

94-51-7147

MOTC-IOT-93-H1DA008

地震引致板樁式碼頭之變位量分析



交通部運輸研究所

中華民國九十四年四月

94-51-7147

MOTC-IOT-93-H1DA008

地震引致板樁式碼頭之變位量分析

著者：賴瑞應、賴聖耀、謝明志

交通部運輸研究所

中華民國九十四年四月

國家圖書館出版品預行編目資料

地震引致板樁式碼頭之變位置分析 / 賴瑞應,
賴聖耀, 謝明志著. -- 初版. -- 臺北市 :
交通部運研所, 民94
面 ; 公分
參考書目:面
ISBN 986-00-0910-4(平裝)

1. 港埠工程

443.33

94006844

地震引致板樁式碼頭之變位置分析

著 者：賴瑞應、賴聖耀、謝明志

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版/中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國九十四年四月

印 刷 者：飛燕印刷有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定 價：100 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

三民書局重南店：臺北市重慶南路一段 61 號 4 樓•電話：(02)23617511

三民書局復北店：臺北市復興北路 386 號 4 樓•電話：(02)25006600

國家書坊臺視總店：臺北市八德路三段 10 號 B1•電話：(02)25787542

五南文化廣場：臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

GPN：1009401140

ISBN：986-00-0910-4 (平裝)

地震引致板樁式碼頭之變位量分析

交通部運輸研究所

GPN : 1009401140

定價 100 元

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：地震引致板樁式碼頭之變位量分析			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 986-00-0910-4(平裝)	政府出版品統一編號 1009401140	運輸研究所出版品編號 94-51-7147	計畫編號 93-H1DA008
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 參與研究人員：賴聖耀、謝明志 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 93 年 01 月 至 93 年 12 月
關鍵詞：耐震穩定性、液化、錨碇式鋼板樁碼頭、耐震能力、變位			
<p>摘要：</p> <p>由碼頭構造物地震災損顯示，背填土壤液化與否與構造物之耐震穩定性有很大的關係，本研究探討既有錨碇式鋼板樁碼頭之耐震能力及變位量，分背填土未液化與部分液化兩種情形來評估其入土長度、主樁強度、錨碇力、錨碇板長度、錨碇板強度及錨碇距離等。在評估不穩定的情況下，則進一步以滑動塊理論求結構物之變位。經本研究探討得知，在背填土層未液化的情況下，整體鋼板樁碼頭之耐震能力尚符合當初的設計要求，但在背填土部分液化的情況下，整體耐震能力則大打折扣。因而本研究結論「碼頭構造物之耐震能力評估需考慮背填土壤液化因素」。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
94 年 4 月	100	100	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p>限閱 機密 極機密 絕對機密</p> <p>（解密【限】條件： 年 月 日解密， 公布後解密， 附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密， 另行檢討後辦理解密）</p> <p>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Deformation Analysis of Anchored Bulkheads under Earthquake Excitation			
ISBN (OR ISSN) ISBN 986-00-0910-4 (pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009401140	IOT SERIAL NUMBER 94-51-7147	PROJECT NUMBER 93-HIDA008
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu, Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai, Jui-Ying PROJECT STAFF: S.Y. Lai, M.J. Hsieh PHONE:04-26587115 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2004 TO December 2004
KEY WORDS: seismic stability, liquefaction, anchored bulkheads, seismic resistance, deformation			
ABSTRACT: <p style="text-align: justify;"> Damage observation of earthquakes indicated that the seismic stability of port structures is closely related to the fact whether the backfill liquefaction occurs or not. In this project, the seismic resistance and deformation of existing anchored bulkhead have been studied under two conditions of backfill soil: with or without liquefaction. The seismic resistance is firstly evaluated by the controlling parameters such as embedded length, maximum bending moments of sheet pile walls, maximum anchors pull, and distance of anchor. If the situation is evaluated as unstable conditions, the deformation of anchored bulkhead will be further calculated by sliding block analysis. The structure without backfill liquefaction is found to satisfy the seismic resistance of the original design. However, the seismic capacity becomes insufficient under the situation of backfill liquefaction. Therefore, the present results concluded that the liquefaction of backfill should be taken into account in the evaluation of seismic resistance of port structures. </p>			
DATE OF PUBLICATION April 2005	NUMBER OF PAGES 100	PRICE 100	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

地震引致板樁式碼頭之變位量分析

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	V
表目錄	VII
第一章 前言	1- 1
1.1 研究緣起	1- 1
1.2 研究目的	1- 2
1.3 研究範圍與限制	1- 2
1.4 研究方法	1- 3
1.5 研究內容與流程	1- 3
第二章 相關文獻回顧	2- 1
2.1 板樁式碼頭種類	2- 1
2.2 作用於板樁之外力	2- 1
2.3 耐震性之探討項目	2-12
2.4 土壤液化	2-13
2.5 變位量與功能性評估	2-16
2.6 其他相關研究報告	2-18
第三章 震害案例及破壞模式探討	3- 1
3.1 震害案例	3- 1
3.2 破壞模式與原因	3- 6
3.3 破壞影響因素	3- 7

第四章 板樁式碼頭之穩定性及變位量分析	4- 1
4.1 板樁式碼頭受力機制	4- 1
4.2 板樁式碼頭穩定性分析	4- 5
4.3 板樁式碼頭變位量分析	4-30
第五章 結論與建議	5- 1
5.1 結論	5- 1
5.2 建議	5- 2
參考文獻	6- 1
附錄一 審查意見	附 1-1
附錄二 簡報資料	附 2-1

圖 目 錄

圖 1.5.1	研究流程圖	1- 4
圖 2.1.1	鋼板樁碼頭示意圖	2- 2
圖 2.2.1	土壓力計算示意圖	2- 3
圖 2.2.2	殘留水壓計算示意圖	2-10
圖 2.2.3	動水壓分佈圖	2-11
圖 3.1.1	名古屋港板樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 3
圖 3.1.2	八戶港小中野 1 號板樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 3
圖 3.1.3	函館港北濱板樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 4
圖 3.1.4	石卷港中島板樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 4
圖 3.1.5	秋田港小濱 2 號板樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 5
圖 3.1.6	神戶港并天區板樁碼頭破壞情形	3- 5
圖 3.2.1	板樁式碼頭受地震力作用可能破壞模式示意圖	3- 6
圖 3.3.1	阪神大地震震央與神戶港相關位置圖	3- 9
圖 3.3.2	921 集集大地震震央與臺中港相關位置圖	3- 9
圖 3.3.3	神戶港土層斷面示意圖	3- 10
圖 3.3.4	臺中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖	3-11
圖 4.1.1	常時板樁式碼頭受力示意圖	4- 3
圖 4.1.2	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	4- 3
圖 4.1.3	地震時背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖	4- 4
圖 4.1.4	地震時土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖	4- 4
圖 4.2.1	#54~#57 號碼頭現況斷面示意圖	4- 7
圖 4.2.2	#54~#57 號碼頭各土層土壤參數示意圖	4- 8
圖 4.2.3	安全係數 1.2 板樁土壓示意圖	4-11
圖 4.2.4	安全係數 1.0 板樁土壓示意圖	4-13

圖 4.2.5	板樁最大彎矩計算示意圖	4-15
圖 4.2.6	高雄港區地震引致土壤液化之機率危害度	4-17
圖 4.2.7	安全係數 1.2 板樁土壓示意圖	4-19
圖 4.2.8	安全係數 1.0 板樁土壓示意圖	4-21
圖 4.2.9	kh=0.072 各土層板樁土壓示意圖	4-26
圖 4.3.1	TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄	4-32
圖 4.3.2	高雄港區 PGA=0.163g 土壤液化之機率危害度	4-32
圖 4.3.3	kh=0.032 各土層板樁土壓示意圖	4-33
圖 4.3.4	TCU059 清水國小東西向實測地震歷時記錄	4-34
圖 4.3.5	碼頭相對於地盤之位移	4-34

表 目 錄

表 2.5.1	各型式碼頭對應之評估方法.....	2-16
表 2.5.2	非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之相關性	2-17
表 2.5.3	INA 板樁式碼頭功能性等級(定量).....	2-17
表 4.2.1	板樁構材相關資料表.....	4- 6
表 4.2.2	碼頭陸上區土壤參數.....	4- 6
表 4.2.3	各土層地震主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p)	4- 9
表 4.2.4	各土層土壓力計算表.....	4-10
表 4.2.5	各土層對錨碇拉桿力矩計算表.....	4-10
表 4.2.6	各土層土壓力計算表.....	4-12
表 4.2.7	各土層對錨碇拉桿力矩計算表.....	4-12
表 4.2.8	各土層土壓力計算表.....	4-18
表 4.2.9	各土層對錨碇拉桿力矩計算表.....	4-18
表 4.2.10	各土層土壓力計算表.....	4-20
表 4.2.11	各土層對錨碇拉桿力矩計算表.....	4-21
表 4.2.12	板樁式碼頭構造物穩定性檢核結果一覽表.....	4-25
表 4.2.13	$k_h=0.072$ 各土層土壓力計算表.....	4-25
表 4.2.14	$k_h=0.072$ 各土層對錨碇拉桿力矩計算表.....	4-26
表 5.1.1	既有鋼板樁碼頭 $k_h=0.1$ 耐震穩定性檢核結果一覽表....	5- 1

第一章 前言

1.1 研究緣起

過去之二、三十年世界各地均發生許多強震，這些強震對我們的耐震設計基準均造成很大的衝擊，耐震設計基準也在這些強震過後做了不同程度的修改；而我國各國際港之現況碼頭大部份都建築在一、二十年前，有些甚至是二、三十年前或日本統治時代所建造，當初所依據的設計基準跟現行的設計基準當然差異很大，這些碼頭結構物的耐震能力是否滿足現況基準的耐震要求，為本研究想要探討的部份。另外，碼頭結構物通常都建築在疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地上，或因施工的抽砂回填關係，導致在地震力作用下，碼頭結構物之背填土壤均很可能會發生土壤液化的現象，而土壤液化的理論是近二、三十年才發展出來，在近十幾年才成熟到運用在工程界，所以當初所設計的碼頭結構物是不可能考慮到土壤液化的因素；碼頭結構物設計時未考慮到土壤液化的因素會有什麼後果呢？以九二一集集大地震為例，它造成臺中港 # 1~ # 4 號碼頭一些損壞，災後本所曾針對 # 1~ # 4 號碼頭進行穩定性分析，在「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」^[1] 報告中指出，若不考慮背填土壤發生液化的前題下，臺中港 # 1~ # 4 號碼頭在九二一的地震力作用下基本上是穩定的，也就是說不會發生向海側發生滑移的現象；但依本所液化評估結果，# 1~ # 4 號碼頭背填土壤在九二一的地震力作用下，背填土壤液化的機率相當的高（實際災損情形也顯示背填土壤有液化的現象），考量部份土層發生液化的情況下，所分析的結果發現碼頭確實會發生向海測來滑移的不穩定現象，這與實際的災損情形是吻合的。由本所分析的結果顯示，在背填土壤可能發生液化的情況下，如果未將背填土壤發生液化的受力機制考慮在內，則所評估的結果可能與實際的情形會產生很大的差

異。

有鑑於本所已於九二一大地震過後，針對臺中港 1~#4 號沉箱式碼頭做過穩定分析，本研究進一步將其分析的原理推廣至板樁式碼頭，就既有之錨碇式鋼板樁碼頭之穩定性及變位量分析作進一步之探討，希望經由本研究的分析探討結果，能提供各港或港灣工程界的相關從業人員未來設計碼頭或評估既有碼頭耐震能力之參考。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 藉由國內外板樁式碼頭受地震破壞的案例歸納結果，使國內港灣設計相關從業人員更能瞭解板樁式碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。
2. 經由本研究對既有板樁式碼頭之穩定性分析及變位量分析過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解板樁式碼頭在地震力作用下，考量土壤液化因素，板樁式碼頭之可能受力行為及簡易之分析方法。
3. 藉由本研究之探討，希望能提醒各港相關從業人員重視既有碼頭之耐震能力評估，並研提相關地質改良或結構補強之因應對策，以減少未來因地震所可能產生的災損。

1.3 研究範圍與限制

本研究重點在探討鋼板樁碼頭受地震力作用下之穩定性分析（包括主樁入土深度、主樁材料強度、錨碇鋼索強度、錨碇板樁強度、錨

碇板樁入土深度及錨碇距離等)及變位量分析,由於現況我國各國際港之鋼板樁碼頭型式大都為錨碇式鋼板樁,所以本研究以我國某國際港之現有一座錨碇式鋼板樁碼頭為例,檢核其在地表加速度為 $0.1g$ (老舊碼頭均以水平震度 $k_h=0.1$ 為設計地震力)的情況下,考量鋼板樁碼頭背填土壤未液化與部分液化之情況下,作一穩定性之檢核探討,並進一步評估其耐震能力及變位量分析,至於鋼板樁的相關設計流程與考量因素本研究並不予著墨。

1.4 研究方法

本研究在板樁穩定性分析的部份,採用交通部頒之「港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明」^[2]所提供之板樁式碼頭設計規定來檢核既有碼頭之穩定性,包括主樁入土深度、主樁材料強度、錨碇鋼索強度、錨碇板樁強度、錨碇板樁入土深度及錨碇距離等;另外,在土壓力部份,配合本所發展出之港區液化潛勢分析方法,將板樁背填土壤發生液化之情況納入分析。在變位量分析的部份,本研究在評估板樁不穩定的情況下,以滑動塊分析(Sliding Block Analysis)法配合歷時加速度對時間作二次積分,得到所分析的變位量。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示,其工作流程如圖 1.5.1 所示。

1. 相關文獻研讀
2. 國內外相關震害案例蒐集與整理
3. 板樁式碼頭破壞模式與原因探討
4. 地震力作用下既有板樁式碼頭耐震能力評估及變位量分析

5. 結論與建議

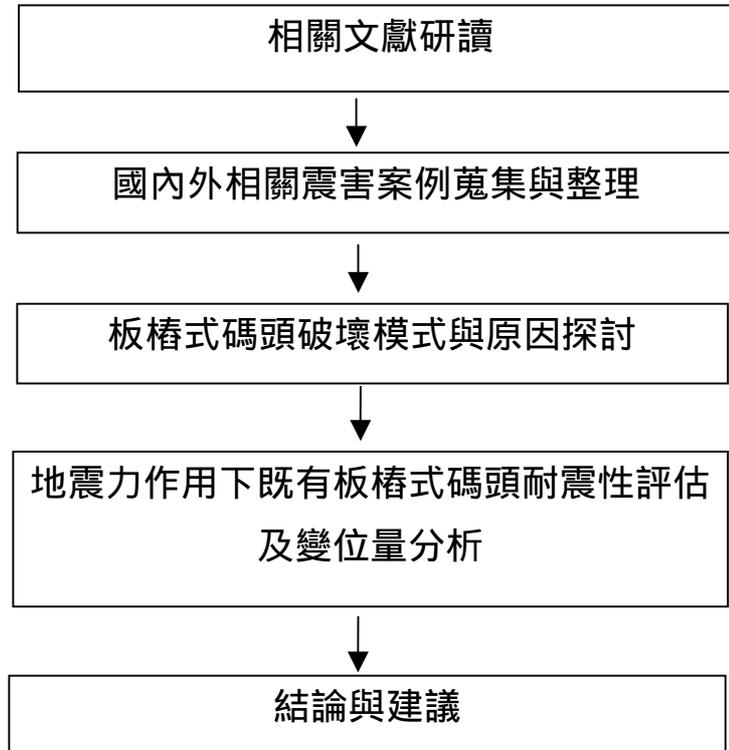


圖 1.5.1 研究流程圖

第二章 相關文獻回顧

板樁式碼頭因岸壁重量小，所以設計上適用於軟質地層上，但由於軟質地質受地震力作用時，板樁背填的土壓力會增加，致板樁側向荷重變大，輕者使板樁產生輕微變位及側傾，重者因錨碇設施破壞或土層的滑動，而導致碼頭的破壞，所以在板樁式碼頭設計上應特別注意地震時的穩定性分析。

如何加強板樁碼頭之穩定度，可從幾個方向著手，包括減低上部結構物重量、增加板樁厚度或勁度、增加板樁入土深度及地盤改良等，對於錨碇式板樁碼頭則可增加錨碇板（樁）的入土深度及增加錨碇板（樁）與板樁的錨碇距離，另外錨桿強度需要足夠以免被拉斷，同時需要考慮錨桿之腐蝕的影響。本章將分別就地震引致板樁式碼頭之穩定性分析及變位量分析所牽涉之相關理論、基準與文獻說明如後：

2.1 板樁式碼頭種類

碼頭正面以板樁構成者謂之板樁式碼頭^[3]，依材質可分為鋼板樁與鋼筋混凝土板樁兩類，一般以鋼板樁碼頭較為常見。而鋼板樁碼頭又分懸臂式與錨碇式板樁，因港灣地質條件較軟弱，所以一般設計採用錨碇式的板樁較多。而錨碇式板樁又因錨碇方式不同又分為錨碇板式碼頭與錨碇樁式碼頭，如圖 2.1.1 所示。

2.2 作用於板樁之外力

作用於板樁碼頭之外力包括：土壓力、殘留水壓力、動水壓力、船舶拉力與船舶衝擊力^[2]，茲說明如下：

2.2.1 土壓力及殘留水壓力

依港灣構造物設計基準^[2]之說明，作用於碼頭結構物之主動、被動土壓，應依砂質土、黏性土、結構物型式、結構物於常時及地震時之行為，分別計算之，相關基準所提供之計算公式如下之說明。

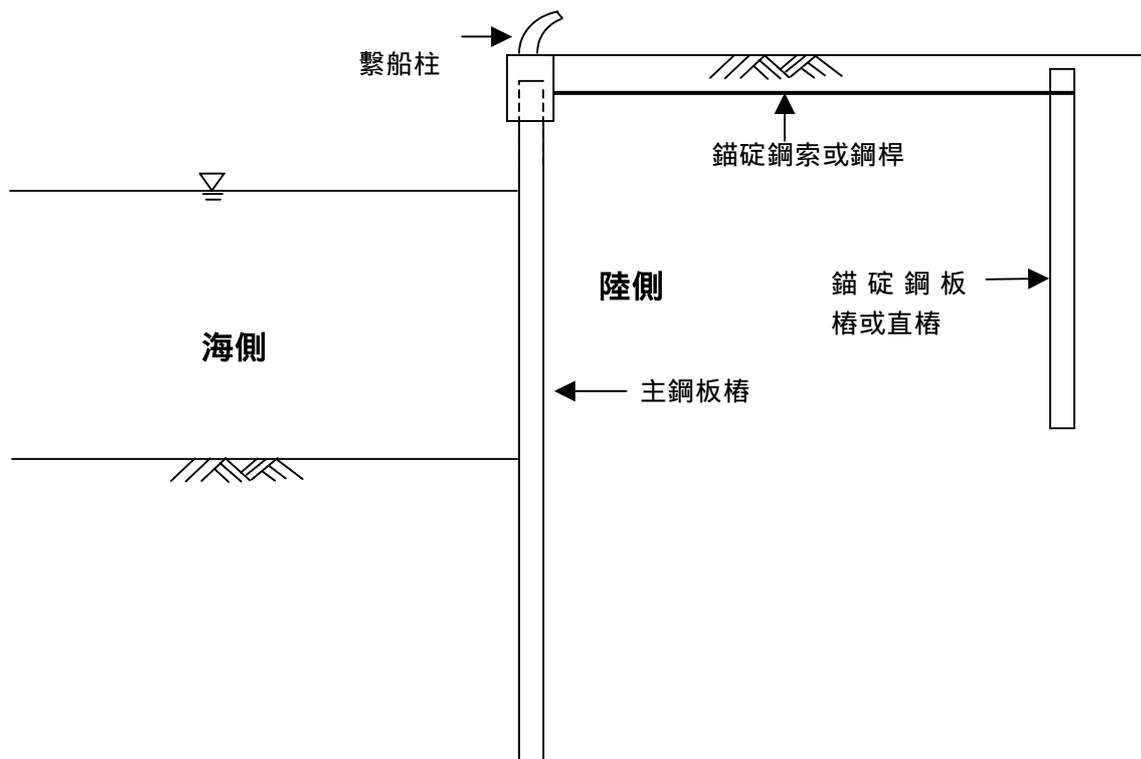


圖 2.1.1 鋼板樁碼頭示意圖

1. 常時土壓

(1) 砂質土之土壓

a. 主動土壓(Active earth pressure)

依圖 2.2.1 所示，作用於壁面之主動土壓以下式計算。

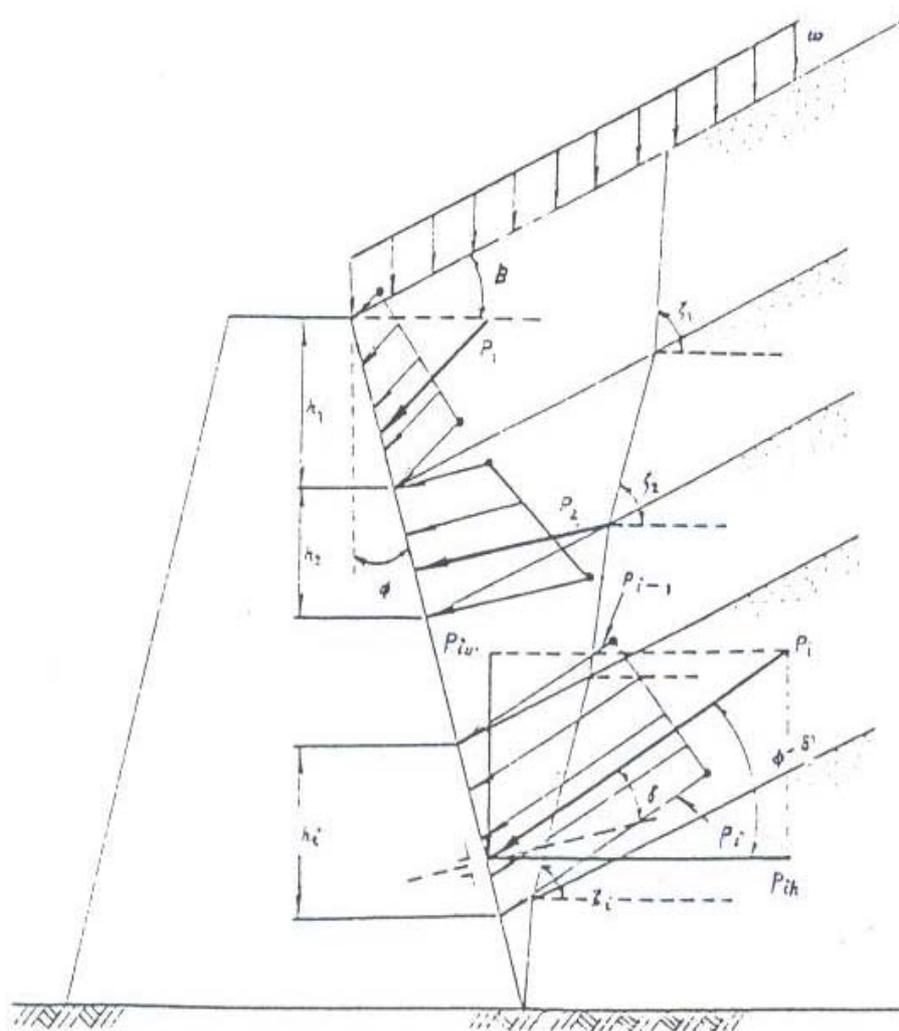


圖 2.2.1 土壓力計算示意圖

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \quad \dots\dots\dots (2-2-1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (2-2-2)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) = & -\tan(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \\ & + \sec(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \cos(\varphi_i - \beta)}} \quad \dots\dots\dots (2-2-3) \end{aligned}$$

式中

- P_{ai} : 作用於編號 i 土層下方之主動土壓(t/m²)
- φ_i : 編號 i 土層土壤內摩擦角(度)
- γ_i : 編號 i 土層土壤單位體積重量(t/m³)
- h_i : 編號 i 土層厚度(m)
- K_{ai} : 編號 i 土層主動土壓係數
- θ : 壁面與垂直面所成之角度(度)
- φ : 地表面與水平面所成之角度(度)
- δ : 壁面摩擦角(度), 主動土壓為正, 被動土壓為負。
- ζ_i : 編號 i 土層破壞面與水平面所成之角度(度)
- w : 上載載重(t/m²)

b.被動土壓(Passive earth pressure)

依圖 2.2.1 所示, 作用於壁面之被動土壓以下式計算

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \quad \dots\dots\dots (2-2-4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi)}{\cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-5)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta)$$

$$+ \sec(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i + \beta)}} \dots\dots (2-2-6)$$

式中

P_{pi} ：作用於編號 i 土層下方之被動土壓(t/m^2)

K_{pi} ：編號 i 土層被動土壓係數

c. 靜止土壓

壁面位移微小時，可以下式計算靜止土壓。

$$P = K_0 \cdot \Sigma \gamma h$$

式中

P ：靜止土壓(t/m^2)

K_0 ：靜止土壓係數

：土壤單位體積重量(t/m^3)

h ：土層厚度(m)

d. 土壓合力

土壓合力須分層計算，在編號 i 土層可依下式計算之。

$$P_i = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos \varphi} \dots\dots\dots (2-2-7)$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算

$$\text{水平分力}：P_{ih} = P_i \cos(\quad + \quad) \dots\dots\dots (2-2-8)$$

$$\text{垂直分力：} P_{iv} = P_i \sin(\quad + \quad) \dots\dots\dots (2-2-9)$$

(2)粘性土之土壓

a.主動土壓

作用於壁面之主動土壓，先依(2-2-10)及(2-2-11)兩式計算，擇其對結構物較危險者，作為設計之依據，但由(2-2-10)式計算所得土壓為負時，則不予考慮。

$$P_a = \quad h + w - 2c \dots\dots\dots (2-2-10)$$

式中

P_a ：各土層下方壁面主動土壓(t/m^2)

c ：凝聚力(t/m^2)

$$P_a = K_c(\quad h + w) \dots\dots\dots (2-2-11)$$

式中

K_c ：壓密平衡係數， $K_c = 0.5$

b. 被動土壓

被動土壓依下式計算

$$P_p = \quad h + w + 2c \dots\dots\dots (2-2-12)$$

式中

P_p ：各土層下方壁面被動土壓(t/m^2)

c. 靜止土壓

$$P = K_0 \quad h$$

式中

P ：靜止土壓(t/m^2)

K_0 : 靜止土壓係數

w : 土壤單位體積重量(t/m^3)

h : 土層厚度(m)

2.地震時之土壓

(1)砂質土之土壓

a.主動土壓

作用於壁面之土壓，依下式計算

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \quad \dots\dots\dots (2-2-13)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-14)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) + \sec(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta + \theta) \sin(\varphi_i + \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta)}} \quad \dots\dots\dots (2-2-15)$$

式中

θ : 地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1} K$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1} K'$

K : 震度

K' : 換算震度 $K' = \frac{r}{r-1} K$

w : 飽和土壤在空氣中單位體積重量(tf/m^3)

其他 : 其他符號與式(2-2-1)砂質土之土壓相同。

b.被動土壓

作用於壁面之被動土壓，依下式計算

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \dots\dots\dots (2-2-16)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi - \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-17)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta)$$

$$+ \sec(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta - \theta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i + \beta - \theta)}} \dots\dots\dots (2-2-18)$$

式中

：地震合成角，殘留水位上， $\xi = \tan^{-1}K$ ；殘留水位下，
 $\xi' = \tan^{-1}K'$

K：震度

K'：換算震度 $K' = \frac{r}{r-1} K$

其他：其他符號與公式(2-2-1)砂質土之土壓相同。

(2)粘性土之土壓

a.主動土壓

主動土壓依下式計算

$$P_a = \frac{(\sum \gamma h + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a} \dots\dots\dots (2-2-19)$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \dots\dots\dots (2-2-20)$$

式中

P_a : 主動土壓(t/m^2)

γ : 土壤之單位體積重量(t/m^2)

h : 土層厚度(m)

w : 上載載重(t/m^2)

c : 凝聚力(t/m^2)

α : 地震合成角(度), 殘留水位上, $\alpha = \tan^{-1}K$; 殘留水位下, $\alpha = \tan^{-1}K'$

K : 震度

K' : 換算震度

a : 破壞面與水平面所成之角度(度)

b. 被動土壓

地震時, 作用於粘性土之被動土壓, 不詳之處尚多, 至今仍以權宜方法, 採用粘性土之土壓公式(2-2-12), 以常時土壓力計算公式求之。

3. 水壓

作用於結構物之水壓, 須考慮殘留水壓及地震時之動水壓。

(1) 殘留水壓

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位, 如圖 2-2-2 所示, 如有高低差時, 可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$$P_{rw} = \gamma_w \cdot y \quad 0 \leq y < h_w \text{ 時}$$

$$P_{rw} = \gamma_w \cdot H_w \quad h_w \leq y \text{ 時}$$

式中

P_{rw} : 殘留水壓(t/m^2)

h_w : 殘留水位(m), 如圖 2-2-2 所示

y : 自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度(m)

γ_w : 水之單位體積重量(t/m^3)

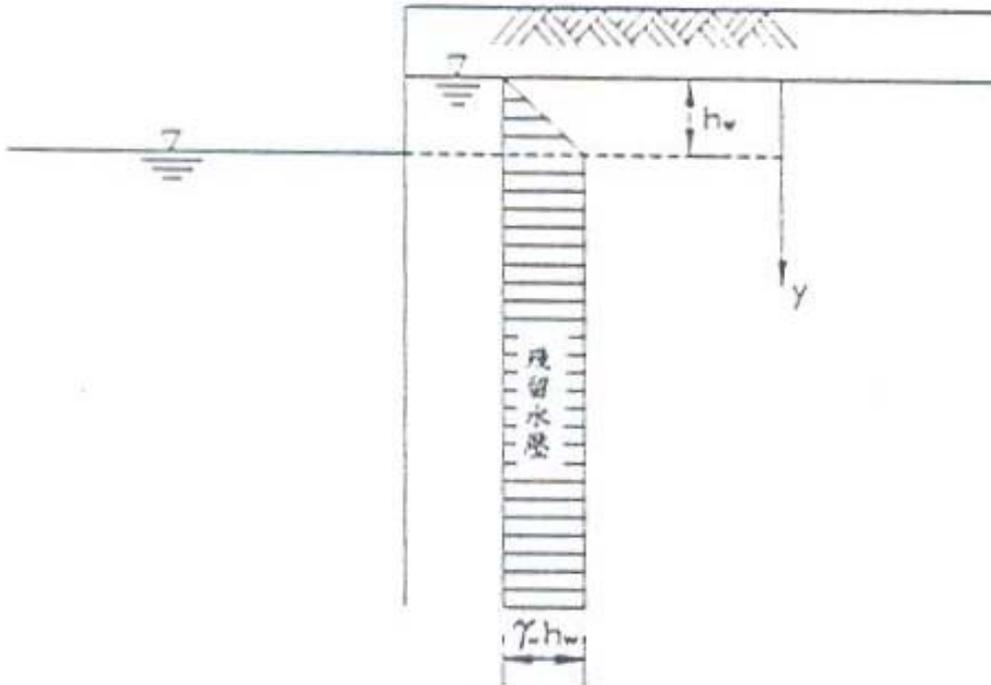


圖2.2.2 殘留水壓計算示意圖

於計算殘留水壓時，殘留水位以朔望平均低潮位(L.W.L.)以上至朔望平均高潮位(H.W.L.)潮差之 1/3 為標準。上述殘留水位標準值(潮差之 1/3)係碼頭背填料透水性良好時之參考值，若背填料透水性不良或預測其透水性會降低時，則須採用較大之殘留水位。殘留水位於波浪波谷作用於碼頭壁面時增大，但於設計碼頭岸壁時，可不考量因波浪波谷作用而增加之殘留水位。

(2)地震時之動水壓

用於直立壁之動水壓 P_w ，如圖 2.2.3 所示，可依下式計算。

$$P_w = \pm \frac{7}{8} K \cdot \gamma_w \sqrt{h \cdot y} \quad \dots\dots\dots (2-2-21)$$

式中

P_w ：水面下 y 處之動水壓(t/m^2)

K ：設計震度

w ：水之單位體積重量(t/m^3)

h ：水深(m)

y ：自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

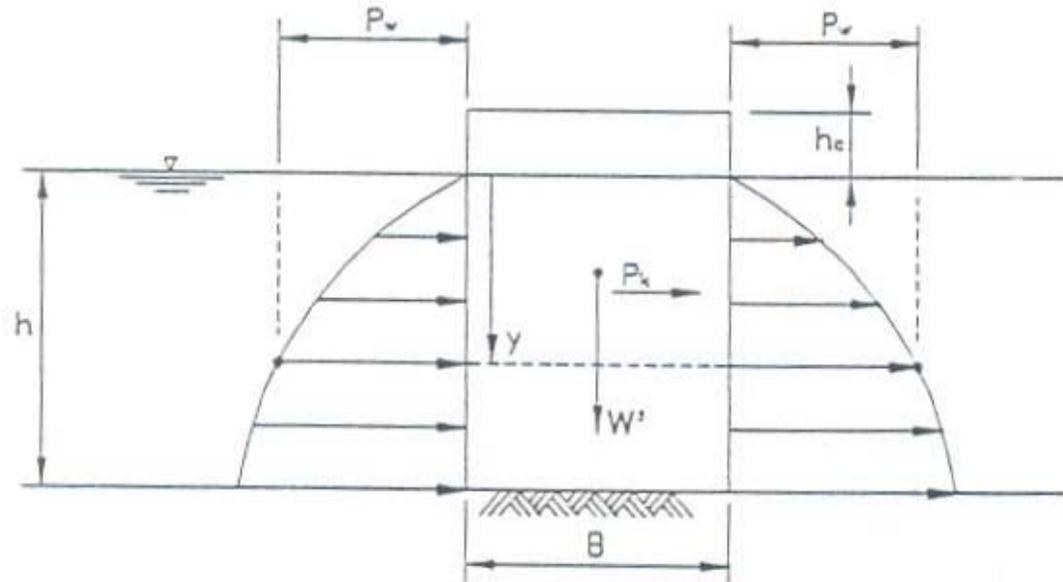


圖 2.2.3 動水壓分佈圖

2.2.2 船舶拉力

繫船柱基礎如單獨設置時，則板樁不必考慮船舶拉力，如將繫船柱設置於板樁碼頭之上部結構時，須於設計上部結構、拉桿及圍樑中加以考慮。

船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施（碼頭或繫泊浮筒等）之外力，應考量計畫靠泊船舶尺寸（噸位、船長、船寬、船深、吃水等）

靠岸方法及靠岸速度、繫泊設施結構、繫泊方法及繫泊系統性質等，並就風、波、水流等之影響，採用適宜之方法計算之。

2.3 耐震性之探討項目

板樁受到地震力的震動時，由於岸壁的柔性，地面附近的土壓力會增大，造成板樁背後地震強度會比其他地區要大。在過去的地震，有很多錨桿被拉斷及錨桿被拉出的例子，所以我們需要非常小心地考慮錨板的阻力及被動土壓力之安全因數。另外，因為基礎地層的滑動或液化導致的結構破壞也經常發生，所以對於基礎液化與滑動的安定性探討也不可忽視。茲將板樁式碼頭耐震性之探討項目歸納如下：

1. 結構物整體之安定性（包括土壓力、水壓力及其他可能外力的穩定性探討）。
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所遭致的影響。
4. 結構物的材料應力。
5. 由功能性的觀點來評估結構物與地層之相對變位所產生的作業影響。

本研究礙於研究期限的因素，本年度只針對錨碇鋼板樁式碼頭之耐震性探討項目 1、3、4、5 項加以探討，至於第 2 項則留待未來再加以探討。

2.4 土壤液化

由於土壤液化為港灣構造物，特別是重力式碼頭與板樁式碼頭受損主要原因之一，本小節特別針對土壤液化問題進行文獻回顧。目前，國內對砂質土壤液化之定義、影響因素、評估條件、評估或判定方法以及防治與處理之方法均有規範可循，本研究僅列出既有規範與其他研究文獻中較典型方法，以供參考。

2.4.1 概說

土壤液化係指當充滿地下水而飽和的疏鬆細砂或砂質粉土，在地震力或反覆振動作用下，發生土壤結構的改變，同時，土壤顆粒間隙變得較緊密，加上地震搖幌的速度大於一般砂土能將多餘的地下水排出的速度，使得土壤中的孔隙水壓逐漸上升，致使土壤之有效應力減低，當土壤中的孔隙水壓升高到與土壤顆粒所承受的垂直壓力相等時，亦即有效應力為零，土壤將喪失其原有剪力強度而成液態化，即稱為「土壤液化」。

土壤發生液化時，較顯著者，會發生噴砂、噴水、構造物基礎產生嚴重下陷、傾斜、地表被水壓力擠壓等現象；較輕微者，則僅造成地層下陷及基礎不均勻沈陷等現象。

影響土壤液化之因素[林美聆等 2001^[14]、賴聖耀等 2003^[12]]包括：相對密度(密度越高者越不易液化，<50%者易發生液化、>70%不易液化)、土壤顆粒特性如大小、級配與形狀(細砂較粗砂粉土易液化、級配均勻者較級配優良者較易液化、球型較其他形狀之顆粒液化之可能性較大)、土壤種類(砂土液化可能性最大)、地下水位(地下水位高者易液化)、細料含量(等相對密度下，細料含量增加可降低土壤液化潛能)、細料塑性指數(液化阻抗隨塑性指數增加而提高)、有效圍壓(深層土圍壓較大，液化阻抗較高)、振動延時與強度(延時越長、強度越大，液化潛能越高)、擾動(緊密砂受擾動後變疏鬆，易液化；疏鬆砂

受擾動後變緊密，液化阻抗提高)、應力歷史(曾受過小規模地震之土層，因互鎖作用使得液化阻抗提高)、過壓密比(此值越高，液化阻抗越大)。Iwasaki et al. [1982]之研究顯示：現有河床、古河道、沼澤、新生地與谷地最可能發生液化現象；沖積扇、沖積平原、天然土提、沙丘、海灘、河灘與平原地有可能發生液化；台地、丘陵與山地較不會發生液化。

由於碼頭構造物係常建築在屬於沖積土層之臨海地區，而建造過程中也常以抽砂來填碼頭後線陸地，這些土層最可能發生液化現象，而過去的震害也顯示，因土壤液化而造成碼頭破壞之情形很常見，所以，港灣構造物之耐震設計中，對工址進行土壤液化潛能之分析以及設計完成後之液化檢討非常必要。

2.4.2 土壤液化潛能之評估

液化潛能評估的方法有很多種，因數值分析法之運算過程較為複雜，故一般最常使用的是『簡易分析法』，此種分析方式是累積許多理論分析、室內及現地的試驗與震災案例之研究綜合成果。基本上，簡易法可以分為兩大部份：第一部份為利用設計基礎時所用之地表最大加速度 PGA，以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所承受之反覆剪應力比(CSR)；第二部份係估算土層之液化阻抗(CRR)，評估土層液化阻抗的方法有相當多種，其方法又分室內試驗法及現地試驗法，室內試驗包括動態三軸、反覆直剪、反覆中空扭剪等，利用現地試驗的結果則包括 SPT-N 值、CPT- q_c 值、震測剪力波速 V_s 等，根據選定的分析方式而採用適當的地質調查方法。

以下對較常用之方法作簡要說明：

- (1) 簡易判斷法 (可參考國內現行規範)
- (2) SPT-N 法

SPT-N 法基本上是根據土壤鑽探時之標準貫入試驗打擊數 N 來評估土壤液化之潛能，由於 SPT-N 法是最早發展的現地強度試驗法，且土層資料的完整性較高，故 SPT-N 被認為是較可靠的評估參數，其中最典型的方法包括：

- T&Y 法^[15] [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]
- Seed et al. ^[16]簡易經驗法 [1985]
- JRA 法^[17] [日本道路協會簡易經驗法, 1990, 1996]
- CBC 法^[18] [中國大陸簡易經驗法, 1989]

(3) CPT- q_c 法

基本上，此法之精神與 SPT-N 法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗 q_c 作為評估之參數，具體內容及設計流程本研究在此不詳述。

(4) 震測剪力波速 v_s 法

此法為 Tokimatsu[1990]經由試驗證明與剪力波速 v_s 相關之最大剪力模數與抗議化強度間有良好之關係，而發展出以現地震測之剪力波速 v_s 為參數來評估液化潛能之方法。

(5) 賴聖耀機率統計分析法

本中心賴聖耀研究員應用機率統計分析方法，配合 921 地震及世界各地所蒐集之液化與非液化案例 592 組，發展出以 SPT 評估土壤液化之本土化方法，該方法介紹請參考本所出版之「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」[賴聖耀等 2003^[12]]，本研究在此不加贅述。

本研究在既有鋼板樁碼頭之耐震能力評估與變位量分析部份，板樁背填土壤液化之評估將採用本所賴聖耀之機率統計分析法來評估。

2.5 變位量與功能性評估

國際航海協會 INA 於 2001 年出版之[Seismic Design Guidelines for Port Structures]^[4]一書中，針對各類碼頭構造物提出幾種變位量評估方法，如表 2.5.1 所示，由簡到繁列出簡便分析、簡便動力分析與動力分析三類方法。其中板樁式碼頭之簡便分析法乃運用基於力量平衡之擬靜力分析法，來評估碼頭之耐震能力，其穩定分析所得之安全係數 F_s 與各變位參數之關係可由表 2.5.2 之經驗公式換算，由於該經驗公式之相關係數值不高且標準偏差值很大，基於統計學的原理，其可信度不高，所以本研究不予採用。另外，在動力分析部份，國際航海協會建議板樁式碼頭可採用有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)來分析，由於其分析方法學理較困難，對於現場工程人員來說，撰寫相關程式或取得相關應用軟體均較困難，本研究基於提供簡易之變位量分析供工程實務界應用的立場，選擇 Newmark Type 滑動塊體法來分析板樁不穩定狀況下之變位量，並進一步以國際航海協會所提供之板樁式碼頭功能性等級（如表 2.5.3 所示）來評估既有碼頭之功能性是否滿足該規範之規定來作一簡單的探討。

表 2.5.1 各型式碼頭對應之評估方法

評估方法 碼頭型式	簡便分析	簡便動力分析	動力分析
重力式碼頭	擬靜力分析	Newmark Type (滑動塊體法) 或 簡易圖表法	FEM / FDM
板樁式碼頭			
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析與反應譜法	

[資料來源：INA 2001^[4]]

表 2.5.2 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之相關性

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d(cm)	$d=-1.6+34.9(1/F_s)$	0.68	27
沈陷量 s(cm)	$s=-5.3+14.7(1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 d/H(%)	$d/H=-1.5+5.8(1/F_s)$	0.65	5

[資料來源：Uwabe 1983^[5]]

表 2.5.3 INA 板樁式碼頭功能性等級(定量)

損壞等級(功能性等級)		等級	等級	等級	等級
殘留變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5%	待定	待定
		朝海側傾斜角	<3°	待定	待定
	岸肩	不均勻沈陷量	<0.03~0.1 m	待定	待定
		岸肩與後線陸地沈陷差	<0.3~0.7m	待定	待定
		朝海側傾斜角	<2~3°	待定	待定
最大應力或應變反應值	壁體	基礎面以上	彈性	塑性(不超過容許韌性或極限應變)	塑性(超過容許韌性或極限應變)
		基礎面以下	彈性	彈性	塑性(不超過容許韌性或極限應變)
	拉桿		彈性	彈性	塑性(不超過容許韌性或極限應變)
	錨錠設施		彈性	彈性	塑性(不超過容許韌性或極限應變)

[資料來源：INA 2001^[4]]

2.6 其他相關研究報告

本節將分別對本中心過去之「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」^[1]、「花蓮港外港防波堤及碼頭鋼板樁監測 - 碼頭鋼板樁岸壁調查檢測」^[6]與「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」^[7]三本報告作一簡單之回顧，說明如下：

2.6.1 港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究

1999 年 921 大地震，造成許多生命的損失及許多硬體設施的損害，包括建築物、公路、橋樑、港灣、維生線及工業設施的破壞，是臺灣近代災損最大的地震。此次災害中，臺中港之#1 至#4A 碼頭亦發生損害，擋土沉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，造成臺中港不小的營運損失。

該報告針對臺中港區液化危害度分析及震陷潛能分析的結果，來評估臺中港#1 至#4A 沉箱式碼頭之地震穩定性。另外，由於港灣沉箱式碼頭因有背填土壤，該報告將其分為背填土壤液化、未液化、部分深度液化三種情形分析；且針對各種情況下沉箱碼頭構造物受到地震力時之受力機制，配合推算出的 921 大地震臺中港之地表最大加速度，以探討臺中港#1 至#4A 碼頭之耐震穩定性。

該報告探討結果，由 921 地震臺中港 1-4A 碼頭之穩定性分析顯示：(1)背填土若未液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.96 \sim 1.03$ ，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 0.5 至 1.7 公尺之現象。(2)背填土若全部液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.61 \sim 0.83$ ，碼頭應屬於極不穩定而向海側大移動。(3)由賴聖耀、謝明志(2000)之液化潛能分析得知，碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8 ~ 14m，背填土部份深度(2.8-14m)液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.75 \sim 0.87$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向海側移動。因此 921 地震臺中港 1-4A 碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺

之原因，除了地震引致沉箱之慣性力外，可能是背填土部份深度液化，增加之側壓力所造成。若全部液化，其超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍，則碼頭不穩定之移動可能更大。

2.6.2 花蓮港外港防波堤及碼頭鋼板樁監測 - 碼頭鋼板樁岸壁調查檢測

該研究對象以花蓮港航道岸壁、5 號及 6 號碼頭鋼板樁受海水腐蝕狀況檢測為主，文中有針對花蓮港鋼板樁現況強度在平時與地震時之安全性作一分析評估，評估結果鋼板樁主體結構在平時與地震力 ($k=0.2$) 作用下入土深度、構材強度足夠，但對於板樁附屬配件如錨桿、圍樑及錨碇板等，由於並未開挖檢查現有狀況，所以並沒有對其安全性作評估，另外，由於該報告沒有針對該地區液化潛能作評估，所以在分析地震力作用下結構穩定性時也沒考慮土壤液化所產生的影響。

2.6.3 地震引致板樁式碼頭之穩定性分析

該研究為本研究之前一年報告，主要考慮既有碼頭考慮土壤液化因素下，評估其在原有設計震度($K_h=0.1$)下之穩定性分析，評估結果為不考慮背填土壤液化之情況下，所評估之既有碼頭在地表加速度為 0.01g 的情況下，其耐震性大致符合要求，但若將可能液化的土層考量進來，則評估的結果其耐震能力則大打折扣。另外，由於該報告沒有針對評估不穩定的既有碼頭作進一步之耐震能力評估及變位量分析，所以本年度本研究進一步補足該報告此部份之不足。

第三章 震害案例及破壞模式探討

板樁式碼頭岸壁因重量輕，所以適用於軟弱地層，由以前發生的地震災害包括板樁向前傾倒致岸壁向外凸出，板樁背後土壤沉陷，岸壁上地面龜裂，胸牆傾倒及上面的平台倒塌入海等；另外錨碇部份也會被破壞，如錨桿被拉裂及錨板被拉出等情形。本章將列舉過去板樁式碼頭受地震破壞的案例，並進一步歸納探討碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。

3.1 震害案例

臺灣除 88 年 9 月 21 日的集集大地震造成臺中港部分碼頭受損的例子外，其餘因地震造成的碼頭災損案例很少見諸文獻上，所以本節將以日本過去港灣地震災損的案例^[8]來介紹鋼板樁碼頭的破壞情形。

1. 1944 年東南海地震和 1946 年南海地震

此兩次地震造成名古屋港幾乎所有的板樁駁岸都向海側鼓出如圖 3.1.1 所示，由圖顯示，板樁入土部分雖不長，但未見板樁下端有滑動的情形。其破壞原因可能為錨碇失效（包括錨碇力不足或錨碇板樁穩定度不足），而造成板樁向海側鼓出。

2. 1968 年十勝沖地震

1968 年十勝沖地震在八戶港觀察到地震加速度為 0.26g，八戶港小中野 1 號碼頭岸壁遭到地震的嚴重破壞，如圖 3.1.2 所示，岸壁由於錨碇抗力不足向海側傾斜 5 度，最大鼓出位移有 60cm，另外，在回填土表面發現裂縫及數十厘米的沉陷。

圖 3.1.3 為函館港北濱碼頭岸壁遭受地震破壞的情形，板樁與錨碇樁的連接點遭到破壞而斷裂，碼頭向海側鼓出約為 59cm。

由上面破壞情形的描述，清楚說明破壞原因為鋼板樁錨碇失效。

3. 1978 年宮城縣沖地震

在石卷港，前沿水深為-10m 的中島碼頭鋼板樁駁岸及前沿水深為-9m 的日和碼頭鋼板樁駁岸兩者都向海側滑動，最大滑動量為 57cm，潮見碼頭的鋼板樁駁岸最大滑動為 119cm。圖 3.1.4 為碼頭斷面圖，由圖可知碼頭岸壁的錨碇形式是採用鋼板樁，碼頭岸壁的後方可以看到從鋪面的裂縫處及接縫處冒出的砂。

由上面的震害描述，其破壞原因可能為背填土發生液化，造成錨碇鋼板樁穩定度不足而產生變位，造成主鋼板樁因錨碇失效而向海側滑動。

4. 1983 年日本海中部地震

在秋田港大多數的碼頭岸壁是鋼板樁岸壁，在水深-10m 的小濱 2 號碼頭的鋼板樁岸壁發生了嚴重的破壞，岸壁破壞的特徵是前沿大量沉陷，蓋頂傾斜，根據勘查結果，在水面下的板樁被折斷，如圖 3.1.5 所示，這些破壞主要是由後方回填砂的液化所引起的。

由上面的震害描述，其破壞原因可能為背填土發生液化，產生超額的動土壓與水壓超過主鋼板樁之容許應力強度，造成主鋼板樁之破壞。

5. 1995 年阪神地震

1995 年阪神地震造成神戶港并天區鋼板樁岸壁向海側傾斜，如圖 3.1.6 所示，由資料顯示，該岸壁最大法線位移量為 590cm，頂端最大下沉量為 79cm。

由上面的震害描述，岸壁法線位移量相當的大，達到 590cm，此種破壞原因應為錨碇失效所致。

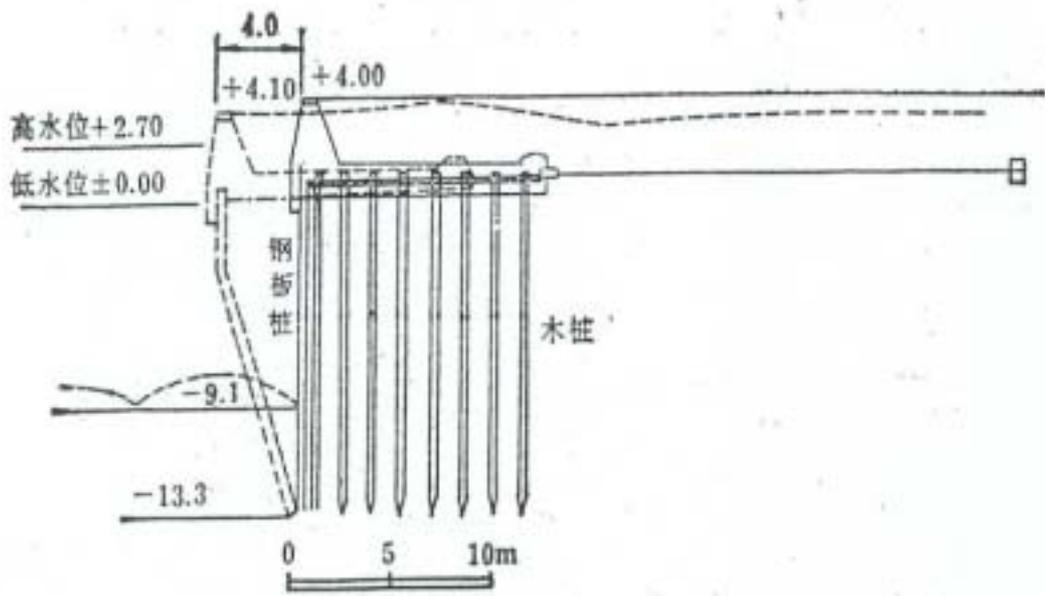


圖 3.1.1 名古屋港板樁碼頭破壞剖面示意圖

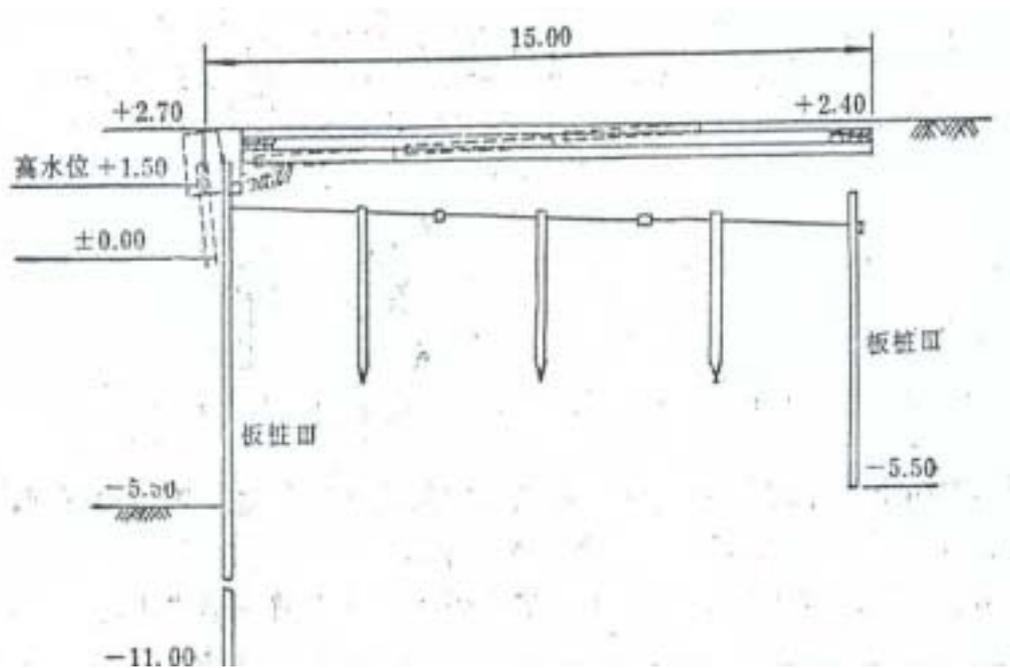


圖 3.1.2 八戶港小中野 1 號板樁碼頭破壞剖面示意圖

資料來源：地震工程學[8]

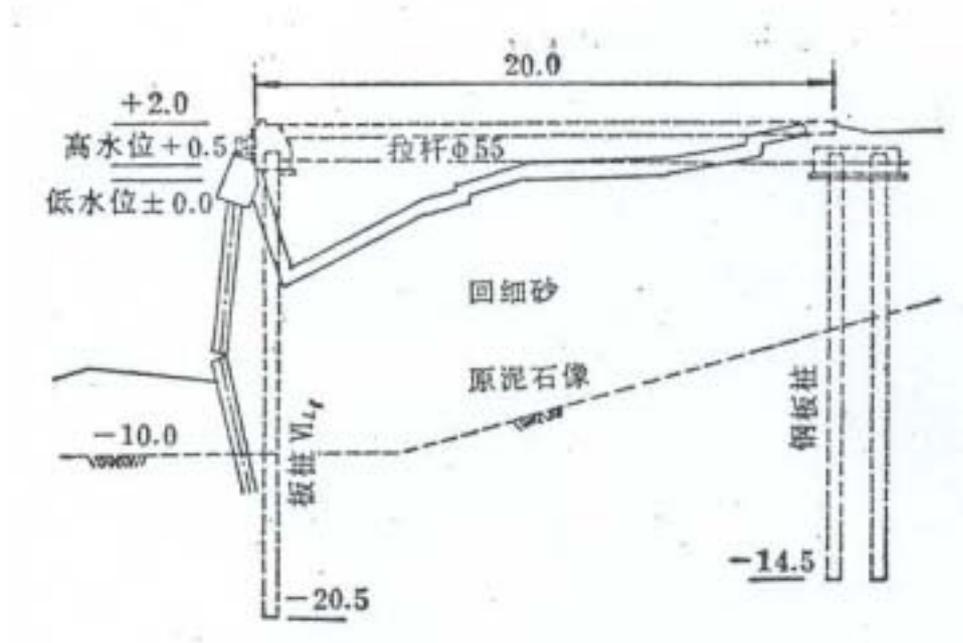


圖 3.1.5 秋田港小濱 2 號板樁碼頭破壞剖面示意圖

資料來源：地震工程學[8]



圖 3.1.6 神戶港并天區板樁碼頭破壞情形

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[9]

3.2 破壞模式與原因

由前面的板樁式碼頭震害案例，我們可以簡單的歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 3.2.1 所示，茲將可能的破壞模式及原因說明如下：

1. 板樁結構：此部份指的是板樁結構本體，其可能的破壞模式為結構因地震所產生的額外土壓力及水壓力，超過結構原有之設計強度（包括主樁之材料容許應力、錨碇拉桿或鋼索之容許應力、錨碇板或樁之材料容許應力及穩定度等），造成結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或板樁沿法線方向產生位移及側傾。
2. 岸 肩：此部份指的是碼頭面，其可能的破壞模式為結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
3. 背填土砂：其可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因鋼板樁的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
4. 附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

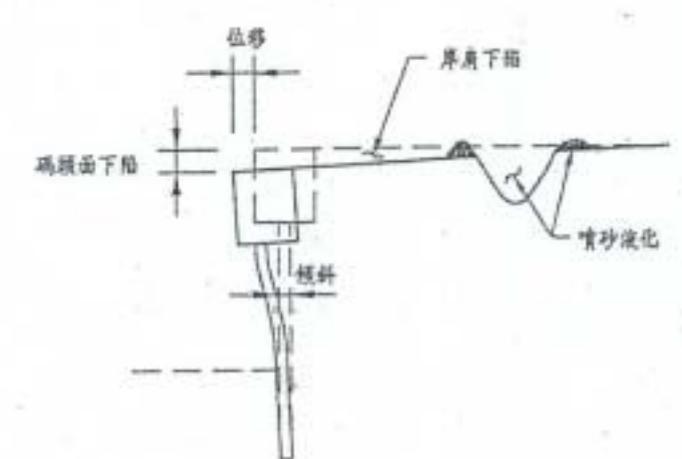


圖 3.2.1 板樁式碼頭受地震力作用可能破壞模式示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[9]

3.3 破壞影響因素

根據「震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段」^[9]該研究報告整理之港灣及河海堤地震災害之影響因素，配合日本阪神地震及臺灣 921 集集大地震及前面實際案例可歸納出碼頭結構物受地震破壞的規模及影響程度之影響因素為地震規模及深度、地理位置、土層及土壤特性、基礎型式及結構型式等，茲說明如下：

1.地震規模及深度

日本阪神地震的規模為 7.2，震源深度約 14 公里，臺灣 921 集集大地震的規模為 7.3，震源深度約 7 公里，這兩次地震的規模均超過 7 以上，且震源深度均屬淺層，也均造成地表結構物大規模且嚴重的損害。

歸納原因為地震規模越大，地殼釋放出的能量越大，對結構物的破壞當然就越大，另外，在相同的地震規模下，震源深度越淺，對結構物的影響也越大。

2.地理位置

日本阪神地震中受損的港口及河海堤，均在震央的周圍附近，尤其是神戶港距震央僅約 17 公里，因此其損壞的程度及規模均相當大，阪神大地震震央與神戶港相關位置如圖 3.3.1 所示。而臺中港距 921 集集大地震的震央約 50 餘公里，因此其受損程度及規模均較為輕微，921 集集大地震震央與臺中港相關位置如圖 3.3.2 所示。

由上面兩港的受損情形比較得知，距離震央越近的結構物其受損會越嚴重，較遠的結構物因地震能量傳遞的衰減，所受到的地震力變小，相對的受損也會較小。

3.土層及土壤特性

由於碼頭結構物是建築在臨海地區，其土層常屬於沖積土層，另外其建造過程亦常利用抽砂來填後線土地，而沖積土層及抽砂填土在地震力作用下均極可能產生液化或沉陷的現象，以致造成港灣設施及河海堤的塌陷損壞。神戶港土層斷面如圖 3.3.3 所示，臺中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面如圖 3.3.4 所示。

4.基礎型式

由於上述土層及土壤特性的因素，因此港灣及河海堤結構建造時的基礎型式，將會影響到它們受地震作用時的破壞可能，例如以樁基礎支撐的結構物將有助於防止因液化下陷，而產生破壞的可能。

5.結構型式

神戶港受損的碼頭及岸壁中，經統計以沉箱重力式的受損最多，較嚴重，而板樁式及棧橋式的受損較少，臺中港受損的碼頭亦是沉箱重力式，其原因為不同的結構型式所承受的地震力不同所致。

依規範設計地震力 $V=K_h \times W$ 為例，在相同的設計震度 K_h 下，結構物自重越大，相對的其設計地震力就越大，也就是該結構物所承受的地震力就越大。

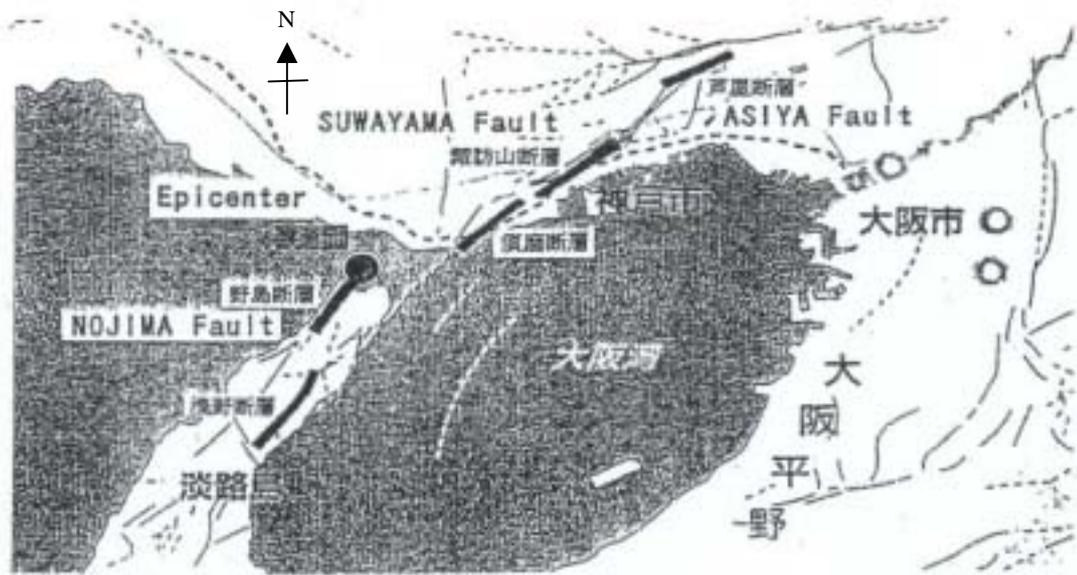


圖 3.3.1 阪神大地震震央與神戶港相關位置圖

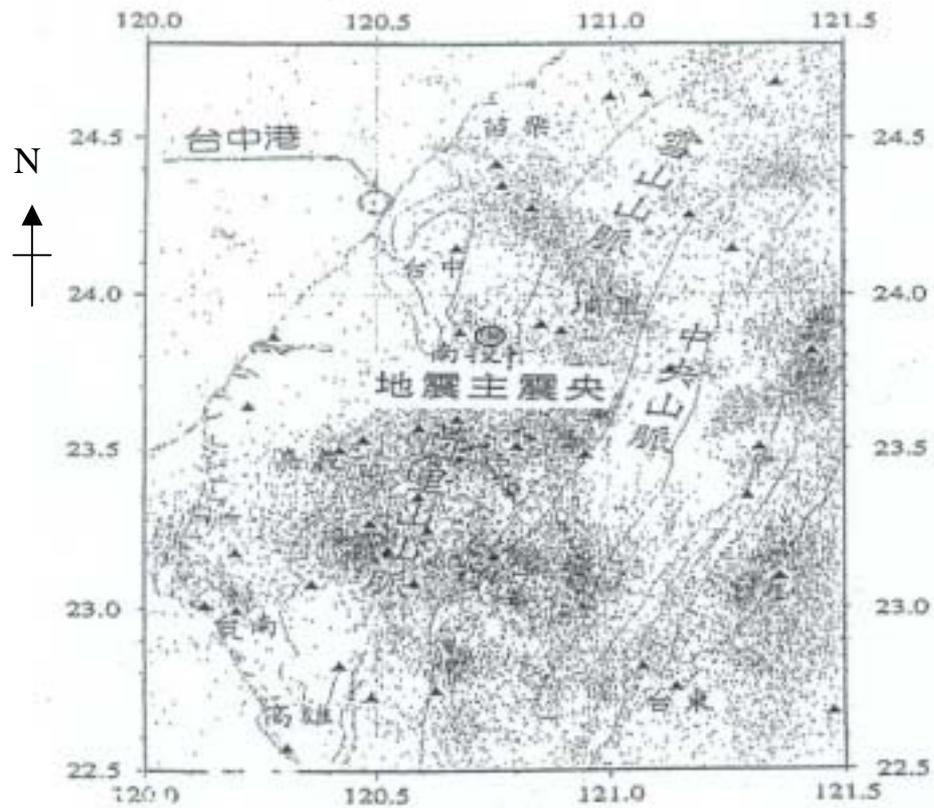


圖 3.3.2 921 集集大地震震央與臺中港相關位置圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[9]

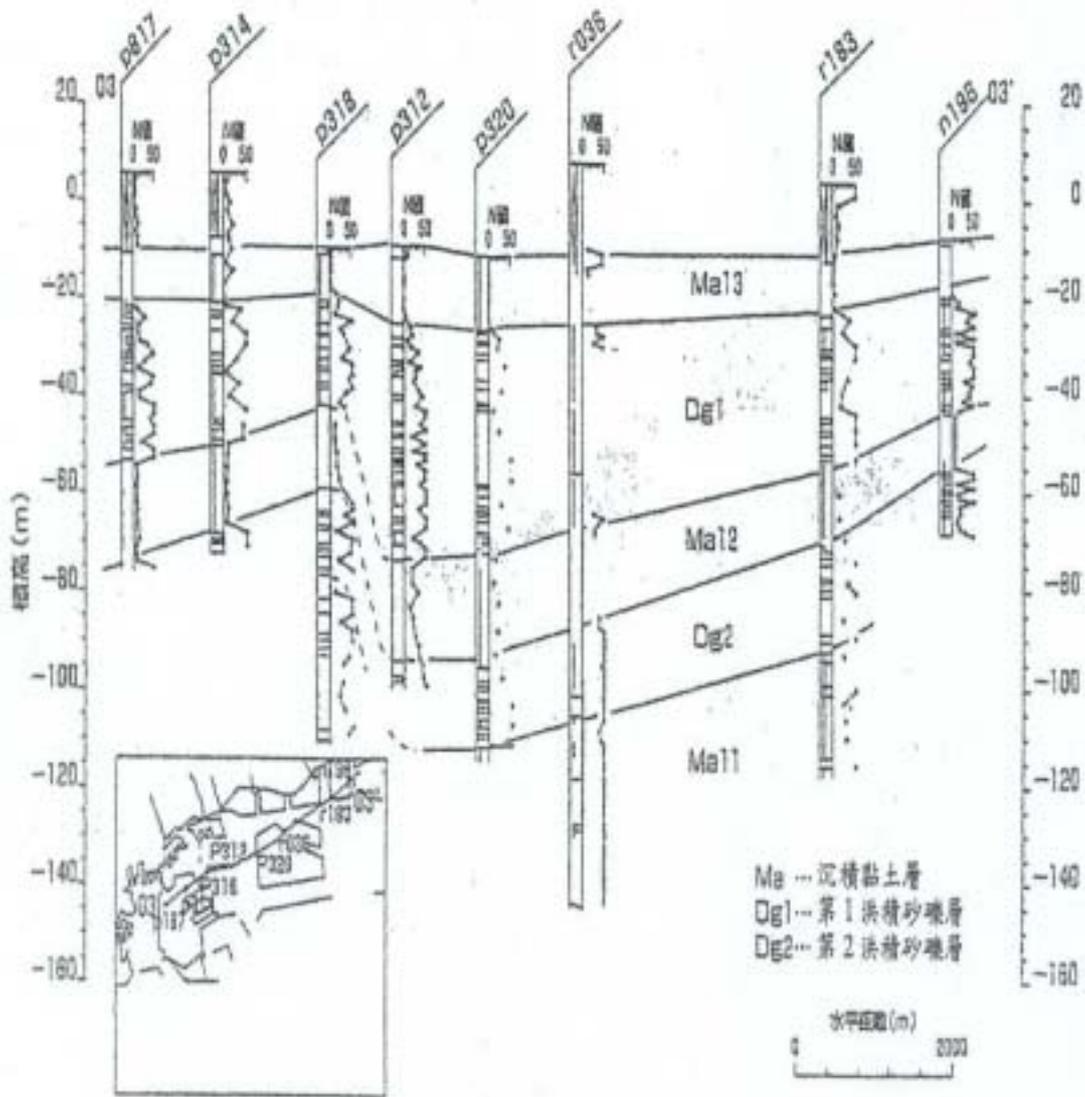


圖 3.3.3 神戶港土層斷面示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[9]

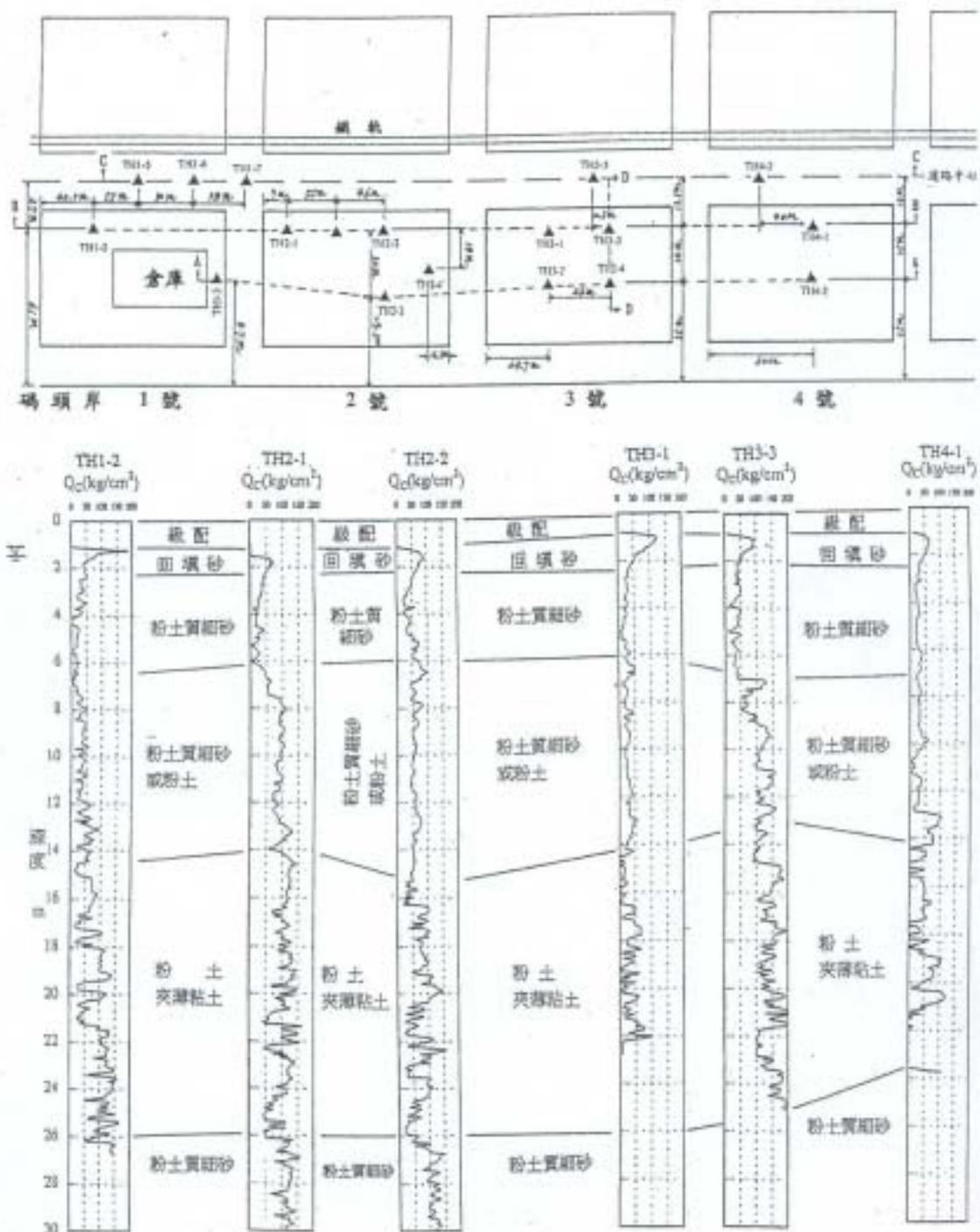


圖 3.3.4 臺中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖

資料來源：臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究[10]

第四章 板樁式碼頭之穩定性及變位量分析

板樁式碼頭在地震力作用下，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成板樁式碼頭構造物更加不穩定。本章，首先針對板樁式碼頭的受力機制作說明，接著針對既有板樁式碼頭受到地震力時其穩定性加以探討，並針對不穩定的情況下，進一步探討其可能產生的變位量。實例說明如下：

4.1 板樁式碼頭受力機制

本節將探討板樁式碼頭構造物之受力機制，約可分為下列幾種情況：

1. 平常情況

板樁受力示意圖如圖 4.1.1 所示，由圖中可瞭解板樁承受主動土壓力（如 2-2-1 式）、被動土壓力（如 2-2-4 式）、殘留水壓力（請參閱 2.2.1 節）、錨碇力及上載荷重。若不考慮土層滑動及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與被動土壓力之水平合力要大於主動土壓力、殘留水壓力與上載荷重組成的水平合力。

2. 地震情況

(1) 背填土壤未液化

板樁受力示意圖如圖 4.1.2 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力（如 2-2-13 式）、動被動土壓力（如 2-2-16 式）、殘留水壓力、動水壓力（如 2-2-21 式）、錨碇力及上載荷重。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之水平合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力與上載荷重組成的水平合力。

(2)背填土壤部分液化

板樁受力示意圖如圖 4.1.3 所示,由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力、錨碇力及上載荷重,另外加上液化土壤產生的側壓力,包括動流體壓力及超額孔隙水壓力(請參閱 4.2.3 節)。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度,該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之水平合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力、上載荷重與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的水平合力。

(3)所有土層液化

板樁受力示意圖如圖 4.1.4 所示,由圖中可瞭解板樁承受殘留水壓力、動水壓力、錨碇力及上載荷重,另外加上液化土壤產生的側壓力,包括動流體壓力及超額孔隙水壓力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度,該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與海側土層液化所產生的超額孔隙水壓力之水平合力要大於殘留水壓力、動水壓力、上載荷重與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的水平合力。但原則上此種受力情況,板樁結構早已因錨碇土層的液化造成錨碇失效而破壞,或錨碇鋼索(桿)因承受過大的拉力超過材料容許應力而破壞,即使上述錨碇失效的狀況不發生,海側的土層液化所產生的超額孔隙水壓力對錨碇鋼索(桿)所產生的力矩也無法抵抗圖 4.1.4 所示的其他所有水平力對錨碇鋼索(桿)所產生的力矩,所以此情況基本上結構是不可能穩定的,所以本研究不列入分析的項目。

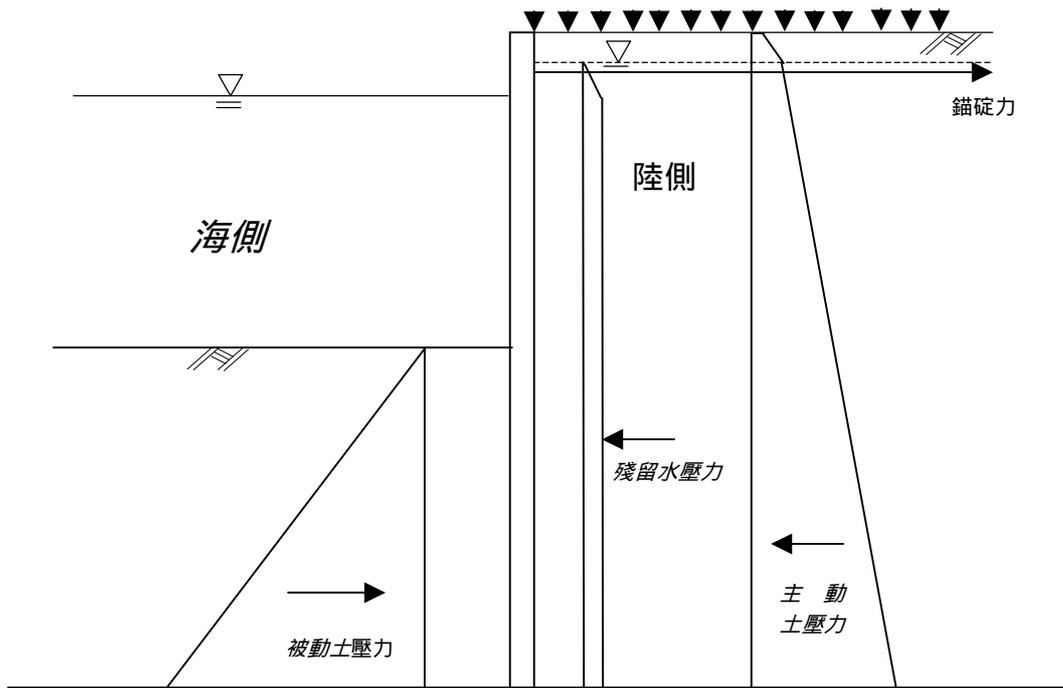


圖 4.1.1 常時板樁式碼頭受力示意圖

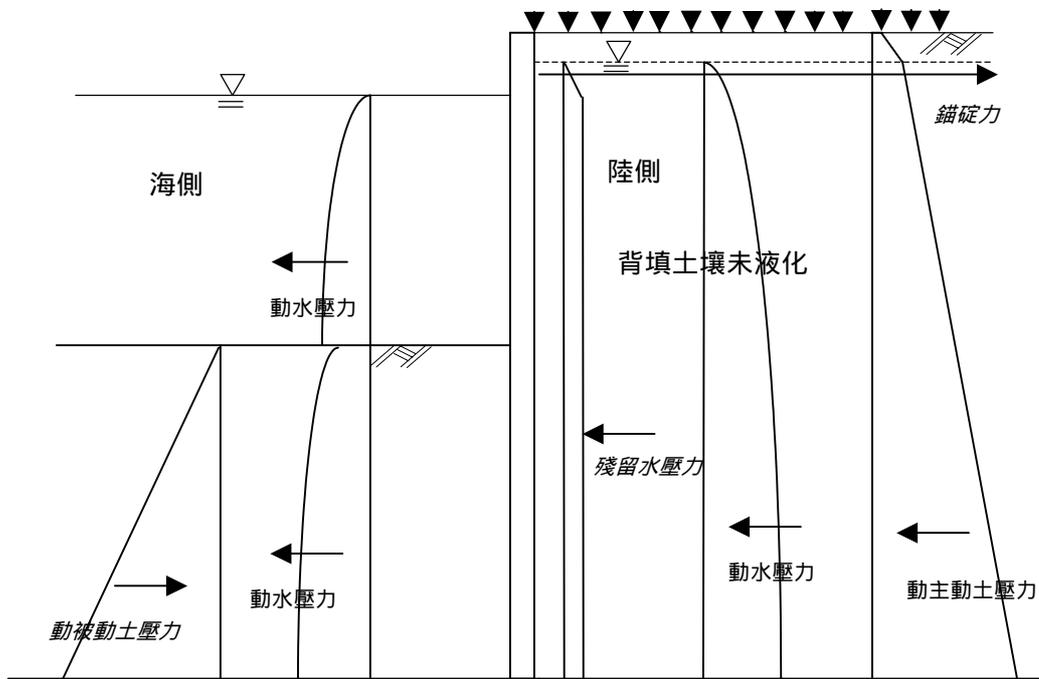


圖 4.1.2 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

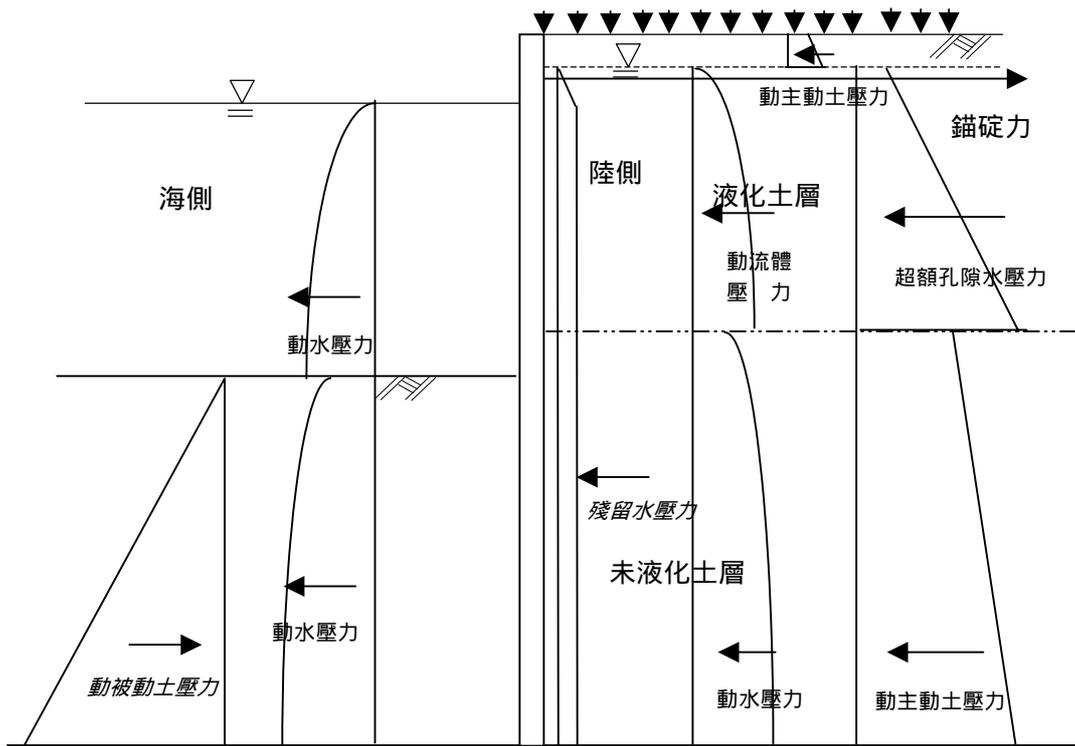


圖 4.1.3 地震時背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖

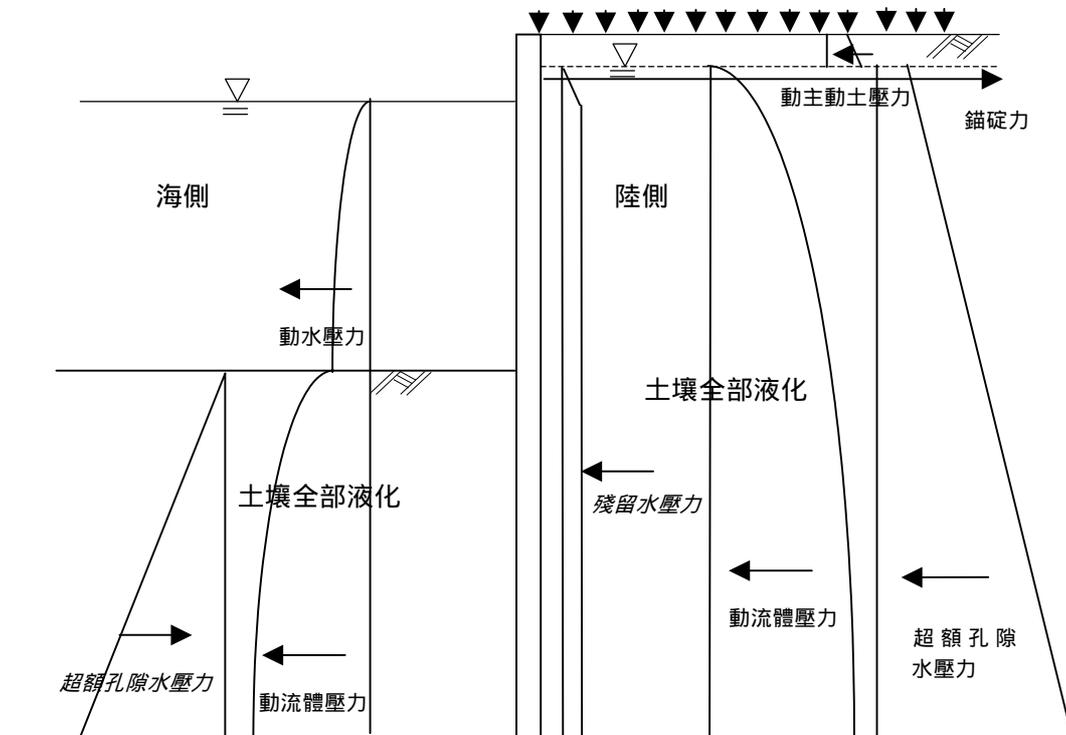


圖 4.1.4 地震時土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖

4.2 板樁式碼頭穩定性分析

從過去地震造成港灣構造物的破壞案例得知，地震產生的土壤液化對港灣構造物的破壞最為嚴重，所以在分析港灣構造物的穩定性時，背填土壤液化所產生的影響實在是不容忽視，所以本節在探討地震力作用下既有板樁式碼頭結構物之穩定性分析時，將以背填土未液化及背填土部分液化兩種情況來分別探討。本節以某國際港之板樁式碼頭為例作一說明，由於該結構物為民國 63 年所設計，所以當初設計所考量的設計條件可能與現況考量的情形不同，包括地表地震力的設定、地震作用下產生的動水壓力及土層液化所產生對結構的影響，因此導致本研究探討的結果可能會與當初的設計有所出入。茲說明如下：

4.2.1 板樁現況與分析條件

由於該碼頭已設計近三十年，所以當初的設計條件已不易獲得，本研究依據該港資深工程師的經驗，過去的碼頭均以地表加速度 $0.1g$ 為設計地震力，也就是以水平震度 $K_h = 0.1$ 來設計，所以本研究先以地表加速度 $0.1g$ 來探討該碼頭之耐震能力；另外，配合該碼頭現況之斷面圖（如圖 4.2.1 所示）該港設計科所提供之結構構材強度（如表 4.2.1 所示）及該碼頭民國 90 年 8 月地質鑽探所得之碼頭陸上的地質分析資料^[11]（如表 4.2.2 所示）合併處理成圖 4.2.2 所示的本研究結構物穩定性分析的資料。

由於我國港灣構造物設計基準仍採用工作應力設計法設計，也就是材料的容許應力只採用 0.6 倍的降伏強度 (σ_y)，但依據目前之設計地震力考量，已將其對結構物使用年限內之破壞機率，經由可靠度理論考慮進來，所以考慮結構物之耐震能力檢核應採用強度設計法才合理，一般港灣工程實務設計均會將其容許應力乘上 1.3 倍來設計，故本研究在爾後的耐震能力檢核部份，將材料的容許應力均乘上 1.3 倍來檢核其耐震性。

表 4.2.1 板樁構材相關資料表

	斷面積 A	慣性矩 I	斷面模數 Z	彈性係數 E	降伏強度 σ_y
主樁 FSP-IVA	-	55,200*2 cm ⁴	3,150*2 cm ³	2100000 kg/cm ²	3000 kg/cm ²
錨碇樁 FSP-	-	16,400 cm ⁴	1,310 cm ³	2100000 kg/cm ²	3000 kg/cm ²
錨碇拉桿	44.18cm ²	-	-	2100000 kg/cm ²	2400 kg/cm ²

資料來源：港務局

表 4.2.2 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	土壤描述	N	γ_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
12	12	灰色沉泥質砂偶夾貝殼	8	2.00	0.	24
16	4	灰色沉泥質黏土	6	1.85	0.5	24
24	8	灰色沉泥質砂或砂質沉泥	22	1.97	0.	31
36	12	灰色沉泥質砂夾砂質沉泥	34	1.99	0.	34
50	14	灰色沉泥質黏土或砂質沉泥	42	2.00	-	-

資料來源：港務局

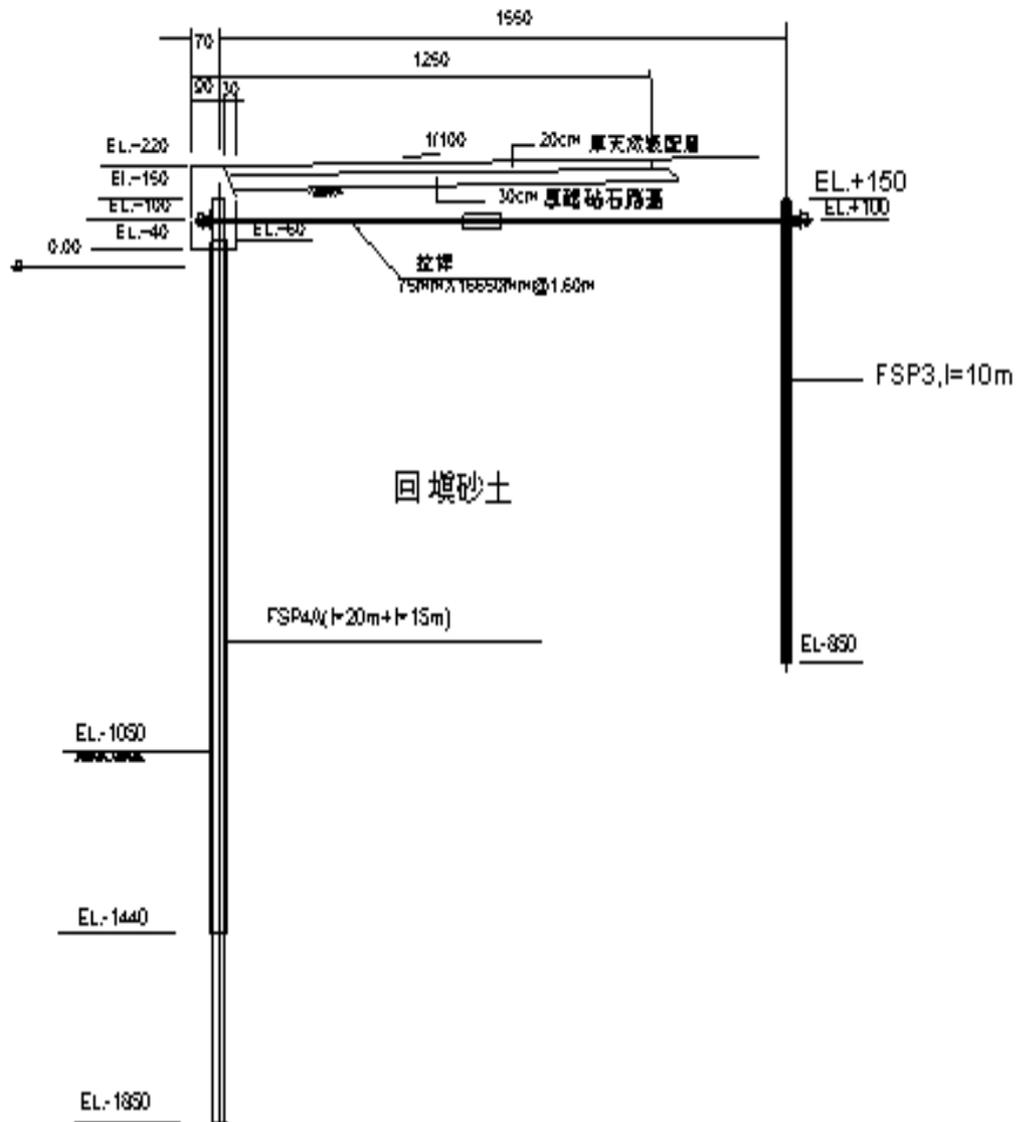


圖 4.2.1 #54~#57 號碼頭現況斷面示意圖

資料來源：港務局

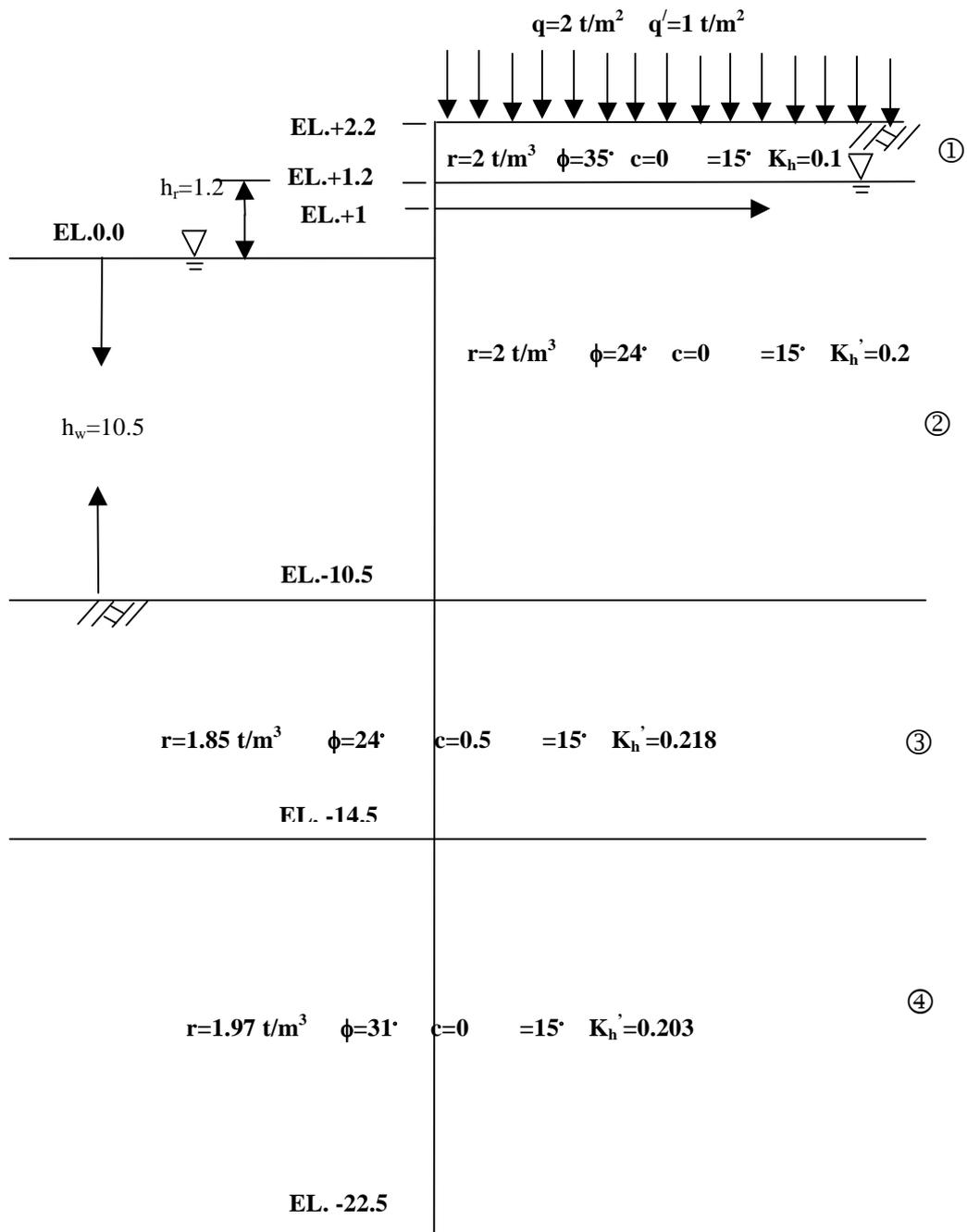


圖 4.2.2 #54~#57 號碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

4.2.2 地震力作用下背填土壤未液化穩定性檢核

本小節針對#54~#57 號板樁式碼頭地震力作用下背填土壤未液化之安全性作一檢核，以圖 4.2.2 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，如本報告第二章文獻回顧之 2-2-14、2-2-17 式計算得各土層地震力作用下之主動土壓力係數 (ka) 及被動土壓力係數 (kp)，如表 4.2.3 所示。

表 4.2.3 各土層地震主動土壓力係數 (ka) 及被動土壓力係數 (kp)

土層	q_i	r_i	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	ka_i	kp_i
1	1	2	35°	0	15°	0.1	0.0997	1	0.306	-
2	1	1	24°	0	15°	0.2	0.1974	11.7	0.558	-
3	1	0.85	24°	0.5	15°	0.218	0.2143	4	0.580	2.866
4	1	0.97	31°	0	15°	0.203	0.2003	8	0.439	4.362

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

依規範規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(4-2-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

本研究以 Fortran 語言撰寫程式，分析板樁所需入土長度、錨碇力及板樁最大彎矩，並經由 Excel 試算軟體計算驗證其正確性，在安全係數 (S.F.) 為 1.2 的狀況下，如表 4.2.4、表 4.2.5、圖 4.2.3 及 4-2-2 式所驗證，所需的板樁入土長度為 21.1 公尺，由圖 4.2.1 板樁現況可以看出，板樁現況入土深度為 20.7 公尺，稍嫌不足規範規定的長度 1.9 %。若以安全係數 (S.F.) 為 1.0 來檢核，如表 4.2.6、表 4.2.7、圖 4.2.4 及 4-2-3 式所驗證，所需的板樁入土長度為 20.1 公尺，則現況入土長度符合安全係數為 1.0 的情況。

表 4.2.4 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$			
P_{a11}	0.296			1	P_{a1}	0.592 (t)				
P_{a12}	0.888									
P_{a21}	1.617			11.7	P_{a2}	55.818 (t)				
P_{a22}	7.924									
P_{a31}	7.502	P_{p11}	1.635	4	P_{a3}	33.818 (t)		P_{p1}	25.368 (t)	
P_{a32}	9.407	P_{p12}	11.049							
P_{a41}	7.683	P_{p21}	14.325	4.4	P_{a4}	37.789 (t)		P_{p2}	102.592 (t)	
P_{a42}	9.494	P_{p22}	32.308							

表 4.2.5 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
55.818	6.939	387.318			
33.818	13.575	459.088	25.368	13.995	355.013
37.789	17.777	671.789	102.592	17.983	1844.898

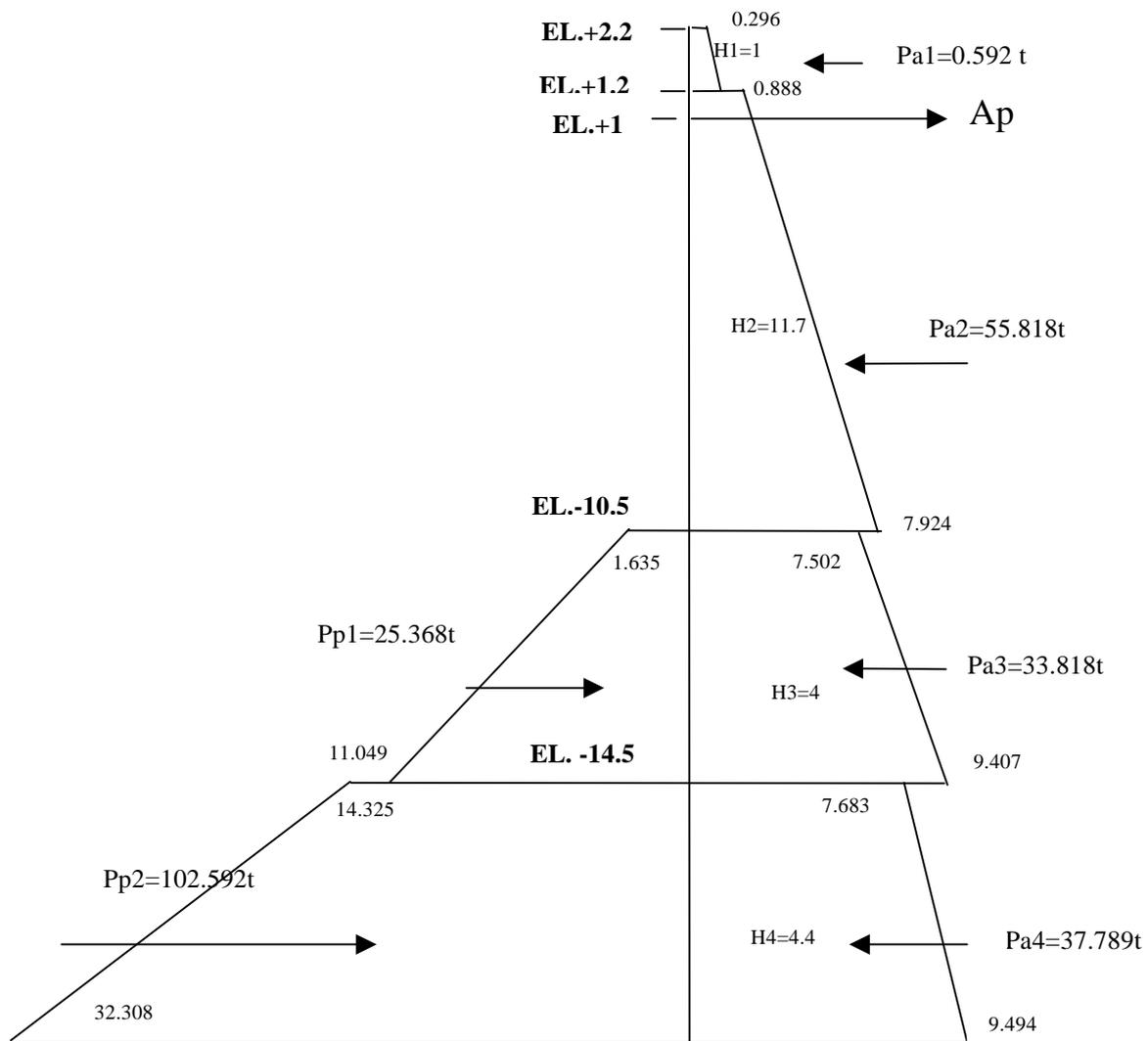


圖 4.2.3 安全係數 1.2 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + h_r * r_w * (h_w + H3 + H4) \\
 &\quad * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\
 &= 237.438 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

將 2-2-21 式對水深 h_w 積分得地震時之動水壓力計算式為

$$Pdw = 7/12 * k_{hl} * r_w * h_w^2$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1)$$

$$= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1)$$

$$= 46.948 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.2 \dots\dots\dots(4-2-2)$$

表 4.2.6 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H _i (m)	各層主動土壓力 = $\frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 = $\frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.296			1	P _{a1}	0.592 (t)		
P _{a12}	0.888							
P _{a21}	1.617			11.7	P _{a2}	55.818 (t)		
P _{a22}	7.924							
P _{a31}	7.502	P _{p11}	1.635	4	P _{a3}	33.818 (t)	P _{p1}	25.368 (t)
P _{a32}	9.407	P _{p12}	11.049					
P _{a41}	7.683	P _{p21}	14.327	3.4	P _{a4}	28.501 (t)	P _{p2}	72.328 (t)
Pa42	9.082	Pp22	28.221					

表 4.2.7 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P _{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	M _{ai} = ① × ② (t-m)	P _{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	M _{pi} = ③ × ④ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
55.818	6.939	387.318			
33.818	13.574	459.088	25.368	13.995	355.013
28.501	17.247	491.561	72.328	17.385	1257.432

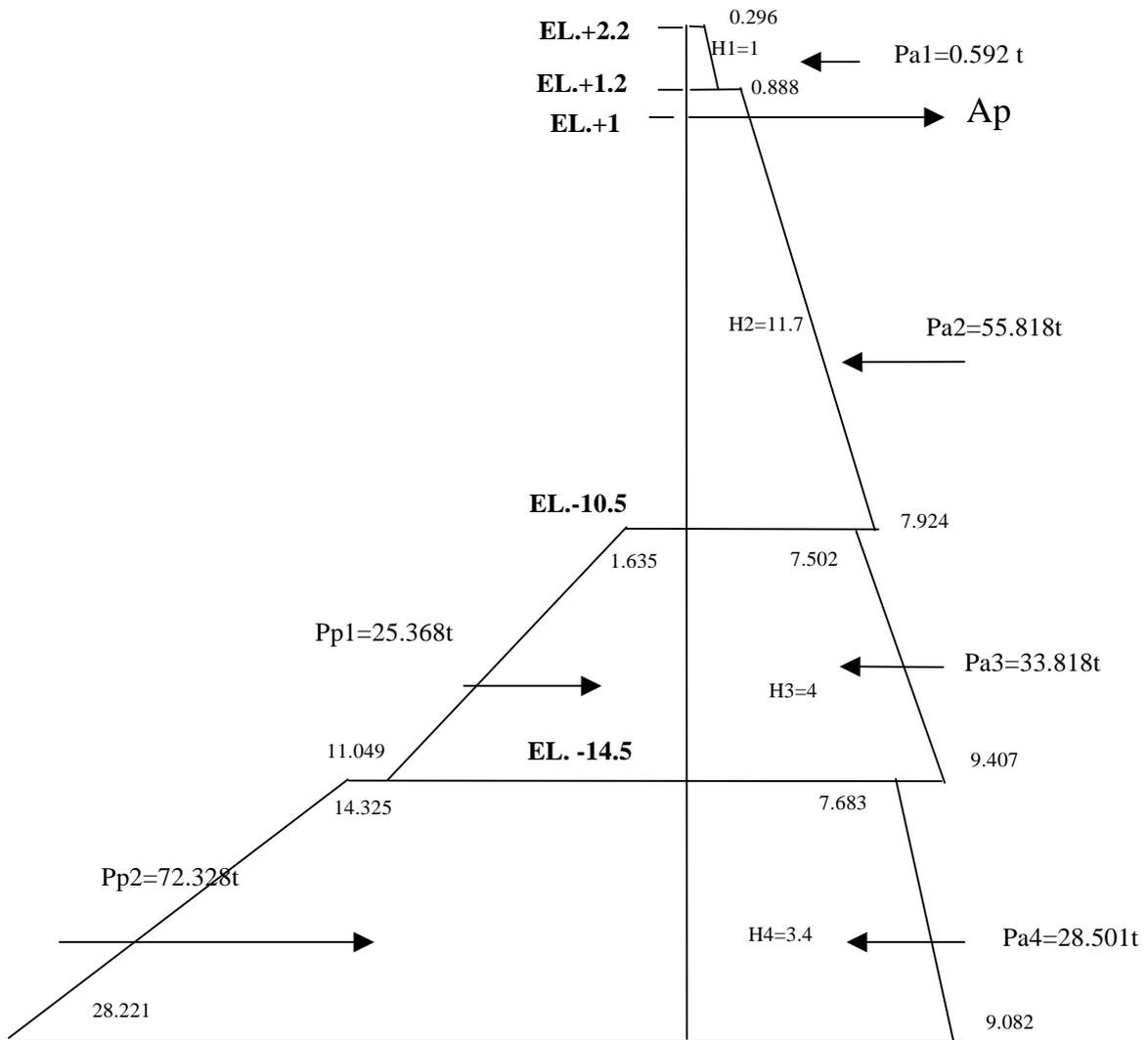


圖 4.2.4 安全係數 1.0 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + h_r * r_w * (h_w + H3 + H4) \\
 &\quad * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\
 &= 214.158 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 Dwm &= 7/12 * k_{hl} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\
 &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) = 46.948 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + R_{wm} + D_{wm} - M_{a1}} = 1.0 \dots\dots\dots(4-2-3)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 4.2.5 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Fortran 程式計算及 Excel 試算軟體驗證，板樁錨碇力為 31.545 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 7.5 公尺處的彎矩 111.37 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2) + \\ & P_{a2} * ((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 \\ &= 0.592 * 12.117 + 55.818 * 4.561 = 261.757 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\ &= 73.998 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (2/5 * 10.5) \\ &= 27.011 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{11.5} = 31.545 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 31.545 * 1.6$$

$$=50.464t < 0.6 \cdot f_y \cdot \text{鋼索斷面積} \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 2400 \cdot 44.18 \cdot 1.3 = 82705\text{kg}$$

$$=82.705 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 7.5 公尺處。
 $M_{\max} = 111.37 \text{ 噸-公尺} < 0.6 \cdot f_y \cdot z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3000 \cdot (2 \cdot 3150) \cdot 1.3$
 $= 147.42 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

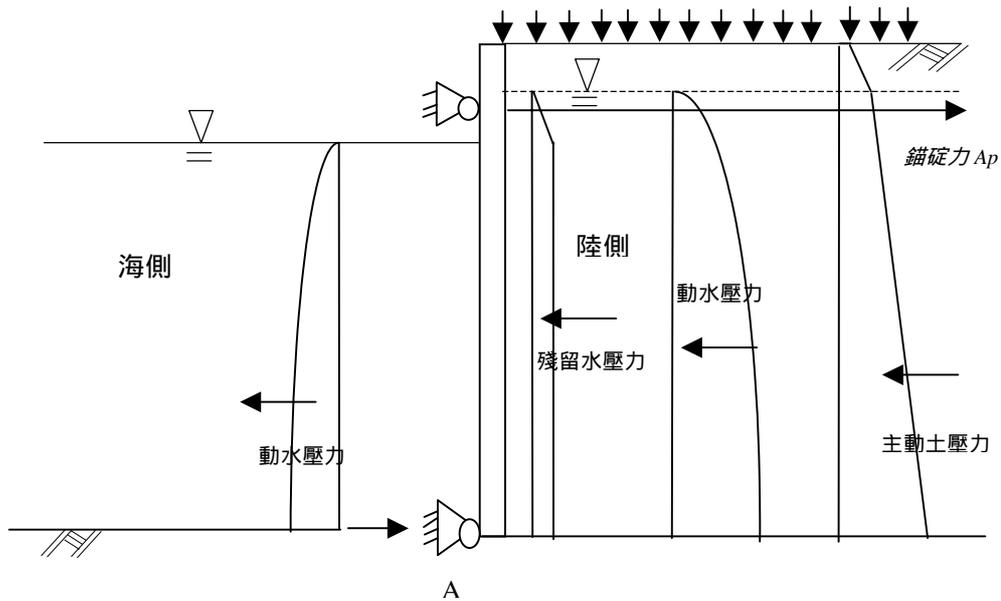


圖 4.2.5 板樁最大彎矩計算示意圖

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \quad \dots\dots\dots (4-2-4)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h=0.15N$

B ：樁寬

EI ：基樁之撓曲剛度

N ：標準貫入試驗值

由表 4.2.2 及圖 4.2.1 可以知道錨碇樁頭之土層標準貫入試驗值為 8, 所以 $k_h=0.15N=1.2$, 又 B 以 100 公分代入, $E=2100000$, $I=16400$, 代入得 $\beta=0.005433$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{31.54 \times 1000}{0.005433} = 1869295 = 18.69 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3000 * 1310 * 1.3 = 30.65 t-m > 18.69 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$, 由圖 4.2.1 所示錨碇鋼板樁長 8.5 公尺, 依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 5.78 m < 8.5 m \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

由圖 4.2.1 及圖 4.2.2 可得知錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ 、 $k_h=0.2$, 由基準^[2] (相關公式請參考 2.2.1 節) 查得主動破壞角 $\zeta_a=38.6^\circ$, 被動破壞角 $\zeta_p=27.5^\circ$, 則錨碇最短距離長度如下式計算得 18.1 公尺, 現況 15.5 公尺長顯然不足。此原因經與港務局資深工程師討論的結果, 可能本研究所引用之土壤參數與當初設計不同, 導致現況錨碇距離無法滿足現況基準之要求。

$$\begin{aligned} D &= 11.5 * \cot \zeta_a + (L_m / 3) * \cot \zeta_p \\ &= 18.1 m > 15.5 m \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$

4.2.3 地震力作用下背填土壤部分液化穩定性檢核

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬高雄港區的液化風險度，如圖 4.2.6 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，#54~#57 號碼頭（圖中標示部分）之液化指數已達 15 以上，依賴聖耀的定義已達嚴重液化風險的程度，所以本節將針對#54~#57 號板樁式碼頭地震力作用下背填土壤部份液化之安全性作一檢核。依後線鑽探孔位之液化深度顯示，高程-1.8~-6.3 公尺之土層已發生液化，故本研究檢核之碼頭受力示意圖如圖 4.1.3 所示。

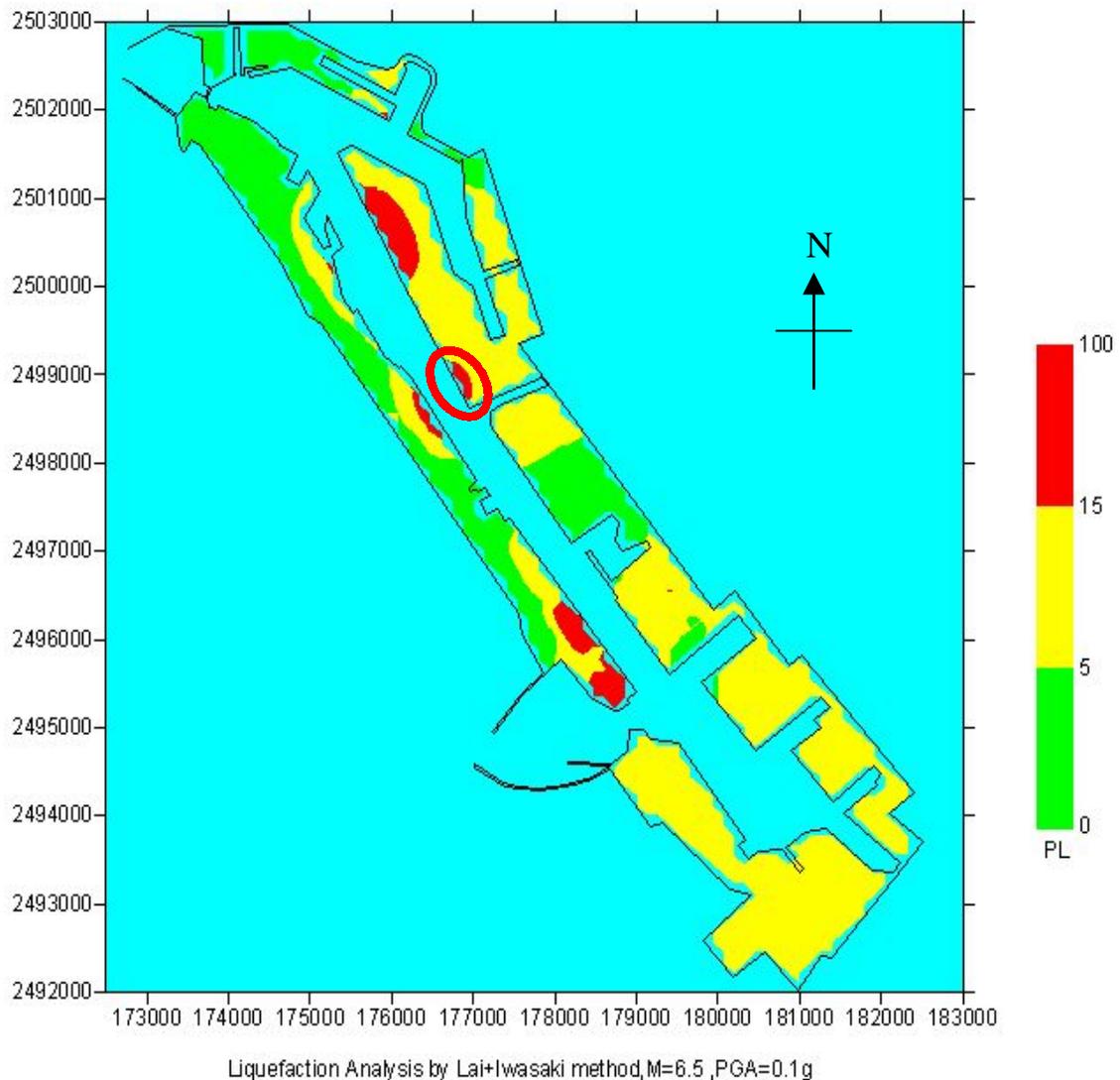


圖 4.2.6 高雄港區地震引致土壤液化之機率危害度

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在安全係數 (S.F.) 為 1.2 的狀況下，如表 4.2.8、表 4.2.9、圖 4.2.7 及 4-2-5 式所驗證，所需的板樁入土長度為 21.4 公尺，以板樁現況入土深度為 20.7 公尺，不足規範規定的長度 3.3 %。若以安全係數(S.F.)為 1.0 來檢核，如表 4.2.10、表 4.2.11、圖 4.2.8 及 4-2-6 式所驗證，所需的板樁入土長度為 20.7 公尺，則現況入土長度剛好足夠。

表 4.2.8 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.296			1	P_{a1}	0.592 (t)		
P_{a12}	0.888							
P_{a21}	1.617			3	P_{a2}	7.277 (t)		
P_{a22}	3.234							
P_{a41}	5.660			4.2	P_{a4}	28.527 (t)		
P_{a42}	7.924							
P_{a51}	7.502	P_{p11}	1.635	4	P_{a5}	33.818 (t)	P_{p1}	25.368 (t)
P_{a52}	9.407	P_{p12}	11.049					
P_{a61}	7.683	P_{p21}	14.325	4.7	P_{a6}	40.656 (t)	P_{p2}	112.469 (t)
P_{a62}	9.618	P_{p22}	33.534					

表 4.2.9 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
7.277	1.467	10.674			
28.527	9.517	271.486			
33.818	13.575	459.088	25.368	13.995	355.013
40.656	17.938	729.269	112.469	18.164	2042.930

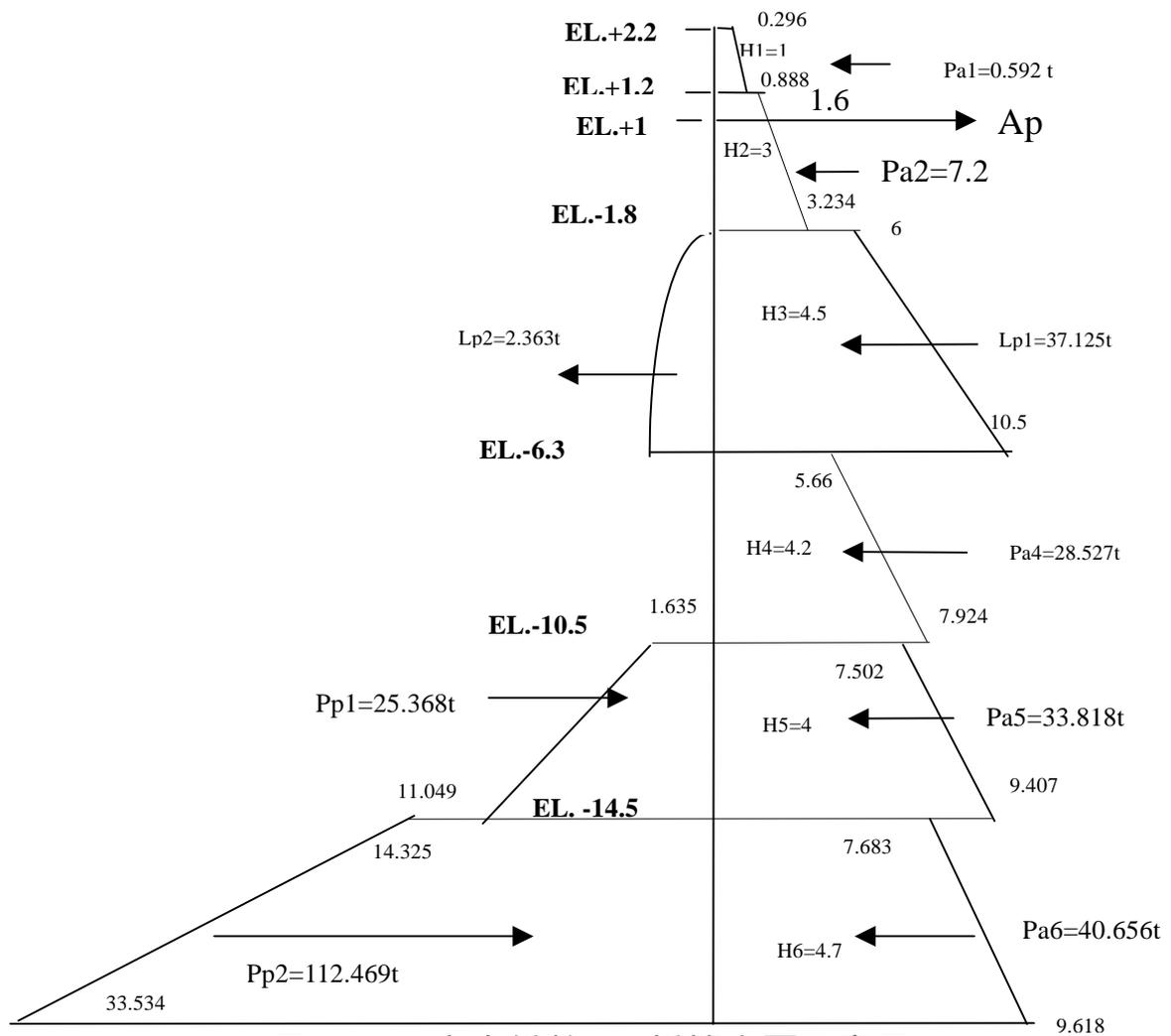


圖 4.2.7 安全係數 1.2 板樁土壓示意圖

液化土層之側壓力

= 液化之超額孔隙水壓力(L_{p1}) + 液化時之動流體壓力(L_{p2})

液化時之超額孔隙水壓力 ($L_{p1} =$ 土壤之有效總應力)

$$L_{p1_1} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 6 \text{ t/m}$$

$$L_{p1_2} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 10.5 \text{ t/m}$$

$$L_{p1} = 0.5 * (L_{p1_1} + L_{p1_2}) * H_3 = 37.125 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(L_{p2})

$$Lp2 = 7/12 * k_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 2.363 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 - 0.2) + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 - 0.2) = 208.069 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 - 0.2) + r_w * h_r * (h_w + H_5 + H_6) * ((h_w + H_5 + H_6) / 2 + 1) = 244.656 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) = 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) = 46.948 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.2 \dots\dots\dots(4-2-5)$$

表 4.2.10 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H _i (m)	各層主動土壓力 = $\frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 = $\frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.296			1	P _{a1}	0.592 (t)		
P _{a12}	0.888							
P _{a21}	1.617			3	P _{a2}	7.277 (t)		
P _{a22}	3.234							
P _{a41}	5.660			4.2	P _{a4}	28.527 (t)		
P _{a42}	7.924							
P _{a51}	7.502	P _{p11}	1.635	4	P _{a5}	33.818 (t)		P _{p1}
P _{a52}	9.407	P _{p12}	11.049					25.368 (t)
P _{a61}	7.683	P _{p21}	14.325	4	P _{a6}	34.024 (t)		P _{p2}
P _{a62}	9.330	P _{p22}	30.673					89.996 (t)

表 4.2.11 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
7.277	1.467	10.674			
28.527	9.517	271.486			
33.818	13.575	459.088	25.368	13.995	355.013
34.024	17.565	597.621	89.996	17.742	1596.733

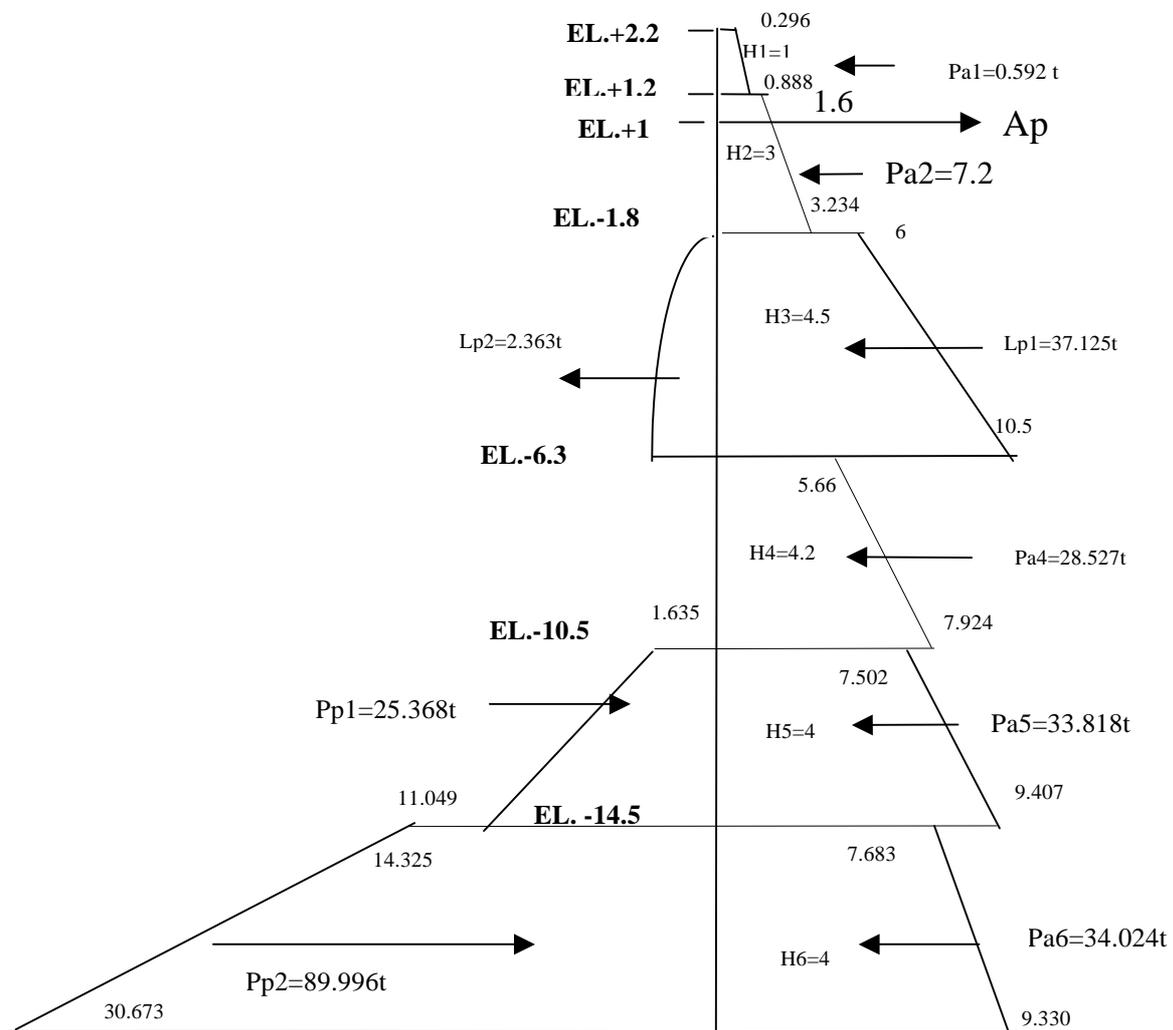


圖 4.2.8 安全係數 1.0 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + r_w * h_r * (h_w + H_5 + H_6) * ((h_w + H_5 + H_6) / 2 + 1) = 227.982 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) = 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) = 46.948 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.0 \dots\dots\dots(4-2-6)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依 4.2.2 節規範規定之計算方式，以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 56.973 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 8.1 公尺處的彎矩 231.91 噸-公尺。

背填土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$Pam = P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * (((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3) = 382.805 \text{ t-m}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 73.998 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (2/5 * 10.5) \\ &= 27.011 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{11.5} = 42.071 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 42.071 * 1.6$$

$$\begin{aligned} &= 67.314 \text{ t} < 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} * 1.3 = 0.6 * 2400 * 44.18 * 1.3 \\ &= 82.705 \text{ t} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 7.2 公尺處。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 156 \text{ 公噸-公尺} > 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3000 * (2 * 3150) * 1.3 \\ &= 147.42 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$

$$\frac{156 - 147.42}{156} = 5.5\% \quad \text{最大彎矩強度不足 } 5.5\%$$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

依據前面小節 4-2-4 公式計算錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數 (F_L) 值介於 0.8~1.0 間，查得其土壤參數折減係數 (D_E) 為 0.666，所以其標準貫入試驗值由 8 折減為 5，所以 $k_h = 0.15N = 0.75$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 16400$ ，代入得 $\beta = 0.00483$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{42.071 * 1000}{0.00483} = 2804733 = 28.05 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3000 * 1310 * 1.3 = 30.654 \text{ t-m} > 28.05 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.2.1 所示錨碇鋼板樁長 8.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 6.5 \text{ m} < 8.5 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

由 4.2.2 小節之錨碇距離檢核探討中已得現況錨碇距離 15.5 公尺顯然不足，在錨碇土層液化的情況下，其錨碇距離要求則會更長，因此現況之錨碇距離則更顯不足，所以此部份就不予再探討。

4.2.4 既有鋼板樁碼頭耐震能力評估

經由 4.2.2 及 4.2.3 小節之穩定性檢核結果，如表 4.2.12 所示，在背填土層未液化之狀況下，除了主樁入土長度在 F.S.=1.2 的情況下長度略顯不足及錨碇距離不夠外，其餘檢核都安全，其原因可能為當初之設計條件與本研究分析之條件不同所致，包括設計地震力計算公式、設計載重及土壤參數等。

在背填土層部分液化的情況下，本研究檢核的結果顯示，除了主樁入土長度在 F.S.=1.2 的情況下長度不足及錨碇距離不夠外，增加主樁容許最大彎矩不足的情形，其主要原因應為當初設計時沒有考慮到土層液化對板樁受力行為的影響。

在不考慮錨碇距離不足的前題下，本研究針對此既有板樁式碼頭耐震能力評估的結果顯示，在地表加速度為 0.072 重力加速度，也就是水平設計震度 $K_h=0.072$ 的情況下，主樁入土長度、主樁容許最大彎矩、錨碇力、錨碇板容許最大彎矩及錨碇樁長度均通過檢核，也就是不考慮錨碇距離的前題下，本研究探討之既有板樁式碼頭之水平耐震能力為 0.072 重力加速度。檢核過程如下所示：

表 4.2.12 板樁式碼頭構造物穩定性檢核結果一覽表

主樁入土長度檢核	土層未液化		土層部分液化	
	F.S.=1.2	F.S.=1.0	F.S.=1.2	F.S.=1.0
	N.G.	O.K.	N.G.	O.K.
主樁容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇力檢核	O.K.		O.K.	
錨碇板容許最大彎矩檢核	O.K.		O.K.	
錨碇樁長度檢核	O.K.		O.K.	
錨碇距離檢核	N.G.		N.G.	

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度為 0.072 重力加速度的狀況下，既有板樁長度 20.7 公尺之被動土壓對拉桿之力矩除以主動土壓對拉桿之力矩為 1.24（如 4-2-7 式所示），滿足基準之安全係數要求要達到 1.2 以上。

表 4.2.13 $k_h=0.072$ 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.279			1	P_{a1}	0.558 (t)		
P_{a12}	0.837							
P_{a21}	1.438			3	P_{a2}	6.471 (t)		
P_{a22}	2.876							
P_{a41}	5.033			4.2	P_{a4}	25.366 (t)		
P_{a42}	7.046							
P_{a51}	6.726	P_{p11}	1.689	4	P_{a5}	30.340 (t)	P_{p1}	26.832 (t)
P_{a52}	8.444	P_{p12}	11.727					
P_{a61}	6.854	P_{p21}	15.132	4	P_{a6}	30.353 (t)	P_{p2}	95.064 (t)
P_{a62}	8.323	P_{p22}	32.400					

表 4.2.14 $k_h=0.072$ 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.558	0.617	0.344			
6.471	1.467	9.491			
25.366	9.517	241.399			
30.340	13.575	411.878	26.832	13.999	375.622
30.353	17.565	533.141	95.064	17.742	1686.650

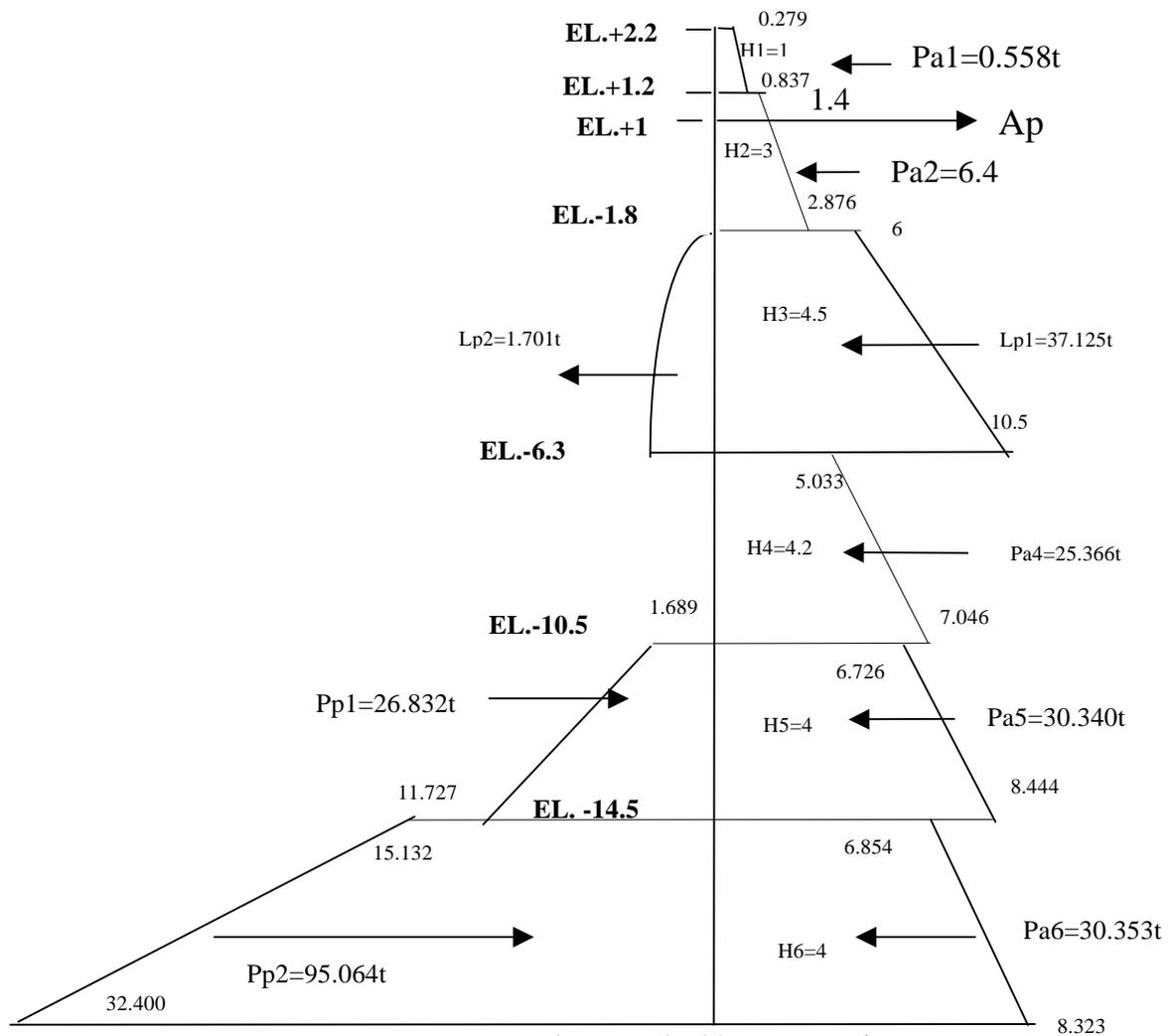


圖 4.2.9 $k_h=0.072$ 各土層板樁土壓示意圖

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1) + 液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1 = 土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 6 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 10.5 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * H_3 = 37.125 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * k_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 1.701 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 - 0.2) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 - 0.2) = 204.431 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + r_w * h_r * (h_w + H_5 + H_6) \\ * ((h_w + H_5 + H_6) / 2 + 1) \\ = 227.982 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\ = 7/12 * 0.072 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) \\ = 33.803 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.24$$

(4-2-7)

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依 4.2.2 節規範規定之計算方式，以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 39.783 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 7.1 公尺處的彎矩 147.404 噸-公尺。

背填土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ & P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\ & LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\ & LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * (((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ & = 364.060 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\ &= 73.998 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.072 * 1 * 10.5 * 10.5 * (2/5 * 10.5) \\ &= 19.448 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{11.5} = 39.783 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 39.783 * 1.6$$

$$\begin{aligned} &= 63.653 \text{ t} < 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} * 1.3 = 0.6 * 2400 * 44.18 * 1.3 \\ &= 82.705 \text{ t} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 7.1 公尺處。

$$M_{\max}=147.404 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 \cdot f_y \cdot z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3000 \cdot (2 \cdot 3150) \cdot 1.3 \\ = 147.42 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

依據前面小節 4-2-4 公式計算錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數 (F_L) 值介於 0.8~1.0 間，查得其土壤參數折減係數 (D_E) 為 0.666，所以其標準貫入試驗值由 8 折減為 5，所以 $k_h=0.15N=0.75$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=16400$ ，代入得 $\beta=0.00483$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{39.783 \cdot 1000}{0.00483} = 2652200 = 26.522 \quad t - m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3000 \cdot 1310 \cdot 1.3 = 30.654 \text{ t-m} > 26.522 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 4.2.1 所示錨碇鋼板樁長 8.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 6.5 \text{ m} < 8.5 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

若考慮錨碇距離之板樁整體耐震性，依現況基準檢核結果，其耐震能力只有達到地表加速度為 0.063 重力加速度 ($K_h=0.063$)，相關檢核過程如下所示：

由圖 4.2.1 及圖 4.2.2 可得知錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ ， k_h 經計算為 0.126，由基準查表內差得主動破壞角 $\zeta_a=44.48^\circ$ ，被動破壞角 $\zeta_p=29.87^\circ$ ，則錨碇最短距離長度如下式計算得 15.48 公尺，現況 15.5 公尺長滿足耐震需求。

$$D = 11.5 \cdot \cot \zeta_a + (L_m / 3) \cdot \cot \zeta_p \\ = 15.48 \text{ m} < 15.5 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

4.3 板樁式碼頭變位量分析

本小節將針對板樁式碼頭受地震力作用，如何以簡易的方法來分析其變位量。本研究參考國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則^[4]，該準則提供重力式、板樁式及棧橋式碼頭之變位量分析方法，由簡到繁分為簡便分析(Simplified Analysis)、簡便動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，如表 2.5.1 所示，其中簡便分析法是以 Uwabe 1983^[5] 依過去之板樁式碼頭災損案例回歸分析所得之經驗公式，如表 2.5.2 所示，因其回歸之經驗公式之相關係數與標準偏差值不佳，所以本研究不建議使用。另外，動力分析方法以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，由於牽涉到比較複雜的分析理論，非基層工程人員可以理解與操作，所以本研究也不建議使用。基於上述原因，本研究選用簡便動力分析法中之 Newmark Type 滑動塊體法作為本研究之板樁式碼頭變位量分析方法。

Newmark Type 滑動塊分析(Sliding Block Analysis)是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於結構基礎之地震歷時表示，結構體滑動之位移由開始滑動至滑動結束之加速度歷時二次積分得到。以板樁式碼頭在地震中的永久位移為例，考量壁體與背填土壤合為一體作剛體運動之假設下，因壁體重量相對於背填土之重量可以乎略，所以整體結構之滑動機制為錨錠拉力與壁體海陸兩測之主、被動土壓及水壓間之穩定，以圖 4.2.8 之圖為例，其穩定之狀況如 4-3-1 式所示，當主、被動土壓力及水壓力之合大於錨錠拉力之容許應力時，如 4-3-2 式所示，則結構體開始產生滑動，此時之震度 (k) 即為所求之臨界滑動加速度 a_t 。

$$A_p + P_{p1} + P_{p2} = P_{a1} + P_{a2} + L_{p1} + L_{p2} + P_{a4} + P_{a5} + P_{a6} + P_{dw陸} + P_{rw} + P_{dw海} \quad (4-3-1)$$

式中

A_p : 錨錠拉力

P_{pi} ：動被動土壓力，相關計算公式請參閱 2.2.1 及 4.2.3 小節

P_{ai} ：動主動土壓力，相關計算公式請參閱 2.2.1 及 4.2.3 小節

L_{p1} ：液化土層之超額孔隙水壓力，計算公式請參閱 4.2.3 小節

L_{p2} ：液化土層之動流體壓力，計算公式請參閱 4.2.3 小節

$P_{dw陸}$ ：陸側動水壓力，相關計算公式請參閱 2.2.1 小節

$P_{dw海}$ ：海側動水壓力，相關計算公式請參閱 2.2.1 小節

P_{rw} ：殘留水壓力，相關計算公式請參閱 2.2.1 小節

$$A_p < P_{a1} + P_{a2} + L_{p1} + L_{p2} + P_{a4} + P_{a5} + P_{a6} + P_{dw陸} + P_{rw} + P_{dw海} - P_{p1} - P_{p2} \quad (4-3-2)$$

臨界滑動加速度 a_t 確定以後，需選擇地震加速度歷時來進行滑動塊分析，當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度 a_t ，壁體與背填土系統開始滑動，將超過 a_t 之歷時加速度對時間作二次積分，得到壁體相對於滑動面之位移。茲以 4.2 節之既有板樁式碼頭配合 921 清水測站之地震歷時紀錄示範說明本研究之變位量分析方法，分析過程如下：

1. 臨界滑動加速度

由 TCU059 清水國小實測地震歷時記錄得知南北向加速度(圖 4.3.1 所示)最大，最大地表加速度為 163gal (cm/sec^2)，依此地表最大加速度評估本案例所在之高雄港港區的液化潛能，得到如圖 4.3.2 所示的液化風險度，由圖可以看出本研究分析的既有碼頭已呈現嚴重的液化，經本研究分析後線鑽探孔位之液化深度顯示，高程 1.2~10.5 公尺之土層已發生液化。經由 Excel 試算軟體計算結果，在地表加速度 $\text{PGA}=0.032g$ 的情況下，錨錠拉桿已發生降伏，也就是結構已發生不穩定開始產生滑動，由此可得臨界滑動加速度 (a_t) 為 0.032g。板樁受力情形 (如圖 4.3.3 所示) 與相關分析過程如下之說明。

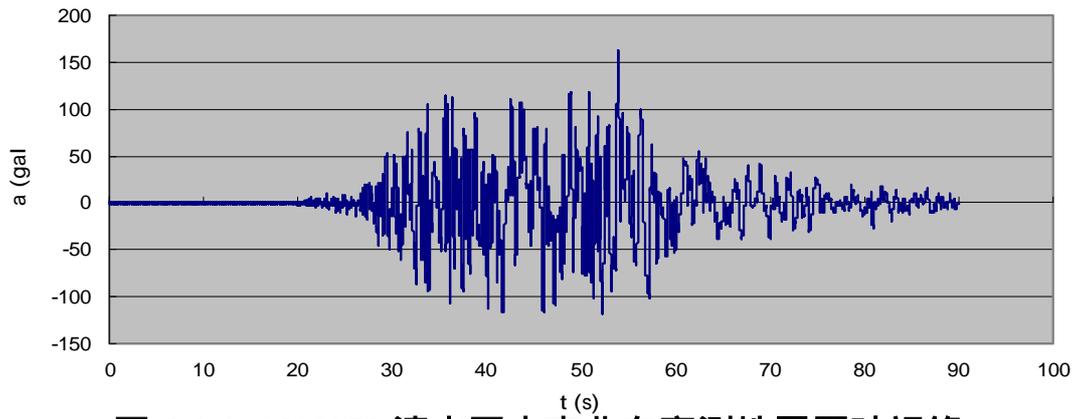


圖 4.3.1 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄

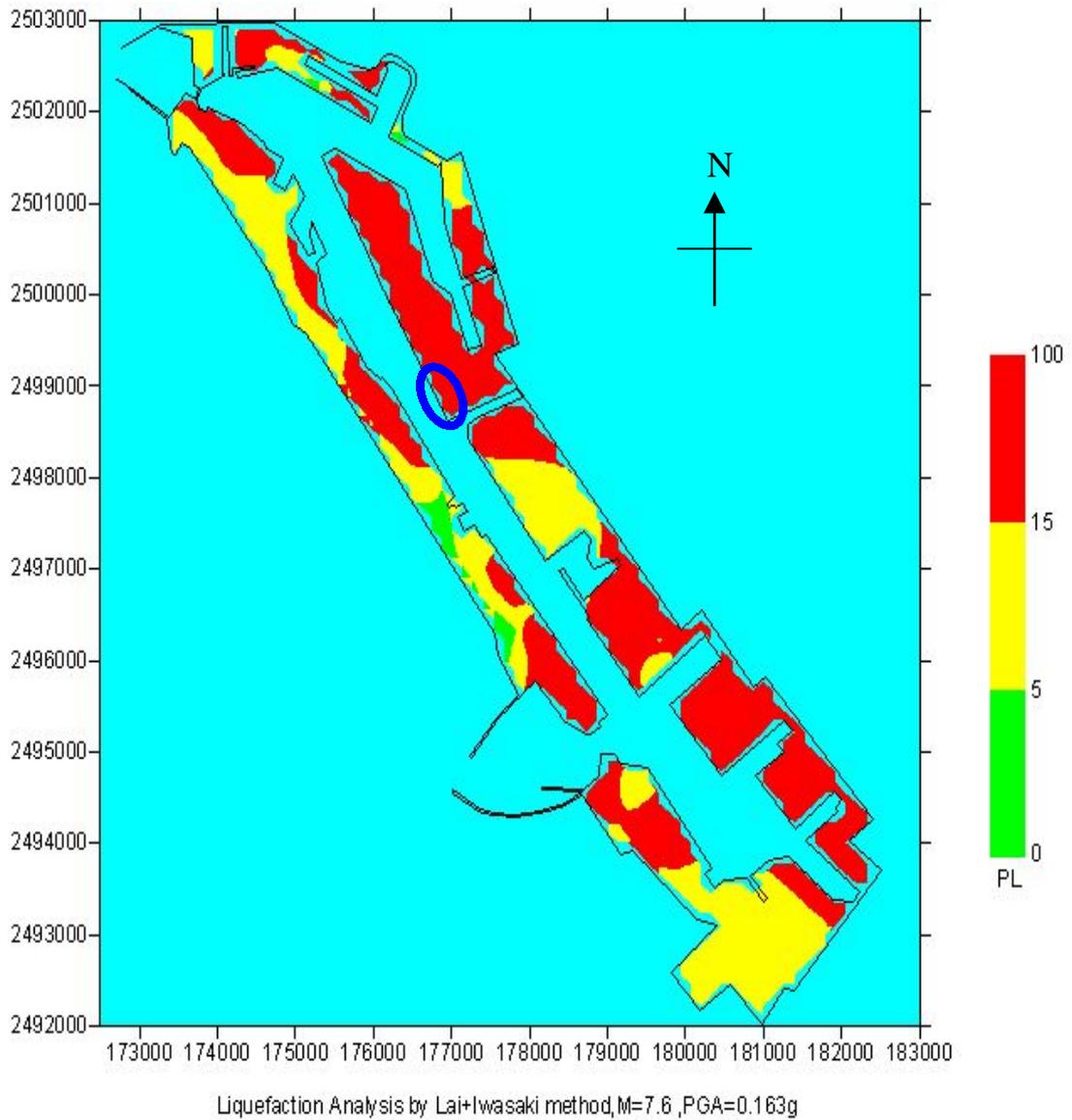


圖 4.3.2 高雄港區 PGA=0.163g 土壤液化之機率危害度

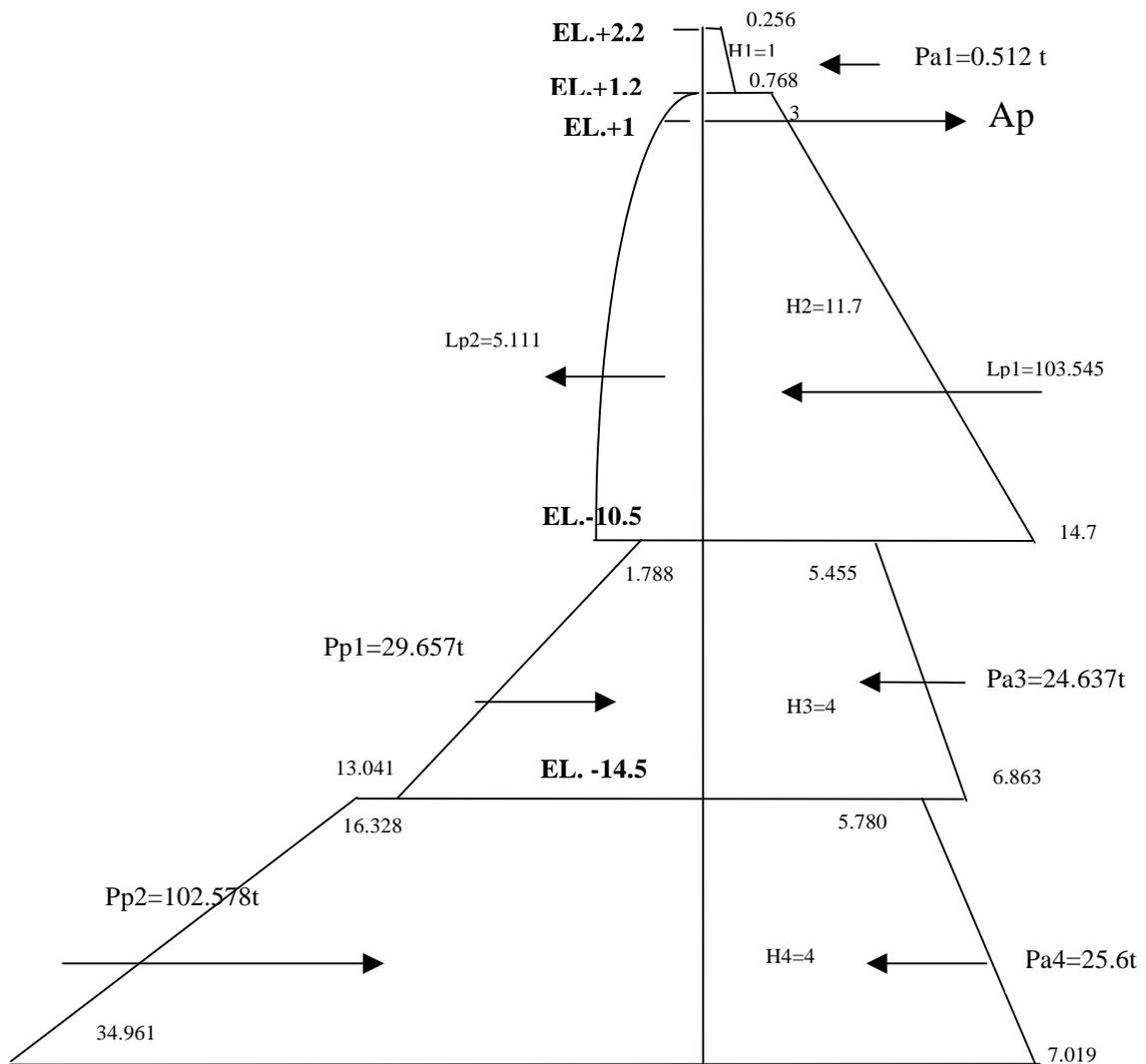


圖 4.3.3 $k_h=0.032$ 各土層板樁土壓示意圖

水平力平衡 ($F_x=0$)

$$A_p = Pa_1 + Lp_1 + Lp_2 + Pa_3 + Pa_4 + \text{殘留水壓力} + \text{動水壓力} - Pp_1 - Pp_2$$

$$= 0.512 + 103.545 + 5.111 + 24.637 + 25.6 + 1.2 \cdot 1.2 / 2 + 1.2 \cdot 18.5 +$$

$$7/12 \cdot 0.032 \cdot 1 \cdot 10.5 \cdot 10.5 - 29.657 - 102.578$$

$$= 52.146 \text{ t}$$

$$A_p \cdot 1.6 = 83.434 \text{ t} > 0.6 \cdot f_y \cdot \text{鋼索斷面積} \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 2400 \cdot 44.18 \cdot 1.3$$

$$= 82.705 \text{ t} \quad \text{板樁開始滑動}$$

2. 變位量分析

由於本案例之碼頭法線方向為東西向，所以對其變位影響較大的地震為東西向的地震，以 TCU059 清水國小東西向實測地震歷時記錄(如圖 4.3.4 所示)，將大於 0.032g 之歷時加速對時間作二次積分得到本案例碼頭之永久變位，如圖 4.3.5 所示，計算出永久變位達 1.49 公尺。

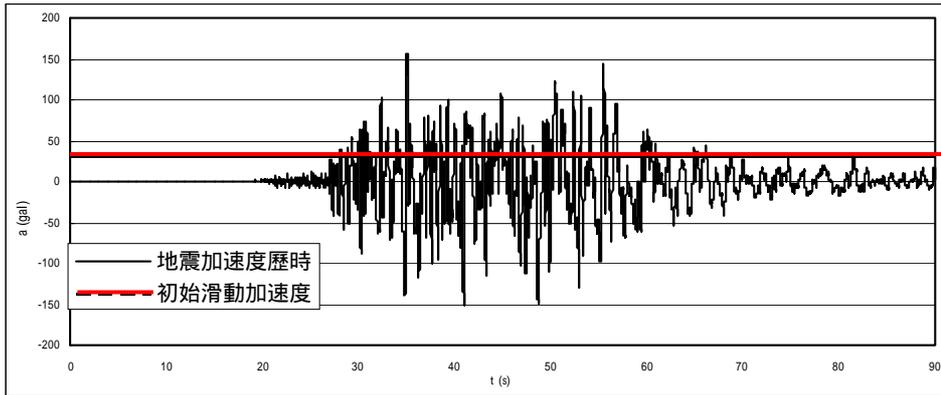


圖 4.3.4 TCU059 清水國小東西向實測地震歷時記錄

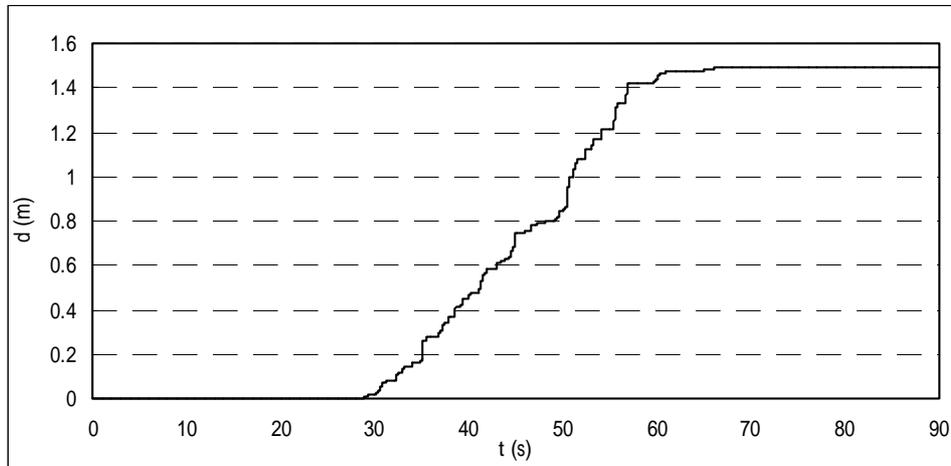


圖 4.3.5 碼頭相對於地盤之位移

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究以某國際港之現有一座錨碇式鋼板樁碼頭為例，檢核其在地表加速度為 0.1g 的情況下，假設鋼板樁碼頭背填土壤未液化與部分液化之情況下，作一穩定性之檢核探討，檢核結果，如表 5.1.1 所示。在背填土層未液化之狀況下，除了主樁入土長度在 F.S.=1.2 的情況下長度略顯不足及錨碇板與主樁之距離不夠外，其餘檢核都安全，其原因可能為當初之設計條件與本研究分析之條件不同所致，包括設計地震力計算公式、設計載重及土壤參數等。在背填土層部分液化的情況下，則增加主樁容許最大彎矩不足的現象，其原因應為當初設計時沒有考慮到土層液化對板樁受力的影響。。

表 5.1.1 既有鋼板樁碼頭 $k_h=0.1$ 耐震穩定性檢核結果一覽表

	土層未液化		土層部分液化	
	F.S.=1.2	F.S.=1.0	F.S.=1.2	F.S.=1.0
主樁入土長度檢核	N.G.	O.K.	N.G.	O.K.
	F.S.=1.2	F.S.=1.0	F.S.=1.2	F.S.=1.0
主樁容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇力檢核	O.K.		O.K.	
錨碇板容許最大彎矩檢核	O.K.		O.K.	
錨碇樁長度檢核	O.K.		O.K.	
錨碇距離檢核	N.G.		N.G.	

本研究針對此既有板樁式碼頭耐震能力評估的結果顯示，在不考慮錨碇距離不足的前題下，既有板樁式碼頭之水平耐震能力為地表加速度 0.072g（重力加速度）。若考慮錨碇距離之板樁整體耐震性，依現況基準檢核結果，其耐震能力只有達到地表加速度為 0.063g。

本研究以 Newmark Type 滑動塊體法配合 921 清水測站之地震歷時紀錄，示範說明既有板樁式碼頭之變位量分析方法。考量背填土層發生效應的情況下，經由 Excel 試算軟體計算結果，在地表加速度 $PGA=0.032g$ 的情況下，結構已發生不穩定開始產生滑動，也就是臨界滑動加速度 (a_t) 為 $0.032g$ 。再以 TCU059 清水國小東西向實測地震歷時紀錄，將大於 $0.032g$ 之歷時加速度對時間作二次積分得到本案例碼頭之永久變位達 1.49 公尺，以國際航海協會所提供之板樁式碼頭功能目標之損害等級分類，正規化水平位移達到 11.7 %，已遠超過損壞等級之 1.5%。

由本研究分析的結果顯示，地震力作用下板樁式碼頭背填土層是否液化，嚴重影響板樁式碼頭地震力作用下之耐震性及變位量分析，所以在設計板樁式碼頭或評估現有板樁式碼頭之耐震性時，在背填土層未作任何地盤改良的情況下，地震力作用下背填土層之液化因素應加以考慮。

5.2 建議

各國國際港之現況碼頭大都建築在一、二十年前，更舊的建築在三、四十年前甚至是日本統治時代，當初設計的碼頭耐震能力是否符合現況基準的要求，是否有考慮到背填土層液化的影響，嚴重影響各港未來承受地震力之能力，所以當務之急應儘早評估現有構造物之耐震能力，對於強度不足或背填土層可能液化之碼頭給予適當之結構系統補強或地盤改良，才能因應下一個強震。

本研究礙於研究期程的因素，本年度只針對單座錨碇式鋼板樁碼頭之耐震性及變位量做分析探討，未來若能將整個港區之所有構造物做耐震能力評估及變位量分析，將分析的結果建成資料庫，則可提供未來港區建立地震災損速報系統之資料庫。

參考文獻

- [1] 賴聖耀等, "港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究", 交通部運輸研究所, 民國 91 年 2 月。
- [2] 交通部, 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」, 民國 86 年 7 月。
- [3] 交通部運輸研究所, "港灣工程專有名詞", 民國 85 年 10 月。
- [4] International Navigation Association, PIANC(原名), [2001], *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
- [5] Uwabe, T. [1983], "Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records," *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, No.473, 197p. (in Japanese).
- [6] 陳桂清等, "花蓮港外港防波堤及碼頭鋼版樁監測 - 碼頭鋼版樁岸壁調查檢測", 交通部運輸研究所, 民國 91 年 5 月。
- [7] 賴瑞應、賴聖耀, "地震引致版樁式碼頭之穩定性分析", 交通部運輸研究所, 民國 93 年 4 月。
- [8] 岡本舜三, "地震工程學", 科技圖書股份有限公司, 民國 76 年 11 月。
- [9] 公共工程委員會, "震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段", 民國 89 年 11 月。
- [10] 交通部運輸研究所港灣技術研究中心, 第 172 號專刊, "台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究", 民國 88 年 10 月。
- [11] 高雄港務局港埠公程處, "高雄港商港區「55、56、57」號碼頭地質鑽探與試驗分析報告書", 民國 90 年 8 月。

- [12] 賴聖耀等, "港灣地區大地監測調查與液化防治之研究(1/3)", 交通部運輸研究所, 民國 92 年。
- [13] 交通部, 「公路橋樑耐震設計規範」, 民國 84 年。
- [14] 林美聆等, "全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究", 國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017, 民國 90 年。
- [15] Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content," *Soils and Foundations*, Vol.23,No.4,pp.56-74,1983.
- [16] Seed, H.B.,K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, "Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE,Vol.111,No.12,pp.1425-1445,1985.
- [17] 日本道路協會, [1990], 「日本道路橋示方書同解說 - 耐震設計篇」, 日本。
- [18] 中華人民共和國國家標準, [1989], 「建築抗震設計規範 GBJ11-89」, 中國建築工業出版社, 北京。

地震引致板樁式碼頭之變位量分析

賴瑞應 賴聖耀 謝明志

交通部運輸研究所

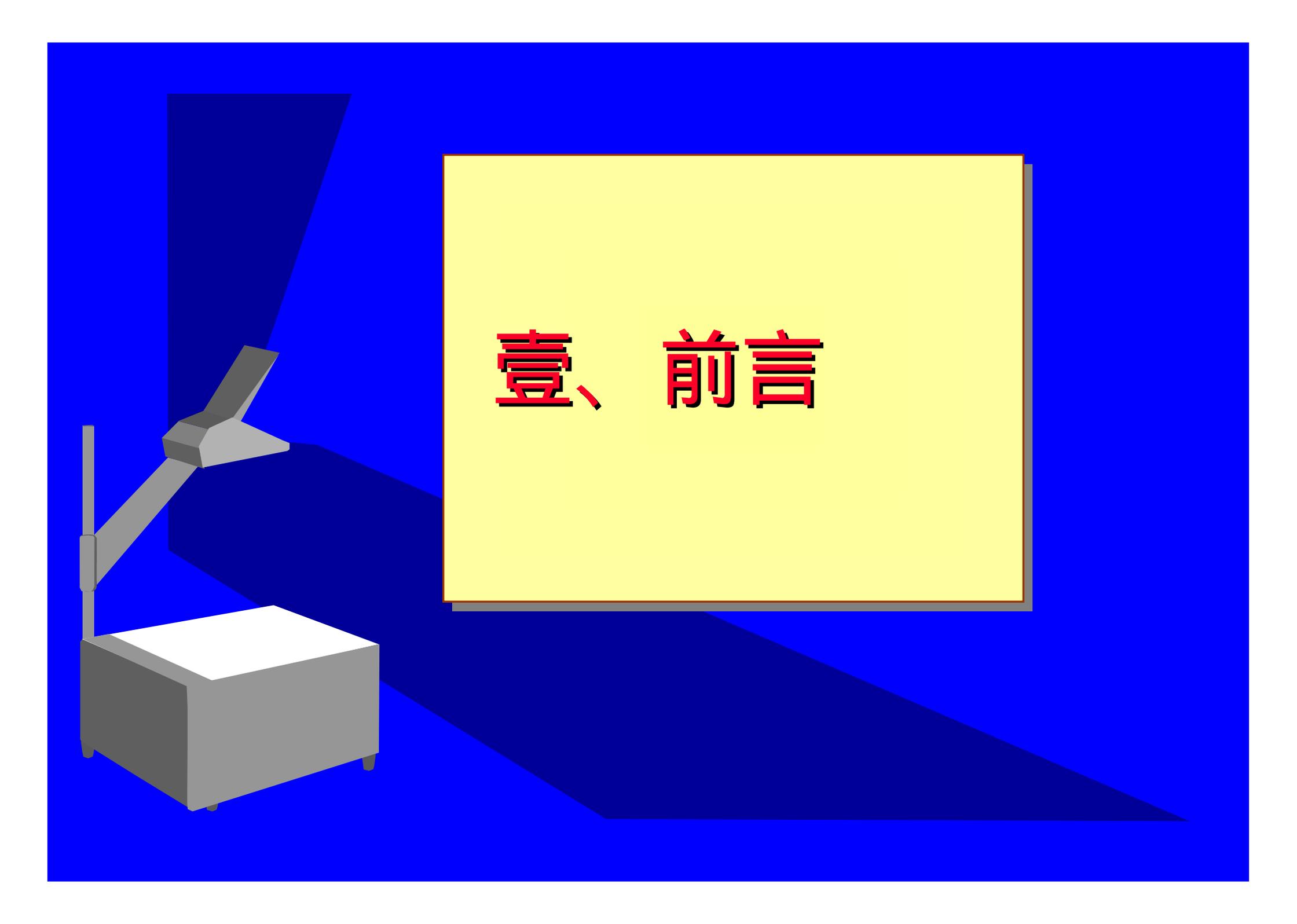
中華民國九十四年二月一日



簡報內容

- 壹、前言
- 貳、碼頭受力機制
- 參、實例分析
- 肆、結論與建議





壹、前言

緣 起

- 各國國際港之碼頭建造年代，少則一、二十年，多則二、三十年，相關耐震設計基準已修訂多次，各港碼頭之耐震能力是否滿足現況基準要求，值得進一步探討。
- 碼頭結構物通常都建築在疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地上，或因施工的抽砂回填關係，導致在地震力作用下，被填土往往容易發生液化的現象，由於液化理論是近十幾年才開始應用在工程界，過去的設計不可能考慮到此因素。

緣

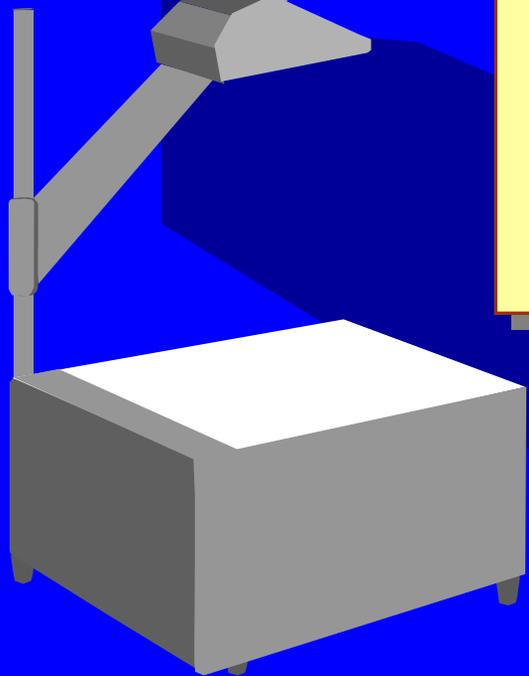
起

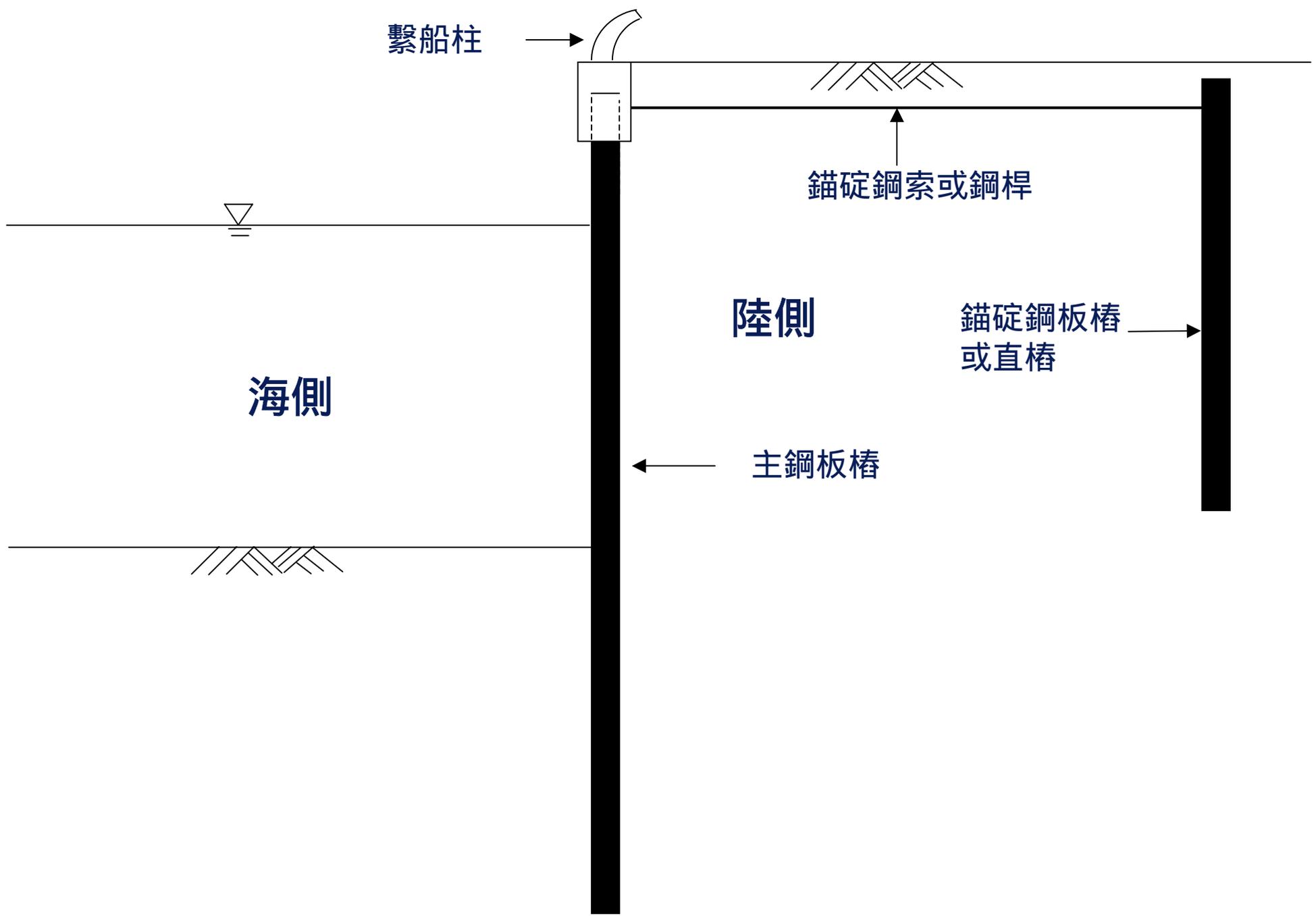
- 921地震造成台中港#1至#4A沉箱式碼頭發生損害，本所已於災後針對台中港1~3號沉箱式碼頭921地震之穩定性分析作一研究。
- 沉箱式碼頭與板樁式碼頭雖然結構型式不同，但由於碼頭後線背填土的關係，其受地震力引致之側向土壓力及水壓力的力學分析模式可謂相同，有鑑於此，本研究進一步針對既有板樁式碼頭之耐震性及變位量作一評估。

研 究 目 的

1. 藉由本研究對板樁式碼頭之耐震能力評估及變位量分析過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解板樁式碼頭在地震力作用下的受力行為及耐震能力評估方法。
2. 希望藉由本研究評估之結果，能提醒各港相關人員重視既有老舊碼頭之耐震能力評估，以防患未來地震可能造成的災損。

貳、碼頭受力機制





繫船柱

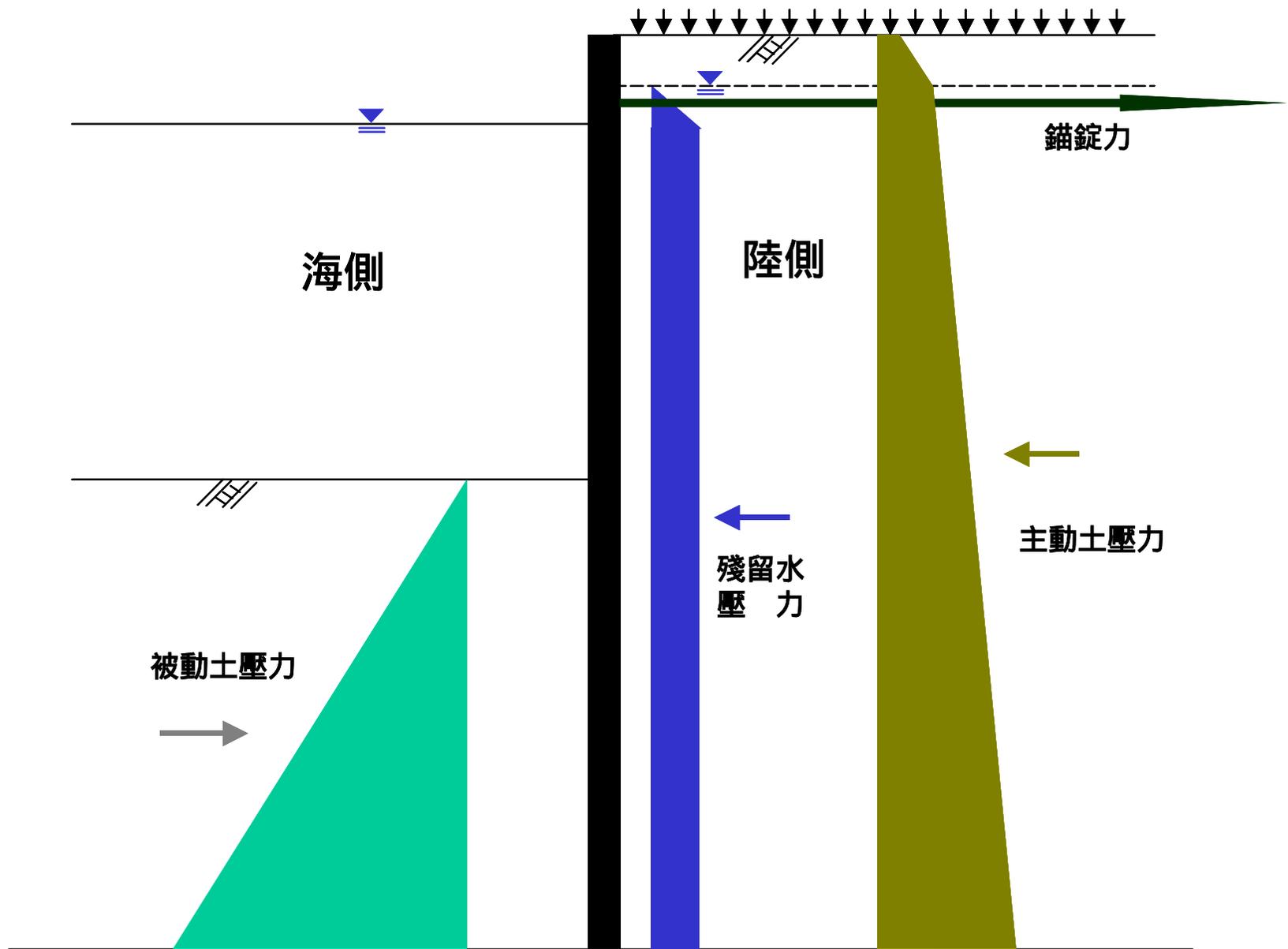
錨碇鋼索或鋼桿

錨碇鋼板樁
或直樁

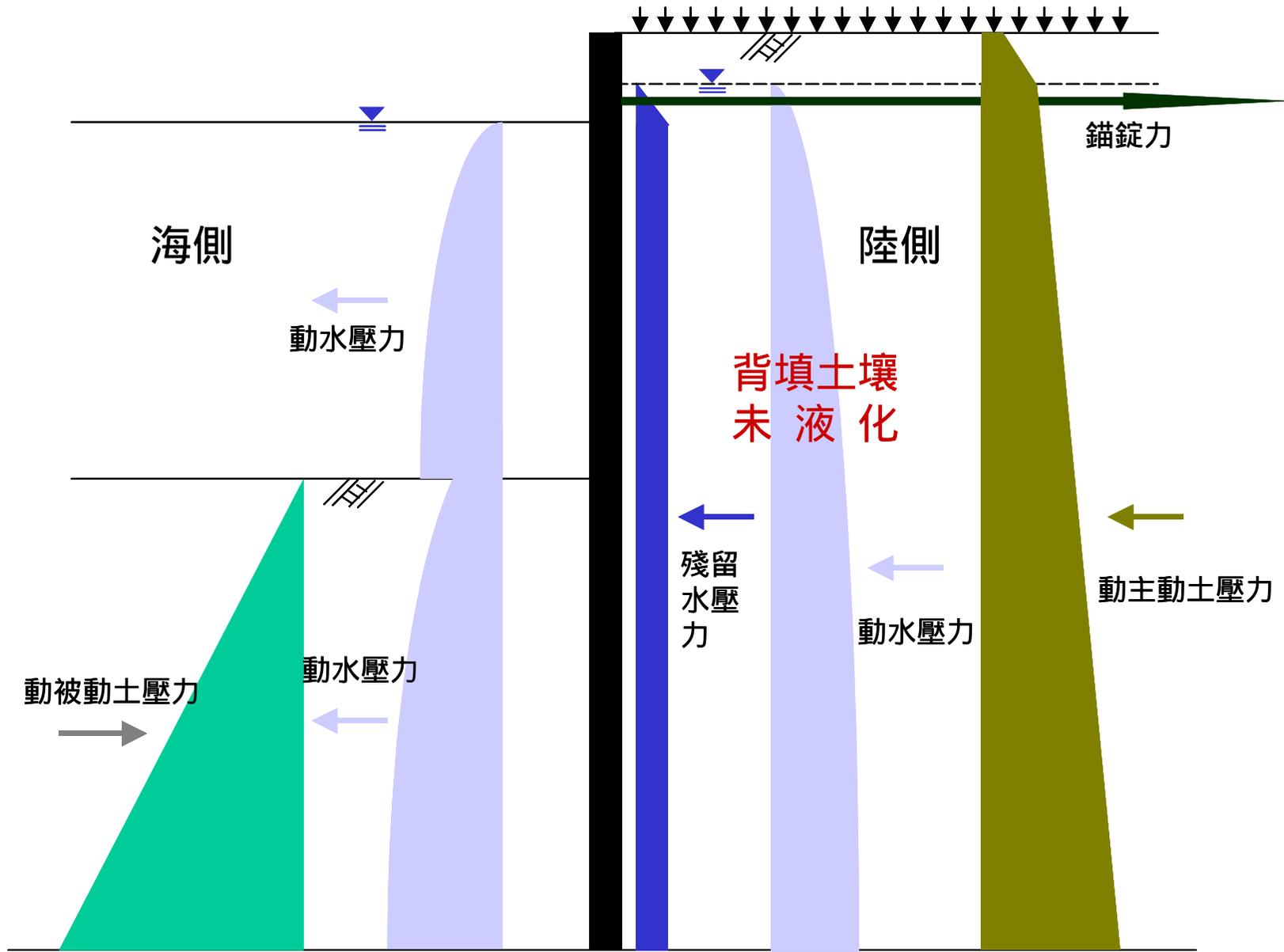
陸側

海側

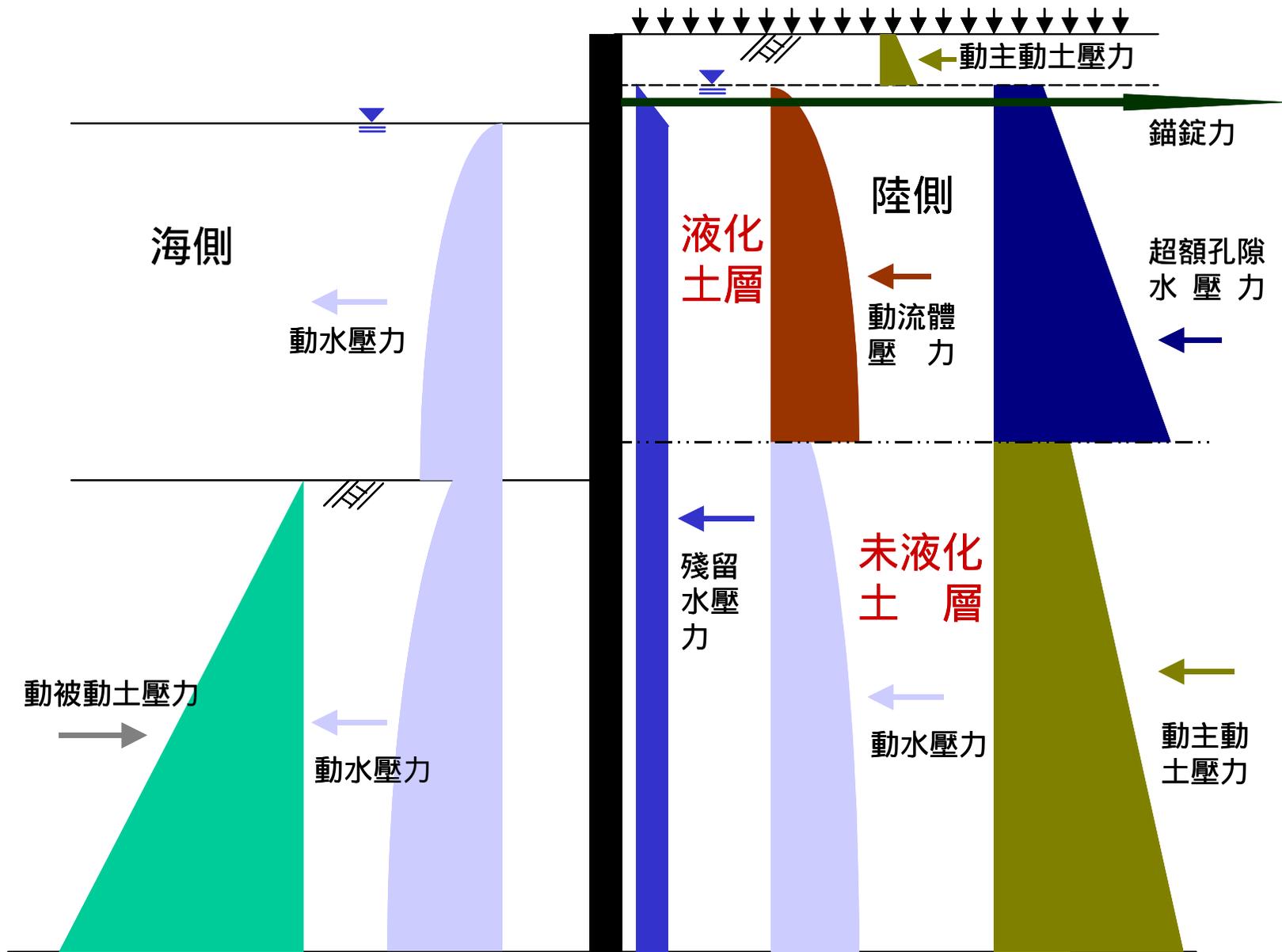
主鋼板樁



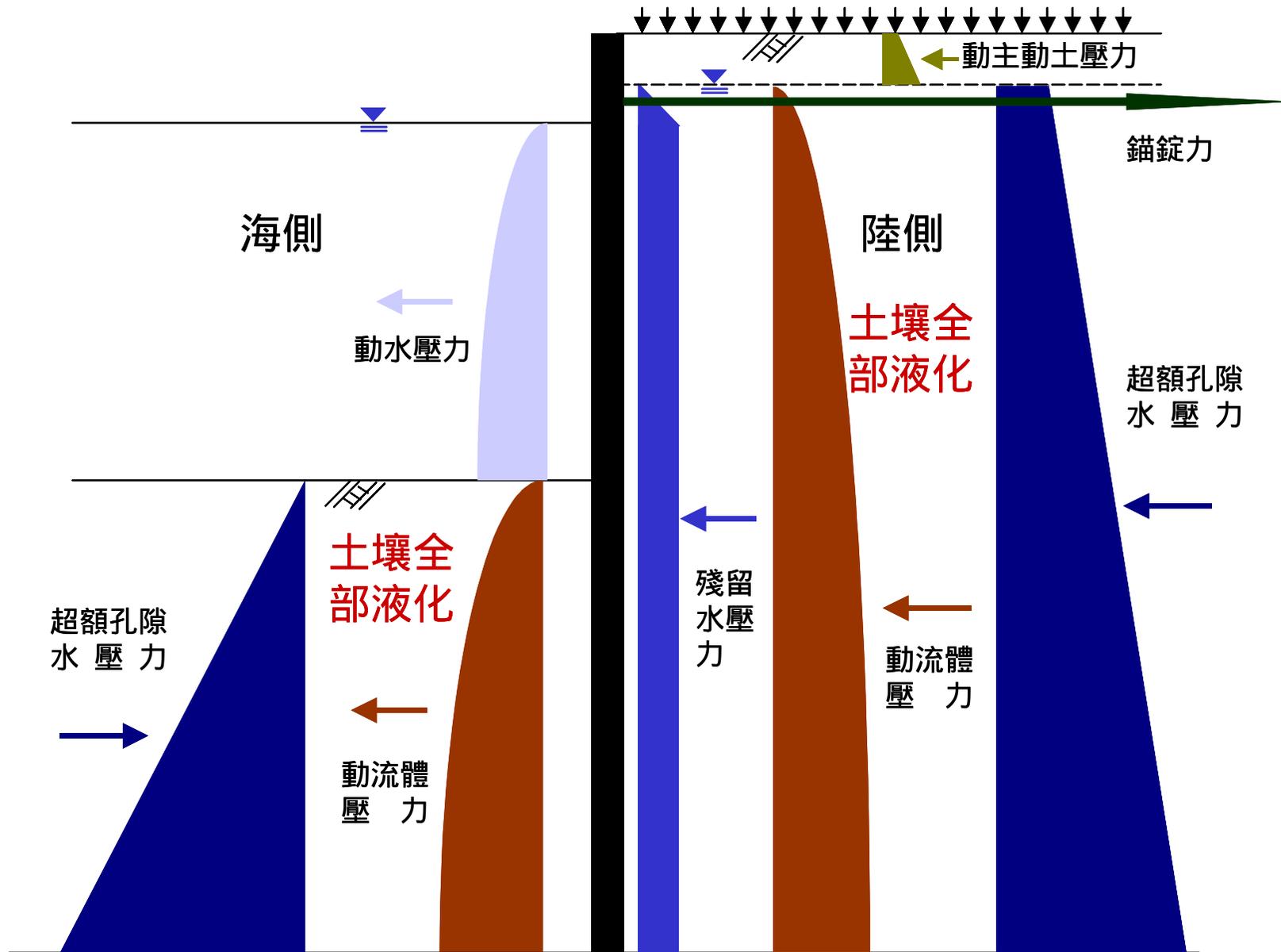
常時板樁式碼頭受力示意圖



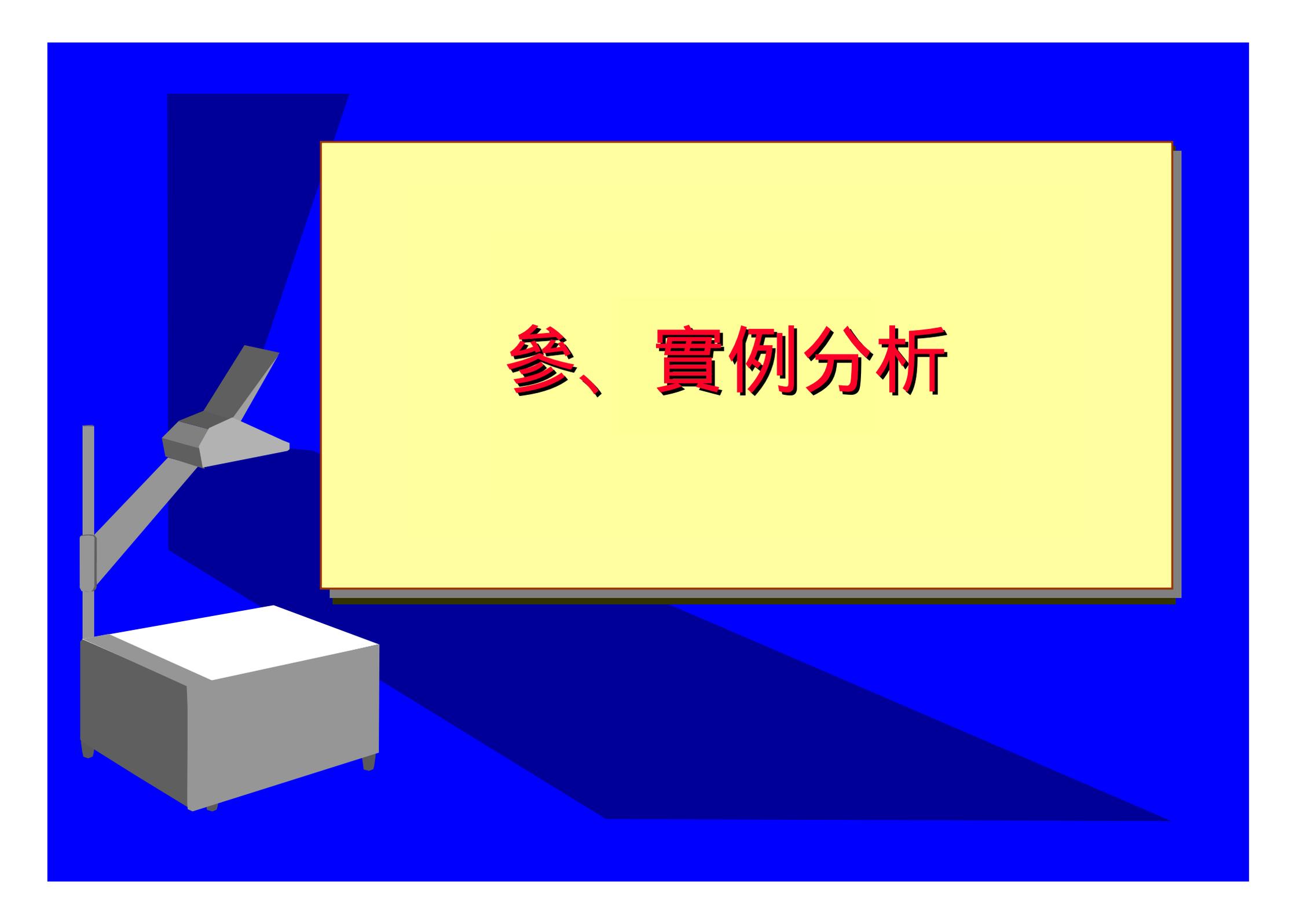
地震時背填土壤未液化的板樁式碼頭受力示意圖



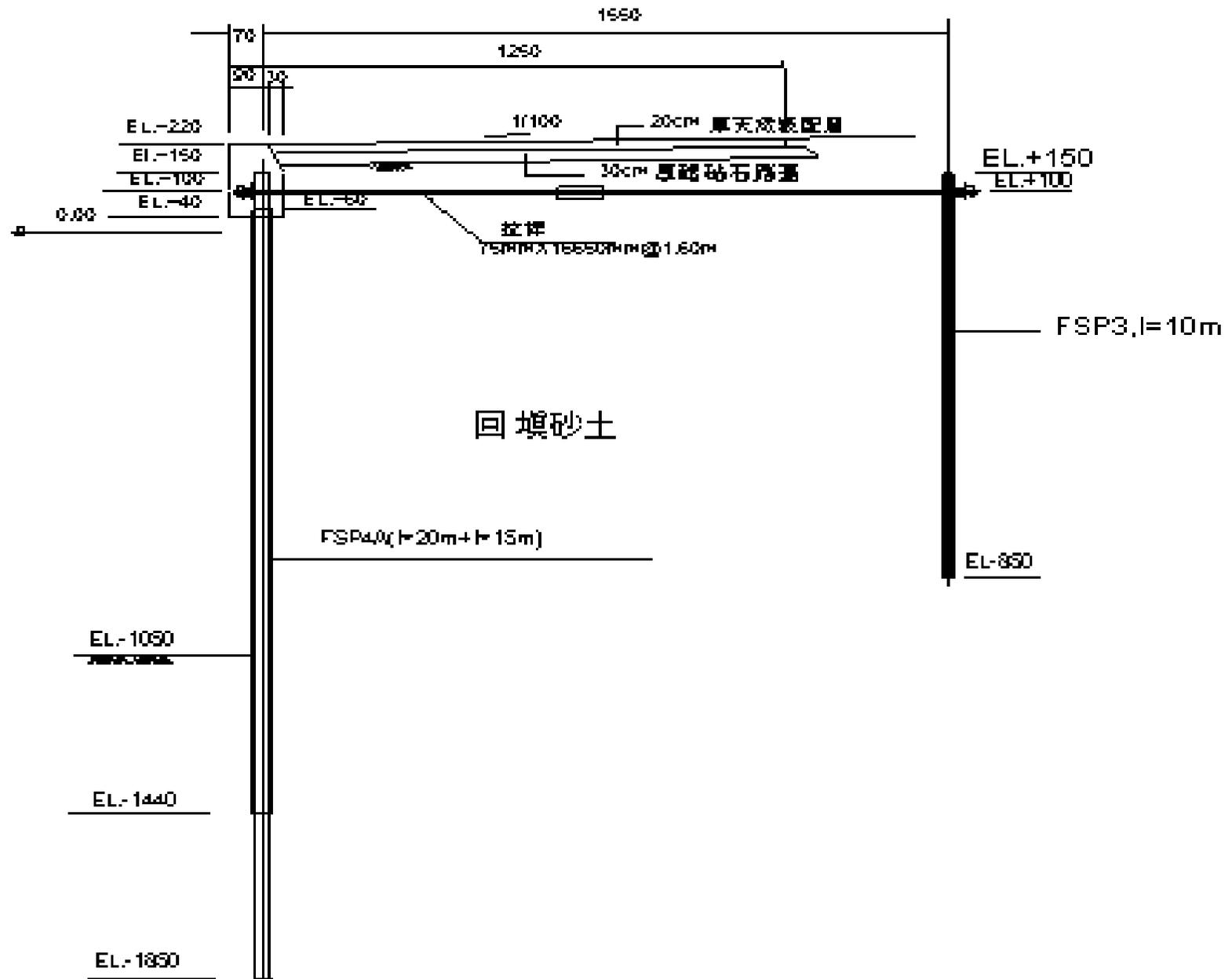
地震時背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖



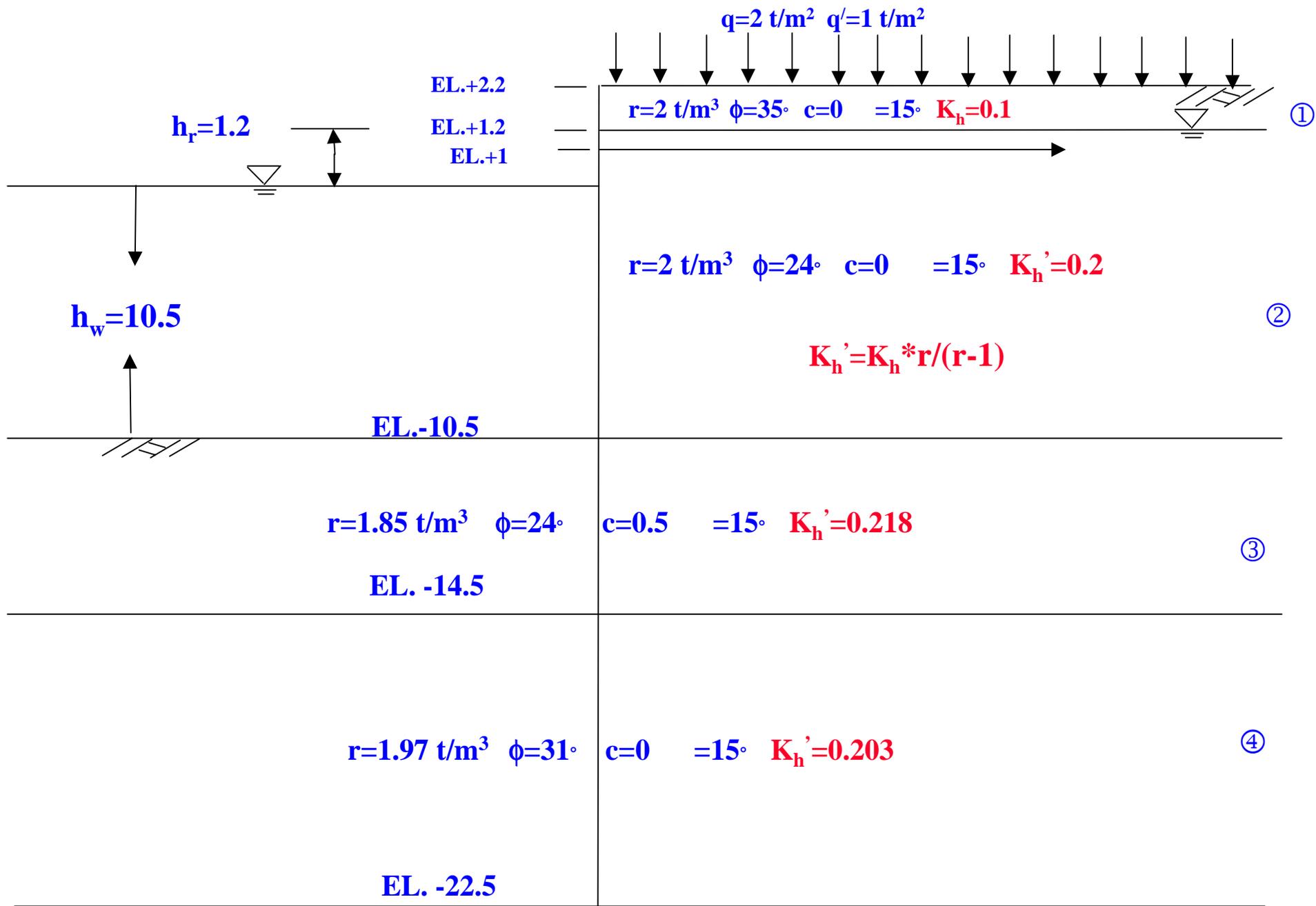
地震時土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖

A 3D rendered scene with a solid blue background. In the center, a large yellow rectangle with a thin brown border contains the text '參、實例分析' in red, bold, sans-serif characters. To the left, a grey mechanical arm with a jointed structure extends from a vertical post. Below the arm is a grey cube with a white top surface. The scene is lit from the top-left, casting dark blue shadows on the floor and wall.

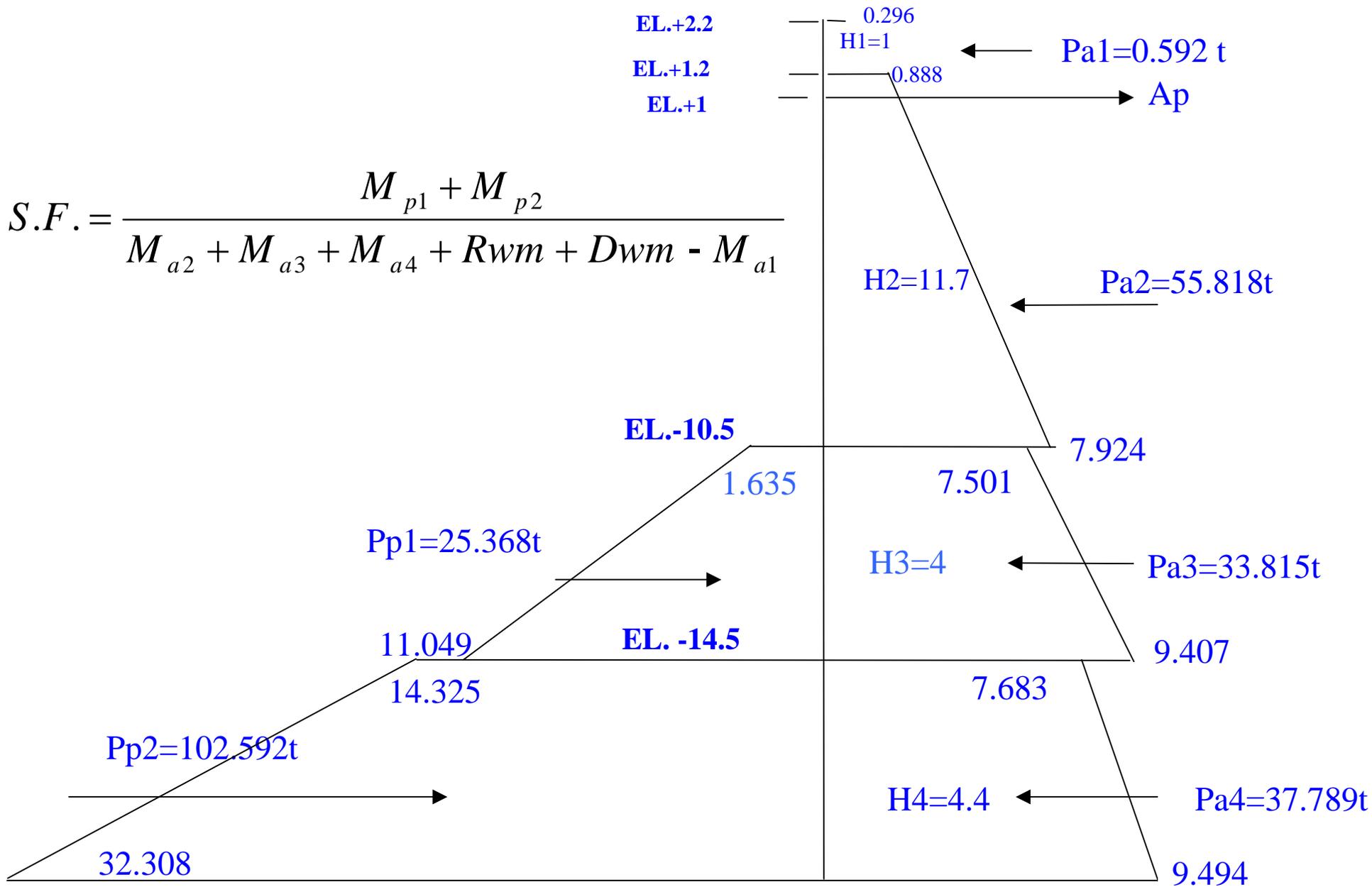
參、實例分析



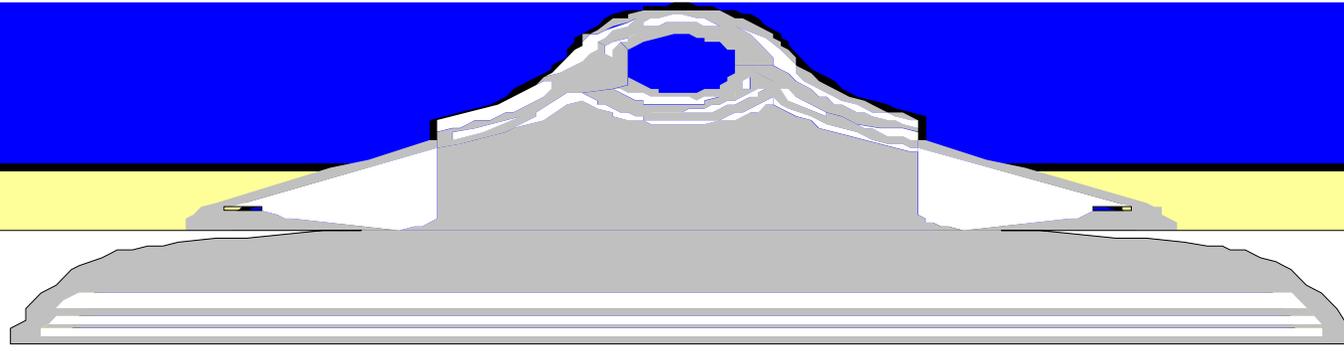
碼頭現況斷面示意圖



碼頭各土層土壤參數示意圖



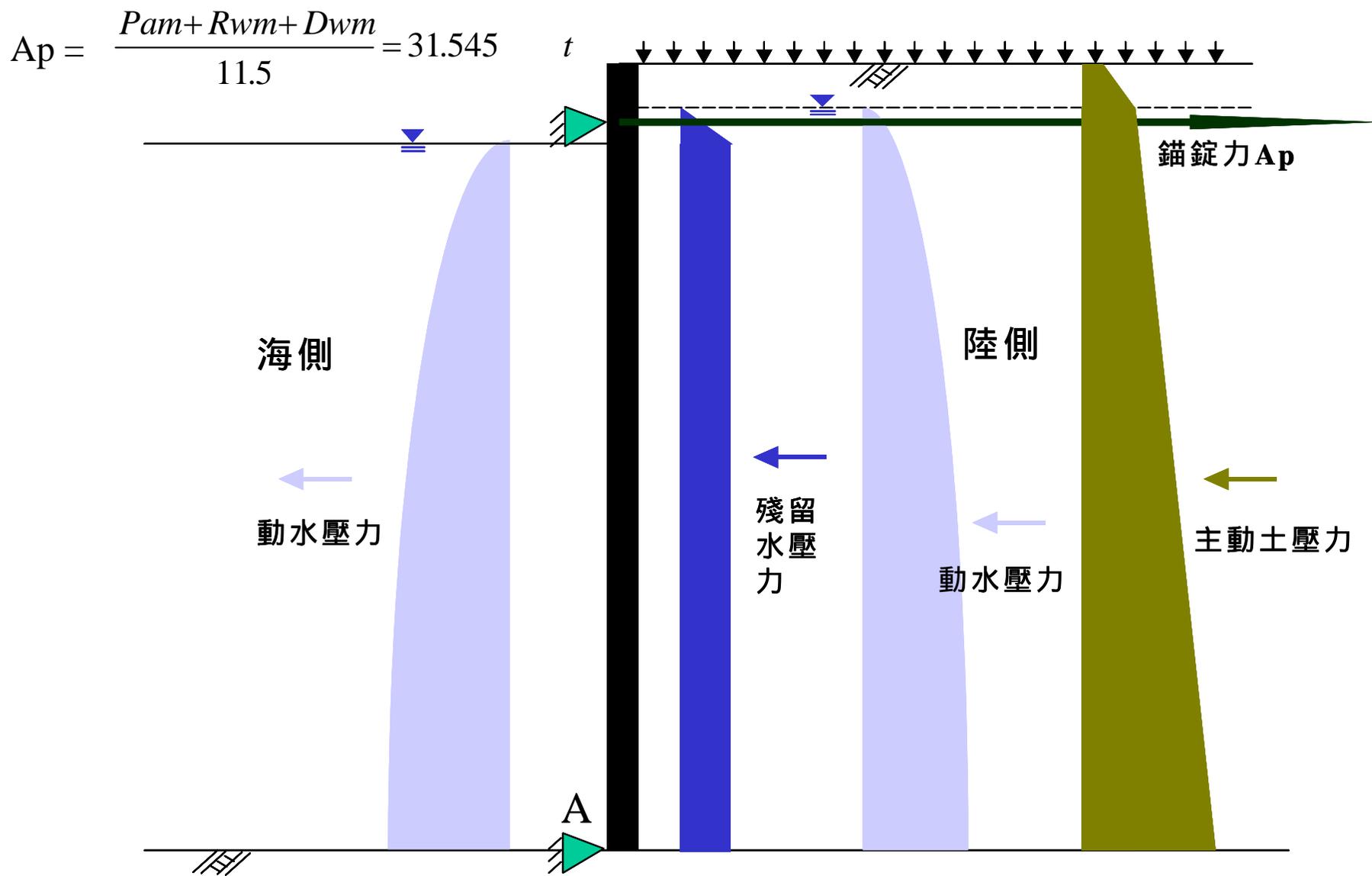
安全係數1.2板樁土壓示意圖



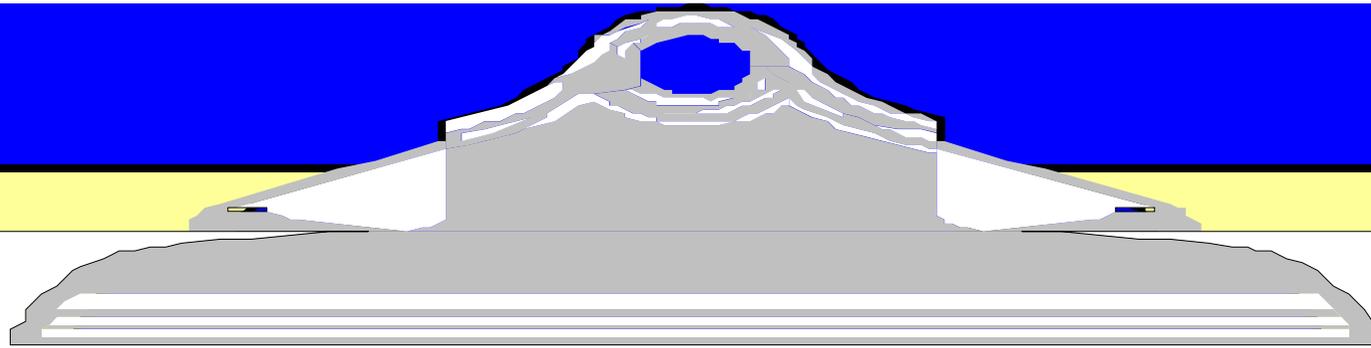
安全係數 (S.F.) 為1.2的狀況下，所需的板樁入土長度為21.1公尺，板樁現況入土深度為20.7公尺，稍嫌不足規範規定的長度1.9%。

安全係數 (S.F.) 為1.0的狀況下，所需的板樁入土長度為20.1公尺，則現況入土長度符合安全要求。

錨碇力與主樁最大彎矩檢核



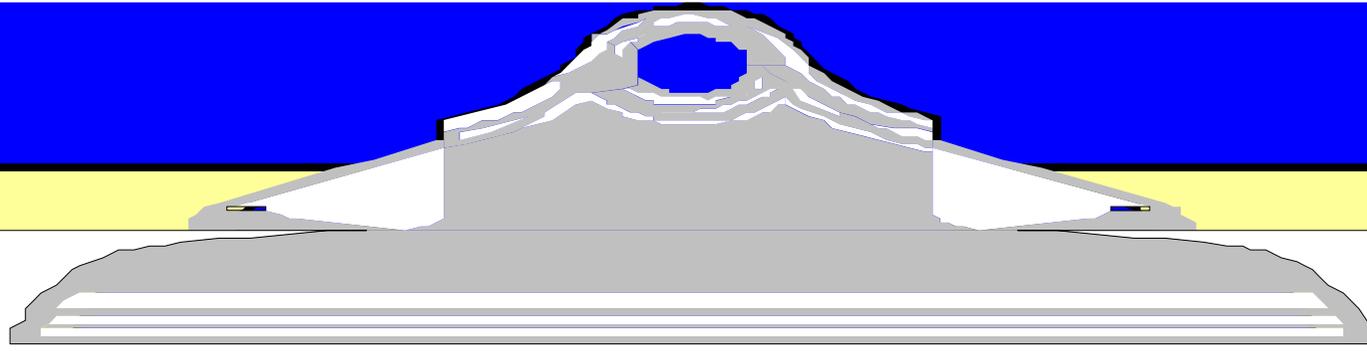
板樁最大彎矩計算示意圖



$$\begin{aligned} A_p * \text{鋼索間距} &= 31.545 * 1.6 \\ &= 50.464 \text{ t} < 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} * 1.3 \\ &= 0.6 * 3000 * 44.18 * 1.3 \\ &= 82700 \text{ kg} = 82.7 \text{ t} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點7.5公尺處。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 111.37 \text{ 噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 \\ &= 0.6 * 3000 * (2 * 3150) * 1.3 \\ &= 147.4 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$



錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta}$$

T：作用於樁頭之橫向力

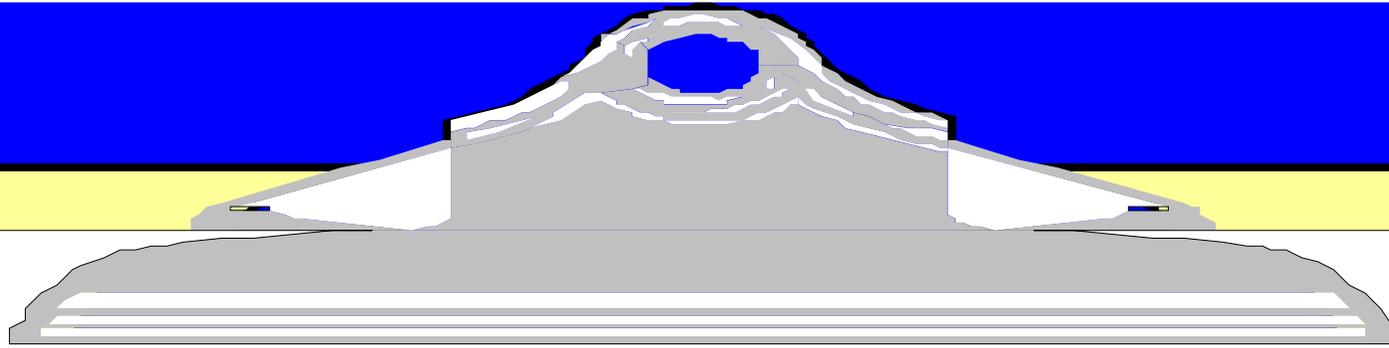
β ：樁變形因素， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試驗值



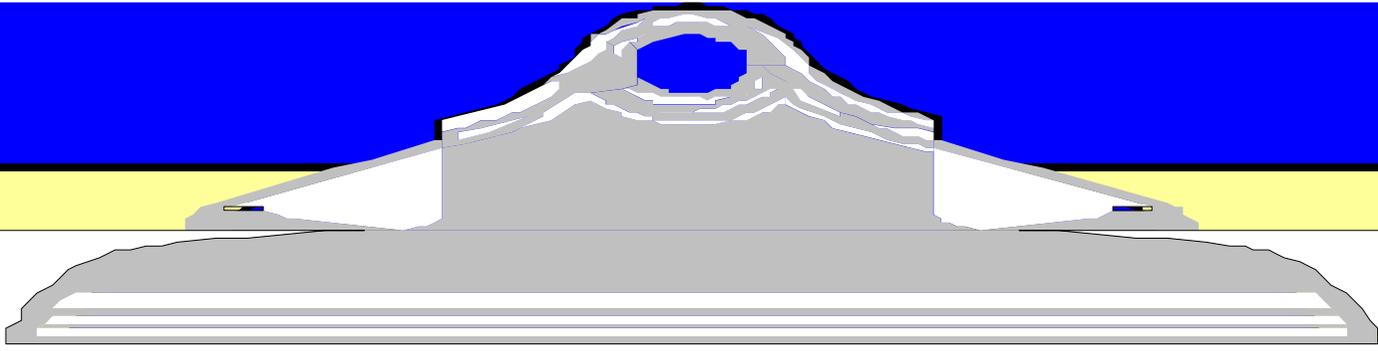
錨碇樁頭之土層標準貫入試驗值為8，所以 $k_h=0.15N=1.2$ ，又
B以100公分代入， $E=2100000$ ， $I=16400$ ，代入得 $\beta=0.005433$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{31.54 \times 1000}{0.005433} = 1869295 = 18.69 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3000 * 1310 * 1.3 = 30.65 t-m > 18.69 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼版樁長 $L_m = \pi / \beta$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 5.78 m < 8.5 m \quad (\text{O.K.})$$

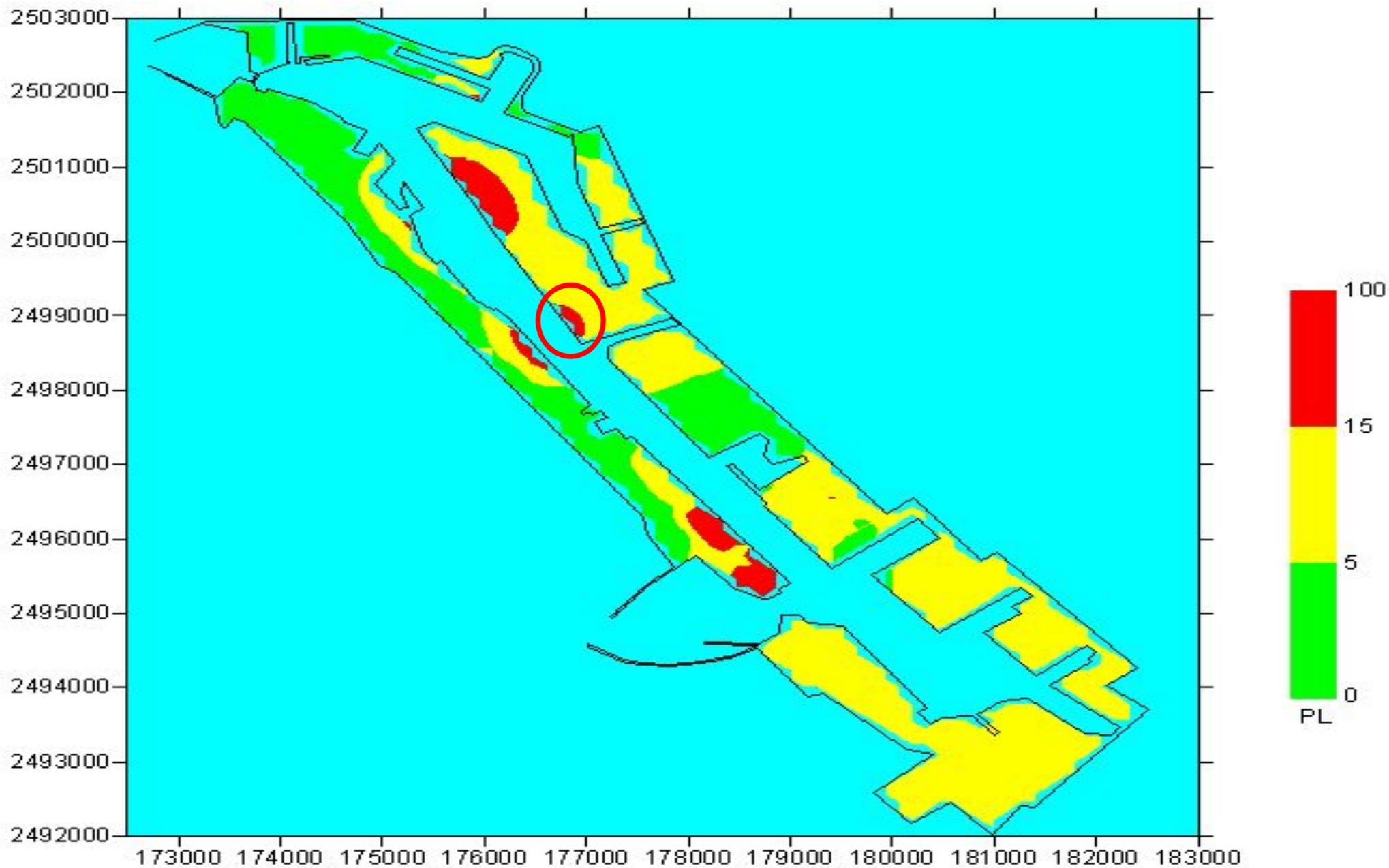


錨碇距離 (D) 檢核

錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ 、 $k_h=0.2$ ，由規範查得
主動破壞角 $\zeta_a=38.6^\circ$ ，被動破壞角 $\zeta_p=27.5^\circ$ 。

$$D=H_2*\cot\zeta_a+(L_m/3)*\cot\zeta_p$$

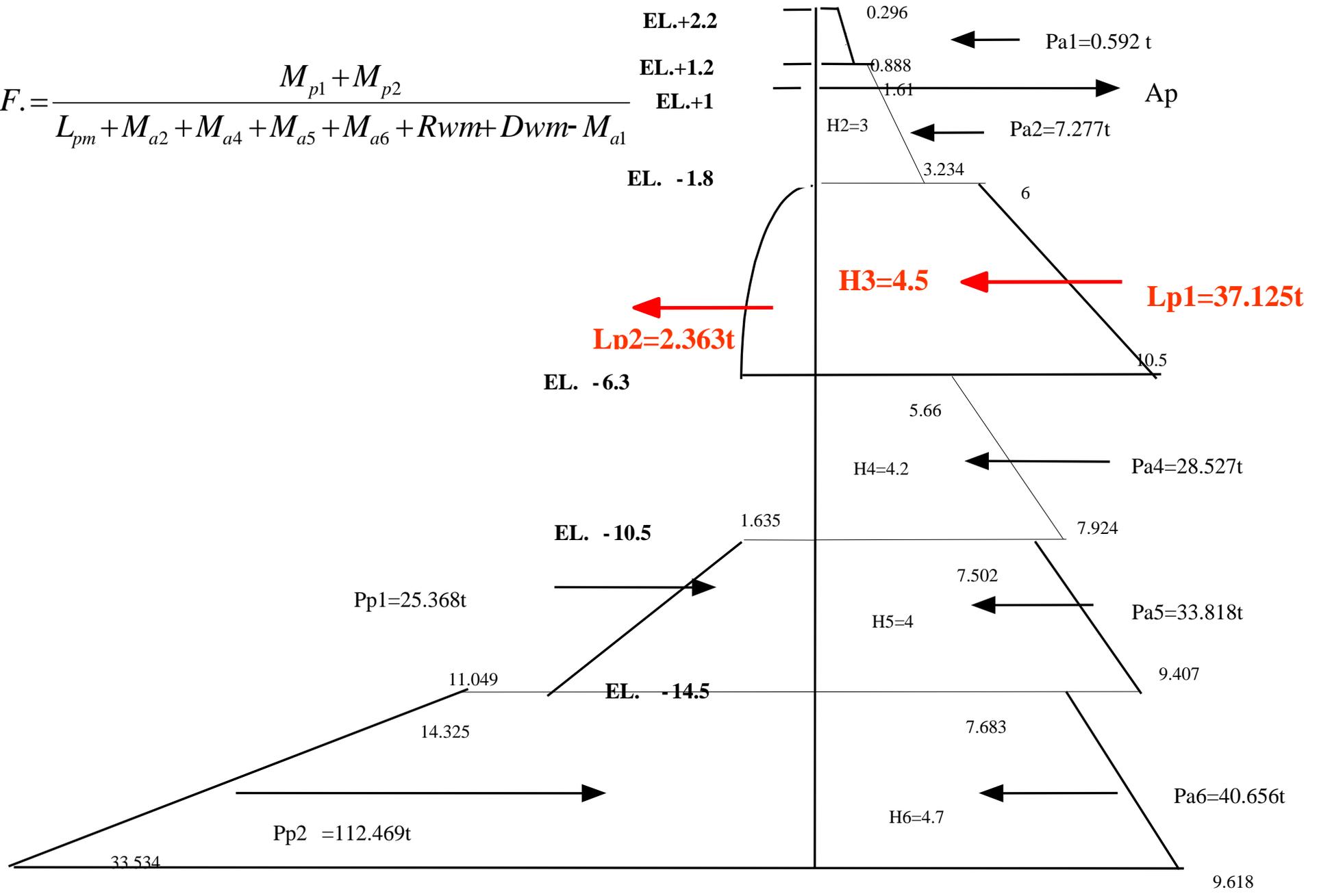
$$=18.1\text{ m} > 15.5\text{ m (N.G.)}$$



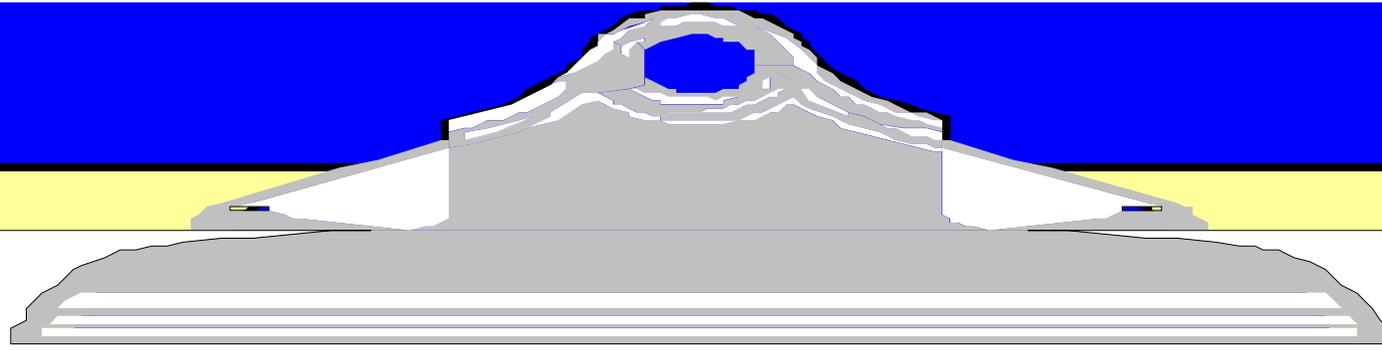
Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, M=6.5, PGA=0.1g

地震引致土壤液化之機率危害度

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{L_{pm} + M_{a2} + M_{a4} + M_{a5} + M_{a6} + R_{wm} + D_{wm} - M_{a1}}$$

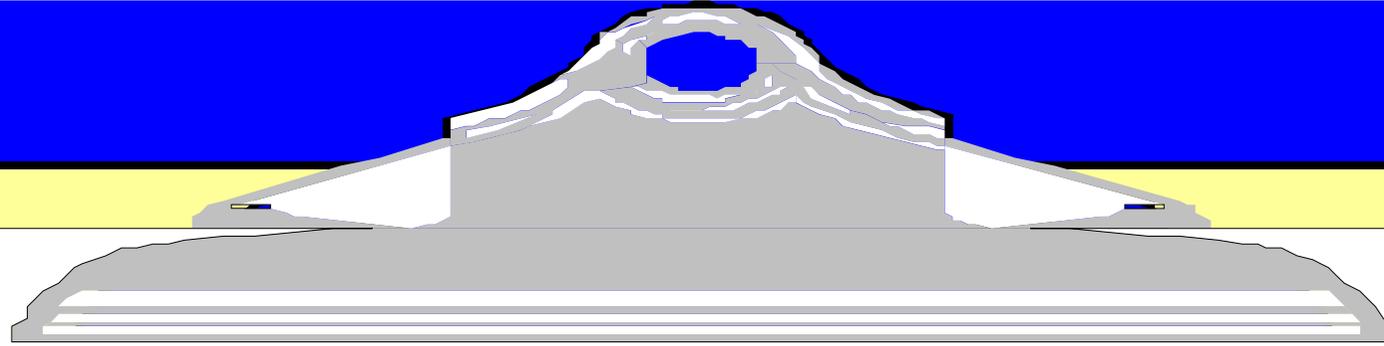


安全係數1.2板樁土壓示意圖



安全係數 (S.F.) 為1.2的狀況下，所需的板樁入土長度為21.4公尺，板樁現況入土深度為20.7公尺，稍嫌不足規範規定的長度3.3%。

安全係數 (S.F.) 為1.0的狀況下，所需的板樁入土長度為20.7公尺，則現況入土長度剛好足夠。



主樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{11.5} = 42.071 \quad t$$

P_{am} : 主動土壓力對A鉸點之力矩

R_{wm} : 殘留水壓對A鉸點之力矩

D_{wm} : 動水壓對A鉸點之力矩

$$A_p * \text{鋼索間距} = 42.071 * 1.6 = 67.314 \quad t$$

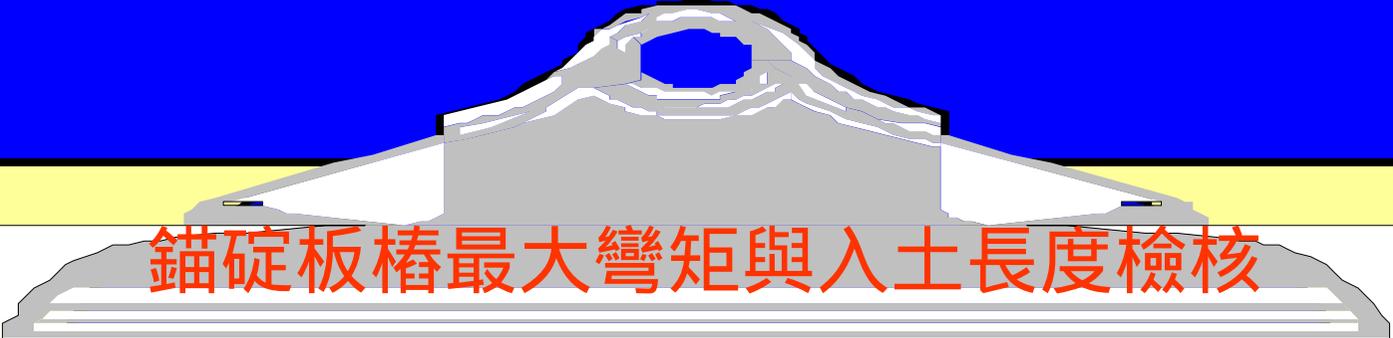
$$< 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} * 1.3 = 0.6 * 3000 * 44.18 * 1.3$$

$$= 82.7 \quad t \quad (\text{O.K.})$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點7.2公尺處。

$$M_{\max} = 156 \text{噸-公尺} > 0.6 * f_y * z * 1.3$$

$$= 0.6 * 3000 * (2 * 3150) * 1.3 = 147.4 \text{噸-公尺} \quad (\text{N.G.})$$



錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

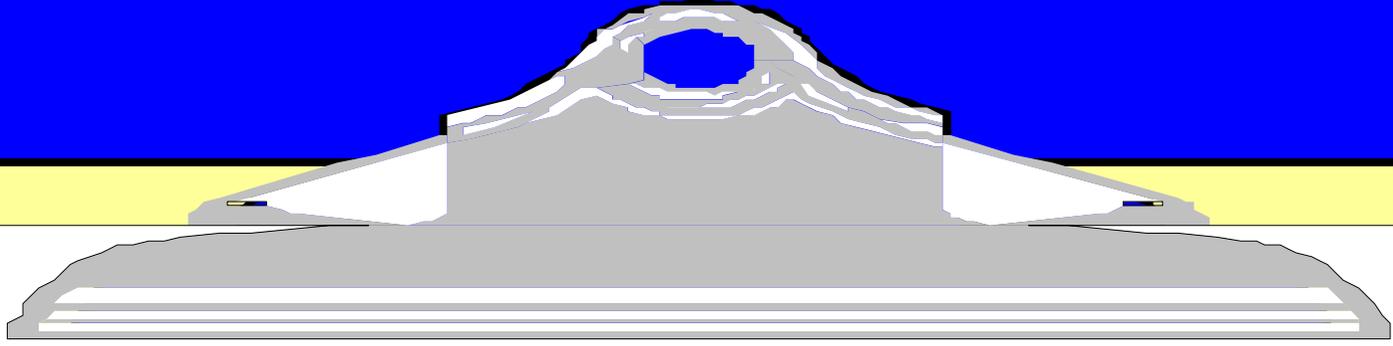
因錨碇之土層已液化，錨碇樁頭之土層標準貫入試驗值依公路橋樑耐震設計規範規定由8折減為5，所以 $k_h=0.15N=0.75$ ，又B以100公分代入， $E=2100000$ ， $I=16400$ ，代入得 $\beta=0.00483$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{42.071 \times 1000}{0.00483} = 2804733 = 28.05 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3000 * 1310 * 1.3 = 30.65 t-m > 28.05 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼版樁長 $L_m = \pi / \beta$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 6.5 m < 8.5 m \quad (\text{O.K.})$$



錨碇距離 (D) 檢核

錨碇土層未液化的情況下，錨碇距離檢核**已不足**，在錨碇土層液化的情況下，其錨碇距離要求則會更長，因此現況之錨碇距離則更顯不足，所以此部份就不予再探討。

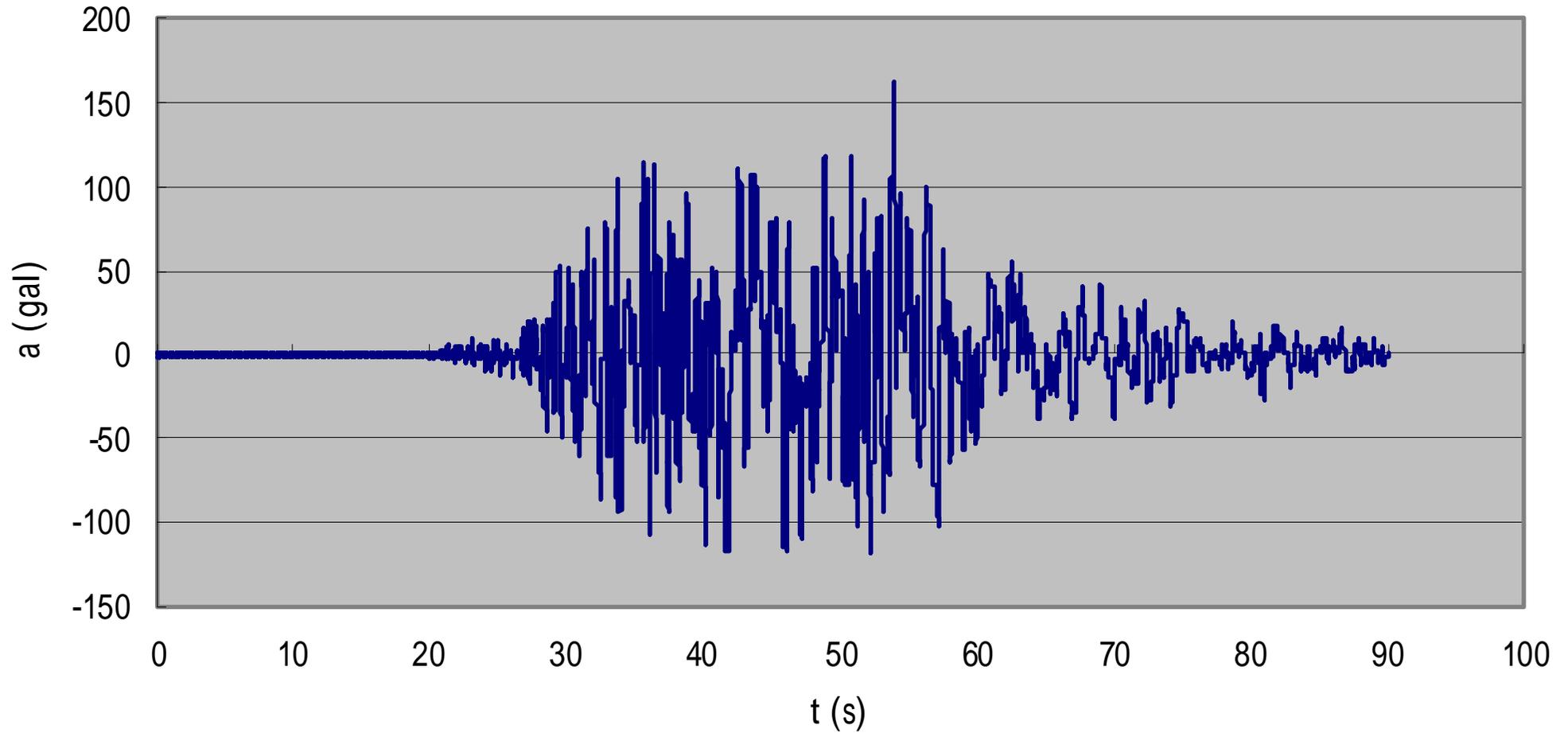
	土層未液化		土層部分液化	
	F.S=1.2	F.S.=1.0	F.S=1.2	F.S.=1.0
主樁入土長度檢核	N.G.	O.K.	N.G.	O.K.
	O.K.		N.G.	
主樁容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇力檢核	O.K.		O.K.	
錨碇樁容許最大彎矩檢核	O.K.		O.K.	
錨碇樁長度檢核	O.K.		O.K.	
錨碇距離檢核	N.G.		N.G.	

既有鋼板樁碼頭耐震能力評估

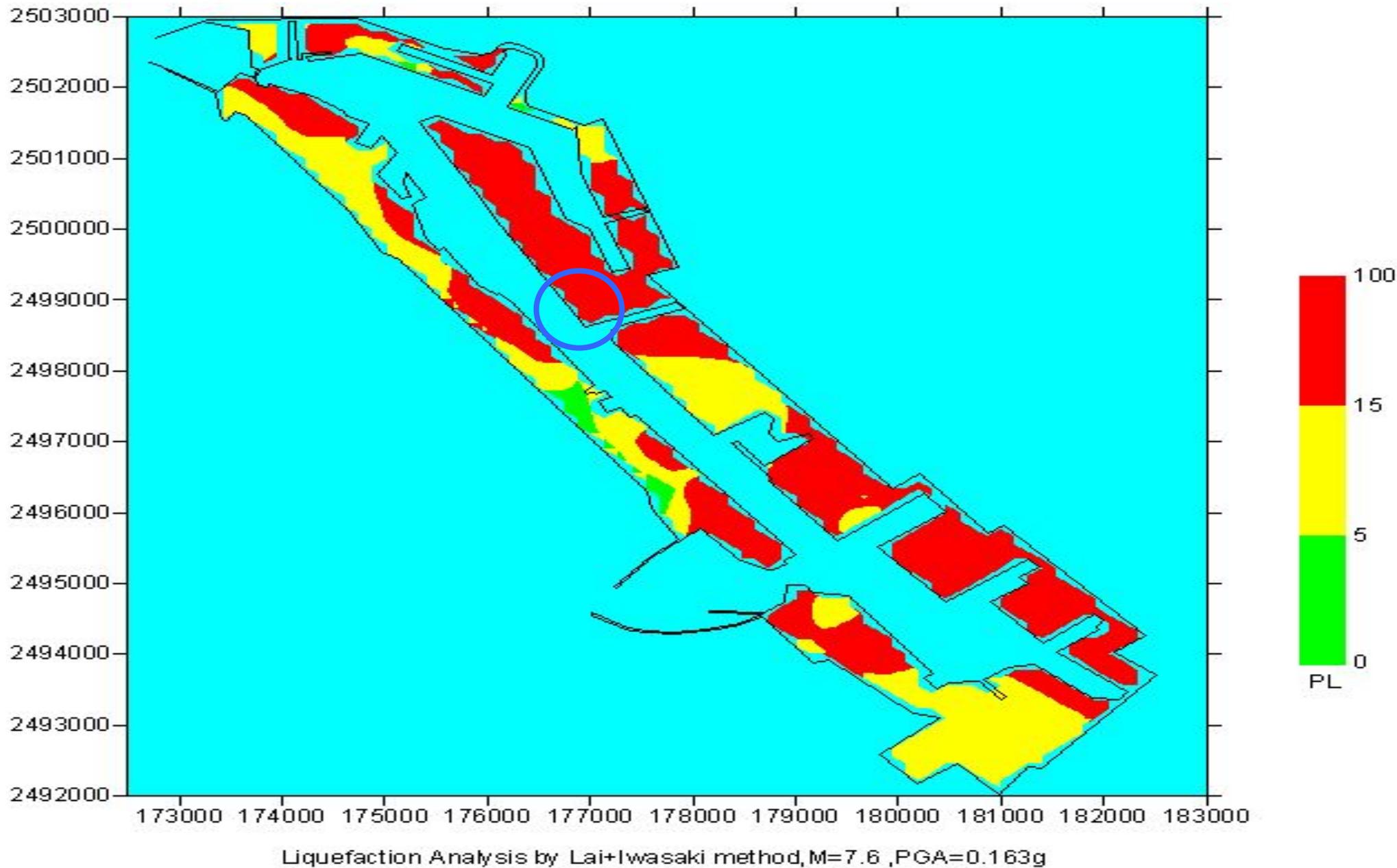
在不考慮錨碇距離不足的前題下，本研究針對此既有板樁式碼頭耐震能力評估的結果顯示，在地表加速度為**0.072重力加速度**，也就是水平設計震度 $K_h=0.072$ 的情況下，主樁入土長度、主樁容許最大彎矩、錨碇力、錨碇板容許最大彎矩及錨碇樁長度均通過檢核。

若考慮錨碇距離之板樁整體耐震性，依現況基準檢核結果，其耐震能力只有達到地表加速度為**0.063重力加速度**（ $K_h=0.063$ ）。

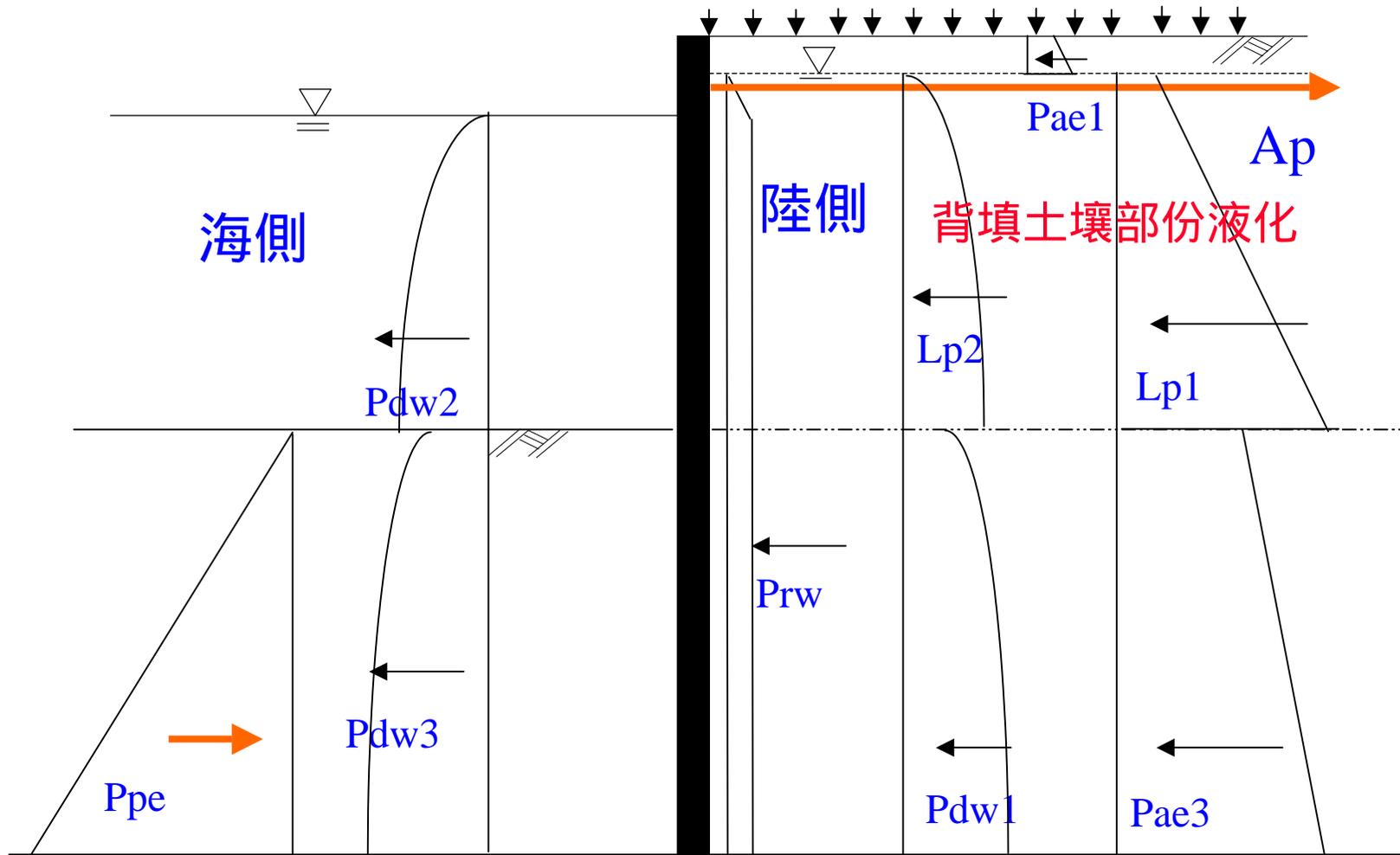
板樁式碼頭變位量分析



921地震清水國小南北向實測地震歷時記錄



高雄港區PGA=0.163g土壤液化之機率危害度

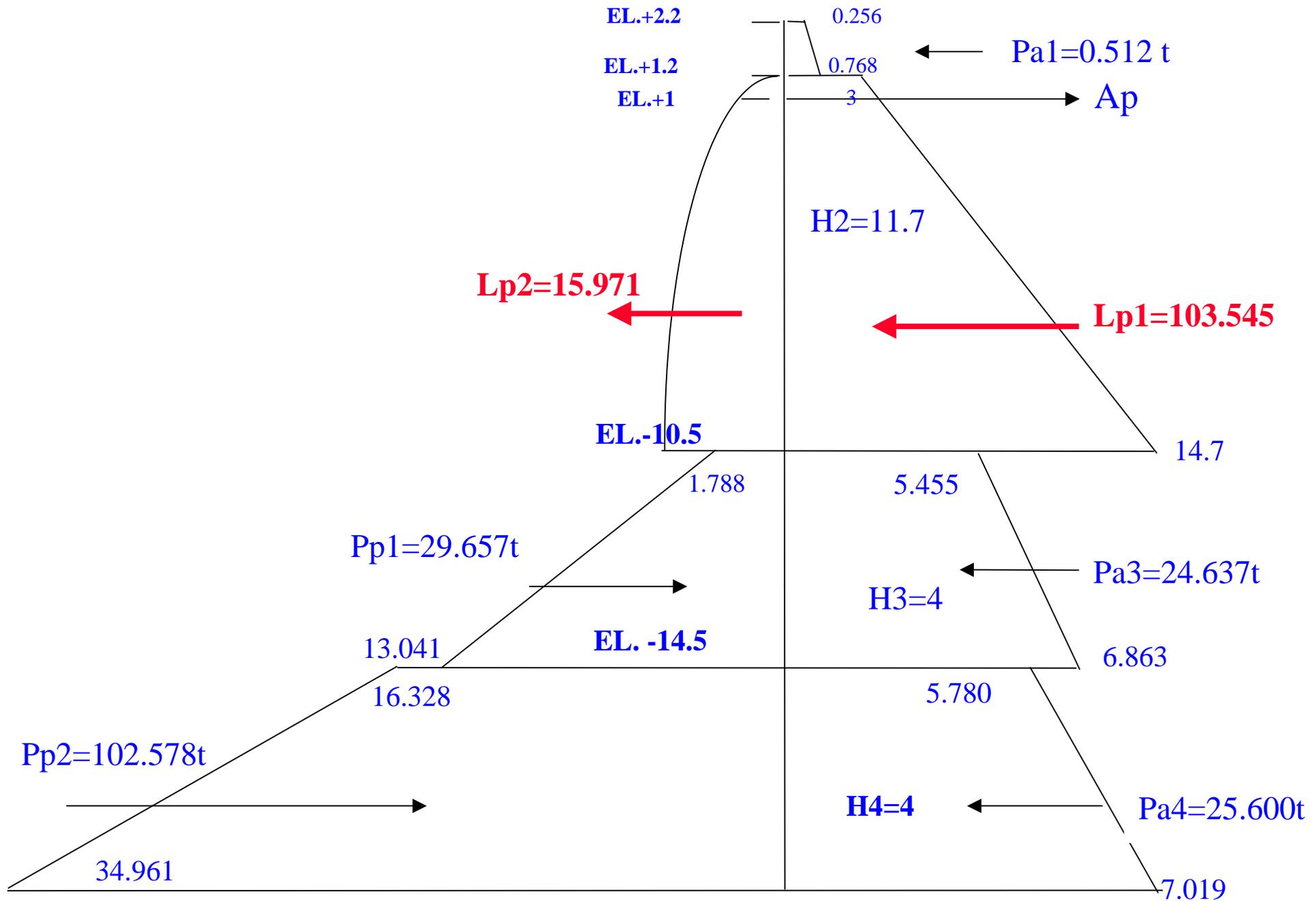


水平力平衡

$$A_p + P_{pe} = P_{ae1} + L_{p1} + L_{p2} + P_{ae3} + P_{dw1} + P_{rw} + P_{dw2} + P_{dw3}$$

臨界滑動震度

$$A_p < P_{ae1} + L_{p1} + L_{p2} + P_{ae3} + P_{dw1} + P_{dw2} + P_{dw3} - P_{pe}$$



31gal地表加速度(部份土層液化)板樁土壓示意圖

錨碇力檢核

$$A_p = P_{a1} + L_{p1} + L_{p2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{rw} + P_{dw} - P_{p1} - P_{p2} = 52.146t$$

P_{ai} : 第*i*層主動土壓力

L_{p1} : 液化土層超額孔隙水壓力

L_{p2} : 液化土層動流體壓力

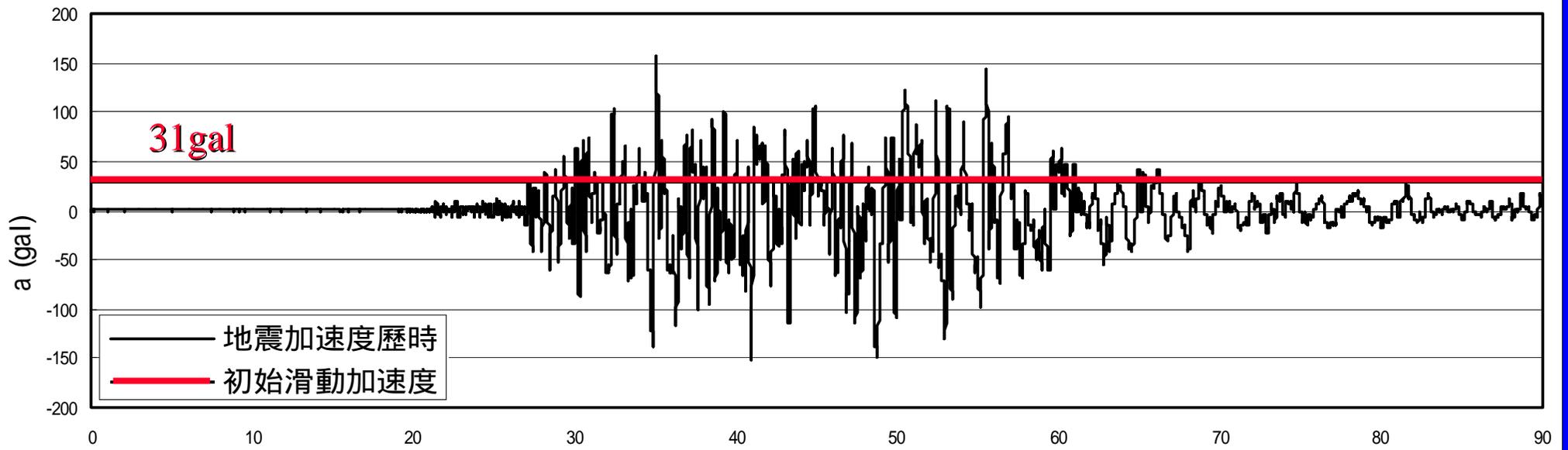
P_{rw} : 殘留水壓力

P_{dw} : 動水壓力

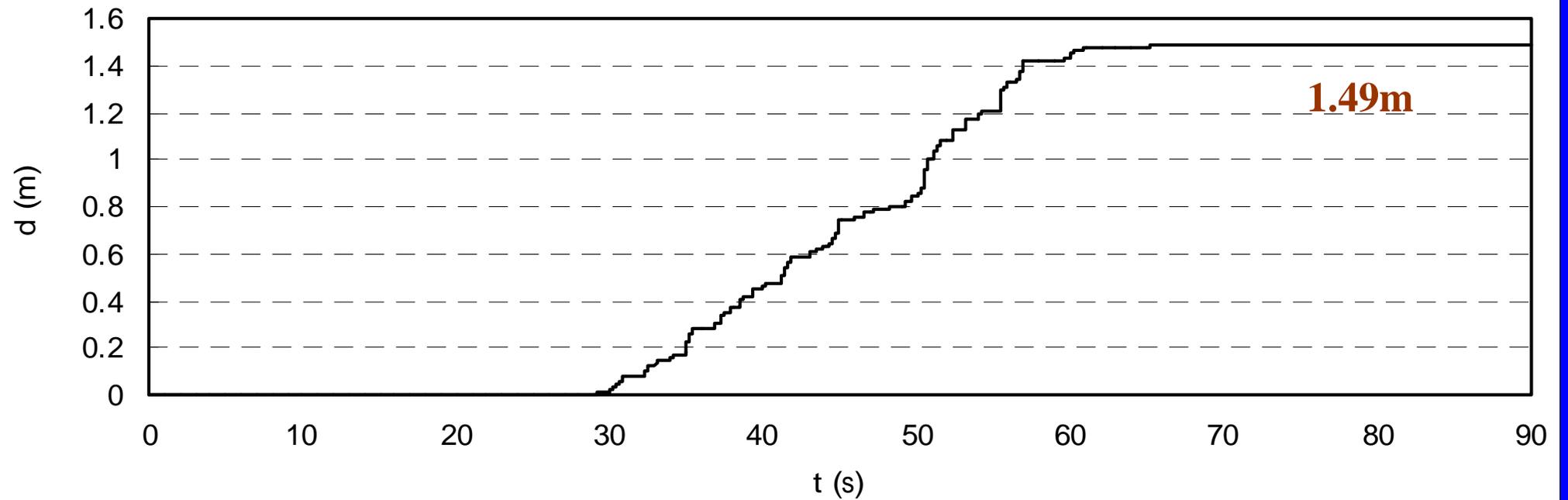
P_{pi} : 第*i*層被動土壓力

$$A_p * \text{鋼索間距} = 52.146 * 1.6 = 83.434 t$$

$$\begin{aligned} &> 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} * 1.3 = 0.6 * 3000 * 44.18 * 1.3 \\ &= 82.7 t \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$



921地震清水國小東西向實測地震歷時記錄

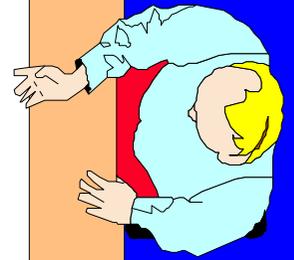
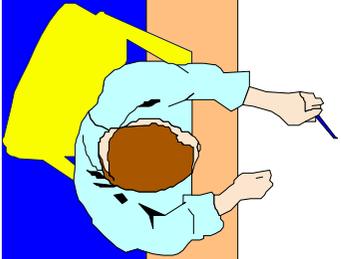




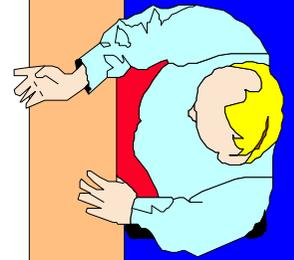
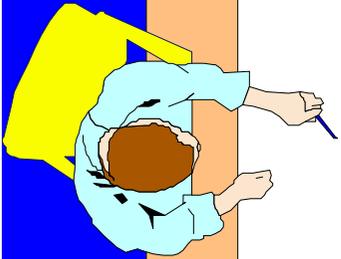
肆、結論與建議

本研究分析之結果，鋼板樁碼頭之背填土壤是否會發生液化嚴重影響該碼頭之耐震性及變位量分析，所以在評估鋼板樁碼頭之耐震能力時，不可忽略背填土壤是否會發生液化的因素。

本研究提供考量土壤液化狀況下，板樁式碼頭之耐震能力評估及變位量分析之簡易評估方法，未來有待相關災損案例來驗證其準確性。



各國國際港之現況碼頭大都建築在一、二十年前，當初設計的耐震強度是否符合現況基準，是否有考慮到土層液化的影響，嚴重影響各港未來承受地震力之能力，所以當務之急應儘早評估現有構造物之耐震能力，對於強度不足或背填土層可能液化之碼頭給予適當之結構系統補強或地盤改良，才能因應下一個強震。



簡報完畢
敬請指教



**交通部運輸研究所港灣技術研究中心九十三年度
土木領域科技計畫學者專家審查意見回覆表**

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>海洋大學張建智教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究分別針對背填土層未液化及部份液化的情況下，探討錨碇式鋼板樁碼頭的耐震能力，研究成果佳，具應用參考價值。 2. 表 4.3.1 及表 4.3.2 與 2-16 頁、2-17 頁之表 2.5.1、表 2.5.2 重覆，建議刪除。 3. 表 4.2.1 中之慣性矩請加入單位。 4. 殘留水壓與地震時之動水壓，其表示符號均為 P_w，請加以區別。 5. 錨碇距離的不足對耐震穩定性的影響如何？是否有相關的補救措施。 <p>中山大學李賢華教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究針對簡便動力分析做介紹說明，對於目前國內地震工程及港灣工程之設計甚具意義。 2. 本研究中第 4 章中，4.3 變位量分析使用 Sliding Block 方法，宜有方程式配合敘述較佳。 3. 分析中板樁 Elasticity 之考慮及土壤 Mass 之組合考量可更敘述清楚。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝肯定。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。 4. 遵照辦理。 5. 錨碇距離對錨碇鋼索之應力發揮有很大的影響，若錨碇距離不足則錨碇拉力則會大打折扣，對碼頭之穩定性也會大打折扣，至於補救措施，由錨碇距離的計算公式得知，可藉由錨碇土層的地盤改良來補救。 1. 謝謝肯定。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。。

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>4. 若研究結果能與較複雜之動力分析結果比較，則簡變動力分析方法之使用將更具信心度。</p> <p>中興大學林炳森教授： 板樁式碼頭受地震力作用後之變位量分析，成果可提供工程界參考，具實用價值；但引用公式部份應交代清楚，並列出參考文獻。建議修正部份如下：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. P2-4 頁主動土壓與被動土壓計算公式，應說明出處且符號應定義清楚，如 未定義。 2. P3-8 頁圖 3.3.1 不清楚，且未標示北方 3. P4-1、4-2 頁 <ol style="list-style-type: none"> ①應說明平常情況之土壓力與水壓力計算公式。 ②應說明動態主動與動態被動土壓力計算公式。 ③若土壤液化時應考慮錨碇失效情形。 4. P4-5 頁 <ol style="list-style-type: none"> ①地表加速度採 0.1g 似嫌不足？ ②應考慮垂直地震力係數 K_v。 	<p>4. 因研究期程之因素，與較複雜之動力分析結果比較將列入未來研究辦理。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 報告所引用之公式及規定均是以基準所提供的公式為準，為地震合成角，如 P2-7 之說明及計算公式。 2. 由於部份圖檔是參考其它報告之資料，無法取得原始圖檔，故以掃描檔處理，所以有不清楚的情形，至於方向的標示，則會儘可能加以標示。 3. 已補充相關公式說明，至於土壤液化時是否考慮錨碇失效的情形，由於錨碇失效，嚴重影響錨碇式鋼板樁之穩定性，一般情況若錨碇失效則結構是不可能穩定的，所以本研究在探討各情況下之穩定性時，是以假設錨碇系統正常運作的前題下來探討。 4. 以 0.1g 來檢核既有碼頭之穩定性，是配合當初結構物設計時所採用之設計震度來檢核該構造物之耐震能力。若以現有基準之要求，高雄港之設計震度要達到 0.2g 至

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>5. P4-15 錨碇距離公式來源應交待清楚，相關主動與被動破壞角公式也請說明。</p> <p>6. P4-8 板樁入土長度不足，應建議補救措施。</p> <p>7. P4-18 部份土壤液化穩定性檢核方法應再檢討。</p>	<p>雄港之設計震度要達到 0.23g。至於是否考量垂直地震力係數部份，由於本研究是探討既有老舊碼頭之耐震能力，由於結構之穩定是由水平震度控制，評估出既有碼頭之水平耐震能力後，未來若以實際地震歷時來評估碼頭之變位時，垂直地震力可經由公式轉換為等值之水平震度效應來評估。</p> <p>5. 由於本研究是以現有港灣構造物設計基準來檢核老舊碼頭之耐震能力是否足夠，所以報告所引用之公式及規定均是以基準所提供的公式為準，相關公式說明請參考第二章之公式說明與介紹，至於基準所提供之相關公式來源礙於時間的因素並未予進一步作深入之探討其合理性，相關公式之探討可列為未來之研究課題。</p> <p>6. 相關補救措施需進一步探討，礙於研究期程之因素，將列入未來研究辦理。</p> <p>7. 本研究目的為提供簡易之考量土壤液化下之板樁式碼頭耐震能力評估與變位量分析方法，目前還有很多不週詳的地方，有待未來再進一步修正。</p>