

110-055-7C77
MOTC-IOT-109-H1CB001f

港灣構造物設計基準條文－ 設計案例編彙



交通部運輸研究所

中華民國 110 年 2 月

110-055-7C77
MOTC-IOT-109-H1CB001f

港灣構造物設計基準條文－ 設計案例編彙

著者： 朱志誠、陳建中、張文奐、黃振綱、柯依霈、
吳亮均、柯昶亨、賴瑞應、林雅雯、謝幼屏

交通部運輸研究所

中華民國 110 年 2 月

港灣構造物設計基準條文：設計案例編彙 / 朱志誠，陳建中，張文奐，黃振綱，柯依霈，吳亮均，柯昶亨，賴瑞應，林雅雯，謝幼屏著。-- 初版。--
臺北市：交通部運輸研究所，民 110.02

面；公分

ISBN 978-986-531-258-9(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理

443.2

110001026

港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙

著者：朱志誠、陳建中、張文奐、黃振綱、柯依霈、吳亮均、柯昶亨、
賴瑞應、林雅雯、謝幼屏

出版機關：交通部運輸研究所

地址：105004 臺北市松山區敦化北路 240 號

網址：www.iot.gov.tw (中文版>數位典藏>中心出版品)

電話：(04)26587200

出版年月：中華民國 110 年 2 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：300 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：104472 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：400002 臺中市中山路 6 號 • 電話：(04)22260330

GPN：1011000167 ISBN：978-986-531-258-9 (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分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-531-258-9 (平裝)	政府出版品統一編號 1011000167	運輸研究所出版品編號 110-055-7C77	計畫編號 MOTC-IOT-109-H1CB001f
本所主辦單位：港灣技術研究中心 主管：蔡立宏 計畫主持人：賴瑞應 研究人員：林雅雯、謝幼屏 聯絡電話：04-26587173 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司 計畫主持人：陳建中 研究人員：朱志誠、張文奐、黃振綱、柯依霈、吳亮均、柯昶亨 地址：臺北市 11491 內湖區陽光街 323 號 聯絡電話：02-87973567		研究期間 自 109 年 02 月 至 109 年 12 月
關鍵詞：設計基準、案例編彙、防波堤、碼頭			
摘要： 交通部於 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部份「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」，距今已超過 20 年，期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文，本所亦曾於 99 年及 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修訂工作，並報部頒布施行，惟隨著時空環境之改變，本所於 108 年度完成基準條文編修並報部複審，考量於新技術條文頒布施行時，設計者在實際作業階段，將面臨設計作業流程、設計方法、設計參數等相關需考量之因素將有所改變，爰以研擬設計彙編供設計者參循。 本計畫主要基於本所 108 年完成之「港灣構造物設計基準條文增補研議與編修擬訂」成果，研擬國內防波堤與碼頭等構造物之設計案例並進行彙編。			
研究成果效益： 完成港灣構造物設計基準之設計案例，就斷面型式相關參數之引用、設計流程及設計方法進行說明，並集結成冊做為設計者之參循。			
提供應用情形： 設計案例編彙成果供交通部航港局、臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，於設計作業審查時參查使用，藉以提升工程設計品質，提昇港灣構造物性能，滿足運輸安全需求。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
110 年 2 月	364	300	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。
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: The Design Criterion of Structures on Harbor-Design Handbook compilation			
ISBN(OR ISSN) 978-986-531-258-9 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1011000167	IOT SERIAL NUMBER 110-055-7C77	PROJECT NUMBER MOTC-IOT-109-H1CB001f
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Li-Hung Tsai PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai PROJECT STAFF: Ya-Wen Lin, Yu-Ping Hsieh PHONE: 04-26587173 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM February 2020 TO December 2020
RESEARCH AGENCY: CECI ENGINEERING CONSULTANTS, INC., TAIWAN PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chien-Chung Chen PROJECT STAFF: Jyh-Cheng Chu, Wen-Huan Chang, Chen-Kang Huang, Yi-Pei Ke, Liang-Jiun Wu , Chang-Heng Ke ADDRESS: 7F., NO.323 Yangguang St., Neihu District, Taipei 11491, Taiwan PHONE: 02-87973567			
KEY WORDS: Design Criterion, Design Handbook compilation, Breakwater, Wharf			
ABSTRACT: The Design Criterion of Structures on Harbor had been promulgated by MOTC, including the Design Criterion and Explanations of Jetty and Wharf in 1996 and 1997, respectively. A part of provisions in 2000 had been revised due to Chi-Chi earthquake and other revisions including engineering material of concrete and steel had been put into work in 2010 and 2013, respectively. As time progresses, the revision of Design Criterion provisions had been completed and reviewed in 2019. In consideration of the promulgation and implement of the new technical provisions, designers will face the change of design operation process, design methodology, design parameters and other related factors in the practice work phase. Consequently, the compilation of design cases is discussed and formulated to provide the reference for designers. This study is based on the achievement of report of Study on Revision of Design Criterion of Harbor Structure by Institute of Transportation, MOTC in 2019. The design cases of some domestic harbor structure such as breakwater and wharf projects are researched and further compiled. Benefits of research results: Complete the The Design Criterion of Structures on Harbor-Design Handbook compilation, which include detailed description in terms of the related parameters of cross-section type, design procedure and design methodology to provide the reference for designers. Current situation in application: After compilation of design case results, it can be used by Maritime and Port Bureau, Taiwan International Ports Corporation (T.I.P.C), county governments, engineering consultants and other related agencies, and taken as a reference for design work examination to improve the engineering design quality, structural performance and transportation safety in the harbor.			
DATE OF PUBLICATION February 2021	NUMBER OF PAGES 364	PRICE 300	
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VIII
表目錄	XI
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起及目的	1-1
1.2 研究內容及工作項目	1-1
第二章 拋石斜坡堤設計案例	2-1
2.1 設計概述	2-1
2.1.1 堤型簡介	2-1
2.1.2 設計流程	2-2
2.1.3 案例簡介	2-4
2.2 設計條件擬訂	2-6
2.2.1 設計年限	2-6
2.2.2 設計水位	2-6
2.2.3 颱風波浪推算	2-6
2.2.4 設計波浪	2-7
2.2.5 安全係數	2-8
2.2.6 地質條件	2-8
2.2.7 地震力	2-8
2.3 基本設計方法	2-9

2.3.1	堤體斷面研擬.....	2-9
2.3.2	堤前示性波高決定.....	2-9
2.3.3	堤頂高決定.....	2-11
2.3.4	波力計算.....	2-11
2.2.5	安定計算(波浪作用時).....	2-15
2.2.6	安定計算(地震時).....	2-21
2.4	細部設計方法	2-24
2.4.1	斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量	2-24
2.4.2	內部材料所需重量及厚度.....	2-25
2.4.3	堤腳保護設計.....	2-26
2.5	維護管理及巡檢診斷	2-29
2.6	設計基準修訂對設計案例之使用差異	2-30
第三章	沉箱式合成堤設計案例.....	3-1
3.1	設計概述	3-1
3.1.1	堤型簡介.....	3-1
3.1.2	設計流程.....	3-1
3.1.3	案例簡介.....	3-4
3.2	設計條件擬訂	3-5
3.2.1	設計年限.....	3-5
3.2.2	設計水位.....	3-5
3.2.3	颱風波浪推算.....	3-6
3.2.4	設計波浪.....	3-6
3.2.5	安全係數.....	3-8
3.2.6	地質條件.....	3-8
3.2.7	地震力.....	3-8
3.3	基本設計方法	3-8

3.3.1	堤體斷面研擬.....	3-8
3.3.2	堤前示性波高決定.....	3-9
3.3.3	堤頂高決定.....	3-11
3.3.4	波力計算.....	3-11
3.3.5	安定計算(波浪作用時).....	3-16
3.3.6	安定計算(地震時).....	3-25
3.4	細部設計方法	3-29
3.4.1	合成堤堤基護面石與消波塊所需重量	3-29
3.4.2	內部材料所需重量及厚度.....	3-30
3.4.3	堤腳保護設計.....	3-32
3.5	維護管理及巡檢診斷	3-35
3.6	設計基準修訂對設計案例之使用差異	3-36
第四章	方塊式碼頭設計案例.....	4-1
4.1	方塊式碼頭設計概要	4-1
4.1.1	斷面型式簡介.....	4-1
4.1.2	設計流程及要點.....	4-2
4.1.3	設計應考慮事項.....	4-6
4.2	方塊式碼頭實際案例計算	4-8
4.2.1	實際案例簡介與設計條件.....	4-8
4.2.2	斷面研擬.....	4-17
4.2.3	壁體重量及外力計算.....	4-22
4.2.4	壁體滑動檢討.....	4-41
4.2.5	壁體傾覆檢討.....	4-44
4.2.6	地盤承载力檢討.....	4-47
4.3	維護管理及巡檢診斷	4-50
4.4	設計基準修訂對設計案例之使用差異	4-51

第五章 板樁式碼頭設計案例	5-1
5.1 板樁式碼頭設計概要	5-1
5.1.1 斷面型式簡介	5-1
5.1.2 設計流程及要點	5-1
5.1.3 設計應考慮事項	5-6
5.2 板樁式碼頭實際案例計算	5-9
5.2.1 案例簡介與設計條件	5-9
5.2.2 外力計算	5-19
5.2.3 板樁埋入長度	5-41
5.2.4 板樁斷面決定	5-43
5.2.5 背拉構材與圍梁設計	5-51
5.2.6 錨碇設施設計	5-53
5.2.7 其餘細部設計	5-59
5.3 維護管理及巡檢診斷	5-65
5.4 設計基準修訂對設計案例之使用差異	5-66
第六章 棧橋式碼頭設計案例	6-1
6.1 棧橋式碼頭設計概述	6-1
6.1.1 斷面型式簡介	6-1
6.1.2 設計流程及要點	6-3
6.1.3 設計應考慮事項	6-7
6.2 棧橋式碼頭實際案例計算	6-8
6.2.1 實際案例簡介與設計條件	6-8
6.2.2 結構單元配置與斷面研擬	6-16
6.2.3 拋石斜面及擋土護岸安定檢討	6-19
6.2.4 上部結構尺寸與相關繫靠設施配置	6-24
6.2.5 結構自重、設計外力與載重組合	6-24

6.2.6 棧橋束制條件與模型建置.....	6-33
6.2.7 基樁入土長度及承载力檢核	6-41
6.2.8 細部設計.....	6-50
6.3 維護管理及巡檢診斷	6-77
6.4 設計基準修訂對設計案例之使用差異	6-78
第七章 結論與建議.....	7-1
7.1 結論	7-1
7.2 建議	7-2
7.3 研究成果及其效益	7-2
7.4 提供應用情形	7-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中報告審查意見處理情形表.....	附錄 1-1
附錄二 期末報告審查意見處理情形表.....	附錄 2-1
附錄三 歷次工作會議紀錄.....	附錄 3-1
附錄四 設計基準修訂對設計案例之使用差異彙整表.....	附錄 4-1
附錄五 期末報告簡報資料.....	附錄 5-1

圖 目 錄

圖 1.1	防波堤斷面型式之種類.....	1-2
圖 1.2	碼頭結構型式之種類.....	1-2
圖 2.1	拋石斜坡堤之斷面示意圖.....	2-2
圖 2.2	拋石斜坡堤斷面設計流程圖.....	2-2
圖 2.3	安平港海岸整治工程平面位置圖.....	2-5
圖 2.4	安平港海岸整治工程拋石斜坡堤標準斷面圖.....	2-5
圖 2.5	非線性波浪淺化圖.....	2-10
圖 2.6	防波堤直立部份波壓分布圖.....	2-12
圖 2.7	拋石頂部基礎壓力分布圖.....	2-18
圖 2.8	基礎地層載重分布示意圖.....	2-19
圖 2.9	承载力因數與摩擦角之關係圖.....	2-20
圖 2.10	斜坡堤標準斷面.....	2-24
圖 2.11	堤腳保護型式示意圖.....	2-27
圖 2.12	防止陷落之堤腳保護型式示意圖.....	2-28
圖 3.1	沉箱式合成堤之斷面示意圖.....	3-2
圖 3.2	沉箱式合成堤斷面設計流程圖.....	3-2
圖 3.3	外廓防波堤堤線配置圖.....	3-4
圖 3.4	外廓防波堤 I 標準斷面圖.....	3-5
圖 3.6	防波堤直立部份波壓分布圖.....	3-11
圖 3.7	有基腳時之揚壓力.....	3-15
圖 3.8	沉箱體積計算示意圖.....	3-19
圖 3.9	拋石頂部基礎壓力分布圖.....	3-21
圖 3.10	基礎地層載重分布示意圖.....	3-23
圖 3.11	承载力因數與摩擦角之關係圖.....	3-24
圖 3.12	合成堤之標準斷面與符號.....	3-30

圖 3.13	堤腳保護型式示意圖	3-33
圖 3.14	防止陷落之堤腳保護型式示意圖	3-34
圖 4.1	方塊式碼頭斷面示意圖	4-1
圖 4.2	方塊式碼頭設計流程	4-3
圖 4.3	方塊式碼頭滑動檢討時壁體範圍示意圖	4-7
圖 4.4	方塊式碼頭傾覆檢討時壁體範圍示意圖	4-7
圖 4.5	馬祖港白沙碼頭區平面位置圖	4-9
圖 4.6	馬祖港白沙碼頭設計斷面圖	4-9
圖 4.7	簡化分析斷面圖	4-18
圖 4.8	消波方塊詳圖	4-23
圖 4.9	偏心載重基礎地盤反力計算	4-48
圖 4.10	承载力係數與摩擦角之關係圖	4-48
圖 5.1	板樁式碼頭斷面示意圖	5-2
圖 5.2	板樁式碼頭設計流程	5-3
圖 5.3	作用於板樁之外力圖	5-6
圖 5.4	板樁埋入長度放大係數關係圖	5-7
圖 5.5	板樁彎矩放大係數關係圖	5-7
圖 5.6	背拉構材反力放大係數關係圖	5-8
圖 5.7	布袋港 N3 碼頭平面位置圖	5-10
圖 5.8	布袋港 N3 碼頭斷面圖	5-10
圖 5.9	殘留水壓計算示意圖	5-23
圖 5.10	常時主動、被動土壓計算圖	5-26
圖 5.11	地震時主動、被動土壓計算圖	5-30
圖 5.12	殘留水壓計算圖	5-32
圖 5.13	常時作用板樁外力圖	5-36
圖 5.14	地震時作用板樁外力圖	5-40

圖 5.15	常時板樁剪力作用計算圖	5-44
圖 5.16	地震時板樁剪力作用計算圖	5-47
圖 5.17	錨碇板樁設置位置示意圖	5-54
圖 5.18	板樁與背拉構材及圍梁之連接示意圖	5-60
圖 5.19	陽極塊設計流程圖	5-61
圖 5.20	陽極塊尺寸示意圖	5-63
圖 6.1	斜樁棧橋式碼頭斷面示意圖	6-2
圖 6.2	斜樁棧橋式碼頭設計流程圖	6-4
圖 6.3	臺中港 44 及 45 碼頭平面位置圖	6-9
圖 6.4	臺中港 44 及 45 碼頭平面圖	6-17
圖 6.5	臺中港 44 及 45 碼頭標準斷面圖	6-18
圖 6.6	碼頭後線重力式擋土結構物位置示意圖	6-19
圖 6.7	擋土護岸簡化斷面圖	6-21
圖 6.8	自重計算切分示意圖	6-21
圖 6.9	外力計算示意圖	6-23
圖 6.10	假想地表面示意圖	6-33
圖 6.11	假想地表面及假想固定點示意圖	6-34
圖 6.12	臺中港 44 及 45 碼頭結構分析模型 3D 圖	6-35
圖 6.13	梁配筋示意圖	6-55
圖 6.14	版分類編號	6-67
圖 6.15	車輛軸重及輪重與位置關係圖	6-68
圖 6.16	裝卸機械軸重與位置關係圖-1	6-68
圖 6.17	裝卸機械軸重與位置關係圖-2	6-68
圖 6.18	車輛分佈載重示意圖	6-69
圖 6.19	陽極塊設計流程圖	6-74
圖 6.20	陽極塊尺寸示意圖	6-76

表 目 錄

表 2-1	設計步驟對應設計基準相關章節	2-3
表 2-2	各迴歸期之颱風波浪推算值統計表	2-7
表 2-3	拋石斜坡堤堤址高程設計波浪表	2-8
表 2-4	基礎形狀係數	2-20
表 2-5	不同護面層疊層係數及孔隙率比較表	2-25
表 2-6	拋石斜坡堤巡檢診斷項目標準分類	2-29
表 3-1	設計步驟對應設計基準相關章節	3-3
表 3-2	各迴歸期之颱風波浪推算值統計表	3-6
表 3-3	外廓防波堤近岸波場模式計算結果一覽表	3-7
表 3-4	外廓防波堤堤址高程設計波浪表	3-8
表 3-5	堤體重量計算一覽表	3-20
表 3-6	基礎形狀係數	3-24
表 3-7	地震時堤體地震力及力矩計算一覽表	3-27
表 3-8	不同護面層疊層係數及孔隙率比較表	3-31
表 3-9	沉箱式合成堤巡檢診斷項目標準分類	3-35
表 4-1	設計步驟對應國內設計基準相關章節	4-4
表 4-2	設計步驟對應國內設計基準相關章節(續)	4-5
表 4-3	鑽探資料表	4-10
表 4-4	壁體排水狀態參照表	4-11
表 4-5	臺灣省動力漁船標準型統計表	4-12
表 4-6	碼頭面高程參考值	4-13
表 4-7	水平譜加速度係數表	4-15
表 4-8	土層檢力波速計算	4-15
表 4-9	基本設計條件	4-17

表 4-10	方塊及土塊尺寸與編號.....	4-18
表 4-11	設計用土層參數(H.W.L.).....	4-21
表 4-12	設計用土層參數(R.W.L.).....	4-21
表 4-13	方塊重及抵抗力矩計算一覽表.....	4-22
表 4-14	土塊重及抵抗力矩計算一覽表(H.W.L.).....	4-26
表 4-15	土塊重及抵抗力矩計算一覽表(R.W.L.).....	4-26
表 4-16	上載荷重及其抵抗力矩計算一覽表.....	4-27
表 4-17	方塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表.....	4-28
表 4-18	土塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表(H.W.L.).....	4-28
表 4-19	土塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表(R.W.L.).....	4-29
表 4-20	上載荷重地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表.....	4-29
表 4-21	殘留水壓之滑動力與其傾覆力矩計算一覽表.....	4-30
表 4-22	浮力與傾覆力矩計算一覽表(H.W.L.).....	4-31
表 4-23	浮力與傾覆力矩計算一覽表(R.W.L.).....	4-31
表 4-24	動水壓合力與其傾覆力矩計算一覽表(H.W.L.).....	4-33
表 4-25	動水壓合力與其傾覆力矩計算一覽表(R.W.L.).....	4-33
表 4-26	土壓力及其作用力矩計算一覽表(常時—H.W.L.).....	4-37
表 4-27	土壓力及其作用力矩計算一覽表(常時—R.W.L.).....	4-38
表 4-28	土壓力及其作用力矩計算一覽表(地震時—H.W.L.).....	4-39
表 4-29	土壓力及其作用力矩計算一覽表(地震時—R.W.L.).....	4-40
表 4-30	滑動安定檢討計算一覽表(常時—H.W.L.).....	4-42
表 4-31	滑動安定檢討計算一覽表(常時—R.W.L.).....	4-42
表 4-32	滑動安定檢討計算一覽表(地震時—H.W.L.).....	4-43
表 4-33	滑動安定檢討計算一覽表(地震時—R.W.L.).....	4-43
表 4-34	傾覆安定檢討計算一覽表(常時—H.W.L.).....	4-45
表 4-35	傾覆安定檢討計算一覽表(常時—R.W.L.).....	4-45

表 4-36	傾覆安定檢討計算一覽表(地震時—H.W.L.).....	4-46
表 4-37	傾覆安定檢討計算一覽表(地震時—R.W.L.).....	4-46
表 4-38	地盤承载力檢討計算一覽表.....	4-49
表 4-39	方塊式碼頭巡檢診斷項目標準分類.....	4-50
表 5-1	設計步驟對應國內設計基準相關章節.....	5-4
表 5-2	設計步驟對應國內設計基準相關章節(續).....	5-5
表 5-3	布袋港 N3 碼頭鑽探土層表.....	5-11
表 5-4	布袋港 N3 碼頭設計土層表.....	5-12
表 5-5	壁體排水狀態參照表.....	5-13
表 5-6	設計船型尺寸諸元表.....	5-14
表 5-7	碼頭面高程參考值.....	5-15
表 5-8	土層剪力波速計算.....	5-17
表 5-9	本計畫區地震力參數表.....	5-18
表 5-10	基本設計條件.....	5-19
表 5-11	常時主動土壓強度.....	5-24
表 5-12	常時被動土壓強度.....	5-26
表 5-13	地震時主動土壓強度.....	5-28
表 5-14	地震時被動土壓強度.....	5-30
表 5-15	殘留水壓強度.....	5-31
表 5-16	地震時動水壓強度.....	5-33
表 5-17	常時主動土壓與殘留水壓強度.....	5-34
表 5-18	常時被動土壓強度.....	5-35
表 5-19	地震時主動土壓、殘留水壓與動水壓強度.....	5-38
表 5-20	地震時被動土壓強度.....	5-39
表 5-21	常時主動土壓、殘留水壓強度對海床取力矩計算表	5-45
表 5-22	常時板樁最大彎矩計算表.....	5-46

表 5-23	地震時主動土壓、殘留水壓與動水壓強度對海床取力矩計算表	5-48
表 5-24	地震時板樁最大彎矩計算表.....	5-49
表 5-25	錨碇板樁設置位置計算表.....	5-57
表 5-26	不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考表	5-62
表 5-27	板樁式碼頭巡檢診斷項目標準分類.....	5-65
表 6-1	設計步驟對應國內設計基準相關章節.....	6-5
表 6-2	設計步驟對應國內設計基準相關章節(續 1).....	6-6
表 6-3	設計步驟對應國內設計基準相關章節(續 2).....	6-7
表 6-4	鑽探資料表	6-10
表 6-5	設計船型尺寸諸元表.....	6-11
表 6-6	碼頭面高程參考值.....	6-12
表 6-7	水平譜加速度係數表.....	6-14
表 6-8	土層剪力波速計算	6-15
表 6-9	基本設計條件	6-16
表 6-10	基樁尺寸表	6-18
表 6-11	梁尺寸表	6-19
表 6-12	自重及抵抗彎矩計算一覽表.....	6-22
表 6-13	側推力及傾覆彎矩計算一覽表.....	6-22
表 6-14	自重及抵抗彎矩計算一覽表.....	6-23
表 6-15	自重及抵抗彎矩計算一覽表.....	6-24
表 6-16	設計載重組合(工作應力法).....	6-31
表 6-17	設計載重組合(強度設計法).....	6-32
表 6-18	基樁假想地表面高程計算表.....	6-33
表 6-19	基樁斷面尺寸表.....	6-35
表 6-20	基樁型式及斷面尺寸表.....	6-36

表 6-21	基樁有效彎曲長度計算表.....	6-37
表 6-22	基樁斷面性質計算.....	6-38
表 6-23	基樁容許應力值.....	6-39
表 6-24	基樁短期受拉力及彎矩作用下檢核成果.....	6-40
表 6-25	基樁常時受壓力及彎矩作用下檢核成果.....	6-41
表 6-26	基樁短期受壓力及彎矩作用下檢核成果.....	6-41
表 6-27	基樁細長比折減率計算表.....	6-42
表 6-28	群樁基樁之間距.....	6-43
表 6-29	基樁 N 值計算.....	6-44
表 6-30	基樁樁表面摩擦阻力計算.....	6-46
表 6-31	基樁於砂質土壤地層中之軸向極限承载力計算.....	6-47
表 6-32	容許承壓力計算.....	6-47
表 6-33	群樁容許拉拔力計算.....	6-48
表 6-34	基樁常時承壓力檢核.....	6-49
表 6-35	基樁短期承壓力檢核.....	6-49
表 6-36	基樁拉拔力檢核.....	6-49
表 6-37	常時與短期彎矩及剪力計算成果表.....	6-51
表 6-38	常時頂層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-52
表 6-39	短期頂層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-53
表 6-40	頂層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-54
表 6-41	頂層撓曲鋼筋設計量及設計彎矩強度計算.....	6-55
表 6-42	常時底層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-56
表 6-43	短期底層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-57
表 6-44	底層撓曲鋼筋需求量計算.....	6-58
表 6-45	底層撓曲鋼筋設計量及設計彎矩強度計算.....	6-59
表 6-46	常時剪力強度需求量計算.....	6-64

表 6-47	短期剪力強度需求量計算.....	6-65
表 6-48	剪力鋼筋需求量計算.....	6-66
表 6-49	版分類編號及分析方法.....	6-67
表 6-50	車輛分佈載重表.....	6-69
表 6-51	版分類編號及分析方法.....	6-71
表 6-52	版撓曲鋼筋需求量計算.....	6-72
表 6-53	樁頭埋入上部結構深度計算表.....	6-73
表 6-54	不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考表	6-75
表 6-55	棧橋式碼頭巡檢診斷項目標準分類.....	6-77

第一章 前言

1.1 研究緣起及目的

交通部於民國 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部分「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」，距今已超過 20 年，期間交通部雖曾於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文，交通部運輸研究所亦曾於民國 99 年及 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修訂工作，並報部頒布施行，惟隨著時空環境之改變，交通部運輸研究所於 108 年度完成基準條文編修並報部複審，考量於新技術條文頒布施行時，設計者在實際作業階段，將面臨設計作業流程、設計方法、設計參數等相關需考量之因素將有所改變，爰以研擬設計彙編供設計者參循。

配合基準條文編修之內容研擬設計案例，輔助說明相關條文之使用方式，使設計者有效地使用編修後之設計基準技術內容，藉以提升工程設計品質及運輸安全需求。

1.2 研究內容及工作項目

本計畫之研究內容與工作項目列示如下：

1. 研析國內之防波堤與碼頭等構造物之設計案例。
2. 因應交通部運輸研究所於 108 年完成之基準條文編修成果，內容對於耐震設計、強度設計法、工程材料及碼頭型式更新…等議題進行大幅編修，為使設計者便以適應使用，就各種斷面型式之防波堤與碼頭，其相關之參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，以案例方式進行彙編。
3. 針對計畫重要成果，製作可供展示之海報或影片電子檔。
4. 本計畫主要研究成果，提供至少 1 篇可供投稿之學術論文（國內、外重要學術研討會或期刊論文）。

有關防波堤堤體斷面與碼頭結構型式(如圖 1.1 與圖 1.2 所示)，應考量其型式特性、自然條件、利用條件、施工條件、工程經濟與工程費、重要性、維修之難易...等因素，選擇適宜之斷面與結構型式。

本計畫研析國內之防波堤與碼頭等構造物之設計案例，選用國內目前最通用之構造型式進行彙編，包含防波堤之斜坡堤(拋石堤)及合成堤(沉箱式合成堤)，與碼頭之重力式碼頭(方塊式)、板樁式碼頭(錨碇版樁式碼頭)及棧橋式碼頭(斜樁棧橋式)等五種型式。

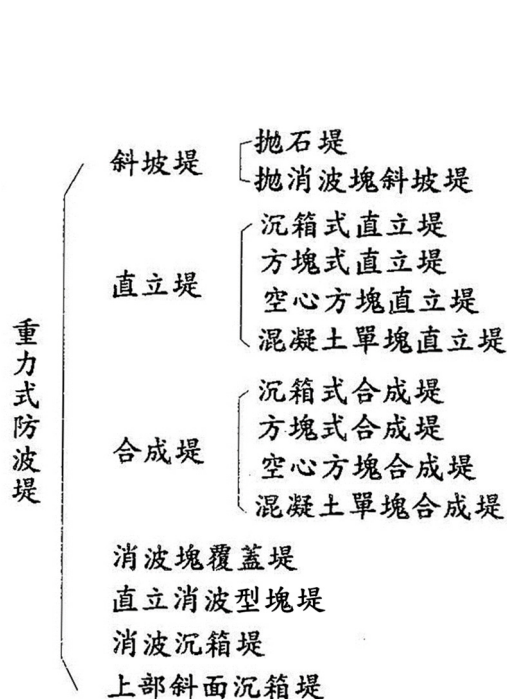


圖 1.1 防波堤斷面型式之種類

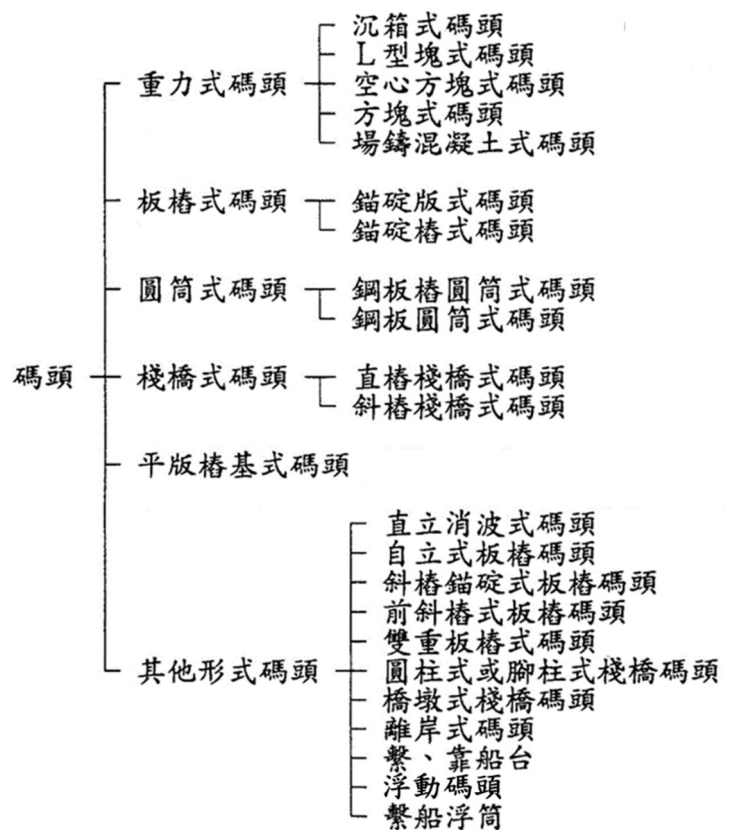


圖 1.2 碼頭結構型式之種類

第二章 拋石斜坡堤設計案例

2.1 設計概述

2.1.1 堤型簡介

拋石斜坡堤主要係由堤心石料、消波保護工、場鑄混凝土(含胸牆)所組成，而一般為使波浪衝擊堤體時，其堤身能保持穩定，且限制越波及滲流可在規定之限度內，其堤身乃由滲透率較低之堤心石所組成。且為保持堤體之穩定性，其設計上需由堤心往外逐漸變為重量較大之石料或消波保護工，且為使堤體具一定之消浪功能，使防波堤之堤後水域靜穩，其堤身應保持相當之高度。而拋石堤於設置上，一般為節省石料，其大多設置於近岸淺水區域，斷面示意如圖 2.1 所示。茲將其優缺點分述如次：

1. 優點

- (1) 不論地層是否平整，均可施工。
- (2) 可適用於軟弱地層。
- (3) 比較適應波浪之沖刷，堤基遭沖刷時不致立即崩塌。
- (4) 設計與施工簡單，施工管理容易。
- (5) 施工較直立堤不受波浪條件限制，工期短。
- (6) 維護容易，受損修復容易。
- (7) 反射波少，較不易擾亂附近之海面。
- (8) 堤體所拋放石料具生物附著及誘集魚類之生態功效。

2. 缺點

- (1) 對石料之需求大，當工址附近無料源供應時，工程成本將提高。
- (2) 水深較大處需用多量之材料及人工，因斷面大，增加大量材料，增加工程費。
- (3) 平時維護費較高。
- (4) 堤體佔用面積較大，且阻擋親水活動。

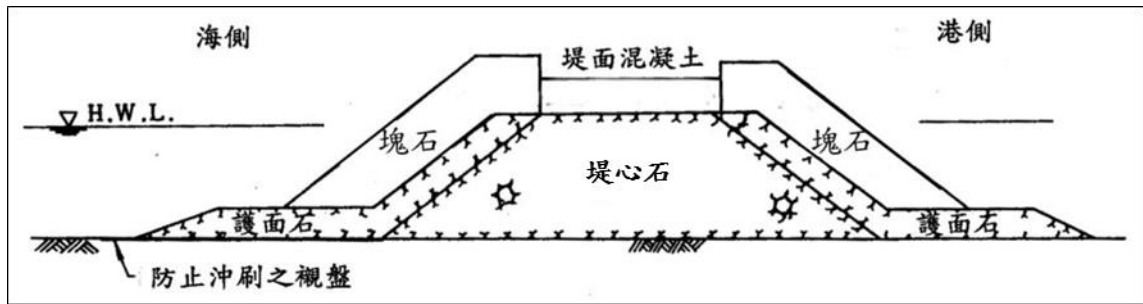


圖 2.1 拋石斜坡堤之斷面示意圖

2.1.2 設計流程

拋石斜坡堤堤體於設計上考量之重點為設計條件之決定、擬定斷面、堤體穩定分析，其設計流程如圖 2.2 所示。

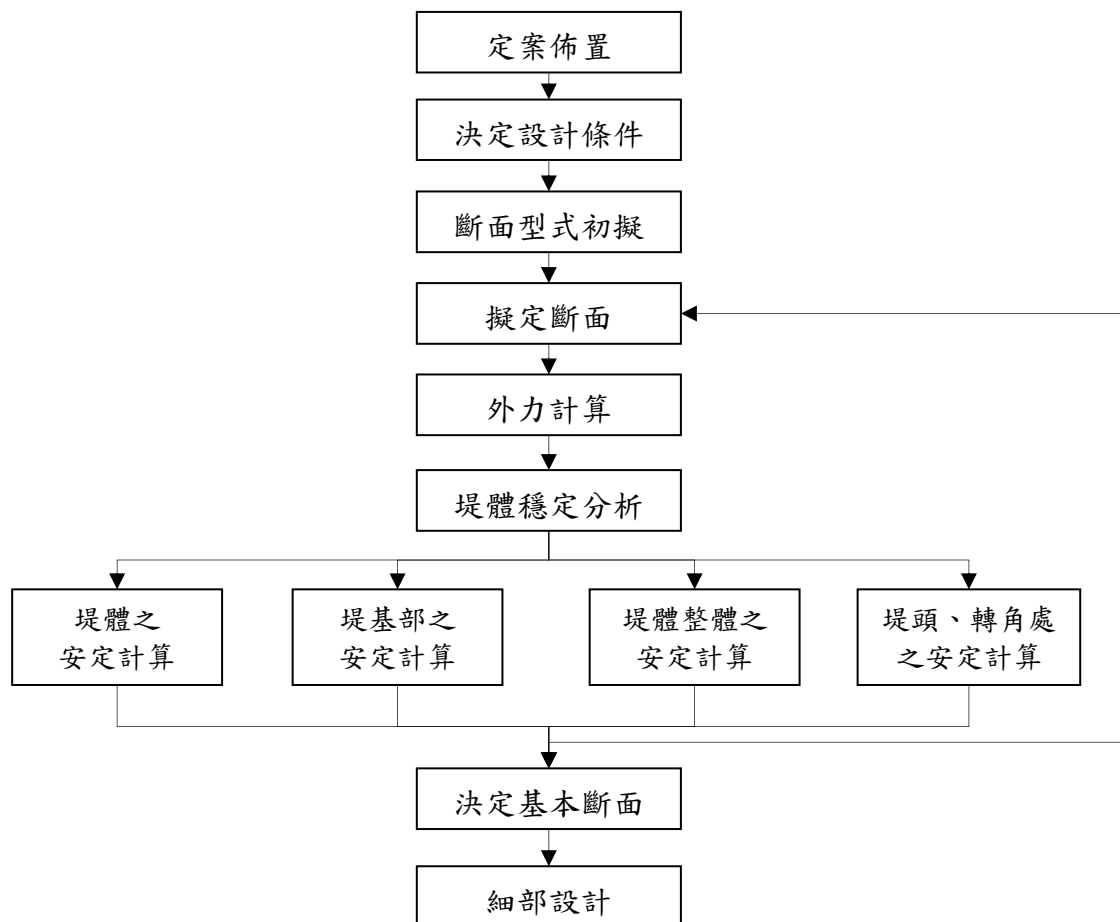


圖 2.2 拋石斜坡堤斷面設計流程圖

依據上述設計流程進行設計時，係依據民國 108 年交通部運輸研究所「港灣構造物設計基準(草案)」之相關章節辦理，如表 2-1 所示：

表 2-1 設計步驟對應設計基準相關章節

設計步驟	項 目	相 關 章 節
設計條件	設計年限	第二篇第一章 1.2.3 節「使用年限」
	設計水位	第二篇第六章「潮位及暴潮位」、 第七篇第二章 2.1.1 節「潮位」
	颱風波浪 推算	第二篇第四章 4.3 節「波浪推算」
	設計波浪	第二篇第四章 4.2 節「設計波浪之決定方法」
	安全係數	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」
	地質條件	第二篇第九章「地質」
	地震力	第二篇第十章「耐震設計」
擬定斷面	堤頂高	第七篇第三章 3.1.1 節「直立堤」
	堤面場鑄 混凝土厚度	第七篇第三章 3.1.1 節「直立堤」
	堤體寬度	第七篇第三章 3.1.3 節「斜坡堤」
	護坡坡度	第七篇第三章 3.1.3 節「斜坡堤」
堤體穩定 分析	滑動驗算	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」、 第二篇第十二章「土壓及水壓」
	傾倒驗算	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」、 第二篇第十二章「土壓及水壓」
	基礎承载力之檢討	第五篇第二章「淺式基礎承载力」
細部設計	斜坡堤護面塊石與 消波塊所需重量	第二篇第五章 3.3 節「護面塊石與消波塊所需 重量」
	內部材料所需重量 及厚度	第七篇第三章 3.3.2 節「堤基部之安定計算」
	堤腳保護設計	第七篇第四章 4.3 節「斜坡堤」、 英國 B.S. code ^{*註}

註：British Standards Institution, “British Standard Code of Practice for Maritime Structures,” 1991

2.1.3 案例簡介

目前各港皆有採用拋石斜坡堤之堤段，如安平港海岸整治工程(如圖 2.3 所示)之馬刺型突堤，其堤址水深約位於-4m 以內，即採拋石堤結構達到人工養灘之目的，並考量突堤之堤頭流速較大，則利用堤頭與兩突堤間開口處設計成生態潛礁，可充分提供海中生物聚集棲息之場所及海藻群落生成之良好環境，以達生態功能之效。

茲選用安平港馬刺型突堤之北堤段(標準斷面如圖 2.4 所示)為設計案例，並就其設計流程逐一演算，俾利說明設計基準應用之方式。

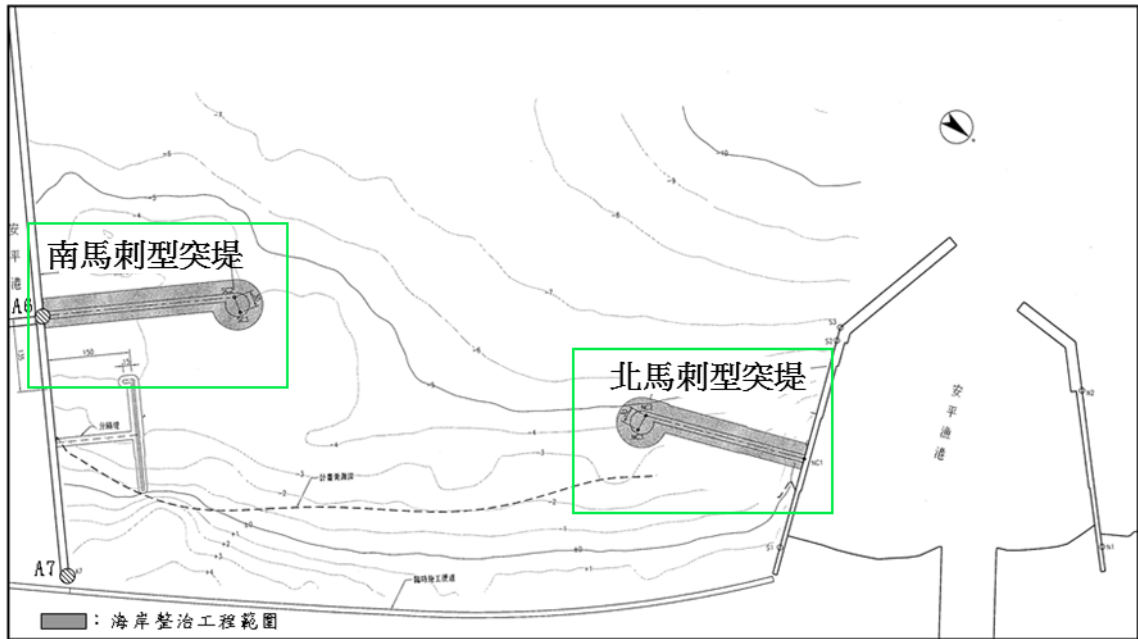


圖 2.3 安平港海岸整治工程平面位置圖

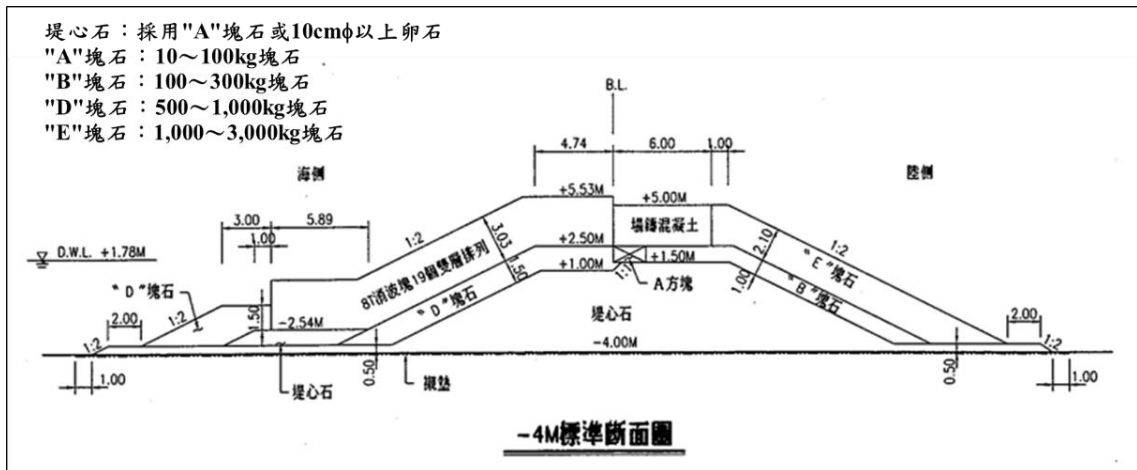


圖 2.4 安平港海岸整治工程拋石斜坡堤標準斷面圖

2.2 設計條件擬訂

2.2.1 設計年限

一般港灣永久構造物之使用年限為 50 年，且設計迴歸期以不小於設計年限為基準，而本工程之堤防工程係以永久結構物觀念設計，故其設計迴歸期採用 50 年。

2.2.2 設計水位

計算所採用之潮位，為對結構物最危險時之潮位。根據安平商港南護岸潮位站民國 68 至 82 年實測潮位紀錄之統計分析資料，港區附近之潮位資料如下：

最高高潮位	H.H.W.L.	+1.77m (79.8.17)
平均高潮位	M.H.W.L.	+0.96m
平均潮位	M.W.L.	+0.67m
平均低潮位	M.L.W.L.	+0.39m
最低低潮位	L.L.W.L.	- 0.37m (73.12.23)

註：安平港潮位零點對應陸上水準為 EL.-0.47m。

並選用民國 68 年至 82 年間之各年實測最高及最低潮位，利用 Log-Pearson III 方法進行極端值統計分析得知，50 年迴歸期之最高潮位為 +1.78m，與民國 79 年 8 月 19 日 7 時所測 +1.77m 之最高高潮位相當，因此，本海岸保護工程將採用 +1.78m 為設計水位。

2.2.3 颱風波浪推算

波浪資料乃為港灣結構設計重要因素之一，尤其當颱風來襲時引致之異常浪危害度最高，故防波堤設計乃探求颱風波浪為設計依據，則依井島武士及湯麟武博士之理論模擬推算各迴歸期之波高，如表 2-2 所示。以一般海岸、港灣結構物設計之 50 年迴歸期為考量，工址附近之外海颱風波浪以 SSW 至 SW 向較大，波高介於 6.5m 至 6.3m 間，相對應之週期為 12.2 秒至 11.4 秒，而後依次向 WNW 向逐漸減弱。

表 2-2 各迴歸期之颱風波浪推算值統計表

迴歸期 方向	250		200		100		50		25		20		10	
	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T
NW	5.4	11.1	5.3	11.0	4.9	10.5	4.4	9.9	3.9	9.3	3.8	9.0	3.2	8.2
WNW	4.8	10.1	4.7	10.0	4.4	9.6	4.0	9.2	3.7	8.8	3.5	8.6	3.1	8.1
W	5.7	11.0	5.6	10.9	5.2	10.5	4.8	10.1	4.3	9.6	4.2	9.4	3.7	8.8
WSW	7.1	12.6	6.8	12.4	6.1	11.7	5.4	11.0	4.7	10.2	4.5	10.0	3.8	9.1
SW	7.9	12.8	7.7	12.6	7.0	12.1	6.3	11.4	5.5	10.7	5.2	10.4	4.3	9.5
SSW	8.4	14.0	8.1	13.8	7.3	13.1	6.5	12.2	5.6	11.3	5.3	10.9	4.2	9.7

註：1.依據1940～2001年間之颱風資料推算，本案例彙整。

2.目標區為120.11°E，22.95°N，水深-30m。

3.波高之單位為公尺；週期之單位為秒。

2.2.4 設計波浪

防波堤穩定分析主要考慮在設計年限之颱風波浪作用下，堤體本身仍能安全、穩定，因此，本防波堤工程採用迴歸期為 50 年颱風波浪為設計條件，由此推估深海波浪經折射、繞射、淺化及碎波後之堤前示性波高，作為堤體設計之計算值。

在斷面設計時所採用之堤址波高值與相對之波力、溯升及越波等物理量之推估所採用之深海波高，係為二維斷面波壓理論之結果，並無考量平面折繞射之影響因子，故在應用時，可採用 Goda 定義之相當深海波高 H_0' (equivalent deepwater wave) 觀念加以修正深海波高。由於 H_0' 僅考量淺化現象，所以在實際應用時，必須將深海波高 H_0 進行折射係數 (K_r)、繞射係數 (K_d) 修正，而得出相當深海波高 $H_0' = H_0 \times K_r \times K_d$ ，並作為堤址波高設計之依據。其中，入射波高 H_0 、週期 T_0 為颱風波浪數值推算之結果， $K_r \times K_d$ 、堤法線與波浪入射角之夾角 β_w 為近岸波場之計算結果。入射波高經海岸地形變化對波浪所造成之折射、繞射及淺化效應後之等值深海波高，並綜合考量各來襲方向進行計算之堤前示性波高與波向，以波浪作用為最大或帶給結構物或其設施最不利之作用者為設計波浪。

本案例則擇堤址-4m 水深處之 SSW 向波浪進行計算，其近岸波場模式計算結果，彙整如表 2-3 所示，惟實際設計時，則各來襲方向均應計算。

表 2-3 拋石斜坡堤堤址高程設計波浪表

堤址高程 (m)	$\beta = \min(\beta_w - 15, \beta_w + 15)$	判斷式 ^{*註} = $H_{\max} \times (1 + \cos\beta) / 2$	深海 波向	入射 波高 H_0 (m)	週期 T (sec)	$K_r K_d$	相當深海 波高 H_0' (m)
-3~-4m	0	5.47	SSW	6.5	12.2	1	6.5

註：1.略以Goda建議之波壓公式判斷。

2.設計水位=+1.78m，海底坡度為1:60。

2.2.5 安全係數

1. 堤體滑動驗算：波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上。
2. 堤體傾倒驗算：波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上。
3. 基礎容許承载力：堤址為砂性地質，永久構造物之安全係數不得小於 2.5。

2.2.6 地質條件

依據地質鑽探試驗結果顯示，堤址處之地質以砂為主，其土壤內部摩擦角 ϕ 為 32° 。

2.2.7 地震力

本案工址位於臺南市安平區，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_S^D = 0.7$ 、反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 保守取 1.1，則工址之設計震度 $K_h = 0.4 \times S_S^D \times F_a \times \frac{I}{2} = 0.154$ ，並可依下式計算設計地震力 V ：

$$V = K_h \times W = 0.154 \times W \quad (2.1)$$

式中 K_h = 設計震度

W = 構造物全部靜載重

I = 用途係數，依構造物之重要程度劃分，一般防波堤設計取 1

2.3 基本設計方法

2.3.1 堤體斷面研擬

堤體斷面一般係依據施工需求與經驗累積進行設定，初步先選定特定區位之堤體高程，如拋石頂部高程、經驗假設之堤面高程與堤體底部高程等條件，經計算分析後，逐漸修正至最佳斷面。研擬斷面所考量因素包括如下：

1. 拋石堤拋石頂面高度，如為滿足陸上拋石作業需求，一般採高潮位以上。
2. 堤面場鑄混凝土厚度，一般在 1m 以上。
3. 拋石堤之護坡坡度，以港外側坡度緩於 1:2，港內側坡度緩於 1:1.5。
4. 堤寬除應滿足安定計算上所需寬度外，並應考慮施工上方便。

而本案因與現有商、漁港之堤面作為施工便道，向海側以端進法拋石施工；考量施工之便利性，其拋石寬度及堤面場鑄混凝土寬度至少需 6.0m 以上，而實際採用之堤寬則由波力計算決定；若依波力計算結果堤面寬度小於 6.0m 時，則仍採 6.0m 設計之。

2.3.2 堤前示性波高決定

設計堤前示性波高之計算，採合田良實(Goda)公式為計算準繩。一般防波堤穩定性設計係採用最大波高 $H_{\max}$ 進行計算，消波塊重量則採用堤前示性波高 H_s 予以計算，而 $H_{\max}$ 及 H_s 之計算公式列示如下：

$$H_s = \begin{cases} K_s H_0' & , h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_s H_0'\} & , h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (2.2)$$

式中 $H_0' =$ 相當深海波高($H_0' = H_0 \times K_r \times K_d$)

$h =$ 設計堤體處海底水深

$K_s =$ 不規則波淺化係數，可由非線性波浪淺化公式(Goda (2004), Random seas and design of maritime structures, pp.76-77)或查圖 2.5 求得。

$$\beta_0 = 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5}\theta]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max} = \text{Max}\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29}\exp[2.4 \tan\theta]\}$$

L_0 = 設計波高所對應之波長，約為 $1.56 \times T^2$

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8K_s H_0' & , h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', 1.8K_s H_0'\} & , h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (2.3)$$

式中 $\beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38}\exp[20 \tan^{1.5}\theta]$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max}^* = \text{Max}\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29}\exp[2.4 \tan\theta]\}$$

$\tan\theta$ = 堤址附近海底坡度

並考慮最大波高受碎波影響時，設計波高為考慮不規則波變形之 $H_{\max}$ ，此時之最大波高為堤前方海測 5 倍 H_s 距離處水深 h_b 處之值。

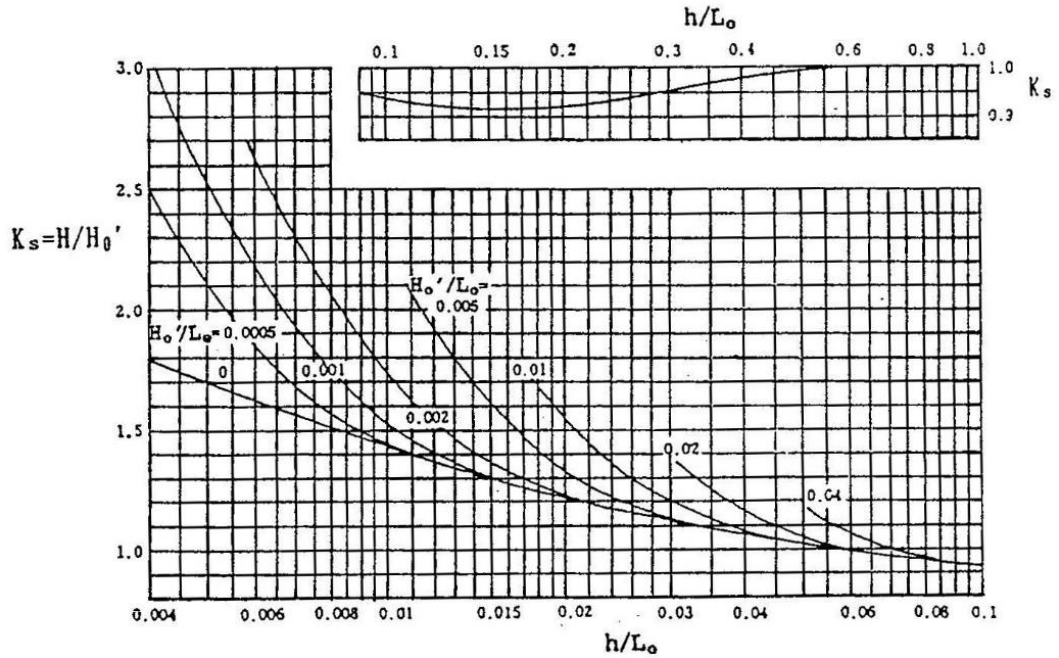


圖 2.5 非線性波浪淺化圖

$H_{\max}$ 及 H_s 之計算如下：

1. 計算 h/L_0

$$h = 4.0 + 1.78 = 5.78\text{m} \quad , \quad L_0 = 1.56 \times 12.2^2 = 232.19\text{m} \quad ,$$

$$\text{計算得 } h/L_0 = 0.025 < 0.2 \quad .$$

2. 計算 β_0 、 β_1 、 $\beta_{\max}$ 、 K_s

由 $h/L_0=0.025$ 、 $H_0'/L_0=0.028$ 、 $\tan\theta=0.0167$ ，代入式(2.2)計算得 $\beta_0=0.1138$ 、 $\beta_1=0.5577$ 、 $\beta_{\max}=0.9396$ ，查圖 2.5 可得 $K_s=1.77$ 。

3. 計算 H_s

$$H_s=\min(3.96,6.11,11.49)=3.96\text{m}。$$

4. 計算 β_0^* 、 β_1^* 、 $\beta_{\max}^*$ 、 h_b

由 $h/L_0=0.025$ 、 $H_0'/L_0=0.028$ 、 $\tan\theta=0.0167$ 可代入式(2.3)計算得 $\beta_0^*=0.2113$ 、 $\beta_1^*=0.6712$ 、 $\beta_{\max}^*=1.65$ 、 $h_b=5.78+5\times 3.96\times 0.0167=6.11\text{m}$ 。

5. 計算 $H_{\max}$

$$H_{\max}=\min(5.47,10.7,20.68)=5.47\text{m}。$$

2.3.3 堤頂高決定

有關拋石頂高之決定，考量本工程為突堤工程，其後容許大量越波，並考慮暴潮之影響，則採大於設計水位加上 0.6 倍示性設計波高以上高度，即堤頂高程：設計水位(+1.78m)+0.6 倍示性波高(3.96m)=4.16m。另考量本工程堤體斷面將與現有安平商港及漁港銜接，為便於陸上施工作業條件，設計採用 EL.+5.0m，以兼顧施工便利性與經濟性。另因其堤頂設計高程容許波浪越波，故未來堤體完工後應禁止人員於堤上行走，避免因波浪越波而發生意外事件。

2.3.4 波力計算

堤前波力計算採用合田良實(Goda)波壓公式，各壓力分布如圖 2.6 所示，計算步驟如下：

1. 波壓作用高程

$$\eta^*=0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_{\max} \quad (2.4)$$

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

β ：堤法線之垂線與波浪主方向線 $\pm 15^\circ$ 範圍中修正之角度($^\circ$)

λ_1 ：波壓修正係數，通常為 0.8~1.0。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

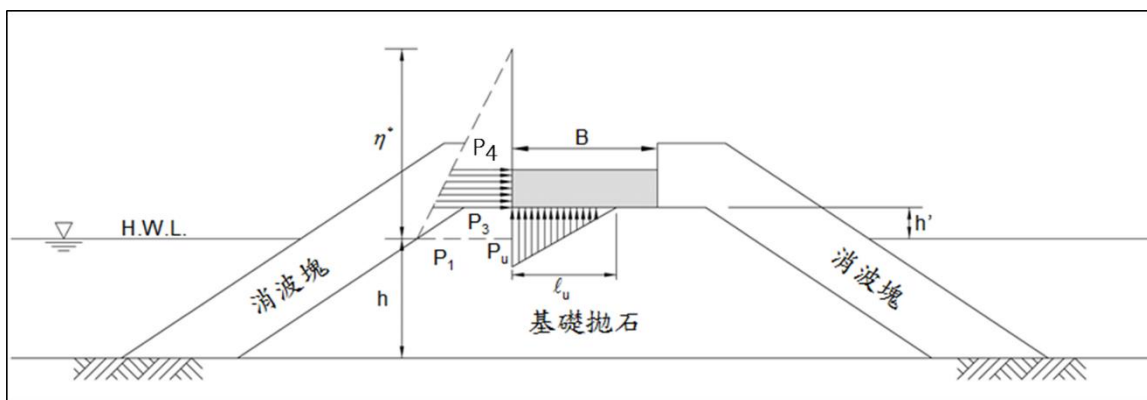


圖 2.6 防波堤直立部份波壓分布圖

2. 波壓強度

$$P_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_2\cos^2\beta)\omega_0 H_{\max} \quad (2.5)$$

$$P_3 = \alpha_3 \times P_1 \quad (2.6)$$

$$P_4 = \alpha_4 \times P_1 \quad (2.7)$$

β : 堤法線之垂線與波浪主方向線 $\pm 15^\circ$ 範圍中修正之角度($^\circ$)

λ_1 : 波壓修正係數，通常為 0.8~1.0。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

λ_2 : 波壓修正係數。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則無須採用此係數。

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \quad (2.8)$$

$$\alpha_3 = 1 + \frac{h'}{\eta^*}, \quad h' \leq 0 \text{ 時} \quad (2.9)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^*/\eta^* \quad (2.10)$$

$$h_c^* = \min[\eta^*, h_c] \quad (2.11)$$

式中

P_1 : 靜水面之波壓強度(tf/m²)

P_3 : 直立壁底面之波壓強度(tf/m²)

P_4 : 直立壁頂面之波壓強度(tf/m²)

h : 直立壁前之水深(m)

h_b : 直立壁前方海側 5 倍示性波高距離處之水深(m)

h_c : 直立壁頂面至水深之距離(m)

h' : 直立壁底面之水深(m)

d : 護面材水深(m)

ω_0 : 海水單位重 $1.03(\text{tf/m}^3)$

L : 水深 h 處之設計計算所使用之波長(m)

$\min\{a,b\}$: a,b 中取較小值

波力之計算如下：

(1) 計算波壓作用高程 η^*

將 $H_{\max}=5.47\text{m}$ 、 $\lambda_1=0.9$ 、 $\beta=0^\circ$ (由表 2-3 所得)代入式(2.4)計算得 $\eta^*=7.39\text{m}$ 。

(2) 計算水深 h 處之波長 L

由 $H_0=6.5\text{m}$ 、 $T=12.2\text{sec}$ ，可以微小振幅波理論(small amplitude wave theory)之分散方程式 $\sigma^2=gk \tanh(kh)$ (dispersion equation)採試誤法計算 $h=5.78\text{m}$ 處之波長，計算得 $L=89.45\text{m}$ ，其中 $\sigma=\frac{2\pi}{T}$ 、 $k=\frac{2\pi}{L}$ 。

(3) 計算 α_1

將 $h=5.78\text{m}$ 、 $L=89.45\text{m}$ ，代入式(2.8)計算得 $\alpha_1=1.0032$

(4) 計算堤前 5 倍 H_s 距離處之水深 h_b

$h_b=h+5\times H_s\times \tan\theta$ ，由 $\tan\theta=0.0167$ 、 $H_s=3.96\text{m}$ ，可計算 $h=5.78\text{m}$ 前 5 倍 H_s 距離處之水深 $h_b=6.11\text{m}$ 。

(5) 計算護面材水深 d

採護面材頂部之水深 $d=1.78-2.5=-0.72\text{m}$ 。

(6) 計算直立壁底面之水深 h'

$h'=1.78-2.5=-0.72\text{m}$ 。

(7) 計算 α_3

將 $h'=-0.72\text{m}$ 、 $h=5.78\text{m}$ 、 $L=89.45\text{m}$ ，代入式(2.9)計算得 $\alpha_3=0.9026$ 。

(8) 計算 α_4

先由式(2.11)計算 h_c^* ， $h_c^*=\min[7.39, 3.22]=3.22\text{m}$ 、 $\eta^*=7.39\text{m}$ ，代入式(2.10)計算得 $\alpha_4=0.5643$ 。

(9) 計算 P_1

將 $\alpha_1=1.0032$ 、 $\lambda_1=0.9$ 、 $\lambda_2=0$ 、 $W_0=1.03\text{ tf/m}^3$ ，代入式(2.5)計算得 $P_1=5.09\text{ tf/m}^2$ 。

(10) 計算 P_3

將 $\alpha_3=1.0096$ 、 $P_1=5.09\text{ tf/m}^2$ ，代入式(2.6)計算得 $P_3=4.59\text{ tf/m}^2$ 。

(11) 計算 P_4

將 $\alpha_4=0.5643$ 、 $P_1=5.09\text{ tf/m}^2$ ，代入式(2.7)計算得 $P_4=2.87\text{ tf/m}^2$ 。

3. 浮力及揚壓力

浮力僅考慮直立壁位於設計水位以下部份。揚壓力則假設為三角形分佈，作用於直立壁底面；最大揚壓力 P_u 作用於海側堤趾，港側堤趾則為零，其計算公式如下：

$$P_u=0.5(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\omega_0H_{\max} \quad (2.12)$$

式中 P_u ：作用於直立壁底面之揚壓力(tf/m^2)

λ_3 ：揚壓力修正係數(標準值為 1)，

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

將 $\beta=0^\circ$ 、 $\lambda_3=0.9$ 、 $\alpha_1=1.0032$ 、 $\alpha_3=1.0096$ 、 $\omega_0=1.03\text{ tf/m}^3$ 、 $H_{\max}=5.47\text{m}$ 代入式(2.12)計算得 $P_u=4.59\text{ tf/m}^2$ 。

4. 波力合成力及其力矩

基於上述計算，波力之合成力 P 及力矩 M_P 可依下式求得：

$$P = \frac{1}{2}(P_3 + P_4) \times (h' + h_c^*) \quad (2.13)$$

$$M_P = \frac{1}{6}(P_3 + 2P_4) \times (h' + h_c^*)^2 \quad (2.14)$$

將 $P_1=5.09\text{ tf/m}^2$ 、 $P_3=4.59\text{ tf/m}^2$ 、 $P_4=2.87\text{ tf/m}^2$ 、 $h'=-0.72\text{m}$ 、 $h_c^*=3.22\text{m}$ 代入式(2.13)及式(2.14)分別計算得波力合成力 $P=9.33\text{ tf/m}$ ，波力合成力矩 $M_P=10.77\text{ tf-m/m}$ 。

而上揚力 U 及其力矩 M_u 可由下式求之：

$$U = \frac{1}{2} P_u \times \ell_u \quad (2.15)$$

$$M_u = \frac{2}{3} U \times \ell_u \quad (2.16)$$

式中 ℓ_u ：表示揚壓力作用於堤底之範圍

若直立壁位於設計水位下，則 $\ell_u = b$ 堤底寬

若直立壁位於設計水位以上，則

$$\ell_u = \min \left\{ b, 0.2 \frac{(\eta^* + h'')^2}{|h''|} \right\}$$

其中 h'' ：直立壁底面出水面之高度(取負值)

本案例直立壁位於設計水位以上，直立壁底面出水面之高度取負值即 -0.72m，則 $\ell_u = 6.0\text{m}$ ， $P_u = 4.59 \text{ tf/m}^2$ ，代入式(2.15)得上揚力 $U = 13.78 \text{ tf/m}$ ，再代入式(2.16)得其力矩 $M_u = 55.14 \text{ tf-m/m}$ 。

2.2.5 安定計算(波浪作用時)

1. 滑動驗算

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B - U)}{P} \quad (2.17)$$

式中 SF_s ：滑動安全係數，

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上

μ ：堤底與拋石間摩擦係數，通常採用 0.6

W_A ：堤體重量(tf/m)

W_B ：堤體所受之浮力(tf/m)

U ：堤體所受之上揚力(tf/m)

P ：堤體所受之水平外力(tf/m)

滑動驗算之計算如下：

(1) 計算堤體重量 W_A

由圖 2.4 可知，堤體由場鑄混凝土，其單位體積為 15

$(=2.5 \times 6) \text{m}^3/\text{m}$ ，混凝土單位重為 $2.3 \text{tf}/\text{m}^3$ ，計算得 $W_A=34.5 \text{tf}/\text{m}$ 。

(2) 計算堤體所受之浮力 W_B

$$W_B=0 \text{tf}/\text{m}。$$

(3) 計算堤體所受之上揚力 U

$$U=13.78 \text{tf}/\text{m}。$$

(4) 計算滑動安全係數 SF_s

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B - U)}{P} = \frac{0.6(34.5 - 0 - 13.78)}{9.33} = 1.33 > 1.2(\text{OK})$$

2. 傾倒驗算

$$SF_o = \frac{M_A - M_B - M_U}{M_P} \quad (2.18)$$

式中 SF_o ：傾倒安全係數

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上

M_A ：堤體自重產生之抗傾力矩(tf-m/m)

M_B ：堤體所受浮力產生之力矩(tf-m/m)

M_U ：堤體所受上揚力產生之力矩(tf-m/m)

M_P ：堤體所受水平外力產生之力矩(tf-m/m)

傾倒驗算之計算如下：

(1) 計算堤體自重產生之抗傾力矩 M_A ：

其力臂為堤體(場鑄混凝土)之半長(6/2)，即 3m，

$$M_A = 34.5 \times 3 = 103.5 \text{tf-m}/\text{m}。$$

(2) 計算堤體所受浮力產生之力矩 M_B ：

$$M_B = 0 \text{tf-m}/\text{m}。$$

(3) 計算堤體所受上揚力產生之力矩 M_U ：

$$M_U = 55.14 \text{tf-m}/\text{m}。$$

(4) 計算傾倒安全係數 SF_o

$$SF_o = \frac{M_A - M_B - M_U}{M_P} = \frac{103.5 - 0 - 55.14}{10.77} = 4.48 > 1.2(\text{OK})$$

3. 基礎承载力之檢討

將以堤體與外力所產生之底床反力小於底部拋石之容許承载力時，則認定為安全，並進行下列計算：

(1) 拋石頂部反力計算

$$t_e = \frac{M_A - M_B - M_U - M_P - M_S}{W_A - W_B - U} = (b/2) - e \quad (2.19)$$

堤體受波浪作用後，其底部拋石之受力分布情形如圖 2.7 所示，圖中 t_e 為直立部後趾與堤體所受合力與底部交點間之距離，拋石受力因 t_e 及堤體底寬 b 之不同關係而有以下二種分布：

$$\textcircled{1} e \leq \frac{1}{6}b \text{ 時 (即 } t_e \geq \frac{1}{3}b \text{)}$$

$$p_1 = (1 + \frac{6e}{b})(W_A - W_B - U)/b$$

$$p_2 = (1 - \frac{6e}{b})(W_A - W_B - U)/b, b' = b \quad (2.20)$$

$$\textcircled{2} e > \frac{1}{6}b \text{ 時 (即 } \frac{1}{3}b > t_e \text{)}$$

$$p_1 = \frac{2}{3}(W_A - W_B - U)/t_e$$

$$p_2 = 0, b' = 3 \times t_e = 3 \times (b/2 - e) \quad (2.21)$$

相關計算如下說明：

① 計算 t_e 、 e

由前之計算成果， $M_A = 103.5 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_B = 0 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_U = 55.14 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_P = 10.77 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_S = 0 \text{ tf-m/m}$ (堤體所受抵抗土壓力產生之抗傾力矩，本案例無背填土則為 0)、 $W_A = 34.5 \text{ tf/m}$ 、 $W_B = 0 \text{ tf/m}$ 、 $U = 13.78 \text{ tf/m}$ ， $b = \text{堤寬 } 6\text{m}$ 代入式(2.19)中求得 $t_e = 1.814\text{m}$ 、 $e = 1.186\text{m}$ 。

② 計算 p_1 、 p_2

由於 $e > b/6$ ，故取式(2.21)計算

得 $p_1 = 7.61 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2 = 0 \text{ tf/m}^2$ 。

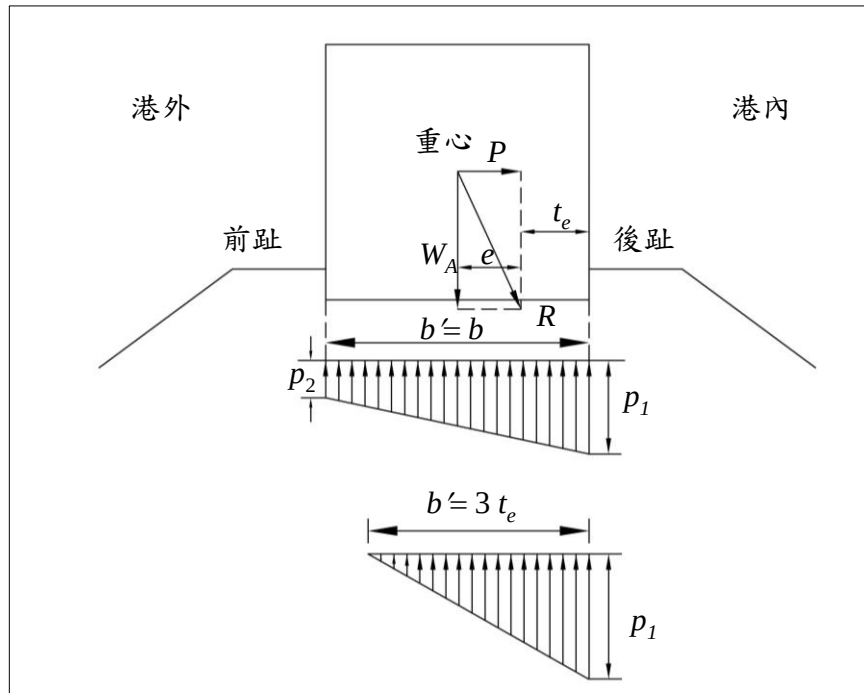


圖 2.7 拋石頂部基礎壓力分布圖

(2) 拋石底部反力計算

當堤體受力後，其底部拋石頂之受力如上述，然此壓力將再藉由拋石傳至地盤，其壓力分布如圖 2.8 所示，而壓力計算如下：

$$\alpha_R = \tan^{-1}[(P - W_S)/(W_A - W_B - U)]$$

$$b_1 = b' + D \times [\tan(30^\circ + \alpha_R) + \tan(30^\circ - \alpha_R)]$$

$$p_1' = \frac{b'}{b_1} \times p_1 + \gamma' D$$

$$p_2' = \frac{b'}{b_1} \times p_2 + \gamma' D \quad (2.22)$$

式中 α_R ：作用合力之傾斜角($^\circ$)

γ' ：拋石基礎有效單位重(tf/m³)

D：拋石基礎厚度(m)

b'：構造物底面反力分佈寬度(圓形基礎以直徑計算)(m)

b₁：基礎地層面上之載重分布寬度(m)

W_S：堤體所受之抵抗土壓力(tf/m)

求最大值之 p₁'

(參考圖 2.9， N_q 已考量減去基礎底面覆土壓力)

β ：基礎形狀係數(參考表 2-4)

F_s ：砂性地質承载力安全係數

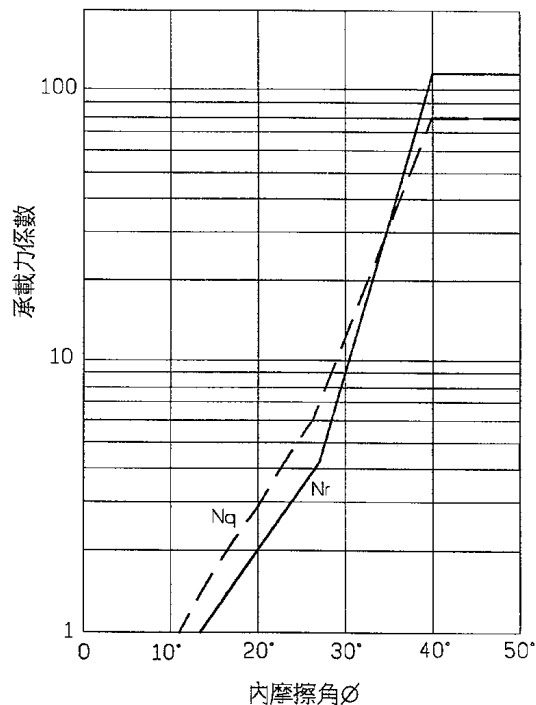


圖 2.9 承载力因數與摩擦角之關係圖
(N_q 已考量減去基礎底面覆土壓力)

表 2-4 基礎形狀係數

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	長方形*
β 值	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

* 註 B：長方形基礎之短邊長

L：長方形基礎之長邊長

①拋石基礎容許承载力計算

因拋石基礎材質取其內部摩擦角 ϕ 為 43° 、基礎埋設深度 $D=0\text{m}$ 、承载力安全係數 $F_s=2.5$ ，並查圖 2.9 及表 2-4 可得 $N_r=114$ 、 $N_q=80.2$ 、 $\beta=0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2=1\text{ tf/m}^3$ ，代入式(2.23)可得 $q_a=124.1\text{ tf/m}^2$ ，大於 $p_1=7.61\text{ tf/m}^2$ ，即符合要求。

②底床基礎容許承载力計算

堤址處之土壤取其內部摩擦角 ϕ 為 32° 、基礎最小寬度 $B=b_1=15.13\text{m}$ 、基礎埋設深度 $D=0\text{m}$ 、承載力安全係數 $F_s=2.5$ ，並查圖 2.9 及表 2-4 可得 $N_r=10.6$ 、 $N_q=13.6$ 、 $\beta=0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2=1 \text{ tf/m}^3$ ，代入式(2.23)可得 $q_a=32.07 \text{ tf/m}^2$ ，大於 $p_1'=9.24 \text{ tf/m}^2$ ，即符合要求。

2.2.6 安定計算(地震時)

1. 滑動驗算

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B)}{P_{eq}} \quad (2.24)$$

式中 SF_s ：滑動安全係數，

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上

μ ：堤底與拋石間摩擦係數，通常採用 0.6

W_A ：堤體重量(tf/m)

W_B ：堤體所受之浮力(tf/m)

P_{eq} ：堤體所受之地震水平外力(tf/m)

滑動驗算之計算如下：

(1) 計算堤體重量 W_A ：

$$W_A = 34.5 \text{ tf/m}。$$

(2) 計算堤體所受之浮力 W_B ：

$$W_B = 0 \text{ tf/m}。$$

(3) 計算堤體所受之地震水平外力 P_{eq} ：

①動水壓力 P_W ：

$P_W = 7/12 \times \text{震區設計震度 } K_h \times \text{海水單位重 } \gamma_w \times (\text{朔望平均滿潮位} - \text{堤底高程})^2$ ，堤底高程 $\leq$ 朔望平均滿潮位

而本案例直立壁位於設計水位以上，則 $P_{W(\text{陸側})} = P_{W(\text{海側})} = 0 \text{ tf/m}$

$$P_W = P_{W(\text{海側})} + P_{W(\text{海側})} = 0 \text{ tf/m}。$$

②堤體地震力 W_h ：

$$W_h = K_h \times W_A = 0.154 \times 34.5 = 5.31 \text{ tf/m}。$$

$$\textcircled{3} P_{eq} = P_W + W_h = 5.31 \text{ tf/m}。$$

(4) 計算滑動安全係數 SF_s

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B)}{P_{eq}} = \frac{0.6(34.5 - 0)}{5.31} = 3.9 > 1.0(\text{OK})$$

2. 傾倒驗算

$$SF_o = \frac{M_A - M_B}{M_{eq}} \quad (2.25)$$

式中 SF_o ：傾倒安全係數

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上

M_A ：堤體自重產生之抗傾力矩(tf-m/m)

M_B ：堤體所受浮力產生之力矩(tf-m/m)

M_{eq} ：堤體所受地震水平外力產生之力矩(tf-m/m)

傾倒驗算之計算如下：

(1) 計算堤體自重產生之抗傾力矩 M_A ：

$$M_A = 103.5 \text{ tf-m/m}。$$

(2) 計算堤體所受浮力產生之力矩 M_B ：

$$M_B = 0 \text{ tf-m/m}。$$

(3) 計算堤體所受地震水平外力產生之力矩 M_{eq} ：

①動水壓力合力矩 M_W ：

$$M_W = 0 \text{ tf-m/m}。$$

②堤體地震力合力矩 M_{Wh} ：

$$\begin{aligned} M_{Wh} &= \sum W_{Ai} \times K_{hi} \times h_i \\ &= 34.5 \times (0.154) \times (2.5/2) = 6.64 \text{ tf-m/m}。 \end{aligned}$$

$$\textcircled{3} M_{eq} = M_W + M_{Wh} = 6.64 \text{ tf-m/m}$$

(4) 計算傾倒安全係數 SF_o

$$SF_o = \frac{M_A - M_B}{M_{eq}} = \frac{(103.5 - 0)}{6.64} = 15.6 > 1.1(\text{OK})$$

3. 基礎承载力之檢討

依前節計算方式，相關說明如下：

(1) 拋石頂部反力計算

$$t_e = \frac{M_A - M_B - M_{eq}}{W_A - W_B} = (b/2) - e \quad (2.26)$$

① 計算 t_e 、 e

由前之計算成果， $M_A = 103.5 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_B = 0 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_{eq} = 6.64 \text{ tf-m/m}$ 、 $W_A = 34.5 \text{ tf/m}$ 、 $W_B = 0 \text{ tf/m}$ ， $b = \text{堤寬 } 6\text{m}$ 代入式(2.26)中求得 $t_e = 2.81\text{m}$ 、 $e = 0.19\text{m}$ 。

② 計算 p_1 、 p_2

由於 $e \leq b/6$ ，故取式(2.20)計算

得 $p_1 = 6.86 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2 = 2.79 \text{ tf/m}^2$ 。

(2) 拋石底部反力計算

當堤體受力後，其底部拋石頂之受力如上述，然此壓力將再藉由拋石傳至地盤，其壓力分布如圖 2.8 所示，並依(2.22)式計算壓力。

將 $W_s = 0 \text{ tf/m}$ (本案例無背填土則為 0)、 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ 、 $D = 6.5\text{m}$ 、 $b' = b = 6\text{m}$ 等代入式(2.22)而得 $\alpha_R = 0.156$ 、 $b_1 = 13.75 \text{ m}$ 、 $p_1' = 9.49 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2' = 7.72 \text{ tf/m}^2$ 。

3. 容許承载力之計算

(1) 拋石基礎容許承载力計算

因拋石基礎材質取其內部摩擦角 ϕ 為 43° 、基礎埋設深度 $D = 0$ 、承载力安全係數 $F_s = 2.5$ ，並查圖 2.9 及表 2-4 可得 $N_r = 114$ 、 $N_q = 80.2$ 、 $\beta = 0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2 = 1 \text{ tf/m}^3$ ，代入式(2.23)可得 $q_a = 136.8 \text{ tf/m}^2$ ，大於 $p_1 = 6.86 \text{ tf/m}^2$ ，即符合要求。

(2) 底床基礎容許承载力計算

$\gamma_r=2.3 \text{ tf/m}^3$ 、 $H_s=3.96\text{m}$ 、 $\cot\alpha=2$ 、 $S_r=2.3/1.03=2.233$ ，代入式(2.24)得所需消波塊重量 $W=5.08 \text{ tf}$ ，則選用 $8 \text{ tf}(>5.08 \text{ tf})$ 重量之消波塊。

2.4.2 內部材料所需重量及厚度

斜坡堤之覆蓋材下拋石及型塊之重量(如圖 2.10 所示)，以覆蓋材重量之 $1/10\sim 1/15$ 以上為佳，而其厚度計算如下：

$$\gamma = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (2.25)$$

式中 γ ：疊層厚度(m)

n ：層數，至少採用二層，即 $n \geq 2$

k_{Δ} ：拋石層係數，取約 $1.0\sim 1.02$ ，或參考表 2-5。

W ：拋石重量(tf)

γ_s ：拋石單位重(tf/m^3)

表 2-5 不同護面層疊層係數及孔隙率比較表

護面層種類		層數 n	排列方式	疊層係數 k_{Δ}	孔隙率%
塊石	(平滑)	2	Random	1.02	38
塊石	(粗糙)	2	Random	1.00	37
塊石	(粗糙)	>3	Random	1.00	40
塊石	(平行六面體)	2	Special	—	27
方塊	(改良式)	2	Random	1.10	47
菱形塊	(Tetrapod)	2	Random	1.04	50
平底菱形塊	(Quadripod)	2	Random	0.95	49
平底菱形塊	(Hexipod)	2	Random	1.15	47
鼎形塊	(Tribar)	2	Random	1.02	54
雙丁塊	(Dolos)	2	Random	0.94	56
雙丁塊	(Toskane)	2	Random	1.03	52
鼎形塊	(Tribar)	1	Uniform	1.13	47
塊石	級配		Random	—	37

資料來源：Shore Protection Manual,1984

以本案例而言(如圖 2.4 所示)，所採用消波塊下之塊石重量以 0.53～0.8 tf 以上為佳，則所採用之 D 塊石重量為 0.5～1.0 tf 塊石符合要求，而由圖 2.10 可知，堤心石重量應滿足消波塊重量之 $1/200 \sim 1/6,000$ ，即 1.3～40 kgf 範圍內，則所採用之 A 塊石重量為 10～100 kgf 符合要求，並以式(2.24)計算拋石層之厚度 $\gamma = 2 \times 1.02 \times (1/2.6)^{1/3} = 1.48\text{m}$ ，則 D 塊石堆疊厚度為 1.5m 符合要求。

2.4.3 堤腳保護設計

有關拋石斜坡堤之基礎，依需要應設置防止堤址沖刷及粒料吸出之設施，本案例以塊石分層堆疊之濾層概念設計詳前所述；另堤腳保護設計，位於侵蝕較嚴重之海岸應預留足夠之堤腳保護長度以防止堤腳之陷落，可參考以下英國 B.S. code 建議：

1. 若堤腳位於碎波帶內，因高流速及壓力之衝擊致使海床易遭侵蝕，設計時須考量採用濾層(地工織物或濾石層)以防止底床砂之淘出。
2. 若堤腳位於防波堤頭位置，因波浪集中及流速加大之影響，亦需考量濾層之設計。
3. 一般堤址水深小於 2 倍設計波高且堤面坡度較 1：3 為陡者，需考量堤腳保護之設計，其型式如圖 2.11 所示。
4. 在侵蝕較嚴重之海岸應預留足夠之堤腳保護長度以防止堤腳之陷落。其型式如圖 2.12 所示。

以本案例而言，屬堤址水深小於 2 倍設計波高($5.78 < 2 \times 3.96$)之淺水情況，則考量堤腳保護設計，採用 D 塊石雙層排列，並預留一防止堤腳沖刷之保護長度。

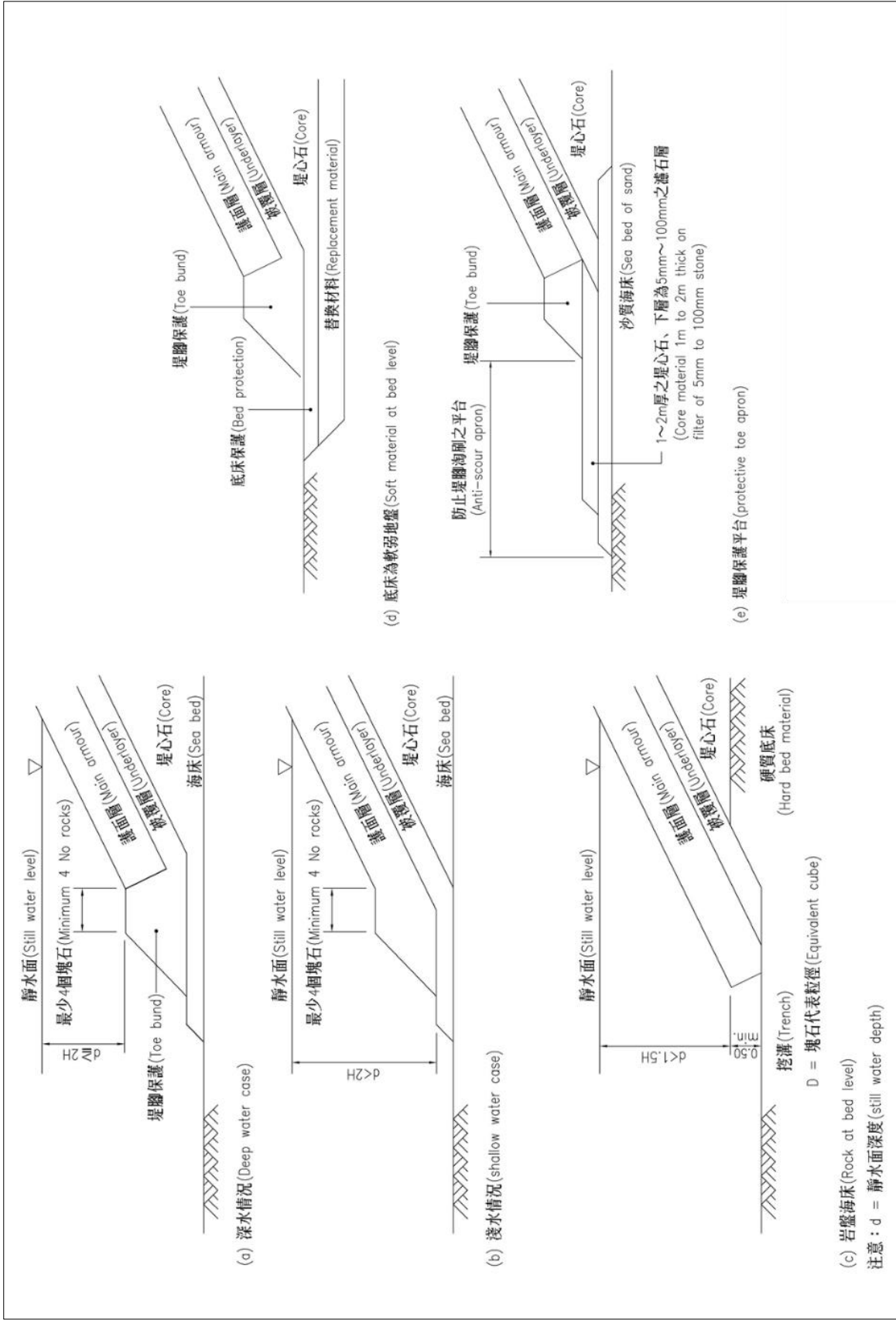


圖 2.11 堤腳保護型式示意圖 (BS6349 : part 7 : 1991)

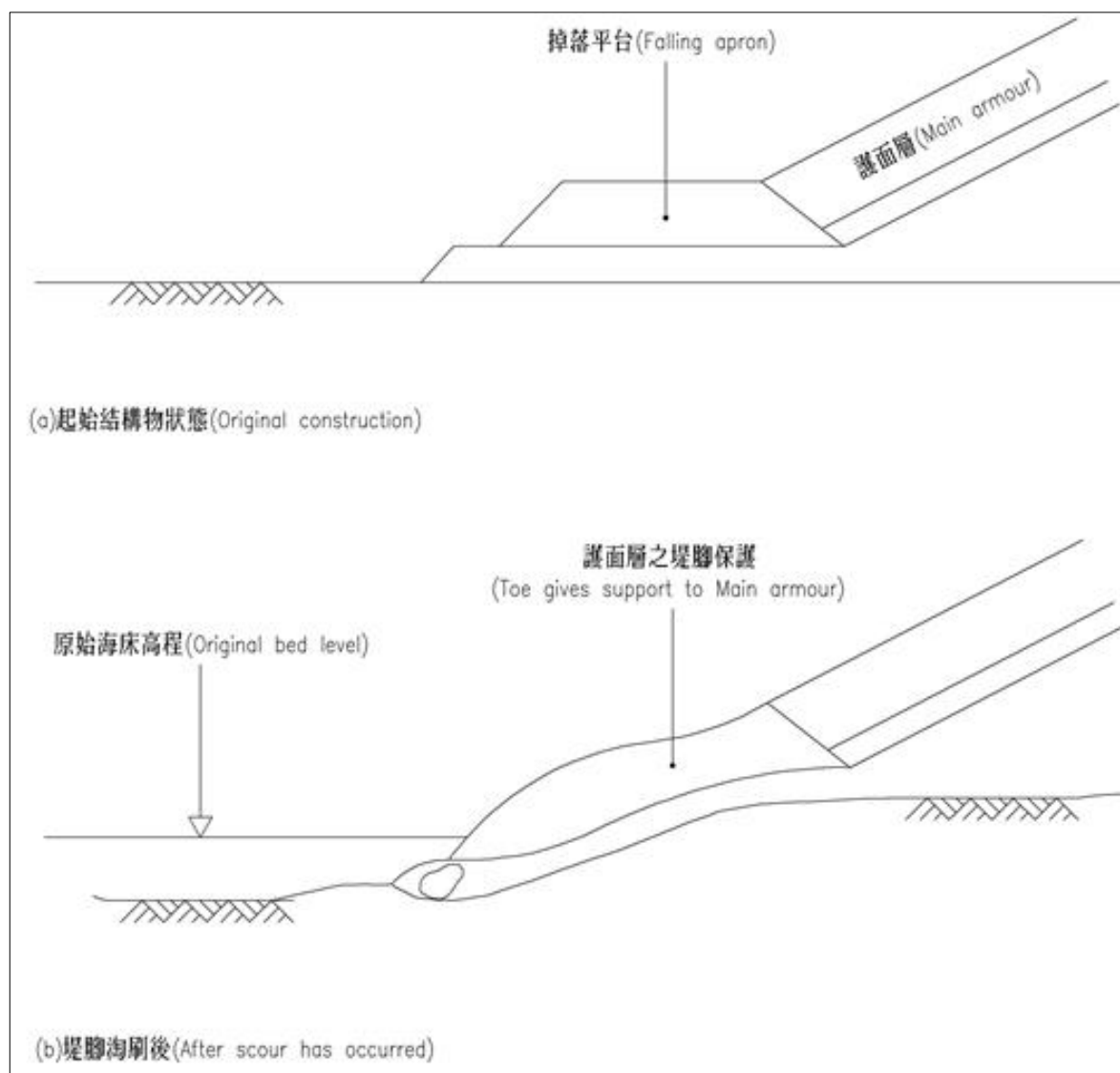


圖 2.12 防止陷落之堤腳保護型式示意圖 (BS6349 : Part 7 : 1991)

2.5 維護管理及巡檢診斷

一般港灣構造物處在嚴峻的自然環境下，材料的劣化、構件的損傷、基礎的沖刷、下陷、掩埋等引起使用期間性能降低所產生的疑慮。因此，為維持構造物其在使用期間能滿足性能要求，可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，另巡檢種類之頻率及診斷項目(如表 2-6 所示)則依各港權管機關之維護管理手冊，針對拋石斜坡堤之堤心石及消波塊的移動、散亂、下陷等變化情形，辦理劣化度評估與判定。

表 2-6 拋石斜坡堤巡檢診斷項目標準分類

項目類別 設施	I 類	II 類	III 類
拋石斜坡堤	設施整體的位移 【堤體】堤心石及消波塊的移動、散亂及下陷。 【堤趾】沖刷、淤積。 【場鑄混凝土】位移、下陷。	【場鑄混凝土】劣化、損傷。 【消波塊】劣化、損傷。	—

註：類別I：對設施性能與安全性產生直接影響的構件，與設施整體的位移和沉陷。

類別II：對設施性能產生影響的構件，如鋼鐵構建之防蝕設施。

類別III：相關附屬設施，如防護欄、爬梯。

2.6 設計基準修訂對設計案例之使用差異

本拋石斜坡堤設計案例係研析高雄港務局(高雄港務分公司前身)之「安平港鄰近海岸整治工程」，並依據交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準(草案)」進行編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異，列示如下：

1. 設計水位：防波堤之波力計算所採用之潮位，為對結構物最危險時之潮位，則一般採暴潮位為設計高水位，並確實明瞭防波堤斷面與相關潮位之關係，故有關暴潮位之決定方法與相關潮位之名詞與定義，依「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第六章「潮位及暴潮位」之相關規定辦理。
2. 地震力及其外力計算：有關港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，依各微分區內之震區水平譜加速度係數，修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第十章「耐震設計」，並依第二篇第十二章「土壓及水壓」之相關規定辦理土壓及水壓之計算，以進行堤體穩定之分析。
3. 堤腳保護設計：由於堤體基礎之座落環境受地質條件及水深變化之影響，並受外力作用使其毀損之情形複雜，造成堤腳保護設計之不易，因此，除依「港灣構造物設計基準(草案)」第七篇第四章「細部設計」之相關規定辦理外，可參考英國 B.S.code 所建議進行堤腳保護之設計。
4. 維護管理及巡檢診斷：為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，茲新增修訂「港灣構造物設計基準(草案)」第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章，並於本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，供做未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

第三章 沉箱式合成堤設計案例

3.1 設計概述

3.1.1 堤型簡介

沉箱式合成堤主要是由上部沉箱下部拋石堤所組合而成，其設計上可兼顧拋石部之穩定與沉箱抵抗波浪之能力。而沉箱式合成堤於設置上，其大多設置於水深較大之區域，以節省石料之使用量。目前各商港多有採用沉箱式合成堤之堤段，斷面示意如圖 3.1 所示。茲將其優缺點分述如次：

1. 優點

- (1) 適合水深較深之區域。
- (2) 石料使用量小。
- (3) 不論地層是否平整，均可施工。
- (4) 水深較大且於相同水深條件下，工程經費較拋石堤為經濟。
- (5) 僅需考量拋石基礎之維護即可，平時維護頻率低。
- (6) 堤基所拋放石料具生物附著及誘集魚類之生態功效。

2. 缺點

- (1) 需有較大施工場地及水域，以利沉箱構築及儲存。
- (2) 需有更多之施工機具。
- (3) 工程界面較拋石堤之考量因素多，須顧及不同沉箱大小、不同堤型與端點等之銜接問題。
- (4) 堤體發生災損時修復不易。
- (5) 不易消減波能，對港池靜穩度有需求之水域需配合消波設施方可達到消減波能效果。

3.1.2 設計流程

沉箱式合成堤堤體於設計上考量之重點為設計條件之決定、直立部與拋石部之安定計算、基礎承载力之檢討，其設計流程如圖 3.2 所示。

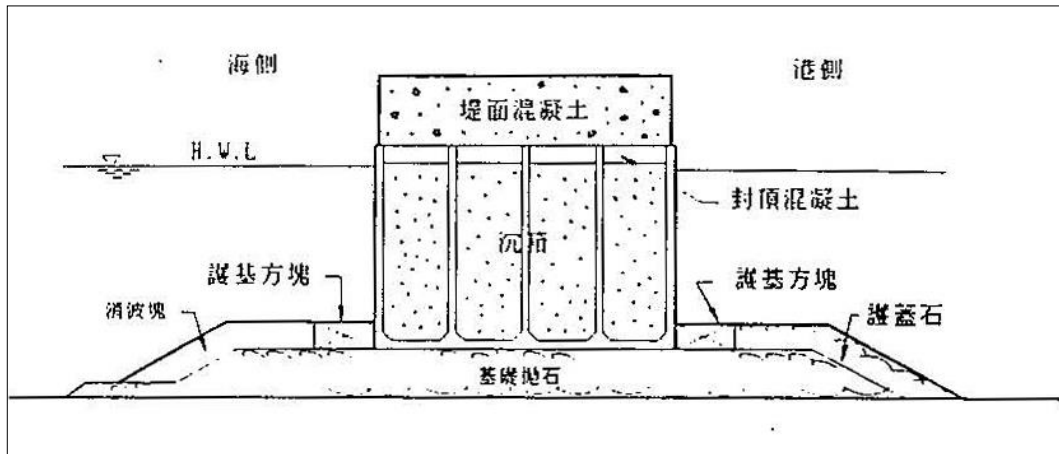


圖 3.1 沉箱式合成堤之斷面示意圖

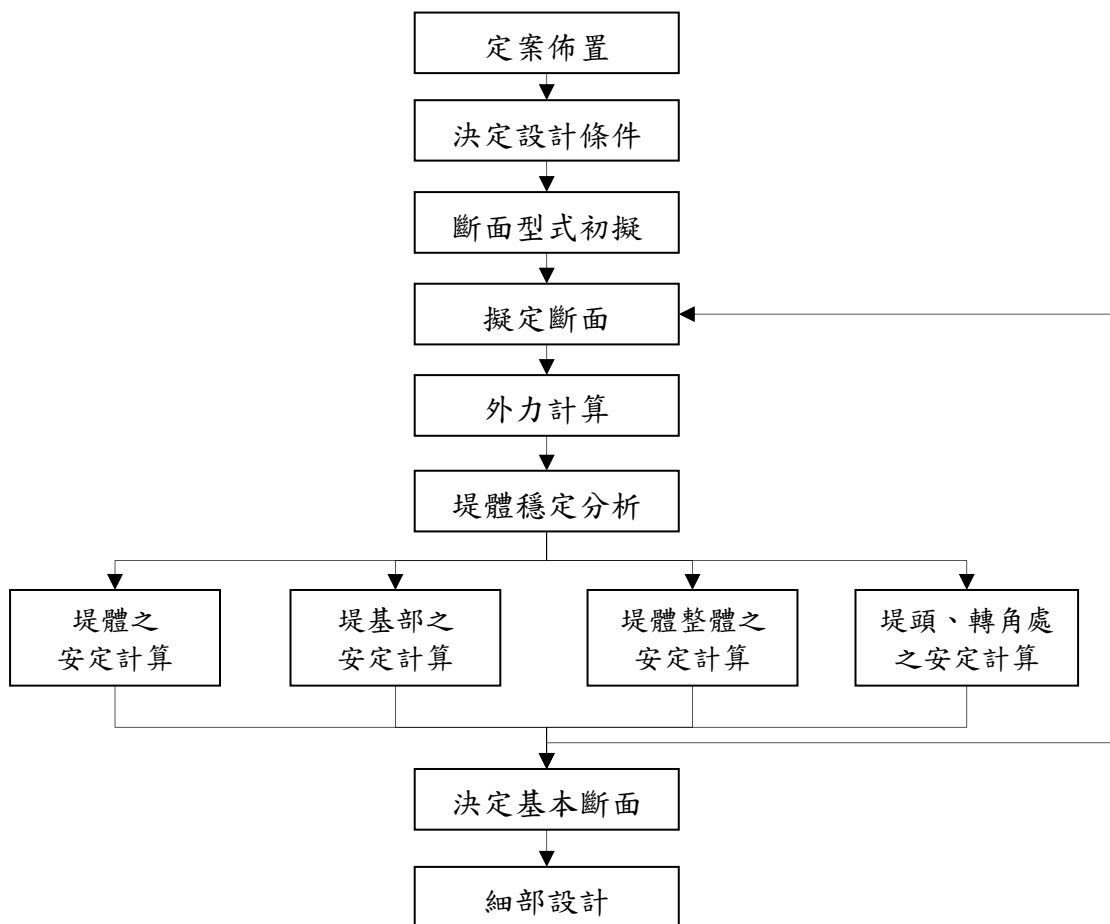


圖 3.2 沉箱式合成堤斷面設計流程圖

依據上述設計流程進行設計時，係依據民國 108 年交通部運輸研究所「港灣構造物設計基準(草案)」之相關章節辦理，如表 3-1 所示：

表 3-1 設計步驟對應設計基準相關章節

設計步驟	項 目	相 關 章 節
設計條件	設計年限	第二篇第一章 1.2.3 節「使用年限」
	設計水位	第二篇第六章「潮位及暴潮位」、 第七篇第二章 2.1.1 節「潮位」
	颱風波浪 推算	第二篇第四章 4.3 節「波浪推算」
	設計波浪	第二篇第四章 4.2 節「設計波浪之決定方法」
	安全係數	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」
	地質條件	第二篇第九章「地質」
	地震力	第二篇第十章「耐震設計」
擬定斷面	堤頂高	第七篇第三章 3.1.2 節「合成堤」
	堤面場鑄 混凝土厚度	第七篇第三章 3.1.1 節「直立堤」
	堤體寬度	第七篇第三章 3.1.2 節「合成堤」
	護坡坡度	第七篇第三章 3.1.2 節「合成堤」
堤體穩定 分析	滑動驗算	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」、 第二篇第十二章「土壓及水壓」
	傾倒驗算	第七篇第三章 3.3 節「安定計算」、 第二篇第十二章「土壓及水壓」
	基礎承载力之檢討	第五篇第二章「淺式基礎承载力」
細部設計	斜坡堤護面塊石與 消波塊所需重量	第二篇第五章 3.3 節「護面塊石與消波塊所需 重量」
	內部材料所需重量 及厚度	第七篇第三章 3.3.2 節「堤基部之安定計算」 及 第七篇第四章 4.2 節「合成堤」
	堤腳保護設計	第七篇第四章 4.2 節「合成堤」及 英國 B.S.code ^{*註}

註：British Standards Institution, “British Standard Code of Practice for Maritime Structures,” 1991

3.1.3 案例簡介

目前各商港皆都多有採用沉箱式合成堤之堤段，如已完工之高雄港洲際貨櫃中心之外廓防波堤(如圖 3.3 所示)，堤址高程約-11m~-18m，即採沉箱式合成堤進行設計，利用下部拋石基礎之厚度於各水深段順利銜接，以符工程之經濟性、功能性、施工性等。

茲選用防波堤 I 段(標準斷面圖如圖 3.4 所示)為設計案例，並就其設計流程逐一演算，俾利說明設計基準應用之方式。

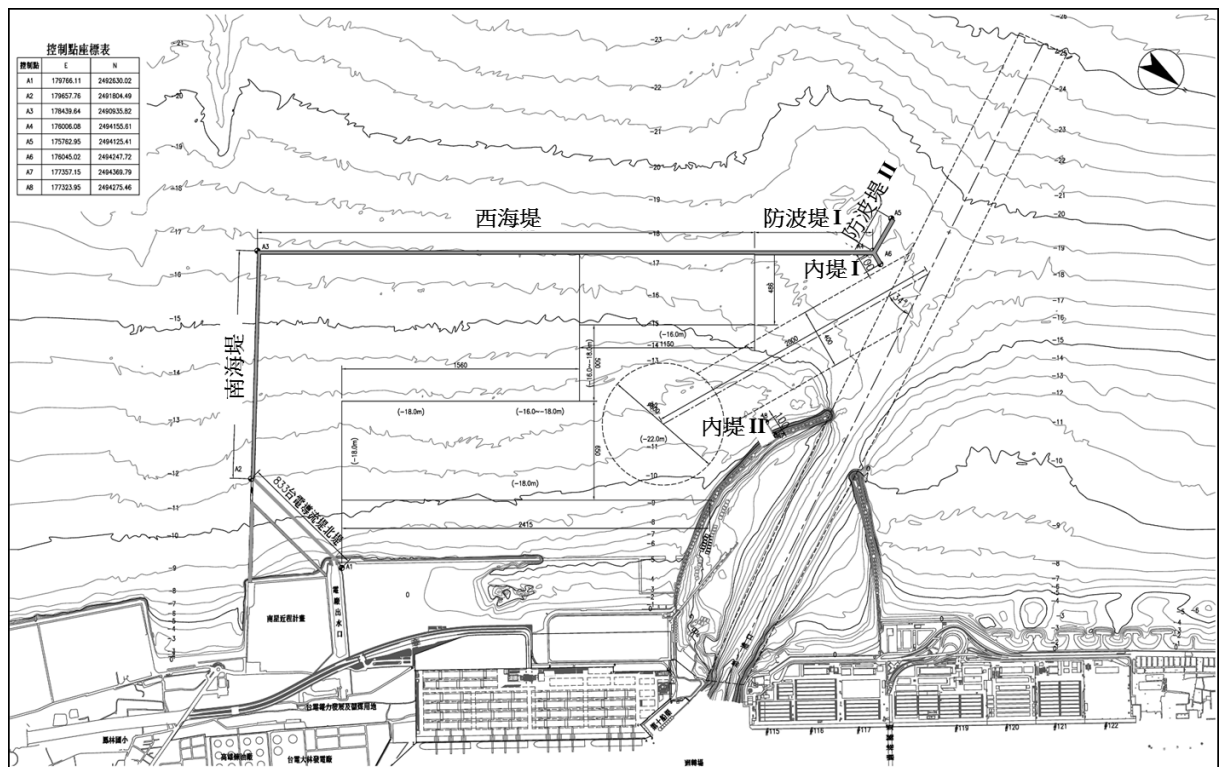


圖 3.3 外廓防波堤堤線配置圖

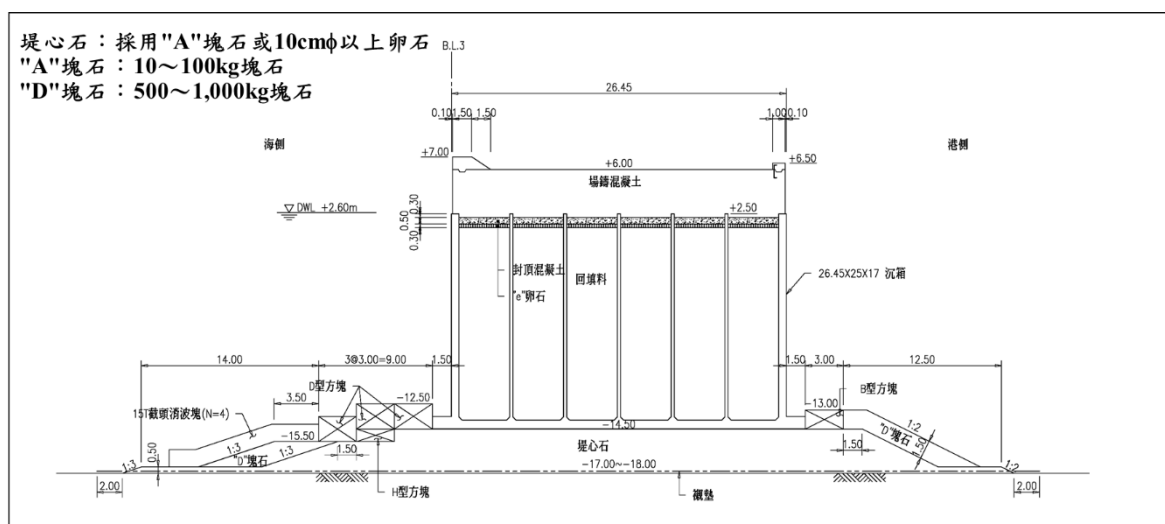


圖 3.4 外廓防波堤 I 標準斷面圖

3.2 設計條件擬訂

3.2.1 設計年限

一般港灣永久構造物之使用年限為 50 年，且設計迴歸期以不小於設計年限為基準，而本工程之堤防工程係以永久結構物觀念設計，故其設計迴歸期採用 50 年。

3.2.2 設計水位

計算所採用之潮位，為對結構物最危險時之潮位。依高雄港務分公司 1976~2009 年之逐時潮位記錄，統計分析得潮位資料如下：

最高高潮位	H.H.W.L.	+2.60m
朔望平均滿潮位	H.W.L.	+1.29m
平均高潮位	M.H.W.L.	+0.93m
平均潮位	M.W.L.	+0.74m
平均低潮位	M.L.W.L.	+0.51m
朔望平均乾潮位	L.W.L.	+0.30m
最低低潮位	L.L.W.L.	-0.04m

註：高雄港低潮水準系統。

因此，本案例計畫區在颱風通過期間，比較歷年觀測最高潮位(+2.60m)，及朔望平均滿潮位加上 50 年迴歸期之暴潮偏差(0.96m)值(=1.29+0.96=+2.25m)，保守選定本計畫區海岸構造物設計水位約為+2.60m(取高雄港低潮系統)。

3.2.3 颱風波浪推算

波浪資料乃為港灣結構設計重要因素之一，尤其當颱風來襲時引致之異常浪危害度最高，故防波堤設計乃探求颱風波浪為設計依據，則依井島武士及湯麟武博士之理論模擬推算各迴歸期之波高，如表 3-2 所示。以一般海岸、港灣結構物設計之 50 年迴歸期為考量，工址附近之外海颱風波浪以 SSE 向及 S 向最大，其外海波高介於 10.8m 至 10.3m 間，相映之週期為 13.8 秒至 13.5 秒，而後依次向 NW 向逐漸減弱。

表 3-2 各迴歸期之颱風波浪推算值統計表

迴歸期(年) 波向	250		200		100		50		25		20		10	
	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T	H ₀	T
NW	5.3	9.7	5.2	9.6	4.9	9.3	4.5	8.9	4.1	8.5	3.9	8.3	3.5	7.9
WNW	6.2	10.5	6.1	10.4	5.7	10.0	5.3	9.7	4.8	9.2	4.6	9.0	4.1	8.5
W	6.6	10.8	6.5	10.7	6.0	10.3	5.5	9.8	5.0	9.4	4.8	9.2	4.3	8.7
WSW	8.9	12.5	8.6	12.3	7.8	11.7	6.9	11.0	6.0	10.3	5.7	10.0	4.8	9.2
SW	10.0	13.3	9.7	13.1	8.7	12.4	7.7	11.7	6.7	10.9	6.3	10.5	5.2	9.6
SSW	12.0	14.5	11.6	14.3	10.4	13.5	9.2	12.7	7.9	11.8	7.5	11.5	6.1	10.4
S	13.0	15.1	12.6	14.9	11.5	14.2	10.3	13.5	9.0	12.6	8.5	12.2	7.1	11.2
SSE	13.3	15.3	13.0	15.1	11.9	14.5	10.8	13.8	9.5	12.9	9.1	12.7	7.6	11.6

註：1.依據1940～2009年間之颱風資料推算，本案例彙整。

2.目標區為120.26°E，22.47°N，水深-192.4m。

3.波高之單位為公尺；週期之單位為秒。

3.2.4 設計波浪

防波堤穩定分析主要考慮在設計年限之颱風波浪作用下，堤體本身仍能安全、穩定，因此，本防波堤工程採用迴歸期為 50 年颱風波浪為設計條件，由此推估深海波浪經折射、繞射、淺化、碎波及摩擦後之堤前示性波高，作為堤體設計之計算值。

在斷面設計時所採用之堤址波高值與相對之波力、溯升及越波等物

理量之推估所採用之深海波高，係為二維斷面波壓理論之結果，並無考量平面折繞射之影響因子，故在應用時，可採用 Goda 定義之相當深海波高 H_0' (equivalent deepwater wave) 觀念加以修正深海波高。由於 H_0' 僅考量淺化現象，所以在實際應用時，必須將深海波高 H_0 進行折射係數 (K_r)、繞射係數 (K_d) 修正，而得出相當深海波高 $H_0' = H_0 \times K_r \times K_d$ ，並作為堤址波高設計之依據。本案工址 8 個波浪入射方向之計算結果如表 3-3 所示，其中，入射波高 H_0 、週期 T_0 為颱風波浪數值推算之結果， $K_r \times K_d$ 、堤法線與波浪入射角之夾角 β_w 為近岸波場之計算結果。由表 3-3 可知，雖入射波高 H_0 以 SSE 向最大，但經海岸地形變化對波浪所造成之折射、繞射及淺化效應後之等值深海波高卻以 S 向最大，因此，須綜合考量各來襲方向進行計算之堤前示性波高與波向，以波浪作用為最大或帶給結構物或其設施最不利之作用者為設計波浪，經比較各波向後彙整各堤址水深範圍之設計波浪如表 3-4 所示。而本設計案例擇 SSW 向波浪計算，惟實際設計時，則各來襲方向均應計算。

表 3-3 外廓防波堤近岸波場模式計算結果一覽表

深海波向	堤址高程 (m)	入射波高 H_0 (m)	週期 T (sec)	$K_r K_d$	等值深海波高 $H_0' = H_0 K_r K_d$ (m)	堤法線與波浪入射角夾角 β_w	$\beta = \min(\beta_w - 15, \beta_w + 15)$
NW	-17.0	4.5	8.91	0.79	3.56	66°	51°
NW	-18.0	4.5	8.91	0.79	3.56	66°	51°
WNW	-17.0	5.3	9.67	0.94	4.98	50°	35°
WNW	-18.0	5.3	9.67	0.94	4.98	50°	35°
W	-17.0	5.5	9.85	1.02	5.62	33°	18°
W	-18.0	5.5	9.85	1.02	5.62	33°	18°
WSW	-17.0	6.9	11.03	1.06	7.35	13°	0°
WSW	-18.0	6.9	11.03	1.06	7.35	13°	0°
SW	-17.0	7.7	11.65	1.03	7.91	4°	0°
SW	-18.0	7.7	11.65	1.08	8.29	4°	0°
SSW	-17.0	9.2	12.74	0.92	8.43	19°	4°
SSW	-18.0	9.2	12.74	1.03	9.51	18°	3°
S	-17.0	10.3	13.48	0.88	9.08	33°	18°
S	-18.0	10.3	13.48	0.98	10.06	31°	16°
SSE	-17.0	10.8	13.80	0.85	9.15	43°	28°
SSE	-18.0	10.8	13.80	0.88	9.46	43°	28°

註：1.設計水位=+2.6m，高雄港低潮水準系統。

2.海底坡度為1:200。

表 3-4 外廓防波堤堤址高程設計波浪表

堤址高程 (m)	$\beta=\min$ (β_w-15 , β_w+15)	判斷式 ^{*註} = $H_{\max} \times (1+\cos\beta)/2$	深海波 向	入射波 高 H_0 (m)	週期 T (sec)	$K_r K_d$	相當深海 波高 H_0' (m)
-17~-18m	3	15.09	SSW	9.20	12.74	1.03	9.51

註：略以Goda建議之波壓公式判斷。

3.2.5 安全係數

1. 堤體滑動驗算：波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上。
2. 堤體傾倒驗算：波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上。
3. 基礎容許承载力：堤址為砂性地質，永久構造物之安全係數不得小於 2.5。

3.2.6 地質條件

依據地質鑽探試驗結果顯示，堤址處之地質以砂為主，其土壤內部摩擦角 ϕ 為 30° 。

3.2.7 地震力

本案工址位於高雄市小港區，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_S^D=0.5$ 、反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 保守取 1.1，則工址設計震度 $K_h=0.4 \times S_S^D \times F_a \times \frac{I}{2}=0.11$ ，並可依下式計算設計地震力 V ：

$$V=K_h \times W=0.11 \times W \quad (3.1)$$

式中 K_h = 設計震度

W = 構造物全部靜載重

I = 用途係數，依構造物之重要程度劃分，一般防波堤設計取 1

3.3 基本設計方法

3.3.1 堤體斷面研擬

堤體斷面一般係依據施工需求與經驗累積進行設定，初步先選定特定區位之堤體高程，如拋石頂部高程、沉箱頂部高程、經驗假設之堤面高程與沉箱底部高程等條件，經計算分析後，逐漸修正至最佳斷面。研

擬斷面所考量因素包括如下：

1. 堤面場鑄混凝土厚度，一般在 1m 以上，沉箱堤多在 2m 以上，並符合波高 2 公尺以上時，至少應有 1 公尺以上厚度之要求。
2. 拋石部之護坡坡度以港外側坡度緩於 1：2，港內側坡度緩於 1：1.5。

3.3.2 堤前示性波高決定

設計堤前示性波高之計算，採合田良實(Goda)公式為計算準繩。一般海堤穩定性設計係採用最大波高 $H_{\max}$ 進行計算，消波塊重量則採用堤前示性波高 H_s 予以計算，而 $H_{\max}$ 及 H_s 之計算公式列示如下：

$$H_s = \begin{cases} K_s H_0' & , h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_s H_0'\} & , h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.2)$$

式中 H_0' = 相當深海波高 ($H_0' = H_0 \times K_r \times K_d$)

h = 設計堤體處海底水深

K_s = 不規則波淺化係數，可由非線性波浪淺化公式(Goda(2004), Random seas and design of maritime structures, p.76-77)或查圖 3.5 求得。

$$\beta_0 = 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5}\theta]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max} = \text{Max}\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

$$L_0 = \text{設計波高所對應之波長，約為 } 1.56 \times T^2$$

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_0' & , h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', 1.8 K_s H_0'\} & , h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.3)$$

$$\text{式中 } \beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5}\theta]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max}^* = \text{Max}\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

$$\tan\theta = \text{堤址附近海底坡度}$$

並考慮最大波高受碎波影響時，設計波高為考慮不規則波變形之 $H_{\max}$ ，此時之最大波高為堤前方海測 5 倍 H_s 距離處水深 h_b 處之值。

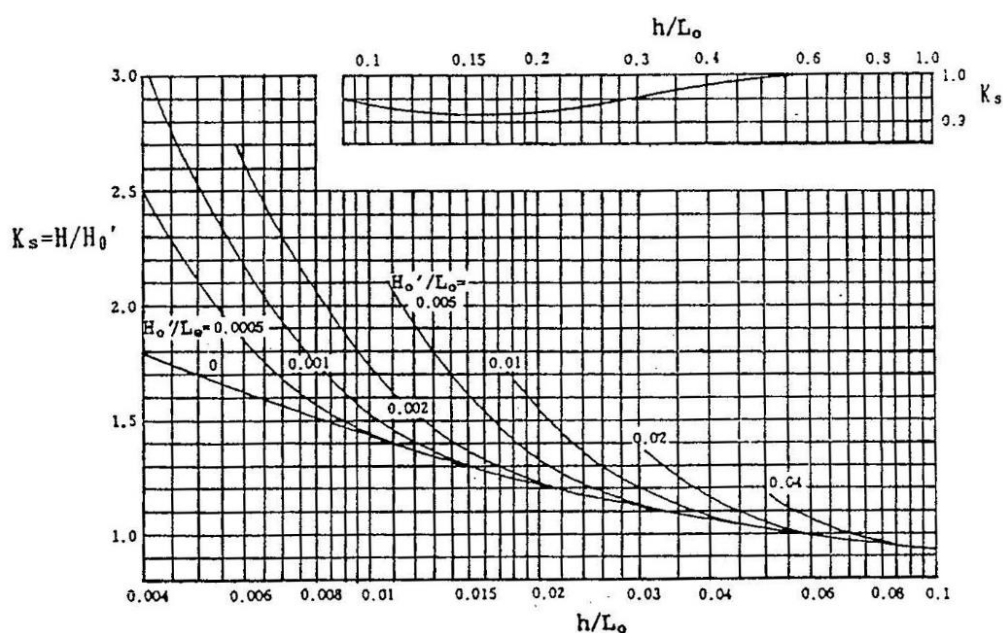


圖 3.5 非線性波浪淺化圖

$H_{\max}$ 及 H_s 之計算如下：

1. 計算 h/L_0

$$h=18.0+2.6=20.6\text{m}、L_0=1.56\times 12.74^2=253.2\text{m}，$$

計算得 $h/L_0=0.081<0.2$ 。

2. 計算 β_0 、 β_1 、 $\beta_{\max}$ 、 K_s

由 $h/L_0=0.081$ 、 $H_0'/L_0=0.0376$ 、 $\tan\theta=0.005$ 可代入式 (3.2) 計算得 $\beta_0=0.0982$ 、 $\beta_1=0.531$ 、 $\beta_{\max}=0.92$ ，查圖 3.5 可得 $K_s=1.01$ 。

3. 計算 H_s

$$H_s=\min(11.87, 8.75, 9.59)=8.75\text{m}。$$

4. 計算 β_0^* 、 β_1^* 、 $\beta_{\max}^*$ 、 h_b

由 $h/L_0=0.081$ 、 $H_0'/L_0=0.0376$ 、 $\tan\theta=0.005$ 可代入式 (3.3) 計算得 $\beta_0^*=0.1823$ 、 $\beta_1^*=0.6421$ 、 $\beta_{\max}^*=1.65$ 、 $h_b=20.6+5\times 8.75\times 0.005=20.82\text{m}$ 。

5. 計算 $H_{\max}$

$$H_{\max}=\min(15.10, 15.69, 17.27)=15.10\text{m}。$$

3.3.3 堤頂高決定

有關防波堤堤頂高，一般大型港口防波堤設計，如堤後有寬廣水域可供越波消能，則頂高可採大於朔望平均滿潮位加上 0.6 倍示性設計波高以上高度考量，由於本案例堤後有一大水域供越波消能，則堤頂高應在朔望平均滿潮位(H.W.L.)加上示性波高(H_s)之 0.6 倍以上，即 $1.29+8.75\times0.6=6.54\text{m}$ ，並建議堤頂之胸牆高採+7.0m 進行設計。

3.3.4 波力計算

堤前波力計算採用合田良實(Goda)波壓公式，各壓力分布如圖 3.6 所示，計算步驟如下：

1. 波壓作用高程

$$\eta^*=0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_{\max} \quad (3.4)$$

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

β ：堤法線之垂線與波浪主方向線 $\pm 15^\circ$ 範圍中修正之角度($^\circ$)

λ_1 ：波壓修正係數，通常為 0.8~1.0。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

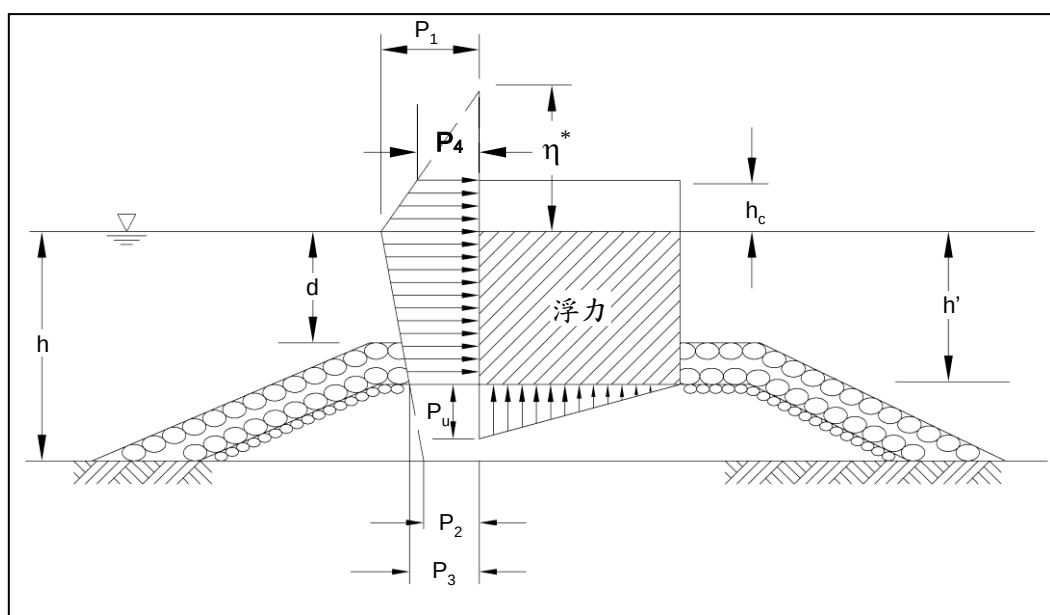


圖 3.6 防波堤直立部份波壓分布圖

2. 波壓強度

$$P_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_2\cos^2\beta)\omega_0 H_{\max} \quad (3.5)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (3.6)$$

$$P_3 = \alpha_3 \times P_1 \quad (3.7)$$

$$P_4 = \alpha_4 \times P_1 \quad (3.8)$$

β ：堤法線之垂線與波浪主方向線 $\pm 15^\circ$ 範圍中修正之角度($^\circ$)

λ_1 ：波壓修正係數，通常為 0.8~1.0。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

λ_2 ：波壓修正係數。

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則無須採用此係數。

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \quad (3.9)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right] \quad (3.10)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right], \quad h' > 0 \text{ 時} \quad (3.11)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^*/\eta^* \quad (3.13)$$

$$h_c^* = \min[\eta^*, h_c] \quad (3.14)$$

式中 P_1 ：靜水面之波壓強度(tf/m²)

P_2 ：海底面之波壓強度(tf/m²)

P_3 ：直立壁底面之波壓強度(tf/m²)

P_4 ：直立壁頂面(胸牆)之波壓強度(tf/m²)

h ：直立壁前之水深(m)

h_b ：直立壁前方海側 5 倍示性波高距離處之水深(m)

h_c ：直立壁頂面(胸牆)至水深之距離(m)

h' ：直立壁底面之水深(m)

d ：護基方塊或護面材水深之較小者(m)

ω_0 ：海水單位重 $1.03(\text{tf/m}^3)$

L ：水深 h 處之設計計算所使用之波長(m)

$\min\{a,b\}$ ： a,b 中取較小值

波力之計算如下：

(1) 計算波壓作用高程 η^*

將 $H_{\max}=15.10\text{m}$ 、 $\lambda_1=1.0$ 、 $\beta=3^\circ$ (由表 3-3 所得)代入式(3.4)計算得 $\eta^*=22.64\text{m}$ 。

(2) 計算水深 h 處之波長 L

由 $H_0=9.2\text{m}$ 、 $T=12.74\text{sec}$ ，以微小振幅波理論(small amplitude wave theory)之分散方程式 $\sigma^2=gk\tanh(kh)$ (dispersion equation)採試誤法計算 $h=20.6\text{m}$ 處之波長 $L=165.58\text{m}$ ，其中 $\sigma=\frac{2\pi}{T}$ 、 $k=\frac{2\pi}{L}$ 。

(3) 計算 α_1

將 $h=20.6\text{m}$ 、 $L=165.58\text{m}$ ，代入式(3.9)計算得 $\alpha_1=0.8345$ 。

(4) 計算堤前 5 倍 H_s 距離處之水深 h_b

由 $\tan\theta=0.005$ 、 $H_s=8.75\text{m}$ ，可計算 $h=20.6\text{m}$ 之 5 倍 H_s 距離處之水深 $h_b=20.82\text{m}$ 。

(5) 計算護基方塊或護面材中水深較小者 d

採護基方塊之水深 $d=12.5+2.6=15.1\text{m}$ 。

(6) 計算 α_2

將 $h_b=20.82\text{m}$ 、 $d=15.1\text{m}$ 、 $H_{\max}=15.10\text{m}$ ，代入式(3.10)計算得 $\alpha_2=0.0916$ 。

(7) 計算直立壁底面之水深 h'

$h'=2.6+14.5=17.1\text{m}$ 。

(8) 計算 α_3

將 $h'=17.1\text{m}$ 、 $h=20.6\text{m}$ 、 $L=165.58\text{m}$ ，代入式(3.11)計算得 $\alpha_3=0.7981$ 。

(9) 計算 α_4

先由式(3.14)計算 h_c^* ， $h_c^*=\min[22.64, 4.4]=4.4\text{m}$ 、 $\eta^*=22.64\text{m}$ ，代入

式(3.13)計算得 $\alpha_4=0.8056$ 。

(10) 計算 P_1

將 $\alpha_1=0.8345$ 、 $\alpha_2=0.0916$ 、 $\lambda_1=1.0$ 、 $\lambda_2=1.0$ 、 $W_0=1.03 \text{ tf/m}^3$ ，代入式(3.5)計算得 $P_1=14.39 \text{ tf/m}^2$ 。

(11) 計算 P_2

將 $P_1=14.39 \text{ tf/m}^2$ 、 $L=165.58\text{m}$ ，代入式(3.6)計算得 $P_2=10.89 \text{ tf/m}^2$ 。

(12) 計算 P_3

將 $\alpha_3=0.7981$ 、 $P_1=14.39 \text{ tf/m}^2$ ，代入式(3.7)計算得 $P_3=11.48 \text{ tf/m}^2$ 。

(13) 計算 P_4

將 $\alpha_4=0.8056$ 、 $P_1=14.39 \text{ tf/m}^2$ ，代入式(3.8)計算得 $P_4=11.59 \text{ tf/m}^2$ 。

(14) 作用於合成堤之衝擊波壓

當結構物法線之垂直線與波向之交角 β 在 20° 以內，同時又有下列情形時，則易造成衝擊碎波壓，並依「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第五章 5.2.3 節「衝擊波力」之相關規定辦理：

① 海底地形很陡時

當海底坡度較 $1/30$ 為陡時，在直立壁之稍微海側處之相當深海波波形尖銳度在 0.03 以下(包含碎波時)很容易產生衝擊波壓。

② 高基礎時

海底坡度雖平緩，但因基礎之形狀亦會導致衝擊波壓，此時除波浪之條件外，若基礎拋石較高，而且前肩寬度相當廣亦或斜坡坡度平緩，在拋石基礎之斜坡面或斜坡肩部附近如有水柱狀之碎波衝擊時會產生衝擊波壓。海底坡度較 $1/50$ 為緩時，若拋石基礎高程上之水深與設置水深比大於 0.6 時，不會產生強大之衝擊波壓。

而本案工址海底坡度為 $1:200$ ，拋石基礎高程上之水深與設置水深比($=17.1/20.6>0.6$)，則不考慮衝擊波壓之影響。

3. 浮力及揚壓力

當沉箱有基腳時，在波浪之作用側基腳之上面有往下作用之波

力，以及底面前趾有 P_u' 後趾為 0 之揚壓力作用，但儘管如此，通常其合力與無基腳時之揚壓力並無很大之差別，因此，本案例忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力。

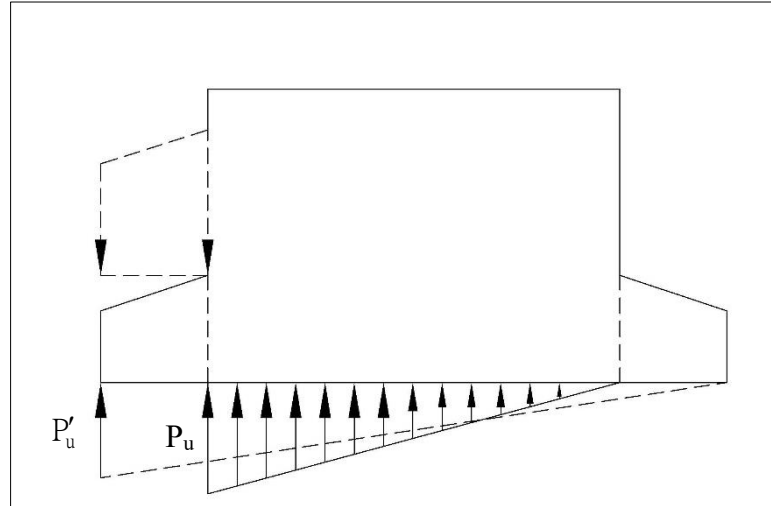


圖 3.7 有基腳時之揚壓力

浮力僅考慮直立壁位於設計水位以下部份。揚壓力則假設為三角形分布，作用於直立壁底面；最大揚壓力 P_u 作用於海側堤趾，港側堤趾則為零，其計算公式如下：

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\omega_0H_{\max} \quad (3.15)$$

式中 P_u ：作用於直立壁底面之揚壓力 (tf/m²)

λ_3 ：揚壓力修正係數(標準值為 1)，

通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

將 $\beta=3^\circ$ 、 $\lambda_3=1.0$ 、 $\alpha_1=0.8345$ 、 $\alpha_3=0.7981$ 、 $\omega_0=1.03$ tf/m³、 $H_{\max}=15.10$ m 代入式(3.15)計算得 $P_u=10.35$ tf/m²。

4. 波力合成力及其力矩

基於上述計算，波力之合成力 P 及力矩 M_P 可依下式求得：

$$P = \frac{1}{2}(P_1 + P_3)h' + \frac{1}{2}(P_1 + P_4)h_c^* \quad (3.16)$$

$$M_p = \frac{1}{6}(2P_1 + P_3)h'^2 + \frac{1}{2}(P_1 + P_4)h' \times h_c^* + \frac{1}{6}(P_1 + 2P_4)h_c^{*2} \quad (3.17)$$

將 $P_1=14.39 \text{ tf/m}^2$ 、 $P_2=10.89 \text{ tf/m}^2$ 、 $P_3=11.48 \text{ tf/m}^2$ 、 $P_4=11.59 \text{ tf/m}^2$ 、 $h'=17.1\text{m}$ 、 $h_c^*=4.4\text{m}$ 代入式(3.16)及式(3.17)分別計算得波力合成力 $P=278.4 \text{ tf/m}$ ，波力合成力矩 $M_p=3,061 \text{ tf-m/m}$ 。

而上揚力 U 及其力矩 M_u 可由下式求之：

$$U = \frac{1}{2} P_u \times \ell_u \quad (3.18)$$

$$M_u = \frac{2}{3} U \times \ell_u \quad (3.19)$$

式中 ℓ_u 表示揚壓力作用於堤底之範圍

若直立壁位於設計水位下，則 $\ell_u=b$ 堤底寬

本案例直立壁位於設計水位下，則 $\ell_u=26.45\text{m}$ ， $P_u=10.35 \text{ tf/m}^2$ ，代入式(3.18)得上揚力 $U=136.9 \text{ tf/m}$ ，再代入式(3.19)得其力矩 $M_u=2,620 \text{ tf-m/m}$ 。

3.3.5 安定計算(波浪作用時)

1. 滑動驗算

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B - U)}{P} \quad (3.20)$$

式中 SF_s ：滑動安全係數，

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上

μ ：堤底與拋石間摩擦係數，通常採用 0.6

W_A ：堤體重量(tf/m)

W_B ：堤體所受之浮力(tf/m)

U ：堤體所受之上揚力(tf/m)

P ：堤體所受之水平外力(tf/m)

滑動驗算之計算如下：

(1) 計算堤體重量 W_A

由圖 3.4 可知，堤體由場鑄混凝土、胸牆混凝土及沉箱與其填充砂所組合而成(計算如圖 3.8 及表 3-5 所示)，重量為 29,335 tf/座，每座沉箱長度 25m，則單位長度重量為 1,173 tf/m。

(2) 計算堤體所受之浮力 W_B

每座沉箱水下所佔體積×海水比重， $11,383 \times 1.03 = 11,725$ tf/座，每座沉箱長度 25m，平均 469 tf/m。

(3) 計算堤體所受之上揚力 U

$U = 136.9$ tf/m。

(4) 計算滑動安全係數 SF_s

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B - U)}{P} = \frac{0.6(1,173 - 469 - 136.9)}{278.4} = 1.22 > 1.2(\text{OK})$$

2. 傾倒驗算

$$SF_o = \frac{M_A - M_B - M_U}{M_P} \quad (3.21)$$

式中 SF_o ：傾倒安全係數

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上

M_A ：堤體自重產生之抗傾力矩(tf-m/m)

M_B ：堤體所受浮力產生之力矩(tf-m/m)

M_U ：堤體所受上揚力產生之力矩(tf-m/m)

M_P ：堤體所受水平外力產生之力矩(tf-m/m)

傾倒驗算之計算如下：

(1) 計算堤體自重產生之抗傾力矩 M_A ：

① 場鑄混凝土自重產生之抗傾力矩 M_{A1} ：

$$M_{A1} = 5,282.8 \times 14.725 = 77,789.2 \text{ tf-m/m}。$$

② 前置及後置胸牆混凝土自重產生之抗傾力矩 M_{A2} ：

$$M_{A2} = 115 \times 26.85 + 28.75 \times 25.52 + 28.75 \times 2.1 = 3,881.9 \text{ tf-m/m}。$$

③ 沉箱自重產生之抗傾力矩 M_{A3} ：

$$M_{A3} = 6,062.2 \times 14.725 = 89,265.9 \text{ tf-m/m}。$$

④ 沉箱封頂混凝土自重產生之抗傾力矩 M_{A4} ：

$$M_{A4}=999.9 \times 14.725 = 14,723.5 \text{ tf-m/m}。$$

⑤ 沉箱填充砂產生之抗傾力矩 M_{A5} ：

$$M_{A5}=16,817.34 \times 14.725 = 247,635.3 \text{ tf-m/m}。$$

⑥ $M_A=M_{A1}+M_{A2}+M_{A3}+M_{A4}+M_{A5} = 433,295.8 \text{ tf-m/座}$ ，每座長度 25m，即 $17,331.8 \text{ tf-m/m}$ 。

(2) 計算由堤體所受浮力產生之力矩 M_B ：

$$M_B=11,725 \times 14.725 = 172,650 \text{ tf-m/座}$$
，即 $6,906 \text{ tf-m/m}$ 。

(3) 計算上揚力之合成力矩 M_U ：

$$M_U=136.9 \times (26.45 \times 2/3 + \text{基腳長 } 1.5) = 2,620 \text{ tf-m/m}。$$

(4) 計算傾倒安全係數 SF

$$SF_o = \frac{M_A - M_B - M_U}{M_p} = \frac{17,331.8 - 6,906 - 2,620}{3,061} = 2.55 > 1.2(\text{OK})$$

表 3-5 堤體重量計算一覽表

堤體重量計算：

	名 稱	體積計算式 (m ³)	密度 (ton/m ³)	重量 (ton)	力臂 (m)	力矩 (tf-m)
1.	場鑄混凝土	$3.5 \times (26.45 - 2 \times 0.1) \times 25$	2.3	5,282.8	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	77,789.2
2.	胸牆混凝土(矩形)	$2 \times 1 \times 25$	2.3	115	$1.5 + 26.45 - 0.5 \times 2 - 0.1$	3,087.8
	胸牆混凝土(三角形)	$0.5 \times (2 - 1) \times 1 \times 25$	2.3	28.75	$1.5 + 26.45 - 0.1 - 2 - (3 - 2) / 3$	733.7
	後置胸牆混凝土(矩形)	$1 \times 0.5 \times 25$	2.3	28.75	$1.5 + 0.1 + 0.5 \times 1$	60.4
3.	沉箱	2,474.38	2.45	6062.2	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	89,265.9
4.	封頂混凝土	$4 \times 4.56 \times 0.8 \times (5 \times 6)$	2.3	1,006.8	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	14,825.1
	封頂混凝土(垂直托肩)	$-(0.5 \times 0.25^2 \times 0.8 \times 120)$	2.3	-6.9	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	-101.6
5.	填充沙	$4 \times 4.56 \times (17 - 0.7 - 0.8) \times (5 \times 6)$	2.0	16,963.2	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	249,783.1
	填充沙(垂直托肩)	$-(61.125 - 0.5 \times 0.25^2 \times 0.8 \times 120)$	2.0	-116.25	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	-1,711.7
	填充沙(水平橫托肩)	-7.6125	2.0	-15.23	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	-224.2
	填充沙(水平縱托肩)	-6.5625	2.0	-13.13	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	-193.3
	填充沙(隅角部托肩)	-0.625	2.0	-1.25	$1.5 + 0.5 \times 26.45$	-18.4
	合計(每座沉箱)	13,689.7 (m ³)	-	29,335 (tf)	433,295.8 (tf-m)	
	合計(單位長度)	547.6 (m ³ /m)		1,173 (tf/m)	17,331.8 (tf-m/m)	

沉箱體積及一次力矩計算：

	名 稱	體積計算式 (m ³ /個)	個數	體積(m ³)	y (m)	一次力矩 (m ³ -m)
①	底版	$26.45 \times 25 \times 0.7$	1	462.875	$0.5 \times (1.0 - 0.7)$	69.4
②	前後壁	$0.6 \times 25 \times (17 - 0.7)$	2	489	$0.7 + 0.5 \times (17 - 0.7)$	4327.7
③	側壁	$(26.45 - 0.6 \times 2) \times 0.6 \times (17 - 0.7)$	2	493.89	$0.7 + 0.5 \times (17 - 0.7)$	4370.9
④	橫隔壁	$0.25 \times (25 - 0.6 \times 2) \times (17 - 0.7)$	5	484.925	$0.7 + 0.5 \times (17 - 0.7)$	4291.6
⑤	縱隔壁	$(26.45 - 0.6 \times 2 - 0.25 \times 5) \times 0.25 \times (17 - 0.7)$	4	391.2	$0.7 + 0.5 \times (17 - 0.7)$	3462.1
⑥	垂直托肩	$2^{-1} \times 0.25^2 \times (17 - 0.7)$	120	61.125	$0.7 + 0.5 \times (17 - 0.7)$	541.0
⑦	水平橫托肩	$2^{-1} \times 0.25^2 \times [(25 - 0.6 \times 2) - 0.25 \times 4 - 2 \times 5 \times 0.25]$	12	7.6125	$0.7 + 0.25 / 3$	6.0
⑧	水平縱托肩	$2^{-1} \times 0.25^2 \times [(26.45 - 0.6 \times 2) - 0.25 \times 5 - 2 \times 6 \times 0.25]$	10	6.5625	$0.7 + 0.25 / 3$	5.1
⑨	隅角部托肩	$3^{-1} \times 0.25^3$	120	0.625	$0.7 + 0.25 / 3$	0.5
⑩	基腳	$1.5 \times 25 \times 1$	2	75	0.5×1	37.5
⑪	基腳托肩	$2^{-1} \times 0.25^2 \times 25$	2	1.5625	$1 + 0.5 / 3$	1.7
	合 計			2,474.38		17,113

沉箱所受浮力計算：

	名 稱	體積計算式 (m ³)	浮力 (tf)	力臂 (m)	力矩 (tf-m)
1.	沉箱主體	$[(14.5 + 2.5) \times 26.45 + 1.5 \times 1 \times 2 + 0.5 \times 0.25^2 \times 2] \times 25$			
2.	沉箱主體(水面下)	$[(14.5 + 2.5) \times 26.45 + 1.5 \times 1 \times 2 + 0.5 \times 0.25^2 \times 2] \times 25$	11657.3	14.725	171,654
3.	堤面場鑄混凝土(水面下)	$(2.6 - 2.5) \times (26.45 - 2 \times 0.1) \times 25$	67.6	14.725	995
	合計(每座沉箱)	11,383	11,725	14.725	172,650
	合計(單位長度)	455	469	14.725	6,906

3. 基礎承载力之檢討

將以堤體與外力所產生之底床反力小於底部拋石之容許承载力時，則認定為安全，並進行下列計算：

(1) 拋石頂部反力計算

$$t_e = \frac{M_A - M_B - M_U - M_P - M_S}{W_A - W_B - U} = (b/2) - e \quad (3.22)$$

堤體受波浪作用後，其底部拋石之受力分布情形如圖 3.8 所示，圖中 t_e 為直立部後趾與堤體所受合力與底部交點間之距離，拋石受力因 t_e 及堤體底寬 b 之不同關係而有以下二種分布：

$$\textcircled{1} e \leq \frac{1}{6}b \text{ 時 (即 } t_e \geq \frac{1}{3}b \text{)}$$

$$p_1 = (1 + \frac{6e}{b})(W_A - W_B - U)/b$$

$$p_2 = (1 - \frac{6e}{b})(W_A - W_B - U)/b, b' = b \quad (3.23)$$

$$\textcircled{2} e > \frac{1}{6}b \text{ 時 (即 } \frac{1}{3}b > t_e \text{)}$$

$$p_1 = \frac{2}{3}(W_A - W_B - U)/t_e$$

$$p_2 = 0, b' = 3 \times t_e = 3 \times (b/2 - e) \quad (3.24)$$

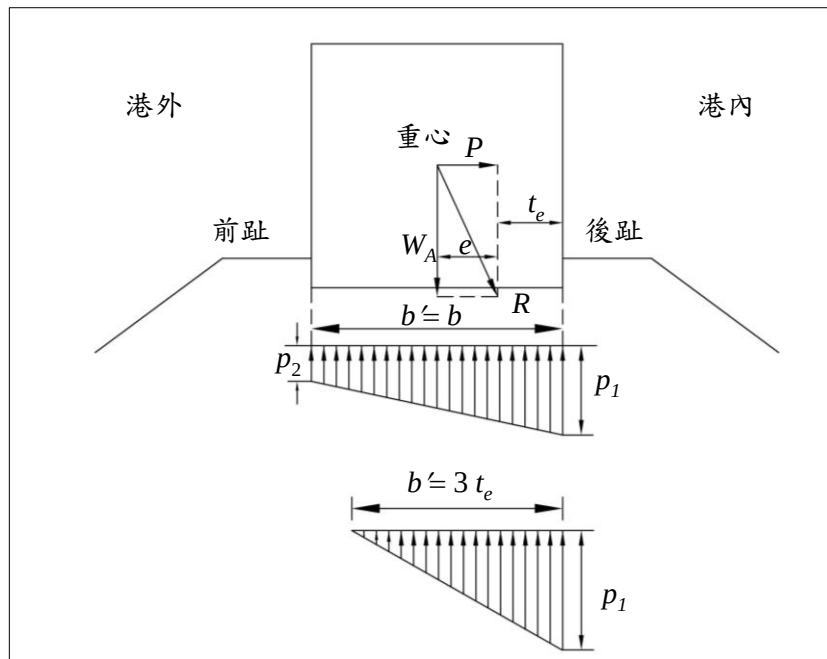


圖 3.9 拋石頂部基礎壓力分布圖

相關計算如下說明：

① 計算 t_e 、 e

由前之計算成果， $M_A=17,331.8 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_B=6,906 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_U=2,620 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_P=3,061 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_S=0 \text{ tf-m/m}$ (堤體所受抵抗土壓力產生之抗傾力矩，本案例無背填則為 0)、 $W_A=1,173 \text{ tf/m}$ 、 $W_B=469 \text{ tf/m}$ 、 $U=136.9 \text{ tf/m}$ ，堤寬 b 為沉箱寬度(26.45)+2 倍基腳長度(2×1.5)= 29.45m ，代入式(3.22)中求得 $t_e=8.36\text{m}$ 、 $e=6.36\text{m}$ 。

② 計算 p_1 、 p_2

由於 $e > b/6$ ，故取式(3.24)計算

得 $p_1=45.24 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2=0 \text{ tf/m}^2$ 。

(2) 拋石底部反力計算

當堤體受力後，其底部拋石頂之受力如上述，然此壓力將再藉由拋石傳至地盤，其壓力分布如圖 3.9 所示，而壓力計算如下：

$$\begin{aligned}\alpha_R &= \tan^{-1}[(P-W_S)/(W_A-W_B-U)] \\ b_1 &= b' + D \times [\tan(30^\circ + \alpha_R) + \tan(30^\circ - \alpha_R)] \\ p'_1 &= \frac{b'}{b_1} \times p_1 + \gamma' D \\ p'_2 &= \frac{b'}{b_1} \times p_2 + \gamma' D\end{aligned}\quad (3.25)$$

式中 α_R ：作用合力之傾斜角($^\circ$)

γ' ：拋石基礎有效單位重(tf/m^3)

D ：拋石基礎厚度(m)

b' ：構造物底面反力分佈寬度(圓形基礎以直徑計算)(m)

b_1 ：基礎地層面上之載重分布寬度(m)

W_S ：堤體所受之抵抗土壓力(tf/m)

求最大值之 p'_1

將 $W_S=0 \text{ tf/m}$ (本案例無背填則為 0)、 $\gamma'=1.0 \text{ tf/m}^3$ 、 $D=3.5\text{m}$ 、

$b'=3\times t_e=25.1\text{m}$ 等代入式(3.25)而得 $\alpha_R=0.456$ 、 $b_1=30.54\text{ m}$ 、 $p_1'=40.67\text{ tf/m}^2$ 、 $p_2'=3.5\text{ tf/m}^2$ 。

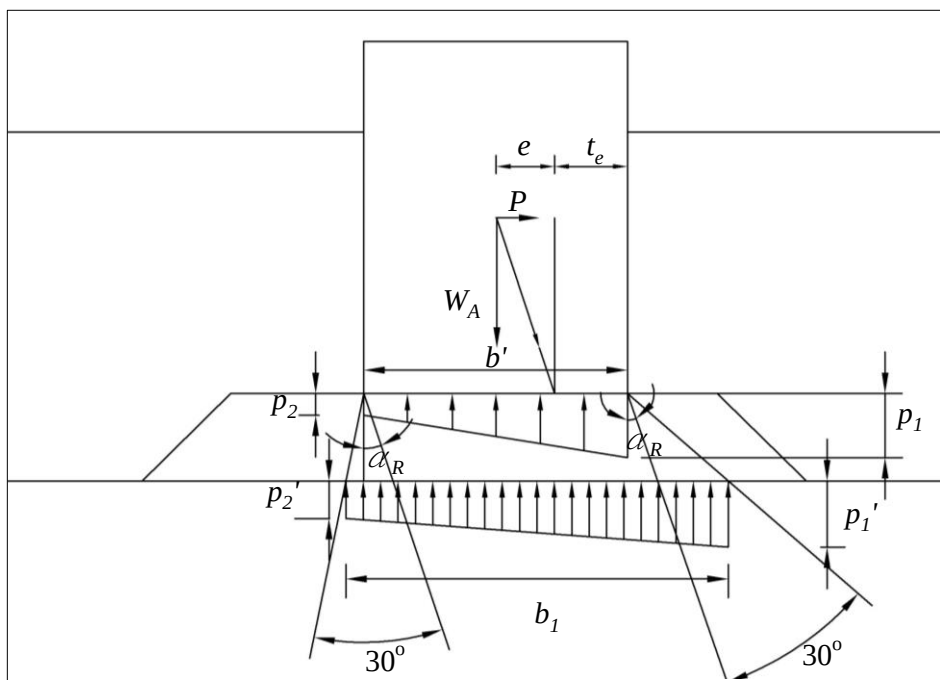


圖 3.10 基礎地層載重分布示意圖

(3) 容許承载力之計算

參考本案鑽探資料顯示工址屬砂性地質，依 Terzaghi 氏之理論，其基礎容許承载力以下式計算。

$$q_a = \frac{1}{F_s} (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \quad (3.26)$$

式中 q_a ：基礎容許承载力(應考慮水位以下之浮力) (tf/m^2)

B ：基礎最小寬度(或圓形基礎直徑)(m)

D ：基礎設置深度(m)

γ_1 ：基礎底面以下土壤單位重(水位以下為有效單位重) (tf/m^3)

γ_2 ：基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重) (tf/m^3)

N_r 、 N_q ：承载力因數

(參考圖 3.10， N_q 已考量減去基礎底面覆土壓力)

β ：基礎形狀係數(參考表 3-6)

F_s ：砂性地質承载力安全係數

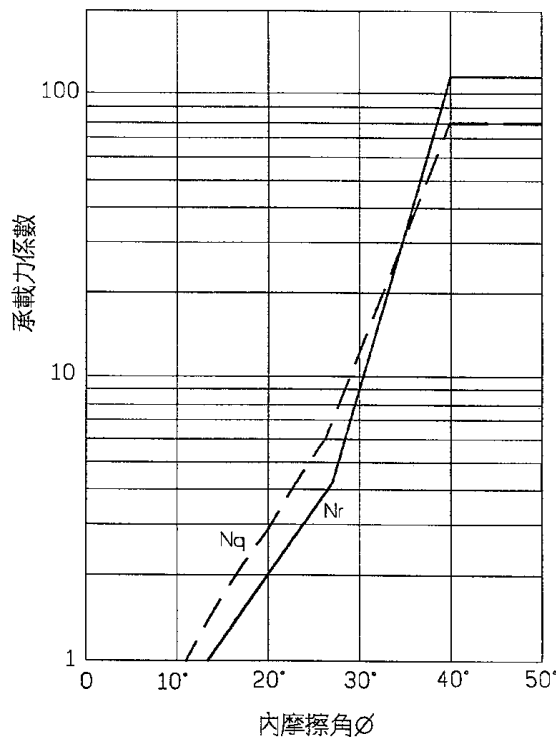


圖 3.11 承载力因數與摩擦角之關係圖
(N_q 已考量減去基礎底面覆土壓力)

表 3-6 基礎形狀係數

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	長方形*
β 值	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1(B/L)$

* 註 B：長方形基礎之短邊長

L：長方形基礎之長邊長

① 拋石基礎容許承载力計算

因拋石基礎材質取其內部摩擦角 ϕ 為 35° 、基礎埋設深度 $D=0\text{m}$ 、承载力安全係數 $F_s=2.5$ ，並查圖 3.10 及表 3-6 可得 $N_r=23.4$ 、 $N_q=24.8$ 、 $\beta=0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2=1\text{ tf/m}^3$ ，代入式(3.26)可得 $q_a=117.5\text{ tf/m}^2$ ，大於 $p_1=45.24\text{ tf/m}^2$ ，即符合要求。

② 底床基礎容許承载力計算

堤址處之土壤取其內部摩擦角 ϕ 為 30° 、基礎最小寬度 $B=b_1=30.54\text{m}$ 、基礎埋設深度 $D=0\text{m}$ 、承载力安全係數 $F_s=2.5$ ，並查圖 3.10 及表 3-6 可得 $N_r=6.8$ 、 $N_q=8.9$ 、 $\beta=0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2=1\text{ tf/m}^3$ ，代入式(3.26)可得 $q_a=41.7\text{ tf/m}^2$ ，大於 $p_1'=40.67\text{ tf/m}^2$ ，即符合要求。

3.3.6 安定計算(地震時)

1. 滑動驗算

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B)}{P_{eq}} \quad (3.27)$$

式中 SF_s ：滑動安全係數，

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.0 以上

μ ：堤底與拋石間摩擦係數，通常採用 0.6

W_A ：堤體重量(tf/m)

W_B ：堤體所受之浮力(tf/m)

P_{eq} ：堤體所受之水平外力(tf/m)

滑動驗算之計算如下：

(1) 計算堤體重量 W_A ：

$$W_A = 1,173\text{ tf/m}。$$

(2) 計算堤體所受之浮力 W_B ：

$$W_B = 469\text{ tf/m}。$$

(3) 計算堤體所受之地震水平外力 P_{eq}

① 動水壓力 P_w ：

$P_w = 7/12 \times \text{震區設計震度 } K_h \times \text{海水單位重 } \gamma_w \times (\text{朔望平均滿潮位} - \text{堤底高程})^2$ ，堤底高程 $\leq$ 朔望平均滿潮位

$$\text{即 } P_{W(\text{海側})} = 7/12 \times 0.11 \times 1.03 \times [1.29 - (-14.5)]^2 = 16.48\text{ tf/m}。$$

且 $P_{W(\text{陸側})} = P_{W(\text{海側})} = 16.48 \text{ tf/m}$ 。

$$P_W = P_{W(\text{海側})} + P_{W(\text{陸側})} = 32.96 \text{ tf/m}。$$

② 堤體地震力 W_h ：

$$W_h = K_h \times W_A = 0.11 \times 1,173 = 129 \text{ tf/m}。$$

$$\textcircled{3} P_{eq} = P_W + W_h = 161.96 \text{ tf/m}。$$

(4) 計算滑動安全係數 F_s

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B)}{P_{eq}} = \frac{0.6(1,173 - 469)}{163.96} = 2.61 > 1.0 (\text{OK})$$

2. 傾倒驗算

$$SF_o = \frac{M_A - M_B}{M_{eq}} \quad (3.28)$$

式中 SF_o ：傾倒安全係數

波浪作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上

M_A ：堤體自重產生之抗傾力矩(tf-m/m)

M_B ：堤體所受浮力產生之力矩(tf-m/m)

M_{eq} ：堤體所受地震水平外力產生之力矩(tf-m/m)

傾倒驗算之計算如下：

(1) 計算堤體自重產生之抗傾力矩 M_A ：

$$M_A = 17,331.8 \text{ tf-m/m}。$$

(2) 計算堤體所受浮力產生之力矩 M_B ：

$$M_B = 6,906 \text{ tf-m/m}。$$

(3) 計算堤體所受地震水平外力產生之力矩 M_{eq} ：

① 動水壓力合力矩 M_W ：

$M_W = P_W \times H_W = P_W \times 2/5 \times (\text{朔望平均滿潮位} - \text{堤底高程})$ ，堤底高程 $\leq$ 朔望平均滿潮位

$$\text{即 } M_{W(\text{海側})} = P_{W(\text{海側})} \times H_W = P_W \times 2/5 \times [1.29 - (-14.5)] = 104.08 \text{ tf-m/m}。$$

$$\text{且 } M_{W(\text{陸側})} = M_{W(\text{海側})} = 104.08 \text{ tf-m/m}。$$

$$M_W = M_{W(\text{陸側})} + M_{W(\text{海側})} = 208.16 \text{ tf-m/m}。$$

② 堤體地震力合力矩 M_{Wh} ：

$$M_{Wh} = \sum W_{Ai} \times K_{hi} \times h_i$$

=1,334.5 tf-m/m(計算列如表 3-7 所示)。

③ $M_{eq} = M_W + M_{Wh} = 1,542.66 \text{ tf-m/m}$

(4) 計算傾倒安全係數 SF_o 。

$$SF_o = \frac{M_A - M_B}{M_{eq}} = \frac{(17,331.8 - 6,906)}{1,542.66} = 6.76 > 1.1(\text{OK})$$

表 3-7 地震時堤體地震力及力矩計算一覽表

	名 稱	重量 W(tf)	地震力 $V = K_h \times W(\text{tf})$	力臂 (m)	力矩 (tf-m/m)
1.	場鑄混凝土	5,282.8	581.1	$0.5 \times 3.5 + [2.5 - (-14.5)]$	10,895.8
2.	胸牆混凝土(矩形)	115.0	12.7	$0.5 \times 1 + 3.5 + [2.5 - (-14.5)]$	265.7
	胸牆混凝土(三角形)	28.8	3.2	$1/3 + 3.5 + [2.5 - (-14.5)]$	65.9
	後置胸牆混凝土(矩形)	28.8	3.2	$0.5 \times 0.5 + 3.5 + [2.5 - (-14.5)]$	65.6
3.	沉箱	6,062.2	666.8	17,206/2,472	4,612.1
4.	封頂混凝土	1,006.8	110.8	$[2.5 - (-14.5)] - 0.5 \times 0.8$	1,838.5
	封頂混凝土(垂直托肩)	-6.9	-0.8	$[2.5 - (-14.5)] - 0.5 \times 0.8$	-12.6
5.	填充沙	16,963.2	1,866.0	$0.7 + [2.5 - (-14.5) - 0.7 - 0.8]/2$	15,767.3
	填充沙(垂直托肩)	-116.3	-12.8	$0.7 + [2.5 - (-14.5) - 0.7 - 0.8]/2$	-108.1
	填充沙(水平橫托肩)	-15.2	-1.7	$0.7 + [2.5 - (-14.5) - 0.7 - 0.8]/2$	-14.2
	填充沙(水平縱托肩)	-13.1	-1.4	$0.7 + [2.5 - (-14.5) - 0.7 - 0.8]/2$	-12.2
	填充沙(隅角部托肩)	-1.3	-0.1	$0.7 + [2.5 - (-14.5) - 0.7 - 0.8]/2$	-1.2
	合計(每座沉箱)	29,334.8	3,226.8	-	33,362.7
	合計(單位長度)	1,173.4	129.1	-	1,334.5

3. 基礎承载力之檢討

將以堤體與外力所產生之底床反力小於底部拋石之容許承载力時，則認定為安全，並進行下列計算：

(1) 拋石頂部反力計算

$$t_e = \frac{M_A - M_B - M_{eq}}{W_A - W_B} = (b/2) - e \quad (3.29)$$

相關計算如下說明：

① 計算 t_e 、 e

由前之計算成果， $M_A = 17,331.8 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_B = 6,906 \text{ tf-m/m}$ 、 $M_{eq} = 1,542.66 \text{ tf-m/m}$ 、 $W_A = 1,173 \text{ tf/m}$ 、 $W_B = 469 \text{ tf/m}$ ，堤寬 b 為沉箱寬度 $(26.45) + 2$ 倍基腳長度 $(2 \times 1.5) = 29.45 \text{ m}$ ，代入式(3.29)中求得 $t_e = 12.61 \text{ m}$ 、 $e = 2.11 \text{ m}$ 。

② 計算 p_1 、 p_2

由於 $e \leq b/6$ ，故取式(3.23)計算

得 $p_1 = 34.22 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2 = 10.97 \text{ tf/m}^2$ 。

(2) 拋石底部反力計算

當堤體受力後，其底部拋石頂之受力如上述，然此壓力將再藉由拋石傳至地盤，其壓力分布如圖 3.9 所示，並依(3.25)計算壓力。

將 $W_s = 0 \text{ tf/m}$ (本案例無背填則為 0)、 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ 、 $D = 3.5 \text{ m}$ 、 $b' = b = 29.45 \text{ m}$ 等代入式(3.25)而得 $\alpha_R = 0.226$ 、 $b_1 = 33.54 \text{ m}$ 、 $p_1' = 33.33 \text{ tf/m}^2$ 、 $p_2' = 13.06 \text{ tf/m}^2$ 。

(3) 容許承载力之計算

① 拋石基礎容許承载力計算

因拋石基礎材質取其內部摩擦角 ϕ 為 35° 、基礎埋設深度 $D = 0 \text{ m}$ 、承载力安全係數 $F_s = 2.5$ ，並查圖 3.10 及表 3-6 可得 $N_r = 23.4$ 、 $N_q = 24.8$ 、 $\beta = 0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2 = 1 \text{ tf/m}^3$ ，

代入式(3.26)可得 $q_a=137.9\text{tf/m}^2$ ，大於 $p_1=34.22\text{tf/m}^2$ ，即符合要求。

② 底床基礎容許承載力計算

堤址處之土壤取其內部摩擦角 ϕ 為 30° 、基礎最小寬度 $B=b_1=33.78\text{m}$ 、基礎埋設深度 $D=0\text{m}$ 、承載力安全係數 $F_s=2.5$ ，並查圖 3.10 及表 3-6 可得 $N_r=6.8$ 、 $N_q=8.9$ 、 $\beta=0.5$ ，而基礎底面以下、以上土壤單位重 γ_1 、 $\gamma_2=1\text{tf/m}^3$ ，代入式(3.26)可得 $q_a=46.1\text{tf/m}^2$ ，大於 $p_1'=33.33\text{tf/m}^2$ ，即符合要求。

3.4 細部設計方法

3.4.1 合成堤堤基護面石與消波塊所需重量

有關安定係數 N_s ，依擴展之谷本式(Tanimoto)計算，

$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left[1.3 \frac{1-k}{k^{1/3}} \right] \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\};$$

$$B_M/L' < 0.25 \quad (3.30)$$

$$k = k_1(k_2)_B \quad (3.31)$$

$$k_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \quad (3.32)$$

$$(k_2)_B = \max[\alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(2\pi \ell \cos \beta / L'), \cos^2 \beta \sin^2(2\pi \ell \cos \beta / L')] \quad (3.33)$$

式中 N_s ：依護面材之形狀、坡度及損害率等決定之安定係數

h' ：基礎拋石堤基(保護層除外)之堤頂水深(m)

ℓ ：垂直入射時為前肩寬度 B_M (m)，斜向入射時為 B_M 或 B_M'
間 $(k_2)_B$ 較大者之數值(參考圖 3.12 所示)

L' ：對水深 h' 處設計示性波週期之波長(m)

α_s ：護面層為水平時之修正係數(=0.45)

β ：波之入射角(與法線方向所成角度，不施行 15° 波向修正)

B_M ：堤前拋石基礎頂寬

堤前拋石基礎頂寬 B_M 為沉箱基腳加 2 顆 D 型方塊之長度，即 $1.5+2\times3=7.5\text{m}$ ，保守取 8m ，基礎拋石堤基之堤頂水深 $h'=17.1\text{m}$ ，並以頻散方程式計算此處水深之波長 $L=153.26\text{m}$ ，以擴展之谷本式計算安定係數 N_s ，代入 Hudson 公式(3.34)，求得合成堤堤基護面石重量，

$$W = \frac{\gamma_r H_s^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3.34)$$

式中 W ：護面塊石或型塊所需重量 (tf)

γ_r ：護面塊石或型塊在空氣中之單位重 (tf/m^3)

S_r ：塊石亦或混凝土塊對海水之比重 $S_r = \gamma_r / \gamma_w$

α ：坡面與水平面之角度

γ_w ：海水之單位重 $1.03 (\text{tf}/\text{m}^3)$

H_s ：堤前示性波高(m)

則可得 $N_s=4.27$ 、 $\gamma_r=2.3 \text{ tf}/\text{m}^3$ 、 $H_s=8.75\text{m}$ 、 $S_r=2.3/1.03=2.233$ ，代入式(3.34)得所需護基方塊重量 $W=10.55 \text{ tf}$ ，本案例所選用之 D 型方塊 ($3\times4.16\times2\times2.3=57.4>10.55$)則符合重量需求，並於海側安放三個、陸側放置一個方塊以符堤肩寬度之需求，並以 15T 截頭塊銜接排列，以達堤基保護之功效。

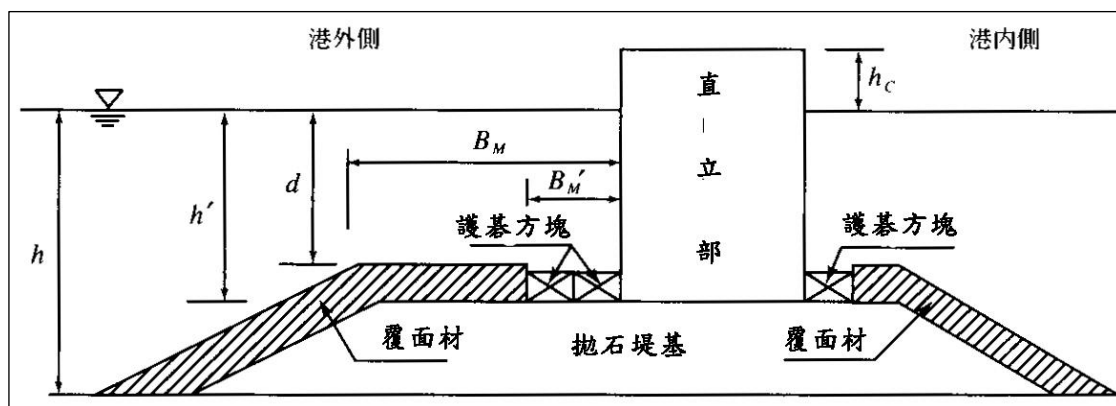


圖 3.12 合成堤之標準斷面與符號

3.4.2 內部材料所需重量及厚度

合成堤拋石基礎覆蓋材下拋石及型塊之重量，以覆蓋材重量之 $1/20$

以上為原則，其下之石塊重量，則再為其 1/20 以上為原則，以防止內部材料流失，另其厚度計算如下：

$$\gamma = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (3.35)$$

式中 γ ：疊層厚度(m)

n ：層數，至少採用二層，即 $n \geq 2$

k_{Δ} ：拋石層係數，詳如表 3-8，取約 1.0~1.02。

W ：拋石重量(tf)

γ_s ：拋石單位重(tf/m³)

以本案例而言(如圖 3.4 所示)，所採用 15T 截頭塊下之塊石重量以 0.75 tf 以上為原則，則所採用之 D 塊石重量為 0.5~1 tf 塊石符合要求，而其下之堤心石重量以 25~50 kgf 以上為原則，則所採用之 A 塊石重量為 10~100 kgf 符合要求，並以式 (3.35) 計算拋石層之厚度 $\gamma = 2 \times 1.02 \times (1/2.6)^{1/3} = 1.48\text{m}$ ，則 D 塊石堆疊厚度為 1.5m 符合要求。

表 3-8 不同護面層疊層係數及孔隙率比較表

護面層種類		層數 n	排列方式	疊層係數 k_{Δ}	孔隙率%
塊石	(平滑)	2	Random	1.02	38
塊石	(粗糙)	2	Random	1.00	37
塊石	(粗糙)	>3	Random	1.00	40
塊石	(平行六面體)	2	Special	—	27
方塊	(改良式)	2	Random	1.10	47
菱形塊	(Tetrapod)	2	Random	1.04	50
平底菱形塊	(Quadripod)	2	Random	0.95	49
平底菱形塊	(Hexipod)	2	Random	1.15	47
鼎形塊	(Tribar)	2	Random	1.02	54
雙丁塊	(Dolos)	2	Random	0.94	56
雙丁塊	(Toskane)	2	Random	1.03	52
鼎形塊	(Tribar)	1	Uniform	1.13	47
塊石		級配	Random	—	37

資料來源：Shore Protection Manual, 1984

3.4.3 堤腳保護設計

有關沉箱式合成堤之堤腳保護設計，直立部之沉箱基腳處排放護基方塊，在靠海側排放三個、靠港側排放一個符合要求，並依式(3.36)檢核護基方塊所需的厚度。

$$t / H_{1/3} = d_f (h' / h)^{-0.787} \quad (3.36)$$

式中 t ：護基方塊所需厚度(m)

d_f ：護基方塊厚度計算係數，
堤幹為 0.18，堤頭為 0.21。

h ：設計水深(m)

h' ：拋石基礎頂面水深(不含覆面塊石及方塊)(m)
適用範圍在 $h'/h=0.4\sim1.0$ 間

則 $t=8.75\times0.18\times(14.5/18)^{-0.787}=1.87\text{m}$ ，由圖 3.4 可知所採用之 D 型方塊厚度 2m 符合要求。

另參考英國 B.S. code 建議(如圖 3.13、圖 3.14 所示)，本設計案例以深水情況考量，採排列 4 顆 15T 截頭消波塊作為堤腳保護，並預留一防止堤腳淘刷之保護長度。

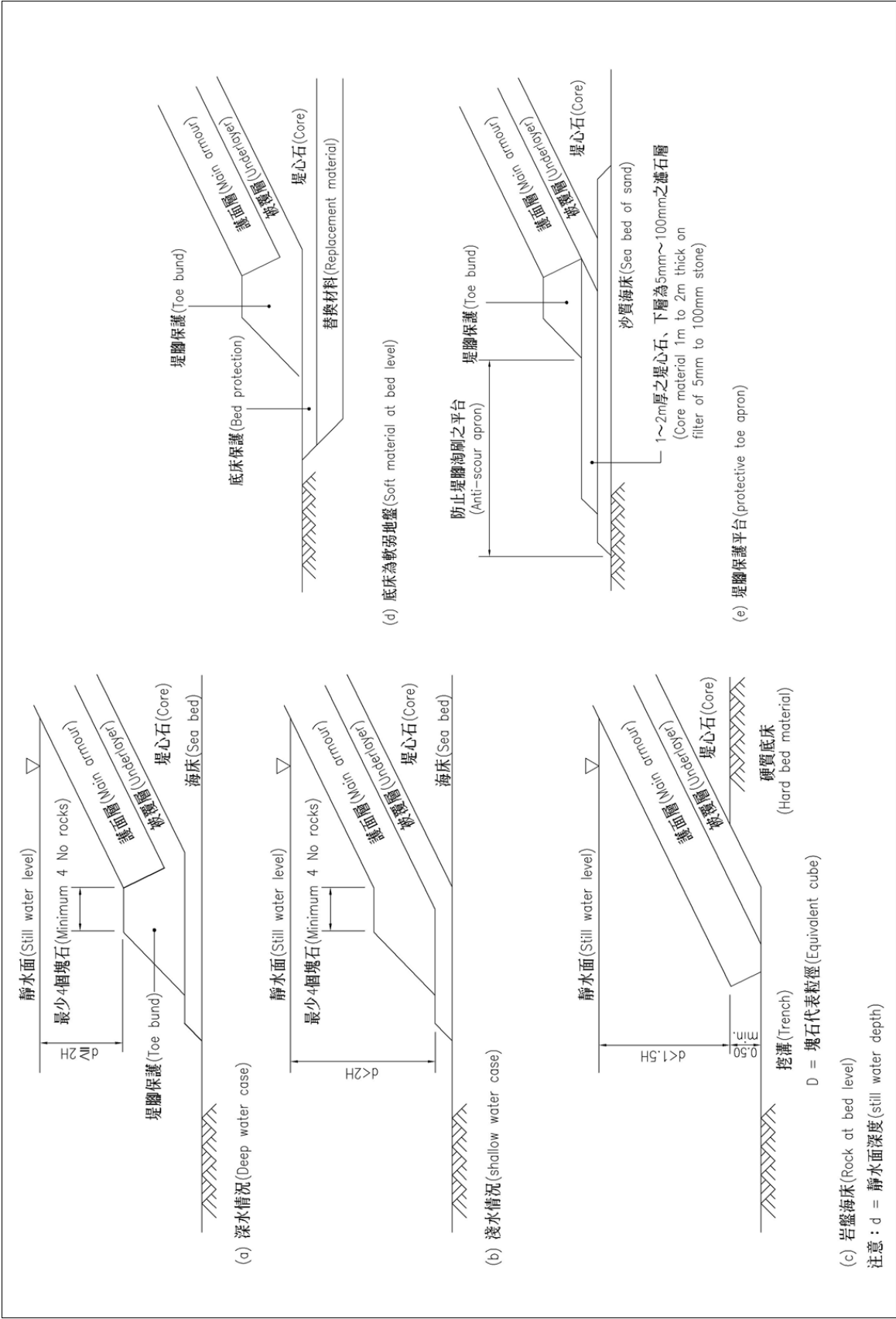


圖 3.13 堤腳保護型式示意圖(BS6349：part 7：1991)

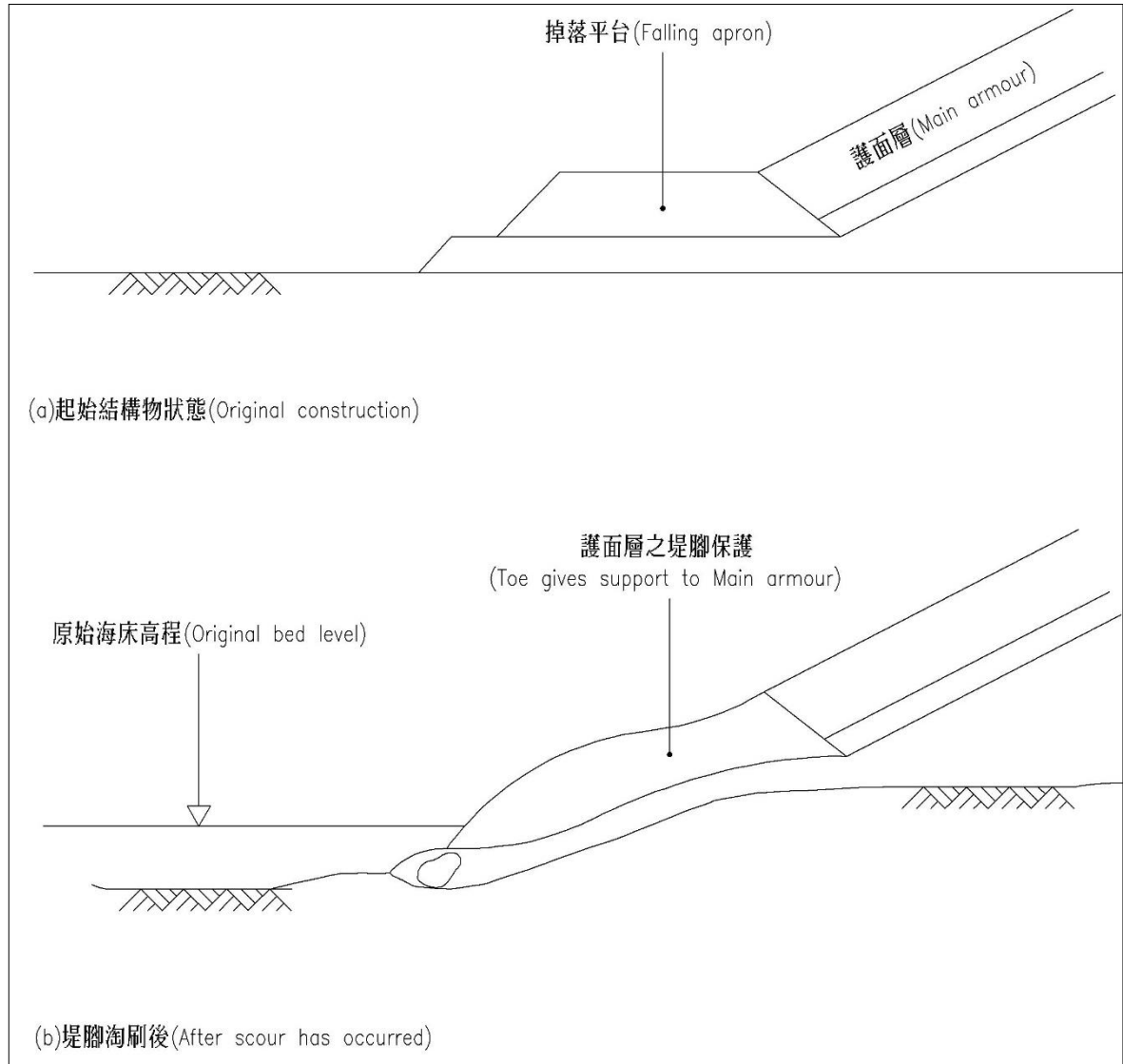


圖 3.14 防止陷落之堤腳保護型式示意圖 (BS6349 : Part 7 : 1991)

3.5 維護管理及巡檢診斷

一般港灣構造物處在嚴峻的自然環境下，材料的劣化、構件的損傷、基礎的沖刷、下陷、掩埋等引起使用期間性能降低所產生的疑慮。因此，為維持構造物其在使用期間能滿足性能要求，可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，另巡檢種類之頻率及診斷項目(如表 3-9 所示)則依各港權管機關之維護管理手冊，針對堤體位移、下陷、上部工、本體工及消波工，與堤心石、消波塊的移動、散亂、下陷等變化情形，辦理劣化度評估與判定。

表 3-9 沉箱式合成堤巡檢診斷項目標準分類

項目類別 設施	I 類	II 類	III 類
沉箱式合成堤	設施整體的位移 【堤體】混凝土的劣化、破損、 沉箱的空洞化 【基礎】移動、下陷、破損 【海底地基】沖刷、土砂的淤積	【上部工】混凝土的裂化、破損 【護基工】移動、散亂、下陷 【消波工】移動、散亂、下陷	-

註：若為消波塊覆蓋沉箱堤，為將來維護管理之方便性，建議設計時在靠海側之堤頂場鑄混凝土預留檢查孔(以鑄鐵蓋封住)，以利檢查艙內填料之流失及下陷情形。

類別I：對設施性能與安全性產生直接影響的構件，與設施整體的位移和沉陷。

類別II：對設施性能產生影響的構件，如鋼鐵構建之防蝕設施。

類別III：相關附屬設施，如防護欄、爬梯。

3.6 設計基準修訂對設計案例之使用差異

本沉箱式合成堤設計案例係研析高雄港務局(高雄港務分公司前身)之高雄港洲際貨櫃中心第二期工程計畫「海堤及防波堤工程」，並依據交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準(草案)」進行編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異，列示如下：

1. 設計水位：防波堤之波力計算所採用之潮位，為對結構物最危險時之潮位，則一般採暴潮位為設計高水位，並確實明瞭防波堤斷面與相關潮位之關係，故有關暴潮位之決定方法與相關潮位之名詞與定義，依「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第六章「潮位及暴潮位」之相關規定辦理。
2. 地震力及其外力計算：有關港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，依各微分區內之震區水平譜加速度係數，修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第十章「耐震設計」，並依第二篇第十二章「土壓及水壓」之相關規定辦理土壓及水壓之計算，以進行堤體穩定之分析。
3. 堤腳保護設計：由於堤體基礎之座落環境受地質條件及水深變化之影響，並受外力作用使其毀損之情形複雜，造成堤腳保護設計之不易，因此，除依「港灣構造物設計基準(草案)」第七篇第四章「細部設計」之相關規定辦理外，可參考英國 B.S.code 所建議進行體腳保護之設計。
4. 維護管理及巡檢診斷：為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，茲新增修訂「港灣構造物設計基準(草案)」第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章，並於本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，供做未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

第四章 方塊式碼頭設計案例

4.1 方塊式碼頭設計概要

4.1.1 斷面型式簡介

方塊式碼頭係用重力方塊疊砌而成，方塊主體常為預鑄混凝土塊，屬重力式港灣構造物，係利用本體重量抵抗各種外力，包含上部荷重、背填土壓、潮差壓力、船舶繫靠、地震力及動態土水壓力等。方塊式碼頭一般適用於碼頭水深較淺之處，主要斷面型式如圖 4.1 所示，其組成包括場鑄混凝土冠牆、預鑄混凝土、基礎石料、背填料、繫船柱及防舷材等。

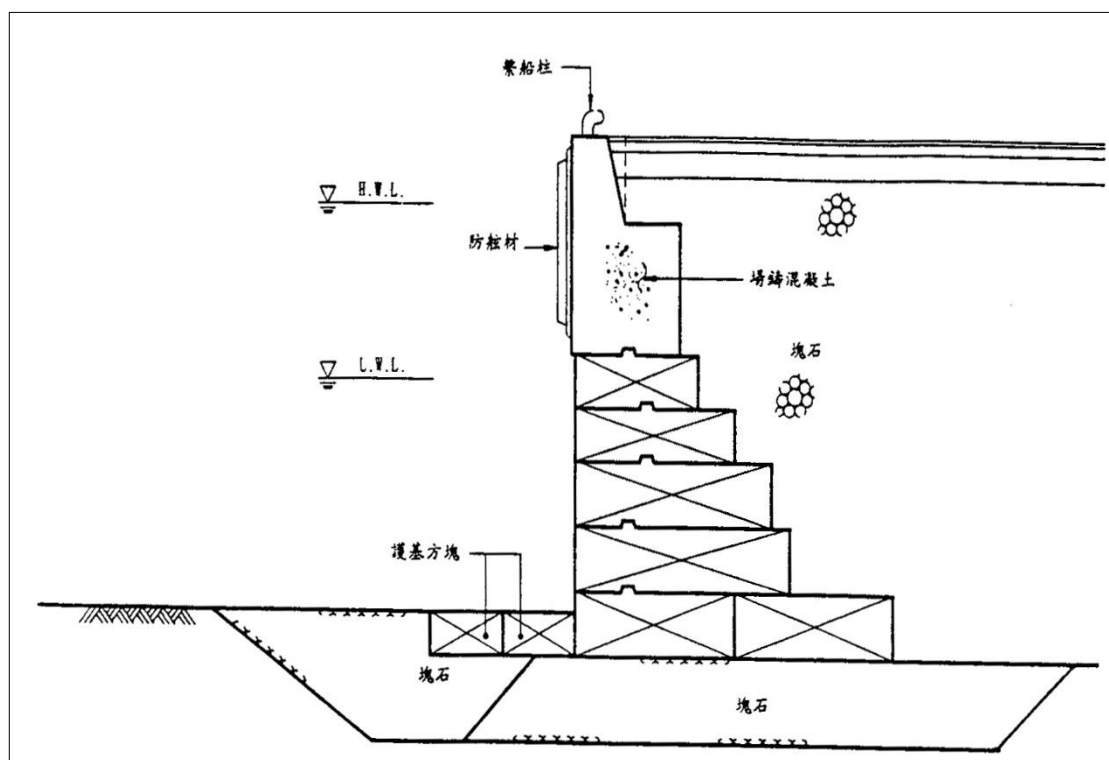


圖 4.1 方塊式碼頭斷面示意圖

方塊式碼頭優點為構造簡單穩固，耐久性佳，完工後維護費用便宜。惟其受限於基礎地質條件且砂石用量大，適用於水深淺且地盤堅硬處，

另碼頭岸壁前方波浪的反射將影響港內水域的靜穩，不利於船舶停靠與作業，於實際採用時需對此因素加以考量。有關方塊式碼頭優缺點分述如下：

1. 優點

- (1) 施工簡易、無須動員大型船機。
- (2) 適合工址岩盤面高程較高處。
- (3) 工期短及費用經濟。
- (4) 使用年限長。
- (5) 維護成本較低。

2. 缺點

- (1) 混凝土方塊需預鑄，施工場地需求大。
- (2) 方塊間隙不易控制，容易漏砂。
- (3) 破壞面多，方塊容易錯動，抗震能力差。
- (4) 消波性差，反射波大，影響水域靜穩度。
- (5) 設計條件限制多，適用於淺水碼頭與堅硬地盤。

4.1.2 設計流程及要點

方塊式碼頭於設計上考量之重點為設計條件之決定、冠牆場鑄混凝土與預鑄方塊重量計算、方塊檢討面之安定檢討與基礎承载力檢討，其設計流程如圖 4.2 所示，茲說明如下：

- 1. 擬定設計條件包含碼頭幾何條件、水位條件、壁體及其後側背填料條件等。
- 2. 研擬碼頭斷面，包含方塊尺寸、高程及分層配置等。
- 3. 計算碼頭外力，包含自重、活載重、裝載荷重、繫船力、靠船力、土壓力、水壓力及地震力等對方塊式碼頭之受力位置與大小。
- 4. 壁體的穩定性計算分析，檢討壁體滑動及壁體底面之偏心傾斜荷重，若抗滑動及抗傾覆力不足，則重回步驟(二)，可考慮將方塊或壁體底

寬放大，調整斷面尺寸。

5. 檢討壁體底面之地盤承载力、基礎拋石底面之地基反力及基礎地基之容許支承力；地盤承载力不足時，可考慮將壁體底寬放大或將拋石基礎層加厚。
6. 檢討圓弧滑動及沉陷，若抗圓弧滑動不足時，則應改良地盤或採其他形式構造。
7. 由上述已知之方塊碼頭壁體之受力，檢核碼頭斷面之安全係數是否在容許範圍內，若檢核結果需調整方塊斷面，則重回步驟 2。

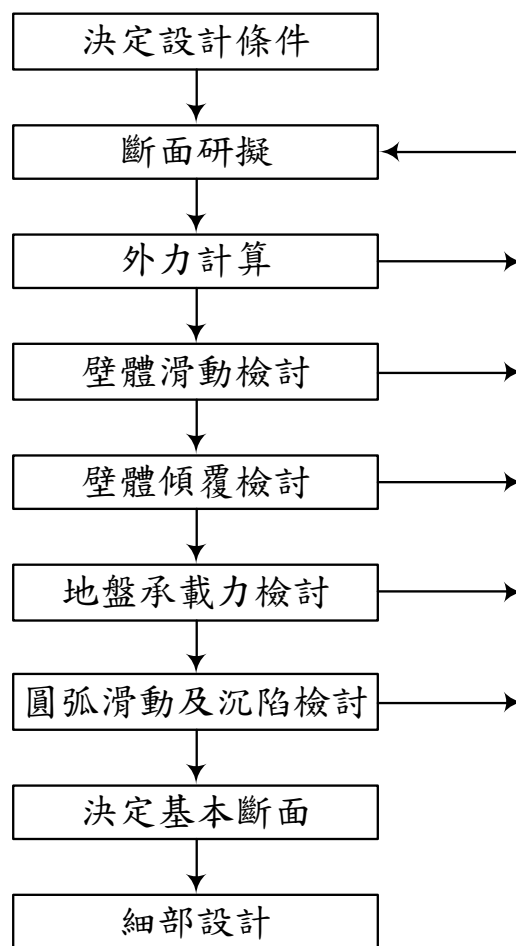


圖 4.2 方塊式碼頭設計流程

上述方塊式碼頭之設計流程，係依據民國 108 年交通部運研所「港灣構造物設計基準(草案)」之相關章節辦理，如表 4-1~4-2 所示。

表 4-1 設計步驟對應國內設計基準相關章節

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
設計條件	設計年限	第二篇第一章 1.2.3 節「使用年限」
	船舶外力	第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」及 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	設計水位	第二篇第六章 6.2 節「天文潮」
	地質條件	第二篇第九章「地質」
	設計震度	第二篇第十章 10.3 節「剛性結構物之設計地震力」
	載重	第二篇第十三章「載重」
斷面研擬	設計水深	第八篇第二章 2.1 節「船席長度及水深」及同章 2.4 節「設計水深」
	碼頭面高程	第八篇第二章 2.2 節「碼頭面高程」
	斷面配置	第四篇第四章「方塊」之規定辦理，並配合相關之安定檢討進行必要之調整
壁體自重		第八篇第四章 4.2.4 節「壁體自重」及第二篇第十三章 13.2 節「自重」

表 4-2 設計步驟對應國內設計基準相關章節(續)

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
設計 外 力 計 算	上載載重	第八篇第四章 4.2.3 節「上載載重」、第二篇第十三章 13.3 節「裝載載重」及同章 13.4 節「活載重」
	土壓力及動土壓力	第八篇第四章 4.2.5 節「土壓力及殘留水壓力」及第二篇第十二章 12.1 節「土壓」
	殘留水壓力	第八篇第四章 4.2.5 節「土壓力及殘留水壓力」及第二篇第十二章 12.2.2 節「殘留水壓」
	浮力	第八篇第四章 4.2.6 節「浮力」
	動水壓力	第八篇第四章 4.2.10 節「地震時的動水壓」及第二篇第十二章 12.2.3 節「地震時之動水壓」
	船舶拉力	第八篇第四章 4.2.8 節「船舶拉力」及第二篇第二章 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	船舶衝擊力	第八篇第四章 4.2.9 節「船舶衝擊力」及第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」
	地震力	第八篇第四章 4.2.7 節「地震力」及第二篇第十章 10.3 節「剛性結構物之設計地震力」
壁體滑動檢討		第八篇第四章 4.3.2 節「壁體滑動檢討」
壁體傾覆檢討		第八篇第四章 4.3.3 節「壁體傾覆檢討」
地盤承载力檢討		第八篇第四章 4.3.4 節「基礎承载力檢討」 第五篇第二章「淺基礎承载力」
圓弧滑動及沉陷檢討		第八篇第四章 4.3.5 節「軟弱基礎之檢討」、第五篇第六章 6.2.2「圓弧形滑動面」及同篇第五章「基礎沉陷」 如經檢討，需採用地盤改良之方式，以增進基礎安定性並控制沉陷量，則可依據第五篇第七章「地盤改良」之規定辦理。
細部設計		第八篇第四章 4.5 節「細部設計」、第三篇第二章「鋼鐵材料」及同篇第三章「混凝土」

4.1.3 設計應考慮事項

1. 設計潮位

為結構設計與穩定分析計算之基礎，其選用方式以對結構安全最危險之水位為原則。設計低潮位建議採朔望平均乾潮位；設計高潮位採朔望平均滿潮位。

2. 背填石料及防止漏砂設施

採用良質之石塊、碎石或礫石作為背填石料時，可減小作用於方塊後側之土壓強度，惟易於風化之石料不可作為背填石料。因潮位之高低變化，且方塊間隙不易控制，背填砂會隨滲流路徑流失，致使碼頭面基礎下陷，在背填石料與背填土砂之間須加填濾料。或於必要時，在濾料與背填砂間、接縫處及基礎拋石之上，加鋪地工織布，或採其他適當措施，以防止背填土砂由方塊之接縫、背填石料或基礎拋石的孔隙間漏出。

3. 外力及荷重

作用於壁體之外力及荷重包括：上載荷重、壁體自重、土壓及殘留水壓、浮力、船舶拉力、船舶衝擊力、地震力與地震時動水壓力等。上述外力，與地震同時發生機率很小者，可以不考慮或折減計算。

4. 壁體穩定性檢討

(1) 滑動檢討

如圖 4.3 所示，在擬檢討之平面上，將方塊後趾垂直面海側之部份視為壁體計算之。

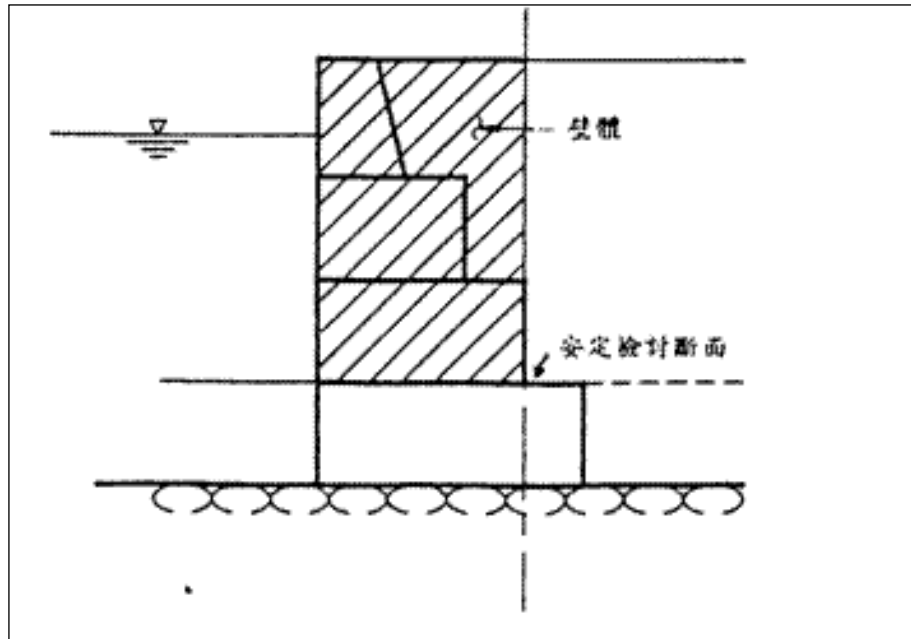


圖 4.3 方塊式碼頭滑動檢討時壁體範圍示意圖

(2) 傾覆檢討

在擬檢討之水平面上，置於海側之方塊，及其上方第一個方塊其後趾垂直面海側之部份視為壁體計算之。如圖 4.4 所示，於計算傾覆抵抗力矩時，不計方塊 B 及其上方背填土 A 之重量。

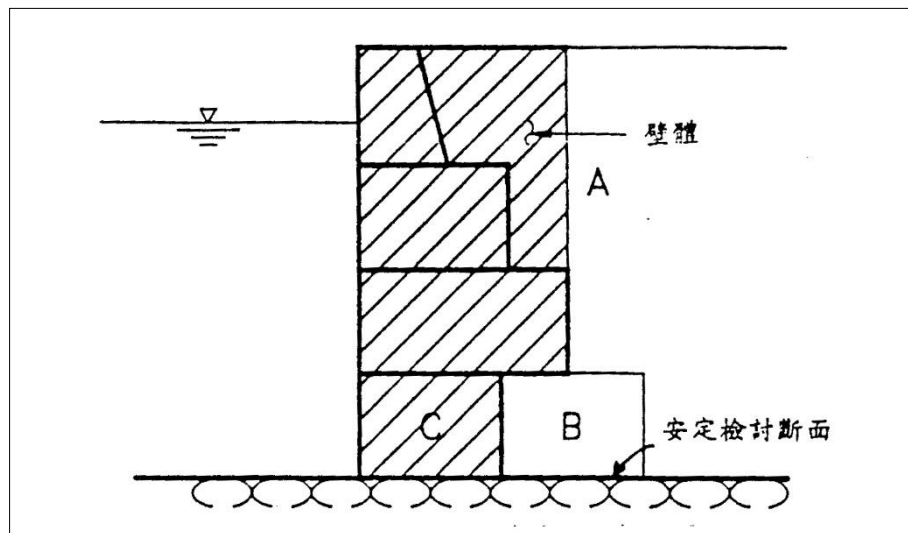


圖 4.4 方塊式碼頭傾覆檢討時壁體範圍示意圖

(3) 基礎承載力

可採用同本節圖 4.4 所示之壁體範圍，檢討基礎承載力。為確保足夠之基礎承載力，最下層方塊應以採用單塊式方塊為佳。

5. 軟弱基礎之檢討

方塊式碼頭適用於水深較淺且地盤良好處，設計時應避免建於軟弱基礎上，若受限於設計條件，則特別注意圓弧滑動與基礎地盤沉陷之檢討。

6. 鋪面及排水設施

方塊後方若未設置鋪面及排水設施，應考量暴雨導致碼頭面溢淹，地下水位高昇，碼頭面下方回填砂顆粒間孔隙水壓升高，造成有效應力降低等影響。

4.2 方塊式碼頭實際案例計算

4.2.1 實際案例簡介與設計條件

1. 碼頭簡介

方塊式碼頭常見於國內各港口，本案例以「104 年馬祖港埠白沙碼頭區」委託設計技術服務案為背景，其工程位置如圖 4.5 所示，於馬祖港埠白沙碼頭區之北防波堤內側法線改建碼頭，為符合漁船遷離小型船渠之停靠需求，依小型船渠內停靠之小型客、貨船及大小漁船作為目標船型，其設計斷面如圖 4.6 所示。該碼頭已於 109 年 9 月完工，以下將就其設計流程逐一演算，俾利說明規範應用之方式。



圖 4.5 馬祖港白沙碼頭區平面位置圖

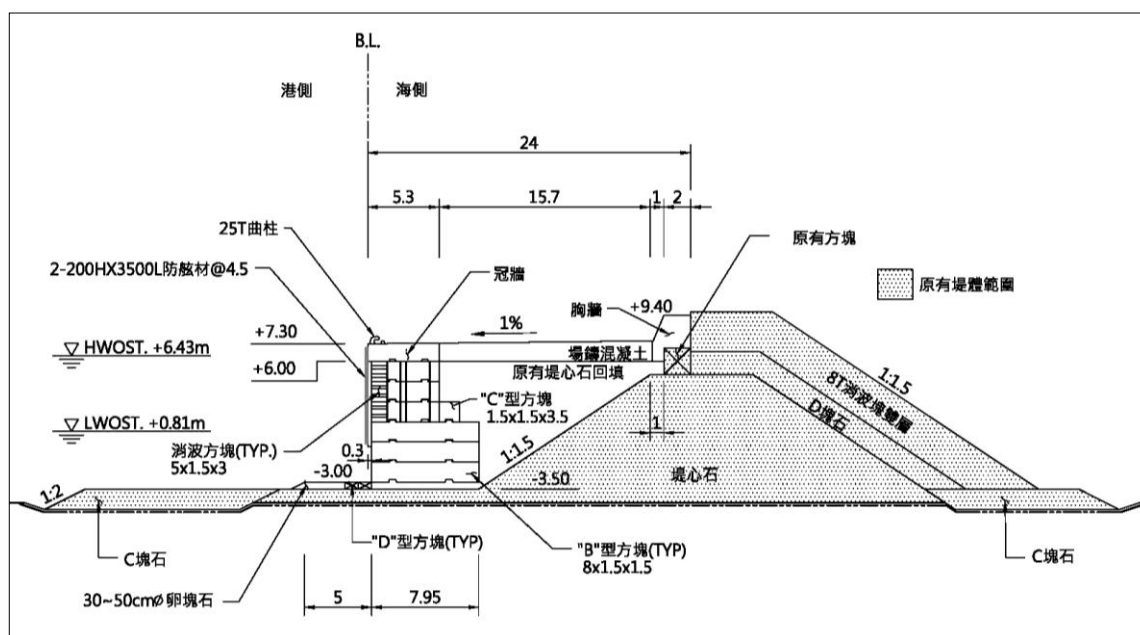


圖 4.6 馬祖港白沙碼頭設計斷面圖

2. 工址地質概述

依據鑽探試驗成果報告書，擷取其鄰近之鑽探孔位參數資料判斷，如表 4-3 所示，工址土層大致分為回填岩塊層、黏土與細砂層、崩積岩塊層等，鑽孔高程為 CD.+9.14m，地下水深度為 7.8m，鑽探總深度為 31m。

表 4-3 鑽探資料表

深度 Depth (M)	柱狀圖 Log.	樣號 Sample No.	擊數 No. of Blows Per ft.	地質說明 Soil Description	分類 USCS Classification	顆 粒 分 析 Grain Sizes Analysis (%)			自 然 含水量 Water Content W(%)	比 重 Specific Gravity G	當地 密度 Density rt (T/M³)	空隙比 Void Ratio e
						礫石 Gravel	砂 Sand	粉土黏土 Silt & Clay				
3.90		S-1-0	21+ 79/5cm	0.00-2.70m : 混凝土 2.70-23.15m : 回填岩塊層								
6.00		S-2-0	10									
7.79		S-3-0	100/9cm									
9.69		S-4-0	100/14cm									
11.90		S-5-0	10+ 90/5cm									
13.84		S-6-0	100/4cm									
15.78		S-7-0	100/8cm	2.70-23.15m : 回填岩塊層								
17.69		S-8-0	100/14cm									
19.82		S-9-0	100/12cm									
21.78		S-10-0	100/8cm									
24.00	S-11-2	3	23.15-26.30m : 灰色粘土；含大量細砂； 微量岩屑	CL	0.3	33.9	65.8	29.7	2.67	1.90	0.83	
25.30	T-1	3		SC	12.4	39.7	47.9	24.8	2.67	1.94	0.72	
25.75	S-12-2			CL	0.0	41.8	58.2	30.2	2.69	1.84	0.90	
27.80	S-13-0	100/10cm	26.30-29.00m : 崩積岩塊		—	—	—	0.7	2.84	2.67	0.072	
29.60	S-14-0	100/5cm	29.00-31.00m 灰黑色侵入 基性岩脈；節理綫染									
30.50	R-1		29.00-31.00m 灰黑色侵入 基性岩脈；節理綫染									
31.00				孔底								

3. 設計條件擬定與基本檢核

(1) 高程系統與設計潮位

經查，白沙港區控制點似已遺失，依據國際海測組織(International Hydrographic Organization, IHO)之建議，採天文潮最低低潮位為建港潮位零點，並參考鄰近福澳港區 100 年~103 年採用馬祖一等水準系統之潮位資料，以天文潮最低潮位-4.70m 作為築港高程系統之零點，即福澳港區築港高程=馬祖港一等水準高程+4.70m，以符合國際之慣例。因此，本案例高程系統以福澳港低潮位系統(CD.)為基準。

設計潮位之選定常以朔望平均滿潮位(H.W.L)，做為設計高潮位；朔望平均乾潮位(L.W.L)，做為設計低潮位。本案例蒐集之福澳港潮位統計資料，大潮平均潮位最接近朔望平均潮位，故改選大潮平均高潮位(HWOST)，CD.+6.43m 與大潮平均低潮位(LWOST)，CD.+0.81m，做為設計潮位。

(2) 殘留水位(R.W.L.)

殘留水位係以朔望平均乾潮位(L.W.L.)以上至朔望平均滿潮位(H.W.L.)潮差之 $1/3 \sim 2/3$ 為標準，殘留水位差以 $h_w = \alpha(H.W.L. - L.W.L.)$ 計算，其中 α 為視壁體排水狀態及壁體背後地盤特性而定的係數，如表 4-4 所示。

表 4-4 壁體排水狀態參照表

	結構物	排水良好結構物 (如重力式)	排水不良結構物 (如版樁式)
背 填 料	塊石、砂岩	1/3	2/3
	砂	1/3	2/3
	黏土	2/3	1

本碼頭為重力式方塊碼頭，背填料為通水性良好之石料， α 值採 $1/3$ ，其殘留水位之計算如下：

$$h_w = \alpha(H.W.L. - L.W.L.) = \frac{1}{3} \times (6.43 - 0.81) = 1.87$$

$$R.W.L=L.W.L.+h_w=0.81+1.87=2.68$$

求得殘留水位高程為 CD.+2.68m

(3) 設計船型擬定

依本案例小型船渠內漁船統計資料顯示，靠泊船型多為 20 噸以下之小型漁船，然規範之參考船舶尺寸並未囊括小型漁船。基此，另參考臺灣省動力漁船標準型統計表，如表 4-5 所示，設計船型採動力漁船 CT2 噸級，總噸數為 20GT，船長(L)為 15m，船寬(B)為 3.6m，滿載吃水(d)為 1.7m。

表 4-5 臺灣省動力漁船標準型統計表

進駐期程	舢 筏	動 力 漁 船				
	一般	5T 以下 (CT0)	5~10T (CT1)	10~20T (CT2)	20~50T (CT3)	50~100T (CT4)
船長(m)	7.3	9.2	13	15	21	30
船寬(m)	1.99	2.2	3.2	3.6	4.6	5.6
滿載吃水(m)	0.8	1.2	1.5	1.7	2.3	2.6

資料來源：前臺灣省漁業局之台灣省動力漁船標準型統計表

(4) 碼頭水深檢核

碼頭計畫水深為設計船型之滿載吃水，再加上滿載吃水之 10%做為標準，意即 $CD.\pm 0.00m-1.7m \times 1.1 = CD.-1.87m$ ，本案例設計水深為 CD.-3.00m，足敷規範要求。惟設計水深除考量計畫水深外，尚須視碼頭結構型式、現地水深、施工方法、施工精度及沖刷淤積等狀況之不同而增加餘裕水深，故設計水深滿足計畫水深與餘裕水深之和。

(5) 碼頭面高程檢核

碼頭高程之標準訂定如表 4-6 所示，一般以朔望平均滿潮位(H.W.L.)為基準，本案例碼頭屬淺水碼頭，水深小於 4.5m，其中：

$$\text{朔望平均滿潮位 } H.W.L.=CD+6.43m$$

朔望平均潮差為 $H.W.L-L.W.L=(+6.43)-(+0.81)=5.62m > 3.0m$

因此，碼頭面高程參考值為

$$CD.+6.43m+0.3m\sim CD.+6.43+1.0m=CD.+6.73m\sim CD.+7.43m$$

並參考鄰近碼頭區域現地高程，碼頭面高程採 $CD.+7.30m$ ，足敷規範要求。

表 4-6 碼頭面高程參考值

碼頭水深	潮差>3.0m	潮差<3.0m
水深大於4.5m	H.W.L.上 0.5~1.5 m	H.W.L.上 1.0~2.0 m
水深小於4.5m	H.W.L.上 0.3~1.0 m	H.W.L.上 0.5~1.5 m

(6) 繫船柱選用檢核

依據「港灣構造物設計基準修訂之研究」第二篇第二章之規定，總噸數小於 200 噸之小型船可採曲柱拉力 5tf 做為設計，本案繫船柱強度為 25tf，足敷規範要求。

(7) 防舷材選用檢核

防舷材之吸收能量(含容許誤差)須高於船舶靠船能量，其型式依現況潮位、碼頭面高程、設計船型與其它因素不同而異。

船舶靠船能量 $E_f = \left(\frac{W_s \cdot V^2}{2g} \right) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$ (tf-m)，式中：

W_s 為船舶的排水量(tf)；

V 為船舶的靠岸速度(m/s)；

C_e 為偏心係數， $C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$ ；

C_m 為附加質量係數， $C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \cdot \frac{d}{B}$ ；

C_b 為塊體係數， $C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} \cdot B \cdot d}$ ；

C_s 為船舶柔性係數(採 1.0)；

C_c 為船席組構係數(採 1.0)；

相關參數選用與計算如下：

W_s 以船舶的滿載排水噸(DT)為準，漁船滿載排水噸(DT)約為總噸(GT)之三倍，故 $W_s=3 \times 20=60\text{tf}$ 。

V 值參考規範建議之漁船靠泊速度，採設計船型小於 20GT 之靠泊速度， $V=0.5\text{m/s}$ 。

$$L_1=\{0.5\alpha+e(1-k)\}L_{PP} \cos \theta = \left\{0.5 \times 0.4 + \frac{4.5}{15} (1-0.5)\right\} \times 15 \cdot \cos 6^\circ = 5.22$$

$$L_2=\{0.5\alpha-e \cdot k\}L_{PP} \cos \theta = \left\{0.5 \times 0.4 - \frac{4.5}{15} \times 0.5\right\} \times 15 \cdot \cos 6^\circ = 0.75$$

$$L=\min(L_1, L_2)=\min(5.22, 0.75)=0.75$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{PP} \cdot B \cdot d} = \frac{60 \div 1.03}{15 \times 3.6 \times 1.7} = 0.64$$

$$r=(0.19C_b+0.11) \cdot L_{PP}=(0.19 \times 0.64+0.11) \times 15=3.47$$

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{0.75}{3.47}\right)^2} = 0.96$$

上述參數中，

L 為船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，為求得最大偏心係數，選用 L_1 與 L_2 之較小值。其中 α 為平行舷長與船舶垂線間長比，參考值為 $1/3 \sim 1/2$ ，採平均值 0.4； L_{PP} 為船舶垂線間長，採設計船型之船長；e 為防舷材間隔與船舶垂線間長比；k 值為 0.5； θ 為船舶靠岸角度，須視現況不同而定，本案例採 6° 設計。

r 為通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(m)， C_b 為塊體係數， ∇ 為船舶排水體積(m^3)。

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \cdot \frac{d}{B} = 1 + \frac{3.14}{2 \times 0.64} \times \frac{1.7}{3.6} = 2.16$$

$$E_f = \left(\frac{W_s \cdot V^2}{2g} \right) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c = \left(\frac{60 \cdot 0.5^2}{2 \times 9.81} \right) \times 0.96 \times 2.16 \times 1.0 \times 1.0 = 1.59\text{tf-m}$$

本案例防舷材採 A200x3500H，標稱吸收能量為 4.3tf-m，標稱反力為 52.5tf，性能容差為 10%，因此：

防舷材容許吸收能量為 $4.3 \times (1-10\%) = 3.87\text{tf-m} (>E_f, \text{OK!})$

防舷材最大反力為 $52.5 \times (1+10\%) = 57.75\text{tf}$

(8) 設計震度

計算例工址位於馬祖北竿鄉，查其水平譜加速度係數如表 4-7，且依地質鑽探成果顯示，計算 30m 內之土層平均剪力波速決定地盤種類，計算方式如下，各層計算結果如表 4-8 所示。

(砂質土層計算，以第 1 層為例)

$$V_{s1} = 80N_1^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.72(\text{m/s})$$

(黏性土層計算，以第 3 層為例)

$$V_{s3} = 100N_3^{1/3} = 100 \times 3^{1/3} = 144.22(\text{m/s})$$

表 4-7 水平譜加速度係數表

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	無

表 4-8 土層檢力波速計算

項次	土 層 分 類	土層厚度	標準貫入試驗 N 值	剪力波速
i		d_i	N_i	V_{si}
1	0~2.7m 混凝土	2.7	50	294.72
2	2.7m~23.15m 回填岩塊	20.45	50	294.72
3	23.15m~26.30m 灰色黏土	3.15	3	144.22
4	26.30m~29.00m 崩積岩塊	2.7	50	294.72
5	29.00m~30.00m 岩脈	1	50	294.75

工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速 V_{S30} 計算如下:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^5 d_i}{\sum_{i=1}^5 d_i / V_{si}} = \frac{30}{\frac{(30-3.15)}{294.72} + \frac{3.15}{144.22}} = 265.62 \text{ m/s}$$

屬第二類地盤， $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} \leq 270 \text{ m/s}$

方塊式碼頭地震時與土體一起運動，屬於剛性構造物，其設計地震 K_h 計算如下：

$$K_h = 0.2 S_{DS} I = 0.2 F_a N_a S_S^D I$$

式中，

S_S^D 為短週期設計水平譜加速度係數，查表 4-7；

F_a 為短週期結構之工址放大係數，依地盤種類及 S_S^D 查得 1.1；

N_a 為等加速度段近斷層放大因子，無鄰近斷層採 1.0；

I 為用途係數，該碼頭屬 B 級構造物，採 1.0。

代入後求得，

$$K_h = 0.2 \times 1.1 \times 1.0 \times 0.5 \times 1.0 = 0.11$$

(9) 基本設計條件彙整如表 4-9 所示。

表 4-9 基本設計條件

項 目		數 值	單 位	備 註
朔望平均滿潮位(H.W.L)		+6.43	M	以大潮平均高潮位(HWOST)替代
朔望平均乾潮位(L.W.L)		+0.81	M	以大潮平均低潮位(LWOST)替代
殘留水位(R.W.L)		+2.68	M	
設計水深高程		-3.00	M	
碼頭面設計高程		+7.30	M	
碼頭設計年限		50	年	永久構造物
設計船型		20	GT	小型動力漁船
設計震度		0.11	-	
船舶衝擊力		57.75	T	防舷材
船舶拉力		25	T	繫纜柱
常時上載荷重		1.00	T/M ²	
短期上載荷重		0.50	T/M ²	
安全係數	滑動檢討(常時)	1.2	-	
	滑動檢討(短期)	1.0		
	傾覆檢討(常時)	1.2		
	傾覆檢討(短期)	1.1		
	基礎承载力(常時)	2.5		
	基礎承载力(短期)	1.67		

4.2.2 斷面研擬

1. 方塊斷面研擬

方塊斷面一般係依據施工需求與經驗累積進行設定，初步先選定特定區位之碼頭面高程，並藉由經驗假設方塊斷面尺寸等資料，經反覆計算分析後，逐漸修正至最佳斷面。為進行簡化分析，以圖 4.7 取代原設計斷面，並定義方塊、土塊及檢討面編號以利後續之計算說明，相關方塊參數彙整如表 4-10 所示，方塊上方土塊則依滿潮位及殘留水位高程分塊，俾利後續分類計算。

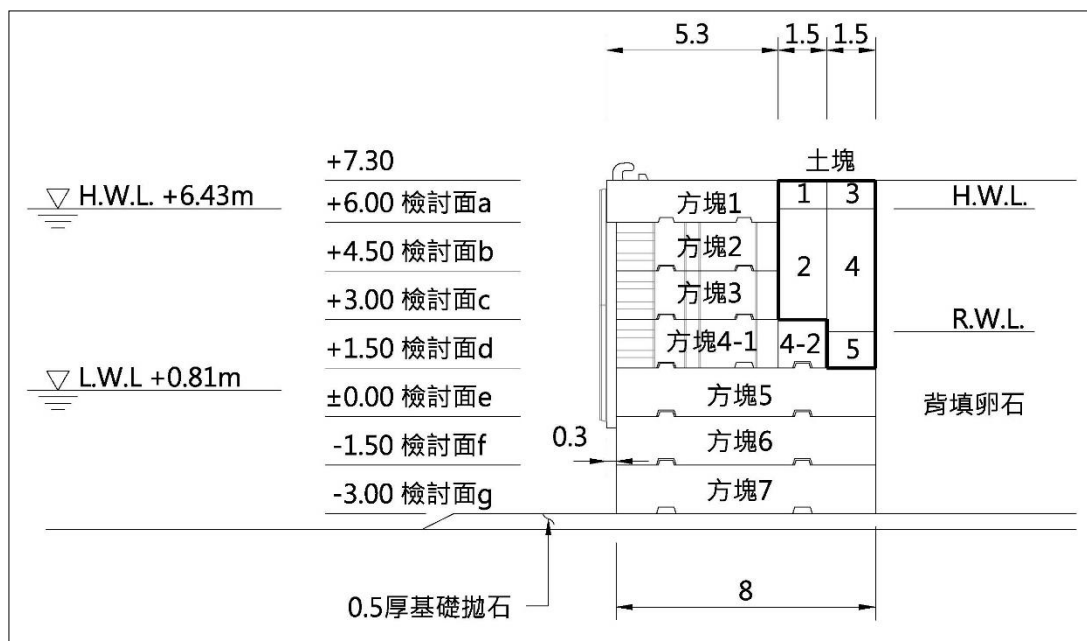


圖 4.7 簡化分析斷面圖

表 4-10 方塊及土塊尺寸與編號

檢討面 編號	方塊 編號	方塊底 高程 (m)	方塊高 (m)	方塊寬 (m)	土塊 編號	土塊寬 (m)	土塊高 (m)
a	1	+6.00	1.3	5.3			
b	2	+4.50	1.5	5			
c	3	+3.00	1.5	5			
d	4-1	+1.50	1.5	5	1	1.5	0.87
	4-2		1.5	1.5	2	1.5	3.43
e	5	+0.00	1.5	8	3	1.5	0.87
					4	1.5	3.75
					5	1.5	1.18
f	6	-1.50	1.5	8			
g	7	-3.00	1.5	8			

2. 設計土層參數

設計土層依潮位情況不同分類，滿潮位與殘留水位兩種，如表 4-11、4-12 所示，背填料水位線於滿潮位時碼頭海側亦為滿潮位高程；背填料水位線於殘留水位時碼頭前側應為乾潮位。背填料為開挖後回填之石料，現地土壤鑽探資料(表 4-3)不適用，相關參數採規範卵石之建議值，並視回填石料為砂質土壤計算主動土壓係數。

常時主動土壓係數 K_a 計算如下：

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

式中，

φ 為背填料內摩擦角；

ψ 為方塊背面(與背填料接觸面)與垂直面夾角；

β 為碼頭面與水平面夾角， $\beta = \tan^{-1}(1\%) = 0.57^\circ$ ；

δ 為壁面摩擦角，採 15° 計算；

代入後求得，

$$K_a = \frac{\cos^2(35^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cdot \cos(15^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 15^\circ) \sin(35^\circ - 0.57^\circ)}{\cos(15^\circ + 0^\circ) \cos(0^\circ - 0.57^\circ)}} \right]^2} = 0.25$$

水中之換算震度 k' 與地震時主動土壓係數計算如下：

(以殘留水位水線下第二層為例)

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma_j h_j + w) + \gamma h}{2[\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) h_j + w] + (\gamma - \gamma_w) h} K_h$$

式中，

h_i 背填料水位線以上土層之厚度(m)；

h_j 背填料水位線以下土層之厚度(m)，不包含計算層；

h 計算層之土層厚度(m)；

γ_t 土壤統體單位重(tf/m³)，適用於背填料水位線以上之土層；

γ 土壤飽和單位重(tf/m³)，適用於背填料水位線以下之土層；

γ_w 水之單位重(tf/m³)；

w 為地震時上載均佈載重；

代入後求得，

$$k' = \frac{2 \times [1.8 \times (1.3 + 1.5 \times 3) + 2 \times 1.5 + 0.5] + 2 \times 1.5}{2 \times [1.8 \times (1.3 + 1.5 \times 3) + (2 - 1) \times 1.5 + 0.5] + (2 - 1) \times 1.5} \times 0.11 = 0.13$$

水下之換算震度計算依土壤分層不同而異，建議依檢討面分層。分層越細地震力反應越小，計算時須留意。

地震時動態主動土壓係數 K_{ac} 計算如下：

(以殘留水位水線下第二層為例)

$$K_{ac} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

式中，

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

代入後求得，

$$\theta = \tan^{-1} 0.13 = 7.41^\circ$$

$$K_{ac} = \frac{\cos^2(35^\circ - 0^\circ - 7.41^\circ)}{\cos 7.41^\circ \cos^2 0^\circ \cdot \cos(15^\circ + 0^\circ + 7.41^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 15^\circ) \sin(35^\circ - 0.57^\circ - 7.41^\circ)}{\cos(15^\circ + 0^\circ + 7.41^\circ) \cos(0^\circ - 0.57^\circ)}} \right]^2} = 0.33$$

表 4-11 設計用土層參數(H.W.L.)

檢討面編號	頂部高程(m)	底部高程(m)	單位體積重量 γ_m (t/m ³)	內摩擦角 Φ (deg)	常時主動土壓係數 K_a	水中換算震度 k'	地震時動態主動土壓係數 K_{ae}
-	+7.30	+6.43	1.80	35	0.25	0.11	0.32
背填石料水位線							
a	+6.43	+6.00	2.00	35	0.25	0.12	0.32
b	+6.00	+4.50	2.00	35	0.25	0.15	0.34
c	+4.50	+3.00	2.00	35	0.25	0.17	0.36
d	+3.00	+1.50	2.00	35	0.25	0.18	0.37
e	+1.50	+0.00	2.00	35	0.25	0.19	0.37
f	+0.00	-1.50	2.00	35	0.25	0.20	0.38
g	-1.50	-3.00	2.00	35	0.25	0.20	0.38

表 4-12 設計用土層參數(R.W.L.)

檢討面編號	頂部高程(m)	底部高程(m)	單位體積重量 γ_m (t/m ³)	內摩擦角 Φ (deg)	常時主動土壓係數 K_a	水中換算震度 k'	地震時動態主動土壓係數 K_{ae}
a	+7.30	+6.00	1.80	35	0.25	0.11	0.32
b	+6.00	+4.50	1.80	35	0.25	0.11	0.32
c	+4.50	+3.00	1.80	35	0.25	0.11	0.32
-	+3.00	+2.68	1.80	35	0.25	0.11	0.32
背填石料水位線							
d	+2.68	+1.50	2.00	35	0.25	0.12	0.32
e	+1.50	+0.00	2.00	35	0.25	0.13	0.33
f	+0.00	-1.50	2.00	35	0.25	0.14	0.34
g	-1.50	-3.00	2.00	35	0.25	0.15	0.34

4.2.3 壁體重量及外力計算

方塊受力計算包含(一)方塊自重；(二)土塊重；(三)上載荷重；(四)地震慣性力；(五)殘留水壓；(六)浮力；(七)地震動水壓；(八)土壓等項目，依此順序分別說明其計算方法如下：

1. 方塊自重

為增加碼頭面耐久性，碼頭頂層方塊(方塊 1)常配置鋼筋避免裂損，單位重以 2.45tf/m^3 估算；消波方塊(方塊 2、3、4-1)，如圖 4.8 所示，標稱重量為 28.6tf ，標稱尺寸為 $5\text{m} \times 1.5\text{m} \times 3\text{m} = 22.5\text{m}^3$ ，單位重 $28.6\text{t} \div 22.5\text{m}^3 = 1.27\text{tf/m}^3$ ；碼頭底層方塊(方塊 4-2、5~7)常為無筋混凝土，單位重以 2.3t/m^3 估算。另依表 4-10 之相關參數，可求得方塊之自重、累計重、及其抵抗力矩與累計抵抗力矩，計算方式如下，以檢討面 d 為例，其餘結果列於表 4-13。

表 4-13 方塊重及抵抗力矩計算一覽表

檢討面編號	方塊編號	方塊寬(m)	方塊高(m)	方塊單位重(tf/m)	方塊重(tf/m)	力臂(m)	抵抗力矩(tf-m)/m	累計重(tf/m)	累計抵抗力矩(tf-m)
a	1	5.3	1.3	2.45	16.88	2.35	39.67	16.88	39.67
b	2	5	1.5	1.27	9.53	2.5	23.83	26.41	63.50
c	3	5	1.5	1.27	9.53	2.5	23.83	35.94	87.33
d	4-1	5	1.5	1.27	9.53	2.5	23.83	50.65	111.16
	4-2	1.5	1.5	2.30	5.18	5.75	29.79		140.95
e	5	8	1.5	2.30	27.60	4	110.40	78.25	251.35
f	6	8	1.5	2.30	27.60	4	110.40	105.85	361.75
g	7	8	1.5	2.30	27.60	4	110.40	133.45	472.15

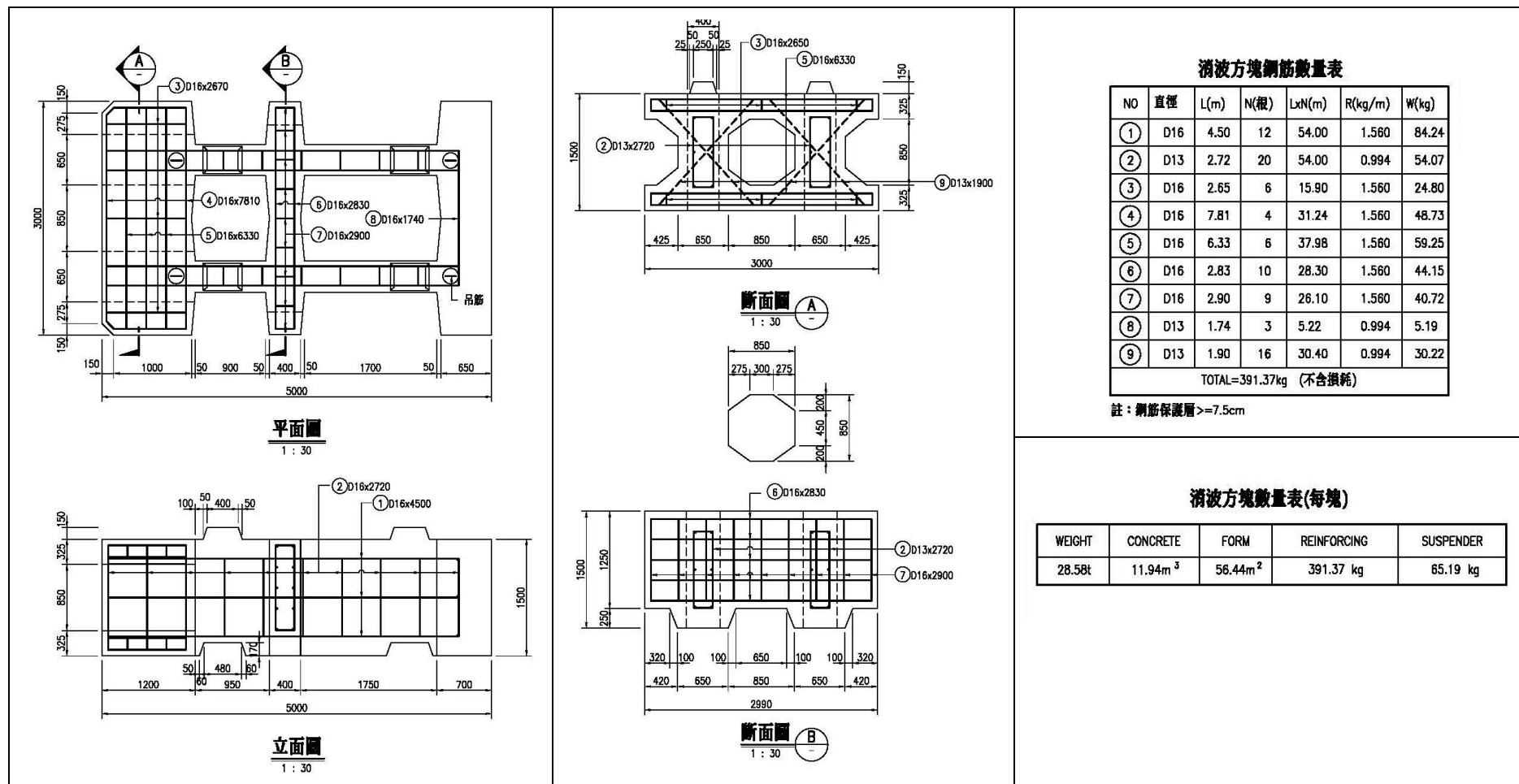


圖 4.8 消波方塊詳圖

方塊重計算：

$$W_{4-1}=5.0 \times 1.5 \times 1.27=9.53(\text{tf/m})$$

$$W_{4-2}=1.5 \times 1.5 \times 2.30=5.18(\text{tf/m})$$

抵抗力矩計算：

抵抗力矩為方塊重與力臂之積，其力臂為方塊重心至碼頭前趾之水平距離。

$$M_{4-1}=9.53 \times 2.5=23.83(\text{tf-m/m})$$

$$M_{4-2}=5.18 \times 5.75=29.79(\text{tf-m/m})$$

累計重計算：

累計重為檢討面以上各層方塊重之和

$$W_d=W_c+W_{4-1}+W_{4-2}=35.94+9.53+5.18=50.65(\text{tf/m})$$

累計抵抗力矩計算：

累計抵抗力矩，為檢討面以上各層方塊抵抗力矩之和。惟計算檢討面 d 之傾覆時，須注意僅前側方塊(方塊 4-1)納入抵抗力矩，且該層土壓不列入計算，如圖 4.4 所示。

(用於檢討面 d)

$$M_d=M_c+M_{4-1}=87.33+23.83=111.16(\text{tf-m/m})$$

(用於檢討面 e)

$$M_e=M_c+M_{4-1}+M_{4-2}+M_5=87.33+23.83+29.79+110.4=251.35(\text{tf-m/m})$$

2. 土塊自重

土塊自重計算範圍係方塊垂直上方之背填料，依背填料水位線與檢討面等分層計算重量，各土塊之自重、累計重、抵抗力矩與累計抵抗力矩如表 4-14、表 4-15 所示，計算方式如下，以 H.W.L.之檢討面 d 為例：

土塊重計算：

$$W_{S,1}=1.5\times0.87\times1.8=2.35(\text{tf/m})$$

$$W_{S,2}=1.5\times3.43\times2.0=10.29(\text{tf/m})$$

抵抗力矩計算：

抵抗力矩為土塊重與力臂之積，其力臂為土塊重心至碼頭前趾之水平距離。

$$M_{S,1}=2.35\times5.75=13.51(\text{tf-m/m})$$

$$M_{S,2}=10.29\times5.75=59.17(\text{tf-m/m})$$

累計重計算：

累計重為檢討面以上各層方塊重之和

$$W_{S,d}=W_{S,c}+W_{S,1}+W_{S,2}=0+2.35+10.29=12.64(\text{tf/m})$$

累計抵抗力矩計算：

累計抵抗力矩，為檢討面以上各層土塊抵抗力矩之和。惟計算檢討面 d 之傾覆時，須注意僅前側方塊(方塊 4-1)納入抵抗力矩，如圖 4.4 所示，故方塊 4-2 上層之土塊 1 與土塊 2 皆不納入。

(用於檢討面 d)

$$M_{S,d}=M_{S,c}=0(\text{tf-m/m})$$

(用於檢討面 e)

$$M_{S,e}=M_{S,c}+M_{S,1}+M_{S,2}+M_{S,3}+M_{S,4}+M_{S,5}$$

$$=0+13.51+59.17+17.04+81.56+25.67$$

$$=196.95(\text{tf-m/m})$$

表 4-14 土塊重及抵抗力矩計算一覽表(H.W.L.)

檢討面編號	土塊編號	土塊寬(m)	土塊高(m)	單位重(tf/m ³)	土塊重(tf/m)	力臂(m)	抵抗力矩(tf-m)/m	累計重(tf/m)	累計抵抗力矩(tf-m)
a								0	0
b								0	0
c								0	0
d	1	1.5	0.87	1.80	2.35	5.75	13.51	12.64	0
	2	1.5	3.43	2.00	10.29	5.75	59.17		
e	3	1.5	0.87	1.80	2.35	7.25	17.04	29.78	196.95
	4	1.5	3.75	2.00	11.25	7.25	81.56		
	5	1.5	1.18	2.00	3.54	7.25	25.67		
f								29.78	196.95
g								29.78	196.95

表 4-15 土塊重及抵抗力矩計算一覽表(R.W.L.)

檢討面編號	土塊編號	土塊寬(m)	土塊高(m)	單位重(tf/m ³)	土塊重(tf/m)	力臂(m)	抵抗力矩(tf-m)/m	累計重(tf/m)	累計抵抗力矩(tf-m)
a								0	0
b								0	0
c								0	0
d	1	1.5	0.87	1.80	2.35	5.75	13.51	11.61	0
	2	1.5	3.43	1.80	9.26	5.75	53.25		
e	3	1.5	0.87	1.80	2.35	7.25	17.04	27.63	182.91
	4	1.5	3.75	1.80	10.13	7.25	73.44		
	5	1.5	1.18	2.00	3.54	7.25	25.67		
f								27.63	182.91
g								27.63	182.91

3. 上載荷重

上載荷重為計算檢討面上方方塊垂直範圍內之碼頭面載重，依常時與地震時不同考量計算，以檢討面 d(常時)為例：

方塊 4-1 寬度為 5m，然於其上方塊 1 之寬度為 5.3m，加上方塊 4-2 寬度 1.5m 故該層上載荷重計算為

$$1.0\text{tf/m}^2 \times (5.3\text{m} + 1.5\text{m}) = 6.8\text{tf/m}$$

另計算該層抵抗力矩時，僅方塊 4-1 作用，故其計算為

$$1.0\text{tf/m}^2 \times 5.3\text{m} \times 2.35\text{m} = 12.46\text{tf-m/m}$$

其餘計算結果如表 4-16 所示。

表 4-16 上載荷重及其抵抗力矩計算一覽表

檢討面 編號	作用幅 (m)		力臂 (m)		上 載 荷 重 (tf/m)		抵 抗 力 矩 (tf-m/m)	
					常時	地震時	常時	地震時
a	5.3		2.35		5.30	2.65	12.46	6.23
b	5.3		2.35		5.30	2.65	12.46	6.23
c	5.3		2.35		5.30	2.65	12.46	6.23
d	5.3	1.5	2.35	5.75	6.80	3.40	12.46	6.23
e	8.3		3.85		8.30	4.15	31.96	15.98
f	8.3		3.85		8.30	4.15	31.96	15.98
g	8.3		3.85		8.30	4.15	31.96	15.98

4. 地震慣性力

地震慣性力即設計震度與垂直荷重(方塊、土塊及上載荷重)之積。包含因地震造成之方塊、土塊及上載荷重的水平滑動力及傾覆力矩，以檢討面 d(常時)為例：

方塊滑動力為方塊自重與地震慣性力(即設計震度)之積

$$\text{方塊 4-1 之滑動力} = 9.53 \times 0.11 = 1.05\text{tf/m}$$

$$\text{方塊 4-2 之滑動力} = 5.18 \times 0.11 = 0.57\text{tf/m}$$

其傾覆力矩之計算為，滑動力與重心高度(該層)之積

$$\text{方塊 4-1 之傾覆力矩} = 1.05 \times 0.75 = 0.79\text{tf-m/m}$$

$$\text{方塊 4-2 之傾覆力矩} = 0.57 \times 0.75 = 0.43\text{tf-m/m}$$

累計傾覆力矩之計算須納入上層累計傾覆力矩、上層累計滑動力以

及該層傾覆力矩，故檢討面 d 之累計傾覆力矩為

$$9.95+3.96 \times 1.5+0.79=16.68 \text{tf-m/m}$$

其於計算結果分別如表 4-17~表 4-20 所示。

表 4-17 方塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表

檢討面 編號	方塊 編號	方塊高 (m)	方塊重 (tf/m)	滑動力 (tf/m)	力臂 (m)	傾覆 力矩 (tf-m)/m	累計 滑動力 (tf/m)	累計傾 覆力矩 (tf-m)
a	1	1.3	16.88	1.86	0.65	1.21	1.86	1.21
b	2	1.5	9.53	1.05	0.75	0.79	2.91	4.79
c	3	1.5	9.53	1.05	0.75	0.79	3.96	9.95
d	4-1	1.5	9.53	1.05	0.75	0.79	5.58	16.68
	4-2	1.5	5.18	0.57	0.75	0.43		17.11
e	5	1.5	27.6	3.04	0.75	2.28	8.62	27.76
f	6	1.5	27.6	3.04	0.75	2.28	11.66	42.97
g	7	1.5	27.6	3.04	0.75	2.28	14.70	62.74

表 4-18 土塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表(H.W.L.)

檢討面 編號	檢討面 高差 (m)	土塊 編號	土塊高 (m)	土塊重 (tf/m)	滑動力 (tf/m)	力臂 (m)	傾覆 力矩 (tf-m)/m	累計 滑動力 (tf/m)	累計傾 覆力矩 (tf-m)
a	1.3							0	0
b	1.5							0	0
c	1.5							0	0
d	1.5	1	0.87	2.35	0.26	3.87	1.01	1.39	0
		2	3.43	10.29	1.13	1.72	1.94		
e	1.5	3	0.87	2.35	0.26	5.37	1.40	3.28	10.46
		4	3.75	11.25	1.24	3.06	3.79		
		5	1.18	3.54	0.39	0.59	0.23		
f	1.5							3.28	15.38
g	1.5							3.28	20.30

表 4-19 土塊地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表(R.W.L.)

檢討面編號	檢討面高差(m)	土塊編號	土塊高(m)	土塊重(tf/m)	滑動力(tf/m)	力臂(m)	傾覆力矩(tf-m)/m	累計滑動力(tf/m)	累計傾覆力矩(tf-m)
a	1.3							0	0
b	1.5							0	0
c	1.5							0	0
d	1.5	1	0.87	2.35	0.26	3.87	1.01	1.28	0
		2	3.43	9.26	1.02	1.72	1.75		
e	1.5	3	0.87	2.35	0.26	5.37	1.40	3.04	7.79
		4	3.75	10.13	1.11	3.06	3.40		
		5	1.18	3.54	0.39	0.59	0.23		
f	1.5							3.04	12.35
g	1.5							3.04	16.91

表 4-20 上載荷重地震慣性力及其傾覆力矩計算一覽表

檢討面編號	檢討面高差(m)	地震時上載荷重(tf/m)	滑動力(tf/m)	力臂(m)	傾覆力矩(tf-m)/m
a	1.3	2.65	0.29	1.3	0.38
b	1.5	2.65	0.29	2.8	0.81
c	1.5	2.65	0.29	4.3	1.25
d	1.5	3.40	0.37	5.8	1.68
e	1.5	4.15	0.46	7.3	3.36
f	1.5	4.15	0.46	8.8	4.05
g	1.5	4.15	0.46	10.3	4.74

5. 殘留水壓

用於背填料水位於殘留水位高程，此時壁體前後之水頭壓力差造成壁體滑動力與傾覆力矩，如表 4-21 所示。

表 4-21 殘留水壓之滑動力與其傾覆力矩計算一覽表

檢討面 編號	檢討面 高程 (m)	高程差 (m)	水壓差 (tf/m ²)	滑動力 (tf/m)		傾覆力矩 (tf/m)		滑動力 累計 (tf/m)	傾覆力 矩累計 (tf/m)
				■	▲	■	▲		
a	+6.00	0	0	0	0	0	0	0	0
b	+4.50	0	0	0	0	0	0	0	0
c	+3.00	0	0	0	0	0	0	0	0
d	+2.68(R.W.L.)								
	+1.50	1.18	1.22	-	0.72	-	0.28	0.72	0.28
e	-	0.69	1.93	0.84	0.25	0.29	0.06	-	-
	+0.81(L.W.L.)								
	+0.00	0.81	1.93	1.56	-	0.63	-	3.37	3.22
f	-1.50	1.5	1.93	2.90	-	2.17	-	6.27	10.45
g	-3.00	1.5	1.93	2.90	-	2.17	-	9.17	22.03

6. 浮力

浮力係採壁體在滿潮位(H.W.L.+6.43m)及乾潮位(L.W.L.+0.81m)下之部份之體積，並乘以海水單位重 1.03 t/m³ 而求得，其計算結果如表 4-22、表 4-23 所示。

表 4-22 浮力與傾覆力矩計算一覽表(H.W.L)

檢討面 編號	檢討面 高程 (m)	檢討面寬(m)		水深 (m)	浮力(tf/m)		力臂 (m)	傾覆 力矩 (tf/m)
		滑動	傾覆		滑動	傾覆		
a	+6.00	5.3		0.43	2.35		2.35	5.52
b	+4.50	5		1.93	9.94		2.5	24.85
c	+3.00	5		3.43	17.66		2.5	44.15
d	+1.50	6.5	5	4.93	33.01	25.39	2.5	63.48
e	+0.00	8		6.43	52.98		4	211.92
f	-1.50	8		7.93	65.34		4	261.36
g	-3.00	8		9.43	77.70		4	310.80

表 4-23 浮力與傾覆力矩計算一覽表(R.W.L)

檢討面 編號	檢討面 高程 (m)	檢討面寬(m)		水深 (m)	浮力(tf/m)		力臂 (m)	傾覆 力矩 (tf/m)
		滑動	傾覆		滑動	傾覆		
a	+6.00	5.3		0	0		2.35	0
b	+4.50	5		0	0		2.5	0
c	+3.00	5		0	0		2.5	0
d	+1.50	6.5	5	0	0	0	2.5	0
e	+0.00	8		0.81	6.67		4	26.68
f	-1.50	8		2.31	19.03		4	76.12
g	-3.00	8		3.81	31.39		4	125.56

7. 地震動水壓

動水壓係採指地震時壁體前側之自由水體因振動而對壁體產生之引力或推力，以滿潮位的情形計算檢討面 d 以上之動水壓作為示範如下，其餘計算結果如表 4-24、表 4-25 所示。

$$\text{動水壓公式：} P_{dw} = \pm \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

式中，

H 為潮位面至設計水深之高度(m)；

y 為潮位面至檢討面之高度(m)；

K_h 為設計震度 0.11；

γ_w 為海水單位重 1.03tf/m³；

$$H = +6.43 - (-3.00) = 9.43$$

$$y = +6.43 - (+1.50) = 4.93$$

動水壓合力計算(即滑動力)：

$$\begin{aligned} F_{dw} &= \int_0^{4.93} P_{dw} dy = \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \int_0^{4.93} \sqrt{y} dy = \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \cdot \left| \frac{2}{3} y^{1.5} \right|_0^{4.93} \\ &= \frac{7}{8} \times 0.11 \times 1.03 \times \sqrt{9.43} \times \frac{2}{3} \times (4.93^{1.5} - 0^{1.5}) = 2.22 \end{aligned}$$

動水壓合力作用位置計算(距潮位面)：

$$\begin{aligned} H_{1,dw} &= \frac{\int_0^{4.93} P_{dw} \cdot y dy}{\int_0^{4.93} P_{dw} dy} = \frac{\int_0^{4.93} y \cdot \sqrt{y} \cdot dy}{\int_0^{4.93} \sqrt{y} dy} = \frac{\frac{2}{5} |4.93^{2.5} - 0^{2.5}|}{\frac{2}{3} |4.93^{1.5} - 0^{1.5}|} = \frac{3}{5} \times 4.93 \\ &= 2.96 \end{aligned}$$

動水壓合力作用位置計算(距檢討面)：

$$H_{2,dw} = 4.93 - 2.96 = 1.97$$

傾覆力矩計算：

$$F_{dw} \times H_{2,dw} = 2.22 \times 1.97 = 4.37$$

表 4-24 動水壓合力與其傾覆力矩計算一覽表(H.W.L)

檢討面 編號	檢討面高程 (m)	水深 (m)	動水壓合力 (tf/m)	合力作用位置(m)		傾覆 力矩 (tf/m)
				距潮位面	距檢討面	
a	+6.00	0.43	0.06	0.26	0.17	0.01
b	+4.50	1.93	0.54	1.16	0.77	0.42
c	+3.00	3.43	1.29	2.06	1.37	1.77
d	+1.50	4.93	2.22	2.96	1.97	4.37
e	+0.00	6.43	3.31	3.86	2.57	8.51
f	-1.50	7.93	4.53	4.76	3.17	14.36
g	-3.00	9.43	5.88	5.66	3.77	22.17

表 4-25 動水壓合力與其傾覆力矩計算一覽表(R.W.L)

檢討面 編號	檢討面高程 (m)	水深 (m)	動水壓合力 (tf/m)	合力作用位置(m)		傾覆 力矩 (tf/m)
				距潮位面	距檢討面	
a	+6.00	0	0	0	0	0
b	+4.50	0	0	0	0	0
c	+3.00	0	0	0	0	0
d	+1.50	0	0	0	0	0
e	+0.00	0.81	0.09	0.49	0.32	0.03
f	-1.50	2.31	0.45	1.39	0.92	0.41
g	-3.00	3.81	0.96	2.29	1.52	1.46

8. 土壓

計算壁體後側回填石料之主動土壓合力與其所造成之力矩，如表 4-26~表 4-29 所示並以常時滿潮位狀況下計算檢討面 c~d 土層作為示範，計算如下。

主動土壓計算：

$$P_a = K_{ai} \left[\sum \gamma'_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

式中，

ψ 為方塊背面(背填料接觸面)與垂直面夾角，在此為 0° ；

β 為碼頭面與水平面夾角， $\beta = \tan^{-1}(1\%) = 0.6^\circ$ ；

γ'_i 為編號 i 土層土壤有效單位體積重量(tf/m^3)；

h_i 為編號 i 土層厚度(m)；

K_{ai} 為編號 i 土層主動土壓係數，在此皆為 0.25；

w 為上載均部載重(tf/m^2)，在此為 1.0tf/m^2

代入後，

(頂層，檢討面 c)

$$P_{a,T} = 0.25 \times \left[(1.8 \times 0.87 + 1 \times 0.43 + 1 \times 1.5 \times 2) + \frac{1.0 \times \cos 0^\circ}{\cos(0^\circ - 0.6^\circ)} \right] \cos 0^\circ = 1.50$$

(底層，檢討面 d)

$$P_{a,B} = 0.25 \times \left[(1.8 \times 0.87 + 1 \times 0.43 + 1 \times 1.5 \times 3) + \frac{1.0 \times \cos 0^\circ}{\cos(0^\circ - 0.6^\circ)} \right] \cos 0^\circ = 1.87$$

土壓分量計算：

(水平土壓分量)

$$P_{aH,T} = P_{a,T} \times \cos \delta = 1.50 \times \cos 15^\circ = 1.45$$

$$P_{aH,B} = P_{a,B} \times \cos \delta = 1.87 \times \cos 15^\circ = 1.81$$

(垂直土壓分量)

$$P_{aV,T}=P_{a,T} \times \sin \delta = 1.87 \times \sin 15^\circ = 0.39$$

$$P_{aV,B}=P_{a,B} \times \sin \delta = 1.87 \times \sin 15^\circ = 0.48$$

水平土壓力計算：

(方形)

$$F_{aH,1}=P_{aH,T} \times h = 1.45 \times 1.50 = 2.18$$

(三角形)

$$F_{aH,2}=\frac{1}{2} \times (P_{aH,B}-P_{aH,T}) \times h = 0.5 \times (1.81-1.45) \times 1.50 = 0.27$$

累計水平合力計算：

$$F_{aH,d}=F_{aH,c}+F_{aH,1}+F_{aH,2}=3.92+2.18+0.27=6.37$$

該層傾覆力矩計算：

(方形)

$$M_{aH,1} = F_{aH,1} \times \frac{1}{2} h = 2.18 \times 0.5 \times 1.5 = 1.64$$

(三角形)

$$M_{aH,2}=F_{aH,2} \times \frac{1}{3} h = 0.27 \times \frac{1.5}{3} = 0.14$$

累計傾覆力矩計算：

(用於該層)

$$M_{aH,d}=M_{aH,c}+F_{aH,c} \times h+M_{aH,1}+M_{aH,2} = 6.71 + 3.92 \times 1.5 + 0 + 0 = 12.59$$

(用於下層)

$$\begin{aligned} M_{aH,d} &= M_{aH,c} + F_{aH,c} \times h + M_{aH,1} + M_{aH,2} = 6.71 + 3.92 \times 1.5 + 1.64 + 0.14 \\ &= 14.37 \end{aligned}$$

垂直土壓力計算：

$$F_{aV}=\frac{1}{2} \times (P_{aV,B}+P_{aV,T}) \times h = 0.5 \times (0.48+0.39) \times 1.50 = 0.65$$

累計垂直合力計算：

$$F_{aV,d}=F_{aV,c}+F_{aV}=1.05+0.65=1.70$$

累計抵抗力矩計算：

(檢討面 c)

$$M_{aV,c}=F_{aV,c} \times d = 1.05 \times 5 = 5.25$$

(檢討面 d，僅前側方塊傾覆，該層土壓作用力不計)

$$M_{aV,d} = M_{aV,c}$$

表 4-26 土壓力及其作用力矩計算一覽表(常時—H.W.L.)

H.W.L. 上載=1.0 tf/m²

檢討面編號	土層分類 高程(m)	土層厚度 (m)	土壤有效 單位重 (tf/m ³)	有效應力 (tf/m ²)	側向土壓 係數	水平土壓 分量 (tf/m ²)	水平土壓力 (tf/m)		累計 水平土壓 力 (tf/m)	傾覆力矩 (tf-m/m)		累計 傾覆 力矩 (tf-m/m)	垂直 土壓 分量 (tf/m ²)	垂直 土壓 力 (tf/m)	累計 垂直 土壓 力 (tf/m)	力 臂 (m)	累計 抵抗 力矩 (tf-m/m)
							■	▲		■	▲						
-	+7.30	0.87	1.80	1.00	0.25	0.24	0.21	0.17	0.38	0.09	0.05	0.14	0.06	0.10	0.10	5	0.50
	+6.43			2.57		0.62							0.17				
a	+6.00	0.43	1.00	3.00	0.25	0.62	0.27	0.02	0.67	0.06	0.00	0.36	0.17	0.08	0.18	5	0.90
	+6.00			3.00		0.72							0.19				
b	+4.50	1.50	1.00	4.50	0.25	0.72	1.08	0.27	2.02	0.81	0.14	2.32	0.19	0.36	0.54	5	2.20
	+4.50			4.50		1.08							0.29				
c	+3.00	1.50	1.00	6.00	0.25	1.08	1.62	0.28	3.92	1.22	0.14	6.71	0.29	0.51	1.05	5	5.25
	+3.00			6.00		1.45							0.39				
d	+1.50	1.50	1.00	7.50	0.25	1.45	2.18	0.27	6.37	1.64	0.14	12.59 14.37	0.39	0.65	1.70	6.5	5.25
	+1.50			7.50		1.81							0.48				
e	+0.00	1.50	1.00	9.00	0.25	1.81	2.72	0.27	9.36	2.04	0.14	26.10	0.48	0.80	2.50	8	20.00
	+0.00			9.00		2.17							0.58				
f	-1.50	1.50	1.00	10.50	0.25	2.17	3.26	0.27	12.89	2.45	0.14	42.73	0.58	0.95	3.45	8	28.60
	-1.50			10.50		2.53							0.68				
g	-3.00	1.50	1.00	12.00	0.25	2.53	3.80	0.28	16.97	2.85	0.14	65.06	0.68	1.10	4.55	8	36.40
	-3.00			12.00		2.90							0.78				

表 4-27 土壓力及其作用力矩計算一覽表(常時—R.W.L.)

R.W.L. 上載=1.0 tf/m²

檢討面編號	土層分類 高程(m)	土層厚度 (m)	土壤有效 單位重 (tf/m ³)	有效 應力 (tf/m ²)	側向 土壓 係數	水平 土壓 分量 (tf/m ²)	水平土壓力 (tf/m)		累計 水平 土壓 力 (tf/m)	傾覆力矩 (tf-m/m)		累計 傾覆 力矩 (tf-m/m)	垂直 土壓 分量 (tf/m ²)	垂直 土壓 力 (tf/m)	累計 垂直 土壓 力 (tf/m)	力 臂 (m)	累計 抵抗 力矩 (tf-m/m)
							■	▲		■	▲						
a	+7.30	1.30	1.80	1.00	0.25	0.24	0.31	0.37	0.68	0.20	0.16	0.36	0.06	0.18	0.18	5	0.90
	+6.00			3.34		0.81							0.22				
b	+4.50	1.50	1.80	6.04	0.25	0.81	1.22	0.49	2.39	0.92	0.25	2.55	0.22	0.46	0.64	5	3.20
						1.46							0.39				
c	+3.00	1.50	1.80	8.74	0.25	1.46	2.19	0.49	5.07	1.64	0.25	8.03	0.39	0.72	1.36	5	6.80
						2.11							0.57				
-	+2.68	0.32	1.80	9.32	0.25	2.11	0.68	0.02	5.77	0.11	0.00	9.76	0.57	0.19	1.55	6.5	6.80
						2.25							0.60				
d	+1.50	1.18	1.00	10.50	0.25	2.25	2.66	0.17	8.60	1.57	0.07	15.64	0.60	0.76	2.31	6.5	6.80
						2.53						18.21	0.68				
e	+0.00	1.50	1.00	12.00	0.25	2.53	3.80	0.28	12.68	2.85	0.14	34.10	0.68	1.10	3.41	8	27.28
						2.90							0.78				
f	-1.50	1.50	1.00	13.50	0.25	2.90	4.35	0.27	17.30	3.26	0.14	56.52	0.78	1.24	4.65	8	37.20
						3.26							0.87				
g	-3.00	1.50	1.00	15.00	0.25	3.26	4.89	0.27	22.46	3.67	0.14	86.28	0.87	1.38	6.03	8	48.24
						3.62							0.97				

表 4-28 土壓力及其作用力矩計算一覽表(地震時—H.W.L.)

H.W.L. 上載=0.5 tf/m²

檢討面編號	土層分類 高程(m)	土層厚度 (m)	土壤有效 單位重 (tf/m ³)	有效 應力 (tf/m ²)	側向 土壓 係數	水平 土壓 分量 (tf/m ²)	水平土壓力 (tf/m)		累計 水平 土壓 力 (tf/m)	傾覆力矩 (tf-m/m)		累計 傾覆 力矩 (tf-m/m)	垂直 土壓 分量 (tf/m ²)	垂直 土壓 力 (tf/m)	累計 垂直 土壓 力 (tf/m)	力 臂 (m)	累計 抵抗 力矩 (tf-m/m)
							■	▲		■	▲						
-	+7.30	0.87	1.80	0.50	0.32	0.15	0.13	0.21	0.34	0.06	0.06	0.12	0.04	0.09	0.09	5	0.45
	+6.43			2.07		0.64							0.17				
a	+6.00	0.43	1.00	2.50	0.32	0.64	0.28	0.03	0.65	0.06	0.00	0.33	0.17	0.08	0.17	5	0.85
	+4.50			4.00		0.77							0.21				
b	+4.50	1.50	1.00	4.00	0.34	0.82	1.23	0.37	2.25	0.92	0.19	2.42	0.22	0.43	0.60	5	3.00
	+3.00			5.50		1.31							0.35				
c	+3.00	1.50	1.00	5.50	0.36	1.39	2.09	0.39	4.73	1.57	0.20	7.57	0.37	0.66	1.26	5	6.30
	+1.50			7.00		1.91							0.51				
d	+1.50	1.50	1.00	7.00	0.37	1.96	2.94	0.41	8.08	2.21	0.21	14.67	17.09	0.53	0.90	2.16	6.5
	+0.00			8.50		2.50											
e	+0.00	1.50	1.00	8.50	0.37	2.50	3.75	0.40	12.23	2.81	0.20	32.22	0.67	1.11	3.27	8	26.16
	-1.50			10.00		3.03							0.81				
f	-1.50	1.50	1.00	10.00	0.38	3.12	4.68	0.41	17.32	3.51	0.21	54.29	0.84	1.37	4.64	8	37.12
	-3.00			11.50		3.67							0.98				
g	-3.00	1.50	1.00	11.50	0.38	3.67	5.51	0.41	23.24	4.13	0.21	84.61	0.98	1.58	6.22	8	49.76
	-3.00			11.50		4.22							1.13				

表 4-29 土壓力及其作用力矩計算一覽表(地震時—R.W.L.)

R.W.L. 上載=0.5 tf/m²

檢討面編號	土層分類 高程(m)	土層厚度 (m)	土壤有效 單位重 (tf/m ³)	有效 應力 (tf/m ²)	側向 土壓 係數	水平 土壓 分量 (tf/m ²)	水平土壓力 (tf/m)		累計 水平 土壓 力 (tf/m)	傾覆力矩 (tf-m/m)		累計 傾覆 力矩 (tf-m/m)	垂直 土壓 分量 (tf/m ²)	垂直 土壓 力 (tf/m)	累計 垂直 土壓 力 (tf/m)	力 臂 (m)	累計 抵抗 力矩 (tf-m/m)
							■	▲		■	▲						
a	+7.30	1.30	1.80	0.50	0.32	0.15	0.20	0.47	0.67	0.13	0.20	0.33	0.04	0.18	0.18	5	0.90
	+6.00			2.84		0.88							0.24				
b	+4.50	1.50	1.80	5.54	0.32	1.71	1.32	0.62	2.61	0.99	0.31	2.64	0.24	0.53	0.71	5	3.55
	+3.00			8.24		2.55							0.46				
c	+2.68	0.32	1.80	8.82	0.32	2.73	0.82	0.03	6.66	0.13	0.00	10.80	0.68	0.23	1.80	6.5	7.85
	+1.50			10.00		3.09							0.73				
d	+0.00	1.50	1.00	11.50	0.33	3.19	4.79	0.36	15.24	3.59	0.18	39.55	0.85	1.37	4.09	8	32.72
	-1.50			13.00		3.67							0.98				
e	-3.00	1.50	1.00	14.50	0.34	4.27	5.67	0.37	21.28	4.25	0.19	66.85	1.01	1.61	5.70	8	45.60
	-4.50			16.00		4.76							1.14				
f	-6.00	1.50	1.00	17.50	0.34	4.76	6.41	0.37	28.06	4.81	0.19	103.77	1.28	1.82	7.52	8	60.16
	-7.50			19.00		4.76							1.28				

4.2.4 壁體滑動檢討

方塊式碼頭之壁體滑動安定，須檢討常時及地震時之安定狀況，並須滿足下式之要求：

$$F_s \leq \frac{\mu \cdot W}{P}$$

式中，

F_s 為方塊式碼頭滑動檢討之安全係數，如表 4-9 所載，常時為 1.2，地震時為 1.0；

μ 為滑動面之摩擦係數，混凝土與混凝土間為 0.5，混凝土與拋石間為 0.6；

W 為作用於壁體之垂直合力(tf/m)，包含浮力、方塊自重、土塊自重、土壓垂直方向分力與上載荷重等；

P 為作用於壁體之水平合力(tf/m)，包含作用於壁體後側土壓之水平分力、殘留水壓、不扣除浮力壁體重量之地震力。

為防止碼頭前基礎被沖刷，在碼頭前方為保護所拋放之護基方塊等，不計算其對壁體滑動之抵抗。滑動檢核以檢討面 d (常時-H.W.L.) 為例安全係數之計算為垂直合力與摩擦係數之積除以水平合力
 $38.78 \times 0.5 \div 6.37 = 3.04$ ，大於常時檢核要求 1.20 故安全無虞
其餘結果如表 4-30~4-33 所示，各滑動檢討面之安全係數皆滿足規範要求。

表 4-30 滑動安定檢討計算一覽表(常時—H.W.L.)

檢討面	水 平 力 (t/m)							垂 直 力 (t/m)						摩擦係數	安全係數	校核結果
	土壓 (tf-m/m)	慣 性 力 (tf-m/m)			殘留 水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	小計	土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載 荷重 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計 (tf-m/m)			
		方塊	土塊	上載												
a	0.67	-			-	-	0.67	0.18	16.88	-	5.3	-2.35	20.01	0.50	14.93	≥ 1.2, OK
b	2.02	-			-	-	2.02	0.54	26.41	-	5.3	-9.94	22.31	0.50	5.52	≥ 1.2, OK
c	3.92	-			-	-	3.92	1.05	35.94	-	5.3	-17.66	24.63	0.50	3.14	≥ 1.2, OK
d	6.37	-			-	-	6.37	1.70	50.65	12.64	6.8	-33.01	38.78	0.50	3.04	≥ 1.2, OK
e	9.36	-			-	-	9.36	2.50	78.25	29.78	8.3	-52.98	65.85	0.50	3.52	≥ 1.2, OK
f	12.89	-			-	-	12.89	3.45	105.85	29.78	8.3	-65.34	82.04	0.50	3.18	≥ 1.2, OK
g	16.97	-			-	-	16.97	4.55	133.45	29.78	8.3	-77.70	98.38	0.60	3.48	≥ 1.2, OK

表 4-31 滑動安定檢討計算一覽表(常時—R.W.L.)

檢 討 面	水 平 力 (t/m)							垂 直 力 (t/m)						摩 擦 係 數	安 全 係 數	校 核 結 果
	土 壓 (tf-m/m)	慣 性 力 (tf-m/m)			殘 留 水 壓 (tf-m/m)	動 水 壓 (tf-m/m)	小 計	土 壓 (tf-m/m)	方 塊 重 (tf-m/m)	土 塊 重 (tf-m/m)	上 載 荷 重 (tf-m/m)	浮 力 (tf-m/m)	小 計 (tf-m/m)			
		方 塊	土 塊	上 載												
a	0.68	-			-	-	0.68	0.18	16.88	-	5.3	-	22.36	0.50	16.44	≥ 1.2, OK
b	2.39	-			-	-	2.39	0.64	26.41	-	5.3	-	32.35	0.50	6.77	≥ 1.2, OK
c	5.07	-			-	-	5.07	1.36	35.94	-	5.3	-	42.60	0.50	4.20	≥ 1.2, OK
d	8.60	-			0.72	-	9.32	2.31	50.65	11.61	6.8	-	71.37	0.50	3.83	≥ 1.2, OK
e	12.68	-			3.37	-	16.05	3.41	78.25	27.63	8.3	-6.67	110.92	0.50	3.46	≥ 1.2, OK
f	17.30	-			6.27	-	23.57	4.65	105.85	27.63	8.3	-19.03	127.40	0.50	2.70	≥ 1.2, OK
g	22.46	-			9.17	-	31.63	6.03	133.45	27.63	8.3	-31.39	144.02	0.60	2.73	≥ 1.2, OK

表 4-32 滑動安定檢討計算一覽表(地震時—H.W.L.)

檢 討 面	水 平 力 (t/m)							垂 直 力 (t/m)						摩擦 係數	安全 係數	校核結果
	土壓 (tf-m/m)	慣 性 力 (tf-m/m)			殘留 水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	小計	土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載 荷重 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計 (tf-m/m)			
		方塊	土塊	上載												
a	0.65	1.86	-	0.29	-	0.06	2.86	0.17	16.88	-	2.65	-2.35	17.35	0.50	3.03	≥ 1.0, OK
b	2.25	2.91	-	0.29	-	0.54	5.99	0.60	26.41	-	2.65	-9.94	19.72	0.50	1.65	≥ 1.0, OK
c	4.73	3.96	-	0.29	-	1.29	10.27	1.26	35.94	-	2.65	-17.66	22.19	0.50	1.08	≥ 1.0, OK
d	8.08	5.58	1.39	0.37	-	2.22	17.64	2.16	50.65	12.64	3.40	-33.01	35.84	0.50	1.02	≥ 1.0, OK
e	12.23	8.62	3.28	0.46	-	3.31	27.90	3.27	78.25	29.78	4.15	-52.98	62.47	0.50	1.12	≥ 1.0, OK
f	17.32	11.66	3.28	0.46	-	4.53	37.25	4.64	105.85	29.78	4.15	-65.34	79.08	0.50	1.06	≥ 1.0, OK
g	23.24	14.70	3.28	0.46	-	5.88	47.56	6.22	133.45	29.78	4.15	-77.70	95.90	0.60	1.21	≥ 1.0, OK

表 4-33 滑動安定檢討計算一覽表(地震時—R.W.L.)

檢 討 面	水 平 力 (t/m)							垂 直 力 (t/m)						摩擦 係數	安全 係數	校核結果
	土壓 (tf-m/m)	慣 性 力 (tf-m/m)			殘留 水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	小計	土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載 荷重 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計 (tf-m/m)			
		方塊	土塊	上載												
a	0.67	1.86	-	0.29	-	-	2.82	0.18	16.88	-	2.65	-	19.71	0.50	3.49	≥ 1.0, OK
b	2.61	2.91	-	0.29	-	-	5.81	0.71	26.41	-	2.65	-	29.77	0.50	2.56	≥ 1.0, OK
c	5.81	3.96	-	0.29	-	-	10.06	1.57	35.94	-	2.65	-	40.16	0.50	2.00	≥ 1.0, OK
d	10.09	5.58	1.28	0.37	0.72	-	18.04	2.72	50.65	11.61	3.40	-	68.38	0.50	1.90	≥ 1.0, OK
e	15.24	8.62	3.04	0.46	3.37	0.09	30.82	4.09	78.25	27.63	4.15	-6.67	107.45	0.50	1.74	≥ 1.0, OK
f	21.28	11.66	3.04	0.46	6.27	0.45	43.16	5.70	105.85	27.63	4.15	-19.03	124.30	0.50	1.44	≥ 1.0, OK
g	28.06	14.70	3.04	0.46	9.17	0.96	56.39	7.52	133.45	27.63	4.15	-31.39	141.36	0.60	1.50	≥ 1.0, OK

4.2.5 壁體傾覆檢討

方塊式碼頭之壁體傾覆安定，須檢討常時及地震時之安定狀況，並須滿足下式之要求：

$$F_s \leq \frac{W \cdot \bar{x}}{P \cdot \bar{y}}$$

式中，

F_s 為方塊式碼頭傾覆檢討之安全係數，如表 4-9 所載，常時為 1.2，地震時為 1.1；

$\bar{x}$ 為垂直合力作用力臂(m)，距壁體前趾之水平距離；

$\bar{y}$ 為水平合力作用力臂(m)，距各層檢討面之垂直距離；

以檢討面 d(常時-H.W.L.)為例

安全係數之計算為抵抗彎矩和除以傾覆彎矩和

$128.87 \div 63.48 = 1.69$ ，大於常時檢核要求 1.20 故安全無虞

其餘傾覆檢核結果如表 4-34~4-37 所示，各傾覆檢討面之安全係數皆滿足規範要求。

表 4-34 傾覆安定檢討計算一覽表(常時—H.W.L.)

檢討面	傾覆彎矩								抵抗彎矩					安全係數	校核結果
	水平土壓 (tf-m/m)	慣性力(tf-m/m)			殘留水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計	垂直土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載荷重 (tf-m/m)	小計		
		方塊	土塊	上載											
a	0.36	-	-	-	-	-	5.52	5.88	0.90	39.67	-	12.46	53.03	9.02	≥1.2, OK
b	2.32	-	-	-	-	-	24.85	27.17	2.20	63.50	-	12.46	78.16	2.88	≥1.2, OK
c	6.71	-	-	-	-	-	44.15	50.86	5.25	87.33	-	12.46	105.04	2.07	≥1.2, OK
d	12.59	-	-	-	-	-	63.48	76.07	5.25	111.16	-	12.46	128.87	1.69	≥1.2, OK
e	26.10	-	-	-	-	-	211.92	238.02	20.00	251.35	196.95	31.96	500.26	2.10	≥1.2, OK
f	42.73	-	-	-	-	-	261.36	304.09	28.60	361.75	196.95	31.96	619.26	2.04	≥1.2, OK
g	65.06	-	-	-	-	-	310.80	375.86	36.40	472.15	196.95	31.96	737.46	1.96	≥1.2, OK

表 4-35 傾覆安定檢討計算一覽表(常時—R.W.L.)

檢討面	傾覆彎矩								抵抗彎矩					安全係數	校核結果
	水平土壓 (tf-m/m)	慣性力(tf-m/m)			殘留水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計	垂直土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載荷重 (tf-m/m)	小計		
		方塊	土塊	上載											
a	0.36	-	-	-	-	-	-	0.36	0.90	39.67	-	12.46	53.03	147.31	≥ 1.2, OK
b	2.55	-	-	-	-	-	-	2.55	3.20	63.50	-	12.46	79.16	31.04	≥ 1.2, OK
c	8.03	-	-	-	-	-	-	8.03	6.80	87.33	-	12.46	106.59	13.27	≥ 1.2, OK
d	15.64	-	-	-	0.28	-	-	15.92	6.80	111.16	-	12.46	130.42	8.19	≥ 1.2, OK
e	34.10	-	-	-	3.22	-	26.68	64.00	27.28	251.35	182.91	31.96	493.50	7.71	≥ 1.2, OK
f	56.52	-	-	-	10.45	-	76.12	143.09	37.20	361.75	182.91	31.96	613.82	4.29	≥ 1.2, OK
g	86.28	-	-	-	22.03	-	125.56	233.87	48.24	472.15	182.91	31.96	735.26	3.14	≥ 1.2, OK

表 4-36 傾覆安定檢討計算一覽表(地震時—H.W.L.)

檢討面	傾覆彎矩								抵抗彎矩					安全係數	校核結果
	水平土壓 (tf-m/m)	慣性力(tf-m/m)			殘留水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計	垂直土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載荷重 (tf-m/m)	小計		
		方塊	土塊	上載											
a	0.33	1.21	-	0.38	-	0.01	5.52	7.45	0.85	39.67	-	6.23	46.75	6.28	≥ 1.1, OK
b	2.42	4.79	-	0.81	-	0.42	24.85	33.29	3.00	63.50	-	6.23	72.73	2.18	≥ 1.1, OK
c	7.57	9.95	-	1.25	-	1.77	44.15	64.69	6.30	87.33	-	6.23	99.86	1.54	≥ 1.1, OK
d	14.67	16.68	-	1.68	-	4.37	63.48	100.88	6.30	111.16	-	6.23	123.69	1.23	≥ 1.1, OK
e	32.22	27.76	10.46	3.36	-	8.51	211.92	294.23	26.16	251.35	196.95	15.98	490.44	1.67	≥ 1.1, OK
f	54.29	42.97	15.38	4.05	-	14.36	261.36	392.41	37.12	361.75	196.95	15.98	611.80	1.56	≥ 1.1, OK
g	84.61	62.74	20.30	4.74	-	22.17	310.80	505.36	49.76	472.15	196.95	15.98	734.84	1.45	≥ 1.1, OK

表 4-37 傾覆安定檢討計算一覽表(地震時—R.W.L.)

檢討面	傾覆矩								抵抗彎矩					安全係數	校核結果
	水平土壓 (tf-m/m)	慣性力(tf-m/m)			殘留水壓 (tf-m/m)	動水壓 (tf-m/m)	浮力 (tf-m/m)	小計	垂直土壓 (tf-m/m)	方塊重 (tf-m/m)	土塊重 (tf-m/m)	上載荷重 (tf-m/m)	小計		
		方塊	土塊	上載											
a	0.33	1.21	-	0.38	-	-	-	1.92	0.90	39.67	-	6.23	46.80	24.38	≥ 1.1, OK
b	2.64	4.79	-	0.81	-	-	-	8.24	3.55	63.50	-	6.23	73.28	8.89	≥ 1.1, OK
c	8.81	9.95	-	1.25	-	-	-	20.01	7.85	87.33	-	6.23	101.41	5.07	≥ 1.1, OK
d	17.53	16.68	-	1.68	0.28	-	-	36.17	7.85	111.16	-	6.23	125.24	3.46	≥ 1.1, OK
e	39.55	27.76	7.79	3.36	3.22	0.03	26.68	108.39	32.72	251.35	182.91	15.98	482.96	4.46	≥ 1.1, OK
f	66.85	42.97	12.35	4.05	10.45	0.41	76.12	213.20	45.60	361.75	182.91	15.98	606.24	2.84	≥ 1.1, OK
g	103.77	62.74	16.91	4.74	22.03	1.46	125.56	337.21	60.16	472.15	182.91	15.98	731.20	2.17	≥ 1.1, OK

4.2.6 地盤承载力檢討

方塊式碼頭屬淺基礎構造物，其承载力影響範圍，為基礎底層下深度約一個基礎寬度內，查表 4-3 可得其範圍於回填岩塊層中，故採規範砂性地質計算其容許承载力，計算公式如下：

$$q_a = \frac{1}{F_s} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D$$

式中，

q_a 為基礎容許承载力(tf/m²)；

B 為基礎最小寬度(m)，依偏心載重計算地盤反力之有效寬度修正，計算方式如圖 4.9 所示；

D 為基礎設置深度(m)，本案無此參數；

γ_1 為基礎底面以下土壤有效單位重(tf/m³)，採 1.0 tf/m³；

γ_2 為基礎底面以上土壤有效單位重(tf/m³)，本案無此參數；

N_γ 、 N_q 為承载力因數，以基礎下土壤內摩擦角(回填岩塊層以 $\phi=40^\circ$ 估算)查圖 4.10 求得 $N_\gamma = 114.0$ 、 $N_q = 81.2$ ；

β 為基礎形狀係數，連續形採 0.5；

以地震時—H.W.L.狀況計算示範如下，其餘結果如表 4-38 所示：

$$x = \frac{M_W - M_h}{V} = \frac{734.84 - 505.36}{95.90} = 2.39$$

式中，

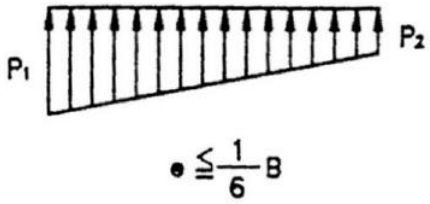
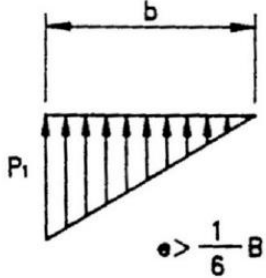
x 為外力重心距前趾距離(m)；

M_W 為方塊整體之抵抗力矩(tf-m/m)；

M_h 為方塊整體之傾覆力矩(tf-m/m)；

V 為方塊整體之垂直合力(tf/m)；

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{8}{2} - 2.39 = 1.61 > \frac{B}{6} (=1.33)$$

$P_1 = (1 + \frac{6e}{B}) \frac{V}{B}$ $P_2 = (1 - \frac{6e}{B}) \frac{V}{B}$	 $e \leq \frac{1}{6}B$
(a) 偏 心 距 $e \leq \frac{1}{6}B$	
$P_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{(\frac{B}{2} - e)}$ $b = 3(\frac{B}{2} - e)$	 $e > \frac{1}{6}B$
(b) 偏 心 距 $e > \frac{1}{6}B$	

註：B 為結構物底部寬度(m)；V 為法線方向單位長之垂直合力(tf/m)；P₁ 為前趾反力(tf/m²)；P₂ 為後踵反力(tf/m²)；

圖 4.9 偏 心 載 重 基 礎 地 盤 反 力 計 算

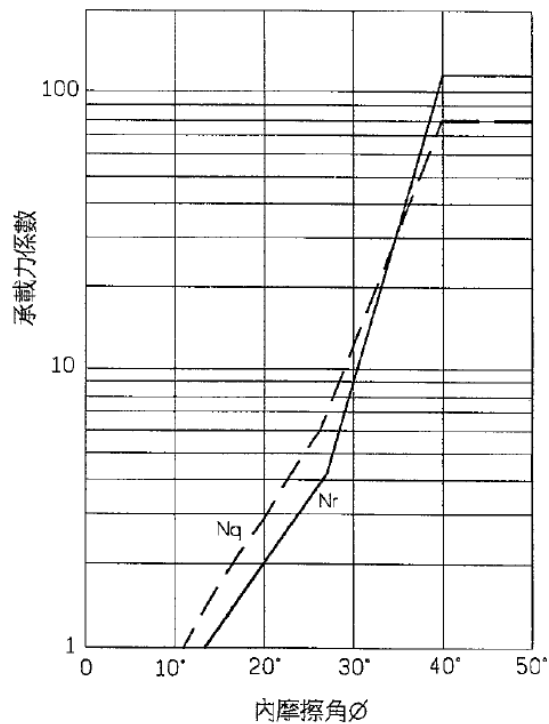


圖 4.10 承 載 力 係 數 與 摩 擦 角 之 關 係 圖

基礎寬度修正為

$$b=3\left(\frac{B}{2}-e\right)=3\times\left(\frac{8}{2}-1.61\right)=7.17$$

前趾壓力為

$$P_1=\frac{2}{3}\times\frac{V}{\frac{B}{2}-e}=\frac{2}{3}\times\frac{95.90}{\frac{8}{2}-1.61}=26.75$$

基礎容許承载力為

$$q_a=\frac{1}{F_s}\left(\beta\gamma_1bN_\gamma+\gamma_2DN_q\right)+\gamma_2D=\frac{1}{1.67}\left(0.5\times1\times7.17\times114+0\times0\times81.2\right)+0\times0=244.72$$

故， $q_a\geq P_1$ ，地盤承载力安全無虞。

表 4-38 地盤承载力檢討計算一覽表

狀 態		垂直力 (tf/m)	傾覆 力矩 (tf-m/m)	抵抗 力矩 (tf-m/m)	x (m)	e (m)	B (m)	P ₁ (m)	F _s	q _a (tf/m ²)	校核
常 時	H.W.L.	98.38	375.86	737.46	3.68	0.32	8.00	15.25	2.5	182.40	OK!
	R.W.L.	144.02	233.87	735.26	3.48	0.52	8.00	25.02	2.5	182.40	OK!
地 震 時	H.W.L.	95.90	505.36	734.84	2.39	1.61	7.17	26.75	1.67	244.72	OK!
	R.W.L.	141.36	337.21	731.20	2.79	1.21	8.00	33.71	1.67	273.05	OK!

4.3 維護管理及巡檢診斷

一般港灣構造物處在嚴峻的自然環境下，材料的劣化、構件的損傷、基礎的沖刷、下陷、掩埋等引起使用期間性能降低所產生的疑慮。因此，為維持構造物其在使用期間能滿足性能要求，可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，另巡檢種類之頻率及診斷項目(如表 4.39 所示)則依各港權管機關之維護管理手冊，針對碼頭岸壁法線的凹凸、出入、鋪面、上部工及附屬設施，與方塊間的移動、錯位和填充物脫落等變化情形，辦理劣化度評估與判定。

表 4-39 方塊式碼頭巡檢診斷項目標準分類

項目類別 設施	I 類	II 類	III類
方塊式碼頭	【岸壁法線】凹凸、出入 【鋪面及背填】淘出、空洞化、下陷、坍塌 【本體工】混凝土的劣化、損傷 【海底地基】沖刷，土砂的淤積	【鋪面】混凝土・瀝青鋪面等的劣化、損傷 【上部工】混凝土的劣化、損傷 【防舷材、繫船柱】劣化、損傷	・左欄以外

註：類別 I：對設施性能與安全性產生直接影響的構件，與設施整體的位移和沉陷。

類別 II：對設施性能產生影響的構件，如鋼鐵構建之防蝕設施。

類別 III：相關附屬設施，如防護欄、爬梯。

4.4 設計基準修訂對設計案例之使用差異

本方塊式碼頭設計案例係依據交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準(草案)」進行編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異，列示如下：

1. 地震力及其外力計算：有關港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，依各微分區內之震區水平譜加速度係數，修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第十章「耐震設計」，並依第二篇第十二章「土壓及水壓」之相關規定辦理土壓及水壓之計算，以進行壁體穩定之分析。
2. 短期容許承载力計算：依「港灣構造物設計基準(草案)」第五篇第二章「淺基礎承载力」之相關規定辦理，考慮短期載重如地震、波浪力及風力等，容許承载力得予提高百分之五十。
3. 維護管理及巡檢診斷：為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，茲新增修訂「港灣構造物設計基準(草案)」第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章，並於本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，供做未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

第五章 板樁式碼頭設計案例

5.1 板樁式碼頭設計概要

5.1.1 斷面型式簡介

板樁碼頭主要係於碼頭法線打設鋼板樁、組合鋼板樁或鋼管排樁，並於其後打設錨定設施如錨碇板、錨碇板樁、錨碇直樁或錨碇斜組樁等，其間則以拉桿或高耐索連結，藉以提供頂部變形之束制。板樁碼頭藉由主板樁後側主動土壓區及錨碇板樁前側被動土壓區圍束樁間土體，進而提高整體穩定性，同時，可於地表施作地質改良，以避免液化影響，相關碼頭斷面如圖 5.1 所示，板樁碼頭優缺點分述如次：

1. 優點

- (1)板樁工法成熟，施工快速，品質較易掌控。
- (2)設計與施工性佳，施工管理容易。
- (3)能夠有效止水，防漏砂效果佳。
- (4)需與鄰近碼頭銜接時，施工較容易。
- (5)碼頭加深與改建較容易。

2. 缺點

- (1) 土壤與板樁互制為複合牆體，易受強震影響。
- (2) 若液化或有場地流潰，破壞風險較高，需作地改。
- (3) 結構贅餘度低，若高耐索施工不良，恐有受力不均斷裂而外推，影響碼頭結構安全及船舶靠泊。
- (4) 殘留水壓影響大，增加板樁用鋼量時，將增加工程成本，尤以高潮差之港口應特別留意。
- (5) 消波性差，反射波大，影響水域靜穩度。

5.1.2 設計流程及要點

板樁式碼頭之設計流程如圖 5.2 所示，其要點說明如下：

1. 決定設計條件包含碼頭幾何條件、水位條件、工址地質條件、設計震度、載重及船舶外力等。
2. 決定背拉構材位置，一般裝設於殘留水位上方。
3. 計算出板樁之外力，計算出土壤在常時及地震下之土壓、殘留水壓及地震下之動水壓力。
4. 決定板樁入土深度，由土壓、殘留水壓之分布，計算常時及地震下，板樁在此深度下之穩定性，砂質土常時安全係數須大於 1.5，地震時安全係數須大於 1.2；粘性土常時及地震時安全係數均須大於 1.2。
5. 當板樁入土深度滿足穩定性要求時，求出常時及地震狀態下，板樁碼頭各個構件部份之受力(如板樁所受之彎矩及反力、背拉構材之拉力等，其中，需考慮放大係數修正，若檢核結果需調整，則需重新決定板樁斷面、入土深度或背拉構材尺寸)。
6. 由已知之板樁式碼頭各個構件部份之受力，便可以設計出各構材之斷面。

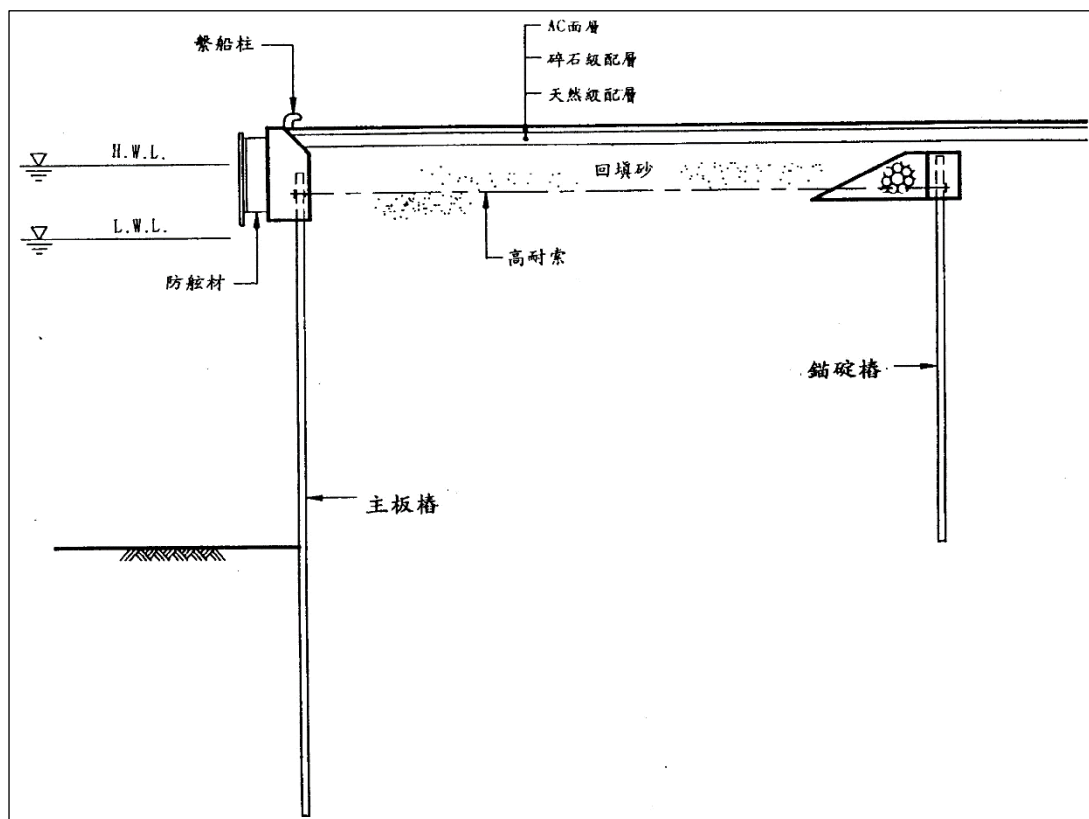


圖 5.1 板樁式碼頭斷面示意圖

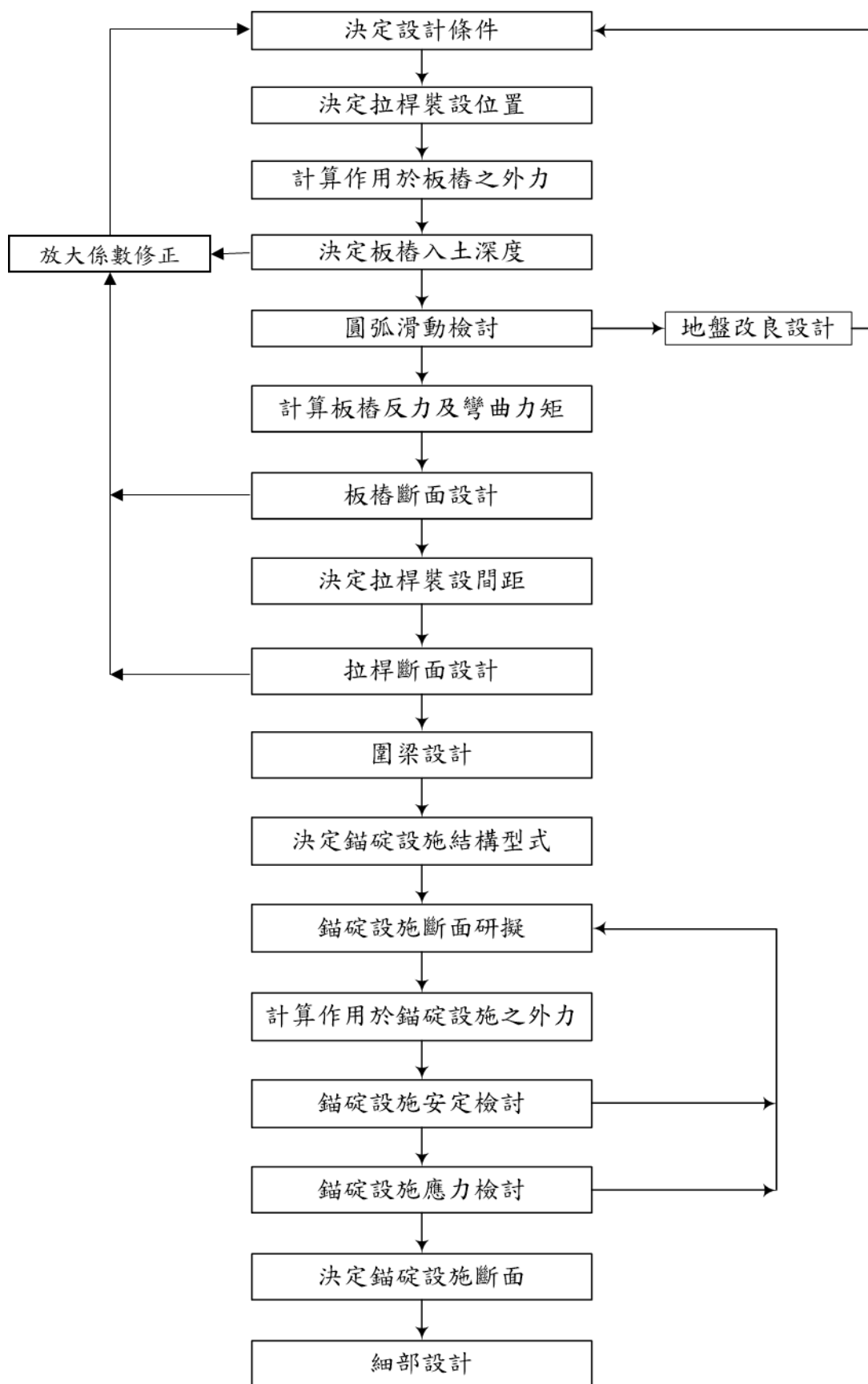


圖 5.2 板樁式碼頭設計流程

上述板樁式碼頭之設計流程，係依據民國 108 年交通部運研所「港灣構造物設計基準(草案)」之相關章節辦理，如表 5-1～5-2 所示。

表 5-1 設計步驟對應國內設計基準相關章節

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
設計條件	設計年限	第二篇第一章 1.2.3 節「使用年限」
	船舶外力	第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」及 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	設計水位	第二篇第六章 6.2 節「天文潮」
	地質條件	第二篇第九章「地質」
	設計震度	第二篇第十章 10.3 節「剛性構造物之設計地震力」
	載重	第二篇第十三章「載重」
板樁配置及斷面研擬	設計水深	第八篇第二章 2.1 節「船席長度及水深」及同章 2.4 節「設計水深」
	碼頭面高程	第八篇第二章 2.2 節「碼頭面高程」
背拉構材裝設位置		第八篇第五章 5.3.1 節「背拉構材裝設位置」
板樁外力計算	土壓力及動土壓力	第八篇第五章 5.2.2 節「土壓力及殘留水壓力」、第二篇第十二章 5.2.2 節「土壓」，碼頭面之上載載重及裝卸機械所產生之土壓力亦須納入考慮，可依據第二篇第十三章 13.3 節「裝載載重」、同章 13.4 節「活載重」及第八篇第十四章「裝卸機械基礎」。
	船舶拉力	第八篇第五章 5.2.3 節「船舶拉力」及第二篇第二章 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	船舶衝擊力	第八篇第五章 5.2.4 節「船舶衝擊力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」
	動水壓力	第八篇第五章 5.2.5 節「地震時的動水壓」及第二篇第十二章 12.2.2 節「地震時之動水壓」
板樁入土深度		第八篇第五章 5.3.2 節「板樁入土長度」

表 5-2 設計步驟對應國內設計基準相關章節(續)

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
圓弧滑動及地盤改良		第八篇第五章 5.9 節「圓弧滑動檢討」及第五篇第六章 6.2.2 節「圓弧形滑動面」，如經檢討，需採地盤改良，可依據第五篇第七章「地盤改良」
板樁反力及彎曲力矩		第八篇第五章 5.3.3 節「作用於板樁之彎矩」，其分析方式可依據同章 5.1.2 節「各設計法概要」
板樁斷面設計		第八篇第五章 5.3.4 節「板樁容許應力」，第三篇第二章 2.3.4 節「鋼板樁」及同章 2.4.4 節「防蝕方法」
背拉構材裝設間距及斷面設計		第八篇第五章 5.4 節「背拉構材設計」及第三篇第二章 2.4.3 節「鋼材腐蝕速率」
圍梁設計		第八篇第五章 5.5 節「圍梁設計」及第三篇第二章 2.3.2 節「結構用鋼鐵材料」
錨碇設施結構型式		第八篇第五章 5.6.1 節「選擇錨碇設施型式」
作用於錨碇設施之外力		錨碇設施如採錨碇版，可依據第五篇第四章 4.4.4 節「以分析方法推定單樁行為」，判別非屬長樁行為之錨碇板樁時，須依據第八篇第五章 5.6.3 節「錨碇版設計」及第二篇第十二章 12.1 節「土壓」 採用錨碇直樁、錨碇斜樁組或屬長樁行為之錨碇板樁作為錨碇設施時，則可分別依據第八篇第五章 5.6.4 節「錨碇直樁設計」、5.6.5 節「錨碇斜樁組設計」、5.6.6 節「錨碇板樁設計」及第五篇第四章 4.4 節「樁之橫向容許承载力」
錨碇設施安定檢討		第八篇第五章 5.6.2 節「錨碇設施設置位置」及第二篇第十二章 12.1 節「土壓」
錨碇設施應力及斷面決定		第八篇第五章 5.6.3 節「錨碇版設計」、5.6.4 節「錨碇直樁設計」、5.6.5 節「錨碇斜樁組設計」及 5.6.6 節「錨碇板樁設計」，容許應力則可依據選用之材料種類，可依據第三篇第二章 2.3.3 節「鋼樁及鋼管板樁」、2.3.4 節「鋼板樁」及同篇第三章「混凝土」
細部設計		第八篇第五章 5.7 節「細部設計」、第三篇第二章「鋼鐵材料」及同篇第三章「混凝土」

5.1.3 設計應考慮事項

1. 板樁式碼頭設計假設條件

本章板樁式碼頭計算例採固定端點法作為設計範例，其中，作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁，而以海底面以上之土壓力及殘留水壓力為載重計算之，詳如圖 5.3 所示。

然而，板樁之剛性較大或海底地盤較軟弱時，板樁彎矩之零點可能降至海底面以下，故實際上板樁承受之最大彎矩較假想之簡支梁所求得之值為大。

其中，本章節計算例參考日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第 6 章，矢板式係船岸之內容，其同樣假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁，然而由上述板樁彎矩之零點可能降至海底面以下，因此，建議所計算出的數值須適時放大以較為保守，因此，本小節摘錄有關放大係數及回歸式稱為彈性梁放大係數，包含板樁埋入長度、板樁彎矩、背拉構材反力之彈性梁放大係數，詳如圖 5.4 至 5.6 所示。

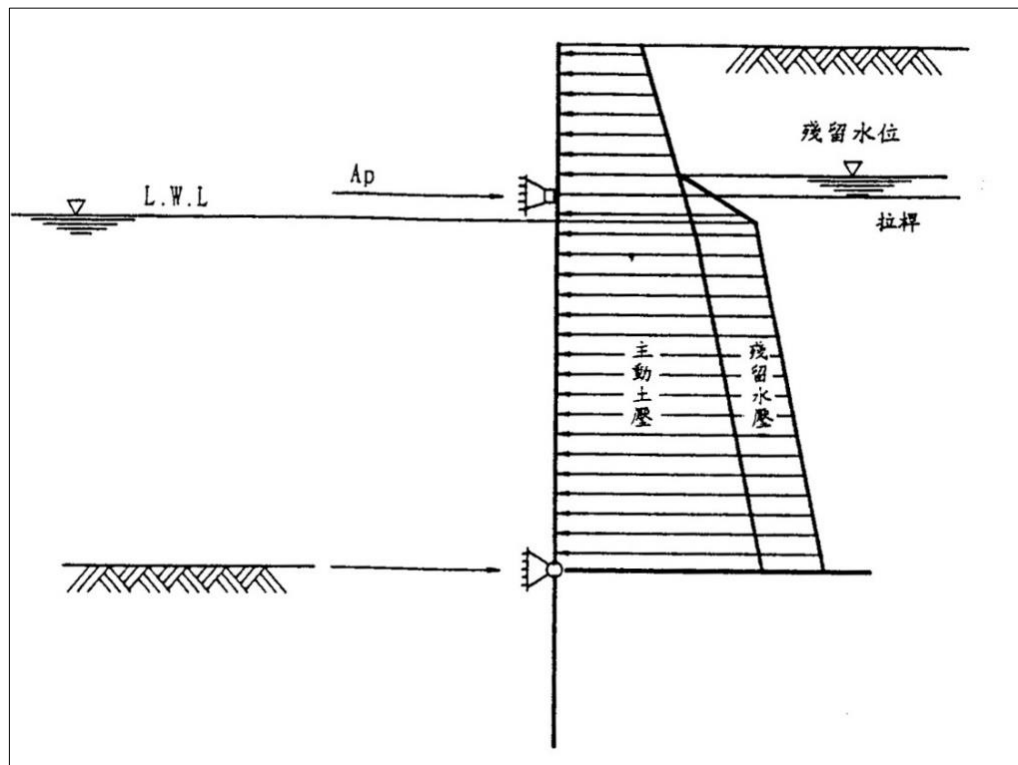


圖 5.3 作用於板樁之外力圖

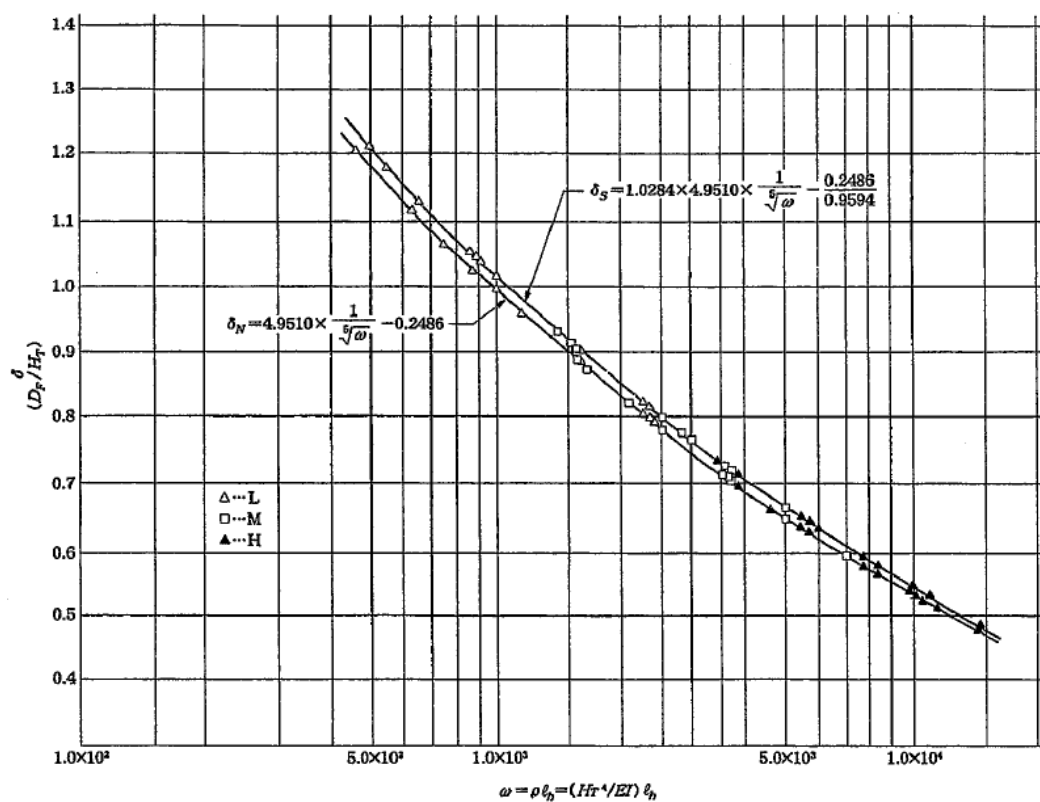


圖 5.4 板樁埋入長度放大係數關係圖

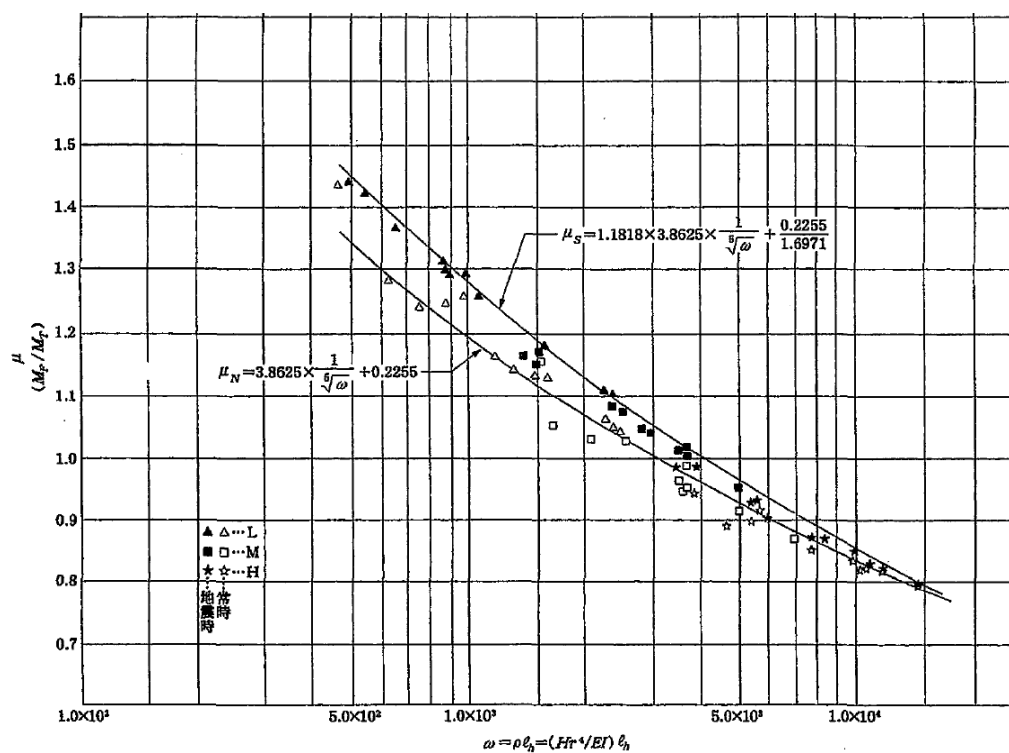


圖 5.5 板樁彎矩放大係數關係圖

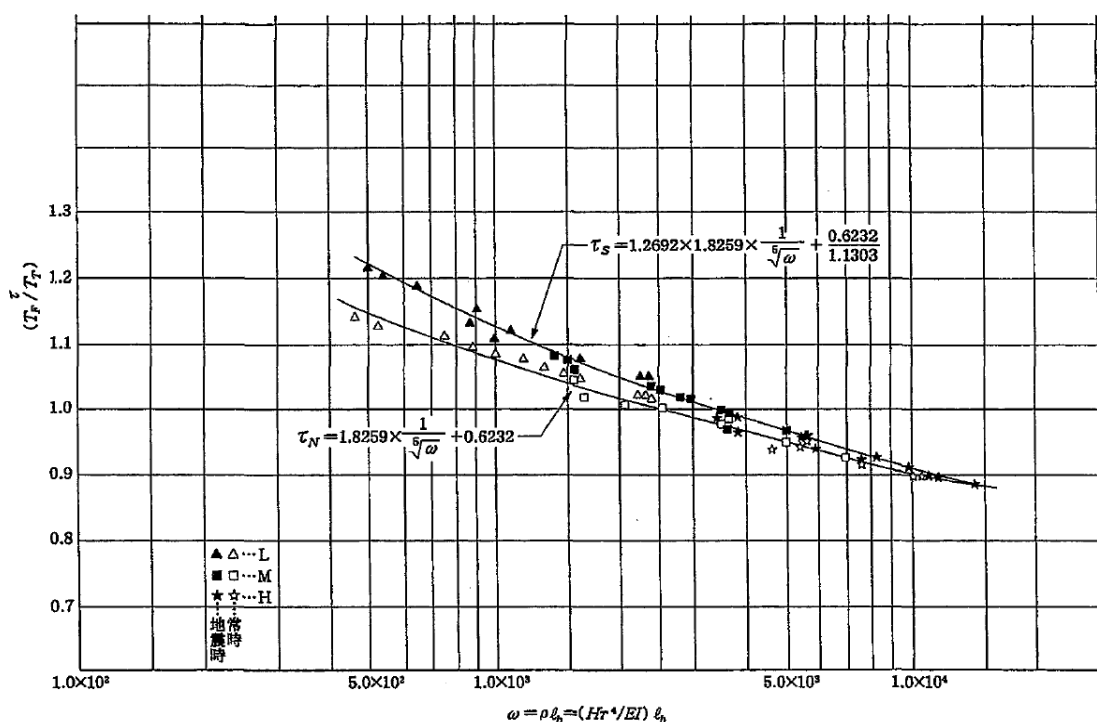


圖 5.6 背拉構材反力放大係數關係圖

其中 δ : 板樁埋入長度與背拉構材至設計水深距離之比值

D_F : 板樁埋入長度(m)

H_T : 背拉構材至設計水深距離(m)

ω : 模擬係數($=\rho \times l_h$)

ρ : 撓度係數($=H_T^4/EI$) (m^3/MN)

E : 板樁楊氏模數(MN/m^2)

I : 板樁單位長度二次慣性矩(m^4/m)

l_h : 板樁壁地盤反力係數(MN/m^3)

μ_N : 常時板樁彎矩修正係數($=M_F/M_T$)

μ_S : 地震時板樁彎矩修正係數($=M_F/M_T$)

M_T : 修正前板樁彎矩

M_F : 修正後板樁彎矩

τ_N : 常時背拉構材反力修正係數($=T_F/T_T$)

τ_S : 地震時背拉構材反力修正係數($=T_F/T_T$)

T_T ：修正前背拉構材反力

T_F ：修正後背拉構材反力

2. 背拉構材位置

作用於板樁之彎矩，有隨背拉構材裝設位置降低而減小之趨勢，因之板樁斷面可減小，入土長度亦可縮短。相對地作用於背拉構材之拉力將會增大，因此須加大背拉構材斷面與錨錠設施。於決定背拉構材裝設位置時應考量此等因素。

如施工前之地面甚高，若將背拉構材裝設位置降低時，將增加挖土及回填之費用及工期，於決定背拉構材裝設位置時，亦應考量此因素。

背拉構材及圍梁裝設方法，於水中作業較為困難，故背拉構材裝設位置，通常可安裝在 L.W.L.(朔望平均乾潮位)以上至 H.W.L.(朔望平均滿潮位)潮差之 2/3 內。

3. 地盤液化說明

板樁式碼頭受液化影響較大，假設地盤有發生液化之潛勢，原則上則應採取液化因應對策，如地質改良、結構補強等方式。

4. 防蝕

由於港灣構造物所處之環境，其對鋼材之腐蝕條件較為嚴重，故於設計時，對鋼材之腐蝕及防蝕應予注意。

5.2 板樁式碼頭實際案例計算

5.2.1 案例簡介與設計條件

1. 碼頭簡介

板樁式碼頭常見於國內各港口，本案例以「布袋港 N3 碼頭」為背景，其工程位置如圖 5.7 所示，其設計斷面如圖 5.8 所示。以下將就其設計流程逐一演算，俾利說明規範應用之方式。

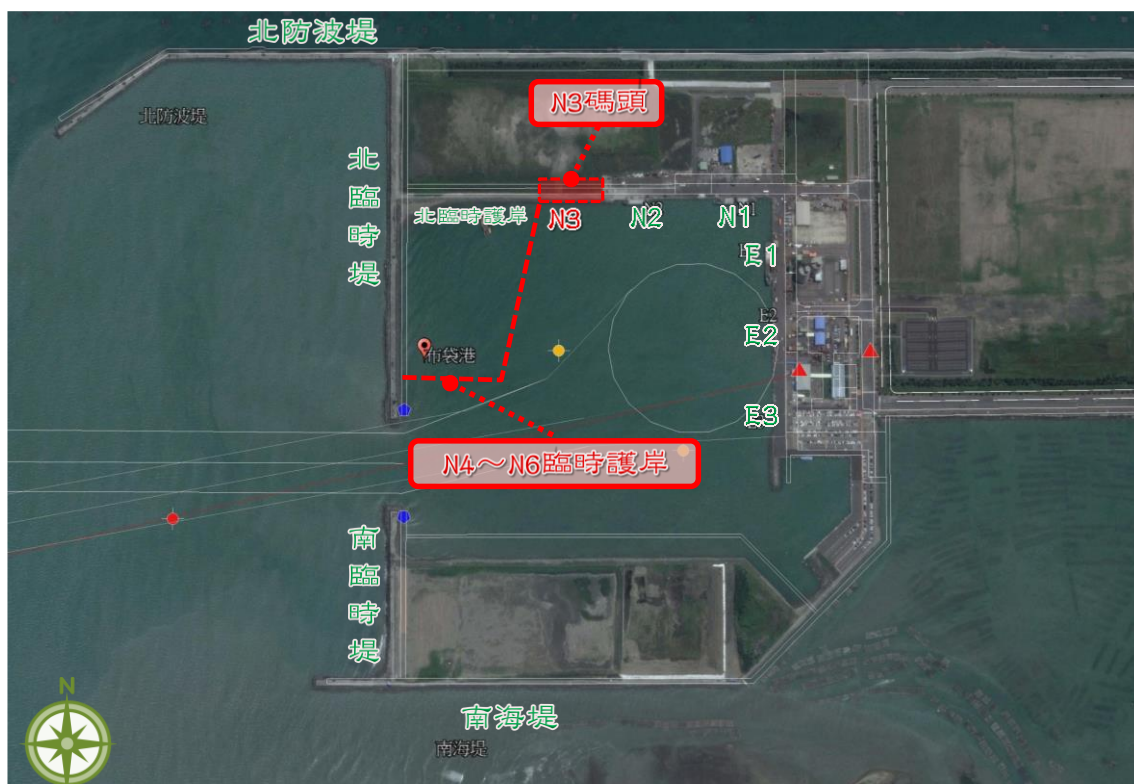


圖 5.7 布袋港 N3 碼頭平面位置圖

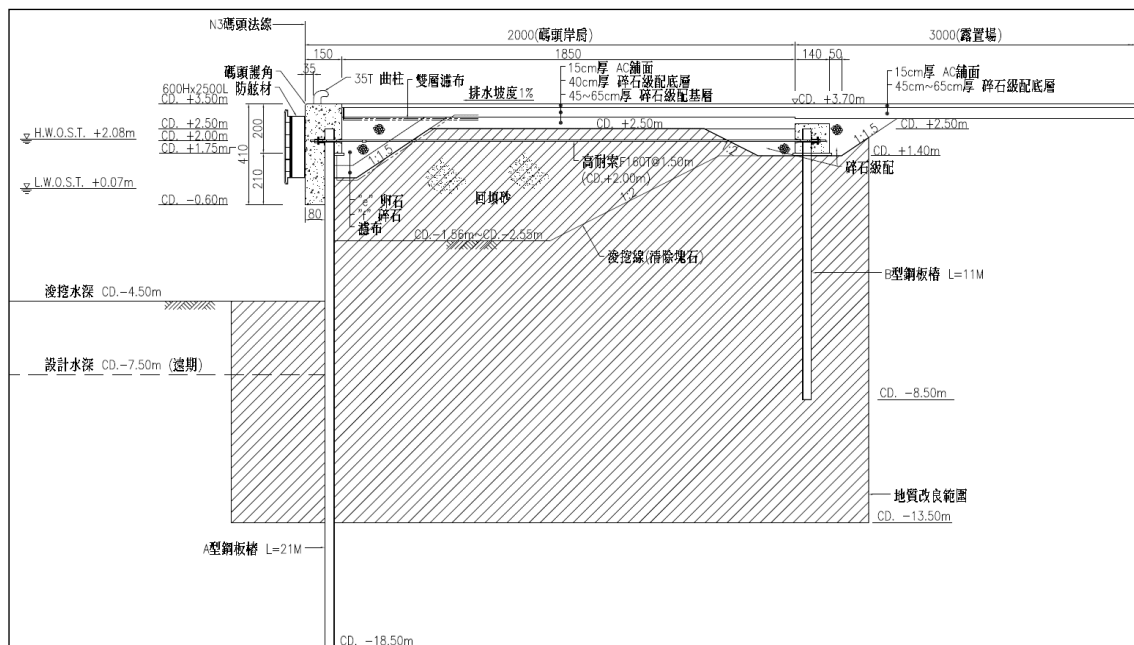


圖 5.8 布袋港 N3 碼頭斷面圖

2. 工址地質概述

經整理分析現場地質條件後，計算例工址地質以砂質土為主，惟部份區域偶夾黏土薄層，另為因應地盤液化，故包含地質改良，本案例土層區分為鑽探土層表及設計土層表，整理如表 5-3、表 5-4 所示。

表 5-3 布袋港 N3 碼頭鑽探土層表

鑽探部份					試驗部份										
土樣 編號	深度 M	N 值	柱狀 圖	土 壤 描 述	土 壤 分 類	顆粒分析 %			含水量 W (%)	孔 隙比 e	單位重 γ_t (t/m ³)	液性 限度 LL(%)	塑性 限度 PL(%)	塑性 指數 PI(%)	比 重 Gs
						礫石 >4.75mm	砂 ~	粉土 <75 μ m							
	1.0	7		鋼筋混凝土 0.35m 卵礫石含砂 1.00m	SM	0.0	77.4	22.6	25.0	0.81	1.85	—	—	NP	2.68
S-1	2.0			灰色粉土質細砂 2.40m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-2	3.0	50/3cm													
	4.0	50/4cm		卵礫石含砂 5.20m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-3	5.0														
	6.0	20		灰色粉土質細砂偶夾少量貝類及黏土薄層 2.67m	SM	0.0	86.6	13.4	24.8	0.74	1.92	—	—	NP	2.67
S-4	7.0														
T-1	8.0	8		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 9.40m	SM	0.0	59.8	40.2	24.1	0.77	1.86	—	—	NP	2.66
S-5	9.0														
	10.0	19		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 10.70m	ML	0.0	42.7	57.3	24.1	0.70	1.95	—	—	NP	2.67
S-6	11.0														
	12.0	12		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 13.60m	ML	0.0	31.7	68.3	28.9	0.85	1.86	—	—	NP	2.67
S-7	13.0														
	14.0	15		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 15.30m	ML	0.0	39.6	60.4	25.5	0.77	1.91	—	—	NP	2.70
S-8	15.0														
	16.0	14		灰色粉土質細砂偶夾砂質粉土薄層 18.80m	SM	0.0	47.4	52.6	26.2	0.80	1.89	—	—	NP	2.69
S-9	17.0														
	18.0	33		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 21.30m	SM	0.0	54.6	45.4	29.8	0.85	1.89	—	—	NP	2.70
S-10	19.0														
	20.0	9		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 23.10m	CL	0.0	59.2	40.8	21.2	0.71	1.91	—	—	NP	2.70
S-11	21.0														
	22.0	11		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 24.40m	CL-ML	0.0	16.0	84.0	23.4	0.68	1.99	26	18	8	2.71
S-12	23.0														
	24.0	16		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 25.70m	ML	0.0	13.6	86.4	21.5	0.62	2.02	25	19	6	2.70
S-13	25.0														
	26.0	6		灰色砂質粉土 27.20m	ML	0.0	37.7	62.3	23.9	0.72	1.92	—	—	NP	2.67
S-14	27.0														
	28.0	11		灰色粉土質黏土與砂質粉土、細砂互層 29.10m	CL	0.0	5.5	94.5	28.9	0.87	1.85	30	20	10	2.68
S-15	29.0														
	30.0	21		灰色粉土質細砂 33.30m	ML	0.0	5.3	94.7	28.7	0.89	1.84	—	—	NP	2.70
S-16	31.0														
	32.0	26		灰色砂質粉土與粉土質黏土、細砂互層 34.50m	SM	0.0	70.1	29.9	23.2	0.77	1.87	—	—	NP	2.69
S-17	33.0														
	34.0	16		灰色粉土質細砂 35.00m	ML	0.0	15.4	84.6	25.2	0.81	1.85	—	—	NP	2.67
S-18	35.0														
	36.0	14		灰色粉土質細砂 35.00m	ML	0.0	62.7	37.3	21.7	0.64	1.98	—	—	NP	2.67
S-19	37.0														
	38.0	26		灰色粉土質細砂 35.00m	SM	0.0	57.0	43.0	20.5	0.70	1.89	—	—	NP	2.67
S-20	39.0														
	40.0	16		灰色粉土質細砂 35.00m	ML	0.0	47.0	53.0	27.1	0.81	1.88	—	—	NP	2.67
S-21	41.0														
	42.0	14		灰色粉土質細砂 35.00m	ML	0.0	39.6	60.4	27.7	0.83	1.86	—	—	NP	2.67
S-22	43.0														
	44.0	14		灰色粉土質細砂 35.00m	ML	0.0	39.6	60.4	27.7	0.83	1.86	—	—	NP	2.67
S-23	45.0														

表 5-4 布袋港 N3 碼頭設計土層表

項次	頂部高程 (m)	底部高程 (m)	土層厚度 (m)	土層種類	γ_m (t/m ³)	γ' (t/m ³)	ϕ_i (°)	c (t/m ²)	N
Rock	3.50	3.00	0.50	SAND	1.80	0.95	35.00	0.00	38.33
Rock	3.00	2.00	1.00	SAND	1.80	0.95	35.00	0.00	38.33
GeoImp	2.00	1.41	0.59	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	1.41	0.50	0.91	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	0.50	0.07	0.43	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	0.07	-1.00	1.07	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
4	-1.00	-2.50	1.50	SAND	1.92	0.98	33.00	0.00	20.00
GeoImp	-2.50	-4.00	1.50	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
6	-4.00	-5.50	1.50	SAND	1.95	1.00	32.70	0.00	19.00
GeoImp	-5.50	-7.00	1.50	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	-7.00	-7.50	0.50	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	-7.50	-8.50	1.00	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
9	-8.50	-10.00	1.50	SAND	1.89	0.96	31.50	0.00	15.00
GeoImp	-10.00	-11.50	1.50	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
GeoImp	-11.50	-13.00	1.50	SAND	1.95	1.00	31.50	0.00	15.00
12	-13.00	-14.50	1.50	SAND	1.91	1.01	35.00	0.00	33.00
13	-14.50	-16.00	1.50	CLAY	1.99	1.04	29.70	5.40	9.00
14	-16.00	-17.50	1.50	CLAY	2.02	1.07	30.30	6.60	11.00
15	-17.50	-19.00	1.50	SAND	1.92	0.99	31.80	0.00	16.00
16	-19.00	-20.50	1.50	CLAY	1.85	0.92	28.80	3.60	6.00
17	-20.50	-22.00	1.50	SAND	1.84	0.92	30.30	0.00	11.00
18	-22.00	-23.50	1.50	SAND	1.87	0.97	33.00	0.00	20.00
19	-23.50	-25.00	1.50	SAND	1.85	0.94	29.40	0.00	8.00
20	-25.00	-26.50	1.50	SAND	1.98	1.04	33.30	0.00	21.00
21	-26.50	-28.00	1.50	SAND	1.89	1.00	34.80	0.00	26.00
22	-28.00	-29.50	1.50	SAND	1.88	0.94	31.80	0.00	16.00
23	-29.50	-31.00	1.50	SAND	1.86	0.93	31.20	0.00	14.00

註：GeoImp 表示該層含地質改良。

3. 設計條件擬定與基本檢核

(1) 設計年限

本工程之設計年限至少滿足 50 年為標的，一般港灣工程永久構造物之設計迴歸期通常訂為 50 年，且設計迴歸期以不小於設計年限為基準，而本計畫之碼頭工程係以永久結構物觀念設計，故其設計迴歸期採用 50 年。

(2) 高程系統與設計潮位

布袋港附近海域之潮汐型態為臺灣西海岸典型之半日潮特性，即一日內有兩次漲退潮。依據高雄港「布袋國內商港整體規劃環境影響評估報告書」及經濟部水利署水利規劃試驗所「海岸水文氣象年報」之記錄，布袋港低潮系統=陸上水準系統+1.1m，後續案例將採布袋港低潮系統做為高程之基準。

設計潮位之選定常以朔望平均滿潮位(H.W.L)，做為設計高潮位；朔望平均乾潮位(L.W.L)，做為設計低潮位。本案例蒐集之布袋港潮位統計資料，大潮平均潮位最接近朔望平均潮位，故改選大潮平均高潮位(HWOST)，CD.+2.08m 與大潮平均低潮位(LWOST)，CD.+0.07m，做為設計潮位。

(3) 殘留水位(R.W.L.)

殘留水位係以朔望平均乾潮位(L.W.L.)以上至朔望平均滿潮位(H.W.L.)潮差之 $1/3 \sim 2/3$ 為標準，殘留水位差以 $h_w = \alpha(H.W.L. - L.W.L.)$ 計算，其中 α 為視壁體排水狀態及壁體背後地盤特性而定的係數，如表 5-5 所示。

表 5-5 壁體排水狀態參照表

	結構物	排水良好結構物 (如重力式)	排水不良結構物 (如板樁式)
背填料	塊石、砂岩	1/3	2/3
	砂	1/3	2/3
	黏土	2/3	1

本碼頭為板樁式碼頭，背填料為通水性良好之石料， α 值採 2/3，其殘留水位之計算如下：

$$h_w = \alpha(H.W.L. - L.W.L.) = \frac{2}{3} \times (2.08 - 0.07) = 1.34$$

$$R.W.L. = L.W.L. + h_w = 0.07 + 1.34 = 1.41$$

求得殘留水位高程為 CD.+1.41m

(4) 設計船型擬定

依本案例建議以「國內商港未來發展及建設計畫(106~110年)」布袋港最大計畫船型 1,000DWT 客貨輪船為計畫船型。基此，另參考第二篇第二章 2.1 節「計畫船舶」，設計船型採 1,000DWT 客貨輪船，船長(L)為 67m，船寬(B)為 10.7m，滿載吃水(d)為 3.8m，如表 5-6 所示。

表 5-6 設計船型尺寸諸元表

船 種	代表船型	船長(m)	船寬(m)	吃水深(m)
客貨輪船	1,000DWT	67.0	10.7	3.8

(5) 碼頭水深檢核

碼頭計畫水深為設計船型之滿載吃水，再加上滿載吃水之 10% 做為標準，意即 $CD. \pm 0.00m - 3.8m \times 1.1 = CD. - 4.18m$ ，本案例設計水深為 CD.-7.50m，足敷規範要求。惟設計水深除考量計畫水深外，尚須視碼頭結構型式、現地水深、施工方法、施工精度及沖刷淤積等狀況之不同而增加餘裕水深，故設計水深滿足計畫水深與餘裕水深之和。

(6) 碼頭面高程檢核

碼頭高程之標準訂定如表 5-7 所示，一般以朔望平均滿潮位(H.W.L.)為基準，本案例碼頭屬淺水碼頭，水深小於 4.5m，其中：

$$\text{朔望平均滿潮位 } H.W.L. = CD + 2.08m$$

$$\text{朔望平均潮差為 } H.W.L. - L.W.L. = (+2.08) - (+0.07) = 2.01m < 3.0m$$

因此，碼頭面高程參考值為

$$CD.+2.08m+1.0m\sim CD.+2.08+2.0m=CD.+3.08m\sim CD.+4.08m$$

並參考鄰近碼頭區域現地高程，碼頭面高程採 $CD.+3.50m$ ，足敷規範要求。

表 5-7 碼頭面高程參考值

碼頭水深	潮差>3.0m	潮差<3.0m
大型碼頭 (水深大於4.5m)	H.W.L.上 0.5~1.5 m	H.W.L.上 1.0~2.0 m
小型碼頭 (水深小於4.5m)	H.W.L.上 0.3~1.0 m	H.W.L.上 0.5~1.5 m

(7) 繫船柱選用檢核

依據「港灣構造物設計基準修訂之研究」第二篇第二章之規定，船舶總噸數 500~1000 噸(本案例設計船型為 1,000DWT，總噸數 $GT=0.529DWT$ ， $GT=529$ 噸)之船舶可採曲柱拉力 25tf 做為設計，本案繫船柱強度為 35tf，足敷規範要求。

(8) 防舷材選用檢核

防舷材之吸收能量(含容許誤差)須高於船舶靠船能量，其型式依現況潮位、碼頭面高程、設計船型與其它因素不同而異。

船舶靠船能量 $E_f = \left(\frac{W_s \cdot V^2}{2g} \right) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$ (tf-m)，式中：

W_s 為船舶的排水量(tf)；

V 為船舶的靠岸速度(m/s)；

C_e 為偏心係數；

C_m 為附加質量係數；

C_s 為船舶柔性係數(採 1.0)；

C_c 為船席組構係數(採 1.0)；

相關參數選用與計算如下：

W_s 以船舶的滿載排水噸(DT)為準，本案 1000DWT 貨輪， $DT=1.174DWT$ ，故 $DT=W_s=1.174 \times 1000=1174tf$ 。

V 值參考規範建議之靠泊速度，採設計船型小於 10,000DT 之靠泊速度， $V=0.2\text{m/s}$ 。

$$L_1=\{0.5\alpha+e(1-k)\}L_{PP}\cos\theta=\left\{0.5\times0.4+\frac{7.5}{61}(1-0.5)\right\}\times61\cdot\cos6^\circ=15.86$$

$$L_2=\{0.5\alpha-e\cdot k\}L_{PP}\cos\theta=\left\{0.5\times0.4-\frac{7.5}{61}\times0.5\right\}\times61\cdot\cos6^\circ=8.40$$

$$l=\min(L_1,L_2)=\min(15.86,8.40)=8.40$$

$$C_b=\frac{\nabla}{L_{PP}\cdot B\cdot d}=\frac{1174\div1.03}{61\times10.7\times3.8}=0.46$$

$$r=(0.19C_b+0.11)\cdot L_{PP}=(0.19\times0.46+0.11)\times61=12.04$$

$$C_e=\frac{1}{1+\left(\frac{l}{r}\right)^2}=\frac{1}{1+\left(\frac{8.40}{12.04}\right)^2}=0.67$$

上述參數中，

l 為船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，為求得最大偏心係數，選用 L_1 與 L_2 之小值。其中 α 為平行舷長與船舶垂線間長比，參考值為 $1/3\sim1/2$ ，採平均值 0.4； L_{PP} 為船舶垂線間長，採 1000DWT 貨輪， L_{PP} 為 61m； e 為防舷材間隔與船舶垂線間長比； k 值為 0.5； θ 為船舶靠岸角度，須視現況不同而定，本案例採 6° 設計。

r 為通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(m)， C_b 為塊體係數， ∇ 為船舶排水體積(m^3)。

$$C_m=1+\frac{\pi}{2\cdot C_b}\cdot\frac{d}{B}=1+\frac{3.14}{2\times0.46}\times\frac{3.8}{10.7}=2.21$$

$$E_f=\left(\frac{W_s\cdot V^2}{2g}\right)\cdot C_e\cdot C_m\cdot C_s\cdot C_c=\left(\frac{1174\cdot0.2^2}{2\times9.81}\right)\times0.67\times2.21\times1.0\times1.0=3.54\text{tf}\cdot\text{m}$$

本案例防舷材採 HP 600Hx2500L，標稱吸收能量為 24.5tf·m，標稱反力為 90.0tf，性能容差為 10%，因此：

防舷材容許吸收能量為 $24.5\times(1-10\%)=22.10\text{tf}\cdot\text{m}(>E_f, \text{OK!})$

防舷材最大反力為 $90.0\times(1+10\%)=99.0\text{tf}$

(9) 設計震度

計算例工址位於嘉義縣布袋鎮，依地質鑽探成果計算 30m 內之土層平均剪力波速決定地盤種類，顯示工址為第二類地盤，以下將表 5-8 之項次 1 及項次 13 作計算，分別演練砂質土層及黏性土層之剪力波速提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

(砂質土層計算，以項次 1 為例)

$$V_{s1}=80N_1^{1/3}=80\times 7^{1/3}=153.03(\text{m/s})$$

(黏性土層計算，以項次 13 為例)

$$V_{s13}=100N_{13}^{1/3}=100\times 9^{1/3}=208.01(\text{m/s})$$

表 5-8 土層剪力波速計算

項次	土 層 分 類		土層厚度	標準貫入 試驗 N 值	剪力波速
i			d_i	N_i	V_{si}
1	0~1.5m	SM	1.5	7	153.03
2	1.5m~3.0m	回填岩塊	1.5	50	294.72
3	3.0m~4.5m	回填岩塊	1.5	50	294.72
4	4.5m~6.0m	SM	1.5	20	217.15
5	6.0m~7.5m	SM	1.5	8	160.00
6	7.5m~9.0m	ML	1.5	19	213.47
7	9.0m~10.5m	ML	1.5	2	100.79
8	10.5m~12.0m	ML	1.5	12	183.15
9	12.0m~13.5m	ML	1.5	15	197.30
10	13.5m~15.0m	ML	1.5	7	153.03
11	15.0m~16.5m	SM	1.5	14	192.81
12	16.5m~18.0m	SM	1.5	33	256.60
13	18.0m~19.5m	CL	1.5	9	208.01
14	19.5m~21.0m	CL-ML	1.5	11	222.40
15	21.0m~22.5m	ML	1.5	16	201.59
16	22.5m~24.0m	CL	1.5	6	181.71
17	24.0m~25.5m	ML	1.5	11	177.92
18	25.5m~27.0m	SM	1.5	20	217.15
19	27.0m~28.5m	ML	1.5	8	160.00
20	28.5m~30.0m	SM	1.5	21	220.71

註：剪力波速計算：ML 採砂質土層公式計算、CL-ML 採黏性土層公式計算。

工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速 V_{S30} 計算如下：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{20} d_i}{\sum_{i=1}^{20} d_i / V_{si}} = \frac{30}{\frac{1.5}{153.03} + \frac{1.5}{294.72} + \cdots + \frac{1.5}{160.00} + \frac{1.5}{220.71}} = 189.2 \text{ m/s}$$

屬第二類地盤， $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} \leq 270 \text{ m/s}$

板樁式碼頭地震時與土體一起運動，屬於剛性構造物，其設計地震 K_h 計算如下：

$$K_h = 0.2 S_{DS} I = 0.2 F_a N_a S_S^D I$$

式中，

S_S^D 為短週期設計水平譜加速度係數，查表 5-9；

F_a 為短週期結構之工址放大係數，依地盤種類查得 1.0；

N_a 為等加速度段近斷層放大因子，無鄰近斷層採 1.0；

I 為用途係數，該碼頭屬 B 級構造物，採 1.0。

代入後求得，

$$K_h = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 0.14$$

表 5-9 本計畫區地震力參數表

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
嘉義縣	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	-

(10) 基本設計條件彙整如表 5-10 所示。

表 5-10 基本設計條件

項 目		數 值	單 位	縮 寫 及 備 註
朔望平均滿潮位(H.W.L)		+2.08	M	以大潮平均高潮位(HWOST)替代
朔望平均乾潮位(L.W.L)		+0.07	M	以大潮平均低潮位(LWOST)替代
殘留水位(R.W.L)		+1.41	M	
設計水深高程		-7.50	M	
碼頭面設計高程		+3.50	M	
碼頭設計年限		50	年	永久構造物
設計船型		1,000	DWT	貨船，船型尺寸諸元依據第二篇第二章 2.1 節「計畫船舶」
設計震度		0.14	-	
船舶衝擊力		99	T	防舷材
船舶拉力		35	T	繫纜柱
常時上載荷重		2	T/M ²	
地震時上載荷重		1	T/M ²	
安全係數	板樁埋入長度(常時)	1.5	-	
	板樁埋入長度(短時)	1.2		
	高耐索拉力(常時)	3.8		
	高耐索拉力(短時)	2.5		

5.2.2 外力計算

1. 土壓力計算參考公式

作用於板樁碼頭之外力，須考慮下列各項：

(1) 土壓：板樁岸側之主動土壓、板樁入土部份海側之被動土壓。

① 常時砂質土主動土壓

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (5.1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (5.2)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}} \quad (5.3)$$

式中 P_{ai} : 作用於編號*i*土層下方之主動土壓(tf/m²)

ϕ_i : 編號*i*土層土壤內摩擦角(度)

γ_i : 編號*i*土層土壤單位體積重量(tf/m³)

h_i : 編號*i*土層厚度(m)

K_{ai} : 編號*i*土層主動土壓係數

ψ : 壁面與垂直面所成之角度(度)

β : 地表面與水平面所成之角度(度)

δ : 壁面摩擦角(度)

ζ_i : 編號*i*土層破壞面與水平面所成之角度(度)

w : 上載均佈載重(tf/m²)

②常時砂質土被動土壓

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (5.4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (5.5)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \quad (5.6)$$

式中 P_{pi} : 作用於編號*i*土層下方之被動土壓(tf/m²)

K_{pi} : 編號*i*土層被動土壓係數

③地震時砂質土主動土壓

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (5.7)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (5.8)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (5.9)$$

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

$$\theta = \tan^{-1} k'$$

k : 震度

k' : 在水中之換算震度, 依下式計算

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2[\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) h_j + w] + (\gamma - \gamma_w) h} K_h \quad (5.10)$$

式中 h_i : 殘留水位以上土層之厚度(m);

h_j : 殘留水位以下土層之厚度(m), 不包含計算層;

h : 計算層之土層厚度(m);

γ_t : 土壤統體單位重(tf/m³), 適用於殘留水位以上之土層;

γ : 土壤飽和單位重(tf/m³), 適用於殘留水位以下之土層;

γ_w : 水之單位重(tf/m³);

w : 為地震時上載均佈載重;

④地震時砂質土被動土壓

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (5.11)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos\theta \cos^2\psi \cos(\delta + \psi - \theta) [1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}}]^2} \quad (5.12)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (5.13)$$

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

$$\theta = \tan^{-1} k'$$

k : 震度

k' : 在水中之換算震度, 依(5.10)計算

(2) 殘留水壓計算參考公式

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位, 如圖 5.9 所示, 如有高低差時, 可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$$P_w = \gamma_w \cdot y \quad 0 \leq y < h_w \text{ 時} \quad (5.14)$$

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w \quad h_w \leq y \text{ 時}$$

式中 P_w : 殘留水壓(tf/m²)

h_w : 殘留水位(m), 如圖 5.9 所示

y : 自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度(m)

γ_w : 水之單位體積重量(tf/m³)

(3) 地震時之動水壓計算

作用於直立壁之動水壓 P_{dw} , 可依下式計算。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y} \quad (5.15)$$

式中 P_{dw} : 水面下 y 處之動水壓(tf/m²)

k : 設計震度

γ_w : 水之單位體積重量(tf/m³)

H : 水深(m)

y : 自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

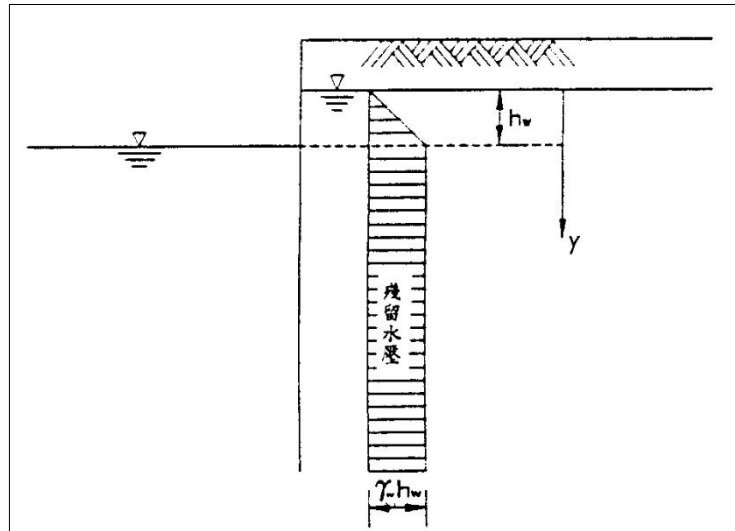


圖 5.9 殘留水壓計算示意圖

(4) 船舶拉力及衝擊力

常時狀態，分析時應考量船舶拉力及衝擊力。在機率上而言，與地震力同時發生可能性很小之外力與載重，可不予考量；因此船舶拉力及船舶衝擊力可不予考量。

(5) 土壓力計算

假設樁長底約在-13~-14.5m 處，故假設板樁埋入深度 D 位於該層，分別計算常時及地震時之土壓力，常時及地震時土壓分佈結果詳如圖 5.10 及圖 5.11 所示。

① 常時主動土壓計算(陸側)

碼頭高程：CD.+3.50m 常時上載荷重：2.0 tf/m²

以下將表 5-11 之項目 1 作計算，分別演練 K_a 、 P_a 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

表 5-11 常時主動土壓強度

項目	高程 m	hi (m)	γ_i (t/m ³)	$\Sigma \gamma_i h_i + w$	Ka	Pa t/m ²
1	3.50	0.00	1.80	2.00	0.248	0.50
2	3.00	0.50	1.80	2.90	0.248	0.72
3	3.00	0.00	1.80	2.90	0.248	0.72
4	2.00	1.00	1.80	4.70	0.248	1.16
5	2.00	0.00	1.95	4.70	0.285	1.34
6	1.41	0.59	1.95	5.85	0.285	1.66
7	1.41	0.00	1.00	5.85	0.285	1.66
8	0.50	0.91	1.00	6.76	0.285	1.92
9	0.50	0.00	1.00	6.76	0.285	1.92
10	0.07	0.43	1.00	7.19	0.285	2.05
11	0.07	0.00	1.00	7.19	0.285	2.05
12	-1.00	1.07	1.00	8.26	0.285	2.35
13	-1.00	0.00	0.98	8.26	0.268	2.22
14	-2.50	1.50	0.98	9.73	0.268	2.61
15	-2.50	0.00	1.00	9.73	0.285	2.77
16	-4.00	1.50	1.00	11.23	0.285	3.20
17	-4.00	0.00	1.00	11.23	0.272	3.05
18	-5.50	1.50	1.00	12.73	0.272	3.46
19	-5.50	0.00	1.00	12.73	0.285	3.62
20	-7.00	1.50	1.00	14.23	0.285	4.05
21	-7.00	0.00	1.00	14.23	0.285	4.05
22	-7.50	0.50	1.00	14.73	0.285	4.19
23	-7.50	0.00	1.00	14.73	0.285	4.19
24	-8.50	1.00	1.00	15.73	0.285	4.48
25	-8.50	0.00	0.96	15.73	0.285	4.48
26	-10.00	1.50	0.96	17.17	0.285	4.88
27	-10.00	0.00	1.00	17.17	0.285	4.88
28	-11.50	1.50	1.00	18.67	0.285	5.31
29	-11.50	0.00	1.00	18.67	0.285	5.31
30	-13.00	1.50	1.00	20.17	0.285	5.74
31	-13.00	0.00	1.01	20.17	0.248	5.00
32	-13-D	D	1.01	20.17+1.01D	0.248	5+0.25D

Ka 計算：

$$\Sigma \gamma_i h_i + w = 1.80 \times 0 + 2 = 2.00$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi_1 - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_1 + \delta) \sin(\Phi_1 - \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(35 - 0)}{\cos^2 0 \cos(15 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 15) \sin(35 - 0)}{\cos(15 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.248$$

Pa 計算：

$$P_a = K_a \left[\Sigma \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi$$

$$P_a = 0.248 \left[\Sigma \gamma_i h_i + \frac{w \cos 0}{\cos(0 - 0)} \right] \cos 0$$

$$P_a = 0.248 [\Sigma \gamma_i h_i + w] = 0.248 [2.00] = 0.50$$

② 常時被動土壓計算(海側)

設計水位：CD.-7.50m

以下將表 5-12 之項目 24 作計算，分別演練 Kp、Pp 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

Kp 計算：

$$\Sigma \gamma_i h_i + w = 1.00 \times 1.00 + 0 = 1.00$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi_1 + \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi_1 - \delta) \sin(\Phi_1 + \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(31.5 + 0)}{\cos^2 0 \cos(-15 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(31.5 - (-15)) \sin(31.5 + 0)}{\cos((-15) + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 5.39$$

Pp 計算：

$$P_p = k_p \left[\Sigma \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi$$

$$P_p = 5.39 \left[\Sigma \gamma_i h_i + \frac{w \cos 0}{\cos(0 - 0)} \right] \cos 0$$

$$P_p = 5.39 [\Sigma \gamma_i h_i + w] = 5.39 [1.00] = 5.39$$

表 5-12 常時被動土壓強度

項目	高程 m	hi (m)	γ_i (t/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_i + w$	Kp	Pp t/m ²
23	-7.50	0.00	1.00	0.00	5.39	0.00
24	-8.50	1.00	1.00	1.00	5.39	5.39
25	-8.50	0.00	0.96	1.00	5.39	5.39
26	-10.00	1.50	0.96	2.44	5.39	13.14
27	-10.00	0.00	1.00	2.44	5.39	13.14
28	-11.50	1.50	1.00	3.94	5.39	21.23
29	-11.50	0.00	1.00	3.94	5.39	21.23
30	-13.00	1.50	1.00	5.44	5.39	29.32
31	-13.00	0.00	1.01	5.44	6.55	35.63
32	-13-D	D	1.01	5.44+1.01D	6.55	35.63+6.62D

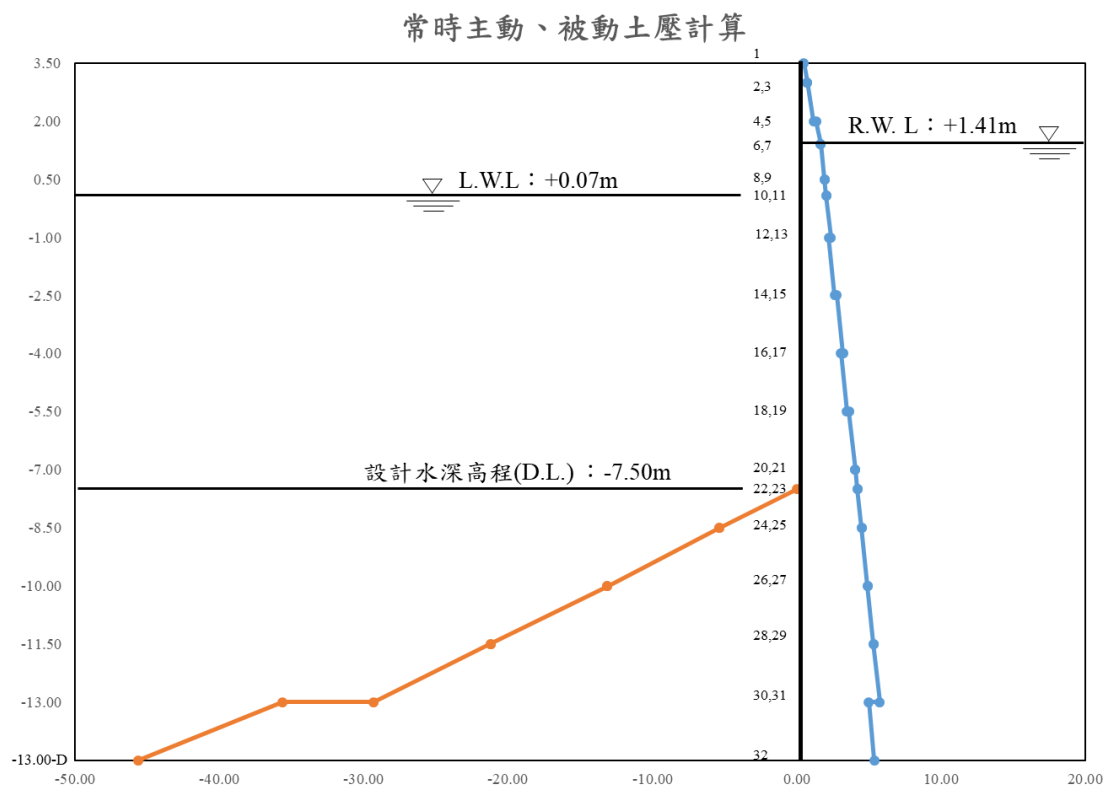


圖 5.10 常時主動、被動土壓計算圖

③地震時主動土壓計算(陸側)

碼頭高程：CD.+3.50m 地震時上載荷重：1.0 tf/m²

以下將表 5-13 之項目 1 作計算，分別演練 Kae、Pae 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

Kae 計算：

$$\theta = \tan^{-1} k = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$$

$$\sum \gamma_i h_i + w = 1.80 \times 0 + 1 = 1.00$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi_i - \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_i + \delta) \sin(\Phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi + \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(35 - 0 - 7.97)}{\cos 7.97 \cos^2 0 \cos(15 + 0 + 7.97) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 15) \sin(35 - 0 - 7.97)}{\cos(15 + 0 + 7.97) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.334$$

Pae 計算：

$$P_{ae} = K_{ae} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi$$

$$P_{ae} = 0.334 \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos 0}{\cos(0 - 0)} \right] \cos 0$$

$$P_{ae} = 0.334 [\sum \gamma_i h_i + w] = 0.334 [1.00] = 0.334$$

表 5-13 地震時主動土壓強度

項目	高程 m	hi (m)	γ_i (t/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_i + w$	K _{ae}	θ	P _{ae} t/m ²
1	3.50	0.00	1.80	1.00	0.334	7.97	0.33
2	3.00	0.50	1.80	1.90	0.334	7.97	0.63
3	3.00	0.00	1.80	1.90	0.334	7.97	0.63
4	2.00	1.00	1.80	3.70	0.334	7.97	1.23
5	2.00	0.00	1.95	3.70	0.378	7.97	1.40
6	1.41	0.59	1.95	4.85	0.378	7.97	1.84
7	1.41	0.00	1.00	4.85	0.387	8.61	1.88
8	0.50	0.91	1.00	5.76	0.387	8.61	2.23
9	0.50	0.00	1.00	5.76	0.399	9.37	2.30
10	0.07	0.43	1.00	6.19	0.399	9.37	2.47
11	0.07	0.00	1.00	6.19	0.409	10.04	2.53
12	-1.00	1.07	1.00	7.26	0.409	10.04	2.97
13	-1.00	0.00	0.98	7.26	0.401	10.89	2.91
14	-2.50	1.50	0.98	8.73	0.401	10.89	3.50
15	-2.50	0.00	1.00	8.73	0.434	11.60	3.79
16	-4.00	1.50	1.00	10.23	0.434	11.60	4.44
17	-4.00	0.00	1.00	10.23	0.424	12.10	4.34
18	-5.50	1.50	1.00	11.73	0.424	12.10	4.98
19	-5.50	0.00	1.00	11.73	0.449	12.49	5.27
20	-7.00	1.50	1.00	13.23	0.449	12.49	5.94
21	-7.00	0.00	1.00	13.23	0.453	12.69	5.99
22	-7.50	0.50	1.00	13.73	0.453	12.69	6.22
23	-7.50	0.00	1.00	13.73	0.455	12.83	6.25
24	-8.50	1.00	1.00	14.73	0.455	12.83	6.70
25	-8.50	0.00	0.96	14.73	0.459	13.03	6.76
26	-10.00	1.50	0.96	16.17	0.459	13.03	7.42
27	-10.00	0.00	1.00	16.17	0.462	13.24	7.48
28	-11.50	1.50	1.00	17.67	0.462	13.24	8.17
29	-11.50	0.00	1.00	17.67	0.466	13.40	8.22
30	-13.00	1.50	1.00	19.17	0.466	13.40	8.92
31	-13.00	0.00	1.01	19.17	0.414	13.53	7.93
32	-13-D	D	1.01	19.17+1.01D	0.414	13.53	7.94+0.42D

④ 地震時被動土壓計算(海側)

設計水位：CD.-7.50m

以下將表 5-14 之項目 24 作計算，分別演練 Kpe、Ppe 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

Kpe 計算：

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2[\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) h_j + w] + (\gamma - \gamma_w) h} K_h$$

根據布袋港 N3 碼頭設計土層表(詳表 5-4 所示)，可分別計算出 k' 內各數值

$$k' = \frac{2(1.8 \times 0.5 + 1.8 \times 1 + 1.95 \times 0.59 + 1.95 \times 0.91 + 1.95 \times 0.43 + 1.95 \times 1.07 + 1.92 \times 1.5 + 1.95 \times 1.5 + 1.95 \times 1.5 + 1.95 \times 1.5 + 1.95 \times 0.5 + 1) + (1.95)(1)}{2(1.8 \times 0.5 + 1.8 \times 1 + 1.95 \times 0.59 + 1 \times 0.91 + 1 \times 0.43 + 1 \times 1.07 + 0.98 \times 1.5 + 1 \times 1.5 + 1 \times 1.5 + 1 \times 1.5 + 1 \times 0.5 + 1) + (1)(1)} 0.14$$

$$k' = \frac{2(22.18) + (1.95)(1.0)}{2(13.73) + (2-1)(1.0)} 0.14$$

$$k' = 0.228$$

$$\theta = \tan^{-1} k' = \tan^{-1} 0.228 = 12.83$$

$$\sum \gamma_i h_i + w = 1.00 \times 1.00 + 0 = 1.00$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\Phi_i + \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi_i - \delta) \sin(\Phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi - \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(31.5 + 0 - 12.83)}{\cos 12.83 \cos^2 0 \cos(-15 + 0 - 12.83) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(31.5 - (-15)) \sin(31.5 + 0 - 12.83)}{\cos((-15) + 0 - 12.83) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 4.38$$

Ppe 計算：

$$P_{pe} = K_{pe} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi$$

$$P_{pe} = 4.38 \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos 0}{\cos(0 - 0)} \right] \cos 0$$

$$P_{ae} = 4.68 [\sum \gamma_i h_i + w] = 4.38 [1.00] = 4.38$$

表 5-14 地震時被動土壓強度

項目	高程 m	hi (m)	γ_i (t/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_i + w$	K _{pe}	P _{pe} t/m ²
23	-7.50	0.00	1.00	0.00	4.38	0.00
24	-8.50	1.00	1.00	1.00	4.38	4.38
25	-8.50	0.00	0.96	1.00	4.36	4.36
26	-10.00	1.50	0.96	2.44	4.36	10.63
27	-10.00	0.00	1.00	2.44	4.34	10.58
28	-11.50	1.50	1.00	3.94	4.34	17.10
29	-11.50	0.00	1.00	3.94	4.33	17.04
30	-13.00	1.50	1.00	5.44	4.33	23.53
31	-13.00	0.00	1.01	5.44	5.36	29.12
32	-13-D	D	1.01	5.44+1.01D	5.36	29.12+5.41D

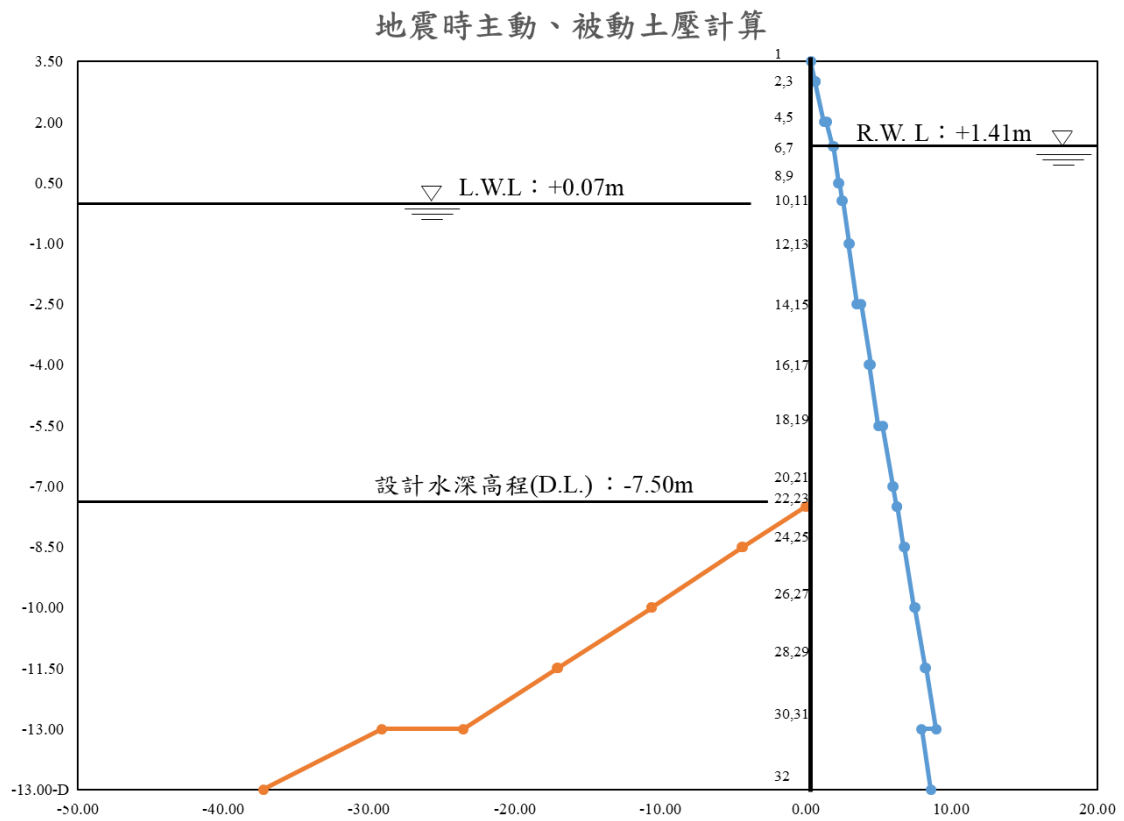


圖 5.11 地震時主動、被動土壓計算圖

6. 殘留水壓計算

殘留水位：CD.+1.41m 設計低潮位：CD.+0.07m

海水單位重：1.03 tf/m³

以下將表 5-15 之項目 8 作計算，演練 P_w 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出，殘留水壓分佈結果詳如圖 5.12 所示。

$$P_w = r_w \cdot y = 1.03 \cdot (1.41 - 0.5) = 0.94$$

表 5-15 殘留水壓強度

項目	高程 m	厚度 m	P_w (t/m ²)
7	1.41	0.00	0.00
8	0.50	0.91	0.94
9	0.50	0.00	0.94
10	0.07	0.43	1.38
11	0.07	0.00	1.38
12	-1.00	1.07	1.38
13	-1.00	0.00	1.38
14	-2.50	1.50	1.38
15	-2.50	0.00	1.38
16	-4.00	1.50	1.38
17	-4.00	0.00	1.38
18	-5.50	1.50	1.38
19	-5.50	0.00	1.38
20	-7.00	1.50	1.38
21	-7.00	0.00	1.38
22	-7.50	0.50	1.38
23	-7.50	0.00	1.38
24	-8.50	1.00	1.38
25	-8.50	0.00	1.38
26	-10.00	1.50	1.38
27	-10.00	0.00	1.38
28	-11.50	1.50	1.38
29	-11.50	0.00	1.38
30	-13.00	1.50	1.38
31	-13.00	0.00	1.38
32	-13-D	D	1.38

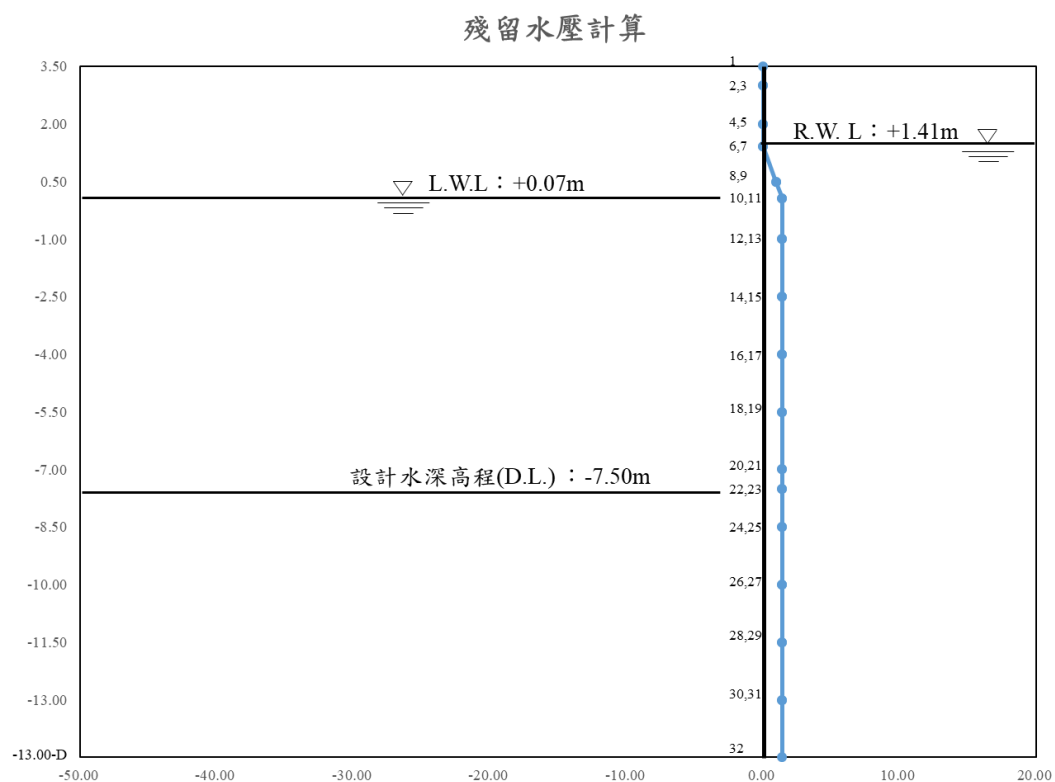


圖 5.12 殘留水壓計算圖

7. 地震時動水壓計算

計畫水深高程：CD.-7.50m 設計低潮位：CD.+0.07m

海水單位重：1.03 tf/m³

以下將表 5-16 之項目 12 作計算，演練 P_{dw} 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \cdot r_w \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

$$= \pm \frac{7}{8} 0.14 \cdot 1.03 \cdot \sqrt{(0.07 - (-7.50)) \cdot (0.07 - (-1.00))} = 0.36$$

表 5-16 地震時動水壓強度

項目	高程 m	厚度 m	P_{dw} (t/m ²)
7	1.41	0.00	0.00
8	0.50	0.91	0.00
9	0.50	0.00	0.00
10	0.07	0.43	0.00
11	0.07	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	0.36
13	-1.00	0.00	0.36
14	-2.50	1.50	0.56
15	-2.50	0.00	0.56
16	-4.00	1.50	0.70
17	-4.00	0.00	0.70
18	-5.50	1.50	0.82
19	-5.50	0.00	0.82
20	-7.00	1.50	0.92
21	-7.00	0.00	0.92
22	-7.50	0.50	0.96
23	-7.50	0.00	0.00

8. 常時土壓強度+殘留水壓強度

碼頭高程：CD.+3.50m

常時上載荷重：2.0 tf/m²

常時土壓強度及殘留水壓強度計算及其分佈詳如表 5-17、表 5-18 及圖 5.13 所示。

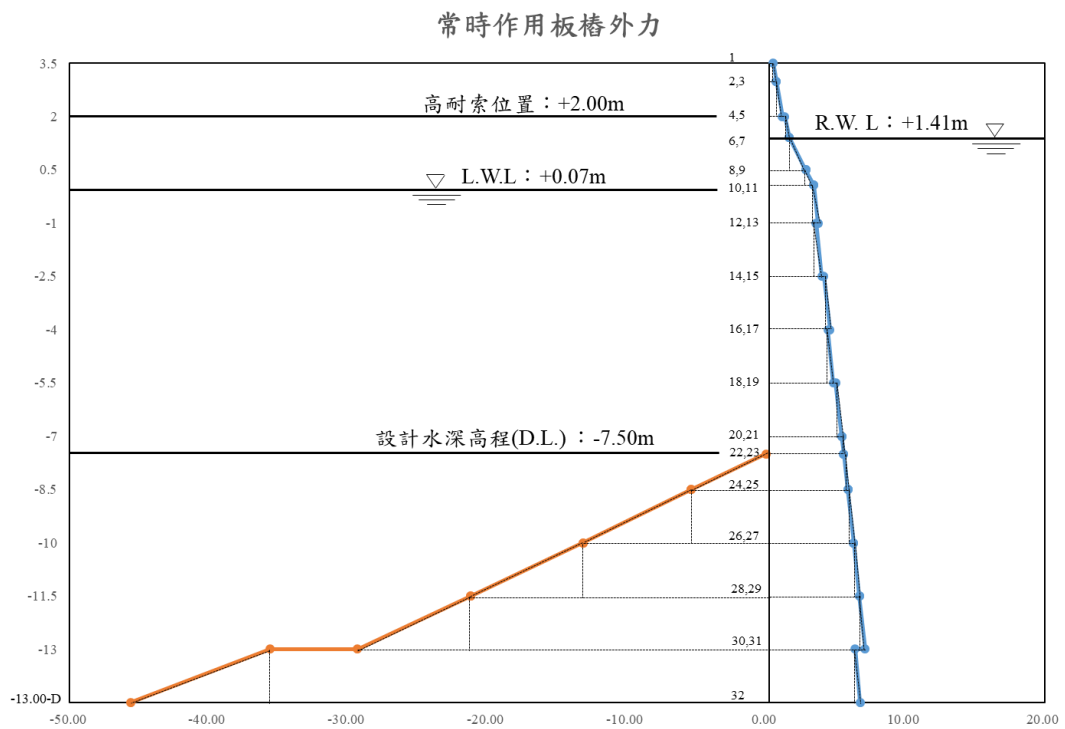
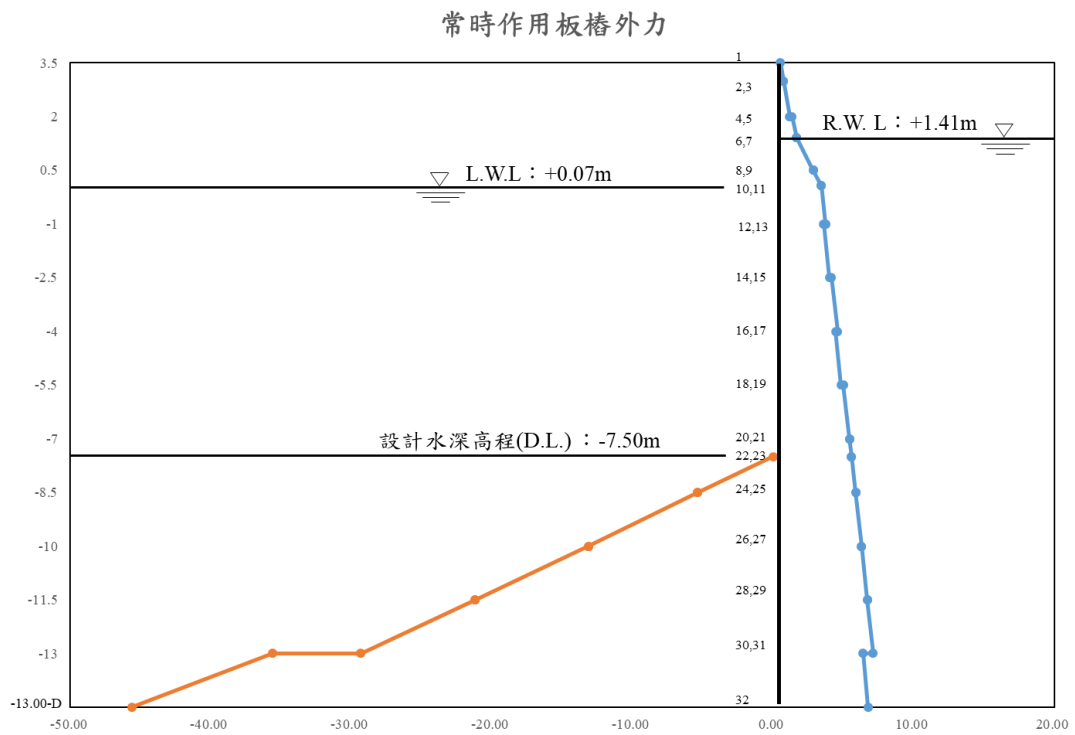
表 5-17 常時主動土壓與殘留水壓強度

項目	高程 m	厚度 m	常時主動土水壓力 (t/m ²)	常時主動土水合力		至高耐索力臂		常時主動彎矩(對高耐索取力矩)(t-m/m)	
				■ t/m	▲ t/m	■ m	▲ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.72	0.25	0.06	-1.25	-1.17	-0.31	-0.07
3	3.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.16	0.72	0.22	-0.50	-0.33	-0.36	-0.07
5	2.00	0.00	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.66	0.79	0.10	0.30	0.39	0.23	0.04
7	1.41	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	2.86	1.51	0.54	1.05	1.20	1.58	0.65
9	0.50	0.00	2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.43	1.23	0.12	1.72	1.79	2.11	0.22
11	0.07	0.00	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	3.73	3.67	0.16	2.47	2.64	9.04	0.43
13	-1.00	0.00	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	3.99	5.40	0.30	3.75	4.00	20.23	1.18
15	-2.50	0.00	4.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-4.00	1.50	4.58	6.23	0.32	5.25	5.5	32.71	1.76
17	-4.00	0.00	4.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	-5.50	1.50	4.84	6.64	0.31	6.75	7.00	44.84	2.14
19	-5.50	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	-7.00	1.50	5.43	7.50	0.32	8.25	8.50	61.91	2.72
21	-7.00	0.00	5.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	-7.50	0.50	5.57	2.71	0.04	9.25	9.33	25.11	0.33
23	-7.50	0.00	5.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	-8.50	1.00	5.86	5.57	0.14	10.00	10.17	55.72	1.45
25	-8.50	0.00	5.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	-10.00	1.50	6.27	8.78	0.31	11.25	11.50	98.83	3.53
27	-10.00	0.00	6.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	-11.50	1.50	6.69	9.40	0.32	12.75	13.00	119.82	4.16
29	-11.50	0.00	6.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	-13.00	1.50	7.12	10.04	0.32	14.25	14.50	143.04	4.64
31	-13.00	0.00	6.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	-13-D	D	6.38+0.25D	6.38D	0.13D ²	15+0.5D	15+0.67D	95.7D+3.19D ²	1.95D ² +0.09D ³
合 計								614.5+95.7D+3.19D ²	23.11+1.95D ² +0.09D ³
								0.09D ³ +5.14D ² +95.7D+637.61	

9. 常時被動土壓

表 5-18 常時被動土壓強度

項目	高程 m	厚度 m	常時被動 土壓力 (t/m ²)	常時被動土合力		至高耐索力臂		常時被動彎矩(對高耐索取力矩)(t-m/m)	
				■ t/m	▲ t/m	■ m	▲ m	■ m	▲ m
23	-7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	-8.50	1.00	-5.39	0.00	2.70	10.00	10.17	0.00	27.41
25	-8.50	0.00	-5.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	-10.00	1.50	-13.14	8.09	5.81	11.25	11.50	91.00	66.81
27	-10.00	0.00	-13.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	-11.50	1.50	-21.23	19.71	6.07	12.75	13.00	251.27	78.86
29	-11.50	0.00	-21.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	-13.00	1.50	-29.32	31.84	6.07	14.25	14.50	453.72	87.96
31	-13.00	0.00	-35.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	-13-D	D	-35.63-6.62D	35.63D	3.31D ²	15+0.5D	15+0.67D	534.45D+17.82D ²	49.65D ² +2.22D ³
合 計								795.99+534.45D+17.82D ²	261.04+49.65D ² +2.22D ³
								2.22D ³ +67.47D ² +534.45D+1057.03	



(上圖：作用外力、下圖：力量分割計算)

圖 5.13 常時作用板樁外力圖

10. 地震時土壓強度+殘留水壓+動水壓強度

地震時主動土壓+殘留水壓強度+動水壓強度

碼頭高程：CD.+3.50m 常時上載荷重：1.0 tf/m²

地震時土壓強度、殘留水壓及動水壓強度計算及其分佈詳如表 5-19、表 5-20 及圖 5.14 所示。

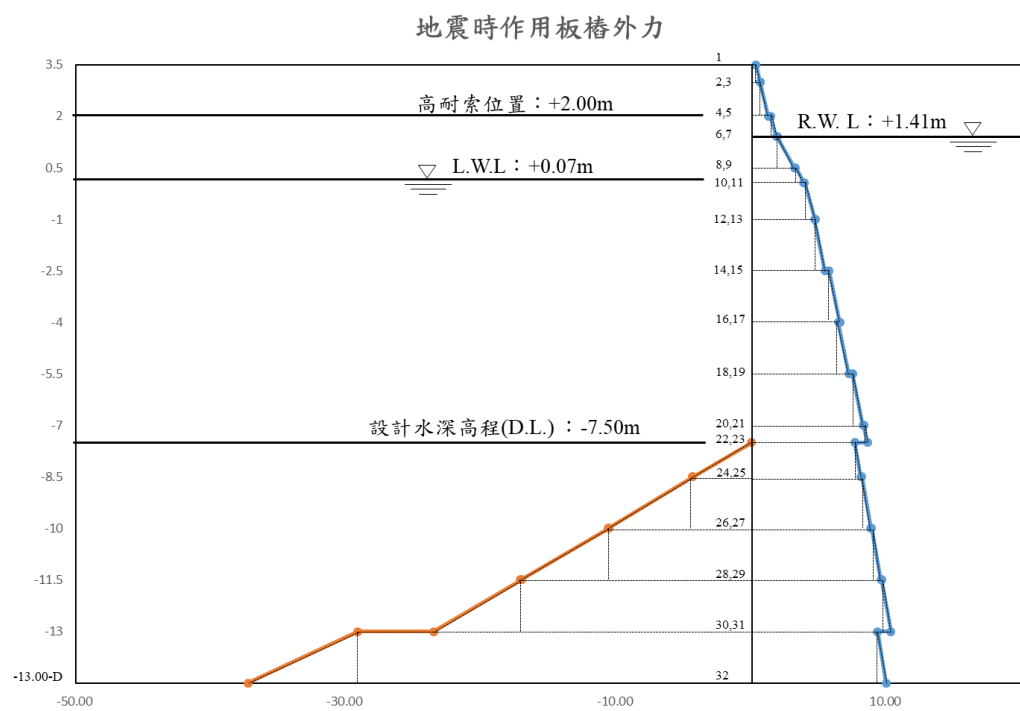
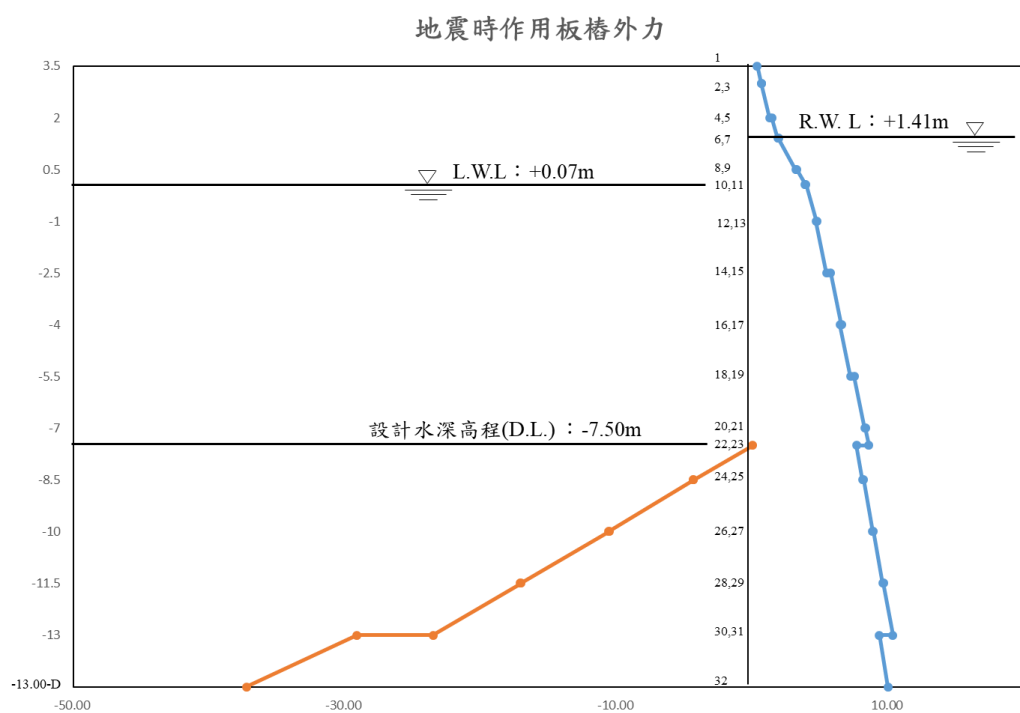
表 5-19 地震時主動土壓、殘留水壓與動水壓強度

項目	高程 m	厚度 m	地震時主動土水壓力 (t/m ²)	地震時主動土水合力		至高耐索力臂		地震時主動彎矩(對高耐索取力矩) (t-m/m)	
				■t/m	▲t/m	■ m	■ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.63	0.17	0.08	-1.25	-1.17	-0.21	-0.09
3	3.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.23	0.63	0.30	-0.50	-0.33	-0.32	-0.10
5	2.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.84	0.83	0.13	0.30	0.39	0.24	0.05
7	1.41	0.00	1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	3.17	1.71	0.59	1.05	1.20	1.79	0.70
9	0.50	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.85	1.39	0.13	1.72	1.79	2.38	0.24
11	0.07	0.00	3.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	4.71	4.18	0.43	2.47	2.64	10.31	1.13
13	-1.00	0.00	4.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	5.43	6.97	0.59	3.75	4.00	26.14	2.36
15	-2.50	0.00	5.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-4.00	1.50	6.52	8.58	0.6	5.25	5.5	45.05	3.30
17	-4.00	0.00	6.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	-5.50	1.50	7.18	9.63	0.57	6.75	7.00	64.99	3.97
19	-5.50	0.00	7.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	-7.00	1.50	8.24	11.20	0.58	8.25	8.50	92.40	4.95
21	-7.00	0.00	8.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	-7.50	0.50	8.55	4.15	0.06	9.25	9.33	38.35	0.60
23	-7.50	0.00	7.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	-8.50	1.00	8.08	7.63	0.23	10.00	10.17	76.29	2.31
25	-8.50	0.00	8.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	-10.00	1.50	8.80	12.21	0.49	11.25	11.50	137.33	5.68
27	-10.00	0.00	8.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	-11.50	1.50	9.55	13.29	0.52	12.75	13.00	169.39	6.76
29	-11.50	0.00	9.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	-13.00	1.50	10.30	14.41	0.52	14.25	14.50	205.31	7.59
31	-13.00	0.00	9.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	-13-D	D	9.32+0.42D	9.32D	0.21D ²	15+0.5D	15+0.67D	139.8D+4.66D ²	3.15D ² +0.14D ³
合 計								869.44+139.8D+4.66D ²	39.45+3.15D ² +0.14D ³
								0.14D ³ +7.81D ² +139.8D+908.89	

11. 地震時被動土壓

表 5-20 地震時被動土壓強度

項目	高程 m	厚度 m	地震時被動 土壓力 (t/m ²)	地震時被動土合力		至高耐索力臂		地震時被動彎矩(對高耐索取力矩) (t-m/m)	
				■ t/m	▲ t/m	■ m	▲ m	■ m	▲ m
23	-7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	-8.50	1.00	-4.38	0.00	2.19	10.00	10.17	0.00	22.26
25	-8.50	0.00	-4.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	-10.00	1.50	-10.63	6.54	4.70	11.25	11.50	73.59	54.03
27	-10.00	0.00	-10.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	-11.50	1.50	-17.10	15.87	4.89	12.75	13.00	202.39	63.52
29	-11.50	0.00	-17.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	-13.00	1.50	-23.53	25.56	4.87	14.25	14.50	364.24	70.61
31	-13.00	0.00	-29.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	-13-D	D	-29.12- 5.41D	29.12D	2.71D ²	15+0.5D	15+0.67D	436.8D+14.56D ²	40.65D ² +1.82D ³
合 計								640.22+436.8D+14.56D ²	210.42+40.65D ² +1.82D ³
								1.82D ³ +55.21D ² +436.8D+850.63	



(上圖：作用外力、下圖：力量分割計算)

圖 5.14 地震時作用板樁外力圖

5.2.3 板樁埋入長度

板樁入土長度，須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \quad (5.16)$$

式中 S.F.：安全係數(適用自由端點法及固定端點法)

M_p ：被動土壓力對背拉構材裝設點之力矩(tf-m/m)

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力、地震時的動水壓力對背拉構材裝設點之力矩(tf-m/m)

板樁入土長度，可依下述試算法決定之，即背拉構材位置決定後，假設一板樁入土長度，並計算主動土壓力、被動土壓力及殘留水壓力，再計算被動土壓力對背拉構材裝設點之力矩 M_p ，及主動土壓力與殘留水壓力對背拉構材裝設點之力矩 M_a ，並依(5.16)式計算安全係數，其中常時狀態 S.F.須大於 1.5，地震時須大於 1.2。

1. 常時板樁入土長度分析

由已求得之常時土壓及殘留水壓分布(詳表 5-11、表 5-12 及表 5-15)，計算常時主動土壓與殘留水壓對高耐索裝設點之力矩，以及常時被動土壓對高耐索裝設點之力矩，如表 5-17、表 5-18 所示。

$$\text{常時主動彎矩：} M_a = 0.09D^3 + 5.14D^2 + 95.7D + 637.61$$

$$\text{常時被動彎矩：} M_p = 2.22D^3 + 67.47D^2 + 534.45D + 1057.03$$

$$S.F. = 1.5, M_p - S.F. \times M_a = 0.87D^3 + 59.76D^2 + 390.9D + 100.62 \geq 0$$

$D \geq 0$ ，即可滿足常時板樁入土長度需求。

D_F 為板樁入土長度與海床之距離，由常時板樁入土長度分析可知 $D_F = 5.5\text{m}[-7.5 - (-13)] = 5.5$ ，板樁入土度:CD.-13.00m，海床:CD.-7.50m]。

2. 地震時板樁入土長度分析

由已求得之地震時土壓、殘留水壓(詳表 5-13、表 5-14 及表 5-15)及動水壓之分布(表 5-16)，計算出地震時主動土壓、殘留水壓與動水壓對拉桿裝設點之力矩，以及地震時被動土壓對高耐索裝設點之力矩，如表 5-19～表 5-20 所示。

$$\text{地震時主動彎矩：} M_a = 0.14D^3 + 7.81D^2 + 139.8D + 908.89$$

$$\text{地震時被動彎矩：} M_p = 1.82D^3 + 55.21D^2 + 436.8D + 850.63$$

$$S.F. = 1.2, M_p - S.F. \times M_a = 1.65D^3 + 45.84D^2 + 269.04D - 240.04 \geq 0$$

$D \geq 0.79$ ，即可滿足地震時板樁入土長度需求。

D_F 為板樁入土長度與海床之距離，由地震時板樁入土長度分析可知 $D_F = 6.29m[-7.5 - (-13.79)] = 6.29$ ，板樁入土度:CD.-13.79m，海床:CD.-7.50m]。

由常時及地震時板樁入土長度需求可知，板樁 $D \geq 0.79$ 滿足需求，惟由前述說明，保守考量須加入彈性梁放大係數計算，其中， D_F 為常時及地震時板樁入土長度與海床之距離之較大值，故 D_F 為 $6.29m[\text{Max}(5.5m, 6.29m)]$ ，板樁入土長度放大係數(詳圖 5.4 所示)，計算如下說明。

$$H_T : 9.5m$$

$$E : 2.04 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I : 6.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}(\text{根據 SP-V}_L \text{ 型鋼板樁計算})$$

$$\rho : H_T^4/EI = 0.634 \text{ m}^3/\text{t}$$

$$\ell_{hN} : 2250 \text{ t/m}^2/\text{m}(\text{地盤反力係數})$$

$$\ell_{hS} : 2250 \text{ t/m}^2/\text{m}(\text{地盤反力係數})$$

$$\omega_N : \rho \times \ell_{hN} = 1425.96$$

$$\omega_S : \rho \times \ell_{hS} = 1425.96$$

$$\delta_N : 4.9510 \times \omega_N^{-0.2} - 0.2486 = 0.9098$$

$$\delta_s : 1.0284 \times 4.9510 \times \omega_s^{-0.2} - 0.2486 / 0.9594 = 0.9322$$

$$D_F/H_T : 0.6621 (=6.29/9.5) \leq \delta_N = 0.9098 \text{ (N.G., } D_F \text{ 須放大)}$$

$$D_F/H_T : 0.6621 (=6.29/9.5) \leq \delta_s = 0.9322 \text{ (N.G., } D_F \text{ 須放大)}$$

因此 D_F/H_T 須採 $0.9322 (= \text{Max}(\delta_N, \delta_s))$ ，

$$\text{經放大後之 } D'_F : H_T \times \delta_s = 9.5 \times 0.9322 = 8.856$$

板樁入土深度採 8.856，因此板樁底部深：

須大於 $-16.356\text{m} (7.5 + 8.856 = 16.356)$ ，即可滿足設計須求。

5.2.4 板樁斷面決定

由已知主動土壓力對海床取力矩(詳表 5-21 及表 5-23)，並假設板樁係以高耐索裝設位置及海底面為支承之簡支梁，可先後求得背拉構材拉力 A_{pno} (常時背拉構材拉力)及 A_{peq} (地震時背拉構材拉力)、海床面剪力 R_b ；參考圖 5.3 展出作用於板樁之外力分布，藉以算出板樁剪力為 0 之高程後，再依力平衡得到板樁最大受力 M_{no} ，詳表 5-22 及表 5-23 所示。

1. 常時主動土壓+殘留水壓強度

碼頭高程：CD.+3.50m 常時上載荷重：2.0 tf/m²

$$\text{背拉構材拉力 } A_{pno} = \Sigma(\text{常時彎矩})/L = 165.37/(2+7.5) = 17.4\text{tf/m}$$

L ：背拉構材至碼頭水深之距離(m)

由表 5-21 及圖 5.15 所示，常時主動土水合力之總和於 -2.5m 時為 15.07tf/m，常時主動土水合力之總和於 -4.0m 時為 21.62tf/m，因此可得板樁最大斷面彎矩落於 CD.-2.50~-4.00m 之間，求得板樁剪力為 0 之高程為 CD.-3.05m，計算如下所述。

假設剪力為 0 處，位於 -2.50- X 處，因此剪力為 $4.15X + X \times 0.286X \times 0.5 = 4.15X + 0.143X^2$ ，

$$15.07 + 4.15X + 0.143X^2 = 17.40 \quad , \quad 0.143X^2 + 4.15X - 2.33 = 0 \quad ,$$

$X=0.55$ ，故 $CD=-2.5-0.55=-3.05\text{m}$ 。

由上述計算及表 5-22 所示，常時板樁最大彎矩為
 $M_{no}=17.40 \times (2 - (-3.05)) - 41.86 = 46.01 \text{ t-m/m}$

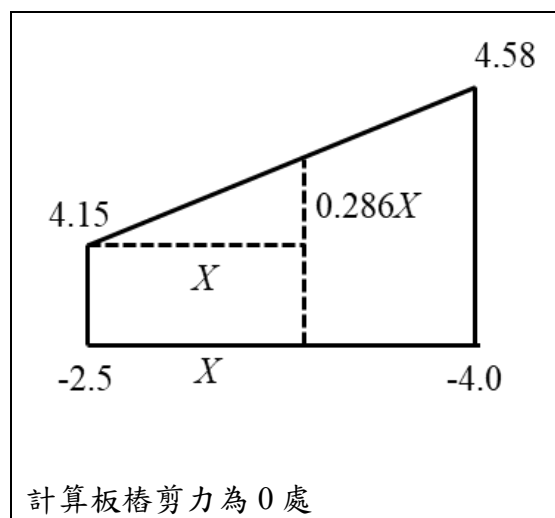


圖 5.15 常時板樁剪力作用計算圖

表 5-21 常時主動土壓、殘留水壓強度對海床取力矩計算表

項目	高程 m	厚度 m	常時主動 土水壓力 (t/m ²)	常時主動土水合力		累積主動 土水合力 t/m	至海床力臂		常時彎矩(對海床取力矩) (t-m/m)	
				■ t/m	▲ t/m		■ m	▲ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.72	0.25	0.06	0.31	10.75	10.67	2.66	0.59
3	3.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.16	0.72	0.22	1.25	10.00	9.83	7.19	2.19
5	2.00	0.00	1.34	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.66	0.79	0.10	2.14	9.21	9.11	7.26	0.88
7	1.41	0.00	1.66	0.00	0.00	2.14	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	2.86	1.51	0.54	4.19	8.46	8.30	12.81	4.52
9	0.50	0.00	2.86	0.00	0.00	4.19	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.43	1.23	0.12	5.54	7.79	7.71	9.58	0.94
11	0.07	0.00	3.43	0.00	0.00	5.54	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	3.73	3.67	0.16	9.37	7.04	6.86	25.79	1.12
13	-1.00	0.00	3.60	0.00	0.00	9.37	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	3.99	5.40	0.30	15.07	5.75	5.50	31.02	1.63
15	-2.50	0.00	4.15	0.00	0.00	15.07	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-4.00	1.50	4.58	6.23	0.32	21.62	4.25	4.00	26.48	1.28
17	-4.00	0.00	4.43	0.00	0.00	21.62	0.00	0.00	0.00	0.00
18	-5.50	1.50	4.84	6.64	0.31	28.57	2.75	2.50	18.27	0.77
19	-5.50	0.00	5.00	0.00	0.00	28.57	0.00	0.00	0.00	0.00
20	-7.00	1.50	5.43	7.50	0.32	36.39	1.25	1.00	9.38	0.32
21	-7.00	0.00	5.43	0.00	0.00	36.39	0.00	0.00	0.00	0.00
22	-7.50	0.50	5.57	2.71	0.04	39.14	0.25	0.17	0.68	0.01
23	-7.50	0.00	5.57	0.00	0.00	39.14	0.00	0.00	0.00	0.00
合 計									151.12	14.25
									165.37	

表 5-22 常時板樁最大彎矩計算表

項目	高程 m	厚度 m	常時主動 土水壓力 (t/m ²)	常時主動土水合力		至彎矩最大值力臂		常時彎矩最大值(t-m/m)	
				■t/m	▲t/m	■ m	▲ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.72	0.25	0.06	6.30	6.22	1.56	0.35
3	3.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.16	0.72	0.22	5.55	5.39	3.99	1.20
5	2.00	0.00	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.66	0.79	0.10	4.76	4.66	3.75	0.45
7	1.41	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	2.86	1.51	0.54	4.01	3.86	6.07	2.10
9	0.50	0.00	2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.43	1.23	0.12	3.34	3.27	4.11	0.40
11	0.07	0.00	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	3.73	3.67	0.16	2.59	2.41	9.49	0.39
13	-1.00	0.00	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	3.99	5.40	0.30	1.30	1.05	7.03	0.31
15	-2.50	0.00	4.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-3.05	0.55	4.31	2.30	0.04	0.28	0.18	0.64	0.01
15	-3.05	0.00	4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
合 計								41.86	

2. 地震時主動土壓+殘留水壓強度+動水壓強度

碼頭高程：CD.+3.50m 常時上載荷重：1.0 tf/m²

背拉構材拉力 $A_{peq} = \Sigma(\text{地震時彎矩})/L = 209.9/(2+7.5) = 22.09\text{f/m}$

L ：背拉構材至碼頭水深之距離(m)

由表 5-23 及圖 5.16 所示，地震時主動土水合力之總和於-2.5m 時為 18.13tf/m，地震時主動土水合力之總和於-4.0m 時為 27.31tf/m，因此可得板樁最大斷面彎矩落於 CD.-2.50~-4.00m 之間，求得板樁剪力為 0 之高程為 CD.-3.17m，計算如下所述。

假設剪力為 0 處，位於-2.50- X 處，因此剪力為 $5.72X + X \times 0.533X \times 0.5 = 5.72X + 0.267X^2$ ，

$18.12 + 5.72X + 0.267X^2 = 22.09$ ， $0.267X^2 + 5.72X - 3.97 = 0$ ， $X = 0.67$ ，故 $CD = -2.5 - 0.67 = -3.17\text{m}$ 。

由上述計算及表 5-24 所示，地震時板樁最大彎矩為 $M_{eq} = 22.10 \times (2 - (-3.17)) - 50.44 = 63.87\text{t-m/m}$ 。

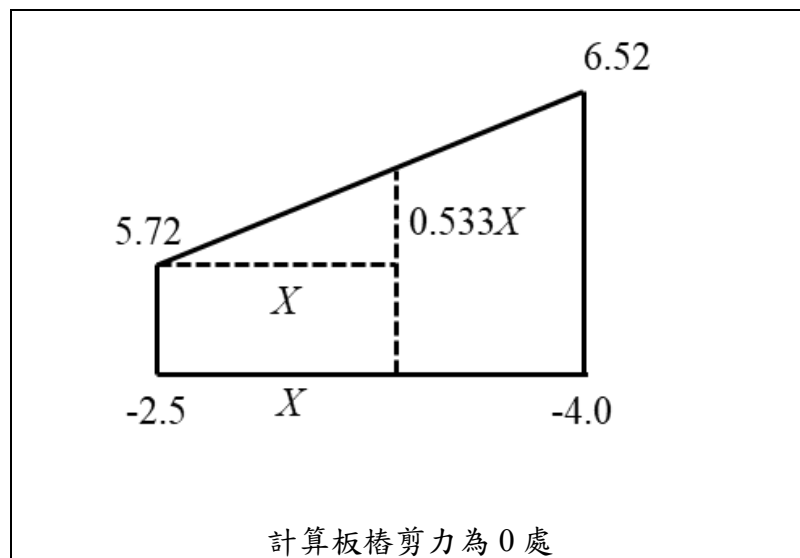


圖 5.16 地震時板樁剪力作用計算圖

表 5-23 地震時主動土壓、殘留水壓與動水壓強度對海床取力矩計算表

項目	高程 m	厚度 m	地震時主動 土水壓力 (t/m ²)	地震時主動土水合力		累積主動 土水合力 t/m	至海床力臂		地震時彎矩(對海床取力矩) (t-m/m)	
				■t/m	▲t/m		■ m	▲ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.33	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.63	0.17	0.08	0.25	10.75	10.67	1.79	0.80
3	3.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.23	0.63	0.30	1.18	10.00	9.83	6.34	2.95
5	2.00	0.00	1.40	0.00	0.00	1.18	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.84	0.83	0.13	2.14	9.21	9.11	7.60	1.17
7	1.41	0.00	1.88	0.00	0.00	2.14	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	3.17	1.71	0.59	4.44	8.46	8.30	14.46	4.87
9	0.50	0.00	3.23	0.00	0.00	4.44	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.85	1.39	0.13	5.96	7.79	7.71	10.82	1.02
11	0.07	0.00	3.91	0.00	0.00	5.96	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	4.71	4.18	0.43	10.57	7.04	6.86	29.44	2.92
13	-1.00	0.00	4.65	0.00	0.00	10.57	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	5.43	6.97	0.59	18.13	5.75	5.50	40.08	3.24
15	-2.50	0.00	5.72	0.00	0.00	18.13	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-4.00	1.50	6.52	8.58	0.6	27.31	4.25	4.00	36.47	2.40
17	-4.00	0.00	6.42	0.00	0.00	27.31	0.00	0.00	0.00	0.00
18	-5.50	1.50	7.18	9.63	0.57	37.51	2.75	2.50	26.48	1.42
19	-5.50	0.00	7.47	0.00	0.00	37.51	0.00	0.00	0.00	0.00
20	-7.00	1.50	8.24	11.20	0.58	49.29	1.25	1.00	14.00	0.58
21	-7.00	0.00	8.29	0.00	0.00	49.29	0.00	0.00	0.00	0.00
22	-7.50	0.50	8.55	4.15	0.06	53.5	0.25	0.17	1.04	0.01
23	-7.50	0.00	8.55	0.00	0.00	53.5	0.00	0.00	0.00	0.00
合 計									188.52	21.38
									209.9	

表 5-24 地震時板樁最大彎矩計算表

項目	高程 m	厚度 m	地震時主動 土水壓力 (t/m ²)	地震時主動土水合力		至彎矩最大值力臂		地震時彎矩最大值(t-m/m)	
				■t/m	▲t/m	■ m	▲ m	■ m	▲ m
1	3.50	0.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.00	0.50	0.63	0.17	0.08	6.42	6.34	1.07	0.48
3	3.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	2.00	1.00	1.23	0.63	0.30	5.67	5.51	3.60	1.65
5	2.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.41	0.59	1.84	0.83	0.13	4.88	4.78	4.03	0.61
7	1.41	0.00	1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.50	0.91	3.17	1.71	0.59	4.13	3.98	7.06	2.33
9	0.50	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.07	0.43	3.85	1.39	0.13	3.46	3.39	4.81	0.45
11	0.07	0.00	3.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-1.00	1.07	4.71	4.18	0.43	2.71	2.53	11.33	1.08
13	-1.00	0.00	4.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-2.50	1.50	5.43	6.97	0.59	1.42	1.17	9.92	0.69
15	-2.50	0.00	5.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-3.17	0.67	6.08	3.85	0.12	0.34	0.22	1.30	0.03
15	-3.17	0.00	6.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
合 計								50.44	

由前述可知常時板樁最大彎矩為 46.01 t-m/m、地震時板樁最大彎矩為 63.87 t-m/m；常時高耐索受力為 17.40 tf/m、地震時高耐索受力為 22.10 tf/m，惟由前述可知，保守考量須加入彈性梁放大係數計算，其中，板樁彎矩放大係數(詳圖 5.5 所示)、背拉構材反力放大係數(詳圖 5.6 所示)，計算如下說明。

$$H_T : 9.5\text{m}$$

$$E : 2.04 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I : 6.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m} (\text{根據 SP-V}_L \text{ 型鋼板樁計算})$$

$$\rho : H_T^4/EI = 0.634 \text{ m}^3/\text{t}$$

$$\ell_{hN} : 2250 \text{ t/m}^2/\text{m} (\text{地盤反力係數})$$

$$\ell_{hS} : 2250 \text{ t/m}^2/\text{m} (\text{地盤反力係數})$$

$$\omega_N : \rho \times \ell_{hN} = 1425.96$$

$$\omega_S : \rho \times \ell_{hS} = 1425.96$$

$$\mu_N : 3.8625 \times \omega_N - 0.2 + 0.2255 = 1.1292$$

$$\mu_S : 1.1818 \times 3.8625 \times \omega_S - 0.2 + 0.2255 / 1.6971 = 1.2009$$

$$M_{no} : 1.1292 \times 46.01 = 51.95 \text{ t-m/m} (\text{放大後常時板樁受力})$$

$$M_{eq} : 1.2009 \times 63.87 = 76.70 \text{ t-m/m} (\text{放大後地震時板樁受力})$$

$$\tau_N : 1.8259 \times \omega_N - 0.2 + 0.6232 = 1.0504$$

$$\tau_S : 1.2692 \times 1.8259 \times \omega_S - 0.2 + 0.6232 / 1.1303 = 1.0936$$

$$A_{pno} : 1.0504 \times 17.40 = 18.28 \text{ t-m} (\text{放大後常時高耐索受力})$$

$$A_{peq} : 1.0936 \times 22.10 = 24.16 \text{ t-m} (\text{放大後地震時高耐索受力})$$

因此後續板樁斷面設計，常時板樁受力將採 51.95 t-m/m、高耐索受力將採 18.28 t-m，地震時板樁受力將採 76.70 t-m/m 設計、高耐索受力將採 24.16 t-m。

3. 板樁斷面設計

依據板樁碼頭所承受之各種外力，計算其對板樁造成之最

大力矩，以選擇適宜之斷面，並使板樁所受應力可小於材料之容許應力。

鋼材降伏強度， $f_y=390 \text{ N/mm}^2=3,975.54\text{kgf/cm}^2$ 。

鋼材容許應力， $\sigma_a=0.6\times f_y = 2,385.32\text{kgf/cm}^2$

常時板樁斷面模數需求 $S_{no}=M_{no}/\sigma_a=51.95\times 10^5/2,385.32$
 $=2177.90\text{cm}^3/\text{m}$

地震時板樁斷面模數需求 $S_{eq}=M_{eq}/(\sigma_a\times 1.5)$
 $=76.70\times 10^5/(2,385.32\times 1.5)$
 $=2143.67\text{cm}^3/\text{m}$

實際使用之板樁斷面模數 $S_{use}=3,150\text{cm}^3/\text{m}$
 $> \text{Max}(S_{no}, S_{eq})$
 $=2177.90\text{cm}^3/\text{m}, \text{O.K.}$

5.2.5 背拉構材與圍梁設計

1. 背拉構材設計

背拉構材斷面之決定，應依計算外力所造成之拉力，以選擇適宜之斷面，而使求得背拉構材所受應力可小於材料之容許應力。

作用於背拉構材之拉力，依下式計算。

$$T_t = A_p \times L_t \times \sec(\theta_a) \quad (5.17)$$

式中 T_t ：背拉構材之拉力(tf)

A_p ：單位寬度背拉構材位置之拉力(tf/m)

L_t ：背拉構材之安裝間距(m)，1.5m。

θ_a ：背拉構材與水平面所成之夾角(°)，0°。

背拉構材之容許拉應力強度，係採常時為降伏點(Yielding Point)應力強度之 40%以下，地震時為降伏點應力強度之 60%以

下為標準。於計算背拉構材拉應力時，應扣除背拉構材預估鏽蝕量後之斷面計算。

鋼索(如高耐索)之容許拉應力強度，常時其破壞強度除以容許拉應力強度之安全係數以大於 3.8，地震時以大於 2.5 為標準。

本計算例高耐索採用 F160T，其破壞強度為 156tf。

常時容許拉力 $T_{an}=156/3.8=41.05\text{tf}$

地震時容許拉力 $T_{ae}=156/2.5=62.40\text{tf}$

常時高耐索拉力 $T_{tn}=A_{pno}\times L_t\times\sec(0^\circ)=18.28\times 1.5\times 1.0$
 $=27.42\text{tf}<T_{an}$ ，O.K.

地震時高耐索拉力 $T_{te}=A_{peq}\times L_t\times\sec(0^\circ)=24.16\times 1.5\times 1.0$
 $=36.24\text{tf}<T_{ae}$ ，O.K.

背拉構材設計時應考量施工可行性及施工回填過程之滾壓時機，以避免滾壓時壓斷背拉構材。

有關背拉構材之間距一般約 1~3 米，應避免其間距過大，造成應力集中導致背拉構材拉斷。

有關背拉構材之層數，一般以單層佈置為原則，由於兩層以上之背拉構材佈置可能於板樁變形時，上、下層背拉構材受力不均，造成應力集中導致背拉構材拉斷。

背拉構材在繫船柱(如:曲柱)作用下，可假設船舶拉力由繫船柱附近之四支背拉構材平均分擔。

2. 圍梁設計

圍梁(Wale)斷面之決定，應依計算外力所造成之最大力矩，以選擇適宜之斷面，而使求得圍梁所受應力可小於材料之容許應力。

作用於圍梁之最大力矩，依下式計算。

$$M_w = \frac{T_a \times L_t}{10} \quad (5.18)$$

式中 M_w ：作用於圍梁之最大力矩(tf-m)

常時圍梁最大力矩 $M_n = T_{an} \times L_t / 10 = 41.05 \times 1.5 / 10 = 6.16 \text{tf-m}$

地震時圍梁最大力矩 $M_e = T_{ae} \times L_t / 10 = 62.40 \times 1.5 / 10 = 9.36 \text{tf-m}$

選用一對規格為 $250 \times 90 \times 9 \times 13$ 之槽鋼，其材質為 SS400 (斷面模數 $S_x = 334 \text{cm}^3$)。

常時圍梁應力 $\sigma_n = M_n \times 10^5 / (2 \times S_x) = 922.16 \text{kgf/cm}^2$

$< 1,400 \text{kgf/cm}^2$ ，O.K.

地震時圍梁應力 $\sigma_e = M_e \times 10^5 / (2 \times S_x) = 1401.19 \text{kgf/cm}^2$

$< 2,100 \text{kgf/cm}^2$ ，O.K.

5.2.6 錨碇設施設計

本計算例之錨碇設施係採錨碇板樁，其設計方式說明如下：

1. 錨碇板樁設置位置

錨碇板樁之設置位置如圖 5.17 所示，決定錨碇板樁設置位置之步驟如下：

- (1) 自海底面繪製板樁之主動土壤破壞面。
- (2) 將拉桿與錨碇板樁之連接點當作地表面，並將錨碇板樁視為樁頭自由之直樁，可求得力矩第一零點的深度為 $L_m = \pi / \beta = \pi / (0.54) = 5.82 \text{m}$ 。

$$\beta = (k_h \times D / 4EI)^{1/4} = (2250 \times 1/4 \times 2.04 \times 10^7 \times 3.24 \times 10^{-4})^{1/4} = 0.54 \text{m}^{-1}$$

水平地盤反力係數 $k_h = 150 \times N = 150 \times 15 = 2250 \text{t/m}^3$

錨碇板樁假想固定點附近土壤之標準貫入試驗打擊數 $N=15$

錨碇板樁之直徑或寬度 $D=100\text{cm}$

錨碇板樁之撓曲剛度 $EI=2.04 \times 10^7 \times 3.24 \times 10^{-4}=6.61 \times 10^3 \text{t-m}^2$

其中，本案例錨碇板樁屬於長樁，檢核方式為當樁入土長度大於有效長度時即屬長樁，而有效長度為 1.5 倍 L_m 。

有效長度 $L_m=1.5 \times 5.82=8.73\text{m}$ ，本案例錨碇板樁採 11m，符合長樁規定。

- (3) 自錨碇板樁與拉桿之連接點下 $L_m/3=5.82/3=1.94\text{m}$ 處，繪製錨碇板樁之被動土壤破壞面。
- (4) 以上述二土壤破壞面不得在錨碇板樁與拉桿連接點之水平面下相交為原則，決定錨碇板樁設置位置。
- (5) 為安全計，錨碇板樁設置位置，宜設置於較上述步驟決定之位置稍向後移。

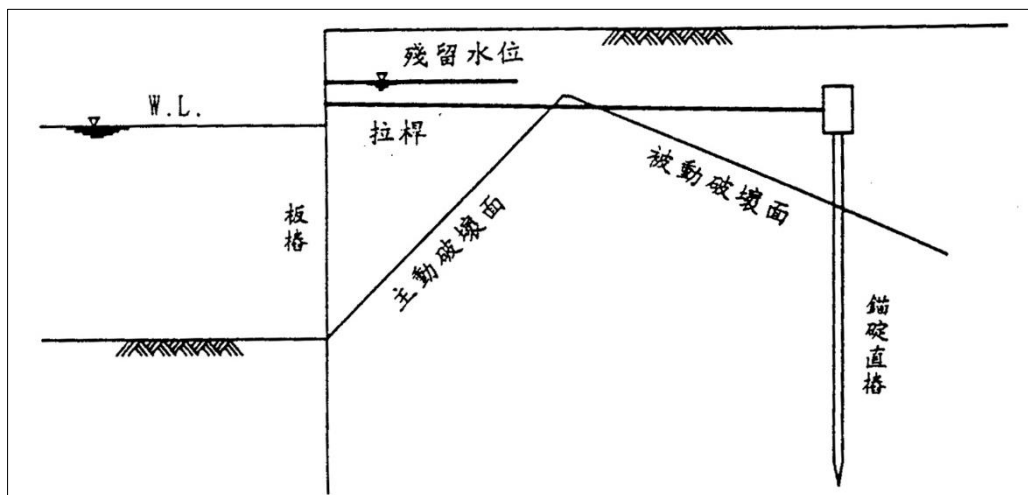


圖 5.17 錨碇板樁設置位置示意圖

計算土層破壞面與水平面之角度，即可得到錨碇板樁設置位置，如表 5-25 所示。

本計算例之主板樁及錨碇板樁間水平距離 $L=18.5\text{m}$ ，大於常時計算下主板樁及錨碇板樁間水平距離 $Li_{no}=11.1\text{m}$ 及地震時計算下主板樁及錨碇板樁間水平距離 $Li_{eq}=14.5\text{m}$ 符合設計需求。

以下將表 5-25 之項目 Rock 作計算，分別演練 ξ_{ai} 、 ξ_{pi} 、 ξ_{aei} 、 ξ_{pei} 之計算過程提供參考，表內之數值即根據下列方程式所計算出。

① ξ_{ai} 計算

$$\cot(\xi_{ai}-\beta) = -\tan(\Phi_i+\delta+\Psi-\beta) + \sec(\Phi_i+\delta+\Psi-\beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta) \sin(\Phi_i+\delta)}{\cos(\Psi-\beta) \sin(\Phi_i-\beta)}}$$

$$\cot(\xi_{ai}-0) = -\tan(35+15-0+0) + \sec(35+15+0-0) \sqrt{\frac{\cos(0+15) \sin(35+15)}{\cos(0-0) \sin(35-0)}}$$

$$\xi_{ai} = 60.09^\circ$$

② ξ_{pi} 計算

$$\cot(\xi_{pi}-\beta) = \tan(\Phi_i-\delta-\Psi+\beta) + \sec(\Phi_i-\delta-\Psi+\beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta) \sin(\Phi_i-\delta)}{\cos(\Psi-\beta) \sin(\Phi_i+\beta)}}$$

$$\cot(\xi_{pi}-0) = \tan(35-(-15)-0+0) + \sec(35-(-15)-0+0) \sqrt{\frac{\cos(0+(-15)) \sin(35-(-15))}{\cos(0-0) \sin(35+0)}}$$

$$\xi_{pi} = 18.67^\circ$$

③ ξ_{aei} 計算

$$\cot(\xi_{aei}-\beta) = -\tan(\Phi_i+\delta+\Psi-\beta) + \sec(\Phi_i+\delta+\Psi-\beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta+\theta) \sin(\Phi_i+\delta)}{\cos(\Psi-\beta) \sin(\Phi_i-\beta-\theta)}}$$

$$\cot(\xi_{aei}-0)=-$$

$$\tan(35+15+0-0) + \sec(35+15+0-0) \sqrt{\frac{\cos(0+15+7.97) \sin(35+15)}{\cos(0-0) \sin(35-0-7.97)}}$$

$$\xi_{aei} = 53.26^{\circ}$$

④ ξ_{pei} 計算

$$\cot(\xi_{pei}-\beta) = \tan(\Phi_i - \delta - \Psi + \beta) + \sec(\Phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta - \theta) \sin(\Phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\Phi_i + \beta - \theta)}}$$

$$\cot(\xi_{pei}-0) = \tan(35-(-15)+0-0) + \sec(35-(-15)-0+0) \sqrt{\frac{\cos(0+(-15)-7.97) \sin(35-(-15))}{\cos(0-0) \sin(35+0-7.97)}}$$

$$\xi_{pei} = 17.72^{\circ}$$

表 5-25 錨碇板樁設置位置計算表

項次	頂部 高程 (m)	底部 高程 (m)	土層 厚度 (m)	ζ_{ai} (°)	ζ_{pi} (°)	ζ_{aei} (°)	ζ_{pei} (°)	L_{ino}			L_{ieq}		
								主動破壞面	被動破壞面	總和	主動破壞面	被動破壞面	總和
Rock	3.50	3.00	0.50	60.09	18.67	53.26	17.72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Rock	3.00	2.00	1.00	60.09	18.67	53.26	17.72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
GeoImp	2.00	1.41	0.59	57.85	20.08	50.47	18.83	$0.59/\tan(57.85^\circ)=0.37$	$0.59/\tan(20.08^\circ)=1.61$	2.0	$0.59/\tan(50.47^\circ)=0.49$	$0.59/\tan(18.83^\circ)=1.73$	2.2
GeoImp	1.41	0.50	0.91	57.85	20.08	49.79	18.71	$0.91/\tan(57.85^\circ)=0.57$	$0.91/\tan(20.08^\circ)=2.49$	3.1	$0.91/\tan(49.79^\circ)=0.77$	$0.91/\tan(18.71^\circ)=2.69$	3.5
GeoImp	0.50	0.07	0.43	57.85	20.08	48.97	18.56	$0.43/\tan(57.85^\circ)=0.27$	$0.43/\tan(20.08^\circ)=1.18$	1.4	$0.43/\tan(48.97^\circ)=0.37$	$0.43/\tan(18.56^\circ)=1.28$	1.7
GeoImp	0.07	-1.00	1.07	57.85	20.08	48.22	18.43	$1.07/\tan(57.85^\circ)=0.67$	累積土層厚度>Lm/3	0.7	$1.07/\tan(48.22^\circ)=0.96$	累積土層厚度>Lm/3	1.0
4	-1.00	-2.50	1.50	58.82	19.48	48.61	17.87	$1.50/\tan(58.82^\circ)=0.91$	累積土層厚度>Lm/3	0.9	$1.50/\tan(48.61^\circ)=1.32$	累積土層厚度>Lm/3	1.3
GeoImp	-2.50	-4.00	1.50	57.85	20.08	46.43	18.10	$1.50/\tan(57.85^\circ)=0.94$	累積土層厚度>Lm/3	0.9	$1.50/\tan(46.43^\circ)=1.43$	累積土層厚度>Lm/3	1.4
6	-4.00	-5.50	1.50	58.63	19.60	46.96	17.71	$1.50/\tan(58.63^\circ)=0.91$	累積土層厚度>Lm/3	0.9	$1.50/\tan(46.96^\circ)=1.40$	累積土層厚度>Lm/3	1.4
GeoImp	-5.50	-7.00	1.50	57.85	20.08	45.35	17.90	$1.50/\tan(57.85^\circ)=0.94$	累積土層厚度>Lm/3	0.9	$1.50/\tan(45.35^\circ)=1.48$	累積土層厚度>Lm/3	1.5
GeoImp	-7.00	-7.50	0.50	57.85	20.08	45.09	17.86	$0.50/\tan(57.85^\circ)=0.31$	累積土層厚度>Lm/3	0.3	$0.50/\tan(45.09^\circ)=0.50$	累積土層厚度>Lm/3	0.5
合 計								總和=11.1			總和=14.5		

2. 錨碇板樁設計

錨碇板樁，可視為承受背拉構材拉力作用之板樁。如自海底面所繪製之板樁主動土壤破壞面，與自錨碇板樁與背拉構材之連接點下 $L_{m1}/3$ 處所繪製之錨碇板樁被動土壤破壞面，於錨碇板樁與拉桿連接點之水平面下相交時，可將錨碇板樁與背拉構材連接點之水平面視為假想地表面，於假想地表面上無土壤存在設計錨碇板樁。其中，錨碇板樁之最大力矩計算以樁頭部為自由，埋入土中之樁方式，其最大彎矩由下式計算 $M_{\max}=0.322 \times A/\beta$ 。

(1) 應力分析

$$\begin{aligned}\text{常時錨碇板樁最大力矩 } M_{an} &= 0.322 \times A_{pno} / \beta \\ &= 0.322 \times 18.28 / 0.54 \\ &= 10.90 \text{tf-m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{地震時錨碇板樁最大力矩 } M_{ae} &= 0.322 \times A_{peq} / \beta \\ &= 0.322 \times 24.16 / 0.54 \\ &= 14.40 \text{tf-m/m}\end{aligned}$$

$$\text{鋼材降伏強度 } f_y = 295 \text{N/mm}^2 = 3,010 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{鋼材容許應力 } f_a = 0.6 \times f_y = 1,806 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{常時錨碇板樁斷面模數需求 } S_{an} = M_{an} \times 10^5 / f_a = 603.54 \text{cm}^3/\text{m}$$

$$\begin{aligned}\text{地震時錨碇板樁斷面模數需求 } S_{ae} &= M_{ae} \times 10^5 / (f_a \times 1.5) \\ &= 531.56 \text{cm}^3/\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{實際使用之錨碇板樁斷面模數 } S_a &= 1,800 \text{cm}^3/\text{m} \\ &> \text{Max}(S_{an}, S_{ae}) \\ &= 603.54 \text{cm}^3/\text{m}, \text{O.K.}\end{aligned}$$

(2) 樁長檢核

依樁之橫向抵抗分析結果，錨碇板樁之入土深度，應大於假設地表面下 $\pi/\beta = \pi/0.54 = 5.82\text{m}$ ；而實際採用之樁長為 $L_a = 11\text{m}$ ，O.K.。

3. 錨碇板樁與背拉構材之連接

錨碇設施與背拉構材之連接，在設計時務使作用於背拉構材之拉力能安全均勻傳至各錨碇設施上。

錨碇板樁之連接方式，可在錨碇樁頂端法線方向設置連續梁，再將背拉構材連接於連續梁即可。連續梁可視為承受背拉構材拉力及樁之反力等載重設計之。

裝設背拉構材時，將背拉構材穿過錨碇樁頂端連續梁預留之洞孔，依裝置角度墊以適當之支承版後，以螺帽固定之。

背拉構材與錨碇設施連接處，承受拉力及剪力作用，於設計時須予考慮，以決定錨碇樁頂端連續梁厚度及支承版之大小，錨碇樁頂端連續梁與背拉構材連接處，應加設分配應力之鋼筋，以便將背拉構材之拉力，平均傳達至連續梁。

4. 圓弧滑動檢討

若於軟弱地盤上興建板樁式碼頭時，應檢討板樁下端之圓弧滑動。

5.2.7 其餘細部設計

1. 板樁與背拉構材及圍梁之連接

(1) 連接方式

板樁與背拉構材及圍梁之連接方式，板樁頂部水平方向之圍梁，可利用板樁及背拉構材連接之，圍梁一般採用槽形鐵，亦可採用角鐵或 I 形鐵。圍梁裝設之位置如圖 5.18 所示，可安裝於板樁之前或之後均可。

板樁與背拉構材之連接方法，如圖 5.18 所示，板樁鑽孔後，將背拉構材穿過，在二者之間夾以適當角度之支承版，再用螺栓鎖緊。

2. 螺栓斷面設計

圍梁如安裝於板樁背側，且不埋入上部結構中時，板樁與圍

梁連接用螺栓斷面依下式計算之。惟實際斷面應再加上預估鏽蝕厚度。

$$A = \frac{A_p \times L_w}{n \times \sigma_a} \quad (5.19)$$

式中 A ：螺栓斷面積(cm^2)。

L_w ：圍梁與板樁之連接間距(m)，如在拉桿中間處連接圍梁時，其連接間距為拉桿間距之 $1/2$ ， 0.75m ($=1.5/2$)。

n ：每連接處之螺栓支數(支)，4 支。

σ_{at} ：螺栓之容許拉應力(tf/cm^2)，常時為降伏點應力之 40% ($=6 \times 0.4 = 2.4 \text{tf}/\text{cm}^2$)，地震時為降伏點應力之 60% ($=6 \times 0.6 = 3.6 \text{tf}/\text{cm}^2$)。(假設本案例採 ASTM A325 螺栓)

常時螺栓需求面積 $A_n = 18.28 \times 0.75 / (4 \times 2.4) = 1.42 \text{cm}^2$

地震時螺栓需求面積 $A_e = A_{peq} \times L_w / (n \times \sigma_{at})$
 $= 24.16 \times 0.75 / (4 \times 3.6) = 1.26 \text{cm}^2$

則 $A = \text{Max}(A_n, A_e) = 1.42 \text{cm}^2$

採用 M22 螺栓， $A_{M22} = 3.80 \text{cm}^2 > A$ ，O.K.

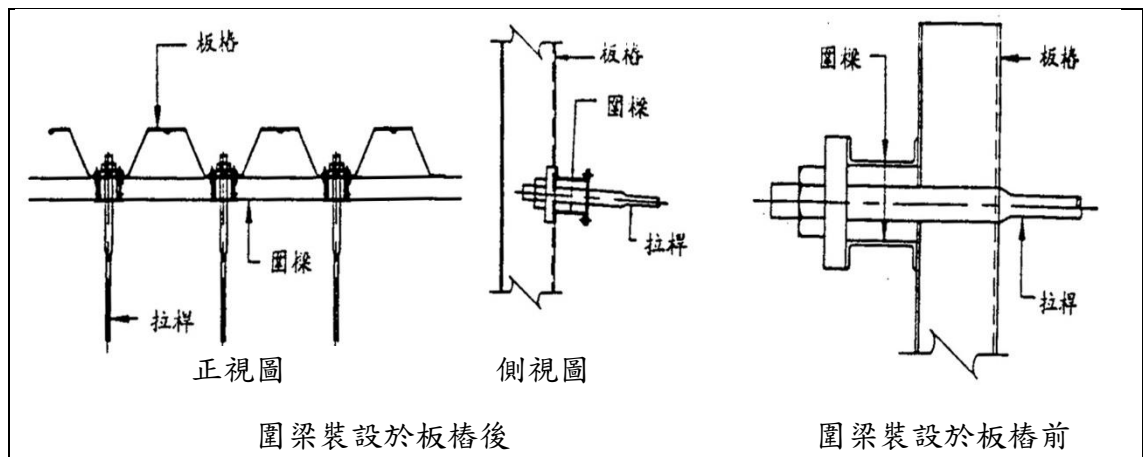


圖 5.18 板樁與背拉構材及圍梁之連接示意圖

3.鋼板樁防蝕

(1)防蝕設計條件

- ① 防蝕環境：汙染環境
- ② 保護範圍：海水中及海床下面積
- ③ 防蝕年限：20 年
- ④ 鋼板樁總長：21.0m
- ⑤ 鋼板樁形狀係數(n)：1.46

(2)設計標準及規範：「港灣構造物陰極防蝕設計規範草案」，交通部運輸研究所港灣技術研究中心。

(3)設計流程：詳圖 5.19。

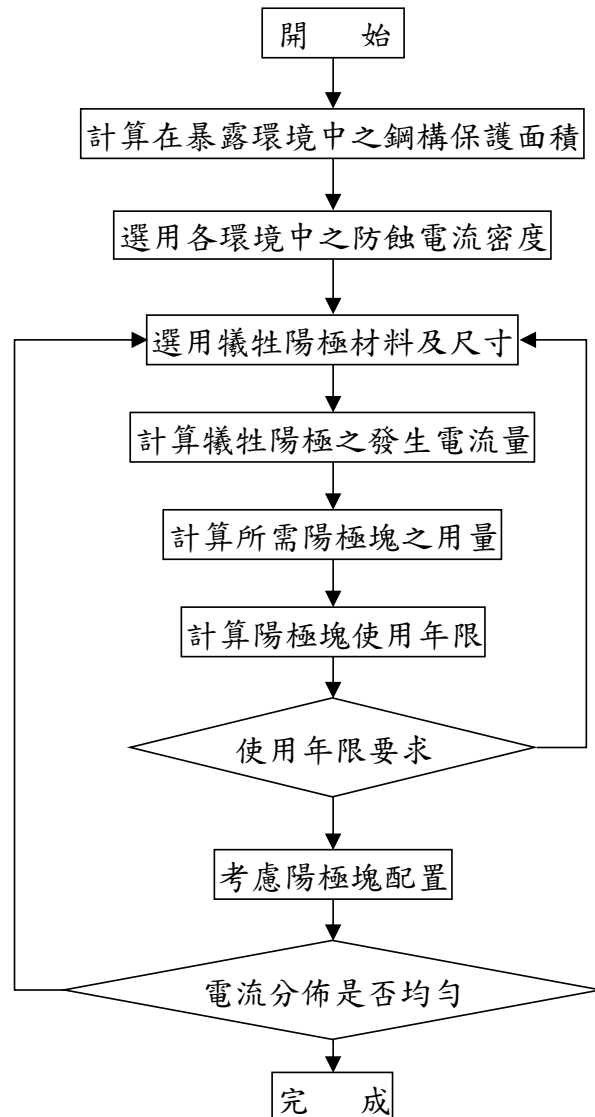


圖 5.19 陽極塊設計流程圖

(4)保護面積計算

① 鋼板樁海水中長度 $H_1=3.90\text{m}$ ，

海水中保護面積 $A_{p1}=n\times H_1=1.46\times 3.90=5.69\text{ (m}^2\text{)}$

② 鋼板樁海床下長度 $H_2=14.00\text{m}$ ，

拋石中保護面積 $A_{p2}=n\times H_2=1.46\times 14.00=20.44\text{ (m}^2\text{)}$

③ 鋼管樁冠牆內長度 $H_3=3.10\text{m}$ ，

海床下保護面積 $A_{p2}=n\times H_3=1.46\times 3.10=4.53\text{ (m}^2\text{)}$

(5)各環境中之防蝕電流密度計算

鋼板樁於不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考詳表 5-26。

① 汙染程度 $K=1.5$

② 海水中 $i_1=100\times 1.5=150\text{ (mA/m}^2\text{)}$

③ 海床下 $i_2=20\times 1.5=30\text{ (mA/m}^2\text{)}$

④ 混凝土包覆 $i_3=10\text{ (mA/m}^2\text{)}$

表 5-26 不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考表

環 境			初期防蝕電流密度 (mA/m ² 裸鋼面積)
一般環境	港灣	海水	100
		石礫	50
		海底土	20
	外海	海水	100
		石礫	50
		海底土	20
特殊海域	汙染	海水	150
		石礫	75
		海底土	30
	流速	1 (m/sce)	160
		2 (m/sce)	230
		3 (m/sce)	270

(6) 犧牲陽極材料及尺寸

- ① 陽極塊材料：鋁合金，比重 $2.7 \text{ (tf/m}^3\text{)}$
- ② 陽極塊尺寸： $a=22.5 \text{ (cm)}$ ， $b=26.5 \text{ (cm)}$ ， $h=25 \text{ (cm)}$ ， $L=95 \text{ (cm)}$ ，詳圖 5.20。
- ③ 陽極塊表面積 $A \approx (a+b+2h)L=9405 \text{ (cm}^2\text{)}$
- ④ 陽極塊截面積 $C=(a+b)/2 \times L=612.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
- ⑤ 陽極塊周長 $C1=[(a+b)/2+L] \times 2=239 \text{ (cm)}$
- ⑥ 陽極塊重量 $w=\text{比重} \times C \times L=157 \text{ (kg)}$ ：
- ⑦ 陽極塊等效半徑 $r=\sqrt{C/\pi}=14 \text{ (cm)}$

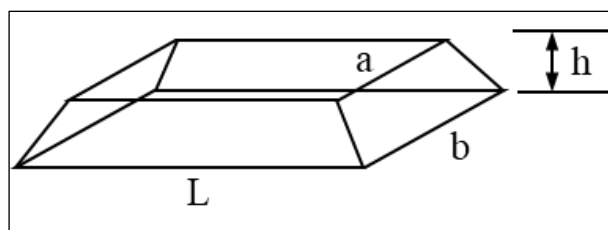


圖 5.20 陽極塊尺寸示意圖

(7) 犧牲陽極發生電流量計算

- ① 有效電位差 $E=0.25 \text{ (V)}$
- ② 海水電阻比 $\rho=20 \text{ (}\Omega\text{-cm)}$
- ③ 陽極利用率 $\mu=0.95$ (長條(非)圓柱形)
- ④ 單塊陽極塊年消耗量 $W_p=3.4 \text{ (kg/A} \cdot \text{yr)}$ ，依據港灣構造物陰極防蝕設計規範草案 4.1.3 節。
- ⑤ 犧牲陽極塊對海水電阻 $R_a = \frac{\rho}{2\pi L} \left(\ln \frac{4L}{r} - 1 \right) = 0.1 \text{ (}\Omega\text{)}$
- ⑥ 每塊犧牲陽極的發生電流 $I_g = E/R_a \times 1000 = 2500 \text{ (mA)}$
- ⑦ 平均保護電流量 $I_{avg} = 0.67 \times I_g = 1.7 \text{ (A)}$

(8) 陽極塊使用年限

$$\text{單塊陽極塊使用年限 } t = \frac{w \times \mu}{W_p \times I_{avg}} = \frac{157 \times 0.95}{3.4 \times 1.7} = 25 \text{ (yr)}$$

(9)陽極塊用量

① 餘裕係數 $U_v=10\%$

② $\Sigma i_i \times A_{pi} \times (1+U_v)$

$$=(150 \times 5.69 + 30 \times 20.44 + 10 \times 4.53) \times (1+0.1)$$

$$=1663(\text{mA})$$

③ 所需犧牲陽極塊數量 $N = \frac{\Sigma i_i \times A_{pi} \times (1+U_v)}{I_g} = \frac{1663}{2500} = 0.66$

故該鋼板樁防蝕系統採用 1 塊 157kg 鋁合金陽極塊，銲接於鋼板樁凸面處。

5.3 維護管理及巡檢診斷

一般港灣構造物處在嚴峻的自然環境下，材料的劣化、構件的損傷、基礎的沖刷、下陷、掩埋等引起使用期間性能降低所產生的疑慮。因此，為維持構造物其在使用期間能滿足性能要求，可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，另巡檢種類之頻率及診斷項目(如表 5-27 所示)則依各港權管機關之維護管理手冊，針對碼頭岸壁法線岸的凹凸、出入、鋪面、上部工、鋼板樁及附屬設施等變化情形，辦理劣化度評估與判定。

表 5-27 板樁式碼頭巡檢診斷項目標準分類

項目類別 設施	I 類	II類	III類
板樁式碼頭	【岸壁法線】 凹凸、出入 【鋪面】 下陷、坍塌 【鋼板樁】 鋼材的腐蝕、龜裂、損傷 【海底地基】 沖刷、土砂的淤積	【鋪面】 混凝土・瀝青鋪面等的劣化、損傷 【上部工】 混凝土的劣化、損傷 【鋼板樁】 塗裝防蝕工陰極防蝕工 【防舷材、繫船柱】 劣化、損傷	・左欄以外

註：類別I：對設施性能與安全性產生直接影響的構件，與設施整體的位移和沉陷。

類別II：對設施性能產生影響的構件，如鋼鐵構建之防蝕設施。

類別III：相關附屬設施，如防護欄、爬梯。

5.4 設計基準修訂對設計案例之使用差異

本板樁式碼頭設計案例係研析高雄港務分公司之「布袋港 N3 碼頭及 N4~N6 臨時護岸興建工程」，並依據交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準(草案)」進行編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異，列示如下：

1. 地震力及其外力計算：有關港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，依各微分區內之震區水平譜加速度係數，修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第十章「耐震設計」，並依第二篇第十二章「土壓及水壓」之相關規定辦理土壓及水壓之計算，以進行堤體穩定之分析
2. 放大係數修正：「港灣構造物設計基準(草案)」板樁碼頭設計流程並未列入「放大係數修正」，目前板樁碼頭分析係假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁，然近年板樁式碼頭設計水深漸深，採取板樁斷面漸大，板樁彎矩之零點(即反曲點)，可能降至海底面以下，故實際上板樁承受最大彎矩較假想之簡支梁所求得之值為大，故參考日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第 6 章，矢板式係船岸之內容，採「放大係數修正」。
3. 維護管理及巡檢診斷：為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，茲新增修訂「港灣構造物設計基準(草案)」第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章，並於本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，供作未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

第六章 棧橋式碼頭設計案例

6.1 棧橋式碼頭設計概述

6.1.1 斷面型式簡介

棧橋式碼頭由棧橋本體及後方擋土護岸所組成；棧橋本體為上部及下部結構所組成之輕量構造物，其上部結構為鋼筋混凝土構築之梁版，下部結構則為鋼管樁或預力混凝土樁等支撐構件；碼頭後方會設置護岸以阻隔後方用地之填土，常見之擋土護岸有 L 型擋土牆、鋼板樁護岸及方塊式護岸等多種構造。

因應各工程場地之環境條件設計需求，常於碼頭面下方設置斜向拋石護坡，利用其消波作用使地盤安定，常使用於軟弱之地盤上，避免地盤破壞；另下部結構亦經常採用斜樁設計，利用斜樁之高水平勁度抵抗地震力、船舶衝擊力及牽引力，以有效控制碼頭之水平變形，適宜作為大型船舶靠泊之深水碼頭。茲將其優缺點分述如次：

1. 優點

- (1) 利用樁基礎穿越易受液化影響區域。
- (2) 消波能力強，對水域靜穩度影響小。
- (3) 自重輕，耐震性能高。
- (4) 適合深水碼頭。
- (5) 可承受較大的水平力及荷重。
- (6) 不易發生圓弧滑動破壞。

2. 缺點

- (1) 浚挖量相對板樁式較大，增加餘土處理。
- (2) 所需拋石量大，施工場地需求大。
- (3) 構造複雜，工期較長。

斜樁棧橋式碼頭之斷面型式如圖 6.1 所示，其組成包括基樁、梁、版、拋石護坡、護岸結構（含板樁或擋土牆）、繫船柱及防舷材等。

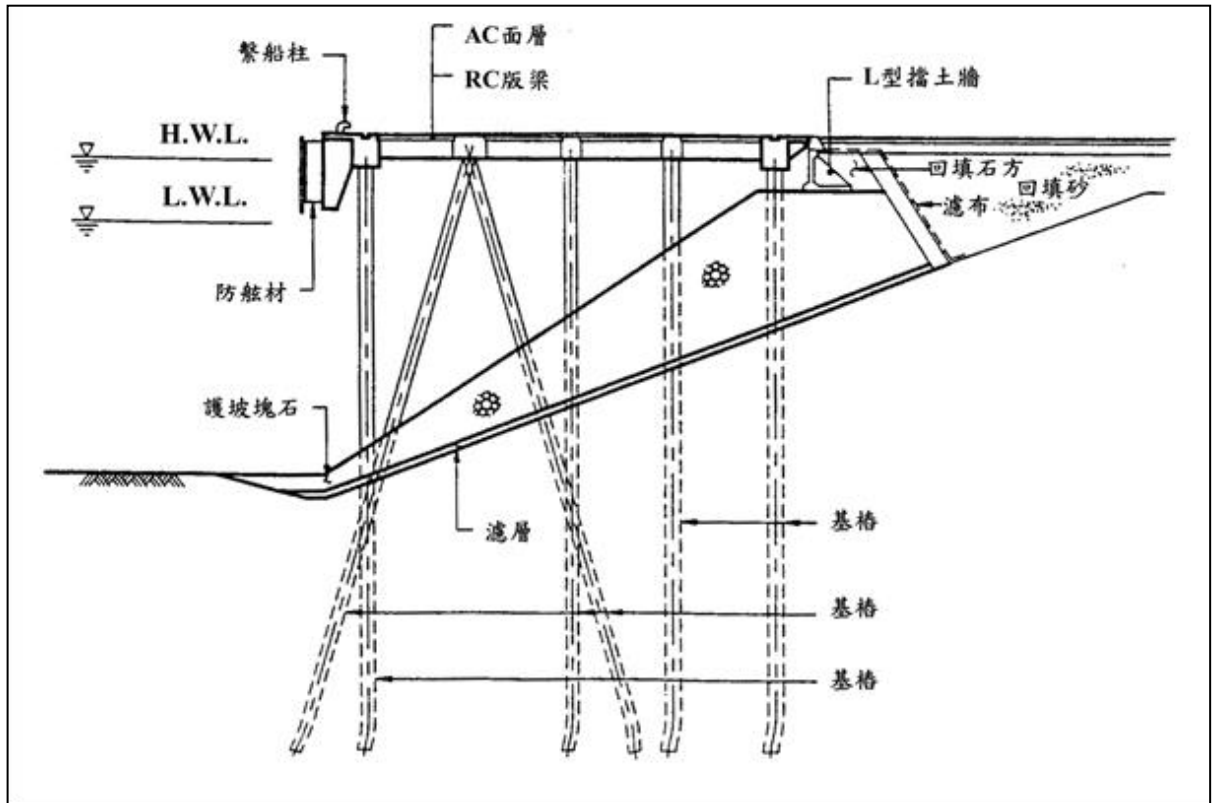


圖 6.1 斜樁棧橋式碼頭斷面示意圖

6.1.2 設計流程及要點

斜樁棧橋碼頭之設計流程如圖 6.2 所示，茲說明如下：

1. 擬定設計條件包含碼頭幾何條件、水位條件、棧橋下方及護岸後側土壤條件等。
2. 假設棧橋單元結構配置，包含基樁間距、樁排間隔、樁之尺寸及斜樁位置。
3. 研擬整體棧橋斷面，決定拋石斜坡角度與擋土護岸型式，並檢核其穩定性，若檢核失敗則重回步驟 1.或步驟 2.進行調整。
4. 假設上部結構梁版尺寸，並配置繫船柱及防舷材位置。
5. 計算作用於棧橋碼頭之外力，包含自重、活載重、裝載荷重、繫船力、靠船力及地震力等對棧橋碼頭之受力位置、方向與大小。
6. 由棧橋所在之土壤情況及斜面坡度，決定出棧橋碼頭及基樁之假想固定點(束制條件)，並計算所有載重組合下各基樁內力。
7. 由已知之棧橋碼頭各基樁之受力，檢核基樁斷面之應力是否在容許範圍內，以及外力作用下基樁土壤之承載力是否足夠。若檢核結果需調整棧橋單元結構配置，則重回步驟 1.或步驟 2.。
8. 檢討上部結構之上揚力，若不符合需求則重回步驟 4.。
9. 進入細部設計，以不同載重組合下，棧橋碼頭各梁、版之受力情形，配置構材內部鋼筋。

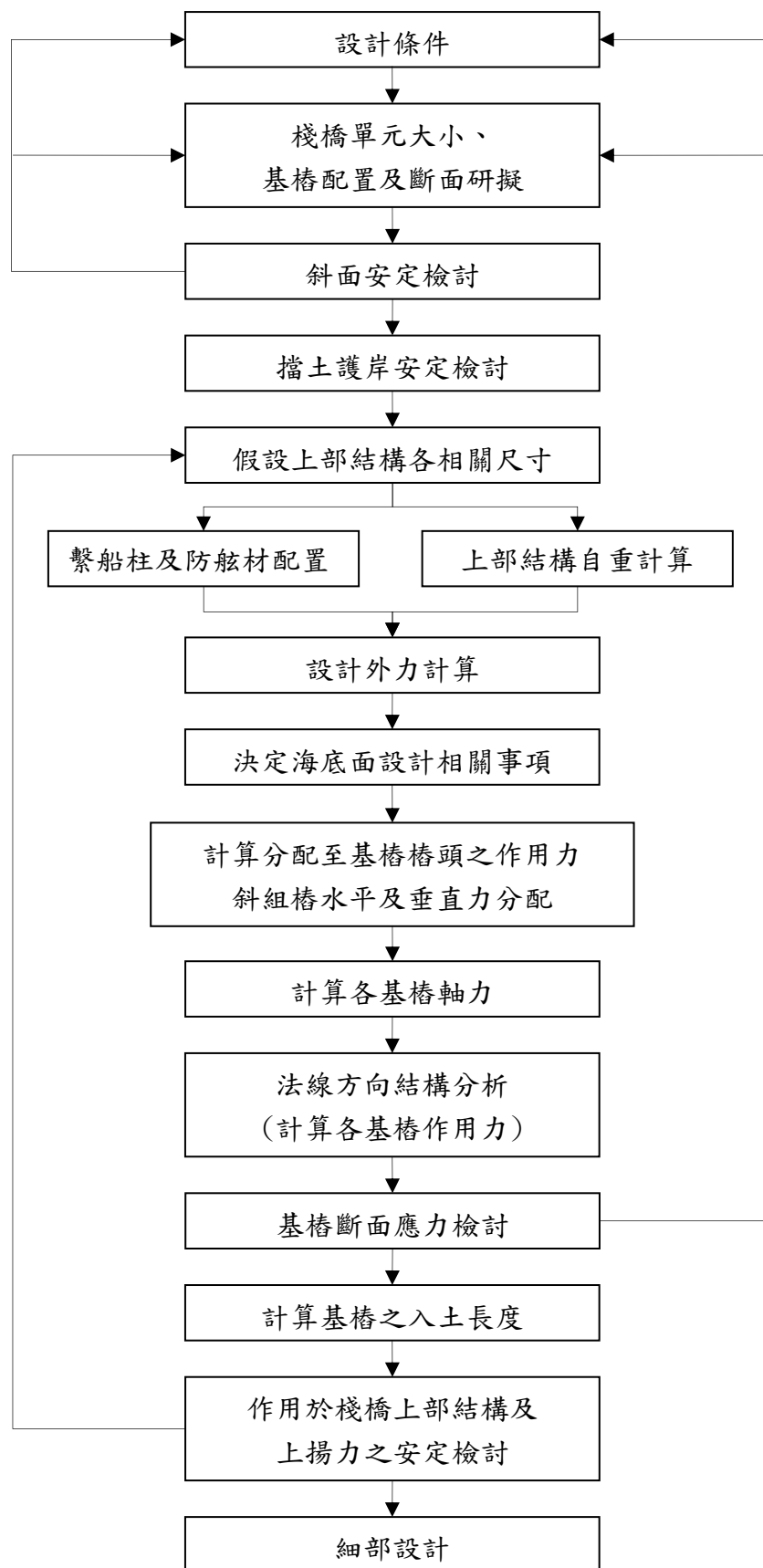


圖 6.2 斜樁棧橋式碼頭設計流程圖

上述斜樁棧橋式碼頭之設計流程，係依據民國 108 年交通部運研所「港灣構造物設計基準(草案)」之相關章節辦理，如表 6-1～6-3 所示。

表 6-1 設計步驟對應國內設計基準相關章節

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
設計條件	設計年限	第二篇第一章 1.2.3 節「使用年限」
	船舶外力	第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」及 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	設計水位	第二篇第六章 6.2 節「天文潮」
	地質條件	第二篇第九章「地質」
	設計震度	第二篇第十章 10.2 節「非剛性構造物之設計地震總橫力」
	載重	第二篇第十三章「載重」
棧橋單元大小、基樁配置及斷面研擬	設計水深	第八篇第二章 2.1 節「船席長度及水深」及同章 2.4 節「設計水深」
	碼頭面高程	第八篇第二章 2.2 節「碼頭面高程」
	棧橋單元及基樁配置	第八篇第七章 7.3.2 節「棧橋單元大小及基樁配置」及同章 7.2.2 節「棧橋單元大小及基樁配置」
斜面安定檢討		第八篇第七章 7.3.6 節「海底面設計相關事項」、同章 7.2.6 節「海底面設計相關事項」對斜面坡度之及第五篇第六章「邊坡穩定」
擋土護岸安定檢討		第八篇第七章 7.3.11 節「圓弧滑動檢討」、同章 7.2.9 節「圓弧滑動檢討」及第五篇第六章 6.2.2 節「圓弧形滑動面」
假設上部結構各相關尺寸		第八篇第七章 7.3.3 節「上部結構相關尺寸」、同章 7.2.3 節「上部結構相關尺寸」
繫船柱及防舷材配置		第八篇第七章 7.3.4 節「繫船柱及防舷材配置」、同章 7.2.4 節「繫船柱及防舷材配置」
上部結構自重計算		第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第十三章 13.2 節「自重」

表 6-2 設計步驟對應國內設計基準相關章節(續 1)

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
設計外力計算	裝載載重	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」、第二篇第十三章 13.3 節「裝載載重」及第八篇第十四章「裝卸機械基礎」
	活載重	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第十三章 13.4 節「活載重」
	船舶拉力	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第二章 2.2.4 節「作用於繫船柱之拉力」
	船舶衝擊力	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第二章 2.2.2 節「船舶靠岸所產生之衝擊作用力」
	風力	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」及第二篇第三章 3.2 節「風力」
	地震力	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」、第二篇第十章 10.2 節「非剛性構造物之設計地震總橫力」及同章 10.5 節「動力分析方法」
	上揚力	第八篇第七章 7.3.5 節「作用於棧橋之外力」、同章 7.2.5 節「作用於棧橋之外力」
決定海底面設計相關事項		第八篇第七章 7.3.6 節「海底面設計相關事項」、同章 7.2.6 節「海底面設計相關事項」對假想地表面
計算分配至基樁樁頭之作用力斜組樁水平及垂直力分配		第八篇第七章 7.1.1 節「靜態分析」之規定，採用電腦對三度空間構架進行分析外，亦可依據同章 7.3.7 節「基樁作用力及斷面之決定」、7.3.8 節「法線方向結構分析」、7.2.7 節「基樁設計」及第五篇第四章 4.4.6 節「斜組樁 Y 向承載力」規定之公式計算基樁之軸力、水平力及彎矩。

表 6-3 設計步驟對應國內設計基準相關章節(續 2)

設計步驟	細部項目	相 關 章 節
計算分配至基樁樁頭之作用力斜組樁水平及垂直力分配		此外，碼頭結構如經研判屬不規則結構，應依據第八篇第七章 7.1.2 節「動態分析」及第二篇第十章 10.5 節「動力分析方法」之規定，採用電腦對三度空間構架進行分析
基樁斷面應力檢討		第八篇第七章 7.3.7 節「基樁作用力及斷面之決定」、同章 7.2.7 節「基樁設計」及第三篇第二章 2.3.3 節「鋼樁及鋼管板樁」
基樁入土長度		第八篇第七章 7.3.9 節「基樁入土深度」、同章 7.2.7 節「基樁設計」及第五篇第四章「樁基礎承载力」
作用於棧橋上部結構及上揚力之安定檢討		棧橋如受波浪侵襲時，應檢討基樁受波浪上揚力之拔出抵抗，可依據第八篇第七章 7.2.7 節「基樁設計」及第五篇第四章「樁基礎承载力」
細部設計		於基本斷面決定後，即可進行細部設計，包括上部結構(含梁、版)及樁頭等，可依據第八篇第七章 7.3.12 節「細部設計」、同章 7.2.10 節「細部設計」及第三篇第三章「混凝土」

6.1.3 設計應考慮事項

1. 棧橋單元大小及基樁配置

棧橋各單元愈長，愈能承受船舶衝擊力與船舶拉力等外力之作用，但相對地將使不均勻沉陷之影響增大。棧橋單元大小，亦應考量混凝土澆鑄等施工能力，以一般大型碼頭為例，可採用每單元長度為 30m 左右。

碼頭上部結構如為場鑄鋼筋混凝土時，考量模板支撐料之經濟性，樁之間距以採用 4~6m 左右為宜。以一般大型碼頭為例，如碼頭規劃有起重機時，採用基樁間距約為 5m，碼頭垂直方向之樁排為 3~4 排，配合碼頭寬度及軌距配置。

2. 拋石護坡及擋土護岸

拋石護坡之石質須密實、堅硬，強度與耐久性良好，不得含有

風化石質及細長或扁平之石料。擋土護岸常為重力式或板樁式，依其型式不同分別計算。若護岸及護坡下方有軟弱土層，須檢討圓弧滑動及沉陷量。

3. 繫靠設施

- (1) 繫船柱：繫船柱分為直柱及曲柱兩種，直柱主要供船舶受風面大者或於強風時繫泊使用，配置於碼頭岸肩後側，船席首尾兩端；曲柱主要供船舶常時繫泊使用，其沿碼頭法線方向，間隔適當距離配置。
- (2) 防舷材：碼頭設施應配置防舷材，以吸收船舶靠岸及繫泊時所產生之衝擊力，其配置應考慮防舷材受衝擊力後之變形，並使船舶不可直接接觸碼頭岸壁。

4. 碼頭岸肩

碼頭岸肩係碼頭提供人員上下與運補車輛，以及車輛通行、裝卸物暫置之區域，應採適當鋪面及適宜範圍(寬度)，以確保碼頭各項作業能順利進行。

5. 防蝕

由於港灣構造物所處之環境，其對鋼材之腐蝕條件較為嚴重，須針對工址附近腐蝕調查結果設計。

6.2 棧橋式碼頭實際案例計算

6.2.1 實際案例簡介與設計條件

1. 碼頭簡介

斜樁棧橋式碼頭之應用已常見於國內各處商港，本案例採用「臺中港#44~#45 碼頭及南泊渠護岸新建工程」委託設計及監造技術服務為背景，其工程位置如圖 6.3 所示。將就其設計條件及規範應用逐一展現設計流程之演算過程，俾利設計者得以廣泛閱覽及應用。



圖 6.3 臺中港 44 及 45 碼頭平面位置圖

2. 工程地質概述

依據鑽探試驗成果報告書，擷取其鄰近之海域鑽探孔位參數資料判斷，如表 6-4 所示，工址土層大致分為粉土質黏土及粉土質砂土互層，鑽孔高程為 CD.-8.275m，鑽探總深度為 40m。

3. 設計條件擬定與基本檢核

(1) 設計年限

本工程之設計年限至少滿足 50 年為標的，一般港灣工程永久構造物之設計迴歸期通常訂為 50 年，且設計迴歸期以不小於設計年限為基準，而本計畫之碼頭工程係以永久結構物觀念設計，故其設計迴歸期採用 50 年。

表 6-4 鑽探資料表

深度 Depth (M)	柱狀圖 Log	樣號 Sample No.	擊數 No. of Blows Per ft.	地質說明 Soil Description	分類 USCS Classification	顆粒分析			自然含水量 Water Content W(%)	比重 Specific Gravity G	當地密度 Density ρ_t (T/M ³)	空隙比 Void Ratio e	液性限度 Liquid Limit W _L (%)	塑性指數 Plasticity Index I _p (%)
						Grain Sizes Analysis (%)								
						礫石 Gravel	砂 Sand	粉土粘土 Silt & Clay						
1.50		S-1-2	2	0.00-8.10m : 灰色粉土質細砂;極疏鬆	SM	0.0	82.1	17.9	21.5	2.65	1.97	0.63	-	NP
3.00		S-2-2	2		SP-SM	0.0	89.0	11.0	22.7	2.65	1.78	0.83	-	NP
4.50		S-3-2	4		SP-SM	0.0	91.3	8.7	23.4	2.64	1.96	0.66	-	NP
6.00		S-4-2	6		SM	0.0	85.1	14.9	23.2	2.65	1.92	0.70	-	NP
7.50		S-5-2	10		SM	0.0	85.1	14.9	24.0	2.65	1.78	0.85	-	NP
9.00		S-6-2	6	8.10-9.50m : 灰色粘土夾粉土質細砂層	CL	0.0	18.0	82.0	28.7	2.72	1.94	0.80	42	22
10.50		S-7-2	14	9.50-11.30m : 灰色粉土質細砂	SM	0.0	74.6	25.4	22.9	2.66	1.98	0.65	-	NP
12.00		S-8-2	7	11.30-18.30m : 灰色粉土質細砂夾粘土層互層	CL	0.0	15.3	84.7	27.1	2.72	1.92	0.80	39	15
13.50		S-9-2	18		CL	0.0	19.0	81.0	31.2	2.72	1.87	0.91	39	19
15.00		S-10-2	10	11.30-18.30m : 灰色粉土質細砂夾粘土層互層	ML	0.0	39.0	61.0	25.8	2.70	2.00	0.70	-	NP
16.50		S-11-2	19		SM	0.0	74.3	25.7	21.1	2.66	2.03	0.59	-	NP
18.50		S-12-2	19		ML	0.0	41.2	58.8	25.6	2.69	1.91	0.77	-	NP
19.50		S-13-2	21	18.30-30.70m : 灰色粉土質細砂偶夾粘土層	SM	0.0	71.1	28.9	22.5	2.66	2.01	0.62	-	NP
21.00		S-14-2	31		SP-SM	0.0	94.4	5.6	20.7	2.64	1.85	0.72	-	NP
22.50		S-15-2	32		SM	0.0	76.7	23.3	22.6	2.66	1.94	0.68	-	NP
23.80		T-1			SM	0.0	82.4	17.6	19.8	2.65	1.86	0.71	-	NP
24.25		S-16-2	42		SM	0.0	85.4	14.6	19.1	2.65	2.00	0.58	-	NP
25.50		S-17-2	28		SM	0.0	76.4	23.6	22.0	2.66	1.89	0.72	-	NP
27.00		S-18-2	28		SM	0.0	76.4	23.6	22.1	2.66	1.96	0.66	-	NP
28.50		S-19-2	38		ML	0.0	35.1	64.9	26.9	2.70	1.95	0.76	-	NP
30.00		S-20-2	44	同上頁	SP-SM	0.0	92.5	7.5	19.9	2.64	1.98	0.60	-	NP
31.50		S-21-2	20	30.70-33.60m : 灰色粘土夾粉土質細砂層	CL	0.0	9.6	90.4	33.3	2.73	1.85	0.97	40	17
33.00		S-22-2	25		CL	0.0	14.1	85.9	30.0	2.72	1.94	0.82	39	20
34.50		S-23-2	32	33.60-40.00m : 灰色粉土質細砂偶夾粘土與中細砂層	SM	0.0	82.3	17.7	20.9	2.65	2.01	0.59	-	NP
36.00		S-24-2	38	34.70-35.40m 灰色粘土層	SP-SM	0.0	90.9	9.1	23.1	2.64	1.83	0.78	-	NP
37.50		S-25-2	41		SM	0.0	78.5	21.5	20.8	2.66	2.03	0.58	-	NP
39.00		S-26-2	49		SM	0.0	79.6	20.4	18.7	2.66	1.91	0.65	-	NP
40.45	S-27-2	39	底孔	SM	0.0	82.1	17.9	25.4	2.65	1.93	0.72	-	NP	

(2) 高程系統與設計潮位

臺中港附近海域之潮汐型態為臺灣西海岸典型之半日潮特性，即一日內有兩次漲退潮。參考臺中港務分公司統計民國 60 年 3 月～85 年 3 月合計 25 年潮位資料結果，以最低潮位為基準

分析，臺中港低潮系統=中潮系統+2.47m，後續案例將以臺中港低潮系統做為高程之基準。

設計潮位之選定常以朔望平均滿潮位(H.W.L)，做為設計高潮位；朔望平均乾潮位(L.W.L)，做為設計低潮位。本案例蒐集之臺中港潮位統計資料，大潮平均潮位最接近朔望平均潮位，故改選大潮平均高潮位(HWOST)，CD.+4.93m 與大潮平均低潮位(LWOST)，CD.+0.09m，做為設計潮位。

(3) 設計船型擬定

經查臺中港砂石運輸現況，多採 30,000DWT 以下散裝船作業（約 17,000GT）；因此，本案例以 30,000DWT 散裝船為計畫船型，另為確保未來碼頭使用之便利，船型尺寸諸元可依據 Port Designer's Handbook 之統計資料，採 90%信賴區間之統計值作為考量，如表 6-5 所示。

表 6-5 設計船型尺寸諸元表

載重噸 (DWT)	信賴區間	船長 (LOA, m)	船寬 (m)	吃水深 (m)
30,000	90%	186	27.9	10.9

(4) 碼頭水深檢核

碼頭計畫水深為設計船型之滿載吃水，再加上滿載吃水之 10%做為標準，意即 $CD.\pm 0.00m - 10.9m \times 1.1 = CD.-11.99m$ ，本案例設計水深為 CD.-12.00m，足敷規範要求。惟設計水深除考量計畫水深外，尚須視碼頭結構型式、現地水深、施工方法、施工精度及沖刷淤積等狀況之不同而增加餘裕水深，故設計水深滿足計畫水深與餘裕水深之和。

(5) 碼頭面高程檢核

碼頭高程之標準訂定如表 6-6 所示，一般以朔望平均滿潮位(H.W.L.)為基準，本案例碼頭屬深水碼頭，水深大於 4.5m，其中：

朔望平均滿潮位 $H.W.L.=CD+4.93m$

朔望平均潮差為 $H.W.L-L.W.L=(+4.93)-(+0.09)=4.84m > 3.0m$

因此，碼頭面高程參考值為

$$CD.+4.93m+0.5m\sim CD.+4.93+1.5m=CD.+5.43m\sim CD.+6.43m$$

並參考鄰近碼頭區域現地高程，碼頭面高程採 CD.+6.50m，足數規範要求。

表 6-6 碼頭面高程參考值

碼頭水深	潮差>3.0m	潮差<3.0m
水深大於4.5m	H.W.L.上 0.5~1.5 m	H.W.L.上 1.0~2.0 m
水深小於4.5m	H.W.L.上 0.3~1.0 m	H.W.L.上 0.5~1.5 m

(6) 繫船柱選用檢核

依據「港灣構造物設計基準修訂之研究」第二篇第二章之規定，船舶總噸數 20,000~50,000 噸之型船可採直柱拉力 150tf 及曲柱拉力 100tf 做為設計，本案繫船柱強度為 150tf 直柱及 100tf 雙曲柱，足數規範要求。

(7) 防舷材選用檢核

防舷材之吸收能量(含容許誤差)須高於船舶靠船能量，其型式依現況潮位、碼頭面高程、設計船型與其它因素不同而異。

船舶靠船能量 $E_f = \left(\frac{W_s \cdot V^2}{2g} \right) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$ (tf-m)，式中：

W_s 為船舶的排水量(tf)；

V 為船舶的靠岸速度(m/s)；

C_e 為偏心係數；

C_m 為附加質量係數；

C_s 為船舶柔性係數(採 1.0)；

C_c 為船席組構係數(採 1.0)；

相關參數選用與計算如下：

W_s 以船舶的滿載排水噸(DT)為準，散裝船滿載排水噸(DT)約為

載重噸(DWT)之 1.174 倍，故 $W_s = 1.174 \times 30,000 = 35,220 \text{ tf}$ 。

V 值為 0.15m/s，參考規範建議之最低靠泊速度，採設計船型 30,000DT~40,000DT 之靠泊速度(等級 b:遮蔽良好，靠泊困難)。

$$L_1 = \{0.5\alpha + e(1-k)\} L_{pp} \cos\theta = \left\{ 0.5 \times 0.4 + \frac{10}{186} (1-0.5) \right\} \times 186 \times \cos 6^\circ = 41.97$$

$$L_2 = \{0.5\alpha - e \cdot k\} L_{pp} \cos\theta = \left\{ 0.5 \times 0.4 - \frac{10}{186} \times 0.5 \right\} \times 186 \times \cos 6^\circ = 32.02$$

$$l = \min(L_1, L_2) = \min(41.97, 32.02) = 32.02$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} \cdot B \cdot d} = \frac{35220 \div 1.03}{186 \times 27.9 \times 10.9} = 0.60$$

$$r = (0.19C_b + 0.11) \times L_{pp} = (0.19 \times 0.60 + 0.11) \times 186 = 41.66$$

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{r}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{32.02}{41.66}\right)^2} = 0.63$$

上述參數中，

l 為船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，為求得最大偏心係數，選用 L1 與 L2 之較小值。其中 α 為平行舷長與船舶垂線間長比，參考值為 1/3~1/2，採平均值 0.4； L_{pp} 為船舶垂線間長，採設計船型之船長；e 為防舷材間隔與船舶垂線間長比；k 值為 0.5； θ 為船舶靠岸角度，須視現況不同而定，本案例採 6° 設計。

r 為通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(m)， C_b 為塊體係數， ∇ 為船舶排水體積(m^3)。

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \times \frac{d}{B} = 1 + \frac{3.14}{2 \times 0.63} \times \frac{10.9}{27.9} = 1.97$$

$$E_f = \left(\frac{W_s \cdot V^2}{2g} \right) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$$

$$= \left(\frac{35220 \times 0.15^2}{2 \times 9.81} \right) \times 0.63 \times 1.97 \times 1 \times 1 = 50.13 \text{ (tf-m)}$$

本案例防舷材採 HP800x3500H，標稱吸收能量為 79.8tf-m，標稱反力為 220tf，性能容差為 10%，因此：

防舷材容許吸收能量為 $79.8 \times (1-10\%) = 71.82 \text{ tf-m}$ ($>E_f$ ，OK)

防舷材最大反力為 $220 \times (1+10\%) = 242 \text{ tf-m}$

(8) 設計震度

設計案例工址位於臺中市梧棲區，依「建築物耐震設計規範及解說」第 2.3 章節規定其水平譜加速度係數如表 6-7；且依地質鑽探成果顯示，計算 40m 內之土層平均剪力波速決定地盤種類，計算方式如下，各層計算結果如表 6-8 所示。

(砂質土層計算，以第 1 層為例)

$$V_{s1} = 80N_1^{1/3} = 80 \times 6^{1/3} = 145.37 \text{ (m/s)}$$

(黏性土層計算，以第 2 層為例)

$$V_{s2} = 100N_1^{1/3} = 100 \times 15^{1/3} = 246.62 \text{ (m/s)}$$

表 6-7 水平譜加速度係數表

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
臺中市	梧棲區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層

表 6-8 土層剪力波速計算

項次	土 層 分 類	土層厚度	標準貫入試驗 N 值	剪力波速
i		d_i	N_i	V_{si}
1	0.00~11.30m 粉土質細砂	11.30	6	145.37
2	11.30~18.30m 粉土質細砂夾黏土層互層	7.00	15	246.62
3	18.30~30.00m 粉土質細砂偶夾黏土層	11.70	33	256.60

工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速 V_{s30} 計算如下：

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^3 d_i}{\sum_{i=1}^3 d_i / V_{si}} = \frac{30}{\frac{11.30}{145.337} + \frac{7.00}{246.62} + \frac{11.70}{256.60}} = 197.74 (\text{m/s})$$

屬第二類地盤， $180 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 270 \text{ m/s}$ ？

方塊式碼頭地震時與土體一起運動，屬於剛性構造物，其設計地震 K_h 計算如下：

$$K_h = 0.2 S_{DS} I = 0.2 F_a N_a S_S^D I$$

式中，

S_S^D 為短週期設計水平譜加速度係數，查表 6-7；

F_a 為短週期結構之工址放大係數，依地盤種類及 S_S^D 查得 1.0；

N_a 為等加速度段近斷層放大因子，距屯子腳斷層距離 $> 10 \text{ km}$ 採 $N_a = 1.0$ ；

I 為用途係數，該碼頭屬 B 級構造物，採 1.0。

代入後求得， $K_h = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 0.14$

(9) 基本設計條件彙整如表 6-9 所示。

表 6-9 基本設計條件

項 目		數 值	單 位	縮 寫 及 備 註
朔望平均滿潮位(H.W.L.)		+4.93	M	以大潮平均高潮位(HWOST)替代
朔望平均乾潮位(L.W.L.)		+0.09	M	以大潮平均低潮位(LWOST)替代
設計水深高程		-12.00	M	
碼頭面設計高程		+6.50	M	
碼頭長度		460	M	#44 及#45 碼頭長度均為 230M
碼頭設計年限		50	年	永久構造物
設計船型		30,000	DWT	散裝船
設計震度		0.14	-	
船舶衝擊力		220	T	防舷材
船舶拉力		100	T	繫纜柱
常時上載荷重		3.0	T/M ²	
地震時上載荷重		1.5	T/M ²	
安 全 係 數	基樁承壓力(常時)	2.5	-	
	基樁承壓力(短期)	2.0		
	基樁拉拔力(常時)	3.0		
	基樁拉拔力(短期)	2.5		

6.2.2 結構單元配置與斷面研擬

1. 結構單元配置

棧橋碼頭結構單元分割長寬比以不超過 1.5：1 為原則，考量海事工程海上模版支撐限制及上部梁版預鑄之可能性，梁版配置盡可能採規則配置，梁跨度以不超過 5m 為原則，除可提高施工性外，亦可縮小棧橋面版厚度，降低揚壓力對棧橋構造之影響。本設計案例碼頭平、斷面圖分別如圖 6.4、圖 6.5 所示。碼頭單元大小、碼頭面高程及基樁配置如下：

- (1) 碼頭單元尺寸：40.00m(X 向) × 29.70m(Y 向)
- (2) 設計水深：CD.-12.00m
- (3) 碼頭面高程：CD.+6.50m
- (4) 基樁配置：6 列 × 8 行
- (5) X 向基樁間距為 5m
- (6) Y 向基樁間距為 6.3m
- (7) 基樁尺寸詳表 6-10
- (8) 梁尺寸詳表 6-11
- (9) 版厚：0.3m

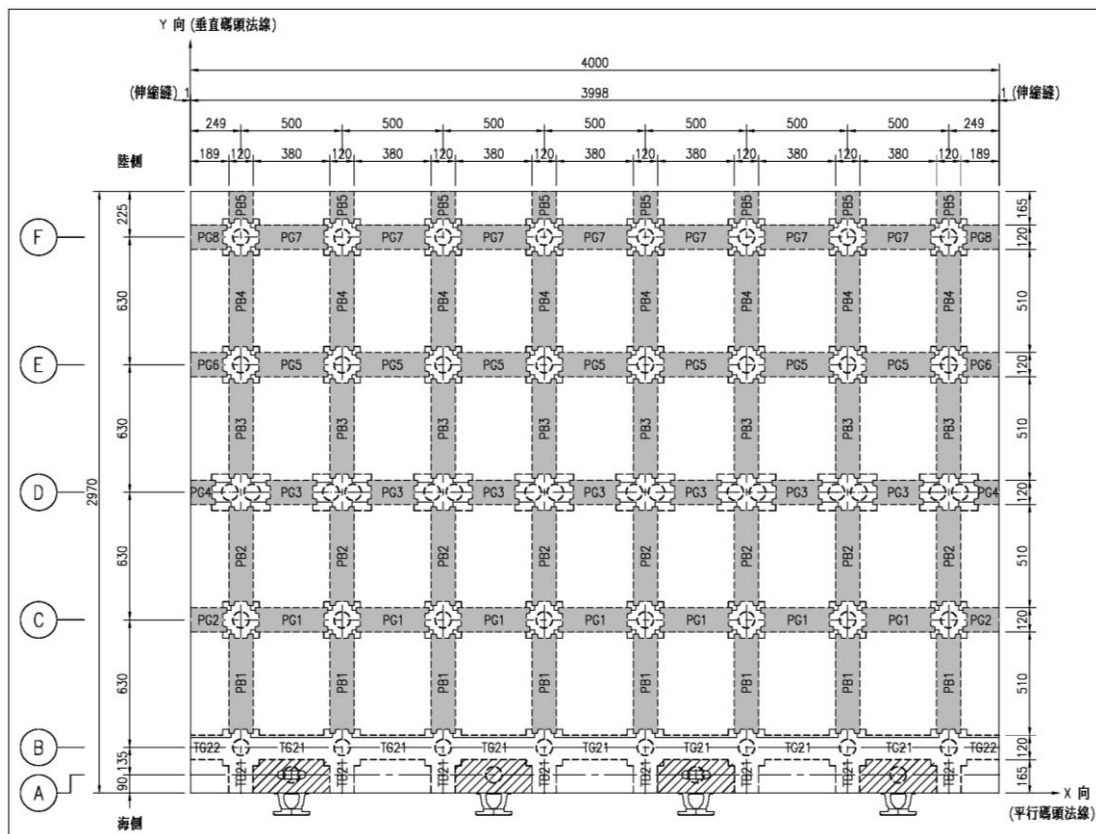


圖 6.4 臺中港 44 及 45 碼頭平面圖

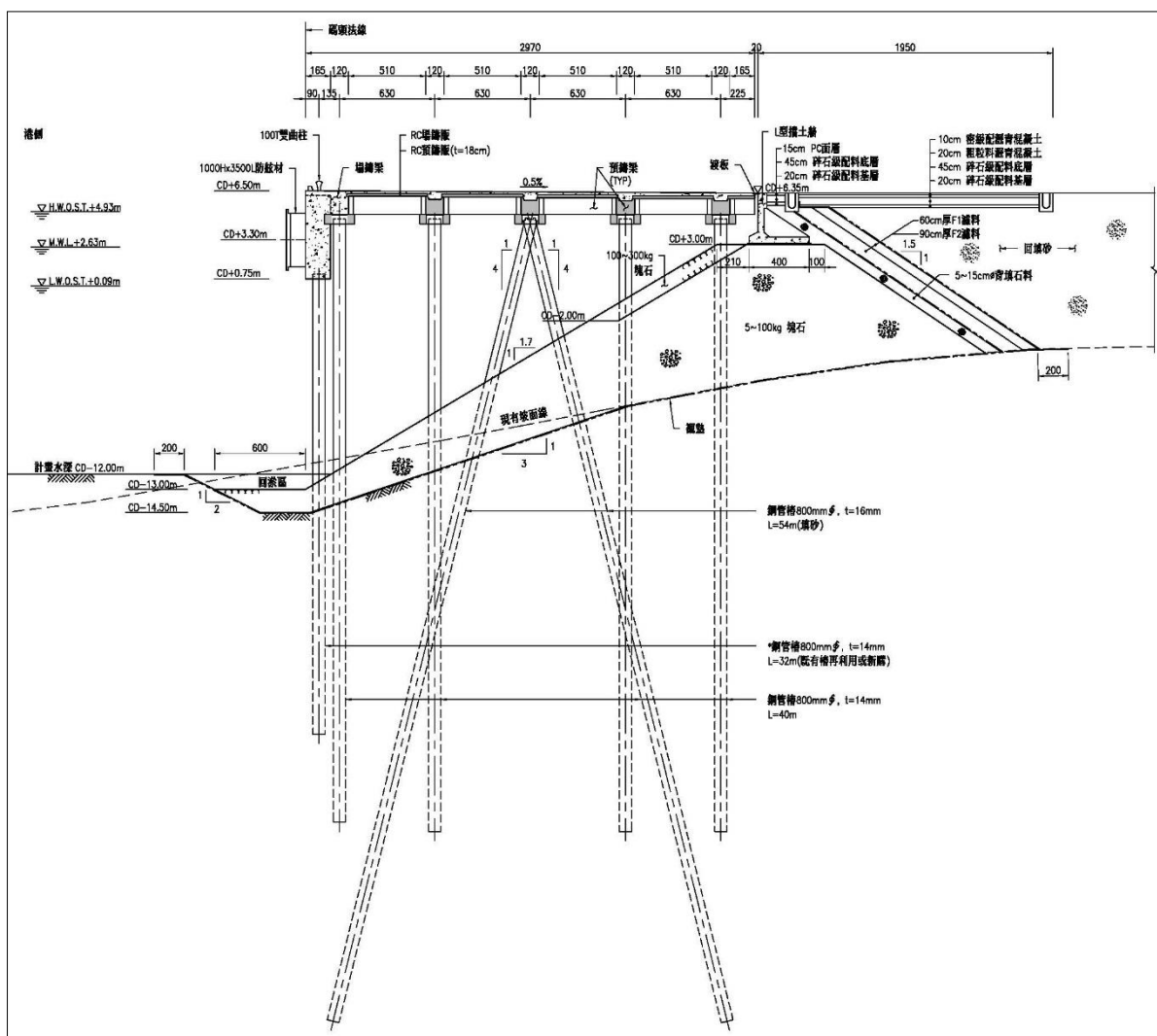


圖 6.5 臺中港 44 及 45 碼頭標準斷面圖

表 6-10 基樁尺寸表

柱線	型式	外徑 (mm)	厚度 (mm)	長度 (m)
A	直樁	800	14	32
B	直樁	800	14	40
C	直樁	800	14	40
D	(前)斜樁	800	16	54
D	(後)斜樁	800	16	54
E	直樁	800	14	40
F	直樁	800	14	40

表 6-11 梁尺寸表

梁編號	梁寬 (cm)	梁深 (cm)	梁編號	梁寬 (cm)	梁深 (cm)
TG21	120	152.5	PG7	120	135
TG22	120	152.5	PG8	120	135
PG1	120	147.5	TB21	120	155
PG2	120	147.5	PB1	120	150
PG3	120	142.5	PB2	120	145
PG4	120	142.5	PB3	120	140
PG5	120	137.5	PB4	120	135
PG6	120	137.5	PB5	120	135

6.2.3 拋石斜面及擋土護岸安定檢討

1. 斜面坡度

棧橋碼頭下方(即擋土護岸前方)護坡，以塊石拋放構築，斜面於地震時之安定角度計算如下，如圖 6.6 所示，重力式擋土結構物應興建於該安定面之後。

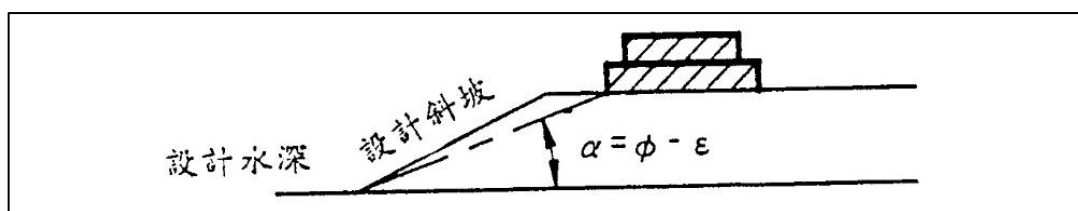


圖 6.6 碼頭後線重力式擋土結構物位置示意圖

$$\alpha = \varphi - \varepsilon$$

式中，

α ：斜坡與水平面所形成之角度(度)

φ ：構成斜坡主要材料之內摩擦角(度)，塊石採 40° 。

ε ： $\varepsilon = \tan^{-1} k'$

k' ：在水中之換算震度

代公式求得 α 值，

$$k' = 2K_h = 2 \times 0.14 = 0.28$$

$$\varepsilon = \tan^{-1} 0.28 = 15.64^\circ$$

$$\alpha = 40^\circ - 15.64^\circ = 24.36^\circ$$

故 L 型擋土牆趾距離坡趾距離要求為，

$$\cot 24.36^\circ \times [3.00 - (-12.00)] = 33.13\text{m}$$

本案例工址位於臺中港，地震力較大，且水下地震力應為漸變方式增加，採規範兩倍設計地震力計算過於保守，故實務上若有經濟考量，得採商業驗證過之大地軟體檢核其斜坡穩定及圓弧滑動等破壞。

2. 擋土護岸安定檢討

(1) 簡化斷面及參數定義

碼頭後側護岸為回填石料及鋪面，可皆視為卵石估算，斷面及相關參數如圖 6.7 所示，護岸底部位於 CD.+3.00m，於平均潮位以上，常時考量後方石料位於設計滿潮位；地震時則不考量水位差。

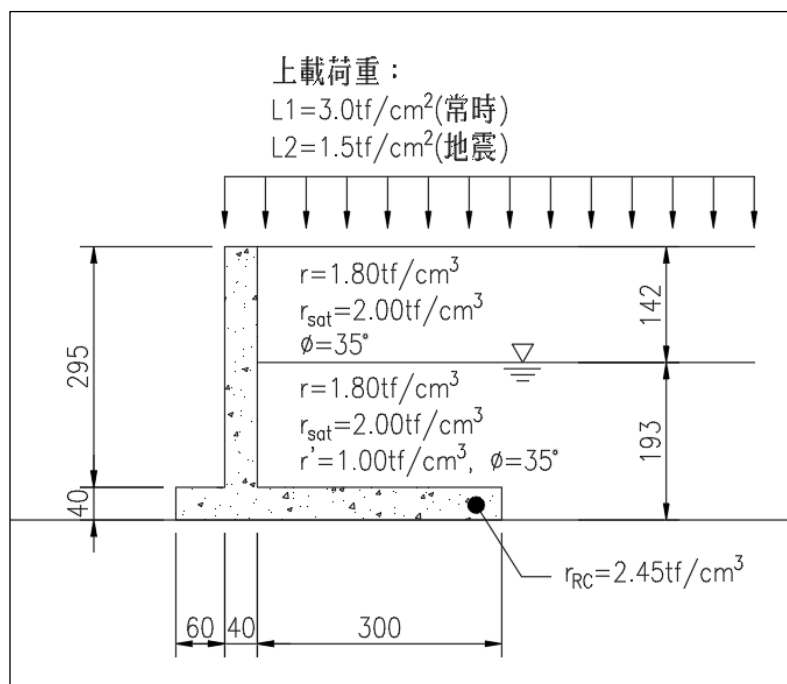


圖 6.7 擋土護岸簡化斷面圖

(2) 自重及抵抗彎矩計算

計算切分方式如圖 6.8 所示，並將結果列於表 6-12，抵抗彎矩之力臂係牆趾至重心之水平投影距離。

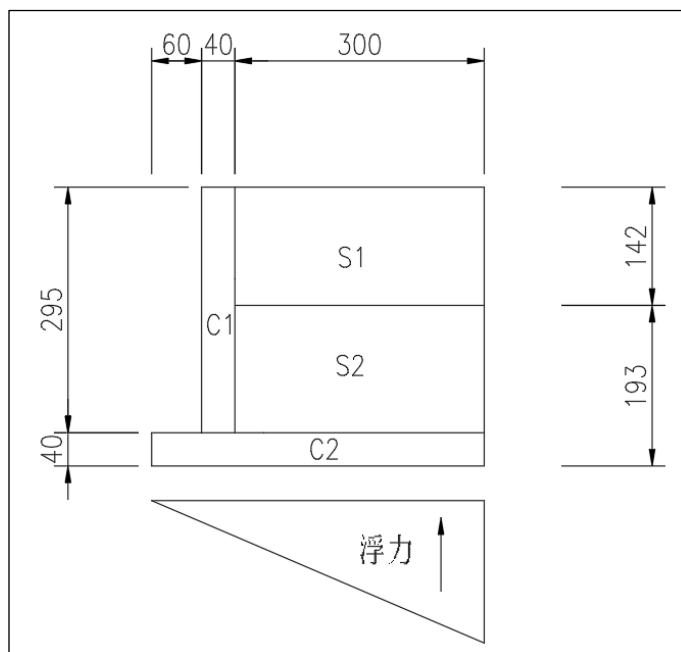


圖 6.8 自重計算切分示意圖

表 6-12 自重及抵抗彎矩計算一覽表

計算代號	長 (cm)	寬 (cm)	比重 (tf/m ³)	重量 (tf/m)	力臂 (m)	抵抗彎矩 (tf-m/m)
C1	400	40	2.45	3.92	2.0	7.84
C2	40	295	2.45	2.89	0.8	2.31
S1	300	142	1.80	7.67	2.5	19.18
S2(常時)	300	153	2.00	9.18	2.5	22.95
S2(地震)	300	153	1.80	8.26	2.5	20.65
	作用寬 (cm)	活載重 or 水壓差 (tf/m ²)				
L1	340	3.0		10.20	2.3	23.46
L2	340	1.5		5.10	2.3	11.73
浮力	400	1.03×1.93=1.99		-3.98	2.67	-10.63
總計			常時	29.88		65.11
			地震	27.84		61.71

(3) 外力計算

護岸所承受之外力如圖 6.9 所示，包含主動土壓力、上載荷重造成之側壓力以及水位差造成之側壓力與地震慣性力等，計算結果羅列於表 6-13，其中常時主動土壓係數 $K_a=0.25$ ；地震時動態主動土壓係數 $K_{ae}=0.36$ ，計算方式詳第四章。

表 6-13 側推力及傾覆彎矩計算一覽表

狀態	主動土壓力			上載荷重側壓力		水位差側壓力		地震慣性力		
	代號	側推力 (tf/m)	傾覆彎矩 (tf-m/m)	側推力 (tf/m)	傾覆彎矩 (tf-m/m)	側推力 (tf/m)	傾覆彎矩 (tf-m/m)	代號	側推力 (tf/m)	傾覆彎矩 (tf-m/m)
常時	P _{a1}	0.45	1.08	2.51	4.20	1.92	1.24			
	P _{a2}	1.24	1.20							
	P _{a3}	0.46	0.30							
地震	P _{ae}	2.03	2.27	1.81	3.03			P _{E1}	0.08	0.15
								P _{E2}	0.46	0.09
								P _{E3}	2.23	4.18

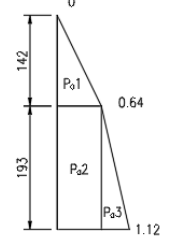
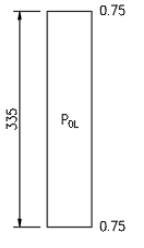
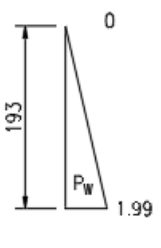
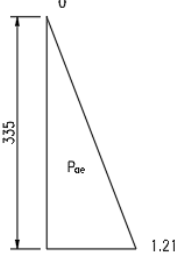
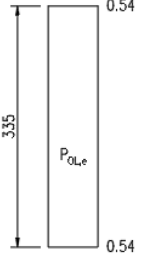
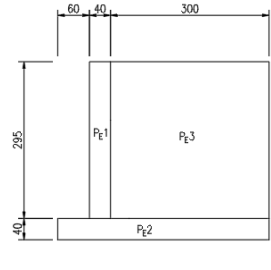
狀態	主動土壓力	上載荷重 側壓力	水位差 側壓力	地震慣性力
常時				
地震				

圖 6.9 外力計算示意圖

(4) 滑動安定檢討

混凝土與塊石之摩擦係數採 0.6，常時滑動安全係數須大於 1.2；地震時滑動安全係數須大於 1.0，檢核結果如表 6-14 所示。

表 6-14 自重及抵抗彎矩計算一覽表

狀態	自重 (tf/m)	摩擦力 (tf/m)	側推力 (tf/m)	安全 係數	檢核 結果
常時	29.88	0.6×29.88 =17.93	$0.45 + 1.24 + 0.46 + 2.53 + 1.92$ =6.60	$17.93 / 6.60$ =2.72	>1.2，OK
地震	27.84	0.6×27.84 =16.70	$2.03 + 1.81 + 0.08 + 0.46 + 2.23$ =6.61	$16.70 / 6.61$ =2.53	>1.0，OK

(5) 傾覆安定檢討

常時傾覆安全係數須大於 1.2；地震時傾覆安全係數須大於 1.1，檢核結果如表 6-15 所示。

表 6-15 自重及抵抗彎矩計算一覽表

狀態	抵抗彎矩 (tf-m/m)	傾覆彎矩 (tf-m/m)	安全 係數	檢核 結果
常時	64.74	1.08+1.2+0.3+4.2+1.24 =8.02	64.74/8.02 =8.07	>1.2, OK
地震	61.74	2.27+3.03+0.15+0.09+4.18 =9.72	61.74/9.72 =6.32	>1.1, OK

6.2.4 上部結構尺寸與相關繫靠設施配置

設計案例棧橋式碼頭上部結構各相關尺寸如下：

1. 版結構材料採用鋼筋混凝土，其 X 向長為 40.00m，Y 向長 29.70m，厚度為 0.3m。
2. 梁結構材料採用鋼筋混凝土，其 X 向長度為 40.00m，Y 向長度 29.70m，寬度及深度均為 1.2m，共 5 列 8 行。
3. 防舷材基座採用鋼筋混凝土，其長度為 3.80m，寬度 1.65m，深度為 5.45m，共 4 處。
4. 繫船柱：考慮臺中港季風強勁，於碼頭前緣配置 100T 級雙曲柱，其間距為 20m；另於棧橋結構後側設置 150T 級直柱供加強繫纜時使用，其每席碼頭各設置 2 座。
5. 防舷材：如 6.2.1 之防舷材計算船舶靠船能量需求，於碼頭前緣配置 800H×3500L，其間距採 10m 一座，以滿足各式船舶接岸需求。

6.2.5 結構自重、設計外力與載重組合

1. 上部結構自重

依材料體積及單位體積重量計算上部結構自重，包含梁、版及防舷材基座自重，以上結構材料均為鋼筋混凝土，其單位體積重量為 2.45tf/m³。

(1) 版自重計算式如下：

$$D_s = \text{鋼筋混凝土單位重} \times \text{棧橋單元 X 向長度} \times \text{棧橋單元 Y 向長度} \times$$

$$\text{棧橋單元版厚度}=2.45 \times 40.00 \times 29.70 \times 0.30=873.18\text{tf}$$

- (2) 梁自重計算式中需扣除梁行列交接處之鋼筋混凝土重量，共 40 處，計算式如下：

$$\begin{aligned} D_b &= \text{鋼筋混凝土單位重} \times \text{梁寬} \times \text{梁深} \times \text{梁總長} \\ &= 2.45 \times 1.20 \times 1.20 \times (40.00 \times 5 + 29.70 \times 8 - 1.20 \times 40) = 1374.51\text{tf} \end{aligned}$$

- (3) 防舷材基座自重計算式如下：

$$\begin{aligned} D_f &= \text{鋼筋混凝土單位重} \times \text{基座長} \times \text{基座寬} \times \text{基座深} \times \text{基座數} \\ &= 2.45 \times 3.80 \times 1.65 \times 5.45 \times 4 = 334.88\text{tf} \end{aligned}$$

2. 活載重

考量人員、裝卸物品種類、數量與裝卸方式及作業時間等訂定，並視需求分別考慮常時及短期荷重。

- (1) 常時上載荷重（含作業時）： 3tf/m^2

- (2) 短時上載荷重（含地震、颱風時）： 1.5tf/m^2

3. 船舶拉力

考量設計船型於碼頭繫泊時所受之風力、水流力與繫纜方式及繫泊設施之特性等，本案例採用 100tf 水平向作用力作為船舶拉力。

4. 船舶衝擊力

考量設計船型尺寸、靠岸方法、靠岸速度、碼頭結構型式、船舶靠岸能量及防舷材復原特性等，計算船舶靠岸能量及防舷材吸收能量，本案例採用 220tf 反力條件作為船舶衝擊力。

5. 地震力

依工址位置、地盤種類、地震力參數、結構形式及週期等條件進行構造物地震力計算，計算式如下：

- (1) 結構物設計參數

①結構週期：由數值模擬軟體進行動力分析，計算結構週期，

$$T_x = 1.375 \text{ (sec)}, T_y = 0.500 \text{ (sec)}。$$

②用途係數： $I=1$ 。

③韌性容量： $R_x=3$ ， $R_y=3$ 。

④結構系統容許韌性容量： $R_a=1+\frac{(R-1)}{1.5}$ ， $R_{ax}=2.33$ ， $R_{ay}=2.33$ 。

⑤起始降伏地震力放大倍數： $\alpha_y=1.4$ 。

(2) 水平地震力計算

①最小設計水平總橫力

F_a 為反應譜等加速度段工址之放大係數，
採 $F_a=1.0$ (第二類地盤)

F_v 為反應譜等加速度段工址之放大係數，
採 $F_v=1.3$ (第二類地盤)

N_a 為反應譜等加速度段之近斷層調整因子，
採 $N_a=1.0$ (距屯子腳斷層距離 $>10\text{km}$)

N_v 為反應譜等速度段之近斷層調整因子，
採 $N_v=1.0$ (距屯子腳斷層距離 $>10\text{km}$)

S_{DS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數
 $S_{DS}=S_S^D F_a N_a = 0.7 \times 1.0 \times 1.0 = 0.700$

S_{D1} 為工址一秒週期設計水平譜加速度係數
 $S_{D1}=S_1^D F_v N_v = 0.4 \times 1.3 \times 1.0 = 0.520$

T_0^D 為短週期與中長週期分界，
 $T_0^D = S_{D1} / S_{DS} = 0.52 / 0.70 = 0.743 \text{ (sec)}$

S_{aD} 為本案例工址設計水平譜加速度係數，

若 $2.5T_0^D < T$ (長週期)，則 $S_{aD} = 0.4S_{DS}$

若 $T_0^D \leq T \leq 2.5T_0^D$ (中週期)，則 $S_{aD} = S_{D1} / T$

若 $0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$ (短週期)，則 $S_{aD} = S_{DS}$

若 $T \leq 0.2T_0^D$ (較短週期)，則 $S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3 \times T / T_0^D)$

$0.2T_0^D = 0.149 \text{ (sec)}$ ， $2.5T_0^D = 1.856 \text{ (sec)}$

$$T_0^D \leq T_x = 1.37 \leq 2.5T_0^D \text{ (sec)}, \text{屬中週期}, S_{aD,x} = S_{D1} / T_x = 0.378$$

$$0.2T_0^D \leq T_y = 0.5 \leq 2.5T_0^D \text{ (sec)}, \text{屬短週期}, S_{aD,y} = S_{DS} = 0.700$$

F_u 為結構系統地震力折減係數

$$\text{若 } T_0^D \leq T, \text{ 則 } F_u = R_a$$

$$\text{若 } 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D, \text{ 則 } F_u = \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D}$$

$$\text{若 } 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D, \text{ 則 } F_u = \sqrt{2R_a - 1}$$

$$\text{若 } T \leq 0.2T_0^D, \text{ 則 } F_u = \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D}$$

$$0.2T_0^D = 0.149 \text{ (sec)}, 0.6T_0^D = 0.446 \text{ (sec)}$$

$$T_0^D \leq T_x = 1.37 \text{ (sec)}, F_{u,x} = R_a = 2.333$$

$$0.6T_0^D \leq T_y = 0.5 \leq T_0^D \text{ (sec)},$$

$$F_{u,y} = \sqrt{2 \times 2.33 - 1} + (2.33 - \sqrt{2 \times 2.33 - 1}) \times \frac{0.50 - 0.6 \times 0.743}{0.4 \times 0.743} = 1.992$$

$$\text{依規範修正 } \frac{S_{aD}}{F_u} \text{ 為 } \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m$$

$$\text{若 } \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = \frac{S_{aD}}{F_u}$$

$$\text{若 } 0.3 \leq \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.8, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144$$

$$\text{若 } 0.8 \leq \frac{S_{aD}}{F_u}, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.70 \frac{S_{aD}}{F_u}$$

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_x = 0.162 \leq 0.3, \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_{m,x} = \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_x = 0.162$$

$$0.3 \leq \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_y = 0.351 \leq 0.8, \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_{m,y} = 0.52 \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_y + 0.144 = 0.327$$

$$\text{最小設計水平總橫力 } V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

$$V_x = \frac{1}{1.4 \times 1.4} \times 0.162W = 0.083W$$

$$V_y = \frac{1}{1.4 \times 1.4} \times 0.327W = 0.167W, W \text{ 為構造物全部靜載重}$$

②避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

$$\text{中小度地震降伏之設計地震力 } V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

$$V_x^* = \frac{1 \times 2.333}{4.2 \times 1.4} \times 0.162W = 0.064W$$

$$V_y^* = \frac{1 \times 1.992}{4.2 \times 1.4} \times 0.327W = 0.111W$$

③避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

F_a 為反應譜等加速度段工址之放大係數，
採 $F_a = 1.0$ (第二類地盤)

F_v 為反應譜等速度段工址之放大係數，
採 $F_v = 1.1$ (第二類地盤)

N_a 為反應譜等加速度段之近斷層調整因子，
採 $N_a = 1.0$ (距屯子腳斷層距離 > 10km)

N_v 為反應譜等速度段之近斷層調整因子，
採 $N_v = 1.0$ (距屯子腳斷層距離 > 10km)

S_{MS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數
 $S_{MS} = S_S^M F_a N_a = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 = 0.900$

S_{M1} 為工址一秒週期設計水平譜加速度係數
 $S_{M1} = S_1^M F_v N_v = 0.5 \times 1.1 \times 1.0 = 0.550$

T_0^M 為短週期與中長週期分界，
 $T_0^M = S_{M1} / S_{MS} = 0.55 / 0.90 = 0.611 \text{ (sec)}$

S_{aM} 為本案例工址設計水平譜加速度係數，

若 $2.5T_0^M < T$ (長週期)，則 $S_{aD} = 0.4S_{DS}$

若 $T_0^M \leq T \leq 2.5T_0^M$ (中週期)，則 $S_{aM} = S_{M1} / T$

若 $0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$ (短週期)，則 $S_{aM} = S_{MS}$

若 $T \leq 0.2T_0^M$ (較短週期)，則 $S_{aM} = S_{MS} (0.4 + 3 \times T / T_0^M)$

$$0.2T_0^M = 0.122 \text{ (sec)}, \quad 2.5T_0^M = 1.528 \text{ (sec)}$$

$$T_0^M \leq T_x = 1.37 \leq 2.5T_0^M \text{ (sec)}, \text{ 屬中週期}, \quad S_{aM,x} = S_{M1} / T_x = 0.400$$

$$0.2T_0^M \leq T_y = 0.5 \leq T_0^M \text{ (sec)}, \text{ 屬短週期}, \quad S_{aM,y} = S_{MS} = 0.900$$

F_{uM} 為結構系統地震力折減係數

$$\text{若 } T_0^M \leq T, \text{ 則 } F_{uM} = R$$

$$\text{若 } 0.6T_0^M \leq T \leq T_0^M, \text{ 則 } F_{uM} = \sqrt{2R-1} + (R - \sqrt{2R-1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M}$$

$$\text{若 } 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M, \text{ 則 } F_{uM} = \sqrt{2R-1}$$

$$\text{若 } T \leq 0.2T_0^M, \text{ 則 } F_{uM} = \sqrt{2R-1} + (R - \sqrt{2R-1}) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M}$$

$$0.2T_0^M = 0.122 \text{ (sec)}, \quad 0.6T_0^M = 0.367 \text{ (sec)}$$

$$T_0^M \leq T_x = 1.375 \text{ (sec)}, \quad F_{uM,x} = R = 3.000$$

$$0.6T_0^M \leq T_y = 0.5 \leq T_0^M \text{ (sec)},$$

$$F_{uM,y} = \sqrt{2 \times 3 - 1} + (3 - \sqrt{2 \times 3 - 1}) \times \frac{0.50 - 0.6 \times 0.611}{0.4 \times 0.611} = 2.654$$

依規範修正 $\frac{S_{aM}}{F_{uM}}$ 為 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m$

$$\text{若 } \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = \frac{S_{aM}}{F_{uM}}$$

$$\text{若 } 0.3 \leq \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.8, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144$$

$$\text{若 } 0.8 \leq \frac{S_{aM}}{F_{uM}}, \text{ 則 } \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = 0.70 \frac{S_{aM}}{F_{uM}}$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_x = 0.133 \leq 0.3, \quad \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_{m,x} = \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_x = 0.133$$

$$0.3 \leq \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_y = 0.339 \leq 0.8, \quad \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_{m,y} = 0.52 \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_y + 0.144 = 0.320$$

$$\text{最小設計水平總橫力 } V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$$

$$V_{M,x} = \frac{1}{1.4 \times 1.4} \times 0.133W = 0.068W$$

$$V_{M,y} = \frac{1}{1.4 \times 1.4} \times 0.320W = 0.163W$$

設計使用水平地震力

$$V_x = \max(V_x, V_x^*, V_{M,x}) = \max(0.083, 0.064, 0.068)W = 0.083W$$

$$V_y = \max(V_y, V_y^*, V_{M,y}) = \max(0.167, 0.111, 0.163)W = 0.167W$$

6. 載重組合

實務上港灣 R.C.構造物之設計方法多採用工作應力法，此設計方法視混凝土為一完全彈性材料，控制結構物於工作載重下所造成之應力不超過材料經安全係數折減後的容許應力值，理論簡單易於瞭解及應用方便。強度設計法則將安全係數分成強度折減係數及載重係數，並考量載重型態發生機率與桿件極限破壞行為，其理論更接近真實情況，因此理論上強度設計法較為經濟且合理。

為因應時代需求，且滿足構造物設計之經濟性及合理性，目前我國港灣構造物設計基準有意朝強度設計法方向進行修訂。因此，本設計案例之上部結構(R.C.構造物)採用強度設計法作為示範；下部結構(鋼構造物)常與土壤互制，以工作應力法設計較為保守妥當。

本案例所需考慮之載重包括靜載重(D)、活載重(L1,L2)、地震力(Ex,Ey,ELx,ELy)、船舶衝擊力(B)及船舶牽引力(M1,M2)，並訂定載重組合，主要之載重組合如表 6-16、表 6-17 所示。考量常時及短期之載重效應，依據材料特性及其對應之設計準則，選用適宜之設計法進行設計。

表 6-16 設計載重組合(工作應力法)

載重組合	載重類型										
	D	L1	L2	Ex	Ey	ELx	ELy	B	M1	M2	備註
S 1	1	1									常時
S 2	1		1	1							短期
S 3	1		1	-1							短期
S 4	1		1		1						短期
S 5	1		1		-1						短期
S 6	1			1							短期
S 7	1			-1							短期
S 8	1				1						短期
S 9	1				-1						短期
S 10	1		1					1			短期
S 11	1		1						1		短期
S 12	1		1							1	短期
S 13	1							1			短期
S 14	1								1		短期
S 15	1									1	短期

註 1：L1 為常時上載荷重；L2 為短期上載荷重。

註 2：Ex、ELx 為平行碼頭法線方向之地震力；Ey、ELy 為垂直碼頭法線方向之地震力。其中 ELx、ELy 為 L2 造成之地震力。

註 3：負值代表相反方向受力。

表 6-17 設計載重組合(強度設計法)

載重組合	載重類型										
	D	L1	L2	Ex	Ey	ELx	ELy	B	M1	M2	備註
U 1	1.4										常時
U 2	1.2	1.6									常時
U 3	1.2		1	1		1					短期
U 4	1.2		1	-1		-1					短期
U 5	1.2		1		1		1				短期
U 6	1.2		1		-1		-1				短期
U 7	0.9			1							短期
U 8	0.9			-1							短期
U 9	0.9				1						短期
U 10	0.9				-1						短期
U 11	1.2							1.6			短期
U 12	0.9							1			短期
U 13	1.2								1.6		短期
U 14	0.9								1		短期
U 15	1.2									1.6	短期
U 16	0.9									1	短期

註 1：L1 為常時上載荷重；L2 為短期上載荷重。

註 2：Ex、ELx 為平行碼頭法線方向之地震力；Ey、ELy 為垂直碼頭法線方向之地震力。其中 ELx、ELy 為 L2 造成之地震力。

註 3：負值代表相反方向受力。

6.2.6 棧橋束制條件與模型建置

1. .假想地表面

若斜坡相當陡，於計算基樁之橫向抵抗及承載力時，各基樁之假想地表面，如圖 6.10 所示，可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值。採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘計算結果詳表 6-18。

$$\begin{aligned} \text{假想地表面高程} &= \text{設計碼頭水深高程} + (\text{樁頂 Y 向坐標} / \text{拋石坡度}) / 2 \\ &= -12 + (0.9 / 1.7) / 2 = -11.74 \text{ (m)} \end{aligned}$$

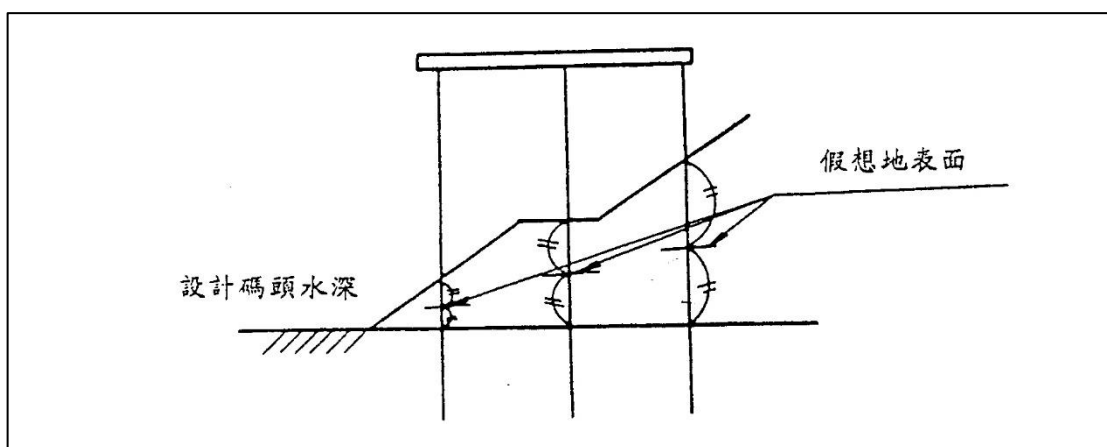


圖 6.10 假想地表面示意圖

表 6-18 基樁假想地表面高程計算表

柱 線	型 式	樁頂 Y 向坐標 (m)	基樁斜度 (-)	假想地表面高程 (m)
A	直樁	0.90	0	-11.74
B	直樁	2.25	0	-11.34
C	直樁	8.55	0	-9.49
D	(前)斜樁	14.85	4	-8.97
D	(後)斜樁	14.85	4	-6.29
E	直樁	21.15	0	-5.78
F	直樁	27.45	0	-4.00

2. 假想固定點

假想地表面及假想固定點相對關係詳圖 6.11，棧橋由基樁與上部結構所構成，兩者之連接可視為剛性，故此假設各基樁於海底某處為固定點，依剛性構架設計之。棧橋視為剛性構架進行分析時，可假設基樁束制於海底面下之假想固定點，其位於假想地表面下 $1/\beta$ 。β 值依下式計算之。

$$\beta(\text{cm}^{-1}) = \left[\frac{K_h \cdot D}{4EI} \right]^{1/4}$$

D：基樁之直徑或寬度(cm)

E：基樁材料之彈性模數(kgf/cm²)

I：基樁斷面之慣性矩(kgf-cm⁴)

K_h：水平地盤反力係數(kgf/cm³)

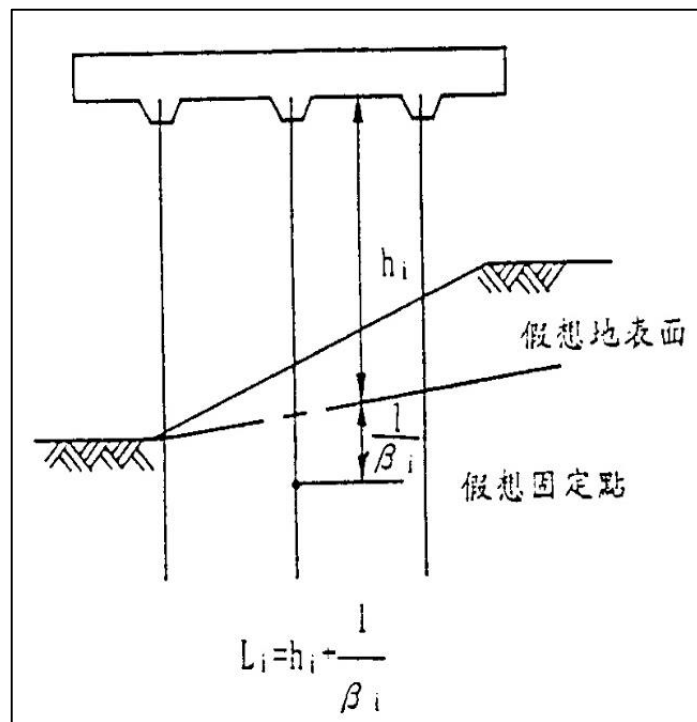


圖 6.11 假想地表面及假想固定點示意圖

其中土壤水平地盤反力係數 K_h ，應以載重試驗求得為原則，無試驗值者，以下式估算：

$$K_h=0.15N$$

式中，

N 為基樁假想固定點附近土壤之 SPT-N 值，依鑽探土層資料取 $N=6$ ，故代入後求得，

$$K_h=0.15N=0.15\times 6=0.90 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

直樁與斜樁 β 值之計算結果如表 6-19 所示。

表 6-19 基樁斷面尺寸表

型式	材料	外徑 D (cm)	厚度 t (cm)	彈性模數 E (kgf/cm ²)	慣性矩 I (kgf-cm ⁴)	β (cm ⁻¹)	1/ β (cm)
直樁	SM490	80	1.4	2.10×10^6	2.67×10^5	0.238	4.20
斜樁	SM490	80	1.6	2.10×10^6	3.03×10^5	0.231	4.33

3. 數值模型建置

以結構分析軟體模擬棧橋式碼頭，建立三維立體構架，詳圖 6.12。RC 梁與鋼管基樁採 Frame Element 模擬，RC 版則以 Shell Element 模擬，並將前述之桿件材料、斷面尺寸、幾何位置、各別外力、載重組合與邊界束制等，於模型中建置。

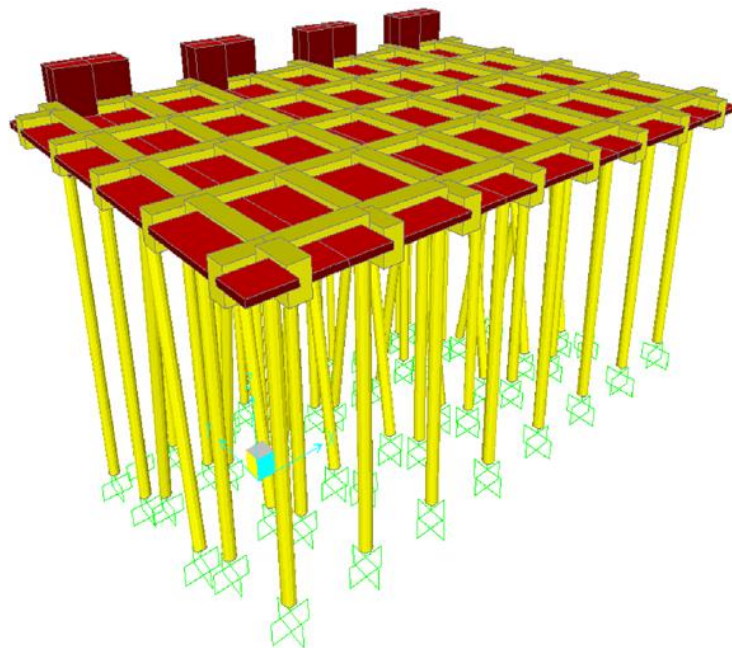


圖 6.12 臺中港 44 及 45 碼頭結構分析模型 3D 圖

4. 基樁容許應力計算

(1) 基樁型式及斷面

- ① 材料：鋼管樁
- ② 腐蝕速率：0.04 (mm/年)
- ③ 使用年限：50 (年)
- ④ 基樁有效外徑：基樁外徑-腐蝕速率×使用年限×2 (mm)
- ⑤ 基樁有效厚度：基樁厚度-腐蝕速率×使用年限 (mm)

採直樁示範有效外徑及厚度計算流程，其餘計算結果詳表 6-20。

$$\text{基樁有效外徑} = 800 - 0.04 \times 50 \times 2 = 796 \text{ (mm)}$$

$$\text{基樁有效厚度} = 14 - 0.04 \times 50 = 12 \text{ (mm)}$$

表 6-20 基樁型式及斷面尺寸表

型式	材料	外徑 (mm)	厚度 (mm)	有效外徑 (mm)	有效厚度 (mm)
直樁	鋼材	800	14	796	12
斜樁	鋼材	800	16	796	14

(2) 設計容許應力比

- ① 常時：1.0
- ② 短期：1.5

(3) 基樁有效彎曲長度計算

- ① 樁底高程=假想地表面高程- $1/\beta$
- ② 直樁有效彎曲長度=樁頂高程-樁底高程
- ③ 斜樁有效彎曲長度=(樁頂高程-樁底高程) $\times \sqrt{1^2 + \text{基樁斜度}^2}$

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘計算結果詳表 6-21。

$$\text{樁底高程} = -11.74 - 4.20 = -15.94 \text{ (m)}$$

$$\text{直樁有效彎曲長度} = 1.05 - (-15.94) = 16.99 \text{ (m)}$$

表 6-21 基樁有效彎曲長度計算表

柱線	型 式	樁頂高程 (m)	樁底高程 (m)	基樁斜度 (-)	有效彎曲長度 (m)
A	直樁	1.05	-15.94	0	16.99
B	直樁	4.65	-15.54	0	20.19
C	直樁	4.65	-13.69	0	18.34
D	(前)斜樁	4.65	-13.31	4	18.51
D	(後)斜樁	4.65	-10.63	4	15.75
E	直樁	4.65	-9.98	0	14.63
F	直樁	4.65	-8.20	0	12.85

(4) 基樁斷面性質計算

① A 為基樁斷面積，

$$A = \pi/4 \times (\text{有效外徑}^2 - (\text{有效外徑} - 2 \times \text{有效厚度})^2) \text{ (m}^2\text{)}$$

② I 為基樁慣性矩，

$$I = \pi/64 \times (\text{有效外徑}^4 - (\text{有效外徑} - 2 \times \text{有效厚度})^4) \text{ (m}^4\text{)}$$

③ S 為基樁斷面模數，

$$S = I / (\text{有效外徑} / 2) \text{ (m}^3\text{)}$$

④ L 為構件有效彎曲長度 (m)

⑤ r 為構件總斷面迴轉半徑， $r = \sqrt{I / A}$ (m)

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘計算結果詳表 6-22

$$A = \pi/4 \times (0.796^2 - (0.796 - 2 \times 0.012)^2) = 0.0296 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$I = \pi/64 \times (0.796^4 - (0.796 - 2 \times 0.012)^4) = 2.27 \times 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$S = 2.27 \times 10^{-3} / (0.796 / 2) = 5.71 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{)}$$

$$r = \sqrt{I / A} = \sqrt{(2.27 \times 10^{-3}) / 0.0296} = 0.277 \text{ (m)}$$

$$L/r = 12.79 / 0.277 = 46.12$$

表 6-22 基樁斷面性質計算

柱線	型 式	A (m ²)	I (m ⁴)	S (m ³)	r (m)	L/r (-)
A	直樁	0.0296	2.27×10^{-3}	5.71×10^{-3}	0.277	46.12
B	直樁	0.0296	2.27×10^{-3}	5.71×10^{-3}	0.277	57.67
C	直樁	0.0296	2.27×10^{-3}	5.71×10^{-3}	0.277	50.99
D	(前)斜樁	0.0344	2.63×10^{-3}	6.61×10^{-3}	0.277	50.78
D	(後)斜樁	0.0344	2.63×10^{-3}	6.61×10^{-3}	0.277	40.79
E	直樁	0.0296	2.27×10^{-3}	5.71×10^{-3}	0.277	37.62
F	直樁	0.0296	2.27×10^{-3}	5.71×10^{-3}	0.277	31.20

(5) 基樁容許應力計算

① 降伏應力： $F_y = 32000 \text{ tf} / \text{m}^2$

② 容許軸向拉應力： $\sigma_{ta} = 19000 \text{ tf} / \text{m}^2$

③ 容許軸向壓應力：

$$\sigma_{ca} = 1900 \text{ kgf} / \text{cm}^2, \quad \frac{L}{r} \leq 15$$

$$\sigma_{ca} = 1900 - 13 \left(\frac{L}{r} - 15 \right) \text{ kgf} / \text{cm}^2, \quad 15 < \frac{L}{r} < 80$$

$$\sigma_{ca} = \frac{12000000}{5000 + \left(\frac{L}{r} \right)^2} \text{ kgf} / \text{cm}^2, \quad \frac{L}{r} \geq 80$$

④ 容許撓曲應力： $\sigma_{ba} = 19000 \text{ tf} / \text{m}^2$

⑤ 容許剪應力： $\sigma_{va} = 11000 \text{ tf} / \text{m}^2$

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘計算結果詳表 6-23。

$$15 < \frac{L}{r} = 46.12 < 80,$$

$$\sigma_{ca} = 1900 - 13(46.12 - 15) = 1495.4 \text{ (kgf} / \text{cm}^2) = 14954 \text{ (tf} / \text{m}^2),$$

表 6-23 基樁容許應力值

柱線	F_y (tf/m ²)	σ_{ta} (tf/m ²)	σ_{ca} (tf/m ²)	σ_{ba} (tf/m ²)	σ_{va} (tf/m ²)
A	32000	19000	14954	19000	11000
B	32000	19000	13452	19000	11000
C	32000	19000	14321	19000	11000
D(前斜)	32000	19000	14349	19000	11000
D(後斜)	32000	19000	15647	19000	11000
E	32000	19000	16059	19000	11000
F	32000	19000	16894	19000	11000

5. 基樁應力檢核

本計算例鋼管樁使用 SM490 鋼材，採工作應力法，其基樁斷面性質及容許應力值詳表 6-22~表 6-23。考量鋼管樁之撓曲應力多伴隨軸向應力產生，故需依下式檢核其容許之聯合應力。其中，地震、颱風及船舶靠岸時，因其屬短期效應，故鋼管樁之容許應力放大 1.5 倍，亦即容許值可由 1.0 放為 1.5 拉力與彎矩同時作用，使用參數說明如下。

$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} : \text{軸向拉應力}$$

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A} : \text{軸向壓應力}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{S_x} : x \text{ 向撓曲應力}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{S_y} : y \text{ 向撓曲應力}$$

P_t : 軸向拉力

P_c : 軸向壓力

A : 鋼管樁面積

M_x : x 向彎矩

M_y : y 向彎矩

S_x : x 向斷面模數

S_y : y 向斷面模數

(1) 拉力與彎矩同時作用

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{ba}} \leq \begin{cases} 1.0 & \text{常時} \\ 1.5 & \text{短期} \end{cases}$$

棧橋式碼頭僅斜樁於短期時會受外力作用產生拉力及彎矩，採柱線 D 前斜樁示範計算流程，其餘檢核成果詳表 6-24。

$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} = 116.93 / 0.0344 = 3400 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = 20.77 / 6.61 \times 10^{-3} = 3143 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{S_y} = 19.75 / 6.61 \times 10^{-3} = 2989 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{ba}} = \frac{3400}{19000} + \frac{3143}{19000} + \frac{2989}{19000} = 0.50 \leq 1.5 \text{ (OK)}$$

表 6-24 基樁短期受拉力及彎矩作用下檢核成果

柱線	P (tf)	M_x (tf-m)	M_y (tf-m)	σ_t (tf/m ²)	σ_{bx} (tf/m ²)	σ_{by} (tf/m ²)	應力比	檢核
D(前斜)	116.93	20.77	19.75	3400	3143	2989	0.50	OK
D(後斜)	22.24	82.83	10.47	647	12535	1584	0.78	OK

(2) 壓力與彎矩同時作用

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{ba}} \leq \begin{cases} 1.0 & \text{常時} \\ 1.5 & \text{短期} \end{cases}$$

採柱線 A 直樁示範計算流程(常時)，其餘棧橋式碼頭基樁常時及短期受壓力及彎矩作用下檢核成果詳表 6-25 及表 6-26。

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A} = 142.90 / 0.0296 = 4827 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = 0.95 / 5.71 \times 10^{-3} = 166 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{S_y} = 0.16 / 5.71 \times 10^{-3} = 28 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{ba}} = \frac{4827}{14954} + \frac{166}{19000} + \frac{28}{19000} = 0.33 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

表 6-25 基樁常時受壓力及彎矩作用下檢核成果

柱線	P (tf)	M _x (tf-m)	M _y (tf-m)	σ _c (tf/m ²)	σ _{b,x} (tf/m ²)	σ _{b,y} (tf/m ²)	應力 比	檢 核
A	142.90	0.95	0.16	4827	166	28	0.33	OK
B	152.49	0.98	0.18	5159	172	31	0.39	OK
C	145.60	2.21	1.41	4926	387	247	0.38	OK
D(前斜)	100.89	0.81	2.96	2933	123	449	0.23	OK
D(後斜)	101.21	0.89	2.87	2943	135	434	0.22	OK
E	142.67	2.68	2.18	4827	469	382	0.35	OK
F	138.11	2.60	2.36	4673	455	413	0.32	OK

表 6-26 基樁短期受壓力及彎矩作用下檢核成果

柱線	P (tf)	M _x (tf-m)	M _y (tf-m)	σ _c (tf/m ²)	σ _{b,x} (tf/m ²)	σ _{b,y} (tf/m ²)	應力 比	檢 核
A	123.04	9.65	49.03	4163	1692	8591	0.85	OK
B	136.73	10.55	50.50	4626	1848	8849	0.91	OK
C	121.80	13.80	57.40	4121	2417	10058	0.94	OK
D(前斜)	252.39	20.79	14.73	7338	3146	2229	0.79	OK
D(後斜)	163.99	81.77	5.34	4768	12375	808	1.00	OK
E	124.26	18.43	80.95	4204	3230	14185	1.18	OK
F	131.94	24.54	99.25	4464	4300	17391	1.41	OK

6.2.7 基樁入土長度及承载力檢核

直樁入土深度應大於假設地表面下 $3/\beta$ ，依本計算例地質狀況及最小樁徑計算，入土深度至少大於 13m 以上。

基樁軸向容許承载力，依單樁軸向極限承载力除以規定安全係數求得之值為標準，再綜合考量下列各項因素決定樁材容許壓應力，以此進行基樁承载力檢核。

1. 細長比折減率

$$\text{非鋼樁 } \alpha = \begin{cases} 0 & \frac{L}{D} \leq 60 \\ \left(\frac{L}{D} - 60\right) & \frac{L}{D} > 60 \end{cases}$$

$$\text{鋼樁 } \alpha = \begin{cases} 0 & \frac{L}{D} \leq 120 \\ \left(\frac{L}{2D} - 60\right) & \frac{L}{D} > 120 \end{cases}$$

α ：折減率(%)

L：樁長

D：樁徑

設計案例採基樁均為鋼樁，其細長比折減率計算詳表 6-27。

表 6-27 基樁細長比折減率計算表

柱 線	D 外徑 (m)	L 長度 (m)	細長比 L/D	α 折減率 (%)
A	0.80	32	40.00	0.00
B	0.80	40	50.00	0.00
C	0.80	40	50.00	0.00
D(前斜)	0.80	54	67.50	0.00
D(後斜)	0.80	54	67.50	0.00
E	0.80	40	50.00	0.00
F	0.80	40	50.00	0.00

2. 群樁承载力放大係數計算

如基樁之間距大於表 6-28 所列之值，可不考量群樁效果之影響。表中橫向係指外力之垂直方向，縱向指外力之作用方向。直樁

打設於黏土層所組成之群樁，為考慮其安全性，建議採用較大樁距。
設計案例基樁間距為 5m 及 6.3m，均大於 2.5 倍樁徑($2.5 \times 0.8 = 2\text{m}$)，
故基樁設計可不考慮群樁效應。

表 6-28 群樁基樁之間距

土壤	外力作用方向	樁 距
砂土	橫向	1.5 倍樁徑
	縱向	2.5 倍樁徑
黏土	橫向	3.0 倍樁徑
	縱向	4.0 倍樁徑

3. 單樁內填砂重量計算

(1) 案例斜樁內填砂，樁徑 $D=0.800(\text{m})$ ，厚度 $t=0.016(\text{m})$

(2) 內填砂單位重 $=2.00 \text{ tf/m}^3$

(3) 填砂面積 $=\pi\left(\frac{D}{2}-t\right)^2=\pi\left(\frac{0.8}{2}-0.016\right)^2=0.4632 \text{ (m}^2\text{)}$

(4) 樁頂高程 $=4.65 \text{ (m)}$

(5) 樁尖高程 $=\text{樁頂高程}-\text{樁長} \times \frac{\text{基樁斜度}}{\sqrt{1^2+\text{基樁斜度}^2}}$

$$=4.65-54 \times \frac{4}{\sqrt{1^2+4^2}}=-47.74 \text{ (m)}$$

(6) 填砂高度： $\text{樁頂高程}-\text{樁尖高程}=4.65-(-47.74)=52.39\text{m}$

(7) 填砂重量：

① 全重(扣除低水位下浮力)

$$=\{[2 \times (4.65-0.09)+1 \times (0.09-(-47.74))] \times 0.4632\} / 52.39 \times 54$$

$$=27.19 \text{ (tf)}$$

② 浮重(扣除高水位下浮力)

$$=\{[2 \times (4.65-4.93)+1 \times (4.93-(-47.74))] \times 0.4632\} / 52.39 \times 54$$

$$=24.88 \text{ (tf)}$$

4. 單樁端部 N 值計算

$$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2}$$

N_1 ：樁端處之 N 值

$\overline{N_2}$ ：樁端上 4D 範圍內之平均 N 值

$\overline{N}$ ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗 N 值

表 6-29 基樁 N 值計算

柱線	N_1	$\overline{N_2}$	N	$\overline{N}$
A	28.5	23.5	26.0	14.7
B	26.5	21.9	24.2	16.5
C	26.5	21.9	24.2	15.3
D(前斜)	27.0	29.7	28.4	18.4
D(後斜)	27.0	29.7	28.4	18.4
E	26.5	21.9	24.2	14.6
F	26.5	21.9	24.2	14.6

5. 單樁之軸向極限承載力計算

(1) 砂質地層

$$R_u = R_{up} + R_{us} = 30NA_p + \frac{1}{5}\overline{N}A_s$$

R_u ：樁軸向極限承載力(tf)

R_{up} ：樁底端點支承力(tf)

R_{us} ：樁表面摩擦阻力(tf)

A_p ：樁端斷面積(m²)

A_s ：樁身表面積(m²)

N：樁端地層之 N 值

$\overline{N}$ ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗 N 值

(2) 黏性土壤

$$R_u = R_{up} + R_{us} = 8C_p A_p + \overline{C_a} A_s$$

R_u ：基樁軸向極限承载力(tf)

R_{up} ：樁底端點支承力(tf)

R_{us} ：樁表面摩擦阻力(tf)

A_p ：樁端斷面積(m²)

A_s ：樁身表面積(m²)

C_p ：樁端處土壤凝聚力(tf/m²)

$\overline{C_a}$ ：基樁入土全長之平均附著力(tf/m²)

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘軸向基樁極限承载力計算詳表 6-31。

$$A_p = \pi / 4 \times D^2 = \pi / 4 \times 0.8^2 = 0.503 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_s = \pi \times D \times \text{樁長} = \pi \times 0.8 \times 32 = 80.42 \text{ (m}^2\text{)}$$

規範建議，鋼管樁開孔直徑小於 60cm 者，可視樁底閉塞率為 100%，樁底面積 A_p 不予以折減。本案為直徑 80cm 開孔鋼管樁，略大於規範要求，然其樁底以分割加勁板方式處理，增加土栓效應，閉塞率得以 100% 計算。設計者若採大管徑之鋼管樁，須注意樁底分割加勁處理，若無法掌握土栓效應之貢獻，應對於閉塞率予以折減。

案例基樁底端土壤為砂土，故樁底端點支承力採用砂質地層計算公式，

$$R_{up} = 30N A_p = 30 \times 26 \times 0.503 = 392 \text{ (tf)}$$

樁表面摩擦阻力需依據地層土壤性質計算，各層 $R_{us,i}$ 計算結果詳表 6-30， $R_{us} = \sum R_{us,i}$ ，式中 $\overline{N}$ 採修正 N 值計算，

若 $N > 15$ ，取 $\overline{N} = (N - 15) / 2 + 15$ ，

若 $N \leq 15$ ，取 $\bar{N} = N$ ，

$\bar{C}_a$ 採經驗公式 $C = \min(0.6N, 10)$ (tf/m²)，

$$R_{us} = \left(\frac{1}{5} \bar{N} + \bar{C}_a \right) A_s = 176 \text{ (tf)}$$

$$R_u = R_{up} + R_{us} = 392 + 176 = 568 \text{ (tf)}$$

表 6-30 基樁樁表面摩擦阻力計算

基樁高程 (m)		土層厚度 (m)	土層分類	N	$\bar{N}$	C (tf/m ²)	R _{us} (tf)
-11.74	-12.78	1.04	SP-SM	4	4	0	2.09
-12.78	-14.28	1.50	SM	6	6	0	4.52
-14.28	-15.78	1.50	SM	10	10	0	7.54
-15.78	-17.28	1.50	CL	6	6	3.6	13.57
-17.28	-18.78	1.50	SM	14	14	0	10.56
-18.78	-20.28	1.50	CL	7	7	4.2	15.83
-20.28	-21.78	1.50	CL	18	16.5	10	37.70
-21.78	-23.28	1.50	ML	10	10	0	7.54
-23.28	-24.78	1.50	SM	19	17	0	12.82
-24.78	-26.28	1.50	ML	19	17	0	12.82
-26.28	-27.78	1.50	SM	21	18	0	13.57
-27.78	-29.28	1.50	SP-SM	31	23	0	17.34
-29.28	-30.78	1.50	SM	32	23.5	0	17.72
-30.78	-30.95	0.18	SM	42	28.5	0	2.51

表 6-31 基樁於砂質土壤地層中之軸向極限承载力計算

柱線	$A_p(m^2)$	$A_s(m^2)$	$R_{up}(tf)$	$R_{us}(tf)$	$R_u(tf)$
A	0.50	80.42	392	176	568
B	0.50	100.53	365	229	594
C	0.50	100.53	365	231	596
D(前斜)	0.50	135.72	428	438	866
D(後斜)	0.50	135.72	428	438	866
E	0.50	100.53	365	232	597
F	0.50	100.53	365	232	597

6. 容許承壓力計算

$$(1) \text{安全係數} = \begin{cases} 2.5, & \text{常時} \\ 2.0, & \text{短期} \end{cases}$$

$$(2) R_{ca} = \left(\frac{R_u}{\text{安全係數}} - \text{填砂全重} - \text{基樁自重} \right)$$

(3) 基樁自重 = 自固定點下方計算基樁重量並扣除低水位下浮力

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘容許承壓力計算詳表 6-32。

$$\text{基樁自重} = \pi / 4 \times (0.8^2 - (0.8 - 0.014 \times 2)^2) \times$$

$$\{(7.85 - 1) \times [-15.94 - (-30.95)] - [0.09 - (-15.94)]\} = 3.00 \text{ (tf)}$$

$$\text{常時 } R_{ca} = 568 / 2.5 - 0.00 - 3.00 = 224 \text{ (tf)}$$

$$\text{常時 } R_{ca} = 568 / 2.0 - 0.00 - 3.00 = 281 \text{ (tf)}$$

表 6-32 容許承壓力計算

柱線	基樁自重(tf)	R_{ca} 常時(tf)	R_{ca} 短期(tf)
A	3.00	224	281
B	4.15	234	293
C	4.65	234	293
D(前斜)	9.04	310	397
D(後斜)	9.89	309	396
E	5.66	233	293
F	6.14	233	293

7. 容許拉拔力計算

$$(1) \text{安全係數} = \begin{cases} 3.0, & \text{常時} \\ 2.5, & \text{短期} \end{cases}$$

$$(2) R_{ta} = \left(\frac{R_{us}}{\text{安全係數}} + \text{填砂浮重} + \text{基樁浮重} \right)$$

(3) 基樁自重 = 自固定點下方計算基樁重量並扣除高水位下浮力

採柱線 A 直樁示範計算流程，其餘容許承壓力計算詳表 6-33。

$$\text{基樁自重} = \pi / 4 \times (0.8^2 - (0.8 - 0.014 \times 2)^2) \times$$

$$\{(7.85 - 1) \times [-15.94 - (-30.95)] - [4.93 - (-15.94)]\} = 2.83 \text{ (tf)}$$

$$\text{常時 } R_{ta} = 176 / 3.0 + 0.00 + 2.83 = 62 \text{ (tf)}$$

$$\text{短期 } R_{ta} = 176 / 2.5 + 0.00 + 2.83 = 73 \text{ (tf)}$$

表 6-33 群樁容許拉拔力計算

柱 線	基樁浮重 (tf)	R_{ta} 常時 (tf)	R_{ta} 短期 (tf)
A	2.83	62	73
B	3.98	80	96
C	4.49	82	97
D(前斜)	8.84	180	209
D(後斜)	9.69	181	210
E	5.49	83	98
F	5.97	83	99

8. 基樁承壓力檢核

若容許承壓力 R_{ca} 大於承壓力最大值 $R_{c,max}$ ，則檢核通過，基樁常時及短期承壓力檢核結果詳表 6-34 及表 6-35。

表 6-34 基樁常時承壓力檢核

柱 線	R_{ca} 常時 (tf)	載重組合 (-)	$R_{c,max}$ (tf)	檢核 結果
A	224	S1	143	OK
B	234	S1	153	OK
C	234	S1	151	OK
D(前斜)	310	S1	98	OK
D(後斜)	309	S1	98	OK
E	233	S1	147	OK
F	233	S1	142	OK

表 6-35 基樁短期承壓力檢核

柱 線	R_{ca} 短期 (tf)	載重組合 (-)	$R_{c,max}$ (tf)	檢核 結果
A	281	S3	128	OK
B	293	S3	138	OK
C	293	S3	122	OK
D(前斜)	397	S5	245	OK
D(後斜)	396	S4	258	OK
E	293	S3	125	OK
F	293	S2	132	OK

9. 基樁拉拔力檢核

若容許拉拔力 R_{ta} 大於拉拔力最大值 $R_{t,max}$ ，則檢核通過，基樁拉拔力檢核結果詳表 6-36。

表 6-36 基樁拉拔力檢核

柱 線	R_{ta} 短期 (tf)	載重組合 (-)	$R_{t,max}$ (tf)	檢核 結果
D(前斜)	209	S4	113	OK
D(後斜)	210	S5	120	OK

6.2.8 細部設計

1. 梁設計(強度設計法)

案例透過電腦分析軟體得出載重組合下之彎矩、剪力及扭矩值，並採用強度設計法進行斷面配筋，相關參數及細部計算流程如下，其常時與短期彎矩及剪力計算成果詳表 6-37，其餘細部計算結果詳圖 6.13 與表 6-38~表 6-45。

(1) 梁設計相關參數

- ① 土抗壓強度： $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- ② 混凝土壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值： $\beta_1 = 0.85$
- ③ 撓曲鋼筋降伏強度： $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ④ 剪力鋼筋降伏強度： $f_{yv} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

(2) 撓曲鋼筋需求量計算步驟：

- ① 假設梁保護層厚度 $i = 10 \text{ cm}$ 。
- ② 計算梁最外緣至受拉鋼筋重心距離 $d = \text{梁深} - i - d_{\text{箍筋}} - \frac{d_{\text{主筋}}}{2}$ ，先假設 $d \approx \text{梁深} - i$ 。
- ③ 由分析結果得極限彎矩強度 M_u ，假設 $\phi = 0.9$ ，計算設計彎矩強度 $M_n = \frac{M_u}{\phi}$ 。
- ④ 計算材料參數 $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$ 。
- ⑤ 計算力矩參數 $R_n = \frac{M_n}{bd^2}$ 。
- ⑥ 計算鋼筋比 $\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right]$ 。
- ⑦ 計算需求鋼筋量 $A_{s, req'd} = \rho bd$ 。

表 6-37 常時與短期彎矩及剪力計算成果表

梁編號	載重組合	V2(tf)	V3(tf)	M2(tf-m)	M3(tf-m)
54	U1	-1.25	0.00	-0.01	-0.41
54	U2	-1.20	0.00	0.00	-1.63
54	U3	-1.00	0.08	0.09	0.37
54	U4	-1.23	-0.09	-0.09	-1.88
54	U5	-1.08	-1.46	-0.67	-0.43
54	U6	-1.15	1.45	0.66	-1.08
54	U7	-0.73	0.19	0.23	0.44
54	U8	-0.88	-0.20	-0.23	-0.97
54	U9	-0.79	-1.18	-0.44	-0.06
54	U10	-0.83	1.18	0.43	-0.47
54	U11	-1.14	-11.64	-4.39	-1.02
54	U12	-0.81	-7.28	-2.75	-0.28
54	U13	-1.19	1.68	0.23	-1.47
54	U14	-0.84	1.05	0.14	-0.56
54	U15	-1.16	3.84	1.54	-1.23
54	U16	-0.82	2.40	0.96	-0.41
55	U1	-17.02	-0.02	-0.01	-19.98
55	U2	-41.26	0.03	0.02	-56.24
55	U3	-8.63	0.68	1.17	20.18
55	U4	-37.21	-0.69	-1.17	-78.87
55	U5	-18.60	-0.22	-0.43	-14.60
55	U6	-27.24	0.21	0.42	-44.09
55	U7	-1.94	0.71	1.15	18.36
55	U8	-19.94	-0.74	-1.17	-44.05
55	U9	-8.23	0.20	-0.03	-3.59
55	U10	-13.65	-0.23	0.01	-22.10
55	U11	-28.35	12.85	10.17	-38.25
55	U12	-11.20	8.02	6.35	-13.83
55	U13	-37.26	-6.89	-8.36	-64.73
55	U14	-16.78	-4.33	-5.24	-30.38
55	U15	-35.43	-4.01	-3.13	-56.60
55	U16	-15.63	-2.52	-1.96	-25.29
56	U1	-1.23	0.00	0.00	-0.14
56	U2	-1.11	0.00	0.01	-0.69
56	U3	-1.03	0.46	0.50	0.01
56	U4	-1.11	-0.46	-0.50	-0.62
56	U5	-1.06	-1.56	-0.80	-0.22
56	U6	-1.08	1.56	0.80	-0.39

梁編號	載重組合	V2(tf)	V3(tf)	M2(tf-m)	M3(tf-m)
56	U7	-0.76	0.46	0.51	0.11
56	U8	-0.81	-0.47	-0.51	-0.29
56	U9	-0.78	-1.27	-0.56	-0.04
56	U10	-0.79	1.27	0.55	-0.15
56	U11	-1.08	-1.03	-1.58	-0.41
56	U12	-0.79	-0.65	-0.99	-0.10
56	U13	-1.04	-0.96	-0.45	-0.10
56	U14	-0.77	-0.60	-0.28	0.10
56	U15	-1.01	0.33	0.51	0.15
56	U16	-0.75	0.21	0.32	0.26
57	U1	-16.13	-0.02	-0.01	-15.04
57	U2	-38.16	0.03	0.02	-38.98
57	U3	-12.12	0.96	1.19	5.34
57	U4	-30.74	-0.97	-1.19	-47.43
57	U5	-18.59	-0.26	-0.46	-13.17
57	U6	-24.27	0.25	0.46	-28.92
57	U7	-4.50	0.91	1.14	6.97
57	U8	-16.24	-0.94	-1.16	-26.31
57	U9	-8.59	0.16	-0.07	-4.73
57	U10	-12.15	-0.19	0.05	-14.61
57	U11	-26.39	-1.09	-2.86	-27.20
57	U12	-10.62	-0.70	-1.80	-10.46
57	U13	-26.90	-1.06	-1.33	-24.91
57	U14	-10.93	-0.68	-0.84	-9.03
57	U15	-23.53	0.36	0.93	-13.87
57	U16	-8.83	0.21	0.57	-2.13
58	U1	-1.23	0.00	0.00	-0.14
58	U2	-1.11	0.00	0.01	-0.68
58	U3	-1.02	0.30	0.32	0.14
58	U4	-1.12	-0.30	-0.32	-0.72
58	U5	-1.06	-1.59	-0.84	-0.17
58	U6	-1.08	1.59	0.84	-0.41
58	U7	-0.76	0.34	0.36	0.18
58	U8	-0.82	-0.34	-0.37	-0.36
58	U9	-0.78	-1.29	-0.58	-0.01
58	U10	-0.80	1.29	0.58	-0.17
58	U11	-1.08	-0.82	-0.79	-0.40
58	U12	-0.79	-0.52	-0.49	-0.09

梁編號	載重組合	V2(tf)	V3(tf)	M2(tf-m)	M3(tf-m)
58	U13	-1.09	-0.48	-0.30	-0.52
58	U14	-0.80	-0.30	-0.19	-0.17
58	U15	-1.08	0.26	0.25	-0.40
58	U16	-0.79	0.16	0.16	-0.09
59	U1	-15.33	-0.02	-0.01	-15.22
59	U2	-35.35	0.03	0.02	-39.58
59	U3	-5.98	0.66	0.54	9.49
59	U4	-34.18	-0.67	-0.54	-52.17
59	U5	-15.82	-0.37	-0.56	-12.14
59	U6	-24.35	0.36	0.55	-30.53
59	U7	-0.97	0.68	0.62	9.66
59	U8	-18.75	-0.71	-0.64	-29.22
59	U9	-7.19	0.09	-0.14	-4.01
59	U10	-12.53	-0.12	0.12	-15.55
59	U11	-24.73	-1.11	-1.59	-27.59
59	U12	-10.16	-0.71	-1.01	-10.58
59	U13	-28.29	-0.44	-0.44	-35.84
59	U14	-12.38	-0.29	-0.29	-15.73
59	U15	-24.34	0.36	0.52	-27.45
59	U16	-9.92	0.21	0.31	-10.49
60	U1	-1.24	0.00	0.00	-0.27
60	U2	-1.15	0.00	0.01	-1.14
60	U3	-1.10	-0.15	-0.26	-0.70
60	U4	-1.08	0.15	0.26	-0.33
60	U5	-1.10	-1.58	-0.80	-0.58
60	U6	-1.08	1.59	0.80	-0.45
60	U7	-0.80	-0.03	-0.12	-0.29
60	U8	-0.79	0.03	0.11	-0.06
60	U9	-0.80	-1.30	-0.56	-0.21
60	U10	-0.79	1.30	0.56	-0.14
60	U11	-1.11	-0.16	-0.01	-0.68
60	U12	-0.80	-0.10	-0.01	-0.17
60	U13	-1.10	-0.03	0.05	-0.64
60	U14	-0.79	-0.02	0.03	-0.14
60	U15	-1.11	0.05	0.01	-0.69
60	U16	-0.80	0.03	0.00	-0.18

註：配合後續計算流程表 6-37 以 TG1 梁呈現計算成果，其梁編號 54~60 為模型中 TG1 梁。

表 6-38 常時頂層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	d (cm)	M _u (tf-m)	M _n (tf-m)	R _n (kgf/cm ²)	ρ (-)	A _{s,req'd1} (cm ²)	x (cm)	X _{0.005} (cm)	檢核φ
TG21	142.5	19.98	22.20	0.91	0.000217	3.71	0.64	53.44	φ=0.9 (OK)
TG22	142.5	26.15	29.06	1.19	0.000284	4.86	0.84	53.44	φ=0.9 (OK)
PG1	137.5	24.45	27.17	1.20	0.000286	4.71	0.82	51.56	φ=0.9 (OK)
PG2	137.5	26.15	29.06	1.28	0.000305	5.04	0.87	51.56	φ=0.9 (OK)
PG3	132.5	25.42	28.24	1.34	0.000320	5.08	0.88	49.69	φ=0.9 (OK)
PG4	132.5	26.43	29.36	1.39	0.000333	5.29	0.91	49.69	φ=0.9 (OK)
PG5	127.5	23.92	26.58	1.36	0.000325	4.97	0.86	47.81	φ=0.9 (OK)
PG6	127.5	24.92	27.69	1.42	0.000339	5.18	0.90	47.81	φ=0.9 (OK)
PG7	125.0	23.00	25.55	1.36	0.000325	4.88	0.84	46.88	φ=0.9 (OK)
PG8	125.0	23.79	26.43	1.41	0.000336	5.04	0.87	46.88	φ=0.9 (OK)
TB21	145.0	2.17	2.42	0.10	0.000023	0.40	0.07	54.38	φ=0.9 (OK)
PB1	140.0	42.52	47.24	2.01	0.000480	8.06	1.39	52.50	φ=0.9 (OK)
PB2	135.0	50.29	55.88	2.56	0.000611	9.89	1.71	50.63	φ=0.9 (OK)
PB3	130.0	50.53	56.14	2.77	0.000662	10.32	1.79	48.75	φ=0.9 (OK)
PB4	125.0	19.08	21.20	1.13	0.000270	4.04	0.70	46.88	φ=0.9 (OK)
PB5	125.0	18.83	20.92	1.12	0.000266	3.99	0.69	46.88	φ=0.9 (OK)

表 6-39 短期頂層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	d (cm)	M _u (tf-m)	M _n (tf-m)	R _n (kgf/cm ²)	ρ (-)	A _{s,req'd1} (cm ²)	x (cm)	x _{0.005} (cm)	檢核φ
TG21	142.5	87.64	3.60	0.000861	14.72	2.55	53.44	87.64	φ=0.9 (OK)
TG22	142.5	85.79	3.52	0.000842	14.40	2.49	53.44	85.79	φ=0.9 (OK)
PG1	137.5	97.37	4.29	0.001028	16.96	2.93	51.56	97.37	φ=0.9 (OK)
PG2	137.5	90.92	4.01	0.000960	15.83	2.74	51.56	90.92	φ=0.9 (OK)
PG3	132.5	159.40	7.57	0.001821	28.95	5.01	49.69	159.40	φ=0.9 (OK)
PG4	132.5	93.07	4.42	0.001058	16.83	2.91	49.69	93.07	φ=0.9 (OK)
PG5	127.5	119.61	6.13	0.001473	22.53	3.90	47.81	119.61	φ=0.9 (OK)
PG6	127.5	88.98	4.56	0.001093	16.72	2.89	47.81	88.98	φ=0.9 (OK)
PG7	125.0	127.89	6.82	0.001640	24.60	4.26	46.88	127.89	φ=0.9 (OK)
PG8	125.0	82.74	4.41	0.001057	15.86	2.74	46.88	82.74	φ=0.9 (OK)
TB21	145.0	3.54	0.14	0.000033	0.58	0.10	54.38	3.54	φ=0.9 (OK)
PB1	140.0	58.46	2.49	0.000594	9.98	1.73	52.50	58.46	φ=0.9 (OK)
PB2	135.0	166.82	7.63	0.001836	29.74	5.15	50.63	166.82	φ=0.9 (OK)
PB3	130.0	164.96	8.13	0.001959	30.57	5.29	48.75	164.96	φ=0.9 (OK)
PB4	125.0	71.06	3.79	0.000907	13.61	2.35	46.88	71.06	φ=0.9 (OK)
PB5	125.0	64.24	3.43	0.000820	12.30	2.13	46.88	64.24	φ=0.9 (OK)

表 6-40 頂層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	$A_{s,req'd}$ (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	$4/3 A_{s,req'd}$ (cm^2)	$A_{s,req'd}$ (cm^2)
TG21	14.72	57.00	19.62	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
TG22	14.40	57.00	19.21	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG1	16.96	55.00	22.62	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG2	15.83	55.00	21.11	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG3	28.95	53.00	38.60	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG4	16.83	53.00	22.44	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG5	22.53	51.00	30.04	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG6	16.72	51.00	22.30	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG7	24.60	50.00	32.80	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PG8	15.86	50.00	21.14	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
TB21	0.58	58.00	0.77	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PB1	9.98	56.00	13.30	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PB2	29.74	54.00	39.66	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PB3	30.57	52.00	40.75	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PB4	13.61	50.00	18.14	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制
PB5	12.30	50.00	16.39	$4/3 A_{s,req'd}$ 控制

表 6-41 頂層撓曲鋼筋設計量及設計彎矩強度計算

梁 編號	配筋方式	$A_{s,prov'd}$ (cm^2)	檢核	d (cm)	a (cm)	ϕM_n (tf-m)
TG21	8-D32	65.14	OK	139.62	9.58	332.01
TG22	8-D32	65.14	OK	139.62	9.58	332.01
PG1	8-D32	65.14	OK	134.62	9.58	319.70
PG2	8-D32	65.14	OK	134.62	9.58	319.70
PG3	8-D32	65.14	OK	129.62	9.58	307.39
PG4	8-D32	65.14	OK	129.62	9.58	307.39
PG5	8-D32	65.14	OK	124.62	9.58	295.07
PG6	8-D32	65.14	OK	124.62	9.58	295.07
PG7	8-D32	65.14	OK	122.12	9.58	288.92
PG8	8-D32	65.14	OK	122.12	9.58	288.92
TB21	9-D32	73.29	OK	142.12	10.78	378.78
PB1	9-D32	73.29	OK	137.12	10.78	364.93
PB2	9-D32	73.29	OK	132.12	10.78	351.08
PB3	9-D32	73.29	OK	127.12	10.78	337.23
PB4	9-D32	73.29	OK	122.12	10.78	323.37
PB5	9-D32	73.29	OK	122.12	10.78	323.37

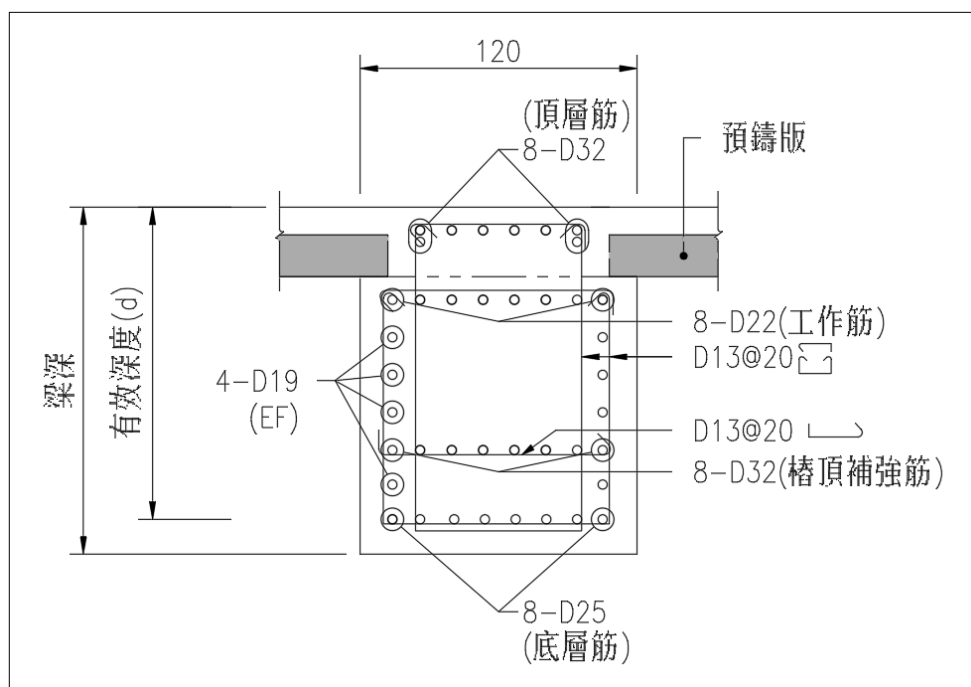


圖 6.13 梁配筋示意圖

表 6-42 常時底層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	d (cm)	M _u (tf-m)	M _n (tf-m)	R _n (kgf/cm ²)	ρ (-)	A _{s,req'dl} (cm ²)	x (cm)	X _{0.005} (cm)	檢核φ
TG21	142.50	9.49	10.54	0.43	0.000103	1.76	0.30	53.44	φ=0.9 (OK)
TG22	142.50	0.11	0.13	0.01	0.000001	0.02	0.00	53.44	φ=0.9 (OK)
PG1	137.50	8.99	9.99	0.44	0.000105	1.73	0.30	51.56	φ=0.9 (OK)
PG2	137.50	0.10	0.11	0.00	0.000001	0.02	0.00	51.56	φ=0.9 (OK)
PG3	132.50	9.05	10.06	0.48	0.000114	1.81	0.31	49.69	φ=0.9 (OK)
PG4	132.50	0.14	0.15	0.01	0.000002	0.03	0.00	49.69	φ=0.9 (OK)
PG5	127.50	8.48	9.42	0.48	0.000115	1.76	0.30	47.81	φ=0.9 (OK)
PG6	127.50	0.08	0.09	0.00	0.000001	0.02	0.00	47.81	φ=0.9 (OK)
PG7	125.00	8.19	9.10	0.49	0.000116	1.73	0.30	46.88	φ=0.9 (OK)
PG8	125.00	0.08	0.09	0.00	0.000001	0.02	0.00	46.88	φ=0.9 (OK)
TB21	145.00	0.20	0.22	0.01	0.000002	0.04	0.01	54.38	φ=0.9 (OK)
PB1	140.00	7.97	8.85	0.38	0.000090	1.51	0.26	52.50	φ=0.9 (OK)
PB2	135.00	4.61	5.12	0.23	0.000056	0.90	0.16	50.63	φ=0.9 (OK)
PB3	130.00	9.91	11.02	0.54	0.000129	2.02	0.35	48.75	φ=0.9 (OK)
PB4	125.00	21.69	24.10	1.29	0.000307	4.60	0.80	46.88	φ=0.9 (OK)
PB5	125.00	0.07	0.07	0.00	0.000001	0.01	0.00	46.88	φ=0.9 (OK)

表 6-43 短期底層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	d (cm)	M _u (tf-m)	M _n (tf-m)	R _n (kgf/cm ²)	ρ (-)	A _{s,req'd} l (cm ²)	x (cm)	X _{0.005} (cm)	檢核φ
TG21	142.5	28.40	31.55	1.29	0.000309	5.28	0.91	53.44	φ=0.9 (OK)
TG22	142.5	0.74	0.83	0.03	0.000008	0.14	0.02	53.44	φ=0.9 (OK)
PG1	137.5	27.55	30.61	1.35	0.000322	5.31	0.92	51.56	φ=0.9 (OK)
PG2	137.5	0.66	0.74	0.03	0.000008	0.13	0.02	51.56	φ=0.9 (OK)
PG3	132.5	63.27	70.30	3.34	0.000798	12.69	2.20	49.69	φ=0.9 (OK)
PG4	132.5	0.81	0.90	0.04	0.000010	0.16	0.03	49.69	φ=0.9 (OK)
PG5	127.5	36.48	40.53	2.08	0.000496	7.59	1.31	47.81	φ=0.9 (OK)
PG6	127.5	0.64	0.72	0.04	0.000009	0.13	0.02	47.81	φ=0.9 (OK)
PG7	125.0	44.01	48.91	2.61	0.000623	9.35	1.62	46.88	φ=0.9 (OK)
PG8	125.0	0.59	0.66	0.04	0.000008	0.13	0.02	46.88	φ=0.9 (OK)
TB21	145.0	2.45	2.72	0.11	0.000026	0.45	0.08	54.38	φ=0.9 (OK)
PB1	140.0	86.00	95.55	4.06	0.000973	16.34	2.83	52.50	φ=0.9 (OK)
PB2	135.0	37.15	41.28	1.89	0.000451	7.30	1.26	50.63	φ=0.9 (OK)
PB3	130.0	32.15	35.72	1.76	0.000420	6.56	1.13	48.75	φ=0.9 (OK)
PB4	125.0	68.80	76.45	4.08	0.000976	14.65	2.53	46.88	φ=0.9 (OK)
PB5	125.0	0.45	0.50	0.03	0.000006	0.09	0.02	46.88	φ=0.9 (OK)

表 6-44 底層撓曲鋼筋需求量計算

梁 編號	$A_{s,req'd}$ (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	$4/3A_{s,req'd}$ (cm^2)	$A_{s,req'd}$ (cm^2)
TG21	5.28	57.00	7.04	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
TG22	0.14	57.00	0.18	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG1	5.31	55.00	7.08	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG2	0.13	55.00	0.17	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG3	12.69	53.00	16.92	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG4	0.16	53.00	0.22	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG5	7.59	51.00	10.12	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG6	0.13	51.00	0.18	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG7	9.35	50.00	12.47	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PG8	0.13	50.00	0.17	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
TB21	0.45	58.00	0.60	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PB1	16.34	56.00	21.79	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PB2	7.30	54.00	9.73	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PB3	6.56	52.00	8.74	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PB4	14.65	50.00	19.53	$4/3A_{s,req'd}$ 控制
PB5	0.09	50.00	0.13	$4/3A_{s,req'd}$ 控制

表 6-45 底層撓曲鋼筋設計量及設計彎矩強度計算

梁 編號	配筋方式	$A_{s,prov'd}$ (cm^2)	檢核	d (cm)	a (cm)	ϕM_n (tf-m)
TG21	8-D25	40.54	OK	139.96	5.96	209.89
TG22	8-D25	40.54	OK	139.96	5.96	209.89
PG1	4-D25+4-D32	52.84	OK	134.96	7.77	261.80
PG2	8-D25	40.54	OK	134.96	5.96	202.23
PG3	4-D25+4-D32	52.84	OK	129.96	7.77	251.82
PG4	8-D25	40.54	OK	129.96	5.96	194.57
PG5	4-D25+4-D32	52.84	OK	124.96	7.77	241.83
PG6	8-D25	40.54	OK	124.96	5.96	186.90
PG7	4-D25+4-D32	52.84	OK	122.46	7.77	236.84
PG8	8-D25	40.54	OK	122.46	5.96	183.07
TB21	8-D25	40.54	OK	142.46	5.96	213.72
PB1	4-D25+4-D32	52.84	OK	137.46	7.77	266.80
PB2	4-D25+4-D32	52.84	OK	132.46	7.77	256.81
PB3	4-D25+4-D32	52.84	OK	127.46	7.77	246.82
PB4	4-D25+4-D32	52.84	OK	122.46	7.77	236.84
PB5	8-D25	40.54	OK	122.46	5.96	183.07

⑧ 檢核 ϕ ，計算設計中性軸位置 $x = \frac{A_{s,req'd} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b}$ ，若

$x < x_{0.005} = \frac{3}{8} d_t \approx \frac{3}{8} d$ ，則屬拉力控制斷面，假設成立 $\phi = 0.9$ 。

⑨ 檢核最小鋼筋量 $A_{s,min} = \max\left(0.8\sqrt{f'_c}, 14\right) \frac{bd}{f_y}$ ，若 $\frac{4}{3} A_{s,req'd}$ 仍小於

$A_{s,min}$ 時，考量經濟性規範允許使用 $\frac{4}{3} A_{s,req'd}$ 。

⑩ 決定鋼筋號數及數量，計算設計鋼筋量 $A_{s,prov'd} = \text{鋼筋數量} \times \text{鋼筋標稱斷面積} = n \times A_b$ ，並檢核是否滿足 $A_{s,prov'd} > A_{s,req'd}$ 。

⑪ 計算設計條件下梁之 d 、 a 及計算彎矩強度 ϕM_n 。

(3) 撓曲鋼筋需求量計算示範：

以梁 TG21 為例，示範頂層撓曲鋼筋設計計算流程，步驟如下：

① 假設梁保護層厚度 $i = 10\text{cm}$ 。

② 梁最外緣至受拉鋼筋重心距離 $d = \text{梁深} - i - d_{\text{箍筋}} - \frac{d_{\text{主筋}}}{2}$ ，先假設 $d \approx \text{梁深} - i = 152.5 - 10 = 142.5(\text{cm})$ 。

③ 由分析結果得最大極限彎矩強度

$M_u = \max(M_{u, \text{常時}}, M_{u, \text{短期}}) = \max(19.91, 79.49) = 79.49(\text{tf} - \text{m})$ ，假設 $\phi = 0.9$ ，計算設計彎矩強度 $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{79.49}{0.9} = 88.33(\text{tf} - \text{m})$ 。

④ 計算材料參數 $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 \times 280} = 17.65$

⑤ 計算力矩參數 $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{88.33 \times 10^5}{120 \times 142.5^2} = 3.62(\text{kgf} / \text{cm}^2)$

⑥ 計算鋼筋比

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{17.65} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 3.62}{4200}} \right] = 0.00087$$

⑦ 計算需求鋼筋量 $A_{s,req'd} = \rho b d = 0.00087 \times 120 \times 142.5 = 14.83 (cm)$

⑧ 檢核 ϕ ，計算設計中性軸位置

$$x = \frac{A_{s,req'd} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b} = \frac{14.83 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 0.85 \times 120} = 2.57 (cm) ,$$

$x < x_{0.005} = \frac{3}{8} d_t \approx \frac{3}{8} d = \frac{3}{8} \times 142.5 = 53.44 (cm)$ ，屬拉力控制斷面，假設成立 $\phi = 0.9$ 。

⑨ 檢核最小鋼筋量

$$A_{s,min} = \max \left(0.8 \sqrt{f'_c}, 14 \right) \frac{bd}{f_y} = 14 \times \frac{120 \times 142.5}{4200} = 57.00 (cm^2) ,$$

$\frac{4}{3} A_{s,req'd} = \frac{4}{3} \times 14.83 = 19.77 (cm^2)$ 小於 $A_{s,min}$ ，據規範由 $\frac{4}{3} A_{s,req'd}$ 控制需求量。

⑩ 計算梁編號 TG21 之撓曲鋼筋量，並檢核是否大於需求量，但為避免鋼筋量過少，造成斷面彎矩超出開裂彎矩後很快達到斷面計算彎矩強度，故上層撓曲鋼筋量採用 8-D32，設計撓曲鋼筋量。

$$A_{s,prov'd} = n \times A_b = 8 \times 8.143 = 65.14 (cm^2) > \frac{4}{3} A_{s,req'd} = 19.77 (cm^2) ,$$

檢核通過。

⑪ 假設梁 TG21 使用 D13 箍筋，計算設計條件下梁之 d 、 a 及設計彎矩。

$$d = \text{梁深} - i - d_{\text{箍筋}} - \frac{d_{\text{主筋}}}{2} = 152.5 - 10 - 1.27 - \frac{3.22}{2} = 139.62 (cm)$$

$$a = \frac{A_{s,req'd} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{65.14 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 120} = 9.58 (cm)$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= 0.9 \times A_{s,prov'd} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0.9 \times 65.14 \times 4200 \times \left(139.62 - \frac{9.58}{2} \right) \times 10^{-5} \\
&= 332.01(tf - m)
\end{aligned}$$

(4) 剪力鋼筋需求量計算步驟如下，其設計結果詳表 6-46~表 6-48

① 假設梁保護層厚度 $i=10cm$ 。

② 依撓曲鋼筋設計結果計算梁最外緣至受拉鋼筋重心距離

$$d = \text{梁深} - i - d_{\text{箍筋}} - \frac{d_{\text{主筋}}}{2}, \text{ 假設 } d_{\text{箍筋}} \approx 1(cm)。$$

③ 計算混凝土剪力強度 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$ 。

④ 計算鋼筋剪力強度需求 $V_{s,req'd} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ ，其中 $\phi=0.75$ 。

⑤ 若 $\frac{V_u}{\phi} \geq V_c$ ，則 $A_{s,req'd} = \frac{V_{s,req'd}}{f_{yv} \times d}$ (單位面積/單位長度)；若 $\frac{V_u}{\phi} < V_c$ ，

則 $A_{s,req'd}$ 由最小剪力鋼筋量 $A_{v,min} = \max(3.5, 0.2\sqrt{f'_c}) \frac{bs}{f_{vy}}$ 控制。

⑥ 決定剪力鋼筋號數及間距，並檢核設計剪力鋼筋量是否滿足 $A_{v,prov'd} > A_{v,req'd}$ 。計算設計剪力鋼筋量

$$\begin{aligned}
A_{v,prov'd} &= \text{剪力鋼筋數量} \times 2 \times \text{鋼筋標稱斷面積} \times \frac{\text{單位長度}}{\text{間距}} \\
&= n \times 2 \times A_b \times \frac{\text{單位長度}}{s} (\text{單位面積/單位長度})
\end{aligned}$$

(5) 剪力鋼筋需求量計算示範：

以梁 TG21 為例，示範剪力鋼筋設計計算流程，步驟如下：

① 假設梁保護層厚度 $i=10cm$ 。

② 依撓曲鋼筋設計結果計算梁最外緣至受拉鋼筋重心距離

$$d = \text{梁深} - i - d_{\text{箍筋}} - \frac{d_{\text{主筋}}}{2} = 152.5 - 10 - 1 - \frac{3.22}{2} = 139.89(cm), \text{ 假設}$$

$$d_{\text{箍筋}} \approx 1(\text{cm})。$$

③ 計算混凝土剪力強度

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53 \times \sqrt{280} \times 120 \times 139.89 \times 10^{-3} = 148.88(\text{tf})。$$

④ 由分析結果得最大極限剪力強度

$$V_u = \max(V_{u,\text{常時}}, V_{u,\text{短期}}) = \max(17.01, 37.48) = 37.48(\text{tf} - \text{m})，$$

$$\text{計算 } \frac{V_u}{\phi} = \frac{37.48}{0.75} = 49.97(\text{tf})，\text{其中 } \phi = 0.75。$$

⑤ 因 $\frac{V_u}{\phi} < V_c$ ，故 $A_{s,\text{req'd}}$ 由最小剪力鋼筋量

$$A_{v,\text{min}} = \max\left(3.5, 0.2\sqrt{f'_c}\right) \frac{bs}{f_{vy}} = 3.5 \times \frac{120}{2800} \times 100 = 15(\text{cm}^2 / \text{m}) \text{ 控制}。$$

⑥ 梁編號 TG21 剪力鋼筋採用 2-D13@20 設計，設計剪力鋼筋量

$$A_{v,\text{prov'd}} = 2 \times 2 \times 1.267 \times \frac{100}{20} = 25.34(\text{cm}^2 / \text{m}) > A_{v,\text{req'd}} = 15(\text{cm}^2 / \text{m})$$

，檢核通過。

表 6-46 常時剪力強度需求量計算

梁 編號	d (cm)	V_c (tf)	V_u (tf)	V_u/ϕ (tf)	備註
TG21	139.89	148.88	17.02	22.69	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
TG22	139.89	148.88	16.64	22.18	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG1	134.89	143.55	18.16	24.22	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG2	134.89	143.55	18.14	24.19	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG3	129.89	138.23	18.64	24.85	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG4	129.89	138.23	17.02	22.69	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG5	124.89	132.91	17.41	23.21	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG6	124.89	132.91	18.64	24.85	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG7	122.39	130.25	17.11	22.81	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG8	122.39	130.25	15.74	20.99	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
TB21	142.39	151.54	25.12	33.49	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB1	137.39	146.21	26.32	35.10	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB2	132.39	140.89	27.31	36.41	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB3	127.39	135.57	21.76	29.02	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB4	122.39	130.25	14.24	18.99	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB5	122.39	130.25	4.18	5.58	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制

表 6-47 短期剪力強度需求量計算

梁 編號	d (cm)	V_c (tf)	V_u (tf)	V_u/ϕ (tf)	備註
TG21	139.89	148.88	41.28	55.03	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
TG22	139.89	148.88	40.96	54.61	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG1	134.89	143.55	47.42	63.23	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG2	134.89	143.55	47.44	63.25	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG3	129.89	138.23	56.05	74.73	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG4	129.89	138.23	46.23	61.64	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG5	124.89	132.91	46.92	62.56	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG6	124.89	132.91	56.00	74.67	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG7	122.39	130.25	46.54	62.05	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PG8	122.39	130.25	41.57	55.43	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
TB21	142.39	151.54	61.63	82.17	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB1	137.39	146.21	78.01	104.01	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB2	132.39	140.89	75.72	100.95	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB3	127.39	135.57	61.12	81.49	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB4	122.39	130.25	37.08	49.44	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制
PB5	122.39	130.25	3.93	5.23	$V_u/\phi < V_c$, $A_{v,min}$ 控制

表 6-48 剪力鋼筋需求量計算

型式	配筋方式	S (cm)	$A_{v,prov'd}$ (cm ² /m)	$A_{v,min}$ (cm ² /m)	檢核
TG21	2-D13	20	25.34	15.00	OK
TG22	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG1	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG2	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG3	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG4	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG5	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG6	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG7	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PG8	2-D13	20	25.34	15.00	OK
TB21	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PB1	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PB2	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PB3	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PB4	2-D13	20	25.34	15.00	OK
PB5	2-D13	20	25.34	15.00	OK

2. 版設計(工作應力法)

(1) 版分類編號如圖 6-14 及表 6-49 所示。

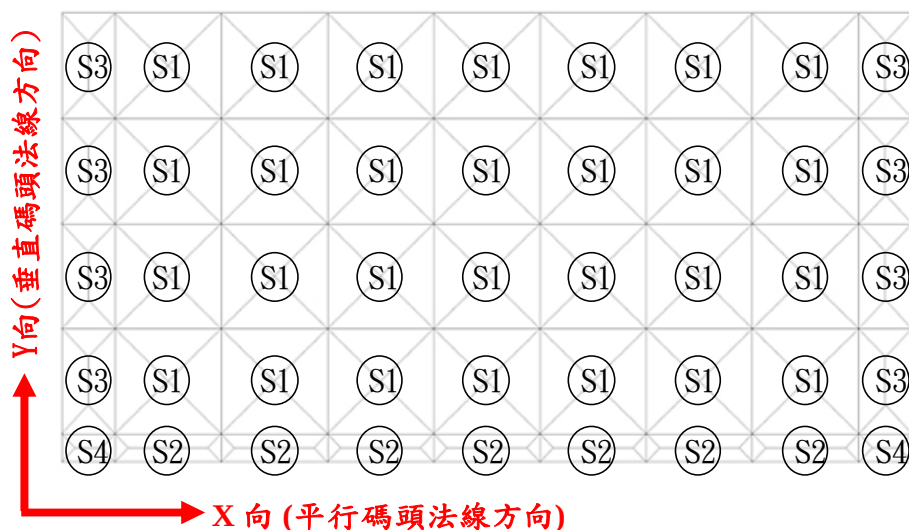


圖 6.14 版分類編號

表 6-49 版分類編號及分析方法

版編號	L_x (m)	L_y (m)	$\lambda = L_x / L_y$	分析方法
S1	3.80	5.10	0.75	四邊固定雙向版設計
S2	1.65	3.80	0.43	四邊固定雙向版設計
S3	1.89	5.10	0.37	兩邊固定單向版設計
S4	1.65	1.89	0.87	四邊固定雙向版設計

- ① L_x 、 L_y ：版 x、y 向長度
- ② $\lambda < 0.4$ 或 $\lambda > 2.5$ 採用兩邊固定單向版設計
- ③ $\lambda \geq 0.4$ 或 $\lambda \leq 2.5$ 採用四邊固定雙向版設計

(2) 版荷載

- ① 靜載重：S1～S2 版靜載重=版厚×鋼筋混凝土單位體積重量為
 $=0.3 \times 2.45 = 0.735 \text{ tf/m}^2$
- ② 活載重： $q_L = 3 \text{ tf/m}^2$
- ③ 車輛載重：採 HS-20-44，軸重及輪重與位置關係詳圖 6.15～圖 6.17。

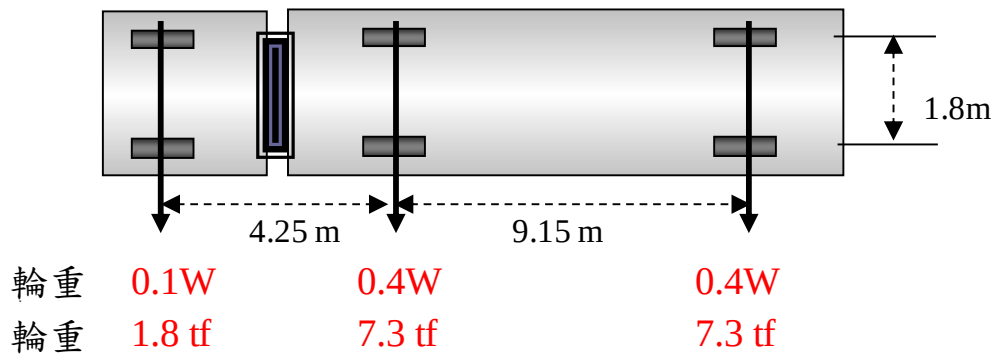


圖 6.15 車輛軸重及輪重與位置關係圖

④ 裝卸機械載重：200tf 吊車

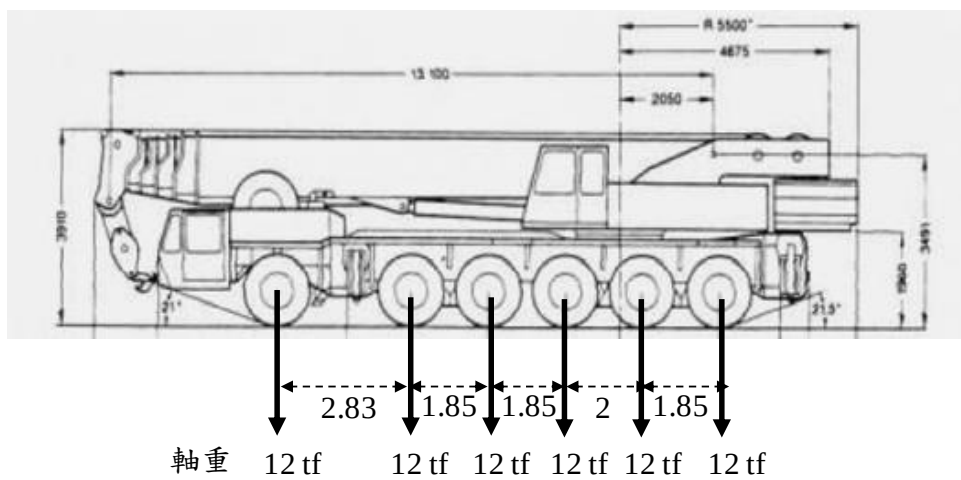


圖 6.16 裝卸機械軸重與位置關係圖-1

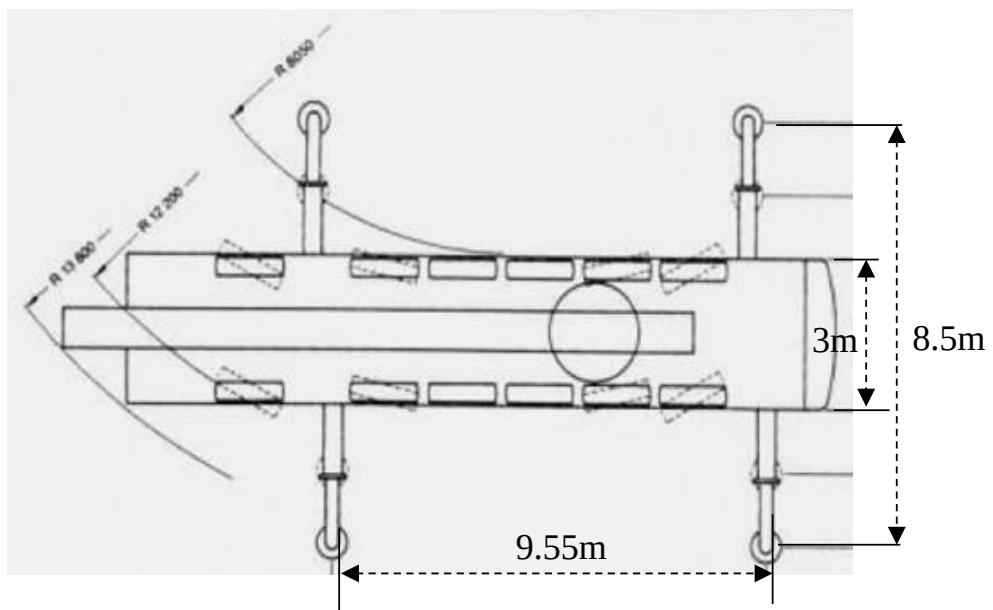


圖 6.17 裝卸機械軸重與位置關係圖-2

⑤ 車輛分佈載重如圖 6.18 及表 6-50 所示

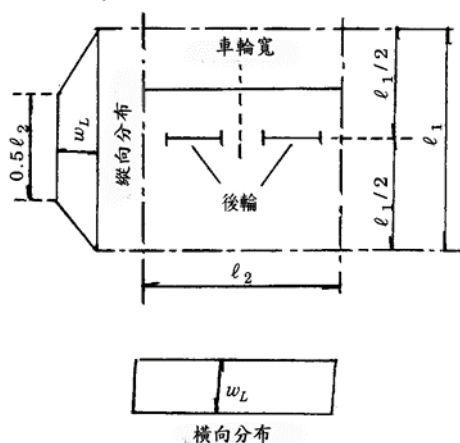


圖 6.18 車輛分佈載重示意圖

表 6-50 車輛分佈載重表

車輛種類			200ton 吊車			HS20-44			W_L (tf/m ²)
版編號	L_x (m)	L_y (m)	P (tf)	輪數 (個)	C (m)	P (tf)	輪數 (個)	C (m)	
S1	5.10	3.80	6	6	2.75	4.55	2	1.8	4.12
S2	1.65	3.80	6	3	2.75	7.3	1	1.8	2.83
S3	5.10	1.89	6	3	2.75	4.55	2	1.8	2.95
S4	1.89	1.65	6	2	2.75	7.3	1	1.8	3.36

P : 車輪重(tf)

C : 車輪寬(m)

W_L : 換算等分佈荷重(tf/m²) , $W_L = \frac{P}{(0.25L_y + 0.5L_x) \times C}$

(3) 版彎矩計算

① 四邊固定雙向版

$\lambda \leq 1$ 時

$$M_x = C_x \times q_L \times L_x^2$$

$$M_y = C_y \times q_L \times L_y^2$$

$\lambda > 1$ 時

$$M_x = C_x \times q_L \times L_y^2$$

$$M_y = C_y \times q_L \times L_y^2$$

λ : 邊長比, $\lambda = \frac{L_x}{L_y}$

M_x 、 M_y : X、Y 向彎矩

C_x 、 C_y : X、Y 向彎矩係數

q : 均佈荷重(tf/m²)

② 兩邊固定單向版

$$M_A = w \times L_s^2 / 12$$

$$M_a = w \times L_s^2 / 24$$

w : 版所受之均佈荷重(tf/m²)

L_s : 版短邊長(m)

M_A : 固定端彎矩(tf-m)

M_a : 跨距中最大彎矩(tf-m)

(4) 版設計彎矩

① 載重組合

常時 case1 : 固定荷重

短期 case2 : 固定荷重+活荷重

短期 case3 : 固定荷重+車輛荷重

② 設計彎矩 : 詳表 6-51。

表 6-51 版分類編號及分析方法

版編號 S1	case1	case2	case3
M_x (tf-m)	0.73	3.78	4.92
M_y (tf-m)	0.59	3.04	3.95
版編號 S2	case1	case2	case3
M_x (tf-m)	0.16	0.85	0.81
M_y (tf-m)	0.11	0.58	0.55
版編號 S3	case1	case2	case3
M_x (tf-m)	0.22	1.11	1.1
M_y (tf-m)	0.15	0.76	0.75
版編號 S4	case1	case2	case3
M_x (tf-m)	0.12	0.62	0.68
M_y (tf-m)	0.11	0.55	0.6

(5) 版設計相關參數

① 混凝土抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

② 混凝土容許撓曲壓應力 $f_{ca} = 0.45 f'_c = 126 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

③ 鋼筋彈性模數 $E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 2.51 \times 10^5 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

④ 撓曲鋼筋降伏強度

$$f_y = \begin{cases} 2800 & \text{kgf} / \text{cm}^2, D16(\text{含}) \text{以下} \\ 4200 & \text{kgf} / \text{cm}^2, D19(\text{含}) \text{以上} \end{cases}, f_y = 4200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

⑤ 撓曲鋼筋容許拉應力

$$f_{sa} = \begin{cases} 1400 & \text{kgf} / \text{cm}^2, D16(\text{含}) \text{以下} \\ 1600 & \text{kgf} / \text{cm}^2, D19(\text{含}) \text{以上} \end{cases}, f_y = 4200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

⑥ 鋼筋彈性模數 $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

⑦ 彈性模數比 $n = \frac{E_s}{E_c} = 8$

⑧ 版厚 $h = 30 \text{ cm}$

(6) 版配筋檢核

① 最小鋼筋量 $A_{s,min} = \begin{cases} 0.0020 \times b \times h, & D16(\text{含})\text{以下} \\ 0.0018 \times b \times h, & D19(\text{含})\text{以上} \end{cases}$

② 鋼筋需求量

$$A_{s,req'd} = \min \left(\frac{M_w}{f_{sa} \times j \times d}, A_{s,min} \right), \quad j = 1 - \left(n / \left(n + \frac{f_{sa}}{f_{ca}} \right) / 3 \right)$$

③ 最大鋼筋量 $A_{s,max} = \frac{n}{[2r(n+r)]} \times b \times d, \quad r = \frac{f_{sa}}{f_{ca}}$

④ 撓曲鋼筋配置量 $A_{s,prov'd} \geq A_{s,req'd}, \quad A_{s,rov'd} \leq A_{s,max}$

⑤ 採 S1 示範計算流程，

$$\text{最小鋼筋量 } A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.40 \text{ (cm)}$$

表 6-52 版撓曲鋼筋需求量計算

型式	M _w (tf-m)	A _{s,req'd} (cm ² /m)	配筋方式	S (cm)	A _{s,prov'd} (cm ² /m)	A _{s,max} (cm ² /m)	檢核
S1	4.92	12.39	D22	@20	19.36	32.9	OK
S2	0.85	5.40	D22	@20	19.36	32.9	OK
S3	1.11	5.40	D22	@20	19.36	32.9	OK
S4	0.68	5.40	D22	@20	19.36	32.9	OK

3. 樁頭設計(工作應力法)

樁頭為剛接時可依下式估算樁頭埋入上部結構深度：

$$L = \sqrt{\frac{6M_0}{Bf_{cp}}}$$

L ：樁頭埋入上部結構深度

M₀ ：樁頭拘束力矩

B ：樁之寬度或直徑

f_{cp} ：上部結構混凝土容許承壓應力

取直樁及斜樁受力最大彎矩值計算樁頭埋入深度，計算結果詳表 6-53，實際案例設計均有進行樁頭處理，樁內鋼筋埋置深度大於計算深度，即設計合理。

表 6-53 樁頭埋入上部結構深度計算表

型式	M_0 (tf-m)	B (m)	F_{cp} (kgf/cm ²)	L (m)
直樁	98	0.80	280	0.51
斜樁	140	0.80	280	0.61

4. 碼頭岸肩

本計算例標準單元碼頭岸肩寬度為 29.7m，採鋼筋混凝土鋪面，並考量降雨強度設計 0.5%之洩水坡度。

5. 鋼管樁防蝕

第二排鋼管樁示範防蝕設計

(1) 防蝕設計條件

- ① 防蝕環境：汙染環境
- ② 保護範圍：海水中及海床下面積
- ③ 防蝕年限：20 年
- ④ 鋼管樁總長：40.0m
- ⑤ 鋼管樁直徑：0.80m

(2) 設計標準及規範：「港灣構造物陰極防蝕設計規範草案」，交通部運輸研究所港灣技術研究中心。

(3) 設計流程：詳圖 6.19。

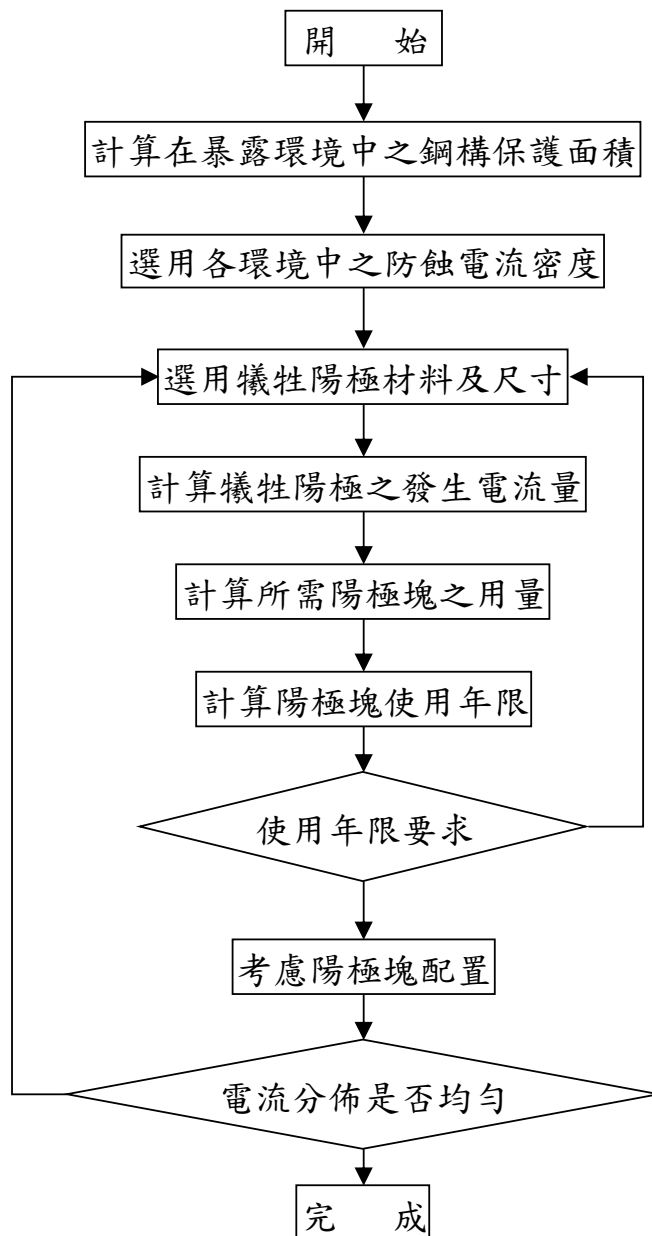


圖 6.19 陽極塊設計流程圖

(4) 保護面積計算

① 鋼管樁海水中長度 $H_1=11.77\text{m}$ ，

$$\text{海水中保護面積 } A_{p1}=\pi \times D \times H_1=\pi \times 0.80 \times 11.77=29.58 \text{ (m}^2\text{)}$$

② 鋼管樁拋石中長度 $H_2=2.19\text{m}$ ，

$$\text{拋石中保護面積 } A_{p2}=\pi \times D \times H_2=\pi \times 0.80 \times 2.19=5.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

③ 鋼管樁海床下長度 $H_3=21.48\text{m}$ ，

$$\text{海床下保護面積 } A_{p3}=\pi \times D \times H_3=\pi \times 0.80 \times 21.48=53.99 \text{ (m}^2\text{)}$$

(5) 各環境中之防蝕電流密度計算

鋼管樁於不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考詳表 6-54。

① 汙染程度 $K=1.5$

② 海水中 $i_1=100 \times 1.5=150 \text{ (mA/m}^2\text{)}$

③ 拋石中 $i_2=50 \times 1.5=75 \text{ (mA/m}^2\text{)}$

④ 海床下 $i_3=20 \times 1.5=30 \text{ (mA/m}^2\text{)}$

表 6-54 不同環境下裸鋼最低防蝕電流密度需求標準參考表

環 境			初期防蝕電流密度 (mA/m ² 裸鋼面積)
一般環境	港灣	海水	100
		石礫	50
		海底土	20
	外海	海水	100
		石礫	50
		海底土	20
特殊海域	汙染	海水	150
		石礫	75
		海底土	30
	流速	1 (m/sce)	160
		2 (m/sce)	230
		3 (m/sce)	270

(6) 犧牲陽極材料及尺寸

① 陽極塊材料：鋁合金，比重 $2.7 \text{ (tf/m}^3\text{)}$

② 陽極塊尺寸： $a=22.5 \text{ (cm)}$ ， $b=26.5 \text{ (cm)}$ ， $h=25 \text{ (cm)}$ ， $L=95 \text{ (cm)}$ ，詳圖 6.20。

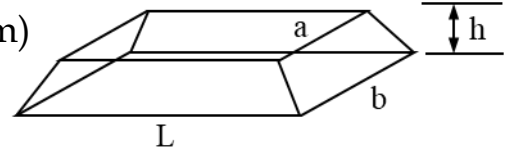
③ 陽極塊表面積 $A \approx (a+b+2h)L=9405 \text{ (cm}^2\text{)}$

④ 陽極塊截面積 $C=(a+b)/2 \times L=612.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

⑤ 陽極塊周長 $C1=[(a+b)/2+L] \times 2=239 \text{ (cm)}$

⑥ 陽極塊重量 $w=\text{比重} \times C \times L=157 \text{ (kg)}$:

⑦ 陽極塊等效半徑 $r=\sqrt{C/\pi}=14 \text{ (cm)}$



(7) 犧牲陽極發生電流量計算

① 有效電位差 $E=0.25 \text{ (V)}$

圖 6.20 陽極塊尺寸示意圖

② 海水電阻比 $\rho=25 \text{ (}\Omega\text{-cm)}$

③ 陽極利用率 $\mu=0.95$ (長條(非)圓柱形)

④ 單塊陽極塊年消耗量 $W_p=3.4 \text{ (kg/A} \cdot \text{yr)}$ ，依據港灣構造物陰極防蝕設計規範草案 4.1.3 節。

⑤ 犧牲陽極塊對海水電阻 $R_a = \frac{\rho}{2\pi L} \left(\ln \frac{4L}{r} - 1 \right) = 0.1 \text{ (}\Omega\text{)}$

⑥ 每塊犧牲陽極的發生電流 $I_g = E/R_a \times 1000 = 2500 \text{ (mA)}$

⑦ 平均保護電流量 $I_{avg}=0.67 \times I_g=1.7 \text{ (A)}$

(8) 陽極塊使用年限

單塊陽極塊使用年限 $t = \frac{w \times \mu}{W_p \times I_{avg}} = \frac{157 \times 0.95}{3.4 \times 1.7} = 25 \text{ (yr)}$

(9) 陽極塊用量

① 餘裕係數 $U_v=10\%$

② $\Sigma i_i \times A_{pi} \times (1+U_v)$
 $= (150 \times 29.58 + 75 \times 5.50 + 30 \times 53.99) \times (1+0.1)$
 $= 7116 \text{ (mA)}$

③ 所需犧牲陽極塊數量 $N = \frac{\Sigma i_i \times A_{pi} \times (1+U_v)}{I_g} = \frac{7116}{2500} = 2.8$,

故該鋼管樁防蝕系統採用 3 塊陽極塊 157kg 鋁合金陽極塊。

6.3 維護管理及巡檢診斷

一般港灣構造物處在嚴峻的自然環境下，材料的劣化、構件的損傷、基礎的沖刷、下陷、掩埋等引起使用期間性能降低所產生的疑慮。因此，為維持構造物其在使用期間能滿足性能要求，可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，另巡檢種類之頻率及診斷項目(如表 6-55 所示)則依各港權管機關之維護管理手冊，針對碼頭岸壁法線岸的凹凸、出入、鋪面、上部工、鋼管樁、擋土護岸及附屬設施等變化情形，辦理劣化度評估與判定。

表 6-55 棧橋式碼頭巡檢診斷項目標準分類

項目類別 設施	I 類	II 類	III 類
棧橋式碼頭	【棧橋法線】 凹凸、出入 【鋪面】 下陷、坍塌 【鋼管樁等】 鋼材的腐蝕、龜裂、損傷 【海底地基】 沖刷、土砂的淤積 【擋土護岸背後鋪面】 淘出、空洞化 【上部工(底面)(PC)】 混凝土裂化	【鋪面】 混凝土・瀝青鋪面等的劣化、損傷 【上部工(底面)(PC)】 混凝土的劣化、損傷 【上部工上面、側面】 混凝土的劣化、損傷 【鋼管樁等】 塗裝防蝕工陰極防蝕工 【渡版】 塗裝、損傷 【防舷材、繫船柱】 劣化、損傷	• 左欄以外

註：類別I：對設施性能與安全性產生直接影響的構件，與設施整體的位移和沉陷。

類別II：對設施性能產生影響的構件，如鋼鐵構建之防蝕設施。

類別III：相關附屬設施，如防護欄、爬梯。

6.4 設計基準修訂對設計案例之使用差異

本棧橋式碼頭設計案例係依據交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準(草案)」進行編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異，列示如下：

1. 地震力及其外力計算：有關港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，依各微分區內之震區水平譜加速度係數，修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第二篇第十章「耐震設計」，並依第二篇第十二章「土壓及水壓」之相關規定辦理土壓及水壓之計算，以進行壁體穩定之分析。
2. 樁基處承载力計算：依「港灣構造物設計基準(草案)」第五篇第四章「樁基礎承载力」之相關規定辦理，須考慮樁端有效面積(閉塞率)。
3. 強度設計法：該方法主要探討結構物在於使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，為使設計結果較經濟且接近真實情況，並修訂於「港灣構造物設計基準(草案)」第三篇第三章「工程材料」。本計畫上部結構依循「強度設計法」之計算流程進行相關設計。惟下部結構(鋼構造物)常與土壤互制，仍以工作應力法設計較為保守適當。
4. 維護管理及巡檢診斷：為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，茲新增修訂「港灣構造物設計基準(草案)」第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章，並於本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，供作未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

第七章 結論與建議

交通部運輸研究所於 108 年度完成基準條文編修並報部複審，考量於新技術條文頒布施行時，設計者在實際作業階段，將面臨設計作業流程、設計方法、設計參數等相關需考量之因素將有所改變，爰辦理本計畫以研擬設計彙編供設計者參循。

7.1 結論

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其使用年限期間的安全性受到地震、潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，配合交通部運輸研究所於 108 年完成之「港灣構造物設計基準」編修成果，研擬國內之防波堤與碼頭設計案例並進行案例編彙，供交通部航港局、臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，於設計作業審查時參查使用，使所設計之港灣構造物能滿足運輸安全及服務品質需求。

為使所編彙之設計案例符合設計基準規定與國內港灣環境特性，本次研究選用目前國內最通用之五例構造型式進行編彙，主要項目說明如下：

1. 研擬國內「安平港海岸整治工程」之拋石斜坡堤、「高雄港洲際貨櫃中心之外廓防波堤工程」之沉箱式合成堤、「馬祖港埠白沙碼頭工程」之方塊式碼頭、「布袋港 N3 碼頭工程」之板樁式碼頭，及「臺中港#44~#45 碼頭及南泊渠護岸新建工程」之棧橋式(斜樁)碼頭等五例工程案例，並完成其設計案例之編彙。
2. 各案例均增列「設計基準修訂對設計案例之使用差異」專節，以利使用者瞭解港灣構造物設計基準(民國 85、86 年版與 108 年版)所修訂之技術內容對於設計之使用差異，並另彙整於附錄四。
3. 為確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並考量氣候變遷所造成之影響，相關原則已納入交通部運輸研究所 108 年完成之編修成果，

故本次研究設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，就斷面構造型式之各項目辦理劣化評估判定，可供做未來各港權管機關進行構造物維護管理及巡檢時有所依循。

7.2 建議

本次研究設計案例係依設計基準(草案)之技術內容進行編彙工作，故除增列專章說明其使用差異外，部分如外廓堤之堤腳保護設計、板樁式碼頭之主板樁設計等技術內容，建議未來可納入修訂方向進行檢討，俾使我國設計基準更臻完備。

7.3 研究成果及其效益

本次研究之成果，已完成研擬國內之設計案例，並採案例方式說明各種斷面型式之防波堤與碼頭，其相關之參數引用、設計流程及設計方法等，集結成冊做為設計者之參循，使設計者容易瞭解編修後基準條文使用方式，提升工程設計品質及運輸安全需求。

7.4 提供應用情形

設計案例編彙成果供交通部航港局、臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，於設計作業審查時參查使用，藉以提升工程設計品質，提昇港灣構造物性能，滿足運輸安全需求。

參 考 文 獻

1. British Standards Institution, "British Standard Code of Practice for Maritime Structures," 1991.
2. OCIDI, "Technical Standards and for Port and Harbour Facilities in Japan," 2009.
3. OCIDI, "Technical Standards and for Port and Harbour Facilities in Japan," 2012.
4. U.S. Army Corps of Engineers, "Coastal Engineering Manual," 2008.
5. 日本国土交通省国土技術政策総合研究所, 『性能設計体系に対応したマリーナ等施設の設計の基本的考え方』, 2009。
6. 内政部, 『建築物耐震設計規範及解說』, 民國100年1月。
7. 交通部, 『港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及說明』, 民國85年。
8. 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。
9. 交通部運輸研究所, 『港灣構造物設計基準增補研究(一)』, 民國96年12月。
10. 交通部運輸研究所, 『港灣構造物設計基準增補研究(二)』, 民國97年12月
11. 交通部運輸研究所, 『港灣構造物設計基準(草案)』, 民國108年12月。

附錄一

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙

合作研究單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
一、蔡瑤堂 委員		
1. P.1-1「貴所」...，封面是交通部運輸研究所，建議改為「本所」...	感謝指正，配合現階段案例編彙工作與報告成果係同交通部運輸研究所合作辦理，則「貴所」建議調整為「交通部運輸研究所」。(詳 P.1-1)	同意合作研究單位的說明與處理。
2. P.1-1...本土化...，港灣構造物設計已無本土化及非本土化之分，建議取消「本土化」三個字。	遵照辦理。(詳 P.1-1)	同意。
3. P.2-4 三、案例簡介，建議把功能需求、地形水深及施工材料供給條件等作一概要說明。	遵照辦理。(詳各章設計案例之設計概述說明)	同意。
4. P.2-5 平面圖有兩道防波堤，本設計案例是屬那道堤，請註明。	感謝指正，於案例簡介補充「選用北堤段作設計案例說明」說明，並標示於平面位置圖。(詳 P.2-5)	同意合作研究單位的說明與處理。
5. P.2-7 對於設計波浪一般性的說明建議移到 P.2-3 設計波浪。	遵照辦理。(詳 P.2-7)	同意。
6. P.2-8 七、地震力，本案工址位於新北市林口區...，請確認。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.2-8)	同意。
7. P.2-9 對於堤體斷面研擬一般性的說明建議移至 P.2-3 擬定斷面。	感謝建議，惟所參考之設計案例，對於現地環境及施工性考量因素說明，建議仍維持原架構，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
8. P.2-11 Goda 公式是否適用在拋石斜坡堤堤頂混凝土波力計算，請再檢討。	感謝建議，參考過往斜坡堤與合成堤設計案例，使用 Goda 公式計算堤體波力並未有窒礙之情事，應屬適宜，懇請委員諒察。(詳 P.2-11)	同意合作研究單位的說明。
9. P.2-12 本章是拋石斜坡堤，但圖 2.3-2 是沉箱合成堤，建議修改一下(如設計基準圖 C5-3)，讓初學者不致困惑。	感謝指教，已修正相關圖面俾利設計者使用。(詳 P.2-12 之圖 2.6)	同意。

10.P.2-13 符號說明,「堤底、胸牆、護基方塊」等都不適合本案例,建議修正。	感謝指正,已辦理修正。(詳 P.2-12)	同意。
11.P.2-14 α_3 上下不一致,建議再核對一下所有計算。	遵照辦理。(詳 P.2-13)	同意。
12.P.2-15(四)波力合成力及力矩,按圖 2.1-4 場鑄混凝土低於護面消波塊,請考慮是否需折減波力。	感謝建議,本案例堤面為與既有結構銜接而採 E.L.+5m 設計,且因消波塊之排列尺寸使其頂高高於堤面,並採保守計,不考量波力折減,懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
13.P.2-16 W_s 未計入,建議作一說明,讓初學者不致困惑。	感謝指正,本案例突堤且兩面通水,未受堤後土壓力作用,已移除公式 W_s 及符號說明。(詳 P.2-15 之安定計算)	同意合作研究單位的說明與處理。
14.P.2-24 K_d ...一般採 7.5,此說法是否適當,請檢討。	感謝建議,參考設計基準第二篇第五章「表 C5-2 日本使用之消波塊 K_d 值」,菱形塊為 7.2~8.3,而本案例選用 7.5,應屬合宜。	同意合作研究單位的說明。
15.P.2-27...預留 11m 之護面塊石...,請以圖 2.1-4 補充說明。	感謝指正,本案例之堤腳保護設計參考 B.S. code 建議,採淺水情況之堤腳保護型式,並於堤腳處滿足堆置塊石至少 4 個塊石之需求,惟其對「保護長度」未有最小需求之規定,已修訂相關文字。(詳 P.2-28)	同意合作研究單位的說明與處理。
16.P.2-30 本設計符合可維護性及未來維護管理的方便性,可按表 2.5-1 進行維護管理及維修。	遵照辦理。(詳各章設計案例之維護管理及巡檢診斷說明)	同意。
17.表 2.5-1 建議改為: I 類:【堤體】堤心石及消波塊的移動、散亂及下陷。 【堤趾】沖刷、淤積。 【場鑄混凝土】位移、下陷。 II 類:【場鑄混凝土】劣化、損傷。 【消波塊】劣化、損傷。	遵照辦理。(詳各章設計案例之維護管理及巡檢診斷說明)	同意。
18.P.3-4 案例簡介,建議把功能需求、地形水深及沉箱施工場地	遵照辦理。(詳各章設計案例之案例簡介說明)	同意。

條件等作一概要說明。		
19.P.3-7 對於設計波浪一般性的說明建議移到 P.3-3 設計波浪。	感謝建議，惟所參考之設計案例，對於現地環境及施工性考量因素說明，建議仍維持原架構，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
20.P.3-9 堤體斷面研擬，沉箱寬度是否也需先假設試算後才決定，或一下子用 26.45m 寬度檢核其安定，請在此加以說明。	感謝指正，有關沉箱寬度係經堤體安定計算反覆檢核，並逐漸修正至最佳斷面，已補充此說明。(詳 P.3-9，章節 3.3.1 說明)	同意合作研究單位的說明與處理。
21.P.3-19 護面塊石重量，計算結果是「D 型護基方塊」，而非「15 噸截頭消波塊」，請確定。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.3-30，章節 3.4 章節說明)	同意。
22.P.3-22 護基方塊設計為何不按設計基準 P.7-28~7-29 之方法設計，請確認。	感謝建議，本案例所採 D 型護基方塊即依此方法檢核其厚度，惟表 C4-1 所列方塊規格本案例僅作參考，懇請委員諒察。(安全)	同意合作研究單位的說明。
23.P.3-22 細部設計方法，本沉箱式合成堤僅完成基本設計，沉箱之細部設計是否等期末報告才出現，請說明。	有關外廓防波堤主要係以重力式結構抵禦波力作用，其設計包含基本斷面決定、護面塊石、內部材料重量決定及堤腳保護等內容，而沉箱僅為提供適足重量之構件，故建議不列入本次案例編彙，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
24.P.3-25 為將來維護管理之方便性，建議在設計時在堤頂混凝土海側牆預留檢查孔，以檢查沉箱內填料下陷情形，此孔以鑄鐵蓋封住。	有關填料是否流失，建議仍採外觀及水下檢測等方式檢查，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
25.P.4-1 碼頭有用「漿砌塊石」及有「胸牆」嗎?請確認。	感謝指正，該段文字為重力式結構之敘述。方塊式碼頭未有使用「漿砌塊石」與「胸牆」，已配合調整文字。(詳 P.4-1)	同意合作研究單位的說明與處理。
26.P.4-4 及 P.4-5 表 4.1-1 及表 4.1-2 係引用 107 年設計基準修訂之研究，但 108 年版已變更，將來交通部審核後若有變更再配合修改，但防波堤設計案例未引用，為求一致，建議防波	遵照辦理。	同意。

堤也列出引用基準。		
27.P.4-9 圖 4.2-2 馬公港，應為馬祖港之誤植；表 4.2-1，30,000 應為 3,000 之誤，請確認。	感謝指正，此處為誤植，已修正設計船型為 20GT。(詳 P.4-17)	同意。
28.P.4-11 圖 4.2-3 所示...如圖 4.2-3，語意不清，請修正；表 4.2-4 方塊較基準面突出，請註明基準面。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-18，圖 4.7)	同意。
29.P.4-12 圖 4.2-3，方塊 2、3、4 前面是否有消波孔，若是，建議繪出方塊詳圖。	方塊 2、3、4 為消波方塊，並於圖面繪製消波孔。(詳 P.4-18，圖 4.7)	同意合作研究單位的說明與處理。
30.P.4-32 表 4.3-1，I 類【鋪面】建議改為【鋪面及背填】，建議刪除「方塊的空洞化」。	遵照辦理。(詳 P.4-49)	同意。
31.P.5-50 表 5.3-1，【鋪面】建議刪除淘出、空洞化。	遵照辦理。(詳 P.5-58)	同意。
32.P.6-41 表 6.3-1，I 類:【鋪面】建議刪除淘出、空洞化，【擋土護岸】建議改為【擋土護岸背後鋪面】淘出、空洞化，並加【上部工(底面)(PC)】混凝土的劣化、損傷。II 類:修改【上部工(底面)(RC)】混凝土的劣化、損傷，增加【上部工上面、側面】混凝土的劣化、損傷，修改【渡版】為塗裝、損傷。	遵照辦理。(詳 P.6-78)	同意。
33.錯別字及語意不清之處請再詳閱後修正。	遵照辦理。	同意。
二、李季欣 委員		
1. P.2-12 圖 2.3-2 裡的方格是否為誤畫?圖 3.3-2 亦為相同問題 P3-12。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.2-12 之圖 2.6、P.3-12 之圖 3.6)	同意。
2. P.2-16 的 3.計算堤體所受之浮力 U 應為上揚力 U 的筆誤。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.2-15 之安定計算)	同意。
3. P.4-6 第一段用的朔望平均"乾"潮位與朔望平均"滿"潮位，是否	感謝指教，係使用設計基準(草案)之名詞。	同意合作研究單位的說明。

採規範的統一名詞。		
4. P4-9 圖 4.2-2 之"C"塊石是否有誤。	感謝指正，已辦理圖面修正。(詳 P.4-9 之圖 4.6)	同意。
5. P4-11 設計地表加速度係數 Z 在新規範已不使用。並且後面的設計震度為 0.12，非從此處的 Z 計算而得。	感謝指正，已檢視案例參數並辦理修正。(詳 P.4-15)	同意。
6. P5-2 圖 5.1-1 裡的回填夯實，建議改為同圖 5.2-2(P5-9)。	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.5-2)	同意。
7. (P5-11)設計地表加速度係數 Z 在新規範已不使用。並且後面的設計震度為 0.12，非從此處的 Z 計算而得。	感謝指正，將檢視目前案例參數並辦理修正。(詳 P.5-16)	同意。
8. P5-3，5.1-2 之設計流程圖，因引進放大係數修正，在計算主樁時，因選定的 EI 值會影響板樁長度、受力及錨碇拉力，所以須重複修正。	感謝指正，以新增迭代步驟。(詳 P.5-3 之圖 5.2)	同意合作研究單位的處理。
9. P5-11 地震力與船舶拉力不同時考慮，與 P6-18 表 6.2-5 不符。	感謝指正，已修改載重組合。(詳 P.6-31)	同意合作研究單位的處理。
10. P5-32 中 I 值根據何斷面?未交代。	感謝指正，已補充相關說明。(詳 P.5-39)	同意合作研究單位的處理。
11. P6-10 棧橋設計地震力應非從地表加速度係數 Z 導出。未交代地震震度。	感謝指正，已檢視案例參數並辦理修正。(詳 P.6-15)	同意合作研究單位的處理。
12. P6-18 載重組合應考慮有 B 或 M 時無 L 情形，會增加拉力。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.6-31)	同意。
13. P6-27 中 PG1~6 樑等，指何處的樑。	感謝指正，已修正示意圖面。(詳 P.6-19 之圖 6.4)	同意。
三、許國強 委員		
1. 各堤型簡介之優缺點部分，由於個案條件有所差異，須有方案比較才能呈現優缺點，因僅是算例說明，建議取消優缺點，改以介紹各堤型的特性及適用性。	遵照辦理。 (詳各章堤型/斷面簡介之說明)	同意。

2. 符號下標，部分以小寫呈現，請再檢視修正。	遵照辦理。	同意。
3. P.2-8 工址是臺南市安平區，非新北市林口區。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.2-8 地震力)	同意。
4. P.2-15 直立堤底部高程+2.5m 高於設計水位+1.78m，文內說明及計算有誤，請修正。	遵照辦理。	同意。
5. P.2-16 本案堤體所受抵抗土壓力 W_s 為 0，請補充說明，而 P.2-17 有說明堤體所受抵抗土壓力矩，但計算公式未顯示，請修正。	感謝指教，同蔡委員第 13 點意見回覆辦理。(詳 P.2-15 之安定計算)	同意。
6. P.3-17 「MA：(=13+1+0.25)」之算式是否誤寫，請澄清；另建議補充圖示，以利顯示各力及力臂的關係。	(1) 感謝指正，此處係筆誤將辦理修正。 (2) 遵照辦理。 (詳 P.3-16 之安定計算及圖 3.8、表 3-4 所示)	同意合作研究單位的處理。
7. 沉箱式合成堤案例，建議補充基礎承载力計算及地震時分析。	遵照辦理。(詳 P.3-25 之地震時之安定計算)	同意。
8. P.3-20 覆面消波塊下之塊石，依公式換算為 1~1.5tf，設計說明採用 0.5~1tf 是否合宜，請說明。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.3-31)	同意。
9. P.4-3 「(八)...棧橋單元」是否誤植，請澄清。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-3)	同意。
10. P.4-10 殘留水位為潮差之「1/3~2.3」，其中 2.3 應為 2/3。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-11)	同意。
11. 表 4.2-4 方塊編號 4 之方塊寬 6.5m，但圖示為兩方塊分別為 5m 及 1.5m 寬，在計算抗傾倒時，應不列入後側方塊。	感謝指正，已辦理修正。	同意。
12. 表 4.2-8 常時及地震時誤調。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-27)	同意。
13. P.4-23、4-25 計算土壓力時，宜以殘留水位 RWL 替代低潮位 LWL 狀況。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-38、40)	同意。
14. P.4-26 摩擦係數請補充混凝土與混凝土為 0.5，滑動安全係數檢討之底層混凝土塊與塊石之摩擦係數應為 0.6。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-41)	同意。

15.請補充方塊式碼頭承载力計算，另依地質條件，底部有軟弱淤泥，宜補充圓弧滑動分析。	方塊式碼頭設計時應避免建於軟弱基礎上，若受限於設計條件，則須檢討圓弧滑動與基礎地盤沉，而本案例碼頭係以既有之北防波堤改建，其表層之軟弱土層已以拋放石料方式置換，故不進行圓弧滑動分析，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
16.P.5-7 板樁埋入長度、彎矩、背拉構材反力等放大係數，在108年港灣構造物設計基準(草案)未列入，是否納入計算，應取得一致性。	感謝指正，有關放大係數之應用已載於日本「港灣構造物設計事例集」，已補充相關說明俾供使用者參考。	同意合作研究單位的說明與處理。
17.表 5.2-4 本案地質已先改良，表中同時以砂質土及黏性土的公式計算，是否有其必要，請澄清。	感謝提點，已配合移除黏性土公式。	同意合作研究單位的處理。
18.P.5-47 錨碇板樁最大力矩之計算公式，應補充說明採用依據。	感謝提點，已補充相關說明。(詳 P.5-55)	同意合作研究單位的處理。
19.棧橋式碼頭計算例呈陳方式可讀性較低，對初學者而言，恐不易理解。	感謝指正，已辦理修正。	同意。
20.P.6-20 壓力與彎矩同時作用時，作用之 σ_{ta} 應為 σ_{ca} 。	感謝指正，已辦理修正。	同意。
21.P.6-21、P.6-22 基樁假想固定點附近土壤之 N 值採用 15，而非表層 SM 之 N=4，請補充說明。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.6-34)	同意。
22.P.6-27 基樁容許軸向承载力及拉拔力計算完後，應判斷是否合格，請補充判別說明。	感謝提點，已補充相關說明。(詳 P.6-49)	同意合作研究單位的處理。
四、姚武田 委員		
1. 章節架構建議整合。第 2 章至第 6 章，各章章名之”計算例”建議改為”設計案例”，或刪除；第 2、3 章之節次架構，與第 4、5、6 章之節次架構顯然不同，建議統一。第 4、5、6 章在設計流程，特別就各步驟採用之設計基準	遵照辦理。	同意。

規範章節位置整理出對照表，作法甚佳，第 2、3 章可考量比照辦理。		
2. 第 4 至第 6 章之設計潮位，設計高潮位及設計低潮位應依照基準採用朔望平均滿潮位、朔望平均乾潮位，案例似採用大潮平均高潮位、大潮平均低潮位，請檢核是否誤植(第 4-9 頁表 4.2-1、圖 4.2-2，P5-9 頁圖 5.2-2，第 5-10 表 5.2-1，第 6-9 頁表 6.2-1，第 6-12 頁圖 6.2-3)，或若有其他考量因素，請於報告內補充說明，俾供使用者參考。殘留水位計算採用之潮位請一併檢核。	感謝指正，有關所選用潮位異於設計基準規定者，將補充其設計考量及相關說明，俾供使用者參考。	同意合作研究單位的說明與處理。
3. 建議碼頭案例補充碼頭設計水深、碼頭面設計高程之計算內容。	本計畫所選碼頭案例為既有結構改建，並為順利銜接，則其碼頭設計水深、碼頭面設計高程已訂定；而若為新建碼頭則可依設計基準(草案)第八篇第二章「碼頭相關事項」規定辦理，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
4. 第 4 章至第 6 章，建議依各章計算案例結構型式，補充繫船柱、防舷材、防蝕、護岸設計(含防漏)、護坡基礎等設計分析資料。	感謝委員建議，將斟酌修改內容。	同意合作研究單位的處理。
5. 第 2.5、3.5、4.5、5.5、6.5 節為專節說明維護管理及巡檢診斷，惟內容僅列舉診斷項目標準分類表，雖文章已述明參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理，考量本報告為設計案例編彙，若國內有相關具體的案例，建議補充。	有關具體案例建議可依各港權管機關之維護管理手冊辦理，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
6. 第 2-15 頁，倒數第 3 行，”本案例直立堤身位於設計水位以下	感謝指正，原 P2-15 處說明本案例直立部場鑄於設計水位以上，則	同意合作研究單位的說明與處理。

lu=6.0”，與第 2-5 頁圖 2.1-4 內容不符，計算成果請一併檢核。	$\ell_u = \min \left\{ b, 0.2 \frac{(\eta^* + h'')^2}{ h'' } \right\}$ ，即為堤底寬 6m，並辦理修正。(詳 P.2-14)	
7. 第 2-22 頁，動水壓力計算，本案例直立堤身位於設計水位以上，無動水壓，請檢核計算內容。堤體地震力計算式採用之地表加速度係數 Z(0.2)，與第 2-8 頁之 0.308 不同，請檢核，另計算式建議補充說明 Kh 公式。第 2-23 頁，動水壓力計算及堤體地震力計算請修訂。	感謝指正，將檢視目前案例參數並辦理修正。(詳 P.2-8 之地震力及 P.2-22 地震時之安定計算)	同意合作研究單位的說明與處理。
8. 第 2-27 頁，本案例堤腳保護長度逾 11m，是否有規範公式可供遵循。	感謝指教，同蔡委員第 15 點意見回覆辦理。(詳 P.2-28)	同意。
9. 第 3-16 頁，本案例沉箱有基腳，依基準計算上揚力時可忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力，案例計算亦採忽視不計方式，建議於計算過程補充基準的規定，以供使用者參考。	感謝指正，將補充相關說明。(詳 P.3-15 之浮力及揚壓力之說明及圖 3.7 所示)	同意合作研究單位的處理。
10. 第三章僅就波浪作用計算穩定分析，建議比照第二章補充地震時之穩定分析，以及補充基礎容許承载力、基礎部分滑動分析。	遵照辦理。(詳 P.3-25 地震時之安定計算)	同意。
11. 第三章沉箱式合成堤之主結構為沉箱，建議研析內容補充沉箱體設計。	感謝指教，同蔡委員第 23 點意見回覆辦理。	同意。
12. 第三章案例沉箱式合成堤設有胸牆，建議補充胸牆穩定分析。	感謝指教，惟胸牆穩定包含植配筋設計，並補充沉箱體積之計算。(詳 P.3-18)	同意合作研究單位的說明與處理。
13. 第 4-11 頁，設計地表加速度係數計算錯誤。	感謝指正，已檢視案例參數並辦理修正。(詳 P.4-15)	同意合作研究單位的說明與處理。
14. 第 4-13 頁，表 4.2-6，最上層碼頭冠牆法線突出於方塊體前址線 0.3m，自重力矩作用方向應	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.4-18)	同意。

與方塊層相反，請修訂補充。		
15. 第 4-14 頁，表 4.2-7，代號 H1、H2、L1 塊體係突出於方塊體前址線，表內採用的力矩距離計算式係適用於前址線後側之塊體(H3~H6、L2~L4)，請檢核。	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.4-22，4.2.3 節之內容)	同意。
16. 第 4-15 頁，表 4.2-8，表 4.2-9，最上層碼頭冠牆法線突出於方塊體前址線 0.3m，該處上載荷重有計算到第 1 層，但第 2 層以下未計算到，建議補充。	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.4-22，4.2.3 節之內容)	同意。
17. 第 4-17 頁，表 4.2-12，表名設計震度 K_h 值採用之設計加速度係數請併同第 4-11 頁檢核是否一致。第 4-18 頁的 K 值請一併檢核。	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.4-22，4.2.3 節之內容)	同意。
18. 第 4-20 頁，主動土壓公式(4.2.3)錯誤，根號內母數應為 $\cos(\Psi-\beta)*\sin(\psi-\beta)$ 。第 5-12 頁公式(5.2.3)請一併修訂。	感謝指正，遵照辦理。(詳 P.4-19 設計土層參數之內容)	同意。
19. 第 4-32 頁，表 4.2-20、表 4.2-21 採用之摩擦係數，與第 4-26 頁內容不同，請檢核。	感謝指正，遵照辦理。	同意。
20. 第 5-44 頁，六、錨定設施設計，建議內容補充說明本案例錨定板樁視為長樁(此關係到接續之計算方式)。第 5-47 頁，2.樁長檢核，補充說明錨定板樁採用之設計樁長符合長樁有效樁長規定。	感謝提點，已辦理修正。	同意合作研究單位的處理。
21. 第 6-17 頁，地震力，文章說明之地表加速度 0.28g，與第 6-10 頁之 0.308 不同，請檢核。	感謝指正，已檢視案例參數並辦理修正。(詳 P.6-15)	同意合作研究單位的處理。
22. 第 6-39 頁，(三)樁頭設計，建議補充計算內容。	遵照辦理。(詳 P.6-72)	同意。
23. 以下意見為誤植文字或調整用詞建議或提醒檢核上下文一致	(1) 感謝指正，將辦理修正。 (2) 遵照辦理。	同意合作研究單位的處理。

性，請參考： (1) 第 2-1、2-2、2-4 頁，文字”斜坡拋石堤”，應修訂為”拋石斜坡堤”，以與堤型名稱一致。第 2-30 頁，文字”斜波堤”，應修訂為”斜坡堤”。 (2) 第 2-3 頁，(二)、1.、(2)項，”1.25 的 $H1/3$”，建議修訂為”1.25$H1/3$”。第 3-3 頁內容請一併調整。 (3) 第 2-7 頁，表 2.2-2。此處符號 β_0 意義為夾角，但與第 2-10 頁計算堤前波高公式之符號 β_0 相同，易造成混淆，建議調整為 β_w。表內文字”示性波高 H_s”改為”堤前示性波高 H_s”。文字”波度”改為”坡度”。第 3-8 頁內容請一併修訂。 (4) 第 2-8 頁，五、安全係數，(三)基礎容許承载力，內容建議修訂為”堤址為砂性地質，永久構造物之安全係數不得小於 2.5”。第 3-9 頁請一併修訂。 (5) 第 2-8 頁，七、地震力，文字”本案工址位於新北市林口區”，應修訂為”本案工址位於台南市安平區”。補充 F_a 取 1.1 及 N_a 取 1.0 之判斷內容。T_{0D}、T_{0M} 數值請檢核；本案例非建築物，未使用到該參數，可考慮刪除。 (6) 第 2-9 頁，2.3、一、堤體斷面研擬，第 2 點堤面場鑄混凝土厚度內容，請修訂與第 2-3 頁內容相同。第 3-9 頁請一併修訂。 (7) 第 2-11 頁，λ_1 波壓修正係數，文字”(標準值為 1)”，修訂	(3) 遵照辦理。 (4) 遵照辦理。 (5) 遵照辦理。 (6) 遵照辦理。 (7) 遵照辦理。 (8) 感謝指正，將辦理修正。 (9) 感謝指正，將辦理修正。 (10) 感謝指正，將辦理修正。 (11) 感謝指正，將辦理修正。 (12) 感謝指正，將辦理修正。 (13) 感謝指正，將辦理修正。 (14) 感謝指正，將辦理修正。 (15) 遵照辦理；感謝指正，將辦理修正。 (16) 感謝指正，將辦理修正。 (17) 感謝指正，將辦理修正。 (18) 感謝指正，將辦理修正。 (19) 感謝指正，將辦理修正。 (20) 感謝指正，將辦理修正。 (21) 感謝指正，將辦理修正。 (22) 感謝指正，將辦理修正。 (23) 感謝指正，將辦理修正。 (24) 感謝指正，將辦理修正。	
---	---	--

為”(通常為 0.8~1.0，通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9)”，俾利文章前後呼應。第 3-12 頁請一併修訂。 (8)第 2-12 頁，圖 2.3-2，圖面上半部似多出一方型框，請檢核修訂。第 3-12 頁圖 3.3-2 請一併修訂。 (9)第 2-16 頁，第 3 點，文字”浮力”應為”上揚力”。 (10)第 3-19 頁，倒數第 2 行，文字”消波塊重量”修訂為”護面型塊重量”，另依本案例斷面圖，護面型塊除 D 型方塊外，尚有 15T 截頭塊，建議補充此段文字。 (11)第 3-20 頁，本頁內之文字”消波塊”修訂為”護面型塊”。另倒數第 2 段文章說明計算求得之塊石重量應在 1.0~1.5tf，但本案例採 0.5~1.0tf，兩者不一致，請檢核是否誤植。 (12)第 4-5 頁，表 4.1-2，相關章節內容，有關第八篇之相對應節次編號，請再與報部審議的基準內容比對是否一致。 (13)第 4-6 頁，(一)設計潮位，文字”設計低潮位建議可採”修訂為”設計低潮位採”。(二)背填石料，文字”建議在背填石料與”修訂為”在背填石料與”。 (14)第 4-10 頁，第 2~3 行，朔望平均滿潮位、朔望平均乾潮位之英文簡寫請修訂為 H.W.L 及 L.W.L。文字”1/3~2.3”修訂為”1/3~2/3”，表格內亦有誤植為”2.3”。		
--	--	--

(15)第 4-11 頁，安全係數請補充基礎承载力、圓弧滑動。文字”高雄港港勤碼頭”應為誤植。表 4.2-4 代號 D 的”基準面”，建議註記說明其位置，或考量本案例計算過程未使用到，可刪除。 (16)第 4-15 頁，表 4.2-8，上載荷重及彎矩計算內容錯置(載重 1.5 及 3.0 互換)，彎矩計算式漏植”/2”，表 4.2-9 也漏植。 (17)第 4-16 頁，表 4.2-11，表內計算式代號無法從其前面表格中找到，建議比照表 4.2-10 並將 H.W.L 及 L.W.L 兩種情境分別列表。 (18)第 4-17 頁，表 4.2-12，表名”地震慣性力”修訂為”地震慣性力力矩”，表內欄位名稱”地震力=”修訂為”地震力力矩=”。 (19)第 4-26 頁，2.摩擦係數，請補充方塊與方塊間之摩擦係數。 (20)第 5-7、5-8 頁，圖 5.1-5、5.1-6，補充說明圖示各項符號意義。 (21)第 5-17 頁，第 2~3 行係說明船舶拉力及衝擊力，但文章係放在動水壓公式說明下方，建議就船舶拉力及衝擊力新增小節標題加以區隔，並補充常時分析應考量船舶拉力及衝擊力，以符合基準。 (22)第 5-26 頁，圖 5.2-7，圖名”長時”修訂為”常時”。 (23)第 6-10 頁，4.設計震度，本案例台中港碼頭臨近屯子腳斷層，設計地表加速度計算除考		
--	--	--

量 Fa 外，請補充 Na 係數，並補充 Fa 及 Na 之判斷內容。 (24) 第 6-21 頁，(一)水平地盤反力係數，文章說明 N 值取 15，與第 6-10 頁表 6.2-1 顯示之地質不同(較低)，建議補充理由。		
五、鄭智文 委員		
1.P.2-1 有關拋石斜坡堤的優缺點，例如工期短、工程成本提高、增加工程費、維護費用高等，且涉及材料取得，當水深大或外海波浪大的地區，其他型式堤防的成本也大增，故其應該具有與其他型式比較的相對性。'	感謝指教，針對依各案例工址條件差異，就所選用堤型之特性及適用性進行說明。(詳各章設計案例之案例簡介說明)	同意合作研究單位的處理。
2.P.2-1 有關優缺點的比較，建議增加生態友善性。	感謝委員指教，友善生態性之特性可針對各工程案例之功能及需求達到目的。	同意合作研究單位的說明。
3.P.2-3 斜坡拋石堤之堤面混凝土，建議應盡可能考慮設計週期的波浪水體落下衝擊力，以維持日後防波堤維護通行。	感謝指教，有關堤體所允許之越波量係依堤後土地使用情形決定，並為防止堤面場鑄混凝土受損則依工址波高擇適宜之厚度，以供堤體維護通行之用。	同意合作研究單位的說明。
4.P.2-3 一般港灣永久構造物的使用壽年多訂為 50 年，但現在工程材料精進，設計及施工技術較以往提升不少，大部分港灣構造物包括防波堤、海堤及碼頭超過 50 年均仍繼續使用中，故有關設計波浪之迴歸期建議可以比照公路橋梁之設計地震，增加至 100 年。	感謝指教，設計時可依構造物功能擇定其使用年限，與相對應之設計迴歸期，並比較工程費及維護費間之關係，於安全之前提下，設計最經濟之結構斷面。以使用年限 50 年之構造物為例，於年限屆滿時約有 64%之機率遭遇破壞，則可對其進行維管措施以延長其使用年限。	同意合作研究單位的說明。
5.P.2-3 設計波浪建議可以考慮氣候暖化及海平面上升等效應。	感謝指教，有關氣候變遷影響已敘明於設計基準草案中(第一篇第三章-生命週期之管理原則)，惟本設計案例建議仍以個案工址環境檢討其設計條件，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。

6.P.2-6 最後一行，相映應該是相對應。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.2-6 章節 2.2.3 颱風波浪推算)	同意合作研究單位的處理。
7.P.2-8 有關七、地震力本案工址應該位於台南市安平區。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.2-8)	同意。
8.P.2-15 本案為安平港拋石堤，並無直立堤身，其間之關連及修正，應予說明。	感謝指正，有關本案例拋石堤之"直立部"，為拋石頂部之場鑄混凝土並進行相關計算，將修正相關說明，俾供使用者參考。(詳 P.2-14)	同意合作研究單位的處理。
9.圖 2.1-2 及圖 3.1-2 請修正為標準流程圖格式。	感謝指正，將辦理修正。(詳圖 2.2 及圖 3.2 所示)	同意。
10.圖 3.1-2 有關直立堤的滑動驗算、傾倒驗算、承载力檢討、安定計算等，其檢討流程應該無一定之先後順序，而是可以併行，缺一不可。	感謝指正，將調整流程圖俾供使用者釐清設計流程。(詳圖 3.2 所示)	同意合作研究單位的處理。
11.P.3-3 (二)、1、(1) 若堤水域廣闊，應為堤「後」。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.3-3)	同意。
12.P.3-4 堤面場鑄混凝土最上方分層澆鑄厚度應考慮海水落下衝擊力。	感謝指教，直立部頂高須於朔望平均滿潮位以上，並可由施工廠商擇適宜天候條件避免越波情形，進行堤面場鑄施作，以達設計要求與工程品質，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
13.P.3-8 註：2.海底「波」度有誤，應為「坡」。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.3-8)	同意。
14.P.3-9 目前國際及國內商港在颱風來前後均會管制船舶進出，且各港港型及防波堤後方水域削減能量均不相同，傳統如高雄港一、二港口及基隆港東防波堤之堤頂高程均不高。因防波堤頂高影響造價甚鉅，故建議應提醒設計者，在設計防波堤堤頂高程時，可視港口水域及管理方式，因地制宜。	有關防波堤斷面、碼頭結構型式選擇所應考量事項已載於設計基準(草案)中，並節錄相關內容於本報告之前言，故不於各章設計案例中敘明，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
15.P.3-9 符合波高 2 公尺以上「石」有誤，應為「時」。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.3-9)	同意。
16.P.4-3 (七) 檢討圓弧滑動「及及」沈陷有誤。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.4-3)	同意。

17.P.4-3 (八)...調整「棧橋」單元結構配置有誤。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-3)	同意。
18.P.4-6 朔望平均乾潮位、朔望平均滿潮位、朔望平均高潮位，應照統一名詞規定。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-6)	同意。
19.P.4-8 方塊式碼頭設計案例，高雄港之前舊有 19、20 號方塊式碼頭有因暴雨導致碼頭面溢淹，碼頭面下方地下水位高昇，碼頭面下方回填砂顆粒間孔隙水壓升高，有效應力降低，導致發生圓弧滑動破壞，建議設計案例應該提醒設計者做好碼頭面排水設施，避免因暴雨溢淹而生破壞。	感謝委員提點，已補充該情況敘述說明。(詳 P.4-8)	同意合作研究單位的處理。
20.P.4-11 文字圖 4.2-3 所示之「高雄港港勤碼頭斷面圖」有誤，本案例為馬祖港。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-17)	同意。
21.P.4-13 第 4 行的 $C=1.3$ ，但在第 5 行卻為 $(5.3+5.3)*1.5$ ，請釐清更正。	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.4-22，4.2.3 節之內容)	同意。
22.各碼頭或防波堤之設計案例，應該要包括防舷材設計、防蝕設計、冠牆設計、繫船柱設計等附屬設施之設計。	感謝委員建議，將酌予補充相關設計內容。	同意合作研究單位的處理。
23.P.5-42 板樁式碼頭之背拉設計，應提醒設計者要考量施工可行性及施工回填過程之滾壓時機，避免滾壓時壓斷高耐索，另有關高耐索之間距或層數亦應加以考量。	感謝提點，已補充相關說明。	同意合作研究單位的處理。
24.P.6-11 為因應船舶大型化，船艙水上及水下部分均較水面部分突出甚多，於棧橋式碼頭設計第一排水下基樁與法線間距離應妥慎考量。	感謝提點，已補充相關說明。	同意合作研究單位的處理。
25.P.6-15 圖 6.2-5HS20-44 輪重與軸重關係圖有誤，並請依公路	感謝指正，已辦理修正。(詳 P.6-68)	同意。

橋梁設計規範為準。		
26.P.6-19 表 6.2-6 基樁容許應「例」值有誤，應為「力」。	感謝指正，已辦理修正。	同意。
27.設計案例應該要有詳細的手算步驟，各公式及參數的來源出處應明確。	感謝委員建議，已補充相關計算及使用說明。	同意合作研究單位的處理。
28.各型碼頭船舶繫纜拉力、船舶撞擊力、船舶水體運動計算等，請依港灣構造物設計基準提出設計案例。	感謝委員建議，將斟酌修改內容。	同意合作研究單位的處理。
六、江明益 委員		
1.本計畫藉由實務案例分析，結合理論觀念，對從事港灣工程之工程師或設計者，確實助益相當，實予肯定。	感謝委員肯定。	無。
2.案例分析主要提供對象為何？設計者或一般工程員，其內容深度應有區別，以增加閱讀性，另案例具名是否合宜，管理機關同意否？	本設計案例編彙成果為供予港公司工程人員、顧問公司設計者與相關人員，於港灣構造物之設計與維管時有所參循，故案例採具名編彙尚屬合宜，並將補充適當說明以增案例閱讀性。	同意合作研究單位的說明與處理。
3.計畫選取案例之緣由或條件為何？建議補充說明。	遵照辦理。	同意。
4.是否有實際安全性不足之案例，建議補充提供，並提供改善或補強方式。	本計畫所選用案例為已完成或在建工程，於設計、施工中尚無安全之疑慮，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
5.P2-30 參考資料來源為何？建議說明。	感謝指教，本計畫設計案例之維護管理及巡檢診斷內容係參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」，與各港權管機關之維護管理手冊，依各案例斷面與結構型式提列巡檢重點與診斷標準。	同意合作研究單位的說明。
6.P2-8「新北市林口區」應為誤植。	感謝指正，將辦理修正。(詳 P.2-	同意。

	8)	
7. 建議後續相關會議可邀請航港局或航政司，以利該單位了解規範修訂事宜。	感謝委員建議，後續將配合業主指示辦理。	同意。
8. 圖示清晰度、中英文文字用語建議一致。	遵照辦理。	同意。
七、港研中心第一科 賴瑞應 科長		
1. 建議針對所選的 5 個案例補充說明各個案例選擇的因素，是否有其代表性或通用性。	感謝指教，同許委員第 1 點意見，將依各案例工址條件差異，就所選用堤型之特性及適用性進行說明。(詳各章設計案例之案例簡介說明)	同意合作研究單位的處理。
2. 請於各型式案例簡介部分，增加適用對象的說明。	遵照辦理，將補充各斷面結構型式之簡介說明。(詳各章設計案例之案例簡介說明)	同意合作研究單位的說明與處理。
3. 本計畫案例編彙目的為瞭解新舊設計基準在設計條件、設計方法及流程之差異，建議在各案例之概述或最後增加新舊基準設計差異之綜合說明，以利讀者瞭解。	遵照辦理。	同意。
4. P4-10 表 4.2-2 土層簡化剖面及建議參數能否明確表示各土層厚及參數值，另外，鑽探資料之土層分佈並非竣工後之土層分佈，因碼頭後線往往會回填，爰此，結構穩定分析應以竣工後之土層狀況來分析較為適宜，但報告似乎未提到，所以後面土壓力計算是以何條件做計算，請說明。	有關表 4.2-2 土層簡化剖面及建議參數，與回填土層之狀況，已補充相關說明及計算，俾供使用者參考。(詳 P.4-21)	同意合作研究單位的說明與處理。
5. 棧橋式碼頭之案例，土層分佈僅提供 P6-10 頁之表 6.2-2 土層簡化剖面及建議參數，真正竣工後之土層簡化剖面及分析參數，請補充說明。	感謝提點，已補充相關文字說明。	同意合作研究單位的處理。

6. 期末請增加結論與建議，並針對各案例新舊基準設計差異綜整摘要說明。	遵照辦理。	同意。
八、林雅雯 研究員		
1. 報告圖及表以章節編號如圖 2.1-1、表 2.2-1...等編排，報告應依照本所出版品要點規定撰寫，以圖 2.1 及表 2-1...等依序編號。	感謝指正，已辦理圖表號之修正。	同意。
2. 請確實檢查報告中所計算的數值是否前後一致，公式 $1/2$ 乘以...，不寫成 $1/2...$ ，會誤解為分子為 1，其餘皆為分母，如公式 2.3.5 等。	遵照辦理。	同意。
3. 報告中計算用到的符號皆應有定義，符號應有相對圖說時應補充。	遵照辦理。	同意。
4. 每個案例請計畫主持人及各章承辦人確實檢核及計算一遍。	遵照辦理，已請各案負責人計算案例內容，並由計畫主持人進行檢核。	同意合作研究單位的處理。
5. 第 4、5、6 章除公式列出以外，大部分皆以表格呈現計算結果，公式內用到的係數未提及，土層的高程未列出，亦缺乏相對應之圖說，難以檢核計算正確性。	感謝委員建議，已補充相關計算內容。	同意合作研究單位的處理。
6. 請檢核頁碼，如 4-32 有多頁。	遵照辦理。	同意。
7. 每月工作會議建議實質檢核 1 至 2 個案例。	遵照辦理。	同意。

附錄二

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙

合作研究單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
一、蔡瑤堂 委員		
1. 期中審查意見處理情形 (1)第八點，Goda 公式在拋石堤堤頂混凝土波力計算按設計基準，與應用在合成堤有兩點要考慮:A.要檢核是否會發生衝擊波壓，若發生衝擊波壓，則要計算衝擊波壓，否則 Goda 公式會低估。因此建議在報告補充是否發生衝擊波壓之檢核。B.若直立堤在設計水面以上，上揚力作用寬度要以谷本、小島公式計算。在本期末報告 p.2-14 其公式遺漏 min，請補上。而在 p.3-15 沉箱式合成堤，直立堤在設計水位以下，則不需用谷本、小島公式，直接用沉箱寬度即可，因此請移除該公式。 (2)第 21 點，期末報告 p.3-29 以護面塊石重量計算公式所得之結果是護面塊石重量，在本例題是採用 15T 截頭塊。 (3)第 22 點，p.3-31 堤腳保護設計應是堤基方塊，D 型方塊。堤基方塊及護面塊石其使用之計算公式截然不同，在本期末報告似乎混雜在一起，建議釐清。 (4)第 24 點，沉箱堤頂混凝土預留填充沙檢查孔，此乃日本港灣構造物維護管理之建議。消波塊覆蓋沉箱堤屢有被消坡塊擊破漏砂之案例，因消波塊阻擋無法由外觀或水下檢視是否有破損。因此建議在表 3-9 下面加註「若	有關期中審查意見處理情形 (1)A，遵照辦理，已針對衝擊波壓之檢核補充說明。(詳 p.3-14);B，感謝委員指正，已辦理修正。(詳 p.3-16) (2)感謝委員指導，案例所選用 D 型方塊除符合所計算護面塊石重量需求，並以 15T 截頭塊銜接排列以保護堤基。(詳 p.3-30) (3)感謝委員指正，已補充修正 3.4.1 節有護面塊石與消波塊之重量計算。(詳 p.3-29) (4)感謝委員指正，已進行補充。(詳 p.3-35)	同意合作研究單位的說明與處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
為消波塊覆蓋沉箱堤，為將來維護管理之方便性，建議在設計時在堤頂混凝土海側牆預留檢查孔，以檢查沉箱內填料下陷情形，此孔以鑄鐵蓋封住。		
2. p.2-2，圖 2.2 及 p.3.2，圖 3.2 ...設計評估流程圖，建議移除「評估」兩字。	遵照辦理。(詳 p.2-2、p.3-3)	同意。
3. p.2-6，表 2-2 波高及週期分別用 H_o 及 T_o 表示，而表 3-2 則用 H_s 及 T_s 表示，請統一。建議深海波高用 H_o 表示，週期用 T 表示，因週期與水深無關。報告說明亦請一併修正。	感謝委員指正，遵照辦理。(詳 p.2-7)	同意。
4. p.2-6，...由此推估深海波浪經折射、繞射、淺化、碎波及摩擦後之堤前示性波高，...但本計算未見有關「摩擦」之參數，請確定。	感謝委員指正，遵照辦理。(詳 p.2-7)	同意。
5. p.2-8，...沉箱堤多在 2m 以上。請移除本句，其與本案例無關。	感謝委員指正，遵照辦理。(詳 p.2-9)	同意。
6. p.2-25，堤腳保護設計，設計基準無此項，本資料很好，建議將來列入設計基準。簡報中板樁式碼頭使用之日本資料也建議將來列入設計基準。	感謝委員肯定，並將協助後續基準草案報部事宜。	同意。
7. 本期末報告尚稱完整，工作團隊的付出，應予與肯定。	感謝委員肯定。	無。
二、李季欣 委員		
1. p.2-7、p.3-8 中工地水平加速度係數 Z 已不使用，請修正。	感謝委員指正，遵照辦理。(詳 p.2-8、p.3-8)	同意。
2. p.2-19，拋石內摩擦角 ϕ 取 43° ，說明為何非 40° 或 35° (規範值)。	感謝委員指正，惟早期案例設計內摩擦角選用較大($35^\circ \sim 45^\circ$)，而近期案例即採用規範值(如第三章設計案例，懇請委員諒達。(詳 p.2-20)	同意合作研究單位的說明。
3. p.5-16， $K=(0.4 \text{ SDS}/2\dots)$ 上下標請修正。	遵照辦理。(詳 p.5-18)	同意。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
4. p5-50，請加高耐索在曲柱作用下之檢核。	遵照辦理。(詳 p.5-52)	同意。
5. p6-13，靠泊速度 0.15m/s 請依目前新規範推訂。	經查，靠泊速度 0.15m/s 已符合規範規定最小要求(等級 b)。	同意合作研究單位的說明。
6. p6-45， A_p 是否需考慮閉塞率？	感謝委員提醒，於定稿版增加敘述樁徑較大時設計者應考慮閉塞率折減效應。(詳 p.6-45)	同意合作研究單位的說明與處理。
7. p6-48，常時→有筆誤，其中一個是短時。	已修正。(詳 p.6-48、p.6-49)	同意。
8. p6-31，Ely→ELy 筆誤。	已修正。(詳 p.6-30)	同意。
三、許國強 委員		
1. p2-7 表 2-3 判斷式之結果為 6.5，與 p2-10 之 $H_{max}=5.47m$ 不一致，請確認。	感謝委員指正，表 2-3 之判斷式，係以颱風波浪推算結果略以 Goda 建議之波壓公式，決定設計波浪。(詳 p.2-8)	同意合作研究單位的說明。
2. p2-7 式 2.1、p3-8 式 3.1 之 $(Z \times \frac{I}{2})$ ，建議改為 $(\frac{I}{2} \times Z)$ 。	感謝委員指正，已辦理修正。(詳 p.2-8)	同意。
3. p2-14 及 p3-15 $\ell_u = \{ \}$ ，應為 $\ell_u = \min \{ \}$ 。	感謝委員指正，並配合蔡委員第 1.(8).B 意見修正。	同意。
4. p2-17， $p_1'=9.23tf/m^2$ ，與 p2-20 $p_1'=9.24tf/m^2$ 不一致，請確認。	感謝委員指正， p_1' 算值應為 $9.24tf/m^2$ ，已辦理修正。(詳 p.2-21)	同意。
5. p2-24， K_d ：... <u>一般採</u> 7.5，建議改為 <u>本案例</u> 採 7.5。	感謝委員指正，已辦理修正。(詳 p.2-24)	同意。
6. p.2-25，2.4.3 節第 3 列「為」於傾蝕較嚴重...，應為「位」於傾蝕較嚴重...，請確認。	感謝委員指正，已辦理修正。(詳 p.2-26)	同意。
7. p3-8，3.3.1 節項目符號「•」建議比照它章改以阿拉伯數字。	感謝委員指正，已辦理修正。(詳 p.3-8)	同意。
8. p3-17， $M_{A1}=5282.8 \times \dots$ ，不知其值如何得來，建議在表 3-5 中之密度右側增加一欄計算堤體重量。	感謝委員指正，並於表 3-5 補充堤體重量一欄， M_{A1} 及堤體相關算值即可由表查覽。(詳 p.3-20)	同意合作研究單位的處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
9.p3-17, $MA=...=433,283\text{tf-m/座}$, 與表 3-5 之 $433,279\text{tf-m}$ 不一致, 請確認。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-18)	同意。
10.p3-21, ①小節內之各項計算成果之數值後, 應加列單位。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-22)	同意。
11.p3-24, $pw(\text{海側})=....[.....]$, 應為 $[.....]^2$ 。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-25)	同意。
12.p3-24、p3-25, $pw(\text{海側})=pw(\text{海側})$ 及 $pw(\text{海側})+pw(\text{海側})$, 其中一個海側建議改為陸側或稱港側。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-25、p.3-26)	同意。
13.p3-25 及 p3-26 之 $MA=17,332\text{tf-m/m}$, 與表 3-5 及 p3-27 之 $17,331\text{tf-m/m}$ 不一致, 請確認。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-26 及 p.3-20 之表 3-5)	同意。
14.p3-26, $M_{Wh}=\sum W_{Ai}\times K_{hi}\times h_i$ 之 K_{hi} 應為 K_h 。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-26)	同意。
15.p3-27, 最後一列之 $p_i=34.22\text{tf/m}^2$ 應為 $p_i=34.22\text{tf/m}^2$ 。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-28)	同意。
16.p3-28, 請補列出本案採用 B_M 及 h' 值及計算出之 L' 值。	感謝委員指正, 已補充相關算值。 (詳 p.3-29)	同意合作研究單位的處理。
17.p3-31, df 係數堤頭為 $0.21(\text{m})$, 應無單位, 請刪除。	感謝委員指正, 已辦理修正。 (詳 p.3-32)	同意。
18.p4-14, C_b 、 C_e 、 C_m 等, 建議先列出公式及符號說明, 再依序依本案例相關參數計算說明, 令符合標示「 l 」(小寫 L)與「 1 」易混淆, 請修改。	感謝委員建議, 配合修改。 (詳 p.4-14)	同意。
19.p4-38, 表 4-28 編號 f 之側向土壓係數 0.3 似有誤, 請確認。	感謝委員指正, 經查, 該處為誤植, 應為 0.38 。 (詳 p.4-39)	同意合作研究單位的處理。
20.p5-2、p5-3, 108.11 完成之「港灣構造物設計基準(草案)」之設計流程並未列入「放大係數修正」, 在「港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」為何列入, 請說明。	目前板樁碼頭分析係假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁, 然近年板樁碼頭設計水深漸深, 採取板樁斷面漸大, 板樁彎矩之零點(即反曲點), 可能降至海底面以下, 故實際上板樁承受最大彎矩較假想之簡支梁所求得之值為大, 故參考日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第 6	同意合作研究單位的說明。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	章，矢板式係船岸之內容，採「放大係數修正」。	
21.p5-9，本節(5.1.3 節)重點在於設計應考慮事項等通則性說明，4.繫船柱選用檢核、5.防舷材選用檢核，建議比照它章，移至 5.2 實例計算中說明。	感謝指正，已辦理修正。(詳 ch5.2.1 設計內容)	同意。
22.p5-16，設計震度 $k=(0.4 S_{DS}/2)$ ，應修正為 $k=(0.48 S_{DS}/2)$ ，另外，請補充用途係數 I 及其採用值。	感謝指正，已補充於 5.2.1 節。(詳 p.5-18)	同意合作研究單位的處理。
23.p5-18，式 5-10 之符號說明出現 2 個 h_i ，其一應為 h_i 。另 γ_i 應為 γ ， h 則未說明，請修正。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-21)	同意。
24.p5-19，依(5.2.10)計算應改為(5.10)。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-22)	同意。
25.p5-26，水中震度 k' 之計算式內之數值如何算得，應詳細計算說明。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-26)	同意。
26.p5-38， M_a ：載載重，贅字請刪除。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-41)	同意。
27.p5-40，中段部分，「由表 5-18...，常時主動土壓力，... <u>地震時主動土壓力</u> 」，此處之 <u>地震時</u> 應改為常時。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-43)	同意。
28.p5-41、p5-40 內文中所提之主動土壓力合力總和 15.07 tf/m、21.62 tf/m 等值，無法瞭解如何得知，建議在表 5-18 中加入一欄以顯示累計主動土水合力，以利與內文對照。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-45)	同意。
29.p5-45，表 5-20 同表 5-18 之建議。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-48)	同意。
30.p5-54，表 5-22 頂部高程 0.07 該列之被動破壞面，應為「累積土層厚度 $>L_m/3$ 」，未何出現一微小值，請說明。	感謝指正，該處 0.008 屬計算上小數點後三位的近位值，然本報告皆已取至小數點後第二位，故應無該微小值出現，已辦理修正。(詳 p.5-57)	同意合作研究單位的說明與處理。
31.p6-1，缺點(1)浚挖量大，增加餘土處理，此處之缺點應屬某個案之狀況，非通例，請斟酌。	感謝委員提點，改為「相對板樁式較大」。(詳 p.6-1)	同意合作研究單位的處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
32.p6-23，表 6-12 上載荷重單位應為 tf/m^2 ，非 tf/cm^2 ，浮力如何計算不清楚，單位亦錯誤，總計數目似錯誤(如平時 $0.59+3.28+7.67+9.18+10.24-4.12=26.8$ ，非表列之 29.74)。	感謝委員指正，已更正錯誤，並增加浮力中水壓差計算式。 (詳 p.6-22)	同意合作研究單位的處理。
33.p6-37，詳表 6-22222 贅字請刪除。	感謝委員指正，已修正。 (詳 p.6-37)	同意。
四、姚武田 委員		
1. 期末報告初稿已就期中報告審查意見進行大幅度調整，期末成果完整度相當高，部分意見未修訂者原則尊重顧問公司之考量，期末報告修訂時若時間尚有餘裕，建議就方塊重力式碼頭之背填防漏設計進行補充。	由於該本案重力式碼頭之設計案例背填均為石料，故不便作防漏設計之補充。	同意合作研究單位的說明。
2. p2-14 頁，揚壓力作用於堤底範圍之公式，請增加"min"。	感謝委員指正，已辦理修正。	同意。
3. p3-15 頁，揚壓力作用於堤底範圍之公式，請增加"min"；另該算例直立壁底面位於水面下，文章說明「直立壁底面出水面之高度取負值即+17.1」，請修訂。	感謝委員指正，並配合蔡委員第 1.(8).B 意見修正。	同意。
4. p3-24 頁倒數第 1~3 行之下標部分均標註「海側」，無法區分；倒數第 3 行計算數缺漏 2 次平方。p3-25 頁倒數第 2~4 行之下標部分均標註「海側」，無法區分。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.3-25~p.3-26)	同意。
5. p4-27 頁表 4-16，方塊層檢討面 d 由兩塊方塊組成，請補充該層表列計算抵抗力矩之力臂數值。	感謝委員建議，配合辦理。 (詳 p.4-27)	同意。
6. p5-13 頁表 5-3，表內之朔望平均滿潮位及朔望平均乾潮位英文簡寫誤植，且採用之設計高潮位、設計低潮位並非朔望平均滿潮位及朔望平均乾潮位。同頁之殘留水位計算亦未採用朔望平均滿潮位及朔望平均乾潮位，請	遵照辦理。(詳 p.5-19)	同意。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
比照第四章或第六章，於文章內說明未採用朔望平均滿潮位及朔望平均乾潮位之考量原因。		
7. p5-4 頁第 1 行說明設計流程係依據民國 107 年設計基準修訂內容，請釐清本次工作是否應依最新(108 年)修訂之港灣構造物設計基準辦理。	遵照辦理。(詳 p.5-4)	同意。
8. p5-9 頁，第 4 節文章說明本案船舶總噸數 1,000~2,000 噸，該計算例為 1,000 DWT，惟按本次(108 年)最新修訂之港灣構造物設計基準內容換算約為 529 總噸，請修訂。	感謝指正，已辦理修正。 (詳 p.5-15)	同意。
9. p6-13，排水噸計算內容誤植(請刪除漁船計算式)	已修正。(詳 p.6-12)	同意。
10. p6-19，表 6-11 顯示之梁斷面尺寸，梁寬 120，梁深 137.5~152.5，梁深/梁寬=1.146~1.271，比值雖未小於 1，但深寬比接近 1，將面臨上層壓力區不易判定以及配筋計算理論適用問題(從後面配筋計算可看出中性軸位置相當接近混凝土外緣位置或已經為 0)，是否有特別考量，建議於計算例補充考量因素。	由於海上工程打樁精度控制不易，梁寬增加可允許較多施工誤差。梁深則受限於潮位，深度過深影響混凝土澆鑄，因而形成深寬比接近 1 之情況。	同意合作研究單位的說明。
11. p6-37 頁倒數第 6 頁，表號誤植。	感謝委員指正，已修正。	同意。
12. 梁設計內容，建議補充各梁常時及短時之彎矩及剪力計算成果綜合一覽表，再據以接續計算內容，俾使計算內容更完整且可前後呼應。	感謝委員建議，由於資料量過於龐大，將以 TG1 梁為例呈現常時與短期彎矩及剪力計算成果。(詳 ch6.2.8 設計內容)	同意合作研究單位的說明與處理。
13. p6-27 至 p6-32 頁，梁設計之配筋計算過程均採單鋼筋斷面(亦即計算梁頂層配筋時，未考慮底層有配筋，反之亦然)，實際梁斷面頂層及底層應均有配置鋼筋，配筋計算內容將略有不同，建議修訂。另從計算結果顯示，實際配筋量高出計算需求量	感謝委員提點，由於港灣構造物之結構梁，因施工精度掌握不易，為求施工性，梁斷面較一般建築大。以單筋梁方式計算配筋量而求得之鋼筋量較雙筋梁來得大，且仍小於規範規定之最小鋼筋量，故仍建議設	同意合作研究單位的說明與處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
甚多，是否有其他考量，建議補充說明。	計者使用單筋梁方式計算即可。另由於規範原規定之最小鋼筋量高出實際計算量許多，雖然規範開放要求，為求經濟可採 4/3 倍的計算鋼筋量作為最小鋼筋量，但吾人為避免斷面彎矩超出開裂彎矩 M_{cr} 後，太快達到斷面計算彎矩強度 M_n ，因而提高配筋量使其接近規範原規定之最小鋼筋量。	
14. p6-53 頁，梁設計實際配筋量高出計算需求量甚多，應該要再檢核是否符合 $\psi=0.9$ 之假設。決定鋼筋配置支數及號數後，建議補充說明採單排或雙排配置，此關係到主筋重心位置 d 值及最終設計彎矩強度。後面表格(第 6-57 頁表 6-40、第 6-61 頁表 6-44)建議增加檢核 ψ 欄位，表格文字誤植為「灣矩」，請全面修訂替換。	如上所述，梁配筋量接近規範原規定檢核之最小鋼筋量，故應符合 $\psi=0.9$ 之假設。另將附上梁斷面鋼筋配置，減少讀者誤解，並配合增加 ψ 值欄位。文字誤植的部分亦將配合修正。(詳 p.6-51)	同意合作研究單位的說明與處理。
15. 梁設計斷面深度 137.5~152.5cm，計算顯示拉力區範圍大，拉力區左右兩側應該要配置防裂縫鋼筋，建議補充。	感謝委員提點，將附上梁斷面鋼筋配置。(詳 ch6.2.2 設計內容)	同意合作研究單位的處理。
16. p6-62 頁，(5)剪力鋼筋計算，假設箍筋直徑請用鋼筋號數之相對直徑修訂。採用之鋼筋量高出需求量甚多，是否有其他考量，建議補充說明，並檢核設計剪力鋼筋量計算公式(與箍筋長度無關?)。	該示範梁，剪力鋼筋需求量为 $15\text{cm}^2/\text{m}$ ，配筋量为 $25.34\text{cm}^2/\text{m}$ ，係應設計時考量施工性，須增加分層澆鑄之工作筋，並盡量使各梁鋼筋號數與間距一至，以致各梁斷面配筋相似，而產生該情況。雖有些許超配，其工程成本增加微乎其微。(詳 p.6-62)	同意合作研究單位的說明。
17. p6-66 頁表 6-47，剪力鋼筋需求量計算表建議補充 ψV_n 值。此表之各型梁剪力鋼筋設計量均相同，惟各型	由於混凝土斷面足以抵抗剪力，故剪力鋼筋需求梁為最小鋼筋量控制，因此，即便梁斷	同意合作研究單位的說明。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
梁斷面尺寸並不同，為何鋼筋量會相同？	面不同，鋼筋需求量亦相同。	
18. p6-69 頁表 6-49，建議補充該表之載重分配(輪重 p 及輪數分配)說明。	感謝委員提點，配合修改。 (詳 p.6-67)	同意。
19. p6-72，(6)版配筋檢核，建議比照梁設計補充計算過程。第 6 行第 4 項 $A_{s,req'd}$ 請修訂為 $A_{s,prov'd}$ ， $A_{s,mi}$ 修訂為 $A_{s,max}$ 。	感謝委員建議，遵照辦理。 (詳 p.6-72)	同意。
20. p6-73 頁表 6-52 之樁頭最大彎矩值，建議補充採用何種設計載重組合(工作應力法或強度設計法)求得；另請補充樁頭配筋設計。	檢核埋入深度之樁頭最大彎矩值，係使用工作應力法，將補充說明於設計案例中。 (詳 p.6-39、p.6-67)	同意合作研究單位的說明與處理。
21. p6-76 頁，文章雖已說明單塊陽極塊年消耗量係依據港灣構造物陰極防蝕設計規範草案，惟建議補充計算內容，俾使計算例呈現更完整之計算過程。	經查，年消耗量係採 CNS 13521 之最低標準，其計算參數須由實驗求得，故不列入設計案例之中。	同意合作研究單位的說明。
五、鄭智文 委員		
1. p.2-1，拋石斜坡堤建議增加生態考量上的優點。	遵照辦理，已補充所拋放石料具生物附著及誘集魚類之生態功效之優點。	同意合作研究單位的處理。
2. p.2-8，本章為拋石斜坡堤，2.3.1 內有關沉箱之敘述有誤。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.2-1)	同意。
3. 各章節計算過程所代入各數字的意義，例如 p.2-15， $MA=34.5 \times (6/2)$ 之各數字所代表的意義不易查詢。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.2-16)	同意。
4. p.2-18 圖 2.8，其地盤承载力應非如沉箱底部梯形之均部荷重，並應考量拋石局部下陷之承载力。	感謝委員指正，惟考量基礎承载力係以沉箱與場鑄混凝土整體之均部荷重，對下部基礎之承载力檢討，並以圖 2.7、圖 2.8 供作示意，故為考量局部下陷之情形，懇請委員諒察。	同意合作研究單位的說明。
5. 各章節之設計流程圖之表示方法及邏輯應一致，另外，圖 4-2 模糊。	各章節之設計流程圖係以 108 年規範為準，故僅修改圖片模糊部分。	同意合作研究單位的說明與處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
6. 各章節之編排內容之表示順序及方法應一致，例如 p.4-8 無設計年限。	感謝委員建議，必將編排內容之表示順序及方式盡可能相同，惟各型碼頭設計重點不一，調整幅度有限。另經查，設計年限置於表 4-9 基本設計條件中。(詳 p.4-17)	同意合作研究單位的說明與處理。
7. 表 4-9，船舶拉力應為 75T。	感謝委員提醒，船舶拉力應由 75T 改正為 25T。(詳 p.4-17)	同意。
8. 5.1.1 節，板樁式碼頭之主板樁應增加鋼管排樁，錨碇設施應增加斜組樁。	遵照辦理。(詳 p.5-1)	同意。
9. 5.1.1 節，「為避免液化影響」應為贅字。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-1)	同意。
10. p.5-1，缺點之殘留水壓力，應特別提醒在高潮差之港口應特別留意。	遵照辦理。(詳 p.5-1)	同意。
11. 圖 5-1 有誤，應標示板樁式碼頭各部位名稱。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-1)	同意。
12. 圖 5.2 設計流程圖應與其它各碼頭的設計流程一致，另本圖無計算船舶外防蝕設計。	感謝指正，本流程係依據板樁碼頭規範所訂，惟防蝕屬細部設計，故未加入流程圖中。	同意合作研究單位的說明。
13. 表 5-1 對應可能與表 6-1 表示方式一致，另本表無繫船柱及防舷材配置。	遵照辦理，並依設計基準之「船舶拉力」章節辦理繫船柱及防舷材設計。(詳 p.5-4)	同意合作研究單位的說明與處理。
14. p.5-50 設計應考量背拉及錨碇設施所承受之船舶繫纜拉力。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.5-2)	同意。
15. p.6-1，1.優點建議增加不易有圓弧滑動破壞發生。	感謝委員提醒，已增列於棧橋優點項目中。(詳 p.6-1)	同意合作研究單位的處理。
16. 圖 6-2 應增加防蝕設計。	流程中細部設計已包含防蝕設計作業，故不另增加。	同意合作研究單位的說明。
17. p.6-8，3.繫靠設施，直柱主要提供船舶於「受風面大或強風」時繫泊使用。	配合修正。(詳 p.6-8)	同意。
18. p.6-11，本章有設計年限，但第 5 章無，請於第 5 章補充。	遵照辦理。(詳 p.5-13)	同意。
19. 表 6-8，土層「剪」力波速計算。	感謝指正，已辦理修正。(詳 p.6-15)	同意。
20. p.6-42，設計案例考慮了鋼樁細長比，建議可再核算其挫曲。	經查，於規範容許軸向壓應力之計算中已包含挫曲概念。	同意合作研究單位的說明。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
21.p.6-68, HS20-44 除了集中輪重，亦應依據規範而有 8,200kgf (計算力矩用)11,800 kgf(計算力矩重)之所移動集中荷重加 960 kgf/m 之均仰載重。	由於碼頭面上並無特定車道位置，該設計法使用較為困難。目前輪重採 7,300kgf，軸重為 14,600kgf，已高於集中載重 11,820kgf，另棧橋均佈載重採 3t/m ² ，多方考量應已偏保守側。(詳 p.6-68)	同意合作研究單位的說明。
22.圖 6.14 有誤，應引用公路橋梁設計規範。	感謝委員指正，已將軸重改為輪重。(詳 p.6-68)	同意合作研究單位的處理。
六、江明益 委員		
1. 本案實務與理論結合，內容豐富且專業，研究團隊之辛勞在此給予肯定。	感謝委員肯定。	無。
2. 期中期末工作內容為何？具體詳述。	感謝委員指導，本計畫為研析國內之港灣構造物之設計案例，並依據交通部運輸研究所於所完成之設計基準(草案)進行案例編彙，就其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，則本設計案例對於設計基準所修訂技術內容之使用差異。	同意合作研究單位的說明。
3. 本案內容較偏設計階段之範例彙編，對於既存之碼頭與防坡堤，如需修繕或補強，能否適用。	感謝委員建議，故本計畫於各篇設計案例增列「維護管理及巡檢診斷」專節，並為確保構造物在使用期間能滿足性能要求，可依設計基準(草案)第一篇第三章「生命週期之管理原則」篇章辦理。	同意合作研究單位的說明與處理。
4. 5 種案例中若重新規劃，研究團隊是否會有更適宜的型式。	感謝委員指導，本計畫以選用國內目前最通用之構造型式進行編彙，並依其工址環境、經濟性、功能性等條件進行說明，故針對各案例之構造型式未有更適宜之建議。	同意合作研究單位的說明。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
5. 業主單位後續年度除投稿外，建議朝說明會方式予以推廣，例如航港局、港公司、大學院校，已提升能見度。	感謝委員建議，後續將配合業主指示辦理。	同意。
6. 是否回饋「港灣構造物設計基準(草案)」之調整或精進，請後續評估。	感謝委員建議，後續將持續協助基準草案報部事宜。	同意。
七、賴瑞應 委員		
1. 本研究案除了讓使用者瞭解防波堤及碼頭之設計步驟外，也希望讓使用者瞭解本所 108 年完成之港灣構造物設計基準(草案)，對相關的設計案例的主要影響，爰此，建議各設計案例完成後，能增加一小節說明新舊設計基準對設計案例的主要影響為何。	遵照辦理，已於各章增加「設計基準修訂對設計案例之使用差異」章節補充說明。	同意合作研究單位的說明與處理。
2. 請提供各案例之設計步驟詳細說明簡報檔，以供本所後續研究成果教育訓練或展示之應用。	遵照辦理。	同意。
3. 報告 1-2 頁第二段，請依期末報告完成現況重新撰寫。	感謝委員指正，已辦理修正。	同意。
4. 報告 4-13 頁表 4-6 碼頭面高程參考值，請將碼頭水深欄位之大型碼頭與小型碼頭字眼刪除，僅以水深來區隔即可。	感謝委員建議，遵照辦理。 (詳 p.4-13)	同意。
5. 報告 5-16 頁，設計水深計算及碼頭面設計高程計算之依據，請修正為依據 108 年完成之港灣構造物設計基準(草案)為依據。報告其它設計例之依據也請統一。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.5-14)	同意。
6. 第七章結論與建議內容太簡略，請將各案例因 108 年完成之港灣構造物設計基準(草案)所產生的設計主要差異做歸納整理，以利使用者能瞭解主要差異，建議部分，可針對基準草案是否有需再修訂之處提出建議。	(1)遵照辦理，除各章增加「設計基準修訂對設計案例之使用差異」章節，並加強結論與建議之論述。 (2)感謝委員建議，如蔡委員第六點所建議，將針對設計基準(草案)可再進行補充與修訂之部分提出建議。	同意合作研究單位的說明與處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
八、林雅雯 委員		
1. 沉箱結構設計及棧橋式碼頭結構設計 請將彎矩、剪力分佈圖、設計斷面及 設計結果補充於報告。	遵照辦理，已補充相關計算圖 例示意。	同意合作研究單 位的處理。
2. 封面只會有交通部運輸研究所及日 期，每一章不用用紅色分隔頁，請依 本所出版品要點規定格式修改。	遵照辦理。	同意。
3. 第 2-25 頁，2.4.3 倒數第 2 行採用 D 塊石雙層排列(N=4)，N=4 為何？	感謝委員指正，將移除 N=4 之 說明。(詳 p.2-26)	同意合作研究單 位的處理。
4. 第 3-15 頁中間 lu 公式少了 min。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.3-16)	同意。
5. 第 3-19 頁堤體重量計算 3.沉箱之力矩 應為 89252，非 89248.2；每座沉箱力 矩為 433283tf-m，非 433279 tf-m；第 6-24 頁表 6-15 地震抵抗彎矩 61.74 或 61.71，文章前後段數字及表格內數字 應一致。	感謝委員指正，將檢視案例相 關算值以免使用者混淆。	同意合作研究單 位的說明。
6. 第 4-24 頁 Wc 應為 W1+W2+W3，MC 應為 M1+M2+M3，Me 公式有一個 +M4-1 應為 M4-2。	經查，Wc 確實為前三層方塊累 計重 W1+W2+W3 之和 35.94； Mc 確實為 M1+M2+M3 之和 87.33。另 Me 之公式有誤，感 謝委員提醒。(詳 p.4-24)	同意合作研究單 位的說明與處理。
7. 第 4-27 頁至 4-30 頁上載荷重、地震 慣力及傾覆力矩、殘留水壓、4-41、4- 42、4-44、4-45 頁皆以表格呈現計算 結果，建議分別以一計算範例說明如 何計算。	感謝委員建議，配合修改。(詳 p.4-27 ~ p.4-30 與 ch4.2.4、 ch4.2.5 壁體之檢核)	同意合作研究單 位的處理。
8. 第 4-33 頁第 1 行如表 4-25~表 4-28， 應為表 4-26~4-29；第 4-43 頁最後 1 行 如表 4-35~表 4-38，應為表 4-34~4-37。	感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
9. 表 5-14、表 5-15、圖 5.13、表 5-16、 表 5-17、圖 5.14 文章未提及。	感謝指正，已辦理修正。	同意。
10. 第 5-53 及 5-54 頁 l_{inor} 及 l_{ieq} 之定義， 第 5-55 頁 A_{pno} 與 A_{peq} 之定義，其下 標註解建議統一。	感謝指正， L_{inor} 修正為 L_{ino} ，並 補充 L_{ino} 及 L_{ieq} 定義於 5.2.6 節 及 A_{pno} 與 A_{peq} 定義於 5.2.4 節	同意合作研究單 位的處理。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
11.第 5-57 螺栓斷面設計只列公式，沒設計，建議補充。	感謝指正，已辦理修正。 (詳 p.5-59)	同意。
12.結論與建議建議加強，針對設計者、應用新規範做設計時之使用注意事項或案例編彙等做建議。	遵照辦理，除各章補充「設計基準修訂對設計案例之使用差異」專節外，並加強結論與建議之論述。	同意合作研究單位的說明與處理。
九、本所港研中心(書面意見)		
1.請補上中英文摘要	遵照辦理。	同意。
2.目錄第 IV 頁的附錄名稱請依序排列。目錄的標題下 不必列「期末報告」。	遵照辦理。	同意。
3.報告中小標題①②③...的大小請統一，部分過小，如 p.3-17、p.5-19~22。	感謝委員指正，已辦理修正。 (詳 p.3-17、p.5-19~p.5-23)	同意。
4.p.5-35、p.5-36 的頁碼位置，請調整於報告下方。	遵照辦理。	同意。
5.報告中有「臺中港」與「台中港」2 種寫法，請統一為「臺中港」。	遵照辦理。	同意。
6.附錄一的頁碼編排錯誤，請修正。附錄頁碼的表示方式為「附錄 1-1」。	遵照辦理，將修正附錄頁碼格式。	同意合作研究單位的處理。
7.附錄二中不必附函，並請編碼，補上 10 月份的工作會議紀錄資料。	遵照辦理，已辦理修正並調整至附錄三。	同意合作研究單位的處理。

附錄三

歷次工作會議紀錄

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」工作會議

二、時間：109 年 3 月 26 日(星期四)下午 3 時 30 分

三、地點：本所港研中心 5 樓第二會議室

四、主持人：蔡代主任立宏(柯科長正龍代理)

紀錄：賴瑞應

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

(一)工作進度說明：

- 1.評選委員會議委員意見回覆及辦理情形。
- 2.設計案例及期中報告架構規劃說明。
- 3.未來工作進度規劃說明。

(二)針對目前研究方向與執行情形進行討論：

- 1.棧橋式碼頭案例之選擇(直樁或斜樁)。
- 2.各案例報告架構討論。
- 3.期中報告內容確認。
- 4.研究成果展示討論。

七、結論：

- (一)請提供日本之「港灣構造物設計事例集」電子檔供本所承辦同仁參考。
- (二)請提供相關設計例展示之簡報檔供本所參考。
- (三)各案例之報告內容，請思考如何將參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊進行說明，以利使用者瞭解並應用。
- (四)棧橋式碼頭請以斜樁棧橋式碼頭為案例說明。
- (五)期中報告請完成計畫內 5 種型式之碼頭及防坡堤案例初稿。
- (六)請合作研究單位依規劃進度執行本計畫。

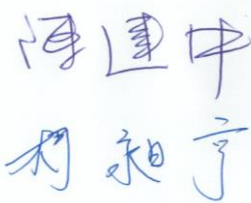
八、散會：下午 4 時 30 分。

會議簽到表

會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例
編彙」工作會議

時間：109 年 3 月 26 日(星期四)下午 3 時 30 分

地點：本所港研中心5樓第二會議室(視訊會議)

單位	簽名
本所港研中心	
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份有 限公司	

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」4 月份工作會議

二、時間：109 年 4 月 28 日(星期二)下午 3 時

三、地點：本所港研中心 5 樓第二會議室

四、主持人：蔡代主任立宏(柯科長正龍代理)

紀錄：賴瑞應

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

(一)工作進度說明：

1.3 月份工作會議紀錄回覆及辦理情形。

2.各設計案例之防波堤及碼頭型式優缺點說明。

3.後續工作說明。

(二)針對目前研究方向與執行情形進行討論：

1.後續案例內容討論。

2.結構物後續維護管理工作之必要設施是否納入設計內容討論。

3.研究成果展示討論。

七、結論：

(一)後續案例說明請加強新舊設計基準差異所衍生的設計差異，以利未來使用者能清楚明瞭新設計基準之改變影響。如強度設計法與工作應力法在設計上的差異。

(二)方塊式碼頭案例，請以消波方塊式碼頭為範例。

(三)後續設計案例於設計完成後，應針對結構型式後續維護管理應注意事項提出建議。

(四)研究成果展示請再思考展示的方式。

八、散會：下午 4 時 0 分。

會議簽到表

會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例
編彙」4 月份工作會議

時間：109 年 4 月 28 日(星期二)下午 3 時 0 分

地點：本所港研中心5樓第二會議室(視訊會議)

單位	簽名
本所港研中心	柯正龍 賴瑞璽
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份有 限公司	陳建中 柯祖亨

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」5 月份工作會議

二、時間：109 年 5 月 29 日(星期五)下午 3 時 30 分

三、地點：本所港研中心 5 樓第一會議室

四、主持人：蔡主任立宏(賴科長瑞應代理)

紀錄：賴瑞應

五、出(列)席人員：如後附簽到表

六、討論議題

(一)工作進度說明

1.4 月份工作會議紀錄回覆及辦理情形。

2.各設計案例之架構說明。

3.新舊設計基準之設計差異說明。

4.後續工作說明。

(二)針對目前研究方向與執行情形進行討論

1.後續案例內容討論。

2.新舊基準之設計差異如何於設計案例中呈現。

3.研究成果展示討論。

七、結論

(一)此次新舊設計基準考量已引入強度設計法之設計理念，建議後續案例能呈現強度設計法與工作應力法設計之差異，以利使用者能瞭解新舊設計基準之差異。

(二)期中報告依合約規定於 6 月 29 日前提交，請注意計畫期程的控管。

(三)研究成果展示請再思考展示的方式。

八、散會：下午 4 時 30 分。

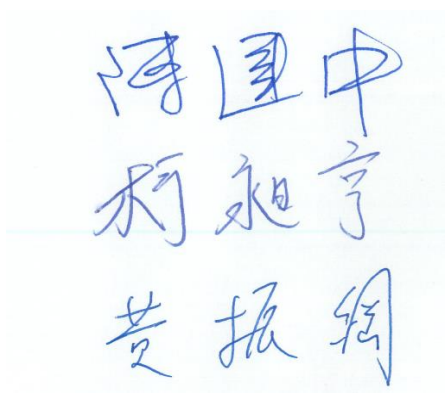
會議簽到表

會議名稱：「MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例
編彙」5 月份工作會議

時間：109 年 5 月 29 日(星期五)下午 3 時 30 分

地點：本所港研中心5樓第一會議室(視訊會議)

主持人：蔡主任立宏(賴科長瑞應代理)

單位	簽名
本所港研中心	
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份有 限公司	

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案6月份工作會議

二、時間：109 年 6 月 24 日(星期三)上午 10 時

三、地點：本所港研中心五樓第二會議室(視訊會議)

四、主持人：蔡立宏主任(賴瑞應科長代)

紀錄：林雅雯

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

（一）工作進度說明：

- 1.已完成 3 座碼頭及 2 座防波堤之案例編彙。
- 2.已完成期中報告撰寫。

（二）針對目前研究方向與執行情形進行討論：

- 1.3 座碼頭及 2 座防波堤之案例分佈。
- 2.3 座碼頭及 2 座防波堤案例維護管理部份撰寫。
- 3.拋石斜坡堤設計例。
- 4.展示海報或電子檔及計畫成果投稿。

七、結論：

- （一）請研究單位補充說明選此 5 案例之考量原因及案例設計是否具通案性。
- （二）碼頭及防波堤每個案例後請敘述該案例維護管理注意事項，至於維護管理細項規定請參閱各港維護管理手冊。
- （三）承載力計算請檢核補充。
- （四）展示電子檔除簡報檔外，建議補充各案例位置圖及竣工照片。
- （五）碼頭及防波堤新舊設計方法之比較建議補充。

八、散會：上午 11 時 10 分。

會議簽到表

會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案 6 月份工作會議

時間：109 年 6 月 24 日(星期三)上午 10 時

地點：本所港研中心五樓第二會議室(視訊會議)

主持人：蔡立宏主任 賴瑞雄代

單位	簽名
本所港研中心	賴瑞雄 林雅雯
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份有 限公司	陳建中 柯昶宇

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案8月份工作會議

二、時間：109 年 8 月 25 日(星期二)下午 3 時

三、地點：本所港研中心五樓第一會議室（視訊會議）

四、主持人：蔡立宏主任(賴瑞應科長代)

紀錄：謝幼屏

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

（一）工作進度說明：

- 1.已依期中審查委員意見，進行拋石斜坡堤計算例的修改。
- 2.已依期中審查委員意見，進行沉箱式合成堤計算例的修改。

（二）針對目前研究方向與執行情形進行討論：

- 1.關於興建防波堤，如何決定採用何種結構型式？請再補充說明是依水深或其他條件來決定。
- 2.修訂後的報告 1~3 章內容中，仍有敘述不清、符號定義不明等問題，請再修訂。
- 3.關於審查意見處理情形表，請在回應時說明修改在哪一頁，以供檢視。
- 4.研究報告格式請依本所規定重新編排。

七、結論：

- （一）請研究團隊依與會人員意見修改第 1~3 章內容，並在下次工作會議前確認修改完成。
- （二）下次工作會議預定就棧橋式碼頭(第 6 章)或方塊式碼頭、板樁式碼頭(第 4~5 章)做探討，請研究團隊將修訂好的報告於工作會議前 10 日提送，以供檢視。

八、散會：下午 5 時。

會議簽到表

會議名稱：「 MOTC-IOT-109-HICB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案
例編彙」合作研究案 8 月份工作會議

時間：109 年 8 月 25 日(星期二)下午 3 時

地點：本所港研中心五樓第一會議室(視訊會議)

主持人：蔡立宏主任 賴瑞璽代

單位	簽名
本所港研中心	林雅雯 謝幼屏
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份 有限公司	陳建中 柯永丁

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案9月份工作會議

二、時間：109 年 9 月 29 日(星期二)下午 3 時

三、地點：本所港研中心五樓第一會議室（視訊會議）

四、主持人：蔡立宏主任(賴瑞應科長代)

紀錄：謝幼屏

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

（一）工作進度說明：

- 1.按照 8 月份工作會議的研議結論，再次修訂拋石斜坡堤、沉箱式合成堤計算例的內容。
- 2.按照期中審查委員意見，進行方塊式碼頭、板樁式碼頭(第四、五章)計算例的修改。

（二）針對目前研究方向與執行情形進行討論：

- 1.本次會議主要就第四、五章內容進行逐字檢核與討論，並提出修正意見。
- 2.關於各章內容的論述架構，請互相參照、統一各章的架構。
- 3.本案係因應新設計基準之提出而執行，請在進行各設計案例後，補充說明新舊設計基準在設計上的差異。
- 4.關於審查意見處理情形表，請在回應時說明修改在哪一頁，以供檢視。
- 5.研究報告格式尚未修改，請依本所規定重新編排，並在下次工作會議前提出。

七、結論：

（一）請依本次工作會議出席人員意見修訂第四章方塊式碼頭及第五章板樁式碼頭設計案例。

（二）下次工作會議暫定於 10 月 21 日辦理，請於 10 月 20 日前將棧橋

式碼頭之設計案例資料提送中心，以利工作會議之討論。

(三)下次工作會議前，請將棧橋式碼頭除外的 4 個設計案例，依本所出版品格式修訂後傳送給承辦單位確認格式與內容。

(四)請於下次工作會議針對期中報告審查委員意見之修改情形，摘要說明修改的狀況及所在章節。

(五)請依規定期程提送期末報告初稿。

八、散會：下午 4 時 15 分。

會議簽到表

會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案 9 月份工作會議

時間：109 年 9 月 29 日(星期二)下午 3 時

地點：本所港研中心五樓第一會議室(視訊會議)

主持人：蔡立宏主任 賴瑞璽代

單位	簽名
本所港研中心	賴瑞璽 林雅雯 謝幼屏
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份 有限公司	陳建中 柯永明 吳亮均 吳振綱

交通部運輸研究所港灣技術研究中心會議紀錄

一、會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案10月份工作會議

二、時間：109 年 10 月 21 日(星期三)下午 3 時

三、地點：本所港研中心五樓第一會議室（視訊會議）

四、主持人：蔡立宏主任(賴瑞應科長代)

紀錄：謝幼屏

五、出（列）席人員：如後附簽到表

六、討論議題：

（一）工作進度說明：

- 1.按照期中審查委員意見，進行棧橋式碼頭設計案例(第六章)的修改。
- 2.按照 9 月份工作會議的研議結論，再次修訂方塊式碼頭、板樁式碼頭(第四、五章)計算案例的內容。
- 3.按照 9 月份工作會議的研議結論，於審查意見處理情形表中說明修改在哪一頁。
- 3.依運研所出版品格式重新修訂、編排報告。

（二）針對目前研究方向與執行情形進行討論：

- 1.進行棧橋式碼頭設計案例(第六章)的內容檢核與討論。
- 2.進行報告格式修改之檢討。
- 3.進行審查意見處理情形表的檢核與修訂。
- 4.就期末報告內容架構與結案所需提送資料做說明討論。

七、結論：

- （一）請依本次工作會議討論結果，修訂棧橋式碼頭設計案例(第六章)的內容。
- （二）修改後的研究報告格式，仍有不符本所出版品格式處，請再做修改。
- （三）請依本次工作會議討論結果，修訂期中報告審查意見處理情形表。

(四)請依契約規定於 10 月 26 日以前提送期末報告初稿。

八、散會：下午 5 時 15 分。

會議簽到表

會議名稱：「 MOTC-IOT-109-H1CB001f 港灣構造物設計基準條文-設計案例編彙」合作研究案 10 月份工作會議

時間：109 年 10 月 21 日(星期三)下午 3 時

地點：本所港研中心五樓第一會議室(視訊會議)

主持人：蔡立宏主任 賴瑞彥代

單位	簽名
本所港研中心	賴瑞彥 謝少暉 林雅雯
合作研究單位： 台灣世曦工程顧問股份 有限公司	何建中 黃振綱 柯融宇 吳亮均 柯依霏

附錄四
設計基準修訂對設計案例之使用差異
彙整表

附錄四 設計基準修訂對設計案例之使用差異彙整表

項 目	差異說明	港灣構造物設計基準(草案) 對應章節	設計案例 使用章節
1.維護管理及 巡檢診斷	為延長港灣構造物之生命週期，並確保構造物在使用期間能滿足性能要求，並將維護管理之概念納入規劃設計階段需考量之要素，其中並納入氣候變遷影響。	第一篇第三章「生命週期之管理原則」	第二章～第六章
2.設計水位	配合基準之修訂，提列防波堤、碼頭所選用之設計潮位，並彙整相關天文潮位之名詞與定義。	第二篇第六章「潮位及暴潮位」、第七篇第二章 2.1.1 節「潮位」	第二章～第六章
3.地震力及其外力計算	港灣構造物之耐震設計，參考「建築物耐震設計規範及解說」，係因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，並依各微分區內之震區水平譜加速度係數。	第二篇第十章「耐震設計」、第二篇第十二章「土壓及水壓」	第二章～第六章
4.強度設計法	強度設計法主要探討結構物在於使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，為使設計結果較經濟且接近真實情況，本計畫上部結構依循「強度設計法」之計算流程進行相關設計。惟下部結構(鋼構造物)常與土壤互制，仍以工作應力法設計較為保守適當。	第三篇第三章「工程材料」	第六章
5.短期容許 承载力計算	考慮短期載重如地震、波浪力及風力等，容許承载力得予提高百分之五十。	第五篇第二章「淺基礎承载力」	第四章
6.樁基處承载力 計算	基樁打擊式工法如使用大口徑基樁，應考慮樁端有效面積，就其閉塞率予以折減。	第五篇第四章「樁基礎承载力」	第六章

項 目	差異說明	港灣構造物設計基準(草案) 對應章節	設計案例 使用章節
7.板樁式碼頭之 主樁設計	板樁碼頭分析係假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁，然近年板樁式碼頭設計水深漸深，採取板樁斷面漸大，板樁彎矩之零點(即反曲點)，可能降至海底面以下，故實際上板樁承受最大彎矩較假想之簡支梁所求得之值為大，故參考日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第 6 章，矢板式係船岸之內容，採「放大係數修正」。	日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第 6 章，矢板式係船岸	第五章
8.堤腳保護設計	由於堤體基礎之座落環境受地質條件及水深變化之影響，並受外力作用使其毀損之情形複雜，造成堤腳保護設計之不易，故參考英國 B.S.code 所建議進行堤腳保護之設計。	第七篇第四章 4.3 節「斜坡堤」、英國 B.S.code	第二章、 第三章

附錄五
期末報告簡報資料

港灣構造物設計基準條文
-設計案例編彙

期末報告審查會

簡報



簡報人：柯昶亨 工程師

CECI 台灣世曦
工程顧問股份有限公司

民國109年11月4日

簡 報 內 容



- 壹、計畫緣起與目的
- 貳、研究內容及工作項目
- 參、審查意見回覆及修訂內容說明
- 肆、後續辦理工作

壹、計畫緣起及目的

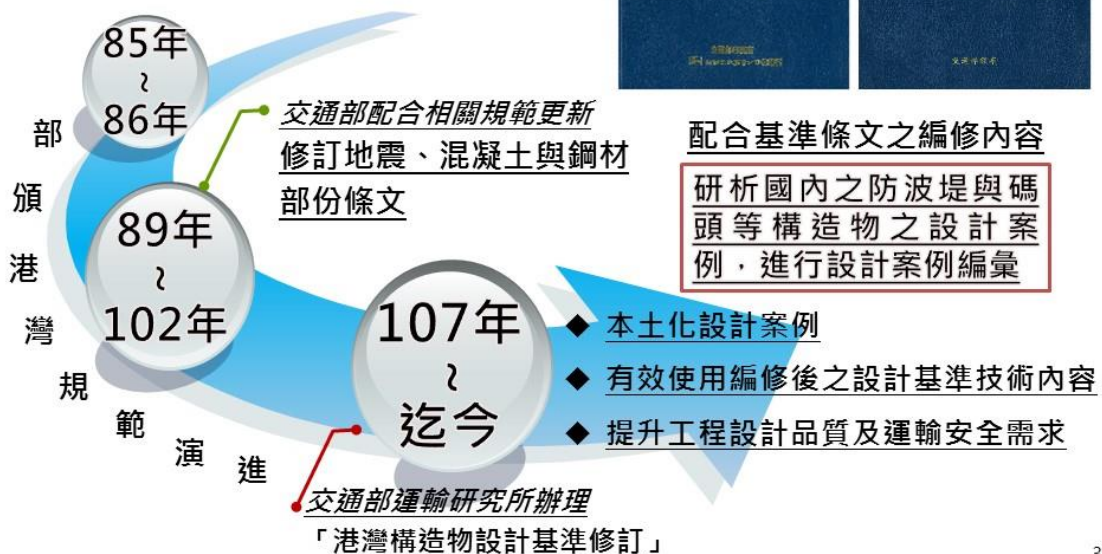


壹 計畫緣起及目的

計畫緣起及目的：

交通部頒布

「港灣構造物設計基準 - 碼頭及防波堤設計基準與說明」



貳、研究內容及工作項目



4

貳 研究內容及工作項目

研究內容：

- ◆ 交通部運輸研究所之基準條文編修成果
- ◆ 研析國內之防波堤與碼頭等構造物之設計案例

工作項目：

- ◆ 所研析之設計案例，依其斷面型式與相關參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊說明，以案例方式進行彙編。
- ◆ 針對案例編彙成果，製作可供展示之海報或影片電子檔。
- ◆ 提供至少1篇可供投稿之學術論文（國內、外重要學術研討會或期刊論文）



交通部運輸研究所港灣構造物基準相關研究成果

民國年	研究成果
97	「港灣構造物設計基準增補研究(二)」
107	「港灣構造物設計基準相關條文修訂」
108	「港灣構造物設計基準條文增補研議與編修擬訂」
108	「港灣構造物設計基準」(草案)



5



一、案例選用考量

- ◆ 有關防波堤堤體斷面與碼頭結構型式，應考量其型式特性、自然條件、利用條件、施工條件、工程經濟與工程費、重要性、維修之難易...等因素，選擇適宜之斷面與結構型式。
- ◆ 研析國內之防波堤與碼頭等構造物之設計案例，選用國內目前最通用之5例構造型式進行彙編，如下所示：

外廓設施計算例

確保港內之靜穩、維持水深、
防止海岸之破壞及保護港灣
設施及背後土地免受波浪、
暴潮、海嘯等之影響。

拋石斜坡堤

沉箱式合成堤

碼頭設施計算例

提供船舶安全靠離岸、順利裝
卸貨物及旅客上下船之設施。

方塊式碼頭

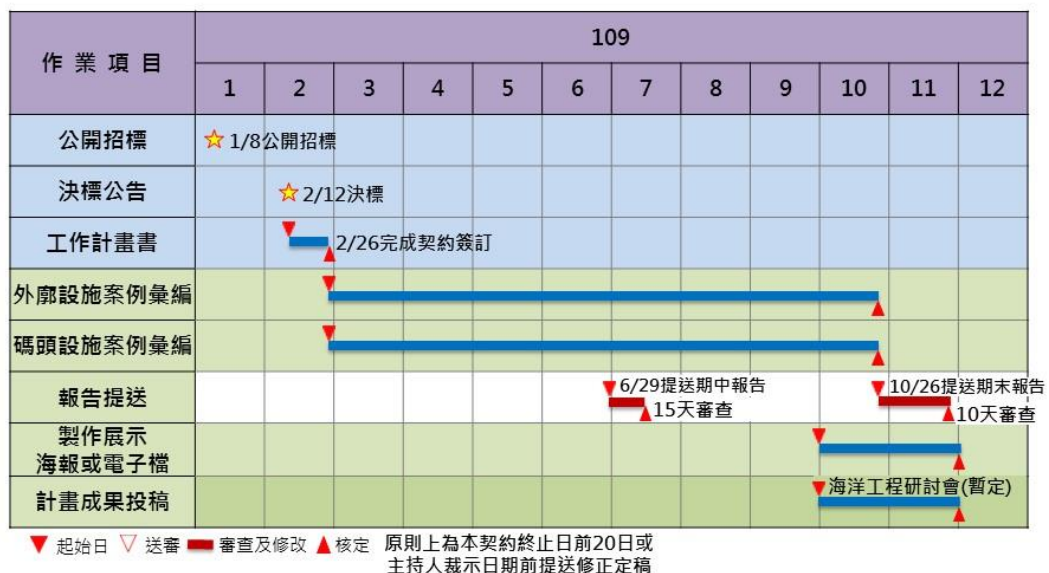
板樁式碼頭

(斜樁)棧橋式碼頭

就參數引用、設計流程、設計方法、適用對象、優缺點、成果、維修等資訊進行說明。



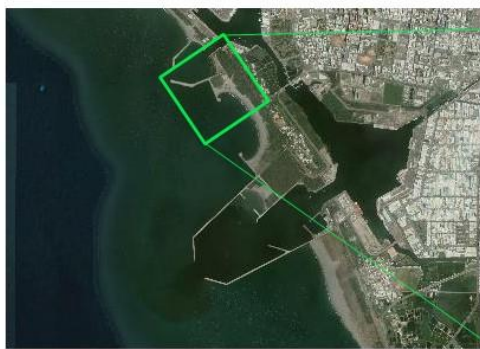
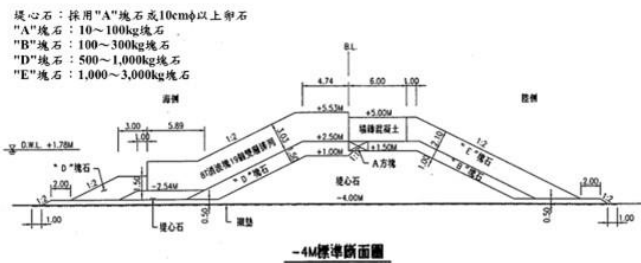
二、全案工作進度



拋石斜坡堤-馬刺型突堤(安平港鄰近海岸整治工程)

案例簡介

選用安平港海岸整治工程之馬刺型突堤案例，堤線水深於-4m內，即採拋石堤結構達到人工養灘之目的，以達生態功能之效。

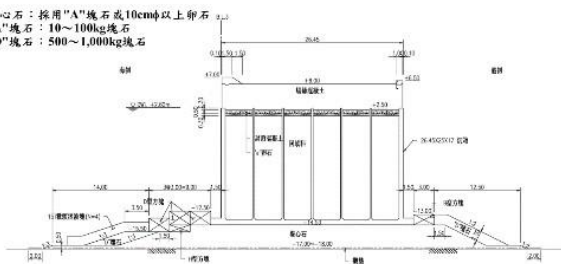


8

沉箱式合成堤-外廓防波堤(高雄港洲際貨櫃中心)

案例簡介

選用高雄港洲際貨櫃中心之外廓防波堤堤案例，堤線水深約-11~-18m，採沉箱式合成堤進行設計，利用下部拋石基礎之厚度於各水深段順利銜接，以符工程之經濟性、功能性、施工性等。



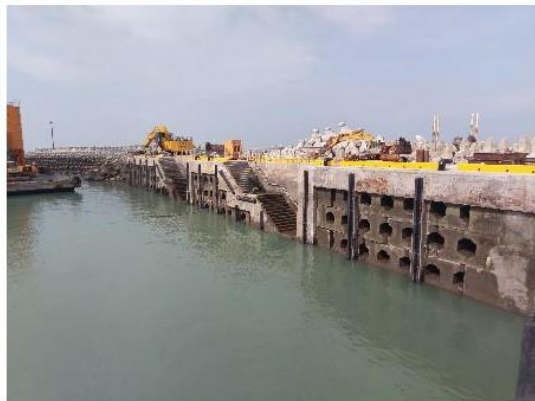
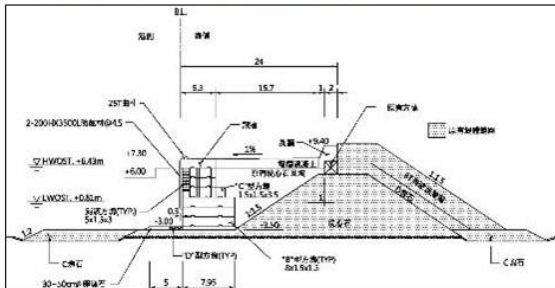
9

貳 研究內容及工作項目 連江縣政府

方塊式碼頭-消波式方塊(馬祖港白沙碼頭區)

案例簡介

白沙碼頭區之北防波堤內側改建碼頭，為符合漁船遷離小型船渠之停靠需求，以小型客、貨船及大小漁船為目標船型，並使用消波方塊提升水域靜穩。

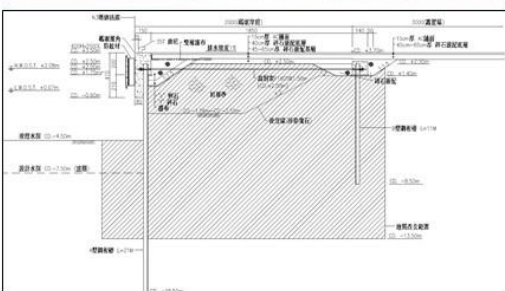


貳 研究內容及工作項目 高雄港務分公司

板樁式碼頭-布袋港N3碼頭

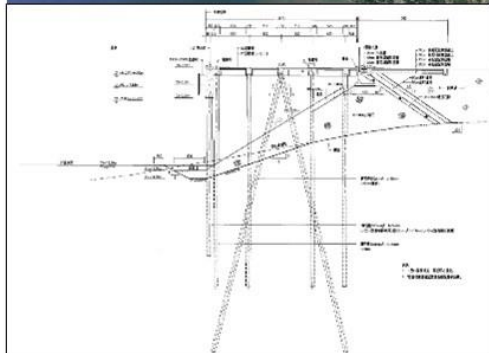
案例簡介

因應客運蓬勃發展之擴充需求，並考量工址易淤特性及原既有方塊護岸，採用浚深維護較易，且與鄰近構造銜接施工性佳之板樁式碼頭。



(斜樁)棧橋式碼頭-台中港#44、#45號碼頭

案例簡介 為提升港埠作業效能與作業環境，與對碼頭後線堆載功能之影響，採具較佳之靜穩度與抗震能力之棧橋式碼頭。



12

參、審查意見回覆及
修訂內容說明



13

參

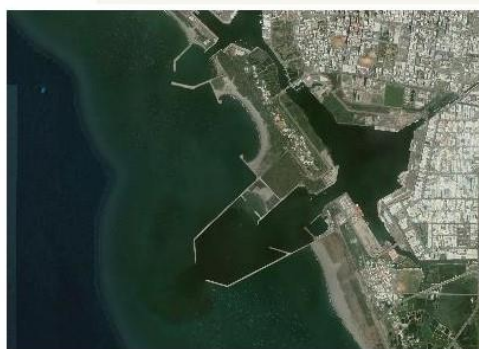
審查意見回覆及修訂內容說明

1.設計案例簡介

- 案例簡介，建議把功能需求、地形水深及施工材料供給條件等作一概要說明。
蔡瑤堂 委員
- 有關優缺點的比較，建議增加生態友善性。鄭智文 委員
- 計畫選取案例之緣由或條件為何？建議補充說明。江明益 委員

➡ 針對各設計案例之功能需求、地形水深等相關條件補充說明，如第二章拋石斜坡堤功能即有人工養灘、生態淺礁以達生態功能之效。

➡ 研析國內之防波堤與碼頭等構造物之設計案例，選用目前最通用之5例構造型式進行彙編。



14

參

審查意見回覆及修訂內容說明

2.維護管理及巡檢診斷

- 本設計符合可維護性及未來維護管理的方便性，可按表2.5-1進行維護管理及維修。
蔡瑤堂 委員
- 為將來維護管理之方便性，建議在設計時在堤頂混凝土海側牆預留檢查孔，以檢查沉箱內填料下陷情形，此孔以鑄鐵蓋封住。蔡瑤堂 委員
- 參考資料來源為何？建議說明。江明益 委員

➡ 修訂各設計案例「維護管理及巡檢診斷」內容，針對斷面構造型式之各項目辦理劣化評估判定，供作未來各港權管機關辦理時有所依循。

➡ 有關填料是否流失，建議仍採外觀及水下檢測等方式檢查。

➡ 各設計案例之「維護管理及巡檢診斷」係參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」，與各港權管機關之維護管理手冊，依各案例斷面與結構型式提列巡檢重點與診斷標準。

15

參 審查意見回覆及修訂內容說明 3.地震力修訂

- 地震力，本案工址位於新北市林口區...，請確認。蔡瑤堂 委員
- 地震力，文章說明之地表加速度0.28g，與後續計算採用之值不同。姚武田委員
- 設計地表加速度係數Z在新規範已不使用，...。李季欣 委員

➡ 已檢視案例參數並辦理修正。

➡ 有關設計震度係參考「建築物耐震設計規範及解說」決定。



2.2.7 地震力

本案工址位於台南市安平區，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_S^D=0.7$ 、反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 保守取 1.1，則工址水平加速度係數 $Z=0.4 \times S_S^D \times F_a=0.308$ ，並可依下式計算設計地震力 V ：

$$V=K_h \times W=(Z \times \frac{I}{2}) \times W=0.154 \times W \quad (2.1)$$

式中 K_h = 設計震度

W = 構造物全部靜載重

I = 用途係數，依構造物之重要程度劃分，一般防波堤設計取 1

- 第一類($I=1.5$)：維持機能以救濟大眾之重要建築物。
- 第二類($I=1.5$)：儲存多量具毒性、爆炸性等危險物之建築物。
- 第三類($I=1.25$)：公眾使用之建築物。
- 第四類($I=1.0$)：其他一般建築物。

16

參 審查意見回覆及修訂內容說明 4.潮位名詞定義與設計選用

- 第一段用的朔望平均"乾"潮位與朔望平均"滿"潮位，是否採規範的統一名詞。蔡瑤堂 委員
- 設計高潮位及設計低潮位應依照基準採用朔望平均滿潮位、朔望平均乾潮位，案例似採用大潮平均高潮位、大潮平均低潮位，請檢核是否誤植，或若有其他考量因素，請於報告內補充說明，俾供使用者參考。姚武田 委員

➡ 配合前期計畫(設計基準草案)，提列防波堤、碼頭所選用之設計潮位，並彙整相關天文潮位之名詞與定義。

1. 選取適當期間(1年以上)之實測記錄，經由調和和分析後，可求得各分潮之振幅，並預測19年之潮位變化值進行統計。
2. 潮位之選用：
 - (1)國際海道測量組織(IHO)建議採天文潮最低低潮位(L.A.T.)基本水準面，故新建港口應採此標準。
 - (2)碼頭採用設計高、低水位(H.W.L.、L.W.L.)，以決定殘留水位進行結構安全檢核。
 - (3)一般沉陷分析採用平均潮位(M.W.L.)。
 - (4)一般防波堤採用設計高水位(暴潮位)。

天文潮位	
最高高潮位(H.H.W.L.)/(H.A.T.)	↑ 最高 ↓ 最低
朔望平均滿潮位(H.W.L.)	
大潮平均高潮位(H.W.O.S.T.)	
平均日高潮位(M.H.H.W.L.)	
平均高潮位(M.H.W.L.)	
平均潮位(M.W.L.)	
平均低潮位(M.L.W.L.)	
平均日低潮位(M.L.L.W.L.)	
大潮平均低潮位(L.W.O.S.T.)	
朔望平均乾潮位(L.W.L.)	
最低低潮位(L.L.W.L.)/(L.A.T.)	

17

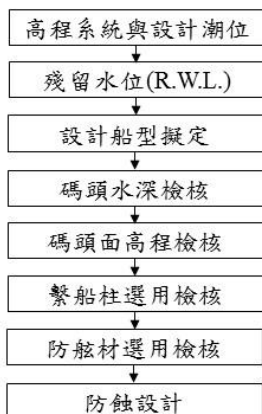
參 審查意見回覆及修訂內容說明 5.碼頭附屬設施設計

- 各碼頭或防波堤之設計案例，應該要包括防舷材設計、防蝕設計、冠牆設計、繫船柱設計等附屬設施之設計。鄭智文 委員
- 建議依各章計算案例結構型式，補充繫船柱、防舷材、防蝕、護岸設計(含防漏)、護坡基礎等設計分析資料。姚武田 委員

➡ 針對碼頭設計案例工址環境與設計船型，補充繫船柱、防舷材與防蝕設計等內容。

碼頭水深	潮差大於 3.0m	潮差小於 3.0m
水深大於 4.5m 之碼頭	H.W.L.上 0.5~1.5 m	H.W.L.上 1.0~2.0 m
水深小於 4.5m 之碼頭	H.W.L.上 0.3~1.0 m	H.W.L.上 0.5~1.5 m

註：潮差係為 H.W.L.與 L.W.L.之差值。



對碼頭壁體之受力情形進行結構安全檢核。

決定船型尺寸諸元。

設計船型之滿載吃水，再加上10%餘裕。

以期望平均滿潮位(H.W.L.)為基準，依水深決定碼頭面高程。

依設計船船總噸數作用於直柱及曲柱之拉力進行設計。

以能滿足設計船舶靠船能量(船舶衝擊力)進行設計。

基於大氣腐蝕環境及水下浸漬環境特性進行設計。

18

參 審查意見回覆及修訂內容說明 6.沉箱式合成堤案例修訂重點

- 沉箱式合成堤案例，建議補充基礎承载力計算及地震時分析。許國強 委員
- 沉箱式合成堤設有胸牆，建議補充胸牆穩定分析。姚武田 委員

➡ 外廓設施建議檢核堤體本身之安定計算為主，並補充沉箱體積之計算相關圖表。

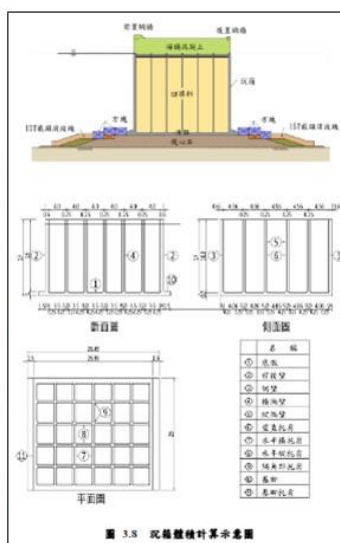
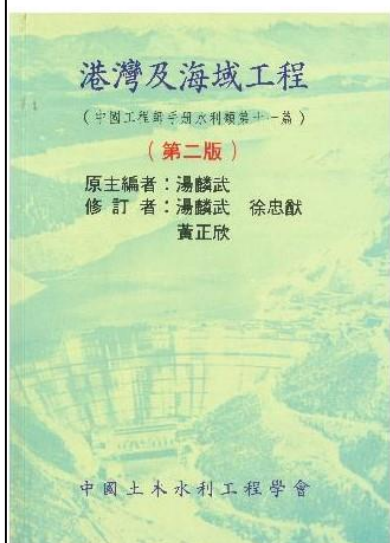


表 3-5 堤體重量計算一覽表

堤體重量計算：				
名稱	體積計算式	單位	重量	重量
1. 堤身填土	$3.5 \times 0.6 \times 1.2 \times 1.2$	m ³	1.54	1.54
2. 胸牆填土(含土)	2.1×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
3. 胸牆填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
4. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
5. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
6. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
7. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
8. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
9. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
10. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
11. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
12. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
13. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
14. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
15. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
16. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
17. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
18. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
19. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
20. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
21. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
22. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
23. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
24. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
25. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
26. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
27. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
28. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
29. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
30. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
31. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
32. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
33. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
34. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
35. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
36. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
37. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
38. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
39. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
40. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
41. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
42. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
43. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
44. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
45. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
46. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
47. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
48. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
49. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
50. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
51. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
52. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
53. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
54. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
55. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
56. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
57. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
58. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
59. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
60. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
61. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
62. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
63. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
64. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
65. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
66. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
67. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
68. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
69. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
70. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
71. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
72. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
73. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
74. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
75. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
76. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
77. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
78. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
79. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
80. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
81. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
82. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
83. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
84. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
85. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
86. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
87. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
88. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
89. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
90. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
91. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
92. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
93. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
94. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
95. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
96. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
97. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
98. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6
99. 堤身填土(不含土)	$0.5 \times 0.5 \times 1.2$	m ³	0.3	0.3
100. 堤身填土(含土)	1.5×1.2	m ³	1.5-2.6	1.5-2.6

P3-18

P3-19

19

- 設計流程圖，因引進放大係數修正，在計算主樁時，因選定的EI值會影響板樁長度、受力及錨碇拉力，所以須重複修正。李季欣 委員
- 板樁埋入長度、彎矩、背拉構材反力等放大係數，在108年港灣構造物設計基準(草案)未列入，是否納入計算，應取得一致性。許國強 委員

➡ 參考日本「港灣構造物設計事例集(上卷)」第6章，矢板式係船岸之內容，假設板樁為以背拉構材裝設位置及海底面為支承之簡支梁，然而由上述板樁彎矩之零點可能降至海底面以下，因此，建議所計算出的數值須適時放大以較為保守。茲摘錄有關放大係數及回歸式稱為彈性梁放大係數。



圖 5-4 板樁埋入長度放大係數關係圖

20

- 載重組合應考慮有B或M時無L情形，會增加拉力。李季欣 委員
- 為瞭解新舊設計基準在設計條件、設計方法及流程之差異，建議在各案例之概述或最後增加新舊基準設計差異之綜合說明，以利讀者瞭解。賴瑞應 委員

➡ 因應時代需求，且滿足構造物設計之經濟性及合理性，目前我國港灣構造物設計基準有意朝強度設計法方向進行修訂。因此，以棧橋式碼頭為例，其上部結構(R.C.構造物)採用強度設計法為示範；下部結構(鋼構造物)常與土壤互制，以工作應力法設計較為保守妥當。

表 6-16 設計載重組合(工作應力法)

載重組合	D	L1	L2	Ex	Ey	ELx	ELy	B	M1	M2	備註
S 1	1	1									常時
S 2	1		1	1							短期
S 3	1		1	-1							短期
S 4	1		1		1						短期
S 5	1		1		-1						短期
S 6	1			1							短期
S 7	1			-1							短期
S 8	1				1						短期
S 9	1				-1						短期
S 10	1		1					1			短期
S 11	1		1						1		短期
S 12	1		1							1	短期
S 13	1							1			短期
S 14	1								1		短期
S 15	1									1	短期

表 6-17 設計載重組合(強度設計法)

載重組合	D	L1	L2	Ex	Ey	ELx	ELy	B	M1	M2	備註
U 1	1.4										常時
U 2	1.2	1.6									常時
U 3	1.2		1	1							短期
U 4	1.2		1	-1							短期
U 5	1.2		1		1						短期
U 6	1.2		1		-1						短期
U 7	0.9			1							短期
U 8	0.9			-1							短期
U 9	0.9				1						短期
U 10	0.9				-1						短期
U 11	1.2							1.6			短期
U 12	0.9								1.6		短期
U 13	1.2									1.6	短期
U 14	0.9										短期
U 15	1.2										短期
U 16	0.9										短期

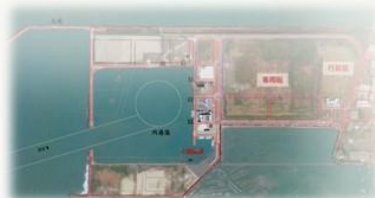
21

肆、後續辦理工作

1. 修訂並提送期末報告定稿本
2. 完成研究報告
3. 製作可供展示之海報或影片電子檔
4. 提供可供投稿之學術論文



一港口航運



22

簡報完畢
敬請指教

23