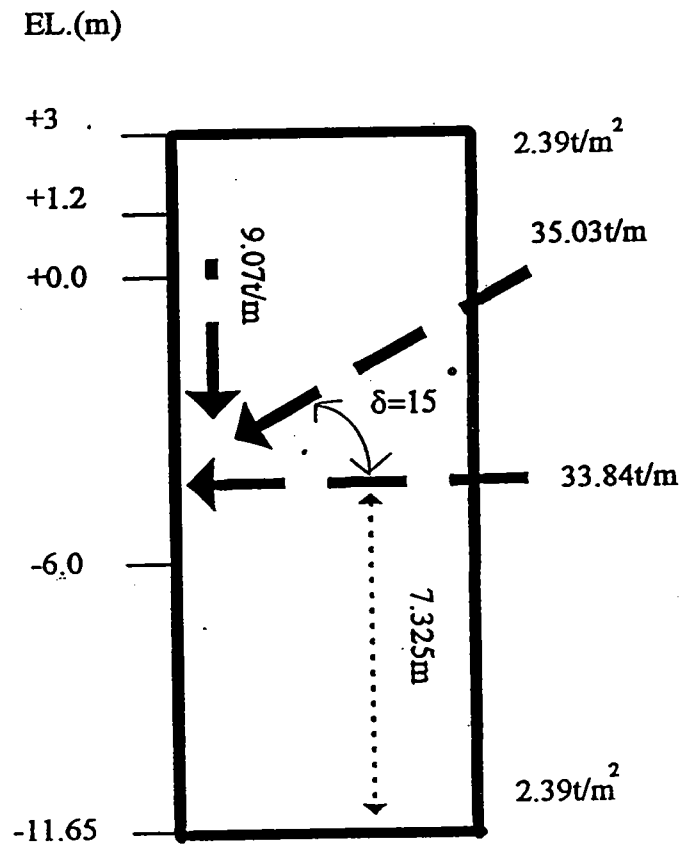


圖 5-7 動態土壓分佈圖(按照 Mononobe-Okabe 法, $\delta=15^\circ$)

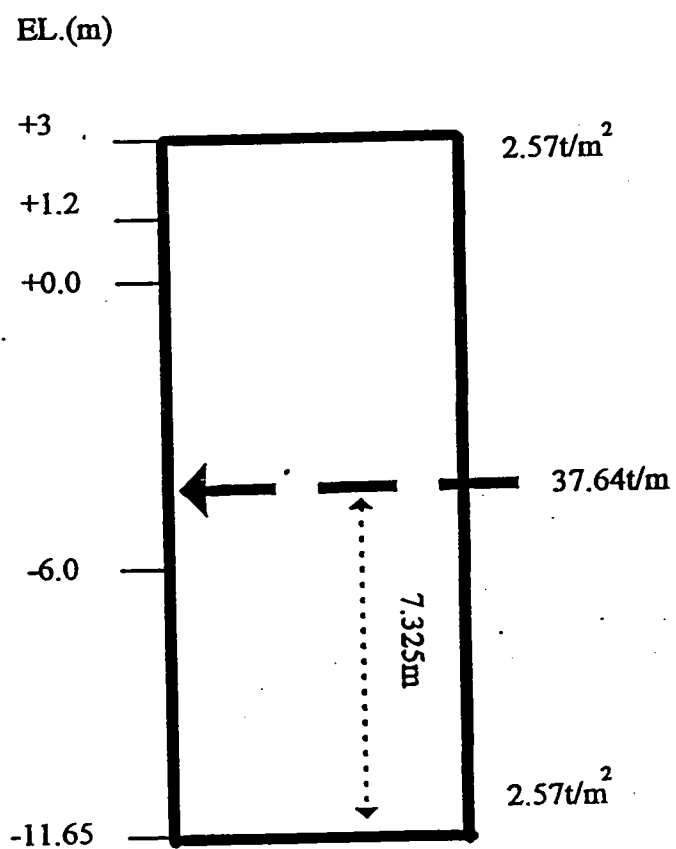
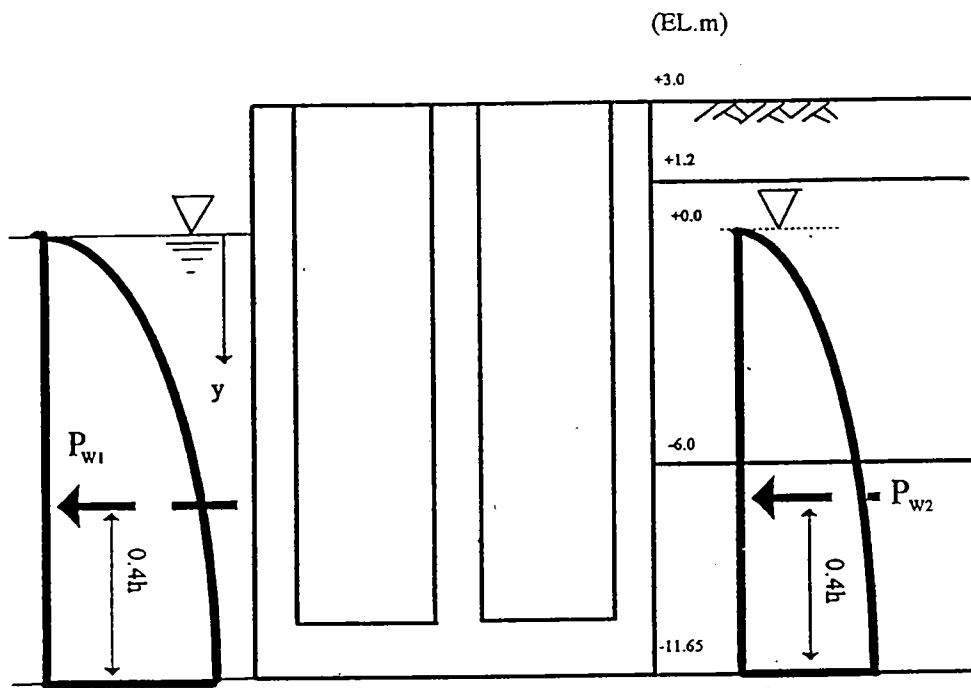


圖 5-8 動態土壓分佈圖(按照 Mononobe-Okabe 法, $\delta=0^\circ$)



$$P_1(y) = \frac{7}{8} K_h \gamma_w h^{1/2} y^{1/2}$$

$$P_2(y) = 0.7 P_1(y)$$

$$P_{w1} = \int_0^h P_1(y) dy = 7.92 \text{ (t/m)}$$

$$P_{w2} = 5.54 \text{ (t/m)}$$

$$P_w = P_{w1} + P_{w2} = 13.46 \text{ (t/m)}$$

圖 5-9 Westergaard 理論(1933)之動態水壓效應

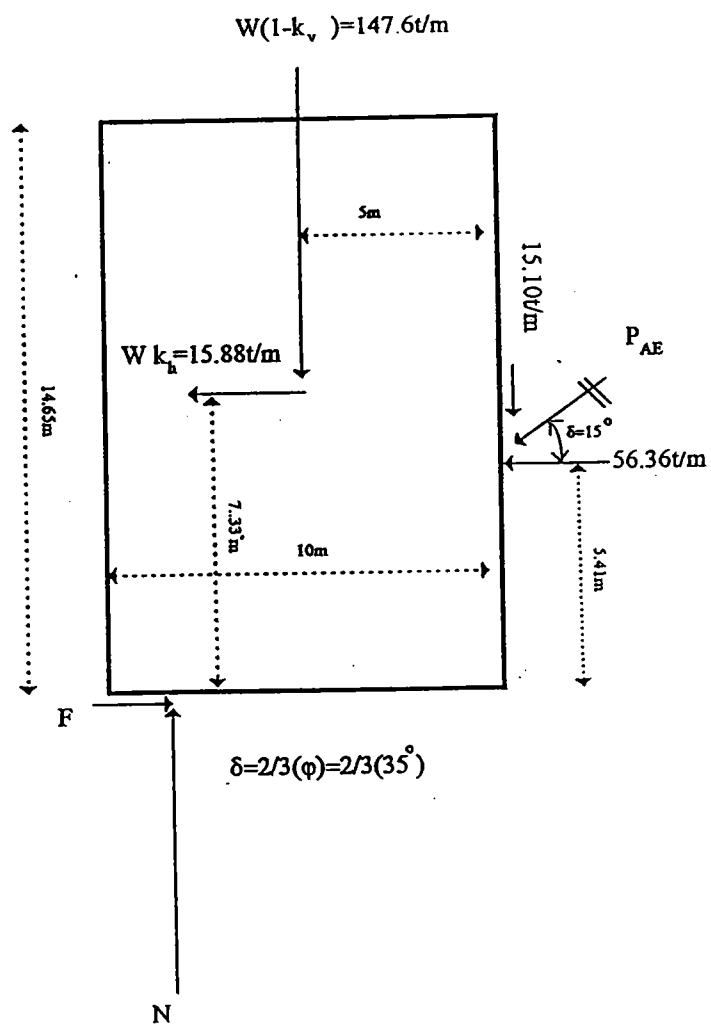


圖 5-10 動態穩定分析自由體圖(土壓力按照日本港灣碼頭設計法 1988, $\delta = 15^\circ$)

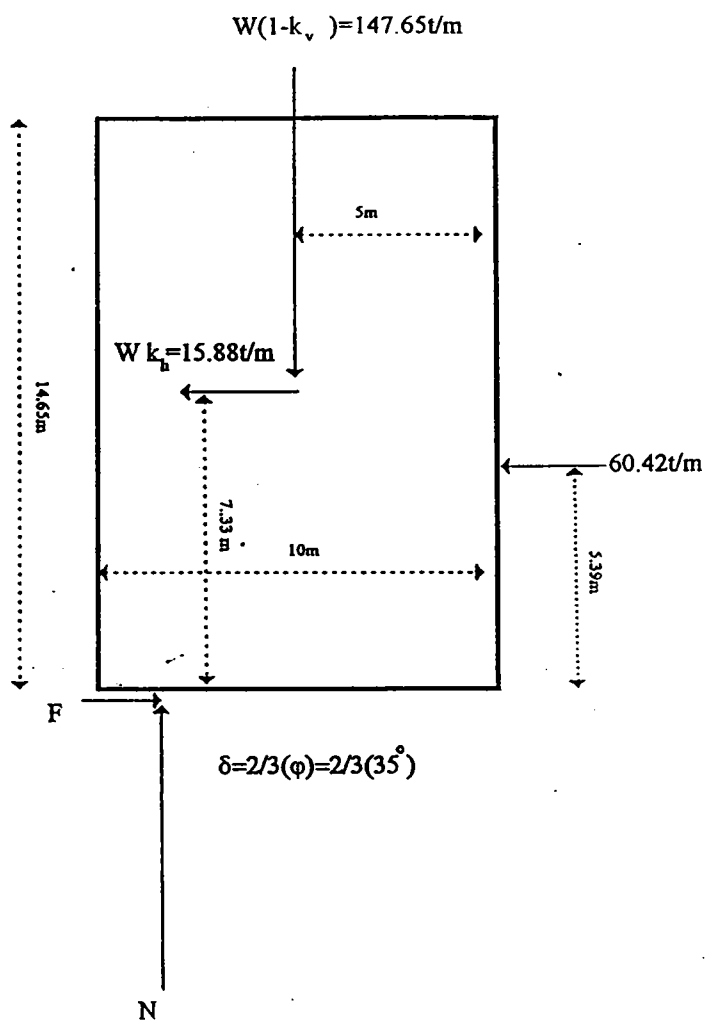


圖 5-11 動態穩定分析自由體圖(土壓力按照日本港灣碼頭設計法 1988, $\delta=0^\circ$)

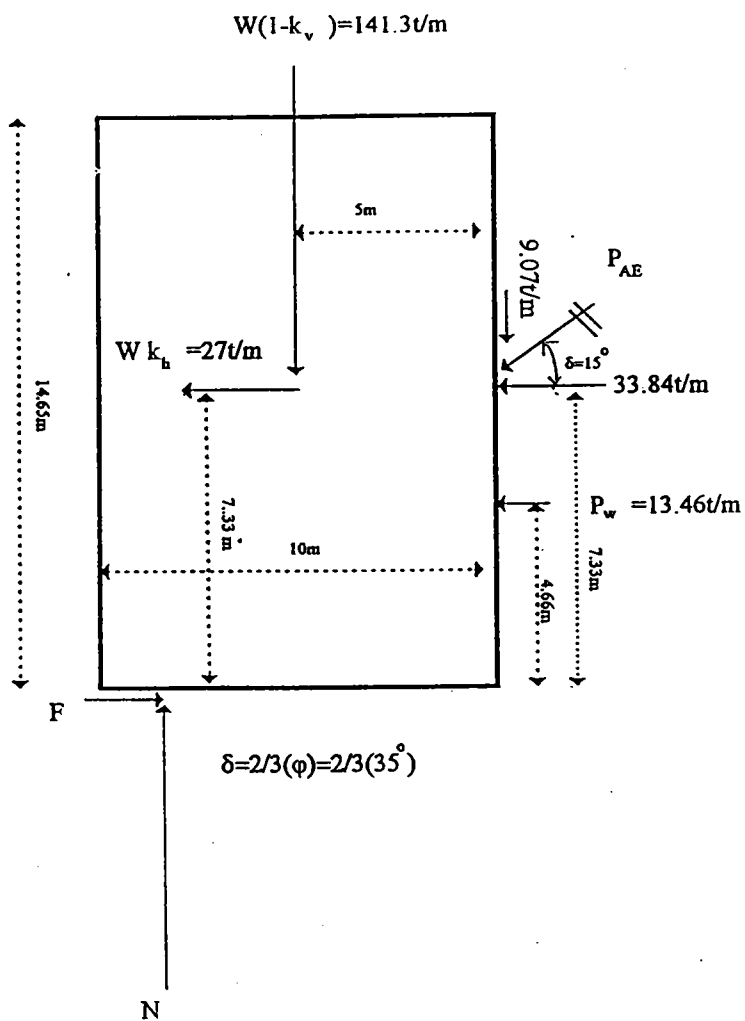


圖 5-12 動態穩定分析自由體圖(土壓力按照 Mononobe-Okabe 法, $\delta = 15^\circ$)

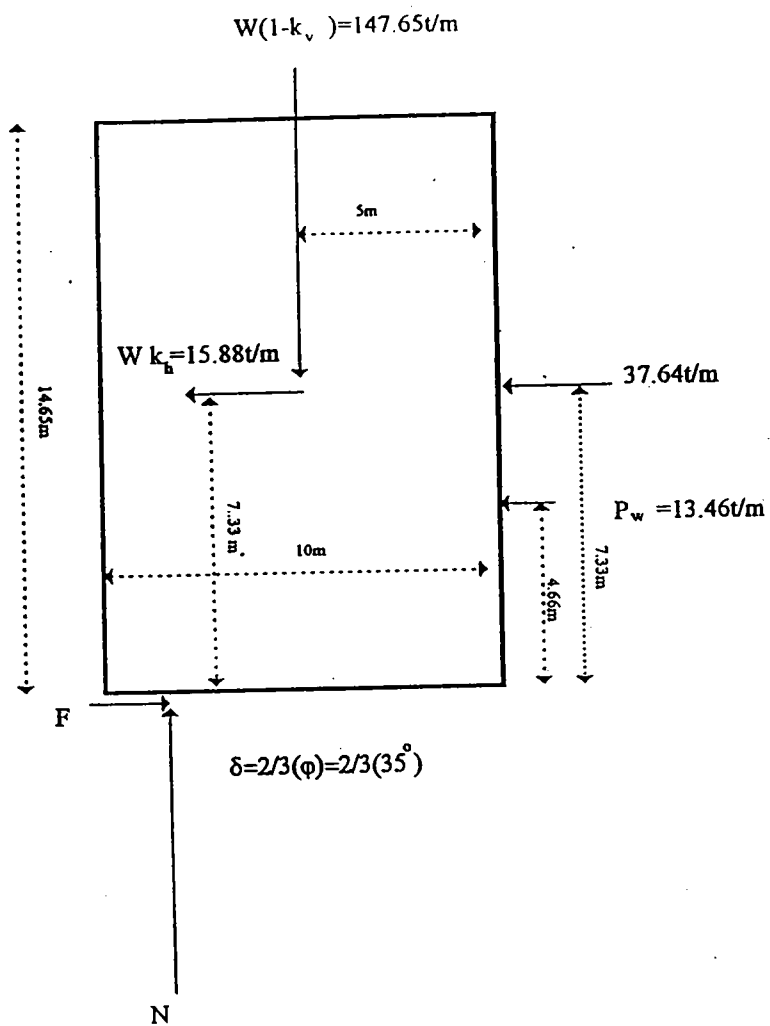


圖 5-13 動態穩定分析自由體圖(土壓力按照 Mononobe-Okabe 法, $\delta=0$)

第六章 地震引致之沉箱位移

根據本報告第五章的井 4 碼頭重力式沉箱穩定分析，在靜態時沉箱的穩定性安全無慮；然而地震發生時，兩種常用的擬靜分析法($k_h = 0.1$ ， $k_v = 0.07$)都顯示該沉箱防止滑動方面的穩定性安全係數偏低，值得繼續檢討。本章主要目的即是針對重力式沉箱於地震作用時可能發生的滑移現象進行探討，藉以檢驗井 4 碼頭沉箱於民國 75 年 11 月 15 日地震時發生的滑移量。

本章首先介紹 Newmark (1965) 與 Richards & Elms (1979) 等學者提出之地震引致擋土牆滑移量計算方法進行回顧，並討論 Westergaard (1933) 提出的地震時動態水壓力效應之計算方法；繼則建立本研究擬採用之分析模式，最後則以民國 75 年 11 月 15 日的地震加速度歷時記錄進行井 4 碼頭重力式沉箱之地震滑移量計算。

6-1 地震引致擋土牆或邊坡滑移量之計算方法

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。對此，Newmark (1965) 曾以剛塑性(rigid-plastic)模式考慮滑動面受剪的行為，據此估計土壩的土體或岩體中滑動塊體(sliding block)之滑移量，如圖 6-1 所示，將評估滑動量之物體視為剛體，其自重為 W ，當其承受之水平加速度為 $A g$ 時(g 為重力加速度)，則剛體底面與基面之間保持不滑動所需之剪力阻抗為 AW ，如果兩介面之間所能發揮之最大抵抗剪力量 NW (小於 AW)，剛體將發生滑移現象。

在滑動未發生前，剛體與地表的運動完全相同，假設剛體與基面間之最大抵抗剪力為 NW ，則當地表水平加速度 $A g$ 超過 $N g$ 時，依據剛塑性模式，滑動面抗剪力量為定值 NW ，此外，抵抗剪力之方向持續直至地震引致地表速度方向改變。至於滑動期間的結束則是當剛體速度與地表速度相同時，剛體與地表又以完全相同之方式一起運動。

Richards & Elms (1979) 根據 Newmark (1965) 滑動塊體的觀念，分析重力式擋土牆受地震作用所產生之位移量，將重力式擋土牆視為剛體，牆重為 W ，假設牆底與地表之間的滑動行為亦符合剛塑性模式；若背填土壤位於地下水位之上，其抗剪摩擦角為 ϕ ，而牆底滑動面抗剪摩擦角為 ϕ_b ；則有兩種極限狀態，敘述如下(若垂直地表加速度 $K_v g$ 為零)

- (1) 當地表加速度朝背填土側，且其數值達 $(\tan\phi)g$ 時，主動土楔之範圍延展至無限遠。
- (2) 當地表加速度朝向背填土側，且其數值達 $(\tan\phi_b)g$ 時，保持不滑動所需的重力式擋土牆重 W 為無限大。

此外，對於重力式擋土牆於地震期間之滑移量分析，可用圖 6-2 來說明，當地表加速度朝向背填土側且數值達到某臨界值 $K_h g$ ($K_h < \tan\phi$ ， $K_h < \tan\phi_b$) 時，牆底滑動面抵抗剪力達 $W \tan\phi_b$ ，滑動發生；滑動期間行為與滑動之停止同 Newmark (1965)；至於滑移量之估計，依照滑動期間擋土牆與地表之相對速度計算，滑移量即為相對速度引致的相對位移。

6-2 地震期間動態水壓之探討

重力式沉箱於地震期間承受的力量除了自重的慣性力與背填土之動態土壓力之外，尚有動態水壓力效應。對於動態水壓力問題，Westergaard(1933)曾考慮垂直之水壩上游面，水平地表面，水面無限延伸

的平面問題，如圖 6-3 所示，假設水不具黏滯性，壩體固定於基面，基面以震幅 $K_h g$ 之簡諧(simple harmonic)方式運動時，壩面承受之水壓力問題。Westergaard 使用一維波動方程式與適當的邊界條件求解得動態水壓(hydrodynamic pressure)效應之分佈與合力，就合力而言，作用點位於地表面起算 $0.4H_w$ 之高度上，合力亦以簡諧方式隨時而變，合力震幅量為 $P_w = 0.543\gamma_w H_w^2 K_h$ ；但是就相位(phase)而言，動態水壓力總是與壩體運動之速度方向相反，其中 H_w 及 γ_w 分別為水深及水單位重。

若引用 Westergaard(1933)的理論解，動態水壓之計算有下列特性：

(1) Westergaard(1933)的理論解在目前的分析例應解釋為重力式沉箱作簡諧運動時引致之水側動態水壓力。

(2) 重力式沉箱的運動歷時於分析前為未知。

基於上述特性，動態水壓力反應歷時無法直接由地表加速度歷時求出，此問題有待進一步探討；本章對於動態水壓力之估算則簡化成為視質量(apparent mass)的觀念，於水側單位長沉箱的視質量為 $0.543\gamma_w H_w^2$ ，其慣性力大小與方向完全與自重之慣性力相同。

有關於陸側方面動態水壓力的估算，回顧第五章中所謂 Mononobe-Okabe 法所使用的方法即是以視質量觀念，再依照 Matsuo & O'Hara (1960) 的建議採水側效應的 70 % 計算。有關於陸側動水壓力的合理估算，根據 Anzo(1936)與 Ishibashi et. al. (1985)的研究，土壤中的受制水(restricted water)因電化(electro-chemical)作用而與土壤顆粒一起運動，此部份之效應可依日本港灣碼頭設計法之修正地震係數角 θ 考慮，如圖 6-4；同時土壤中的自由水(free water)可於孔隙間流動，引致 Westergaard(1933)形式之動態水壓力效應；至於受制水所佔孔隙體積比例 m (m 介於 0.0 與 1.0 之間)，如圖 6-4 所示，則依 Anzo(1936)提出的建議，經 Ishibashi et. al. (1994)實驗印證得

$$m = 0.5 + 0.53 \tanh\left(\log \frac{\omega \cdot n \cdot \gamma_w \cdot H_w^2}{7 \cdot E_w \cdot k}\right)$$

可得到與實驗量測值相符的結果，如圖 6-5；至於修正地震係數角 θ 則可表示為

$$\tan\theta = \frac{G_s + m \cdot e}{G_s - 1} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

其中 ω 為簡諧震動頻率、 n 為土壤孔隙率、 E_w 為水之體積壓縮係數、 k 為水之滲透係數、 G_s 為土壤顆粒之比重、 e 為土壤之孔隙比。

6-3 滑移量分析模式

為探討民國 75 年 11 月 15 日地震造成的災害，依照第五章分析結果，顯示防止滑動的安全性堪慮；為瞭解地震期間重力式沉箱的滑移行為，本節依據 6-1 與 6-2 兩節的前人研究，建立重力式沉箱滑移量分析模式如圖 6-6，敘述如下：

- (1) 視重力式沉箱為剛體，單位長自重 $W = 275.26t$ ，單位長有效重 $W_b = 158.76t$ 。
- (2) 重力式沉箱底部與座落之基礎拋石之間的滑動面受剪行為依照剛塑性模式模擬；假設滑動面摩擦角 δ 可達基礎拋石摩擦角 ϕ 的 $2/3$ 倍，即 $\delta = 2/3\phi$ ；則滑動面抵抗剪力達 $W \tan\delta$ 時發生滑動。分析例的 ϕ 值同前假設為 35° 。
- (3) 動態水壓力以視質量觀念計算，包括陸側與水側之總效應，每單位長沉箱共附有 $0.543(2-m)\gamma_w H_w^2$ 的視質量，其中各符號意義同前各節。

(4)動態土壓力(含受制水質量)的計算則依修正地震係數角 θ 考慮之。當垂直向地表加速度 K_v g 為零，

$$K_h' = \frac{G_s + m \cdot e}{G_s - 1} K_h$$

其中各符號意義同前各節，今取 $m = 0.4$ 、 $G_s = 2.65$ 、 $e = 0.65$ ，則 $K_h' = 1.76K_h$ 。另外，背填土壤單位重同第五章，則動態土壓力合力 $P_{AE}(t)$ (以 ton 為單位) 可表示為(如圖 6-7)

$$P_{AE}(t) = (3.24)(K_{AE})_1 + (5.76)(K_{AE})_2 + (54.00)(K_{AE})_3 + (83.76)(K_{AE})_4$$

$$\text{其中 } (K_{AE})_i = \frac{\cos^2(\varphi_i - \theta_i)}{\cos\theta_i \cdot \cos(\delta + \theta_i) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \theta_i)}{\cos(\delta + \theta_i)}} \right]^2}$$

($\delta = 15^\circ$ 為土壤與沉箱之摩擦角，背填土為水平，沉箱背面為垂直)

下標 $i = 1, 2, 3, 4$ 分別表示地表至地面下之四層背填土，

$$\tan\theta_i = K_h, \quad \text{當 } i = 1, 2$$

$$\tan\theta_i = 1.76 K_h, \quad \text{當 } i = 3, 4$$

背填土之抗剪摩擦角同前假設，

$$\varphi_1 = 31^\circ, \varphi_2 = 30^\circ, \varphi_3 = 30^\circ, \varphi_4 = 34^\circ$$

$(K_{AE})_i$ 表達式中，當加速度朝背填土側時 K_h 為正，反之則 K_h 為負。

6-4 分析結果

根據 6-3 節所建立之滑移量分析模式，本節使用民國 75 年 11 月 15 日的地震加速度歷時記錄進行井 4 碼頭重力式沉箱的滑移行為探討。分析時採用兩種方法考慮沉箱滑動期間的行為。敘述如下：

方法壹：參照 Richards & Elms 的假設，滑動期間沉箱以等加速度方式運動；也就是說沉箱從滑動發生後即以觸發滑動時之加速度值進行等加速度運動，沉箱速度以該等加速度值的斜率線性增加，滑動持續至沉箱與地表的相對速度為零時方停止。如圖 6-8 所示即為此方法壹分析時所得地表與沉箱的運動，由分析結果得累積滑移量達 52 公分。在加速度反應方面(如圖 6-8(a))，唯有地表速度朝向背填土側(正向)且加速度朝正向約達 0.092m/sec^2 時方引發滑動；其他時刻，沉箱與地表加速度一致。在速度反應方面(如圖 6-8(b))，於 10 秒之後有明顯的滑動發生。此外，在位移反應方面(如圖 6-8(c))於 20 秒之後即有明顯的累積滑移量。有關於方法壹分析得滑動詳細資料請參閱表 6-1。

方法貳：沉箱滑動期間的運動依照滑動面極限抵抗剪力與動態主動土壓力之合力而決定；當地表速度朝向背填土側時，若滑動面引發極限抵抗剪力驅動沉箱運動之加速度落後地表加速度，則滑動發生，而滑動期間之沉箱加速度則依照滑動面極限抵抗剪力與動態主動土壓力之合力計算，滑動持續直至沉箱與地表之相對速度為零時方停止。如圖 6-9 所示即為方法貳分析而得之地表與沉箱的運動，由分析結果得累積滑移量達 54 公分。方法貳分析結果與方法壹相當類似，在此不再贅述。關於方法貳分析得滑動詳細資料請參閱表 6-2。

比較表 6-1 與表 6-2(分別為分析方法壹、貳的結果)可知兩分析法的滑

動行為有一致性,敘述如下:

- (1)總滑動量分別為 52 公分與 54 公分。
- (2)產生最大滑動量的滑動時間皆在 21.95 秒左右,滑動延時約為 0.93 秒,滑移量皆約達 10 公分。
- (3)滑移延時最久者發生時刻皆為 18.8 秒左右,滑移量也同時達 6 公分。
- (4)所有滑動量超過 1 公分者之滑動觸發時刻都很接近。

產生滑移量的原因是滑動面提供極限抵抗力時仍然無法使沉箱之速度趕上地表速度,為了解這樣的現象,茲將兩種分析方法所得結果示於圖 6-10。圖 6-10(a)、(b)為方法壹、貳分析所得地表對沉箱之相對速度分析結果,而圖 6-10(c)則為累積滑移量之分析結果。

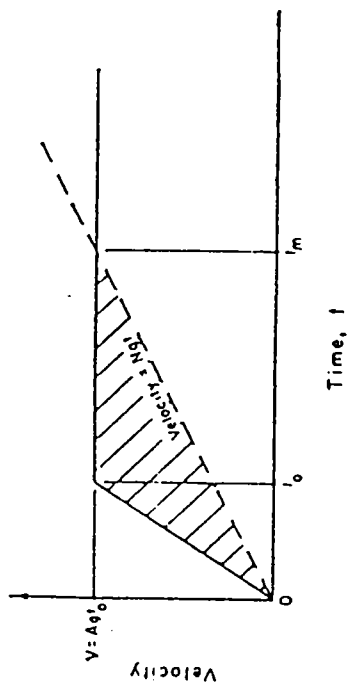
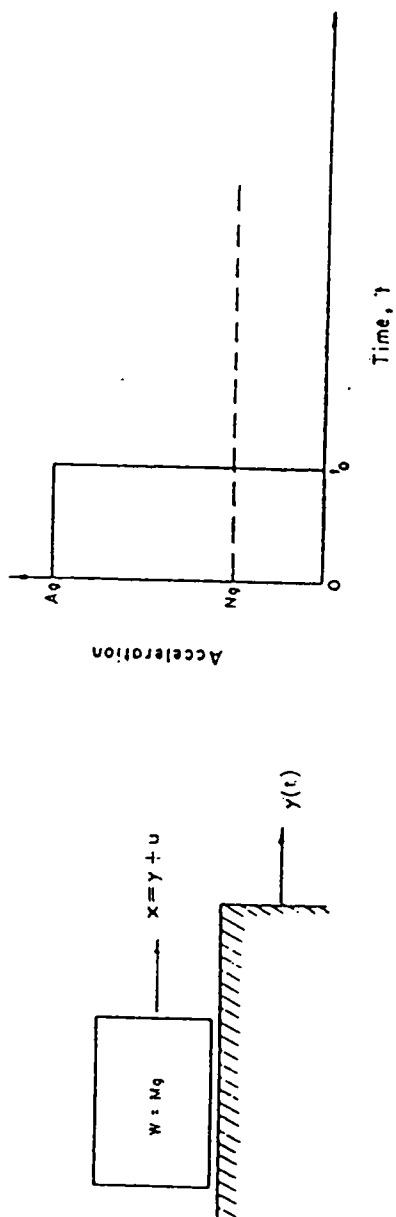


圖 6-1 Newmark(1965)剛塑性滑動行為示意圖

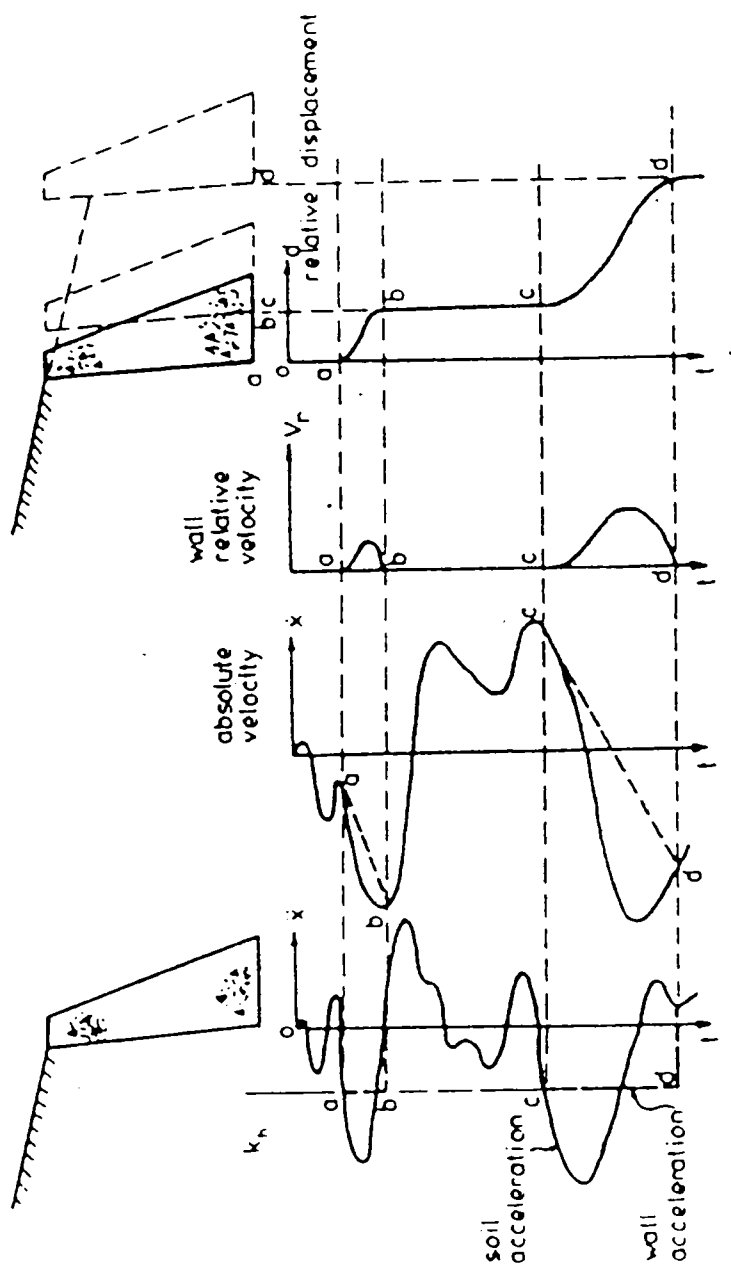


圖 6-2 Richards & Elms (1979)擋土牆滑移量計算示意圖

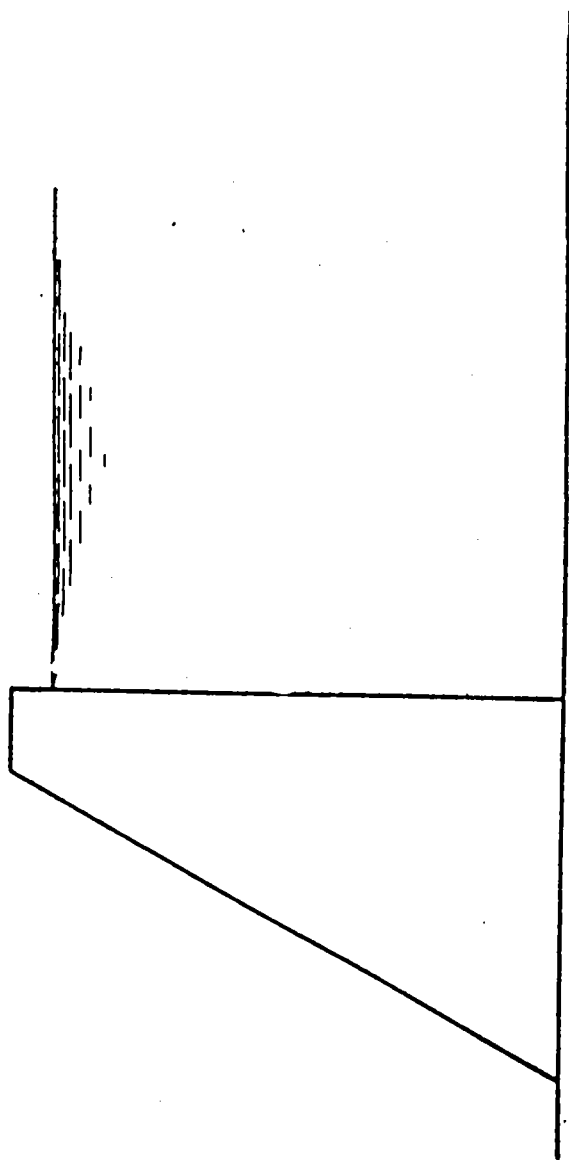
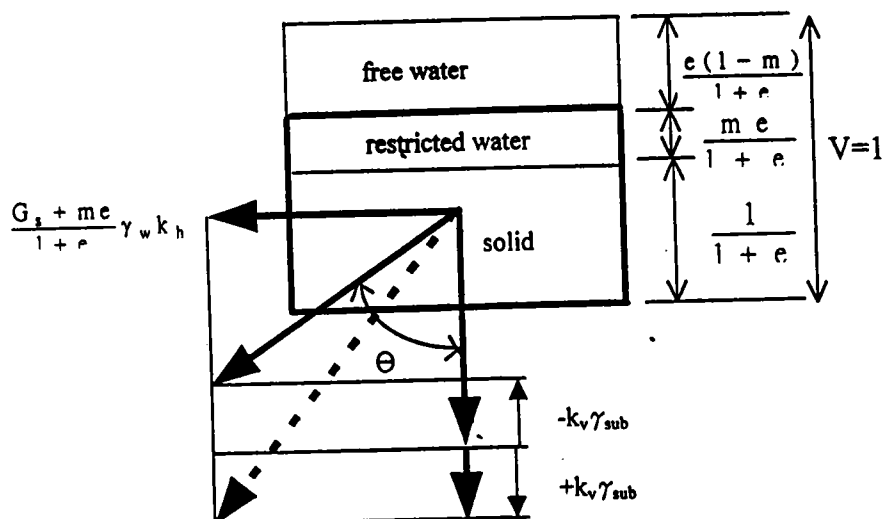


圖 6-3 Westergaard(1933)理論解之問題示意圖



$$\tan \theta = \frac{\frac{G_s + me}{1+e} \gamma_w k_h}{\gamma_{sub} (1 \pm k_v)} = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \frac{\frac{G_s + me}{1+e} \gamma_w}{\frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w} = \frac{G_s + me}{G_s - 1} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

圖 6-4 Ishibashi et. al. (1985)之受制水體積比 m 值與修正地震係數角 θ 示意圖

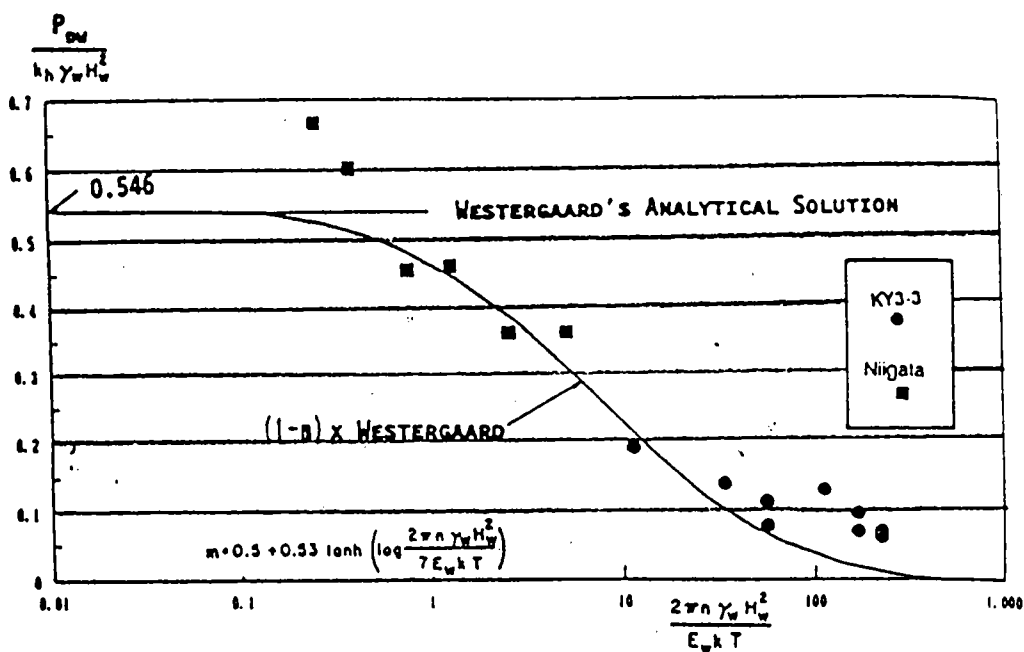


圖 6-5 Ishibashi et. al. (1994)之實驗結果與 Anzo(1936)
建議 m 值之簡諧震動激發 Westergaard 型式動態
水壓力的結果比較

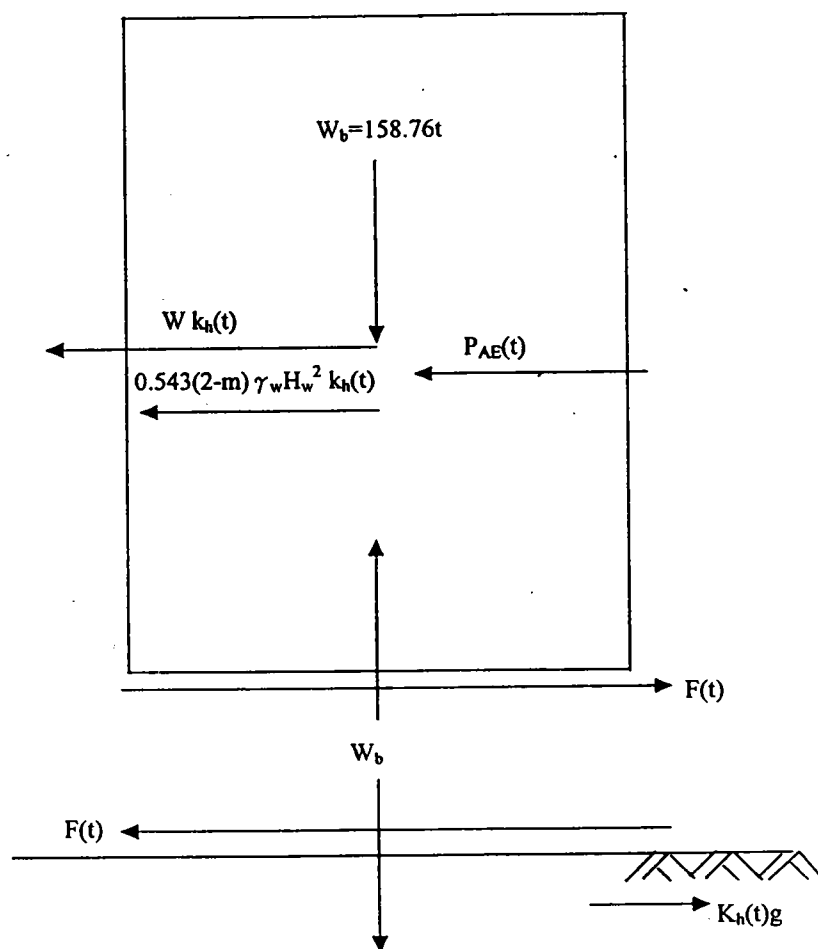


圖 6-6 滑移量分析模型示意圖

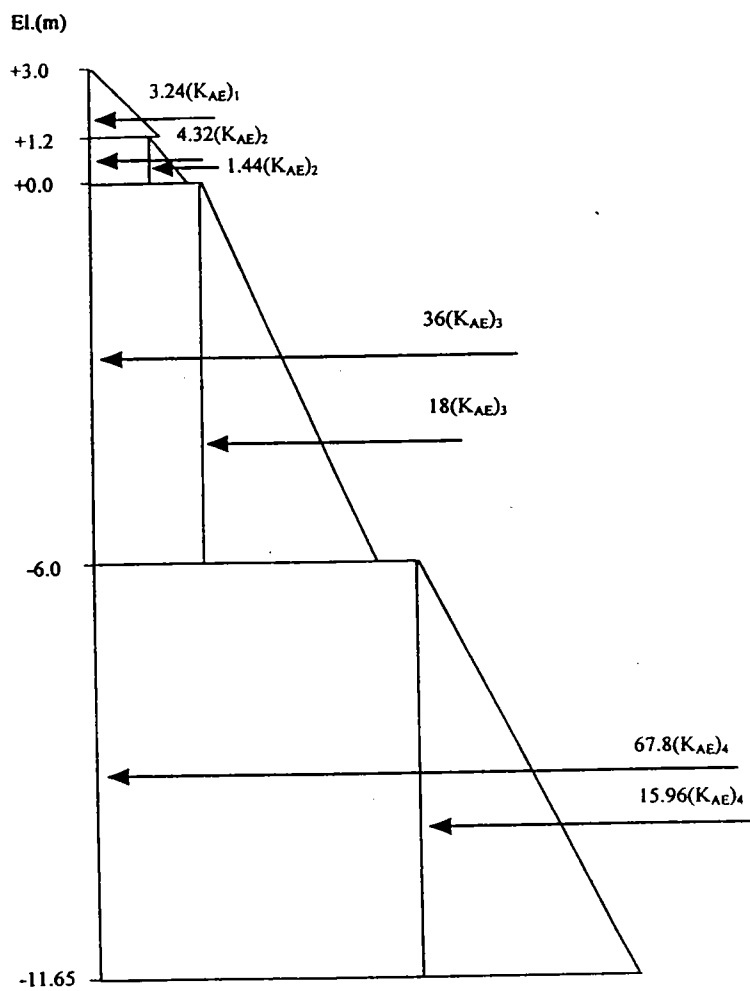
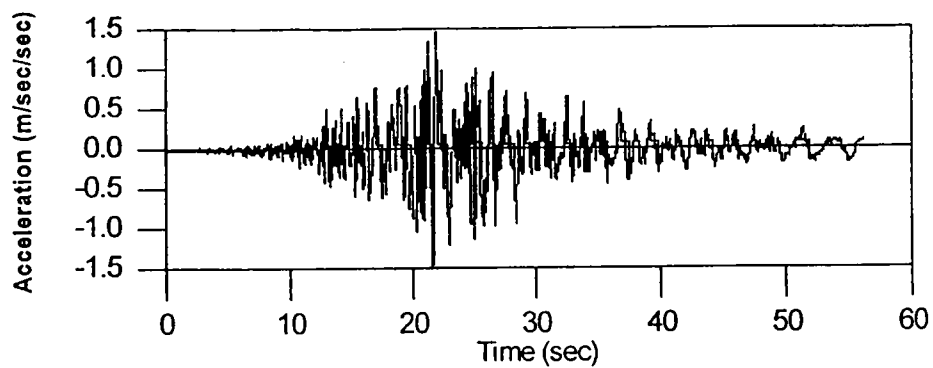
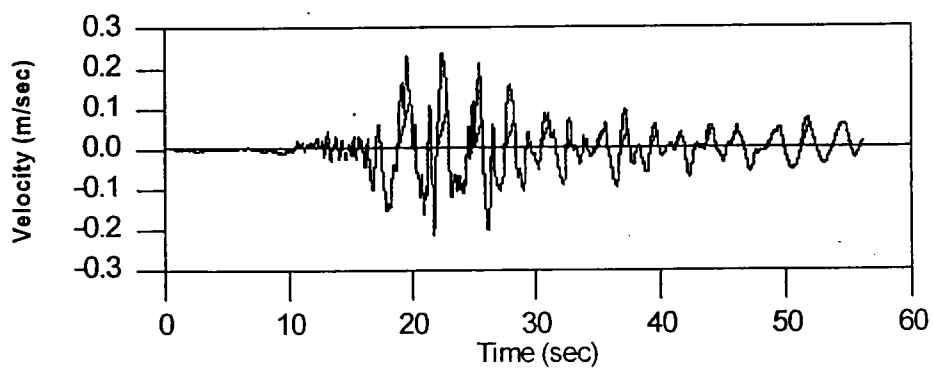


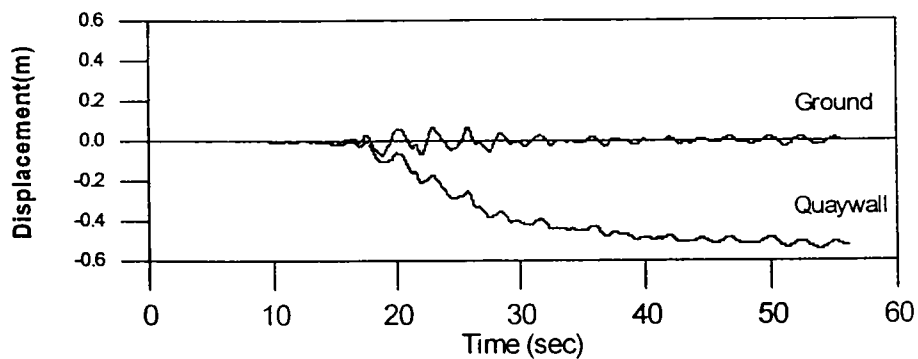
圖 6-7 動態土壓力示意圖



(a)

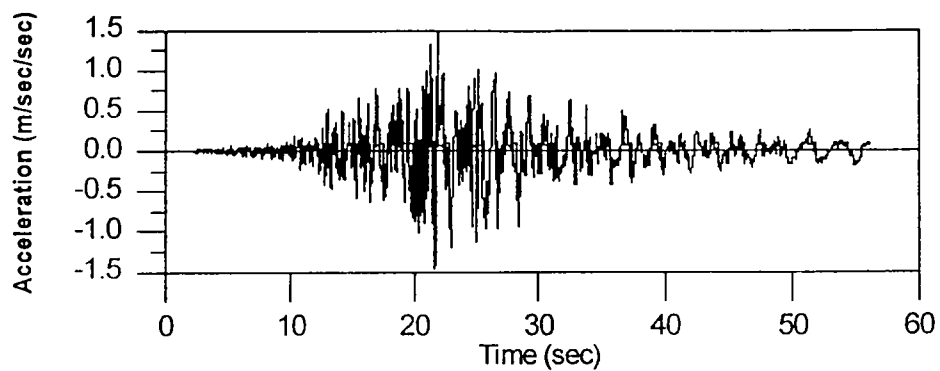


(b)

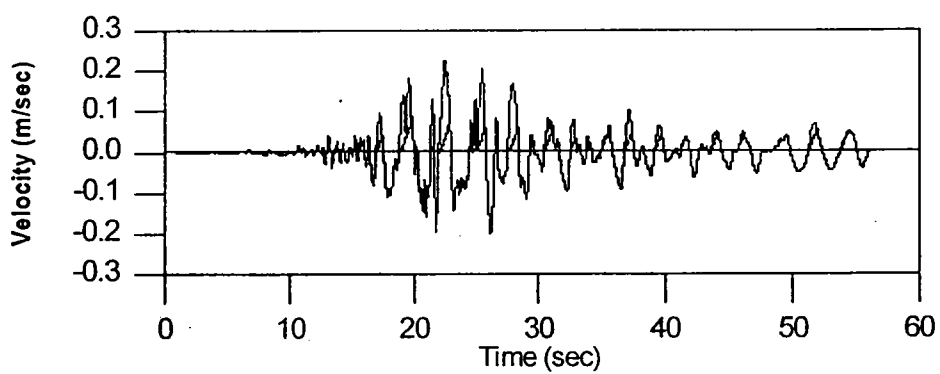


(c)

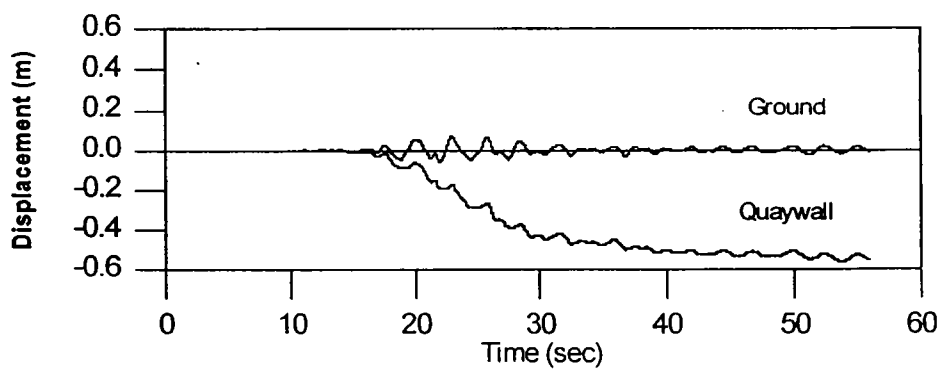
圖 6-8 分析方法壹所得之地表與沉箱運動歷時



(a)



(b)



(c)

圖 6-9 分析方法貳所得之地表與沉箱運動歷時

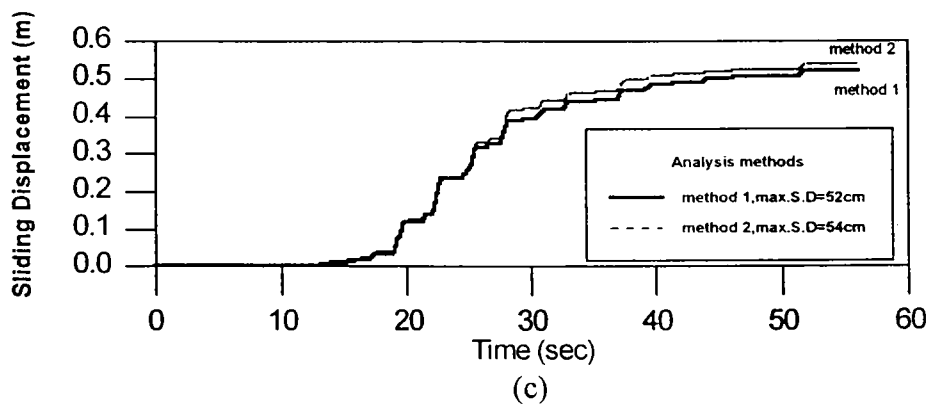
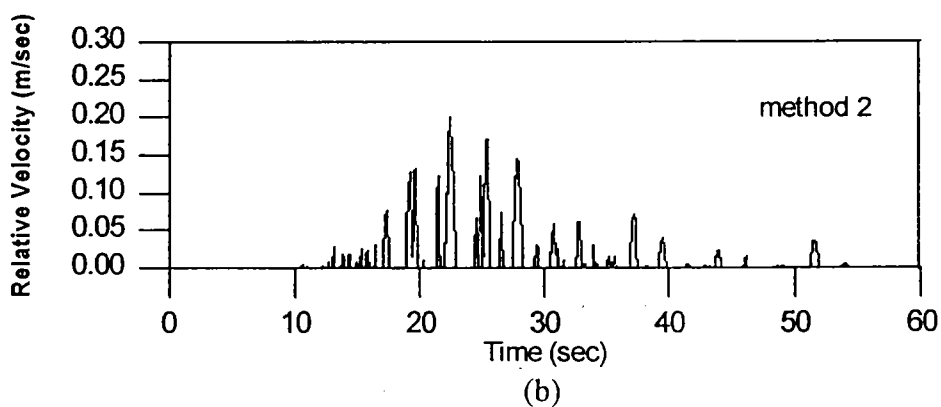
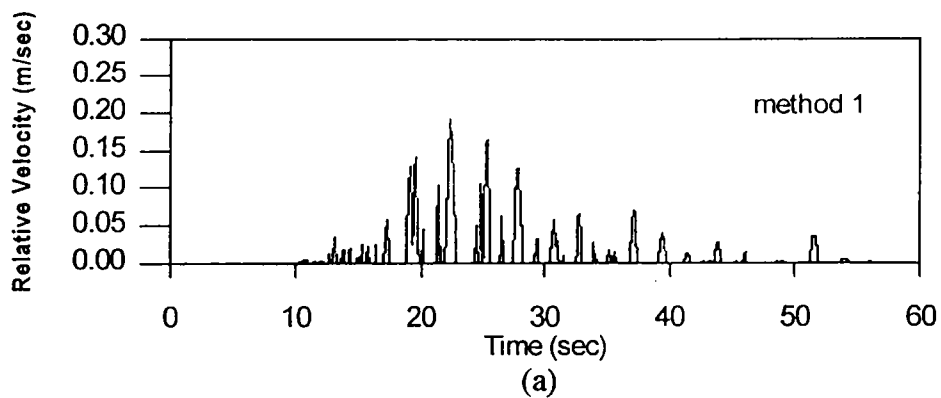


圖 6-10 兩種分析方法所得之相對速度與累積滑移量歷時

表 6-1 分析方法壹所得之滑動行為

總滑移量 = 52 cm					
滑動 72 次					
第 29 次滑動延時 0.93 秒，最大滑移量 9.7 cm					
滑動次數	啟動時間	停止時間	滑動延時	啟動加速度	滑移距離
	(sec)	(sec)	(sec)	(cm/sec/sec)	(mm)
1	10.280	10.315	0.035	8.182	0.012
2	10.505	10.705	0.200	8.309	0.470
3	10.850	10.955	0.105	8.282	0.178
4	11.425	11.430	0.005	8.335	0.000
5	11.430	11.485	0.055	8.280	0.035
6	11.540	11.545	0.005	8.315	0.000
7	11.545	11.560	0.015	8.306	0.001
8	11.885	11.890	0.005	8.310	0.000
9	11.890	11.990	0.100	8.225	0.120
10	12.035	12.090	0.055	8.313	0.013
11	12.125	12.195	0.070	8.283	0.066
12	12.235	12.240	0.005	8.323	0.000
13	12.240	12.265	0.025	8.278	0.003
14	12.565	12.720	0.155	8.261	0.962
15	12.960	13.250	0.290	7.026	5.554
16	13.520	13.615	0.095	7.711	0.402
17	13.655	13.865	0.210	8.286	1.935
18	14.200	14.335	0.135	6.909	1.605
19	14.775	14.905	0.130	7.558	0.676
20	15.140	15.330	0.190	7.250	2.653
21	15.535	15.800	0.265	6.372	2.928
22	15.855	15.860	0.005	8.305	0.000
23	15.860	15.960	0.100	8.206	0.327
24	16.290	16.430	0.140	6.566	2.069
25	17.015	17.445	0.430	6.492	14.349
26	18.805	19.880	1.075	6.089	84.285
27	20.070	20.295	0.225	8.196	4.965
28	21.295	21.570	0.275	5.433	16.180
29	21.955	22.885	0.930	6.306	96.975
30	24.460	24.670	0.210	6.530	6.207
31	24.775	25.065	0.290	6.362	17.173
32	25.100	25.700	0.600	7.896	57.630
33	26.500	26.705	0.205	5.165	8.044
34	27.545	28.335	0.790	6.416	62.479
35	29.285	29.610	0.325	6.318	6.803
36	30.450	31.175	0.725	7.318	20.937
37	31.340	31.430	0.090	8.272	0.143
38	31.480	31.485	0.005	8.327	0.000

表 6-1(續)

滑動次數	啟動時間	停止時間	滑動延時	啟動加速度	滑移距離
——	(sec)	(sec)	(sec)	(cm/sec/sec)	(mm)
39	31.485	31.595	0.110	8.203	0.561
40	32.555	33.005	0.450	6.321	19.369
41	33.185	33.195	0.010	8.335	0.000
42	33.215	33.220	0.005	8.340	0.000
43	33.220	33.280	0.060	8.330	0.010
44	33.835	34.005	0.170	6.732	2.684
45	34.060	34.065	0.005	8.336	0.000
46	34.065	34.170	0.105	8.271	0.213
47	34.945	35.445	0.500	8.237	4.152
48	35.475	35.695	0.220	8.263	1.704
49	36.825	37.415	0.590	7.271	26.512
50	38.125	38.140	0.015	8.336	0.000
51	38.140	38.145	0.005	8.340	0.000
52	38.155	38.160	0.005	8.337	0.000
53	38.160	38.230	0.070	8.316	0.013
54	39.175	39.755	0.580	7.491	14.746
55	40.730	40.735	0.005	8.337	0.000
56	40.735	40.800	0.065	8.321	0.013
57	41.215	41.705	0.490	7.907	4.237
58	42.745	42.800	0.055	8.178	0.028
59	43.185	43.190	0.005	8.320	0.000
60	43.190	43.275	0.085	8.296	0.066
61	43.595	44.200	0.605	8.109	9.137
62	45.320	45.445	0.125	8.223	0.108
63	45.720	45.725	0.005	8.338	0.000
64	45.725	45.865	0.140	8.297	0.189
65	45.890	45.895	0.005	8.337	0.000
66	45.895	46.205	0.310	8.294	2.387
67	48.570	48.700	0.130	8.325	0.159
68	48.885	48.900	0.015	8.322	0.000
69	48.900	49.055	0.155	8.272	0.228
70	49.290	49.305	0.015	8.239	0.001
71	51.205	51.910	0.705	8.050	16.344
72	53.645	54.355	0.710	8.297	2.263

表 6-2 分析方法貳所得之滑動行為

總滑移量 = 54 cm					
滑動 56 次					
第 24 次滑動延時 0.94 秒，最大滑移量 10.1 cm					
滑動次數	啟動時間	停止時間	滑動延時	啟動加速度	滑移距離
	(sec)	(sec)	(sec)	(cm/sec/sec)	(mm)
1	9.870	9.895	0.025	8.307	0.002
2	10.270	10.320	0.050	8.120	0.031
3	10.505	10.705	0.200	8.309	0.484
4	10.850	10.955	0.105	8.282	0.185
5	11.440	11.485	0.045	8.182	0.022
6	11.540	11.560	0.020	8.315	0.001
7	12.035	12.090	0.055	8.313	0.013
8	12.125	12.195	0.070	8.283	0.067
9	12.235	12.265	0.030	8.323	0.004
10	12.605	12.700	0.095	7.634	0.372
11	12.975	13.185	0.210	6.831	3.469
12	13.540	13.600	0.060	7.900	0.094
13	13.665	13.865	0.200	8.043	1.920
14	14.200	14.330	0.130	6.909	1.406
15	14.770	14.905	0.135	7.516	0.715
16	15.130	15.330	0.200	7.203	3.035
17	15.525	15.795	0.270	6.307	3.508
18	15.855	15.960	0.105	8.305	0.334
19	16.270	16.440	0.170	6.773	3.253
20	16.980	17.480	0.500	5.818	22.918
21	18.800	19.815	1.015	6.269	76.877
22	20.195	20.255	0.060	6.805	0.378
23	21.275	21.575	0.300	3.723	21.012
24	21.940	22.875	0.935	5.006	101.074
25	24.430	24.685	0.255	6.050	9.884
26	24.735	25.075	0.340	7.458	21.644
27	25.100	25.700	0.600	7.896	59.152
28	26.485	26.710	0.225	5.285	9.907
29	27.500	28.345	0.845	6.623	76.452
30	29.285	29.585	0.300	6.318	5.564
31	30.445	31.160	0.715	7.307	19.534
32	31.340	31.425	0.085	8.272	0.147
33	31.480	31.595	0.115	8.327	0.574
34	32.555	32.985	0.430	6.321	17.457
35	33.115	33.320	0.205	8.241	0.618
36	33.825	34.010	0.185	6.858	3.125

表 6-2 (續)

滑動次數	啟動時間	停止時間	滑動延時	啟動加速度	滑移距離
	(sec)	(sec)	(sec)	(cm/sec/sec)	(mm)
37	34.060	34.165	0.105	8.336	0.217
38	34.985	35.250	0.265	7.979	2.193
39	35.260	35.430	0.170	8.268	0.754
40	35.475	35.695	0.220	8.263	1.750
41	36.815	37.405	0.590	7.308	26.931
42	38.080	38.255	0.175	8.216	0.196
43	39.165	39.745	0.580	7.500	14.918
44	40.765	40.780	0.015	8.326	0.000
45	41.255	41.660	0.405	7.991	1.378
46	42.715	42.890	0.175	7.951	0.315
47	43.185	43.275	0.090	8.320	0.068
48	43.620	44.175	0.555	7.985	7.608
49	45.720	45.865	0.145	8.338	0.192
50	45.890	46.205	0.315	8.337	2.445
51	48.570	48.700	0.130	8.325	0.163
52	48.885	48.900	0.015	8.322	0.000
53	48.900	49.055	0.155	8.272	0.227
54	49.290	49.310	0.020	8.239	0.002
55	51.195	51.905	0.710	8.051	16.636
56	53.705	54.310	0.605	8.269	1.474

第七章 結論與建議

1. 蘇澳港位處臺灣地震最頻繁的地區，由歷史上的災害性地震與近代地震儀器觀測記錄，顯示蘇澳港具有遭受強烈地震侵襲的可能性。根據交通部最新頒佈之「公路橋樑耐震設計規範」，由地震危害度分析結果，蘇澳地區 475 年回歸期之設計最大地表加速度為 $0.33g$ ，而蘇澳港為國家重要建設之一，當考慮用途係數為 1.2 時，則蘇澳港碼頭耐震設計用之最大地表加速度應為 $0.4g$ ，遠超出建港時之耐震設計標準。考慮蘇澳港之重要性及發展性，實宜針對本港之各項設施進一步檢討其耐震安全性。
2. 蘇澳港區所有港埠用地皆由填築而成，根據鑽探結果顯示，現有港區地面下約 30 公尺範圍內皆為沉泥質細沙偶含礫石，於進行井 4 碼頭檢討分析時，因建港時之室內土壤力學試驗資料不足及原始設計資料不齊全，使得檢討分析工作相當困難，目前只能依照標準貫入試驗 N 值估計回填土壤之抗剪摩擦角 ϕ 作初步分析，進一步之分析應根據詳細之地質調查資料，包括回填土壤之分佈及材料性質以及沉箱底部土壤之性質等，這些資料都必須重新調查，方足以進行詳細之分析。此外，民國 67 年建港時之土壤液化潛能分析方法過於簡略，僅將回填土壤之粒徑分佈曲線與日本新瀉 1964 年大地震液化區土壤粒徑分佈範圍作比較，此種評估方式過於簡略；鑑於日本神戶港於 1995 年初地震時發生嚴重土壤液化現象，造成港區非常嚴重之損壞，實宜針對蘇澳港之土壤液化潛能作進一步之分析。
3. 由於蘇澳港井 4 碼頭於民國 75 年 11 月 15 日地震時曾有災害發生，因此本報告針對該碼頭重力式沉箱之穩定性進行初步分析；分析結果顯示，該碼頭沉箱之靜態穩定性安全無慮，然而在動態穩定性方面，依照常用之擬靜態法分析結果顯示其防止滑動的安全係數偏低；若參照現行之交通部耐震設計標準，其安全性明顯不足，應進一步改善其耐震安全性。

4. 針對井 4 碼頭重力式沉箱受民國 75 年 11 月 15 日地震之滑動行為分析，本研究根據 Newmark (1965) 的滑動塊體觀念，使用剛塑性模式模擬滑動面之受剪行為；水側之動態水壓力引用 Westergaard (1933) 理論解計算；至於陸側之動態土壓力則依照 Mononobe-Okabe 法計算，其位於水面下之動態土壓力依 Ishibashi et. al. (1985) 之修正地震係數角 θ 考慮，至於陸側之動態水壓力效應則參照 Anzo (1936) 與 Ishibashi et. al. (1994) 建議之 m 值估計；分析時忽略沉箱運動與動態水壓力反應之相位差，使用視質量的觀念估算動態水壓力。計算結果顯示，該沉箱受民國 75 年 11 月 15 日地震加速度之作用可能產生約 50 公分之滑動位移，此分析所用之參數雖屬概估，但分析結果與該沉箱受民國 75 年 11 月 15 日地震之災害情況相當吻合，顯示該沉箱若遭受更大之地震侵襲，有可能產生位移現象，宜詳細詳估其穩定性。

5. 為改善蘇澳港井 4 碼頭重力式沉箱受地震作用的穩定性，除針對港區之地質條件重做調查以詳細評估其耐震安全性外，建議可採用背拉式錨碇法(如圖 7-1)加強其抗滑與抗傾倒之穩定性。惟設計時應注意下列各點：

- (1) 拉桿至錨碇塊之長度應超過(最大設計地震係數下)破壞土楔區域，且錨碇塊足以發揮承载力提供拉力。
- (2) 拉桿之抗拉強度與斷面應該足以提供最大設計地震係數下動態水壓力與土壓力及自重慣性力三者合力之平衡。

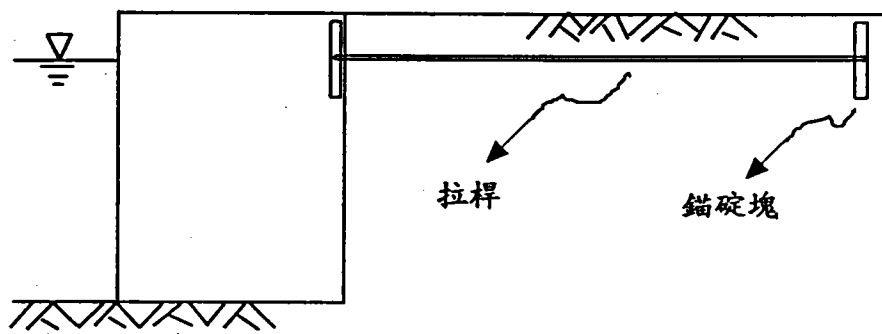


圖 7-1 背拉式錨碇示意图

參考文獻

1. Westergaard , H. M. , 1933 , “ Water Pressures on Dams during Earthquakes ” , Transaction of ASCE , Vol. 98 , pp. 418-472.
2. Newmark , N. M. , 1965 , “ Effects of Earthquakes on Dams and Embankments ” , Geotechnique , London , England , Vol. 15 , No. 2 , 1965 , pp. 139-160. .
3. Wilun , Z. ,and Starzewski , K. , 1972 , “ Soil Mechanics in Foundation Engineering ” , Vol. 1 , pp. 85 .
4. Richards , R. , and Elms , D. G. , April 1979, “ Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls ”, Journal of the Geotechnical Engineering Division , ASCE , Vol. 105 , No. GT4 , pp. 449-464 .
5. Ishibashi , I. , Matsuzawa , H. , and Kawamura , M. , 1985 , “ Generalized Apparent Seismic Coefficient for Dynamic Lateral Earth Pressure Determination ” , Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics. and Foundation Engineering , pp.6-33~6-42.
6. Earthquake Engineering Committee ,The Society of Civil Engineers,1988, “ Earthquake Resistance Design for Civil Engineering Structures in Japan ” , pp. 33-47.
7. Carter , M. ,and Bentley , S. P. ,1991, “ Correlations of Soil Properties ” , Pentech Press , pp.91 .
8. Ishibashi , I. , Osada , M. , and Uwabe , T. , October 1994 , “ Dynamic Lateral Pressures due to Saturated Backfills on Rigid Walls ” ,Journal of Geothchnical Engineering , ASCE , Vol. 120 , No. 10 , pp. 1747-1767.