

98-42-7399

MOTC-IOT-97- H1DA002-1

液化對港灣構造物穩定性之 影響研究(2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

98-42-7399

MOTC-IOT-97-H1DA002-1

液化對港灣構造物穩定性之 影響研究(2/2)

著 者：賴瑞應、謝明志、柯正龍、曾文傑
薛仲傑、謝大勇

交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

液化對港灣構造物穩定性之影響研究. (2/2) /
賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部
運研所，民98.04
面；公分
參考書目：面
ISBN 978-986-01-8300-9(平裝)

1. 港埠工程 2. 防震

443.33

98007154

液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)

著者：賴瑞應、謝明志、柯正龍、曾文傑、薛仲傑、謝大勇
出版機關：交通部運輸研究所
地址：10548 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 98 年 4 月
印刷者：良機事務機器有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所網站
定價：100 元
展售處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1009800937

ISBN：978-986-01-8300-9 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-8300-9 (平裝)	政府出版品統一編號 1009800937	運輸研究所出版品編號 98-42-7399	計畫編號 97-H1DA002-1
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：謝明志、柯正龍、曾文傑、薛仲傑、謝大勇、陳毓清 李昭明、何木火 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 97 年 01 月 至 97 年 12 月
關鍵詞：耐震穩定性、液化、棧橋式碼頭、錨碇式鋼板樁碼頭			
摘要： 由過去地震之港灣構造物災損顯示，港灣構造物的地震穩定性與後線土壤是否發生液化有著很大的關係。本研究以棧橋式碼頭及錨碇式鋼板樁碼頭受地震力作用下，被填土壤考慮土壤液化及不考慮土壤液化狀況下，探討對碼頭構造物穩定性之影響，並進一步求得結構物可能之變位。 本研究第二年針對既有棧橋式碼頭，考慮背填土壤是否發生液化，依據基準進行耐震能力評估，並進一步分析可能發生的變位量。另外，也應用結構分析軟體分析相同案例，針對分析結果，與基準計算結果做比較探討。 本研究之成果可提供本所後續研究之參考。基準計算與軟體分析結果之比較可供未來基準修訂之參考。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
98 年 4 月	180	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。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 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） ☒ 普通			
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: Seismic Stability of Port Structures with Liquefaction Potential of Backfill (2/2)			
ISBN(OR ISSN) ISBN978-986-01-8300-9(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009800937	IOT SERIAL NUMBER 98-42-7399	PROJECT NUMBER 97-H1DA002-1
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-ying PROJECT STAFF: M.J. Hsieh, W.J. Tseng, J.L Ko, C.C. Hsueh, D.Y. Hsieh PHONE: 04-26587170 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2008 TO December 2008
KEY WORDS: seismic stability, liquefaction, pile-supported wharf, sheet pile quay wall			
ABSTRACT: Damage evidence of port structures under past earthquakes indicated that seismic stability was closely associated with liquefaction potential of backfill. Therefore, in this study, the seismic stability of pile-supported wharf and sheet pile quay wall has two types of soil conditions: the one without liquefaction potential and the one with liquefiable soil have been studied under earthquake excitation. The deformations of pile-supported wharf and sheet pile quay wall have been further calculated. The second year we have focused on seismic stability of pile-supported wharves with liquefaction potential of backfill. We have analyzed the pile-supported wharves with two methods: the one according to design criteria, and the other with software for structural analysis. The conclusions can provide references for the further study in the future. The results after comparing two methods can refer design code to revision.			
DATE OF PUBLICATION April 2009	NUMBER OF PAGES 180	PRICE 100	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

第一章 前言

1.1 研究緣起

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，現況我國各國際商港之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，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「臺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。

另外，過去二、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老舊碼頭當初所依據的舊基準跟現行的基準當然有很大的差異，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，也是本研究想要探討的部份。

1.2 研究目的

本研究主要目的為探討土壤液化對碼頭構造物耐震穩定性之影響，期望藉由本研究的探討與分析案例之說明，能讓相關從業人員了解土壤液化對結構物受力機制的影響，進而能著手評估既有碼頭之耐震能力。其主要目的可摘列整理如下：

1. 藉由國內外碼頭受地震力破壞的案例說明，使國內港灣設計相關從業人員能瞭解碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。
2. 經由本研究對既有碼頭之穩定性分析過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭在地震力作用下，考量土壤液化因素，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

本研究第一年(96)重點在探討沉箱式碼頭、錨碇鋼板樁碼頭及棧橋式碼頭受地震力作用下，背填土壤發生液化，結構、土壤與水之互制行為，並進一步對既有錨碇鋼板樁碼頭之穩定性分析（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）及變位量分析做探討，另外，也針對既有棧橋式碼頭作初步的耐震能力評估。第二年(97)研究重點為針對直樁棧橋式碼頭及斜樁棧橋式碼頭受地震力作用下，之結構穩定性分析(包括邊坡穩定、樁之應力、承載力、變位量及護岸穩定等)做探討，並進一步利用結構分析軟體建構分析模型，並比較其分析結果與基準分析結果之差異做探討。

1.4 研究方法

本研究碼頭結構物之穩定性分析，均採用交通部頒之「港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明」^[2]所提供之規定來檢核既有碼頭之穩定性。在板樁部份，主要檢核項目包括主樁入土深度、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；在棧橋部份，主要檢核項目包括邊坡穩定、樁之應力、承載力、變位及護岸之穩定。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^[3]，將板樁背填土壤或樁之支承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，以滑動塊體法（Newmark^[18]）配合模擬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 1.1 所示。

1. 國內外相關震害案例蒐集與整理
2. 影響碼頭破壞規模原因探討
3. 土壤液化對碼頭結構物之受力機制探討
4. 標準型板樁式碼頭耐震能力評估
5. 非標準型板樁式碼頭耐震能力評估
6. 棧橋式碼頭耐震能力評估
7. 結構分析軟體應用於碼頭之耐震能力評估
8. 既有碼頭耐震能力評估問題探討
9. 結論與建議

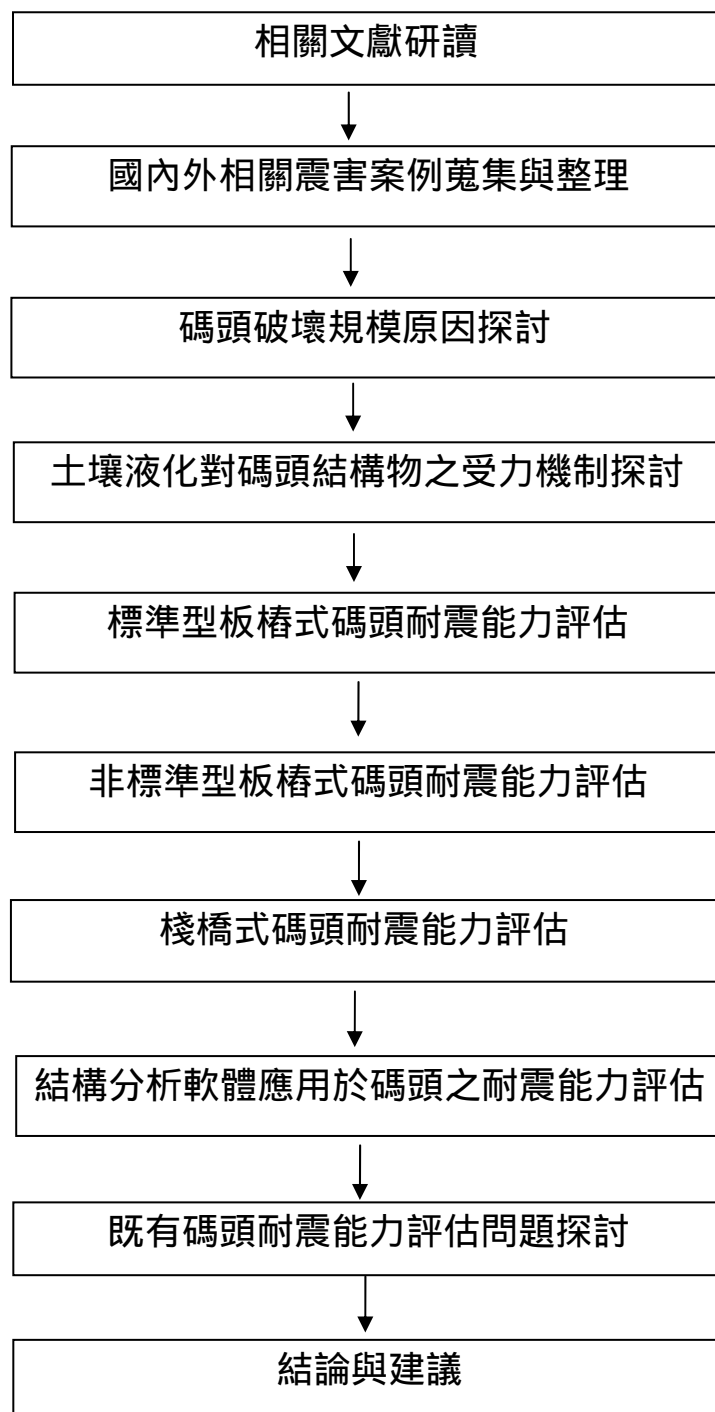


圖 1.1 研究流程圖

第二章 碼頭結構物型式

碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，係為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多。一般在決定建造何種碼頭時，可依據自然條件(如海象、氣象、地質、地震等)、停靠船舶種類(如貨種、大小、後線場地之使用等)、施工條件、工期及工程費等，來選擇最適當的種類。本章將就一般常見的碼頭結構物型式及國內各國際商港現況碼頭型式做一簡單介紹。

2.1 一般碼頭結構物型式

一般來說，碼頭結構物可概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，茲分述如下。

1.重力式碼頭

用沉箱、空心塊、方塊、L型塊等結構體所築成之壁體，以其本身的重量，承受碼頭上的上載荷重，並抵抗背後的土壓力，正面的水壓力及船舶衝擊力之碼頭結構物。因碼頭重量集中，所以較適用於基礎良好之處。如於基礎軟弱之處使用，因支承力不足，沉陷量大，故必須先改良地盤。其特性如下：

- (1)堤體本身用混凝土作成，較為堅固，亦較耐久，水深較淺時多採用之。
- (2)水深較深時，土壓及水壓之水平外力增大，所需牆體之重量急劇增加，除岩層及基礎良好之處外，多非為經濟之設計。
- (3)作為耐震結構時，與牆體重量成比例之地震力作用於牆體，形成不利之條件。
- (4)沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地、起重船、拖船等船團，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。
- (5)與規劃水深相比，現有地層較淺時，亦較不利。

臺灣地區各港之重力式碼頭中，以沉箱式(如圖 2.1 所示)、空心方

塊式(如圖 2.2 所示)、方塊式(如圖 2.3 所示)、L 型塊式(如圖 2.4 所示)四種最為常見。

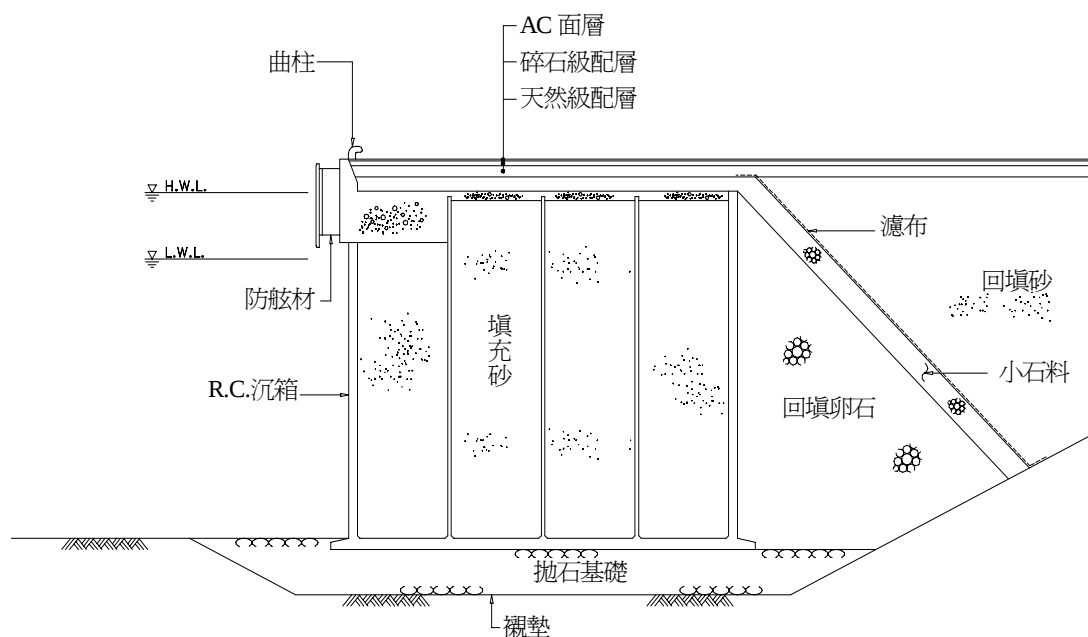


圖 2.1 沉箱式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

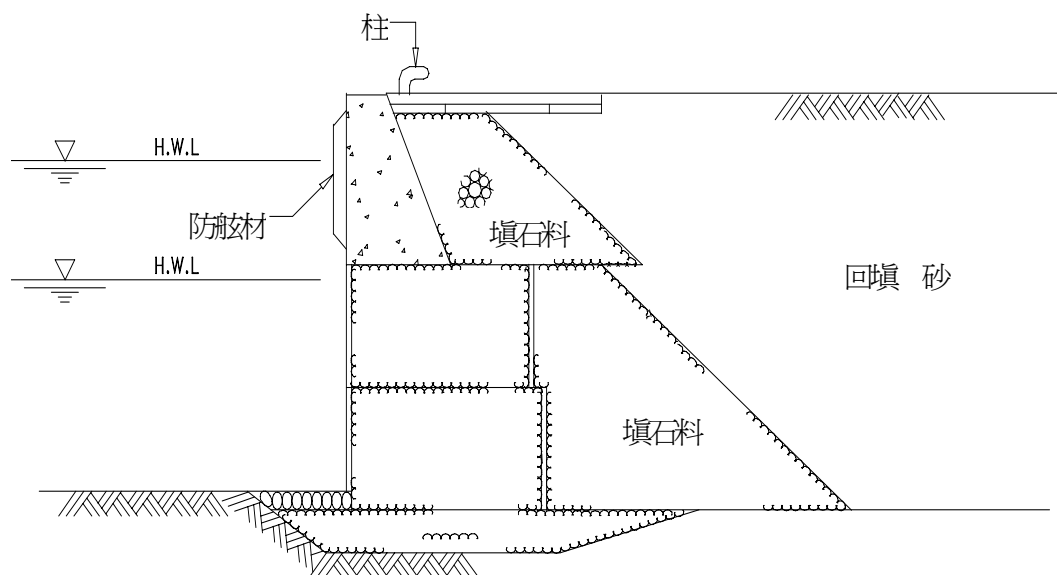


圖 2.2 空心方塊式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

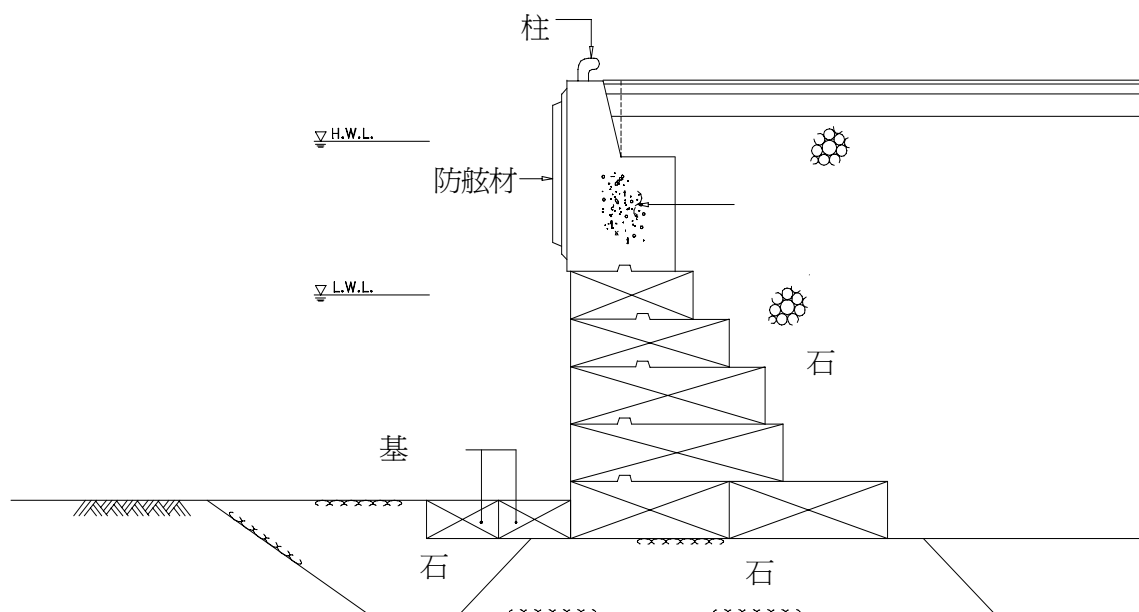


圖 2.3 方塊式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

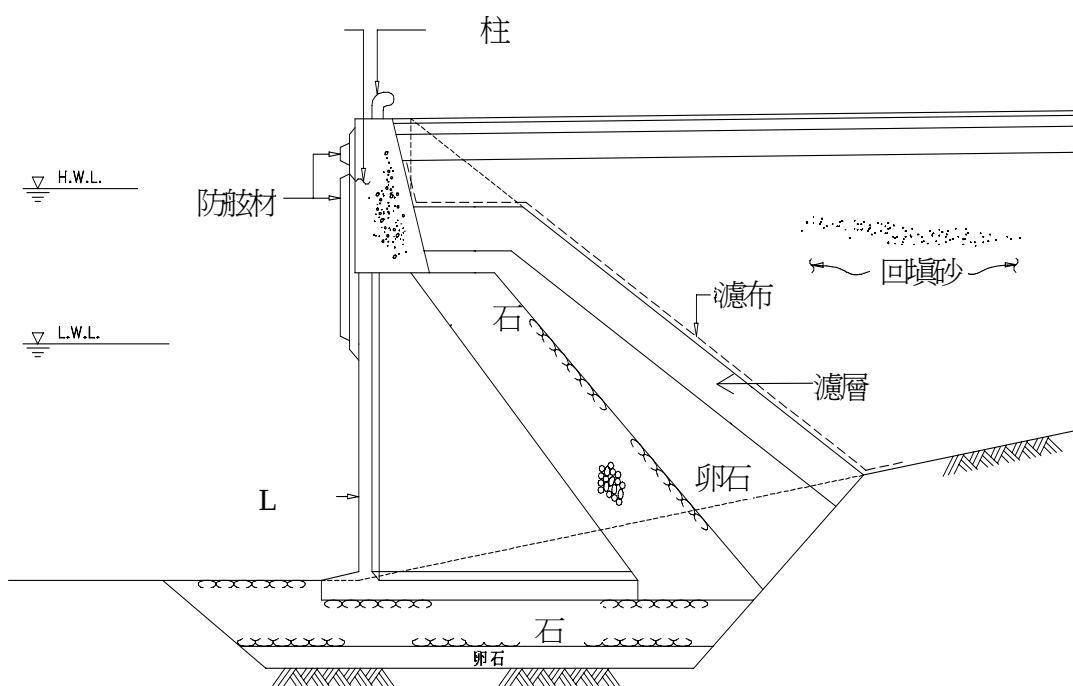


圖 2.4 L 型塊式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

2.板樁式碼頭

用板樁深入土中，築成直立岸壁，板樁由拉桿錨碇及板樁前方被動土壓支撐，以抵抗外力之碼頭結構物。板樁的材料一般用鋼材，岸壁前水深淺時，亦可用混凝土製板樁。板樁一般適用於基礎較好之處，但基礎若過於堅硬，因衝打板樁困難，則不適用，若基礎軟弱時，板樁對土壓之抵抗力不夠，也不適用。板樁之優點為施工容易，設備簡單，水中工事較少，工期短。缺點為耐用年限短，板樁如用鋼材，須加強防蝕。板樁式碼頭之特性如下：

- (1)施工設備比較簡單，工程費較省。
- (2)多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。
- (3)牆體極輕，富於彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沉陷。
- (4)原地層水深較深時，板樁打設後，如未回填及錨碇設施未妥時，波浪來襲容易損壞。
- (5)於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式為差，所以宜採用陰極防蝕法，或按腐蝕程度採用較大斷面。

臺灣地區各港之板樁式碼頭中，以錨碇式板樁碼頭最為常見，如圖 2.5 所示。

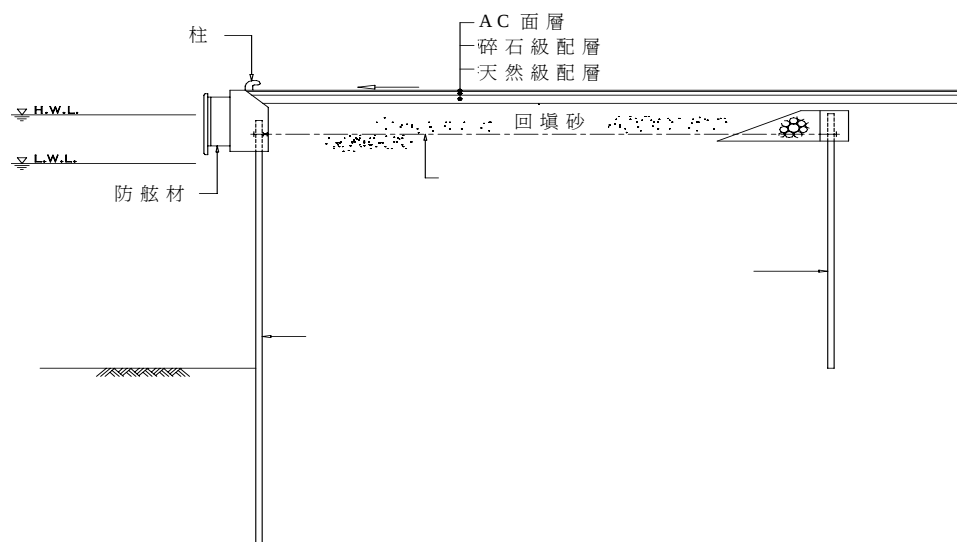


圖 2.5 錨碇式板樁碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

3. 棧橋式碼頭

用樁或各種形狀的柱體支撐碼頭面，成為與海岸線垂直或平行的半座橋樑，稱為棧橋式碼頭。其適用於軟弱地盤，優點為不妨礙水流、反射波較小、構造輕、耐震力強，可利用現有護岸加築，延長亦方便。缺點為工程費較大，對船舶衝擊力及其他水平力的抵抗較弱，有時碼頭面易受波浪之揚壓力作用而破壞。其特性如下：

- (1) 結構較其他型式為輕，地層軟弱之處無法構築重力式或板樁式時，可使用此種形式。
- (2) 不妨礙水流、漂沙、潮流激烈之處亦不致影響自然條件之平衡。
- (3) 不需新填土。
- (4) 對於較大之集中載重，不似它種型式之碼頭，可分散載重。
- (5) 碼頭寬大時工程費亦增。
- (6) 對水平力之抵抗較弱。
- (7) 水流影響船舶之靠岸。

棧橋式碼頭，隨支撐頂板之支柱結構可分為直樁棧橋式及斜樁棧橋式碼頭，如圖 2.6~2.7 所示。

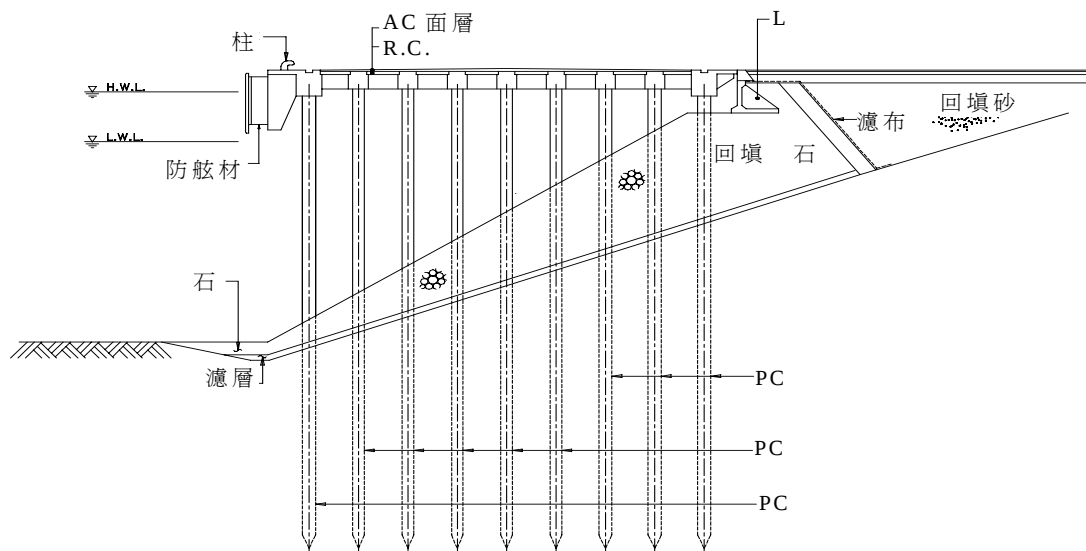


圖 2.6 直樁棧橋式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

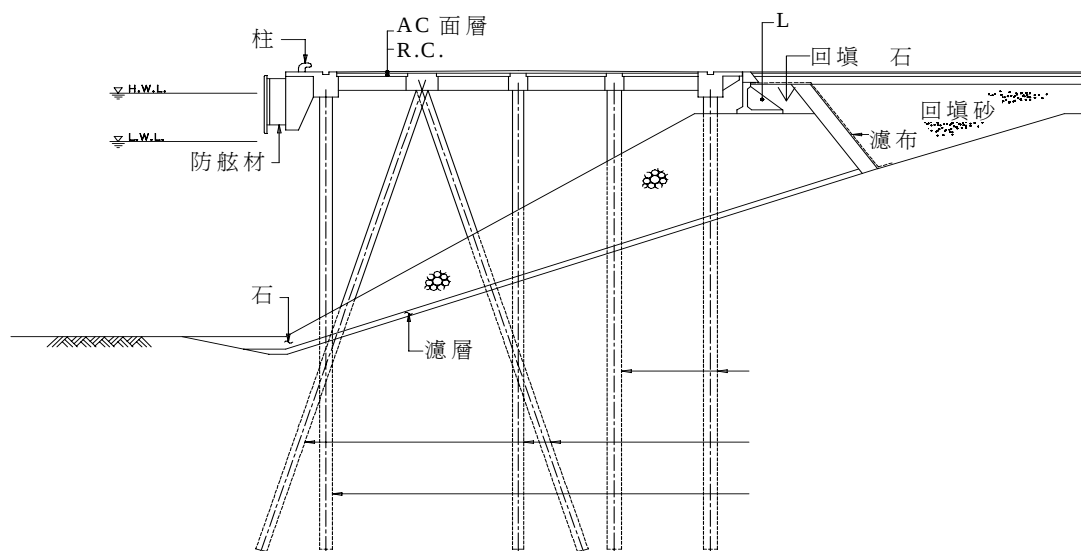


圖 2.7 斜樁棧橋式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

4.其他

除了重力式、板樁式及棧橋式三大類碼頭外，常見的碼頭型式還可細分為平台樁基式、離岸式、浮式等碼頭型式，茲說明如下：

(1)平台樁基式碼頭

利用平板減少板樁所承受之水平力，並配合基樁強度抵抗外力之結構物，如圖 2.8 所示。其特性如下：

- a.載重由群樁支撐，基礎不良之地層亦可使用。
- b.板樁斷面較一般板樁碼頭小。
- c.施工較一般板樁碼頭繁雜。
- d.工期較長。

(2)離岸式碼頭

離岸式碼頭為數支獨立支柱狀結構物，離開陸岸設立，如圖 2.9 所示，其特性如下：

- a.設於所需水深之處，不需疏浚，填土、施工容易、工程費用低廉，且可快速施工。
- b.不能使用於雜貨之裝卸，以用特殊機械或管道輸送石油、水泥、穀類及粉狀貨物為主。
- c.為了避免其他型式之碼頭設施延長時，常於其前端設置此式碼頭。

(3)浮式碼頭

主要為船舶在泊地繫碇，其結構一般以浮筒、繫船錨環、浮筒鍊、沉錘錨等組成，如圖 2.10 所示。浮筒有時供駁船裝卸貨物，但一般以碇繫船舶為目的，然亦有以卸油為目的之浮筒，如單浮筒船席。其特性如下：

- a.與拋錨時比較，泊地可有效利用。
- b.海底為岩層，無法拋錨時，可利用浮筒繫泊。
- c.較其他繫泊設備便宜。
- d.移設容易。

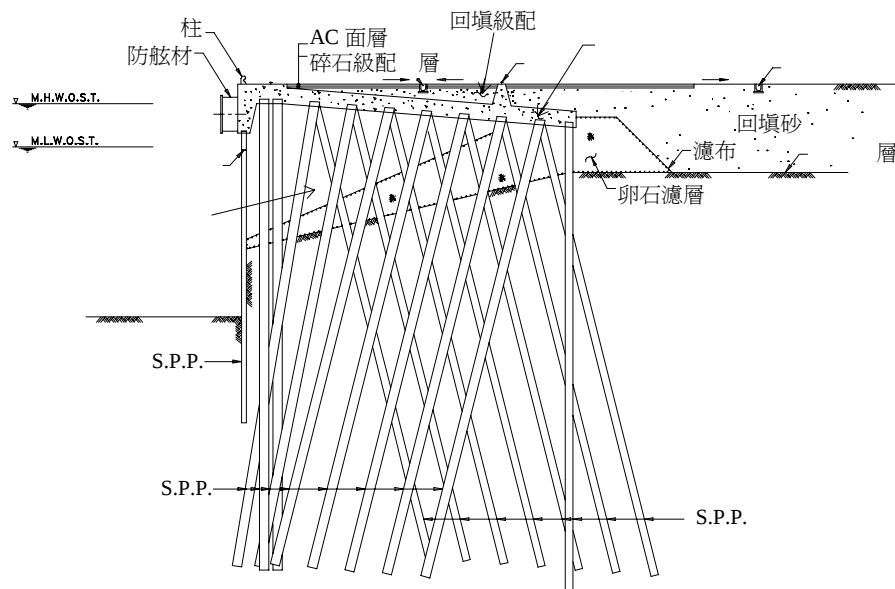


圖 2.8 平台樁基式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

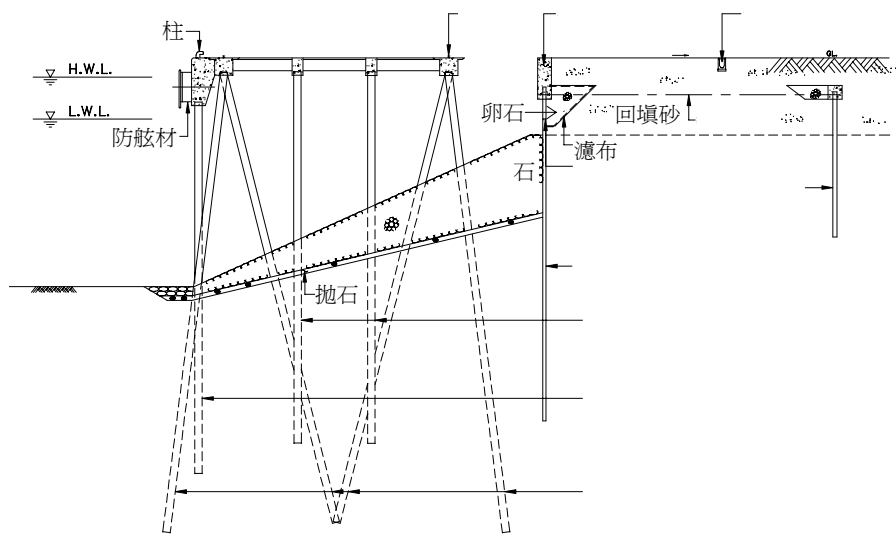


圖 2.9 離岸式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

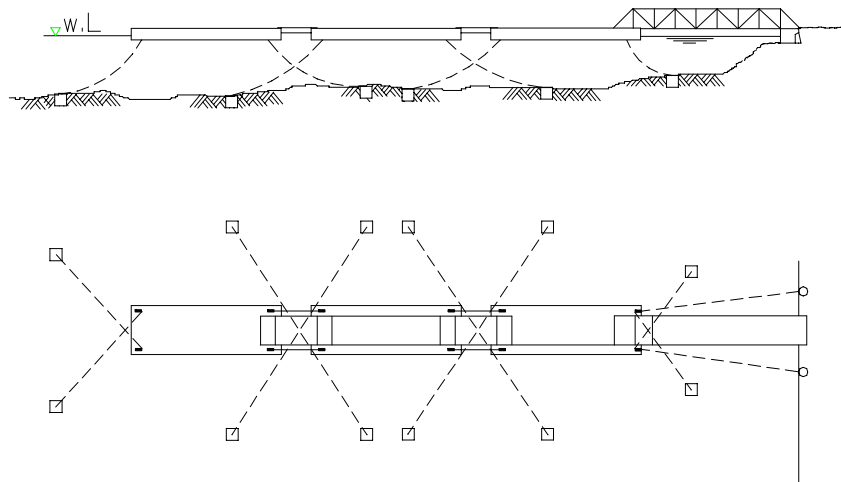


圖 2.10 浮式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

2.2 臺灣地區國際商港碼頭型式

臺灣地區各國際商港各碼頭區因裝卸貨的不同，碼頭型式也各異，茲依各港順序簡要說明如後。

1.基隆港

基隆港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-1 所示。

表 2-1 基隆港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	深度 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
西 1	海關	149.10	11.4	-8.00	其他	34.01
西 1B	軍	90.90	10.9	-9.00	其他	34.01
西 2	客貨	204.50	12.4	-9.00	其他	34.01
西 3	雜貨	183.00	12.4	-9.00	其他	34.01
西 4	雜貨	167.00	12.4	-9.00	其他	34.01
西 5	軍	54.50	12.8	-9.00	棧橋式	34.01
西 6	軍	131.00	14.3	-9.00	棧橋式	34.01
西 7	雜貨	106.00	12.9	-9.00	重力式	34.01
西 8	雜貨	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 9	軍	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 10	軍	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 11	港勤	167.80	17.6	-6.50	其他	55.10
西 12	港勤	170.00	17.6	-6.50	其他	55.10
西 12B	水泥	251.00	17.6	-9.00	其他	34.01
西 14	雜貨	172.40	14.8	-9.00	其他	34.01
西 15	雜貨	148.30	14.8	-9.00	重力式	34.01
西 16	櫃	156.50	34.0	-12.00	棧橋式	78.06
西 17	櫃	207.00	34.0	-12.00	棧橋式	78.03
西 18	櫃	215.40	34.0	-12.00	棧橋式	77.03
西 18B	水泥	110.00	41.0	-8.00	鋼板樁	
西 19	櫃	324.23	120.0	-13.50	棧橋式	81.08
西 20	櫃	325.62	120.0	-10.50	棧橋式	67.07
西 21	櫃	236.60	120.0	-10.00	鋼板樁	75.09
西 22	櫃	190.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 23	櫃	210.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 24	櫃	240.00	120.0	-13.00	鋼板樁	63.08
西 25	櫃	300.00	120.0	-13.00	鋼板樁	63.08
西 26	櫃	210.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 27	雜貨	150.00	13.0	-7.00	鋼板樁	59.11
西 28A	起水	69.50	15.4	-3.50	重力式	65.01
西 28B	起水	103.50	15.4	-3.50	重力式	65.01
西 29	雜貨	178.00	11.0	-6.50	重力式	56.03
西 30	穀	180.00	11.0	-10.50	重力式	56.03
西 31	煤	165.00	15.0	-10.50	重力式	55.05

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	深度 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
西 32	煤	165.00	15.0	-11.00	重力式	55.05
西 33	油類	210.00	14.8	-11.50	重力式	54.09
西 33B	油類	95.80	11.9	-6.50	重力式	54.09
港濱公園碼頭		297.27	3-7.42	-3.64	重力式	
東 1	港勤	108.00	4.9	-4.50	重力式	56.05
東 2	客	200.00	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 3	雜貨	170.00	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 4	雜貨	306.30	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 5	軍	169.20	10.5	-9.00	鋼板樁	58.04
東 6	雜貨	180.00	15.0	-9.00	鋼板樁	59.04
東 7	雜貨	178.00	27.0	-9.00	鋼板樁	59.12
東 8	櫃	240.00	76.0	-12.00	棧橋式	59.12
東 9	櫃	220.00	76.0	-12.00	棧橋式	79.09
東 10	櫃	200.00	76.0	-12.00	棧橋式	79.09
東 11	櫃	200.00	76.0	-12.00	棧橋式	75.05
東 12	港勤	50.00	56.0	-5.00	鋼板樁	75.05
東 14	港勤	113.20	20.0	-5.00	鋼板樁	75.05
東 15	海關	198.00	21.0	-3.00	板樁式	57.08
東 16	軍警	259.00	8.0	-3.00	重力式	57.08
東 17	非	95.00	8.0	-5.00	重力式	57.08
東 19	散裝	220.00	30.0	-9.00	棧橋式	67.03
東 20	散裝	120.00	30.0	-6.00	重力式	65.12
東 21	散裝	113.00	20.0	-9.00	重力式	67.10
東 22	散裝	113.00	20.0	-9.00	重力式	67.10
特貨駁運碼頭		283.70	20.0	-3.00	重力式	
小艇碼頭 A		45.03		-3 ~-5	棧橋式	
小艇碼頭 B		47.04	5.0		棧橋式	
貯木池起水碼頭		60.00		-1.0	重力式	
貯木池起水碼頭		90.00		-2.0	重力式	
水試所外碼頭		120.00	13.0	-6.5	鋼板樁	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

2. 高雄港

高雄港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-2 所示。

表 2-2 高雄港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
1	客輪	259.27	-9.0	鋼板樁	44.07
2	雜貨	136.97	-9.0	重力式	59.02
3	港勤	150.00	-9.0	重力式	59.02
4	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
5	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
6	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
7	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
8	雜貨	150.00	-10.5	鋼板樁	59.02
9	雜貨	141.68	-10.5	鋼板樁	59.02
10	雜貨	150.00	-10.5	鋼板樁	59.02
淺水 1	雜貨	261.60	-5.5 -6.5	其他	
淺水 2	雜貨	291.00	-6.5	其他	
淺水 3	雜貨	378.28	-4.5	其他	
11	雜貨	160.54	-9.0	鋼板樁	59.06
12	雜貨	160.54	-9.0	鋼板樁	59.06
登 1		94.65	-3.0	重力式	
登 2		89.90	-5.0	重力式	
13	軍		-9.0	棧橋式	57.03
14	雜貨	150.00	-9.0	棧橋式	57.03
15	雜貨	150.00	-9.0	棧橋式	57.03
16	雜貨	180.20	-9.0	棧橋式	57.03
17	雜貨	150.00	-9.0	重力式	92.02
18	中油	150.00	-9.0	板樁式	92.02
19	中油	151.30	-9.0	板樁式	92.02
20	中油	150.72	-9.0	板樁式	92.02
21	水船	123.33	-5.0	板樁式	92.02
22	其他	120	-10.5	板樁式	61.09
25	台肥	215.00	-10.5	板樁式	80.12
27	華夏	199.3	-10.0	棧橋式	78.11
28	台塑	210.0	-10.5	棧橋式	76.03
29	台塑	220.0	-10.5	棧橋式	64.06
30	台塑	293.50	-10.5	鋼板樁	79.09
31	雜貨	195.55	-10.5	棧橋式	53.07
32	雜貨	200.02	-10.5	棧橋式	55.08
33	雜貨	200.04	-10.5	棧橋式	55.11

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
34	雜貨	200.00	-10.5	鋼板樁	57.04
35	雜貨	214.97	-10.5	鋼板樁	57.04
36	雜貨	199.38	-10.5	鋼板樁	58.01
37	雜貨	198.68	-10.5	鋼板樁	58.01
38	雜貨	197.70	-10.5	鋼板樁	59.01
39	雜貨	199.05	-10.5	鋼板樁	59.01
40	貨櫃	214.17	-10.5	鋼板樁	59.01
41	貨櫃	204.54	-10.5	鋼板樁	59.01
42	貨櫃	242.68	-10.5	鋼板樁	59.12
43	貨櫃	187.50	-10.5	鋼板樁	59.12
44	穀倉	199.16	-10.5	鋼板樁	59.12
45	大宗	200.00	-11.0	鋼板樁	62.07
46	台糖	200.00	-11.0	鋼板樁	63.04
47	台糖	200.00	-10.0	鋼板樁	63.04
48	大宗	260.35	-10.5	棧橋式	63.02
49	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	63.02
50	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	63.06
51	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	64.06
52	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	64.06
53	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	65.06
54	大宗	200.00	-10.5	鋼板樁	64.06
55	大宗	200.00	-10.5	鋼板樁	64.06
56	危險	200.00	-10.5	鋼板樁	65.06
57	危險	183.60	-10.5	鋼板樁	64.06
58	港勤	306.00	-4.5	鋼板樁	91.02
59	中油	164.00	-6.5	鋼板樁	68.12
60	化學	150.75	-6.5	鋼板樁	63.01
61	化學	230.00	-10.5	鋼板樁	63.01
62	化學	230.00	-10.5	鋼板樁	63.01
63	貨櫃	274.90	-12.0	鋼板樁	63.07
64	貨櫃	245.46	-12.0	鋼板樁	63.07
65	貨櫃	244.43	-12.0	鋼板樁	63.07
66	貨櫃	439.92	-12.0	鋼板樁	63.07
68	貨櫃	432.16	-14.0	棧橋式	68.05
69	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	69.01
70	貨櫃	320.57	-14.0	鋼板樁	69.01
71	穀類	330	-14.0	棧橋式	72.04
72	穀類	300.13	-14.0	棧橋式	74.06
73	土新	240.34	-14.0	鋼板樁	

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
74	貨櫃	314.00	-14.0	鋼板樁	
75	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	85.01
76	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	85.01
77	貨櫃	355.00	-15.0	鋼板樁	85.01
78	貨櫃	320.00	-15.0	鋼板樁	
79	貨櫃	355.00	-15.0	鋼板樁	
80	貨櫃	340.00	-14.0	鋼板樁	
81	貨櫃	120.00	-14.0	鋼板樁	
85	中船	225.00	-9.0	鋼板樁	
86	中船	225.00	-9.0	鋼板樁	
87	中船	502.00	-10.0	鋼板樁	
88					
89					
90	中船	400.00	-10.0	鋼板樁	
91	中船	83.00	-7.0	鋼板樁	
92	中船	185.00	-4.0	鋼板樁	
94	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
95	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
96	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
97	中鋼	380.00	-16.5	鋼板樁	
98	中鋼	360.00	-16.5	鋼板樁	
99	中鋼	360.00	-16.5	鋼管樁	
101	中鋼	380.00	-16.5	鋼管樁	
102	中油	177.16	-11.8	鋼板樁	
103	中油	272.84	-11.8	棧橋	81.04
104	中油	251.67	-16.0	其他	
105	中油	300.17	-16.0	其他	
106	台電		-4.2	其他	
111	台電	264.20	-16.5	棧橋式	72.07
112	台電	248.80	-8.5	其他	72.07
115	貨櫃	276.86	-14.0	棧橋式	81.04
116	貨櫃	320.02	-14.0	棧橋式	74.01
117	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
118	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
119	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
120	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	81.11
121	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	81.11
122	貨櫃	336.26	-14.0	棧橋式	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.臺中港

臺中港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-3 所示。

表 2-3 臺中港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度	寬度	設計水深	碼頭結構	啟用年代
1	穀類	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
2	油品	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
3	穀類	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
4	液體	200.00	20.0	-11.0	重力式	67.04
4A	水泥	185.00	20.0	-9.0	重力式	70.07
5A	雜貨	220.00	23.5	-11.0	棧橋式	71.10
5,6,7,8	雜貨	800.00	23.5	-11.0	棧橋式	65.10
8A	雜貨	260.00	23.5	-11.0	棧橋式	66.09
9	貨櫃	260.00	27.0	-14.0	棧橋式	68.04
10,11	貨櫃	640.00	27.0	-13.0	棧橋式	68.04
12	雜貨	200.00	24.0	-11.0	棧橋式	70.10
13	雜貨	200.00	24.0	-11.0	棧橋式	70.02
14,15	雜貨	360.00	15.75	-10.0	棧橋式	70.04
16,17					棧橋式	70.04
22	雜貨	180.00	23.5	-11.0	棧橋式	
23	雜貨	180.00	20.0	-10.0	重力式	72.06
24	雜貨	180.00	20.0	-10.0	重力式	69.10
25	雜貨	200.00	20.0	-11.0	重力式	71.10
26,27	水泥	400.00	24.0	-11.0	棧橋式	69.03
28	水泥	145.00	24.0	-11.0	棧橋式	71.06
29	大宗	250.00	27.0	-14.0	棧橋式	72.06
30	大宗	320.00	32.0	-14.0	棧橋式	
31,32	貨櫃	640.00	28.0	-14.0	棧橋式	71.10
33,34	貨櫃	500.00	34.5	-14.0	棧橋式	
35	貨櫃	250.00	34.6	-14.0	棧橋式	
99	廢鐵	250.00	25.0	-12.0	棧橋式	
101	煤	340.00		-18.0	棧橋式	
102	煤	340.00		-18.0	棧橋式	
103	煤	290.00		-14.5	棧橋式	
西 1	管道	250.00	25.0	-13.0	重力式	72.06
西 2	管道	250.00	27.0	-14.0	棧橋式	77.06
西 3	管道	250.20	27.0	-14.0	棧橋式	
西 4	管道	250.20	27.0	-14.0	棧橋式	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

4. 花蓮港

花蓮港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-4 所示。

表 2-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
1,2,3	雜貨	410.00	-7.5	重力式	26.01
4,5	雜貨	320.00	-8.5	鋼板樁	51.10
6	雜貨	150.00	-8.5	鋼板樁	63.02
7	雜貨	120.00	-6.5	重力式	63.02
8	水泥	220.00	-10.5	鋼板樁	63.02
9	雜貨	103.00	-9.5	鋼板樁	67.12
10,11	水泥石料	368.00	-9.5	重力式	67.12
12	雜貨	150.00	-7.5	重力式	67.12
13,14	雜貨	370.00	-9.5	重力式	67.12
15	雜貨	100.00	-8.5	重力式	67.12
16	客運	144.00	-7.5	重力式	67.12
17	雜貨	200.00	-12.0	重力式	79.03
18	水泥	200.00	-12.0	重力式	79.03
19	水泥	310.00	-14.0	重力式	79.03
20	石料	302.00	-14.0	重力式	80.03
21	石料	200.00	-14.0	重力式	80.03
22	石料	200.00	-14.0	重力式	80.03
23	木片	272.00	-14.0	重力式	80.03
24	油品	271.00	-14.0	重力式	80.03
25	煤	332.00	-16.5	重力式	81.06

資料來源：各港務局提供及本研究整理

5. 蘇澳港

蘇澳港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-5 所示。

表 2-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
1	港勤	210.00	-7.5	重力式	70.06
2	化學品	175.00	-11	重力式	70.06
3	水泥	215.00	-11	重力式	70.06
4	散雜貨	300.00	-11	重力式	67.09
5	油品	200.00	-11	重力式	67.09
6	煤碳	290.00	-15	棧橋式	72.07
7	多用途	240.00	-13	棧橋式	72.07
8	散雜貨	125.00	-7.5	重力式	68.08
9	散雜貨	125.00	-7.5	重力式	68.08
10	化學品	175.00	-9	棧橋式	66.12
11	散雜貨	175.00	-9	棧橋式	66.12
12	散雜貨	200.00	-9	棧橋式	66.12
13	散雜貨	180.00	-9	棧橋式	70.10

資料來源：各港務局提供及本研究整理

第三章 液化災損案例與受力機制探討

港灣結構物通常都建築在軟弱的海埔新生地上，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很可能會發生土壤液化的現象，使得碼頭結構物的水平外力大增，甚至超過其能承受的臨界點，造成碼頭滑動或破壞。本章將舉 921 地震及日本阪神地震所造成的碼頭災損案例作說明，並進一步探討碼頭受力機制。

3.1 災損案例

1. 921 集集地震

1999 年 9 月 21 日臺灣發生了規模 7.3 之集集大地震，造成臺灣中部地區許多建築物的嚴重損害，遠在距離震央 50 公里外的臺中港也遭到破壞，該港量測到之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成 1 號~4 號沉箱式碼頭(總長 1,135 公尺)向海側滑移，其中 1 至 3 號沉箱式碼頭外移 0.5~1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0~0.5 公尺，4A 號沉箱碼頭輕微外移，此外，後線儲轉區 9 公頃地層嚴重下陷，致 1、3 號兩座碼頭包裝室嚴重毀損，4A 水泥碼頭包裝室嚴重破壞，部分地下輸送管線排水溝嚴重下陷、折損，11 座糖密儲槽損壞，1.8 萬噸糖蜜外洩，2 座化學品儲槽損壞。相關災損照片如圖 3.1~3.7 所示。

2. 日本阪神地震

1995 年日本發生規模 7.2 之阪神大地震，受損的港灣計有 24 個，其中以神戶港受損最為嚴重，該港所量測到的地表水平最大加速度 $a_{hmax}=0.55g$ ，造成多處碼頭、岸壁外移 2~5.9 公尺，港灣機能全面癱瘓(張、賴，2000)。而其中受損碼頭中以重力式(沉箱式)碼頭結構受損最多也最嚴重，如圖 3.8~3.9 為其中之一沉箱式碼頭受損情形，由照片碼頭後線可清楚看出背填土壤有發生液化的現象(地表有砂漿噴出的殘留泥砂)，造成碼頭水平側向力增加，導致碼頭向海側滑動，後線嚴重下陷，裝卸機具傾倒。圖 3.10 為板樁式碼頭之受損情形，可清楚看出碼頭法線向海側移動，造成岸肩嚴重下陷。



圖 3.1 #1~#4 沉箱式碼頭法線變位側視圖



圖 3.2 #1~#4 沉箱式碼頭岸肩與後線高程差側視圖



圖 3.3 #1~#4 沉箱式碼頭後線災損情形



圖 3.4 921 臺中港裝卸設施災損情形



圖 3.5 921 臺中港倉儲設施災損情形



圖 3.6 921 臺中港儲槽災損情形



圖 3.7 921 臺中港糖蜜儲槽災損情形

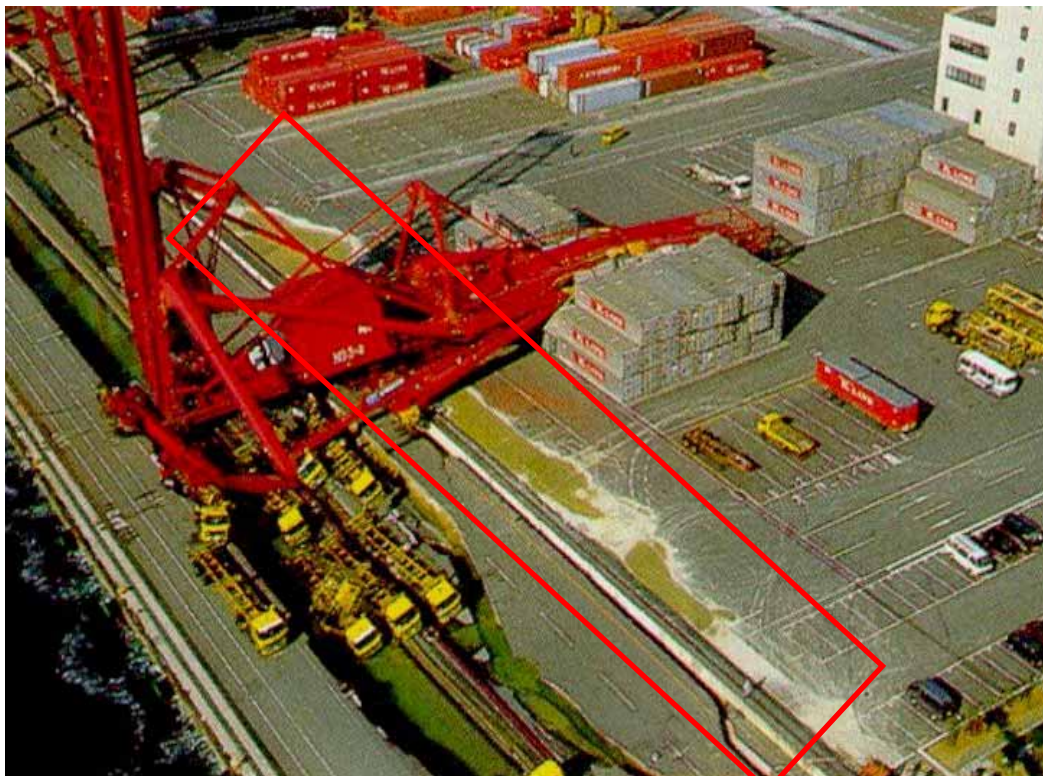


圖 3.8 日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭災損情形



圖 3.9 日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭後線沉陷災損情形



圖 3.10 日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沉陷災損情形

3. 破壞影響因素

由 921 集集大地震及日本阪神地震之實際案例，可初步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^[5]，包括地震規模及深度、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，台灣 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，因此阪神地震造成神戶港大規模且嚴重的損害，而 921 集集大地震則造成台中港區部分碼頭受損。

(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。而台中港距 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。

(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，以致造成港灣設施的滑動塌陷損壞。

(4)基礎型式

由於上述土層及土壤特性的因素，因此港灣結構物建造時的基礎型式，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，台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。

3.2 液化對碼頭結構物受力機制探討

由過去的地震災損案例得知，背填土壤發生液化與否對重力式碼頭及板樁式碼頭之穩定性影響很大，所以本節將以重力式沉箱碼頭及錨碇式鋼板樁碼頭為例，探討背填土壤未液化與液化之不同情況下碼頭之受力機制。至於棧橋式碼頭受支承土壤液化的影響，主要為因土壤液化導致邊坡滑動，衝擊基樁，造成樁之應力增加而破壞，或因土層液化，導致樁細長比變大，而導致挫曲破壞，相關受力機制將於案例探討時說明。

1. 沉箱式碼頭

為了探討液化對沉箱式碼頭穩定性之影響，茲分別以背填土壤未液化、液化、部分深度液化三種情形之碼頭受受力機制作說明。

(1) 碼頭背填土壤未液化

典型的沉箱式碼頭如圖 3.11 所示，結構本體所受之外力，海側有海水，陸側有背填土壤及地下水，且陸側之地下水位通常高於海側之海水位，地下水位高出海水位之部分稱之殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位 (L.W.L.) 至朔望平均高潮位 (H.W.L.) 潮差之 $1/3$ 為標準。

如果背填土壤未液化，碼頭受地震力作用其受力示意圖如 3.12 所示，由圖可看出，碼頭在水平方向之驅動力，不但有沉箱本身之慣性力 $K_h \cdot W$ ，海側及陸測水位高程差之殘留水壓力，海側及陸測水位震盪變化之動水壓力，亦有背填土壤之動主動土壓力，而抗滑動力僅有摩擦力 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ 。

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下式所示：

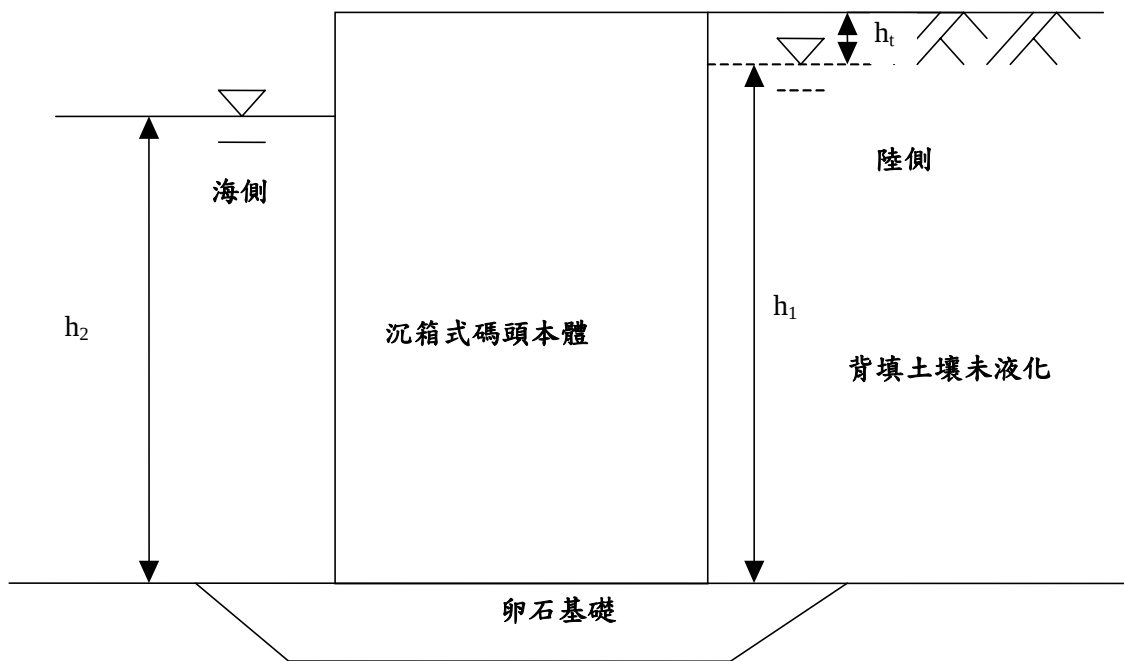


圖 3.11 沉箱式碼頭斷面圖

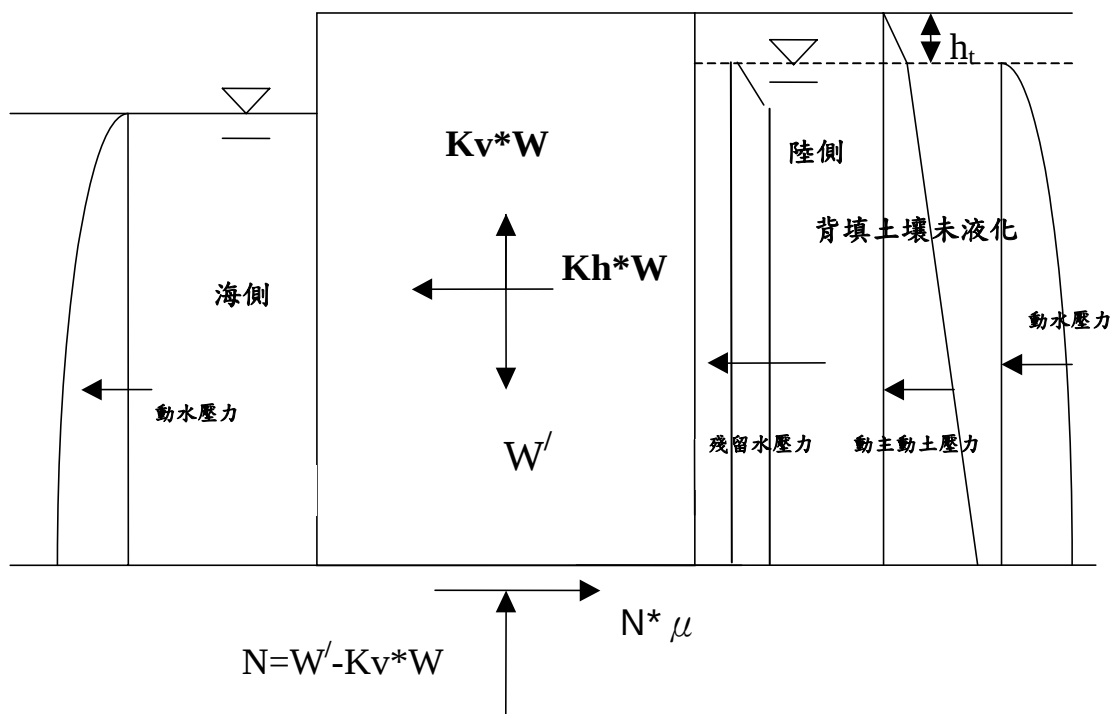


圖 3.12 背填土壤未液化沉箱式碼頭受力示意圖

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{動主動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{兩側之動水壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + (P_{wE}(\text{陸側}) + P_{wE}(\text{港側}))} \dots\dots\dots(3-1)$$

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 3-1 所示。

W' ：為沉箱總重減去浮力；若沉箱底部之土壤未液化，其浮力為沉箱底部之水壓力；若沉箱底部之土壤已液化，其浮力為沉箱底部之水壓力與液化時超額孔隙水壓力之合。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數 $a_{v\max}/g$ ， $a_{v\max}$ 為地表垂直最大加速度。

K_h ：為水平地震力係數，其與地表水平最大加速度 $a_{h\max}$ 之關係，依據 Noda & Uwave^[6] 之研究，(1)當 $a_{h\max} \leq 0.2g$ 時， $K_h = a_{h\max}/g$ (2) 當 $a_{h\max} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (a_{h\max}/g)^{1/3}$ 。

表 3-1 摩擦係數(港研所，1997)^[7]

項 目	摩 擦 係 數
混凝土與混凝土	0.5
混凝土與岩層	0.5
水中混凝土與岩層	0.7~0.8
混凝土與拋石	0.6
拋石與拋石	0.8
金屬與石	0.3~0.4

$P_w(\text{陸側})$ ：為陸側之靜水壓。 $P_w(\text{陸側}) = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水的單位重 $1.03t/m^3$ ， h_1 為陸側水位至沉箱底深度(m)。

P_w (海側)：為海側之靜水壓。 P_w (海側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為海側水位至沉箱底之深度(m)。

P_{WE} (陸側)：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，依據 Matsuo & O'Hara(1960)建議， $P_{WE} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，唯若以水中震度計算之動態主動土壓力 (港，1997^[7]；Matsuzawa et al.，1985^[8])，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

P_{WE} (海側)：為海側潮位震盪變化之動水壓力，1997 年以後之新設計基準 (港，1997)^[7] 建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，依據 Westergaard^[9] 建議， $P_{WE} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985^[8])公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929^[10]；Okabe，1926)公式是適用於背填乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，其計算公式如式(3-2)(3-3)所示：

$$P_{AE} = K_{AE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (3-2)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3-3)$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/m²)。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角（度）。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量（ t/m^3 ），在殘留水位以上為單位體積重量 γ ，約為 $1.8t/m^3$ ，在殘留水位以下為 $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ，約為 $1t/m^3$ 。

h ：土層厚度（m）。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度（度）。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角（度），主動土壓代正，被動土壓代負。

w ：上方載重（ t/m^2 ）。

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 ：為震度， $K = Kh/(1 - Kv)$ 。

K' ：換算之水中震度 $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} K$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

(2)碼頭背填土壤液化

當背填土壤液化時，可有兩種觀念解釋沉箱之受力情況，說明如下：

一為以液化時土壤與水成為單位重 γ_{sat} 之重流體觀念解釋，此觀念之提出者有 Ishibashi & Madi(1990)^[11]、陳&黃(2000)^[12]等，其沉箱之受力示意圖，如圖 3.13 所示，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力不變，因背填土壤液化而不再有動態土壓力及靜水壓力，而以液化時之靜態重流體壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代。

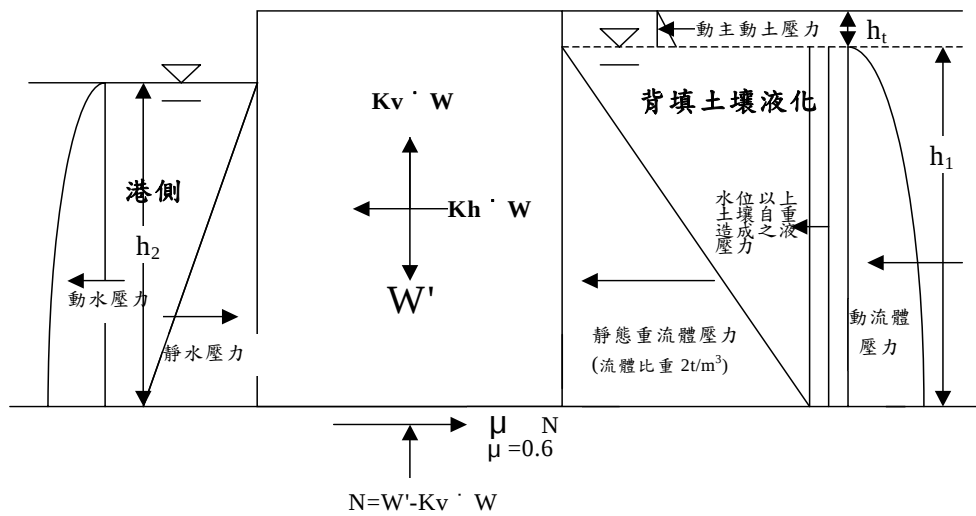


圖 3.13 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

另一為本文以液化時超額孔隙水壓力之觀念解釋，當背填土壤液化時，超額孔隙水壓力上升至與土壤之垂直壓力相等，此時土壤之有效應力為零，由於土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓力上升至與土壤原來之有效應力相等，因此液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，因此本文沉箱之受力示意圖，如圖 3.14 所示。

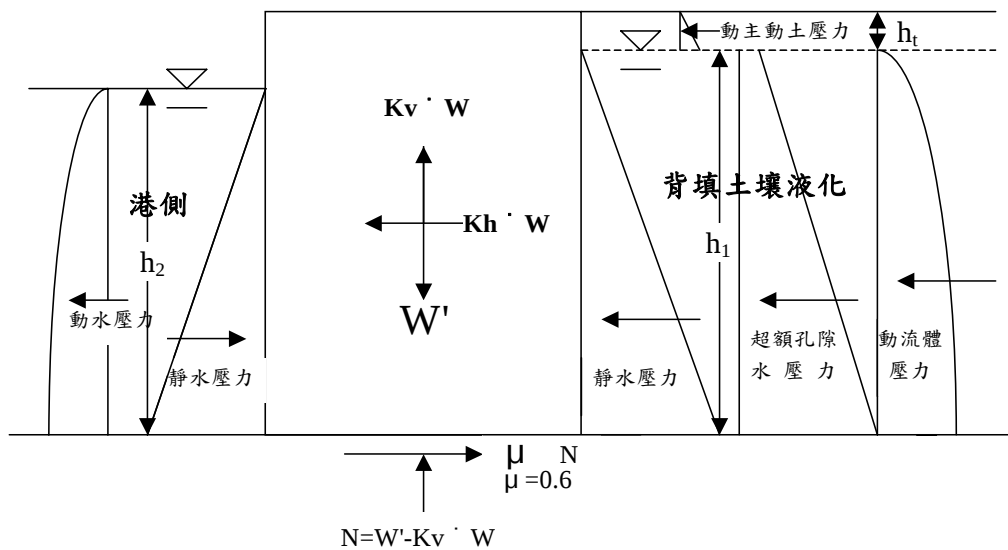


圖 3.14 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3.14 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，因此背填土液化時，其抗滑動之安全係數，Fs，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})}$$

..... (3-4)

式中，

$$\begin{aligned} \text{液化之側壓力} &= \text{液化之超額孔隙水壓力} + \text{液化時之動流體壓力} \\ &= P_{LE1} + P_{LE2} \end{aligned}$$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \quad \circ$$

P_{LE2} ：為液化時重流體震盪變化之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2 \quad \circ$

P_{AE1} ：殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2$ ；而式(3-1)

之動態主動土壓力 P_{AE} 為殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 +$

$$K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right), K_{AE1} \text{ 為殘留水位以上之動態主動土壓}$$

係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

由圖 3.13 與圖 3.14 比較可知，兩種觀念解釋液化時沉箱之受力情況雖然不同，但總合力卻相同，但本文以超額孔隙水壓力觀

念之解釋較符合大地工程學液化之定義，而且於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，本文之觀念亦能解釋，但重流體之觀念，僅適合液化之情況，至於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，重流體之觀念則不適合解釋。

(3) 碼頭背填土壤部分深度液化

背填土壤部分深度液化，另部分深度非液化，其示意圖，如圖 3.15 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 3.16 所示。

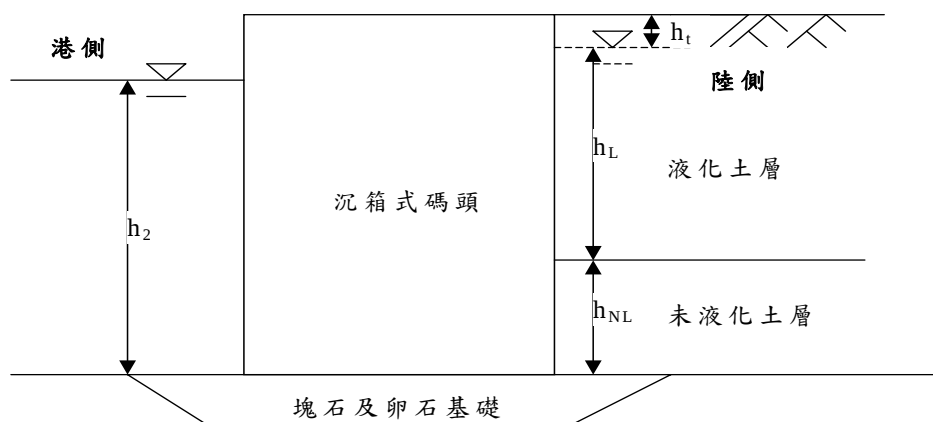


圖 3.15 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

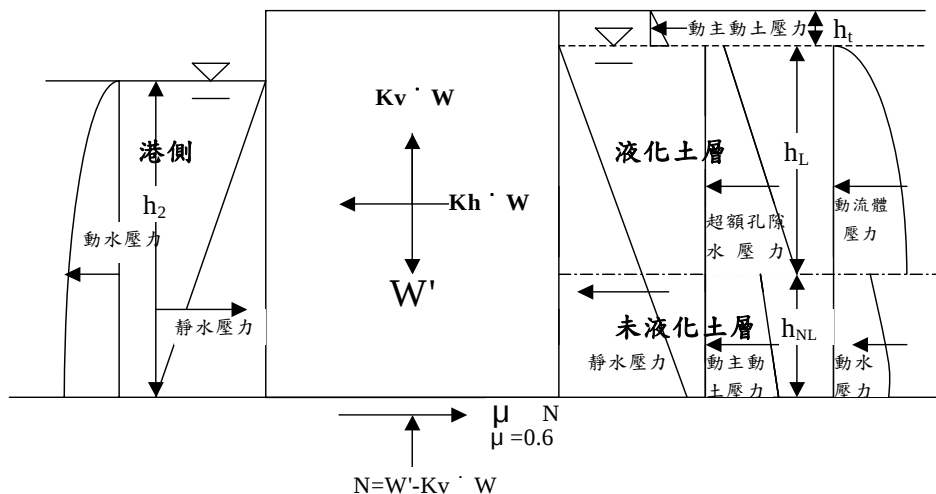


圖 3.16 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3.16 可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化與非液化之綜合，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，其抗滑動之安

全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱慣性力} + \text{殘留水位以上動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力} + \text{非液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})}$$

.....(3-5)

式中，

液化之側壓力 = 液化部分之超額孔隙水 壓力 + 液化部分之動流體壓力
 $= P_{LE1} + P_{LE2}$

非液化側壓力 = 非液化部分之動態土壓 力 + 非液化部分之動水壓力
 $= P_{AENL} + P_{WENL}$

P_{LE1} ：為圖 3.16 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \gamma \cdot h_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2。$$

P_{LE2} ：為圖 3.16 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2。$

P_{AE1} ：為圖 3.16 殘留水位以上之動態主動土壓力，

$$P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma \cdot h_t^2。$$

P_{AENL} ：為圖 3.16 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$P_{AENL} = K_{AENL} \cdot (\gamma \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL}，K_{AENL} \text{ 為殘留水}$$

位以下非液化土層之動態主動土壓係數。

P_{WENL} ：為圖 3.16 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2]。$$

$P_{WE}(\text{海側})$ ：海側之動水壓力， $P_{WE}(\text{海側}) = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2。$

唯若以水中震度計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

2. 板樁式碼頭

本節將探討板樁式碼頭構造物之受力機制，同樣也分為背填土壤未液化、部分液化及全部液化三種情形來作探討。

(1) 背填土壤未液化

標準型的錨碇鋼板樁斷面圖如圖 3.17 所示，板樁受力示意圖如圖 3.18 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力（ P_{AE} 如 3-2 式所示）、動被動土壓力（ P_{PE} 如 3-6、3-7 式說明）、殘留水壓力（如沉箱式碼頭之殘留水壓力說明）、動水壓力（ P_{WE} 如沉箱式碼頭之動水壓力公式說明）及錨碇力。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動被動土壓力之合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力與動水壓力組成的合力，相關穩定性檢核請參閱第四章之分析。

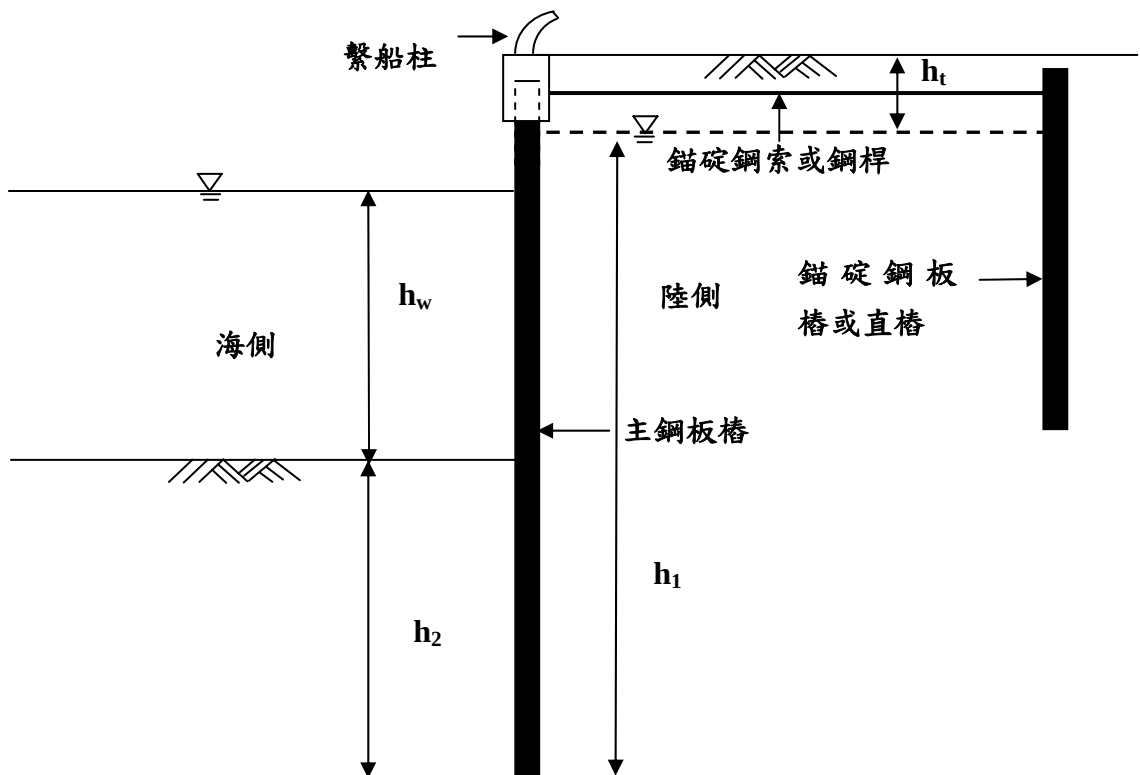


圖 3.17 標準型錨碇鋼板樁碼頭斷面示意圖

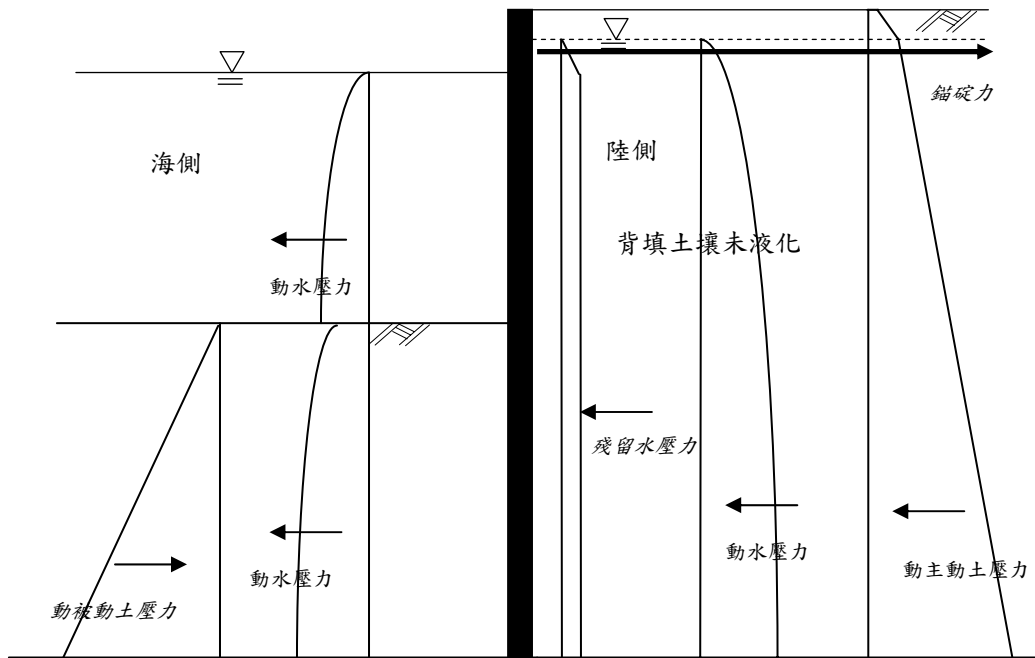


圖 3.18 背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

$$P_{PE} = K_{PE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (3-6)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3-7)$$

式中，

P_{PE} ：土層之動態被動土壓力 (t/m^2)，由海床至板樁入土深之動態被動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985^[8])公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929⁽¹⁰⁾；Okabe，1926)公式是適用於乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態被動土壓力，已包含土壤地下水位震盪引起之動水壓力。

K_{PE} ：土層動態被動土壓係數，相關參數請參閱沉箱式碼頭之說明。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角 (度)，主動土壓代正，被動土壓代負。

(2)背填土壤部分液化

板樁受力示意圖如圖 3.19 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、動水壓力及錨碇力，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（請參閱本小節之沉箱式碼頭之說明）。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合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力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合力，相關穩定性檢核請參閱第四章之分析。

(3)所有土層液化

板樁受力示意圖如圖 3.20 所示，由圖中可瞭解板樁承受殘留水壓力、動水壓力及錨碇力，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合力要大於殘留水壓力、動水壓力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 3.20 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。

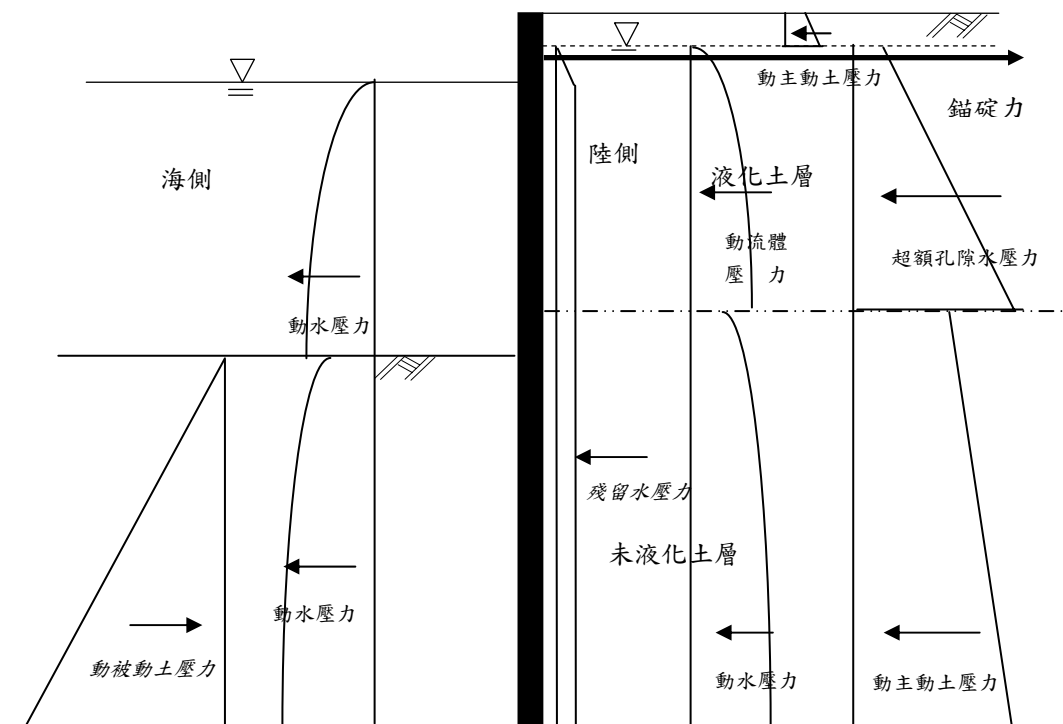


圖 3.19 背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖

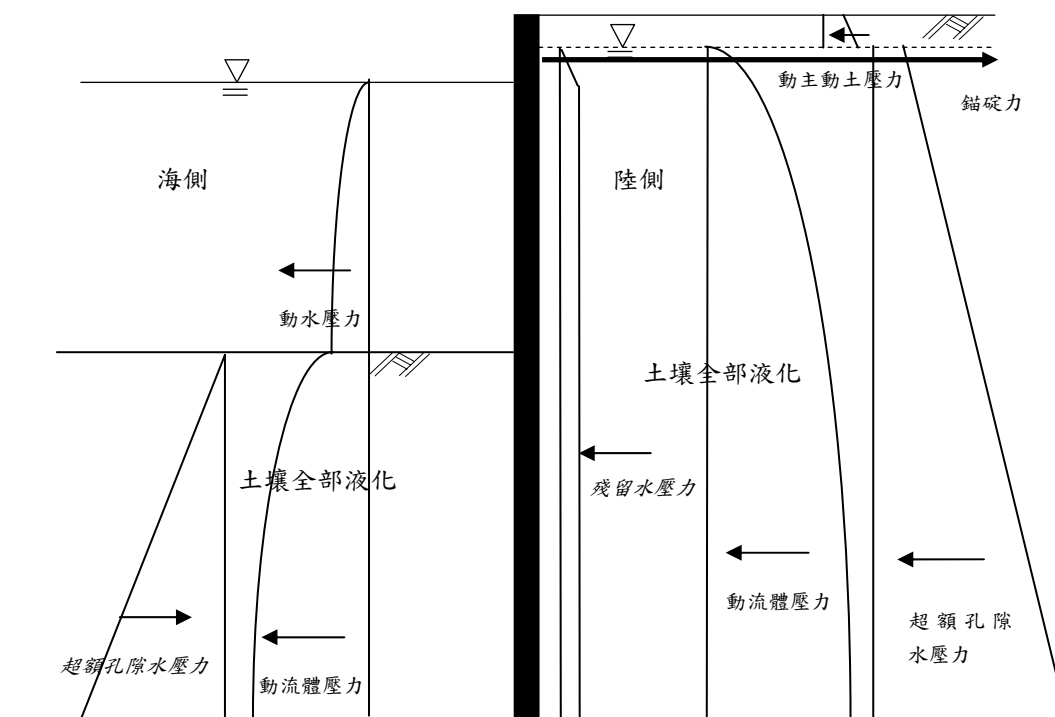


圖 3.20 土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖

第四章 標準型板樁式碼頭耐震能力評估

如第三章之液化對碼頭結構物之災損案例及受力機制的探討，可以清楚的瞭解，重力式碼頭與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，不僅會增加超額孔隙水壓力，還會增加液化後之土水混合之重流體壓力，這些超額之側向壓力將造成重力式碼頭或板樁式碼頭構造物更加不穩定。本章將針對基準所提示之標準型錨碇鋼板樁碼頭（如圖 3.17 所示）受到地震力作用，其結構穩定性加以探討，並進一步評估其耐震能力。

4.1 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：

4.1.1 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 4.1 所示）該港設計科所提供之結構構材強度（如表

4-1 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^[13] (如表 4-2 所示) 合併處理成圖 4.2 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 4-1 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 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	土壤描述	N	r_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

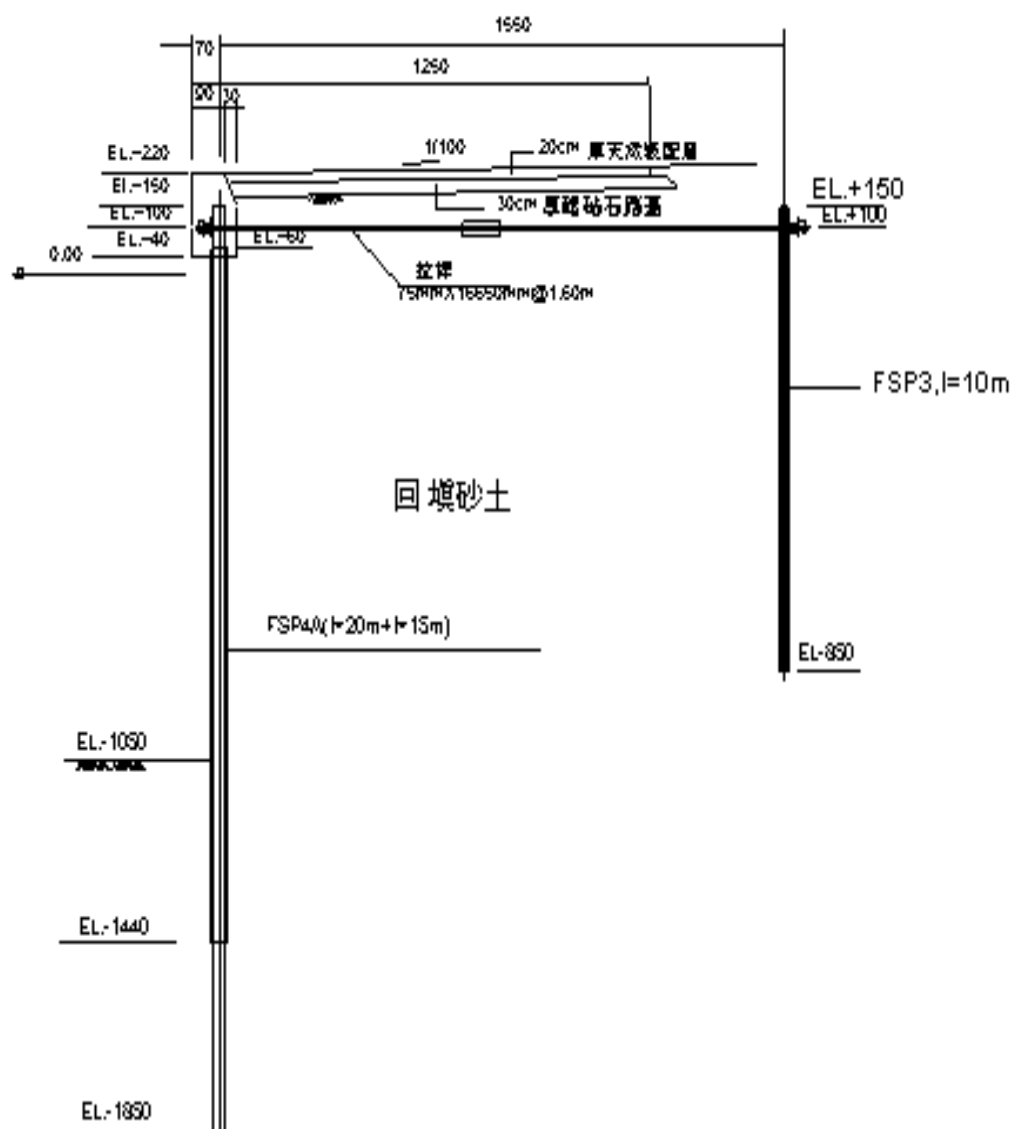


圖 4.1 碼頭現況斷面示意圖

資料來源：港務局

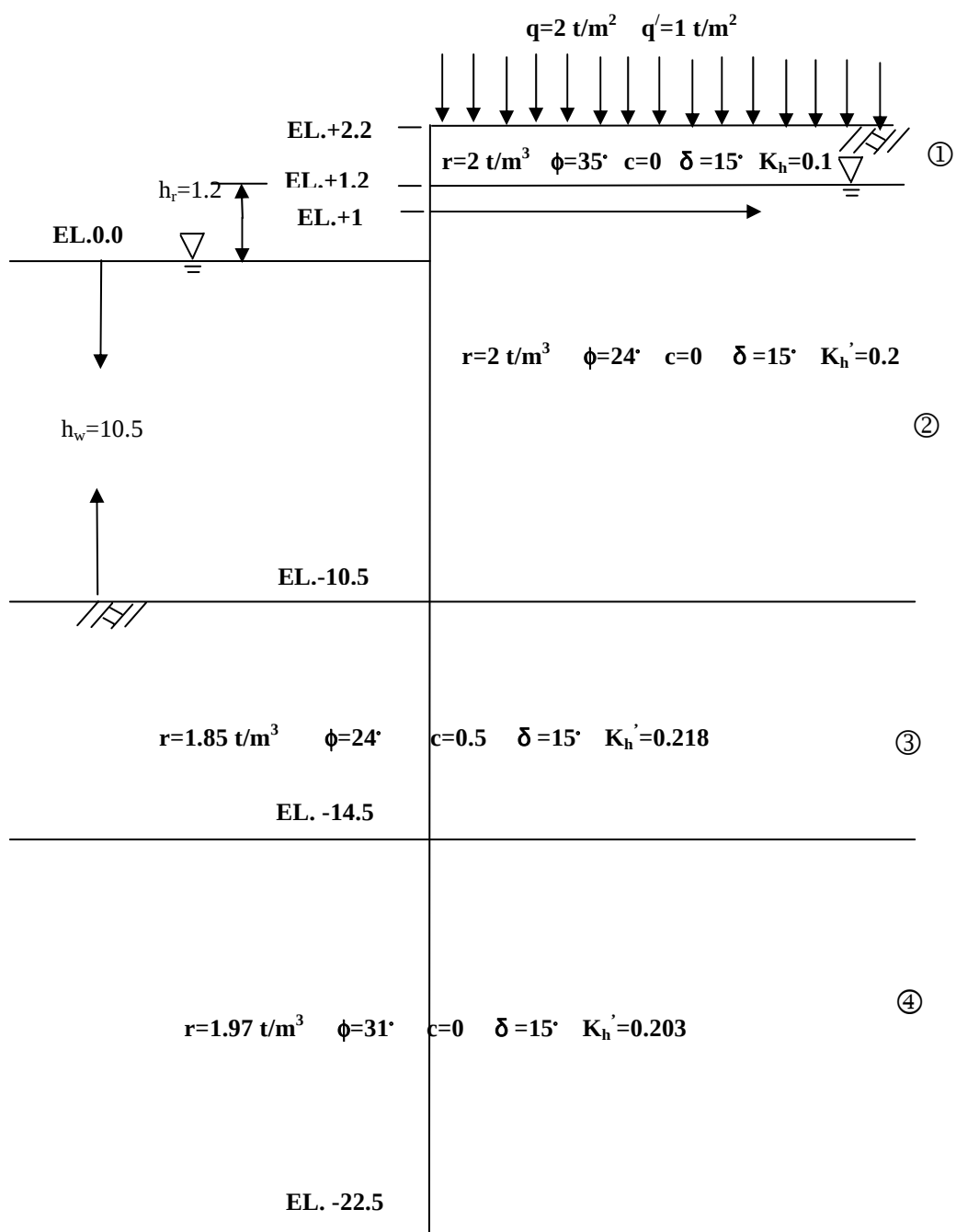


圖 4.2 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

4.1.2 不考慮背填土壤液化碼頭穩定性檢核

本小節針對板樁式碼頭，地震力作用下不考慮背填土壤液化碼頭之安全性作檢核，以圖 4.2 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，計算得各土層地震力作用下之主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)，如表 4-3 所示。

表 4-3 各土層地震主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)

土層	q_i'	r_i'	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	k_{ai}	k_{pi}
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

依基準^[2]規定，板樁入土長度須滿足下式

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

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 Excel 試算軟體計算分析，在安全係數 ($S.F.$) 為 1.2 的

狀況下，如表 4-4、表 4-5、圖 4.3 及 4-2 式所驗證，所需的板樁入土長度為 21.1 公尺，由圖 4.1 板樁現況可以看出，板樁現況入土深度為 20.7 公尺，稍嫌不足基準規定的長度 1.9 %。若以安全係數（S.F.）為 1.0 來檢核，如表 4-6、表 4-7、圖 4.4 及 4-3 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 4-4 各土層土壓力計算表(安全係數 1.2)

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 4-5 各土層對錨碇拉桿力矩計算表(安全係數 1.2)

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

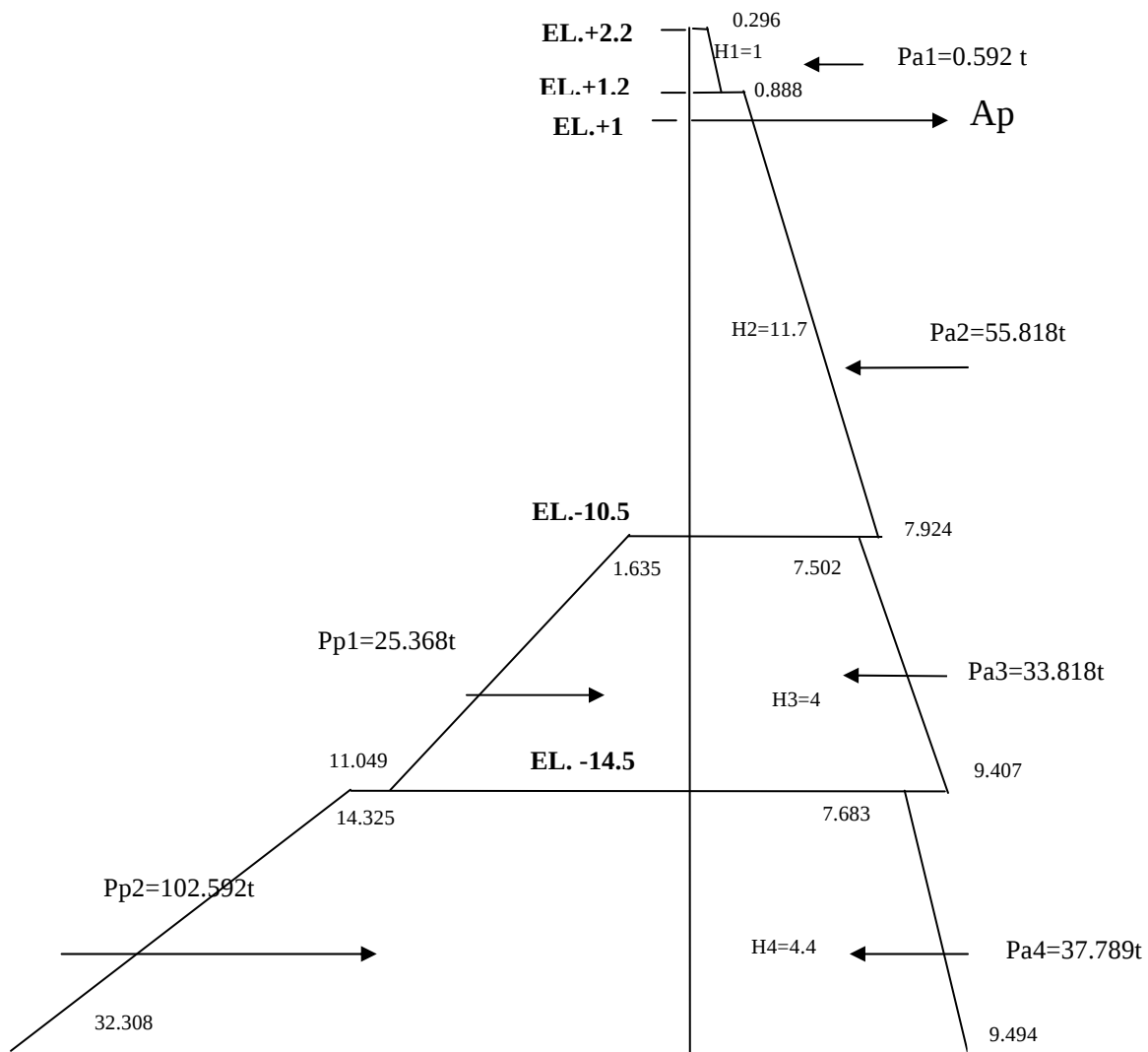


圖 4.3 安全係數 1.2 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + h_r * r_w * (h_w + H3 + H4) * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1)$$

$$= 237.438 \text{ t-m}$$

將 3.2 節之動水壓力公式代入計算得

$$P_{dw} = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2$$

動水壓對拉桿之力矩 (D_{wm})

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

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

表 4-6 各土層土壓力計算表(安全係數 1.0)

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)
P_{a42}	9.082	P_{p22}	28.221					

表 4-7 各土層對錨碇拉桿力矩計算表(安全係數 1.0)

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	13.574	459.088	25.368	13.995	355.013
28.501	17.247	491.561	72.328	17.385	1257.432

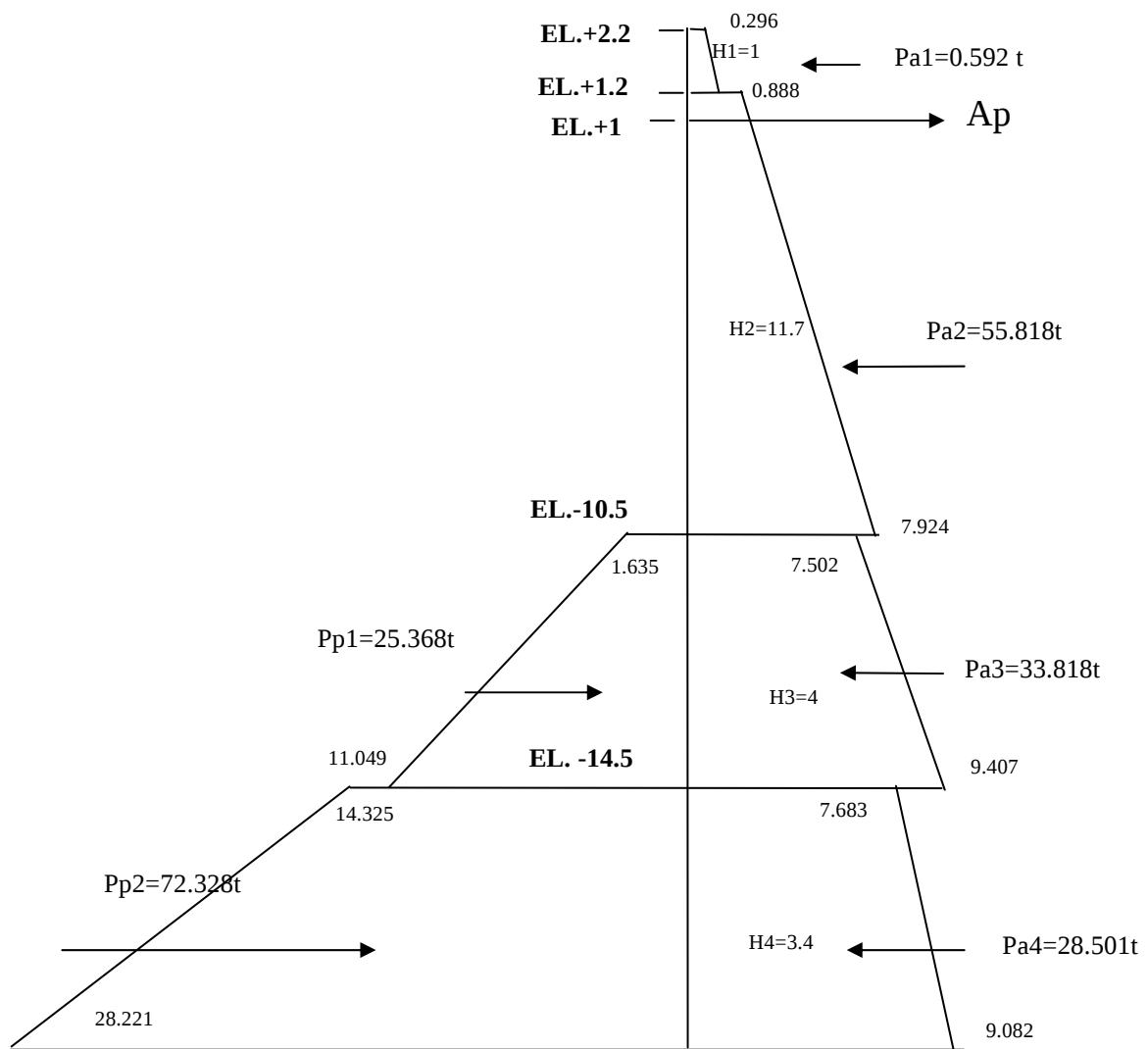


圖 4.4 安全係數 1.0 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (R_{wm})

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

動水壓對拉桿之力矩 (D_{wm})

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

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

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準^[2]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 4.5 所示，來計算錨碇力（ A_p ），進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，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(P_{am})

$$\begin{aligned} P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H1 / 3 + H2) + \\ &\quad P_{a2} * ((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H2 / 3 \\ &= 0.592 * 12.117 + 55.818 * 4.561 = 261.757 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩（ R_{wm} ）

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

動水壓對 A 鉸點之力矩（ D_{wm} ）

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

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

$$A_p * \text{鋼索間距} = 31.545 * 1.6$$

$$=50.464\text{t} < 0.6 \cdot f_y \cdot \text{鋼索斷面積} \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 2400 \cdot 44.18 \cdot 1.3 = 82705\text{kg} \\ =82.705\text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

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

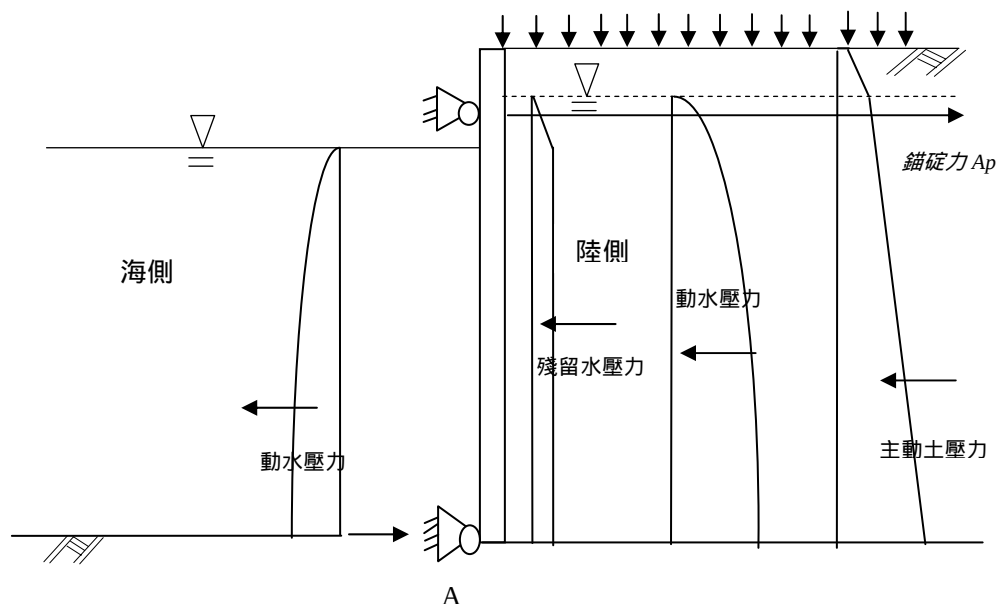


圖 4.5 板樁最大彎矩計算示意圖

(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^[2]來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

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

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 及圖 4.1 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 $\beta=0.005433$

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

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

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 4.1 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。

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

(4)錨碇距離 (D) 檢核

由圖 4.1 及圖 4.2 可得知錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ 、 $k_h=0.2$ ，由基準^[2]查得主動破壞角 $\zeta_a=38.6^\circ$ ，被動破壞角 $\zeta_p=19.2^\circ$ ($\delta=-15^\circ$ 查表)，則錨碇最短距離長度如下式計算得 19.9 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。

$$\begin{aligned} D &= 11.5 * \cot \zeta_a + (L_m / 3) * \cot \zeta_p \\ &= 19.9 \text{ m} > 15.5 \text{ m} \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$

4.1.3 考量背填土壤發生液化碼頭穩定性檢核

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論^[3]，以 GIS 軟體模擬高雄港區的液化風險度，如圖 4.6 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，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 3.19 所示。

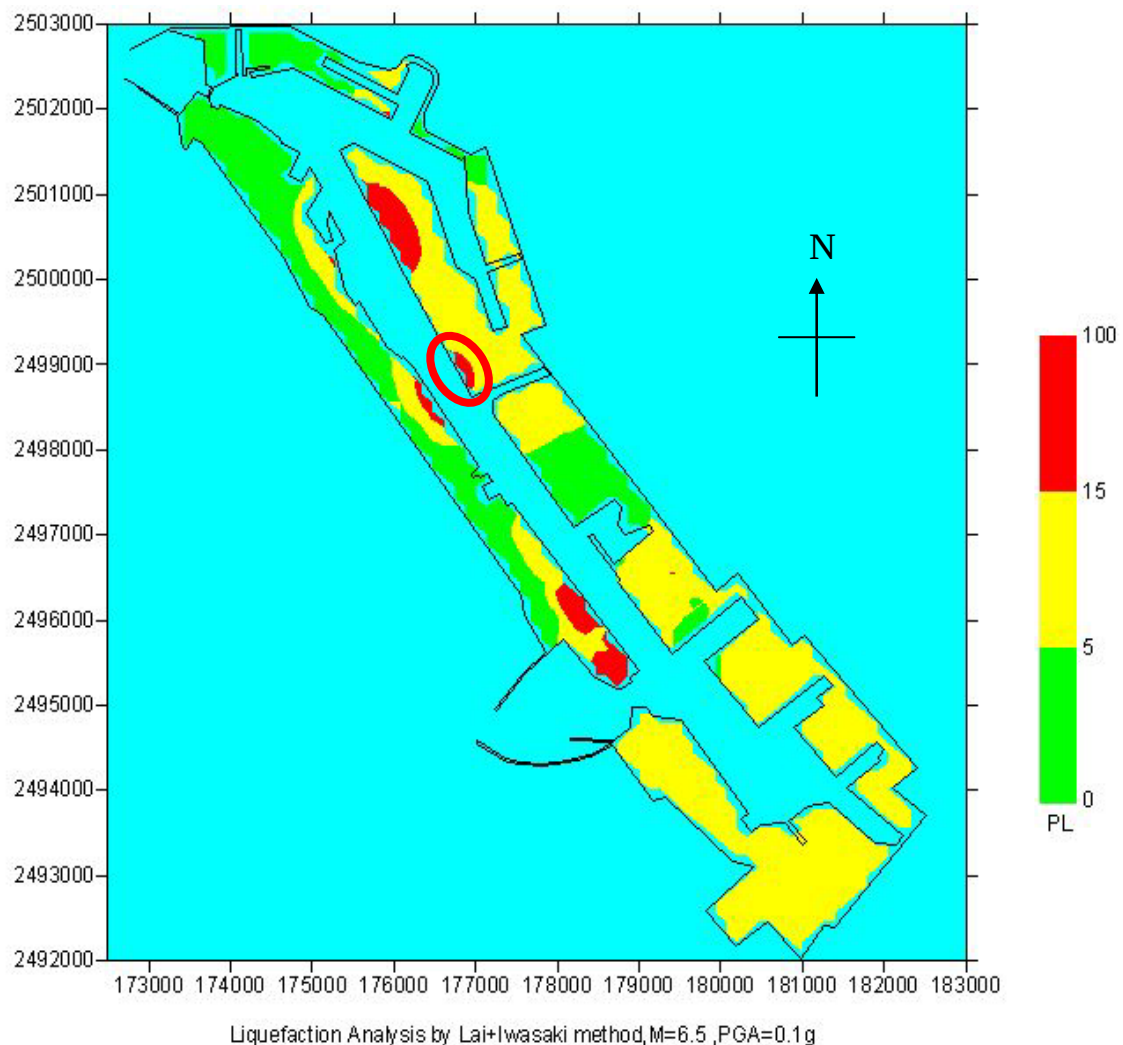


圖 4.6 地震引致土壤液化之機率危害度

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 4-8、表 4-9、圖 4.7 及 4-5 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，不足基準規定的長度 3.3 %。若以安全係數(S.F.)為 1.0 來檢核，如表 4-10、表 4-11、圖 4.8 及 4-6 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 4-8 各土層土壓力計算表(安全係數 1.2)

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 _a 11	0.296			1	P _a 1	0.592 (t)		
P _a 12	0.888							
P _a 21	1.617			3	P _a 2	7.277 (t)		
P _a 22	3.234							
P _a 41	5.660			4.2	P _a 4	28.527 (t)		
P _a 42	7.924							
P _a 51	7.502	P _p 11	1.635	4	P _a 5	33.818 (t)	P _p 1	25.368 (t)
P _a 52	9.407	P _p 12	11.049					
P _a 61	7.683	P _p 21	14.325	4.7	P _a 6	40.656 (t)	P _p 2	112.469 (t)
P _a 62	9.618	P _p 22	33.534					

表 4-9 各土層對錨碇拉桿力矩計算表(安全係數 1.2)

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

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)

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

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

表 4-10 各土層土壓力計算表(安全係數 1.0)

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	P _{a6}	34.024 (t)	P _{p2}	89.996 (t)
P _{a62}	9.330	P _{p22}	30.673					

表 4-11 各土層對錨碇拉桿力矩計算表(安全係數 1.0)

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

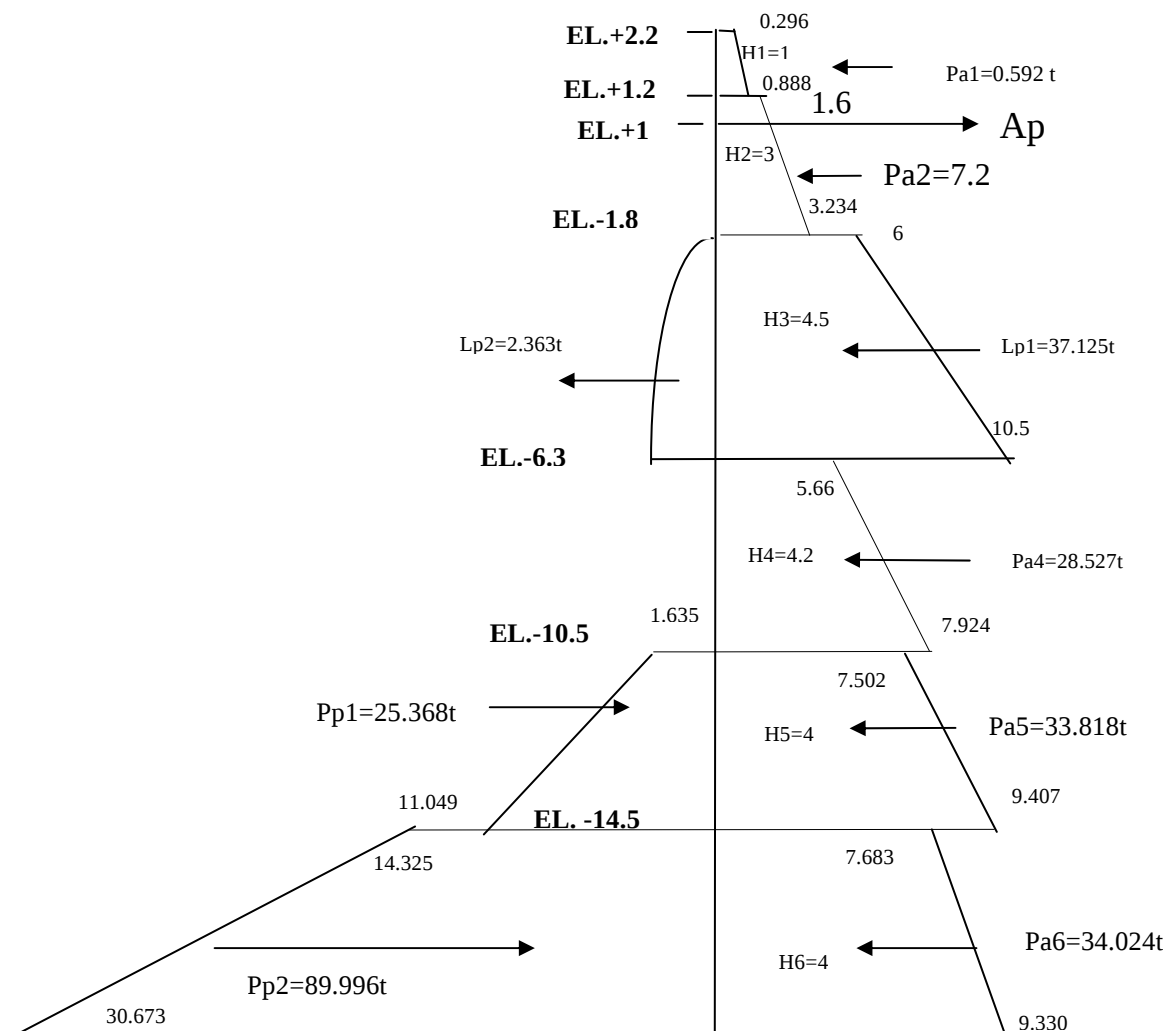


圖 4.8 安全係數 1.0 板樁土壓示意圖

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)

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

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

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依 4.1.2 節基準規定之計算方式，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)

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

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

$$A_p * \text{鋼索間距} = 42.071 * 1.6$$

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

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 4-4 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^[14]，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 $\beta = 0.00483$ 。

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

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

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.1 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 4.1.2 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 碼頭耐震能力評估

經由 4.1.2 及 4.1.3 小節之穩定性檢核結果，如表 4-12 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 4-12 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 4-7 式所示),滿足基準之安全係數要求要達到 1.2 以上。

表 4-13 $k_h=0.072$ 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 4-14 $k_h=0.072$ 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

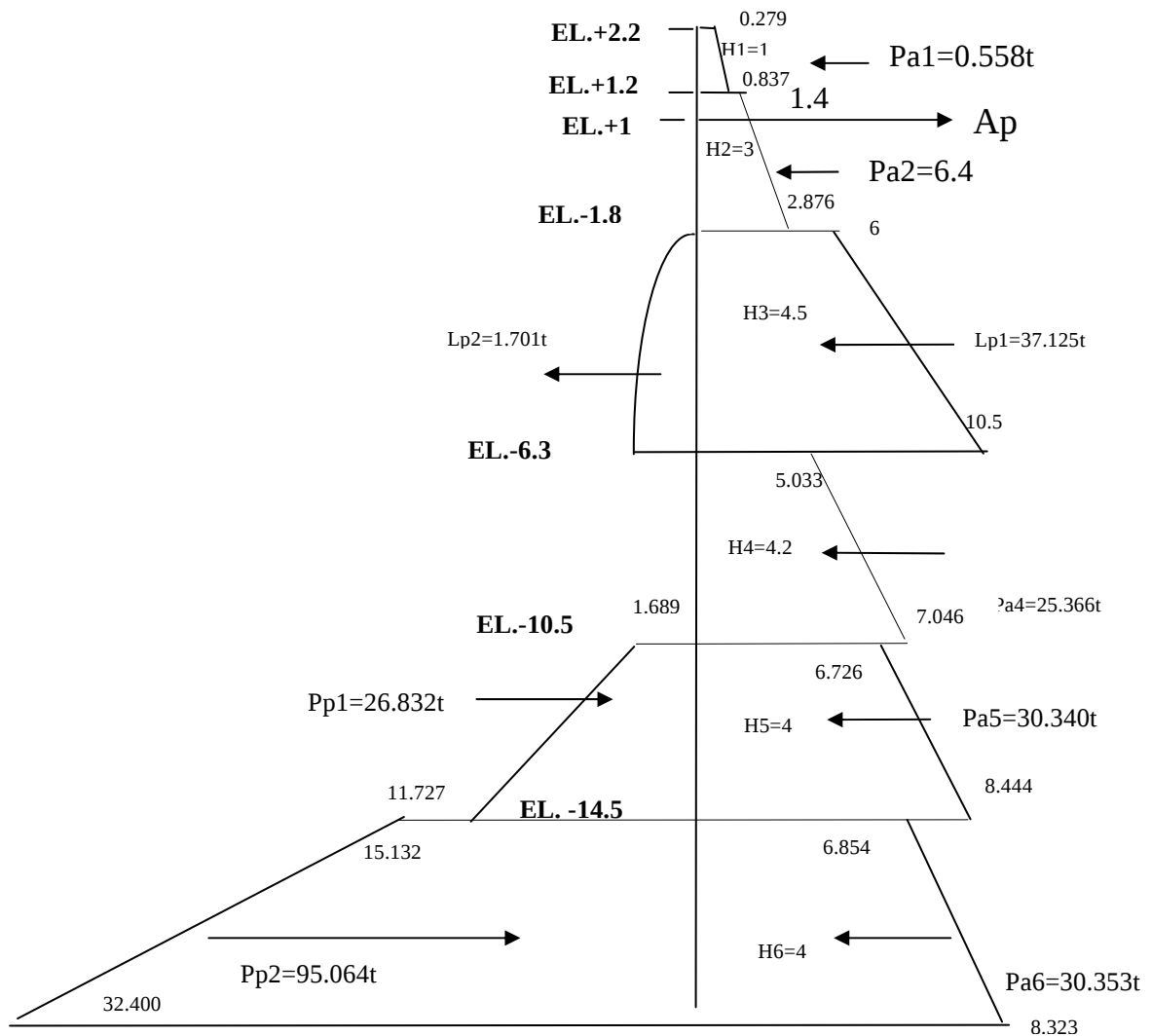


圖 4.9 $k_h=0.072$ 各土層板樁土壓示意圖

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)

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

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.24 \dots\dots\dots (4-7)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依 4.1.2 節基準規定之計算方式，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。

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

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

依據前面小節 4-4 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 $\beta=0.00483$ 。

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

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

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 4.1 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。

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

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 0.04 重力加速度（ $K_h=0.04$ ），相關檢核過程如下所示：

由圖 4.1 及圖 4.2 可得知錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ ， k_h 經計算為 0.08，由基準查表內差得主動破壞角 $\zeta_a=47.7^\circ$ ，被動破壞角 $\zeta_p=21.6^\circ$ ，則錨碇最短距離長度如下式計算得 15.3 公尺（其中 $L_m=5.78\text{m}$ ，因土層未液化），現況 15.5 公尺長滿足耐震需求。

$$D = 11.5 \cdot \cot \zeta_a + (L_m/3) \cdot \cot \zeta_p \\ = 15.3 \text{ m} < 15.5 \text{ m (O.K.)}$$

第五章 非標準型板樁式碼頭耐震能力評估

本章所謂非標準型板樁式碼頭主要是針對碼頭因老舊改建、施工因素或因後線裝卸設施需打設基樁，造成碼頭的後線背填土斷面與基準所示的標準型錨碇鋼板樁碼頭斷面不同，故無法依基準所規定的方法來做穩定性檢核，本研究特闢此專章來探討非標準型板樁式碼頭其結構、土壤與水之互制行為，並進一步以既有之碼頭來做案例探討。

5.1 非標準型板樁式碼頭斷面類型

一般來說，非標準型板樁式碼頭之分類可依其造成之原因來加以歸類，本研究將其概分為三類，包括改建型、施工型及後線裝卸設施型，茲分別說明如下：

1.改建型

本類型碼頭之造成原因主要是因原來之碼頭建造年代久遠，碼頭功能或結構安全無法符合未來之要求，在考量經濟因素及不損及新建碼頭結構安全之條件下，往往設計上會將原結構留下而未予拆除，或拆除部份結構，新結構則直接平行於該老舊碼頭之法線方向向海側打設鋼板樁，如圖 5.1、5.2 所示。

2.施工型

本類型碼頭之造成原因主要是因為碼頭興建時，因施工因素，需以輔助設施來增加施工的精確性或方便性，導致碼頭之背填土斷面與基準規範之斷面不同所致，如圖 5.3 所示，由該斷面顯示，施工時為支撐拉桿及固定其水平與垂直位置，故增設數根的桂竹來給予支撐與固定。

3.後線裝卸設施型

本類型碼頭之造成原因主要是因為碼頭後線因裝卸設施之穩定性需要，如貨櫃碼頭因門式起重機的裝設，為使其軌道不會產生不均勻的沉陷而影響裝卸機具的運轉，故需在碼頭面打設基樁來支撐軌道，如圖 5.4、5.5 所示。

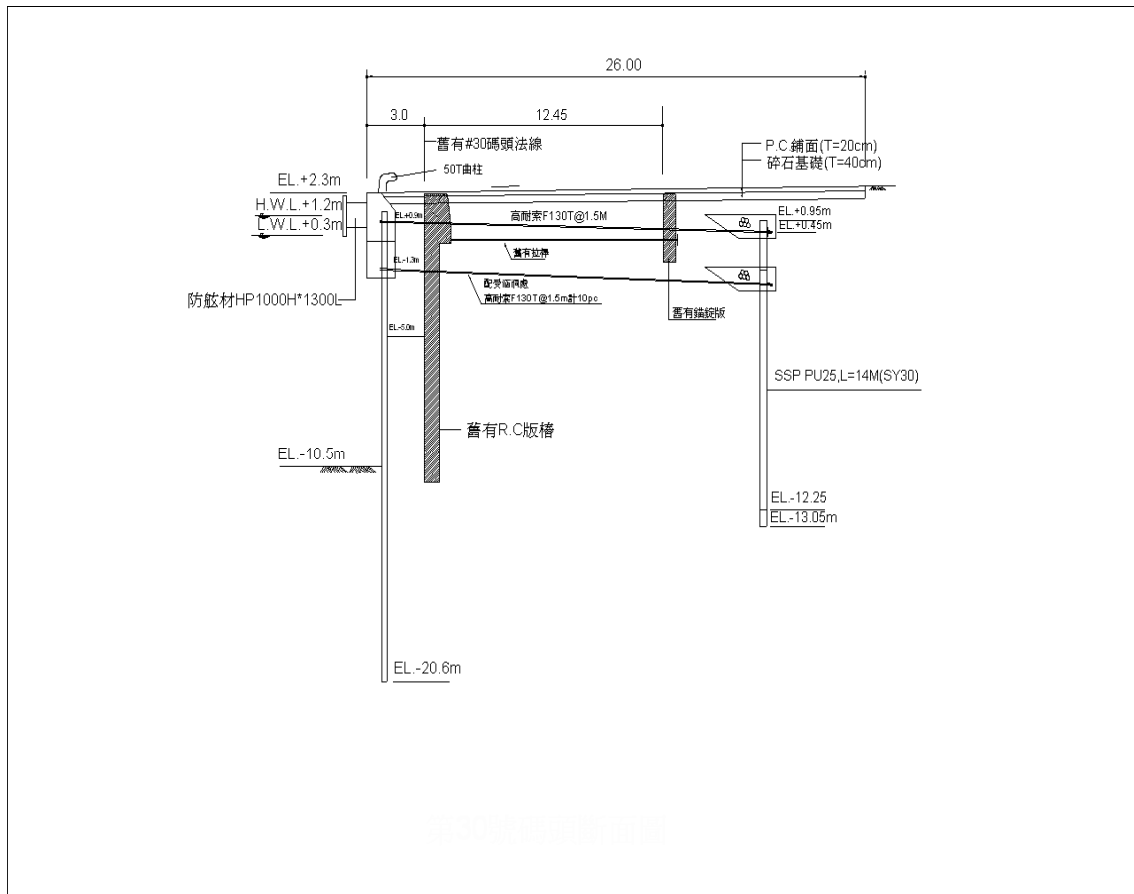


圖 5.1 舊有結構未拆除之板樁式碼頭斷面

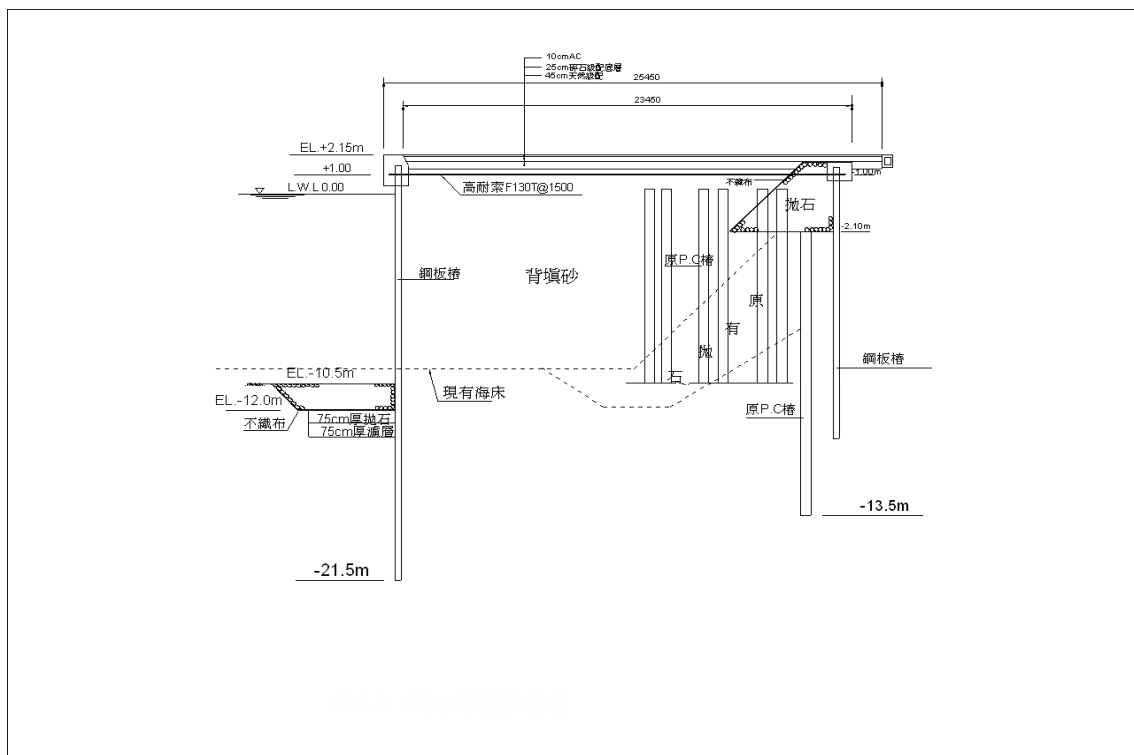


圖 5.2 舊有結構部份拆除之板樁式碼頭斷面

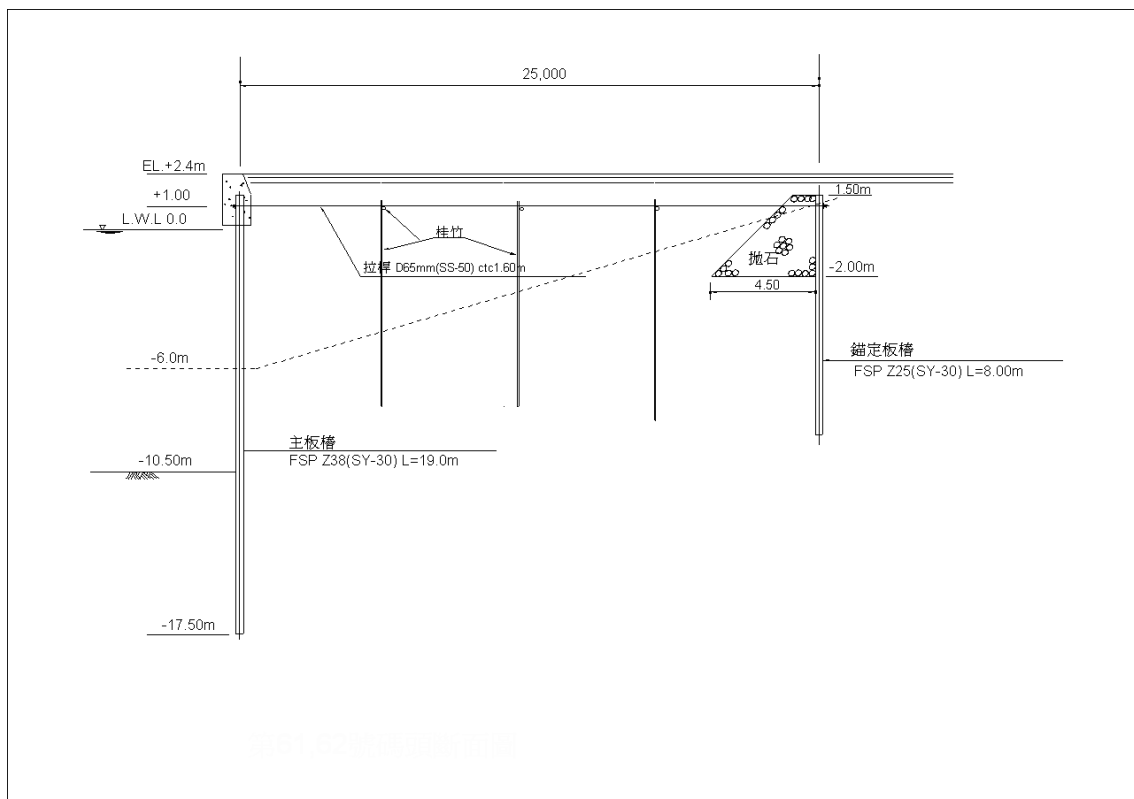


圖 5.3 施工因素造成之非標準型板樁式碼頭斷面

5.2 非標準型板樁式碼頭受力機制探討

由前面小節之說明可以瞭解非標準型板樁式碼頭之造成原因及其碼頭斷面，由於非標準型板樁式碼頭其板樁背填土部份因有殘留之舊有結構或打設之基樁，會影響背填土壓之力學行為，故必需從背填土壓之力學行為給予探討才能進一步檢核該型碼頭之耐震能力。

本研究以修正之 Mononobe-Okabe(Matsuzawa et al., 1985^[8])之土壓理論來做探討，該理論之主動與被動土壓示意圖如圖 5.6 所示，其中 P_{ae} 為背填土之動態主動土壓力， P_{pe} 為海側土壤之動態被動土壓力， α_{ae} 為背填土壤之主動破壞角， α_{pe} 為海側土壤之被動破壞角， δ 為土壤與板樁之摩擦角， P_{dw} 為海側之動水壓力， T 為錨碇拉力， k_h 為水平震度， k_v 為垂直震度， γ_w 為動水壓力， ψ 為地震合成角，相關參數之計算公式請參閱第三章的說明，本小節不再贅述。由圖 5.6 之主動破壞面我們可以瞭解，位於背填土之結構物若穿越主動破壞面，如圖 5.7 所示，且其根入深度 (L) 能達到規範^[2]規定的足夠長度（以樁而言，有效長度需達 $L_m = \pi/\beta$ ，相關參數計算請參閱前面章節之說明）才能穩定支撐不為土壓所撼動，則該結構物會阻礙部份主動土壓之滑動，此部份之主動土壓應為該樁之直徑乘上主動破壞面以上之樁長，故在檢核此種板樁式碼頭結構物之穩定性時，可將其抵減主動土壓力的效應考慮進來，至於水壓的部份，因水為流體狀態，較不受樁的阻礙影響，故水壓部份不予折減。

經由上面的說明後，我們可以開始來探討上述三類型非標準型錨碇鋼板樁碼頭之穩定性；首先是改建型的非標準型板樁碼頭，由於碼頭之所以會改建，一般都是因為碼頭老舊或水深無法滿足現況船舶靠泊之需求，才會予以改建，故其結構特性往往規模較小，入土深度比新建結構淺，故舊有之構造物往往通過主動破壞面之根入深度會不足，而不須考慮其對主動土壓力之影響。以圖 5.1 的碼頭斷面為例，其主動破壞面可能如圖 5.8 所示，如果破壞面為 A 剖面，因舊有結構

物並未穿過破壞面，故不會影響主動土壓力，如果破壞面為 B 剖面，因舊有的錨碇板穿越破壞面，須檢討其根入深度是否足夠，若不足則不予考慮其影響，相對的若根入深度足夠，則須考慮該結構所造成的主動土壓折減，不過我們可從圖中 B 剖面瞭解，其影響的主動土壓應非常有限（因剖面以上之樁長非常的短），同理圖 5.2 之舊有構造物有可能未通過主動破壞面或因為通過破壞面的結構斷面不多，而可忽略其影響性。接著我們來探討施工型的非標準型板樁碼頭，其可能之破壞面如圖 5.9 所示，儘管其通過主動破壞面之輔助結構物根入深度足夠，但該輔助結構因材料強度不足（大部分為桂竹）或因斷面小，其所能影響的主動土壓力很小，故可忽略其影響性。最後我們來探討後線因裝卸設施所造成的非標準型板樁式碼頭，其可能之破壞面如圖 5.10 所示，由於該類型的樁基礎其通過破壞面的根入深度很長，應可滿足基準所規定的根入深度（耐震評估時還是須按基準規定給予檢核），且其斷面有一定的尺寸（一般直徑達 70 公分以上），材料強度也足以抵抗側向土壓力，故此類型的非標準型碼頭可考慮後線樁基礎所導致的主動土壓力折減。

綜上所述，本研究所探討之非標準型板樁碼頭，因改建型的舊有結構物往往根入深度不足而施工型之板樁碼頭其後線輔助結構物所影響的主動土壓力很小可忽略，故此二類型之非標準型碼頭一般可以不考慮其對主動土壓力之影響，設計或分析時可以依基準之標準型板樁式碼頭來給予設計或分析。至於，後線因裝卸設施所造成的非標準型板樁式碼頭，因後線打設之基樁一般根入深度都很深且斷面也很大，故會影響主動土壓力的大小，故須依修正之 Mononobe-Okabe 之土壓理論來給予探討分析。

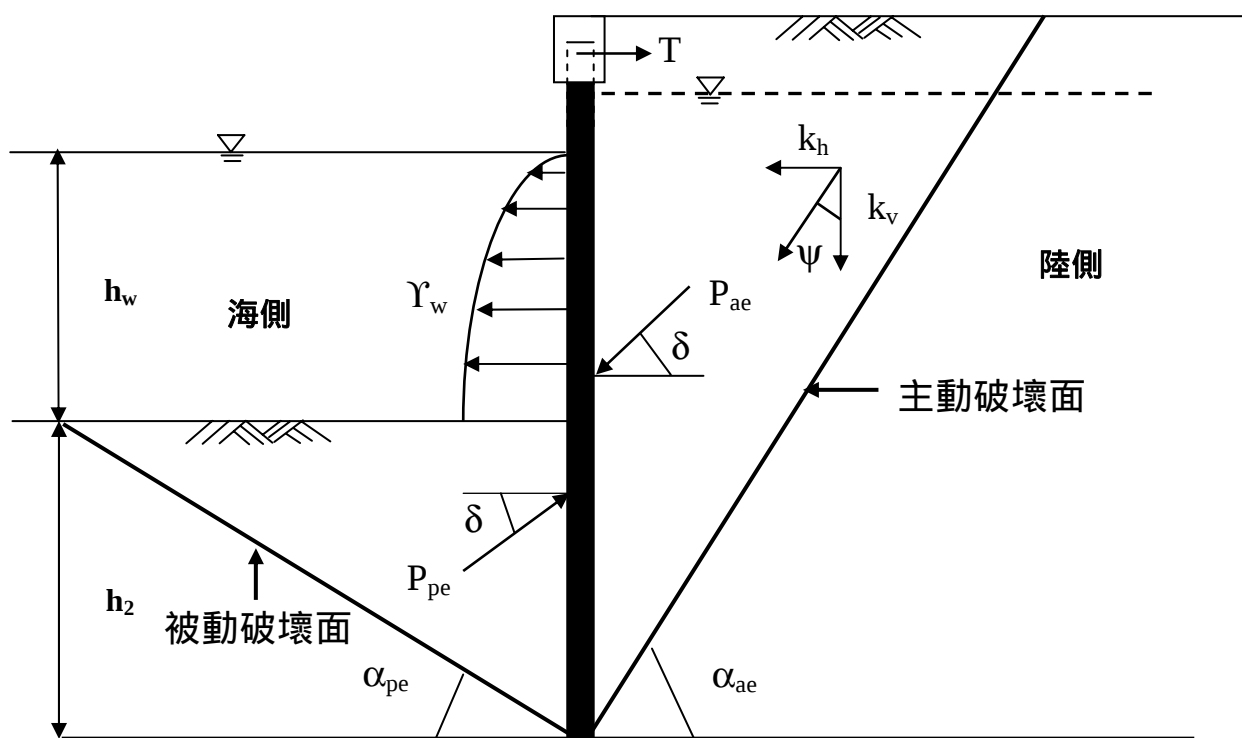


圖 5.6 板樁式碼頭 Mononobe-Okabe 之土壓理論示意圖

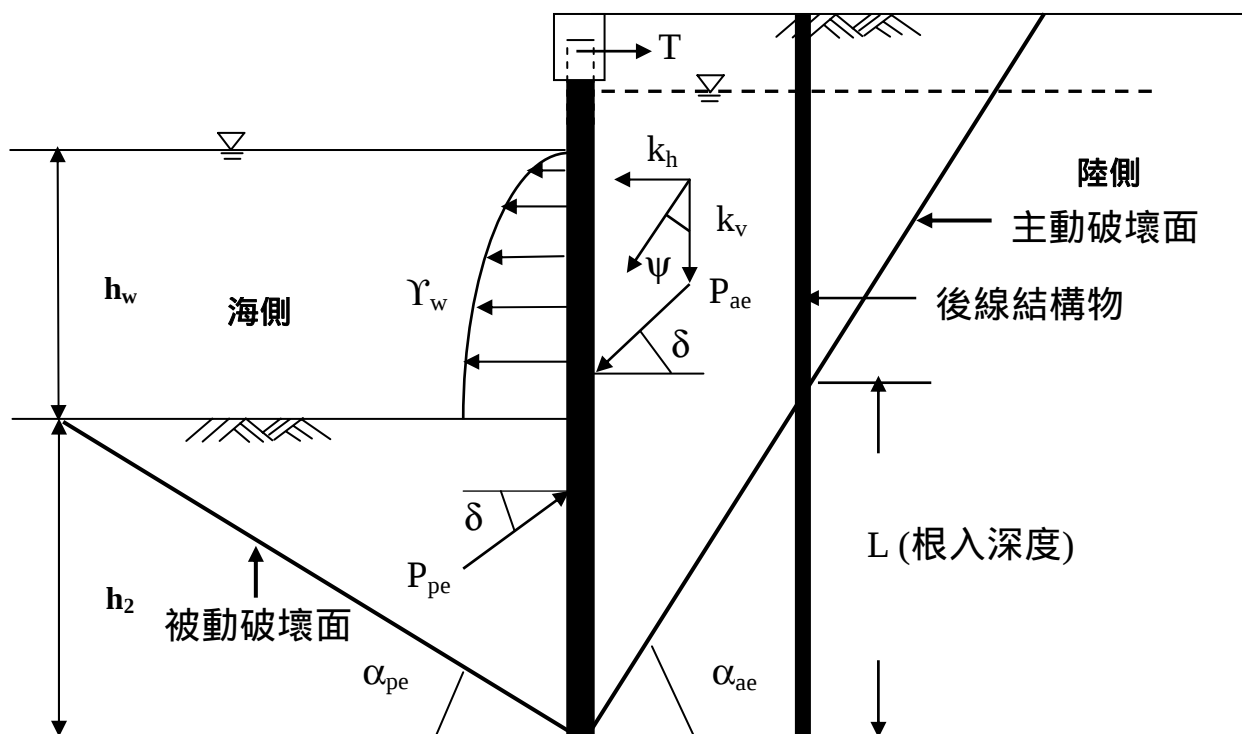
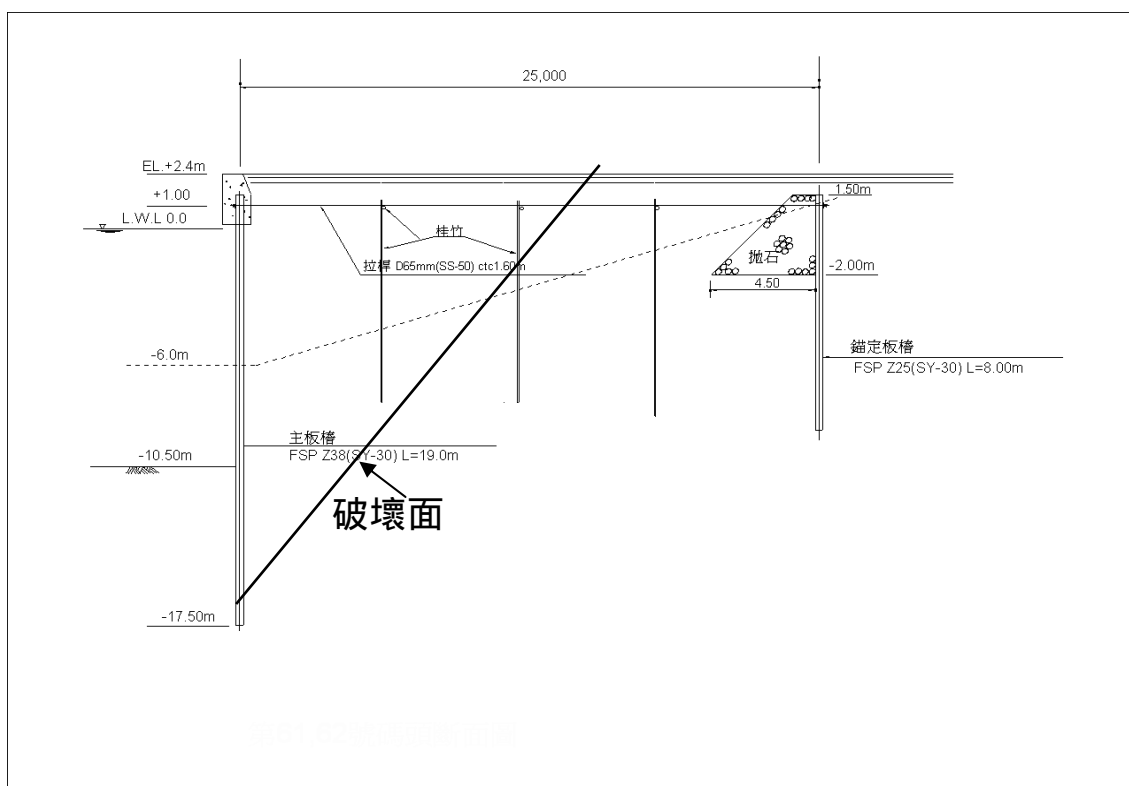
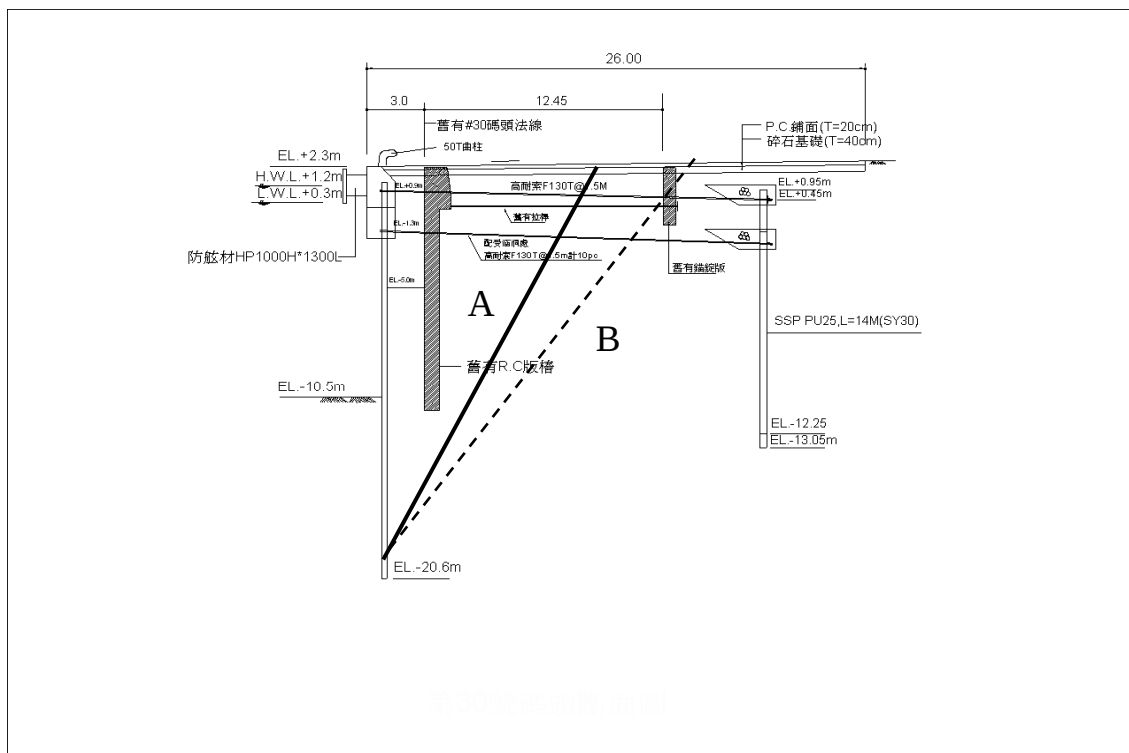


圖 5.7 板樁式碼頭後線結構物穿越主動破壞面示意圖



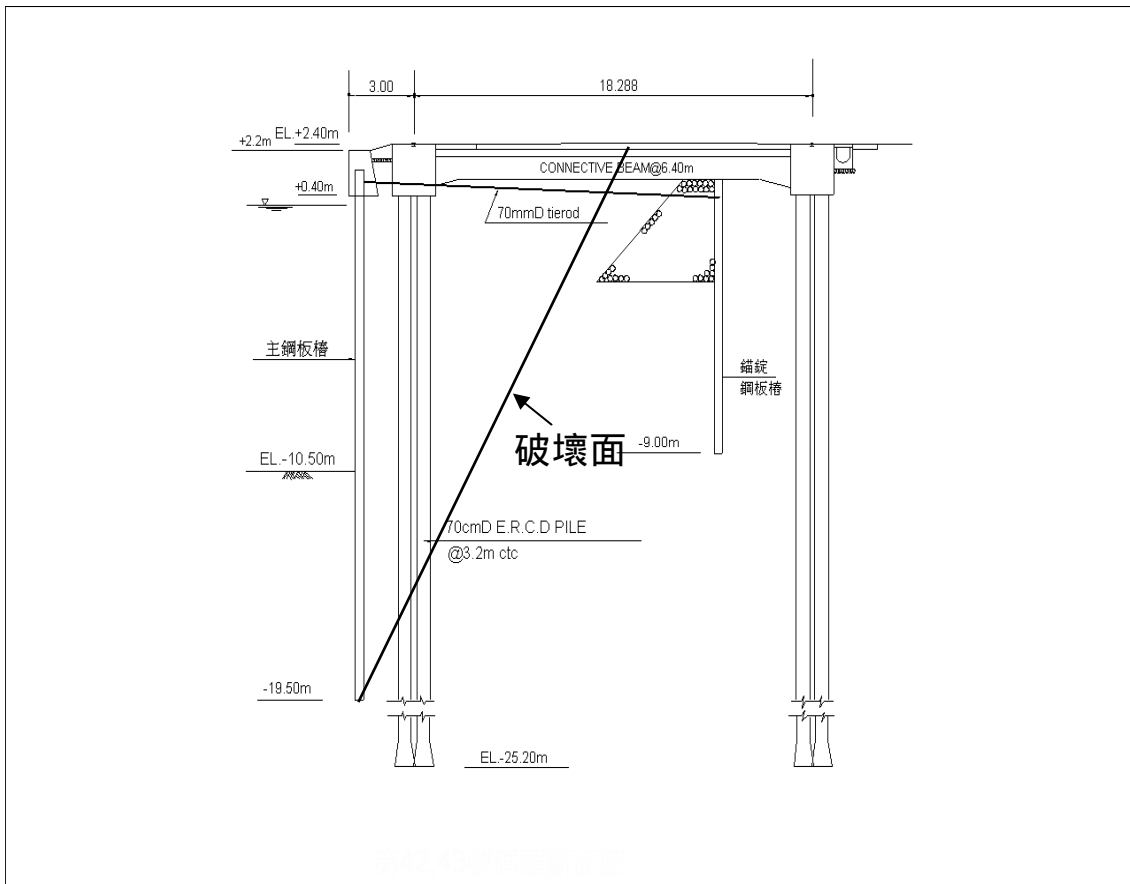


圖 5.10 板樁式碼頭（後線打設基樁）主動破壞面示意圖

5.3 非標準型板樁式碼頭耐震能力評估

由於錨碇鋼板樁之設計可分為自由端法（Free Earth Support）及固定端法（Fixed Earth Support），自由端法所設計之板樁貫入深度較淺，故板樁之破壞模式通常為板樁根部之位移所造成，故背填土壓之主動破壞面如 5.6 圖所示（北美設計基準之破壞面^[15]），而固定端法所設計之板樁貫入深度較深，板樁底部假定固定於土中，此種結構的破壞模式通常為板樁因彎矩過大而彎曲破壞，故此法之背填土壓之主動破壞面原點假設自海床面開始，該背填土之主動破壞面如圖 5.11 所示（日本設計基準之破壞面^[15]），由於我國碼頭結構物設計基準是參考日本基準^[16]修訂而得，故基準所假設之主動土壓破壞面為圖 5.11 之破

壞面，基於此原因，本節所探討之非標準型板樁式碼頭案例將以基準所規定之主動土壓破壞面來探討後線結構物對主動土壓力之影響，進而探討結構之耐震能力。茲說明如下：

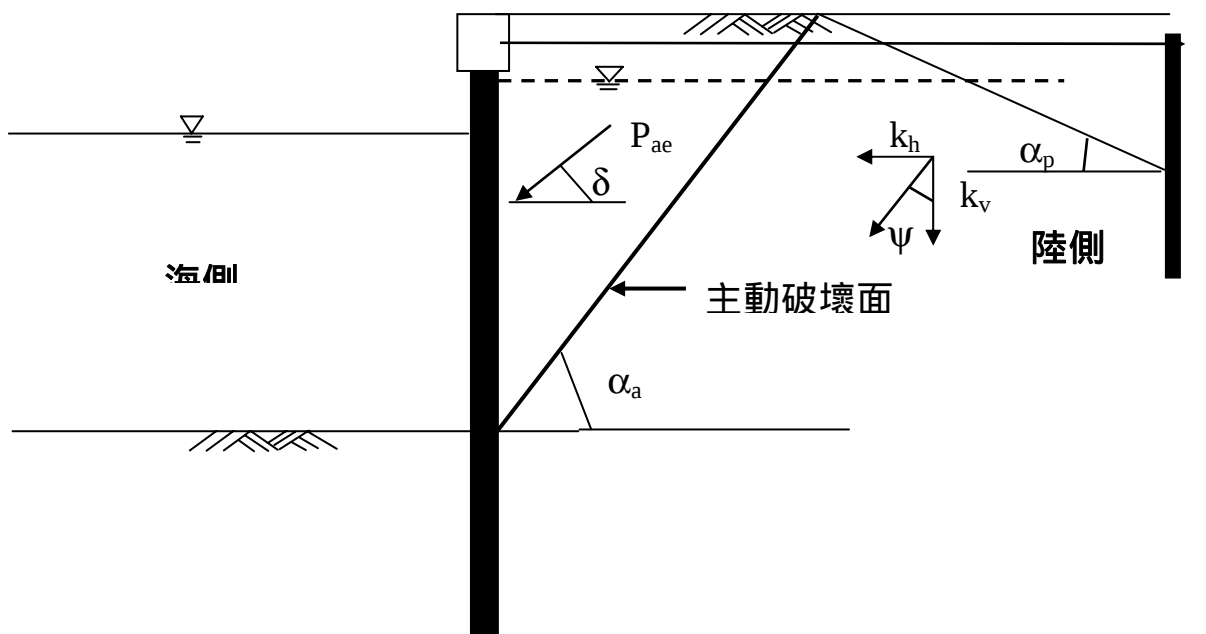


圖 5.11 基準所規定之板樁式碼頭主動破壞面示意圖

5.3.1 板樁現況與分析條件

該碼頭現況之斷面示意圖（如圖 5.12 所示）該碼頭當初設計時之結構構材強度（如表 5-1 所示）及該碼頭設計所用之簡化土層資料（如表 5-2 所示）合併處理成圖 5.13 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 5-1 板樁構材相關資料表

	斷面模數 Z	彈性係數 E	降伏強度 σ_y
主樁	8,610 cm ³	2,100,000 kg/cm ²	3,600 kg/cm ²
錨碇樁	2,600 cm ³	2,100,000 kg/cm ²	3,200 kg/cm ²

資料來源：港務局

表 5-2 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
1.53	1.53	1.9	0	30
5.1	3.57	1.0	0	30
7.6	2.5	1.0	0	30
17.6	10	1.0	0.5	33
29.1	11.5	1.0	0.5	33

資料來源：港務局

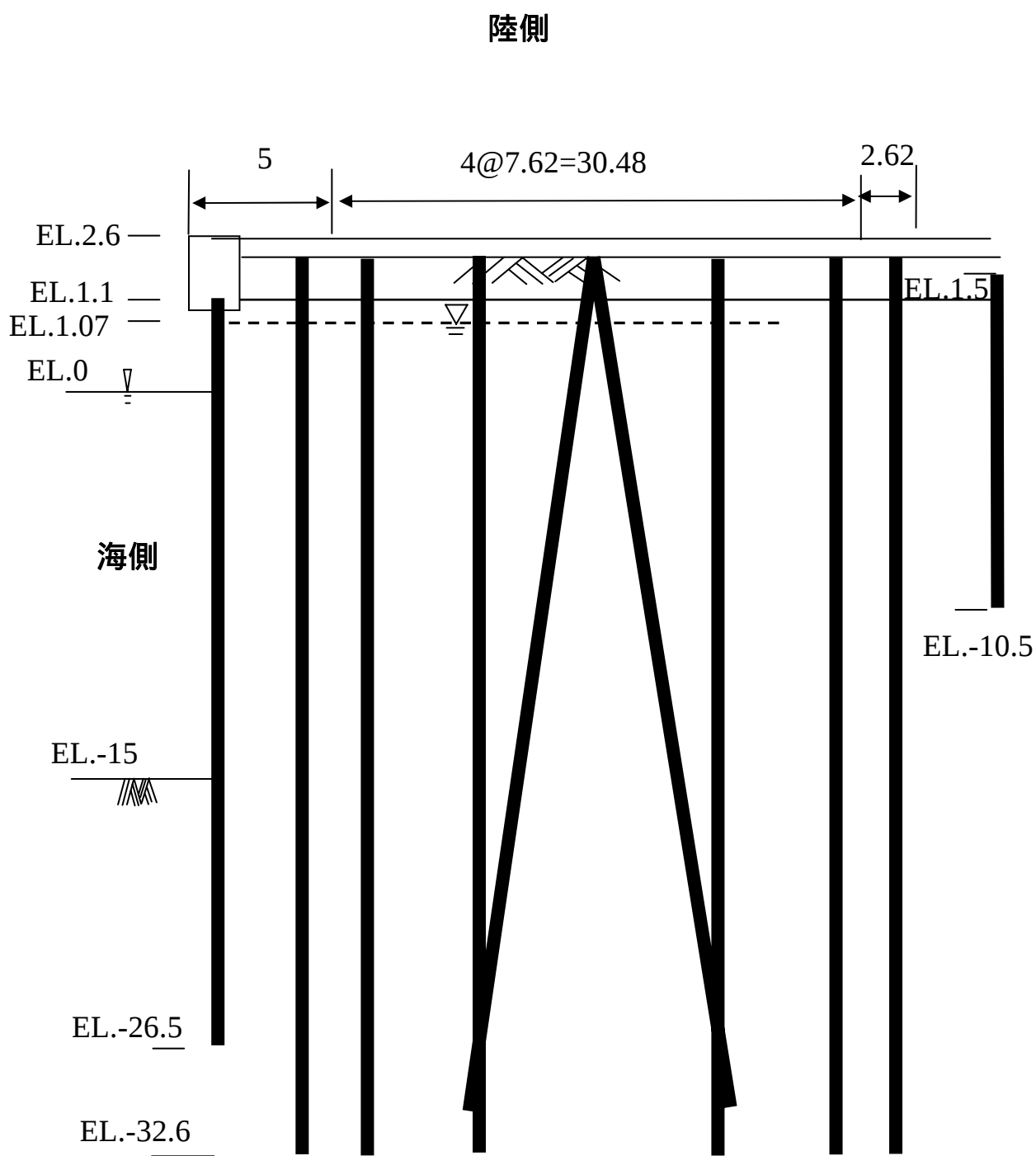


圖 5.12 既有非標準型板樁式碼頭斷面示意圖

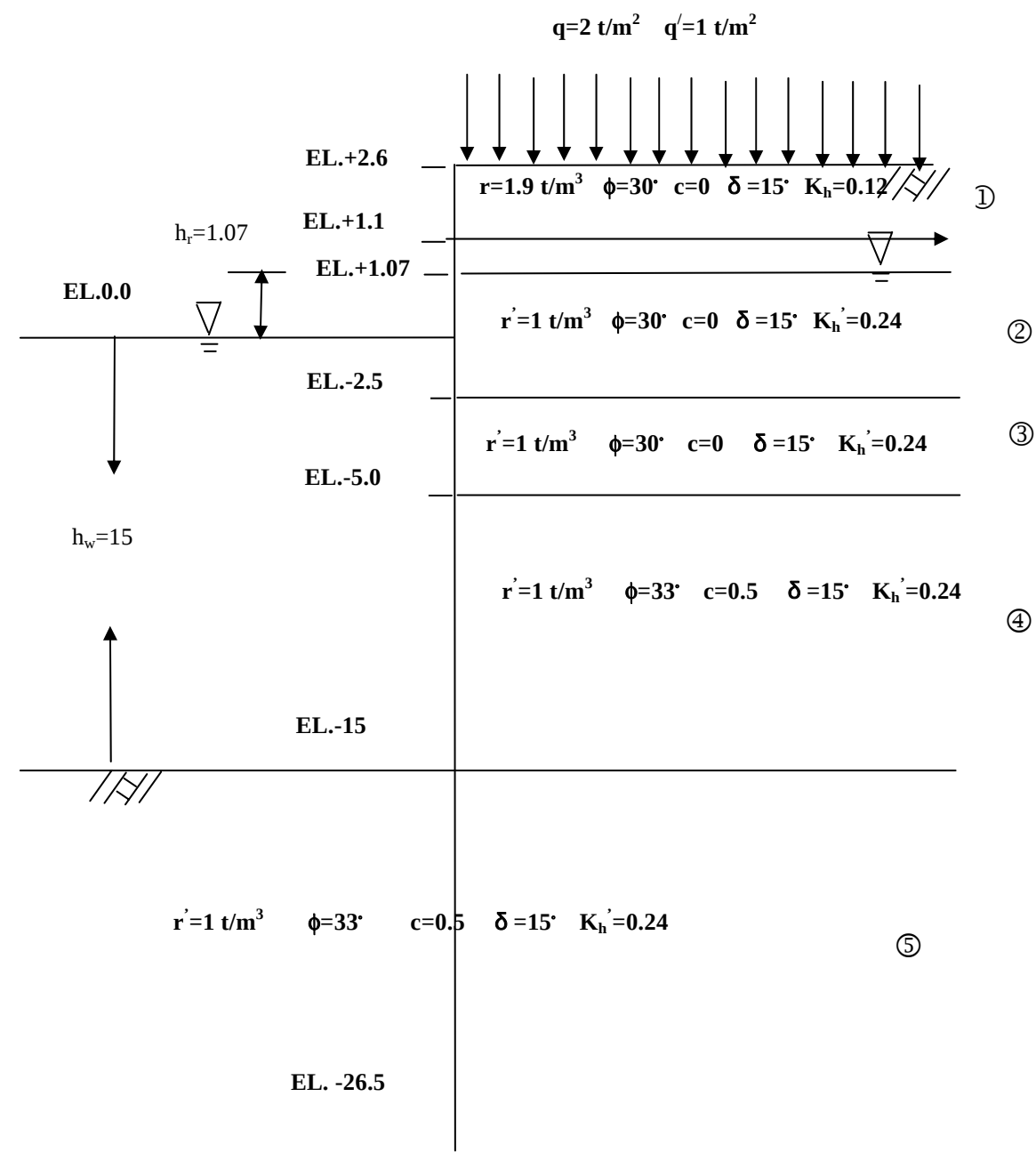


圖 5.13 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

5.3.2 不考慮岸肩之樁結構影響

本節將針對錨碇板樁式碼頭，受地震力作用下之耐震能力作檢核，經分析結果，在不考慮岸肩打設之樁基礎有無影響背填主動土壓力之情況下，該碼頭之耐震能力為 0.12g(重力加速度)。詳細分析步驟如下之說明：

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，如圖 5.14 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.12g$ 的條件下，高程 -2.5~-5 公尺之土層已發生液化。

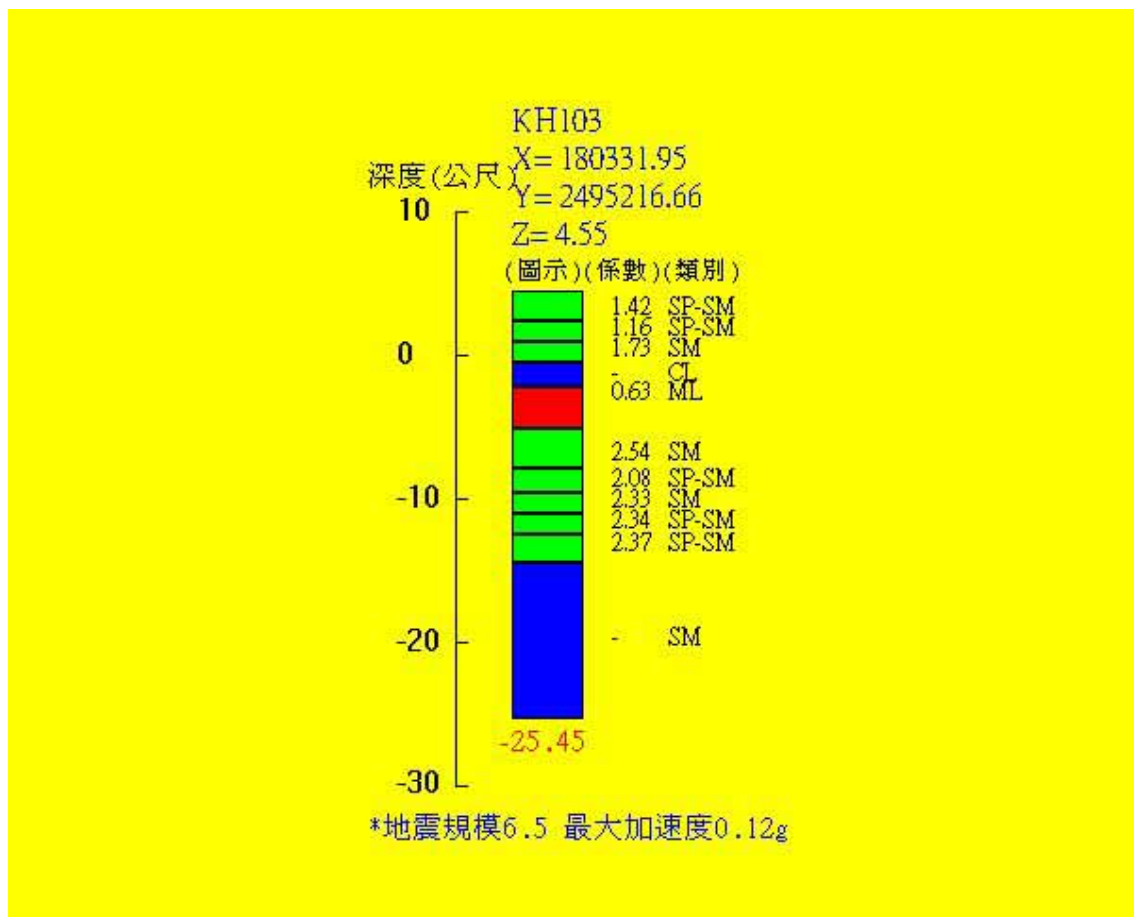


圖 5.14 碼頭鑽孔深度之液化機率

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 $k_h=0.12$ 的狀況下，各土層土壓力如表 5-3 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 5-4 所示、受力示意圖如圖 5.15 所示，驗證結果安全係數為 1.9，如 5-1 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 5-3 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 = $\frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2}$ ×土層厚度		各層被動土壓力 = $\frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2}$ ×土層厚度	
P _a 11	0.371			1.53	P _a 1	1.39 (t)		
P _a 12	1.448							
P _a 21	1.860			3.57	P _a 2	9.68 (t)		
P _a 22	3.560							
P _a 41	3.629			10	P _a 4	57.70 (t)		
P _a 42	7.912							
P _a 51	7.912	P _p 11	2.102	11.5	P _a 5	119.30 (t)	P _p 1	326.56 (t)
P _a 52	12.836	P _p 12	54.692					

表 5-4 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)
1.39	0.584	0.812			
9.68	2.002	19.367			
57.7	11.718	676.211			
119.3	22.305	2660.999	326.56	23.625	7714.97

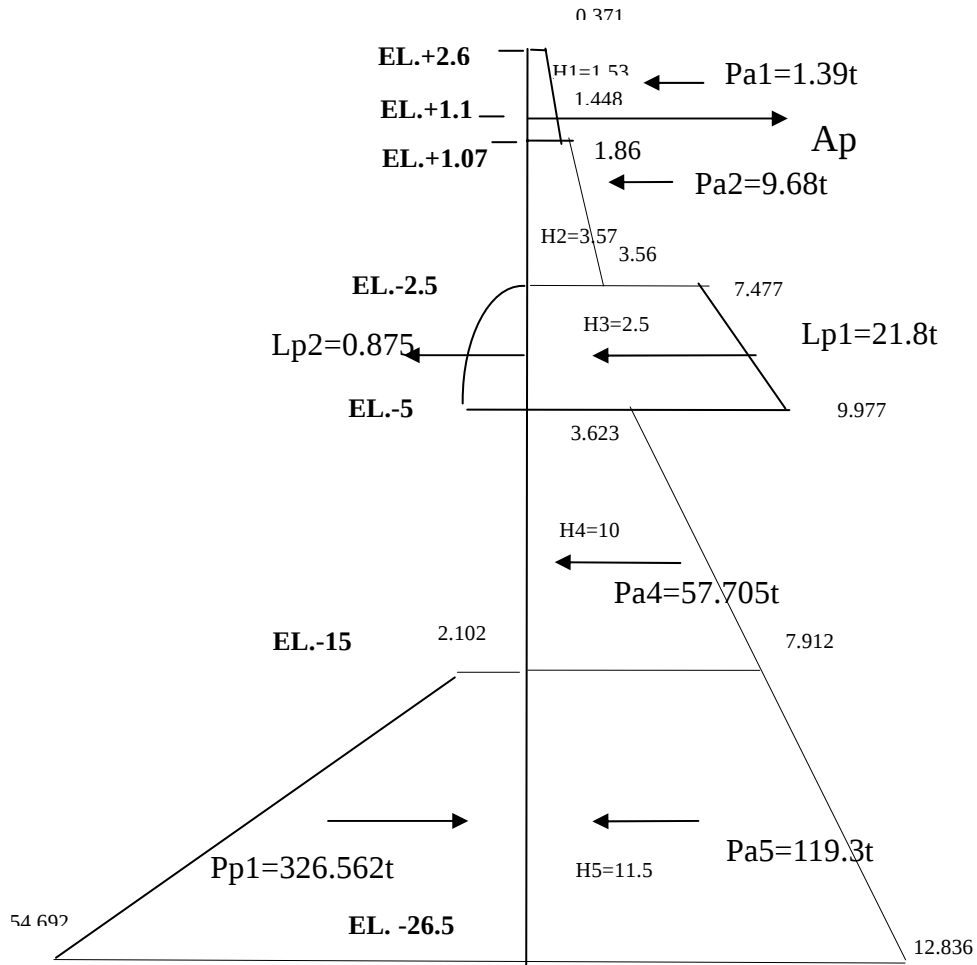


圖 5.15 $k_h=0.12$ 板樁土壓力示意圖

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)

$$L_{p1_1} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 7.477 \text{ t/m}$$

$$L_{p1_2} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.977 \text{ t/m}$$

$$L_{p1} = 0.5 * (L_{p1_1} + L_{p1_2}) * H_3 = 21.8 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(L_{p2})

$$L_{p2} = 7/12 * k_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.875 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.03) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.03) = 111.579 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 + 0.03) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1) \\ = 407.320 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1) \\ = 7/12 * 0.12 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1) \\ = 159.075 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.9 \dots\dots\dots (5-1)$$

(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及殘留水壓力為載重，如圖 5.16 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 54.675 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 12.7 公尺處的彎矩 224.2 噸-公尺。

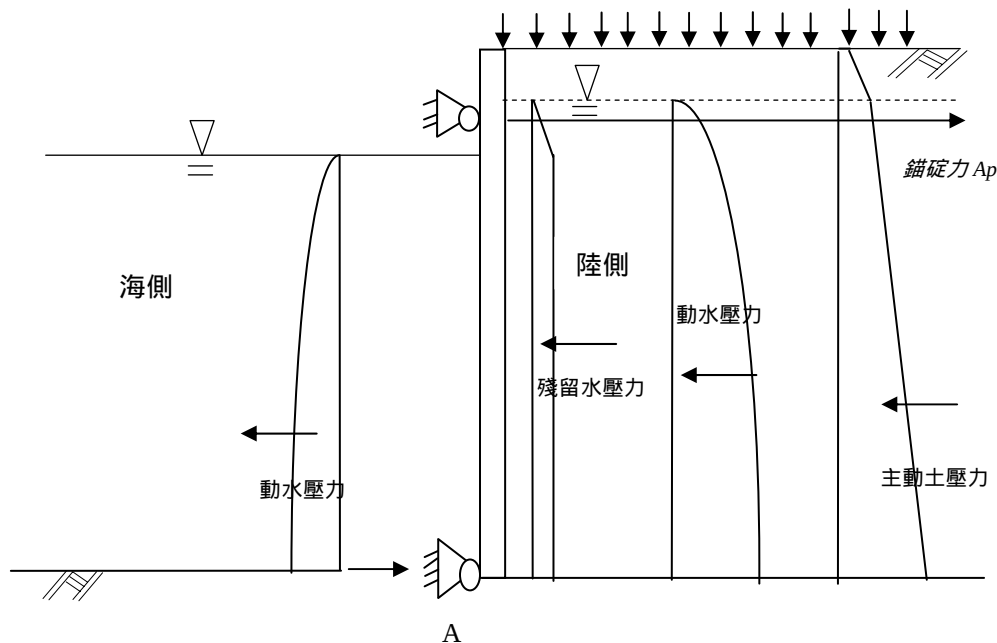


圖 5.16 地震力作用下板樁最大彎矩與錨碇力計算示意圖

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\
 &P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\
 &LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\
 &LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * (((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\
 &= 666.23 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
 &= 7/12 * 0.12 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\
 &= 94.5 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 55.27t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 55.27 * 2.065$$

$$= 114.14 t < 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9 t \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 12.7 公尺處。

$$M_{\max} = 229.4 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.5$$

$$= 240.933 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

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^[3]分析的結果，液化土層之抗液化安全係數（ F_L ）值為 0.63，如圖 5.14 所示，液化土層距地表面之深度介於 5.1~7.6 公尺間，查得其土壤參數折減係數（ D_E ）為 0.333，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.6，所以 $k_h = 0.15N = 0.24$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{54.675 * 1000}{0.00285} = 6186010 = 61.86 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 61.86 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 5.12 所示錨碇鋼板樁長 12 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03 \text{ m} < 12 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離（D）檢核

藉由圖 5.13 可得各土層之 ϕ 值，由於第三層之土層液化， ϕ 值需折減，故 ϕ 值由 30° 折減為 10° ，經碼頭設計基準^[2]可查得各土層地

震力作用下的主動與被動破壞角如表 5-5 所示（由於基準之土壓係數表 ϕ 值最低為 22° ，故液化層之主動與被動土壓破壞角以 $\phi=22^\circ$ 之值概算）。則錨碇最短距離長度如下式計算得 29.42 公尺，現況錨碇距離（如圖 5.12 所示）大於 38.1 公尺，故足夠。

表 5-5 地表加速度 $k_h=0.12$ 各土層主動與被動土壓破壞角

土層	ϕ	δ	K_h	α_{ai}	α_{pi}
1	30°	15°	0.12	50.2°	19.4°
2	30°	15°	0.24	42.4°	18°
3	22°	15°	0.24	31.7°	17.9°
4	33°	15°	0.24	45.5°	17.3°

$$\begin{aligned}
 D &= H_4 * \cot\alpha_{a4} + H_3 * \cot\alpha_{a3} + H_2 * \cot\alpha_{a2} + 0.03 * \cot\alpha_{a1} + (L_m/3) \\
 &\quad * \cot\alpha_{p2} \\
 &= 29.42 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \text{ (O.K.)}
 \end{aligned}$$

5.3.3 考慮岸肩之樁結構影響

本小節考慮岸肩打設之樁基礎對背填主動土壓力之影響，並進一步評估其耐震能力，經評估結果，考量基樁對主動土壓力的減少，該碼頭之耐震能力提昇為 0.15g(重力加速度)，提升幅度約百分之 25，顯示其影響不容忽視。詳細分析步驟如下之說明：

由設計資料可知，後線基樁(直樁)的材料性質為直徑 (ϕ) 70cm，厚度 (t) 11cm，慣性矩 (I) $918,010\text{cm}^4$ ，斷面積 (A) 2039cm^2 ，經計算 $k_h=0.15N=0.15*5=0.75$ ， $\beta = \sqrt[4]{\frac{0.75 * 70}{4 * 2.1 * 10^5 * 918010}} = 0.00287\text{cm}^{-1}$ ， $\frac{\pi}{\beta} = 1093\text{cm} = 10.93\text{m}$ 。也就是說基樁通過主動破壞面的入土深度需超過 10.93 公尺，圖 5.17 為 $k_h=0.15$ 之背填土主動破壞面，第一根直樁

之入土長度 $L=2.8*\tan\alpha_a+(32.6-15)=20.07$ 公尺 > 10.93 公尺,故直樁有阻擋主動土壓力的能力,故須考慮背填主動土壓力折減效應,由於設計資料顯示橫向樁間距為 4.13 公尺,樁直徑為 0.7 公尺,故可折減的土壓力概略估算為 $(0.7/4.13)*100\% = 17\%$,故本研究將各土層之主動土壓力予以折減 17% (液化土層不折減)來模擬基樁折減主動土壓力的效應。

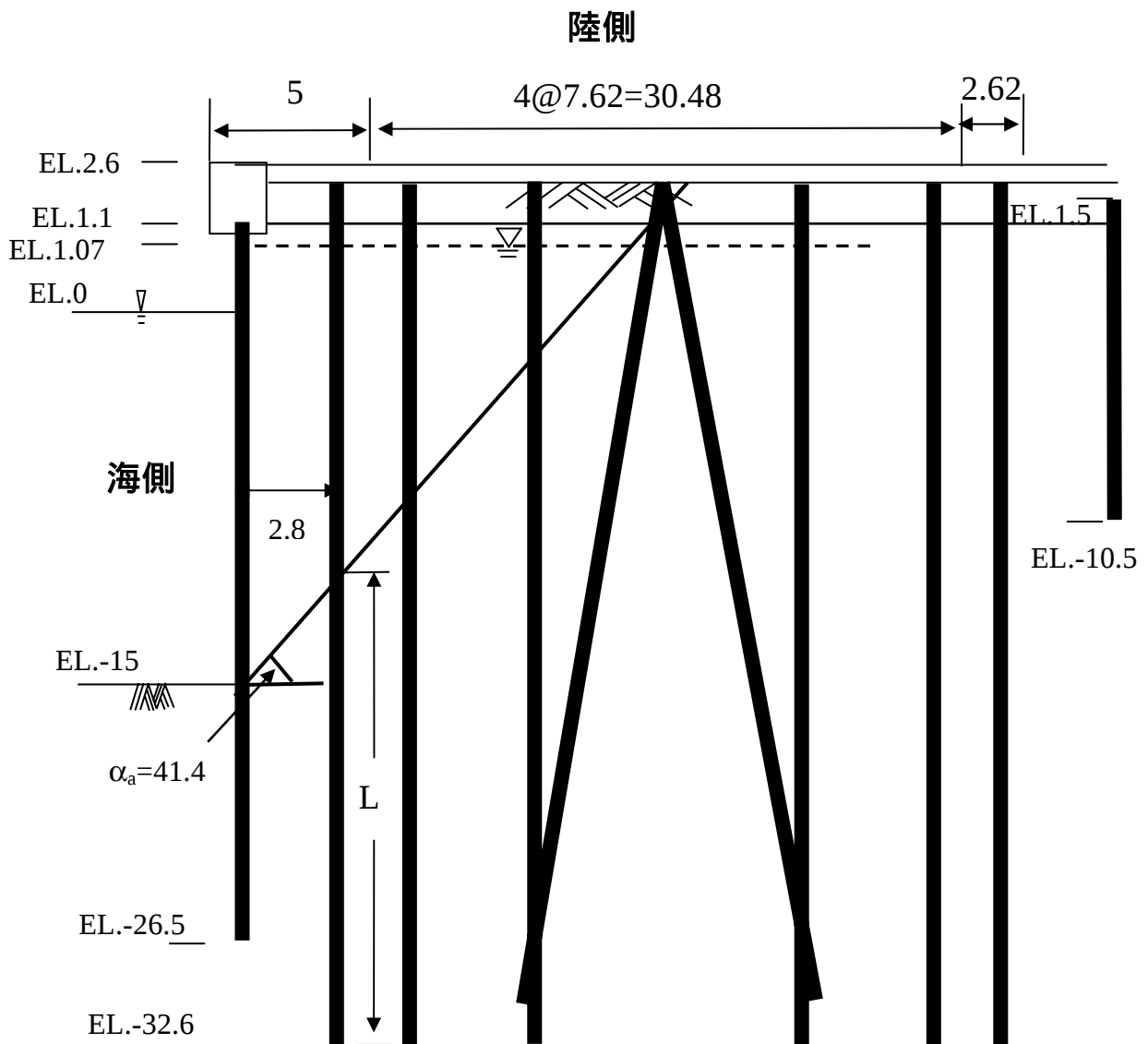


圖 5.17 $k_h=0.15$ 板樁式碼頭主動破壞面示意圖

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 $k_h=0.15$ 的狀況下，各土層土壓力如表 5-6 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 5-7 所示、受力示意圖如圖 5.18 所示，驗證結果安全係數為 1.85，如 5-2 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 5-6 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}	0.394			1.53	P_{a1}	1.48 (t)		
P_{a12}	1.539							
P_{a21}	2.126			3.57	P_{a2}	11.06 (t)		
P_{a22}	4.068							
P_{a41}	4.186			10	P_{a4}	66.28 (t)		
P_{a42}	9.070							
P_{a51}	9.070	P_{p11}	2.034	11.5	P_{a5}	136.60 (t)	P_{p1}	306.71 (t)
P_{a52}	14.687	P_{p12}	51.306					

表 5-7 折減後各土層對錨碇拉桿力矩計算表

$P_{ai} \times (1-0.17)$ (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)
1.23	0.584	0.717			
9.18	2.002	18.368			
55.01	11.718	644.428			
113.38	22.305	2528.741	306.71	23.620	7244.55

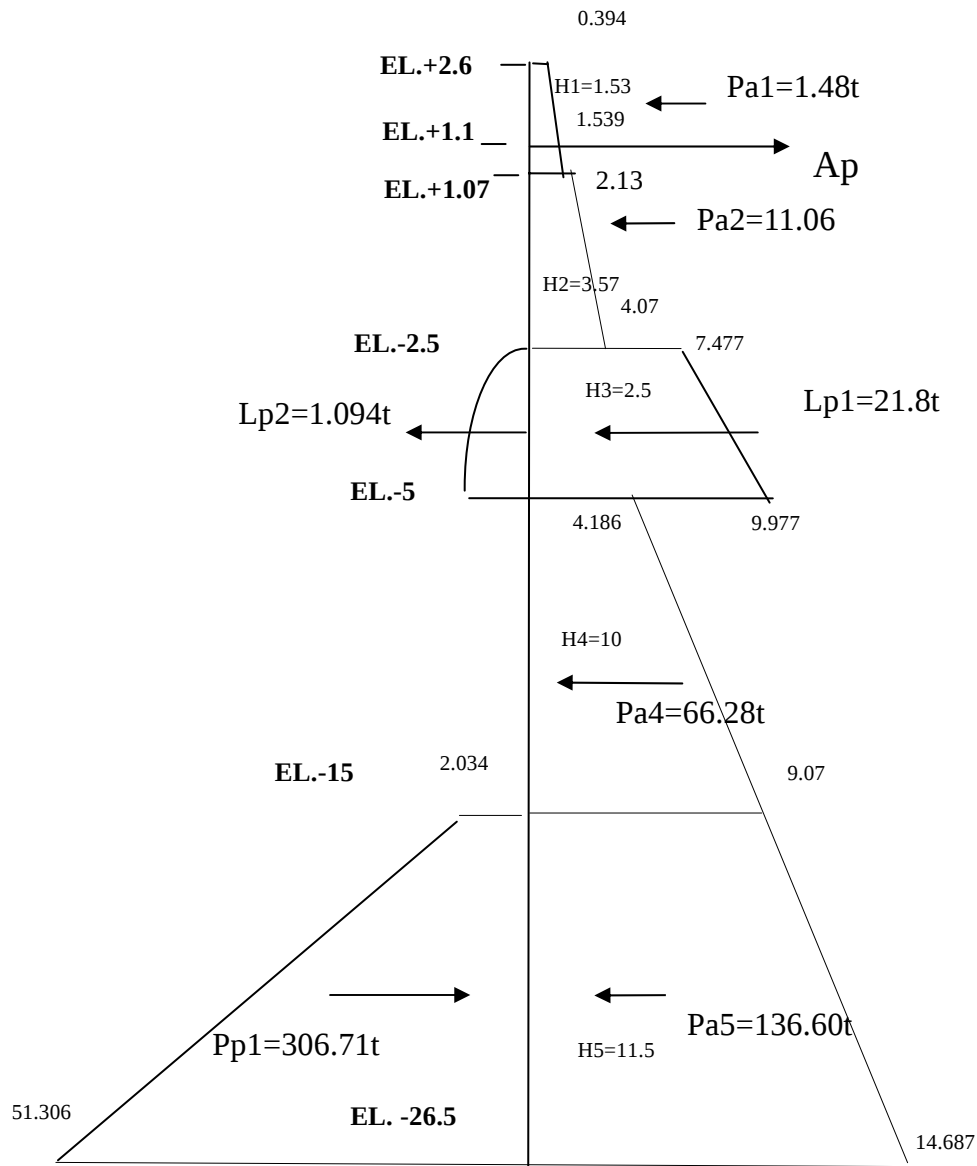


圖 5.18 $k_h=0.15$ 板樁土壓力示意圖

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)

$$L_{p1_1} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 7.477 \text{ t/m}$$

$$L_{p1_2} = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.977 \text{ t/m}$$

$$L_{p1} = 0.5 * (L_{p1_1} + L_{p1_2}) * H_3 = 21.8 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * k_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 1.094 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.03) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.03) = 112.695 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 + 0.03) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1) \\ = 407.320 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1) \\ = 7/12 * 0.15 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1) \\ = 198.84 \text{ t-m}$$

$$SF = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm + M_{a1}} = 1.85 \dots\dots\dots (5-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 54.82 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 12.1 公尺處的彎矩 217.66 噸-公尺。

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$Pam = P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\ LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\ LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ = 647.31 \text{ t-m}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.15 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 118.13 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 55.57 \text{ t}$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 55.57 * 2.065$$

$$= 114.7 \text{ t} < 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.92 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 12.2 公尺處。
 $M_{\max} = 223.78 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3$
 $= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

如同 5.3.2 小節之說明，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.6，所以 $k_h = 0.15N = 0.24$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.00285$ ，計算得 $M_{\max} = 62.02 \text{ (t-m)}$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{54.818 * 1000}{0.00285} = 6202189 = 62.02 \text{ t-m}$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.9 \text{ t-m} > 62.02 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 5.12 所示錨碇鋼板樁長 12 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03 \text{ m} < 12 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離 (D) 檢核

如同 5.3.2 小節之說明，經碼頭設計基準可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 5-8 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 33.88 公尺，現況錨碇距離（如圖 5.12 所示）大於 38.1 公尺，故足夠。

表 5-8 地表加速度 $k_h=0.15$ 各土層主動與被動土壓破壞角

土層	ϕ	δ	K_h	ξ_{ai}	ξ_{pi}
1	30°	15°	0.15	48.6°	19.1°
2	30°	15°	0.3	37.8°	16.9°
3	22°	15°	0.3	24.5°	15.1°
4	33°	15°	0.3	41.4°	16.6°

$$D = H_4 * \cot \zeta_{a4} + H_3 * \cot \zeta_{a3} + H_2 * \cot \zeta_{a2} + 0.03 * \cot \zeta_{a1} + (L_m/3) * \cot \zeta_{p2}$$
$$= 33.88 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

5.4 非標準型板樁式碼頭變位量分析

由於學理上對液化地盤之變位機制還未成熟，過去有多位學者曾蒐集過去之地震災損案例，以特定之參數回歸分析出地震引發之地盤變位量經驗公式，但由於這些經驗公式當初之發展是以特定區域來回歸，故欲沿用到其它區域之變位量其結果往往不甚理想^[17]。所以本研究擬以 Newmark(1965^[18])提出之滑動塊體分析模式來探討板樁式碼頭之變位量，其分析步驟可分為三個步驟，(1)首先是先尋找邊坡之破壞面：以本案例為例，該破壞面為圖 5.17 之主動破壞面。(2)接著以此破壞面進行擬靜態分析，找出臨界降伏加速度：以本案例為例，經由 5.3 節之耐震能力分析結果顯示，錨碇拉桿之耐震能力最弱，故以其破壞之地表加速度為破壞面之臨界滑動加速度。(3)使用地震加速度歷時紀錄，將超過臨界滑動加速度之加速度值對加速度歷時作二次積分，如此可得動態行為下所產生之變位量。分析過程如 5.4.1 及 5.4.2 之說明。

5.4.1. 臨界滑動加速度

本案例以該碼頭所在區域之 475 年模擬地震加速度歷時曲線做分析，由於該區域之 475 年回歸期設計震區係數為 0.23g，經本研究分析結果顯示，地表(EL.+2.6 公尺)至高程(EL.)-5 公尺的土層均已液化，在不考慮岸肩基樁影響主動土壓力的效應下，當地表加速度 K_h 到達 0.013g 時，錨碇拉桿已降伏，主動破壞面以上之土體開始滑動，故其臨界滑動加速度為 $a_t=0.013g$ ；相同的，考慮岸肩基樁影響主動土壓力的效應下，當地表加速度 K_h 到達 0.027g 時，錨碇拉桿已降伏，主動破壞面以上之土體開始滑動，故其臨界滑動加速度為 $a_t=0.027g$ ，相關分析說明如下：

1.不考慮岸肩基樁之影響

經本研究分析結果顯示，當地表加速度 K_h 到達 0.013g 時，錨碇拉桿已降伏，海床以上板樁背填主動土壓示意圖，如圖 5.19 所示，計算得拉桿拉力為 114.98 t 大於拉桿容許拉力 114.9 t，故板樁背填之主動土壓開始滑動，所以臨界滑動加速度(a_t)為 0.013g。

海床以上之背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= L_{P1} * (((2 * L_{P11} + L_{P12}) / (L_{P11} + L_{P12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P3} * (2/5 * H_1 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P2} * (((2 * L_{P21} + L_{P22}) / (L_{P21} + L_{P22})) * H_2 / 3 + H_3) + \\ &\quad L_{P4} * (2/5 * H_2 + H_3) + \\ &\quad P_{a3} * ((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 \\ &= 757.071 \text{ t-m} \end{aligned}$$

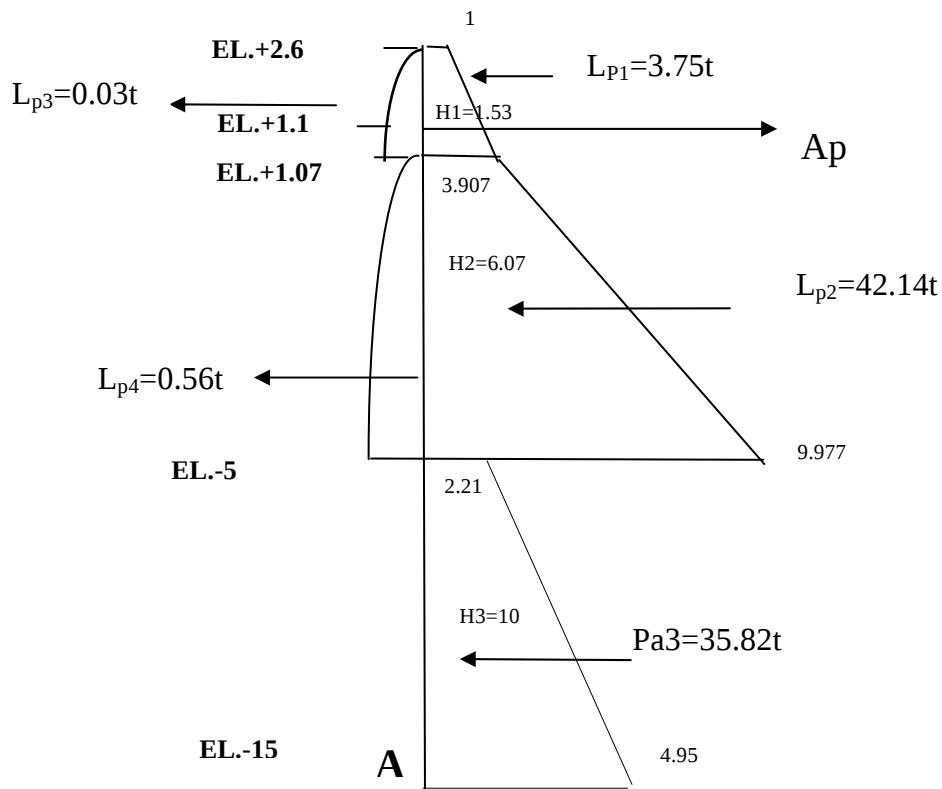


圖 5.19 $k_h=0.013$ 海床以上各土層土壓示意圖

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 \cdot r_w \cdot h_r \cdot h_r \cdot (h_r/3 + h_w) + 0.5 \cdot r_w \cdot h_r \cdot h_w \cdot h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 \cdot k_{h1} \cdot r_w \cdot h_w^2 \cdot (2/5 \cdot h_w) \\ &= 7/12 \cdot 0.013 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 15 \cdot (2/5 \cdot 15) \\ &= 10.24 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 55.68 \text{ t}$$

$$A_p \cdot \text{鋼索間距} = 55.68 \cdot 2.065$$

$$= 114.98 \text{ t} > 1.3 \cdot 44.2 \cdot 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9 \text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

2.考慮岸肩基樁之影響

考慮岸間肩基樁之影響，經本研究分析結果顯示，當地表加速度 K_h 到達 0.027g 時，錨碇拉桿已降伏，海床以上板樁背填主動土壓示意圖，如圖 5.20 所示，計算得拉桿拉力為 115.1 t 大於拉桿容許拉力 114.9 t，故板樁背填之主動土壓開始滑動，所以臨界滑動加速度(a_t)為 0.027g。

海床以上之背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 Pam &= L_{p1} * (((2 * L_{p11} + L_{p12}) / (L_{p11} + L_{p12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3) + \\
 &\quad L_{p3} * (2/5 * H_1 + H_2 + H_3) + \\
 &\quad L_{p2} * (((2 * L_{p21} + L_{p22}) / (L_{p21} + L_{p22})) * H_2 / 3 + H_3) + \\
 &\quad L_{p4} * (2/5 * H_2 + H_3) + \\
 &\quad P_{a3} * ((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 \\
 &= 746.958 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
 &= 7/12 * 0.027 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\
 &= 21.26 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 55.74 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 55.74 * 2.065$$

$$= 115.1 \text{ t} > 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9 \text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

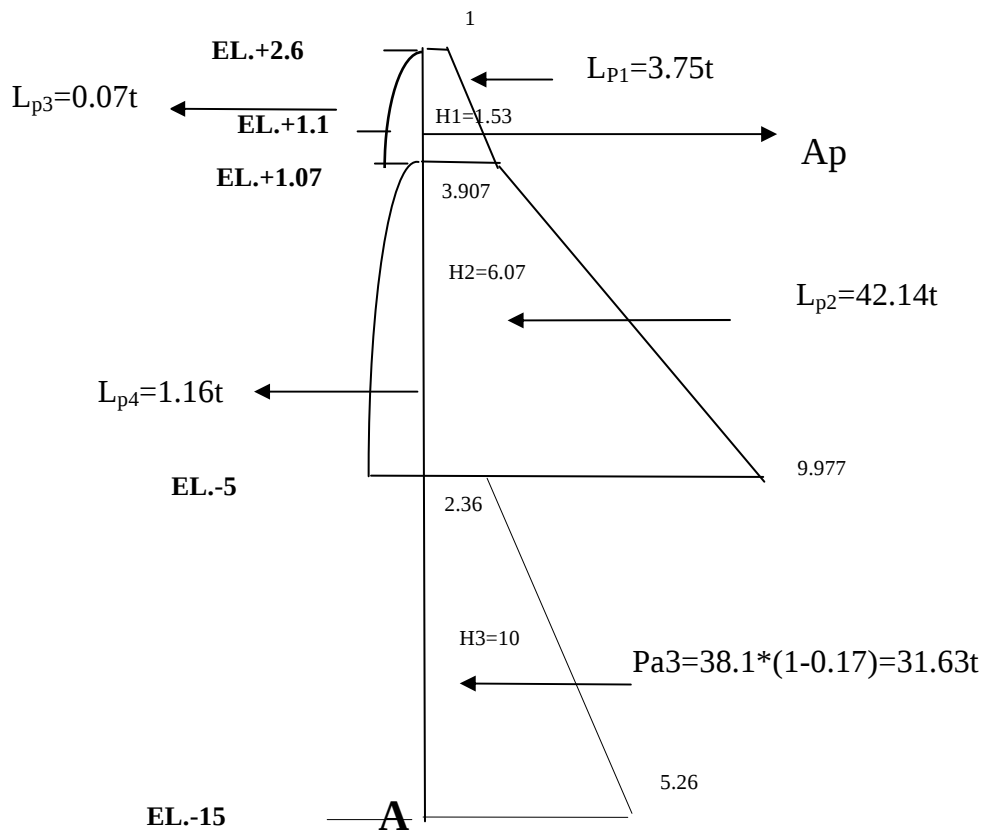


圖 5.20 $k_h=0.027$ 海床以上各土層土壓示意圖

5.4.2 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，本文採本中心在該港所設置之地震監測系統，歷年監測之最大地震規模加速度歷時曲線(民國 95 年 12 月 26 日 20 時 26 分)，配合該區之地震分區 $0.23g$ 加以放大得到本文所欲分析的 475 年迴歸期的模擬地震加速度歷時曲線，如圖 5.21 所示，由於本案例在板樁錨碇拉桿降伏後，緊接著主鋼板樁也跟著降伏，造成背填主動破壞面以上之土體會因無束制，而向海側滑動，故本研究在分析該碼頭之變位量時，以加速度歷時中的加速度超過該碼頭之臨界滑動加速度(a_t)對時間作二次積分，得到板樁背填土壓主動破壞面以上之土體之變位量，如圖 5.22、5.23 所示，在不考慮岸肩基樁之影響下，計

算出主動土壓土體變位量達 210 公分，在考慮岸肩基樁之影響下，計算出之主動土壓土體變位量僅 83 公分，兩者變位量相差一倍以上。

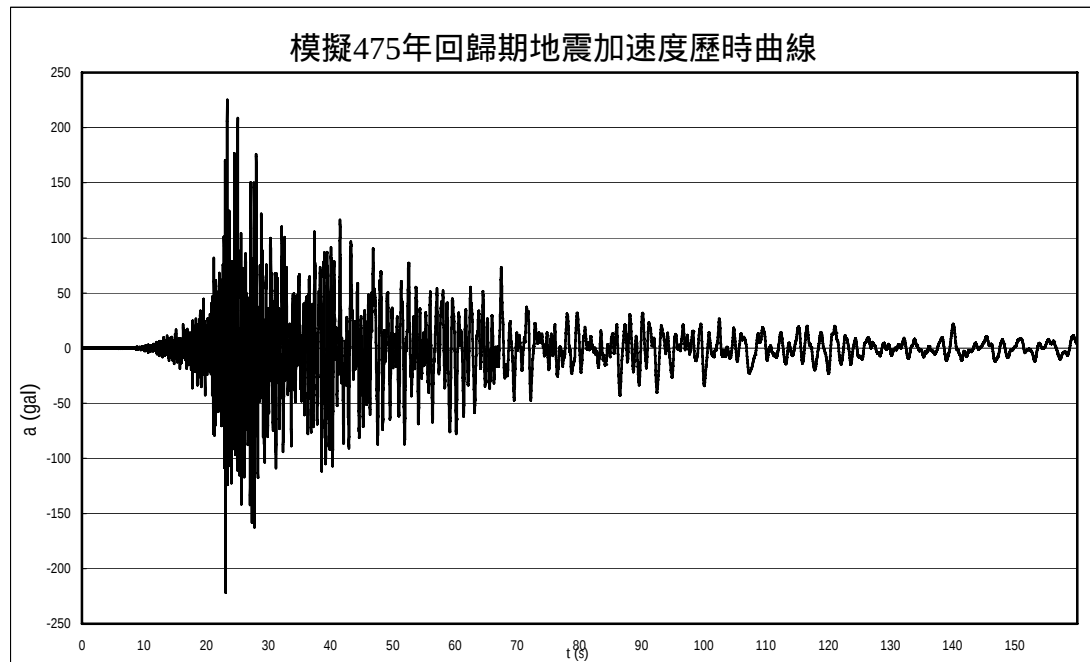


圖 5.21 該碼頭東西向 475 年迴歸期之模擬地震歷時曲線

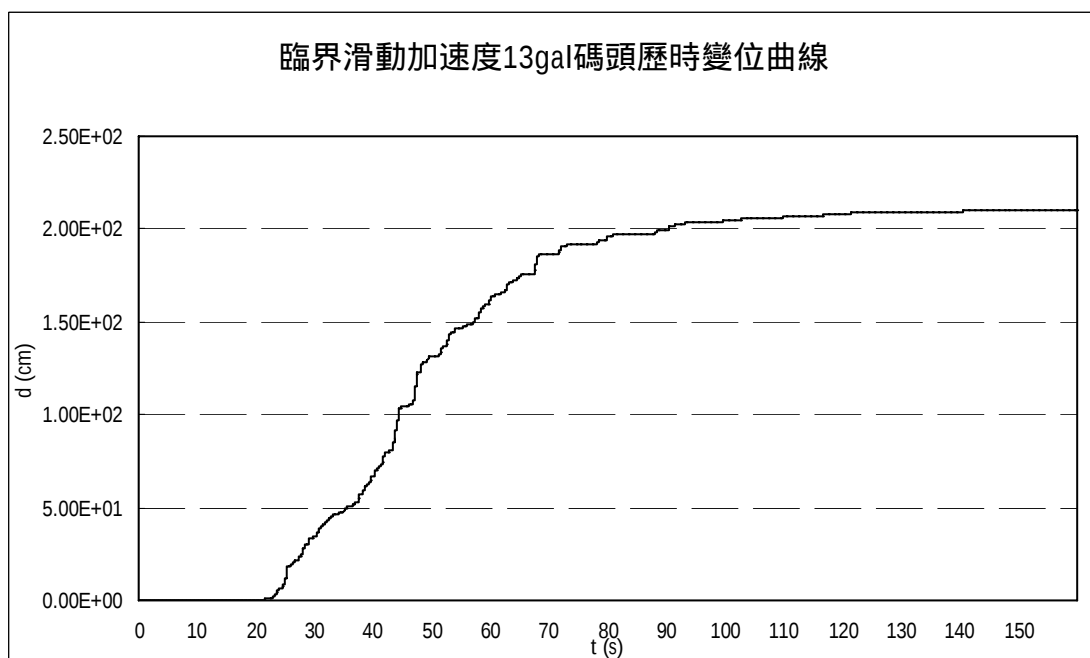


圖 5.22 不考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量

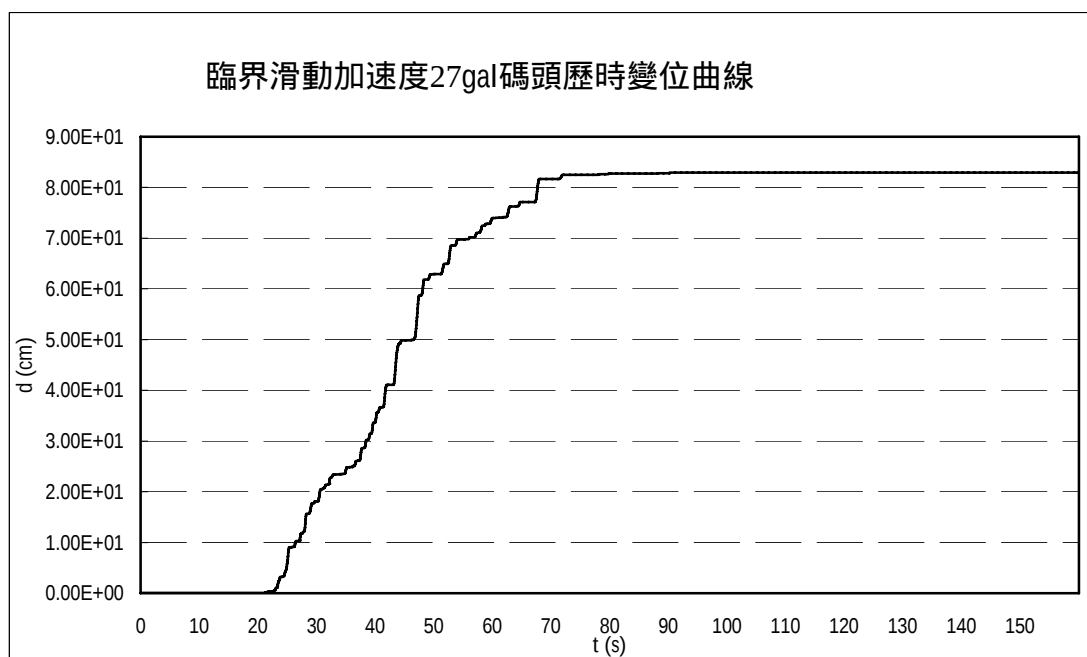


圖 5.23 考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量

5.5 小結

依本研究分析結果，非標準型板樁式碼頭之岸肩結構物（如支撐裝卸設施的樁基礎），在擬靜態的分析方法下，因結構物有抵抗背填主動土壓力的能力，故可增加原結構之耐震能力，依本研究案例分析的結果，原結構之耐震能力原為水平地表加速度（ k_h ）為 $0.12g$ （重力加速度），經考慮岸肩樁基礎之效應後，耐震能力提升至 $0.15g$ ，其耐震能力提升約 25%，且其提升率在相同間距下，隨樁基礎之垂直斷面（樁直徑乘上其影響長度）增加而增加。在變位量分析部份，不考率樁基的影響其變位量為 210 公分，考率樁基影響後減為 83 公分，其減少幅度超過 50%，由此案例可以瞭解，在岸肩有基樁的情況下，基樁有提昇碼頭耐震能力的效應。

另外，變位量的大小與地震的規模有關，規模越大其地震波之加速度歷時曲線延時會越長，相對的對時間做二次積分就會越大，而本案例是依過去本中心在該港量測到的最大地震規模地表加速度歷時曲

線，將最大地表加速度放大到規範規定之 0.23g 的放大比例給予整個地震加速度歷時做放大，來模擬回歸期 475 年之地震波，其缺點為無法反應真正回歸期 475 年之地震規模，也就是說模擬的地震波無法反應真正的地震延時效應，故可能造成所計算出來的變位量會偏小，所以如何準確模擬能反應該區域 475 年回歸期的地震歷時曲線，對分析該碼頭之變位量的準確性有著極重要的影響，值得後續進一步的探討。

由於本案例僅做擬靜態分析，分析結果為岸肩之基樁確實會減少背填主動土壓力，並造成結構物之耐震能力提升；但若以結構物的動態行為來分析則結果可能相反，因岸肩之基樁主要是承受後線裝卸設施的重量，在地震力作用下，會造成基樁之水平震動，而此震動是否會造成後線背填土壤之工程性質變化，進而弱化土壤強度，造成板樁主動土壓力的增加，影響結構物之耐震能力，都有待後續進一步的探討。

第六章 棧橋式碼頭耐震能力評估

本章以某港既有棧橋式碼頭為實例，參考港灣構造物設計基準並考量土壤液化因素，分別探討既有棧橋式碼頭之耐震能力及變位置。

6.1 碼頭斷面與分析條件

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖詳如圖 6.1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料^[19]如下說明。

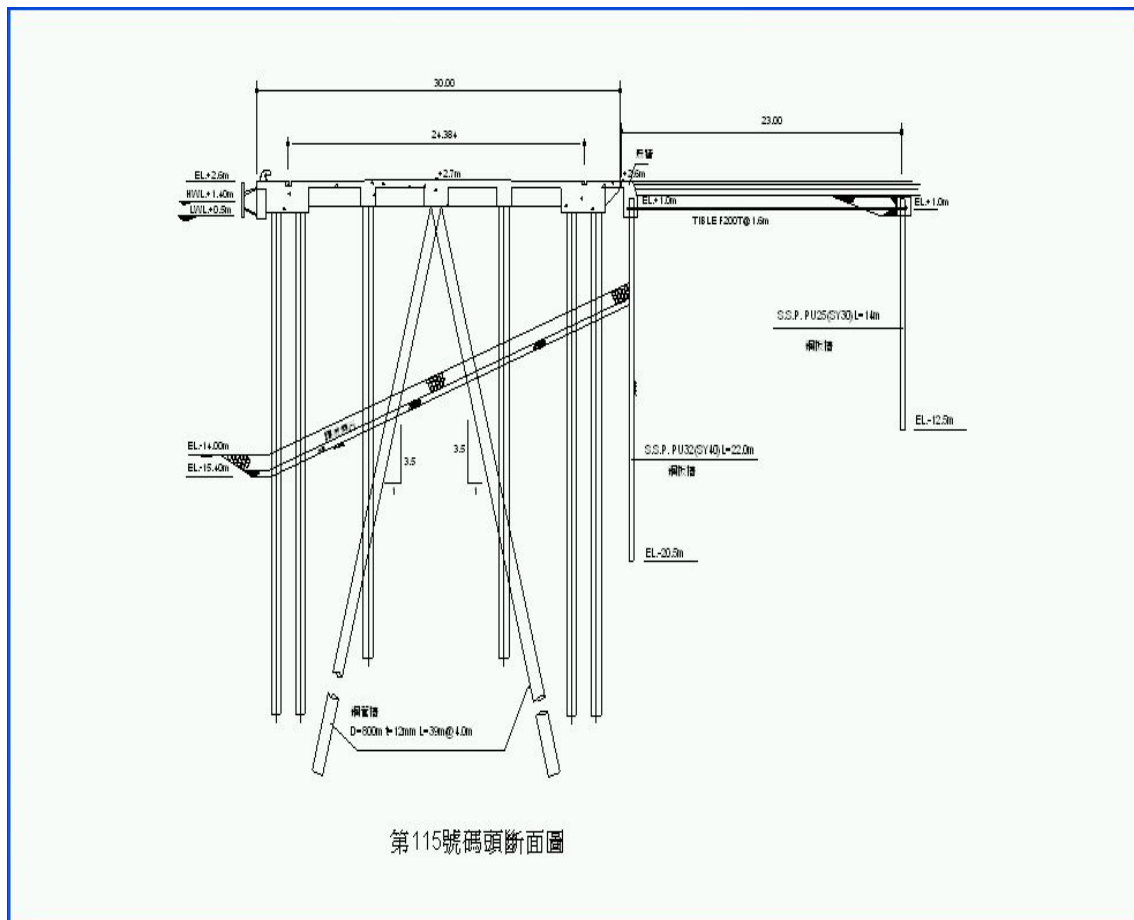


圖 6.1 碼頭斷面圖

(1)一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

(2)自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. E.L.+1.2M

M.W.L. E.L.+0.6M

L.W.L. E.L.+0.3M

L.L.W.L. E.L.+0.0M

(3)超載

平時：3 (t/m²)

地震時：1 (t/m²)

(4)地震係數

水面上：K_h=0.1

水面下：K_h=0.2

(5)單位重

鋼材 7.85t/m²

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

(6)容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $f_c' = 175 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠岸時容許值增加 1/3。

鋼筋 $f_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$)

$f_a = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$)

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼材、鋼管樁(SS41、STK41 或同級品)

軸向拉應力 $\sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸向壓應力 $0 < l/r < 110$ $\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

$l/r > 110$ $\sigma_{ca} = 7,200,000/(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

彎曲應力 $\sigma_{ba} = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

剪應力 $\sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

彈性模數 $E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

鋼板樁

SY40 或同級品

斷面積 $A = 242 \text{ cm}^2$

斷面模數 $Z = 3200 \text{ cm}^3$

慣性矩 $I = 72320 \text{ cm}^4$

$$\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

SY30 或同級品

斷面積 $A=188 \text{ cm}^2$

斷面模數 $Z=2500 \text{ cm}^3$

慣性矩 $I=5650 \text{ cm}^4$

$$\sigma_a = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

錨碇鋼索

F200T 地震容許拉力 100 公噸

6.2 不考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

本節參考港灣構造物設計基準針對棧橋式碼頭進行耐震能力評估，評估步驟包括邊坡穩定、樁之耐震能力及護岸之耐震能力評估三部分。邊坡穩定部份，主要考慮塊石之穩定性；樁的部份，將碼頭簡化為一平面結構，地震力均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其根入深度、應力及樁之承載力是否符合基準之規定；護岸的部份，因其結構型式為板樁式護岸，其評估步驟如前面章節板樁之耐震能力評估步驟。

6.2.1 邊坡之穩定性評估

本案例為砂性土壤，因塊石層與基礎土壤成平行，如圖 6.1 所示，故其破壞模式可依土壤力學無限邊坡破壞模式來分析，說明如下：

邊坡安全係數

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{rH \cos^2 \beta \tan(\phi - \theta)}{rH \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan(\phi - \theta)}{\tan \beta} \dots\dots\dots (6-1)$$

其中

τ_f = 滑動面抵抗力

τ = 滑動土層驅動力

r = 土壤單位重

H = 滑動土層高度

β = 坡面與水平面之夾角

ϕ = 土壤內摩擦角

θ = 地震合成角

因塊石內摩擦角為 40° ，而坡面土壤內摩擦角為 31° ，取小者故 ϕ 為 31° ， $\tan \beta = \frac{1}{4} = 0.25$ ， $\theta = \tan^{-1}(\frac{r}{r-1}K) = 11.3^{\circ}$ ，代入 6-1 式得安全係數為 1.43，故邊坡之穩定性通過檢核。

6.2.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例依張有齡氏之假想固定法，利用 6-2 式求取 β 值，其假想固定點距假想地表面為 $1/\beta$ ，如圖 6.2 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值由設計資料得知為 10。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (6-2)$$

E_s = 地層土壤之彈性模數 (kg/m^2) = $K_h \times D$

K_h = 橫向地層反力係數 (kg/m^3)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

D = 基樁直徑 = 80 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{4} = 14.04^{\circ} \rightarrow \text{假想地表面 } \frac{\alpha}{2} = 7.02^{\circ}$$

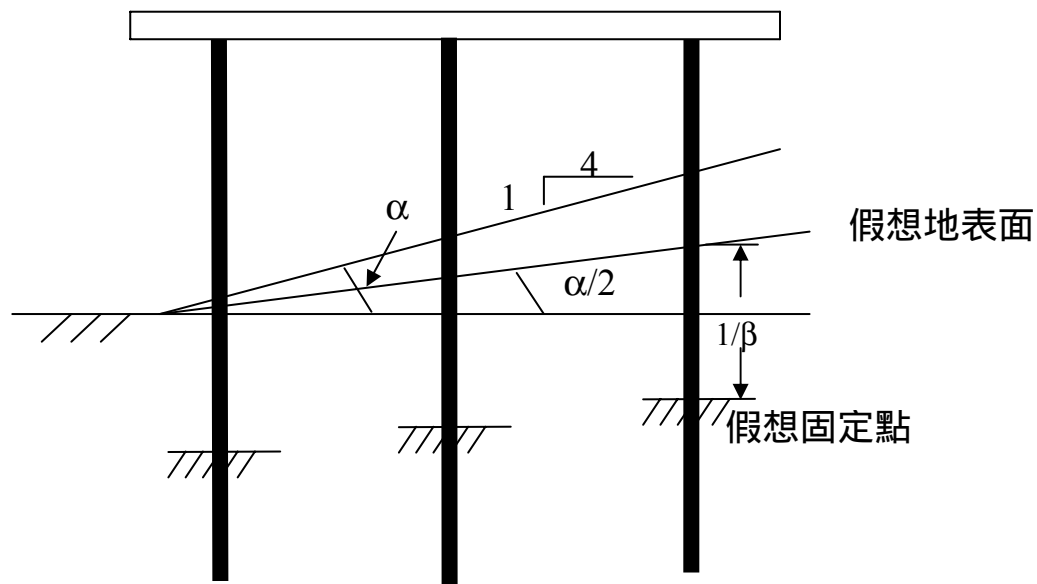


圖 6.2 假想地表面示意圖

設計年限採 50 年銹蝕量，則海底銹蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水銹蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除銹蝕厚度，計算如下：

外徑 $D_{out} = 80 - 2 \times 0.1 = 79.8 \text{ cm}$

內徑 $D_{in} = 80 - 2 \times 1.2 = 77.6 \text{ cm}$

斷面慣性矩 $I = \frac{\pi}{64} (D_{out}^4 - D_{in}^4) = 210500 \text{ cm}^4$

$K_h = 0.15 N = 0.15 \times 10 = 1.5$ (N 由設計資料得)

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = 0.00287$ 則 $\frac{1}{\beta} = 349 \text{ cm}$

假想固頂點距假想地表面之距離 $1/\beta=349$ 公分，樁之入土深度須超過假想地表面下 $3/\beta=1,046$ 公分，而各樁長及樁號如圖 6.3 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深

度高程及有效樁長，如表 6-1 所示，由圖 6.3 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-1 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

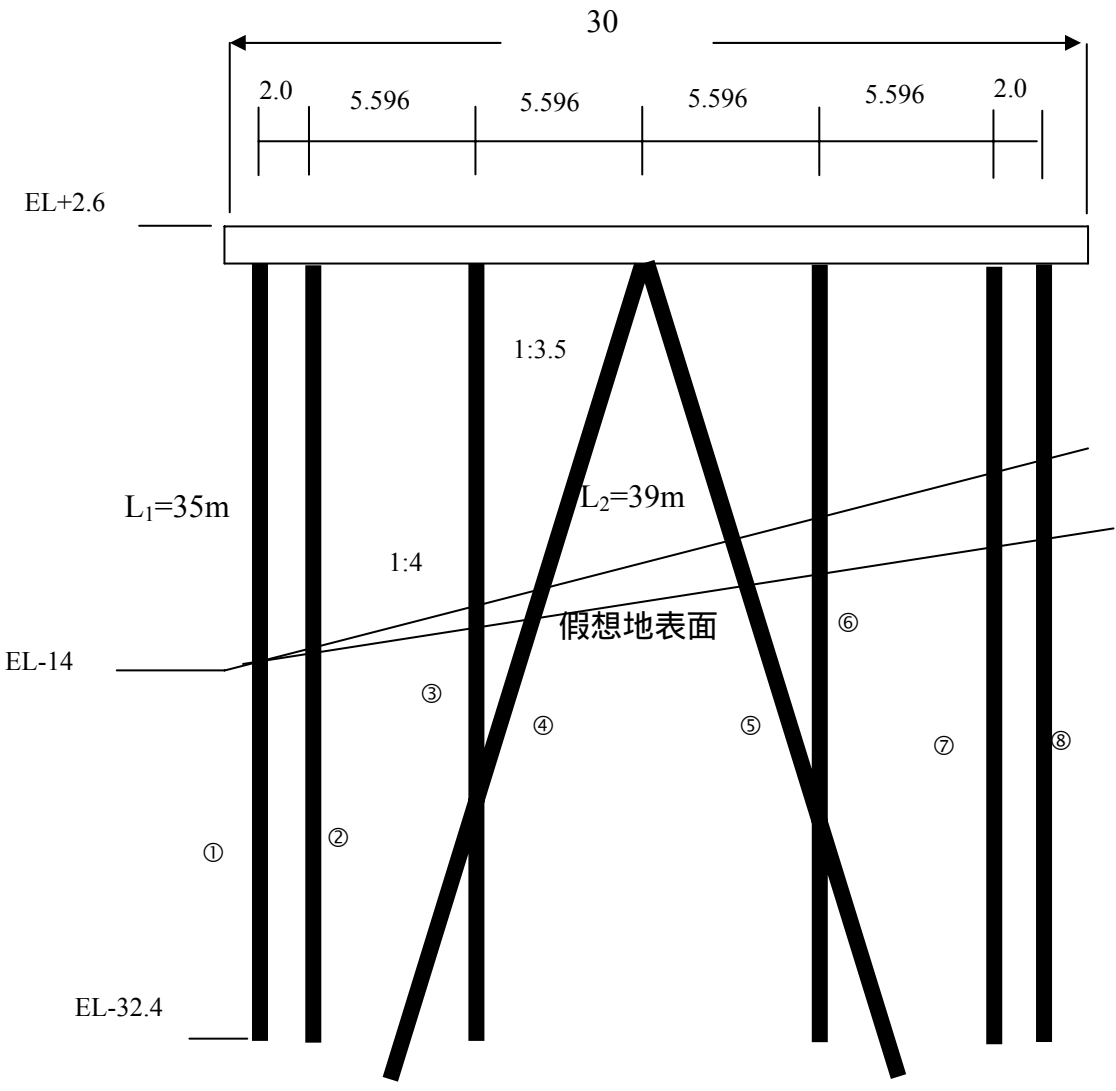


圖 6.3 斷面各樁長及編號示意圖

表 6-1 各樁相關位置高程

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-13.78	-17.26	-24.24	19.86
2	-13.53	-17.02	-23.99	19.62
3	-12.84	-16.33	-23.30	18.93
4	-12.69	-16.18	-23.15	19.53
5	-11.65	-15.14	-22.11	18.45
6	-11.47	-14.95	-21.92	17.55
7	-10.78	-14.26	-21.24	16.86
8	-10.53	-14.02	-20.99	16.62

2.垂直力

本研究取法線方向(Y 向)32 公尺及垂直法線方向(X 向)30 公尺為單元來分析，如圖 6.4 所示，各樁之垂直力為各樁之上載荷重、上部結構之重量及樁之自重和，說明如下：

(1)上載荷重(W_L)

依設計資料得知地震時上載荷重以 1t/m^2 估算，故上載荷重為

$$W_L = 32 \times 30 \times 1 = 960\text{t}$$

(2)上部結構重(W_D)

依設計資料得知上部結構之自重約為 2.3t/m^2 ，故上部結構重為

$$W_D = 32 \times 30 \times 2.3 = 2208\text{t}$$

(3)裝卸機具重(W_c)

依設計資料得知裝卸機具以 900 噸估算。

(4)樁之自重(W_p)

地震力計算之樁自重採用至假想固定點之自由樁長計算自重，故樁自重為

$$A = \frac{\pi}{4}(D_{out}^2 - D_{in}^2) = 271.8 \text{ cm}^2 = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 19.86 + 19.62 + 18.93 + 19.53 + 18.45 + 17.55 + 16.86 + 16.62 \\ &= 147.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 147.4 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 252 \text{ t}$$

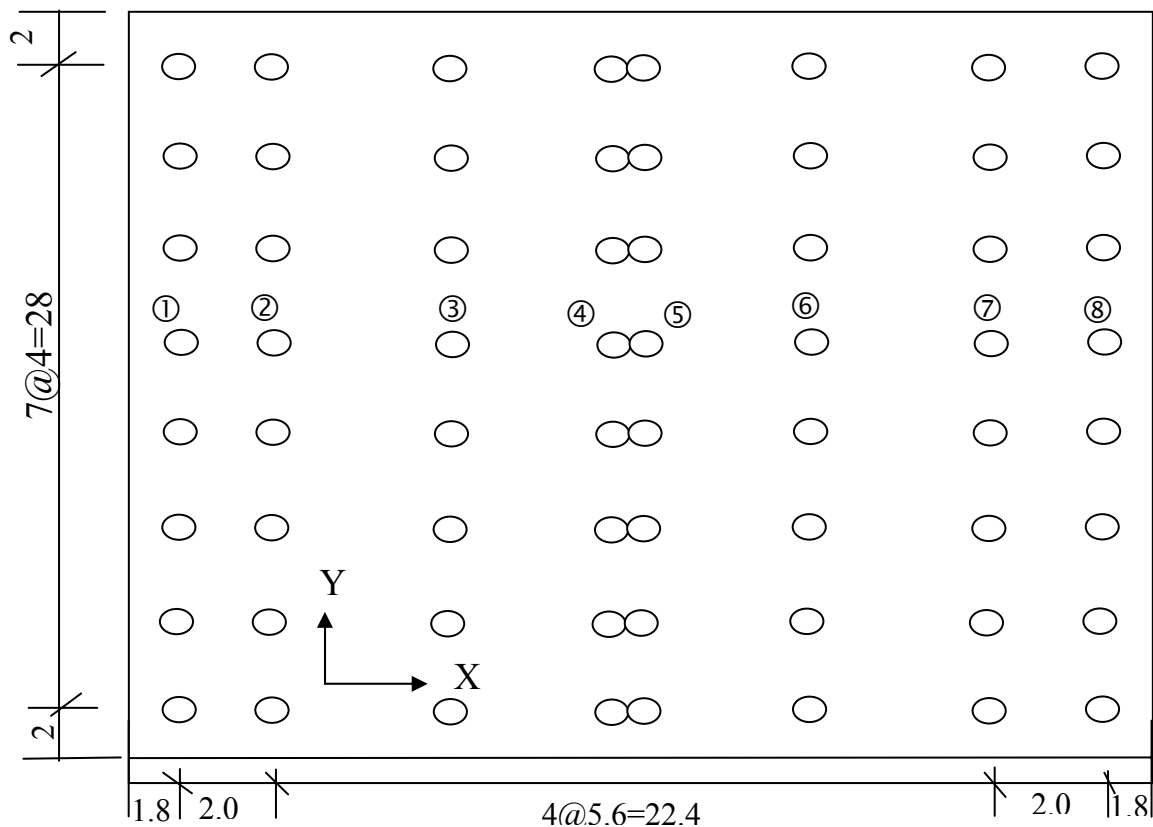


圖 6.4 棧橋式碼頭分析單元示意圖

3.地震水平力

由於棧橋式碼頭法線方向(Y 向)之勁度遠大於垂直法線方向(X 向)之勁度，故一般設計或分析均以垂直法線方向之勁度做控制，故本研究僅針對 X 向之地震力做耐震能力評估。由於設計資料得知，碼頭以水平震度(k_h)0.1 做設計，故本研究先以水平震度(k_h)0.1 來做碼頭耐震能力評估，計算如下

$$H=(W_L+W_D+W_C+W_P\times 0.5)\times 0.1=419t$$

依據港灣構造物碼頭設計基準之簡化分析理念，地震水平力可假設皆由斜群樁承擔，分配給各斜群樁頭之水平力可由下式(6-3)及(6-4)計算，

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots (6-3)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}}\cos^2\theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}}\cos^2\theta_{i1}} \dots\dots\dots (6-4)$$

式中： l_i = 鋼管樁長(m)

A = 鋼管樁之斷面積

E = 鋼管樁之彈性模數

θ_{i1} , θ_{i2} = 各樁與垂直方向之夾角

由於 8 組之斜組樁尺寸相同，故各組斜樁之水平力為

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{419}{8} = 52.4 t$$

4.斜樁之軸力

本案例因當初並未考慮垂直震度，故地震造成之垂直力 V_{45} 以零代入。

將 H_{45} 及 V_{45} 代入 6-5 式計算得各斜樁所分配之軸力，如圖 6.5 所示

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6-5)$$

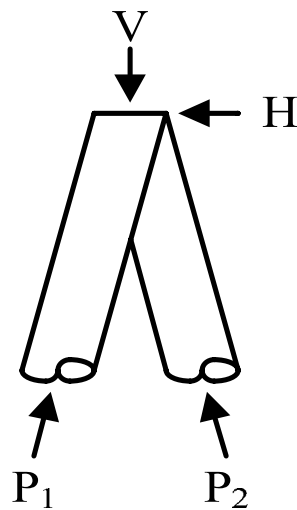


圖 6.5 群斜樁之軸力示意圖

$$P_4 = \frac{52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 95.4 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{-52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -95.4 \text{ t (拉力)}$$

5.碼頭水平位移

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{95.4 \times 15.9}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = 2.66 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.266 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-95.4 \times 14.25}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = -2.38 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.238 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 0.92 \text{ cm}$ (向海測移動)

6.直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(6-6)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(6-7)計算直樁之樁頭彎矩，

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} \Delta \dots\dots\dots (6-6)$$

$$M_i = \frac{1+\beta h}{2\beta h} H_i \dots\dots\dots (6-7)$$

h = 直樁假想地面以上之長度

水平位移 $\Delta = 0.92 \text{ cm}$

(1)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1638)^3} \times 0.92 = 0.62 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1638}{2 \times 0.00287 \times 1638} \times 0.62 \times 1638 = 616.3 \text{ t-cm} = 6.16 \text{ t-m}$$

(2)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1613)^3} \times 0.92 = 0.64 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1613}{2 \times 0.00287 \times 1613} \times 0.64 \times 1613 = 631.8 \text{ t-cm} = 6.32 \text{ t-m}$$

(3)三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1544)^3} \times 0.92 = 0.72 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1544}{2 \times 0.00287 \times 1544} \times 0.72 \times 1544 = 678.6 \text{ t-cm} = 6.79 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1407)^3} \times 0.92 = 0.9 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1407}{2 \times 0.00287 \times 1407} \times 0.9 \times 1407 = 789.3 \text{ t-cm} = 7.89 \text{ t-m}$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1338)^3} \times 0.92 = 1.01 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1338}{2 \times 0.00287 \times 1338} \times 1.01 \times 1338 = 855.1 \text{ t-cm} = 8.55 \text{ t-m}$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1313)^3} \times 0.92 = 1.06 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1313}{2 \times 0.00287 \times 1313} \times 1.06 \times 1313 = 880.6 \text{ t-cm} = 8.81 \text{ t-m}$$

7.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(6-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6-8)$$

式中

P=樁之軸力

A=樁之斷面積

Z=樁之斷面係數

M=樁之彎矩

σ_{ca} =樁之軸向容許壓縮應力強度

σ_{ba} =樁之容許彎曲應力強度

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 6.16 \text{ t-m} = 616000 \text{ kg-cm}$$

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，計算如下：

$$P_1 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1638 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 58.88 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1092 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1638 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{54930}{272} + \frac{616000}{5276} \times \frac{1092}{1300} = 300 \text{ kg/cm}^2 < 1638 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(2) 二號樁之應力

$$M_2 = 6.32 \text{ t-m} = 632000 \text{ kg-cm}$$

$$P_2 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1613 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 57.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1098 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1647 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{\frac{I}{D}}{2} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_2 = \frac{71880}{272} + \frac{632000}{5276} \times \frac{1098}{1300} = 303 \text{ kg/cm}^2 < 1647 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(3)三號樁之應力

$$M_3 = 6.79 \text{ t-m} = 679000 \text{ kg-cm}$$

$$P_3 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1544 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 55.51 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1115 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1672 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{\frac{I}{D}}{2} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_3 = \frac{102390}{272} + \frac{679000}{5276} \times \frac{1115}{1300} = 487 \text{ kg/cm}^2 < 1672 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4)四號樁之應力

$$P_4 = 95.4 \text{ t} = 95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_4 = \frac{95400 + 8000}{272} = 380 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5)五號樁之應力

$$P_5 = -95.4 \text{ t} = -95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_5 = \frac{-95400 + 8000}{272} = -321 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 321 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之應力

$$M_6 = 7.89 \text{ t-m} = 789000 \text{ kg-cm}$$

$$P_6 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

$$\text{樁突出假想地表面之長度 } \ell = 1406 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 50.56 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1720 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_6 = \frac{102390}{272} + \frac{789000}{5276} \times \frac{1147}{1300} = 508 \text{ kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 8.55 \text{ t-m} = 855000 \text{ kg-cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.38 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 48.09 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1161 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1742 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_7 = \frac{71880}{272} + \frac{855000}{5276} \times \frac{1161}{1300} = 409 \text{ kg/cm}^2 < 1741 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 8.81 \text{ t-m} = 881000 \text{ kg-cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.13 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 47.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(\ell/r)^2 = 1166 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1749 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_8 = \frac{54930}{272} + \frac{881000}{5276} \times \frac{1166}{1300} = 352 \text{ kg/cm}^2 < 1749 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

8.各樁承載力檢核

本研究分析各樁之承載力，採用 Meyerhof^[20]於 1976 年所歸納出之承載力與 N 值之關係式，如 6-9、6-10、6-11 式所示，安全檢核容許承載力(Q_u)於地震力作用下須大於樁之軸力 2 倍，容許拉拔力須大於樁之拉力 2.5 倍。

$$\text{錘擊式樁(砂土層)} \quad Q_u = 40 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

$$\text{錘擊式樁(沉泥質)} \quad Q_u = 30 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-10)$$

$$\text{鑽掘式樁} \quad Q_u = 12 \times N \times A_p + \frac{N_s}{10} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-11)$$

上式中

N=樁端之標準貫入實驗打擊數

A_p =樁端之斷面積

N_s =樁身之平均標準貫入實驗打擊數

A_s =樁身之表面積

由於本研究之土質為沉泥質，故採用 6-10 式來計算承載力，而 N 及 N_s 依設計資料得知分別為 20 及 19.9, 各樁安全檢核如下：

(1)一號樁之承載力

$$P_1=54.93t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_1 = -13.78 - (-32.4) = 18.62$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_1 = 46.66$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 46.66 = 485.64 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{485.64}{54.93} = 8.84 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(2)二號樁之承載力

$$P_2=71.88t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_2 = -13.53 - (-32.4) = 18.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_2 = 47.28$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 47.28 = 488.1 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{488.1}{71.88} = 6.8 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(3)三號樁之承載力

$$P_3=102.39\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -12.84 - (-32.4) = 19.56$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_3 = 49$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49 = 494.97 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{494.97}{102.39} = 4.8 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4)四號樁之承載力

$$P_4=95.4+8=103.4 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - \left(\frac{2.6 + 12.69}{\cos 16^\circ} \right) = 23.1$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_4 = 57.87$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 57.87 = 530.26 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{530.26}{103.4} = 5.13 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5=-95.4+8=-87.4 \text{ t (拉力)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6 + 11.65}{\cos 16^\circ} \right) = 24.74 \text{ 公尺。 } A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_5 = 62 \text{ 平方公尺。}$$

$$Q_{\text{ut}} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 62}{5} = 246.79 \text{ t}$$

$$\frac{Q_{\text{ut}}}{P} = \frac{246.79}{87.4} = 2.82 > 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之承載力

$$P_6 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_6 = -11.47 - (-32.4) = 20.93 \text{ 公尺。 } A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_6 = 52.45 \text{ 平方公尺。}$$

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 52.45 = 508.7 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{508.7}{102.39} = 4.97 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之承載力

$$P_7 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_7 = -10.78 - (-32.4) = 21.62 \text{ 公尺。 } A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_7 = 54.18 \text{ 平方公尺。}$$

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.18 = 515.57 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{515.57}{71.88} = 7.17 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之承載力

$$P_8 = 54.93 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_8 = -10.53 - (-32.4) = 21.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_8 = 54.8$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.8 = 518.03 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{518.03}{54.93} = 9.43 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承載力檢核結果，都能滿足水平震度 0.1 狀況下之耐震能力，其中樁應力部份，樁編號 6 之應力最大，承載力檢核部份，以 5 號樁受拉拔力作用安全係數最小。。

6.2.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 6.6 所示，相關評估步驟大致如前面章節之板樁耐震能力評估方式及步驟，唯一不同的是本案例之被動土壓力之計算，因海測之海床為斜坡，與前面章節之平坦海床所造成之被動土壓力會不同，本研究參考 Coulomb^[21]推導之被動土壓力公式得知，兩者差異在相同的被動破壞角的狀況下，主要影響被動土壓力大小的因素為被動破壞面之楔形土體之重量，且被動土壓力大小會隨楔形土體之重量增加而成等比例之增加，相反的，也會隨楔形土體

之重量減少而成等比例之減小，本案例正是減少的例子，故本研究依此原理估算本案例之被動土壓力，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

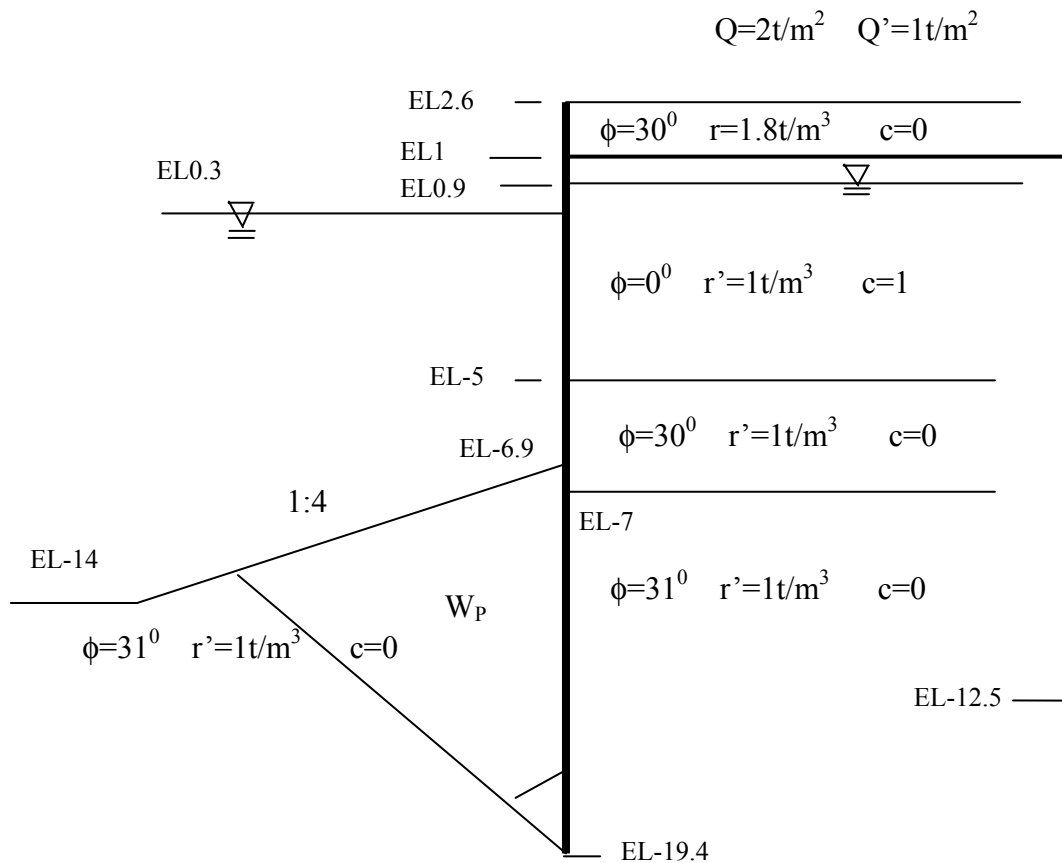


圖 6.6 護岸斷面及相關設計資料

1. 主鋼板樁檢核

$$\frac{M_p}{M_a} = 1.8 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2. 主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 23.5 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 37.6 \text{ t} < 100 \text{ t} \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大彎矩

$$M = 54.89 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 100000 = 69.12 \text{ t-m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

3. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 24.25 \text{ t-m} < 0.6 \times 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 40.5 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 10.06 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4. 錨碇距離檢核

$$D = 2 \times \cot(45.3^0) + 6 \times \cot(32.8^0) + 10.06/3 \times \cot(31.8^0) = 16.71 \text{ m} < 23 \text{ m} \quad \text{OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力考驗。

在不考慮土壤可能發生液化之情況下，本案例碼頭能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力檢核。

6.3 考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論^[3]，以 GIS 軟體模擬該港區的液化風險度，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，研判碼頭邊坡及護岸後線表層(高程 2.6~0.9 公尺)之土層已發生液化，如圖 6.7 所示，故本研究依此結果檢核碼頭之耐震能力。

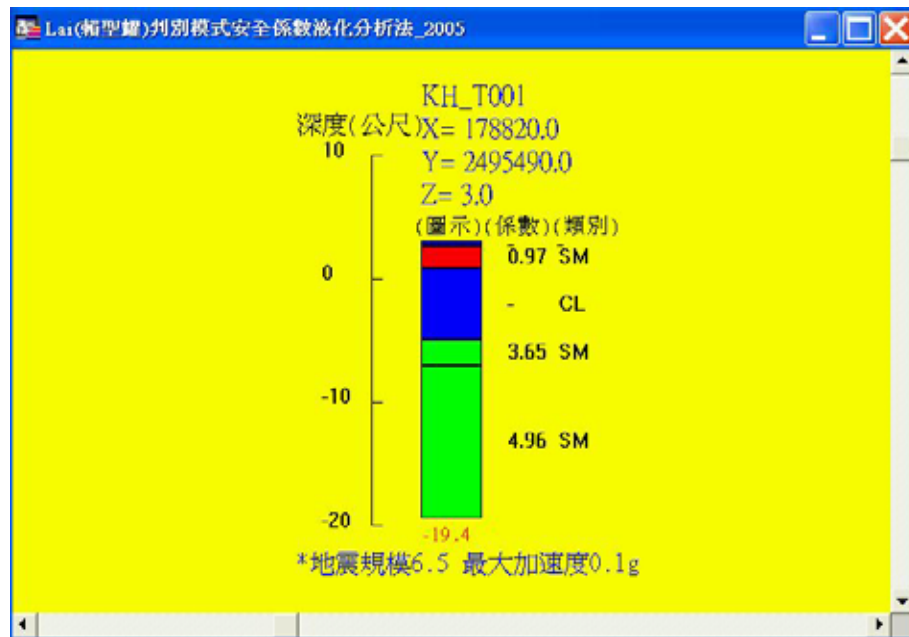


圖 6.7 土層液化深度柱狀圖

6.3.1 邊坡之穩定性評估

由於表土層已發生液化，故邊坡表層 1.7 公尺範圍內之土層已發生流動，故邊坡已發生破壞。邊坡滑動對樁造成之衝擊力將納入樁之耐震能力評估。

6.3.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例因表土 1.7 公尺範圍之土層發生液化，由圖 6.6 可得知海

側土層與碼頭後線土層性質相似，故依此推論，海側土層表土 1.7 公尺範圍之土層也發生液化，故相關假想地表面及假想固定點也依此向下延伸 1.7 公尺，如圖 6.8 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 6-2 所示，由圖 6.3 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-2 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

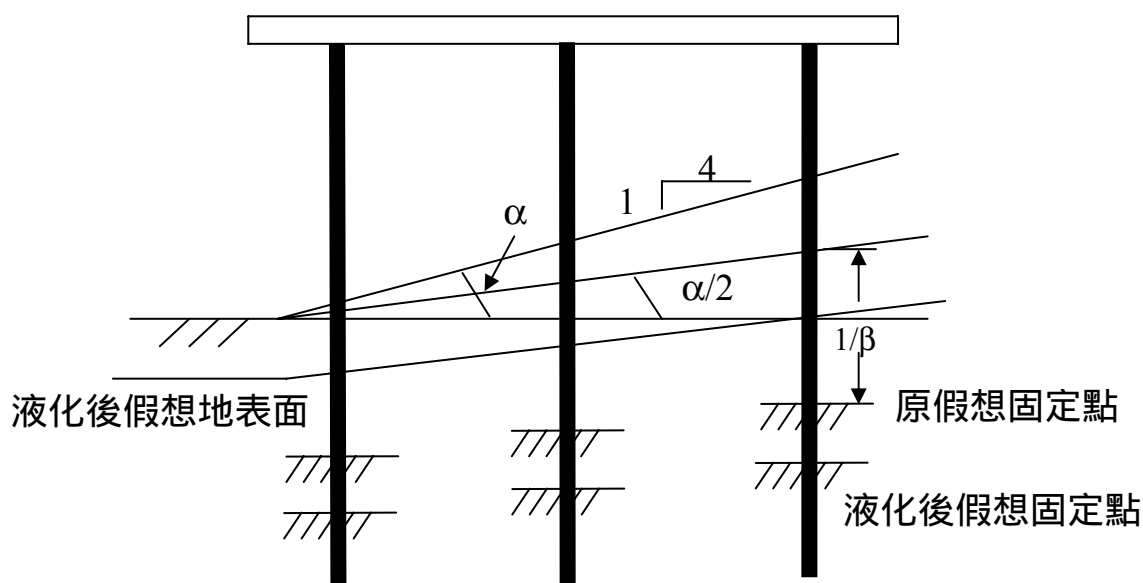


圖 6.8 液化後假想地表面示意圖

表 6-2 液化後各樁相關位置高程

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-15.48	-18.96	-25.94	21.56
2	-15.23	-18.72	-25.69	21.32
3	-14.54	-18.03	-25.00	20.63
4	-14.39	-17.88	-24.85	21.30
5	-13.35	-16.84	-23.81	20.22
6	-13.17	-16.65	-23.62	19.25
7	-12.48	-15.96	-22.94	18.56
8	-12.23	-15.72	-22.69	18.32

2.垂直力

上載荷重(W_L)、上部結構重(W_D)及裝卸機具重(W_C)與 6.2 節計算的相同，只有樁之自重(W_p)因液化導致自由樁長增加，故垂直力也相對增加，計算如下

$$A = \frac{\pi}{4}(D_{out}^2 - D_{in}^2) = 271.8 \text{ cm}^2 = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 21.56 + 21.32 + 20.63 + 21.30 + 20.22 + 19.25 + 18.56 + 18.32 \\ &= 161.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 161.2 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 275 \text{ t}$$

3.地震水平力

$$H = (W_L + W_D + W_C + W_p \times 0.5) \times 0.1 = 421 \text{ t}$$

4.斜樁水平力

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{421}{8} = 52.6 \text{ t}$$

5.斜樁之軸力

將 $V_{45}=0$ 噸及 $H_{45}=52.6$ 噸代入 6-5 式得

$$P_4 = \frac{52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 95.68 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{-52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -95.68 \text{ t (拉力)}$$

6.碼頭水平位移

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{95.68 \times 17.67}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = 2.96 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.296 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-95.68 \times 16.59}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = -2.78 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.278 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 1.04 \text{ cm}$ (向海側)

7. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(6-6)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(6-7)計算直樁之樁頭彎矩，計算如下

(1) 一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1808)^3} \times 1.04 = 0.55 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1808}{2 \times 0.00287 \times 1808} \times 0.55 \times 1808 = 595.8 \text{ t-cm} = 5.96 \text{ t-m}$$

(2) 二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1783)^3} \times 1.04 = 0.57 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1783}{2 \times 0.00287 \times 1783} \times 0.57 \times 1783 = 609.6 \text{ t-cm} = 6.1 \text{ t-m}$$

(3) 三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1714)^3} \times 1.04 = 0.63 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1714}{2 \times 0.00287 \times 1714} \times 0.63 \times 1714 = 651 \text{ t-cm} = 6.51 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1577)^3} \times 1.04 = 0.78 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1577}{2 \times 0.00287 \times 1577} \times 0.78 \times 1577 = 747.5 \text{ t-cm} = 7.48 \text{ t-m}$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1508)^3} \times 1.04 = 0.87 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1508}{2 \times 0.00287 \times 1508} \times 0.87 \times 1508 = 804 \text{ t-cm} = 8.04 \text{ t-m}$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1483)^3} \times 1.04 = 0.9 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1483}{2 \times 0.00287 \times 1483} \times 0.9 \times 1483 = 825.8 \text{ t-cm} = 8.26 \text{ t-m}$$

8.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(6-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 5.96 \text{ t-m} = 596000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

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

樁直徑 × $\sin\beta$

液化時之超額孔隙水壓力 (L_{p1} = 土壤之有效總應力)

$$L_{p1} = r' \cdot H \cdot L_1$$

其中

r' = 土壤有效單位重

H = 液化土層厚度

L_1 = 一號樁與二號樁之間距

計算得 $L_{p1} = 1 \times 1.7 \times 2 = 3.4 \text{ t/m}$

液化時之動流體壓力(L_{p2})

$$L_{p2} = k_h' \cdot (r' + r_w) \cdot H \cdot L_1$$

其中

k_h' = 水中水平震度

r_w = 海水單位重

計算得 $L_{p2} = 0.2 \times (1 + 1) \times 1.7 \times 2 = 1.36 \text{ t/m}$

側推力 $H = (3.4 + 1.36) \times 0.798 \times \sin 14^\circ = 0.92 \text{ t}$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 2.04 \text{ t-m}$$

其中 h 為作用力至樁假想固定點之距離

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，計算如下：

$$P_1 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1808 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 64.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1047 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1570 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{54930 + 220}{272} + \frac{596000 + 204000}{5276} \times \frac{1047}{1300} = 325 \text{ kg/cm}^2 < 1570 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

(2)二號樁之應力

$$M_2 = 6.1t - m = 610000 \text{ kg} - \text{cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= (1 \times 1.7 \times 5.596 + 0.2 \times (1+1) \times 1.7 \times 5.596) \times 0.798 \times \sin 14^\circ = 2.58 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 4.91 \text{ t-m}$$

$$P_2 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1783 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 64.1 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1053 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1580 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_2 = \frac{71880 + 625}{272} + \frac{610000 + 491000}{5276} \times \frac{1053}{1300} = 436 \text{ kg/cm}^2 < 1580 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

(3)三號樁之應力

$$M_3 = 6.51t - m = 651000kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta$$

$$= 2.58t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 6.91 t - m$$

$$P_3 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 t$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1714 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 61.63 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1072 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1608 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_3 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{651000 + 691000}{5276} \times \frac{1072}{1300} = 589 \text{ kg/cm}^2 < 1608 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

(4)四號樁之應力

$$P_4 = 95.68 \text{ t} = 95680 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \cos 60^\circ = 1.29 \text{ t}$$

$$\sigma_4 = \frac{95680 + 8000 + 1290}{272} = 386 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

(5)五號樁之應力

$$P_5 = -95.68 \text{ t} = -95680 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$S_p = -2.58 \times \cos 88^\circ = -0.09 \text{ t}$$

$$\sigma_5 = \frac{-95680 + 8000 - 90}{272} = -323 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 323 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

(6)六號樁之應力

$$M_6 = 7.48 \text{ t} - m = 748000 \text{ kg} - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta$$

$$= 2.58t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 10.44 \text{ t-m}$$

$$P_6 = \left(1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}\right) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1577 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 56.67 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1661 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_6 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{748000 + 1044000}{5276} \times \frac{1107}{1300} = 668 \text{ kg/cm}^2 < 1661 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 8.04t - m = 804000kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta$$

$$= 0.92t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.65 t - m$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 t$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 15.08 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 54.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1686 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_7 = \frac{71880 + 220}{272} + \frac{804000 + 365000}{5276} \times \frac{1124}{1300} = 457 \text{ kg/cm}^2 < 1686 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 8.26 \text{ t-m} = 826000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta$$

$$= 0.83 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.36 \text{ t-m}$$

$$P_8 = \left(1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}\right) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.83 \times \sin 14^\circ = 0.2 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 14.83 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 53.3 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1129 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1694 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_8 = \frac{54930 + 200}{272} + \frac{826000 + 336000}{5276} \times \frac{1129}{1300} = 394 \text{ kg/cm}^2 < 1694 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

9.各樁承載力檢核

(1)一號樁之承載力

$$P_1 = 54.93 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_1 = -15.48 - (-32.4) = 16.92$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_1 = 42.4$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 42.4 = 468.69 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{468.69}{54.93} = 8.53 > 2 \dots \text{OK}$$

(2)二號樁之承載力

$$P_2 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_2 = -15.23 - (-32.4) = 17.17$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_2 = 43.02$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 43.02 = 471.1 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{471.1}{71.88} = 6.6 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(3)三號樁之承載力

$$P_3 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -14.54 - (-32.4) = 17.86$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_3 = 44.7$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 44.7 = 478 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{478}{102.39} = 4.7 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4)四號樁之承載力

$$P_4 = 95.68 + 8 = 103.68 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - \left(\frac{2.6 + 14.39}{\cos 16^\circ} \right) = 21.33$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_4 = 53.44$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 53.44 = 512.63 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{512.63}{103.68} = 4.94 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5 = -95.68 + 8 = -87.68 \text{ t (拉力)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6 + 13.35}{\cos 16^\circ} \right) = 23.05 \text{ 公尺}$ 。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_5 = 57.75 \text{ 平方公尺}$ 。

$$Q_{\text{ut}} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 57.75}{5} = 229.84 \text{ t}$$

$$\frac{Q_{\text{ut}}}{P} = \frac{229.84}{87.68} = 2.62 > 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之承載力

$$P_6 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_6 = -13.17 - (-32.4) = 19.23 \text{ 公尺}$ 。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_6 = 48.19 \text{ 平方公尺}$ 。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 48.19 = 491.9 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{491.9}{102.39} = 4.8 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之承載力

$$P_7=71.88\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_7 = -12.48 - (-32.4) = 19.92$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_7 = 49.92$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49.92 = 498.62 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{498.62}{71.88} = 6.9 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之承載力

$$P_8=54.93\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_8 = -12.23 - (-32.4) = 20.17$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_8 = 50.5$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 50.5 = 501.07 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{501.07}{54.93} = 9.1 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承載力檢核結果，在表層土層發生液化狀況下，結構能滿足水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力要求，且

相關項目檢核結果均小於基準要求之容許值甚多，顯示本結構之耐震能力遠超過水平震度 $K_h=0.1$ 。另外，在樁應力檢核部份，以 6 號樁應力最大，承載力檢核部份，以 5 號樁受拉拔力作用安全係數最小。

6.3.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 6.6 所示，依分析結果表土層(高程+2.6~+0.9 公尺)已發生液化，相關評估步驟大致如前面章節之板樁耐震能力評估方式及步驟，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

1.主鋼板樁檢核

$$\frac{M_p}{M_a} = 1.8 > 1.2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 26.8 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 42.9 \text{ t} < 100 \text{ t} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大彎矩

$$M = 54.07 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 100000 = 69.12 \text{ t-m} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 30.6 \text{ t-m} < 0.6 \times 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 40.5 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.14 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.錨碇距離檢核

$$D=2\times\cot(45.3^{\circ})+6\times\cot(32.8^{\circ})+11.14/3\times\cot(31.8^{\circ})=17.28\text{m}<23\text{m} \quad \text{OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力考驗。

本案例考慮土壤液化的情況下，因邊坡表層發生土壤液化，導致邊坡產生滑動，進而沖擊到基樁，增加額外之應力，但因本結構之耐震能力遠超過水平震度 $K_h=0.1$ ，故結構相關構件之檢核結果均在基準容許值範圍內，也就是說結構安全無虞。

6.4 小結

因本案例碼頭結構物耐震能力很高，故以水平震度 $K_h=0.1$ 來探討結構物之穩定性，不論有否考慮土壤發生液化與否，均能通過基準的安全檢核。

依本案例分析結果，地震力作用下棧橋式碼頭之邊坡可能因土層發生液化而發生滑動破壞，進而沖擊基樁造成基樁應力增加，故在設計棧橋式碼頭或評估現有棧橋式碼頭之耐震能力時，邊坡土層是否會液化，應納入考量。

在護岸部份，因本案例護岸之設計安全係數較高，且本案例之液化土層厚度不大，故產生之側推力不大，故不影響護岸之穩定性；然而由過去之探討得知，重力式碼頭及板樁式碼頭之耐震穩定性受背填土壤是否發生液化影響很大，而一般棧橋式碼頭之護岸大部份為重力式或板樁式（本案例為板樁式），故背填土壤是否會液化，在設計及評估既有碼頭時應納入考量。

第七章 結構分析軟體應用於碼頭之耐震能力評估

本章將針對時下常見之結構分析軟體做一簡單介紹與比較，最後選擇其中一種軟體，對直樁棧橋式碼頭及斜樁棧橋式碼頭做耐震能力評估，並與依基準分析之結果做簡單之探討。

7.1 結構分析軟體介紹

目前時下常用之商用結構分析軟體包括 SAP2000、ETABS、PLAXIS 及 FLAC，茲簡單介紹說明如下：

1. SAP2000 與 ETABS

SAP2000 與 ETABS 是由美國 CSI (Computers & Structures, Inc) 公司研發的商業化結構分析軟體，具有圖形化全視窗介面，可進行靜力分析、模態分析、非線性歷時分析與反應譜分析，並可針對分析完成之結構模型進行鋼結構或 RC 結構之設計與規範檢核。

其中，ETABS 是屬於「建築專用」的結構分析軟體，在建立分析模型時，由於傳統 RC 建築的樓板水平方向勁度遠高於柱、牆等立面構件，因此，在 ETABS 中均將這樣的樓房視為剪力屋架，亦即將樓板視作剛性構件，水平變形時，此剛性樓板能帶動柱構件平移與旋轉，所以實際建立有限元素模型時，每一層樓的自由度僅包括兩方向的水平平移和旋轉，如此的簡化，在電腦運算速度不是很高的年代，大大提升計算速度，而實際上，即使真的將樓板視為可變形的構件，也不會相差太多，所以時至今日，ETABS 仍被廣泛應用於建築結構之設計與分析。

而 SAP2000 是屬於「通用」的結構分析軟體，適用範圍更廣，適用於模型比較複雜的結構，如橋樑，體育場，大壩，海洋平臺，

工業建築，發電站，輸電塔，網架等結構形式，當然高樓層的民用建築也能很方便的用 SAP 建模，分析和設計。

所以大體來說，ETABS 透過簡化分析，及內建很多之建築元件（樑柱版），讓使用者在設計評估建築結構時可以很方便的建立分析模式，及迅速的分析結果，但通用性可能不及 SAP2000。而 SAP2000 重點在於可以自由建模，你想分析什麼結構只要 model 建出來即可分析，故其可通用於絕大部份結構物之設計與評估工作。

2. PLAXIS

PLAXIS 係一有限元素分析程式，最早發展於 1987 年，由荷蘭 Delft 大學首先開始進行研發，其間不斷發展並於 1993 年成立名為 PLAXIS BV 公司，並由荷蘭 Delft 大學與德國 Stuguart 等國際學術單位在理論與技術上支持，已歷經數次修改與校正使程式功能更為強大，操作亦更為方便。

程式運算採用連體基本方程式（即靜力平衡方程式、諧和方程式，在經有限元素離散化處理及彈-塑性增量式推導）得任一時間點所有節點位移及積分點應力之增量值及最終值，用以解決大地工程複雜之土壤-結構互制問題。演算過程中可將壓密、滲流、變形及穩定等問題同時進行分析，尤其在分析過程中所伴隨之結構應力計算，如連續壁、隧道襯砌及支撐桿件等各項內力，皆可連同土壤行為最終反應一併處理輸出。

其架構係利用使用者圖形介面之多層視窗、下拉式選單、對話框和工具列，依序輸入分析模型之幾何形狀、說明文字及數值；此外，在新版 8.0 中增加增量 Lagrangian 分析，可於計算中不斷更新有限元素網格，使傳統小應變分析繪製出非常明顯的幾何變化。雖然其具有二維動力模式，能計算工址與相鄰結構之互制、超額孔隙水壓等物理問題，但過於複雜之物理過程及程式本身侷限，土壤液化問題之分析並無法處理。

3. FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 程式為美國 Itasca Consulting Group Inc. 所發展。係以有限差分程式模擬土壤、岩石彈塑性或其他構造物因降伏限度後形成塑性流動材料構成之力學行為，運算過程利用『時階的型態』求解每一個節點的運動方程式，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程（時階並非代表時間，而是程式反覆運算的次數）。

其架構係程式分析過程需由設定模式、建立網格、材料參數及組合率、邊界條件及初始條件、界面元素、地下水位面及地震力等相關設定完成程式運算。此外，分析過程若遭受之應力場較大而產生大變形之可能時，則可利用大應變模式模擬材料變形行為，若配合動態分析則可模擬土壤液化與周遭結構物之互制行為。

經由上述之簡單介紹可以瞭解，SAP2000 與 ETABS 較偏向結構設計分析的軟體，而 PLAXIS 與 FLAC 則比較適用於大地工程之設計分析軟體。因此，依碼頭結構物之類型及特性判斷，棧橋式碼頭之耐震能力分析可能較適合以 SAP2000 軟體來分析，而沉箱式碼頭及板樁式碼頭之耐震能力分析可能較適合以 PLAXIS 或 FLAC 來分析。

7.2 直樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以直樁棧橋式碼頭為例，依據基準之相關規定檢核該碼頭之埋入深度、變位量、樁之應力及支承力，並與結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較探討。

1. 直樁棧橋式碼頭基本資料

本研究參考蘇棋福先生編著之「港灣設計準則及實例」^[22]中之直樁棧橋式碼頭設計範例做說明。該範例之基本設計條件如下：

(1) 棧橋基本斷面

棧橋之基本斷面如圖 7.1 所示，又一單位區域之大小及樁之配置如圖 7.2 所示，上部結構之一單位區域大小為長 12 公尺，寬 4.8 公尺，與現有碼頭之間設置簡支版 1.2 公尺之連接版，樁之配置與間隔在棧橋法線方向為 4 公尺，垂直法線方向為 3 公尺。

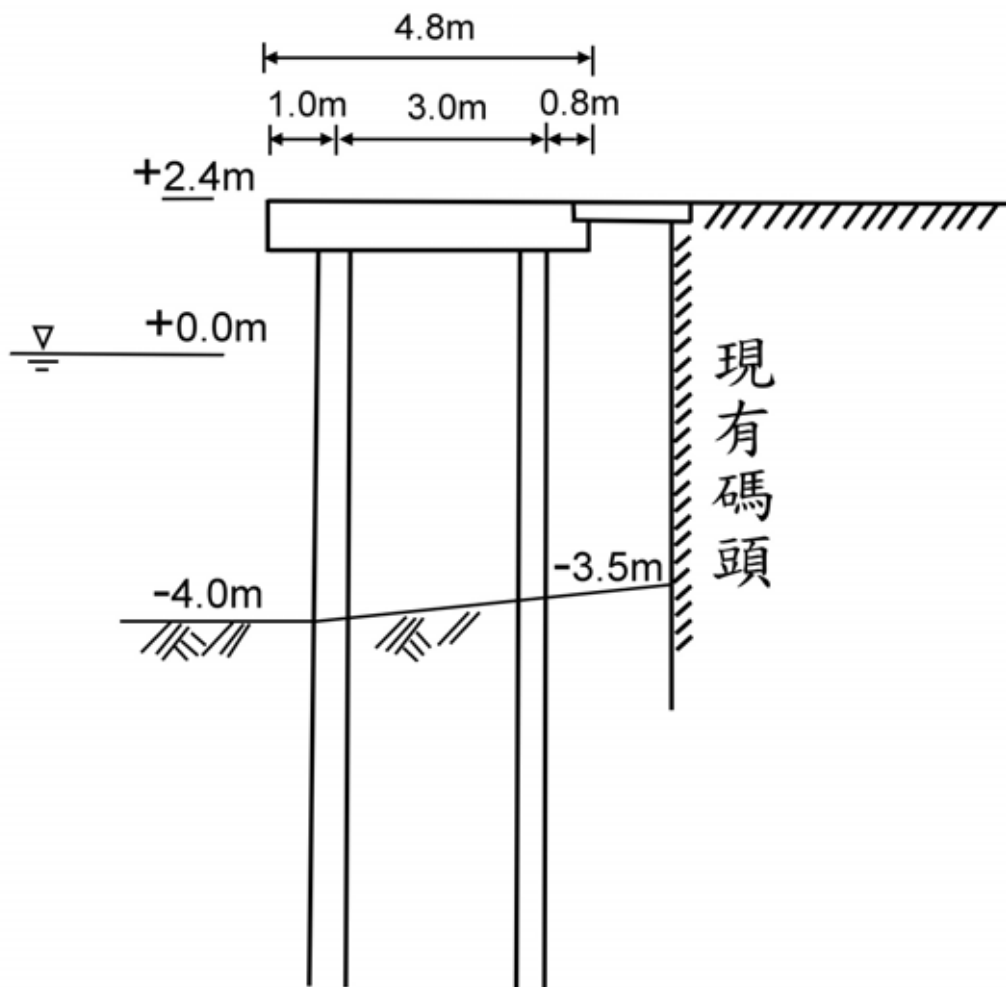


圖 7.1 直樁棧橋式碼頭斷面圖

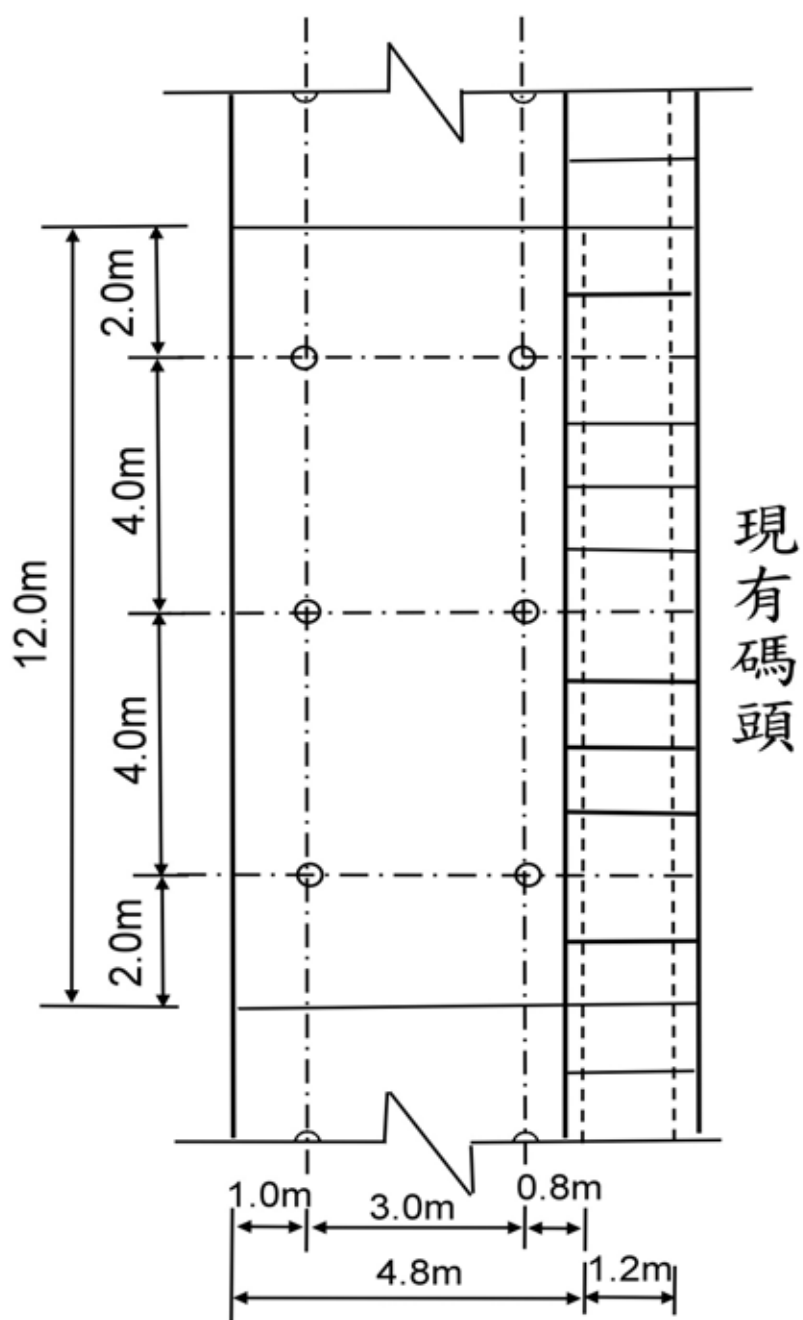


圖 7.2 上部結構及樁之配置示意圖

(2) 設計條件

上載荷重；平時 1.0 t/m^2 ，地震時 0.5 t/m^2

設計震度； $K_h = 0.1$ $K_v = 0$

基礎地基之土質條件

黏性土地盤，表層附近之 N 值; 4.0 左右

黏著力; $C = 5 + 0.125Z$ t/m² (Z: 由-3.5m 以下深度)

材料條件

鋼: 7.85 t/m²

鋼筋混凝土: 2.45 t/m³

海水: 1.03 t/m³

容許應力強度

鋼管: 軸方向拉張應力強度 $\sigma_{sa}^t = 1,400$ kg/cm²

軸方向壓縮應力強度 $\sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2$; $0 < \frac{\ell}{\gamma} \leq 110$

$= 7,200,000 / \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2$; $\frac{\ell}{\gamma} > 110$

彎曲應力強度 $\sigma_{sa}^b = 1,300$ kg/cm²

(3) 樁斷面

使用鋼管樁(STK41)其斷面如下

外徑 $D = 558.8$ mm

厚度 $t = 16$ mm

重量 $W = 0.214$ t/m

鋼管腐蝕後之斷面尺寸

鋼管腐蝕速度以 0.1mm/年(單面)，同時鋼管內部當做不腐蝕，腐蝕量之計算年數為 30 年，故腐蝕後之斷面尺寸如下：

腐蝕厚； $t_1 = 0.1 \times 30 = 3.0 \text{ mm}$

外 徑； $D = 558.8 - 3.0 \times 2 = 552.8 \text{ mm}$

厚 度； $t = 16 - 3 = 13 \text{ mm}$

內 徑； $D' = 552.8 - 13 \times 2 = 526.8 \text{ mm}$

純斷面積； $A = \frac{\pi}{4}(D^2 - D'^2) = 220.5 \text{ cm}^2$

斷面慣性矩； $I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{D'}{2} \right)^4 \right] = 80,344 \text{ cm}^4$

斷面係數； $Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 2,907 \text{ cm}^3$

回轉半徑； $\gamma = \sqrt{\frac{I}{A}} = 19.1 \text{ cm}$

周 長； $U = \pi D = 173.7 \text{ cm}$

2.耐震能力評估

本範例棧橋主體結構部份，由於海床斜面坡度很小故不必檢討坡面穩定度。

(1)假想地表面

打入斜面之直樁其假想地表面係將斜面坡度均分為二等分做為其假想地表面，由於本範例斜面坡度很小，故前後樁之地表面採用-4 公尺為地表面來進行評估。

(2)樁之假想固定點

因海底附近 N 值為 4，故橫向地基反力係數

$$k_h = 0.15N = 0.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.6 \times 55.28}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8.034 \times 10^4}} = 0.2648 \times 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

因此假想固定點依基準規定由假想地表面起算至 $1/\beta = 378$ 公分，故樁之假想固定點高程為 $-4 - 3.78 = -7.78$ 公尺，如圖 7.3 所示。樁的自由長(ℓ)為假想固定點至上部結構扣除板厚及梁高，假定板厚及梁高之合計為 0.8 公尺，則樁的自由長(ℓ)= $2.4 - 0.8 + 4 + 3.78 = 9.38$ 公尺。

(3) 樁之最小埋入深度

依基準最小埋入深度需達假想地表面以下 $3/\beta = 11.34$ 公尺，故最小埋入深度高程需達 $-4 - 11.34 = -15.34$ 公尺。由圖 7-3 知樁之埋入深度達高程 -25 公尺，故埋入深度足夠。

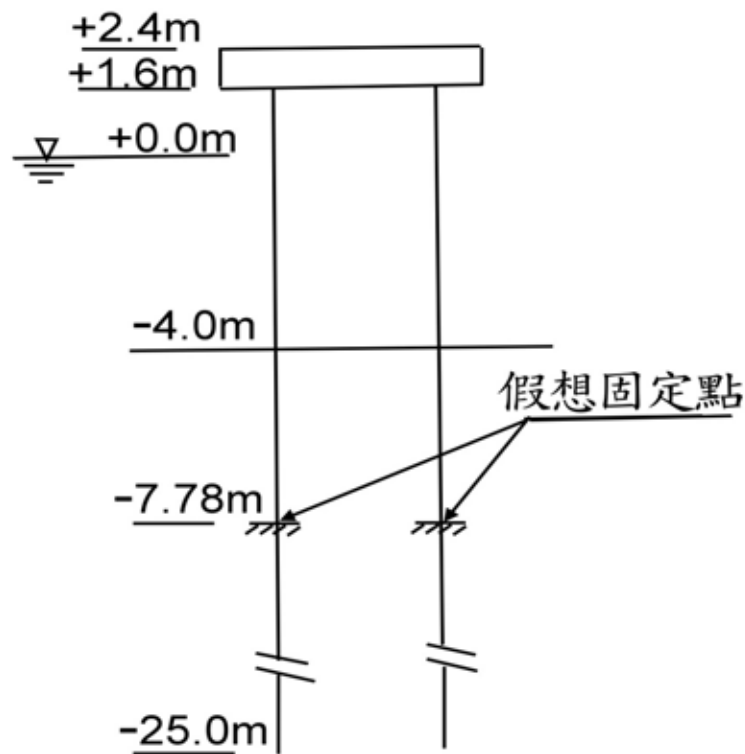


圖 7.3 樁假想固定點示意圖

(4) 垂直力計算

上部結構之單位面積靜荷重依設計條件為 1.5t/m^2

樁之靜荷重

$$W_p = (25+1.6) \times 0.02205 \times 7.85 = 4.6 \text{ t/根}$$

地震力計算所用之樁重量，採用至假想固定點重量

$$W_p' = (1.6+7.78) \times 0.02205 \times 7.85 = 1.62 \text{ t/根}$$

上載荷重：平時 1 t/m^2 ，地震時 0.5 t/m^2

作用於每根樁之垂直力，依各樁承擔各樁間中心線區分之上部結構面積的荷重，如圖 7.4 所示。

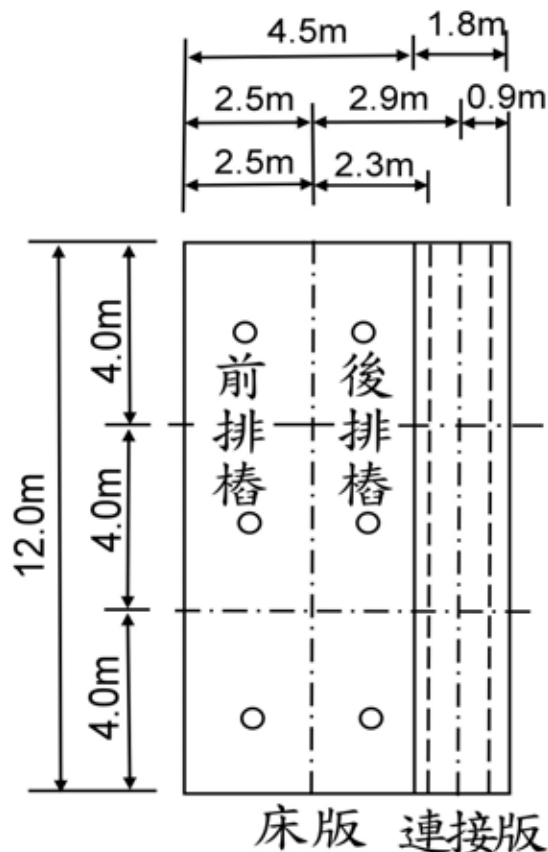


圖 7.4 各樁荷重分配區域示意圖

前排樁

$$\text{地震時：} W_f = 2.5 \times 4 \times (1.5 + 0.5) + 4.6 = 24.6 \text{ t/根}$$

後排樁

$$\begin{aligned} \text{地震時：} W_b &= 2.3 \times 4 \times 1.5 + 2.9 \times 4 \times 0.5 + 0.9 \times 4 \times 0.735 + 4.6 \\ &= 26.85 \text{ t/根} \end{aligned}$$

垂直力以後排樁最大，故後續應力檢核將檢核後排樁應力。

(5) 地震水平力計算

樁自重產生之地震水平力作用於構架腳高之 $1/2$ ，因此換算為作用於樁頭每一構架作用之地震水平力

$$\begin{aligned} H &= (4 \times 4.8 \times 1.5 + 4 \times 5.4 \times 0.5 + 4 \times 0.9 \times 0.735 + 1.62 \times 2 \times 1/2) \times 0.1 \\ &= 4.39 \text{ t} \end{aligned}$$

(6) 地震力產生之樁頭彎矩及軸力計算

地震力產生之樁頭彎矩及軸力如圖 7.5 所示，每根樁之水平力

$$H_i = \frac{4.39}{2} = 2.2 \text{ t}$$

樁頭彎矩

$$M = \frac{1}{2} \times 9.38 \times 2.2 = 10.32 \text{ t-m}$$

軸力

$$P = \frac{10.32 \times 2}{3} = 6.88 \text{ t}$$

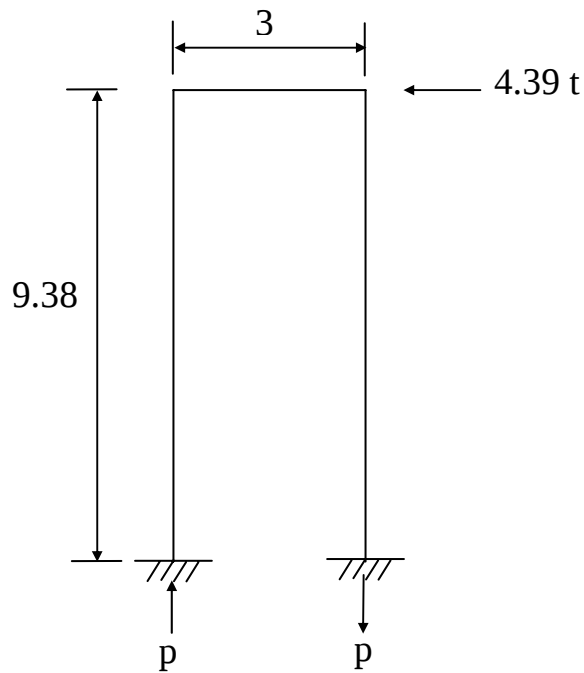


圖 7.5 地震力產生之樁頭彎矩及軸力示意圖

(7) 樁之變位計算

$$\Delta = \frac{H}{K} = \frac{2.2}{\frac{12 \times 2.1 \times 10^7 \times 8.03 \times 10^{-4}}{9.38^3}} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

(8) 樁之斷面應力檢核

a. 容許應力

軸向壓縮應力強度

樁之突出長 $\ell = 4 + 1.6 = 5.6 \text{ m}$

$$\frac{\ell}{\gamma} = \frac{560}{19.1} = 29.3 < 110$$

$$\text{所以 } \sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2 = 1,300 - 0.06 \times (29.3)^2 = 1,248 \text{ kg/cm}^2$$

彎曲應力強度

$$\sigma_{sa}^b = 1,300 \text{ kg}$$

b. 樁之應力

$$\text{彎矩 } M = 10.32 \text{ t-m}$$

$$\text{軸力 } P = 26.85 + 6.88 = 33.73 \text{ t}$$

彎矩與軸力同時作用時之應力為

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{sa}^c}{\sigma_{sa}^b} = \frac{33,730}{220.5} + \frac{1,032,000}{2,907} \times \frac{1,248}{1,300} = 493.78 \text{ kg/cm}^2 < 1,248 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

(9) 樁之支承力檢核

$$R_u = 8C_p A_p + \bar{C}_a A_s$$

$$\text{其中 } C_p(\text{樁前端之粘著力}) = 5 + 0.125 \times (25 - 3.5) = 7.69 \text{ t/m}^2;$$

$$A_p(\text{樁前端之面積}) = \frac{3.14 \times 0.5528^2}{4} = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\bar{C}_a (\text{作用於樁周邊平均握裹力}) = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$A_s(\text{樁之周邊面積}) = (25 - 4) \times 3.14 \times 0.5528 = 36.5 \text{ m}^2$$

$$R_u = 8 \times 7.69 \times 0.24 + 3.5 \times 36.5 = 142.5 \text{ t}$$

$$\text{安全係數 } F.S. = \frac{R_u}{P} = \frac{142.5}{33.73} = 4.2 > 2 \text{ O.K.}$$

3. 結構軟體分析

(1) 模型建構

依據本範例之斷面、設計條件及相關基本資料建構本案例之分析模型如圖 7.6 所示。其中，樁入土部份，本研究以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制行為，每一節點均設定三向的土壤彈簧，水平向彈簧及垂直向彈簧，其中水平向包括 x(Hsx)及 y(Hsy)向，

垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(V_s)及樁底彈簧(V_p)，相關彈簧係數值計算如下。

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15ND$$

$$= 0.15 \times 4 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.5528 = 331.68 \text{ t/m}$$

$$V_s = \overline{C_a} \pi D = 3.5 \times 3.14 \times 0.5528 = 6.07 \text{ t/m}$$

$$V_p = 8 C_p A_p = 14.76 \text{ t}$$

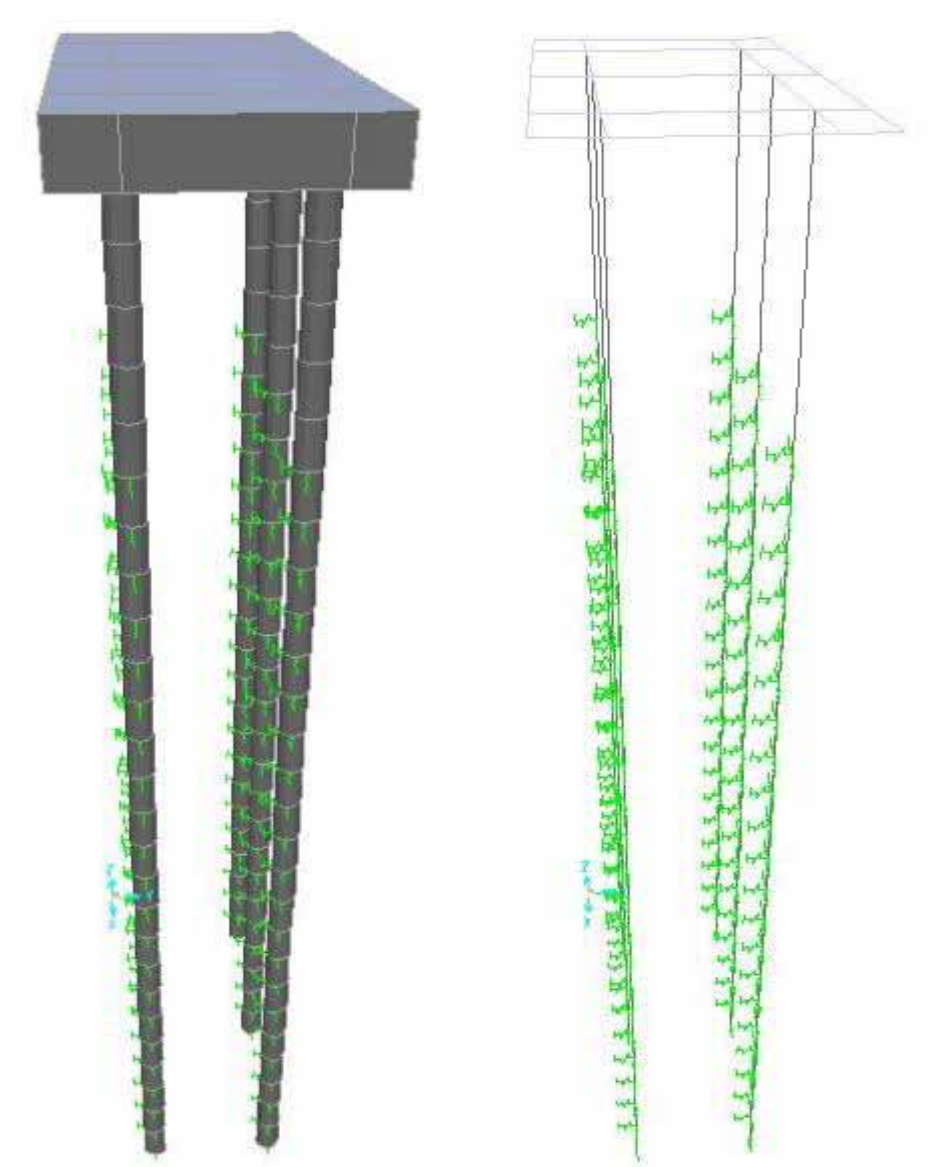


圖 7.6 直樁棧橋式碼頭模型及土壤彈簧示意圖

(2)分析結果

以水平震度 $k_h=0.1$ 輸入外力後，分析結果之棧橋碼頭變位如圖 7.7 所示。由圖 7.7 可知，最大變位發生在上部結構碼頭面，變位為 0.96 公分，較依據基準計算之變位量(0.9 公分)大，顯示模型之結構勁度較基準柔。基準與軟體相關分析結果比較，如表 7-1 所示。

表 7-1 直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

	最大變位(cm)	最大軸力(t)	樁頭彎矩(t-m)
基準計算	0.9	33.73	10.32
軟體分析	0.96	29.06	9.52

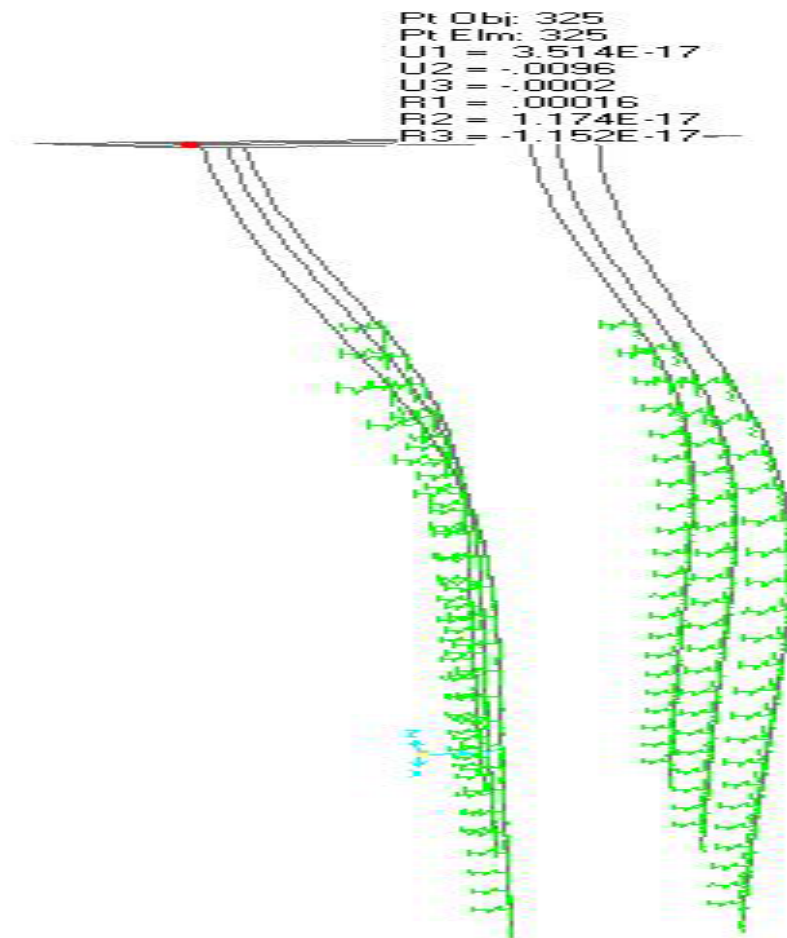


圖 7.7 直樁棧橋式碼頭變位示意圖

比較基準假設之樁固定點(模型之樁第一個變位趨近於零處)及最小埋入深度位置(模型之樁應力趨近於零處)，如表 7-2 所示。

表 7-2 直樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較

	樁固定點高程	樁最小埋入深度
基準計算	-7.78m	-15.33m
軟體分析	-9m	-14.8m

由表 7-2 之樁固定點高程位置可知，基準之自由樁長較短，故其勁度較軟體分析之模型大，導致其計算之變位較小；軸力部份，因基準計算軸力部份涵蓋至固定點以上的樁自重，而軟體分析時，部份軸力會被固定點以上之樁與土壤之摩擦力抵消(此與實際情況較接近)，故軟體分析之軸力會較小。最小埋入深度部份，基準要求深度較軟體分析之深度較深，顯示基準較為保守。

7.3 斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以前章針對既有斜樁棧橋式碼頭，依據基準之相關規定檢核碼頭之埋入深度、變位量、樁之應力及支承力等相關檢核結果，與結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較與探討。

依據前章之斜樁棧橋式碼頭之斷面、設計條件及相關基本資料建構本案例之分析模型如圖 7.8 所示。其中，樁入土部份，本研究以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制行為，每一節點均設定三向的土壤彈簧，水平向彈簧及垂直向彈簧，如圖 7.9 所示，其中水平向包括 $x(H_{sx})$ 及 $y(H_{sy})$ 向，垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(V_s)及樁底彈簧(V_p)，相關彈簧係數值計算如下。

直樁水平向彈簧(N 為 10， D 為 0.798m)

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15ND$$

$$= 0.15 \times 10 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.798 = 1197 \text{ t/m}$$

斜樁水平向彈簧(N 為 10 , D 為 0.798m)

$$H_{sx} = 0.15ND = 1197 \text{ t/m}$$

$$H_{sy} = 0.15ND/\cos 16^\circ = 1245 \text{ t/m}$$

直樁垂直向彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2N\pi D = 0.2 \times 20 \times 3.14 \times 0.798 = 10 \text{ t/m}$$

斜樁垂直向彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2N\pi D = 0.2 \times 20 \times 3.14 \times 0.798 = 10 \text{ t/m}$$

樁底彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_p = 30N\pi D^2/4 = 300 \text{ t}$$

2. 分析結果

以水平震度 $k_h=0.1$ 輸入外力後，分析結果之棧橋碼頭變位如圖 7.10 所示。由圖 7.10 可知，最大變位發生在上部結構碼頭面，變位(u_2)為 1.08 公分，較依據基準計算之變位量(0.92 公分)大。基準與軟體相關分析結果比較，如表 7-3 所示，由表可知無論變位與應力，軟體分析之結果均較大於基準分析之結果。

比較基準假設之樁固定點(模型之樁第一個變位趨近於零處)及最小埋入深度位置(模型之樁應力趨近於零處)，如表 7-4 所示，由表中顯示，埋入深度基準之要求深度較深。

表 7-3 斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

	最大變位	最大樁頭彎矩(8 號樁)	最大水平抗力(8 號樁)
基準計算	0.92 cm	8.81 t-m	1.06 t
軟體分析	1.08 cm	9.67 t-m	1.13 t

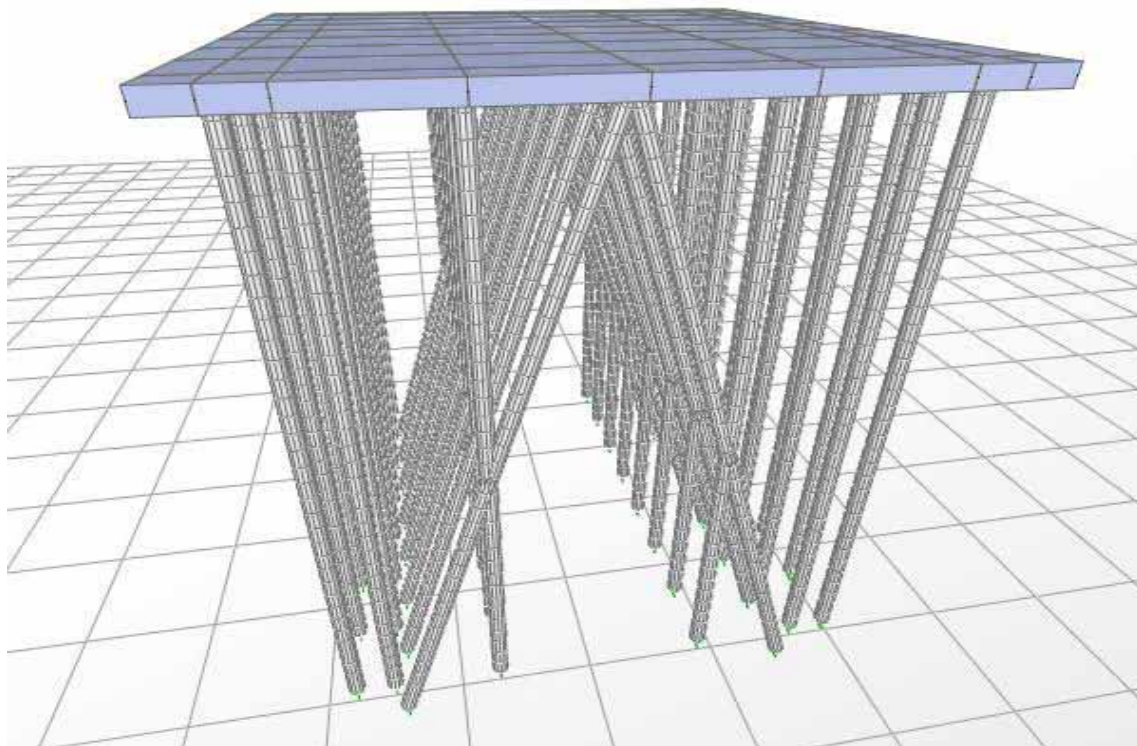


圖 7.8 斜樁棧橋式碼頭模型示意圖

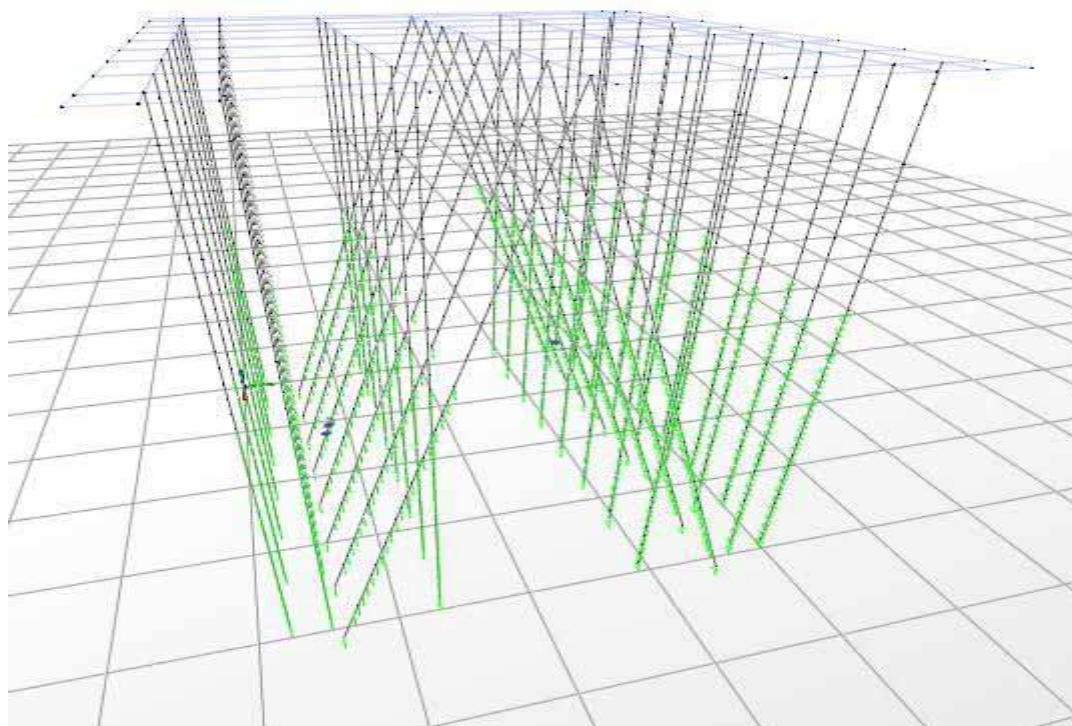


圖 7.9 斜樁棧橋式碼頭土壤彈簧模擬示意圖

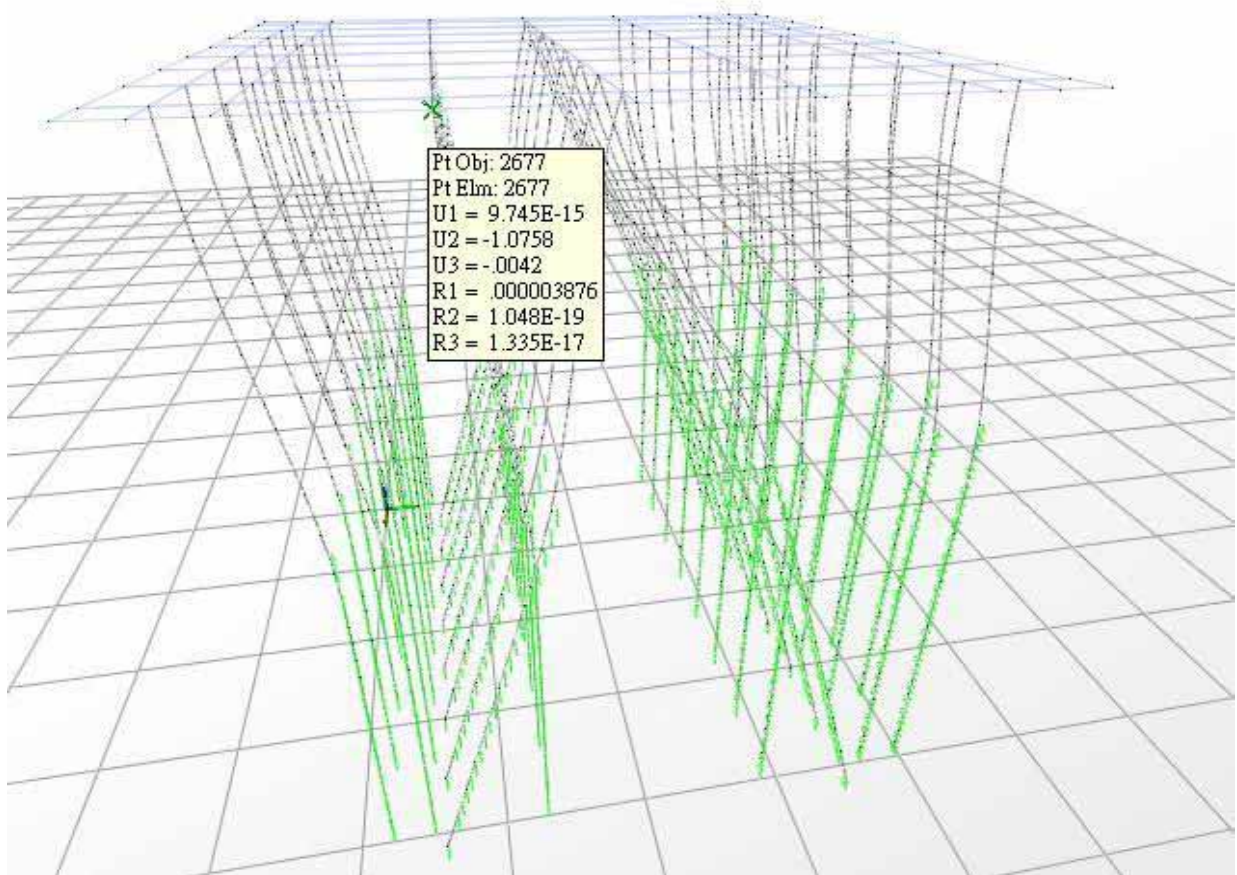


圖 7.10 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖

表 7-4 斜樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較

單位：公尺

樁號	1	2	3	6	7	8
基準固定點高程	-17.3	-17.0	-16.3	-14.9	-14.3	-14.0
軟體固定點高程	-17.4	-17.4	-16.4	-14.4	-13.4	-13.4
基準埋入深度高程	-24.2	-24.0	-23.3	-21.9	-21.2	-21.0
軟體埋入深度高程	-23.1	-23.1	-22.2	-21.2	-20.3	-20.3

7.4 小結

經上述之直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估結果，兩案例均能滿足原設計之耐震能力($k_h=0.1$)要求，且相關應力檢核值均較容許安全值小很多，顯示碼頭耐震能力超出原設計之耐震能力很多。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大，如此結果應屬合理。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之樁埋入深度比較結果顯示，基準要求之樁埋入深度較結構軟體分析出之樁所需埋入深度要深，表示基準要求偏安全，符合設計上的要求。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之相關分析結果(包括變位、應力)雖不儘相同，但其值差異概估約在 1 成左右，此結果應該與兩者分析的基本假設不同所致，但整體分析結果應可接受。

第八章 老舊碼頭耐震能力評估問題探討

本研究在從事既有碼頭耐震能力評估過程中，發現欲對港區內之老舊碼頭做全面性的耐震能力評估時，存在著許多分析資料不全等問題，導致無法對部份既有碼頭做客觀的耐震能力評估。茲就主要因素說明如下：

1.基本資料不完整

由於各國國際港之既有老舊碼頭大都建築在二、三十年前，甚至是在日本統治時期所建造，相關的設計基本條件（如荷載、外力、土壤參數、材料性質及引用的基準等）已無法獲得，這對欲從事碼頭之穩定性及耐震能力評估工作確實影響很大；本研究為克服上述的問題，在評估過程只好作一些假設，如外力、荷載等依現行交通部頒的基準規定來分析，土壤參數部份，若碼頭後線有新的鑽探資料則引用，若無則只能引用附近的既有鑽探資料來評估。另外，在結構材料性質的取得也是個大問題，因部份鋼板樁的型式已停產，所以欲獲知其斷面及強度相關資訊需花費許多時間蒐集，且各個鋼板樁因製造的公司不同，其斷面及強度也或多或少有不同，造成本研究在查詢相關板樁斷面及強度的基本資料時也花了不少功夫。

2.土壤參數的代表性

就整個港區而言，部份碼頭因建造時間久遠或相關資料保存不完整，導致許多碼頭之後線無鑽探資料可供分析時參考引用，故分析時往往只好參考附近的鑽探資料，該鑽探資料是否能代表該碼頭後線的背填土壤之工程性質值得商榷。另外，即便碼頭後線有鑽探資料可供分析，但在數孔的鑽探資料中，因每孔資料不論是土層分佈、相關土壤性質參數或多或少均有出入，有些甚至差異很大，如何去妥適判斷土層分佈與各土層之相關參數，也會嚴重影響該碼頭之耐震評估結果。

3.構材老化與腐蝕

老舊碼頭因建造年代久遠，相關構材是否有老化的問題需全面的評估，另外，相關構材之斷面是否受海水的腐蝕作用而導致斷面變小也應一併評估，唯有將材料的老化及斷面的變化因素納入整個結構系統之耐震能力評估內，才能真正反應該碼頭之現況耐震能力，若忽略此因素，則耐震能力評估的結果可能有高估的情形。本研究所探討的案例均未考慮到構材老化與腐蝕問題，故耐震能力評估結果可能過於樂觀。

4.相關尺寸問題

部份碼頭往往會因某些因素（如施工方便、施工精度、變更設計等）導致完工後的結構斷面尺寸（長度、寬度、背填土層坡度等）與當初設計的結構斷面有些差異，若相關單位未將原始設計資料更新，則會嚴重影響耐震能力評估的結果。

5.其它因素

碼頭的使用情形往往因不同的業者而有不同，導致碼頭之活載重會與當初的設計或本研究分析的基本假設有出入，這都會影響該碼頭之耐震能力，另外，碼頭也可能因使用的不當，如遭受船舶或外力的撞擊、岸肩不當的堆置貨品等因素，均會影響該碼頭之耐震能力。

雖然影響既有碼頭耐震能力評估的因素很多，但依本研究案例分析的經驗顯示，碼頭背填土壤參數的決定影響最深遠，因為所有碼頭結構物的穩定與後線之背填土壤穩定與否有極大的關連，故如何精確的引用或研判土壤相關參數，嚴重影響耐震能力評估的成敗。

第九章 結論與建議

9.1 研究目的與問題

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可能會發生土壤液化的現象，而過去所設計的碼頭結構物均未考慮到背填土壤發生液化的狀況，故既有碼頭結構物之耐震能力是否符合當初設計的耐震能力要求是本研究探討的重點。

本研究主要目的為探討土壤液化對碼頭構造物耐震穩定性之影響，期望藉由本研究的案例分析與說明，能讓港務局之相關從業人員了解土壤液化對碼頭結構物之受力機制與穩定性之影響，進而也能依本研究的方法與步驟著手評估既有碼頭之耐震能力。

9.2 結論

依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，背填土層是否會液化，應加以考量。

依本研究分析結果，地震力作用下棧橋式碼頭之邊坡可能因土層發生液化而發生滑動破壞，故在設計棧橋式碼頭或評估現有棧橋式碼頭之耐震性時，邊坡土層是否會液化，應加以考量。

在棧橋式碼頭護岸部份，因護岸大部份為重力式或板樁式，而由過去之探討得知，重力式碼頭及板樁式碼頭之耐震穩定性受背填土壤是否發生液化影響很大，故在設計或評估現有棧橋式碼頭時，護岸背填土層是否會液化，應加以考量。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依

基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之樁埋入深度比較結果顯示，基準要求之樁埋入深度較結構軟體分析出之樁所需埋入深度要深，表示基準要求偏安全，符合設計上的要求。

9.3 建議

本研究曾嘗試就某國際港之錨碇鋼板樁碼頭作全面性的耐震能力評估，以供該港未來做為地震風險評估之參考，但礙於相關基本分析資料之不齊全，導致無法作全面性的耐震能力評估。未來若能蒐集到相關的分析資料，屆時就可以著手整個港區之所有碼頭構造物做耐震能力評估，並將評估的結果建成資料庫，提供未來港區建立地震災損速報系統之重要參考資料。

各國際港之現況碼頭大都建築在一、二十年前，更老舊的建築在三、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。

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. 賴聖耀等, "港灣地區大地監測調查與液化防治之研究(3/3)", 交通部運輸研究所, 民國 94 年。
4. 交通部運輸研究所, "港灣工程專有名詞", 民國 85 年 10 月。
5. 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。
6. Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
7. 港灣技術研究所, "港灣及海岸結構物設計基準", 港灣研究所專刊 123 號, 1997。
8. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
9. Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.
10. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
11. Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc. 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735, 1990.

12. 陳正興、黃國祥，「集集地震台中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1 3-18，2000。
13. 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。
14. 交通部，「公路橋樑耐震設計規範」，民國 84 年。
15. International Navigation Association, PIANC(原名), 2001, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
16. 日本港灣協會，「港灣の施設の技術上の基準同解説」，1999, 4
17. 交通部，「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究」，民國 94 年 12 月。
18. Newmark, N. M. 1965, Effects of earthquakes on dams and embankments, 5th Rankine lecture, *Geotechnique* 15(2):139-160.
19. 長榮海運股份有限公司，"高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書"，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
20. 吳文隆，「大地工程學」，九樺出版社，民國 84 年。
21. 姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
22. 蘇棋福，「港灣設計準則及實例」，文笙書局，民國 69 年 12 月。